

luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2.

Nei casi precisati in § 3.2.4.1 si deve inoltre tener conto della variabilità spaziale del moto sismico.

Gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da consentire la redistribuzione delle forze orizzontali tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidezza estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidezza flessionale. **Eccetto che per i ponti**, deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, salvo che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, nella stessa struttura, deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali e di fondazioni dirette o miste, salvo che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità.

#### COMPORTEMENTO STRUTTURALE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

a) *comportamento strutturale non dissipativo*,

oppure

b) *comportamento strutturale dissipativo*.

Per *comportamento strutturale non dissipativo*, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)

Per *comportamento strutturale dissipativo*, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento  $q$  (v. § 7.3), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6).

#### CLASSI DI DUTTILITÀ

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttività (CD):

- Classe di Duttività Alta (CD"A"), a elevata capacità dissipativa, oppure;
- Classe di Duttività Media (CD"B"), a media capacità dissipativa.

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni previste, in fase di progettazione, sia a livello locale sia a livello globale.

#### PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ E FATTORI DI SOVRARESISTENZA

Sia per la CD"A" sia per la CD"B", s'impiegano i procedimenti tipici della progettazione in capacità. Nelle sole costruzioni di muratura, essi s'impiegano dove esplicitamente specificato.

Questa progettazione ha lo scopo di assicurare alla struttura dissipativa un comportamento duttile ed opera come segue:

- distingue gli elementi e i meccanismi, sia locali sia globali, in duttili e fragili;
- mira ad evitare le rotture fragili locali e l'attivazione di meccanismi globali fragili o instabili;
- mira a localizzare le dissipazioni di energia per isteresi in zone degli elementi duttili a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "duttili", coerenti con lo schema strutturale adottato.

Tali fini possono ritenersi conseguiti progettando la capacità in resistenza allo  $SLV$  degli elementi/meccanismi fragili, locali e globali, in modo che sia maggiore di quella degli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi. Per assicurare il rispetto di tale disuguaglianza, a livello sia locale sia globale, l'effettiva capacità in resistenza degli elementi/meccanismi duttili è incrementata mediante un opportuno coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , detto "fattore di sovrarresistenza"; a partire da tale capacità maggiorata si dimensiona la capacità degli elementi/meccanismi fragili indesiderati, alternativi ai duttili.

Per ogni tipologia strutturale:

- occorre assicurare, anche solo su base deduttiva a partire dai fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale, un adeguato fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  dei meccanismi globali fragili. Ove non esplicitamente specificato nella presente norma, tale fattore deve essere almeno pari a 1,25;
- i fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale per i diversi elementi strutturali e le singole verifiche, sono riassunti nella tabella seguente:

**Tab. 7.2.I** - Fattori di sovreresistenza  $\gamma_{Rd}$  (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	$\gamma_{Rd}$	
			CD "A"	CD "B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-	
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovreresistenza $\gamma_{ov}$ definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovreresistenza $\gamma_{ov}$ definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovreresistenza definiti al § 7.9.5			

**In nessun caso** La domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità **può essere assunta non superiore alla può superare la** domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo.

Le strutture di fondazione e i relativi elementi strutturali devono essere dimensionati **progettati** sulla base della domanda ad essi trasmessa dalla struttura sovrastante **(si veda § 7.2.5) ed avere attribuendo loro** comportamento strutturale non dissipativo, **indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di essi gravante.**

I collegamenti realizzati con dispositivi di vincolo temporaneo, di cui al § 11.9, devono sostenere la domanda allo SLV (vedi § 7.3) maggiorata di un coefficiente  $\gamma_{Rd}$  almeno pari a 1,5.

**SPOSTAMENTI RELATIVI IN APPOGGI MOBILI**

Gli appoggi mobili devono essere dimensionati per consentire, sotto l'azione sismica corrispondente allo SLC, uno spostamento relativo nella direzione d'interesse tra le due parti della struttura che essi collegano, valutato come:

$$\Delta = d_{Es} + d_{Eg}$$

dove:

$d_{Es}$  è lo spostamento relativo tra le due parti della struttura, valutato come radice quadrata della somma dei quadrati dei massimi spostamenti orizzontali nella direzione d'interesse delle due parti; tali massimi spostamenti sono calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4; per i ponti, lo spostamento relativo così ottenuto deve essere moltiplicato per 1,25,

$d_{Eg}$  è lo spostamento relativo tra il terreno alla base delle due parti della struttura collegate dall'appoggio mobile, calcolato come indicato al § 3.2.4.2.

Per la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura non è mai consentito confidare sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

**ZONE DISSIPATIVE E RELATIVI DETTAGLI COSTRUTTIVI**

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone dissipative, esse devono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia, garantendo la capacità in duttilità relativa alla classe di duttilità scelta.

I dettagli costruttivi delle zone dissipative e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, sono fondamentali per un corretto comportamento sismico e devono essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

### 7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

#### ELEMENTI SECONDARI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati “secondari”; nell’analisi della risposta sismica, la rigidità e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo *SLC*, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare” come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidità ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell’analogo contributo degli elementi primari.

#### ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s’intendono quelli con rigidità, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell’incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). Quando l’elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettare la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l’elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, mentre è compito del fornitore e/o dell’installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è 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.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s’intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:

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

dove

$F_a$  è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell’elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

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

$W_a$  è il peso dell’elemento;

$q_a$  è il fattore di comportamento dell’elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per  $S_a$  e  $q_a$  può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

### 7.2.4. CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

Il presente paragrafo fornisce indicazioni utili per la progettazione e l’installazione antisismica degli impianti, intesi come insieme di: impianto vero e proprio, dispositivi di alimentazione dell’impianto, collegamenti tra gli impianti e la struttura principale. A meno di contrarie indicazioni della legislazione nazionale di riferimento, della progettazione antisismica degli impianti è responsabile il produttore, della progettazione antisismica degli elementi di alimentazione e collegamento è responsabile l’installatore, della progettazione antisismica degli orizzontamenti, delle tamponature e dei tramezzi a cui si ancorano gli impianti è responsabile il progettista strutturale.

La capacità dei diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). È compito del progettista della struttura individuare la domanda, mentre è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire impianti e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

Non ricadono nelle prescrizioni successive e richiedono uno specifico studio gli impianti che eccedano il 30% del carico permanente totale del campo di solaio su cui sono collocati o del pannello di tamponatura o di tramezzatura a cui sono appesi o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura

In assenza di più accurate valutazioni, la domanda sismica agente per la presenza di un impianto ~~cul campo di solaio su cui l'impianto è collocato~~ o sul pannello di tamponatura o di tramezzatura a cui l'impianto è appeso, si può assimilare ad un carico uniformemente distribuito di intensità  $2F_a/S$ , dove  $F_a$  è la forza di competenza di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto applicata al baricentro dell'elemento e calcolata utilizzando l'equazione [7.2.1] e  $S$  è la superficie ~~del campo di solaio e del pannello di tamponatura o di tramezzatura~~. Tale carico distribuito deve intendersi agente sia ortogonalmente sia tangenzialmente al piano medio del ~~campo o del pannello~~.

In accordo con i criteri della progettazione in capacità gli eventuali componenti fragili devono avere capacità doppia di quella degli eventuali componenti duttili ad essi contigui, ma non superiore a quella richiesta da un'analisi eseguita con modello elastico e fattore di comportamento  $q$  pari ad 1,5. ~~perché, in nessun caso~~, La domanda valutata con i criteri della progettazione in capacità può ~~superare~~ **essere assunta non superiore** alla domanda valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo.

Gli impianti non possono essere vincolati alla costruzione contando sull'effetto dell'attrito, bensì devono 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  $T \geq 0,1s$  valutato tenendo conto della sola deformabilità del vincolo. Se si adottano dispositivi di vincolo flessibili, i collegamenti di servizio dell'impianto devono essere flessibili e non possono far parte del meccanismo di vincolo.

Deve essere limitato il rischio di fuoriuscite incontrollate di gas o fluidi, particolarmente in prossimità di utenze elettriche e materiali infiammabili, anche mediante l'utilizzo di dispositivi d'interruzione automatica della distribuzione. I tubi per la fornitura di gas o fluidi, al passaggio dal terreno alla costruzione, devono essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi costruzione-terreno dovuti all'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati (v. § 7.3.6)

### 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 pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.

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 azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD "A" e 1,10 in CD "B";

#### FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.

Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente.

#### FONDAZIONI SU PALI

I pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la lunghezza, con una armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo 0,3% dell'area della sezione trasversale del palo e un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8 mm, passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali.

Qualora non fosse possibile escludere il raggiungimento della capacità dei pali, devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- se la capacità è raggiunta in prossimità della testa del palo, deve considerarsi una zona dissipativa estesa fino a una profondità pari ad almeno dieci diametri; se la capacità è raggiunta in profondità, per esempio in corrispondenza di contatti tra strati di terreno di rigidezza molto diversa (§7.11.5.3.2), deve considerarsi una zona dissipativa a cavallo dei contatti avente estensione pari ad almeno cinque diametri;

- nelle zone dissipative le sezioni devono essere progettate per esibire un comportamento duttile per effetto delle azioni di calcolo;

In tali zone dissipative l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% dell'area della sezione trasversale del palo, mentre l'armatura trasversale deve essere costituita da staffe singole di passo non superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali.

In assenza di specifiche valutazioni della capacità di duttilità, devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- la capacità per taglio deve essere almeno pari ad 1,3 volte della corrispondente domanda;
- nelle zone dissipative la tensione normale media agente su ciascuna sezione, in corrispondenza delle combinazioni sismiche delle azioni, deve essere inferiore a  $0,45 f_{cd}$ ;
- ~~nelle zone dissipative le sezioni devono essere opportunamente confinate con armatura trasversale costituita da staffe singole di passo non superiore a sei volte il diametro delle barre longitudinali;~~
- il momento flettente calcolato in campo elastico deve essere inferiore a  $1,5 M_{Rd}$ , dove  $M_{Rd}$  è la capacità a flessione di progetto del palo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni.

L'uso di pali inclinati deve essere esplicitamente giustificato. Il dimensionamento di questi pali deve derivare, con un adeguato margine di sicurezza, da una specifica analisi d'interazione del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

#### COLLEGAMENTI ORIZZONTALI TRA ~~GLI ELEMENTI DI FONDAZIONE~~ FONDAZIONI

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, calcolati come specificato nel § 3.2.4.2 e applicati alla fondazione, e dei possibili effetti da essi indotti nella struttura sovrastante.

Tali spostamenti relativi possono essere trascurati 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 prudenzialmente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,2 N_{sd} a_{max} / g$  per il profilo stratigrafico di tipo A

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max} / g$  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:  $a_{max} = a_g S$  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 per lo SLC 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 fine).

Travi o piastre di piano e travi porta pannello possono essere assimilate a elementi di collegamento solo se realizzate ad una distanza  $\leq 1,00$  m dall'estradosso delle fondazioni dirette o del plinto di collegamento dei pali.

### 7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

#### MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza 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, ecc.).

Qualora si adotti un modello di comportamento non dissipativo, oppure un modello dissipativo che utilizza il coefficiente di comportamento  $q$ , si impiegheranno per i materiali leggi costitutive elastiche.

Qualora si adotti un modello di comportamento dissipativo tenendo esplicitamente conto della capacità dissipativa, il legame costitutivo utilizzato per modellare la non linearità di materiale dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Delle non linearità geometriche, se significative, si terrà conto per ambedue i comportamenti.

Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

A meno di specifiche valutazioni e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza, gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in

calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati.

Nella definizione del modello, gli elementi non strutturali **non appositamente progettati come collaboranti** (quali tamponature e tramezzi) possono essere rappresentati unicamente in termini di massa; il loro contributo al comportamento del sistema strutturale in termini di rigidità e resistenza sarà considerato solo qualora abbia effetti negativi ai fini della sicurezza.

#### MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni conseguenti al moto sismico possono essere modellate sia attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia attraverso storie temporali del moto del terreno, opportunamente selezionate.

La domanda sismica può essere valutata considerando gli effetti di interazione terreno-struttura di tipo sia inerziale sia cinematico, nonché definendo l'input sismico di progetto tramite analisi di risposta sismica locale. Per le relative procedure dovranno essere utilizzati metodi e modelli di comprovata validità.

Non è ammesso l'uso di storie temporali del moto del suolo artificiali o con componenti artificiali per le analisi di risposta sismica locale e per analisi di interazione terreno struttura che prevedano legami costitutivi isteretici per la modellazione del sottosuolo, coerentemente con le indicazioni del § 3.2.3.6.

In quanto alla domanda sismica ed alla risposta strutturale valgono le seguenti limitazioni:

- a) I valori dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti dell'azione sismica di progetto, valutato assumendo il 5 % di smorzamento ed ottenuto tramite analisi di risposta sismica locale e/o di interazione terreno struttura, devono essere almeno pari al 70 % di quelli del corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione per sottosuolo di tipo A, come definito al § 3.2.3.2.
- b) Ove si effettuino analisi di interazione terreno struttura, la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 70 % di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A, come definito al § 3.2.3.2.

E' possibile considerare la deformabilità del complesso fondazione-terreno e la sua capacità dissipativa, utilizzando ad esempio vincoli viscoelastici caratterizzati da un'opportuna impedenza dinamica. In tal caso, è necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidità e smorzamento dal livello deformativo nel terreno.

Per le fondazioni miste, come specificato al § 6.4.3, l'interazione fra terreno, pali e 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.

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

### 7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

L'entità della domanda con la quale confrontare la capacità della struttura, secondo i criteri definiti al § 7.3.6, può essere valutata utilizzando una delle modellazioni descritte in precedenza ed adottando uno fra i metodi di analisi illustrati nel seguito.

I metodi di analisi si articolano in lineari e non lineari, in funzione delle caratteristiche della struttura e del modello di comportamento adottato.

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento  $q$ . I valori attribuibili a  $q$  variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi considerati, nella tabella successiva sono riportati:

- *per l'analisi lineare*, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica e i limiti da attribuire al fattore di comportamento  $q$ , a seconda dello stato limite considerato;

- *per l'analisi non lineare*, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica.

Tab. 7.3.I – Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Il limite superiore del fattore  $q$  allo *SLV* è specificato, per tutte le tipologie strutturali, nel § 7.3.1, richiamandolo poi, per i diversi materiali, nei successivi paragrafi specifici.

### 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 la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento  $q$ , i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base  $q_0$  riportati in Tab. 7.3.II.

#### Valori del fattore di comportamento $q$

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento  $q$ , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore  $q_{lim}$  del fattore di comportamento relativo allo *SLV* è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \times K_R \quad [7.3.1]$$

dove:

$q_0$  è il valore base del fattore di comportamento allo *SLV*, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente  $\lambda$  di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto  $\alpha_U/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in formazione di un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di  $q_0$  deve essere esplicitamente giustificata;

$K_R$  è un fattore 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.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo *SLV* per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD" A"	CD" B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_U / \alpha_1$	$3,0 \alpha_U / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_U / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_U / \alpha_1$	3,0

Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	5,0 $\alpha_U/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 $\alpha_U/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 $\alpha_U/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
<b>Costruzioni di legno (§ 7.7.3)</b>		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di parete incollati a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		2,5
Strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5
<b>Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)</b>		
Costruzioni di muratura ordinaria	1,75 $\alpha_U/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata	2,5 $\alpha_U/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	3,0 $\alpha_U/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata	2,0 $\alpha_U/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	3,0 $\alpha_U/\alpha_1$	
<b>Ponti (§ 7.9.2.1)</b>		
<b>Pile in calcestruzzo armato</b>		
Pile verticali inflesse	3,5 $\lambda$	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 $\lambda$	1,2
<b>Pile in acciaio:</b>		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
<b>Spalle</b>		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Per le costruzioni *regolari in pianta*, qualora non si proceda a un'analisi non lineare finalizzata alla sua valutazione, per il rapporto  $\alpha_U/\alpha_1$ , 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  $\alpha_U/\alpha_1$  pari alla media tra 1,0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Qualora nella costruzione siano presenti pareti di calcestruzzo armato, per prevenirne il collasso fragile, i valori di  $q_0$  devono essere ridotti mediante il fattore  $k_w$ , con:

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

dove  $\alpha_0$  è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezza totale (dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1, fino alla sommità) e lunghezza 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, come lunghezza, la somma delle lunghezze.



Qualora la domanda in resistenza allo *SLV* risulti inferiore a quella allo *SLD*, si può scegliere di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo *SLD* invece che allo *SLV*. In tal caso il fattore di comportamento allo *SLV* deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo *SLV* siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo *SLD*.

Il valore di  $q$  utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo *SLV*, 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  $q = 1$ .

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento  $q_{ND}$ , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla *CD" B"* (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD" B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

### *Effetti delle non linearità geometriche*

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore  $\theta$  che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h} \quad [7.3.3]$$

dove:

$P$  è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

$d_{Er}$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo *SLV*, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

$V$  è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento  $q$ ;

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

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando  $\theta$  è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a  $1/(1-\theta)$ , quando  $\theta$  è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando  $\theta$  è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore  $\theta$  non può comunque superare il valore 0,3.

### **ANALISI NON LINEARE**

L'analisi non lineare può essere utilizzata sia per sistemi strutturali a comportamento non dissipativo, sia per sistemi strutturali a comportamento dissipativo (§ 7.2.2) e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche. Nei sistemi strutturali a comportamento dissipativo i legami costitutivi utilizzati devono tener conto anche della riduzione di resistenza e della resistenza residua, se significative.

### **7.3.2. ANALISI DINAMICA O STATICA**

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 dinamicamente o staticamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia 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 attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.5.

In alternativa all'analisi modale si possono adottare tecniche di analisi più raffinate, quali l'integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso storie temporali del moto del terreno.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.5.

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica si possono eseguire analisi non lineari; in esse l'equilibrio è trattato, alternativamente:

- a) dinamicamente ("analisi non lineare dinamica"), modellando l'azione sismica, mediante storie temporali del moto del terreno;
- b) staticamente ("analisi non lineare statica"), modellando l'azione sismica, mediante forze statiche fatte crescere monotonamente.

**7.3.3. ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA**

Sia per analisi lineare dinamica, sia per analisi lineare statica, si deve tenere conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa.

Per gli edifici, gli effetti di tale eccentricità 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.

**7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA**

L'analisi lineare dinamica 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 un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 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 [7.3.4]:

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2} \tag{7.3.4}$$

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:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \tag{7.3.5a}$$

$\xi_{i,j}$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

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

La [7.3.5a], nel caso di uguale smorzamento  $\xi$  dei modi  $i$  e  $j$ , si esprime come:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]} \tag{7.3.5b}$$

**7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA**

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'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 distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza,  $T_1$  (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \tag{7.3.6c}$$

dove  $d$  è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.

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:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \tag{7.3.7}$$

dove:

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

$F_i$  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  $T_1 < 2T_c$  e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

$g$  è l'accelerazione di gravità.

### 7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti  $d_E$  sotto l'azione sismica di progetto relativa allo *SLV* si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$  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

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

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

Gli spostamenti allo *SLC* si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,25 gli spostamenti allo *SLV*.

### 7.3.4. ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA

L'analisi non lineare, dinamica o statica, si può utilizzare, tra gli altri, per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare gli spostamenti relativi allo *SL* di interesse;
- eseguire le verifiche di duttilità relative allo *SLC*;
- individuare la distribuzione della domanda inelastica nelle costruzioni progettate con il fattore di comportamento  $q$ ;
- valutare i rapporti di sovraresistenza  $\alpha_{ul}/\alpha_1$  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;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione, in alternativa ai metodi di analisi lineare;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

#### 7.3.4.1 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 le storie temporali del moto del terreno definite 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 allo *SLC* e le relative verifiche, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

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

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 rigidità equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi. In proposito si può fare riferimento a documenti di comprovata validità.

#### 7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare.

Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali  $e$ , per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia 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). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni.

Il diagramma  $F_b-d_c$  rappresenta la curva di capacità della struttura.

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:**

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
  - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,
  - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $1,3 T_C$

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

- a) distribuzione **uniforme** di forze, **da intendersi come derivata desunta** da un andamento 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;
- c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

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

#### **ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NON LINEARE**

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

In ogni caso:

- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2.
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

#### **ANALISI DINAMICA, LINEARE O NON LINEARE, CON INTEGRAZIONE AL PASSO**

La risposta è valutata applicando simultaneamente le due componenti orizzontali della storia temporale del moto del terreno (e quella verticale, ove necessario). Si devono adottare almeno 3 storie temporali; si valutano gli effetti sulla struttura utilizzando i valori più sfavorevoli. Impiegando invece almeno 7 diverse storie temporali, gli effetti sulla struttura sono rappresentati dalla media dei valori più sfavorevoli.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto, l'analisi può essere eseguita imponendo alla base della costruzione storie temporali del moto del terreno differenziate, ma coerenti tra loro e generate in accordo con lo spettro di risposta appropriato per ciascun vincolo. In alternativa, si potranno eseguire analisi dinamiche con moto sincrono tenendo in dovuto conto gli effetti pseudo-statici di cui al § 3.2.4.

### **7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;

- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidità (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

**Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti**

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

(\*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(\*\*) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Le verifiche allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC), a meno di specifiche indicazioni, si svolgono soltanto in termini di duttilità e solo qualora le verifiche in duttilità siano espressamente richieste (v. §7.3.6.1)

### 7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

#### VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile<sup>2</sup>.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le CU I e II ci si riferisce allo SLD (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

- a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

- b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano  $d_{rp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

- c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r < 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

- d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_r < 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

- e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

$d_r$  è lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

$h$  è l'altezza del piano.

<sup>2</sup> Questa verifica ha lo scopo di contenere i danni agli elementi non strutturali ma, per consuetudine consolidata, consegue tale risultato attraverso condizioni imposte alla struttura invece che agli elementi non strutturali.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento 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 tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti.

#### VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo *SLV*.

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

Per le strutture a comportamento dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento ultimo, come definito di volta in volta nei successivi paragrafi.

Per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico, come definito di volta in volta nei successivi paragrafi.

La resistenza dei materiali può essere ridotta per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, giustificandolo sulla base di apposite prove sperimentali. In tal caso, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$  si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 per le situazioni eccezionali.

#### VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento  $q$  adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Per le sezioni allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi strutturali verticali primari la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, è necessaria qualora non diversamente specificato nei paragrafi successivi relativi alle diverse tipologie costruttive, accertando che la capacità in duttilità della costruzione sia almeno pari:

- a 1,2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello *SLV*, nel caso si utilizzino modelli lineari,
- alla domanda in duttilità locale e globale allo *SLC*, nel caso si utilizzino modelli non lineari.

#### 7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

##### VERIFICHE DI STABILITÀ (STA)

Per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l'azione della  $F_a$  (v. § 7.2.3) corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati.

#### 7.3.6.3 IMPIANTI (IM)

##### VERIFICHE DI FUNZIONAMENTO (FUN)

Per tutti gli impianti, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili all'effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo *SL* e alla *CU* considerati non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

##### VERIFICHE DI STABILITÀ (STA)

Per ciascuno degli impianti principali, i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, devono avere capacità sufficiente a sostenere la domanda corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati.

## 7.4. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 7.4.1. GENERALITÀ

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al § 4.1.2.3.4.2. Per i nodi trave-pilastro di strutture a comportamento non dissipativo si devono applicare le regole di progetto relative alla CD "B" contenute nel § 7.4.4.3. Per le strutture prefabbricate a comportamento non dissipativo si devono applicare anche le regole generali contenute nel § 7.4.5.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la struttura deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo  $SLV$ , essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile fino allo  $SLC$ , nel quale la dissipazione sia limitata alle zone a tal fine previste. La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.4.4 al § 7.4.6.

Nel valutare la capacità, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copriferrì al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Al riguardo, nel valutare la capacità degli elementi strutturali, sono ammesse tre diverse strategie di progettazione:

- 1) si trascura l'effetto del confinamento;
- 2) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi strutturali;
- 3) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi verticali secondari e per le zone dissipative allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi primari verticali (pilastri e pareti).

Le strutture devono essere progettate in maniera tale che i fenomeni di degrado e riduzione di rigidezza che si manifestano nelle zone dissipative non pregiudichino la stabilità globale della struttura.

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative e i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative. **Il rispetto delle presenti norme è volto a garantire tali principi.**

Se tamponature di muratura appositamente progettate come collaboranti costituiscono parte del sistema strutturale resistente al sisma, si raccomanda che la loro progettazione e realizzazione siano eseguite in accordo con documenti di comprovata validità.

### 7.4.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 7.4.2.1 CONGLOMERATO

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25 (v. § 4.1) o LC20/22.

#### 7.4.2.2 ACCIAIO

Per le strutture si deve utilizzare acciaio B450C (v. § 11.3.2.1).

E' consentito 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 con comportamento non dissipativo di cui al § 7.2.2.

### 7.4.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

#### 7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Le strutture sismo-resistenti in calcestruzzo 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 (v. § 7.4.4.5), aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale; le pareti, a seconda della forma in pianta, si definiscono semplici o composte (v. § 7.4.4.5), a seconda della assenza o presenza di opportune "travi di accoppiamento" duttili distribuite in modo regolare lungo l'altezza, si definiscono singole o accoppiate;
- **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 a pendolo inverso**, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione e nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale;

- **strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano**, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, in cui i pilastri sono incastrati in sommità alle travi lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio. In ogni caso, per questo tipo di strutture, la forza assiale non può eccedere il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo;
- **strutture deformabili torsionalmente**, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r^2/l_g^2 \geq 1$ , nella quale:

$r^2$  = raggio torsionale al quadrato è, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari<sup>2</sup>, per strutture a telaio o a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente flessionale),  $r^2$  può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari.

$l_g^2$  = per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare  $l_g^2 = (L^2 + B^2)/12$ , essendo L e B le dimensioni in pianta del piano.

Una struttura a pareti, nei termini sopra definiti, è da considerarsi come **struttura a pareti estese debolmente armate** se le pareti sono caratterizzate da un'estensione a buona parte del perimetro della pianta strutturale e sono dotate di idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale così da produrre un efficace comportamento scatolare. Inoltre, nella direzione orizzontale d'interesse, la struttura deve avere un periodo fondamentale, in condizioni non fessurate e calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a  $T_C$ .

#### 7.4.3.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

Il fattore di comportamento  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1 e nella tabella 7.3.II.

Ai fini della determinazione del fattore di comportamento  $q$ , una struttura si considera *a pareti accoppiate* se 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 dall'azione sismica.

Le strutture a pareti possono essere progettate sia in CD "A" sia in CD "B", mentre le strutture a pareti estese debolmente armate solo in CD "B".

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

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

- |  |                           |
|--|---------------------------|
| a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai                        |                           |
| - strutture a telaio di un piano   | $\alpha_U/\alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a telaio con più piani ed una sola campata                   | $\alpha_U/\alpha_1 = 1,2$ |
| - strutture a telaio con più piani e più campate                         | $\alpha_U/\alpha_1 = 1,3$ |
| b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti                       |                           |
| - strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale | $\alpha_U/\alpha_1 = 1,0$ |
| - altre strutture a pareti non accoppiate                                | $\alpha_U/\alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti             | $\alpha_U/\alpha_1 = 1,2$ |

Per tipologie strutturali diverse da quelle sopra definite, ove s'intenda adottare un valore  $q > 1,5$  il valore adottato deve essere adeguatamente giustificato dal progettista mediante l'impiego di analisi non lineari.

#### 7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI

Le indicazioni successive si applicano solo agli elementi strutturali primari delle strutture in elevazione. Per essi si eseguono verifiche di resistenza e di duttilità nei modi indicati nel § 7.3.6.1.

I fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  da utilizzare nelle singole verifiche, secondo le regole della progettazione in capacità, sono riportati nella Tab. 7.2.I.

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.

Per le strutture, o parti di esse, progettate con comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature soggette a flessione o pressoflessione deve essere calcolata, a livello di sezione, al raggiungimento della curvatura di prima plasticizzazione  $\phi_{pd}$  di cui al § 7.4.4.1.2.

<sup>2</sup> Per strutture a telaio o a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente flessionale),  $r^2$  può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari.



### 7.4.4.1 TRAVI

#### 7.4.4.1.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

##### Flessione

La domanda a flessione è quella ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 2.5.3.

La capacità a flessione deve essere valutata come indicato nel § 4.1.2.3.4 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 (vedi Fig. 7.4.1).

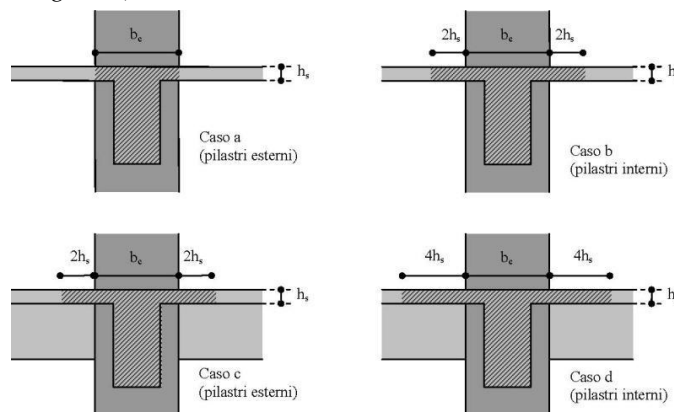


Fig. 7.4.1 – Larghezza collaborante delle travi

La larghezza collaborante è da assumersi uguale alla larghezza del pilastro  $b_c$  (vedi Fig. 7.4.1a) su cui la trave confluisce, più:

- due volte l'altezza della soletta da ciascun lato, nel caso di travi confluenti in pilastri interni (vedi Fig. 7.4.1b);
- 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 (vedi Fig. 7.4.1c e 7.4.1d).

Nel caso di travi perimetrali si considera unicamente la soletta collaborante dal lato interno.

##### Taglio

La domanda a taglio, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si ottiene dalla condizione di equilibrio della trave, considerata incernierata agli estremi, soggetta ai carichi gravitazionali e all'azione della capacità flessionale di progetto nelle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.3.4 e amplificati del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  di cui alla Tab. 7.2.I.

La domanda a taglio, nei casi in cui le zone dissipative non si localizzino nella trave ma negli elementi che la sostengono, è calcolata sulla base della capacità flessionale di progetto di tali elementi.

Per le strutture in CD''B'', la capacità a taglio è valutata come indicato nel § 4.1.2.3.5.

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

- la capacità a taglio si valuta come indicato in § 4.1.2.3., assumendo nelle zone dissipative  $\text{ctg}\theta = 1$ ;
- se nelle zone dissipative il rapporto tra le domande a taglio, minima e massima, risulta inferiore a -0,5, e se il maggiore tra i valori assoluti delle due domande supera il valore:

$$V_{R1} = \left( 2 - \left| \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \right| \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad [7.4.1]$$

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. In tal caso, la capacità a taglio deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate, per le quali deve risultare:

$$V_{Ed,max} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{2}} \quad [7.4.2]$$

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

#### 7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La duttilità si quantifica mediante il fattore di duttilità che, per ciascuno dei parametri abitualmente considerati (curvatura, spostamento), è il rapporto tra il valore massimo raggiunto dal parametro in esame e il valore del parametro stesso all'atto della prima plasticizzazione.

Qualora sia necessario verificare (ai sensi del § 7.3.6.1) che la struttura possieda una capacità in duttilità, locale e globale, superiore alla corrispondente domanda si deve operare come segue, riferendosi alla duttilità in curvatura (locale) e alla duttilità in spostamento (globale).

La domanda in duttilità di curvatura allo SLC nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ , qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

$$= \begin{cases} 1,2 \times 2(q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \times 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} & \text{per } T_1 < T_c \end{cases} \quad [7.4.3]$$

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

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

Tra il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$  (v. § 7.3.3.3) e il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$  sussiste la relazione  $\mu_\phi = 2\mu_d - 1$  (usualmente conservativa per le strutture in c.a.), mentre tra il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$  e il fattore di comportamento  $q$  sussistono le relazioni [7.3.9] (v. § 7.3.3.3).

**7.4.4.2 PILASTRI**

**7.4.4.2.1 Verifiche di resistenza (RES)**

In ogni sezione la capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

*Presso-flessione*

Per le strutture in CD "A" e in CD "B" la domanda a compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 55% e il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-pilastro (ad eccezione dei nodi in corrispondenza della sommità dei pilastri dell'ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:

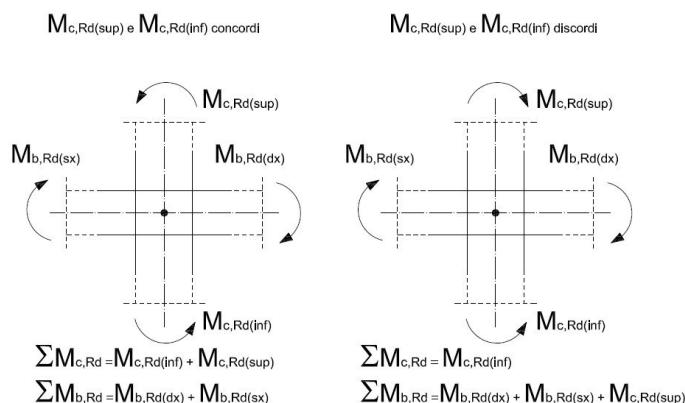
$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad [7.4.4]$$

dove:

per il valore di  $\gamma_{Rd}$  si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{c,Rd}$  è la capacità a flessione del pilastro convergente nel nodo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$  è la capacità a flessione della trave convergente nel nodo.



**Fig. 7.4.2 – Progettazione in capacità dei pilastri**

Nella [7.4.4] si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri sia nelle travi, tra loro concordanti. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordanti, al primo membro della formula [7.4.4] va posto il momento maggiore in valore assoluto, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi (v. fig. 7.4.2).

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come domanda a flessione il maggiore tra il momento risultante dall'analisi e la capacità a flessione  $M_{c,Rd}$  della sezione di sommità del pilastro.

Il confronto capacità-domanda a presso-flessione può essere condotto in maniera semplificata eseguendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta con la capacità a flessione del pilastro ridotta del 30%.

Nel caso in cui si sia adottato il modello elastico incrudente di fig. 4.1.3.a, le capacità a flessione  $M_{c,Rd}$  e  $M_{b,Rd}$  si determinano come specificato nel § 4.1.2.3.4.

### Taglio

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro  $M_{i,d}^s$ ,  $M_{i,d}^i$ , determinate come appresso indicato ed amplificate del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ , secondo l'espressione:

$$V_{Ed} l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i) \quad [7.4.5]$$

dove:

per il valore di  $\gamma_{Rd}$  si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}})$  è il momento nella sezione di estremità (superiore o inferiore) in corrispondenza della

formazione delle cerniere nelle travi, dove i valori in sommatoria sono quelli impiegati nella [7.4.4];

$M_{c,Rd}$  è la capacità a flessione nella sezione di estremità (superiore o inferiore);

$l_p$  è la lunghezza del pilastro.

Nel caso in cui le tamponature non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, la domanda a taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento è valutata utilizzando la relazione [7.4.5], dove l'altezza  $l_p$  è assunta pari all'estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

La capacità a taglio delle sezioni dei pilastri è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5.

### 7.4.4.2 Verifiche di duttilità (DUT)

Vale quanto enunciato al § 7.4.4.1.2.

### 7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO

Si definisce nodo la zona del pilastro che si sovrappone alle travi in esso concorrenti.

Si distinguono due tipi di nodi:

- **interamente confinati**: 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 e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- **non interamente confinati**: quando non appartenenti alla categoria precedente.

#### 7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza (RES)

Il nodo deve essere progettato in maniera tale da evitare una sua rottura anticipata rispetto alle zone delle travi e dei pilastri in esso concorrenti.

In ogni nodo la capacità a taglio deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

La domanda a taglio in direzione orizzontale deve essere calcolata 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 domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.6]$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{S1} \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.7]$$

in cui per il valore di  $\gamma_{Rd}$  si veda la Tab. 7.2.I,  $A_{S1}$  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.

La capacità a taglio del nodo è fornita da un meccanismo a traliccio che, a seguito della fessurazione diagonale, vede operare contemporaneamente un meccanismo di taglio compressione ed un meccanismo di taglio trazione. Si devono pertanto soddisfare requisiti atti a garantire l'efficacia dei due meccanismi.

La compressione nel puntone 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

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

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 delle armature del pilastro,  $b_j$  è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- a) la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- b) 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:

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

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:

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

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

dove per il valore di  $\gamma_{Rd}$  si veda la Tab. 7.2.I,  $A_{s1}$  ed  $A_{s2}$  hanno il valore visto in precedenza,  $v_d$  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 (RES)

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

#### 7.4.4.5 PARETI

Si definisce parete un elemento strutturale di supporto per altri elementi che abbia una sezione trasversale rettangolare o ad essa assimilabile, anche per tratti, caratterizzata in ciascun tratto da un rapporto tra dimensione massima  $l_w$  e dimensione minima  $b_w$  in pianta  $l_w/b_w > 4$  (v. fig. 7.4.3). Le pareti possono avere sezione orizzontale composta da uno (parete semplice) o più (parete composta) segmenti rettangolari. Pareti semplici possono avere appendici con  $l_w/b_w \leq 4$ . Si raccomanda che pareti composte da più segmenti rettangolari collegati o che si intersecano (sezioni a L, T, U o simili) siano considerate unità intere, che consistono di una o più anime parallele, o approssimativamente parallele, alla direzione della forza di taglio sismica agente e di una o più flange normali o approssimativamente normali ad essa. Le pareti si definiscono snelle se il rapporto  $h_w/l_w > 2$ , tozze in caso contrario, essendo  $h_w$  l'altezza totale della parete (v. fig. 7.4.3) misurata a partire dalla sua base

##### 7.4.4.5.1 Verifiche di resistenza (RES)

La capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si esegue con riferimento al rettangolo di base avente dimensione maggiore  $l_w$  e dimensione minore  $b_w$ . **A tal fine si intende per base della parete l'estradosso del suo piano di fondazione o la sommità della struttura scatolare interrata avente diaframmi rigidi e pareti perimetrali; in quest'ultimo caso la verifica della struttura scatolare di base è comunque necessaria.**

<sup>4</sup> Base della parete è l'estradosso del suo piano di fondazione o la sommità della struttura scatolare interrata avente diaframmi rigidi e pareti perimetrali. In quest'ultimo caso la verifica della struttura scatolare di base è comunque necessaria.

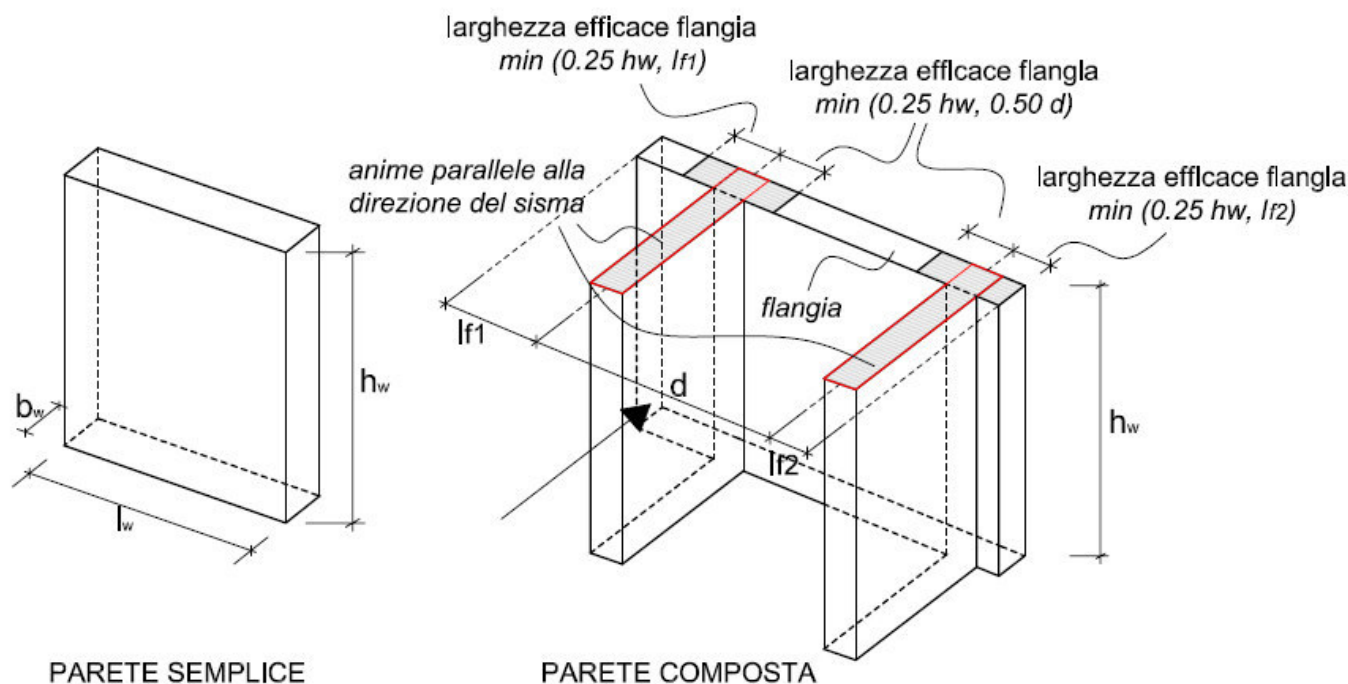


Fig. 7.4.3 – Sezioni resistenti delle pareti semplici e composte (la freccia indica la direzione del sisma)

Nel caso di pareti composte, la verifica di resistenza si esegue considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele, o approssimativamente parallele, alla direzione dell'azione sismica esaminata ed assumendo che la larghezza efficace della flangia su ciascun lato dell'anima considerata si estenda, dalla faccia dell'anima, del valore minimo tra (v. fig. 7.4.3):

- la larghezza reale ( $l_r$ ) della flangia;
- il 25% dell'altezza totale della parete ( $h_w$ ) al di sopra del livello considerato;
- la metà della distanza ( $d$ ) tra anime adiacenti.

Tra pareti sismiche primarie (v. §7.2.3) è permessa, per la singola parete, una redistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 30%, purché non si verifichi una riduzione della domanda totale di resistenza delle pareti. Si raccomanda che le forze di taglio siano ridistribuite insieme con i momenti flettenti, in modo tale che nelle singole pareti il rapporto tra i momenti flettenti e le forze di taglio non vari in maniera apprezzabile. Nelle pareti soggette a grandi variazioni dell'azione assiale, come per esempio nelle pareti accoppiate, si raccomanda che i momenti e i tagli siano ridistribuiti dalle pareti soggette a modesta compressione o a trazione semplice a quelle soggette a un'elevata compressione assiale.

Tra travi di collegamento di pareti accoppiate è permessa, per la singola trave, una redistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 20%, purché non vari l'azione assiale sismica alla base di ogni singola parete.

In mancanza di analisi più accurate, la domanda di progetto nelle pareti può essere determinata mediante le procedure semplificate illustrate nel seguito.

#### Presso-flessione

Per le sole pareti snelle, sia in CD''A'' sia in CD''B'', la domanda in termini di momenti flettenti lungo l'altezza della parete (linea c di fig. 7.4.4) è ottenuta per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti (linea b di fig. 7.4.4) derivante dai momenti forniti dall'analisi (linea a di fig. 7.4.4); 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 dissipativa di base).

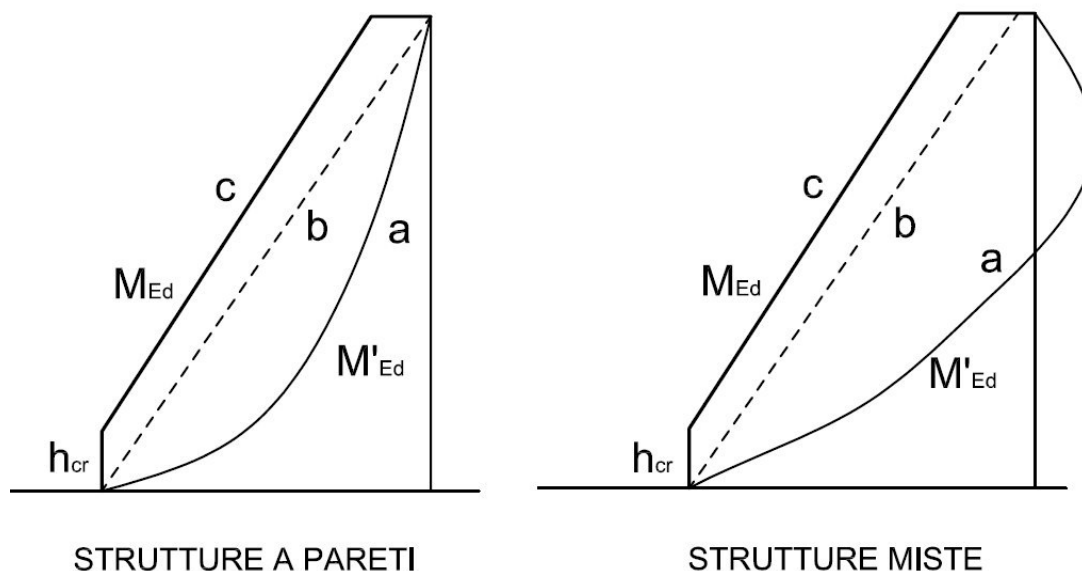


Fig. 7.4.4 – Traslazione del diagramma dei momenti flettenti per strutture a pareti e strutture miste

In assenza di analisi più accurate, si può assumere che l'altezza della zona dissipativa  $h_{cr}$  al di sopra della base della parete, possa essere valutata rispettando le condizioni seguenti:

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6) \quad \text{purchè} \quad h_{cr} \begin{cases} \leq 2\lambda_w & \text{per } n \leq 6 \text{ piani} \\ \leq 2\lambda_s & \text{per } n \geq 7 \text{ piani} \end{cases} \quad [7.4.13]$$

dove  $l_w$  e  $h_w$  hanno il significato mostrato in fig. 7.4.3,  $n$  è il numero di piani della costruzione,  $h_s$  è l'altezza libera di piano. Per tutte le pareti, la domanda in forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 35% in CD''A'' e il 40% in CD''B'' della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.1 tenendo conto, nella determinazione della capacità, 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 § 4.1.2.3.9.2 per i pilastri singoli. Se il fattore di comportamento  $q$  è superiore a 2, si deve tener conto della domanda in forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera 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 domanda in forza assiale dovuta ai carichi gravitazionali relativi alla combinazione sismica di progetto.

**Taglio**

Per le pareti si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. A tal fine, la domanda di taglio di progetto deve essere incrementata del fattore:

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad \text{per pareti snelle} \quad [7.4.14]$$

$$\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze} \quad [7.4.15]$$

dove per  $\gamma_{RD}$  si veda la Tab. 7.2.I, e con  $M_{Ed}$  ed  $M_{Rd}$  si indicano i momenti flettenti di progetto, rispettivamente, di domanda e di capacità alla base della parete, con  $T_1$  il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con  $S_e(T)$  l'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente all'ascissa  $T$ .

Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti snelle deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi (linea **a** di fig. 7.4.5) può essere sostituito dal taglio incrementato (linea **b** di fig. 7.4.5) e quest'ultimo dal diagramma involucro (linea **c** di Fig. 7.4.5);  $h_w$  è l'altezza della parete,  $V_A$  è il taglio alla base già incrementato,  $V_B$  è il taglio ad  $1/3$  dell'altezza  $h_w$ , che comunque deve essere assunto almeno pari a  $V_A/2$ .

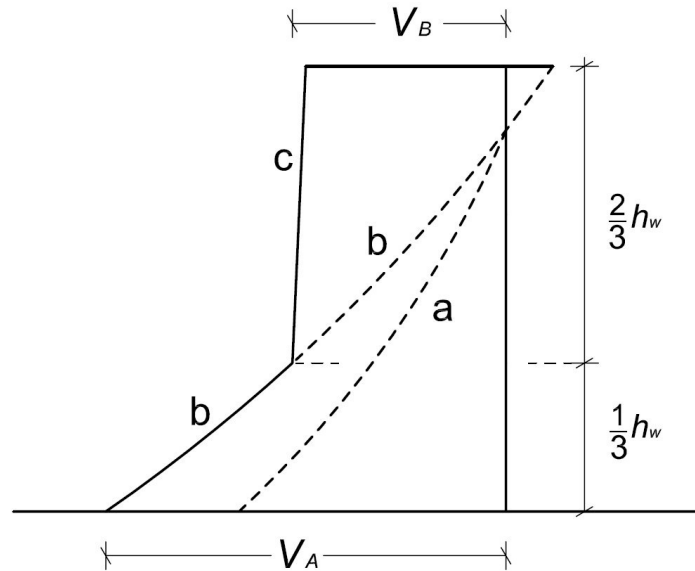


Fig. 7.4.5 – Diagramma di involucro delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste

Nelle *pareti estese debolmente armate*, per garantire che lo snervamento a flessione preceda il raggiungimento dello stato limite ultimo per taglio, il taglio derivante dall'analisi deve essere amplificato, ad ogni piano, del fattore  $(q+1)/2$ .

Nelle verifiche delle pareti, sia in CD "A" sia in CD "B", si deve considerare: la possibile rottura a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima, la possibile rottura a taglio-trazione delle armature dell'anima e la possibile rottura per scorrimento nelle zone dissipative.

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

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5, assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari a  $0,8 l_w$  ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Nelle zone dissipative 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  $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w)$ . 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 § 4.1.2.3.5, assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari a  $0,8 l_w$  ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot Q_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad [7.4.16]$$

$$Q_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot z \leq Q_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed} \quad [7.4.17]$$

in cui  $Q_h$  e  $Q_v$  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,  $N_{Ed}$  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 § 4.1.2.3.5.1, da assumersi nulla nelle zone dissipative quando  $N_{Ed}$  è di trazione.

#### Verifica a scorrimento nelle zone dissipative

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

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} \quad [7.4.18]$$

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

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad [7.4.19]$$

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

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad [7.4.20]$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos(\phi_i) \quad [7.4.21]$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right. \quad [7.4.22]$$

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

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

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

**7.4.4.5.2 Verifiche di duttilità (DUT)**

La domanda in duttilità di curvatura nelle zone dissipative delle pareti può essere espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ ; qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a  $\mu_\phi$  i valori forniti dalle [7.4.3] del § 7.4.4.1.2 con il valore di  $q$  in queste espressioni ridotto del fattore  $M_{Ed}/M_{Rd}$ , dove  $M_{Ed}$  è il momento flettente di progetto alla base della parete fornito dall'analisi nella situazione sismica di progetto e  $M_{Rd}$  è la resistenza flessionale di progetto.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata, in termini di fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ , come rapporto tra la curvatura  $\phi_u$  cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale  $\phi_{yd}$  di prima plasticizzazione quale definita nel § 4.1.2.3.4.2.

Nelle sole regioni di estremità della sezione trasversale, dette "elementi di bordo", si può tener conto, nel calcolo della capacità, dell'effetto del confinamento purché congiuntamente all'espulsione dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%); gli elementi di bordo (zone campite di fig. 7.4.6) si assumono di larghezza  $b_0$  pari alla larghezza  $b_w$  della sezione diminuita dello spessore dei copriferri e di lunghezza  $l_c$  pari all'estensione della zona nella quale la deformazione a compressione del calcestruzzo supera  $\epsilon_{cu2}=0,35\%$ . In ogni caso:  $l_c \geq \max(0,15l_w, 1,5b_w)$

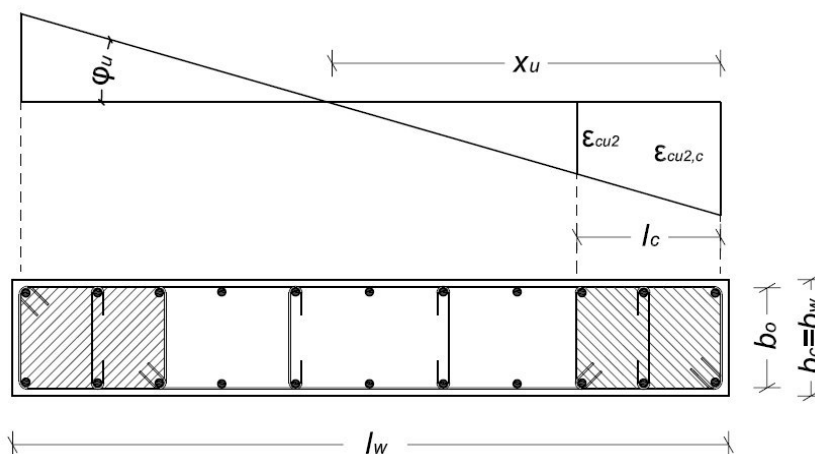


Fig. 7.4.6 – Elementi di bordo di una parete, diagramma delle corrispondenti curvatures, schema esemplificativo delle armature di confinamento

Il valore di  $x_u$  si ricava dalla condizione di equilibrio della sezione nella combinazione di progetto sismica facendo riferimento, per la valutazione della deformazione ultima del calcestruzzo  $\epsilon_{cu2,c}$ , alla quantità di armatura di confinamento effettivamente presente (v. § 4.1.2.1.2.1).

Nel caso si utilizzi la formulazione semplificata indicata al § 7.4.6.2.4 per eseguire la verifica di duttilità, si può porre  $l_c \geq \max(0,20 \cdot l_w, 1,5 \cdot b_w)$ .

**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 progetto risulta:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad [7.4.23]$$

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  $A_S$  tale da soddisfare la relazione:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_S \cdot f_{yd} \cdot \sin \phi \quad [7.4.24]$$

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 calcestruzzo armato richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti sia tale da conferire alla struttura stessa le prestazioni assunte, in termini di resistenza, rigidezza e duttilità, nel modello di calcolo.

Per la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura non è mai consentito confidare sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali, salvo in presenza di dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

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 COMPORTAMENTO

Si considerano le tipologie di sistemi strutturali già definite al § 7.4.3.1 con, in aggiunta, le seguenti:

- strutture a pannelli;
- strutture monolitiche a cella;
- strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati.

I valori massimi di  $q_0$  per queste ultime categorie sono contenuti nella tabella 7.3.II.

Altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di comportamento 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 dissipative. 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 comportamento 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  $\mu_s$ .

Nelle strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, la dissipazione di energia avviene unicamente nelle sezioni dei pilastri allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1. Per assicurare l'efficacia di tale dissipazione, in tali zone è richiesta la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati. A tal fine, non è consentito il ricorso alla [7.4.29] di cui al § 7.4.6.2.2.

##### 7.4.5.2 COLLEGAMENTI

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

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati, strutturali e non, devono essere appositamente progettati per garantire le condizioni di vincolo previste dallo schema strutturale adottato e per possedere capacità di spostamento e di resistenza maggiori delle corrispondenti domande.

I dispositivi meccanici che realizzano tali collegamenti devono essere qualificati secondo le procedure di cui al § 11.8.

Per le strutture a pannelli l'idoneità dei collegamenti tra i pannelli realizzati con giunti gettati o saldati deve essere adeguatamente dimostrata mediante le prove sperimentali di idoneità.

Per strutture a telaio i collegamenti tra elementi monodimensionali (trave-pilastro) devono garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, e il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. A questo vincolo può accoppiarsi, all'altro estremo della trave, un appoggio mobile. L'ampiezza del piano di scorrimento deve risultare, con ampio margine, maggiore dello spostamento dovuto all'azione sismica.

Per strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale deve essere di tipo cerniera (rigida o elastica). Appoggi mobili sono possibili in corrispondenza di giunti. 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.

Per gli elementi di collegamento va controllato che non diano luogo a dissesti locali sul conglomerato sotto l'applicazione di cicli di carico ripetuti.

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.

In aggiunta alle precedenti regole generali, nelle strutture a comportamento dissipativo si applicano anche le seguenti regole specifiche.

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.

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 dissipative, che quindi non influiscono sulle capacità dissipative della struttura;
- b) collegamenti situati in prossimità delle previste zone dissipative alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da non pregiudicare la plasticizzazione delle zone dissipative stesse;
- c) collegamenti situati nelle previste zone dissipative alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

#### 7.4.5.2.1 Regole di progetto

##### STRUTTURE INTELAIATE

Alle strutture intelaiate a comportamento dissipativo si applicano le seguenti regole di progetto.

##### *Collegamenti lontani dalle zone dissipative o di tipo a)*

Il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento, trave o pilastro, dove si ha la zona dissipativa, 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 progetto. Per il momento di domanda si assume il maggiore tra il valore derivante dall'analisi e il valore ricavato, con la progettazione in capacità, dai momenti di capacità delle zone dissipative adiacenti moltiplicati per il fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  di cui alla Tab. 7.2.I. Il taglio di progetto è determinato con le regole della progettazione in capacità di cui al § 7.4.4.1.1 (travi) e § 7.4.4.2.1 (pilastri), utilizzando il fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  di cui alla Tab. 7.2.I.

##### *Collegamenti sovradimensionati o di tipo b)*

Le parti degli elementi adiacenti alle unioni devono essere dimensionate con gli stessi procedimenti della progettazione in capacità previsti nel § 7.4.4 per le strutture gettate in opera, in funzione della classe di duttilità adottata, e dotate dei relativi dettagli di armatura che ne assicurino la prevista duttilità. Si utilizza il fattore di sovrarresistenza in Tab. 7.2.I.

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

##### *Collegamenti che dissipano energia o di tipo c)*

Previa 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 e 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 comportamento  $q$ , eseguite su sotto-insiemi strutturali significativi.

##### STRUTTURE A PILASTRI INCASTRATI ALLA BASE E ORIZZONTAMENTI AD ESSI INCERNIERATI

I collegamenti ad appoggio mobile sono consentiti per le sole strutture monopiano e devono essere dimensionati come indicato al § 7.2.2.

In aggiunta alle precedenti regole generali, nelle strutture a comportamento dissipativo si applicano anche le seguenti regole specifiche.

Per le strutture monopiano, la resistenza a taglio dei collegamenti a cerniera non deve essere inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  di cui alla Tab. 7.2.I.

Per le strutture pluripiano, i collegamenti a cerniera devono essere dimensionati nei confronti della forza di piano in equilibrio con il diagramma del taglio risultante dalle indicazioni fornite nella sezione "Pilastri" del § 7.4.5.3.

#### 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, 4.2.4.1.1, 4.2.4.1.4 o 4.2.8 secondo quanto di competenza.

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

Nelle strutture a comportamento dissipativo gli elementi di acciaio utilizzati per realizzare la connessione devono possedere caratteristiche di resistenza, duttilità e dissipazione conformi a quanto previsto nel progetto.

#### 7.4.5.3 ELEMENTI STRUTTURALI

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

##### Pilastri

Per strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti ad essi incernierati, le colonne devono essere fissate in fondazione con vincoli d'incastro.

Per le strutture a comportamento dissipativo, connessioni pilastro-pilastro all'interno delle zone dissipative sono permesse solo per strutture in CD"B".

Per strutture a comportamento dissipativo con pilastri pluripiano incastrati alla base e con travi incernierate ai pilastri stessi, deve essere considerato l'incremento del taglio, da valutarsi in accordo alla [7.4.14].

##### 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 soprastanti 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 nelle zone di collegamento degli orizzontamenti sono predisposti appositi supporti. Un'appropriata cappa di calcestruzzo armato gettato in opera può migliorare significativamente la rigidezza 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 calcestruzzo armato gettato in opera, dette armature possono essere posizionate nella cappa stessa.

Gli elementi di sostegno, sia al di sotto sia 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. Per le strutture a comportamento dissipativo, le forze di taglio lungo le connessioni piastra-piastra o piastra-trave devono essere moltiplicate per un fattore maggiorativo pari a 1,30.

#### 7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LE STRUTTURE A COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

Le indicazioni fornite nel seguito in merito ai dettagli costruttivi si applicano alle strutture in c.a. a comportamento dissipativo, sia gettate in opera sia 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 "a spessore di solaio", 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 misurata ortogonalmente 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. Le travi devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti.

Le zone dissipative si estendono, per CD''A'' e CD''B'', per una lunghezza pari rispettivamente a 1,5 e 1,0 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. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

#### 7.4.6.1.2 Pilastri

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 25 cm.

Se  $\theta$ , quale definito nel § 7.3.1, risulta  $> 0,1$ , la dimensione della sezione trasversale nella direzione parallela al piano d'inflessione non deve essere inferiore ad un ventesimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro. Quest'ultima limitazione geometrica non si applica quando gli effetti del secondo ordine siano presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica di un fattore pari a  $1/(1-\theta)$  quando  $\theta$  è compreso tra 0,1 e 0,2 o computati attraverso un'analisi non lineare quando  $\theta$  è compreso tra 0,2 e 0,3.

In assenza di analisi più accurate, si può assumere che la lunghezza della zona dissipativa 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. Qualora 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

Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Lo spessore delle pareti, anche se estese debolmente armate, deve essere non inferiore al massimo tra 15 cm (20 cm 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 d'interpiano.

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

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

### 7.4.6.2 LIMITAZIONI DI ARMATURA

Le giunzioni di barre mediante saldatura o dispositivi meccanici sono vietate in corrispondenza delle zone dissipative degli elementi strutturali. Nelle colonne e nelle pareti, la giunzione di barre mediante dispositivi meccanici di collegamento è concessa se dispositivi ed elementi, qualificati secondo quanto indicato al § 11.3.2.9, sono oggetto di prove appropriate in condizioni compatibili con la classe di duttilità scelta.

#### 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  $A_i$ , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad [7.4.26]$$

dove:

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

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

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

Inoltre deve essere  $\rho_{comp} \geq 0,25 \rho$  ovunque e nelle zone dissipative  $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$ .

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 L, 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 1/4 della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori sia 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 dissipativa, 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

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp}/\rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad [7.4.27]$$

dove:

$v_d$  è la forza assiale di progetto normalizzata;

$k_D$  vale 1 o 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 dissipative 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° prolungati, alle due estremità, per almeno 10 diametri. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

#### **7.4.6.2.2 Pilastri**

Nel caso in cui le tamponature 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, devono 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:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad [7.4.28]$$

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**

Alle estremità di tutti i pilastri primari e secondari per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; la distanza tra due barre vincolate consecutive, deve essere non superiore a 15 cm e 20 cm, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''.

**A tal fine si intendono barre vincolate quelle direttamente trattenute da staffe o da legature.**

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a:

$\max[6 \text{ mm}; (0,4 \cdot d_{bl,max} \cdot \sqrt{f_{yd1}/f_{ydst}})]$  per CD''A'' e 6 mm per CD''B'', dove  $d_{bl,max}$  è il diametro massimo delle barre longitudinali,  $f_{yd1}$  e  $f_{ydst}$  sono, rispettivamente, la tensione di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe.

Il passo delle staffe di contenimento e legature 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'';
- 12,5 cm e 17,5 cm, rispettivamente per CD''A'' e CD''B'';
- 5, 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''.

In ogni caso alle estremità di tutti i pilastri primari, per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative, il rapporto  $\omega_{wd}$  definito in [7.4.30] deve essere non minore di 0,08.

**Dettagli costruttivi per la duttilità**

Per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.30]$$

dove:

$\omega_{wd}$  è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo è individuato con riferimento alla linea media delle staffe) che deve essere non minore di 0,12 in CD''A'' .

$\mu_{\phi}$  è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC;

$v_d$  è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV ( $v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ );

$\epsilon_{sy,d}$  è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  è la profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$  (con riferimento alla linea media delle staffe);

$\alpha$  è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ , con:

a) per sezioni trasversali rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) \quad [7.4.31a]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)] \quad [7.4.31b]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature,  $b_i$  è la distanza tra barre consecutive contenute e s è il passo delle staffe;

b) per sezioni trasversali circolari con diametro del nucleo confinato  $D_0$  (con riferimento alla linea media delle staffe)

$$\alpha_n = 1 \quad [7.4.31c]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot D_0)]^{\beta} \quad [7.4.31d]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature,  $b_i$  è la distanza tra barre consecutive contenute,  $\beta = 2$  per staffe circolari singole,  $\beta = 1$  per staffa a spirale.

**7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro**

Oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro

<sup>5</sup> Le barre vincolate sono quelle direttamente trattenute da staffe o da legature.

inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm.

#### 7.4.6.2.4 Pareti

Nelle parti della parete, in pianta ed in altezza, al di fuori di una zona dissipativa, vanno seguite le regole del Capitolo 4, con un'armatura minima verticale e orizzontale, finalizzata a controllare la fessurazione da taglio, avente rapporto geometrico  $\rho$  riferito, rispettivamente, all'area della sezione orizzontale e verticale almeno pari allo 0,2%. Tuttavia, in quelle parti della sezione dove, nella situazione sismica di progetto, la deformazione a compressione  $\varepsilon_c$  è maggiore dello 0,2%, si raccomanda di fornire un rapporto geometrico di armatura verticale  $\rho \geq 0,5\%$ .

Le armature, sia orizzontali sia 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 9 legature ogni metro quadrato.

##### *Armature longitudinali*

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura longitudinale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

##### *Armature trasversali*

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura trasversale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

##### *Armature inclinate*

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  $\frac{1}{2} h_w$  ed  $\frac{1}{2} l_w$ .

##### *Dettagli costruttivi per la duttilità*

Per le zone dissipative di base delle pareti primarie devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.5.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.32]$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo degli elementi di bordo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.33]$$

dove i simboli hanno il significato della [7.4.29] e  $\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd}$ , essendo  $\rho_v$  e  $f_{yd,v}$ , rispettivamente, il rapporto geometrico e la resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo.

#### 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

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.5 delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3 delle presenti norme, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.3 al § 7.5.6. Le strutture devono essere progettate in maniera tale che i fenomeni di degrado e riduzione di rigidità che si manifestano nelle zone dissipative non pregiudichino 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 limite nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno coefficiente  $\gamma_{ov}$  definito al § 7.5.1.

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative e i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità 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.

La distribuzione delle proprietà del materiale, quali la tensione di snervamento e la tenacità, nella struttura deve essere tale che le zone dissipative si formino dove stabilito nella progettazione.

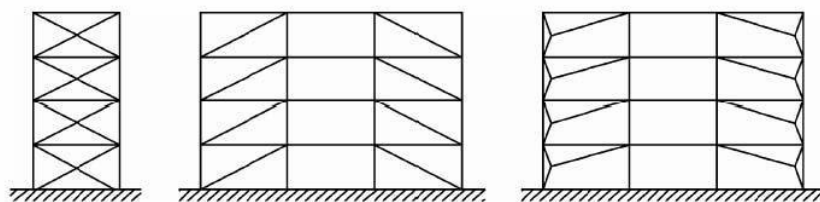
Ai fini della progettazione, il fattore di sovrarresistenza del materiale,  $\gamma_{ov}$  è assunto pari a 1,25 per gli acciai tipo S235, S275 ed S355 e pari a 1,15 per gli acciai tipo S420 e S460.

### 7.5.2. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

#### 7.5.2.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Le strutture sismo-resistenti d'acciaio possono essere distinte, in accordo con il loro comportamento, nelle seguenti tipologie strutturali:

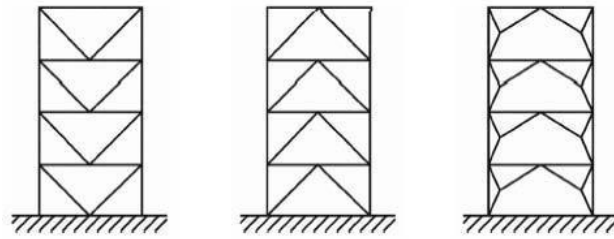
- a) **Strutture intelaiate:** sono composte di telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi, in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia è dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.
- b) **Strutture con controventi concentrici:** in esse 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 poiché il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.
- c) **Strutture con controventi eccentrici:** in esse 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:** in esse almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione oppure la dissipazione di energia è localizzata principalmente alla base. **Strutture ad un solo piano che posseggano più di una colonna, con le estremità superiori delle colonne collegate nelle direzioni principali dell'edificio e con il valore del carico assiale normalizzato della colonna non maggiore di 0,3 in alcun punto possono essere considerate strutture a telaio.**
- e) **Strutture intelaiate con controventi concentrici:** in esse le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai sia da controventi agenti nel medesimo piano verticale.
- f) **Strutture intelaiate con tamponature:** sono costituite da strutture intelaiate con le quali le tamponature in muratura o calcestruzzo sono in contatto, non collegate.



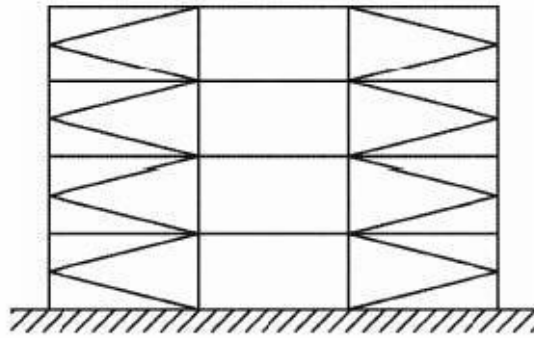
b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva

<sup>6</sup> -Strutture ad un solo piano che posseggano più di una colonna, con le estremità superiori delle colonne collegate nelle direzioni principali dell'edificio e con il valore del carico assiale normalizzato della colonna non maggiore di 0,3 in alcun punto possono essere considerate strutture a telaio

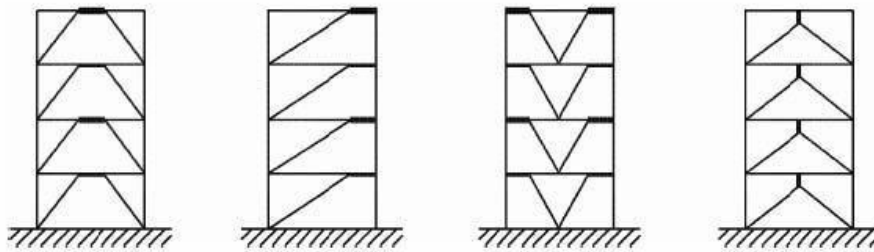




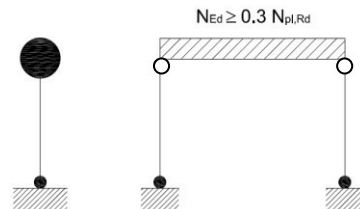
b2) Strutture con controventi concentrici a V



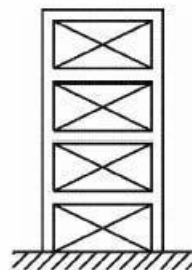
b3) Strutture con controventi concentrici a K



c) Strutture con controventi eccentrici



d) Strutture a mensola o a pendolo inverso



e) Strutture intelaiate con controventi concentrici

Fig. 7.5.1. - Tipologie strutturali

Da tale classificazione sono escluse le strutture di acciaio in cui la dissipazione di energia è realizzata mediante l'impiego di appositi dispositivi antisismici.

Per le strutture di acciaio in cui le forze orizzontali sono assorbite da nuclei o pareti di controvento in calcestruzzo armato si rimanda al § 7.4.

Tipologie strutturali diverse da quelle sopraelencate possono essere utilizzate basandosi su criteri di progettazione non difforni da quelli considerati nella presente norma. Il grado di sicurezza raggiunto utilizzando tali criteri deve essere comunque non inferiore a quello garantito dalla presente norma.

**7.5.2.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO**

Per ciascuna tipologia strutturale il valore massimo per  $q_0$  è indicato in Tab. 7.3.II.

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  $\alpha_U/\alpha_1 = 1,0$

Tali valori di  $q_0$  sono da intendersi validi a patto che vengano rispettate le regole di progettazione e di dettaglio fornite nei paragrafi dal § 7.5.3 al § 7.5.6.

**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 capacità.

Nelle disposizioni di cui al presente capitolo, le zone dissipative sono localizzate nelle membrature; pertanto i collegamenti e tutte le componenti non dissipative della struttura devono essere dotate di adeguata capacità.

**7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)**

I collegamenti in zone dissipative devono consentire la plasticizzazione delle parti dissipative collegate, garantendo il soddisfacimento del seguente requisito:

$$R_{j,d} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad [7.5.1]$$

dove:

$R_{j,d}$  è la capacità di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$  è la capacità al limite plastico della membratura dissipativa collegata;

$R_{U,Rd}$  è il limite superiore della capacità della membratura collegata.

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione deve risultare inferiore alla capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento; si deve quindi verificare che:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1,1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \quad [7.5.2]$$

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. I fattori parziali  $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M2}$  sono definiti nella Tab. 4.2.V del § 4.2.3.1.1. delle presenti norme.

**7.5.3.2 VERIFICHE DI DUTTILITA' (DUT)**

In ogni zona o elemento dissipativo si deve garantire una capacità in duttilità superiore alla corrispondente domanda in duttilità. La verifica deve essere effettuata adottando le misure di deformazione adeguate ai meccanismi duttili previsti per le diverse tipologie strutturali.

Per le tipologie indicate in § 7.5.2.1, si possono utilizzare le seguenti misure di deformazione locale  $\theta$ :

- elementi inflessi o presso inflessi di strutture intelaiate: rotazione alla corda;
- elementi prevalentemente tesi e compressi di strutture controventate: allungamento complessivo della diagonale;
- elementi sottoposti a taglio e flessione di strutture con controventi eccentrici (elementi di collegamento): rotazione rigida tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo.

La duttilità locale è definita come segue:

$$\mu = \theta_u / \theta_y$$

La domanda in duttilità locale è definita dal rapporto tra il valore di deformazione  $\theta_u$  misurato mediante analisi non lineare e il valore di deformazione  $\theta_y$  al limite elastico. Nel caso di analisi strutturale lineare con fattore di comportamento, la domanda di deformazione può essere dedotta dal campo di spostamenti ultimi ottenuti come in § 7.3.3.3.

La capacità in duttilità locale è data dal rapporto tra la misura di deformazione al collasso  $\theta_u$ , valutata in corrispondenza della riduzione del 15% della massima resistenza dell'elemento, e la deformazione  $\theta_y$  corrispondente al raggiungimento della prima plasticizzazione.

La capacità in duttilità, quando non sia determinata mediante sperimentazione diretta, deve essere valutata utilizzando metodi di calcolo che descrivano in modo adeguato il comportamento in campo non-lineare, inclusi i fenomeni di instabilità dell'equilibrio, e tengano conto dei fenomeni di degrado connessi al comportamento ciclico.

La verifica di duttilità si ritiene comunque soddisfatta qualora siano rispettate, in funzione della classe di duttilità e del valore di base del fattore di comportamento  $q_0$  utilizzato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali per le zone/elementi dissipativi riportate in Tab. 7.5.I nonché le prescrizioni specifiche di cui ai successivi paragrafi relativi a ciascuna tipologia strutturale e sia soddisfatta, per le sezioni delle colonne primarie delle strutture a telaio in cui si prevede la formazione di zone dissipative, la relazione:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,3 \quad [7.5.3]$$

dove  $N_{Ed}$  è il valore della domanda a sforzo normale e  $N_{pl,Rd}$  è il valore della capacità a sforzo normale determinata secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2.

**Tab. 7.5.I** - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di  $q_0$

Classe di duttilità	Valore di base $q_0$ del fattore di comportamento	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

#### 7.5.4. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in modo che le zone dissipative 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 gli edifici monopiano.

##### 7.5.4.1 TRAVI

##### Verifiche di resistenza (RES)

Nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle zone dissipative devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} \leq 1 \quad [7.5.4]$$

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad [7.5.5]$$

$$(V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) / V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad [7.5.6]$$

dove:

$M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  sono i valori della domanda a flessione, sforzo normale e taglio;

$M_{pl,Rd}$ ,  $N_{pl,Rd}$  e  $V_{pl,Rd}$  sono i valori della capacità a flessione, sforzo normale e taglio determinate secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2;

$V_{Ed,G}$  è la domanda a taglio dovuta alle azioni non-sismiche;

$V_{Ed,M}$  è la domanda a taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equiversi  $M_{pl,Rd}$  nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle zone dissipative.

Le travi devono avere capacità sufficiente nei confronti dell'instabilità flessionale e flesso-torsionale, determinata come in § 4.2.4.1.3. ed assumendo la formazione delle zone dissipative nella sezione caratterizzata dalla domanda più elevata in condizioni sismiche.

**7.5.4.2 COLONNE**

**Verifiche di resistenza (RES)**

La capacità delle colonne deve essere confrontata con la combinazione più sfavorevole della domanda a flessione ed a sforzo normale.

La domanda deve essere determinata come segue:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad [7.5.7]$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad [7.5.8]$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad [7.5.9]$$

in cui

$M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  sono i valori della domanda a flessione, sforzo normale e taglio;

$N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  sono i valori della domanda a sforzo normale, flessione e taglio dovuta alle azioni non sismiche incluse nella combinazione delle azioni per la condizione sismica di progetto;

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  sono i valori della domanda a sforzo normale, flessione e taglio dovuta alle azioni sismiche di progetto;

$\gamma_{ov}$  è il fattore di sovraresistenza relativo al materiale di cui al § 7.5.1;

$\Omega$  è il minimo valore tra gli  $\Omega_i = (M_{pl,Rd,i} - M_{Ed,G,i}) / M_{Ed,E,i}$  valutati per tutte le travi in cui si attende la formazione di zone dissipative, essendo  $M_{Ed,E,i}$  la domanda a flessione dovuta alle azioni sismiche di progetto,  $M_{Ed,G,i}$  la domanda a flessione dovuta alle azioni non sismiche incluse nella combinazione delle azioni per la condizione sismica di progetto e  $M_{pl,Rd,i}$  il valore dalla capacità a flessione dalla i-esima trave.

Nelle colonne in cui si attende la formazione di zone dissipative, la domanda deve essere calcolata nell'ipotesi che in corrispondenza di tali zone sia raggiunta la capacità a flessione  $M_{pl,Rd}$ .

Il rapporto tra la domanda e la capacità a taglio deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad [7.5.10]$$

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo, deve inoltre essere rispettata la seguente disequaglianza per ogni nodo trave-colonna del telaio

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad [7.5.11]$$

dove  $\gamma_{Rd}$  è dato in Tab. 7.2.I,  $M_{C,pl,Rd}$  è la capacità a flessione della colonna calcolata per i livelli di domanda a sforzo normale valutata nelle combinazioni sismiche delle azioni ed  $M_{b,pl,Rd}$  è la capacità delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

Nella [7.5.11] si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nelle colonne sia nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nella colonna al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro della formula [7.5.11] va posta la maggiore tra le capacità a flessione delle colonne, mentre la minore va sommata alle capacità a flessione delle travi.

**7.5.4.3 COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA**

**Verifiche di resistenza (RES)**

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da consentire la formazione delle zone dissipative alle estremità delle travi secondo le indicazioni di cui al § 7.5.3.1. In particolare, la capacità a flessione del collegamento trave-colonna,  $M_{j,Rd}$ , deve soddisfare la seguente relazione

$$M_{j,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{b,pl,Rd} \quad [7.5.12]$$

dove  $M_{b,pl,Rd}$  è la capacità a flessione della trave collegata e  $\gamma_{ov}$  è il coefficiente di sovraresistenza.

**7.5.4.4 PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA**

**Verifiche di resistenza (RES)**

I pannelli d'anima devono essere progettati in modo da consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo della struttura, e cioè la plasticizzazione delle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna evitando fenomeni di plasticizzazione e instabilizzazione a taglio.

Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$V_{vp,Ed} / \min(V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd}) < 1 \quad [7.5.13]$$

essendo  $V_{vp,Ed}$ ,  $V_{vp,Rd}$  e  $V_{vb,Rd}$  rispettivamente la domanda a taglio, la capacità a taglio per plasticizzazione del pannello e la capacità a taglio per instabilità del pannello, queste ultime valutate come in § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.

La domanda a taglio  $V_{vp,Ed}$  deve essere determinata assumendo il raggiungimento della capacità a flessione nelle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna, secondo lo schema e le modalità previste in fase di progetto.

#### 7.5.4.5 COLLEGAMENTI COLONNA-FONDAZIONE

##### Verifiche di resistenza (RES)

Il collegamento colonna-fondazione deve essere progettato in modo tale che la sua capacità sia maggiore della capacità della colonna ad esso collegata.

In particolare, la capacità a flessione del collegamento deve rispettare la seguente disuguaglianza

$$M_{c,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{c,pl,Rd}(N_{Ed}) \quad [7.5.14]$$

dove  $M_{c,pl,Rd}$  è la capacità a flessione della colonna, valutata per la domanda a sforzo normale  $N_{Ed}$  che fornisce la condizione più gravosa per il collegamento di base. Il coefficiente  $\gamma_{ov}$  è fornito nel § 7.5.1.

#### 7.5.5. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Nelle strutture con controventi concentrici le membrature costituenti le travi e le colonne ed i collegamenti devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo delle zone dissipative nelle diagonali.

Le diagonali di controvento 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.

La risposta carico-spostamento laterale deve essere 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.

##### Verifiche di Resistenza (RES)

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

$$N_{Ed} / N_{b,Rd}(M_{Ed}) \leq 1 \quad [7.5.15]$$

essendo

$N_{b,Rd}$  la capacità nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.4.1.3.1 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente  $M_{Ed}$ ,

$N_{Ed}$  ed  $M_{Ed}$  i valori della domanda a sforzo normale e flessione dovuta alle combinazioni sismiche di progetto, valutate rispettivamente mediante le espressioni 7.5.7 e 7.5.8, ponendo  $\Omega$  il minimo valore tra gli  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  dove  $N_{pl,Rd,i}$  è la capacità a sforzo normale della i-esima diagonale e  $N_{Ed,i}$  la domanda a sforzo normale per la combinazione sismica, calcolati per tutti gli elementi di controvento in cui si attende la formazione di zone dissipative.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i valori massimo e minimo dei coefficienti  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  dove  $N_{pl,Rd,i}$  è la capacità a sforzo normale della i-esima diagonale e  $N_{Ed,i}$  la domanda a sforzo normale per la combinazione sismica, calcolati per tutti gli elementi di controvento in cui si attende la formazione di zone dissipative, devono differire non più del 25%.

Nei telai con controventi a V le travi devono avere capacità sufficiente a rispondere alla domanda relativa alle azioni di natura non sismica senza considerare il contributo fornito dalle diagonali.

Le travi devono inoltre avere capacità sufficiente per rispondere alla domanda che si sviluppa a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse in condizioni sismiche. Per determinare il valore di tale domanda si può considerare la presenza, nelle diagonali tese, di una sollecitazione pari alla capacità a sforzo normale  $N_{pl,Rd}$  e, nelle diagonali compresse, di una sollecitazione pari a  $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$ , essendo  $\gamma_{pb} = 0,30$  il fattore che permette di stimare la capacità residua dopo l'instabilizzazione della diagonale.

I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono garantire il rispetto dei requisiti di cui al § 7.5.3.1.

**Verifiche di Duttilità (DUT)**

Qualora non si eseguano le specifiche verifiche di duttilità di cui al § 7.5.3.2, le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.3.1 secondo la Tab. 7.5.I. 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.

**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», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali. Gli elementi di connessione possono essere componenti orizzontali o verticali.

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 “ $e$ ” dell'elemento di connessione, si adotta la classificazione seguente:

$$\ll \text{corti} \gg: e \leq 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad [7.5.16a]$$

$$\ll \text{intermedi} \gg: 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} < e < 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad [7.5.16b]$$

$$\ll \text{lunghi} \gg: e \geq 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad [7.5.16c]$$

dove  $M_{1,Rd}$  e  $V_{1,Rd}$  sono, rispettivamente, la capacità a flessione e la capacità a taglio dell'elemento di connessione,  $\alpha$  è il rapporto tra il valore minore ed il maggiore della domanda a flessione attesa alle due estremità dell'elemento di connessione <sup>2</sup>.

**Verifiche di Resistenza (RES)**

Per le sezioni ad I la capacità a flessione,  $M_{1,Rd}$  e la capacità a taglio,  $V_{1,Rd}$  dell'elemento di connessione sono definiti, in assenza di domanda a sforzo normale, rispettivamente dalle formule:

$$M_{1,Rd} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) \quad [7.5.17]$$

$$V_{1,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (h - t_f) \quad [7.5.18]$$

essendo  $b$  e  $t_f$  la larghezza e lo spessore della flangia,  $h$  l'altezza della sezione e  $t_w$  lo spessore dell'anima del profilo costituente la sezione.

Quando sia soddisfatta la relazione  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,15$  occorre che ad entrambe le estremità del collegamento la capacità a taglio ed a flessione siano maggiori della corrispondente domanda:

$$V_{Ed} \leq V_{1,Rd} \quad [7.5.19]$$

$$M_{Ed} \leq M_{1,Rd} \quad [7.5.20]$$

essendo  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ , e  $M_{Ed}$  i valori della domanda a sforzo normale, taglio e flessione agenti in corrispondenza delle estremità dell'elemento di connessione e  $N_{pl,Rd}$  la capacità a sforzo normale della sezione costituente l'elemento di connessione.

Quando il valore di progetto della domanda a sforzo normale  $N_{Ed}$  agente sull'elemento di connessione supera il 15% della corrispondente capacità della sezione costituente l'elemento,  $N_{pl,Rd}$  tale domanda va tenuta opportunamente in conto riducendo la capacità a taglio,  $V_{1,Rd}$  e a flessione,  $M_{1,Rd}$  dell'elemento di connessione stesso adottando le seguenti espressioni

$$V_{1,Rd,r} = V_{1,Rd} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{0,5} \quad [7.5.21]$$

$$M_{1,Rd,r} = M_{1,Rd} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right] \quad [7.5.22]$$

Se  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \geq 0,15$  occorre anche che sia

<sup>2</sup>Quando  $\alpha=1$  i momenti flettenti alle due estremità sono uguali e nell'elemento di connessione si formano due cerniere plastiche.

$$e \leq 1,6 \cdot M_{1,Rd} / V_{1,Rd} \quad \text{se } R < 0,3 \quad [7.5.23]$$

$$e \leq (1,15 - 0,5 \cdot R) 1,6 \cdot M_{1,Rd} / V_{1,Rd} \quad \text{se } R \geq 0,3 \quad [7.5.24]$$

dove  $R = N_{Ed} t_w (d - 2t_f) / (V_{Ed} A)$ , in cui  $A$  è l'area lorda del collegamento.

Le membrature non contenenti elementi di connessione, come le colonne e gli elementi diagonali, se sono utilizzati elementi di connessione orizzontali, e le travi, se sono utilizzati elementi di connessione verticali, devono possedere una capacità tale da soddisfare la combinazione più sfavorevole della domanda a sforzo normale e della domanda a flessione:

$$N_{Rd} (M_{Ed}, V_{Ed}) \leq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad [7.5.25]$$

dove:

$N_{Rd} (M_{Ed}, V_{Ed})$  è la capacità a sforzo normale di progetto della colonna o dell'elemento diagonale valutata tenendo conto dell'interazione con la domanda a flessione ed a taglio,  $M_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  nella combinazione sismica;

$N_{Ed,G}$  è la domanda a sforzo normale nella colonna o nell'elemento diagonale, dovuta ad azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione sismica di progetto;

$N_{Ed,E}$  è la domanda a sforzo normale nella colonna o nell'elemento diagonale per l'azione sismica di progetto;

$\gamma_{ov}$  è il coefficiente di sovra resistenza del materiale di cui al § 7.5.1;

$\Omega$  è pari al valore minimo dei coefficienti  $\Omega_i = 1,5 V_{1,Rd,i} / V_{Ed,i}$  per elementi di connessione corti in cui si localizzano le zone dissipative,  $\Omega_i = 1,5 M_{1,Rd,i} / M_{Ed,i}$  per tutti gli elementi di connessione lunghi e intermedi in cui si localizzano le zone dissipative, dove  $V_{Ed,i}$  e  $M_{Ed,i}$  sono i valori della domanda a taglio e flessione dell' $i$ -esimo elemento di connessione per la combinazione sismica di progetto,  $V_{1,Rd,i}$  e  $M_{1,Rd,i}$  sono le capacità a taglio e flessione dell' $i$ -esimo elemento di connessione.

I collegamenti degli elementi di connessione devono avere una capacità sufficiente a soddisfare una domanda pari a

$$E_d = E_{d,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_i \cdot E_{d,E} \quad [7.5.25]$$

dove:

$E_{d,G}$  è la domanda agente sul collegamento per le azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione sismica di progetto;

$E_{d,E}$  è la domanda agente sul collegamento per l'azione sismica di progetto;

$\gamma_{ov}$  è il coefficiente di sovraresistenza;

$\Omega_i$  è il coefficiente relativo all'elemento di connessione considerato e calcolato come indicato nel presente paragrafo.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo degli elementi di collegamento all'interno della struttura, i coefficienti  $\Omega_i$  calcolati per tutti gli elementi di connessione come indicato in precedenza nel presente paragrafo, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.

### Verifiche di Duttilità (DUT)

Qualora non si effettuino specifiche verifiche di duttilità di cui al § 7.5.3.2:

- gli elementi di collegamento lunghi e intermedi devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.3.1 secondo la Tab. 7.5.I;
- negli elementi di collegamento intermedi e corti devono essere evitati i fenomeni di instabilità locale fino al raggiungimento della completa plasticizzazione della sezione;
- devono essere soddisfatte le prescrizioni sui dettagli costruttivi di cui al presente paragrafo;
- la domanda di rotazione rigida  $\theta_p$  tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo non deve eccedere i seguenti valori:

$$\text{elementi } \square \text{ corti } \square : \theta_p \leq 0,08 \text{rad} \quad [7.5.26a]$$

$$\text{elementi } \square \text{ lunghi } \square : \theta_p \leq 0,02 \text{rad} \quad [7.5.26b]$$

Per gli elementi di connessione «intermedi» si interpola linearmente tra i valori precedenti.

### Dettagli costruttivi

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. Al fine di evitare tali fenomeni, occorre disporre irrigidimenti ad una distanza massima pari a  $1,5 b$ , essendo  $b$  la larghezza della flangia del profilo costituente l'elemento di connessione, dall'estremità dell'elemento di connessione stesso.

In tutti i casi, gli irrigidimenti d'anima devono essere disposti da ambo i lati in corrispondenza delle estremità delle diagonali. Nel caso di elementi di connessione corti e travi di modesta altezza (minore di 600 mm) è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i 3/4 della altezza dell'anima stessa. Tali irrigidimenti devono avere

spessore non inferiore a  $t_{wv}$  e comunque non inferiore a 10 mm, e larghezza pari a  $(b/2)-t_{wv}$ , essendo  $t_w$  lo spessore dell'anima del profilo costituente l'elemento di connessione.

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 possedere una capacità tale da soddisfare una domanda pari a  $A_{st} f_y$ , essendo  $A_{st}$  l'area dell'elemento di irrigidimento; le saldature che lo collegano alle piattabande devono possedere una capacità superiore a  $A_{st} f_y/4$ .

## 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 non dissipativo.
- b) comportamento strutturale dissipativo, con zone dissipative localizzate in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo;
- c) comportamento strutturale dissipativo, con zone dissipative localizzate in componenti e membrature in acciaio;

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.3. delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.3. delle presenti norme, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.6. 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 influenzino la stabilità globale della struttura.

Durante l'evento sismico le zone dissipative devono essere localizzate esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale; deve essere quindi garantita l'integrità dei componenti di calcestruzzo soggetti a compressione.

L'assunzione del comportamento strutturale tipo b) è subordinata all'adozione di misure specifiche atte a prevenire l'eventualità che componenti in calcestruzzo contribuiscano alla capacità delle zone dissipative.

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

### 7.6.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 7.6.1.1 CALCESTRUZZO

Non è ammesso l'impiego di calcestruzzo di classe inferiore a C20/25 o LC20/22.

Nella progettazione, nel campo di applicazione delle presenti norme, non è consentito l'impiego di calcestruzzi di classe superiore alla C40/50 o LC40/44.

#### 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 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 COMPORTAMENTO

#### 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, dove si localizzano le zone dissipative, devono essere realizzati in 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 agli elementi strutturali di calcestruzzo armato, si rimanda al § 7.4. Le pareti possono essere accoppiate mediante travi in acciaio o composte acciaio-calcestruzzo.

### 7.6.2.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

Si applicano le prescrizioni di cui al § 7.5.3 e per quanto riguarda il valore massimo del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento si applica la tabella 7.3.II, 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 delle sezioni in cui il calcestruzzo è in compressione deve essere valutata utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione  $n = E_a/E_{cm} = 7$ , essendo  $E_{cm}$  il modulo di elasticità secante del calcestruzzo. Inoltre il calcolo del momento d'inerzia non fessurato,  $I_r$ , delle travi composte con calcestruzzo in compressione deve essere valutato includendo nel calcolo la porzione della soletta di calcestruzzo compresa nella larghezza efficace, determinata come al § 7.6.5.1.

Nei casi in cui il calcestruzzo è in trazione, la rigidezza della sezione composta dipende dal momento d'inerzia della sezione fessurata  $I_2$ , calcolato assumendo il calcestruzzo non reagente e come attive le sole componenti metalliche della sezione, profilo strutturale ed armatura, collocate nella larghezza efficace.

### 7.6.4. CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE

#### 7.6.4.1 CRITERI DI PROGETTO PER STRUTTURE DISSIPATIVE

Le regole di progetto seguenti si applicano agli elementi composti acciaio-calcestruzzo delle strutture sismo-resistenti progettati per avere un comportamento strutturale dissipativo. Tali elementi devono avere un'adeguata capacità in termini di resistenza e duttilità. La duttilità è ottenuta rispettando i criteri di progetto e i dettagli costruttivi.

Nel caso di comportamento tipo *b*) di cui al § 7.6, la capacità deve essere valutata per gli elementi in acciaio secondo quanto indicato nel § 7.5.

Nelle disposizioni di cui al presente capitolo, le zone dissipative sono localizzate nelle membrature, pertanto i collegamenti e tutte le componenti non dissipative della struttura devono essere dotati di adeguata capacità.

#### 7.6.4.2 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

La progettazione sismica delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è basata sulla valutazione del limite inferiore ( $E_{pl,Rd}$ ) e del limite superiore ( $E_{U,Rd}$ ) della capacità.

Il limite inferiore della capacità delle zone dissipative,  $E_{pl,Rd}$ , deve essere confrontato con la domanda ottenuta dalla combinazione sismica delle azioni  $E_{Sd}$ , per cui deve risultare  $E_{Sd} < E_{pl,Rd}$ .

Il limite superiore della capacità delle zone dissipative ( $E_{U,Rd}$ ) deve essere utilizzato nella verifica della capacità delle altre componenti strutturali coinvolte nello sviluppo dei meccanismi di collasso prescelti. Tale valore deve essere assunto analogamente a quanto previsto nelle strutture in acciaio pari a  $E_{U,Rd} = 1,1 \gamma_{ov} E_{pl,Rd}$  con  $\gamma_{ov}$  definito nel § 7.5.1.

In particolare per il progetto dei collegamenti adiacenti le zone dissipative deve risultare:

$$R_{j,d} \geq R_{U,Rd} \quad [7.6.1]$$

dove:

$R_{j,d}$  è la capacità del collegamento;

$R_{U,Rd}$  è il limite superiore della capacità della membratura collegata, valutata come indicato nel presente paragrafo.

Nei nodi trave-colonna adiacenti le zone dissipative di telai con colonne costituite da profili rivestiti completamente o parzialmente di calcestruzzo, la capacità a taglio del pannello d'anima della colonna 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 capacità a taglio si ottiene sommando i due contributi forniti, rispettivamente, dall'acciaio e dal calcestruzzo:

$$V_{wp,Rd} = 0,8(V_{wp,s,Rd} + V_{wp,c,Rd}) \quad [7.6.2]$$

dove  $V_{wp,s,Rd}$  è la capacità del pannello d'anima in acciaio calcolato secondo i metodi indicati nel § 4.2,  $V_{wp,c,Rd}$  è la capacità a taglio fornito dal calcestruzzo che deve essere determinato utilizzando appropriati modelli tirante-puntone tipici delle strutture in calcestruzzo. La domanda a taglio,  $V_{wp,Sd}$ , con cui confrontare la capacità  $V_{wp,Rd}$  è calcolata considerando il raggiungimento della capacità a flessione nelle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna secondo lo schema e le modalità previste in fase di progetto.

**7.6.4.3 VERIFICHE DI DUTTILITA' (DUT)**

In ogni zona o elemento dissipativo si deve garantire una capacità in duttilità superiore alla corrispondente domanda in duttilità. La verifica deve essere effettuata adottando le misure di deformazione adeguate ai meccanismi duttili previsti per le diverse tipologie strutturali.

Per le tipologie indicate in § 7.5.2.1, si possono utilizzare le seguenti misure di deformazione locale  $q$ :

- elementi inflessi o presso inflessi di strutture intelaiate: rotazione alla corda;
- elementi prevalentemente tesi e compressi di strutture controventate: allungamento complessivo del diagonale;
- elementi sottoposti a taglio e flessione di strutture con controventi eccentrici (elementi di collegamento): rotazione rigida tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo.

La duttilità locale è definita come segue

$$\mu = q_u / q_y$$

La domanda di prestazione in duttilità locale è definita dal rapporto tra il valore di deformazione  $q_u$  misurato mediante analisi non lineare e il valore di deformazione  $q_y$  al limite elastico. Nel caso di analisi strutturale lineare con fattore di comportamento, la domanda di deformazione può essere dedotta dal campo di spostamenti ultimi ottenuti come in § 7.3.3.3.

La capacità in duttilità locale è data dal rapporto tra la misura di deformazione al collasso  $q_u$  valutato in corrispondenza della riduzione del 15% della massima resistenza dell'elemento, e la deformazione  $q_y$  corrispondente al raggiungimento della prima plasticizzazione. La capacità in duttilità, quando non sia determinata mediante sperimentazione diretta, deve essere valutata utilizzando metodi di calcolo che descrivano in modo adeguato il comportamento in campo non-lineare, inclusi i fenomeni di instabilità dell'equilibrio, e tengano conto dei fenomeni di degrado connessi al comportamento ciclico.

La verifica di duttilità si ritiene comunque soddisfatta qualora siano rispettate, le prescrizioni ed i dettagli costruttivi per le zone dissipative riportati nel seguito nel presente paragrafo, le prescrizioni ed i dettagli costruttivi riportati nei paragrafi successivi per ciascuna tipologia ed elemento strutturale e sia soddisfatta, per le sezioni delle colonne primarie delle strutture a telaio in cui si prevede la formazione di zone dissipative, la relazione:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,3 \quad [7.6.3]$$

dove  $N_{Ed}$  è il valore della domanda a sforzo normale e  $N_{pl,Rd}$  è il valore della capacità a sforzo normale determinata secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2.

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.

**Tab. 7.6.I - Valori limite della snellezza per i profilati metallici**

Valore di base $q_0$ del fattore di comportamento	$1,5 \div 2 \leq q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
Sezione ad H o I parzialmente o totalmente rivestita in calcestruzzo: limiti per le sporgenze delle ali $c/t_f$	14 $\epsilon$	9 $\epsilon$
Sezione rettangolare cava riempita di calcestruzzo: $h/t$ limite	38 $\epsilon$	24 $\epsilon$
Sezione circolare cava riempita di calcestruzzo: $d/t$ limite	85 $\epsilon^2$	80 $\epsilon^2$

essendo

$$\epsilon = (235/f_{yk})^{0,5}$$

$c/t_f$  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.

**7.6.4.4 DETTAGLI COSTRUTTIVI**

La plasticizzazione delle barre di armatura della soletta di calcestruzzo delle travi composte è ammessa solo quando esse soddisfano le prescrizioni di cui al § 7.6.5.2 circa la profondità dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura (Tab. 7.6.II).

Nelle zone di intersezione tra trave e colonna apposite armature metalliche devono essere disposte nella soletta di calcestruzzo al fine di governare gli effetti locali di diffusione delle tensioni. Il dimensionamento di tali armature longitudinali deve essere effettuata con modelli che soddisfino l'equilibrio.

### 7.6.5 REGOLE SPECIFICHE PER LE MEMBRATURE

Nel progetto delle colonne composte si può tener conto della resistenza della sola sezione in acciaio o della sezione composta acciaio-calcestruzzo. La dimensione minima, base o altezza per le sezioni rettangolari o diametro minimo per le sezioni circolari, delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo deve essere non inferiore a 250 mm.

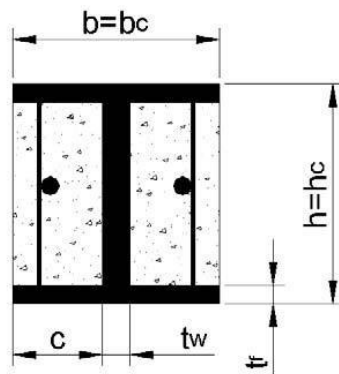


Fig. 7.6.1 - Rapporti dimensionali

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 in cui potrebbero localizzarsi imprevisti fenomeni di plasticizzazione.

Quando è necessario sfruttare interamente la capacità di una colonna composta per soddisfare la progettazione in capacità o le verifiche di resistenza, si deve garantire la completa collaborazione 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

##### Verifiche di resistenza (RES)

Nelle travi con soletta collaborante il grado di connessione  $N/N_f$ , definito al § 4.3.4.3., deve risultare non inferiore a 0,8 e la complessiva capacità a taglio dei connettori nella zona in cui il calcestruzzo della soletta è teso non deve essere inferiore alla capacità delle armature longitudinali.

La capacità dei connettori a piolo si ottiene, a partire da quella indicata al § 4.3.4.3.1, applicando un fattore di riduzione 0,75.

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  $b_{eff}$  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.

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_c \quad [7.6.4]$$

Ciascuna aliquota  $b_{e1}$ ,  $b_{e2}$  deve essere calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle Tabelle 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 Tab. 7.6.III e IV, 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/rigidezza 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  $b_{magg}$  è 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.

##### Verifiche di duttilità (DUT)

Qualora non si effettuino specifiche verifiche di duttilità di cui al § 7.5.3.2, nelle zone dissipative soggette a momento positivo deve essere verificato il rapporto  $x/d$  dato da:

$$x/d < \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_a) \quad [7.6.5]$$

nella quale:

$x$  è la profondità dell'asse neutro a rottura;

$d$  è l'altezza totale della sezione composta;

$\epsilon_{cu}$  è la deformazione a rottura del calcestruzzo valutata tenendo conto degli effetti di degrado ciclico del materiale;

$\epsilon_a$  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.

**Tab. 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> )	$1,5 < q_0 \leq 4$ ( $x/d$ )limite	$q_0 > 4$ ( $x/d$ )limite
235	0,36	0,27
275	0,32	0,24
355	0,27	0,20

**7.6.5.2 MEMBRATURE COMPOSTE PARZIALMENTE RIVESTITE DI CALCESTRUZZO**

**Criteri di Dettaglio**

L'adozione dei dettagli d'armatura trasversale riportati in Fig. 7.6.1 può ritardare l'innesco dei fenomeni di instabilità locale nelle zone dissipative. In particolare i limiti riportati in Tab. 7.6.I per le piattabande possono essere incrementati se tali barre sono caratterizzate da un interasse longitudinale,  $s_l$ , minore della lunghezza netta,  $c$ , della piattabanda,  $s_l/c < 1,0$ :

– per  $s_l/c \leq 0,5$ , i limiti di Tab. 7.6.I possono essere moltiplicati per un coefficiente 1,50;

– per  $0,5 < s_l/c < 1,0$  si può interpolare linearmente tra i coefficienti 1,50 e 1,00.

Deve essere inoltre garantito uno spessore del copriferro netto di almeno 20 mm e non superiore a 40 mm.

I valori minimi dell'interasse delle staffe sono devono essere ricavati dalle limitazioni di cui al § 7.6.5.3

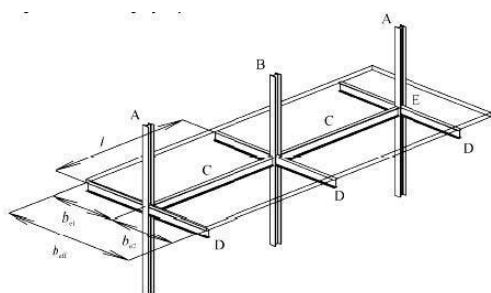
**Tab. 7.6.III** -Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo della rigidità flessionale

	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale $b_{ei}$
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per $M^-$ : 0,05 L Per $M^+$ : 0,0375 L
Nodo/Colonna esterni	Presente	
Nodo/Colonna esterni	Non presente/Armatura non ancorata	Per $M^-$ : 0 Per $M^+$ : 0,025 L

**Tab. 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	$b_{\text{magg}}/2 + 0,7 h_c/2$
Positivo, $M^+$	Colonna esterna	Disposizioni differenti	$b_{\text{magg}}/2 \leq 0,05 L$



- A = colonna esterna
- B = colonna interna
- C = trave longitudinale
- D = trave trasversale
- E = sbalzo in calcestruzzo

Fig. 7.6.2 - Definizione degli elementi in una struttura intelaiata

### 7.6.5.3 COLONNE COMPOSTE COMPLETAMENTE RIVESTITE DI CALCESTRUZZO

#### Criteri di dettaglio

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.

Nelle strutture intelaiate le zone dissipative delle colonne si localizzano in corrispondenza di entrambe le estremità dei tratti di lunghezza libera delle colonne stesse, e nei sistemi di controventi eccentrici nelle porzioni di colonna adiacenti agli elementi di connessione. Per la determinazione della loro lunghezza si rimanda al § 7.4.6.1.2.

Quando l'armatura trasversale nelle zone dissipative sia disposta secondo un interasse  $s$  minore della larghezza  $c$  della piattabanda del profilo, possono essere seguite le indicazioni fornite in § 7.6.5.2 che modificano i valori limite della snellezza delle piattabande dei profilati metallici.

Nelle zone dissipative 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 e dell'armatura.

### 7.6.5.4 COLONNE COMPOSTE RIEMPIE DI CALCESTRUZZO

#### Verifiche di resistenza (RES)

La capacità a taglio nelle zone dissipative può essere valutata facendo riferimento alla sola sezione di acciaio o sulla base di quella in calcestruzzo 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

Nelle travi composte è possibile assumere un momento d'inerzia equivalente costante lungo l'intera trave,  $I_{eq}$  dato dalla relazione:

$$I_{eq} = 0,6 \cdot I_1 + 0,4 \cdot I_2 \quad [7.6.6]$$

La rigidità flessionale delle colonne composte può essere assunta pari a:

$$(E \cdot I)_C = 0,9 \cdot (E \cdot I_a + r \cdot E_{cm} \cdot I_c + E \cdot I_s) \quad [7.6.7]$$

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; in assenza di più accurate determinazioni, può essere assunto pari a 0.5.

### 7.6.6.2 TRAVI E COLONNE

I tralicci composti non possono essere usati come elementi dissipativi.

#### Verifiche di resistenza (RES)

Per le travi si applicano le prescrizioni di cui al § 7.5.4.1 mentre per le colonne si applicano le regole di cui al § 7.5.4.2.

La capacità delle travi deve essere verificata nei confronti della domanda per instabilità flessionale e flesso-torsionale in accordo con il § 4.3.4 assumendo il raggiungimento della capacità per flessione, con soletta di calcestruzzo tesa, ad una estremità dell'elemento.

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo, deve inoltre essere rispettata la seguente diseuguaglianza per ogni nodo trave-colonna del telaio

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad [7.6.8]$$

dove  $\gamma_{Rd}$  è dato in Tab. 7.2.I,  $M_{C,pl,Rd}$  è la capacità a flessione della colonna calcolato per i livelli di domanda a sforzo normale valutata nelle combinazioni sismiche delle azioni ed  $M_{b,pl,Rd}$  è la capacità delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

### 7.6.6.3 COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati secondo le indicazioni contenute al § 7.5.4.3.

### 7.6.6.4 COLLEGAMENTI COLONNA-FONDAZIONE

I collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati secondo le indicazioni contenute al punto § 7.5.4.5.

### 7.6.6.5 CONDIZIONE PER TRASCURARE IL CARATTERE COMPOSTO DELLE TRAVI CON SOLETTA

La capacità plastica di una sezione composta di una trave con soletta (limite superiore o inferiore della capacità plastica delle zone dissipative) può essere calcolata tenendo conto del solo contributo della sezione di acciaio (progettazione in conformità al principio b) di cui al § 7.6) se la soletta è non collegata al telaio di acciaio in corrispondenza della colonna cui la trave è collegata per una zona circolare di diametro  $2 b_{eff}$ , essendo  $b_{eff}$  la maggiore delle larghezze efficaci delle travi collegate a quella colonna.

A tal fine occorre che non vi sia contatto tra la soletta e qualsiasi lato verticale di qualsiasi elemento di acciaio (per esempio colonne, connettori a taglio, piastre di collegamento, flangia ondulata, lamiera di acciaio collegata con chiodi alla flangia della sezione di acciaio).

Si raccomanda che nelle travi parzialmente rivestite sia tenuto in conto il contributo del calcestruzzo tra le flange della sezione di acciaio.

## 7.6.7. REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

I telai composti con controventi concentrici devono essere progettati secondo 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 nell'elemento di collegamento.

A tal proposito devono essere seguite le regole di cui al § 7.5.6.

## 7.7. COSTRUZIONI DI LEGNO

Per le costruzioni di 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 documenti di comprovata validità;
- **nodi rigidi**: giunzioni con deformabilità trascurabile ai fini del comportamento strutturale da valutarsi documenti di comprovata validità;
- **unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico**: unioni realizzate con mezzi meccanici 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 di legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo a uno dei seguenti comportamenti, anche tenuto conto delle disposizioni di cui al § 7.7.7:

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

Le strutture progettate secondo il comportamento strutturale dissipativo devono appartenere alla CD "A" o alla CD "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 devono essere localizzate, in accordo al meccanismo di collasso duttile globale prescelto, in alcuni dei collegamenti o in elementi specificatamente progettati; le membrature lignee devono essere considerate a comportamento elastico, salvo che non siano adottati per gli elementi strutturali provvedimenti tali da soddisfare i requisiti di duttilità di cui al § 7.7.3.

Ai fini dell'applicazione dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti prescelti e/o gli elementi specificatamente progettati), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda mentre le componenti non dissipative (gli altri collegamenti e gli elementi strutturali) adiacenti, debbono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{RD}$ , di cui alla Tab. 7.2.I; valori inferiori del fattore di sovrarresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per CD "A" e a 1,1 per CD "B" devono essere giustificati sulla base di idonee evidenze teorico-sperimentali.

Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico-scientifica, basata su sperimentazione dei singoli collegamenti o dell'intera struttura o di parte di essa, in accordo con normative di comprovata validità.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.4 delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo

### 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 nel Capitolo 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, a meno che non siano poste in serie con un elemento duttile applicando i criteri della progettazione in capacità;
- c) i nodi di carpenteria possono essere utilizzati solamente quando 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 è 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 (UNI EN 312) devono avere uno spessore non inferiore a 13 mm e massa volumica caratteristica in accordo a UNI EN 12369-1);
- b) i pannelli di compensato (UNI EN 636) devono avere spessore non inferiore a 9 mm;

c) i pannelli di OSB (UNI EN 300) devono avere spessore non inferiore ai 12 mm se disposti a coppia, non inferiore a 15 mm se disposti singolarmente.

I mezzi di unione meccanici devono soddisfare i seguenti requisiti:

- a) i connettori a gambo cilindrico devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.7.8 delle presenti norme;
- b) gli elementi di carpenteria metallica, realizzati in composizione anche saldata, devono rispettare le prescrizioni riportate nella presente normativa relativamente alle costruzioni di acciaio.

### **7.7.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO**

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, con riferimento a quanto definito nel § 7.2.2, le costruzioni di legno possono avere comportamento strutturale non dissipativo o comportamento strutturale dissipativo (CD "A" o CD "B").

Nel caso di strutture con comportamento dissipativo, è obbligo del Progettista giustificare la scelta dei valori assunti nei calcoli per il fattore  $q_0$ , sulla base della capacità dissipativa del sistema strutturale nonché dei criteri di dimensionamento dei collegamenti, che devono essere in grado di garantire una adeguata capacità, prevenendo rotture fragili mediante una puntuale applicazione dei principi della progettazione in capacità.

Nella Tab. 7.3.II sono riportati, per ciascuna classe di duttilità, alcuni esempi di strutture con i valori massimi del fattore di comportamento  $q_0$ . Nel caso in cui il controventamento della struttura sia affidato a materiali diversi (calcestruzzo armato, acciaio), si deve fare riferimento ai pertinenti paragrafi della presente normativa.

#### **7.7.3.1 PRECISAZIONI**

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 possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se si rispettano le seguenti prescrizioni:

- a) 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  $10d$ ;
- b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il diametro  $d$  dei chiodi non è superiore a 3,1 mm e il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo pari a  $4d$ .

Qualora alcune o tutte le precedenti prescrizioni non siano rispettate, 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), le zone dissipative saranno da considerare in classe di duttilità CD "B".

In alternativa alle prescrizioni di cui sopra, per le zone dissipative di classe CD "B", i collegamenti meccanici a gambo cilindrico possono essere progettati per garantire lo sviluppo di almeno una cerniera plastica nel gambo dei connettori metallici in accordo ai meccanismi di collasso riportati nelle normative e documenti tecnici di comprovata validità di cui al Capitolo 12. Particolare attenzione dovrà essere rivolta a impedire rotture fragili tipo fessure da spacco longitudinale, espulsione di tasselli di legno, rotture a taglio e a trazione del materiale base.

### **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.

Nel modello strutturale gli impalcati devono essere, in generale, assunti con la loro deformabilità; essi possono essere assunti come rigidi, senza necessità di ulteriori verifiche, se:

- a) per gli impalcati sono rispettate le disposizioni costruttive date nel successivo § 7.7.5.3 o, in alternativa e se pertinente, nel § 7.7.7.2;
- b) eventuali aperture presenti non influenzano significativamente la rigidità globale di lastra nel proprio piano.

Travi e solette su cui poggiano elementi in falso (pilastri o pareti) devono essere sempre dimensionate tenendo in considerazione l'influenza delle componenti verticali dell'azione sismica, in accordo con quanto riportato in § 7.2.2.



### **7.7.5. DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE**

#### **7.7.5.1 GENERALITÀ**

Le strutture a comportamento dissipativo devono essere progettate in modo che le zone dissipative 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.

Le disposizioni costruttive date nei successivi § 7.7.5.2 e 7.7.5.3 si applicano alle zone di struttura progettate per sviluppare un comportamento dissipativo.

#### **7.7.5.2 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER I COLLEGAMENTI**

Le membrature compresse e 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 non devono essere utilizzati; nel caso di bordi discontinui dei pannelli non si deve incrementare l'interasse dei chiodi lungo i bordi medesimi;
- 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, come indicato nel § 7.7.3. 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.

Le verifiche di duttilità (DUT) si intendono soddisfatte quando siano rispettate le regole disposizioni costruttive di cui al § 7.7.5 e le regole di dettaglio di cui al § 7.7.7.

Per la verifica di strutture progettate in conformità al concetto di comportamento strutturale dissipativo (classe di duttilità CD"A" o CD"B"), può considerarsi valido quanto riportato nelle verifiche di resistenza (RES) del § 7.3.6.1. quando siano soddisfatti i requisiti di cui al § 7.7.3 per le zone dissipative (anche sulla base di apposite prove sperimentali) e la resistenza del materiale sia opportunamente ridotta del 20% per tener conto del degrado per deformazioni cicliche.

### **7.7.7. REGOLE DI DETTAGLIO**

#### **7.7.7.1 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER I COLLEGAMENTI**

Le regole e disposizioni riportate nel presente paragrafo 7.7.7.1 e nel successivo 7.7.7.2 si applicano alle strutture progettate in CD"A" o CD"B", relativamente alle zone considerate e progettate come dissipative.

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  $a_g S \geq 0,2$  g, particolare attenzione deve essere posta alla spaziatura degli elementi di fissaggio in zone di discontinuità.

## 7.8. COSTRUZIONI DI MURATURA

### 7.8.1. REGOLE GENERALI

#### 7.8.1.1 PREMESSA

Le costruzioni di muratura devono essere realizzate nel rispetto di quanto contenuto nelle presenti Norme Tecniche ai §§ 4.5 e 11.10. Il rispetto di tali requisiti consente di classificare le costruzioni in muratura come moderatamente dissipative e quindi appartenenti alla classe di duttilità CD''B''.

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

Il presente paragrafo divide le costruzioni di muratura in: ordinaria, armata e confinata. Al riguardo si precisa che, per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle presenti Norme Tecniche relativamente alle costruzioni in calcestruzzo armato.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del "metodo semiprobabilistico agli stati limite", salvo quanto previsto al § 7.8.1.9.

I coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza del materiale forniti nel Capitolo 4 possono essere ridotti del 20% e comunque fino ad un valore non inferiore a 2.

#### 7.8.1.2 MATERIALI

Gli elementi da utilizzare per costruzioni di muratura portante devono essere tali da evitare rotture fragili. A tal fine gli elementi devono possedere i requisiti indicati nel § 4.5.2 e, fatta eccezione per le costruzioni caratterizzate, allo SLV, da  $a_g S \leq 0,075$  g, rispettare le seguenti ulteriori indicazioni:

- percentuale volumetrica degli eventuali vuoti, non superiore al 45% del volume totale del blocco;
- eventuali setti, disposti parallelamente al piano del muro, continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante ( $f_{bk}$ ), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa o, in alternativa, resistenza media normalizzata nella direzione portante ( $f_b$ ) non inferiore a 6 MPa ;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete ( $\bar{f}_{bk}$ ), calcolata nello stesso modo, non inferiore a 1,5 MPa.

La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa.

Nel caso di utilizzo di elementi per muratura che fanno affidamento a tasche per riempimento di malta, i giunti verticali possono essere considerati riempiti se la malta è posta su tutta l'altezza del giunto su di un minimo del 40% della larghezza dell'elemento murario.

L'uso di giunti sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati allo SLV, da  $a_g S \leq 0,15$  g, con le seguenti limitazioni:

- altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura: 10,5 m se  $a_g S \leq 0,075$  g; 7 m se  $0,075 < a_g S \leq 0,15$  g
- numero dei piani in muratura da quota campagna:  $\leq 3$  per  $a_g S \leq 0,075$  g ;  $\leq 2$  per  $0,075 < a_g S \leq 0,15$  g

L'uso di giunti verticali non riempiti è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati, allo SLV, da  $a_g S \leq 0,075$  g, costituiti da un numero di piani in muratura da quota campagna non maggiore di due e altezza massima, misurata in asse allo spessore della

muratura di 7 m.

Gli elementi per murature con giunti sottili e/o giunti verticali a secco debbono soddisfare le seguenti limitazioni:

- spessore minimo dei setti interni: 7 mm;
- spessore minimo dei setti esterni: 10 mm;
- percentuale massima di foratura: 55% ;

Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo per costruzioni caratterizzate, allo SLV, da  $a_g S \leq 0,075g$ .

### 7.8.1.3 MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI COMPORTAMENTO

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, la costruzione può essere considerata di muratura ordinaria, di muratura armata o di muratura confinata. I valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento con cui individuare lo spettro di progetto (vedi § 3.2.3.5) da utilizzare nelle analisi lineari, sono indicati in Tab. 7.3.II.

Nel caso della muratura armata, valori compresi tra 2,0  $\alpha_u/\alpha_1$  e 2,5  $\alpha_u/\alpha_1$  possono essere applicati in funzione del sistema costruttivo prescelto, senza verificare quale sia il meccanismo di collasso della costruzione. Il valore 3,0  $\alpha_u/\alpha_1$  può essere utilizzato solo applicando i principi della progettazione in capacità descritti al § 7.8.1.7.

Si assume sempre  $q = q_0 \cdot K_R$ , attribuendo a  $K_R$  i valori indicati nel § 7.3.1.

I coefficienti  $\alpha_1$  e  $\alpha_u$  sono definiti come segue:

$\alpha_1$  è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

$\alpha_u$  è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di  $\alpha_u/\alpha_1$  può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.2) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda a un'analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_u/\alpha_1$ :

- costruzioni di muratura ordinaria  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,7$
- costruzioni di muratura armata  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni di muratura confinata  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,6$
- costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

### 7.8.1.4 CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI

Le piante delle costruzioni devono essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, devono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.

I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali e di vincolo nei confronti delle azioni fuori del piano delle pareti, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, deve rispettare i requisiti indicati nella Tab. 7.8.I, in cui  $t$  indica lo spessore della parete al netto dell'intonaco,  $h_0$  l'altezza di libera inflessione della parete come definito al § 4.5.6.2,  $h'$  l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete,  $l$  la lunghezza della parete.

**Tab. 7.8.I** – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

Tipologie costruttive	$t_{\min}$	$(\lambda=ho/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura confinata	240 mm	15	0,3

Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.15g$	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075 g$	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075 g$	150 mm	20	0,3

**7.8.1.5 METODI DI ANALISI**

**7.8.1.5.1 Generalità**

I metodi di analisi di cui al § 7.3 devono essere applicati con le seguenti precisazioni e restrizioni.

**7.8.1.5.2 Analisi lineare statica**

È applicabile nei casi previsti al § 7.3.3.2, anche per le costruzioni irregolari in altezza, purché si ponga  $\lambda = 1,0$ .

Le rigidezze degli elementi murari devono essere calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di rigidezze fessurate è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidezze fessurate possono essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

Il modello può essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in calcestruzzo armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammortate alle pareti), possono essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza siano eseguite anche su tali elementi. Per gli elementi di accoppiamento in muratura si seguono i criteri di verifica di cui ai §§ 7.8.1.6, 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Possono essere considerate nel modello travi di accoppiamento in muratura ordinaria solo se sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità. Per elementi di accoppiamento in calcestruzzo armato si seguono i criteri di cui al § 7.4.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide.

Nel caso di solai rigidi, la distribuzione delle forze di taglio nei diversi pannelli ottenuta dall'analisi lineare può essere modificata con una ridistribuzione limitata, facendo sì che l'equilibrio globale di piano sia rispettato (il modulo e la posizione della forza risultante di piano restino invariati) e a condizione che la variazione del taglio in ciascun pannello,  $\Delta V$ , soddisfi la relazione

$$|\Delta V| \leq \max\{0,25|V|, 0,1|V_{\text{piano}}|\} \quad [7.8.0]$$

dove  $V$  è il taglio nel pannello e  $V_{\text{piano}}$  è il taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello. Tale ridistribuzione non è ammessa nel caso in cui il rapporto  $\alpha_U/\alpha_1$  necessario per il calcolo del fattore comportamento  $q$  sia stato ottenuto dal progettista direttamente da un'analisi non lineare. Viceversa, se nella determinazione di  $\alpha_U/\alpha_1$  ci si è avvalsi dei valori prudenziali suggeriti al § 7.8.1.3, la ridistribuzione è ammessa.

Nel caso di solai deformabili la ridistribuzione può essere eseguita solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti ovvero appartenenti alla stessa parete. In tal caso, nel calcolo dei limiti per la ridistribuzione,  $V_{\text{piano}}$  è da intendersi come la somma dei tagli nei pannelli complanari ovvero appartenenti alla stessa parete.

Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate al § 7.2.3 per gli elementi non strutturali, assumendo  $q_a = 3$ . Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a  $S_a/q_a$  volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a  $S_a/q_a$  volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II, si può assumere per  $S_a$  la seguente espressione:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [1.5 \cdot (1 + Z/H) - 0.5] \geq \alpha \cdot S$$

dove:

- $\alpha$  è il rapporto tra accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A per lo stato limite in esame (vedi § 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;
- $Z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (vedi § 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  $Z=0$ .

Per le pareti non resistenti al sisma la verifica fuori piano va comunque condotta facendo ricorso a formulazioni di comprovata validità.

#### 7.8.1.5.3 Analisi dinamica modale

È applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al § 7.3.3.1. Quanto specificato per modellazione e possibilità di redistribuzione nel caso di analisi statica lineare si applica anche in questo caso.

Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente, adottando le forze equivalenti specificate al punto precedente per l'analisi statica lineare.

#### 7.8.1.5.4 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura secondo le modalità descritte al § 7.3.4.2, con la possibilità di estendere quanto ivi indicato per le strutture in cui il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%, anche ai casi in cui la partecipazione di massa sia non inferiore al 60%.

Il modello geometrico della struttura può essere conforme a quanto indicato nel caso di analisi statica lineare. In alternativa si possono utilizzare modelli più sofisticati purché idonei e adeguatamente documentati.

I pannelli murari possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo corrispondenti alla risposta flessionale e a taglio di cui ai §§ 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Gli elementi lineari in c.a. (cordoli, travi di accoppiamento) possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio.

#### 7.8.1.5.5 Analisi dinamica non lineare

Si applica integralmente il § 7.3.4.1 facendo uso di modelli meccanici non lineari di comprovata e documentata efficacia nel riprodurre il comportamento dinamico e ciclico della muratura.

#### 7.8.1.6 VERIFICHE DI SICUREZZA

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la capacità di ogni elemento strutturale resistente al sisma deve essere non inferiore alla domanda agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Devono essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando considerate non resistenti al sisma in base ai requisiti di Tab. 7.8.II.

In caso di applicazione di principi della progettazione in capacità (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio è derivata dalla resistenza a pressoflessione, secondo quanto indicato al § 7.8.1.7.

Le modalità di verifica sono descritte ai § 7.8.2.2, 7.8.3.2.

Non è richiesta alcuna verifica di sicurezza per le costruzioni che rientrano nella definizione di costruzione semplice (§ 7.8.1.9).

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento di cui al § 7.3.4.2, salvo quanto specificato di seguito. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

In ogni caso, sia per le costruzioni in muratura ordinaria sia per le costruzioni in muratura armata senza progettazione in capacità, la verifica di sicurezza non è soddisfatta qualora il rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare, ecceda il valore 4,0.

Nel caso di analisi dinamica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento e la domanda di spostamento.

#### 7.8.1.7 PRINCIPI DI PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ

I principi di progettazione in capacità si applicano esclusivamente al caso di muratura armata.

Per ogni pannello murario, il principio fondamentale è finalizzato ad evitare il collasso per taglio, assicurandosi che sia preceduto dal collasso per flessione. Tale principio è rispettato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore  $\gamma_{RD}$  di cui alla Tab. 7.2.I.

**7.8.1.8 FONDAZIONI**

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in calcestruzzo armato, secondo quanto indicato al § 7.2.5, continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

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

**7.8.1.9 COSTRUZIONI SEMPLICI**

Si definiscono “costruzioni semplici” quelle che rispettano le condizioni di cui al § 4.5.6.4 integrate con le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle di regolarità in pianta e in elevazione definite al § 7.2.1 e quelle definite ai successivi § 7.8.6.1, 7.8.6.2 e 7.8.6.3, rispettivamente per le costruzioni di muratura ordinaria, di muratura armata e di muratura confinata. Per le costruzioni semplici aventi, allo *SLV*,  $a_g S \leq 0,35g$  non è obbligatorio eseguire alcuna analisi e verifica di sicurezza, ma è richiesto il soddisfacimento delle seguenti condizioni integrative:

- in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab. 7.8.II. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali;
- in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata;
- per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella Tab. 7.8.II, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

**Tabella 7.8.II – Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici.**

Accelerazione di picco del terreno $a_g S^{(1)}$		$\leq 0,07g$	$\leq 0,10g$	$\leq 0,15g$	$\leq 0,20g$	$\leq 0,25g$	$\leq 0,30g$	$\leq 0,35g$	$\leq 0,40g$	$\leq 0,45g$	$\leq 0,50g$
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5%	3,5%	4,0%	4,5%	5,5%	6,0%	6,0%	6,0%	6,0%	6,5%
	2	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	6,5%	6,5%	6,5%	7,0%
	3	4,5%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	7,0%	7,0%			
Muratura armata	1	2,5%	3,0%	3,0%	3,0%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	4,5%
	2	3,0%	3,5%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,0%	5,0%
	3	3,5%	4,0%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	6,0%
	4	4,0%	4,5%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	5,5%	6,0%	6,5%	6,5%

<sup>(1)</sup>  $S_T$  si applica solo nel caso di strutture di Classe d’uso III e IV (v. § 2.4.2)

Per le costruzioni semplici il numero di piani non può essere superiore a 3, per le costruzioni in muratura ordinaria, e a 4, per costruzioni in muratura armata.

Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_M} \quad [7.8.1]$$

in cui  $N$  è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell’edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo  $\gamma_G = \gamma_Q = 1$ ),  $A$  è l’area totale dei muri portanti allo stesso piano e  $f_k$  è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

Il dimensionamento delle fondazioni può essere effettuato in modo semplificato tenendo conto delle tensioni normali medie e delle sollecitazioni sismiche globali determinate con l’analisi statica lineare.

**7.8.2. COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA**

**7.8.2.1 CRITERI DI PROGETTO**

Oltre ai criteri definiti al § 4.5.4 e al § 7.8.1.4, le costruzioni di muratura ordinaria è opportuno che abbiano le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, deve essere prestata particolare attenzione sia alla definizione di un adeguato modello strutturale sia alle verifiche, in quanto il disallineamento delle aperture comporta discontinuità ed irregolarità nella trasmissione delle azioni interne. In assenza di valutazioni più accurate, si prendono in considerazione nel modello strutturale e

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

### 7.8.2.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

#### 7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si esegue confrontando il momento agente di progetto con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare e diagramma delle compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a  $0,85f_d$ , tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \left( l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85f_d} \right) \quad [7.8.2]$$

dove:

$M_u$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

$l$  è la lunghezza complessiva della parete (comprensiva della zona tesa)

$t$  è lo spessore della zona compressa della parete

$\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= N/(l \cdot t)$ , con  $N$  forza assiale agente positiva se di compressione); se  $N$  è di trazione,  $M_u = 0$

$f_d = f_k/\gamma_M$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare, la capacità a pressoflessione può essere calcolata ponendo  $f_d$  pari al valore medio della capacità a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo allo *SLC*, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari all'1,0% dell'altezza del pannello.

#### 7.8.2.2.2 Taglio

La capacità a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd} \quad [7.8.3]$$

dove:

$l'$  è la lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni, e in assenza di resistenza a trazione

$t$  è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M$  è definito al § 4.5.6.1 e al § 11.3.3, calcolando la tensione normale media (indicata con  $\sigma_n$  nei paragrafi citati) sulla parte compressa della sezione ( $\sigma_n = N/(l' \cdot t)$ ).

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo  $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n \leq f_{v,lim}$  con  $f_{vm0}$  resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre  $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$  e  $f_{v,lim} = f_{vk,lim}/0,7$ ), e lo spostamento ultimo allo *SLC*, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari allo 0,5% dell'altezza del pannello.

#### 7.8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a  $0,85 f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Per la verifica si può fare utile riferimento al 7.8.2.2.1.

#### 7.8.2.2.4 Travi in muratura

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze possono essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

La capacità a taglio  $V_t$  di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0} \quad [7.8.4]$$

dove:

$h$  è l'altezza della sezione della trave

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$  è la resistenza di progetto a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore medio ( $f_{vd0} = f_{vm0}$ ).

La capacità massima a flessione, associata al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutata come

$$M_u = H_p \cdot \frac{h}{2} \cdot \left[ 1 - \frac{H_p}{(0,85 \cdot f_{bd} \cdot h \cdot t)} \right] \quad [7.8.5]$$

dove

$H_p$  è il minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore  $0,4f_{hd}ht$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ( $f_{hd} = f_{hm}$ ).

La capacità a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come:

$$V_p = 2M_u / l \quad [7.8.6]$$

dove  $l$  è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della capacità a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è assunto pari al minimo tra  $V_t$  e  $V_p$ .

### 7.8.3. COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA

#### 7.8.3.1 CRITERI DI PROGETTO

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

#### 7.8.3.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

##### 7.8.3.2.1 Pressoflessione nel piano

Per la verifica di sezioni pressoinflesse può essere assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità pari a 0,8 la profondità dell'asse neutro, e tensione pari a  $0,85 f_d$ . Le deformazioni massime da considerare sono pari a  $\epsilon_m = 0,0035$  per la muratura compressa e  $\epsilon_s = 0,01$  per l'acciaio teso.

In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di progetto le resistenze medie dei materiali, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari all'1,6% dell'altezza del pannello.

##### 7.8.3.2.2 Taglio

La resistenza a taglio ( $V_t$ ) è calcolata come somma dei contributi della muratura ( $V_{t,M}$ ) e dell'armatura ( $V_{t,S}$ ), secondo le relazioni seguenti:

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad [7.8.7]$$

$$V_{t,M} = d \cdot t \cdot f_{vd} \quad [7.8.8]$$

dove:

$d$  è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa

$t$  è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$  è definito al § 4.5.6.1 calcolando la tensione normale media (indicata con  $\sigma_n$  nel paragrafo citato) sulla sezione lorda di larghezza  $d$  ( $\sigma_n = P/dt$ ).

$$V_{t,S} = (0,6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}) / s \quad [7.8.9]$$

dove:

$d$  è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa,

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo  $s$  misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio,

$f_{yd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio,

$s$  è la distanza tra i livelli di armatura.

Deve essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0,3 \cdot f_d \cdot t \cdot d \quad [7.8.10]$$



dove:

$t$  è lo spessore della parete

$f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di progetto le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

### 7.8.3.2.3 Pressoflessione fuori piano

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica si esegue adottando, per muratura e acciaio, il diagramma delle compressioni e i valori di deformazione limite utilizzati per la verifica nel piano.

## 7.8.4. COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA

La progettazione e la realizzazione di costruzioni di muratura confinata deve essere eseguita in accordo con i criteri e le regole date nella UNI EN 1998-1, con le precisazioni riportate negli Annessi tecnici nazionali agli Eurocodici ed applicando le regole di dettaglio di cui al § 7.8.6.3.

## 7.8.5. STRUTTURE MISTE

Nell'ambito delle costruzioni di muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli elementi di identica tecnologia. Nel caso in cui si affidi integralmente la resistenza alle pareti in muratura, per esse devono essere rispettate le prescrizioni di cui ai punti precedenti. Nel caso si affidi integralmente la resistenza alle strutture di altra tecnologia (ad esempio pareti in c.a.), devono essere seguite le regole di progettazione riportate nei relativi capitoli della presente norma. In casi in cui si ritenesse necessario considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, quest'ultima deve essere verificata utilizzando i metodi di analisi non lineare.

I collegamenti fra elementi di tecnologia diversa devono essere espressamente verificati. Particolare attenzione deve essere prestata alla verifica dell'efficace trasmissione dei carichi verticali. Inoltre è necessario verificare la compatibilità delle deformazioni per tutte le parti strutturali.

È consentito altresì realizzare costruzioni costituite da struttura muraria nella parte inferiore e sormontate da un piano con struttura in calcestruzzo armato o acciaio o legno o altra tecnologia, alle seguenti condizioni:

- i limiti all'altezza delle costruzioni previsti per le strutture in muratura si intendono comprensivi delle parti in muratura e di quelle in altra tecnologia;
- la parte superiore di diversa tecnologia sia efficacemente ancorata al cordolo di coronamento della parte muraria;
- nel caso di metodo di analisi lineare, l'uso dell'analisi statica (nei limiti di applicabilità riportati al § 7.8.1.5.2) è consentito a patto di utilizzare una distribuzione di forze compatibile con la prima forma modale elastica in ciascuna direzione, calcolata con metodi sufficientemente accurati che tengano conto della distribuzione irregolare di rigidezza in elevazione. A tal fine, in assenza di metodi più accurati, la prima forma modale può essere stimata dagli spostamenti ottenuti applicando staticamente alla costruzione la distribuzione di forze definita nel § 7.3.3.2;
- nel caso di analisi statica non lineare, si utilizzino le distribuzioni di forze orizzontali previste al § 7.3.4.2, dove la prima forma modale elastica è stata calcolata con metodi sufficientemente accurati.
- nel caso di analisi lineare, per la verifica della parte in muratura si utilizzi il fattore di comportamento  $q$  prescritto al § 7.8.1.3; per la verifica della parte superiore di altra tecnologia si utilizzi il fattore di comportamento adatto alla tipologia costruttiva e alla configurazione (regolarità) della parte superiore, comunque non superiore a 2,5;
- tutti i collegamenti fra la parte di diversa tecnologia e la parte in muratura siano localmente verificati in base alle forze trasmesse calcolate nell'analisi, maggiorate del 30%.

## 7.8.6. REGOLE DI DETTAGLIO

### 7.8.6.1 COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.

I cordoli devono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo non superiore a 60 mm e a 0,25-t dal filo esterno per murature di spessore  $t$  fino a 300 mm. Per murature di spessore  $t$  superiore, l'arretramento può essere maggiore di 60 mm, ma non superiore a 0,2-t. L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm<sup>2</sup>, le staffe devono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 250 mm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai devono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 120 mm ed adeguatamente ancorate ad esso.

In corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.

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

#### 7.8.6.2 COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA

Quanto indicato al § 7.8.6.1 per la muratura ordinaria si applica anche alla muratura armata, con le seguenti eccezioni e le pertinenti prescrizioni di cui al § 4.5.7.

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

Le barre di armatura devono essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata e devono essere ancorate in modo adeguato alle estremità mediante piegature attorno alle barre verticali. In alternativa possono essere utilizzate, per le armature orizzontali, armature a traliccio o conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio.

La percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della sezione verticale della parete, non può essere inferiore allo 0,04%, né superiore allo 0,5%.

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

Agli incroci delle pareti perimetrali è possibile derogare al requisito di avere su entrambe le pareti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m.

#### 7.8.6.3 COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA

Le costruzioni di muratura confinata dovranno essere progettate rispettando i seguenti requisiti:

- gli elementi di confinamento orizzontale e verticali dovranno essere collegati fra loro e ancorati agli elementi del sistema strutturale principale,
- per garantire un collegamento efficace fra gli elementi di confinamento e la muratura, il calcestruzzo degli elementi di confinamento dovrà essere gettato dopo la realizzazione della muratura,
- la minima dimensione trasversale degli elementi di confinamento orizzontali e verticali non dovrà essere inferiore a 150 mm. Nelle pareti a doppio foglio lo spessore degli elementi di confinamento deve garantire la connessione dei due fogli ed il loro confinamento,
- gli elementi di confinamento verticali dovranno essere posizionati:
  - a) lungo i bordi liberi di ogni parete strutturale,
  - b) su entrambi i lati delle aperture aventi area maggiore di 1,5 m<sup>2</sup>,
  - c) all'interno delle pareti con passo non maggiore di 5 m,
  - d) alle intersezioni delle pareti strutturali, in tutti i casi in cui gli elementi di confinamento più vicini siano ad una distanza superiore a 1,5 m,
- gli elementi di confinamento orizzontali dovranno essere posizionati nel piano della parete ad ogni piano e, in ogni caso, ad un passo non maggiore di 4 m,
- l'armatura longitudinale degli elementi di confinamento deve avere un'area non inferiore a 300 mm<sup>2</sup> o all'1% della sezione dell'elemento di confinamento,
- le staffe dovranno avere diametro non inferiore a 5 mm e passo non maggiore di 15 cm,
- le lunghezze di sovrapposizione delle barre longitudinali non dovranno essere **minori più lunghe** di 60 diametri.

## 7.9. PONTI

### 7.9.1. CAMPO DI APPLICAZIONE

Il presente capitolo tratta il progetto di ponti a pile e travate; queste ultime possono essere del tipo continuo su più pile, o semplicemente appoggiate ad ogni campata.

Le pile s'intendono a fusto unico, con sezione trasversale di forma generica, piena o cava, mono o multicellulare. Anche pile in forma di portale sono trattabili con i criteri e le regole contenute in questo capitolo. Pile a geometria più complessa, ad es. a telaio spaziale, richiedono in generale criteri di progetto e metodi di analisi e verifica specifici.

Per ponti di tipologia diversa da quella indicata, le ipotesi e i metodi di calcolo devono essere adeguatamente documentati, fermi restando i fattori di comportamento riportati in tabella 7.3.II.

### 7.9.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al Capitolo 4, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che: per le strutture di calcestruzzo armato, nessuna sezione superi la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione, come definita al § 7.4.4.1.2; per le strutture di calcestruzzo armato precompresso e per le strutture in carpenteria metallica, nessun materiale superi la deformazione di snervamento di progetto.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo *SLV*, essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle pile.

Ai soli fini del progetto dei pali di fondazione, con riferimento al § 7.2.5, è possibile considerare una limitata capacità dissipativa, dividendo per 1,5 le sollecitazioni sismiche sui pali derivanti dall'analisi strutturale con comportamento non dissipativo. In questo caso, per una lunghezza pari a 10 diametri dalla sommità del palo, devono applicarsi i dettagli costruttivi di cui al § 7.9.6.1 relativi alla CD"B".

La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite ai paragrafi successivi.

Nel valutare la capacità delle sezioni in calcestruzzo armato, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Il proporzionamento della struttura deve essere tale da favorire l'impegno plastico del maggior numero possibile di pile. Il comportamento inelastico dissipativo deve essere di tipo flessionale, con esclusione di possibili meccanismi di rottura per taglio. Per quanto possibile, le zone dissipative devono essere posizionate in punti accessibili, pur con ragionevole difficoltà, per facilitarne l'ispezione e la riparazione.

In genere, il comportamento sismico di ponti con impalcato continuo è migliore di quello di ponti a travata appoggiata, purché si riesca ad assicurare una formazione delle cerniere plastiche pressoché simultanea sotto tutte le pile scelte come elementi dissipativi.

Gli elementi ai quali non è mai richiesta capacità dissipativa devono mantenere un comportamento sostanzialmente elastico; essi sono: gli elementi progettati per avere un comportamento non dissipativo, le porzioni esterne alle zone dissipative delle pile, l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione, le spalle, le pile che non scambiano azioni orizzontali con l'impalcato. A tal fine si adotta il criterio della "progettazione in capacità" descritto nel seguito per ogni caso specifico.

### 7.9.2.1 VALORI DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, per le due componenti orizzontali dell'azione sismica,  $q_0$  è assunto pari a 1,0.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, per le due componenti orizzontali dell'azione sismica, i valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento sono riportati in Tab. 7.3.II; in essa:  $\lambda(\alpha)=1$ , se  $\alpha \geq 3$ ,  $\lambda(\alpha)=(\alpha/3)^{0.5}$ , se  $3 > \alpha \geq 1$ , essendo  $\alpha = L/H$ , dove  $L$  è la distanza della sezione di cerniera plastica dalla sezione di momento nullo ed  $H$  è la dimensione della sezione nel piano di inflessione della cerniera plastica.

Per gli elementi duttili di calcestruzzo armato, i valori di  $q_0$  della Tab. 7.3.II valgono solo se la sollecitazione di compressione normalizzata  $v_k$ , ottenuta dividendo lo sforzo di progetto  $N_{Ed}$  per la resistenza a compressione semplice della sezione ( $v_k = N_{Ed}/A_c f_{ck}$ ), non eccede il valore 0,3.

La sollecitazione di compressione normalizzata non può superare il valore  $v_k = 0,6$ .

Per valori di  $v_k$  intermedi tra 0,3 e 0,6, il valore di  $q_0$  è dato da:

$$q_0(v_k) = q_0 - \left[ \frac{v_k}{0,3} - 1 \right] \cdot (q_0 - 1) \quad [7.9.1]$$

essendo  $q_0$  il valore applicabile per  $v_k \leq 0,3$ .

Nella tabella 7.3.II sono riportate anche le strutture che si muovono con il terreno. Esse non subiscono amplificazione dell'accelerazione del suolo poiché sono caratterizzate da periodi naturali di vibrazione in direzione orizzontale molto bassi ( $T \leq 0,03$  s). Appartengono a questa categoria anche le spalle connesse all'impalcato mediante collegamenti flessibili o appoggi mobili.

Per ciascuna delle due direzioni principali, i valori massimi  $q_0$  del fattore di comportamento sono da applicare, nel caso di ponti isostatici, alle singole pile, nel caso di ponti a travata continua, all'intera opera.

Nel caso di ponti con elementi strutturali duttili di diverso tipo si adotta, per ciascuna delle due direzioni, il fattore di comportamento degli elementi di ugual tipo che contribuiscono in misura maggiore alla resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

Il requisito di regolarità, quindi l'applicabilità di un valore  $K_R = 1$ , può essere verificato a posteriori mediante il seguente procedimento:

- per ciascun elemento duttile si calcoli il rapporto:  $r_i = q_0 M_{Ed,i} / M_{Rd,i}$ , dove  $M_{Ed,i}$  è il momento alla base dell'elemento duttile i-esimo prodotto dalla combinazione sismica di progetto,  $M_{Rd,i}$  è il corrispondente momento resistente;
- la geometria del ponte si considera "regolare" se il rapporto tra il massimo ed il minimo dei rapporti  $r_i$ , calcolati per le pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione considerata, risulta inferiore a 2 ( $\tilde{r} = r_{i,max} / r_{i,min} < 2$ ).

Nel caso risulti  $\tilde{r} \geq 2$ , l'analisi deve essere ripetuta utilizzando il seguente valore ridotto di  $K_R$

$$K_R = 2 / \tilde{r} \quad [7.9.2]$$

e comunque assumendo sempre  $q = q_0 K_R \geq 1$ .

Ai fini della determinazione di  $r_{max}$  e  $r_{min}$  nella direzione orizzontale considerata si possono escludere le pile la cui resistenza a taglio non ecceda il 20% della resistenza sismica totale diviso il numero degli elementi resistenti.

Per ponti a geometria irregolare (ad esempio con angolo di obliquità maggiore di 45°, con raggio di curvatura molto ridotto, ecc.) si adotta un fattore di comportamento  $q$  pari a 1,5. Valori maggiori di 1,5, e comunque non superiori a 3,5, possono essere adottati solo qualora le richieste di duttilità siano verificate mediante analisi non lineare.

**7.9.3. MODELLO STRUTTURALE**

Il modello strutturale deve poter descrivere tutti i gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica e riprodurre fedelmente le caratteristiche di inerzia e di rigidezza della struttura, e di vincolo degli impalcati.

Quando l'impalcato abbia angolo di obliquità  $\varphi > 20^\circ$  (vedi Fig. 7.9.1) o sia particolarmente largo rispetto alla lunghezza (rapporto tra larghezza  $B$  e lunghezza  $L$ ,  $B/L > 2,0$ ) particolare attenzione deve essere dedicata ai moti rigidi del ponte intorno all'asse verticale, in particolare per le travi continue avendo cura che il meccanismo resistente non sia affidato alla torsione di una pila unica e per le travi appoggiate prevedendo una opportuna disposizione degli apparecchi di appoggio.

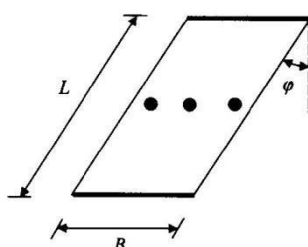


Fig. 7.9.1 – Ponte obliquo

La rigidezza degli elementi in calcestruzzo armato deve essere valutata tenendo conto del loro effettivo stato di fessurazione, che è in generale diverso per l'impalcato (spesso interamente reagente) e per le pile.

In assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6 è riferita all'impalcato e può essere assunta pari a 0,03 volte la dimensione dell'impalcato stesso, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica.

**7.9.3.1 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA E ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE**

Fermo restando quanto riportato al §7.2.6 in merito alla modellazione dell'azione sismica, nel caso in cui la deformabilità e la capacità dissipativa del complesso fondazione-terreno siano schematizzate con vincoli viscoelastici, le matrici d'impedenza dinamica utilizzate per la modellazione degli effetti di interazione terreno-struttura devono essere valutate per ogni pila e per ogni spalla in corrispondenza di appropriati intervalli di frequenza.

Nelle analisi modali con spettro elastico di risposta, le matrici d'impedenza dinamica devono contenere solo la parte reale, ossia i termini di rigidezza. La capacità dissipativa del complesso fondazione-terreno può essere portata in conto riducendo le ordinate degli spettri di progetto, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, mediante fattori ottenuti con metodi di comprovata validità.

Nelle analisi nel dominio del tempo, il complesso fondazione-terreno sarà descritto dalle matrici di impedenza dinamica considerando sia i termini di rigidezza sia i termini di smorzamento.

La modellazione del ponte dovrà includere le caratteristiche inerziali dei plinti e del terreno gravante sopra di essi e tener conto della rigidezza degli elementi in calcestruzzo armato nel loro effettivo stato di fessurazione.

**7.9.4. ANALISI STRUTTURALE**

Per i metodi di analisi si fa riferimento al § 7.3, salvo quanto specificato al successivo § 7.9.4.1. Quando si utilizzano i metodi lineari, l'incremento delle sollecitazioni flettenti nelle zone dissipative per effetto delle non linearità geometriche può essere preso in conto mediante l'espressione semplificata:

$$\Delta M = d_{Ed} \cdot N_{Ed} \quad [7.9.3]$$

dove  $d_{Ed}$  è lo spostamento valutato nella situazione sismica di progetto in accordo con quanto specificato nel § 7.3.3.3 e  $N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto.

**7.9.4.1 ANALISI STATICA LINEARE**

I requisiti necessari per applicare l'analisi statica lineare possono ritenersi soddisfatti nei casi seguenti:

- a) per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, in ponti a travate semplicemente appoggiate e purché la massa efficace di ciascuna pila non sia superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata;
- b) nella direzione longitudinale, per ponti rettilinei a travata continua e purché la massa efficace complessiva delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma non sia superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato;
- c) nella direzione trasversale, per ponti che soddisfino la condizione b) e siano simmetrici rispetto alla mezzeria longitudinale, o abbiano un'eccentricità non superiore al 5% della lunghezza del ponte. L'eccentricità è la distanza tra baricentro delle masse e centro delle rigidezze delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione trasversale.

Per pile a sezione costante la massa efficace può essere assunta pari alla massa del terzo superiore della pila più la massa del pulvino.

Nei casi (a) e (b) la massa  $M$ , da considerare concentrata in corrispondenza dell'impalcato ed in base alla quale valutare la forza  $F$  equivalente all'azione sismica, vale rispettivamente:

- la massa di impalcato afferente alla pila, più la massa della metà del terzo superiore della pila più la massa del pulvino., nel caso a);
- l'intera massa dell'impalcato, più la massa del terzo superiore di tutte le pile più la massa di tutti i pulvini, nel caso b).

Il periodo fondamentale  $T_1$  in corrispondenza del quale valutare la risposta spettrale in accelerazione  $S_d(T_1)$  è dato in entrambi i casi dall'espressione:

$$T_1 = 2\pi\sqrt{M/K} \quad [7.9.4]$$

nella quale  $K$  è la rigidezza laterale del modello considerato, ossia della singola pila nel caso a), complessiva delle pile nel caso b).

Nel caso c) il sistema di forze orizzontali equivalenti all'azione sismica da applicare ai nodi del modello è dato dalla espressione:

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T_1^2} \frac{S_d(T_1)}{g^2} \cdot d_i \cdot G_i \quad [7.9.5]$$

nella quale:  $T_1$  è il periodo proprio fondamentale del ponte nella direzione trasversale,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $d_i$  è lo spostamento del grado di libertà  $i$  quando la struttura è soggetta ad un sistema di forze statiche trasversali  $f_i = G_i$ ,  $G_i$  è il peso della massa concentrata nel grado di libertà  $i$ .

Il periodo  $T_1$  del ponte in direzione trasversale può essere valutato con l'espressione approssimata:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum G_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum G_i \cdot d_i}} \quad [7.9.6]$$

### 7.9.5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le indicazioni successive si applicano agli elementi strutturali delle strutture in elevazione. Per essi si effettuano verifiche di resistenza e verifiche di duttilità nei modi indicati nel § 7.3.6.1.

I fattori di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  da utilizzare nelle singole verifiche, secondo le regole della progettazione in capacità, sono calcolati mediante l'espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2 \cdot q \geq 1 \quad [7.9.7]$$

nella quale  $q$  è il valore del fattore di comportamento utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in calcestruzzo armato, qualora il rapporto  $v_k$  tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0,1, il fattore di sovraresistenza va moltiplicato per  $1 + 2(v_k - 0,1)^2$ .

Le sollecitazioni calcolate a partire dalle capacità flessionali amplificate, incrementate dell'effetto dei carichi permanenti distribuiti sugli elementi, ovvero ottenute con il criterio della progettazione in capacità, si indicano con l'indice "prc", ad es.  $F_{prc}$ .

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

Alle azioni sismiche, cui la spalla o la pila devono resistere come strutture a sé stanti, sono da aggiungere le forze parassite trasmesse per attrito dagli appoggi mobili o elastomerici che non assolvono la funzione di isolamento ai sensi del § 7.10, che devono essere maggiorate di un fattore pari a 1,30.

Le forze parassite trasmesse dagli appoggi o le coazioni indotte nella struttura dalle azioni variabili o permanenti potranno essere trascurate per le opere aventi elementi strutturali che raggiungono la capacità flessionale, calcolata sul relativo dominio di resistenza allo  $SLU$ , in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

#### 7.9.5.1 PILE

Per le pile in acciaio, si rimanda ai criteri del § 7.5.

Per le pile in calcestruzzo armato, si applicano i criteri appresso indicati.

**7.9.5.1.1 Verifiche di resistenza (RES)**

In ogni sezione la capacità deve risultare superiore o uguale alla corrispondente domanda.

**Presso-flessione**

Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di zone dissipative, la domanda a presso-flessione è quella ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 2.5.3.

Per i ponti in CD“A” ed in CD“B” la domanda a compressione nelle pile non deve eccedere, rispettivamente, il 55% ed il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Nelle sezioni comprese nelle zone dissipative, deve risultare:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad [7.9.8]$$

nella quale:

$M_{Ed}$  è la domanda flessionale (accompagnata dalla domanda flessionale in direzione ortogonale assunta come ad essa contemporanea) derivante dall'analisi;

$M_{Rd}$  è la capacità flessionale, calcolata sul relativo dominio di resistenza allo *SLU* in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

Nelle sezioni poste al di fuori delle zone dissipative, deve risultare:

$$M_{prc} \leq M_{yd} \quad [7.9.9]$$

nella quale  $M_{prc}$  è la domanda flessionale (accompagnata dalla domanda flessionale in direzione ortogonale assunta come ad essa contemporanea) calcolata come descritto al § 7.9.5 e  $M_{yd}$  è la capacità flessionale corrispondente alla curvatura convenzionale di prima plasticizzazione di cui al § 7.4.4.1.2, in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

Qualora, al di fuori delle zone dissipative delle pile, la domanda flessionale  $M_{prc}$  superi il valore  $M_{Rd}$  delle zone dissipative stesse, si adotta quest'ultimo al posto di  $M_{prc}$ .

**Taglio**

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc} \quad [7.9.10a]$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / l_p \quad [7.9.10b]$$

dove  $l_p$  è la distanza tra le due sezioni di estremità della pila (nel caso di pila incastrata solamente alla base è la distanza tra la sezione di incastro e la sezione di momento nullo) e  $\gamma_{Bd}$  è calcolato sulla base del rapporto tra il taglio derivante dall'analisi  $V_E$  e il taglio  $V_{prc}$  mediante la formula seguente:

$$1,00 \leq \gamma_{Bd} = 2,25 - q \cdot (V_E / V_{prc}) \leq 1,25 \quad [7.9.11]$$

La capacità a taglio delle sezioni delle pile è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5, dove il braccio delle forze interne,  $z$ , può essere assunto pari a 0,9d per le sezioni rettangolari piene o cave, 0,75d per le sezioni circolari piene, 0,60d per le sezioni circolari cave.

Nelle zone dissipative delle pile progettate in CD“A”, l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a 45°.

Le dimensioni della sezione sono da riferirsi al solo nucleo confinato di calcestruzzo, laddove sia necessaria armatura di confinamento.

Per elementi tozzi, con  $\alpha < 2,0$  (vedi § 7.9.2.1), deve essere eseguita anche la verifica a scorrimento.

**7.9.5.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)**

La verifica di duttilità deve essere eseguita per le zone dissipative delle pile che richiedono armatura di confinamento come indicato al § 7.9.6.1.

Il rispetto dei dettagli costruttivi indicati al § 7.9.6.1 consente di omettere la verifica esplicita di duttilità. Quest'ultima, laddove necessaria, deve essere eseguita come indicato al § 7.4.4.1.2.

**7.9.5.2 IMPALCATO**

Al fine di evitare il martellamento tra diverse parti di impalcato tra loro contigue si dovranno rispettare i criteri enunciati al § 7.2.1, nella sezione “distanza fra costruzioni contigue”.

Valori inferiori di tali distanze potranno essere adottati se il martellamento tra le parti produce meccanismi di rottura controllata e, compatibilmente con l'esercizio dell'infrastruttura, facilmente riparabili.

### 7.9.5.2.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve risultare superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo *SLV* ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dall'azione sismica di progetto.

Le verifiche di resistenza sono in generale superflue nella direzione longitudinale per ponti ad asse rettilineo o con curvatura poco pronunciata, salvo effetti locali nelle zone di collegamento con gli apparecchi d'appoggio.

In direzione trasversale, la domanda in resistenza si ottiene con i criteri della progettazione in capacità.

In particolare, in sommità della generica pila *i* si ha una sollecitazione di taglio data da:

$$V_{Ed} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \leq V_{E,i} \cdot q \quad [7.9.12]$$

nella quale  $V_{E,i}$  è il valore dello sforzo di taglio ottenuto dall'analisi,  $M_{E,i}$  il corrispondente momento flettente alla base della pila, ed  $M_{Rd,i}$  l'effettivo momento resistente alla base della pila.

Se la pila trasmette anche momenti all'impalcato, i valori da assumere per la verifica di quest'ultimo sono dati dai valori dei momenti resistenti delle membrature che li trasmettono, moltiplicati per il fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ .

Per azione sismica diretta trasversalmente al ponte, quando si verifica l'impalcato con il criterio della progettazione in capacità, deve essere considerata la riduzione della sua rigidezza torsionale.

In direzione verticale, la verifica dell'impalcato deve essere eseguita nei casi indicati al § 7.2.2, assumendo per l'azione sismica il valore  $q = 1$ .

### 7.9.5.3 APPARECCHI DI APPOGGIO E ZONE DI SOVRAPPOSIZIONE

#### 7.9.5.3.1 Apparecchi d'appoggio o di vincolo fissi

Gli apparecchi d'appoggio o di vincolo fissi devono essere dimensionati con i criteri della progettazione in capacità. Essi devono quindi essere in grado di trasmettere, mantenendo la piena funzionalità, forze orizzontali tali da produrre, nella o nelle zone dissipative alla base della pila, un momento flettente pari a:  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ , dove  $M_{Rd}$  è il momento resistente della o delle zone dissipative. Questa verifica può essere eseguita in modo indipendente per le due direzioni dell'azione sismica.

Le forze determinate come sopra possono essere superiori a quelle che si ottengono dall'analisi ponendo  $q = 1$ ; in tal caso, per il progetto degli apparecchi è consentito adottare queste ultime.

#### 7.9.5.3.2 Apparecchi d'appoggio mobili

Nelle zone di appoggio dove è previsto un movimento relativo tra elementi diversi della struttura (impalcato-pila, impalcato-spalle, seggiole "Gerber", ecc.) gli appoggi mobili devono essere dimensionati come indicato al § 7.2.2.

#### 7.9.5.3.3 Dispositivi di fine corsa

Con il termine di dispositivi di fine corsa si designano diversi elementi costruttivi aventi lo scopo di limitare il movimento relativo tra impalcato e sommità della pila o spalla. Questi dispositivi possono consistere in elementi ammortizzanti in gomma o altro, collegamenti a fune, ecc.

Il ricorso a tali elementi è necessario quando le condizioni di progetto non permettono di realizzare appoggi, fra travata e testa pila o spalla, o nei giunti in travata (seggiole "Gerber"), di prestazioni pari a quelle richieste al § 7.9.5.3.4.

In tali casi, in mancanza di verifica analitica in campo dinamico dell'interazione impalcato-pila o spalla e delle sollecitazioni indotte nei dispositivi, questi ultimi possono venire dimensionati per resistere ad una forza pari ad  $\alpha \cdot Q$ , in cui  $\alpha = 1,5 \cdot S \cdot a_g/g$  è l'accelerazione normalizzata di progetto valutata allo *SLC*,  $S$ ,  $a_g$  e  $g$  sono definiti al § 3.2.3.2.1 e  $Q$  è il peso della parte di impalcato collegato ad una pila od alle spalle, oppure, nel caso di due parti di impalcato collegate tra loro, il minore dei pesi di ciascuna delle due parti.

#### 7.9.5.3.4 Zone di sovrapposizione

Nelle zone di appoggio dove è previsto un movimento relativo tra elementi diversi della struttura (impalcato-pila, impalcato-spalle, seggiole "Gerber", ecc.) deve essere comunque disponibile una adeguata zona di sovrapposizione.

La lunghezza minima di tale zona è ottenuta aggiungendo allo spostamento relativo tra le parti, valutato come indicato al § 7.2.2, lo spazio necessario, pari almeno a 400 mm, per disporre l'apparecchio di appoggio.

#### 7.9.5.4 SPALLE

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

La verifica sismica delle spalle può essere eseguita, a titolo di accettabile semplificazione, separatamente per la direzione trasversale e per quella longitudinale.

Il modello da adottare per l'analisi delle spalle dipende dal grado di accoppiamento con l'impalcato che esse sostengono (vedi §§ 7.9.5.4.1 e 7.9.5.4.2).

##### 7.9.5.4.1 Collegamento mediante apparecchi d'appoggio mobili

Questo tipo di collegamento viene in generale realizzato solo per i movimenti in senso longitudinale.

In questo caso il comportamento della spalla sotto azione sismica è praticamente disaccoppiato da quello del resto del ponte.

Nella determinazione delle sollecitazioni sismiche di progetto si devono considerare i seguenti contributi:

- le spinte dei terreni comprensive di effetti sismici, come specificato in § 7.11.3, valutando, laddove previsto e debitamente tenuto in conto anche nelle prestazioni cinematiche degli appoggi, eventuali spostamenti relativi rispetto al terreno.
- le forze d'inerzia agenti sulla massa della spalla e del terreno presenti sulla sua fondazione, cui va applicata un'accelerazione pari ad  $a_g S$ .

##### 7.9.5.4.2 Collegamento mediante apparecchi d'appoggio fissi

Questo tipo di collegamento è adottato in maniera generalizzata per la direzione trasversale, ed in genere su una delle due spalle per la direzione longitudinale.

In entrambi i casi, le spalle e il ponte formano un sistema accoppiato, ed è quindi necessario utilizzare un modello strutturale che consenta di analizzare gli effetti di interazione tra il terreno, la spalla e la parte di ponte accoppiata.

L'interazione terreno-spalla può in molti casi essere trascurata (a favore di stabilità) quando l'azione sismica agisce in direzione trasversale al ponte, ossia nel piano della spalla. In questi casi l'azione sismica può essere assunta pari all'accelerazione  $a_g S$ .

Nel senso longitudinale il modello deve comprendere, in generale, la deformabilità del terreno retrostante e quella del terreno di fondazione.

Qualora non venga effettuata l'analisi d'interazione di cui sopra, le forze d'inerzia agenti sulla massa della spalla, del terreno presente sulla sua fondazione e dell'impalcato saranno calcolate in base all'accelerazione valutata con lo spettro di progetto in corrispondenza del periodo  $T_B$ . Nel caso in cui il sistema costituito dalla spalla, dal terreno presente sulla sua fondazione e dall'impalcato sia infinitamente rigido (periodo proprio inferiore a 0,05s) le forze d'inerzia direttamente applicate ad esso possono essere assunte pari al prodotto delle masse per l'accelerazione del terreno  $a_g S$ .

Nel caso in cui la spalla sostenga un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza, si può considerare che essa si muova con il suolo. In questo caso le forze d'inerzia di progetto possono essere determinate considerando un'accelerazione pari ad  $a_g S$ .

### 7.9.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI PER ELEMENTI DI CALCESTRUZZO ARMATO

#### 7.9.6.1 PILE

Al fine di conferire la necessaria duttilità è necessario disporre idonee armature trasversali all'interno delle zone dissipative delle pile:

- armature atte a confinare adeguatamente il nucleo in calcestruzzo della sezione;
- armature atte a contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse.

Le prescrizioni sulle armature trasversali sono volte a conseguire determinati obiettivi prestazionali. Esse non determinano dei quantitativi di acciaio da sommare tra di loro, pertanto nelle zone dissipative di una pila, fermi restando i dettagli costruttivi e il passo minimo delle armature prescritti nei successivi tre paragrafi, il quantitativo di armatura trasversale è il massimo tra quelli necessari a:

- soddisfare le verifiche di resistenza a taglio;
- confinare adeguatamente il nucleo in calcestruzzo della sezione;
- contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse.

Salvo studi specifici le armature in parola sono indicate nei §§ 7.9.6.1.1, 7.9.6.1.2 e 7.9.6.1.3.

##### 7.9.6.1.1 Armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo

Le armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo non sono necessarie nei casi seguenti:

- se la sollecitazione di compressione normalizzata risulta  $v_k \leq 0,08$ ;
- nel caso di sezioni delle pile in parete sottile a doppio T o cave, mono o multi cellulari, purché risulti  $v_k \leq 0,2$ ;



- nel caso di sezioni delle pile progettate in CD''A'' o in CD''B'' ove è possibile raggiungere una duttilità in curvatura non inferiore, rispettivamente, a  $\mu_\phi = 13$  o a  $\mu_\phi = 7$ , senza che la deformazione di compressione massima nel calcestruzzo superi il valore 0,0035.

La percentuale meccanica minima di armatura trasversale per il confinamento costituita da tiranti o staffe di forma rettangolare  $\omega_{wd,r}$  è data da:

$$\omega_{wd,r} \geq \max(\omega_{w,req}; 0,67 \cdot \omega_{w,min}) \quad [7.9.15]$$

con:

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \cdot \lambda \cdot \nu_k + 0,13 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot (\rho_L - 0,01) \quad [7.9.16]$$

dove:

- $A_c$  è l'area totale di calcestruzzo della sezione.
- $A_{cc}$  è l'area del nucleo confinato della sezione.
- $\nu_k$  è stato precedentemente definito.
- $\lambda$  vale 0,37 per le pile progettate in CD''A'' e 0,28 per le pile progettate in CD''B''.
- $\omega_{w,min}$  vale 0,18 per le pile progettate in CD''A'' e 0,12 per le pile progettate in CD''B''.
- $\rho_L$  è la percentuale geometrica di armatura longitudinale.

Per staffe di forma circolare, la percentuale meccanica minima di armatura di confinamento è data da:

$$\omega_{wd,c} \geq \max(1,4 \cdot \omega_{w,req}; \omega_{w,min}) \quad [7.9.17]$$

La percentuale meccanica è definita dalle espressioni seguenti:

- sezioni rettangolari

$$\omega_{wd,r} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.9.18]$$

in cui:

- $A_{sw}$  = area complessiva dei bracci delle staffe chiuse e dei tiranti in una direzione
- $s$  = interasse verticale delle armature di confinamento =  $S_L$
- $b$  = dimensione nel piano orizzontale del nucleo confinato di calcestruzzo misurata in direzione ortogonale a quella dei bracci delle staffe.

- sezioni circolari

$$\omega_{wd,c} = \frac{4A_{sp}}{D_{sp} \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.9.19]$$

in cui

- $A_{sp}, D_{sp}$  = area della sezione delle barre circolari e diametro della circonferenza
- $s$  = interasse verticale delle armature di confinamento =  $S_L$

Il passo dell'armatura trasversale di confinamento lungo l'asse verticale della pila  $S_L$  deve rispettare le seguenti condizioni:

$$S_L \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 6d_{bL} \\ 1/5 \cdot b^* \end{array} \right. \quad [7.9.20]$$

in cui  $d_{bL}$  è il diametro delle armature longitudinali e  $b^*$  è la dimensione minore del nucleo confinato di calcestruzzo.

In direzione trasversale la distanza  $S_T$  nel piano orizzontale tra due bracci di staffa rettangolare o tra due tiranti deve risultare:

$$S_L \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \cdot b^* \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right. \quad [7.9.21]$$

La porzione di calcestruzzo effettivamente confinata si misura dal baricentro delle staffe di confinamento alla fibra in cui la deformazione di compressione nel conglomerato è pari al valore 0,0035/2.

### 7.9.6.1.2 Armature per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse

Esse non sono necessarie nel caso di sezioni delle pile progettate in CD''B'' ove sia possibile omettere l'armatura di confinamento. Il passo dell'armatura trasversale per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse lungo l'asse verticale della pila  $S_L$  deve rispettare la seguente condizione:

$$S_L \leq 6 \cdot d_{bL} \quad [7.9.22]$$

con il significato già esposto dei simboli.

Lungo i bordi rettilinei delle sezioni l'obiettivo di trattenere le barre longitudinali può essere raggiunto in due modi alternativi:

- mediante un braccio di staffa assicurato per mezzo di tiranti intermedi, disposti in posizioni alternate lungo l'asse verticale della pila.
- attraverso la sovrapposizione di più staffe chiuse, disposte in modo tale che le barre verticali interne risultino alternativamente legate.

In direzione trasversale la distanza  $S_T$  nel piano orizzontale tra due bracci di staffa o tiranti deve risultare inferiore o uguale a 20cm. Il quantitativo minimo di tiranti o bracci trasversali necessari a limitare i fenomeni d'instabilità delle barre longitudinali lungo i bordi rettilinei è fornito dalla relazione seguente:

$$\frac{A_t}{S_T} = \sum A_s \cdot f_{yk,s} \cdot \frac{1}{1,6 \cdot f_{yk,t}} \quad [7.9.23]$$

In cui:

- $A_t$  ed  $S_T$  sono rispettivamente l'area di un braccio di staffa o tirante (in mm<sup>2</sup>) e la distanza misurata in direzione trasversale fra i bracci dei tiranti (m).
- $\sum A_s$  è la somma delle aree delle barre verticali (in mm<sup>2</sup>) di competenza di un braccio di staffa o tirante.
- $f_{yk,s}$  e  $f_{yk,t}$  le tensioni di snervamento dell'acciaio dell'armatura verticale e delle staffe o tiranti.

### 7.9.6.1.3 Dettagli costruttivi per le zone dissipative

La lunghezza, misurata lungo l'asse verticale, della zona dissipativa di una pila progettata in CD''A'' ove risulti  $v_k \leq 0,3$  è pari alla maggiore delle due:

- la profondità della sezione in direzione ortogonale all'asse di rotazione del momento flettente;
- la distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione in cui il momento si riduce del 20%. Il diagramma dei momenti flettenti su cui computare il decremento del 20% è quello in cui il valore massimo del momento vale  $M_{prc}$ .

Per  $0,3 \leq v_k \leq 0,6$  tale valore deve essere incrementato del 50%.

Per un'ulteriore estensione di lunghezza pari alla precedente si dispone solo l'armatura di confinamento gradualmente decrescente, in misura non inferiore in totale a metà di quella necessaria nel primo tratto.

La lunghezza, misurata lungo l'asse verticale, della zona dissipativa di una pila progettata in CD''B'' è pari alla distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione ove risulti  $M_{Rd} \leq 1,3 \cdot M_{Ed}$ . Tale distanza può essere nulla.

Tutte le armature di confinamento, staffe o tiranti, devono terminare con piegature a 135° che si ancorano verso l'interno per una lunghezza minima di 10 diametri.

I tiranti devono essere sempre ancorati alle staffe in prossimità delle barre verticali.

Nel caso di sezioni ove risulti  $v_k \leq 0,30$  è possibile impiegare tiranti con piegature a 135° su una estremità e a 90° sull'altra estremità, purché siano alternati i versi di posa.

Tiranti con entrambe le piegature di estremità a 135° possono essere costituiti da due elementi distinti con tratti rettilinei convenientemente sovrapposti all'interno della zona centrale del nucleo di calcestruzzo.

Nel caso di sezioni delle pile in parete sottile a doppio T o cave, mono o multi cellulari, il rapporto tra la lunghezza netta di ogni parete interna e il proprio spessore dovrà essere inferiore o uguale a 8. Per le pareti esterne tale limite vale 4. Per le pile circolari cave tale limitazione si intende riferita al diametro interno.

### 7.9.6.2 IMPALCATO, FONDAZIONI E SPALLE

Ferme restando le prescrizioni inerenti le armature di cui al § 7.2.5, in conseguenza dei criteri di progetto adottati, non sono da prevedere per gli elementi costruttivi in titolo accorgimenti specifici per conferire duttilità.

## **7.10. COSTRUZIONI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE**

### **7.10.1. SCOPO**

Il presente capitolo fornisce criteri e regole per il progetto di costruzioni nuove e per l'adeguamento di quelle esistenti, nelle quali un sistema d'isolamento sismico sia posto al di sotto della costruzione medesima, o sotto una sua porzione rilevante, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali.

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

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

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

Le prescrizioni del presente capitolo non si applicano ai sistemi di protezione sismica basati sull'impiego di elementi dissipativi distribuiti a vari livelli, all'interno della costruzione.

### **7.10.2. REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO**

Il sistema d'isolamento è composto dai dispositivi d'isolamento e, eventualmente, di dissipazione, ciascuno dei quali espleta una o più delle seguenti funzioni:

- sostegno dei carichi verticali con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- dissipazione di energia, con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- ricentraggio del sistema;
- vincolo laterale, con adeguata rigidezza, sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Fanno parte integrante del sistema d'isolamento gli elementi di connessione, nonché eventuali vincoli supplementari disposti per limitare gli spostamenti orizzontali dovuti ad azioni non sismiche (ad es. vento).

Detta "interfaccia d'isolamento" la superficie di separazione sulla quale è attivo il sistema d'isolamento, si definiscono:

- "sottostruttura", la parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia del sistema d'isolamento e che include le fondazioni, avente in genere deformabilità orizzontale trascurabile e soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno;
- "sovrastuttura", la parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia d'isolamento e, perciò, isolata.

La sovrastuttura e la sottostruttura si devono mantenere in campo sostanzialmente elastico. Per questo la struttura può essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi richiesti per le costruzioni caratterizzate, allo *SLV*, da  $a_g S \leq 0,075g$ , con deroga, per le strutture in c.a., a quanto previsto al § 7.4.6 e al § 7.9.6.

Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema d'isolamento, per il ruolo critico che esso svolge. Tale affidabilità si ritiene conseguita se il sistema d'isolamento è progettato e verificato sperimentalmente secondo quanto stabilito nel § 11.9.

### **7.10.3. CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI**

I dispositivi si possono utilizzare solo qualora posseggano le caratteristiche e soddisfino integralmente le prescrizioni riportate nel § 11.9 delle presenti norme.

### **7.10.4. INDICAZIONI PROGETTUALI**

#### **7.10.4.1 INDICAZIONI RIGUARDANTI I DISPOSITIVI**

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

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

#### **7.10.4.2 CONTROLLO DI MOVIMENTI INDESIDERATI**

Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa della sovrastuttura sul piano degli isolatori ed il centro di rigidezza dei dispositivi o, nel caso di sottostruttura flessibile, il centro di rigidezza del sistema sottostruttura-isolamento devono essere, per quanto possibile, coincidenti. Inoltre, nei casi in cui il sistema di isolamento affidi a pochi dispositivi le sue capacità dissipative e ricentranti rispetto alle azioni orizzontali, occorre che tali dispositivi siano, per quanto possibile, disposti in maniera

da minimizzare gli effetti torsionali (ad esempio perimetralmente) e siano in numero staticamente ridondante. Nel caso dei ponti, si potranno trascurare gli effetti dell'eccentricità accidentale delle masse.

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

Per evitare o limitare azioni di trazione nei dispositivi, gli interassi della maglia strutturale devono essere scelti in modo tale che il carico verticale "V" di progetto agente sul singolo isolatore sotto le azioni sismiche e quelle concomitanti, risulti essere di compressione o, al più, nullo ( $V \geq 0$ ). Nel caso in cui dall'analisi risultasse  $V < 0$ , occorre che la tensione di trazione sia in modulo inferiore al minore tra  $2G$  ( $G$  modulo di taglio del materiale elastomerico) e  $1 \text{ MPa}$ , negli isolatori elastomerici, oppure, per i dispositivi di altro tipo, dimostrare, attraverso adeguate prove sperimentali, che il dispositivo è in grado di sostenere tale condizione, oppure predisporre opportuni vincoli in grado di assorbire integralmente la trazione.

#### **7.10.4.3 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI SISMICI DIFFERENZIALI DEL TERRENO**

Negli edifici, sia le strutture del piano di posa dei dispositivi sia le strutture del piano da cui spicca la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali. Altrimenti la variabilità spaziale del moto del terreno deve essere messa in conto secondo quanto specificato nel § 3.2.4.

La condizione precedente si considera soddisfatta se un diaframma rigido costituito da un solaio in c.a. oppure da una griglia di travi progettata tenendo conto di possibili fenomeni di instabilità è presente sia al di sopra sia al di sotto del sistema di isolamento e se i dispositivi del sistema di isolamento sono fissati ad entrambi i diaframmi o direttamente o attraverso elementi verticali il cui spostamento orizzontale in condizioni sismiche sia minore di  $1/20$  dello spostamento relativo del sistema di isolamento. Tali elementi devono essere progettati per rispondere in campo rigorosamente elastico, tenendo anche conto della maggiore affidabilità richiesta ai dispositivi di isolamento e dissipazione.

#### **7.10.4.4 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI AL TERRENO E ALLE COSTRUZIONI CIRCOSTANTI**

Adeguate spazio deve essere previsto tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni. Per i ponti, i giunti di separazione tra le diverse porzioni di impalcato e tra l'impalcato e la sottostruttura devono essere dimensionati in modo da permettere il corretto funzionamento del sistema d'isolamento, senza impedimenti al libero spostamento delle parti isolate.

Occorre anche attuare adeguati accorgimenti affinché l'eventuale malfunzionamento delle connessioni a cavallo dei giunti non possa compromettere l'efficienza dell'isolamento.

### **7.10.5. MODELLOZIONE E ANALISI STRUTTURALE**

#### **7.10.5.1 PROPRIETÀ DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO**

Le proprietà meccaniche del sistema di isolamento da adottare nelle analisi di progetto, derivanti dalla combinazione delle proprietà meccaniche dei singoli dispositivi che lo costituiscono, sono le più sfavorevoli che si possono verificare durante il periodo di riferimento  $V_R$  considerato. Esse devono tener conto, ove pertinente, di:

- entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite per la verifica del quale si svolge l'analisi,
- variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi, nell'ambito della fornitura,
- velocità massima di deformazione (frequenza), in un intervallo di variabilità di  $\pm 30\%$  del valore di progetto,
- entità dei carichi verticali agenti simultaneamente al sisma,
- entità dei carichi e delle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata,
- temperatura, per i valori massimo e minimo di progetto,

Inoltre, si deve tener conto dell'eventuale cambiamento nel tempo delle caratteristiche meccaniche durante la vita utile del dispositivo.

Si devono, pertanto, eseguire più analisi per ciascuno stato limite da verificare, attribuendo ai parametri del modello i valori estremi più sfavorevoli ai fini della valutazione delle grandezze da verificare e coerenti con l'entità delle deformazioni subite dai dispositivi.

Nel caso in cui i valori estremi (massimo oppure minimo) differiscano di non più del  $20\%$  dal valor medio, si potranno adottare i valori medi delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento.

#### **7.10.5.2 MODELLOZIONE**

La sovrastruttura e la sottostruttura devono essere modellate come sistemi a comportamento elastico lineare aventi rigidità corrispondente al comportamento strutturale non dissipativo. Il sistema di isolamento può essere modellato, in relazione alle sue caratteristiche meccaniche, come avente comportamento visco-elastico lineare oppure con legame costitutivo non lineare. La

deformabilità verticale degli isolatori dovrà essere messa in conto quando il rapporto tra la rigidità verticale del sistema di isolamento  $K_V$  e la rigidità equivalente orizzontale  $K_{esi}$  è inferiore a 800.

Se è utilizzato un modello lineare, si deve adottare una rigidità equivalente riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame, di ciascun dispositivo facente parte del sistema di isolamento. La rigidità totale equivalente del sistema di isolamento,  $K_{esi}$ , è pari alla somma delle rigidità equivalenti dei singoli dispositivi. L'energia dissipata dal sistema d'isolamento deve essere espressa in termini di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento  $\xi_{esi}$ , valutato con riferimento all'energia dissipata dal sistema di isolamento in cicli con frequenza nell'intervallo delle frequenze naturali dei modi considerati. Per i modi superiori della struttura, al di fuori di tale intervallo, il rapporto di smorzamento del modello completo deve essere quello della sovrastruttura nella condizione di base fissa.

Quando la rigidità e/o lo smorzamento equivalenti del sistema di isolamento dipendono significativamente dallo spostamento di progetto, deve applicarsi una procedura iterativa fino a che la differenza tra il valore assunto e quello calcolato non sia inferiore al 5%.

Il comportamento del sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente se sono soddisfatte tutte le seguenti condizioni:

- la rigidità equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidità secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;
- le caratteristiche forza-spostamento del sistema d'isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un campo del  $\pm 30\%$  intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto;
- l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra  $0,5 d_{dc}$  e  $d_{dc}$  essendo  $d_{dc}$  lo spostamento del centro di rigidità dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura.

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

Se ritenuta rilevante ai fini della risposta sismica della struttura isolata, è opportuno tenere in conto l'eventuale interazione terreno-struttura come indicato al § 7.9.3.1.

### 7.10.5.3 ANALISI

Per le costruzioni isolate alla base si applicano le prescrizioni di cui ai §§ 7.3.3 e 7.3.4 integrate o, se del caso, sostituite da quelle contenute nei successivi punti. Per esse non può essere usata l'analisi statica non lineare.

#### 7.10.5.3.1 Analisi lineare statica

Per le costruzioni dotate di isolamento alla base, il metodo dell'analisi statica lineare può essere applicato se la struttura isolata soddisfa i requisiti seguenti:

- il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare, in accordo con il precedente § 7.10.5.2;
- il periodo equivalente  $T_{1s}$  della costruzione isolata ha un valore compreso fra  $3 \cdot T_{bf}$  e 3,0 s, in cui  $T_{bf}$  è il periodo della sovrastruttura assunta a base fissa, stimato con un'espressione approssimata;
- la rigidità verticale del sistema di isolamento  $K_V$  è almeno 800 volte più grande della rigidità equivalente orizzontale del sistema di isolamento  $K_{esi}$ ;
- il periodo in direzione verticale  $T_V$ , calcolato come  $T_V = 2\pi\sqrt{M/K_V}$ , è inferiore a 0,1 s;
- nessun isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali;
- il sistema resistente all'azione sismica possiede una configurazione strutturale regolare in pianta, come è definita al § 7.2.1.

Ai requisiti da a) ad f) si aggiungono, per gli edifici civili ed industriali, i seguenti:

- la sovrastruttura ha altezza non maggiore di 20 m e non più di 5 piani
- la sottostruttura può essere considerata infinitamente rigida ovvero il suo periodo proprio è non maggiore di 0,05s.
- la dimensione maggiore in pianta della sovrastruttura è inferiore a 50 m;
- in ciascuna delle direzioni principali orizzontali, l'eccentricità totale tra il centro di rigidità del sistema di isolamento e la proiezione verticale del centro di massa non è superiore al 3% della dimensione della sovrastruttura trasversale alla direzione orizzontale considerata.

Ai requisiti da a) ad f) si aggiungono, per i ponti, i seguenti:

- lo schema statico è a impalcati semplicemente appoggiati, oppure lo schema statico è a impalcati continui con geometria regolare, caratterizzata da: sostanziale rettilineità dell'impalcato, luci uguali, rapporto massimo tra le rigidità delle pile inferiore a 2, lunghezza totale dell'impalcato continuo inferiore a 150 m;

- la massa della metà superiore delle pile è inferiore a 1/5 della massa dell’impalcato;
- le pile hanno altezza inferiore a 20 m;
- in direzione trasversale la distanza tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e il centro di massa dell’impalcato non è superiore al 5% della dimensione trasversale della sovrastruttura.

Se le condizioni dette sono rispettate, il calcolo può essere svolto su due modelli separati, per ciascuno dei quali si assume il valore corrispondente dello smorzamento, uno per la sovrastruttura più sistema d’isolamento ed uno per la sottostruttura. Su quest’ultimo agiscono le forze ricavate dal primo modello e le forze d’inerzia prodotte direttamente dal moto del terreno.

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema d’isolamento, da ripartire tra gli elementi strutturali costituenti la sottostruttura in proporzione alle rigidezze dei corrispondenti dispositivi d’isolamento, è pari a:

$$F = M \cdot S_e(T_{JS}, \xi_{esi}) \quad [7.10.1]$$

dove  $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$  è l’accelerazione spettrale definita nel § 3.2.3 per la categoria di suolo di fondazione appropriata e  $K_{esi,min}$  è la rigidezza equivalente minima in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, per effetto dei fattori definiti nel § 7.10.5.1.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all’azione sismica  $d_{dc}$  deve essere calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$d_{de} = \frac{M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})}{K_{esi,min}} \quad [7.10.2]$$

Le forze orizzontali da applicare a ciascun livello della sovrastruttura devono essere calcolate, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$f_j = m_j \cdot S_e(T_{JS}, \xi_{esi}) \quad [7.10.3]$$

in cui  $m_j$  è la massa del livello j-esimo.

Gli effetti della torsione d’insieme della sovrastruttura sui singoli dispositivi di isolamento possono essere messi in conto amplificando in ciascuna direzione gli spostamenti e le forze precedentemente definiti mediante i fattori  $\delta_{xi}$  e  $\delta_{yi}$ , da applicare, rispettivamente, alle azioni in direzione x e y:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} y_i \quad \delta_{yi} = 1 + \frac{e_{tot,x}}{r_x^2} x_i \quad [7.10.4]$$

in cui:

$(x_i, y_i)$  sono le coordinate del dispositivo rispetto al centro di rigidezza;

$e_{tot,x,y}$  è l’eccentricità totale nella direzione x, y;

$r_x, y$  sono le componenti, in direzione x e y del raggio torsionale del sistema di isolamento, date dalle seguenti espressioni:

$$r_x^2 = \frac{\sum (x_i^2 \cdot K_{yi} + y_i^2 \cdot K_{xi})}{\sum K_{yi}} \quad r_y^2 = \frac{\sum (x_i^2 \cdot K_{yi} + y_i^2 \cdot K_{xi})}{\sum K_{xi}} \quad [7.10.5]$$

$K_{xi}, K_{yi}$  sono le rigidezze equivalenti del dispositivo i-esimo rispettivamente nelle direzioni x e y.

Ai fini della verifica degli elementi strutturali, gli effetti torsionali sulla sovrastruttura sono valutati come specificato in § 7.3.3.

### 7.10.5.3.2 Analisi lineare dinamica

Per le costruzioni con isolamento alla base l’analisi dinamica lineare è ammessa quando risulta possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento, nel rispetto delle condizioni di cui al § 7.10.5.2. Per il sistema complessivo, formato dalla sottostruttura, dal sistema d’isolamento e dalla sovrastruttura, si assume un comportamento elastico lineare. Qualora il sistema di isolamento non sia immediatamente al di sopra delle fondazioni, il modello deve comprendere sia la sovrastruttura sia la sottostruttura, a meno che la sottostruttura non sia assimilabile ad una struttura scatolare rigida come definita al § 7.2.1. L’analisi può essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, eventualmente previo disaccoppiamento modale, considerando un numero di modi tale da portare in conto anche un’aliquota significativa della massa della sottostruttura, se inclusa nel modello.

Nel caso si adotti l’analisi modale con spettro di risposta, questa deve essere svolta secondo quanto specificato in § 7.3.3.1, salvo diverse indicazioni fornite nel presente paragrafo. Le due componenti orizzontali dell’azione sismica si considerano in generale agenti simultaneamente, adottando, ai fini della combinazione degli effetti, le regole riportate in § 7.3.3.1. La componente verticale deve essere messa in conto nei casi previsti in § 7.2.2 e, in ogni caso, quando il rapporto tra la rigidezza verticale del

sistema di isolamento  $K_V$  e la rigidità equivalente orizzontale  $K_{esi}$  risulti inferiore a 800. In tali casi si avrà cura che la massa eccitata dai modi in direzione verticale considerati nell'analisi sia significativa.

Lo spettro elastico definito in § 3.2.3.2 va ridotto per tutto il campo di periodi  $T \geq 0,8 T_{IS}$ , assumendo per il coefficiente riduttivo  $\eta$  il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{esi}$  del sistema di isolamento.

Nel caso di analisi lineare con integrazione al passo, la messa in conto del corretto valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  si ottiene, quando si opera sulle singole equazioni modali disaccoppiate, assegnando a ciascuna equazione il corrispondente valore modale di  $\xi$  o, quando si opera sul sistema completo, definendo in maniera appropriata la matrice di smorzamento del sistema.

## 7.10.6. VERIFICHE

### 7.10.6.1 VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello *SLD* è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello *SLV*, di cui al § 7.10.6.2.

La verifica dello *SLD* della sovrastruttura deve essere effettuata controllando che gli spostamenti d'interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per lo *SLD* nel § 7.3.6.1.

I dispositivi del sistema d'isolamento non devono subire danni che possano comprometterne il funzionamento nelle condizioni di servizio. Tale requisito si ritiene normalmente soddisfatto se sono soddisfatte le verifiche dello *SLV* dei dispositivi. In caso di sistemi a comportamento non lineare, eventuali spostamenti residui al termine dell'azione sismica allo *SLD* devono essere compatibili con la funzionalità della costruzione.

Le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate, devono assorbire gli spostamenti relativi corrispondenti allo *SLD* senza subire alcun danno o limitazione d'uso.

### 7.10.6.2 VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE ULTIMI

Per le costruzioni particolarmente esposte all'azione del vento e per i ponti in generale sarà condotta la verifica dello *SLU* dei dispositivi di isolamento e/o dissipazione di energia sottoposti alle combinazioni inerenti le azioni variabili orizzontali.

#### 7.10.6.2.1 Verifiche dello *SLV*

La capacità della sottostruttura e della sovrastruttura deve essere valutata adottando i valori di  $\gamma_M$  utilizzati per le costruzioni non isolate.

Gli elementi della sottostruttura devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi, quando il modello include anche la sottostruttura. In caso contrario, essi devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni prodotte dalle forze trasmesse dal sistema d'isolamento combinate con le sollecitazioni prodotte dalle accelerazioni di risposta direttamente applicate alla sottostruttura. Nel caso in cui la sottostruttura possa essere assunta infinitamente rigida (periodo proprio inferiore a 0,05s) le forze d'inerzia direttamente applicate ad essa possono essere assunte pari al prodotto delle masse della sottostruttura per l'accelerazione del terreno  $a_g S$ . La combinazione delle sollecitazioni deve essere eseguita adottando le regole riportate in § 7.3.5, tenendo in conto gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti ai §§ 3.2.4.1 e 3.2.4.2.

La domanda sugli elementi strutturali della sovrastruttura e della sottostruttura e sul terreno deve essere valutata, nel caso di analisi lineare, considerando un fattore di comportamento  $q \leq 1,50$  nel caso degli edifici e  $q=1$  nel caso dei ponti ed adottando le regole di combinazione di cui al § 2.5.3.

Nelle condizioni di massima sollecitazione le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa devono rimanere in campo elastico, nel rispetto delle norme relative ai materiali di cui sono costituite, e comunque con un coefficiente di sicurezza almeno pari a 1,5.

Nelle costruzioni di classe d'uso IV, le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate devono assorbire gli spostamenti relativi previsti dal calcolo, senza danni.

Al fine di evitare il martellamento tra diverse parti tra loro contigue si dovranno rispettare i criteri enunciati al § 7.2.1, nella sezione "Distanza tra costruzioni contigue", e, per i ponti, al § 7.9.5.2.

#### 7.10.6.2.2 Verifiche dello *SLC*

I dispositivi del sistema d'isolamento devono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti  $d_2$ , valutati per un terremoto riferito allo *SLC*. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, allo spostamento ottenuto con l'azione sismica detta, occorre aggiungere il maggiore tra lo spostamento residuo allo *SLD* e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza, seguendo il ramo di scarico a partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo *SLD*.

In tutte le costruzioni, le connessioni del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i giunti di separazione devono essere progettate per consentire gli spostamenti relativi della sovrastruttura isolata, con lo stesso livello di sicurezza adottato per il progetto del sistema d'isolamento.

Per i ponti e le costruzioni dotate anche di appoggi mobili devono essere rispettati i requisiti enunciati rispettivamente nei §§ 7.9.5.3.2 e 7.2.1.

I dispositivi di fine corsa, se previsti, devono permettere liberamente gli spostamenti massimi dei dispositivi di isolamento e/o dissipazione di energia e devono essere dimensionati secondo i criteri indicati nel § 7.9.5.3.3. Gli spostamenti massimi sono definiti al primo capoverso del presente paragrafo.

#### **7.10.7. ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ**

Il progetto deve contenere la descrizione delle modalità di messa in opera dei dispositivi ed il relativo piano di manutenzione. I documenti di progetto devono indicare i dettagli, le dimensioni e le prescrizioni sulla qualità, come pure eventuali dispositivi di tipo speciale e le tolleranze concernenti la messa in opera. Elementi di elevata importanza, che richiedano particolari controlli durante le fasi di costruzione e messa in opera, devono essere indicati negli elaborati grafici di progetto, insieme alle procedure di controllo da adottare.

Il piano di qualità deve prevedere, inoltre, la descrizione delle modalità di installazione dei dispositivi durante la fase di costruzione dell'opera da isolare, nonché il programma dei controlli periodici, degli interventi di manutenzione e di sostituzione, durante la vita nominale della struttura, la cui durata deve essere specificata nei documenti di progetto.

Ai fini della qualità della posa in opera, gli isolatori devono essere installati da personale specializzato, sulla base di un disegno planimetrico recante le coordinate e la quota di ciascun dispositivo, l'entità e la prerogolazione degli eventuali dispositivi mobili a rotolamento, le dimensioni delle eventuali nicchie predisposte nei getti di calcestruzzo per accogliere staffe o perni di ancoraggio, le caratteristiche delle malte di spianamento e di sigillatura.

Ai fini della sostituzione degli isolatori, il progetto delle strutture deve prevedere la possibilità di trasferire temporaneamente i carichi verticali dalla sovrastruttura alla sottostruttura per il tramite di martinetti oleodinamici, adiacenti all'isolatore da sostituire. A tale scopo il progetto delle strutture può prevedere nicchie per l'inserimento dei martinetti tra la sottostruttura e la sovrastruttura ovvero altre disposizioni costruttive equivalenti.

Anche i percorsi, che consentono al personale addetto di raggiungere e di ispezionare gli isolatori, devono essere previsti e riportati sul progetto esecutivo delle strutture portanti e su quello delle eventuali murature di tamponamento, in modo da garantire l'accessibilità al dispositivo da tutti i lati.

Le risultanze delle visite periodiche di controllo devono essere annotate su un apposito documento che deve essere conservato con il progetto della struttura isolata durante l'intera vita di utilizzazione della costruzione.

#### **7.10.8. ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO**

Ai fini del collaudo statico, di fondamentale importanza è il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto, nonché la verifica della completa separazione tra sottostruttura e sovrastruttura e tra quest'ultima ed altre strutture adiacenti, con il rigoroso rispetto delle distanze di separazione previste in progetto.

Il collaudatore può disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento atte a verificare, nei riguardi di azioni di tipo sismico, che le caratteristiche della costruzione corrispondano a quelle attese.

#### **7.11. OPERE E SISTEMI GEOTECNICI**

Le presenti norme disciplinano la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 soggetti ad azioni sismiche, nonché i requisiti cui devono soddisfare i siti di costruzione e i terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni.

In aggiunta alle prescrizioni contenute nel presente paragrafo, le opere e i sistemi geotecnici devono soddisfare le prescrizioni contenute nel Capitolo 6, relative alle combinazioni di carico non sismico.

##### **7.11.1. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Capitolo 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (*SLV*) di cui al § 3.2.1; quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (*SLD*) di cui allo stesso § 3.2.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nel presente Capitolo 7, oppure con i  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.



### 7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Nel caso di opere per le quali si preveda l'impiego di metodi d'analisi avanzata, è opportuna anche l'esecuzione di prove cicliche e dinamiche di laboratorio, quando sia tecnicamente possibile il prelievo di campioni indisturbati. In ogni caso, la caratterizzazione geotecnica dei terreni deve consentire almeno la classificazione del sottosuolo secondo i criteri esposti nel § 3.2.2.

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo.

Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi.

Nei terreni saturi si assumono generalmente condizioni di drenaggio impedito. In tal caso, nelle analisi condotte in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan \varphi' \quad [7.11.1]$$

dove  $\sigma'_n$  è la tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura,  $\Delta u$  è l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma e i parametri  $c'$  e  $\varphi'$  tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, valutata in condizioni di sollecitazione ciclica

$$\tau_f = c_{u,c} \quad [7.11.2]$$

dove  $c_{u,c}$  include gli effetti di degradazione dei terreni.

### 7.11.3. RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

#### 7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sottosuolo e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi di cui è costituito. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, l'analisi della risposta sismica locale consente quindi di definire le modifiche che il segnale sismico di ingresso subisce, a causa dei suddetti fattori locali.

Le analisi di risposta sismica locale richiedono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

Nelle analisi di risposta sismica locale, l'azione sismica di ingresso è descritta in termini di storia temporale dell'accelerazione (accelerogrammi) su di un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo tipo A del § 3.2.2). Per la scelta degli accelerogrammi di ingresso, si deve fare riferimento a quanto già specificato al § 3.2.3.6.

#### 7.11.3.2 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

In condizioni stratigrafiche e morfologiche schematizzabili con un modello mono-dimensionale e per profili stratigrafici riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.II, il moto sismico alla superficie di un sito è definibile mediante l'accelerazione massima ( $a_{max}$ ) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di  $a_{max}$  può essere ricavato dalla relazione  $a_{max} = S_s \cdot a_g$  dove  $a_g$  è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

#### 7.11.3.3 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Per condizioni topografiche riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.III, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ . Il parametro  $S_T$  deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m. Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15°, altrimenti si applicano i criteri indicati nel § 3.2.2.

7.11.3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

7.11.3.4.1 Generalità

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

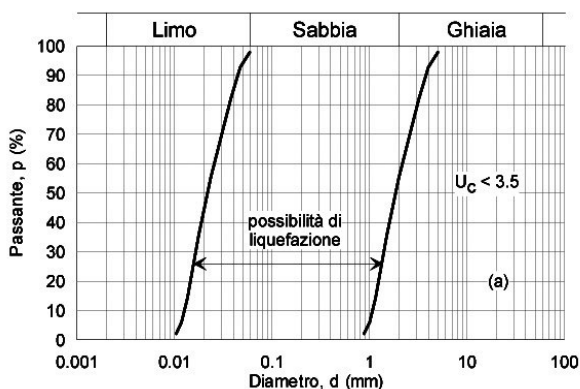
Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

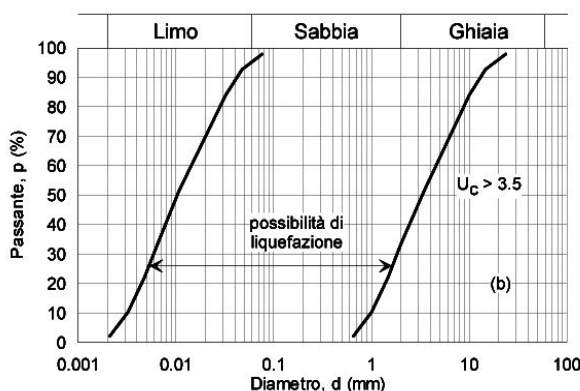
7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .



a)



b)

Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

#### 7.11.3.4.3 Metodi di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

#### 7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma, la resistenza del sistema sia superiore alle azioni (condizione [6.2.1]) ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

##### 7.11.3.5.1 Azione sismica

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo ai criteri esposti nel § 3.2.3.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di  $15^\circ$  e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ( $S_T=1$ ).

##### 7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_H = k_H \cdot W$  ed  $F_V = k_V \cdot W$ , con  $k_H$  e  $k_V$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

dove

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa  $a_{max} > 0,15g$ , nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica.

**Tab. 7.11.I** – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le analisi del comportamento dei pendii in condizioni sismiche possono essere svolte anche mediante il metodo degli spostamenti, in cui la massa di terreno potenzialmente in frana viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile lungo una superficie di scorrimento. Il metodo permette la valutazione dello spostamento permanente indotto dal sisma nella massa di terreno potenzialmente instabile.

L'applicazione del metodo richiede la valutazione dell'accelerazione critica, che deve essere valutata con i valori caratteristici dei parametri di resistenza, e dell'azione sismica di progetto, che deve essere rappresentata mediante storie temporali delle accelerazioni. Gli accelerogrammi impiegati nelle analisi, in numero non inferiore a 7, devono essere rappresentativi della sismicità del sito e la loro scelta deve essere adeguatamente giustificata (vedi § 3.2.3.6). Non è ammesso l'impiego di accelerogrammi artificiali.

Nel metodo degli spostamenti, la valutazione delle condizioni di stabilità del pendio è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato per il cinematiso di collasso critico e i valori limite o di soglia dello spostamento. Le condizioni del pendio e dei manufatti eventualmente interagenti con esso possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

Lo studio del comportamento in condizioni sismiche dei pendii può essere effettuato anche impiegando metodi avanzati di analisi dinamica, purché si tenga conto della natura polifase dei terreni e si descriva realisticamente il loro comportamento meccanico in condizioni cicliche. Per questi motivi, il ricorso alle analisi avanzate comporta indagini geotecniche adeguatamente approfondite. Per queste analisi, l'azione sismica di progetto deve essere rappresentata mediante accelerogrammi scelti utilizzando gli stessi criteri già indicati per il metodo degli spostamenti.

**7.11.4. FRONTI DI SCAVO E RILEVATI**

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come  $F_H = k_H \cdot W$  e  $F_V = k_V \cdot W$ , con  $k_H$  e  $k_V$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

- $\beta_s = 0.38$  nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_s = 0.47$  nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i

coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ . Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

In alternativa, le verifiche degli stati limite ultimi (SLV) o di esercizio (SLD) possono essere eseguite con il metodo degli spostamenti, controllando che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità dei fronti di scavo o dei rilevati e dei manufatti eventualmente interagenti con essi. Nel metodo degli spostamenti, l'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni dell'opera possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo o di esercizio in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. La valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il corrispondente valore limite o di soglia. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

### **7.11.5. FONDAZIONI**

#### **7.11.5.1 REGOLE GENERALI DI PROGETTAZIONE**

La progettazione delle fondazioni è condotta unitamente alla progettazione dell'opera alla quale appartengono e richiede preliminarmente:

1. la valutazione della risposta sismica locale del sito, secondo quanto indicato al § 7.11.3.1;
2. la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione e della stabilità globale, secondo quanto indicato rispettivamente ai §§ 7.11.3.4. e 7.11.3.5;

le analisi al punto (1) devono consentire di motivare la scelta dell'azione sismica adottata nella progettazione dell'intera opera; le analisi al punto (2) devono indicare esplicitamente gli interventi eventualmente necessari a garantire la stabilità globale del sito.

Per le azioni trasmesse in fondazione, nonché per i requisiti e i criteri di modellazione della stessa, si rinvia ai precedenti §§ 7.2.5 e 7.2.6.

#### **7.11.5.2 INDAGINI E MODELLO GEOTECNICO**

Il modello geotecnico del sottosuolo da utilizzare nelle verifiche deve essere definito mediante l'interpretazione dei risultati di indagini e prove definite dal progettista ed eseguite con specifico riferimento alle scelte tipologiche del sistema di fondazione adottato per l'opera in progetto, tenendo conto di quanto riportato al precedente § 7.11.2 e al Capitolo 3 della presente norma.

#### **7.11.5.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLV) E ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLD)**

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali e su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento di quella degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai § 6.4.2.1 e 6.4.3.1. Nelle verifiche si deve tener conto delle pressioni interstiziali preesistenti e di quelle eventualmente indotte dal moto sismico.

Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con le metodologie indicate nel Capitolo 6 e con le prescrizioni riportate al § 7.11.1.

##### **7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali**

La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione [6.2.1] e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II. In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

##### ***Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite***

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente  $\gamma_R$  di Tabella 7.11.II. Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo, il coefficiente  $\gamma_R$  può essere ridotto a 1.8.

##### ***Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa***

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione. Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligatoria o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai

criteri costruttivi dell'opera. Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

**Tab. 7.11.II** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

#### **Stato Limite di Esercizio (SLD)**

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente  $\gamma_R$  riportato nella Tabella 7.11.II.

#### **7.11.5.3.2 Fondazioni su pali**

##### **Stati limite ultimi (SLV)**

Le fondazioni su pali devono essere verificate per gli stati limite ultimi (SLV) sotto l'azione del moto sismico di riferimento.

Nelle verifiche, si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite rilevanti e almeno i seguenti:

- raggiungimento della resistenza a carico limite verticale del complesso pali-terreno;
- raggiungimento della resistenza a carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;
- liquefazione del terreno di fondazione;
- spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;
- rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento).

Le verifiche a carico limite consistono nel confronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione [6.2.1] e con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale) sia all'interazione tra palo e terreno dovuta allo scuotimento (interazione cinematica).

Nei casi in cui gli effetti di interazione cinematica siano considerati importanti, devono essere motivate le assunzioni di calcolo adottate e i criteri di sovrapposizione o meno di tali effetti con quelli inerziali. E' opportuno che la valutazione degli effetti dovuti all'interazione cinematica sia effettuata per le costruzioni di Classe d'uso III e IV, per sottosuoli tipo D o peggiori, per valori di  $a_g > 0,25g$  e in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto tra strati contigui di terreno.

La valutazione delle resistenze del complesso pali-terreno soggetto all'azione assiale e trasversale deve essere effettuata nel rispetto delle indicazioni di cui ai §§ 7.11.2 e 7.11.5.2, ponendo particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica per tener conto di eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

Nelle verifiche condotte in termini di tensioni efficaci in terreni saturi si deve tenere conto degli eventuali incrementi di pressione interstiziale indotti dal moto sismico e, in particolare, si deve trascurare il contributo alla resistenza di eventuali strati di terreno suscettibili di liquefazione.

Per le fondazioni miste, di cui 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 devono essere condotte con riferimento al solo gruppo di pali. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD 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 Capitolo 7.

#### **Stato Limite di Esercizio (SLD)**

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente  $\gamma_R$  riportato nella Tabella 6.4.II.

### **7.11.6. OPERE DI SOSTEGNO**

#### **7.11.6.1 REQUISITI GENERALI**

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto.

Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono direttamente con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale.

L'analisi sismica delle opere di sostegno deve considerare quei fattori che ne influenzino significativamente il comportamento.

È comunque necessario portare in conto i seguenti aspetti:

- effetti inerziali nel terreno, nelle strutture di sostegno e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti;
- comportamento anelastico e non lineare del terreno;
- effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;
- condizioni di drenaggio;
- influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.

Per opere particolari con terrapieno in falda, quali le opere marittime, occorre tener conto degli effetti, diversi in ragione della permeabilità, indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua interstiziale.

In presenza di acqua libera contro la parete esterna dell'opera, si deve tenere conto dell'effetto idrodinamico indotto dal sisma, valutando le escursioni (positiva e negativa) della pressione dell'acqua rispetto a quella idrostatica.

È ammesso l'uso dei metodi pseudo-statici, come specificato nei successivi §§ 7.11.6.2.1 e 7.11.6.3.1.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi plastici determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai §§ 6.5.3.1.1, 6.5.3.1.2 e 6.6.2.

È necessario verificare che, per effetto del terremoto di progetto, il sito non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario, occorre predisporre le misure necessarie affinché non si verifichi tale fenomeno.

#### 7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO

I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

##### 7.11.6.2.1 Metodi di analisi

A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario. I valori del coefficiente  $\beta_m$  possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di  $\beta_m$  incrementati del 50 % rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

**7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza**

Per muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4 nonché le verifiche di sicurezza delle fondazioni al § 7.11.5.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nella tabella 7.11.III.

**Tab. 7.11.III** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

La verifica nei confronti dello stato limite di scorrimento può essere eseguita anche con il metodo degli spostamenti (§ 7.11.3.5.2). L'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni dell'opera possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. La valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il corrispondente valore di soglia. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

In aggiunta alle verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi SLV, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio SLD. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

**7.11.6.3 PARATIE**

L'analisi delle paratie in condizioni sismiche può essere eseguita con specifici metodi di analisi dinamica o mediante metodi pseudo-statici.

**7.11.6.3.1 Metodi pseudo-statici**

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale  $a_h$  e  $a_v$  dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici,  $a_h$  può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \tag{7.11.9}$$

dove  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale,  $\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e  $\beta \leq 1$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre  $a_v = 0$ .

L'accelerazione di picco  $a_{max}$  è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, oppure come

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \tag{7.11.10}$$



dove  $S$  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, ed  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente  $\alpha$  può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva  $H$  della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Fig. 7.11.2.

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente  $V_s$ .

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi  $\alpha = 1$ .

Il valore del coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma di Fig. 7.11.3, in funzione del massimo spostamento permanente  $u_s$  che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema. In assenza di tale verifica, il coefficiente  $\beta$  vale 1.

Per  $u_s = 0$  è  $\beta = 1$ . Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H. \quad [7.11.11]$$

Se  $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$  deve assumersi  $k_h = 0,2 \cdot a_{\max}/g$ .

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

Per valori dell'angolo di resistenza al taglio tra terreno e parete  $\delta > \varphi'/2$ , ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

#### 7.11.6.3.2 Verifiche di sicurezza

Per paratie realizzate in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso paratia-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4.

Per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza nei confronti dei possibili stati limite ultimi (SLV) verificando il rispetto della condizione [6.2.1] con i coefficienti di sicurezza parziali prescritti al § 7.11.1.

Nelle verifiche, per azioni s'intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze s'intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo.

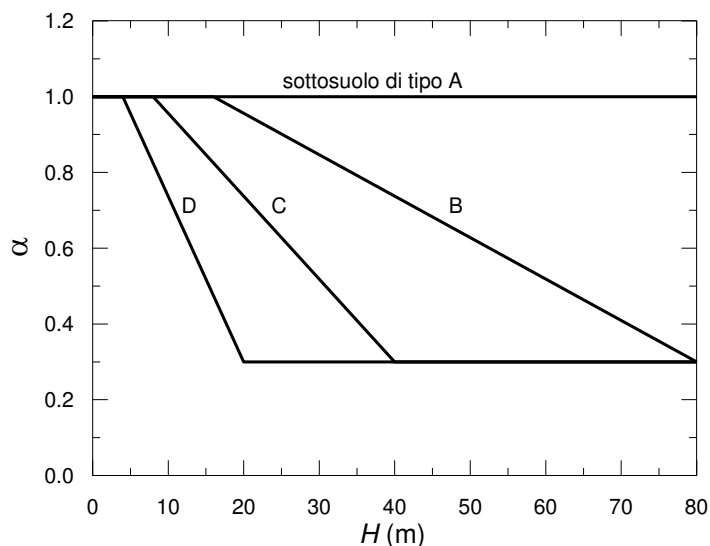


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

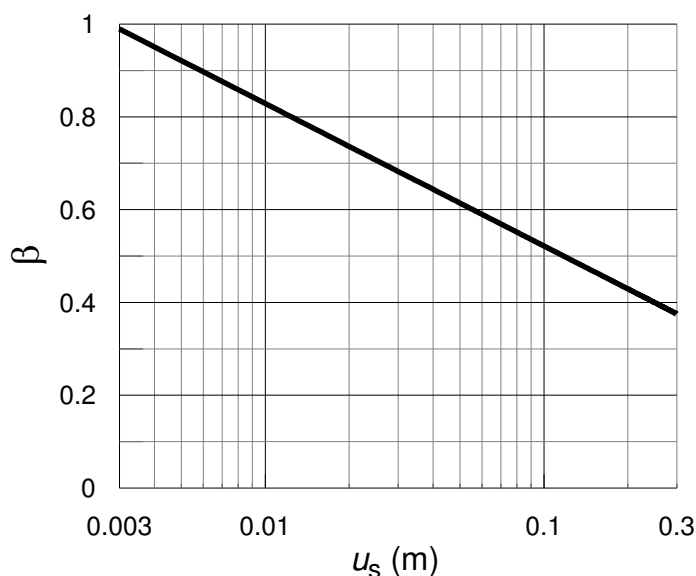


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

**7.11.6.4 SISTEMI DI VINCOLO**

Gli elementi di contrasto sollecitati a compressione (puntoni) devono essere dimensionati in maniera che l'instabilità geometrica si produca per forze assiali maggiori di quelle che provocano il raggiungimento della resistenza a compressione del materiale di cui sono composti. In caso contrario si deve porre  $\beta = 1$ .

Nel caso di strutture ancorate, ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Detta  $L_s$  la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche  $L_e$  può essere ottenuta mediante la relazione:

$$L_e = L_s \left( 1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right) \quad [7.11.12]$$

dove  $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Gli elementi di ancoraggio devono avere resistenza e lunghezza tali da assicurare l'equilibrio dell'opera prima, durante e dopo l'evento sismico.

Si deve inoltre accertare che il terreno sia in grado di fornire la resistenza necessaria per il funzionamento dell'ancoraggio durante il terremoto di riferimento e che sia mantenuto un margine di sicurezza adeguato nei confronti della liquefazione.

**7.11.6.4.1 Verifiche di sicurezza**

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli o barre di acciaio armonico, nel rispetto del criterio della progettazione in capacità, si deve verificare che la resistenza di progetto allo snervamento sia sempre maggiore del valore massimo della resistenza di progetto della fondazione dell'ancoraggio.



## **CAPITOLO 8.**

---

# **COSTRUZIONI ESISTENTI**

## 8.1. OGGETTO

Il presente capitolo stabilisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti

Si definisce costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento, la struttura completamente realizzata.

## 8.2. CRITERI GENERALI

Le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono, ove applicabili, riferimento anche per le costruzioni esistenti, ad esclusione di quanto indicato al capitolo 7 in merito a limitazioni di altezza, regole generali, prescrizioni sulla geometria e sui particolari costruttivi e fatto salvo quanto specificato nel seguito.

Nel caso di interventi che non prevedano modifiche strutturali (impiantistici, di distribuzione degli spazi, etc.) il progettista deve valutare la loro possibile interazione con gli SLU ed SLE della struttura o di parte di essa.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono tenere conto dei seguenti aspetti della costruzione:

- essa riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- in essa possono essere insiti, ma non palesi, difetti di impostazione e di realizzazione;
- essa può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le sue strutture possono presentare degrado e/o modifiche significative, rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali si dovrà considerare che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte, le seguenti caratteristiche:

- la geometria e i particolari costruttivi;
- le proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni;
- i carichi permanenti.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso di coefficienti legati ai "fattori di confidenza" che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza (v. §8.5.4) delle caratteristiche sopra elencate

## 8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4 .

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.

**Nella** valutazione della sicurezza, ~~da deve inoltre~~ effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4, ~~in particolare~~ il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso.

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione deve essere eseguita solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si sono prodotti nel passato;
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto  $\zeta_E$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso sui carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi sull'uso e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

La restrizione sull'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'*i*-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto  $\zeta_{v,i}$  tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

## 8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- **interventi di riparazione o locali:** interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- **interventi di miglioramento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- **interventi di adeguamento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.3.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.

Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

### 8.4.1. RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- impedire meccanismi di collasso locale;
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura;

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.

#### 8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

~~Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere il livello di sicurezza della costruzione.~~

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta_E$  può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,4. ~~mentre per le costruzioni di classe III e II il valore di  $\zeta_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,1.~~

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno  $\zeta_E = 1,0$ .

#### 8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- sopraelevare la costruzione;
- ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione **superiori al 10%**, valutati secondo la combinazione caratteristica ~~per carichi gravitazionali~~ di cui alla Equazione 2.5.2 **includendo i soli carichi gravitazionali superiori al 10%**. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

~~Il valore di  $\zeta_E$  che deve essere raggiunto post operam dipende da quale sia la condizione sopra indicata che impone l'obbligo dell'adeguamento e dal livello di conoscenza che si vuole/può conseguire con le indagini.~~

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere **almeno**  $\zeta_E \geq 1,0$ . Nel caso c) si può assumere  $\zeta_E \geq 0,80$ .

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.

### 8.5. DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale atteso, tenendo conto delle indicazioni generali di seguito esposte.

#### 8.5.1. ANALISI STORICO-CRITICA

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che la hanno interessata.

#### 8.5.2. RILIEVO

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

#### 8.5.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive *in situ* e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

#### **8.5.4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA**

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:

- LC1;
- LC2;
- LC3.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

~~In particolare il livello LC3 si intende raggiunto quando si disponga di: rilievo geometrico e strutturale, quadro dei dissesti, documenti progettuali opportunamente verificati nella loro completezza e rispondenza al reale, verifiche in situ sui dettagli costruttivi, sulle proprietà dei materiali, sulle connessioni tra i diversi elementi.~~

Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili.

#### **8.5.5. AZIONI**

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo.

Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a  $\gamma_G$  valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

### **8.6. MATERIALI**

Gli interventi sulle strutture esistenti devono essere effettuati con i materiali previsti dalle presenti norme; possono altresì essere utilizzati materiali non tradizionali, purché nel rispetto di normative e documenti di comprovata validità, ovvero quelli elencati al Capitolo 12.

Nel caso di edifici in muratura è possibile effettuare riparazioni locali o integrazioni con materiale analogo a quello impiegato originariamente nella costruzione, purché durevole e di idonee caratteristiche meccaniche.

### **8.7. PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE**

Nella progettazione di interventi sulle costruzioni esistenti, specie se soggette ad azioni sismiche, particolare attenzione sarà posta agli aspetti che riguardano la duttilità. Si dovranno quindi assumere le informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi, i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti siano in grado di sostenere cicli di sollecitazione o deformazione anche in campo anelastico.

#### **8.7.1. COSTRUZIONI IN MURATURA**

Nelle costruzioni esistenti in muratura, in particolare negli edifici, si possono manifestare meccanismi, sia locali, sia globali. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente fuori del loro piano medio; essi sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti, sia tra pareti e orizzontamenti, sia negli incroci tra pareti. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano medio.

La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.



Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione della muratura, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra pareti murarie e tra pareti e orizzontamenti, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini sia di resistenza (applicando un opportuno fattore di comportamento), sia di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza degli orizzontamenti, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali con gli orizzontamenti e tra loro. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di progetto di un pannello in muratura, per azioni nel suo piano medio, potrà essere calcolata facendo ricorso a formulazioni, alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono risultare inadeguati. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio, infatti, occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

L'US dovrà avere continuità da cielo a terra, per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, per gli edifici in aggregato dovranno essere valutati gli effetti di spinte non contrastate sulle pareti in comune con le US adiacenti, causate da orizzontamenti sfalsati di quota, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, sia verticalmente sia orizzontalmente, US adiacenti di differente altezza.

L'analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di orizzontamenti sufficientemente rigidi nel proprio piano può essere svolta, anche per edifici con più di due orizzontamenti, mediante l'analisi statica non lineare, con verifica in termini sia di forze sia di spostamenti, analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di US d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che gli orizzontamenti possano unicamente traslare nella direzione dell'azione sismica considerata. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Qualora gli orizzontamenti dell'edificio non siano sufficientemente rigidi nel proprio piano si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, ciascuna parete essendo soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

### 8.7.2. COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO

Nelle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato o in acciaio soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere "duttili" o "fragili".

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza sia la duttilità disponibili. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede al progettista un'opportuna definizione del fattore di comportamento in relazione alle caratteristiche meccaniche, globali e locali, della struttura in esame.

I meccanismi "duttili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione **o di resistenza in relazione al metodo utilizzato**; i meccanismi "fragili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al § 8.5.3, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà **di calcolo come per le nuove costruzioni nominali**.

Nel caso di demolizioni o interventi su organismi in c.a. facenti parte di aggregati edilizi è fatto obbligo al progettista di operare indagini e/o verifiche atte ad accertare, preliminarmente, l'assenza di interazioni con i corpi adiacenti, al fine di poter escludere il prodursi, su di essi, di modifiche in senso negativo del comportamento strutturale a seguito delle demolizioni o degli interventi.

### 8.7.3. COSTRUZIONI MISTE

Alcune tipologie di costruzioni esistenti possono essere classificate come miste. Situazioni ricorrenti sono:

- costruzioni le cui pareti perimetrali siano in muratura portante e la cui struttura verticale interna sia rappresentata da pilastri (per esempio in c.a. o acciaio);
- costruzioni in muratura su cui gravino sopraelevazioni aventi sistema strutturale, per esempio, in c.a. o acciaio, o edifici in c.a. o acciaio su cui gravino sopraelevazioni in muratura;

- costruzioni in muratura che abbiano subito ampliamenti planimetrici, il cui sistema strutturale (per esempio, in c.a. o acciaio) sia interconnesso con quello preesistente in muratura.

Per queste situazioni è necessario prevedere modellazioni che tengano in considerazione le particolarità strutturali identificate e l'interazione tra elementi strutturali diversi per materiale e rigidità, ricorrendo, ove necessario, a metodi di analisi non lineare di comprovata validità.

#### **8.7.4. CRITERI E TIPI D'INTERVENTO**

Per tutte le tipologie di costruzioni esistenti gli interventi vanno progettati ed eseguiti, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata, considerando la variazione nella distribuzione delle rigidità e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con le parti restanti della struttura. Particolare attenzione deve essere posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione può peggiorare il comportamento globale della costruzione.

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione.

In generale dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- riparazione di eventuali danni presenti;
- riduzione delle carenze dovute ad errori grossolani;
- miglioramento della capacità deformativa ("duttilità") di singoli elementi;
- riduzione delle condizioni, anche legate alla presenza di elementi non strutturali, che determinano situazioni di forte irregolarità, sia planimetrica sia altimetrica, degli edifici, in termini di massa, resistenza e/o rigidità;
- riduzione delle masse, anche mediante demolizione parziale o variazione di destinazione d'uso;
- riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originari mediante l'introduzione di sistemi d'isolamento o di dissipazione di energia;
- riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti, sia nel loro piano che ortogonalmente ad esso;
- miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali, alla struttura e tra loro;
- incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti, tenendo eventualmente conto di una possibile riduzione della duttilità globale per effetto di rinforzi locali;
- realizzazione, ampliamento, eliminazione di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad attenuare gli eventuali urti;
- miglioramento del sistema di fondazione, ove necessario.

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica possa mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nella costruzione. Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni fornite nei §§ 7.2.3 e 7.2.4.

Per le strutture in muratura, inoltre, dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- miglioramento dei collegamenti tra orizzontamenti e pareti, tra copertura e pareti, tra pareti confluenti in martelli murari o angolate;
- riduzione ed eliminazione delle spinte non contrastate di coperture, archi e volte;
- rafforzamento delle pareti intorno alle aperture,

Per le strutture in c.a. ed in acciaio si prenderanno in considerazione, valutandone l'eventuale necessità e l'efficacia, anche le tipologie di intervento di seguito esposte o loro combinazioni:

- rinforzo di tutti o parte degli elementi;
- aggiunta di nuovi elementi resistenti, quali pareti in c.a., controventi in acciaio, etc.;
- eliminazione di eventuali meccanismi "di piano";
- introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;
- eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, come nel caso di incamiciatura in c.a. di pareti in laterizio.

Infine, per le strutture in acciaio, potranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- miglioramento della stabilità degli elementi e della struttura;
- incremento della resistenza e/o della rigidità dei collegamenti;
- miglioramento dei dettagli costruttivi nelle zone dissipative;
- introduzione di indebolimenti locali controllati, finalizzati ad un miglioramento del meccanismo di collasso.

#### **8.7.5. ELABORATI DEL PROGETTO DELL'INTERVENTO**

Per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di miglioramento o adeguamento sismico deve almeno comprendere:

- a) l'analisi e la verifica della struttura prima dell'intervento, con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto);
- b) la scelta, esplicitamente motivata, del tipo di intervento;
- c) la scelta, esplicitamente motivata, delle tecniche e/o dei materiali;

- d) il dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- e) l'analisi strutturale della struttura post-intervento;
- f) la verifica della struttura post-intervento, con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto).

Analogamente si procederà per gli interventi (di riparazione o rafforzamento) locali. In tal caso non si eseguiranno le analisi della struttura e le verifiche ante e post-operam di cui ai punti a), e), f), che saranno sostituite da analoghe verifiche sul singolo elemento o sul meccanismo locale sul quale si interviene, al fine di determinarne gli incrementi di resistenza e/o di duttilità conseguenti all'intervento.

## **CAPITOLO 9.**

---

# **COLLAUDO STATICO**

## 9.1. PRESCRIZIONI GENERALI

Il collaudo statico, inteso come procedura disciplinata dalle vigenti leggi di settore, è finalizzato alla valutazione e giudizio sulle prestazioni, come definite dalle presenti norme, delle opere e delle componenti strutturali comprese nel progetto ed eventuali varianti depositati presso gli organi di controllo competenti. In caso di esito positivo, la procedura si conclude con l'emissione del certificato di collaudo.

Il collaudo statico, tranne casi particolari, va eseguito in corso d'opera.

Le opere non possono essere poste in esercizio prima dell'effettuazione del collaudo statico.

Il collaudo statico di tutte le opere di ingegneria civile regolamentate dalle presenti norme tecniche, deve comprendere i seguenti adempimenti:

- a) controllo di quanto prescritto per le opere eseguite sia con materiali regolamentati dal DPR 6 giugno 2001 n. 380, leggi n. 1086/71 e n. 64/74 sia con materiali diversi;
- b) ispezione dell'opera nelle varie fasi costruttive degli elementi strutturali ove il collaudatore sia nominato in corso d'opera, e dell'opera nel suo complesso, con particolare riguardo alle parti strutturali più importanti.

L'ispezione dell'opera verrà eseguita alla presenza del Direttore dei lavori e del Costruttore, confrontando in contraddittorio il progetto depositato in cantiere con il costruito.

Il Collaudatore controllerà altresì che siano state messe in atto le prescrizioni progettuali e siano stati eseguiti i controlli sperimentali. Quando la costruzione è eseguita in procedura di garanzia di qualità, il Collaudatore deve prendere conoscenza dei contenuti dei documenti di controllo qualità e del registro delle non-conformità.

- c) esame dei certificati delle prove sui materiali, articolato:
  - nell'accertamento del numero dei prelievi effettuati e della sua conformità alle prescrizioni contenute al Capitolo 11 delle presenti norme tecniche;
  - nel controllo che i risultati ottenuti delle prove siano compatibili con i criteri di accettazione fissati nel citato Capitolo 11;
- d) esame dei certificati di cui ai controlli in stabilimento e nel ciclo produttivo, previsti al Capitolo 11;
- e) controllo dei verbali e dei risultati delle eventuali prove di carico fatte eseguire dal Direttore dei lavori.

Il Collaudatore, nell'ambito delle sue responsabilità, dovrà inoltre:

- f) esaminare il progetto dell'opera, l'impostazione generale, della progettazione nei suoi aspetti strutturale e geotecnico, gli schemi di calcolo e le azioni considerate;
- g) esaminare le indagini eseguite nelle fasi di progettazione e costruzione come prescritte nelle presenti norme;
- h) esaminare la relazione a strutture ultimate del Direttore dei lavori.

Infine, nell'ambito della propria discrezionalità, il Collaudatore potrà richiedere:

- i) di effettuare tutti quegli accertamenti, studi, indagini, sperimentazioni e ricerche utili per formarsi il convincimento della sicurezza, della durabilità e della collaudabilità dell'opera, quali in particolare:
  - prove di carico;
  - prove sui materiali messi in opera, anche mediante metodi non distruttivi;
  - monitoraggio programmato di grandezze significative del comportamento dell'opera da proseguire, eventualmente, anche dopo il collaudo della stessa.

## 9.2 PROVE DI CARICO

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal Collaudatore, dovranno identificare la corrispondenza del comportamento teorico con quello sperimentale. I materiali degli elementi sottoposti a collaudo devono aver raggiunto le resistenze previste per il loro funzionamento finale in esercizio.

Il programma delle prove, stabilito dal Collaudatore, con l'indicazione delle procedure di carico e delle prestazioni attese deve essere sottoposto al Direttore dei lavori per l'attuazione e reso noto al Progettista e al Costruttore.

Le prove di carico si devono svolgere con le modalità indicate dal Collaudatore che se ne assume la piena responsabilità, mentre, per quanto riguarda la loro materiale attuazione, è responsabile il Direttore dei lavori.

Le prove di carico sono prove di comportamento delle opere sotto le azioni di esercizio. Queste devono essere, in generale, tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni caratteristiche (rare). In relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi le prove possono essere convenientemente protratte nel tempo, ovvero ripetute su più cicli.

Il giudizio sull'esito della prova è responsabilità del Collaudatore.

L'esito della prova va valutato sulla base dei seguenti elementi:

- le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi;
- nel corso della prova non si siano prodotte fratture, fessurazioni, deformazioni o dissesti che compromettono la sicurezza o la conservazione dell'opera;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico della struttura oggetto della prova. Nel caso invece che tale limite venga superato, prove di carico successive devono indicare che la struttura tenda ad un comportamento elastico.
- la deformazione elastica risulti non maggiore di quella calcolata.

Le prove statiche, a giudizio del Collaudatore e in relazione all'importanza dell'opera, possono essere integrate da prove dinamiche e prove a rottura su elementi strutturali.

Nel caso di costruzioni dotate di dispositivi antisismici, ai fini del collaudo statico, di fondamentale importanza è il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto, nonché la verifica della completa separazione tra sottostruttura e sovrastruttura e tra quest'ultima ed altre strutture adiacenti, con il rigoroso rispetto delle distanze di separazione previste in progetto.

Il collaudatore può altresì disporre specifiche prove dinamiche atte a verificare il comportamento dinamico della costruzione.

### 9.2.1 STRUTTURE PREFABBRICATE

In presenza di strutture prefabbricate poste in opera, fermo restando quanto sopra specificato, si devono eseguire controlli atti a verificare la rispondenza dell'opera ai requisiti di progetto; è inoltre fondamentale il ~~preventivo~~ controllo della posa degli elementi prefabbricati e del rispetto del progetto nelle tolleranze e nelle disposizioni delle armature e dei giunti, nonché nella verifica dei dispositivi di vincolo.

### 9.2.2 PONTI STRADALI

Fermo restando quanto sopra specificato, in particolare si dovrà controllare che le deformazioni sotto i carichi di prova, in termini di abbassamenti, rotazioni ecc, siano comparabili con quelle previste in progetto e che le eventuali deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non risultino superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico deve essere eseguita su almeno un quinto delle campate, secondo le modalità sopra precisate.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno completate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

### 9.2.3 PONTI FERROVIARI

Oltre a quanto specificato al precedente § 9.2, le prove di carico dovranno essere effettuate adottando carichi che inducano, di norma, le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi mobili verticali nello stato limite di esercizio, in considerazione della disponibilità di mezzi ferroviari ordinari e/o speciali. Le deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non devono risultare superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico devono dimostrare che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico deve essere eseguita su almeno un quinto delle campate, secondo le modalità precisate nel capoverso precedente.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno integrate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.



## **CAPITOLO 10.**

---

# **REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO**



## 10.1. CARATTERISTICHE GENERALI

I progetti esecutivi riguardanti le strutture devono essere informati a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti e devono inoltre definire compiutamente l'intervento da realizzare.

Restano esclusi i piani operativi di cantiere ed i piani di approvvigionamento.

Il progetto deve comprendere i seguenti elaborati:

- Relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica;
- Relazione sui materiali;
- Elaborati grafici, particolari costruttivi;
- Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera;
- Relazione sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini specialistiche ritenute necessarie alla realizzazione dell'opera.

Particolare cura andrà posta nello sviluppare le relazioni di calcolo, con riferimento alle analisi svolte con l'ausilio del calcolo automatico, sia ai fini di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli, sia ai fini di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

Il progettista resta comunque responsabile dell'intera progettazione strutturale.

Nel caso di analisi e verifica svolte con l'ausilio di codici di calcolo, oltre a quanto sopra specificato, e in particolare oltre alla Relazione generale strutturale, si dovranno seguire le indicazioni fornite in § 10.2.

## 10.2. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista, dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti.

Il progettista dovrà quindi esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. In tal senso la documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

### 10.2.1. RELAZIONE DI CALCOLO

Il progettista dovrà avere cura che nella Relazione di calcolo la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

#### *Tipo di analisi svolta*

Occorre preliminarmente:

- dichiarare il tipo di analisi strutturale condotta (di tipo statico o dinamico, lineare o non lineare) e le sue motivazioni;
- indicare il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni.
- indicare chiaramente le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti. In ogni caso va motivato l'impiego delle combinazioni o dei percorsi di carico adottati, in specie con riguardo alla effettiva esauritività delle configurazioni studiate per la struttura in esame.

#### *Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo*

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore, produttore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

#### *Modalità di presentazione dei risultati.*

La quantità di informazioni che usualmente accompagna l'utilizzo di procedure di calcolo automatico richiede un'attenzione particolare alle modalità di presentazione dei risultati, in modo che questi riassumano, in una sintesi completa ed efficace, il comportamento della struttura per quel particolare tipo di analisi sviluppata. In particolare, è necessario che la Relazione di calcolo riporti almeno le seguenti indicazioni:

- descrizione dell'opera e della tipologia strutturale;
- inquadramento normativo dell'intervento;
- definizione dei parametri di progetto;
- descrizione dei materiali adottati e loro caratteristiche meccaniche;
- criteri di progettazione e modellazione;
- combinazione delle azioni;

- codice di calcolo impiegato;
- rispetto delle verifiche per gli stati limite considerati.

L'esito di ogni elaborazione deve essere sintetizzato in disegni e schemi grafici contenenti, almeno per le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione o delle componenti degli sforzi, i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni dei carichi considerate, gli schemi grafici con la rappresentazione dei carichi applicati e delle corrispondenti reazioni vincolari.

Di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici, vanno chiaramente evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici e le unità di misura di questi nei punti o nelle sezioni significative ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza.

E' opportuno che i tabulati generalmente forniti dai programmi automatici, cui la Relazione di calcolo deve fare riferimento, non facciano parte integrante della Relazione stessa, ma ne costituiscano un allegato.

#### *Informazioni generali sull'elaborazione.*

A valle dell'esposizione dei risultati vanno riportate anche informazioni generalizzate guardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati ed una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello.

#### *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.*

Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con riferimento a schemi o soluzioni noti e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.

### **10.2.2. VALUTAZIONE INDIPENDENTE DEL CALCOLO**

Nel caso in cui si renda necessaria una valutazione indipendente del calcolo strutturale o comunque nel caso di opere di particolare importanza, i calcoli più importanti devono essere eseguiti nuovamente da soggetto diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente e ciò al fine di eseguire un effettivo controllo incrociato sui risultati delle elaborazioni.



**CAPITOLO 11.**

---

**MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE**

## 11.1. GENERALITÀ

Si definiscono materiali e prodotti per uso strutturale, utilizzati nelle opere soggette alle presenti norme, quelli che consentono ad un'opera ove questi sono incorporati permanentemente di soddisfare in maniera prioritaria il requisito base delle opere n.1 "Resistenza meccanica e stabilità" di cui all'Allegato I del Regolamento UE 305/2011 .

I materiali ed i prodotti per uso strutturale devono rispondere ai requisiti indicati nel seguito.

I materiali e prodotti per uso strutturale devono essere:

- *identificati* univocamente a cura del fabbricante, secondo le procedure di seguito richiamate;
- *qualificati* sotto la responsabilità del fabbricante, secondo le procedure di seguito richiamate;
- *accettati* dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di identificazione e qualificazione, nonché mediante eventuali prove di accettazione.

In particolare, per quanto attiene l'identificazione e la qualificazione, possono configurarsi i seguenti casi:

- A) materiali e prodotti per i quali sia disponibile, per l'uso strutturale previsto, una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato su GUUE. Al termine del periodo di coesistenza il loro impiego nelle opere è possibile soltanto se corredati della "Dichiarazione di Prestazione" e della Marcatura CE, prevista al Capo II del Regolamento UE 305/2011;
- B) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali non sia disponibile una norma europea armonizzata ovvero la stessa ricada nel periodo di coesistenza, per i quali sia invece prevista la qualificazione con le modalità e le procedure indicate nelle presenti norme. E' fatto salvo il caso in cui, nel periodo di coesistenza della specifica norma armonizzata, il fabbricante abbia volontariamente optato per la Marcatura CE;
- C) materiali e prodotti per uso strutturale non ricadenti in una delle tipologie A) o B. In tali casi il fabbricante dovrà pervenire alla Marcatura CE sulla base della pertinente "Valutazione Tecnica Europea" (ETA), oppure dovrà ottenere un "Certificato di Valutazione Tecnica" rilasciato dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale, anche sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ove disponibili; con decreto del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, su conforme parere della competente Sezione, sono approvate Linee Guida relative alle specifiche procedure per il rilascio del "Certificato di Valutazione Tecnica".

Nel caso C), qualora il fabbricante preveda l'impiego dei prodotti strutturali anche con funzioni di compartimentazione antincendio, dichiarando anche la prestazione in relazione alla caratteristica essenziale resistenza al fuoco, le Linee Guida sono elaborate dal Servizio Tecnico Centrale di concerto, per la valutazione di tale specifico aspetto, con il Dipartimento dei Vigili del Fuoco, del Soccorso Pubblico e della difesa Civile del Ministero dell'Interno.

Il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici pubblica periodicamente l'elenco delle Linee Guida per il rilascio della Certificazione di Valutazione Tecnica di specifici prodotti.

Ad eccezione di quelli in possesso di Marcatura CE, possono essere impiegati materiali o prodotti conformi ad altre specifiche tecniche qualora dette specifiche garantiscano un livello di sicurezza equivalente a quello previsto nelle presenti norme. Tale equivalenza sarà accertata attraverso procedure all'uopo stabilite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sentito lo stesso Consiglio Superiore.

Al fine di dimostrare l'identificazione, la qualificazione e la tracciabilità dei materiali e prodotti per uso strutturale, il fabbricante, o altro eventuale operatore economico (importatore, distributore o mandatario come definiti ai sensi dell'articolo 2 del Regolamento UE 305/2011), secondo le disposizioni e le competenze di cui al Capo III del Regolamento UE n.305/2011, è tenuto a fornire copia della sopra richiamata documentazione di identificazione e qualificazione (casi A, B o C), i cui estremi devono essere riportati anche sui documenti di trasporto, dal fabbricante fino al cantiere, comprese le eventuali fasi di commercializzazione intermedia, riferiti alla specifica fornitura.

Nel redigere la "Dichiarazione di Prestazione" e la documentazione di qualificazione, il fabbricante si assume la responsabilità della conformità del prodotto da costruzione alle prestazioni dichiarate. Inoltre, il fabbricante dichiara di assumersi la responsabilità della conformità del prodotto da costruzione alla "Dichiarazione di Prestazione" o alla documentazione di qualificazione ed a tutti i requisiti applicabili.

Per ogni materiale o prodotto identificato e qualificato mediante Marcatura CE è onere del Direttore dei Lavori, in fase di accettazione, accertarsi del possesso della marcatura stessa e richiedere copia della documentazione di marcatura CE e della Dichiarazione di Prestazione di cui al Capo II del Regolamento UE 305/2011, nonché – qualora ritenuto necessario, ai fini della verifica di quanto sopra - copia del certificato di costanza della prestazione del prodotto o di conformità del controllo della produzione in fabbrica, di cui al Capo IV ed Allegato V del Regolamento UE 305/2011, rilasciato da idoneo organismo notificato ai sensi del Capo VII dello stesso Regolamento (UE) 305/2011.

Per i prodotti non qualificati mediante la Marcatura CE, il Direttore dei Lavori dovrà accertarsi del possesso e del regime di validità della documentazione di qualificazione (caso B) o del Certificato di Valutazione Tecnica (caso C). I fabbricanti possono usare come Certificati di Valutazione Tecnica i Certificati di Idoneità tecnica all'impiego, già rilasciati dal Servizio Tecnico Centrale prima dell'entrata in vigore delle presenti norme tecniche, fino al termine della loro validità.

Sarà inoltre onere del Direttore dei Lavori, nell'ambito dell'accettazione dei materiali prima della loro installazione, verificare che tali prodotti corrispondano a quanto indicato nella documentazione di identificazione e qualificazione, nonché accertare l'idoneità all'uso specifico del prodotto mediante verifica delle prestazioni dichiarate per il prodotto stesso nel rispetto dei requisiti stabiliti dalla normativa tecnica applicabile per l'uso specifico e dai documenti progettuali, con particolare riferimento alla *Relazione sui materiali*, di cui al § 10.1.

La mancata rispondenza alle prescrizioni sopra riportate comporta il divieto di impiego del materiale o prodotto.

Al termine dei lavori che interessano gli elementi strutturali, il Direttore dei Lavori predisponde, nell'ambito della *Relazione a struttura ultimata* di cui all'articolo 65 del DPR.380/01, una sezione specifica relativa ai controlli e prove di accettazione sui materiali e prodotti strutturali, nella quale sia data evidenza documentale riguardo all'identificazione e qualificazione dei materiali e prodotti, alle prove di accettazione ed alle eventuali ulteriori valutazioni sulle prestazioni.

Il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici potrà effettuare attività di vigilanza presso i cantieri e i luoghi di lavorazione per verificare la corretta applicazione delle presenti disposizioni, ai sensi dell'art. 11 del DPR 246/93 ovvero del Capo VIII del Regolamento UE 305/2011.

Le prove su materiali e prodotti, a seconda delle specifiche procedure applicabili, come specificato di volta in volta nel seguito, devono generalmente essere effettuate da:

- a) laboratori di prova notificati ai sensi del Capo VII del Regolamento UE 305/2011;
- b) laboratori di cui all'art. 59 del DPR 380/2001;
- c) altri laboratori, dotati di adeguata competenza ed idonee attrezzature, previo nulla osta del Servizio Tecnico Centrale;

Qualora si applichino specifiche tecniche europee armonizzate, ai fini della marcatura CE, le attività di certificazione di prodotto o del controllo di produzione in fabbrica e di prova dovranno essere eseguite dai soggetti previsti dal relativo sistema di valutazione e verifica della costanza delle prestazioni, di cui al Capo IV ed Allegato V del Regolamento UE 305/2011, applicabile al prodotto.

I fabbricanti di materiali, prodotti o componenti disciplinati nella presente norma devono dotarsi di adeguate procedure di controllo di produzione in fabbrica. Per controllo di produzione nella fabbrica si intende il controllo permanente della produzione, effettuato dal fabbricante. Tutte le procedure e le disposizioni adottate dal fabbricante devono essere documentate sistematicamente ed essere a disposizione di qualsiasi soggetto od ente di controllo che ne abbia titolo.

Qualora il fabbricante non sia stabilito sul territorio dell'Unione Europea, questi dovrà nominare un *mandatario* stabilito sul territorio dell'Unione autorizzato ad agire per conto del Fabbricante in relazione ai compiti indicati nel mandato, nel rispetto dell'articolo 12 del Regolamento (UE) n. 305/2011.

Il richiamo alle specifiche tecniche armonizzate, di cui al Regolamento UE 305/2011, contenuto nella presente norma deve intendersi riferito all'ultima versione aggiornata, salvo diversamente specificato. Il richiamo alle specifiche tecniche volontarie UNI, EN e ISO contenute nella presente norma deve intendersi riferito alla data di pubblicazione se indicata, ovvero, laddove non indicata, all'ultima versione aggiornata. Con successivo provvedimento si aggiornano periodicamente gli elenchi delle specifiche tecniche volontarie UNI, EN ed ISO richiamate nella presente norma.

## 11.2. CALCESTRUZZO

Le Norme contenute nel presente paragrafo si applicano al calcestruzzo per usi strutturali, armato e non, normale e precompresso di cui al § 4.1.

### 11.2.1. SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO

La prescrizione del calcestruzzo all'atto del progetto deve essere caratterizzata almeno mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza al getto ed il diametro massimo dell'aggregato, nonché la classe di esposizione ambientale, di cui alla norma UNI EN 206:2014. Nel caso di impiego di armature di pre- o post-tensione permanentemente incorporate nei getti è obbligatoria anche l'individuazione della classe di contenuto in cloruri. La classe di resistenza è contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cubica  $R_{ck}$  e cilindrica  $f_{ck}$  a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su cubi di spigolo 150 mm e su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm.

Inoltre, si dovranno dare indicazioni in merito ai processi di maturazione ed alle procedure di posa in opera, facendo utile riferimento alla norma UNI EN 13670 ed alle *Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive* elaborate e pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La resistenza caratteristica a compressione è definita come la resistenza per la quale si ha il 5% di probabilità di trovare valori inferiori. Nelle presenti norme la resistenza caratteristica designa quella dedotta da prove su provini come sopra descritti, confezionati e stagionati come specificato al § 11.2.4, eseguite a 28 giorni di maturazione. Potranno essere indicati altri tempi di maturazione a cui riferire le misure di resistenza ed il corrispondente valore caratteristico. Inoltre, si dovrà tener conto degli effetti prodotti da eventuali processi accelerati di maturazione.

Il conglomerato per il getto delle strutture di un'opera o di parte di essa si considera omogeneo ai fini del controllo (secondo le prestazioni), se possiede le medesime caratteristiche prestazionali (classe di resistenza e classe di esposizione).

### 11.2.2. CONTROLLI DI QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo deve essere prodotto in regime di controllo di qualità, con lo scopo di garantire che rispetti le prescrizioni definite in sede di progetto.

Il controllo si articola nelle seguenti fasi:

#### *Valutazione preliminare*

Serve a determinare, prima dell'inizio della costruzione delle opere, la miscela per produrre il calcestruzzo in accordo con le prescrizioni di progetto.

#### *Controllo di produzione*

Riguarda il controllo da eseguire sul calcestruzzo durante la produzione con processo industrializzato del calcestruzzo stesso.

#### *Controllo di accettazione*

Riguarda il controllo da eseguire sul calcestruzzo utilizzato per l'esecuzione dell'opera, con prelievo effettuato contestualmente al getto dei relativi elementi strutturali.

#### *Prove complementari*

Sono prove che vengono eseguite, ove necessario, a complemento delle prove di accettazione.

Le prove di accettazione e le eventuali prove complementari, compresi i carotaggi di cui al punto 11.2.6, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Il costruttore resta comunque responsabile della qualità del calcestruzzo posto in opera, che sarà controllata dal Direttore dei Lavori, secondo le procedure di cui al § 11.2.5.

### 11.2.3. VALUTAZIONE PRELIMINARE

Il costruttore, prima dell'inizio della costruzione dell'opera, deve effettuare idonee prove preliminari di studio ed acquisire idonea documentazione relativa ai componenti, per ciascuna miscela omogenea di calcestruzzo da utilizzare, al fine di ottenere le prestazioni richieste dal progetto.

Nel caso di forniture provenienti da impianto di produzione industrializzata con certificato di controllo della produzione in fabbrica previsto al § 11.2.8, tale documentazione è costituita da quella di identificazione, qualificazione e controllo dei prodotti da fornire.

Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di acquisire, prima dell'inizio della costruzione, la documentazione relativa alla valutazione preliminare delle prestazioni e di accettare le tipologie di calcestruzzo da fornire, con facoltà di far eseguire ulteriori prove preliminari. Il Direttore dei Lavori ha comunque l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la corrispondenza delle caratteristiche del calcestruzzo fornito rispetto a quelle stabilite dal progetto.

**11.2.4. PRELIEVO E PROVA DEI CAMPIONI**

Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera ed alla presenza del Direttore dei Lavori o di persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la "Resistenza di prelievo" che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo. Il prelievo non viene accettato se la differenza fra i valori di resistenza dei due provini supera il 20% del valore inferiore; in tal caso si applicano le procedure di cui al §11.2.5.3.

È obbligo del Direttore dei Lavori prescrivere ulteriori prelievi rispetto al numero minimo, di cui ai successivi paragrafi, tutte le volte che variazioni di qualità e/o provenienza dei costituenti dell'impasto possano far presumere una variazione di qualità del calcestruzzo stesso, tale da non poter più essere considerato omogeneo.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2012 e UNI EN 12390-2:2009.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-3:2009 e UNI EN 12390-4:2002.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della massa volumica vale quanto indicato nella norma UNI EN 12390-7:2009.

**11.2.5. CONTROLLO DI ACCETTAZIONE**

Il controllo di accettazione è eseguito dal Direttore dei Lavori su ciascuna miscela omogenea e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

- controllo di tipo A di cui al § 11.2.5.1;
- controllo di tipo B di cui al § 11.2.5.2.

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla Tab. 11.2.I seguente:

**Tab. 11.2.I**

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$	
$R_{cm28} \geq R_{ck} + 3,5$ (N° prelievi: 3)	$R_{cm28} \geq R_{ck} + 1,48 s$ (N° prelievi $\geq 15$ )

Ove:  $R_{cm28}$  = resistenza media dei prelievi (N/mm<sup>2</sup>);  $R_{c,min}$  = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm<sup>2</sup>);  
s = scarto quadratico medio

**11.2.5.1 CONTROLLO DI TIPO A**

Ogni controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m<sup>3</sup> ed è costituito da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m<sup>3</sup> massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

**11.2.5.2 CONTROLLO DI TIPO B**

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m<sup>3</sup> di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (tipo B).

Il controllo è riferito ad una miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m<sup>3</sup> di calcestruzzo.

Ogni controllo di accettazione di tipo B è costituito da almeno 15 prelievi, ciascuno dei quali eseguito su 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Se si eseguono controlli statistici accurati, l'interpretazione dei risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica assumendo la legge di distribuzione più corretta e il suo valor medio, unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio). Non sono accettabili calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3. Per calcestruzzi con coefficiente di variazione ( $s/R_m$ ) superiore a 0,15 occorrono controlli più accurati, integrati con prove complementari di cui al §11.2.7.

Infine, la resistenza caratteristica  $R_{ck}$  di progetto dovrà essere minore del valore sperimentale corrispondente al frattile inferiore 5% delle resistenze di prelievo e la resistenza minima di prelievo  $R_{c,min}$  dovrà essere maggiore del valore corrispondente al frattile inferiore 1%.

**11.2.5.3 PRESCRIZIONI COMUNI PER ENTRAMBI I CRITERI DI CONTROLLO**



Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle, etichette indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare riferimento a tale verbale.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove sul calcestruzzo provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

Le prove non richieste dal Direttore dei Lavori non possono fare parte dell'insieme statistico che serve per la determinazione della resistenza caratteristica del materiale.

Le prove a compressione vanno eseguite conformemente alle norme UNI EN 12390-3:2009, tra il 28° e il 30° giorno di maturazione e comunque entro 45 giorni dalla data di prelievo. In caso di mancato rispetto di tali termini le prove di compressione vanno integrate da quelle riferite al controllo della resistenza del calcestruzzo in opera.

I certificati di prova emessi dai laboratori devono contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del Direttore dei Lavori che richiede la prova;
- la descrizione, l'identificazione e la data di prelievo dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni provati, dopo eventuale rettifica;
- le modalità di rottura dei campioni;
- la massa volumica del campione;
- i valori delle prestazioni misurate.

Per gli elementi prefabbricati di serie, realizzati con processo industrializzato, sono valide le specifiche indicazioni di cui al § 11.8.3.1

L'opera o la parte di opera realizzata con il calcestruzzo non conforme ai controlli di accettazione non può essere accettata finché la non conformità non è stata definitivamente risolta. Il costruttore deve procedere ad una verifica delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera mediante l'impiego di altri mezzi d'indagine, secondo quanto prescritto dal Direttore dei Lavori e conformemente a quanto indicato nel successivo § 11.2.6. Qualora i suddetti controlli confermino la non conformità del calcestruzzo, si deve procedere, sentito il progettista, ad un controllo teorico e/o sperimentale della sicurezza della struttura interessata dal quantitativo di calcestruzzo non conforme, sulla base della resistenza ridotta del calcestruzzo.

Qualora non fosse possibile effettuare la suddetta verifica delle caratteristiche del calcestruzzo, oppure i risultati del controllo teorico e/o sperimentale non risultassero soddisfacenti, si può: conservare l'opera o parte di essa per un uso compatibile con le diminuite caratteristiche prestazionali accertate, eseguire lavori di consolidamento oppure demolire l'opera o parte di essa.

I controlli di accettazione sono obbligatori ed il collaudatore è tenuto a verificarne la validità, qualitativa e quantitativa; ove ciò non fosse rispettato, il collaudatore è tenuto a far eseguire delle prove che attestino le caratteristiche del calcestruzzo, seguendo la medesima procedura che si applica quando non risultino rispettati i limiti fissati dai controlli di accettazione.

#### **11.2.6. CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA**

La resistenza del calcestruzzo nella struttura dipende dalla resistenza del calcestruzzo messo in opera, dalla sua posa e costipazione, dalle condizioni ambientali durante il getto e dalla maturazione.

Nel caso in cui:

- a) le resistenze a compressione dei provini prelevati durante il getto non soddisfino i criteri di accettazione della resistenza caratteristica prevista nel progetto, oppure
- b) sorgano dubbi sulle modalità di confezionamento, conservazione, maturazione e prova dei provini di calcestruzzo, oppure
- c) sorgano dubbi sulle modalità di posa in opera, compattazione e maturazione del calcestruzzo, oppure
- d) si renda necessario valutare a posteriori le proprietà di un calcestruzzo precedentemente messo in opera,

si può procedere ad una valutazione delle caratteristiche di resistenza attraverso una serie di prove sia distruttive che non distruttive.

Tali prove non sono, in ogni caso, sostitutive dei controlli di accettazione, ma potranno servire al Direttore dei Lavori od al collaudatore per formulare un giudizio sul calcestruzzo in opera.

Il valore caratteristico della resistenza del calcestruzzo in opera (definita come resistenza caratteristica in situ,  $R_{ckis}$  o  $f_{ckis}$ ) è in genere minore del valore della resistenza caratteristica assunta in fase di progetto  $R_{ck}$  o  $f_{ck}$ . Per i soli aspetti relativi alla sicurezza strutturale e senza pregiudizio circa eventuali carenze di durabilità, è accettabile un valore caratteristico della resistenza in situ non inferiore all'85% della resistenza caratteristica assunta in fase di progetto. Per la modalità di determinazione della resistenza a compressione in situ, misurata con tecniche opportune (distruttive e non distruttive), si potrà fare utile riferimento alle norme UNI EN 12504-1, UNI EN 12504-2, UNI EN 12504-3, UNI EN 12504-4. La resistenza caratteristica in situ va calcolata secondo quanto previsto nella norma UNI EN 13791:2008, ai §§ 7.3.2 e 7.3.3, considerando l'approccio B se il numero di carote è minore di 15, oppure l'approccio A se il numero di carote è non minore di 15, in accordo alle *Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo* elaborate e pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

#### **11.2.7. PROVE COMPLEMENTARI**

Sono prove che eventualmente si eseguono al fine di stimare la resistenza del calcestruzzo in corrispondenza di particolari fasi di costruzione (precompressione, messa in opera) o in condizioni particolari di utilizzo (temperature eccezionali, ecc.).

Il procedimento di controllo è uguale a quello dei controlli di accettazione.

Tali prove non possono essere sostitutive dei controlli di accettazione che vanno riferiti a provini confezionati e maturati secondo le prescrizioni del punto 11.2.4.

I risultati di tali prove potranno servire al Direttore dei Lavori od al collaudatore per formulare un giudizio sul calcestruzzo in opera.

#### **11.2.8. PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO**

Per calcestruzzo confezionato con processo industrializzato si intende quello prodotto mediante impianti, strutture e tecniche organizzate sia in cantiere che in uno stabilimento esterno al cantiere stesso.

Gli impianti per la produzione con processo industrializzato del calcestruzzo disciplinato dalle presenti norme devono essere idonei ad una produzione costante, disporre di apparecchiature adeguate per il confezionamento, nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e mantenere la qualità del prodotto.

Gli impianti devono dotarsi di un sistema permanente di controllo interno della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto risponda ai requisiti previsti dalle presenti norme e che tale rispondenza sia costantemente mantenuta fino all'impiego.

Il sistema di controllo della produzione di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato in impianti di un fornitore, predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001, deve fare riferimento alle specifiche indicazioni contenute nelle *Linee Guida per la produzione, il trasporto ed il controllo del calcestruzzo preconfezionato* elaborate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.

Detto sistema di controllo deve essere certificato da organismi terzi indipendenti che operano in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021, autorizzati dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulla base di criteri appositamente emanati dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici o, fino all'emanazione di questi ultimi, dei criteri di cui al DM 9/5/2003 n. 156 così come eventualmente integrati dalle Amministrazioni competenti, per quanto applicabili

I documenti che accompagnano ogni fornitura di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato devono indicare gli estremi di tale certificazione.

Nel caso in cui l'impianto di produzione industrializzata appartenga al costruttore nell'ambito di uno specifico cantiere, la certificazione di cui sopra non è richiesta se il sistema di gestione della qualità del costruttore - predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001 e certificato da un organismo accreditato - prevede l'esistenza e l'applicazione di un sistema di controllo della produzione dell'impianto, conformemente alle specifiche indicazioni contenute nelle *Linee Guida per la produzione, il trasporto ed il controllo del calcestruzzo preconfezionato* elaborate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.

Il Direttore dei Lavori, che è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture provenienti da impianti non conformi, dovrà comunque effettuare le prove di accettazione previste al § 11.2.5 e ricevere, prima dell'inizio della fornitura, copia della certificazione del controllo del processo produttivo.

Per produzioni di calcestruzzo fino a 1500 m<sup>3</sup> di miscela omogenea, effettuate direttamente in cantiere, mediante processi di produzione temporanei e non industrializzati, la stessa deve essere confezionata sotto la diretta responsabilità del costruttore. Il Direttore dei Lavori deve acquisire, prima dell'inizio della produzione, documentazione relativa ai criteri ed alle prove che hanno portato alla determinazione delle prestazioni di ciascuna miscela omogenea di conglomerato, così come indicato al § 11.2.3.

#### **11.2.9. COMPONENTI DEL CALCESTRUZZO**

##### **11.2.9.1 LEGANTI**

Nelle opere oggetto delle presenti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di marcatura CE in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 197-1 ovvero ad uno specifico ETA, purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26 maggio 1965 n. 595.

È escluso l'impiego di cementi alluminosi.

L'impiego dei cementi richiamati all'art. 1, lettera C della legge 26 maggio 1965 n. 595, è limitato ai calcestruzzi per sbarramenti di ritenuta.

Per la realizzazione di dighe ed altre simili opere massive dove è richiesto un basso calore di idratazione devono essere utilizzati i cementi speciali con calore di idratazione molto basso dotati di marcatura CE in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 14216.

I leganti idraulici, qualora immessi sul mercato da un distributore attraverso un centro di distribuzione, devono essere all'origine dotati della marcatura CE sopra richiamata. Il centro di distribuzione, così come definito nella norma UNI EN 197-2, deve possedere un'autorizzazione all'uso di detta marcatura concessa al distributore da un organismo di certificazione notificato, in base alle procedure della norma UNI EN 197-2, a dimostrazione che la conformità del prodotto marcato CE è stata mantenuta durante le fasi di trasporto, ricevimento, deposito, imballaggio e spedizione, unitamente alla sua qualità ed identità.

Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi con adeguate caratteristiche di resistenza alle specifiche azioni aggressive. Specificamente in ambiente solfatico si devono impiegare cementi resistenti ai solfati conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 197-1 ed alla norma UNI 9156:1997 o, in condizioni di dilavamento, cementi resistenti al dilavamento conformi alla norma UNI 9606:1997.

### 11.2.9.2 AGGREGATI

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

Il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione, di tali aggregati, ai sensi del Regolamento UE 305/2011, è indicato nella seguente Tab. 11.2.II.

Tab. 11.2.II

Specifica Tecnica Europea armonizzata di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione
Aggregati per calcestruzzo UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1	Calcestruzzo strutturale	2 +

È consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti di cui alla Tab. 11.2.III a condizione che la miscela di calcestruzzo, confezionato con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata, nonché accettata in cantiere, attraverso le procedure di cui alle presenti norme.

Tab. 11.2.III

Origine del materiale da riciclo	Classe del calcestruzzo	percentuale di impiego
demolizioni di edifici (macerie)	= C 8/10	fino al 100%
demolizioni di solo calcestruzzo e c.a. (frammenti di calcestruzzo $\geq 90\%$ , UNI EN 933-11:2009)	$\leq C20/25$	fino al 60%
	$\leq C30/37$	$\leq 30\%$
	$\leq C45/55$	$\leq 20\%$
Riutilizzo di calcestruzzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati - da qualsiasi classe	Classe minore del calcestruzzo di origine	fino al 15%
	Stessa classe del calcestruzzo di origine	fino al 10%

Per quanto riguarda i controlli di accettazione degli aggregati da effettuarsi a cura del Direttore dei Lavori, questi sono finalizzati almeno alla verifica delle caratteristiche tecniche riportate nella Tab. 11.2.IV. I metodi di prova da utilizzarsi sono quelli indicati nelle Norme Europee Armonizzate citate, in relazione a ciascuna caratteristica.

Tab. 11.2.IV – Controlli di accettazione per aggregati per calcestruzzo strutturale

Caratteristiche tecniche
Descrizione petrografica
Dimensione dell'aggregato (analisi granulometrica e contenuto dei fini)
Indice di appiattimento
Tenore di solfati e zolfo
Dimensione per il filler
Resistenza alla frammentazione/frantumazione (per calcestruzzo Rck $\geq C50/60$ e aggregato proveniente da riciclo)

Il progetto, nelle apposite prescrizioni, potrà fare utile riferimento alle norme UNI 8520-1 e UNI 8520-2, al fine di individuare i limiti di accettabilità delle caratteristiche tecniche degli aggregati.

### 11.2.9.3 AGGIUNTE

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali.

Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 450-1. Per quanto riguarda l'impiego si potrà fare utile riferimento ai criteri stabiliti dalle norme UNI EN 206 ed UNI 11104.

I fumi di silice devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 13263-1.

### 11.2.9.4 ADDITIVI

Gli additivi devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

### 11.2.9.5 ACQUA DI IMPASTO

L'acqua di impasto, ivi compresa l'acqua di riciclo, deve essere conforme alla norma UNI EN 1008: 2003.

### 11.2.9.6 MISCELE PRECONFEZIONATE DI COMPONENTI PER CALCESTRUZZO

In assenza di specifica norma armonizzata europea, il fabbricante di miscele preconfezionate di componenti per calcestruzzi, cui sia da aggiungere in cantiere l'acqua di impasto, deve documentare per ogni componente utilizzato la conformità alla relativa norma armonizzata europea.

## 11.2.10. CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO

Le caratteristiche del calcestruzzo possono essere desunte, in sede di progettazione, dalle formulazioni indicate nei successivi punti. Per quanto non previsto si potrà fare utile riferimento alla Sezione 3 della norma UNI EN 1992-1-1:2005.

### 11.2.10.1 RESISTENZA A COMPRESSIONE

In sede di progetto strutturale si farà riferimento alla resistenza caratteristica a compressione su cubi  $R_{ck}$  così come definita nel § 11.2.1.

Dalla resistenza cubica si passerà a quella cilindrica da utilizzare nelle verifiche mediante l'espressione:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} \quad [11.2.1]$$

Sempre in sede di previsioni progettuali, è possibile passare dal valore caratteristico al valor medio della resistenza cilindrica mediante l'espressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad [11.2.2]$$

### 11.2.10.2 RESISTENZA A TRAZIONE

La resistenza a trazione del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di diretta sperimentazione, condotta su provini appositamente confezionati, secondo la norma UNI EN 12390-2:2009, per mezzo delle prove di seguito indicate:

- prove di trazione diretta;
- prove di trazione indiretta: (secondo UNI EN 12390-6:2010 o metodo dimostrato equivalente);
- prove di trazione per flessione: (secondo UNI EN 12390-5:2009 o metodo dimostrato equivalente).

In sede di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo il valore (in N/mm<sup>2</sup>):

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60 \quad [11.2.3a]$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln [1+f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > C50/60 \quad [11.2.3b]$$

valori che dovranno essere ridotti del 10% in caso di utilizzo di aggregati grossi di riciclo nei limiti previsti dalla Tab. 11.2.III.

I valori caratteristici corrispondenti ai frattili 5% e 95% sono assunti, rispettivamente, pari a  $0,7 f_{ctm}$  ed  $1,3 f_{ctm}$ .

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione è assunto, in mancanza di sperimentazione diretta, pari a:

$$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} \quad [11.2.4]$$

### 11.2.10.3 MODULO ELASTICO

Per modulo elastico istantaneo del calcestruzzo va assunto quello secante tra la tensione nulla e  $0,40 f_{cm}$ , determinato sulla base di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI EN 12390-13:2013.

In sede di progettazione si può assumere il valore:

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad [11.2.5]$$

che dovrà essere ridotto del 20% in caso di utilizzo di aggregati grossi di riciclo nei limiti previsti dalla Tab. 11.2.III. Tale formula non è applicabile ai calcestruzzi maturati a vapore. Essa non è da considerarsi vincolante nell'interpretazione dei controlli sperimentali delle strutture.

#### 11.2.10.4 COEFFICIENTE DI POISSON

Per il coefficiente di *Poisson* può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0,2 (calcestruzzo non fessurato).

#### 11.2.10.5 COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA

Il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può essere determinato a mezzo di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI EN 1770:2000.

In sede di progettazione strutturale, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valor medio pari a  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , fermo restando che tale grandezza dipende dal tipo di calcestruzzo considerato (rapporto aggregati/legante, tipi di aggregati, ecc.) e può assumere valori anche sensibilmente diversi da quello indicato.

#### 11.2.10.6 RITIRO

La deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI 11307:2008.

In sede di progettazione strutturale, e quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad [11.2.6]$$

dove:

$\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{c0} \quad [11.2.7]$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tabelle 11.2.Va ed 11.2.Vb in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ :

Tab. 11.2.Va – Valori di  $\varepsilon_{c0}$

$f_{ck}$	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tab. 11.2.Vb – Valori di  $k_h$

$h_0$ (mm)	$k_h$
100	1,00
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

Per valori intermedi dei parametri indicati è consentita l'interpolazione lineare. Lo sviluppo nel tempo della deformazione  $\varepsilon_{cd}$  può essere valutato come:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\infty} \quad [11.2.8]$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma

$$\beta_{ds}(t-t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s) + 0,04 h_0^{3/2}] \quad [11.2.9]$$

in cui:

$t$  è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni)

$t_s$  è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni).

$h_0$  è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto  $2A_c / u$

$A_c$  è l'area della sezione in calcestruzzo

$u$  è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad [11.2.10]$$

con  $f_{ck}$  in  $N/mm^2$ .

### 11.2.10.7 VISCOSITÀ

In sede di progettazione, se la tensione di compressione del calcestruzzo, al tempo  $t_0 = j$  di messa in carico, non è superiore a  $0,45 \cdot f_{ckj}$  il coefficiente di viscosità  $\phi(\infty, t_0)$ , a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise (per es. § 3.1.4 di UNI EN 1992-1-1:2005), può essere dedotto dalle seguenti Tabelle 11.2.VI e 11.2.VII dove  $h_0$  è la dimensione fittizia definita in § 11.2.10.6:

**Tab. 11.2.VI** - Valori di  $\phi(\infty, t_0)$ . Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

$t_0$	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150 \text{ mm}$	$h_0 = 300 \text{ mm}$	$h_0 \geq 600 \text{ mm}$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
$\geq 60$ giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

**Tab. 11.2.VII** - Valori di  $\phi(\infty, t_0)$ . Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

$t_0$	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150 \text{ mm}$	$h_0 = 300 \text{ mm}$	$h_0 \geq 600 \text{ mm}$
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
$\geq 60$ giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Per valori intermedi è ammessa una interpolazione lineare.

Nel caso in cui sia richiesta una valutazione in tempi diversi da  $t = \infty$  del coefficiente di viscosità questo potrà essere valutato secondo modelli tratti da documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

### 11.2.11. DURABILITÀ

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario o precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e quelli derivanti dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

A tal fine, valutate opportunamente le condizioni ambientali del sito ove sorgerà la costruzione o quelle di impiego, conformemente alle indicazioni della tabella 4.1.III delle presenti norme, in fase di progetto dovranno essere indicate le caratteristiche del calcestruzzo da impiegare in accordo alle *Linee Guida sul calcestruzzo strutturale* edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici facendo anche, in assenza di analisi specifiche, utile riferimento alle norme UNI EN 206 ed UNI 11104. Inoltre devono essere rispettati i valori del copriferro nominale di cui al punto 4.1.6.1.3, nonché le modalità e la durata della maturazione umida in accordo alla UNI EN 13670:2010 ed alle *Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive* pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ai fini della valutazione della durabilità, nella formulazione delle prescrizioni sul calcestruzzo, si potranno prescrivere anche prove per la verifica della resistenza alla penetrazione degli agenti aggressivi, quali ad esempio anidride carbonica e cloruri. Si può, inoltre, tener conto del grado di impermeabilità del calcestruzzo, determinando il valore della profondità di penetrazione dell'acqua in pressione. Per la prova di determinazione della profondità della penetrazione dell'acqua in pressione nel calcestruzzo indurito potrà farsi utile riferimento alla norma UNI EN 12390-8.

### 11.2.12. CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO (FRC)

Il calcestruzzo fibrorinforzato (FRC) è caratterizzato dalla presenza di fibre discontinue nella matrice cementizia; tali fibre possono essere realizzate in acciaio o materiale polimerico, e devono essere marcate CE in accordo alle norme europee armonizzate, quali la UNI EN 14889-1 ed UNI EN 14889-2 per le fibre realizzate in acciaio o materiale polimerico.

La miscela del calcestruzzo fibrorinforzato deve essere sottoposta a valutazione preliminare secondo le indicazioni riportate nel precedente § 11.2.3 con determinazione dei valori di resistenza a trazione residua  $f_{R1k}$  per lo Stato limite di esercizio e  $f_{R3k}$  per lo Stato limite Ultimo determinati secondo UNI EN 14651:2007.

Per la qualificazione del calcestruzzo fibrorinforzato e la progettazione delle strutture in FRC si dovrà fare esclusivo riferimento a specifiche disposizioni emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

## 11.3. ACCIAIO

### 11.3.1. PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO

#### 11.3.1.1 CONTROLLI

Le presenti norme prevedono tre forme di controllo obbligatorie:

- in stabilimento di produzione, da eseguirsi sui lotti di produzione;
- nei centri di trasformazione;
- di accettazione in cantiere.

A tale riguardo il *Lotto di produzione* si riferisce a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (rotolo finito, bobina di trefolo, fascio di barre, ecc.). Un lotto di produzione deve avere valori delle grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) e può essere compreso tra 30 e 120 tonnellate.

#### 11.3.1.2 CONTROLLI DI PRODUZIONE IN STABILIMENTO E PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

Tutti gli acciai oggetto delle presenti norme, siano essi destinati ad utilizzo come armature per calcestruzzo armato normale o precompresso o ad utilizzo diretto come carpenterie in strutture metalliche, devono essere prodotti con un sistema permanente di controllo interno della produzione in stabilimento che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito, indipendentemente dal processo di produzione.

Fatto salvo quanto disposto dalle norme europee armonizzate, ove applicabili, il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

Quando non sia applicabile la marcatura CE, ai sensi del Regolamento UE 305/2011, la valutazione della conformità del controllo di produzione in stabilimento e del prodotto finito è effettuata attraverso la procedura di qualificazione di seguito indicata.

Il Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici è organismo per il rilascio dell'attestato di qualificazione per gli acciai di cui sopra.

L'inizio della procedura di qualificazione deve essere preventivamente comunicato al Servizio Tecnico Centrale allegando una relazione ove siano riportati:

- 1) elenco e caratteristiche dei prodotti che si intende qualificare (tipo, dimensioni, caratteristiche meccaniche e chimiche, ecc.);
- 2) indicazione dello stabilimento e descrizione degli impianti e dei processi di produzione;
- 3) descrizione dell'organizzazione del controllo interno di qualità con indicazione delle responsabilità aziendali;
- 4) copia della certificazione del sistema di gestione della qualità;
- 5) indicazione dei responsabili aziendali incaricati della firma dei certificati;
- 6) descrizione particolareggiata delle apparecchiature e degli strumenti del Laboratorio interno di stabilimento per il controllo continuo di qualità;
- 7) dichiarazione con la quale si attesti che il servizio di controllo interno della qualità sovrintende ai controlli di produzione ed è indipendente dai servizi di produzione;
- 8) modalità di marchiatura che si intende adottare per l'identificazione del prodotto finito;
- 9) descrizione delle condizioni generali di fabbricazione del prodotto nonché dell'approvvigionamento delle materie prime e/o del prodotto intermedio (billette, rotoli, vergella, lamiera, laminati, ecc.);
- 10) copia del manuale di qualità aziendale, coerente alla norma UNI EN ISO 9001.
- 11) nel caso in cui il fabbricante non sia stabilito sul territorio dell'Unione Europea, copia della nomina, mediante mandato scritto, del mandatario.

Il Servizio Tecnico Centrale verifica la completezza e congruità della documentazione presentata e procede a una verifica documentale preliminare della idoneità dei processi produttivi e del Sistema di Gestione della Qualità nel suo complesso.

Se tale verifica preliminare ha esito positivo, il Servizio Tecnico Centrale può effettuare una verifica ispettiva presso lo stabilimento di produzione.

Il risultato della verifica documentale preliminare unitamente al risultato della verifica ispettiva sono oggetto di successiva valutazione da parte del Servizio Tecnico Centrale per la necessaria ratifica e notifica al fabbricante. In caso di esito positivo il fabbricante può proseguire nella procedura di qualificazione del prodotto. In caso negativo viene richiesto al fabbricante di apportare le opportune azioni correttive che devono essere implementate.

La procedura di qualificazione del Prodotto prosegue attraverso le seguenti ulteriori fasi:

- esecuzione delle prove di qualificazione a cura di un Laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR n. 380/2001 incaricato dal Servizio Tecnico Centrale su proposta del fabbricante secondo le procedure di cui al § 11.3.1.4;



- invio dei risultati delle prove di qualificazione da sottoporre a giudizio di conformità al Servizio Tecnico Centrale da parte del laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 incaricato;
- in caso di giudizio positivo il Servizio Tecnico Centrale provvede al rilascio dell'Attestato di Qualificazione al fabbricante e inserisce quest'ultimo nel Catalogo ufficiale dei prodotti qualificati che viene reso pubblicamente disponibile;
- in caso di giudizio negativo, il fabbricante può individuare le cause delle non conformità, apportare le opportune azioni correttive, dandone comunicazione sia al Servizio Tecnico Centrale che al Laboratorio incaricato e successivamente ripetere le prove di qualificazione.

Il prodotto può essere immesso sul mercato solo dopo il rilascio dell'Attestato di Qualificazione. La qualificazione ha validità di cinque anni.

### 11.3.1.3 MANTENIMENTO E RINNOVO DELLA QUALIFICAZIONE

Per il mantenimento della qualificazione i produttori sono tenuti, con cadenza annuale entro 60 giorni dalla data di scadenza dell'anno di riferimento ad inviare al Servizio Tecnico Centrale:

- 1) dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità del processo produttivo, dell'organizzazione del controllo interno di produzione in fabbrica;
- 2) i risultati dei controlli interni eseguiti nell'anno sul prodotto nonché la loro elaborazione statistica con l'indicazione del quantitativo di produzione e del numero delle prove;
- 3) i risultati dei controlli eseguiti nel corso delle prove di verifica periodica di sorveglianza sul prodotto, da parte del laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 incaricato;
- 4) la documentazione di conformità statistica dei parametri rilevati (di cui ai prospetti relativi agli acciai specifici) nel corso delle prove di cui ai punti 2) e 3). Per la conformità statistica tra i risultati dei controlli interni ed i risultati dei controlli effettuati dal Laboratorio incaricato, devono essere utilizzati metodi statistici di comprovata validità per il confronto delle varianze e delle medie delle due serie di dati, secondo i procedimenti del controllo della qualità.

Il fabbricante deve segnalare al Servizio Tecnico Centrale ogni eventuale modifica anche temporanea, al processo produttivo o al sistema di controllo, apportata ad uno dei requisiti richiesti durante la procedura di qualificazione

Il Servizio Tecnico Centrale esamina la documentazione al fine del mantenimento della qualificazione.

Ogni sospensione della produzione deve essere tempestivamente comunicata al Servizio Tecnico Centrale indicandone le motivazioni. Qualora la produzione venga sospesa per oltre un anno, la procedura di qualificazione deve essere ripetuta.

Il Servizio Tecnico Centrale può effettuare o far effettuare, in qualsiasi momento, al Laboratorio incaricato ulteriori visite ispettive finalizzate all'accertamento della sussistenza dei requisiti previsti per la qualificazione.

Al termine del periodo di validità di cinque anni dell'Attestato di Qualificazione il fabbricante deve chiedere il rinnovo; il Servizio Tecnico Centrale, valutata anche la conformità relativa all'intera documentazione fornita nei cinque anni precedenti, rinnova la qualificazione.

Il mancato invio della documentazione di cui sopra entro i previsti sessanta giorni ovvero l'accertamento da parte del Servizio Tecnico Centrale di rilevanti non conformità, comporta la sospensione ovvero la decadenza della qualificazione.

### 11.3.1.4 IDENTIFICAZIONE E RINTRACCIABILITÀ DEI PRODOTTI QUALIFICATI

Ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'Azienda produttrice, allo Stabilimento, al tipo di acciaio ed alla sua eventuale saldabilità.

Ogni prodotto deve essere marchiato con identificativi diversi sia da quelli di prodotti fabbricati nello stesso stabilimento ma aventi differenti caratteristiche, sia da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano essi o meno dello stesso fabbricante. La marchiatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione.

Per stabilimento si intende una unità produttiva a sé stante, con impianti propri e magazzini per il prodotto finito. Nel caso di unità produttive multiple appartenenti allo stesso fabbricante, la qualificazione deve essere ripetuta per ognuna di esse e per ogni tipo di prodotto in esse fabbricato.

Considerate la diversa natura, forma e dimensione dei prodotti, le caratteristiche degli impianti per la loro produzione, nonché la possibilità di fornitura sia in pezzi singoli sia in fasci, possono essere adottati differenti sistemi di marchiatura, anche in relazione all'uso, quali ad esempio l'impressione sui cilindri di laminazione, la punzonatura a caldo e a freddo, la stampigliatura a vernice, l'apposizione di targhe o cartellini, la sigillatura dei fasci e altri. Permane comunque l'obbligatorietà del marchio di laminazione per quanto riguarda barre e rotoli.

L'identificazione e la rintracciabilità dei prodotti qualificati sono requisiti obbligatori. Le modalità di applicazione sono specificate nei paragrafi relativi alle singole tipologie di prodotto.

Tenendo presente che l'elemento determinante della marchiatura è costituito dalla sua inalterabilità nel tempo e dalla impossibilità di manomissione, il fabbricante deve rispettare le modalità di marchiatura dichiarate nella documentazione presentata al Servizio Tecnico Centrale e deve comunicare tempestivamente eventuali modifiche apportate.

La mancata marchiatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile.

Qualora, sia presso gli utilizzatori, sia presso i commercianti, l'unità marchiata (pezzo singolo o confezione) venga scorporata, per cui una parte, o il tutto, perda l'originale marchiatura del prodotto è responsabilità sia degli utilizzatori sia dei commercianti documentare la provenienza mediante i documenti di accompagnamento del materiale e gli estremi del deposito del marchio presso il Servizio Tecnico Centrale.

Nel primo caso i campioni destinati al laboratorio incaricato delle prove di cantiere devono essere accompagnati dalla sopraindicata documentazione e da una dichiarazione di provenienza rilasciata dal Direttore dei Lavori, quale risulta dai documenti di accompagnamento del materiale.

I produttori ed i successivi intermediari devono assicurare una corretta archiviazione della documentazione di accompagnamento dei materiali garantendone la disponibilità per almeno 10 anni. Ai fini della rintracciabilità dei prodotti, il costruttore deve inoltre assicurare la conservazione della medesima documentazione, unitamente a marchiature o etichette di riconoscimento, fino al completamento delle operazioni di collaudo statico.

Eventuali disposizioni supplementari atte a facilitare l'identificazione e la rintracciabilità del prodotto attraverso il marchio possono essere emesse dal Servizio Tecnico Centrale.

Tutti i certificati relativi alle prove meccaniche degli acciai, sia in stabilimento che in cantiere o nel luogo di lavorazione, devono riportare l'indicazione del marchio identificativo, rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle presenti norme e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso. In tal caso il materiale non può essere utilizzato ed il Laboratorio incaricato è tenuto ad informare di ciò il Servizio Tecnico Centrale.

#### **11.3.1.5 FORNITURE E DOCUMENTAZIONE DI ACCOMPAGNAMENTO**

Tutte le forniture di acciaio, per le quali non sussista l'obbligo della Marcatura CE, devono essere accompagnate dalla copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale e dal certificato di controllo interno tipo 3.1, di cui alla norma UNI EN 10204, dello specifico lotto di materiale fornito.

Tutte le forniture di acciaio, per le quali sussista l'obbligo della Marcatura CE, devono essere accompagnate dalla "Dichiarazione di prestazione" di cui al Regolamento UE 305/2011, dalla prevista marcatura CE nonché dal certificato di controllo interno tipo 3.1, di cui alla norma UNI EN 10204, dello specifico lotto di materiale fornito.

Il riferimento agli attestati comprovanti la qualificazione del prodotto deve essere riportato sul documento di trasporto.

Le forniture effettuate da un distributore devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal fabbricante e completati con il riferimento al documento di trasporto del distributore stesso.

Nel caso di fornitura in cantiere non proveniente da centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del fabbricante.

#### **11.3.1.6 PROVE DI QUALIFICAZIONE E VERIFICHE PERIODICHE DELLA QUALITÀ**

I laboratori incaricati, di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, devono operare secondo uno specifico piano di qualità approvato dal Servizio Tecnico Centrale.

I certificati di prova emessi devono essere uniformati ad un modello standard elaborato dal Servizio Tecnico Centrale.

I relativi certificati devono contenere almeno:

- l'identificazione dell'azienda produttrice e dello stabilimento di produzione;
- l'indicazione del tipo di prodotto e della eventuale dichiarata saldabilità;
- il marchio di identificazione del prodotto depositato presso il Servizio Tecnico Centrale;
- gli estremi dell'attestato di qualificazione nonché l'ultimo attestato di conferma della qualificazione (per le sole verifiche periodiche della qualità);
- la data del prelievo, il luogo di effettuazione delle prove e la data di emissione del certificato;
- le dimensioni nominali ed effettive del prodotto ed i risultati delle prove eseguite;
- l'analisi chimica per i prodotti dichiarati saldabili (o comunque utilizzati per la fabbricazione di prodotti finiti elettrosaldati);
- le elaborazioni statistiche previste nei §§: 11.3.2.12 e 11.3.3.5.

I prelievi in stabilimento sono effettuati, ove possibile, dalla linea di produzione.

Le prove possono essere effettuate dai tecnici del laboratorio incaricato, anche presso lo stabilimento del fabbricante, qualora le attrezzature utilizzate siano tarate e la loro idoneità sia accertata e documentata.

Di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione nel rapporto di prova nel quale deve essere presente la dichiarazione del rappresentante del laboratorio incaricato relativa all'idoneità delle attrezzature utilizzate.

In caso di risultato negativo delle prove il fabbricante deve individuare le cause e apportare le opportune azioni correttive, dandone comunicazione al Laboratorio incaricato e successivamente ripetere le prove di verifica.

Le specifiche per l'effettuazione delle prove di qualificazione e delle verifiche periodiche della qualità, ivi compresa la cadenza temporale dei controlli stessi, sono riportate rispettivamente nei seguenti paragrafi.

§ 11.3.2.12, per acciai per calcestruzzo armato in barre o rotoli, reti e tralicci elettrosaldati;

§ 11.3.3.5, per acciai per calcestruzzo armato precompresso;

§ 11.3.4.11, per acciai per carpenterie metalliche.

#### 11.3.1.7 CENTRI DI TRASFORMAZIONE

Si definisce Centro di trasformazione un impianto esterno alla fabbrica e/o al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio elementi base (barre, rotoli, reti, lamiere o profilati, profilati cavi, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in cantiere, pronti per la messa in opera o per successive lavorazioni.

Il Centro di trasformazione può ricevere e lavorare solo prodotti qualificati all'origine, accompagnati dalla documentazione prevista al § 11.3.1.5.

Particolare attenzione deve essere posta nel caso in cui nel centro di trasformazione, vengano utilizzati elementi base, comunque qualificati, ma provenienti da produttori differenti, attraverso specifiche procedure documentate che garantiscano la rintracciabilità dei prodotti.

I centri di trasformazione devono dotarsi di un sistema di controllo della lavorazione allo scopo di garantire che le lavorazioni effettuate assicurino il mantenimento della conformità delle caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodotti alle presenti norme.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto, che sovrintende al processo di trasformazione, deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001.

Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un centro di trasformazione devono essere accompagnati da idonea documentazione, specificata nel seguito, che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso e che consenta la completa tracciabilità del prodotto.

I centri di trasformazione sono tenuti ad effettuare controlli atti a garantire al prodotto finale caratteristiche meccaniche conformi alla classificazione dell'acciaio originale non lavorato.

Nell'ambito del processo produttivo deve essere posta particolare attenzione ai processi di piegatura e di saldatura. In particolare il Direttore Tecnico del centro di trasformazione deve verificare, tramite opportune prove, che le piegature e le saldature, anche nel caso di quelle non resistenti, non alterino le caratteristiche meccaniche originarie del prodotto. Per i processi sia di saldatura che di piegatura, si potrà fare utile riferimento alla normativa europea applicabile.

Il Direttore Tecnico dello stabilimento, nominato dal Centro di Trasformazione, dovrà essere abilitato all'esercizio di idonea professione tecnica.

I centri di trasformazione sono tenuti a dichiarare al Servizio Tecnico Centrale la loro attività, indicando le tipologie di prodotti trasformati, l'organizzazione, i procedimenti di lavorazione, nonché fornire copia della certificazione del sistema di gestione della qualità che sovrintende al processo di trasformazione. Ogni centro di trasformazione deve inoltre indicare un proprio logo o marchio che identifichi in modo inequivocabile il centro stesso; il sistema di gestione della qualità che sovrintende al processo di trasformazione, predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001, deve essere certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

Nella dichiarazione di attività al Servizio Tecnico Centrale deve essere indicato l'impegno ad utilizzare esclusivamente elementi di base qualificati all'origine.

Alla dichiarazione deve essere allegata la nota di incarico al Direttore Tecnico del centro di trasformazione, controfirmata dallo stesso per accettazione ed assunzione delle responsabilità, ai sensi delle presenti norme, sui controlli sui materiali.

Il Servizio Tecnico Centrale, con il rilascio del relativo Attestato di "Denuncia dell'attività del centro di trasformazione", attesta l'avvenuta presentazione della dichiarazione di cui sopra.

I centri di trasformazione sono tenuti a comunicare ogni variazione rispetto a quanto dichiarato in sede di presentazione della denuncia di attività. Il Servizio Tecnico Centrale provvede ad aggiornare l'elenco della documentazione necessaria ad ottenere l'Attestato di "Denuncia dell'attività del centro di trasformazione", in base ai progressi tecnici ed agli aggiornamenti normativi che dovessero successivamente intervenire.

I Centri di Trasformazione devono far eseguire da Laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. 380/2001 le prove indicate negli specifici paragrafi relativi a ciascun prodotto in acciaio (§11.3.2.10.3, § 11.3.3.5.3, § 11.3.4.11.2) e devono comunicare al Servizio Tecnico Centrale le eventuali variazioni apportate al processo di produzione depositato.

Ogni fornitura in cantiere di elementi presaldati, presagomati o preassemblati, proveniente da un Centro di trasformazione, deve essere accompagnata:

- a) da dichiarazione, su documento di trasporto, degli estremi dell'Attestato di "Denuncia dell'attività del centro di trasformazione", rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;
- b) dall'attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno di cui ai paragrafi specifici relativi a ciascun prodotto (§ 11.3.2.10.3, § 11.3.3.5.3, § 11.3.4.11.2), fatte eseguire dal Direttore Tecnico del centro di trasformazione, con l'indicazione dei

giorni nei quali la fornitura è stata lavorata. Qualora il Direttore dei Lavori lo richieda, può prendere visione del Registro di cui al § 11.3.2.10.3;

- c) da dichiarazione contenente i riferimenti alla documentazione fornita dal fabbricante ai sensi del § 11.3.1.5 in relazione ai prodotti utilizzati nell'ambito della specifica fornitura. Copia della documentazione fornita dal fabbricante e citata nella dichiarazione del centro di trasformazione, è consegnata al Direttore dei Lavori se richiesta.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del Centro di trasformazione. Gli atti di cui sopra sono consegnati al collaudatore che, tra l'altro, riporta nel Certificato di collaudo gli estremi del Centro di trasformazione che ha fornito il materiale lavorato.

Il Centro di trasformazione fornisce copia della documentazione di cui ai precedenti punti b) e c) in caso di richiesta delle competenti autorità di vigilanza.

E' prevista la sospensione o, nei casi più gravi o di recidiva, la revoca dell'Attestato di "Denuncia dell'attività del centro di trasformazione" qualora il Servizio Tecnico Centrale accerti difformità fra i documenti forniti e l'attività effettivamente svolta, la non veridicità delle dichiarazioni prestate ovvero la mancata ottemperanza alle prescrizioni contenute nella vigente normativa tecnica. I provvedimenti di sospensione e di revoca vengono adottati dal Servizio Tecnico Centrale.

### 11.3.2. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al precedente § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.2.11.

#### 11.3.2.1 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C

L'acciaio per calcestruzzo armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali della tensione di snervamento e della tensione a carico massimo da utilizzare nei calcoli:

Tab. 11.3.Ia

$f_{y\text{ nom}}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t\text{ nom}}$	540 N/mm <sup>2</sup>

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab. 11.3.Ib:

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y\text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo $f_{tk}$	$\geq f_{t\text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
$(f_y/f_{y\text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12\text{ mm}$	4 $\phi$
	$12 \leq \phi \leq 16\text{ mm}$	5 $\phi$
	per $16 < \phi \leq 25\text{ mm}$	8 $\phi$
	per $25 < \phi \leq 40\text{ mm}$	10 $\phi$

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

#### 11.3.2.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450A

L'acciaio per calcestruzzo armato B450A, caratterizzato dai medesimi valori nominali della tensione di snervamento e della tensione a carico massimo dell'acciaio B450C, deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab.11.3.Ic.

Tab. 11.3.Ic

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y\text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo $f_{tk}$	$\geq f_{t\text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	10.0
	$\leq 1,25$	
$(f_y/f_{y\text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 2,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	per $\phi \leq 10\text{ mm}$	4 $\phi$

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

#### 11.3.2.3 ACCERTAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche di cui alle precedenti tabelle si applica la norma UNI EN ISO 15630-1: 2010.

Le proprietà meccaniche dei campioni ottenuti da rotolo raddrizzato, reti e tralicci sono determinate su provette mantenute per 60 (+15, -0) minuti a  $100 \pm 10\text{ °C}$  e successivamente raffreddate in aria calma a temperatura ambiente.

In ogni caso, qualora lo snervamento non sia chiaramente individuabile, si sostituisce  $f_y$  con  $f_{(0,2)}$ .

La prova di piegamento e raddrizzamento si esegue alla temperatura di  $20 \pm 5\text{ °C}$  piegando la provetta a 90°, mantenendola poi per 60 minuti a  $100 \pm 10\text{ °C}$  e procedendo, dopo raffreddamento in aria, al parziale raddrizzamento per almeno 20°. Dopo la prova il campione non deve presentare cricche.

#### 11.3.2.4 CARATTERISTICHE DIMENSIONALI E DI IMPIEGO

L'acciaio per calcestruzzo armato è esclusivamente prodotto in stabilimento sotto forma di barre o rotoli, reti o tralicci, per utilizzo diretto o come elementi di base per successive trasformazioni.

Prima della fornitura in cantiere gli elementi di cui sopra possono essere saldati, presagomati (staffe, ferri piegati, ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura, ecc.) a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera.

La sagomatura e/o l'assemblaggio possono avvenire:

- in cantiere, sotto la vigilanza della Direzione Lavori;
- in centri di trasformazione, solo se provvisti dei requisiti di cui al § 11.3.1.7.

Tutti gli acciai per calcestruzzo armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o dentellature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte a garantire adeguata aderenza tra armature e conglomerato cementizio.

Per quanto riguarda la marchiatura delle barre e dei rotoli vale quanto indicato al § 11.3.1.4.

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture di acciaio provenienti dallo stabilimento di produzione o da un distributore intermedio, vale quanto indicato al § 11.3.1.5; per quanto riguarda i prodotti pre-sagomati o pre-assemblati vale quanto indicato al § 11.3.1.7.

Tutti i prodotti sono caratterizzati dal diametro  $\varnothing$  della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm<sup>3</sup>.

Gli acciai B450C, di cui al § 11.3.2.1, possono essere impiegati in barre di diametro  $\varnothing$  compreso tra 6 e 40 mm.

Per gli acciai B450A, di cui al § 11.3.2.2 il diametro  $\varnothing$  delle barre deve essere compreso tra 5 e 10 mm.

L'uso di acciai forniti in rotolo è ammesso, esclusivamente per impieghi strutturali, per diametri  $\varnothing$  non superiori a 16 mm per gli acciai B450C e diametri  $\varnothing$  non superiori a 10 mm per gli acciai B450A.

L'acciaio in rotoli deve essere utilizzato direttamente per sagomatura e assemblaggio ed esclusivamente da un Centro di Trasformazione di cui al §11.3.1.7 oppure da un fabbricante per la produzione di reti o tralicci elettrosaldati di cui al § 11.3.2.5. Non è consentito altro impiego di barre d'acciaio provenienti dal raddrizzamento di rotoli.

Per quanto riguarda le tolleranze dimensionali si fa riferimento a quanto previsto nella UNI EN 10080:2005.

### 11.3.2.5 RETI E TRALICCI ELETTROSALDATI

Gli acciai delle reti e tralicci elettrosaldati devono essere saldabili. L'interasse delle barre non deve superare, nelle due direzioni, 330 mm.

I tralicci e le reti sono prodotti reticolari assemblati in stabilimento mediante elettrosaldature, eseguite da macchine automatiche in tutti i punti di intersezione.

Per le reti ed i tralicci costituiti con acciaio B450C, gli elementi base devono avere diametro  $\varnothing$  che rispetta la limitazione: 6 mm  $\leq \varnothing \leq 16$  mm.

Per le reti ed i tralicci costituiti con acciaio B450A, gli elementi base devono avere diametro  $\varnothing$  che rispetta la limitazione: 5 mm  $\leq \varnothing \leq 10$  mm.

Il rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci deve essere:

$$\varnothing_{\min} / \varnothing_{\max} \geq 0,6 \quad [11.3.1]$$

I nodi delle reti devono resistere ad una forza di distacco determinata in accordo con la norma UNI EN ISO 15630-2:2010 pari al 25% della forza di snervamento della barra, da computarsi per quella di diametro maggiore sulla tensione di snervamento pari a 450 N/mm<sup>2</sup>.

Oltre a quanto sopra citato, con riferimento ai procedimenti di saldatura non automatizzati ed ai saldatori di reti e tralicci elettrosaldati, si applicano la norma UNI EN ISO 17660-1:2007 per i giunti saldati destinati alla trasmissione dei carichi ed UNI EN 17660-2:2007 per i giunti saldati non destinati alla trasmissione dei carichi.

In ogni elemento di rete o traliccio le singole armature componenti devono essere della stessa classe di acciaio. Nel caso dei tralicci è ammesso l'uso di elementi di collegamento fra correnti superiori ed inferiori aventi superficie liscia purché realizzate con acciaio B450A oppure B450C.

In ogni caso il fabbricante deve procedere alla qualificazione del prodotto finito, rete o traliccio, secondo le procedure di cui al §11.3.2.11.

#### 11.3.2.5.1 Identificazione delle reti e dei tralicci elettrosaldati

La produzione di reti e tralicci elettrosaldati deve essere effettuata a partire da materiale di base qualificato.

Nel caso di reti e tralicci formati con elementi base prodotti nello stesso stabilimento, la marchiatura del prodotto finito può coincidere con quella dell'elemento base.

Nel caso di reti e tralicci formati con elementi base prodotti in altro stabilimento, deve essere apposta su ogni confezione di reti o tralicci un'apposita etichettatura con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto e del fabbricante delle reti e dei tralicci stessi. Il Direttore dei Lavori, al momento dell'accettazione della fornitura in cantiere, deve verificare la presenza della predetta etichettatura.

### 11.3.2.6 SALDABILITÀ

L'analisi chimica effettuata su colata e l'eventuale analisi chimica di controllo effettuata sul prodotto finito devono soddisfare le limitazioni riportate nella Tab. 11.3.II dove il calcolo del carbonio equivalente  $C_{eq}$  è effettuato con la seguente formula:

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \quad [11.3.2]$$

in cui i simboli chimici denotano il contenuto degli elementi stessi espresso in percentuale.

**Tab. 11.3.II** – Massimo contenuto di elementi chimici in %

		Analisi di prodotto	Analisi di colata
Carbonio	C	0,24	0,22
Fosforo	P	0,055	0,050
Zolfo	S	0,055	0,050
Rame	Cu	0,85	0,80
Azoto	N	0,014	0,012
Carbonio equivalente	C <sub>eq</sub>	0,52	0,50

È possibile eccedere il valore massimo di C dello 0,03% in massa, a patto che il valore del C<sub>eq</sub> sia ridotto dello 0,02% in massa. Contenuti di azoto più elevati sono consentiti in presenza di una sufficiente quantità di elementi che fissano l'azoto stesso.

### 11.3.2.7 TOLLERANZE DIMENSIONALI

La deviazione ammissibile per la massa nominale per metro deve essere come riportato nella Tab. 11.3.III seguente.

**Tab. 11.3.III**

Diametro nominale, (mm)	5 ≤ φ ≤ 8	8 < φ ≤ 40
Tolleranza in % sulla massa nominale per metro	± 6	± 4,5

### 11.3.2.8 ALTRI TIPI DI ACCIAI

#### 11.3.2.8.1 Acciai inossidabili

È ammesso l'impiego di acciai inossidabili di natura austenitica o austeno-ferritica, purché le caratteristiche meccaniche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai di cui al § 11.3.2.1, con l'avvertenza di sostituire al termine  $f_t$  della Tab. 11.3.Ib, solo nel calcolo del rapporto  $f_t / f_y$ , il termine  $f_{7\%}$ , ovvero la tensione corrispondente ad un allungamento totale pari al 7%. La saldabilità di tali acciai va documentata attraverso prove di saldabilità certificate da un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 ed effettuate su campioni realizzati con gli specifici procedimenti di saldatura previsti dal fabbricante per l'utilizzo in cantiere o nei Centri di trasformazione.

Per essi la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione degli acciai per calcestruzzo armato.

#### 11.3.2.8.2 Acciai zincati

È ammesso l'uso di acciai zincati purché le caratteristiche fisiche, meccaniche e tecnologiche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai B450C e B450A.

Il materiale base da sottoporre a zincatura deve essere qualificato all'origine.

I controlli di accettazione in cantiere e la relativa verifica di quanto sopra indicato, devono essere effettuati sul prodotto finito, dopo il procedimento di zincatura, presso un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, secondo quanto previsto al § 11.3.2.12.

In ogni caso occorre verificare le caratteristiche di aderenza del prodotto finito secondo le procedure indicate per i Centri di trasformazione di prodotti per costruzioni di calcestruzzo armato.

Per le modalità di controllo del rivestimento di zinco (qualità superficiale, adesione del rivestimento, massa di rivestimento per unità di superficie) e quale utile guida per la scelta dei quantitativi minimi di zinco, si può fare riferimento alle norme UNI EN ed UNI EN ISO 1461.

### 11.3.2.9 GIUNZIONI MECCANICHE

L'assemblaggio o unione di due barre d'armatura può essere effettuato mediante dispositivi, o giunzioni meccaniche, che ne garantiscano la continuità. Tali giunzioni meccaniche devono essere marchiate, tracciabili e messe in opera in accordo alle apposite istruzioni di installazione e, qualora non marchiate CE, devono soddisfare i requisiti contenuti nella norma UNI 11240-1:2007. Le prove sulle giunzioni meccaniche devono essere eseguite in accordo alla norma UNI 11240-2:2007.

Ai fini della qualificazione di tali prodotti si applica il caso C) del paragrafo 11.1.

Le prove di accettazione in cantiere devono essere effettuate in conformità alla norma UNI 11240-2:2007, secondo le modalità di cui al §11.3.4.11.3.

### 11.3.2.10 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CALCESTRUZZO ARMATO NORMALE – BARRE E ROTOLI

#### 11.3.2.10.1 Controlli sistematici in stabilimento

##### 11.3.2.10.1.1 Generalità

Le prove di qualificazione e di verifica periodica, di cui ai successivi punti, devono essere ripetute per ogni prodotto avente caratteristiche differenti o realizzato con processi produttivi differenti, anche se provenienti dallo stesso stabilimento.

I rotoli devono essere soggetti a qualificazione separata dalla produzione in barre e dotati di marchiatura differenziata.

### 11.3.2.10.1.2 Prove di qualificazione

Il laboratorio incaricato deve effettuare, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 75 campioni, ricavati da tre diverse colate o lotti di produzione, 25 per ogni colata o lotto di produzione, scelti su 3 diversi diametri opportunamente differenziati, nell'ambito della gamma prodotta. Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica.

Sui campioni devono essere determinati, a cura del laboratorio incaricato, i valori delle tensioni di snervamento e carico massimo  $f_y$  e  $f_t$  e l'allungamento  $A_{gt}$  e devono essere effettuate le prove di piegamento e la verifica della saldabilità.

### 11.3.2.10.1.3 Procedura di valutazione

#### Valutazione dei risultati

Le grandezze caratteristiche  $f_y$ ,  $f_t$ ,  $A_{gt}$  ed il valore caratteristico inferiore di  $f_t/f_y$  devono soddisfare la seguente relazione:

$$\bar{x} - k s \geq C_v \quad [11.3.3]$$

La grandezza caratteristica ( $f_y/f_{ynom}$ ) $k$  ed il valore caratteristico superiore di  $f_t/f_y$  devono soddisfare la seguente relazione:

$$\bar{x} + k s \leq C_v \quad [11.3.4]$$

dove:

$C_v$  = valore prescritto per le singole grandezze nelle tabelle di cui ai §§ 11.3.2.1 e 11.3.2.2

$\bar{x}$  = valore medio

$s$  = deviazione standard della popolazione

$k$  = coefficiente riportato in Tab. 11.3.IV per  $f_t$  ed  $f_y$  e in Tab. 11.3.V per  $A_{gt}$ ,  $f_t/f_y$  ed ( $f_y/f_{ynom}$ ) e che deve essere stabilito in base al numero dei campioni.

In ogni caso il coefficiente  $k$  assume, in funzione di  $n$ , i valori riportati nelle Tab. 11.3.IV e 11.3.V.

Su almeno un campione per colata o lotto di produzione è calcolato il valore dell'area relativa di nervatura o di dentellatura di cui al § 11.3.2.10.4.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prova di qualificazione non soddisfi i requisiti di resistenza o duttilità di cui al § 11.3.2 delle presenti norme tecniche, il prelievo relativo al diametro di cui trattasi va ripetuto ed il nuovo prelievo sostituisce a tutti gli effetti quello precedente. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione della prova di qualificazione.

**Tab. 11.3.IV** -  $f_y - f_t$  - Coefficiente  $k$  in funzione del numero  $n$  di campioni (per una probabilità di insuccesso attesa del 5% [ $p = 0,95$ ] con una probabilità del 90%)

n	k	n	K
5	3,40	30	2,08
6	3,09	40	2,01
7	2,89	50	1,97
8	2,75	60	1,93
9	2,65	70	1,90
10	2,57	80	1,89
11	2,50	90	1,87
12	2,45	100	1,86
13	2,40	150	1,82
14	2,36	200	1,79
15	2,33	250	1,78
16	2,30	300	1,77
17	2,27	400	1,75
18	2,25	500	1,74
19	2,23	1000	1,71
20	2,21	--	1,64

**Tab. 11.3.V** -  $A_{gt}$ ,  $f_t/f_y$ ,  $f_y/f_{ynom}$  - Coefficiente  $k$  in funzione del numero  $n$  di campioni (per una probabilità di insuccesso attesa del 10% [ $p = 0,90$ ] con una probabilità del 90%)

n	k	n	K
5	2,74	30	1,66
6	2,49	40	1,60
7	2,33	50	1,56
8	2,22	60	1,53
9	2,13	70	1,51
10	2,07	80	1,49



11	2,01	90	1,48
12	1,97	100	1,47
13	1,93	150	1,43
14	1,90	200	1,41
15	1,87	250	1,40
16	1,84	300	1,39
17	1,82	400	1,37
18	1,80	500	1,36
19	1,78	1000	1,34
20	1,77	-	1,282

#### 11.3.2.10.1.4 Prove periodiche di verifica della qualità

Ai fini della verifica della qualità il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari, ad intervalli non superiori a tre mesi, prelevando 3 serie di 5 campioni di barre di uno stesso diametro, scelte con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2, e provenienti da una stessa colata.

Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti qualificati ai sensi delle presenti norme, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica. Su tali serie sono effettuate le prove di resistenza e di duttilità. La serie dei 15 valori della tensione di snervamento e della tensione a carico massimo ottenute nelle prove è aggiunta a quelli dei precedenti prelievi e sostituisce i 15 valori della prima serie in ordine di tempo. I nuovi valori delle medie e degli scarti quadratici così ottenuti sono quindi utilizzati per la determinazione delle nuove tensioni, caratteristiche, sostitutive delle precedenti (ponendo  $n = 75$ ).

Ove i valori caratteristici riscontrati risultino inferiori ai minimi di cui ai §§ 11.3.2.1 e 11.3.2.2, il laboratorio incaricato ne deve dare comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripetere le prove di qualificazione solo dopo che il fabbricante ha avviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prova di verifica della qualità non soddisfi i requisiti di duttilità di cui ai citati §§ 11.3.2.1 e 11.3.2.2, il prelievo relativo al diametro di cui trattasi va ripetuto. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione della qualificazione.

Le tolleranze dimensionali di cui al § 11.3.2.7 vanno riferite alla media delle misure effettuate su tutti i campioni di ciascuna colata o lotto di produzione.

Su almeno un campione per colata o lotto di produzione è calcolato il valore dell'area relativa di nervatura o di dentellatura e la composizione chimica.

#### 11.3.2.10.2 Controlli su singole colate o lotti di produzione

Oltre a quanto già prescritto riguardo ai controlli sistematici in stabilimento, i produttori già qualificati possono richiedere, di loro iniziativa, di sottoporsi a controlli su singole colate o lotti di produzione, che devono essere anch'essi eseguiti a cura di un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Le colate o lotti di produzione sottoposti a controllo devono essere cronologicamente ordinati nel quadro della produzione globale. I controlli consistono nel prelievo, per ogni colata e lotto di produzione e per ciascun gruppo di diametri da essi ricavato, di un numero  $n$  di campioni, non inferiore a 10, sui quali si effettuano le prove previste al § 11.3.2.10.1.2. Le tensioni caratteristiche di snervamento e carico massimo vengono calcolate a mezzo delle espressioni di cui al § 11.3.2.10.1.3 nelle quali  $n$  è il numero dei campioni prelevati dalla colata.

#### 11.3.2.10.3 Controlli nei centri di trasformazione

I controlli nei Centri di trasformazione, da effettuarsi, prima dell'invio in cantiere, a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001 sul prodotto lavorato, sono obbligatori e devono essere eseguiti:

- a) in caso di utilizzo di barre, un controllo ogni 90 t della stessa classe di acciaio proveniente dallo stesso stabilimento, anche se con forniture successive, su cui si effettuano prove di trazione e piegamento;
- b) in caso di utilizzo di rotoli, un controllo ogni 30 t per ogni tipologia di macchina e per ogni diametro lavorato della stessa classe di acciaio proveniente dallo stesso stabilimento, anche se con forniture successive, su cui si effettuano prove di trazione e piegamento ed una verifica dell'area relativa di nervatura o di dentellatura, secondo il metodo geometrico di cui alla seconda parte del § 11.3.2.10.4; il campionamento deve garantire che, nell'arco temporale di 3 mesi, vengano controllati tutti i fornitori e tutti i diametri per ogni tipologia di acciaio utilizzato e tutte le macchine raddrizzatrici presenti nel Centro di trasformazione.

Ogni controllo è costituito da 1 prelievo, ciascuno costituito da 3 campioni di uno stesso diametro sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento nonché la stessa classe di acciaio.

Qualora non si raggiungano le quantità sopra riportate deve essere effettuato almeno un controllo per ogni giorno di lavorazione. Tutte le prove suddette, che vanno eseguite dopo le lavorazioni e le piegature, devono riguardare la resistenza, l'allungamento, il piegamento e l'aderenza.

I risultati delle prove devono essere conformi a quanto indicato nella Tabella seguente.

**Tab. 11.3.VI a) – Valori di accettazione nei centri di trasformazione – barre e rotoli dopo la raddrizzatura**

Caratteristica	Valore limite	Note
$f_y$ minimo	425 N/mm <sup>2</sup>	per acciai B450A e B450C
$f_y$ massimo	572 N/mm <sup>2</sup>	per acciai B450A e B450C
$A_{gt}$ minimo	$\geq 6,0\%$	per acciai B450C
$A_{gt}$ minimo	$\geq 2,0\%$	per acciai B450A
$f_t / f_y$	$1,13 \leq f_t / f_y \leq 1,37$	per acciai B450C
$f_t / f_y$	$f_t / f_y \geq 1,03$	per acciai B450A
Piegamento / Raddrizzamento	Assenza di cricche	per acciai B450A e B450C
$f_r / f_p$	per $5 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 6 \text{ mm}$ $\geq 0.035$ per $6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 12 \text{ mm}$ $\geq 0.040$ per $\varnothing \geq 12 \text{ mm}$ $\geq 0.056$	per acciai B450A e B450C provenienti da rotolo

Qualora il risultato di una delle suddette prove non sia conforme, il direttore tecnico dispone la ripetizione della prova su 6 ulteriori campioni dello stesso diametro.

Ove anche da tale accertamento i limiti dichiarati non risultino rispettati, il controllo deve estendersi, previo avviso al fabbricante, a 25 campioni, applicando ai dati ottenuti la formula generale valida per i controlli sistematici in stabilimento (si faccia anche riferimento al 11.3.2.10.1.3).

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al fabbricante, che sarà tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione. Analoghe norme si applicano ai controlli di duttilità, aderenza e distacco al nodo saldato: un singolo risultato negativo sul primo prelievo comporta l'esame di 6 nuovi campioni dello stesso diametro, un ulteriore singolo risultato negativo comporta l'inidoneità della partita.

Inoltre il direttore tecnico deve comunicare il risultato anomalo sia al Laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 incaricato dal Servizio tecnico centrale del controllo in stabilimento, sia al Servizio tecnico centrale stesso.

Il Direttore tecnico di stabilimento cura la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno su apposito registro, di cui deve essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

In caso di mancata sottoscrizione della richiesta di prove da parte del Direttore Tecnico, le certificazioni emesse dal Laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

I certificati emessi dai laboratori devono obbligatoriamente contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del Centro di Trasformazione;
- l'identificazione della fornitura cui le prove si riferiscono e l'indicazione dei giorni in cui è stata lavorata;
- il nominativo del Direttore Tecnico che richiede la prova;
- la descrizione e l'identificazione dei campioni da provare;
- la data di prelievo dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni;
- i valori delle grandezze misurate e l'esito delle prove di piegamento.

I certificati devono riportare, inoltre, l'indicazione del marchio identificativo di cui al §11.3.1.4, rilevato sui campioni da sottoporre a prova a cura del laboratorio incaricato dei controlli. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale, di ciò deve essere riportata specifica annotazione sul certificato stesso; detti certificati, pertanto, non sono validi ai sensi delle presenti norme. Il lotto deve essere, quindi, respinto e tale non conformità deve essere segnalata al Servizio Tecnico Centrale.

#### 11.3.2.10.4 Prove di aderenza

Ai fini della qualificazione, i prodotti in barre e in rotolo devono superare con esito positivo prove di aderenza conformemente al metodo *Beam-test* da eseguirsi presso uno dei laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, con le modalità specificate nella norma UNI EN 10080:2005.

Le tensioni di aderenza ricavate devono soddisfare le seguenti relazioni:

$$\tau_m \geq 0,098 (80 - 1,2 \varnothing) \quad [11.3.5]$$

$$\tau_r \geq 0,098 (130 - 1,9 \varnothing)$$

[11.3.6]

essendo:

$\varnothing$  il diametro nominale del campione in mm;

$\tau_m$  il valor medio della tensione di aderenza in MPa calcolata in corrispondenza di uno scorrimento pari a 0,01 , 0,1 ed 1 mm;

$\tau_r$  la tensione di aderenza massima al collasso.

Le prove devono essere estese ad almeno 3 diametri, come segue:

- uno nell'intervallo  $5 \leq \varnothing \leq 10$  mm (barre) e  $5 \leq \varnothing \leq 8$  mm (rotoli);
- uno nell'intervallo  $12 \leq \varnothing \leq 18$  mm (barre) e  $10 \leq \varnothing \leq 14$  mm (rotoli);
- uno pari al diametro massimo (barre e rotoli).

Per le verifiche periodiche della qualità e per le verifiche delle singole partite, non è richiesta la ripetizione delle prove di aderenza quando se ne possa determinare la rispondenza nei riguardi delle caratteristiche e delle misure geometriche, con riferimento alla serie di barre che hanno superato le prove stesse con esito positivo.

Con riferimento sia all'acciaio nervato che all'acciaio dentellato, per accertare la rispondenza delle singole partite nei riguardi delle proprietà di aderenza, si valuteranno su 3 campioni per ciascun diametro considerato, conformemente alle procedure riportate nella norma UNI EN ISO 15630-1:2010:

- il valore dell'area relativa di nervatura  $f_r$ , per l'acciaio nervato;
- il valore dell'area relativa di dentellatura  $f_p$ , per l'acciaio dentellato.

Il valore minimo di tali parametri è di seguito riportato:

Tab. 11.3.VI b)

		Barre	Rotoli
per $5 \leq \varnothing \leq 6$ mm	$f_r$ ovvero $f_p \geq$	0.035	0.037
per $6 < \varnothing \leq 12$ mm	$f_r$ ovvero $f_p \geq$	0.040	0.042
per $\varnothing > 12$ mm	$f_r$ ovvero $f_p \geq$	0.056	0.059

Nel certificato di prova, oltre agli esiti delle verifiche di cui sopra, devono essere descritte le caratteristiche geometriche della sezione e delle nervature ovvero dentellature.

### 11.3.2.11 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CALCESTRUZZO ARMATO NORMALE – RETI E TRALICCI ELETTROSALDATI

#### 11.3.2.11.1 Controlli sistematici in stabilimento

##### 11.3.2.11.1.1 Prove di qualificazione

Il laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 effettua, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 80 campioni, ricavati da 40 diversi pannelli, 2 per ogni elemento.

Per le reti si preleverà un campione per ognuna delle due direzioni ortogonali del pannello. Per i tralicci si preleveranno i campioni da uno dei correnti inferiori e dal corrente superiori.

Ogni campione deve consentire due prove:

- prova di trazione su un campione di filo comprendente almeno un nodo saldato, per la determinazione della tensione a carico massimo, della tensione di snervamento e dell'allungamento;
- prova di resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo, determinata forzando con idoneo dispositivo il filo trasversale nella direzione di quello longitudinale posto in trazione (secondo la norma UNI EN 10080:2005 per i tralicci e secondo la norma UNI EN ISO 15630-2:2010 per le reti elettrosaldate).

Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica.

Per la determinazione delle tensioni caratteristiche di snervamento ed al carico massimo, determinate in accordo con il § 11.3.2.3, valgono le medesime formule di cui al § 11.3.2.10.1.3 dove  $n$ , numero dei campioni considerati, va assunto nel presente caso pari a 80, ed il coefficiente  $k$  assume, in funzione di  $n$ , i valori riportati nelle tabelle di cui al § 11.3.2.10.1.3.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di qualificazione non soddisfi i requisiti previsti nelle Norme Tecniche relativamente ai valori di allungamento o resistenza al distacco, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione delle prove di qualificazione.

##### 11.3.2.11.1.2 Prove di verifica della qualità

Il laboratorio incaricato, di cui all'articolo 59 del DPR 380/01, deve effettuare controlli saltuari ad intervalli non superiori a tre mesi, su una serie di 20 campioni, ricavati da 10 diversi elementi, 2 per ogni elemento. Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti recanti il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica.

Sulla suddetta serie il laboratorio effettua la prova di trazione e di distacco. I corrispondenti risultati vengono aggiunti a quelli dei precedenti prelievi dopo aver eliminato la prima serie in ordine di tempo.

Si determinano così le nuove tensioni caratteristiche sostitutive delle precedenti sempre ponendo  $n = 80$ .

Ove i valori caratteristici riscontrati risultino inferiori ai minimi di cui ai §§ 11.3.2.1 e 11.3.2.2, il laboratorio incaricato sospende le prove di verifica della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripete la qualificazione solo dopo che il fabbricante ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di verifica non soddisfi i valori previsti al § 11.3.2, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. In caso di ulteriore risultato negativo, il laboratorio incaricato sospende le prove di verifica della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripete la qualificazione dopo che il fabbricante ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

### 11.3.2.11.2 Controlli su singoli lotti di produzione

Negli stabilimenti soggetti ai controlli sistematici, i produttori qualificati possono sottoporre a ulteriori controlli singoli lotti di produzione a cura del laboratorio incaricato.

I controlli consistono nel prelievo per ogni lotto di un numero  $n$  di campioni, non inferiore a 20 e ricavati da almeno 10 diversi elementi, sui quali si effettuano le prove previste al § 11.3.2.11.1.2.

Le tensioni caratteristiche di snervamento e carico massimo devono essere calcolate a mezzo delle formule di cui al § 11.3.2.10.1.3 nelle quali  $n$  è il numero dei saggi prelevati.

### 11.3.2.12 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori e devono essere effettuati, entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale, a cura di un Laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Essi devono essere eseguiti in ragione di 3 campioni ogni 30 t di acciaio impiegato della stessa classe proveniente dallo stesso stabilimento o Centro di trasformazione, anche se con forniture successive.

Il prelievo dei campioni va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo ed alla identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare il riferimento a tale verbale. La richiesta di prove al laboratorio incaricato deve essere sempre firmata dal Direttore dei Lavori, che rimane anche responsabile della trasmissione dei campioni.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

I campioni devono essere ricavati da barre di uno stesso diametro o della stessa tipologia (in termini di diametro e dimensioni) per reti e tralicci, e recare il marchio di provenienza.

I valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione, accertati in accordo con il § 11.3.2.3, da eseguirsi comunque prima della messa in opera del prodotto riferiti ad uno stesso diametro, devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nelle Tabelle seguenti, rispettivamente per barre e reti e tralicci:

Tab. 11.3.VII a) – Valori di accettazione in cantiere – barre

Caratteristica	Valore limite	Note
$f_y$ minimo	425 N/mm <sup>2</sup>	per acciai B450A e B450C
$f_y$ massimo	572 N/mm <sup>2</sup>	per acciai B450A e B450C
$A_{gt}$ minimo	≥ 6,0%	per acciai B450C
$A_{gt}$ minimo	≥ 2,0%	per acciai B450A
$f_t / f_y$	$1,13 \leq f_t / f_y \leq 1,37$	per acciai B450C
$f_t / f_y$	$f_t / f_y \geq 1,03$	per acciai B450A
Piegamento/raddrizzamento	assenza di cricche	per acciai B450A e B450C

Tab. 11.3.VII b) – Valori di accettazione in cantiere – reti e tralicci

Caratteristica	Valore limite	Note
$f_y$ minimo	425 N/mm <sup>2</sup>	per acciai B450A e B450C

$f_y$ massimo	572 N/mm <sup>2</sup>	per acciai B450A e B450C
$A_{gt}$ minimo	$\geq 6,0\%$	per acciai B450C
$A_{gt}$ minimo	$\geq 2,0\%$	per acciai B450A
$f_t / f_y$	$1,13 \leq f_t / f_y \leq 1,37$	per acciai B450C
$f_t / f_y$	$f_t / f_y \geq 1,03$	per acciai B450A
Distacco del nodo	$\geq$ Sez. nom. $\varnothing$ maggiore $\times 450 \times 25\%$	per acciai B450A e B450C

Qualora il risultato non sia conforme a quello dichiarato dal fabbricante, il direttore dei lavori dispone la ripetizione della prova su 6 ulteriori campioni dello stesso diametro.

Ove anche da tale accertamento i limiti dichiarati non risultino rispettati, il controllo deve estendersi, previo avviso al fabbricante, nel caso di fornitura di acciaio non lavorato presso un centro di trasformazione, o al centro di trasformazione, a 25 campioni, applicando ai dati ottenuti la formula generale valida per controlli sistematici in stabilimento (Cfr. § 11.3.2.10.1.3).

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al fabbricante, nel caso di fornitura di acciaio non lavorato presso un centro di trasformazione, o al centro di trasformazione, che sarà tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione. Analoghe norme si applicano ai controlli di duttilità, aderenza e distacco al nodo saldato: un singolo risultato negativo sul primo prelievo comporta l'esame di sei nuovi campioni dello stesso diametro, un ulteriore singolo risultato negativo comporta l'inidoneità della partita.

Inoltre il direttore dei lavori deve comunicare il risultato anomalo al Servizio tecnico centrale.

I certificati relativi alle prove meccaniche degli acciai devono riportare l'indicazione del marchio identificativo di cui al § 11.3.1.4 delle presenti Norme tecniche, rilevato sui campioni da sottoporre a prova a cura del Laboratorio incaricato dal Servizio tecnico centrale dei controlli. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio tecnico centrale, di ciò deve essere riportata specifica annotazione sul certificato di prova.

Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati.

Qualora la fornitura di elementi sagomati o assemblati, provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto Centro di trasformazione sia in possesso dei requisiti previsti al § 11.3.1.7, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di accettazione prescritti al presente paragrafo. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore Tecnico del Centro di trasformazione secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove da effettuarsi presso il Laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 incaricato delle prove di accettazione in cantiere, siano effettivamente quelli prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove contenente l'indicazione delle strutture cui si riferisce ciascun prelievo. In caso di mancata sottoscrizione della richiesta di prove da parte del Direttore dei Lavori, le certificazioni emesse dal Laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

I certificati emessi dai laboratori devono obbligatoriamente contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del Direttore dei Lavori che richiede la prova;
- la descrizione e l'identificazione dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni;
- i valori delle grandezze misurate e l'esito delle prove di piegamento.

I certificati devono riportare, inoltre, l'indicazione del marchio identificativo rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle presenti norme e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

### 11.3.3. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai qualificati secondo le procedure di cui al precedente § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.3.5.

#### 11.3.3.1 CARATTERISTICHE DIMENSIONALI E DI IMPIEGO

L'acciaio per armature da precompressione è generalmente fornito sotto forma di:

- Filo:* prodotto trafilato di sezione piena che possa fornirsi in rotoli o in fasci;
- Barra:* prodotto laminato di sezione piena che possa fornirsi soltanto in forma di elementi rettilinei, le caratteristiche finali del prodotto possono essere conferite con trattamento termico o meccanico successivo alla laminazione;
- Treccia:* prodotti formati da 2 o 3 fili trafilati dello stesso diametro nominale avvolti ad elica intorno al loro comune asse longitudinale fornito in rotolo o bobine; passo e senso di avvolgimento dell'elica sono eguali per tutti i fili della treccia;
- Trefolo:* prodotto formato da 6 fili trafilati avvolti ad elica intorno ad un filo trafilato rettilineo completamente ricoperto dai fili elicoidali, fornito in bobine. Il passo ed il senso di avvolgimento dell'elica sono uguali per tutti i fili di uno stesso strato esterno.

Per quanto non specificato nel presente paragrafo riguardo fili, trecce e trefoli si deve fare riferimento alle norme UNI 7675:2009 ed UNI 7676:2009.

I fili possono essere a sezione trasversale circolare o di altre forme e devono essere prodotti da vergella avente composizione chimica conforme a una delle seguenti norme:

- UNI EN ISO 16120-2:2011
- UNI EN ISO 16120-4:2011

I fili sono individuati mediante il diametro nominale o il diametro nominale equivalente riferito alla sezione circolare equipesante. La superficie dei fili può essere liscia o improntata.

Non è consentito l'impiego di fili lisci nelle strutture precomprese ad armature pre-tese.

I fili delle trecce possono essere lisci o improntati. I fili dello strato esterno dei trefoli possono essere lisci od improntati. I fili dei trefoli e delle trecce devono essere prodotti da vergella avente caratteristiche meccaniche e composizione chimica omogenee e conformi ad una delle seguenti norme:

- UNI EN ISO 16120-2:2011
- UNI EN ISO 16120-4:2011

Il processo di improntatura deve essere completato prima della trecciatura o della trefolatura, rispettivamente per le trecce e per i trefoli.

I trefoli compattati possono essere prodotti per trafilatura o laminazione dopo la trefolatura e prima del trattamento termico. Quando la trefolatura e la compattazione sono eseguite contemporaneamente, il filo centrale rettilineo deve avere diametro almeno uguale a quello dei fili esterni.

Le barre possono essere lisce, a filettatura continua o parziale, con risalti o nervature; vengono individuate mediante il diametro nominale nel caso di barre lisce o mediante il diametro nominale equivalente riferito alla sezione circolare equipesante nel caso di barre non lisce. Le barre filettate devono avere filetto con passo uniforme e non superiore a 0,8 volte il diametro nominale. Le barre a filettatura continua o parziale, con risalti o nervature, devono avere geometria superficiale conforme a quanto specificato nel § 11.3.3.5.2.3.

Per quanto riguarda la marchiatura dei prodotti, generalmente costituita da sigillo o etichettatura sulle legature, vale quanto indicato al § 11.3.1.4. Le barre con risalti o nervature dovranno essere fornite con marchio apposto sulle singole barre.

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al § 11.3.1.5. Le forniture dovranno altresì essere accompagnate da un certificato di qualità e con-formità, tipo 3.1, rilasciato secondo la Norma UNI EN 10204.

I trefoli e le trecce possono essere prodotti e forniti protetti con guaina oppure protetti con cera o grasso, oltre alla guaina. Le caratteristiche delle guaina, della cera e del grasso sono specificate nella norma UNI 7676:2009.

Tutti i prodotti possono essere forniti con protezione superficiale costituita da uno strato di zinco. L'operazione di zincatura deve essere eseguita come specificato nelle UNI 7675:2009 ed UNI 7676:2009. Lo spessore dello strato di zinco o la quantità di zinco per unità di lunghezza di prodotto, deve essere verificato secondo quanto specificato nelle UNI 7675:2009 ed UNI 7676:2009.

I fili devono essere forniti in rotoli diametro tale che, all'atto dello svolgimento, allungati al suolo su un tratto di 10 m non presentino curvatura con freccia superiore a 400 mm; il fabbricante deve indicare il diametro minimo di avvolgimento.

I fili devono essere esenti da saldature.

Sono ammesse le saldature di fili destinati alla produzione di trecce e di trefoli se effettuate prima della trafilatura; non sono ammesse saldature durante l'operazione di cordatura.

All'atto della posa in opera gli acciai devono presentarsi privi di ossidazione, corrosione, difetti superficiali visibili, pieghe.

È tollerata un'ossidazione che scompaia totalmente mediante sfregamento con un panno asciutto.

In cantiere non è ammessa alcuna operazione di raddrizzamento.

Con riferimento ai procedimenti di saldatura ed i saldatori impiegati per giunzioni saldate delle barre, si applicano la norma UNI EN ISO 17660-1:2007 per i giunti saldati destinati alla trasmissione dei carichi ed UNI EN 17660-2:2007 per i giunti saldati non destinati alla trasmissione dei carichi.

### 11.3.3.2 CARATTERISTICHE DEI PRODOTTI

Gli acciai per armature da precompressione devono possedere proprietà meccaniche e di duttilità, garantite dal fabbricante, non inferiori a quelle indicate nella successiva Tab. 11.3.VIII:

Tab. 11.3.VIII

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli e trecce	Trefoli compattati
Tensione caratteristica al carico massimo $f_{ptk}$ N/mm <sup>2</sup>	≥ 1000	≥ 1570	≥ 1860	≥ 1820
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua - scostamento dalla proporzionalità $f_{p(0,1)k}$ N/mm <sup>2</sup>	na	≥ 1420	na	na
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale ..... $f_{p(1)k}$ N/mm <sup>2</sup>	na	na	≥ 1670	≥ 1620
Tensione caratteristiche di snervamento $f_{pyk}$ N/mm <sup>2</sup>	≥ 800	na	na	na
Allungamento totale percentuale a carico massimo $A_{gt}$	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5

Na=non applicabile

Per il modulo di elasticità si farà riferimento al catalogo del fabbricante.

Le grandezze qui di seguito elencate:  $\emptyset$ , A, M, Z,  $f_{ptk}$ ,  $f_{p(0,1)k}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f_{p(1)k}$ ,  $f_{p(0,1)}/f_{pt}$ ,  $f_{py}/f_{pt}$ ,  $f_{p(1)}/f_{pt}$ ,  $f_{pt}/f_{ptk}$ ,  $A_{gt}$ , Ep, l, N,  $\alpha$  (180°), N, L, r, p, t devono formare oggetto di garanzia da parte del fabbricante ed i corrispondenti valori garantiti figurare nel relativo catalogo.

Il controllo delle grandezze di cui sopra è eseguito secondo le modalità e le prescrizioni indicate nei punti successivi.

Pertanto i valori delle grandezze:

$\emptyset$ , A, M sono confrontati con quelli che derivano dall'applicazione ai valori nominali, delle tolleranze prescritte al § 11.3.3.5.2.3;

$f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f_{p(1)k}$ ,  $f_{p(0,1)k}$  ottenuti applicando ai valori singoli  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(1)}$ ,  $f_{p(0,1)}$  la formula  $x_k = \bar{x} - ks$  sono confrontati con i corrispondenti valori caratteristici garantiti che figurano nel catalogo del fabbricante e con quelli della Tab. 11.3.VIII; Nella formula precedente è inteso che sia:

$x_k$  = valore caratteristico della grandezza;

$\bar{x}$  = valore medio dei singoli valori in considerazione;

k = coefficiente dedotto dalla Tab. 11.3.IV in funzione del numero n di valori singoli in considerazione;

s = scarto quadratico medio della distribuzione dei valori singoli;

$f_{p(0,1)}/f_{pt}$ ,  $f_{py}/f_{pt}$ , e  $f_{p(1)}/f_{pt}$  ottenute come rapporto tra i valori singoli  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(1)}$  e il corrispondente valore al carico massimo  $f_{pt}$ , devono risultare compresi tra il valore minimo e il valore massimo riportati al successivo § 11.3.3.5.2.3;

$f_{pt}/f_{ptk}$ ,  $A_{gt}$  sono confrontati, rispettivamente, con il corrispondente valore massimo indicato al § 11.3.3.5.2.3 e con il valore minimo che figura nella Tab. 11.3.VIII

l, N,  $\alpha$  (180°) sono confrontati con quelli prescritti al § 11.3.3.5.2.3;

Ep, D, L e r, sono conformi con quelli prescritti al § 11.3.3.5.2.3;

Z, p, t sono confrontati con i corrispondenti valori limite indicati al successivo § 11.3.3.5.2.3;

Si prende inoltre in considerazione la forma del diagramma sforzi deformazioni ottenuta nella prova di trazione.

### 11.3.3.3 CADUTE DI TENSIONE PER RILASSAMENTO

Le cadute di tensione per rilassamento devono essere riferite al valore percentuale ottenuto sperimentalmente dopo 1000 ore dalla messa in tensione ( $\rho_{1000}$ ). La tensione iniziale ( $\sigma_{sp}$ ) di prova deve essere pari al 70% del valore  $f_{pt}$  ottenuto come valore medio della tensione al carico massimo ottenuta su due saggi prelevati in adiacenza a quello sottoposto a prova.

Il valore della caduta di rilassamento dopo 1000 ore ( $\rho_{1000}$ ), non può essere assunto superiore a quello indicato nella tabella 11.3.IX.

In mancanza di specifica sperimentazione, i valori di  $\rho_{1000}$  possono essere tratti dalla Tab. 11.3.IX.

Tab. 11.3.IX

armatura Prodotto	$\rho_{1000}$
-------------------	---------------

Trecce, filo o trefolo stabilizzato	2,5
Barre laminate a caldo	4,0

Il rilassamento di armature che subiscono un ciclo termico dopo la messa in tensione deve essere valutato sperimentalmente.

#### 11.3.3.4 CENTRI DI TRASFORMAZIONE

Si definisce Centro di trasformazione, nell'ambito degli acciai per calcestruzzo armato precompresso, un impianto esterno alla fabbrica e/o al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal fabbricante di acciaio elementi base (fili, trecce, trefoli, barre, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in cantiere per la messa in opera.

#### 11.3.3.5 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

##### 11.3.3.5.1 Prescrizioni comuni – Modalità di prelievo

I saggi destinati ai controlli:

- non devono essere avvolti con diametro inferiore a quello della bobina o rotolo di provenienza;
- devono essere prelevati con le lunghezze richieste dal laboratorio incaricato delle prove ed in numero sufficiente per eseguire eventuali prove di controllo o ripetizioni successive e devono essere contrassegnati univocamente;
- devono essere adeguatamente protetti nel trasporto.

##### 11.3.3.5.2 Controlli sistematici in stabilimento

###### 11.3.3.5.2.1 Prove di qualificazione

Il laboratorio incaricato deve effettuare, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 50 saggi, 5 per lotto, da 10 lotti di produzione diversi. I 10 lotti di produzione presi in esame per le prove di qualificazione devono essere costituiti da prodotti della stessa forma ed avere la stessa resistenza nominale, ma non necessariamente lo stesso diametro e la stessa caratteristica di formazione. I diametri dei prodotti sottoposti a prova devono comprendere i valori minimo e massimo per i quali il fabbricante chiede la qualificazione. Per quanto riguarda i trefoli e le trecce, è inteso che le caratteristiche di omogeneità e di continuità di produzione richiamate nella definizione di lotto di produzione di cui al § 11.3.1.1, si estendono a tutti i fili che costituiscono il prodotto. Gli acciai devono essere raggruppati in categorie nel catalogo del fabbricante ai fini della relativa qualificazione.

I 5 saggi di ogni singolo lotto vengono prelevati da differenti fasci, rotoli o bobine. Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, la bobina o il fascio di provenienza.

Sulla serie di 50 saggi vengono determinate le grandezze  $\emptyset$ ,  $A$ ,  $M$ ,  $Z$ ,  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{p(1)}$ ,  $l$ ,  $E_p$ ,  $A_{gt}$ ,  $N$  ovvero  $\alpha$  ( $180^\circ$ ) sotto il controllo di un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Le relative prove possono essere eseguite alla presenza dei tecnici del laboratorio incaricato presso il laboratorio dello stabilimento di produzione purché venga rispettato quanto prescritto dalle norme in merito alla verifica della taratura delle attrezzature.

I valori caratteristici  $f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f_{p(0,1)k}$ ,  $f_{p(1)k}$  ottenuti dall'elaborazione statistica dei risultati con la relazione del punto 11.3.3.2, devono rispettare i valori minimi di cui alla Tab. 11.3.VIII, ovvero quelli dichiarati e garantiti dal fabbricante.

Gli scarti quadratici medi delle rispettive distribuzioni devono risultare non superiori al 3% del valore medio per  $f_{pt}$ , e al 4% per  $f_{py}$ ,  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{p(1)}$ .

Il valore dei rapporti  $f_{p(0,1)}/f_{pt}$ ,  $f_{py}/f_{pt}$ , e  $f_{p(1)}/f_{pt}$  ed il valore massimo della tensione al carico massimo  $f_{pt}$  non possono eccedere i limiti indicati al § 11.3.3.5.2.3.

Tutti i valori di allungamento totale percentuale  $A_{gt}$  devono risultare almeno uguali a quelli riportati nella Tab. 11.3.VIII.

Vengono quindi ulteriormente determinati:

- la caduta per rilassamento  $r$ , su saggi provenienti da 4 lotti, in numero di 3 saggi per ogni lotto.
- il limite di fatica  $L$  sotto carico assiale, con la procedura indicata al punto 6.8.4 della norma UNI EN 1992-1-1:2005.
- la grandezza  $D$ , per i trefoli di diametro maggiore o uguale a 12,5 mm, su saggi provenienti da 5 lotti. Per ciascun lotto il numero di saggi è indicato nella UNI EN ISO 15630-3:2010. Il risultato dovrà essere confrontato con il limite specificato al § 11.3.3.5.2.3.
- la durata di vita a rottura  $t$  con delle prove di corrosione sotto tensione, secondo norma UNI EN ISO 15630-3:2010 soluzione A, effettuate su 3 lotti in numero di 6 per lotto. Il diametro nominale dei lotti scelti deve essere possibilmente diverso. In ogni caso per almeno uno dei lotti il diametro deve essere il più piccolo tra quelli appartenenti alla gamma di produzione oggetto della qualificazione e presenti all'atto del controllo. Il risultato dovrà essere confrontato con i limiti specificati al § 11.3.3.5.2.3.
- la durata di vita a rottura  $t_2$  con delle prove di corrosione sotto tensione, secondo norma UNI EN ISO 15630-3:2010 soluzione B, effettuate su 2 lotti in numero di 1 per lotto. Il diametro nominale dei 2 lotti scelti deve essere diverso. In ogni caso per almeno uno dei lotti il diametro deve essere il più piccolo tra quelli appartenenti alla gamma di produzione oggetto della qualificazione e presenti all'atto del controllo. Il risultato ottenuto dal test non dovrà essere inferiore alle 2000 ore.

Le prove per la determinazione di  $r$ ,  $L$ ,  $D$  e  $t$ , devono essere eseguite nel laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Tutti i risultati di prova devono essere positivi in relazione al valore garantito dal fabbricante per il rilassamento ed alle prescrizioni contenute nel § 11.3.3.5.2.3 per le rimanenti grandezze.



Infine si effettueranno le determinazioni:

- del minimo valore del rapporto tra il diametro del filo centrale e quello dei fili periferici su un saggio per lotto di trefoli;
- del passo di avvolgimento, su un saggio per lotto di trecce e di trefoli;
- del comportamento al piegamento del filo centrale di un saggio per lotto di trefoli;
- del coefficiente di strizione a rottura  $Z$  su un saggio per ogni lotto nel caso delle trecce e dei trefoli;
- delle profondità delle impronte per i prodotti improntati;

verificando che i risultati ottenuti siano tutti conformi alle limitazioni date al § 11.3.3.5.2.3.

#### 11.3.3.5.2.2 Prove di verifica della qualità

Ai fini della verifica della qualità il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari su un campione costituito da 5 saggi provenienti da un lotto per ogni categoria di armatura. Il controllo verte su un minimo di sei lotti ogni trimestre da sottoporre a prelievo in non meno di tre sopralluoghi. Su tali saggi il laboratorio viene determinato il valore delle grandezze  $\emptyset$ ,  $A$ ,  $M$ ,  $L$ ,  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{p(0,1)k}$ ,  $f_{p(1)k}$ ,  $E_p$ ,  $N$ ,  $A_{gt}$ , ovvero  $\alpha$  (180°).

I valori caratteristici  $f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f_{(0,1)k}$ ,  $f_{p(1)k}$  calcolati con la formula del precedente § 11.3.3.5.2.1 devono rispettare i valori minimi di cui alla Tab. 11.3.VIII ovvero i valori dichiarati dal fabbricante.

Se gli scarti quadratici medi risultano superiori al 3% del valore medio per  $f_{pt}$  e al 4% per  $f_{py}$ ,  $f_{(0,1)}$ ,  $f_{p(1)}$ , il controllo si intende sospeso e la procedura di qualificazione deve essere ripresa dall'inizio.

Ove i valori caratteristici  $f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f_{(0,1)k}$ ,  $f_{p(1)k}$  riscontrati risultino inferiori ai valori minimi di cui alla Tab. 11.3.VII, ovvero i valori dei rapporti  $f_{p(0,1)}/f_{pt}$ ,  $f_{py}/f_{pt}$ , e  $f_{p(1)}/f_{pt}$  non siano compresi tra i limiti specificati nel § 11.3.3.5.2.3, il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale che autorizzerà il laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 a ripetere le prove di qualificazione solo dopo che il fabbricante abbia ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente e previa eventuale nuova visita ispettiva.

Per il calcolo del valore caratteristico delle grandezze  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{p(1)}$  devono essere prese in considerazione sempre 10 serie di 5 saggi, facenti parte dei prodotti oggetto della qualificazione, da aggiornarsi ad ogni prelievo, aggiungendo la nuova serie ed eliminando la prima in ordine di tempo. I nuovi valori delle medie e degli scarti quadratici medi così ottenuti vengono utilizzati per la determinazione delle nuove tensioni caratteristiche, sostitutive di quelle precedenti, ponendo sempre  $n = 50$ .

Per le grandezze  $r$  e per la resistenza alla fatica, i controlli si effettuano una volta al semestre, per entrambe su 3 saggi provenienti dallo stesso lotto per ogni categoria di armatura.

La grandezza  $D$ , per i trefoli di diametro maggiore o uguale a 12,5 mm, è de-terminata 1 volta al semestre su saggi provenienti da 1 lotto, nel numero previsto dalla UNI EN ISO 15630-3:2010.

Le prove di corrosione sotto tensione per la determinazione della durata di vita a rottura  $t$  sono effettuate 1 volta al semestre su 1 lotto, in numero di 6 saggi per lotto.

Le prove per la determinazione delle grandezze  $r$ ,  $D$  e  $t$  e per la valutazione delle resistenza alla fatica, vengono eseguite nel laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Tutti i risultati di prova devono essere positivi in relazione al valore indicato nella Tabella 11.3.VIII per la caduta di rilassamento e alle limitazioni date nel § 11.3.3.5.2.3 per le grandezze  $D$  e  $t$ .

Su un saggio per lotto di trefoli si effettueranno le determinazioni del rapporto tra il diametro del filo centrale e quello dei fili periferici confrontandoli con quelli limite indicati al § 11.3.3.5.2.3.

Su un saggio per lotto di trecce e di trefoli, si calcherà il valore del coefficiente di strizione a rottura  $Z$  e si misurerà il passo di avvolgimento  $p$  di cui al § 11.3.3.5.2.3.

Il laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 provvederà ad effettuare i prelievi sopramenzionati, provvedendo, per quanto possibile, a coprire tutti i diametri compresi nell'intervallo oggetto della qualificazione.

#### 11.3.3.5.2.3 Determinazione delle proprietà e tolleranze

Qualora non diversamente specificato, le determinazioni e le misure di cui al presente paragrafo si effettuano, per i fili, le trecce, i trefoli e le barre, secondo quanto indicato nelle pertinenti parti delle norme UNI EN ISO 15630-1, 2 e 3.

I valori delle tensioni  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{p(1)}$  devono essere riferiti al valore nominale dell'area della sezione trasversale riportata nel catalogo del fabbricante.

*Diametro ( $\emptyset$ ), area della sezione trasversale ( $A$ ) e massa per unità di lunghezza ( $M$ )*

L'area della sezione trasversale si valuta per pesata assumendo che la densità dell'acciaio sia pari a 7,81 kg/dm<sup>3</sup> per i fili, le trecce e i trefoli e 7,85 kg/dm<sup>3</sup> per le barre.

Qualora richiesto, il diametro dei fili lisci e delle barre lisce si misura con uno strumento appropriato che garantisca una accuratezza di lettura di 0,01 mm o migliore.

Il valore ottenuto per la massa deve essere riferito a un metro di lunghezza di prodotto.

Sui valori nominali delle aree delle sezioni dei fili, delle barre, delle trecce e dei trefoli è ammessa una tolleranza di  $\pm 2\%$ . Per le barre la tolleranza è compresa tra  $-2\%$  e  $+6\%$ . Le stesse tolleranze si applicano al valore della massa nominale per unità di lunghezza dichiarata dal fabbricante.

Nei calcoli statici si adottano le aree delle sezioni nominali.

**Rettilineità**

I prodotti forniti in rotolo o in bobine devono avere raggio di avvolgimento tale per cui all'atto dello svolgimento, allungati al suolo, su un tratto di 1 m non presentino curvatura con freccia superiore a 25 mm; il fabbricante deve indicare il diametro minimo di avvolgimento del prodotto. Nel caso di fili forniti in fasci il valore massimo di curvatura come sopra definito è pari a 10 mm. Per le barre il valore massimo di deviazione dalla rettilineità, misurato su una qualsiasi lunghezza, non deve superare 4 mm per metro di lunghezza.

**Ovalità**

L'ovalità dei fili lisci, definita come differenza tra massimo e minimo diametro misurato, non deve essere maggiore di 2/100 del loro diametro nominale. La misurazione delle dimensioni deve essere effettuata con uno strumento che garantisca una accuratezza di lettura di 1/100 di mm o migliore. Il diametro medio, inteso come media delle misurazioni di due diametri ortogonali tra loro di cui uno sia il massimo tra quelli ottenuti, non deve differire per più dell'1% dal valore nominale del diametro dichiarato dal fabbricante.

**Passo di avvolgimento (p)**

Il passo di avvolgimento dei fili delle trecce deve essere compreso tra 14 e 22 volte il loro diametro nominale.

Il passo di avvolgimento dei fili esterni dei trefoli deve essere compreso tra 14 e 18 volte il loro diametro nominale.

**Diametro dei fili delle trecce e dei trefoli**

Il rapporto tra il diametro del filo interno e quello di ciascuno dei fili esterni di un trefolo a fili lisci o improntati deve essere almeno pari a 1,03.

Per la misurazione deve essere usato uno strumento che assicuri una risoluzione di 0,01 mm o migliore.

**Dimensioni delle impronte nei prodotti improntati.**

Nei fili, nelle trecce e nei trefoli improntati, le dimensioni delle impronte devono rispettare quanto riportato nella Tab. 11.3.X.

**Tab. 11.3.X - Dimensioni e tolleranze per le impronte dei fili, delle trecce e dei trefoli improntati (mm).**

Diametro nominale del prodotto $\varnothing$		Limiti della profondità massima delle impronte	Lunghezza delle impronte e relativa tolleranza	Distanza tra le impronte e relativa tolleranza
Fili	$\varnothing \leq 5$ mm	Minimo = 0,03 Massimo = 0,16	$3,5 \pm 0,5$	$5,5 \pm 0,5$
	$5$ mm < $\varnothing \leq 8$ mm	Minimo = 0,05 Massimo = 0,20	$5,0 \pm 0,5$	$8,0 \pm 0,5$
	$8$ mm < $\varnothing \leq 11$ mm	Minimo = 0,05 Massimo = 0,25		
Trecce e trefoli	$\varnothing \leq 12$ mm	Minimo = 0,03 Massimo = 0,09	$3,5 \pm 0,5$	$5,5 \pm 0,5$
	$\varnothing > 12$ mm	Minimo = 0,04 Massimo = 0,10		

**Coefficiente di strizione (Z)**

Il valore minimo del coefficiente di strizione Z, riferito al valore dell'area della sezione trasversale effettiva dei fili costituenti le trecce e i trefoli, è pari al 25% per i fili lisci e pari al 20% per i fili improntati.

Per i fili lisci la grandezza Z non deve essere inferiore al 25%. Tale limite si riduce al 20% per i fili improntati.

Per le barre è richiesta una rottura duttile (con strizione) visibile ad occhio nudo.

**Tensione al carico massimo ( $f_{pt}$ )**

La determinazione di  $f_{pt}$  si effettua per mezzo della prova di trazione. La tensione al carico massimo non può essere maggiore del corrispondente valore caratteristico garantito dal fabbricante, incrementato del 15%.

**Tensione di scostamento dalla proporzionalità allo 0.1% ( $f_{p(0,1)}$ )**

Il valore della tensione  $f_{p(0,1)}$  si ricava dal corrispondente diagramma sforzi – deformazioni, ottenuto con prove di trazione.

**Tensione di snervamento ( $f_{py}$ )**

Per le barre, il valore della tensione di snervamento  $f_{py}$  si ricava dal corrispondente diagramma sforzi – deformazioni ottenuto con la prova di trazione.

**Modulo di elasticità ( $E_p$ )**

Il modulo di elasticità  $E_p$  è inteso come rapporto fra la differenza di tensione media e la differenza di deformazione corrispondente, valutato per l'intervallo di tensione (0,2-0,7)  $f_{pt}$  sul diagramma sforzi-deformazioni ottenuto con la prova di trazione.

Sono tollerati scarti del  $\pm 5\%$  rispetto al valore dichiarato dal fabbricante.

*Tensione all'1% di deformazione totale ( $f_{p(1)}$ )*

Il valore della tensione corrispondente all'1% di deformazione totale si ricava dal diagramma sforzi-deformazioni ottenuto con la prova di trazione.

*Limiti del rapporto tra le tensioni  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(1)}$  e la tensione al carico massimo  $f_{pt}$*

Il valore delle grandezze  $f_{p(0,1)}/f_{pt}$ ,  $f_{py}/f_{pt}$ , e  $f_{p(1)}/f_{pt}$  ottenute come rapporto tra i valori singoli  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(1)}$  e il corrispondente valore al carico massimo  $f_{pt}$ , deve risultare compreso tra i limiti 0,87 e 0,95.

*Allungamento totale percentuale sotto carico massimo ( $A_{gt}$ )*

Il valore dell'allungamento totale percentuale sotto carico massimo si ricava dal dia-gramma sforzi-deformazioni ottenuto con la prova di trazione. La base di misura dell'estensimetro deve essere in accordo alla UNI 7676:2009 per trefolo e treccia; UNI 7675:2009 per i fili e  $\geq 200$  mm per le barre.

*Prova di piegamento alternato (N)*

La prova di piegamento alternato si esegue su fili aventi  $\varnothing \leq 8$ .

Il numero dei piegamenti alterni a rottura non deve risultare inferiore a 4 per i fili lisci e a 3 per i fili con impronte. Per il filo centrale dei trefoli valgono gli stessi limiti precedenti.

*Prova di piegamento ( $\alpha$ )*

La prova di piegamento si esegue su fili aventi  $\varnothing \geq 8$  mm e su barre.

L'angolo di piegamento deve essere di  $180^\circ$  e il diametro del mandrino deve essere pari a:

5  $\varnothing$  per i fili;

6  $\varnothing$  per le barre con  $\varnothing \leq 26$  mm

8  $\varnothing$  per le barre con  $\varnothing > 26$  mm.

*Resistenza a fatica (L)*

Le prove per la determinazione del limite di fatica L e della resistenza alla fatica, vengono condotte con sollecitazione assiale a ciclo pulsante, facendo oscillare la tensione fra un valore superiore  $\sigma_1$ , e un valore inferiore  $\sigma_2$ . Il risultato della prova per la verifica di resistenza a fatica è ritenuto soddisfacente se il campione sopporta, senza rompersi, almeno due milioni di cicli.

Nelle prove di resistenza alla fatica, il valore superiore della tensione di prova,  $\sigma_1$ , deve essere pari al 70% del valore ottenuto come media delle tensioni al carico massimo ricavate su due saggi prelevati in adiacenza a quello sottoposto a prova. Il valore inferiore della tensione di prova,  $\sigma_2$ , è dato in Tab. 11.3.XI.

**Tab. 11.3.XI** - Valori inferiori della tensione di prova,  $\sigma_2$  (MPa), nella prova di verifica della resistenza a fatica

Fili lisci, trecce e trefoli con fili lisci	$\sigma_1 - 200$ MPa	
Fili improntati, trecce e trefoli con fili improntati	$\sigma_1 - 180$ MPa	
Barre lisce	$\sigma_1 - 200$ MPa ( $\varnothing \leq 40$ mm)	$\sigma_1 - 150$ MPa ( $\varnothing > 40$ mm)
Barre filettate o improntate	$\sigma_1 - 180$ MPa ( $\varnothing \leq 40$ mm)	$\sigma_1 - 120$ MPa ( $\varnothing > 40$ mm)

La frequenza di prova deve essere non superiore a 120 Hz per i fili e le barre e 20 Hz per i trefoli.

*Prove di rilassamento a temperatura ordinaria (R)*

Le prove per la determinazione della caduta di tensione nel tempo a lunghezza costante ed a alla temperatura  $T = 20^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$  devono essere condotte a partire dalla tensione iniziale  $\sigma_{spi}$  del punto 11.3.3.3 e per la durata stabilita. I diagrammi sperimentali ottenuti devono essere allegati al certificato di prova. La durata stabilita della singola prova è di 1000 ore. Sono consentiti tempi di prova pari a 120 ore. In sede di prima qualificazione del prodotto, tutte le prove devono avere durata di 1000 ore. In sede di verifica della qualità le prove devono avere durata di 120 ore. I risultati di prova, per ciascuna delle durate stabilite, devono essere tutti non superiori:

- Per treccia, trefolo e filo: a 1,5% a 120 ore
- Per barre: 4% a 1000 ore
- Per tutti i prodotti: a quanto stabilito in tabella 11.3.IX

Il campione deve essere sollecitato per un tratto non inferiore a 100 cm; in conseguenza la lunghezza del saggio deve essere convenientemente incrementata per tener conto della lunghezza dei dispositivi di afferraggio. Nella zona sollecitata il campione non deve subire alcuna lavorazione, deformazione meccanica o pulitura.

*Prove per la determinazione del coefficiente medio D di riduzione del carico massimo (trazione deviata).*

Le prove per la determinazione del coefficiente medio D di riduzione del carico massimo per trazione deviata, sono richieste per i trefoli con diametro nominale maggiore o uguale a 12,5 mm e per i trefoli compattati. Il valore limite di D non può superare il 28%.

#### 11.3.3.5.2.4 Controlli su singoli lotti di produzione

Negli stabilimenti soggetti a controlli sistematici di cui al presente § 11.3.3.5.2, i produttori possono richiedere di sottoporsi a controlli, eseguiti a cura del laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 già incaricato per le prove di verifica della qualità, su singoli lotti di produzione (massima massa del lotto = 100 t) di quei prodotti che, per ragioni di produzione, non possono ancora rispettare le condizioni minime quantitative per qualificarsi. Le prove da effettuare sono quelle di cui al successivo § 11.3.3.5.3.

#### 11.3.3.5.3 Controlli nei centri di trasformazione

Si applicano le disposizioni relative ai Centri di Trasformazione di cui al § 11.3.1.7.

I controlli sono obbligatori e devono essere effettuati a cura del Direttore tecnico del centro di trasformazione.

I controlli vengono eseguiti secondo le modalità di seguito indicate.

Effettuato un prelievo di 3 saggi ogni 30 t della stessa categoria di acciaio proveniente dallo stesso stabilimento, anche se con forniture successive, si determinano, mediante prove eseguite presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, i corrispondenti valori minimi di  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(1)}$ ,  $f_{p(0,1)}$ ,  $A_{gt}$  e  $E_p$ .

I risultati delle prove sono considerati accettabili se:

- nessuno dei valori di tensione sopra indicati è inferiore al corrispondente valore caratteristico dichiarato dal fabbricante;
- tutti i valori di tensione al carico massimo  $f_{pt}$  non superano il valore caratteristico  $f_{ptk}$  corrispondente, incrementato del 15%.
- tutti i valori dell'allungamento totale percentuale al carico massimo  $A_{gt}$  non sono inferiori al limite della Tab. 11.3.VIII;

Nel caso che anche uno solo dei valori delle tensioni o dell'allungamento totale percentuale al carico massimo non rispetti la corrispondente condizione, verranno eseguite prove supplementari su un campione costituito da almeno 10 saggi prelevati da altrettanti rotoli, bobine o fasci. Se il numero dei rotoli, bobine o fasci è inferiore a 10, da alcuni fasci sono prelevati due saggi da due barre diverse, mentre da alcuni rotoli o bobine verranno prelevati due saggi, uno da ciascuna estremità.

Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, bobina o fascio di provenienza.

Effettuato il prelievo supplementare si determinano, mediante prove effettuate presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, i valori di  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(1)}$ ,  $f_{p(0,1)}$ ,  $A_{gt}$ ,  $E_p$ .

La fornitura è considerata conforme se:

- la media dei risultati ottenuti per le grandezze  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{p(1)}$  sugli ulteriori saggi è almeno uguale al valore caratteristico garantito dal fabbricante e i singoli valori sono superiori allo stesso valore caratteristico garantito, diminuito del 1,5%.
- la media dei risultati ottenuti per la grandezza  $f_{pt}$  sui 10 ulteriori saggi è al massimo uguale a 1,15 volte il valore caratteristico  $f_{ptk}$  garantito dal fabbricante e i singoli valori sono inferiori allo stesso limite, incrementato del 1,5%.
- la media dei risultati ottenuti per la grandezza  $A_{gt}$  sui 10 ulteriori saggi è al minimo uguale al limite indicato nella Tab. 11.3.VIII e i singoli valori sono superiori allo stesso limite, diminuito del 5%.

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della fornitura e la trasmissione dei risultati al fabbricante, che è tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione.

In tal caso il Direttore tecnico del centro di trasformazione deve comunicare il risultato anomalo sia al laboratorio incaricato del controllo che al Servizio Tecnico Centrale.

Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore tecnico del centro di trasformazione che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove contenente l'indicazione dei giorni nei quali ciascuna fornitura è stata lavorata e del cantiere o dei cantieri ove è destinata.

In caso di mancata sottoscrizione della richiesta di prove da parte del Direttore Tecnico, le certificazioni emesse dal Laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

Per le caratteristiche dei certificati emessi dal laboratorio, si fa riferimento a quanto riportato al § 11.3.1.6, fatta eccezione per il marchio di qualificazione, normalmente non presente sugli acciai da calcestruzzo armato precompresso, per il quale si potrà fare riferimento ad eventuali cartellini identificativi ovvero ai dati dichiarati del richiedente.

Il Direttore tecnico centro di trasformazione curerà la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno su apposito registro, di cui dovrà essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

Tutte le forniture provenienti da un Centro di trasformazione devono essere accompagnate dalla documentazione di cui al § 11.3.1.7.

#### 11.3.3.5.4 Controlli di accettazione in cantiere

I controlli di accettazione in cantiere devono essere eseguiti secondo le medesime indicazioni di cui al precedente § 11.3.3.5.3, ogni 30 t della stessa categoria di acciaio proveniente dallo stesso stabilimento, anche se con forniture successive.

Il prelievo dei campioni va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo ed alla identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare riferimento a tale verbale. La richiesta di prove al laboratorio incaricato deve essere sempre firmata dal Direttore dei Lavori, che rimane anche responsabile della trasmissione dei campioni.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

Per le modalità di prelievo dei campioni, di esecuzione delle prove, di compilazione dei certificati, di accettazione delle forniture e per le procedure derivanti da risultati non conformi, valgono le medesime disposizioni di cui al precedente § 11.3.3.5.3.

#### **11.3.3.5.5 Prodotti inguainati o inguinati e cerati.**

Trattandosi di ulteriori trasformazioni, è richiesto che gli acciai di partenza (trefoli per calcestruzzo armato precompresso) siano già qualificati secondo le procedure finora descritte.

Per le ulteriori caratteristiche (materiale protettivo, quantità, guaine, spessore, ecc...) si rimanda a quanto contenuto nella specifica UNI 7676:2009.

#### **11.3.3.5.6 Prodotti zincati.**

È ammesso l'uso di acciai zincati purché le caratteristiche fisiche, meccaniche e tecnologiche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai di cui al presente paragrafo §11.3.3.

Il materiale base da sottoporre a zincatura deve essere qualificato all'origine.

I controlli di accettazione in cantiere e la relativa verifica di quanto sopra indicato, devono essere effettuati sul prodotto finito, dopo il processo di zincatura, presso un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, secondo quanto previsto al § 11.3.3.5.4.

Per le modalità di controllo del rivestimento di zinco (qualità superficiale, adesione del rivestimento, massa di rivestimento per unità di superficie) si può fare riferimento alle norme UNI 7675:2009 e UNI 7676:2009.

#### **11.3.3.5.7 Certificati di prova rilasciati dal laboratorio di cui all'art. 59 del DPR 380/2001.**

Nei certificati di prova che il laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 rilascia a seguito delle prove di cui ai § 11.3.3.5.2.1 e 11.3.3.5.2.2, devono essere riportati sia i valori delle forze  $F_{pt}$ ,  $F_{py}$ ,  $F_{p(0,1)}$ ,  $F_{p(1)}$ , ottenuti dalle singole prove, sia i corrispondenti valori delle tensioni  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{p(1)}$  calcolate in riferimento alle aree delle sezioni trasversali nominali dei saggi sottoposti a prova. Nei certificati rilasciati dal menzionato laboratorio e relativi a prove ove non sono richieste elaborazioni statistiche dei risultati, ovvero dove il solo riferimento per lo svolgimento della prova è il valore del carico massimo ottenuto su saggi gemelli (prova di rilassamento, di fatica, di corrosione sotto tensione, ecc.), i dati di prova possono essere espressi anche solo in termini di forza  $F_{pt}$ .

### **11.3.4. ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE**

#### **11.3.4.1 GENERALITÀ**

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1, recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1. Solo per i prodotti per cui non sia applicabile la marcatura CE si rimanda a quanto specificato al punto B del § 11.1 e si applica la procedura di cui ai § 11.3.1.2 e § 11.3.4.11.1.

Per le palancole metalliche e per i nastri zincati di spessore  $\leq 4$  mm si farà riferimento rispettivamente alle UNI EN 10248-1:1997 ed UNI EN 10346: 2009.

Per gli acciai inossidabili si veda il § 11.3.4.8.

Per l'identificazione e qualificazione di elementi strutturali in acciaio realizzati in serie nelle officine di produzione di carpenteria metallica e nelle officine di produzione di elementi strutturali, si applica quanto specificato al punto 11.1, caso A), in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 1090-1.

Per la dichiarazione delle prestazioni ed etichettatura si applicano i metodi previsti dalla norme europee armonizzate, ed in particolare:

- Dichiarazione delle caratteristiche geometriche e delle proprietà del materiale.
- Dichiarazione delle prestazioni dei componenti, da valutarsi applicando le vigenti Appendici Nazionali agli Eurocodici;
- Dichiarazione basata su una determinata specifica di progetto, per la quale si applicano le presenti norme tecniche.

In ogni caso ai fini dell'accettazione e dell'impiego, tutti i componenti o sistemi strutturali devono rispondere ai requisiti della presente norma; in particolare i materiali base devono essere qualificati all'origine ai sensi del §11.1.

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377:2013, UNI EN ISO 6892-1:2009, UNI EN ISO 148-1:2011.

#### **11.3.4.2 ACCIAI LAMINATI**

Gli acciai laminati di uso generale per la realizzazione di strutture metalliche e per le strutture composte comprendono:

Prodotti lunghi

- laminati mercantili (angolari, L, T, piatti e altri prodotti di forma);
- travi ad ali parallele del tipo HE e IPE, travi IPN;
- laminati ad U;
- palancole.

Prodotti piani

- lamiere e piatti;
- nastri;
- nastri zincati di spessore  $\leq 4$  mm.

Profilati cavi

- tubi prodotti a caldo

Prodotti derivati

- travi saldate (ricavate da lamiere o da nastri a caldo);
- profilati a freddo (ricavati da nastri a caldo);
- tubi saldati (cilindrici o di forma ricavati da nastri a caldo);
- lamiere grecate (ricavate da nastri a caldo).

##### **11.3.4.2.1 Controlli sui prodotti laminati**

I controlli sui laminati verranno eseguiti secondo le prescrizioni di cui al § 11.3.4.11.

##### **11.3.4.2.2 Fornitura dei prodotti laminati**

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al § 11.3.1.5.

#### **11.3.4.3 ACCIAIO PER GETTI**

Per l'esecuzione di parti in getti si devono impiegare acciai conformi alla norma UNI EN 10293:2006.

Quando tali acciai debbano essere saldati, valgono le stesse limitazioni di composizione chimica previste per gli acciai laminati di resistenza similare.

#### **11.3.4.4 ACCIAIO PER STRUTTURE SALDATE**

Gli acciai per strutture saldate, oltre a soddisfare le condizioni indicate al § 11.3.4.1, devono avere composizione chimica conforme a quanto riportato nelle norme europee armonizzate applicabili, di cui al punto 11.3.4.1.

#### 11.3.4.5 PROCESSO DI SALDATURA

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9606-1:2013 da parte di un Ente terzo. Ad integrazione di quanto richiesto in tale norma, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati soltanto mediante l'esecuzione di giunti testa-testa.

Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma UNI EN ISO 14732:2013. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati mediante WPQR (qualifica di procedimento di saldatura) secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2012.

Le durezza eseguite sulle macrografie non dovranno essere superiori a 350 HV30.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555:2014; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l'Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011-1:2009 ed UNI EN 1011-2:2005 per gli acciai ferritici ed UNI EN 1011-3:2005 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2013.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

In assenza di tali dati per strutture non soggette a fatica si adotterà il livello C della norma UNI EN ISO 5817:2014 e il livello B per strutture soggette a fatica.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione.

Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alle prescrizioni della norma UNI EN ISO 17635.

Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9712:2012 almeno di secondo livello.

Oltre alle prescrizioni applicabili di cui al precedente § 11.3.1.7, il costruttore deve corrispondere ai seguenti requisiti.

In relazione alla tipologia dei manufatti realizzati mediante giunzioni saldate, il costruttore deve essere certificato secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006 parti 2, 3 e 4. I requisiti sono riassunti nella Tab. 11.3.XII di seguito riportata.

La certificazione dell'azienda e del personale dovrà essere operata da un Ente terzo, scelto, in assenza di prescrizioni, dal costruttore secondo criteri di indipendenza e di competenza.

Tab. 11.3.XII

Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
	A	B	C	
<b>Riferimento</b>				<b>D</b>
Materiale Base: Spessore minimo delle membrature	S235, s ≤ 30 mm S275, s ≤ 30 mm	S355, s ≤ 30 mm S235 S275	S235 S275 S355 S460, s ≤ 30 mm	S235 S275 S355 S460 (Nota 1) Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota 1)
Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006	Elementare UNI EN ISO 3834-4	Medio UNI EN ISO 3834-3	Medio UNI EN ISO 3834-3	Completo UNI EN ISO 3834-2
Livello di conoscenza tecnica del personale di Coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN ISO 14731:2007	Di base	Specifico	Completo	Completo

Nota 1) Vale anche per strutture non soggette a fatica in modo significativo

**11.3.4.6 BULLONI E CHIODI****11.3.4.6.1 Bulloni "non a serraggio controllato"**

Agli assiemi Vite/Dado/Rondella impiegati nelle giunzioni 'non precaricate' si applica quanto specificato al punto A del § 11.1 in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 15048-1.

In alternativa anche gli assiemi ad alta resistenza conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1 sono idonei per l'uso in giunzioni non precaricate.

Viti, dadi e rondelle, in acciaio, devono essere associate come in tabella 11.3.XIII.a.

**Tab. 11.3.XIII.a**

Viti	Dadi	Rondelle	Riferimento
Classe di resistenza UNI EN ISO 898-1:2013	Classe di resistenza UNI EN ISO 898-2:2012	Durezza	
4.6	4; 5; 6 oppure 8	100 HV min.	UNI EN 15048-1
4.8			
5.6	5; 6 oppure 8		
5.8			
6.8	6 oppure 8	100 HV min oppure 300 HV min.	
8.8	8 oppure 10		
10.9	10 oppure 12		

Le tensioni di snervamento  $f_{yb}$  e di rottura  $f_{tb}$  delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente Tab. 11.3.XIII.a sono riportate nella seguente Tab. 11.3.XIII.b:

**Tab. 11.3.XIII.b**

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

**11.3.4.6.2 Bulloni "a serraggio controllato"**

Agli assiemi Vite/Dado/Rondella impiegati nelle giunzioni 'Precaricate' si applica quanto specificato al punto A del § 11.1 in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1.

Viti, dadi e rondelle, in acciaio, devono essere associate come in tabella 11.3.XIV.

**Tab. 11.3.XIV**

Sistema	Viti		Dadi		Rondelle	
	Classe di resistenza	Riferimento	Classe di resistenza	Riferimento	Durezza	Riferimento
HR	8.8	UNI EN 14399-1	8	UNI EN 14399-3	300-370 HV	UNI EN 14399 parti 5 e 6
	10.9	UNI EN 14399-3	10	UNI EN 14399-3		
HV	10.9	UNI EN 14399-4	10	UNI EN 14399-4		

**11.3.4.6.3 Elementi di collegamento in acciaio inossidabile**

Gli elementi di collegamento, costituita dagli assiemi vite/dado/rondella in acciaio inossidabile resistente alla corrosione devono essere conformi alle prescrizioni di cui alla UNI EN ISO 3506-1:2010 (Viti e viti prigioniere), UNI EN ISO 3506-2:2010 (Dadi), UNI EN ISO 3506-3:2010 (Viti senza testa e particolari simili non soggetti a trazione), UNI EN ISO 3506-4:2010 (Viti autofilettanti). Per essi si applica quanto riportato al §11.3.4.8 per i materiali base ed il § 11.3.4.10 per le officine per la produzione di bulloni e chiodi.

**11.3.4.6.4 Chiodi**

Per i chiodi da ribadire a caldo si devono impiegare gli acciai previsti dalla pertinente parte della norma UNI EN 10263:2003. Per essi si applica quanto riportato al § 11.3.4.10 per le officine per la produzione di bulloni e chiodi.

**11.3.4.7 CONNETTORI A PIOLO**



Nel caso si utilizzino connettori a piolo, l'acciaio deve essere qualificato ed idoneo al processo di formazione dello stesso e compatibile per saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli stessi. Esso deve avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

- allungamento percentuale a rottura (valutato su base  $L_0 = 5,65\sqrt{A_0}$ , dove  $A_0$  è l'area della sezione trasversale del saggio)  $\geq 12$ ;
- rapporto  $f_t / f_y \geq 1,2$ .

Quando i connettori vengono uniti alle strutture con procedimenti di saldatura speciali, senza metallo d'apporto, essi devono essere fabbricati con acciai la cui composizione chimica soddisfi le limitazioni seguenti:

$C \leq 0,18\%$ ,  $Mn \leq 0,9\%$ ,  $S \leq 0,04\%$ ,  $P \leq 0,05\%$

Per essi si applica quanto riportato al § 11.3.4.10 per le officine per la produzione di elementi strutturali in serie.

#### 11.3.4.8 ACCIAI INOSSIDABILI

E' consentito l'impiego di acciaio inossidabile per la realizzazione di strutture metalliche e composte.

Si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5, recanti la Marcatura CE e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1.

#### 11.3.4.9 ACCIAI DA CARPENTERIA PER STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI SISMICHE

L'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni devono essere comunque conformi ai requisiti riportati nelle presenti norme.

Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole addizionali:

- per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura  $f_{tk}$  e la tensione di snervamento  $f_{yk}$  deve essere maggiore di 1,10 e l'allungamento a rottura  $A_5$ , misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- la tensione di snervamento media  $f_{y,media}$  deve risultare inferiore ad 1,20  $f_{y,k}$  per acciaio S235 e S275, oppure ad 1,10  $f_{y,k}$  per acciai S355 S420 ed S460;
- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.

Il valore del coefficiente  $\gamma_{ov}$  è specificato nel § 7.5.

Tali requisiti devono essere, ove applicabile, specificati negli elaborati progettuali e verificati a cura del Direttore dei Lavori.

#### 11.3.4.10 CENTRI DI TRASFORMAZIONE E CENTRI DI PRODUZIONE DI ELEMENTI IN ACCIAIO

Nell'ambito degli acciai per carpenteria metallica, per i prodotti e/o componenti strutturali per cui non sia applicabile la marcatura CE, si definiscono

- *Centri di trasformazione per carpenteria metallica*: i centri di prelaborazione e le officine di produzione di carpenterie metalliche. I Centri di trasformazione devono possedere tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7, salvo diversamente specificato al punto 11.3.4.11.2.
- *Centri di produzione di elementi in acciaio*: i centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo, le officine per la produzione di bulloni e chiodi, le officine di produzione di elementi strutturali in serie. Ai produttori di elementi tipologici in acciaio si applicano le disposizioni previste al § 11.3.4.1 ed al § 11.3.1.7 per i centri di trasformazione. Agli elementi seriali da essi fabbricati si applicano le disposizioni di cui al punto 11.1.

In particolare si definiscono:

- *centri di prelaborazione o di servizio*: quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio elementi base (prodotti lunghi e/o piani) e realizzano elementi singoli prelaborati che vengono successivamente utilizzati dalle officine di produzione di carpenteria metallica che realizzano, a loro volta, strutture complesse nell'ambito delle costruzioni;
- *officine di produzione di carpenteria metallica*: quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio elementi base (prodotti lunghi e/o piani) ovvero dai centri di prelaborazione o di servizio elementi singoli prelaborati e realizzano, a seguito di una specifica ordinazione e su specifico progetto, strutture complesse destinate ad una singola ed identificata opera di costruzione;
- *centri di produzione di prodotti formati a freddo e lamiere grecate*: tutti quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio nastri o lamiere e realizzano profilati formati a freddo, lamiere grecate e pannelli composti profilati, ivi compresi quelli saldati che però non siano sottoposti a successive modifiche o trattamenti termici. Per quanto riguarda i materiali soggetti a lavorazione, può farsi utile riferimento, oltre alle norme citate nel precedente § 11.3.4.1, anche alle norme UNI EN 10346, UNI EN 10268 ed UNI EN 10149 (parti 1, 2 e 3).
- *le officine per la produzione di bulloni e chiodi*: tutti quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio prodotti base e realizzano elementi di cui al punto 11.3.4.6.
- *le officine di produzione di elementi strutturali*: tutti quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio prodotti base qualificati e realizzano elementi strutturali in serie per l'impiego nelle costruzioni non ricadenti nelle precedenti categorie.

### 11.3.4.11 PROCEDURE DI CONTROLLO SU ACCIAI DA CARPENTERIA

#### 11.3.4.11.1 Controlli in stabilimento di produzione

Le procedure di cui ai seguenti § 11.3.4.11.1.1, 11.3.4.11.1.2, 11.3.4.11.1.3, 11.3.4.11.1.4 ed 11.3.4.11.1.5 si applicano soltanto ai prodotti per cui sia applicabile il punto B di cui al §11.1.

##### 11.3.4.11.1.1 *Suddivisione dei prodotti*

Sono prodotti qualificabili sia quelli raggruppabili per colata che quelli per lotti di produzione.

Ai fini delle prove di qualificazione e di controllo di cui ai paragrafi successivi), i prodotti nell'ambito di ciascuna gamma merceologica di cui al § 11.3.4.2, sono raggruppabili per gamme di spessori così come definito nelle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1, UNI EN 10219-1, UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5.

Agli stessi fini, ove previsto dalle suddette norme europee armonizzate, sono raggruppabili anche i diversi gradi di acciai (JR, J0, J2, K2), sempre che siano garantite per tutti le caratteristiche del grado superiore del raggruppamento.

Un lotto di produzione è costituito da un quantitativo compreso fra 30 e 120 t, o frazione residua, per ogni profilo, qualità e gamma di spessore, senza alcun riferimento alle colate che sono state utilizzate per la loro produzione. Per quanto riguarda i profilati cavi, il lotto di produzione corrisponde all'unità di collaudo come definita dalle norme europee armonizzate UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 in base al numero dei pezzi.

##### 11.3.4.11.1.2 *Prove di qualificazione*

Ai fini della qualificazione, fatto salvo quanto prescritto ed obbligatoriamente applicabile per i prodotti di cui a norme armonizzate in regime di cogenza, il fabbricante deve predisporre una idonea documentazione sulle caratteristiche chimiche, ove pertinenti, e meccaniche riscontrate per quelle qualità e per quei prodotti che intende qualificare.

La documentazione deve essere riferita ad una produzione relativa ad un periodo di tempo di almeno sei mesi e ad un quantitativo di prodotti tale da fornire un quadro statisticamente significativo della produzione stessa e comunque  $\geq 500$  t oppure ad un numero di colate o di lotti  $\geq 25$ .

Tale documentazione di prova deve basarsi sui dati sperimentali rilevati dal fabbricante, integrati dai risultati delle prove di qualificazione effettuate a cura di un laboratorio di cui all'art. 59, comma 1, del DPR n. 380/2001, incaricato dal Servizio Tecnico Centrale su proposta del fabbricante stesso.

Le prove di qualificazione devono riferirsi a ciascun tipo di prodotto, inteso individuato da gamma merceologica, classe di spessore e qualità di acciaio, ed essere relative al rilievo dei valori caratteristici; per ciascun tipo verranno eseguite almeno 30 prove su 30 saggi appositamente prelevati da almeno 3 lotti diversi.

La documentazione del complesso delle prove meccaniche deve essere elaborata in forma statistica calcolando, per lo snervamento e la resistenza al carico massimo, il valore medio, lo scarto quadratico medio e il relativo valore caratteristico delle corrispondenti distribuzioni di frequenza.

##### 11.3.4.11.1.3 *Controllo continuo della qualità della produzione*

Il servizio di controllo interno della qualità dello stabilimento fabbricante deve predisporre un'accurata procedura atta a mantenere sotto controllo con continuità tutto il ciclo produttivo.

Per ogni colata, o per ogni lotto di produzione, contraddistinti dal proprio numero di riferimento, viene prelevato dal prodotto finito un saggio per colata e comunque un saggio ogni 80 t oppure un saggio per lotto e comunque un saggio ogni 40 t o frazione; per quanto riguarda i profilati cavi, il lotto di produzione è definito dalle relative norme UNI di prodotto, in base al numero dei pezzi.

Dai saggi di cui sopra verranno ricavati i provini per la determinazione delle caratteristiche chimiche e meccaniche previste dalle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1, UNI EN 10219-1, UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5 rilevando il quantitativo in tonnellate di prodotto finito cui la prova si riferisce.

Per quanto concerne  $f_y$  e  $f_t$  i dati singoli raccolti, suddivisi per qualità e prodotti (secondo le gamme dimensionali) vengono riportati su idonei diagrammi per consentire di valutare statisticamente nel tempo i risultati della produzione rispetto alle prescrizioni delle presenti norme tecniche.

I restanti dati relativi alle caratteristiche chimiche, di resilienza e di allungamento vengono raccolti in tabelle e conservati, dopo averne verificato la rispondenza alle norme UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1, UNI EN 10219-1, UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5 per quanto concerne le caratteristiche chimiche e, per quanto concerne resilienza e allungamento, alle prescrizioni di cui alle tabelle delle corrispondenti norme europee della serie UNI EN 10025 ovvero delle tabelle di cui alle norme europee UNI EN 10210 ed UNI EN 10219 per i profilati cavi ed alle UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5 per gli acciai inossidabili.

È cura e responsabilità del fabbricante individuare, a livello di colata o di lotto di produzione, gli eventuali risultati anomali che portano fuori limiti la produzione e di provvedere ad ovviarne le cause. I diagrammi sopra indicati devono riportare gli eventuali dati anomali.

I prodotti non conformi non possono essere impiegati ai fini strutturali, previa punzonatura di annullamento, tenendone esplicita nota nei registri.

La documentazione raccolta presso il controllo interno di qualità dello stabilimento produttore deve essere conservata a cura del fabbricante.

#### 11.3.4.11.1.4 *Verifica periodica della qualità*

Il laboratorio incaricato dal Servizio Tecnico Centrale su proposta del fabbricante effettua periodicamente a sua discrezione, almeno ogni sei mesi, una visita presso lo stabilimento produttore nel corso della quale su tre tipi di prodotto, scelti di volta in volta tra qualità di acciaio, gamma merceologica e classe di spessore, effettua per ciascun tipo non meno di 15 prove a trazione, sia da saggi prelevati direttamente dai prodotti, sia da saggi appositamente accantonati dal fabbricante in numero di almeno 2 per colata o lotto di produzione, relativa alla produzione intercorsa dalla visita precedente.

Inoltre il laboratorio incaricato effettua le altre prove previste (resilienza e analisi chimiche) sperimentando su provini ricavati da 3 campioni per ciascun tipo sopraddetto.

Infine si controlla che siano rispettati i valori minimi prescritti per la resilienza e quelli massimi per le analisi chimiche.

Nel caso che i risultati delle prove siano tali per cui viene accertato che i limiti prescritti non siano rispettati, vengono prelevati altri saggi (nello stesso numero) e ripetute le prove. Inoltre quanto verificatosi deve essere registrato secondo le procedure di controllo di qualità adottate dal fabbricante; i relativi lotti non possono essere impiegati ad uso strutturale.

Ove i risultati delle prove, dopo ripetizione, fossero ancora insoddisfacenti, il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale che sospende la validità dell'attestato di qualificazione. Dopo che il fabbricante ha avviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente e ne ha inviato comunicazione al Servizio Tecnico Centrale, il Laboratorio incaricato ripete la qualificazione stessa.

Per quanto concerne le prove di verifica periodica della qualità per gli acciai di cui al § 11.3.4.1, con caratteristiche comprese tra i tipi S235 ed S355, si utilizza un coefficiente di variazione pari all'8%.

Per gli acciai con snervamento o rottura superiore al tipo S355 si utilizza un coefficiente di variazione pari al 6%.

Per tali acciai la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua nell'ultimo semestre ed anche nei casi in cui i quantitativi minimi previsti non siano rispettati, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione.

#### 11.3.4.11.1.5 *Controlli su singole colate*

Negli stabilimenti soggetti a controlli sistematici di cui al § 11.3.4.11.1, i produttori possono richiedere di loro iniziativa al Servizio Tecnico Centrale di sottoporsi a controlli, eseguiti a cura di un Laboratorio di cui all'art. 59, comma 1, del DPR n. 380/2001, su singole colate di quei prodotti che, per ragioni produttive, non possono ancora rispettare le condizioni quantitative minime per qualificarsi.

Le prove da effettuare sono quelle relative alle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1, UNI EN 10219-1, UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5 ed i valori da rispettare sono quelli di cui alle tabelle delle corrispondenti norme europee della serie UNI EN 10025 ovvero delle tabelle di cui alle norme europee della serie UNI EN 10210 ed UNI EN 10219 per i profilati cavi ed alle UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5 per gli acciai inossidabili.

### 11.3.4.11.2 **Controlli nei centri di trasformazione e nei centri di produzione di elementi tipologici in acciaio**

Le procedure di cui ai seguenti § 11.3.4.11.2.1, 11.3.4.11.2.2, 11.3.4.11.2.3 e 11.3.4.11.2.4 si applicano soltanto ai prodotti per cui sia applicabile il punto B di cui al §11.1

#### 11.3.4.11.2.1 *Centri di produzione di lamiera grecate e profilati formati a freddo*

Oltre a quanto previsto al §11.3.1.7 per i centri di trasformazione, per le lamiere grecate da impiegare in solette composte (di cui al precedente § 4.3.6 delle presenti norme) il fabbricante deve effettuare una specifica sperimentazione al fine di determinare la resistenza a taglio longitudinale di progetto  $\tau_{u,Rd}$  della lamiera grecata. La sperimentazione e la elaborazione dei risultati sperimentali devono essere conformi alle prescrizioni dell'Appendice B.3 alla norma UNI EN 1994-1-1:2005. Questa sperimentazione e l'elaborazione dei risultati sperimentali devono essere eseguite da un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, di adeguata competenza. Il rapporto di prova deve essere trasmesso in copia al Servizio Tecnico Centrale e deve essere riprodotto integralmente nel catalogo dei prodotti.

I documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere devono indicare gli estremi della certificazione del sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di trasformazione (di cui al § 11.3.1.7), ed inoltre ogni fornitura in cantiere deve essere accompagnata da copia della dichiarazione sopra citata.

Gli utilizzatori dei prodotti e/o il Direttore dei Lavori sono tenuti a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

I controlli in officina devono essere effettuati in ragione di almeno 2 prelievi ogni 10 t di acciaio della stessa categoria, proveniente dallo stesso stabilimento, anche se acquisito con forniture diverse, avendo cura di prelevare di volta in volta i campioni da tipologie di prodotti diverse.

#### 11.3.4.11.2.2 *Centri di prelaborazione di componenti strutturali*

In generale, il centro di prelaborazione deve rispettare le prescrizioni di cui al § 11.3.1.7 relative ai centri di trasformazione, nonché, relativamente ai controlli ed alla relativa certificazione, quanto riportato al successivo paragrafo 11.3.4.11.2.3 relativo alle officine per la produzione di carpenterie metalliche.

Nell'ambito del processo produttivo si effettuano esclusivamente lavorazioni di spianatura dei rotoli, di taglio, foratura e piegatura. Il Direttore Tecnico del centro di prelaborazione deve assicurare che le lavorazioni adottate non alterino le caratteristiche meccaniche originarie.

Qualora i prodotti realizzati dai centri di prelaborazione siano forniti ad una officina di produzione di carpenteria metallica o ad una officina di produzione di elementi strutturali in serie di cui al § 11.3.4.1, quest'ultima verifica il processo di produzione del centro di prelaborazione.

#### **11.3.4.11.2.3 Officine per la produzione di carpenterie metalliche**

Le officine per la produzione di carpenterie metalliche devono rispettare le prescrizioni di cui al § 11.3.1.7 relative ai centri di trasformazione, nonché quanto riportato al presente paragrafo.

Nell'ambito del processo produttivo deve essere posta particolare attenzione ai processi di spianatura dei rotoli, ai processi di taglio, foratura e piegatura ed ai processi di saldatura. Il Direttore Tecnico dell'officina deve assicurare che i processi adottati non alterino le caratteristiche meccaniche originarie. Per la saldatura si applicano le prescrizioni di cui al § 11.3.4.5.

I controlli in officina sono obbligatori e devono essere effettuati a cura del Direttore Tecnico, secondo le modalità di cui al precedente § 11.3.1.7.

Detti controlli in officina devono essere effettuati in ragione di almeno 1 prova ogni 30 t di acciaio della stessa categoria, proveniente dallo stesso stabilimento, anche se acquisito in tempi diversi, avendo cura di prelevare di volta in volta i campioni da tipi di prodotti o spessori diversi.

I dati sperimentali ottenuti devono soddisfare le prescrizioni di cui alle tabelle delle corrispondenti norme europee armonizzate della serie UNI EN 10025 ovvero delle tabelle di cui al § 11.3.4.1 per i profilati cavi per quanto concerne l'allungamento e la resistenza, nonché delle norme europee armonizzate della serie UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 per le caratteristiche chimiche.

Ogni singolo valore della tensione di snervamento e di rottura non deve risultare inferiore ai limiti tabellari.

Deve inoltre essere controllato che le tolleranze di fabbricazione rispettino i limiti indicati nelle norme europee applicabili sopra richiamate e che quelle di montaggio siano entro i limiti indicati dal progettista. In mancanza deve essere verificata la sicurezza con riferimento alla nuova geometria.

Per le modalità di prelievo e certificazione delle prove si applica quanto riportato al § 11.3.2.10.3.

Per le caratteristiche dei certificati emessi dal laboratorio, si fa riferimento a quanto riportato al § 11.3.2.10.4, fatta eccezione per il marchio di qualificazione, non sempre presente sugli acciai da carpenteria, per il quale si potrà fare riferimento ad eventuali cartellini identificativi ovvero ai dati dichiarati dal fabbricante.

Il Direttore Tecnico dell'officina curerà la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno su apposito registro, di cui dovrà essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

Tutte le forniture provenienti da un'officina devono essere accompagnate dalla documentazione di cui al § 11.3.1.7.

#### **11.3.4.11.2.4 Officine per la produzione di bulloni e chiodi**

Le officine per la produzione di bulloni e chiodi devono rispettare le prescrizioni di cui al § 11.3.1.7 relative ai centri di trasformazione, nonché quanto riportato al presente paragrafo.

I produttori di bulloni e chiodi per carpenteria metallica devono dotarsi di un sistema di gestione della qualità del processo produttivo per assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle presenti norme e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera. Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

I controlli in stabilimento sono obbligatori e devono essere effettuati a cura del Direttore Tecnico dell'officina in numero di almeno 1 prova a trazione su bullone o chiodo ogni 1000 prodotti.

I documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere di bulloni o chiodi da carpenteria devono indicare gli estremi dell'attestato dell'avvenuto deposito della documentazione presso il Servizio Tecnico Centrale.

#### **11.3.4.11.3 Controlli di accettazione in cantiere**

I controlli di accettazione in cantiere, da eseguirsi presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, sono obbligatori per tutte le forniture di elementi e/o prodotti, qualunque sia la loro provenienza e la tipologia di qualificazione.

Il prelievo dei campioni va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo ed alla identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare riferimento a tale verbale. La richiesta di prove al laboratorio incaricato deve essere sempre firmata dal Direttore dei Lavori, che rimane anche responsabile della trasmissione dei campioni.

Qualora la fornitura di elementi lavorati provenga da un Centro di trasformazione o da un fabbricante di elementi marcati CE dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto Centro di trasformazione o il fabbricante sia in possesso di tutti i requisiti previsti dalla norma, Il Direttore dei Lavori può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione o fabbricante ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore Tecnico del Centro di trasformazione o del fabbricante secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

A seconda delle tipologie di materiali pervenute in cantiere il Direttore dei Lavori deve effettuare i seguenti controlli:

- *Elementi di Carpenteria Metallica*: 3 prove ogni 90 tonnellate; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di quantità di acciaio da carpenteria non superiore a 2 tonnellate, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori, che terrà conto anche della complessità della struttura.

- *Lamiere grecate e profili formati a freddo*: 3 prove ogni 15 tonnellate; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera,, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di lamiere grecate o profili formati a freddo non superiore a 0.5 tonnellate, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori.

- *Bulloni e chiodi*: 3 campioni ogni 1500 pezzi impiegati; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di pezzi non superiore a 100, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori.

- *Giunzioni meccaniche*: 3 campioni ogni 100 pezzi impiegati; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di pezzi non superiore a 10, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori.

I controlli di accettazione devono essere effettuati prima della posa in opera degli elementi e/o dei prodotti.

I criteri di valutazione dei risultati dei controlli di accettazione devono essere adeguatamente stabiliti dal Direttore dei Lavori in relazione alle caratteristiche meccaniche dichiarate dal fabbricante nella documentazione di identificazione e qualificazione e previste dalle presenti norme o dalla documentazione di progetto per la specifica opera. Questi criteri tengono conto della dispersione dei dati e delle variazioni che possono intervenire tra diverse apparecchiature e modalità di prova. Tali criteri devono essere adeguatamente illustrati nella "Relazione sui controlli e sulle prove di accettazione sui materiali e prodotti strutturali" predisposta dal Direttore dei lavori al termine dei lavori stessi.

Se un risultato è non conforme, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino.

Se i tutti risultati validi della prova sono maggiori o uguali del previsto valore di accettazione, il lotto consegnato deve essere considerato conforme.

Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, un ulteriore campionamento, di numerosità doppia rispetto a quanto precedentemente previsto in relazione alle varie tipologie di prodotto, deve essere effettuato da prodotti diversi del lotto in presenza del fabbricante o suo rappresentante che potrà anche assistere all'esecuzione delle prove presso un Laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Il lotto deve essere considerato conforme se i singoli risultati ottenuti sugli ulteriori provini è maggiore di accettazione.

In caso contrario il lotto deve essere respinto e il risultato segnalato al Servizio Tecnico Centrale.

Per la i compilazione dei certificati, per quanto applicabile, valgono le medesime disposizioni di cui al § 11.3.2.12 .

## **11.4. ANCORANTI PER USO STRUTTURALE E GIUNTI DI DILATAZIONE**

### **11.4.1. ANCORANTI PER USO STRUTTURALE**

Per la qualificazione degli ancoranti per uso strutturale si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1, sulla base della Linea guida di benessere tecnico europeo ETAG 001, la quale vale anche per le modalità di esecuzione delle prove di accettazione. Con riferimento alla tabella 1.1 del paragrafo 1.2 dell'Annesso E della citata Linea guida ETAG 001, riguardante le categorie minime raccomandate per la qualificazione degli ancoranti in presenza di azioni sismiche, per tutte le classi d'uso di cui al punto 2.4.2 delle presenti norme, la categoria di prestazione da soddisfare è la C2, definita nella predetta Linea guida.

### **11.4.2. GIUNTI DI DILATAZIONE STRADALE**

Per la qualificazione dei giunti di dilatazione si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1, sulla base della Linea guida di benessere tecnico europeo ETAG 032, la quale vale anche per le modalità di esecuzione delle prove di accettazione.

## **11.5. SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESI E TIRANTI DI ANCORAGGIO**

### **11.5.1. SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST TESI**

Ai sistemi di precompressione a cavi post-tesi si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1.

Ai fini della qualificazione mediante Certificato di valutazione tecnica si applica la *“Linea guida per la certificazione dell’idoneità tecnica dei sistemi di precompressione a cavi post-tesi”* approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ogni fornitura deve essere accompagnata da copia del certificato di valutazione tecnica ovvero dalla documentazione di marcatura CE sulla base di ETA, nonché dal manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera e la manutenzione.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare nell’ambito delle proprie competenze, quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture prive della documentazione di qualificazione e che le procedure di posa in opera siano conformi alle specifiche tecniche del fabbricante del sistema stesso; dovrà inoltre effettuare idonee prove di accettazione, che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali, nonché la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche dei materiali componenti e/o delle principali prestazioni del sistema, al fine di verificare la conformità degli ancoraggi a quanto richiesto per lo specifico progetto.

Le modalità di esecuzione delle prove di accettazione sono riportate nella Linea Guida di Benestare tecnico Europeo ETAG 013.

### **11.5.2. TIRANTI DI ANCORAGGIO PER USO GEOTECNICO**

Ai tiranti di ancoraggio per uso geotecnico di tipo attivo e passivo si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1.

Per i tiranti di tipo attivo, ai fini della qualificazione mediante Certificazione di valutazione Tecnica, si applica la *Linea Guida per il rilascio della certificazione di idoneità tecnica all’impiego di tiranti per uso geotecnico di tipo attivo* approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ogni fornitura deve essere accompagnata da copia del certificato di valutazione tecnica ovvero dalla documentazione di marcatura CE sulla base di ETA, nonché dal manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera e la manutenzione.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare nell’ambito delle proprie competenze, quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture prive della documentazione di qualificazione e che le procedure di posa in opera siano conformi alle specifiche tecniche del fabbricante del sistema stesso; dovrà inoltre effettuare idonee prove di accettazione, che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali, nonché la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche dei materiali componenti e/o delle principali prestazioni del sistema, al fine di verificare la conformità dei tiranti a quanto richiesto per lo specifico progetto.

## **11.6. APPOGGI STRUTTURALI**

Gli appoggi strutturali sono dispositivi di vincolo utilizzati nelle strutture, nei ponti e negli edifici, allo scopo di trasmettere puntualmente carichi e vincolare determinati gradi di libertà di spostamento.

Gli appoggi strutturali, per i quali si applica quanto specificato al punto A del § 11.1, devono essere conformi alla pertinente norma europea armonizzata della serie UNI EN 1337 e recare la Marcatura CE. Si applica il di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione 1, previsto nelle pertinenti specifiche tecniche armonizzate per le applicazioni critiche. Nel caso di appoggi strutturali non ricadenti, o non completamente ricadenti, nel campo di applicazione di una delle norme europee armonizzate della serie UNI EN 1337, si applica il caso C) del §11.1.

Ogni fornitura deve essere accompagnata dalla documentazione di marcatura CE ovvero da copia del certificato di valutazione tecnica, nonché dal manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera e la manutenzione.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare nell'ambito delle proprie competenze, quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture prive della documentazione di qualificazione e che le procedure di posa in opera siano conformi alle specifiche tecniche del fabbricante del sistema stesso; dovrà inoltre effettuare idonee prove di accettazione, che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali, nonché la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche dei materiali componenti e/o delle principali prestazioni degli appoggi, al fine di verificare la conformità degli appoggi stessi a quanto richiesto per lo specifico progetto.



## 11.7. MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO

### 11.7.1 GENERALITÀ

I materiali e prodotti a base di legno per usi strutturali devono essere qualificati secondo le procedure di cui al § 11.1. Per l'applicazione del caso C) del punto 11.1 si fa riferimento alle *Linee Guida per l'impiego di prodotti, materiali e manufatti innovativi in legno per uso strutturale* approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La produzione, la lavorazione, fornitura e utilizzazione dei prodotti di legno e dei prodotti a base di legno per uso strutturale dovranno avvenire in applicazione di un sistema di assicurazione della qualità e di un sistema di rintracciabilità che copra la catena di distribuzione dal momento della prima classificazione e marcatura dei singoli componenti e/o semilavorati almeno fino al momento della prima messa in opera.

Oltre che dalla documentazione indicata al pertinente punto del §11.1, ovvero nel § 11.7.10, ogni fornitura deve essere accompagnata, secondo quanto indicato al §11.7.10.1.2, da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera. Il Direttore dei Lavori è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto sopra prescritto.

Il progettista sarà tenuto ad indicare nel progetto le caratteristiche dei materiali secondo le indicazioni di cui al presente capitolo.

Tali caratteristiche devono essere garantite dai produttori, dai centri di lavorazione, dai fornitori intermedi, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni applicabili di cui alla marcatura CE ovvero di cui al § 11.7.10.

Il Direttore dei Lavori effettuerà i controlli di accettazione in cantiere previsti al §11.7.10.2. Il Direttore dei Lavori potrà far eseguire ulteriori prove di accettazione sul materiale pervenuto in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nella presente norma.

Sono abilitati ad effettuare le prove ed i controlli, sia sui prodotti che sui cicli produttivi, i laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 e gli organismi di prova o certificazione del controllo di produzione in fabbrica abilitati ai sensi del DPR n. 246/93 o del Regolamento UE 305/2011 in materia di prove e controlli sul legno.

#### 11.7.1.1 PROPRIETÀ DEI MATERIALI

Si definiscono valori caratteristici di resistenza di un tipo di legno i valori del frattile 5% della distribuzione delle resistenze, ottenuti sulla base dei risultati di prove sperimentali effettuate con una durata di 300 secondi su provini all'umidità di equilibrio del legno corrispondente alla temperatura di  $20 \pm 2$  °C ed umidità relativa dell'aria del  $65 \pm 5\%$ .

Per il modulo elastico, si fa riferimento sia ai valori caratteristici di modulo elastico corrispondenti al frattile 5% sia ai valori medi, ottenuti nelle stesse condizioni di prova sopra specificate.

Si definisce massa volumica caratteristica il valore del frattile 5% della relativa distribuzione con massa e volume misurati in condizioni di umidità di equilibrio del legno alla temperatura di  $20 \pm 2$  °C ed umidità relativa dell'aria del  $65 \pm 5\%$ .

Per il progetto e la verifica di strutture realizzate con legno massiccio, lamellare o con prodotti per uso strutturale derivati dal legno, si utilizzano i valori di resistenza, modulo elastico e di massa volumica costituenti il profilo resistente, che deve comprendere almeno quanto riportato nella seguente Tab. 11.7.I.

Tab. 11.7.I – Profilo resistente per materiali e prodotti a base di legno

Resistenze caratteristiche		Moduli elastici		Massa volumica	
Flessione	$f_{m,k}$	Modulo elastico parallelo medio **	$E_{0,mean}$	Massa volumica caratteristica	$\rho_k$
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	Massa volumica media *,**	$\rho_{mean}$
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	Modulo elastico perpendicolare medio **	$E_{90,mean}$		
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	Modulo elastico tangenziale medio **	$G_{mean}$		
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$				
Taglio	$f_{v,k}$				

\* La massa volumica media può non essere dichiarata.

\*\* Il pedice *mean* può essere abbreviato con *m*

Per il legno massiccio, i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate del campione di prova secondo le norme pertinenti. In particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del campione di prova è pari a 150 mm, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del campione di prova è pari a 150 mm.

Pertanto, per elementi di legno massiccio sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm, i valori caratteristici  $f_{m,k}$  e  $f_{t,0,k}$ , indicati nei profili resistenti, possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo  $k_h$ , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{150}{h} \right)^{0,2} ; 1,3 \right\} \quad [11.7.1]$$

essendo  $h$ , in millimetri, l'altezza della sezione trasversale dell'elemento inflesso oppure il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

Per il legno lamellare incollato i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate del campione di prova secondo le norme pertinenti. In particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del campione di prova è pari a 600 mm, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del provino è pari a 600 mm.

Di conseguenza, per elementi di legno lamellare sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 600 mm, i valori caratteristici  $f_{m,k}$  e  $f_{t,0,k}$ , indicati nei profili resistenti, possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo  $k_h$ , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1} ; 1,1 \right\} \quad [11.7.2]$$

essendo  $h$ , in millimetri, l'altezza della sezione trasversale dell'elemento inflesso oppure il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

### 11.7.2 LEGNO MASSICCIO

La produzione di elementi strutturali di legno massiccio a sezione rettangolare dovrà risultare conforme alla norma europea armonizzata UNI EN 14081-1 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE.

Qualora non sia applicabile la marcatura CE, i produttori di elementi di legno massiccio per uso strutturale, secondo quanto specificato al punto B del § 11.1, devono essere qualificati con le procedure di cui al § 11.7.10.

Il legno massiccio per uso strutturale è un prodotto naturale, selezionato e classificato in dimensioni d'uso secondo la resistenza, elemento per elemento, sulla base delle normative applicabili.

I criteri di classificazione garantiscono all'elemento prestazioni meccaniche minime statisticamente determinate, senza necessità di ulteriori prove sperimentali e verifiche, definendone il profilo resistente, che raggruppa le proprietà fisico-meccaniche, necessarie per la progettazione strutturale.

La classificazione può avvenire assegnando all'elemento una Categoria, definita in relazione alla qualità dell'elemento stesso con riferimento alla specie legnosa e alla provenienza geografica, sulla base di specifiche prescrizioni normative. Al legname appartenente a una determinata categoria, specie e provenienza, si assegna uno specifico profilo resistente, armonizzato con le classi di resistenza proposte dalla UNI EN 338, utilizzando metodi di classificazione previsti nelle normative applicabili. Può farsi utile riferimento ai profili resistenti indicati nelle norme UNI 11035:2010 parti 1, 2 e 3, per quanto applicabili.

In generale è possibile definire il profilo resistente di un elemento strutturale anche sulla base dei risultati documentati di prove sperimentali, in conformità a quanto disposto nella UNI EN 384:2010.

### 11.7.3 LEGNO STRUTTURALE CON GIUNTI A DITA

Ai prodotti con giunti a dita, in assenza di specifica norma europea armonizzata, si applica il p.to C del paragrafo 11.1.

Il controllo della produzione deve essere effettuato a cura del Direttore Tecnico della produzione, che deve provvedere alla trascrizione dei risultati delle prove su appositi registri di produzione. Detti registri devono essere resi disponibili al Servizio Tecnico Centrale e, limitatamente alla fornitura di competenza, al Direttore dei Lavori e al Collaudatore della costruzione.

I singoli elementi utilizzati per la composizione del legno strutturale con giunti a dita dovranno soddisfare i requisiti minimi della norma europea armonizzata UNI EN 14081-1 al fine di garantirne una corretta attribuzione ad una classe di resistenza.

Inoltre il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN ISO 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

### 11.7.4. LEGNO LAMELLARE INCOLLATO E LEGNO MASSICCIO INCOLLATO

Gli elementi strutturali di legno lamellare incollato e legno massiccio incollato debbono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14080 e, secondo quanto specificato al punto A del paragrafo 11.1, recare la marcatura CE.

Le singole tavole, per la composizione di legno lamellare, dovranno soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 14081-1 al fine di garantirne una corretta attribuzione ad una classe di resistenza. Per classi di resistenza delle singole tavole superiori a C30 si farà riferimento esclusivo ai metodi di classificazione a macchina.

Le singole lamelle vanno tutte individualmente classificate dal fabbricante come previsto al § 11.7.2.

### **11.7.5 PANNELLI A BASE DI LEGNO**

I pannelli a base di legno per uso strutturale, per i quali si applica il caso A di cui al §11.1, debbono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 13986. Per i pannelli a base di legno per i quali non sia applicabile la suddetta norma europea armonizzata UNI EN 13986 si applicano le procedure di cui al caso C di cui al paragrafo 11.1.

Per la valutazione dei valori caratteristici di resistenza, rigidità e massa volumica da utilizzare nella progettazione di strutture che incorporano pannelli a base di legno, può farsi riferimento alle norme UNI EN 12369-1 (OSB, pannelli di particelle e pannelli di fibra), UNI EN 12369-2 (pannello compensato) e UNI EN 12369-3 (pannelli di legno massiccio con spessore inferiore a 80 mm).

### **11.7.6 ALTRI PRODOTTI DERIVATI DAL LEGNO PER USO STRUTTURALE**

Per gli altri prodotti derivati dal legno per uso strutturale per i quali non è applicabile una norma europea armonizzata di cui al punto A del § 11.1 o non è applicabile quanto specificato al punto B del medesimo § 11.1, si applica quanto riportato ai punti C del paragrafo 11.1 della presente norma.

### **11.7.7 ADESIVI**

Gli adesivi per usi strutturali devono produrre unioni aventi resistenza e durabilità tali che l'integrità dell'incollaggio sia conservata, nella classe di servizio assegnata, durante tutta la vita prevista della struttura.

#### **11.7.7.1 ADESIVI PER ELEMENTI INCOLLATI IN STABILIMENTO**

Gli adesivi fenolici ed amminoplastici devono soddisfare le specifiche della norma UNI EN 301:2013. Adesivi poliuretanic e isocianatici devono soddisfare i requisiti della UNI EN 15425:2008.

Gli adesivi di natura chimica diversa devono soddisfare le specifiche della medesima norma e, in aggiunta, dimostrare un comportamento allo scorrimento viscoso non peggiore di quello di un adesivo fenolico od amminoplastico così come specificato nella norma UNI EN 301:2013, tramite idonee prove comparative.

#### **11.7.7.2 ADESIVI PER GIUNTI REALIZZATI IN CANTIERE**

Gli adesivi utilizzati in cantiere (per i quali non sono rispettate le prescrizioni di cui alla norma UNI EN 301:2013) devono essere sottoposti a prove in conformità ad idoneo protocollo di prova, per dimostrare che la resistenza a taglio del giunto non sia minore di quella del legno, nelle medesime condizioni previste nel protocollo di prova.

### **11.7.8 ELEMENTI MECCANICI DI COLLEGAMENTO**

Tutti gli elementi di collegamento (metallici e non metallici quali spinotti, chiodi, viti, piastre, ecc.) devono essere idonei a garantire le prestazioni previste dalle presenti norme ed in particolare, in presenza di azioni sismiche, al § 7.7.5.2.

Ai suddetti dispositivi meccanici, si applica quanto riportato ai punti A) o C) del §11.1.

### **11.7.9 DURABILITÀ DEL LEGNO E DERIVATI**

#### **11.7.9.1 GENERALITÀ**

Al fine di garantire alla struttura adeguata durabilità, si devono considerare i seguenti fattori correlati:

- la classe di servizio prevista;
- la destinazione d'uso della struttura;
- le condizioni ambientali prevedibili;
- la composizione, le proprietà e le prestazioni dei materiali;
- la forma degli elementi strutturali ed i particolari costruttivi;
- la qualità dell'esecuzione ed il livello di controllo della stessa;
- le particolari misure di protezione;
- la manutenzione programmata durante la vita presunta.

Si adotteranno, in fase di progetto, idonei provvedimenti volti alla protezione dei materiali.

Per i materiali trattati con agenti preservanti contro attacchi di tipo biologico si dovrà fare riferimento ai principi generali della UNI EN 15228:2009.

#### **11.7.9.2 REQUISITI DI DURABILITÀ NATURALE DEI MATERIALI A BASE DI LEGNO**

Il legno ed i materiali a base di legno devono possedere un'adeguata durabilità naturale per la classe di rischio prevista in servizio, oppure devono essere sottoposti ad un trattamento preservante in accordo alla UNI EN 15228:2009.

Inoltre, quale utile riferimento ai fine della valutazione della durabilità dei materiali a base di legno, si precisa quanto segue:

- la norma UNI EN 350-1 fornisce indicazioni sui metodi per la determinazione della durabilità naturale e i principi di classificazione delle specie legnose basati sui risultati di prova;
- la norma UNI EN 350-2 fornisce una classificazione della durabilità del legno massiccio nei confronti di funghi, coleotteri, termiti e organismi marini;
- la norma UNI EN 460 fornisce una guida alla scelta delle specie legnose in base alla loro durabilità naturale nelle classi di rischio così come definite all'interno della UNI EN 335;
- la norma UNI EN 335 fornisce una guida per l'applicazione del sistema delle classi di rischio secondo le definizioni fornite nella norma stessa.

Le specifiche relative alle prestazioni dei preservanti per legno ed alla loro classificazione ed etichettatura sono indicate nelle norme UNI EN 599-1 e UNI EN 599-2.

#### **11.7.10 PROCEDURE DI IDENTIFICAZIONE, QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE – CENTRI DI LAVORAZIONE**

Le caratteristiche e le prestazioni dei materiali devono essere garantite dai fabbricanti, dai centri di lavorazione, dai fornitori intermedi, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni che seguono.

##### **11.7.10.1 FABBRICANTI E CENTRI DI LAVORAZIONE**

Qualora non sia applicabile la procedura di marcatura CE, per tutti i prodotti a base di legno per impieghi strutturali valgono integralmente, per quanto applicabili, le seguenti disposizioni che sono da intendersi integrative di quanto specificato al punto B del § 11.1.

Per l'obbligatoria qualificazione della produzione di elementi denominati uso "Fiume" e "Trieste", i fabbricanti di elementi in legno strutturale devono trasmettere al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per ciascun stabilimento, la documentazione seguente:

- l'individuazione dello stabilimento cui l'istanza si riferisce;
- il tipo di elementi strutturali che l'azienda è in grado di produrre;
- l'organizzazione del sistema di rintracciabilità relativo alla produzione di legno strutturale;
- l'organizzazione del controllo interno di produzione, con l'individuazione di un "Direttore Tecnico della produzione";
- il marchio afferente al fabbricante specifico per la classe di prodotti "elementi di legno per uso strutturale";
- la documentazione relativa alle prove di qualificazione e di autocontrollo interno, effettuate secondo le modalità delle norme europee applicabili, da un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/01. Per gli elementi denominati uso "Fiume" e "Trieste" si applicano i metodi di prova e campionamento di cui alla UNI EN 14081-1.

Le procedure riguardanti la qualificazione effettuata dal Servizio Tecnico Centrale (punto B, §11.1) si applicano ai produttori di elementi base in legno massiccio e/o lamellare non ancora lavorati a formare elementi strutturali pronti per la messa in opera. Ai suddetti produttori, il Servizio Tecnico Centrale, ultimata favorevolmente l'istruttoria, rilascia un Attestato di Qualificazione, recante il riferimento al prodotto, alla ditta, allo stabilimento, al marchio. Circa quest'ultimo aspetto, si precisa che ogni fabbricante deve depositare presso il Servizio Tecnico Centrale il disegno del proprio marchio, che deve essere impresso in modo permanente (a caldo, con inchiostro indelebile, mediante punzonatura, etc.) su ogni elemento base prodotto.

I produttori, entro il 31 gennaio di ogni anno, trasmettono al Servizio tecnico centrale evidenza documentale dei controlli effettuati sulla produzione nell'anno precedente.

L'attestato ha validità finché permangono le condizioni poste alla base della qualificazione stessa, e comunque non oltre cinque anni. Gli attestati di qualificazione già rilasciati ai sensi del DM 14.01.2008 cessano comunque di validità cinque anni dopo l'entrata in vigore della presente versione delle Norme tecniche per le Costruzioni.

Si definiscono Centri di Lavorazione del legno strutturale, gli stabilimenti nei quali viene effettuata la lavorazione degli elementi base qualificati per dare loro la configurazione finale in opera (intagli, forature, applicazione di piastre metalliche, etc), sia di legno massiccio che lamellare. Come tali devono documentare la loro attività al Servizio Tecnico Centrale, il quale, ultimata favorevolmente l'istruttoria, rilascia un Attestato di denuncia di attività, recante il riferimento al prodotto, alla ditta, allo stabilimento, al marchio. Ogni Centro di lavorazione deve depositare presso il Servizio Tecnico Centrale il disegno del proprio marchio, che deve essere impresso in modo permanente (anche mediante etichettatura, etc.) su ogni elemento lavorato. Il centro di lavorazione può ricevere e lavorare solo prodotti qualificati all'origine, accompagnati dalla relativa documentazione di qualificazione.

Nel caso di impiego di prodotti base marcati CE, ogni lavorazione successiva a tale marcatura, non effettuata in cantiere sotto la responsabilità del direttore dei lavori, deve essere effettuata presso un centro di lavorazione.

Per l'obbligatoria denuncia di attività, i Centri di Lavorazione di legno strutturale devono trasmettere al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei lavori Pubblici, per ciascun stabilimento, la seguente documentazione:

- l'individuazione dello stabilimento cui l'istanza si riferisce;
- il tipo di elementi strutturali che l'azienda è in grado di produrre;
- il sistema di identificazione e tracciabilità dei materiali.

Il Direttore Tecnico della produzione, di comprovata esperienza e dotato di attestato conseguito tramite apposito corso di formazione, assume le responsabilità relative alla conformità alle presenti norme delle attività svolte nel centro di lavorazione. Il Direttore tecnico di produzione deve altresì frequentare un corso di aggiornamento con cadenza almeno triennale.

I Regolamenti, i curricula dei docenti e i rispettivi programmi didattici dei corsi sopra citati devono essere preventivamente approvati dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che verificherà la complessiva congruenza dei corsi con i requisiti richiesti dalle presenti norme.

I produttori ed i centri di lavorazione sono tenuti a comunicare ogni variazione rispetto a quanto dichiarato in sede di presentazione dell'istanza di qualificazione o di denuncia di attività.

Qualora nel medesimo stabilimento si produca legno base e si effettuino altresì le lavorazioni per ottenere gli elementi strutturali pronti per l'uso, allo stesso saranno rilasciati, ove sussistano i requisiti, entrambi gli Attestati.

Tutte le forniture di elementi in legno per uso strutturale devono riportare il marchio del fabbricante e del centro di lavorazione nel quale siano state eventualmente lavorate, ed essere accompagnate da una documentazione riportante la dichiarazione delle caratteristiche tecniche essenziali del prodotto.

Il Servizio Tecnico Centrale, in base ai progressi tecnici ed agli aggiornamenti normativi che dovessero successivamente intervenire, provvede ad aggiornare l'elenco della documentazione necessaria ad ottenere la qualificazione.

È prevista la sospensione o, nei casi più gravi o di recidiva, la revoca degli attestati di qualificazione e di denuncia attività ove il Servizio Tecnico Centrale accerti, in qualsiasi momento, difformità tra i documenti depositati e la produzione effettiva, ovvero la mancata ottemperanza alle prescrizioni contenute nella vigente normativa tecnica. I provvedimenti di sospensione e di revoca vengono adottati dal Servizio Tecnico Centrale.

#### **11.7.10.1.1 Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati**

Tenuto conto di quanto riportato al paragrafo precedente, ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, conforme alla relativa norma armonizzata.

Ogni prodotto deve essere marchiato con identificativi diversi da quelli di prodotti aventi differenti caratteristiche, ma fabbricati nello stesso stabilimento e con identificativi differenti da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano essi o meno dello stesso fabbricante. La marchiatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione.

Per stabilimento si intende una unità produttiva autonoma, con impianti propri e magazzini per il prodotto finito. Nel caso di unità produttive multiple appartenenti allo stesso fabbricante, la qualificazione deve essere ripetuta per ognuna di esse e per ogni tipo di prodotto in esse fabbricato.

Considerata la diversa natura, forma e dimensione dei prodotti, le caratteristiche degli impianti per la loro produzione, nonché la possibilità di fornitura sia in pezzi singoli sia in lotti, differenti possono essere i sistemi di marchiatura adottati, anche in relazione alla destinazione d'uso.

Comunque, per quanto possibile, anche in relazione alla destinazione d'uso del prodotto, il fabbricante ed il centro di lavorazione sono tenuti ad identificare mediante marchiatura ogni singolo pezzo. Ove ciò non sia possibile, per la specifica tipologia del prodotto, la marchiatura deve essere tale che prima dell'apertura dell'eventuale ultima e più piccola confezione il prodotto sia riconducibile al fabbricante o al centro di lavorazione, al tipo di legname nonché al lotto di classificazione e alla data di classificazione.

Tenendo presente che l'elemento determinante della marchiatura è costituito dalla sua inalterabilità nel tempo, e dalla impossibilità di manomissione, il fabbricante ed il centro di lavorazione devono rispettare le modalità di marchiatura denunciate nella documentazione presentata al Servizio Tecnico Centrale e deve comunicare tempestivamente eventuali modifiche apportate.

Qualora, sia presso gli utilizzatori, sia presso i commercianti (quali fornitori intermedi), l'unità marchiata (pezzo singolo o lotto) viene scorporata, per cui una parte, o il tutto, perde l'originale marchiatura del prodotto è responsabilità sia degli utilizzatori sia dei commercianti documentare la provenienza mediante i documenti di accompagnamento del materiale e gli estremi del deposito del marchio presso il Servizio Tecnico Centrale.

I produttori, i successivi intermediari e gli utilizzatori finali devono assicurare una corretta archiviazione della documentazione di accompagnamento dei materiali garantendone la disponibilità per almeno 10 anni e devono mantenere evidenti le marchiature o etichette di riconoscimento per la rintracciabilità del prodotto.

Eventuali disposizioni supplementari atte a facilitare l'identificazione e la rintracciabilità del prodotto attraverso il marchio potranno essere emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

#### **11.7.10.1.2 Forniture e documentazione di accompagnamento**

Tutte le forniture di legno strutturale devono essere accompagnate da:

- una copia della documentazione di marcatura CE, secondo il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione applicabile al prodotto, oppure copia dell'attestato di qualificazione o del certificato di valutazione tecnica rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale;

- dichiarazione di prestazione di cui al Regolamento (UE) n.305/2011 oppure dichiarazione resa dal Legale Rappresentante dello stabilimento in cui vengono riportate le informazioni riguardanti le caratteristiche essenziali del prodotto ed in particolare: la classe di resistenza del materiale, l'euroclasse di reazione al fuoco e il codice identificativo dell'anno di produzione; sulla stessa dichiarazione deve essere riportato il riferimento al documento di trasporto.

Nel caso di prodotti provenienti da un centro di lavorazione, oltre alla suddetta documentazione, le forniture devono accompagnate da:

- una copia dell'attestato di denuncia dell'attività del centro di lavorazione;
- dichiarazione del Direttore tecnico della produzione inerente la descrizione delle lavorazioni eseguite;

#### **11.7.10.2 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE**

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori per tutte le tipologie di materiali e prodotti a base di legno e sono demandati al Direttore dei Lavori il quale, prima della messa in opera, è tenuto ad accertare e a verificare quanto sopra indicato e a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

Il Direttore dei Lavori esegue i controlli di accettazione, così come disciplinato di seguito. Il Direttore dei Lavori potrà far eseguire ulteriori prove di accettazione sul materiale pervenuto in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nella presente norma.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

Per gli elementi di legno massiccio, su ogni fornitura, dovrà essere eseguita obbligatoriamente una classificazione visuale in cantiere su almeno il cinque per cento degli elementi costituenti il lotto di fornitura, da confrontare con la classificazione effettuata nello stabilimento.

Per gli elementi di legno lamellare dovrà essere acquisita la documentazione relativa alla classificazione delle tavole e alle prove meccaniche distruttive svolte obbligatoriamente nello stabilimento di produzione relativamente allo specifico lotto della fornitura in cantiere (prove a rottura sul giunto a pettine e prove di taglio e/o delaminazione sui piani di incollaggio). Inoltre, su almeno il 5% del materiale pervenuto in cantiere, deve essere eseguito il controllo della disposizione delle lamelle nella sezione trasversale e la verifica della distanza minima tra giunto e nodo, secondo le disposizioni della UNI EN 14080.

Per gli altri elementi giuntati di cui ai paragrafi 11.7.3, 11.7.5 ed 11.7.6, dovrà essere acquisita la documentazione relativa alla classificazione del materiale base e alle prove meccaniche previste nella documentazione relativa al controllo di produzione in fabbrica, svolte obbligatoriamente in stabilimento relativamente allo specifico lotto della fornitura in cantiere. Inoltre, su almeno il 5% del materiale pervenuto in cantiere, deve essere eseguito il controllo della disposizione delle lamelle nella sezione trasversale e la verifica della distanza minima tra giunto e nodo, secondo le disposizioni delle specifiche tecniche applicabili.

Infine, su almeno il 5% degli elementi di legno lamellare e degli elementi giuntati di cui ai paragrafi 11.7.3, 11.7.5 ed 11.7.6 forniti in cantiere, deve essere eseguito il controllo dello scostamento dalla configurazione geometrica teorica secondo le tolleranze di cui al § 4.4.

Per gli elementi meccanici di collegamento di cui al § 11.7.8, in fase di accettazione in cantiere, il Direttore dei lavori verifica la prevista documentazione di qualificazione, la corrispondenza dimensionale, geometrica e prestazionale a quanto previsto in progetto, ed acquisisce i risultati delle prove meccaniche previste nelle procedure di controllo di produzione in fabbrica. Il Direttore dei lavori effettua, altresì, prove meccaniche di accettazione in ragione della criticità, della differenziazione e numerosità degli elementi di collegamento.

Nei casi in cui non siano soddisfatti i controlli di accettazione, oppure sorgano dubbi sulla qualità e rispondenza dei materiali o dei prodotti a quanto dichiarato, oppure qualora si tratti di elementi lavorati in situ, oppure non si abbiano a disposizione le prove condotte in stabilimento relative al singolo lotto di produzione, si deve procedere ad una valutazione delle caratteristiche prestazionali degli elementi attraverso una serie di prove distruttive e non distruttive con le modalità specificate di seguito.

Per quanto riguarda il legno massiccio potrà fatto farsi utile riferimento ai criteri di accettazione riportati nella norma UNI EN 384:2010.

Per il legno lamellare e gli altri elementi giuntati di cui ai § 11.7.3, 11.7.4, 11.7.5 ed 11.7.6, in considerazione dell'importanza dell'opera, potranno essere effettuate, da un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, prove di carico in campo elastico anche per la determinazione del modulo elastico parallelo alla fibratura secondo le modalità riportate nella UNI EN 408:2012 o nella UNI EN 380:1994, ciascuna in quanto pertinente.

Qualora i risultati dei controlli di accettazione non risultassero soddisfacenti, il Direttore dei lavori rifiuta la fornitura.

## 11.8. COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.

### 11.8.1. GENERALITÀ

Gli elementi costruttivi prefabbricati devono essere prodotti attraverso un processo industrializzato che si avvale di idonei impianti, nonché di strutture e tecniche opportunamente organizzate.

In particolare, deve essere presente ed operante un sistema permanente di controllo della produzione in stabilimento, che deve assicurare il mantenimento di un adeguato livello di affidabilità nella produzione del calcestruzzo, nell'impiego dei singoli materiali costituenti e nella conformità del prodotto finito.

Detto sistema di controllo deve comprendere anche la produzione del calcestruzzo secondo quanto prescritto al § 11.2.

Per tutti gli elementi prefabbricati qualificati secondo quanto previsto nei punti A oppure C del § 11.1, si considerano assolti i requisiti procedurali di cui al deposito ai sensi dell'articolo 58 del DPR 380/2001. Resta comunque l'obbligo degli adempimenti di cui al DPR 380/01 presso il competente ufficio territoriale, nonché, nel caso di edifici con struttura a pannelli portanti quelli dell'articolo 56 del DPR 380/2001. Ai fini dell'impiego, tali prodotti devono comunque rispettare, laddove applicabili, i seguenti punti 11.8.2, 11.8.3.4 ed 11.8.5, per quanto non in contrasto con le specifiche tecniche europee armonizzate.

Per la dichiarazione delle prestazioni ed etichettatura si applicano i metodi previsti dalla norme europee armonizzate, ed in particolare:

- *Metodo 1*: Dichiarazione delle caratteristiche geometriche e delle proprietà del materiale.
- *Metodo 2*: Dichiarazione delle proprietà di prodotto, da valutarsi applicando le vigenti Appendici Nazionali agli Eurocodici;
- *Metodo 3*: Dichiarazione basata su una determinata specifica di progetto, per la quale si applicano le presenti norme tecniche.

In ogni caso ai fini dell'accettazione e dell'impiego, tutti i componenti o sistemi strutturali devono rispondere ai requisiti della presente norma; in particolare i materiali base devono essere qualificati all'origine ai sensi del §11.1.

Per tutti gli elementi prefabbricati ai quali non sia applicabile quanto specificato al punto A oppure al punto C del § 11.1, valgono le disposizioni di seguito riportate.

In questo ambito, gli elementi costruttivi di produzione occasionale devono essere comunque realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione, secondo quanto di seguito indicato.

### 11.8.2. REQUISITI MINIMI DEGLI STABILIMENTI E DEGLI IMPIANTI DI PRODUZIONE

Il processo di produzione degli elementi costruttivi prefabbricati, oggetto delle presenti norme, deve essere caratterizzato almeno da:

- a) impianti in cui le materie costituenti siano conservate in sili, tramogge e contenitori che ne evitino ogni possibilità di confusione, dispersione o travaso;
- b) dosaggio a peso dei componenti solidi e dosaggio a volume, o a peso, dei soli componenti liquidi, mediante utilizzo di idonei strumenti soggetti a taratura secondo le normative applicabili;
- c) organizzazione mediante una sequenza completa di operazioni essenziali in termini di produzione e controllo;
- d) organizzazione di un sistema permanente di controllo documentato della produzione;
- e) rispetto delle norme di protezione dei lavoratori e dell'ambiente.

### 11.8.3. CONTROLLO DI PRODUZIONE

Gli impianti per la produzione di elementi costruttivi prefabbricati, disciplinati dalle presenti norme, devono essere idonei ad una produzione continua, disporre di apparecchiature adeguate per il confezionamento nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto.

Il fabbricante di elementi prefabbricati deve dotarsi di un sistema di controllo della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle presenti norme e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001 e certificato da parte un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021.

Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità il fabbricante e l'organismo di certificazione di processo potranno fare riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme europee od internazionali applicabili.

I controlli sui materiali dovranno essere eseguiti in conformità a quanto riportato nella presente norma o alle normative comunque applicabili.

#### 11.8.3.1 CONTROLLO SUI MATERIALI PER ELEMENTI DI SERIE

Per il calcestruzzo impiegato con fini strutturali nei centri di produzione dei componenti prefabbricati di serie, il Direttore tecnico di Stabilimento dovrà effettuare il controllo continuo del calcestruzzo stesso secondo le prescrizioni contenute nel § 11.2, operan-

do con apparecchiature di misura di forza e spostamenti tarate annualmente da uno dei laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 o da organismi terzi di taratura appositamente accreditati secondo i regolamenti vigenti nel settore.

Il tecnico suddetto provvederà alla trascrizione giornaliera dei risultati su appositi registri di produzione con data certa, da conservare per dieci anni da parte del fabbricante. Detti registri devono essere disponibili per i competenti organi del Consiglio Superiore dei lavori pubblici - Servizio Tecnico Centrale, per i direttori dei lavori e per tutti gli aventi causa nella costruzione.

Le prove di stabilimento dovranno essere eseguite a 28 giorni di stagionatura e ai tempi significativi nelle varie fasi del ciclo tecnologico, secondo le modalità precisate in § 11.2.4.

La resistenza caratteristica dovrà essere determinata secondo il metodo di controllo di tipo B di cui al § 11.2.5, ed immediatamente registrata.

Inoltre dovranno eseguirsi controlli del calcestruzzo a 28 giorni di stagionatura, presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, per non meno di un prelievo ogni cinque giorni di produzione effettiva per ogni tipo di calcestruzzo omogeneo; tali risultati dovranno soddisfare il controllo di tipo A di cui al § 11.2.5, operando su tre prelievi consecutivi, indipendentemente dal quantitativo di calcestruzzo prodotto.

Sarà responsabilità del Direttore Tecnico dello stabilimento la trascrizione sullo stesso registro dei risultati delle prove di stabilimento e quelli del laboratorio esterno.

Infine, il direttore tecnico dovrà predisporre periodicamente, almeno su base annua, una verifica della conformità statistica dei risultati dei controlli interni e di quelli effettuati da laboratorio esterno, tra loro e con le prescrizioni contenute nelle vigenti norme tecniche.

Per l'acciaio d'armatura impiegato con fini strutturali nei centri di produzione dei componenti prefabbricati di serie, il direttore tecnico di stabilimento deve verificare che il materiale in ingresso sia provvisto della documentazione di qualificazione prevista e sia accompagnato dai documenti di cui al punto 11.3.1.5 (attestato di qualificazione del STC, documenti di trasporto, etc.). Il Direttore tecnico di stabilimento è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

Nel caso di piegatura, saldatura e raddrizzatura dell'acciaio, è responsabilità del Direttore tecnico di Stabilimento verificare, tramite opportune prove, che le lavorazioni non alterino le caratteristiche meccaniche e geometriche originarie del prodotto. Le prove devono essere eseguite dopo le lavorazioni. Per i processi sia di saldatura che di piegatura, si può fare utile riferimento alla normativa europea applicabile.

La prova di piegatura va eseguita su tre campioni ogni 90 tonnellate di acciaio lavorato (in uscita dalla/e apparecchiatura/e dello stabilimento), e comunque almeno 1 volta al mese, secondo la norma UNI EN ISO 15630-1:2010. Vanno usati mandrini di diametro opportuno. Dopo la prova il campione non deve presentare cricche.

Le prove sulle saldature strutturali, eseguite da operatore qualificato, devono essere definite all'interno del controllo di produzione in fabbrica aziendale. Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alla norma UNI EN ISO 17635. Ogni due anni, al rinnovo della qualifica dell'operatore, verranno effettuate sulle saldature tutte le prove previste dalle norme europee applicabili.

A valle dell'operazione di raddrizzamento dei rotoli, verrà effettuata una prova a trazione su tre campioni ogni 10 rotoli presso uno dei laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Il Direttore tecnico di stabilimento curerà la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno e del laboratorio esterno su apposito registro di produzione, da conservare per dieci anni, di cui dovrà essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

I suddetti controlli si applicano solo a prodotti per i quali non sia applicabile la marcatura CE, per i quali si applica integralmente quanto previsto dalle norme pertinenti specifiche tecniche armonizzate.

#### **11.8.3.2 CONTROLLO DI PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA**

Per le produzioni per le quali è prevista, al §4.1.10.2.2, la serie controllata, è richiesto il rilascio preventivo, da parte del Servizio Tecnico Centrale, della Certificazione di Valutazione tecnica, secondo quanto previsto al § 11.8.4.3.

#### **11.8.3.3 PROVE INIZIALI DI TIPO PER ELEMENTI IN SERIE CONTROLLATA**

La produzione in serie controllata di componenti strutturali deve essere preceduta da verifiche sperimentali su prototipi eseguite da un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, appositamente incaricato dal fabbricante.

#### **11.8.3.4 MARCHIATURA**

Ogni elemento prefabbricato prodotto in serie, deve essere appositamente contrassegnato da marchiatura fissa, indelebile o comunque non rimovibile, in modo da garantire la rintracciabilità del fabbricante e dello stabilimento di produzione, nonché individuare la serie di origine dell'elemento.

Inoltre, per manufatti di peso superiore ad 8 kN, dovrà essere indicato in modo visibile, per lo meno fino all'eventuale getto di completamento, anche il peso dell'elemento.

#### **11.8.4. PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE**



La valutazione dell'idoneità del processo produttivo e del controllo di produzione in stabilimento, nonché della conformità del prodotto finito, è effettuata attraverso la procedura di qualificazione di seguito indicata.

I produttori di elementi prefabbricati di serie devono procedere alla qualificazione dello stabilimento e degli elementi costruttivi di serie prodotti trasmettendo, ai sensi dell'art. 58 del DPR n. 380/2001, idonea documentazione al Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La documentazione di cui sopra sarà resa nota dal Servizio Tecnico Centrale a mezzo di specifica Circolare.

Il Servizio Tecnico Centrale ha facoltà, anche attraverso sopralluoghi, di accertare la validità e la rispondenza della documentazione, come pure il rispetto delle prescrizioni contenute nelle presenti norme.

Il Servizio Tecnico Centrale provvede ad aggiornare l'elenco della documentazione necessaria ad ottenere la qualificazione, in base ai progressi tecnici ed agli aggiornamenti normativi che dovessero successivamente intervenire.

#### **11.8.4.1 QUALIFICAZIONE DELLO STABILIMENTO**

La qualificazione dello stabilimento è il presupposto per ogni successivo riconoscimento di tipologie produttive.

La qualificazione del sistema organizzativo dello stabilimento e del processo produttivo deve essere dimostrata attraverso la presentazione di idonea documentazione, relativa alla struttura organizzativa della produzione ed al sistema di controllo in stabilimento.

Nel caso in cui gli elementi costruttivi siano prodotti in più stabilimenti, la qualificazione deve essere riferita a ciascuna unità di produzione.

#### **11.8.4.2 QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE DICHIARATA**

Tutte le ditte che procedono in stabilimento alla costruzione di manufatti prefabbricati in serie dichiarata, di cui al § 4.1.10.2.1, prima dell'inizio di una nuova produzione devono presentare apposita domanda Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tale domanda deve essere corredata da idonea documentazione, ai sensi dell'art. 58 del DPR n. 380/2001 e di quanto indicato al § 11.8.4.1.

Sulla base della documentazione tecnica presentata il Servizio Tecnico Centrale rilascerà apposito attestato, avente validità quinquennale.

Tale attestato, necessario per la produzione degli elementi, sottintende anche la qualificazione del singolo stabilimento di produzione.

L'attestato è rinnovabile su richiesta, previa presentazione di idonei elaborati relativi all'attività svolta ed ai controlli eseguiti nel quinquennio di validità.

#### **11.8.4.3 QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA**

Oltre a quanto specificato per produzione in serie dichiarata, la documentazione necessaria per la qualificazione della produzione in serie controllata dovrà comprendere la documentazione relativa alle prove a rottura su prototipo ed una relazione interpretativa dei risultati delle prove stesse.

Sulla base della documentazione tecnica presentata il Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, rilascerà il Certificato di Valutazione Tecnica, con validità quinquennale e rinnovabile su richiesta.

Tale certificato, necessario per la produzione degli elementi, sottintende anche la qualificazione del singolo stabilimento di produzione.

#### **11.8.4.4 SOSPENSIONI E REVOCHE**

È prevista la sospensione o, nei casi più gravi o di recidiva, la revoca degli attestati di qualificazione dello stabilimento e/o della produzione in serie dichiarata o controllata, ove il Servizio Tecnico Centrale accerti, in qualsiasi momento, difformità tra i documenti depositati e la produzione effettiva, ovvero la mancata ottemperanza alle prescrizioni contenute nella vigente normativa tecnica. I provvedimenti di sospensione e di revoca vengono adottati dal Servizio Tecnico Centrale.

#### **11.8.5. DOCUMENTI DI ACCOMPAGNAMENTO**

Il Direttore dei Lavori è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto riportato nel presente paragrafo.

Oltre a quanto previsto nei punti applicabili del § 11.1, ogni fornitura in cantiere di elementi costruttivi prefabbricati, sia di serie che occasionali, dovrà essere accompagnata da apposite istruzioni nelle quali vengono indicate le procedure relative alle operazioni di trasporto e montaggio degli elementi prefabbricati, ai sensi dell'art. 58 del DPR n. 380/2001, da consegnare al Direttore dei Lavori dell'opera in cui detti elementi costruttivi vengono inseriti, che ne curerà la conservazione:

Tali istruzioni dovranno almeno comprendere, di regola:

- a) i disegni d'assieme che indichino la posizione e le connessioni degli elementi nel complesso dell'opera, compreso l'elenco degli elementi forniti con relativi contrassegni;
- b) apposita relazione sulle caratteristiche dei materiali richiesti per le unioni e le eventuali opere di completamento;
- c) le istruzioni di montaggio con i necessari dati per la movimentazione, la posa e la regolazione dei manufatti;

- d) elaborati contenenti istruzioni per il corretto impiego e la manutenzione dei manufatti. Tali elaborati dovranno essere consegnati dal Direttore dei Lavori al Committente, a conclusione dell'opera;
- e) per elementi di serie qualificati, certificato di origine firmato dal fabbricante, il quale con ciò assume per i manufatti stessi le responsabilità che la legge attribuisce al costruttore, e dal Direttore Tecnico responsabile della produzione. Il certificato, che deve garantire la rispondenza del manufatto alle caratteristiche di cui alla documentazione depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, deve riportare il nominativo del progettista e copia dell'attestato di qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale;
- f) documentazione, fornita quando disponibile, attestante i risultati delle prove a compressione effettuate in stabilimento su cubi di calcestruzzo (ovvero estratto del Registro di produzione) e copia dei certificati relativi alle prove effettuate da un laboratorio incaricato ai sensi dell'art. 59 del DPR n. 380/2001; tali documenti devono essere relativi al periodo di produzione dei manufatti.

Copia del certificato d'origine dovrà essere allegato alla relazione del Direttore dei Lavori di cui all'art. 65 del DPR n. 380/2001.

Prima di procedere all'accettazione dei manufatti, il Direttore dei Lavori deve verificare che essi siano effettivamente contrassegnati, come prescritto dal § 11.8.3.4.

Il fabbricante di elementi prefabbricati deve altresì fornire al Direttore dei Lavori, e questi al Committente, gli elaborati (disegni, particolari costruttivi, ecc.) firmati dal Progettista e dal Direttore Tecnico di stabilimento, secondo le rispettive competenze, contenenti istruzioni per il corretto impiego dei singoli manufatti, esplicitando in particolare:

- g) destinazione del prodotto;
- h) requisiti fisici rilevanti in relazione alla destinazione;
- i) prestazioni statiche per manufatti di tipo strutturale;
- j) prescrizioni per le operazioni integrative o di manutenzione, necessarie per conferire o mantenere nel tempo le prestazioni e i requisiti dichiarati;
- k) tolleranze dimensionali nel caso di fornitura di componenti.

Nella documentazione di cui sopra il progettista deve indicare espressamente:

- le caratteristiche meccaniche delle sezioni, i valori delle coazioni impresse, i momenti di servizio, gli sforzi di taglio massimo, i valori dei carichi di esercizio e loro distribuzioni, il tipo di materiale protettivo contro la corrosione per gli apparecchi metallici di ancoraggio, dimensioni e caratteristiche dei cuscinetti di appoggio, indicazioni per il loro corretto impiego;
- se la sezione di un manufatto resistente deve essere completata in opera con getto integrativo, la resistenza richiesta;

la possibilità di impiego in ambiente aggressivo e le eventuali variazioni di prestazioni che ne conseguono.

#### **11.8.6. DISPOSITIVI MECCANICI DI COLLEGAMENTO**

I dispositivi meccanici che garantiscono il collegamento fra elementi prefabbricati devono essere idonei a garantire le prestazioni previste dalle presenti norme ed in particolare, in presenza di azioni sismiche, al § 7.4.5.2.

Ai suddetti dispositivi meccanici, si applica quanto riportato ai punti A) o C) del §11.1.

## 11.9. DISPOSITIVI ANTISISMICI E DI CONTROLLO DI VIBRAZIONI

Per dispositivi antisismici e di controllo delle vibrazioni si intendono gli elementi che contribuiscono a modificare la risposta sismica, o in generale dinamica, di una struttura, ad esempio incrementandone il periodo fondamentale, modificando la forma dei modi di vibrare fondamentali, incrementando la dissipazione di energia, limitando la forza trasmessa alla struttura e/o introducendo vincoli permanenti o temporanei che migliorano la risposta sismica o dinamica.

Tutti i dispositivi devono avere una vita di servizio maggiore di 10 anni nel campo di temperatura di riferimento indicato nelle specifiche tecniche applicabili a ciascun dispositivo. In assenza di indicazioni riportate nelle suddette specifiche tecniche il campo di temperatura di riferimento deve essere almeno compreso fra  $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$  e  $+45\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Per opere particolari, per le quali le temperature prevedibili non rientrano nel suddetto intervallo, potrà farsi riferimento a campi di temperatura diversi da quello sopra citato; per dispositivi operanti in luoghi protetti, si può assumere un campo di temperatura ridotto in relazione ai valori estremi di temperatura ambientale.

Devono essere previsti piani di manutenzione e di sostituzione allo scadere della vita di servizio, senza significativi effetti sull'uso delle strutture in cui sono installati.

Nei casi in cui si applica la norma europea armonizzata UNI EN 15129, le grandezze di riferimento ivi citate andranno desunte da quanto prescritto nelle presenti Norme Tecniche per le Costruzioni; in particolare si intende per  $d_{bd}$  lo spostamento valutato per un terremoto riferito allo SLV, e per  $\gamma_x \cdot d_{bd}$  lo spostamento valutato per un terremoto riferito allo SLC ( $d_{bd}$  e  $\gamma_x$  sono i simboli utilizzati nella UNI EN 15129 rispettivamente per lo spostamento di progetto di un dispositivo e per il fattore di amplificazione di al § 4.1.2 della stessa UNI EN 15129).

### 11.9.1. TIPOLOGIE DI DISPOSITIVI

In generale, ai fini della presente norma, si possono individuare le seguenti tipologie di dispositivi:

**DISPOSITIVI DI VINCOLO TEMPORANEO:** questi dispositivi sono utilizzati per obbligare i movimenti in uno o più direzioni secondo modalità differenziate a seconda del tipo e dell'entità dell'azione. Si distinguono in:

*Dispositivi di vincolo del tipo "a fusibile":* caratterizzati dall'impedire i movimenti relativi fra le parti collegate sino al raggiungimento di una soglia di forza oltre la quale, al superamento della stessa, consentono tutti i movimenti. Abitualmente sono utilizzati per escludere il sistema di protezione sismica nelle condizioni di servizio, consentendone il libero funzionamento durante il terremoto di progetto, senza modificarne il comportamento.

*Dispositivi (dinamici) di vincolo provvisorio:* caratterizzati dalla capacità di solidarizzare gli elementi che collegano, in presenza di movimenti relativi rapidi, quali quelli sismici, e di lasciarli liberi, o quasi, in presenza di movimenti relativi lenti imposti o dovuti ad effetti termici.

**DISPOSITIVI DIPENDENTI DALLO SPOSTAMENTO,** a loro volta suddivisi in:

*Dispositivi a comportamento lineare o "Lineari":* caratterizzati da un legame forza-spostamento sostanzialmente lineare, fino ad un dato livello di spostamento, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti e sostanzialmente indipendente dalla velocità; nella fase di scarico non devono mostrare spostamenti residui significativi.

*Dispositivi a comportamento non lineare o "Non Lineari":* caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti e sostanzialmente indipendente dalla velocità.

**DISPOSITIVI DIPENDENTI DALLA VELOCITÀ** detti anche *Dispositivi a comportamento viscoso* o "*Viscosi*": caratterizzati dalla dipendenza della forza soltanto dalla velocità o da velocità e spostamento contemporaneamente; il loro funzionamento è basato sulle forze di reazione causate dal flusso di un fluido viscoso attraverso orifici o sistemi di valvole.

**DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO** o "*Isolatori*": svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con elevata rigidità in direzione verticale e bassa rigidità o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. A tale funzione possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici). Essendo fondamentalmente degli apparecchi di appoggio, essi debbono rispettare le relative norme per garantire la loro piena funzionalità rispetto alle azioni di servizio.

In generale, ai fini della presente norma, si possono individuare le seguenti tipologie di isolatori:

*Isolatori elastomerici:* costituiti da strati alternati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) e di acciaio, quest'ultimo con funzione di confinamento dell'elastomero, risultano fortemente deformabili per carichi paralleli alla giacitura degli strati (carichi orizzontali).

*Isolatori a scorrimento:* costituiti da appoggi a scorrimento, con superficie piana o curva, caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito.

**DISPOSITIVI** costituiti da una COMBINAZIONE DELLE PRECEDENTI CATEGORIE.

### 11.9.2. PROCEDURA DI QUALIFICAZIONE

I dispositivi antisismici, per i quali si applica quanto specificato al punto A) del § 11.1, devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 15129 e recare la Marcatura CE. Si applica il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione previsto nella suddetta norma europea armonizzata per le applicazioni critiche.

Nel caso di dispositivi antisismici non ricadenti, o non completamente ricadenti, nel campo di applicazione della norma europea armonizzata UNI EN 15129, si applica il caso C) del §11.1.

In aggiunta a quanto previsto ai punti A) o C) del § 11.1, ogni fornitura deve essere accompagnata da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera e la manutenzione.

Le procedure di qualificazione hanno lo scopo di dimostrare che il dispositivo è in grado di mantenere la propria funzionalità nelle condizioni d'uso previste durante tutta la vita di progetto.

### 11.9.3. PROCEDURA DI ACCETTAZIONE

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori per tutte le tipologie di dispositivi e sono demandati al Direttore dei Lavori il quale, prima della messa in opera, è tenuto ad accertare e a verificare la prescritta documentazione di qualificazione, e a rifiutare le eventuali forniture non conformi. Il Direttore dei Lavori dovrà inoltre effettuare la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali, nonché le prove di accettazione di seguito specificate.

Le prove di accettazione devono essere eseguite e certificate da un Laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, dotato di adeguata competenza, attrezzatura ed organizzazione.

Per i dispositivi rientranti nel campo di applicazione della norma europea armonizzata UNI EN 15129, le metodologie per le prove di accettazione ed i relativi criteri di valutazione, ove non diversamente specificato nel seguito, sono quelli indicati, per ciascun tipo di dispositivo, nella suddetta norma europea armonizzata con riferimento alle prove di Controllo di Produzione in Fabbrica (*Factory Production Control tests*). Il numero dei dispositivi da sottoporre a prove di accettazione è di seguito specificato per ciascun tipo di dispositivo.

E' possibile impiegare, ai fini delle prove di accettazione, le prove di Controllo di Produzione in Fabbrica effettuate nell'ambito del mantenimento della qualificazione dei dispositivi stessi ai sensi della norma europea sopra detta, nel numero che la stessa norma prevede, a condizione che:

- il campionamento dei dispositivi sia stato effettuato, sui lotti destinati allo specifico cantiere, dal Direttore dei Lavori del cantiere stesso;
- le prove siano eseguite e certificate da un Laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, dotato di adeguata competenza, attrezzatura ed organizzazione.
- I suddetti certificati riportino esplicitamente l'indicazione del o dei cantieri ove viene utilizzata la fornitura.

Per dispositivi non ricadenti nel campo di applicazione della norma europea armonizzata UNI EN 15129 le prove di accettazione, che rimangono obbligatorie, saranno eseguite secondo le modalità e con i criteri di valutazione riportate nelle specifiche tecniche europee, oppure nella Certificazione di valutazione tecnica, di riferimento.

Qualora i risultati dei controlli di accettazione non risultassero soddisfacenti, il Direttore dei lavori rifiuta la fornitura.

I dispositivi sottoposti a prove di qualificazione o di accettazione potranno essere utilizzati nella costruzione solo se gli elementi sollecitati in campo non lineare vengono sostituiti o se la loro resistenza alla fatica oligociclica è almeno di un ordine di grandezza superiore al numero dei cicli delle prove, e comunque previo accertamento della loro perfetta integrità e piena funzionalità a seguito delle prove, da accertare attraverso la successiva effettuazione delle prove di accettazione ed il controllo dei relativi parametri di verifica.

### 11.9.4. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO LINEARE

Il comportamento dei dispositivi a comportamento lineare è definito tramite la rigidità equivalente  $K_e$  e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_e$ , che devono rispettare le limitazioni

$$\xi_e < 15\% \quad [11.9.1]$$

$$|K_e - K_{in}| / K_{in} < 20\% \quad [11.9.2]$$

essendo  $K_{in}$  la rigidità iniziale valutata come rigidità secante tra i valori corrispondenti al 10% ed il 20% della forza di progetto.

Per assicurare un comportamento ciclico stabile, le variazioni in una serie di cicli di carico riferiti allo stesso spostamento massimo devono essere limitate nel modo seguente:

$$|K_{e,(i)} - K_{e,(3)}| / K_{e,(3)} \leq 10\% \quad [11.9.3]$$

$$|\xi_{e,(i)} - \xi_{e,(3)}| / \xi_{e,(3)} \leq 10\% \quad [11.9.4]$$

dove il pedice "(3)" si riferisce a quantità determinate nel terzo ciclo di carico ed il pedice "(i)" si riferisce a quantità relative all'i-esimo ciclo, escluso il primo ( $i \geq 2$ ).

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o le normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tab. 11.9.I

Le variazioni devono essere valutate con riferimento al 3° ciclo di prova.

Tab. 11.9.I

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
$K_e$	$\pm 15\%$	$\pm 20\%$	$\pm 40\%$	$\pm 10\%$
$\xi_e$	$\pm 15\%$	$\pm 15\%$	$\pm 15\%$	$\pm 10\%$

#### 11.9.4.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.

Su almeno un dispositivo verrà anche condotta una prova "quasi statica", imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a  $\pm d_2$ .

Qualora il dispositivo abbia caratteristiche costruttive analoghe a quelle di un isolatore elastomerico ne sia geometricamente simile e sia soggetto ad azione tagliante, senza però svolgere funzione portante dei carichi verticali, le prove di accettazione dovranno essere condotte secondo le modalità e numerosità previste per le prove su isolatori elastomerici, ma con la seguente variante:

- caratterizzazione dei dispositivi in assenza di carico iniziale, riproducendo le condizioni di vincolo sulle facce, superiori ed inferiori del dispositivo in opera.

#### 11.9.5. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE

I dispositivi a comportamento non lineare possono realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione di energia, con riduzione o incremento della rigidità al crescere dello spostamento, con o senza spostamenti residui all'azzeramento della forza. Nel seguito si tratteranno dispositivi caratterizzati da una riduzione della rigidità, ma con forza sempre crescente, al crescere dello spostamento, i cui diagrammi forza-spostamento sono sostanzialmente indipendenti dalla velocità di percorrenza e possono essere schematizzati come nella Fig. 11.9.1.

I dispositivi a comportamento non lineare sono costituiti da elementi base che ne determinano le caratteristiche meccaniche fondamentali ai fini della loro utilizzazione

Il loro comportamento è individuato dalla curva caratteristica che lega la forza trasmessa dal dispositivo al corrispondente spostamento; tali curve caratteristiche sono, in generale, schematizzabili con delle relazioni bilineari definite imponendo il passaggio per il punto di coordinate  $(F_1, d_1)$ , corrispondente al limite teorico del comportamento elastico lineare del dispositivo, e per il punto di coordinate  $(F_2, d_2)$ , corrispondente alla condizione di progetto allo SLC.

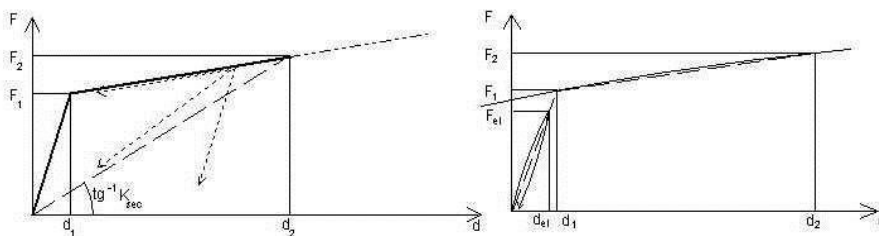


Fig. 11.9.1 - Diagrammi forza - spostamento per dispositivi non lineari

Il ciclo bilineare teorico è definito dai seguenti parametri:

$d_{el}$  = spostamento nel primo ramo di carico in una prova sperimentale entro il quale il comportamento è sostanzialmente lineare. In generale può assumersi un valore pari a  $d_2/20$ ;

$F_{el}$  = Forza corrispondente a  $d_{el}$ , nel ramo di carico iniziale sperimentale.

$d_1$  = ascissa del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto  $(d_{el}, F_{el})$  e la linea retta congiungente i punti  $(d_2/4, F(d_2/4))$  e  $(d_2, F_2)$  nel terzo ciclo della prova sperimentale;

$F_1$  = ordinata del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto  $(d_{el}, F_{el})$  e la linea retta congiungente i punti  $(d_2/4, F(d_2/4))$  e  $(d_2, F_2)$  nel terzo ciclo della prova sperimentale;

$d_2$  = spostamento massimo di progetto del dispositivo corrispondente allo SLC;

$F_2$  = forza corrispondente allo spostamento  $d_2$ , ottenuta al terzo ciclo sperimentale.

Le rigidità elastiche e post-elastica, rispettivamente del primo ramo e del secondo ramo, vengono definite come:  $K_1 = F_1/d_1$ ;  $K_2 = (F_2 - F_1)/(d_2 - d_1)$ , mentre la rigidità secante è data da  $K_{sec} = F_2/d_2$  e lo smorzamento equivalente è  $\xi_e = E_d/(2\pi \cdot F_2 \cdot d_2)$  essendo  $E_d$  l'area del ciclo d'isteresi.

Per assicurare un comportamento ciclico stabile, le variazioni in una serie di cicli di carico riferiti allo stesso spostamento massimo devono essere limitate nel modo seguente:

$$\left| K_{2,(i)} - K_{2,(3)} \right| / K_{2,(3)} \leq 10\% \quad [11.9.5]$$

$$\left| \xi_{e,(i)} - \xi_{e,(3)} \right| / \xi_{e,(3)} \leq 10\% \quad [11.9.6]$$

dove il pedice "(3)" si riferisce a quantità determinate nel terzo ciclo di carico ed il pedice "(i)" si riferisce a quantità relative all'i-esimo ciclo, escluso il primo ( $i \geq 2$ ).

Il ciclo teorico che eventualmente si assume per l'esecuzione delle analisi non lineari per la progettazione della struttura, completato dei rami di scarico e ricarico coerenti con il comportamento reale, deve essere tale che l'energia dissipata in un ciclo non differisca di più del 10% dall'energia dissipata nel terzo ciclo di carico della prova sperimentale.

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tab. 11.9.II.

Le variazioni devono essere valutate con riferimento al 3° ciclo di prova.

Tab. 11.9.II

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova <sup>(1)</sup>
$K_2$	±15%	±20%	±20%	±10%
$K_{sec}$	±15%	±20%	±40%	±10%
$\xi_e$	±10%	±15%	±15%	±10%

<sup>(1)</sup> Valori ottenuti o dichiarati con riferimento alle stesse frequenze delle prove di qualificazione.

Quando il rapporto d'incrudimento risulta  $K_2/K_1 \leq 0,05$ , il limite su  $K_2$  viene sostituito dal limite sulla variazione di  $K_2/K_1$  che deve differire meno di 0,01 dal valore di progetto.

### 11.9.5.3 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Si applica quanto previsto al § 11.9.4.1 per i dispositivi lineari.

### 11.9.6. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO

I dispositivi a comportamento viscoso trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile nei confronti delle azioni verticali. Essi sono caratterizzati da un valore della forza proporzionale a  $v^\alpha$ , e pertanto non contribuiscono significativamente alla rigidezza del sistema. La relazione forza spostamento di un dispositivo viscoso, per una legge sinusoidale dello spostamento, è riportata in Fig. 11.9.2. La forma del ciclo è ellittica per  $\alpha=1$ .

Il loro comportamento è caratterizzato dalla massima forza sviluppata  $F_{max}$  e dall'energia dissipata  $E_d$  in un ciclo, per una prefissata ampiezza e frequenza, ossia dalle costanti C e  $\alpha$ .

Per assicurare un comportamento ciclico stabile, le variazioni dell'energia dissipata  $E_d$  in una serie di cicli di carico riferiti a stessa velocità e spostamento massimi devono essere limitate nel modo seguente:

$$\left| E_{d(i)} - E_{d(3)} \right| / E_{d(3)} \leq 10\% \quad [11.9.7]$$

dove il pedice "(3)" si riferisce a quantità determinate nel terzo ciclo di carico ed il pedice "(i)" si riferisce a quantità relative all'i-esimo ciclo, escluso il primo ( $i \geq 2$ ).

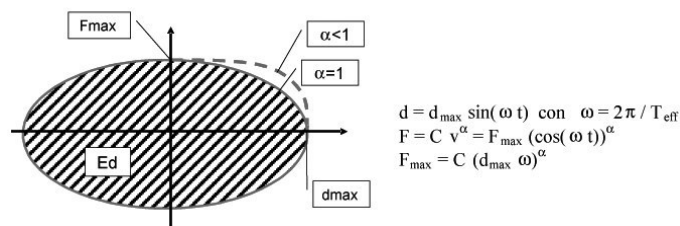


Fig. 11.9.2 – Dispositivi a comportamento viscoso

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tab. 11.9.III, tenendo conto dei rapporti di scala tra i dispositivi sottoposti a prove di qualificazione e quelli reali.

Tab. 11.9.III

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
$F_{max}$	±15%	±5%	±5%	±10%
$E_d$	-15%	-5%	-5%	±10%

Per tener conto di possibili valori di velocità superiori a quelli di progetto, la forza massima di progetto del dispositivo va amplificata con un fattore di affidabilità  $\gamma_v$  dato da

$$\gamma_v = (1+t_d) \cdot (1,5)^\alpha \quad [11.9.8]$$

in cui  $t_d$  è la tolleranza sulla forza di progetto fornita dal fabbricante, comprensiva della variabilità per effetto della temperatura, e  $\alpha$  è l'esponente delle legge costitutiva.

Il dispositivo deve possedere due cerniere sferiche alle estremità onde evitare effetti di trafileamento e deterioramento delle guarnizioni, e la capacità rotazionale deve essere valutata tenendo conto dei carichi che interesseranno la struttura nel corso della vita, degli effetti del sisma e dei disallineamenti di montaggio. In ogni caso la rotazione consentita dalle cerniere non deve essere inferiore ai 2 gradi sessagesimali.

I dispositivi devono essere progettati in modo da evitare snervamenti sotto l'applicazione dei carichi di servizio e rotture sotto le condizioni di collasso. Devono essere inoltre in grado di sopportare le accelerazioni laterali risultanti dalle analisi sismiche strutturali allo SLC e, in assenza di tale valutazione, devono resistere ad una forza minima trasversale pari ad almeno due volte il peso proprio del dispositivo. Il progetto e la costruzione del dispositivo devono consentire la manutenzione nel corso della vita utile ed evitare che fenomeni di instabilità interessino gli steli, nelle condizioni di massima estensione ed in riferimento alla configurazione di messa in opera

#### 11.9.6.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.

#### 11.9.7. ISOLATORI ELASTOMERICI

Gli isolatori debbono avere pianta con due assi di simmetria ortogonali, così da presentare un comportamento il più possibile indipendente dalla direzione della azione orizzontale agente. Ai fini della determinazione degli effetti di azioni perpendicolari agli strati, le loro dimensioni utili debbono essere riferite alle dimensioni delle piastre in acciaio, depurate di eventuali fori, mentre per gli effetti delle azioni parallele alla giacitura degli strati si considererà la sezione intera dello strato di gomma.

Le piastre di acciaio devono essere conformi a quanto previsto nelle norme per gli apparecchi di appoggio, con un allungamento minimo a rottura del 18% e spessore minimo pari a 2 mm per le piastre interne e a 20 mm per le piastre esterne.

Si definiscono due fattori di forma:

$S_1$  fattore di forma primario, rapporto tra la superficie  $A'$  comune al singolo strato di elastomero ed alla singola piastra d'acciaio, depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente), e la superficie laterale libera  $L$  del singolo strato di elastomero, maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente) ossia  $S_1 = A'/L$ ;

$S_2$  fattore di forma secondario, rapporto tra la dimensione in pianta  $D$  della singola piastra in acciaio, parallelamente all'azione orizzontale agente, e lo spessore totale  $t_e$  degli strati di elastomero ossia  $S_2 = D/t_e$ .

Gli isolatori in materiale elastomerico ed acciaio sono individuati attraverso le loro curve caratteristiche forza -spostamento, generalmente non lineari, tramite i due parametri sintetici: la rigidità equivalente  $K_e$ , il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_e$ .

La rigidità equivalente  $K_e$ , relativa ad un ciclo di carico, è definita come rapporto tra la forza  $F$  corrispondente allo spostamento massimo  $d$  raggiunto in quel ciclo e lo stesso spostamento ( $K_e = F/d$ ) e si valuta come prodotto del modulo dinamico equivalente a taglio  $G_{din}$  per  $A/t_e$ .

Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_e$  si definisce come rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo completo di carico  $E_d$  e  $2\pi Fd$ , ossia  $\xi_e = E_d/(2\pi Fd)$ .

La rigidità verticale  $K_v$  è definita come rapporto tra la forza verticale di progetto  $F_v$  e lo spostamento verticale  $d_v$  ( $K_v = F_v/d_v$ ).

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tab. 11.9.IV.

Le variazioni devono essere valutate con riferimento al 3° ciclo di prova. Le frequenze di prova per valutare le variazioni delle caratteristiche meccaniche sono 0,1Hz e 0,5Hz.

Tab. 11.9.IV

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
$K_e$	±20%	±20%	±20%	±20%
$K_v$	-30%	-	-	-
$\xi_e$	±20%	±20%	±20%	±20%

Le variazioni dovute al carico verticale, valutate come differenza tra i valori corrispondenti al carico verticale massimo ed a quello minimo, non dovranno superare il 15% del valore di progetto.

#### 11.9.7.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.

### 11.9.8. ISOLATORI A SCORRIMENTO

Gli isolatori a scorrimento devono essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a  $d_2$ , almeno 5 cicli di carico e scarico. I cicli si riterranno favorevolmente sopportati se il coefficiente d'attrito ( $f$ ), nei cicli successivi al primo, non varierà di più del 25% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia

$$|f_{(i)} - f_{(3)}| / f_{(3)} \leq 0,25, \quad [11.9.9]$$

avendo contrassegnato con il pedice "(i)" le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice "(3)" le caratteristiche valutate al terzo ciclo. Detto  $d_{dc}$  lo spostamento massimo di progetto del centro di rigidità del sistema d'isolamento, corrispondente allo SLC, qualora l'incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra  $0,5 d_{dc}$  e  $d_{dc}$  sia inferiore all' 1,25% del peso totale della sovrastruttura, gli isolatori a scorrimento debbono essere in grado di garantire la loro funzione di appoggio fino a spostamenti pari ad  $1,25 d_2$ .

#### 11.9.8.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione, devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.

Qualora gli isolatori fossero dotati di elementi o meccanismi supplementari atti a migliorarne le prestazioni sismiche, su almeno un dispositivo completo di tali parti supplementari verrà anche condotta una prova "quasi statica", imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a  $\pm d_2$ . Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

### 11.9.9. DISPOSITIVI A VINCOLO RIGIDO DEL TIPO A "FUSIBILE"

I dispositivi a fusibile sono classificabili in due categorie: di tipo meccanico, quando lo svincolo è determinato dal rilascio di fermi sacrificali, o di tipo idraulico, quando lo svincolo è governato dall'apertura di una valvola di sovrappressione.

#### 11.9.9.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione sui dispositivi saranno effettuate con le modalità di seguito indicate, e si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il  $\pm 10\%$ .

- misura della geometria esterna, con tolleranza di  $\pm 10\%$  sugli spessori e  $\pm 5\%$  sulle lunghezze, per i componenti determinanti ai fini del comportamento.
- Valutazione della capacità di sostenere almeno 3 cicli monotonici con carico massimo impresso pari al valore di progetto di servizio, con una tolleranza del  $+10\%$ , in assenza di snervamenti o rotture.
- Valutazione della forza di rilascio, sottoponendo il campione ad un carico monotonicamente sino al raggiungimento della rottura del fusibile (forza di rilascio). La tolleranza, rispetto al valore di progetto, deve essere definita dal progettista e, in assenza di tale valutazione, è pari a  $\pm 15\%$ .

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera. Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

### 11.9.10. DISPOSITIVI (DINAMICI) DI VINCOLO PROVVISORIO

La corsa disponibile deve essere funzione dello spostamento di progetto non sismico, derivanti da azioni lente, quali effetti termici, ritiro, viscosità e da qualsiasi altro spostamento relativo che può interessare le parti che il dispositivo connette, incluso lo spostamento dovuto alla comprimibilità del fluido in presenza di azione sismica. In ogni caso, la corsa non deve essere minore di  $\pm 50$  mm per i ponti e  $\pm 25$  mm per gli edifici.

Il dispositivo deve possedere due cerniere sferiche alle estremità onde evitare effetti di trafileamento e deterioramento delle guarnizioni, e la capacità rotazionale deve essere valutata tenendo conto dei carichi che interesseranno la struttura nel corso della vita, degli effetti del sisma e dei disallineamenti di montaggio. In ogni caso la rotazione consentita dalle cerniere non deve essere inferiore ai 2 gradi.

I dispositivi devono essere progettati in modo da evitare snervamenti sotto l'applicazione dei carichi di servizio e rotture sotto le condizioni di collasso. Devono essere inoltre in grado di sopportare le accelerazioni laterali risultanti dalle analisi sismiche strutturali allo SLC e, in assenza di tale valutazione, devono resistere ad una forza minima pari ad almeno due volte il peso proprio



del dispositivo. Il progetto e la costruzione del dispositivo devono consentire la manutenzione nel corso della vita utile ed evitare che fenomeni di instabilità interessino gli steli, nelle condizioni di massima estensione ed in riferimento alla configurazione di messa in opera.

Il fattore di sicurezza nei confronti delle sovrappressioni, rispetto alle condizioni di progetto sismico allo SLC deve essere pari ad 1,5, salvo che per i dispositivi dotati di sistema di protezione dal sovraccarico incorporato, per i quali il sistema deve attivarsi per una forza minore del 110% della forza di progetto ed il fattore di sicurezza deve essere assunto almeno pari ad 1.1.

La velocità di attivazione dei dispositivi, tipicamente, è compresa tra 0,5 mm/s e 5 mm/s, ovvero per valori decisamente maggiori di 0,01 mm/s.

#### **11.9.10.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI**

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera. Il dispositivo potrà essere utilizzato nella costruzione, salvo verifica della sua perfetta integrità al termine delle prove.

Per le prove di accettazione per le quali non ci si avvalga delle prove di controllo di produzione in fabbrica, la prova di “sovrappressione” è effettuata secondo la valutazione del comportamento rispetto ad un sovraccarico, accertando che il dispositivo attivi il meccanismo di protezione dalle sovrappressioni per una forza minore ad 1,5 volte quella di progetto, se dotato di meccanismo di protezione interno, o che non subisca né perdite di fluido né alcun danno al sistema, se ne è sprovvisto, sotto l'applicazione della storia di carico seguente:

- a)* Raggiungimento del carico di progetto in meno di 0,5 secondi e mantenimento costante dello stesso per un tempo stabilito dal progettista e, comunque, per almeno 5 secondi;
- b)* Inversione del carico in meno di 1 secondo e mantenimento costante dello stesso per un tempo stabilito dal progettista e, comunque, per almeno 5 secondi.

## 11.10. MURATURA PORTANTE

### 11.10.1. ELEMENTI PER MURATURA

Gli elementi per muratura portante devono essere conformi alla pertinente norma europea armonizzata della serie UNI EN 771 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE, secondo il sistema valutazione e verifica della costanza della prestazione indicato nella seguente tabella.

Tab. 11.10.I

Specifica Tecnica Europea di riferimento	Categoria	Sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione
Specifica per elementi per muratura - Elementi per muratura di laterizio, silicato di calcio, in calcestruzzo vibrocompreso (aggregati pesanti e leggeri), calcestruzzo aerato autoclavato, pietra agglomerata, pietra naturale UNI EN 771-1, 771-2, 771-3, 771-4, 771-5, 771-6	Categoria I	2+
	Categoria II	4

Come più precisamente specificato nelle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771, gli elementi di categoria I hanno una resistenza alla compressione dichiarata, determinata tramite il valore medio o il valore caratteristico, e una probabilità di insuccesso nel raggiungerla non maggiore del 5%. Gli elementi di categoria II non soddisfano questo requisito.

L'uso di elementi per muratura portante di Categoria I e II è subordinato all'adozione, nella valutazione della resistenza di progetto, del corrispondente coefficiente di sicurezza  $\gamma_M$  riportato nel relativo paragrafo 4.5.6.

#### 11.10.1.1 PROVE DI ACCETTAZIONE

Oltre a quanto previsto al punto A del §11.1, il Direttore dei Lavori è tenuto a far eseguire ulteriori prove di accettazione sugli elementi per muratura portante pervenuti in cantiere secondo le metodologie di prova indicate nelle citate norme europee armonizzate.

Le prove di accettazione su materiali di cui al presente paragrafo sono obbligatorie per i soli elementi che costituiscono muratura portante e devono essere eseguite e certificate presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

##### 11.10.1.1.1 Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali

Il controllo di accettazione in cantiere ha lo scopo di accertare se gli elementi da mettere in opera abbiano le caratteristiche dichiarate dal fabbricante.

Nel caso in cui il fabbricante abbia dichiarato la resistenza media, il controllo sarà effettuato su almeno un campione per ogni 350 m<sup>3</sup> di fornitura per elementi di Categoria II, e per ogni 650 m<sup>3</sup> per elementi di Categoria I. Ogni campione sarà costituito da  $n$  elementi ( $n \geq 6$ ) da sottoporre a prova di compressione. Per ogni campione siano  $f_1, f_2, \dots, f_n$  le resistenze a compressione degli elementi con  $f_1 < f_2 < \dots < f_n$ ; il controllo sul campione si considera positivo se risultino verificate entrambe le disuguaglianze:

$$(f_1 + f_2 + \dots + f_n)/n \geq f_{bm} \quad [11.10.1]$$

$$f_1 \geq 0,80 f_{bm} \quad [11.10.2]$$

dove  $f_{bm}$  è la resistenza media a compressione dichiarata dal fabbricante.

Nel caso in cui il fabbricante non abbia dichiarato la resistenza media ma abbia dichiarato la sola resistenza caratteristica, il controllo di accettazione in cantiere sarà effettuato su almeno un campione per ogni 350 m<sup>3</sup> di fornitura per elementi di Categoria II, innalzabili a 650 m<sup>3</sup> per elementi di Categoria I. Per ogni campione, siano  $f_1, f_2, \dots, f_6$  la resistenza a compressione dei sei elementi con  $f_1 < f_2 < \dots < f_6$ , il controllo si considera effettuato con esito positivo se risulta verificata la seguente disuguaglianza:  $f_1 \geq f_{bk}$ , dove  $f_{bk}$  è la resistenza caratteristica a compressione dichiarata dal fabbricante.

Al Direttore dei Lavori spetta comunque l'obbligo di curare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove ai laboratori siano effettivamente quelli prelevati in cantiere con indicazioni precise sulla fornitura e sulla posizione che nella muratura occupa la fornitura medesima.

Le modalità di prova sono riportate nella UNI EN 772-1:2011.

### 11.10.2. MALTE PER MURATURA

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite mediante la sua resistenza media a compressione  $f_m$ .

La classe di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M seguita da un numero che indica la resistenza  $f_m$  espressa in  $N/mm^2$  secondo la Tab. 11.10.II. Per l'impiego in muratura portante non sono ammesse malte con resistenza  $f_m < 2,5 N/mm^2$ .

Per garantire la durabilità è necessario che i componenti la miscela rispondano ai requisiti contenuti nelle norme UNI EN 1008:2003 (acqua di impasto), nelle norme europee armonizzate UNI EN 13139 (aggregati per malta) e UNI EN 13055-1 (aggregati leggeri).

Le malte possono essere prodotte in fabbrica oppure prodotte in cantiere mediante la miscelazione di sabbia, acqua ed altri componenti leganti.

Le malte per muratura prodotte in fabbrica devono essere specificate o come malte a prestazione garantita oppure come malte a composizione prescritta.

La composizione delle malte per muratura prodotte in cantiere deve essere definita dalle specifiche del progetto.

#### 11.10.2.1 MALTE A PRESTAZIONE GARANTITA

La malta a prestazione garantita deve essere specificata per mezzo della classe di resistenza a compressione con riferimento alla classificazione riportata nella tabella 11.10.II.

**Tab. 11.10.II - Classi di malte a prestazione garantita**

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione $N/mm^2$	2,5	5	10	15	20	d

d è una resistenza a compressione maggiore di  $25 N/mm^2$  dichiarata dal fabbricante

Le modalità per la determinazione della resistenza a compressione delle malte sono riportate nella UNI EN 1015-11:2007.

La malta per muratura portante deve garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche e deve essere conforme alla norma europea armonizzata UNI EN 998-2 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE, secondo il sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione indicato nella seguente Tab. 11.10.III.

**Tab. 11.10.III**

Specifica Tecnica Europea di Riferimento	Uso Previsto	Sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali	2+

#### 11.10.2.2 MALTE A COMPOSIZIONE PRESCRITTA

Per le malte a composizione prescritta le proporzioni di composizione in volume o in massa di tutti i costituenti devono essere dichiarate dal fabbricante.

La resistenza meccanica dovrà essere verificata mediante prove sperimentali svolte in accordo con le UNI EN 1015-11:2007.

Le malte a composizione prescritta devono inoltre rispettare le indicazioni riportate nella norma europea armonizzata UNI EN 998-2 secondo il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione indicato nella tabella 11.10.IV.

**Tab. 11.10.IV**

Specifica Tecnica Europea di Riferimento	Uso Previsto	Sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali e non	4

Per le composizioni in volume descritte nella tabella 11.10.V è possibile associare la classe di resistenza specificata.

**Tab. 11.10.V - Corrispondenza tra classi di resistenza e composizione in volume delle malte**

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	–	–	1	3	–
M 2,5	Pozzolonica	–	1	–	–	3
M 2,5	Bastarda	1	–	2	9	–
M 5	Bastarda	1	–	1	5	–

M 8	Cementizia	2	-	1	8	-
M 12	Cementizia	1	-	-	3	-

### 11.10.2.3 MALTE PRODOTTE IN CANTIERE

Nel caso di malte prodotte in cantiere, le miscele andranno calibrate in funzione delle specifiche di progetto. Le malte devono garantire prestazioni adeguate al loro impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche.

### 11.10.2.4 PROVE DI ACCETTAZIONE

Le prove di accettazione sulle malte ad uso strutturale mirano a verificare che la resistenza della malta rispetti i valori di progetto assunti e specificati dal progettista.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

Il Direttore dei Lavori deve far eseguire prove di accettazione sulle malte, secondo quanto di seguito indicato.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e prevede il campionamento di almeno 3 provini prismatici 40 x 40 x 160 mm ogni 350 m<sup>3</sup> di muratura realizzata con la stessa miscela nel caso di malte a composizione prescritta o prodotte in cantiere, oppure ogni 700 m<sup>3</sup> di muratura realizzata con la stessa miscela nel caso di malte a prestazione garantita, da sottoporre a flessione, e quindi a compressione sulle 6 metà risultanti, secondo quanto indicato nella norma UNI EN 1015-11:2007. Il valore medio delle resistenze a compressione misurate deve risultare maggiore o uguale del valore di progetto.

## 11.10.3. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA

### 11.10.3.1 RESISTENZA A COMPRESSIONE

#### 11.10.3.1.1 Determinazione sperimentale della resistenza a compressione

La resistenza caratteristica sperimentale a compressione si determina su  $n$  muretti ( $n \geq 6$ ), secondo la procedura descritta nella norma UNI EN 1052-1:2001.

La determinazione della resistenza caratteristica deve essere completata con la verifica dei materiali, da condursi come segue:

- malta: n. 3 provini prismatici 40 x 40 x 160 mm da sottoporre a flessione, e quindi a compressione sulle 6 metà risultanti, secondo la norma UNI EN 1015-11:2007;
- elementi resistenti: n. 10 elementi da sottoporre a compressione con direzione del carico normale al letto di posa, secondo la norma europea armonizzata UNI EN 772-1.

#### 11.10.3.1.2 Stima della resistenza a compressione

In sede di progetto, per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni il valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura  $f_k$  può essere dedotto dalla resistenza caratteristica a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta tramite la Tab. 11.10.VI. Ai fini dell'uso di tale tabella, nel caso la resistenza a compressione degli elementi sia dichiarata mediante il suo valore medio  $f_{bm}$ , in assenza di una determinazione sperimentale diretta, la resistenza caratteristica dell'elemento  $f_{bk}$  può essere stimata mediante la relazione  $f_{bk} = 0,8 f_{bm}$ . La validità della tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tab. 11.10.VI - Valori di  $f_k$  per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento N/mm <sup>2</sup>	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-

Nel caso di murature costituite da elementi naturali si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento  $f_{bk}$  pari a:

$$f_{bk} = 0.75 f_{bm} \quad [11.10.3]$$

dove  $f_{bm}$  rappresenta la resistenza media a compressione degli elementi in pietra squadrata.

Il valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura  $f_k$  può essere dedotto dalla resistenza caratteristica a compressione degli elementi  $f_{bk}$  e dalla classe di appartenenza della malta tramite la seguente Tab. 11.10.VII.

**Tab. 11.10.VII** - Valori di  $f_k$  per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
≥ 40,0	14,3	12,0	10,4	-

Anche in questo caso, per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

In alternativa alla determinazione sperimentale della resistenza a compressione, per la stima della resistenza caratteristica a compressione della muratura in elementi artificiali e naturali, è anche possibile fare riferimento a quanto riportato al § 3.6 della norma UNI EN 1996-1-1:2013, integrata dalla relativa Appendice Nazionale. Per la determinazione della resistenza normalizzata del blocco  $f_b$  a cui queste norme si riferiscono, qualora essa non sia dichiarata dal fabbricante, si utilizzano i fattori di conversione della resistenza alla compressione media del blocco contenuti nella appendice A della UNI EN 772-1.

### 11.10.3.2 RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO IN ASSENZA DI TENSIONI NORMALI

#### 11.10.3.2.1 Determinazione sperimentale della resistenza a taglio

La resistenza caratteristica sperimentale a taglio si determina su  $n$  campioni ( $n \geq 6$ ), seguendo sia, per la confezione che per la prova, le modalità indicate nella norma UNI EN 1052-3:2007 e, per quanto applicabile, UNI EN 1052-4:2001. In alternativa, la resistenza caratteristica a taglio può essere valutata con prove di compressione diagonale su  $n$  campioni di muratura ( $n \geq 6$ ) seguendo, sia per la confezione che per la prova, le modalità indicate in normative di comprovata validità.

#### 11.10.3.2.2 Stima della resistenza a taglio

In sede di progetto, per le murature formate da elementi artificiali ovvero in pietra naturale squadrata, il valore di  $f_{vk0}$ , in alternativa alla determinazione sperimentale, può essere dedotto dalla Tab. 11.10.VIII. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni. Per caratteristiche dei materiali (resistenza della malta o resistenza dei blocchi) diverse da quelle contemplate in tabella, è necessario ricorrere alla determinazione sperimentale.

**Tab. 11.10.VIII** - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali  $f_{vk0}$  (valori in N/mm<sup>2</sup>)

Elementi per muratura	$f_{vk0}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data		Malta alleggerita
			Malta per strati sottili (giunto orizzontale ≥ 0,5 mm e ≤ 3 mm)
Laterizio	M10 - M20	0,30	0,30*
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20	0,20**
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20	0,20	0,20**
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	

\* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi  $f_{bk} \geq 5.0$  N/mm<sup>2</sup>

\*\* valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi  $f_{bk} \geq 3.0$  N/mm<sup>2</sup>

I valori in tabella possono essere direttamente utilizzati nel caso di giunti orizzontali e verticali riempiti di malta. Nel caso di giunti orizzontali riempiti di malta e giunti verticali non riempiti, ma con le facce adiacenti degli elementi di muratura poste in

contatto l'una con l'altra, i valori della tabella vanno dimezzati. Per la stima della resistenza a taglio della muratura con letto di malta interrotto, nella quale gli elementi di muratura sono disposti su due o più strisce uguali di malta ordinaria riempiti, i valori di  $f_{vk0}$  relativi al letto pieno vanno opportunamente ridotti secondo quanto indicato nella norma UNI EN 1996-1-1 integrata dalla relativa Appendice Nazionale.

### 11.10.3.3 RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO

In presenza di tensioni di compressione, la resistenza caratteristica a taglio della muratura,  $f_{vk}$ , è definita come resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro e può essere ricavata tramite la relazione

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n \quad [11.10.4]$$

dove:

$f_{vk0}$  è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;

$\sigma_n$  è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

Deve risultare inoltre soddisfatta la relazione

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} \quad [11.10.5]$$

con:

$f_{vk,lim}$  valore massimo della resistenza caratteristica a taglio che può essere impiegata nel calcolo;

Il valore massimo della resistenza caratteristica a taglio si pone pari a:

$$f_{vk,lim} = 0,065 f_b \quad [11.10.6]$$

ad eccezione degli elementi pieni in calcestruzzo aerato autoclavato e di tutti gli elementi caratterizzati da una resistenza a trazione (misurata in direzione orizzontale parallelamente al piano di posa) maggiore o uguale a  $0,2 f_b$ , per i quali si pone:

$$f_{vk,lim} = 0,10 f_b \quad [11.10.7]$$

dove  $f_b$  è la resistenza normalizzata a compressione verticale dei blocchi valutata secondo le norme armonizzate della serie UNI EN 771. I valori di  $f_{vk,lim}$  sopra riportati sono relativi a muratura con giunti verticali riempiti di malta. Nel caso di giunti orizzontali riempiti di malta e giunti verticali non riempiti, ma con le facce adiacenti degli elementi di muratura poste in contatto l'una dell'altra, si adotta  $f_{vk,lim} = 0,045 f_b$ .

### 11.10.3.4 MODULI DI ELASTICITÀ SECANTI

Il modulo di elasticità normale secante della muratura è valutato sperimentalmente su  $n$  muretti ( $n \geq 6$ ), seguendo sia per la confezione che per la prova le modalità indicate nella norma UNI EN 1052-1:2001.

In sede di progetto, in mancanza di determinazione sperimentale, nei calcoli possono essere assunti i seguenti valori:

– modulo di elasticità normale secante  $E = 1000 f_k$  [11.10.8]

– modulo di elasticità tangenziale secante  $G = 0.4 E$  [11.10.9].



**CAPITOLO 12.**

---

**RIFERIMENTI TECNICI**



Per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove su materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sul documento stesso;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.), previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sui documenti stessi.

Per quanto non trattato nella presente norma o nei documenti di comprovata validità sopra elencati, possono essere utilizzati anche altri codici internazionali; è responsabilità del progettista garantire espressamente livelli di sicurezza coerenti con quelli delle presenti Norme tecniche.

**OGGETTO:** Decreto Ministeriale di approvazione della revisione ed aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni - Relazione illustrativa.

La legge 5.11.1971 n. 1086, che disciplina le opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, all'art. 21 prevede l'emanazione ed il costante aggiornamento di norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni disciplinate dalla legge medesima, con decreto del Ministro dei Lavori Pubblici (oggi Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti), sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La legge 2.2.1974 n. 64 all'art. 1 prescrive che il Ministro dei Lavori Pubblici (oggi Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti), sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, di concerto con il Ministero dell'Interno, provveda all'emanazione ed ai successivi aggiornamenti delle norme che trattino gli argomenti elencati al Titolo Primo, art. 1; la medesima legge, al Titolo Secondo, art. 3 prevede l'emanazione, con le stesse modalità, delle norme riguardanti le costruzioni in zone sismiche.

Successivamente, il d.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ss. mm. ii. "Testo Unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia", all'art. 52 comma 1 ha stabilito che in tutti i Comuni della Repubblica le costruzioni, sia pubbliche, sia private, devono essere realizzate in osservanza delle norme tecniche riguardanti i vari elementi costruttivi fissate con decreti del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che si avvale anche della collaborazione del Consiglio Nazionale delle Ricerche. Qualora le norme tecniche riguardino costruzioni in zone sismiche esse sono adottate di concerto con il Ministero dell'Interno.

Dette norme definiscono:

- a) i criteri generali tecnico-costruttivi per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento;
- b) i carichi e sovraccarichi e loro combinazioni, anche in funzione del tipo e delle modalità costruttive e della destinazione dell'opera, nonché i criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni;
- c) le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione; i criteri generali e le precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di opere speciali, quali ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, torri, costruzioni prefabbricate in genere, acquedotti, fognature;
- d) la protezione delle costruzioni dagli incendi.

Inoltre, il decreto legge 28.5.2004 n. 136, convertito con modificazioni nella legge 27.7.2004 n. 186, all'art. 5 ha previsto, tra l'altro, che per assicurare uniformi livelli di sicurezza, ferme restando le competenze delle Regioni e delle Province autonome, il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici provveda, di concerto con la Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento della Protezione Civile, alla redazione di norme tecniche relative alle costruzioni, anche per la verifica sismica ed idraulica, nonché alla redazione di norme tecniche per la progettazione la costruzione e l'adeguamento, anche sismico ed idraulico, delle dighe di ritenuta, dei ponti e delle opere di fondazione e sostegno dei terreni.

Il d.P.R. 27 aprile 2006, n. 204 "Regolamento di riordino del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici" all'art. 5, comma 1, lettera g), attribuisce al Presidente del Consiglio Superiore il compito di nominare le Commissioni per l'elaborazione delle norme tecniche.

In relazione alla normativa sopra richiamata, il Presidente pro tempore del Consiglio Superiore, con proprio decreto n. 4601/RU del 18.05.2011 ha istituito una "Commissione per la proposizione delle opportune modifiche ed aggiornamenti delle norme tecniche alle quali si uniformano le costruzioni" una prima "Bozza di revisione ed aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" datata 2012 e, successivamente, - ad avvenuta acquisizione di una prima "Bozza di revisione ed aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" datata 2012 - , ha nominato un'apposita Commissione Relatrice incaricata di riferire all'Assemblea Generale.

Si premette che l'Assemblea Generale ha espresso parere sul testo in argomento con Voto n. 53, reso nell'Adunanza del 14 novembre 2014.

Come ampiamente riportato nelle premesse del Voto 53/2014, alle quali si rinvia, l'attività istruttoria della Commissione Relatrice è stata particolarmente complessa e laboriosa.

La "Bozza" in argomento è stata portata all'attenzione dell'Assemblea Generale nelle sedute del 21.09.2012, del 12.10.2012 , del 26.10.2012; in particolare, nel corso della seduta del 26.10.2012 sono state espresse da parte di numerosi membri di diritto ed esperti del Consiglio Superiore valutazioni critiche sul testo e sul relativo schema di Voto e sono state proposte sostanziali modifiche ai documenti presentati per cui l'espressione del Parere è stata rinviata ad una successiva Assemblea.

In considerazione delle criticità emerse durante il percorso di revisione normativa, il Presidente del Consiglio Superiore pro tempore ha inteso integrare ulteriormente la Commissione Relatrice e avviare un'ulteriore rivisitazione del testo, per verificare nuovamente tutti gli aspetti che erano stati che hanno portato agli esiti negativi innanzi richiamati.

L'ulteriore attività istruttoria, a seguito di un lungo ed intenso confronto tra i componenti della Commissione Relatrice, ha condotto all'ulteriore revisione ed integrazione della "Bozza di

revisione ed aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, pervenendo ad un testo in larghissima parte condiviso da tutti i componenti della Commissione Relatrice, pur con alcune significative eccezioni relative a taluni paragrafi del testo, richiamati nel seguito, riguardo ai quali le posizioni all’interno della Commissione Relatrice si sono divaricate senza possibilità di ricomporre le diverse posizioni, il che ha portato alla predisposizione di due distinte proposte di revisione delle NTC 2008.

Sono state pertanto predisposte due proposte alternative, denominate “Testo A” e “Testo B” della “Bozza di revisione ed aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” entrambe presentate e sottoposte all’esame all’Assemblea Generale nell’Adunanza del 14 novembre 2014, per consentire all’Assemblea stessa di discutere entrambe le proposte ed esprimersi in merito ad esse; l’Assemblea ha espresso parere con il più volte citato Voto n. 53/2014.

Come dettagliatamente illustrato nei Considerato del citato Voto n. 53/2014 , il “Testo A” e “Testo B” della “Bozza di revisione” in definitiva si differenziano essenzialmente per quanto concerne i seguenti paragrafi del testo:

- par. 4.4.6 Tab. 4.4.III;
- par. 4.5.2.3 ultimo periodo;
- par. 8.4;
- par. 8.4.1;
- par. 8.4.2;
- par. 8.4.3.

L’Assemblea Generale a maggioranza ha espresso parere favorevole alla “Proposta di Voto A” ed al corrispondente “Testo A” della “Bozza di revisione delle Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Per quanto concerne l’articolazione del testo, si rileva che la “Bozza” di revisione normativa risulta articolata nei seguenti Capitoli:

1. Oggetto
2. Sicurezza e prestazioni attese
3. Azioni sulle costruzioni
4. Costruzioni civili e industriali
5. Ponti
6. Progettazione geotecnica
7. Progettazione in presenza di azioni sismiche
8. Costruzioni esistenti
9. Collaudo statico

10. Redazione dei progetti esecutivi e delle relazioni di calcolo
11. Materiali e prodotti per uso strutturale
12. Riferimenti tecnici.

Al riguardo si evidenzia che, rispetto al testo delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 (nel seguito NTC 2008), non è stata modificata la successione dei capitoli, né la relativa denominazione, mentre sono stati modificati la numerazione e la denominazione di alcuni paragrafi.

Per quanto concerne i contenuti dei singoli capitoli di entrambe le Bozze di revisione delle NTC 2008 in esame, in linea generale si riporta quanto segue.

Il Capitolo 1 definisce l'oggetto delle Norme tecniche per le costruzioni, ossia i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità, fornendo i criteri generali di sicurezza, precisando le azioni che devono essere utilizzate nel progetto e definendo le caratteristiche dei materiali e dei prodotti strutturali.

Il Capitolo 2 individua i principi fondamentali per la valutazione della sicurezza, definendo altresì gli Stati limite, ultimo e di esercizio, per i quali devono essere effettuate le opportune verifiche sulle opere; vengono più adeguatamente definiti i concetti di vita nominale, denominata "vita nominale di progetto", di classe d'uso e di periodo di riferimento per l'azione sismica; vengono altresì individuate le possibili azioni sulle costruzioni ed indicate le diverse combinazioni delle stesse e le conseguenti verifiche da eseguire.

Il Capitolo 3 definisce i modelli per la descrizione delle azioni ambientali e naturali (permanenti, variabili, eccezionali e sismiche).

Il Capitolo 4 tratta i diversi tipi di costruzioni civili ed industriali (in calcestruzzo, acciaio, legno, muratura, in altri materiali), disciplinando anche i casi di sistemi costruttivi che utilizzino materiali diversi da quelli trattati nelle norme.

Il Capitolo 5 definisce i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali e ferroviari. In particolare, per quanto attiene i ponti stradali, oltre alle principali caratteristiche geometriche, vengono definite le possibili azioni agenti, con i diversi schemi di carico per le azioni variabili da traffico; per i ponti ferroviari particolare attenzione viene posta sui carichi ed i relativi effetti dinamici. Vengono inoltre fornite prescrizioni per le verifiche, sia allo Stato limite ultimo, che allo Stato limite di esercizio.

Il Capitolo 6 riguarda la progettazione geotecnica e tratta, in particolare, 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, nonché dei fronti di scavo; vengono altresì affrontati

gli aspetti del miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi, del consolidamento dei terreni che interessano opere esistenti, nonché della valutazione della sicurezza dei pendii e della fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree. Per il suo carattere di trasversalità, il Capitolo 6 presenta importanti interazioni con i Capitoli 2 “Sicurezza”, 3 “Azioni” e 7 “Progettazione sismica” nonché con il Capitolo 5 “Ponti”, per la parte di interazione terreno-struttura.

Il Capitolo 7 definisce i criteri generali di progettazione e modellazione delle strutture in presenza di azioni sismiche, i metodi di analisi, lineare e non lineare, ed i criteri di verifica allo Stato limite ultimo ed allo Stato limite di esercizio; inoltre vengono fornite le disposizioni per il calcolo e le verifiche delle strutture in calcestruzzo, acciaio, miste acciaio-calcestruzzo, legno e muratura, nonché per i ponti e le opere geotecniche.

Il Capitolo 8 tratta le costruzioni esistenti, definendo i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione degli interventi sugli edifici esistenti in presenza di azioni sismiche, in base alla distinzione fondamentale delle tre categorie d’ intervento che possono essere poste a base della progettazione (interventi di adeguamento, interventi di miglioramento e interventi di riparazione o interventi locali) e con riferimento alle caratteristiche materiche dei manufatti (costruzioni in muratura, in calcestruzzo, in acciaio o miste).

Il Capitolo 9 riporta le prescrizioni generali relative al collaudo statico delle opere ed alle responsabilità del collaudatore, fornendo altresì indicazioni sulle prove di carico, con particolare riguardo alle prove di carico su strutture prefabbricate e ponti.

Il Capitolo 10 tratta le regole generali per la redazione dei progetti strutturali e delle relazioni di calcolo; in particolare, per i casi in cui l’analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l’ausilio di codici di calcolo automatico, vengono indicati i controlli da effettuare sull’affidabilità dei codici utilizzati e l’attendibilità dei risultati ottenuti.

Il Capitolo 11 definisce le disposizioni per la qualificazione, certificazione ed accettazione dei materiali e prodotti per uso strutturale, in coerenza con le procedure consolidate adottate dal Servizio Tecnico Centrale e dal Consiglio Superiore ed al contempo con le più recenti disposizioni comunitarie in materia, fra cui il Regolamento n. 305/2011 (UE) del 9 marzo 2011.

Il Capitolo 12 elenca i documenti tecnici che costituiscono riferimenti di comprovata validità e che pertanto possono essere utilizzati ad integrazione delle norme in esame e per quanto con esse non in contrasto, precisando che, per quanto non trattato nelle NTC stesse o nei documenti di elencati, possono essere utilizzati anche altri codici internazionali, restando nella responsabilità del progettista garantire espressamente livelli di sicurezza coerenti con quelli delle Norme tecniche in questione.

Come evidenziato nel richiamato Voto 53/2014, la “Bozza di revisione delle Norme tecniche per le costruzioni” in argomento intende porsi in continuità con le NTC del 2008, riconfermandone sostanzialmente l’impostazione concettuale e metodologica.

Le NTC 2008, attualmente vigenti, hanno rappresentato un fattore di grande rilevanza e novità nel panorama della normativa tecnica nazionale, attraverso l’introduzione di innovativi principi generali ed indirizzi metodologici, quali:

- la prestazionalità delle norme, per quanto consentito dall’esigenza di operatività delle norme stesse;
- la coerenza con gli indirizzi normativi a livello comunitario ed in particolare con gli Eurocodici e con le norme relative ai prodotti da costruzione;
- un particolare approfondimento della normativa sismica, che è stata ricondotta nell’ambito delle norme tecniche per le costruzioni.

Rispetto alle NTC 2008, il testo normativo è stato parzialmente rivisto, integrato ed aggiornato nei contenuti specifici, sia in relazione all’evoluzione tecnico-scientifica del settore delle costruzioni, sia a seguito dell’aggiornamento della normativa comunitaria in materia di prodotti da costruzione, nonché nella prospettiva di una sempre maggiore integrazione delle norme nazionali con i documenti normativi europei, fra cui gli Eurocodici.

Per molti aspetti, come di seguito ampiamente illustrato, il testo normativo è stato semplificato e reso più chiaro, anche a seguito dell’impatto determinato dall’applicazione concreta delle norme tecniche attualmente vigenti nei diversi contesti operativi, dal mondo della produzione di materiali, prodotti e componenti strutturali, al settore della progettazione e realizzazione delle opere, agli ambiti istituzionali preposti alla verifica di conformità dei progetti ed al controllo di qualità di prodotto e di processo. Da tali settori istituzionali, professionali e produttivi, infatti, fin dall’emanazione delle Norme tecniche per le costruzioni del 2005 - nonostante l’indubbia semplificazione apportata dalle NTC del 2008 rispetto al testo precedente - era stata espressa, ed è stata ribadita anche nel periodo più recente, una forte domanda di ulteriore semplificazione, snellimento e maggiore operatività delle NTC, anche al fine di agevolarne il rispetto e la pratica applicazione.

Per quanto concerne gli aspetti più prettamente di merito della “Bozza di revisione delle Norme Tecniche per le costruzioni” in esame, l’Assemblea ha rilevato che il testo delle NTC, rispetto alle precedenti, è stato reso ancor più in linea con il quadro normativo comunitario ed in particolare con i contenuti degli Eurocodici, che hanno costituito un riferimento essenziale per la trattazione di molti argomenti ed ai quali è possibile far riferimento per eventuali approfondimenti, nonché con le disposizioni dell’Unione Europea sulla libera circolazione dei prodotti da

costruzione, in particolare in relazione alla sopravvenuta pubblicazione del citato Regolamento UE n. 305/2011, relativo alla commercializzazione dei prodotti da costruzione, che ha abrogato e sostituito la precedente Direttiva 89/106/CE sulla materia.

Entrando nel merito delle modifiche ed integrazioni apportate nella “Bozza di revisione delle Norme Tecniche per le costruzioni” rispetto alle NTC del 2008, l’Assemblea ha rilevato che esse riguardano, in misura più o meno rilevante, pressoché tutti i Capitoli del testo, ad eccezione dei Capitoli 1 e 10.

Inoltre, rispetto alle NTC 2008, nel testo in approvazione si è proceduto ad una riscrittura di intere parti delle norme per renderne più chiaro il contenuto, è stata apportata una maggiore uniformazione terminologica e lessicale, sono stati eliminati alcuni refusi redazionali sia nelle formule che nel testo, sono stati aggiornati i riferimenti normativi e si è altresì proceduto ad una riorganizzazione complessiva delle norme, spostando alcuni paragrafi nell’ambito dello stesso capitolo per renderne più omogenea la lettura, pur conservando di massima l’articolazione dei paragrafi ormai sedimentata.

Al riguardo, l’Assemblea rileva che, a seguito dell’ampio lavoro redazionale già effettuato, nei successivi aggiornamenti delle Norme Tecniche per le Costruzioni sarebbe opportuno procedere ad un’ulteriore semplificazione, anche a livello formale, del testo e ad una maggiore sintesi dei contenuti delle norme, attraverso l’eliminazione di alcune parti introduttive, esplicative o didascaliche, e non prescrittive o prestazionali, inserite nei vari capitoli del testo, che appaiono pleonastiche, ma nella Bozza in esame sono state conservate per non modificare eccessivamente l’impianto complessivo delle NTC 2008 ormai consolidato.

Ciò osservato in linea generale con riferimento ai singoli capitoli e paragrafi in cui si articola il testo della “Bozza di revisione delle Norme tecniche per le costruzioni” in esame, si evidenzia quanto segue:

### **Capitolo 1 - Oggetto**

Per quanto concerne i contenuti di tale capitolo, inerente l’oggetto delle Norme tecniche per le costruzioni, l’Assemblea ha evidenziato che il testo non è stato modificato rispetto al corrispondente Capitolo 1 delle NTC 2008.

Al riguardo si rileva che la necessità di una più ampia ed articolata definizione del campo di applicazione delle NTC era stata espressa dall’Assemblea con voto n. 205 del 21.01.2011 - nel quale si rilevava tra l’altro: “ (...) *Appare in questo senso del tutto evidente la necessità di aggiornare il quadro normativo primario finalizzato alla sicurezza delle costruzioni (leggi 1086/71 e 64/1974 e, in parte, il DPR 380/01) allineandolo all' evoluzione concettuale e tecnica nel*



*frattempo intervenuta e testimoniata da atti di normazione secondaria quali le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008”.*

In merito, tuttavia, l'Assemblea ha ritenuto che tale tematica debba essere inquadrata nel più ampio processo, attualmente in corso, di aggiornamento ed integrazione di alcuni contenuti del DPR n. 380/2001 e ss. mm. ii., che costituisce norma di rango primario.

## **Capitolo 2 - Sicurezza e prestazioni attese**

In termini generali, al Capitolo 2, *Sicurezza e prestazioni attese*, sono state apportate alcune modifiche rispetto al testo delle NTC 2008, soprattutto per quanto riguarda il paragrafo 2.4, denominato *“Vita nominale di progetto, classi d'uso e periodo di riferimento”*, che è stato sostanzialmente rivisto e riformulato, in particolare in relazione alle prescrizioni relative alla *“vita nominale”* - ridefinita più correttamente *“vita nominale di progetto”* - e ai tipi di costruzioni a cui tale concetto va applicato, rendendo altresì la norma più aderente ai corrispondenti contenuti dell' Eurocodice 1.

In particolare, è stato precisato che la *“vita nominale di progetto”*  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla manutenzione così come prevista in sede di progetto, mantenga i livelli prestazionali per i quali è stata progettata. E' stato in tal modo evidenziato il significato convenzionale di tale parametro, che è sostanzialmente finalizzato all'individuazione delle azioni nell'ambito della valutazione della sicurezza ed alle relative verifiche.

Inoltre sono stati distinti anche sotto il profilo operativo i concetti di *“vita nominale di progetto”* dell'opera e di impiego dell'opera, per il quale i livelli di sicurezza vengono differenziati sulla base delle *“classi d'uso”*. Da ciò deriva, quindi, l'eliminazione, nella *Tabella 2.4.I*, dei riferimenti a determinati tipi di opere, peraltro non esaustivi, presenti nelle NTC 2008 e l'introduzione, ai fini della determinazione della  $V_N$ , di categorie generali di costruzioni che si differenziano sotto il profilo non tipologico ma prestazionale: *“Costruzioni provvisorie e temporanee”*, *“Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari”* e *“Costruzioni con livelli di prestazioni elevati”*; per ciascuna di tali categorie generali viene prescritto un valore minimo della *“vita nominale di progetto”*.

Sono stati introdotti chiarimenti anche riguardo alla scelta della *“vita nominale di progetto”* per le opere in fase di costruzione, al fine di evitare l'assunzione di valori per i quali le metodologie probabilistiche di valutazione delle azioni, basati su di esse, perdono di significato tecnico.

Inoltre, in generale sono stati precisati alcuni aspetti che risultavano poco definiti o poco chiari nel testo del Capitolo 2 delle NTC 2008 ed è stata complessivamente migliorata la struttura e la forma espositiva delle norme.

Infine, si rileva che è stato eliminato dal testo ogni residuo riferimento al metodo delle tensioni ammissibili ed ai relativi decreti attuativi, che peraltro, secondo le NTC 2008, risultavano applicabili solo in limitatissime parti del territorio nazionale.

### **Capitolo 3 - Azioni sulle costruzioni**

Il Capitolo 3, *Azioni sulle costruzioni*, del testo in questione la si pone in sostanziale continuità con il testo normativo vigente, osservando che le modifiche apportate rispetto alle NTC 2008 si limitano, sostanzialmente, ai seguenti aspetti:

- il titolo del paragrafo 3.1.4, *Carichi variabili*, delle NTC 2008, è stato modificato in *Sovraccarichi*, termine in linea sia con la tradizione tecnica nazionale, sia con le più recenti traduzioni ufficiali degli Eurocodici; inoltre il relativo articolato è stato parzialmente modificato, inserendo opportune precisazioni ed eliminando alcune indicazioni pleonastiche; la Tabella 3.1.II *Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni* è stata anch'essa rivista ed integrata per quanto concerne la definizione delle categorie d'uso;
- sono stati aggiunti i paragrafi 3.1.4.2 e 3.1.4.3, nei quali, così come nel paragrafo 3.1.4.1, è stata effettuata una distinzione più netta fra i carichi verticali uniformemente distribuiti, i carichi verticali concentrati ed i carichi orizzontali;
- al paragrafo 3.2.2, *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche* è da evidenziare la riformulazione delle categorie di sottosuolo, effettuata sulla base dell'esperienza progressivamente accumulata nell'applicazione delle NTC 2008, che elimina le lacune presentate dal testo precedente in presenza di possibili combinazioni della profondità del substrato e della velocità equivalente delle onde di taglio;
- ai paragrafi 3.2.3.4, *Spettri di risposta di progetto per lo stato limite di operatività (SLO)*, 3.2.3.5, *Spettri di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC)*, e 3.2.3.6, *Impiego di accelerogrammi*, è stata fornita una definizione più precisa degli stati limite per l'azione sismica e sono state inserite prescrizioni e limitazioni riguardanti l'analisi sismica mediante accelerogrammi;
- al paragrafo 3.3, *Azioni del vento* ed ai relativi paragrafi 3.3.1 e 3.3.2, è stata ridefinita in maniera più esplicita la dipendenza della velocità di riferimento del vento dall'altitudine s.l.m. e dal periodo di riferimento, assunto coincidente con il periodo di ritorno; inoltre nella

Tabella 3.3.III sono state inserite precisazioni anche in termini quantitativi riguardo alle classi di rugosità del terreno;

- al paragrafo 3.3.10 Avvertenze progettuali, le indicazioni relative all'azione del vento sono state semplificate, precisate e rese maggiormente operative per il progettista;
- al paragrafo 3.4.1 *Carico della neve sulle coperture*, è stata inserita una definizione del carico della neve più coerente con quelle dell'azione sismica e del vento; inoltre, al paragrafo 3.4.2 si è provveduto ad aggiungere alcune Province nella zonazione della neve e sono state dissociate le condizioni di carico della neve dalla presenza del vento (paragrafi 3.4.3.2 e 3.4.3.3);
- al paragrafo 3.5.2, *Temperatura dell'aria esterna*, è stata inserita una graduazione delle temperature massime e minime dell'aria esterna in funzione delle Zone geografiche;
- al paragrafo 3.6, *Azioni eccezionali*, sono stati ridefiniti e precisati i principi generali relativi alle azioni eccezionali; al paragrafo 3.6.1.1, *Definizioni* relative alle azioni di incendio ed al paragrafo 3.6.1.2, *Richieste di prestazioni*, il testo è stato adeguato a quanto prescritto dalla vigente normativa di settore; inoltre sono state integrate le prescrizioni relative all'“*Incendio di progetto*” (paragrafo 3.6.1.5.1), nonché agli urti causati dal traffico veicolare sopra i ponti (paragrafo 3.6.3.3.2) ed agli urti causati dal traffico ferroviario (paragrafo 3.6.3.4); per quanto concerne gli urti causati da imbarcazioni ed aeromobili (paragrafo 3.6.3.5), è stato indicato che tali azioni devono essere valutate sulla base delle indicazioni riportate in documenti di comprovata validità di cui al Cap. 12 delle NTC stesse.

Al riguardo, l'Assemblea ha rilevato che i paragrafi 3.6.3.5 e 3.6.3.6 delle NTC 2008, relativi alle azioni eccezionali causate dagli urti di imbarcazioni e dagli urti di elicotteri, sono stati opportunamente unificati in un unico paragrafo che rinvia, sia per le imbarcazioni che per gli aeromobili, a documenti di comprovata validità, stante l'estrema variabilità di tali azioni in relazione alle reali o potenziali circostanze operative.

#### **Capitolo 4 - Costruzioni civili e industriali**

Per quanto riguarda gli aspetti specifici relativi al paragrafo 4.1, *Costruzioni in calcestruzzo*, le principali modifiche proposte rispetto alle NTC 2008 riguardano i seguenti punti:

- nel paragrafo 4.1.1.1, *Analisi elastica lineare*, è stata inserita la possibilità di considerare la redistribuzione dei momenti anche per travi di telai in cui siano trascurabili gli effetti del secondo ordine; sono stati, inoltre, previsti opportuni limiti al rapporto  $x/d$  nelle sezioni critiche;

- nel paragrafo 4.1.2.1.2.1, *Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo*, è stata introdotta, in accordo con l'Eurocodice 2, la relazione tensione - deformazione per il calcestruzzo confinato; al riguardo si evidenzia la necessità di aggiornare conseguentemente il testo della Circolare applicativa delle NTC;
- nei paragrafi 4.1.2.2.4.4 e 4.1.2.2.4.5, inerenti lo stato limite di fessurazione, in accordo con quanto riportato nell'Eurocodice 2 si è fatto riferimento al valore caratteristico di apertura delle fessure  $w_k$ , anziché al valore di calcolo  $w_d$ ; in particolare, nel paragrafo 4.1.2.2.4.5, *Verifica allo stato limite di fessurazione*, sono state fornite precisazioni circa l'ampiezza caratteristica delle fessure  $w_k$ ;
- nei paragrafi 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 sono state rettificare le formule 4.1.15, 4.1.16 e 4.1.17;
- nel paragrafo 4.1.2.3.4.2 *Verifiche di resistenza e duttilità*, è stato modificato il valore dell'eccentricità minima per i pilastri soggetti a compressione assiale; sono stati definiti in accordo con l'Eurocodice 2 i valori del coefficiente  $\alpha$  che possono essere assunti in mancanza di specifiche valutazioni; sono state altresì introdotte le verifiche di duttilità con la definizione della curvatura convenzionale di prima plasticizzazione;
- nel paragrafo 4.1.2.3.4.2 è stata riformulata la norma relativa all'eccentricità nel caso dei pilastri soggetti a compressione assiale; è stata inoltre inserita la modalità di calcolo della duttilità di curvatura;
- nel paragrafo 4.1.2.3.5.1 *Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio*, è stata richiamata più esplicitamente l'attenzione sul principio per cui, anche se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura a taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto precisato nella norma stessa; è consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo soltanto a condizione che sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi. E' stata inoltre corretta l'espressione per il calcolo della resistenza a taglio, specificando nel testo l'unità di misura da adottare per la resistenza caratteristica del calcestruzzo e la modalità per determinare il rapporto geometrico dell'armatura longitudinale tesa;
- nel paragrafo 4.1.2.3.5.2 è stata corretta la formula 4.1.30;
- nel paragrafo 4.1.2.3.5.4, *Verifica al punzonamento*, rispetto al testo delle NTC 2008 è stato precisato che le verifiche nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo vanno estese non solo alle lastre, ma anche alle solette piene, alle solette nervate a sezione piena sopra le colonne e alle fondazioni. Inoltre, è stata introdotta una modifica nel dimensionamento delle armature a punzonamento; infatti, nel caso in cui tali armature vengano previste, non viene affidato ad esse l'intero sforzo allo stato limite ultimo, bensì si

prescrive di inserire tali armature nelle zone in cui il calcestruzzo non è in grado di fornire la richiesta resistenza a punzonamento; per la valutazione della resistenza al punzonamento sono stati inoltre richiamati i parr. 6.4.4 e 6.4.5 dell'Eurocodice 1.

- nel paragrafo 4.1.2.3.6, *Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti*, in linea con quanto previsto per le verifiche al taglio, sono stati modificati i limiti di  $\theta$  (inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave) consentendo in tal modo che nei calcoli venga adottato un unico valore di  $\theta$  per le verifiche a taglio e torsione;
- nel paragrafo 4.1.2.3.9.2, *Verifiche di stabilità per elementi snelli*, è stata semplificata la formula per il calcolo della snellezza limite per pilastri singoli ed è stato introdotto un chiarimento riguardo al calcolo della lunghezza libera di inflessione per le pareti;
- nel paragrafo 4.1.6.1.1, *Armatura delle travi*, è stata introdotta la regola della traslazione della risultante delle trazioni dovute al momento flettente, nel calcolo dell'apposita armatura negli appoggi di estremità all'intradosso;
- nel paragrafo 4.1.6.1.4, *Ancoraggio delle barre e loro giunzioni*, riguardo alle saldature, anche in relazione al parere della I Sezione del Consiglio Superiore reso con Voto n. 20 del 15.05.2012 in merito alla questione delle saldature degli acciai da armatura, è stata richiamata esplicitamente la norma UNI EN ISO 17660-1:2007 riguardante i *Giunti saldati destinati alla trasmissione del carico*, introducendo tale richiamo anche negli altri paragrafi delle NTC che trattano lo stesso argomento (Capitolo 11); per quanto riguarda le giunzioni meccaniche per barre di armatura, è stato precisato che tali giunzioni devono essere qualificate secondo le relative disposizioni di cui al Capitolo 11;
- nel paragrafo 4.1.8, *Norme ulteriori per il calcestruzzo armato precompresso*, sono stati specificati i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_p$  da adottare nella verifica delle sezioni (paragrafo 4.1.8.1.1);
- al paragrafo 4.1.10 sono stati eliminati i riferimenti alla procedura di deposito presso il Servizio Tecnico Centrale per le strutture prefabbricate ai sensi dell'art. 9 della legge n. 1086/71 e alla certificazione di idoneità di cui agli art. 1 e 7 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, in quanto superati dalle disposizioni del par. 4.6 e del Cap.11; inoltre si è ritenuto pleonastico il richiamo all'obbligo del deposito della documentazione tecnica presso l'ufficio regionale competente ai sensi della vigente legislazione in materia;
- al paragrafo 4.1.11, *Calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato*, le modalità di calcolo relative al calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato sono state aggiornate in accordo con quanto riportato nell'Eurocodice 2;

Riguardo al paragrafo 4.2, *Costruzioni in acciaio*, si rileva che, oltre all'introduzione di un paragrafo relativo all'utilizzo degli acciai inox (paragrafo 4.2.1.2) e all'aggiornamento delle norme di riferimento riportate nei vari paragrafi, sono state apportate, principalmente, le seguenti modifiche rispetto alle NTC 2008:

- in accordo con la più recente normativa europea, è stato precisato che i requisiti per l'esecuzione di strutture di acciaio, al fine di assicurare un adeguato livello di resistenza meccanica e stabilità, di efficienza e di durata devono essere conformi alle UNI EN 1090-2:2011 - Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio, per quanto non in contrasto con le NTC stesse;
- nel paragrafo 4.2.3.1, *Classificazione delle sezioni*, rispetto al testo delle NTC 2008 la dizione “*curvatura*” è stata sostituita con “*rotazione*”; inoltre, sia in tale paragrafo che nel 4.2.3.3 sono state aggiornate le definizioni delle sezioni: le sezioni di classe 1 sono state definite *duttili*, quelle di classe 2 *compatte*, quelle di classe 3 *semi-compatte* e quelle di classe 4 *snelle*; in merito si evidenzia che nella Circolare applicativa delle NTC dovranno essere esplicitate le modalità di classificazione delle sezioni trasversali;
- nel paragrafo 4.2.4.1.4, *Stato Limite di Fatica*, è stata introdotta la definizione di *strutture sensibili* e di *strutture poco sensibili* alla rottura per fatica; conseguentemente tale terminologia è stata introdotta anche nella Tab. 4.2.XI - *Coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica*; inoltre è stato precisato che la resistenza a fatica di un dettaglio costruttivo è individuata mediante una curva caratteristica, detta curva S-N, che esprime il numero di cicli a rottura N in funzione delle variazioni di tensione nel ciclo  $\Delta\sigma$  o  $\Delta\tau$ ; è stato altresì precisato come devono essere effettuate le verifiche a fatica *a vita illimitata* e *a danneggiamento*.

Nel paragrafo 4.3, *Costruzioni composte acciaio-calcestruzzo*, sono state effettuate principalmente alcune modifiche editoriali di figure, espressioni e simboli; nel 4.3.4.2.1 sono stati meglio specificati i richiami alle costruzioni in acciaio ed al particolare alla larghezza collaborante per calcolare la resistenza a flessione; sono stati inoltre apportati chiarimenti in merito ai limiti di applicabilità delle indicazioni normative per le colonne composte, nonché riguardo all' utilizzo del “*metodo n*” per le verifiche delle tensioni; è stato altresì precisato quando considerare l'eventuale influenza di viscosità, fessurazione, temperatura, fasi costruttive, deformazioni; è stato chiarito che la norma fornisce indicazioni generali su come affrontare il progetto della connessione tra parte in acciaio e in calcestruzzo, ma che le regole di dettaglio sono fornite solo per i connettori duttili e sono state semplificate le indicazioni per il calcolo della resistenza a flessione con metodo plastico

ed elastico-plastico. Infine, al par. 4.3.5.3.1 *Resistenza della sezione per tensioni normali*, è stato introdotto e descritto un modello di confinamento, precisando altresì che è possibile fare riferimento a vari modelli di confinamento presenti nelle normative e nella documentazione tecnico/scientifica di comprovata validità.

Nel paragrafo 4.4, *Costruzioni in legno*, le principali modifiche rispetto al testo delle NTC 2008 sono le seguenti:

*Legno massiccio a sezione rettangolare:*

- sono state revisionate le norme relative alla classificazione a vista secondo la resistenza, in accordo con le disposizioni dell'Appendice A della UNI EN 14081;
- sono stati rielaborati i valori caratteristici delle varie specie;
- sono stati applicati metodi di classificazione a vista esclusivamente per elementi sollecitati di bordo, con obbligo di classificazione a macchina (in assenza di specifiche prove) per elementi sollecitati di piatto (UNI EN 1912: 2012).

*Legno lamellare:*

- sono state ridefinite le classi di resistenza ed introdotte delle classi a trazione (*T-classes*), per le tavole componenti il legno lamellare;
- è stato precisato che altri assortimenti giuntati, quali i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, seguono le stesse regole di controllo della produzione in fabbrica disposte dalla UNI EN 14080;
- si è introdotto l'obbligo di classificazione a macchina delle singole tavole aventi classe di resistenza superiore a C30;
- per tutti gli elementi giuntati è stato introdotto l'obbligo di certificazione di sistema secondo la UNI EN ISO 9001;
- sono stati introdotti, per quegli elementi non coperti da rispettiva norma armonizzata, i criteri di conformità definiti nelle "*Linee Guida per la certificazione dell'idoneità tecnica all'impiego di materiali e prodotti innovativi in legno per uso strutturale*" recentemente approvate dal Consiglio Superiore a seguito del Voto n. 144 del 13.03.2012.

Inoltre, per quanto riguarda i coefficienti parziali  $\gamma_M$ , accanto ai valori attualmente riportati nelle NTC 2008, è stata introdotta una seconda serie, inserita nella colonna B della Tabella 4.4. III sotto riportata, con la precisazione che tali valori possono esser assunti "...per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del materiale dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 15%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.7".

**Tab. 4.4.III** - Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali

<b>Stati limite ultimi</b>	Colonna A $\gamma_M$	Colonna B $\gamma_M$
<b>combinazioni fondamentali</b>		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
<b>combinazioni eccezionali</b>	1,00	1,00
	Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.	

Per facilitare il confronto tra i coefficienti di sicurezza  $\gamma_M$  di cui alla Colonna B ed i corrispondenti coefficienti di sicurezza  $\gamma_M$  di cui alle vigenti NTC 2008, nonché con quelli suggeriti dall'Eurocodice 5, è stata predisposta una Tabella, di seguito riportata, in cui sono posti a confronto i valori dei coefficienti di sicurezza  $\gamma_M$  proposti nella colonna B della Tabella 4.4.III della “Bozza” in esame, i valori dei coefficienti di sicurezza  $\gamma_M$  vigenti ai sensi delle NTC 2008, nonché quelli suggeriti dall'Eurocodice 5.

<b>Stati limite ultimi</b>	$\gamma_M$		
	<b>Bozza Colonna B</b>	<i>NTC 2008</i>	<i>EC5</i>
legno massiccio	<b>1,45</b>	1,50	1,30
legno lamellare incollato	<b>1,35</b>	1,45	1,25
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	<b>1,35</b>	-	-
pannelli di particelle o di fibre	<b>1,40</b>	1,50	1,30
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	<b>1,30</b>	1,40	1,20
unioni	<b>1,40</b>	1,50	1,30
<b>combinazioni eccezionali</b>	<b>1,00</b>	1,00	1,00

Per quanto riguarda le suddette modifiche dei coefficienti di sicurezza  $\gamma_M$  per le costruzioni in legno, l'Assemblea ha osservato che, nella maggior parte degli Stati membri dell'UE, le normative nazionali ed i documenti nazionali per l'applicazione degli Eurocodici hanno adottato coefficienti di sicurezza dei materiali lignei in sintonia o molto spesso identici a quelli proposti dall'Eurocodice 5, che peraltro non costituisce normativa cogente, ma soltanto di indirizzo a livello europeo.

Pertanto ha ritenuto opportuno, nell'ambito della revisione delle vigenti NTC, avvicinare tali coefficienti di sicurezza  $\gamma_M$  a quelli in uso negli altri paesi europei, legando tale riduzione alla costanza delle procedure di controllo e delle caratteristiche prestazionali del prodotto. Ciò anche al fine di non ostacolare la libera circolazione di elementi strutturali lignei.



In merito si rileva che continua ad essere esercitata, da parte delle istituzioni comunitarie, una costante attenzione sull'attività regolatoria dell'Italia, affinché possano essere utilizzati i medesimi coefficienti proposti nell' Eurocodice 5 - ancorché non cogenti - adottati, con nessuna o poche variazioni, dagli altri Paesi europei. Risulta quindi importante avviare, dopo l'introduzione dei materiali lignei nella normativa tecnica nazionale effettuata nel 2008, un processo di riavvicinamento della normativa nazionale con quella comunitaria.

Con riferimento al paragrafo 4.5, *Costruzioni in muratura*, si rileva che, oltre ad aver reso più chiara l'interpretazione del testo normativo, sono state apportate essenzialmente le seguenti modifiche al testo delle NTC 2008, sulla base di quanto previsto negli Eurocodici e ampiamente sostenuto da ricerche e indagini sperimentali condotte su materiali prodotti in Italia:

- è stata considerata, fra i sistemi costruttivi, la muratura confinata, progettata con riferimento a quanto indicato nelle norme della serie UNI EN 1996 e UNI EN 1998 (Eurocodici 6 ed 8) con le relative Appendici nazionali;
- al § 4.5.2.2 *Elementi resistenti in muratura*, sono stati introdotti spessori minimi dei setti dei blocchi forati, ai fini del controllo dei meccanismi di rottura;
- al § 4.5.6.4 *Verifiche semplificate*, le regole costruttive sono state integrate con la prescrizione di percentuali minime di area resistente di muratura portante nelle due direzioni principali dell'edificio, caratteristica molto importante e non garantita dal controllo tensionale; è stato altresì modificato il titolo del paragrafo, che nelle NTC 2008 era intitolato impropriamente "*Verifica alle tensioni ammissibili*": si tratta del paragrafo riguardante gli edifici semplici, per i quali si effettua un controllo di tipo tensionale che non è riconducibile ad una verifica "alle tensioni ammissibili". Per quanto concerne il § 4.5.1 "Costruzioni in muratura" l'Assemblea ha concordato con l'opportunità di inserire in tale paragrafo, come proposto dalla Commissione Relatrice, l'avvertenza che, qualora vengano utilizzate tipologie murarie o materiali diversi da quelli esplicitamente richiamati nel testo, devono essere applicate le procedure di cui ai paragrafi 4.6 e 11.1 delle norme stesse;
- al § 4.5.2.3 *Murature*, rispetto al corrispondente testo delle NTC 2008 è stato aggiunto il seguente periodo: "*L'uso di giunti di malta sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) e/o di giunti verticali a secco va limitato ad edifici con numero di piani fuori terra non superiore a quanto specificato al § 7.8.1.2 ed altezza interpiano massima di 3.5 m.*"

Riguardo a quest'ultimo punto, si evidenzia che la muratura realizzata con giunti verticali a secco è presente negli Eurocodici e nelle Appendici nazionali pubblicate dopo il DM 14/01/2008. Comunque, in considerazione del fatto che tale tipo di muratura presenta una resistenza a taglio

inferiore a quella realizzata con giunti verticali riempiti di malta e capacità deformative sotto azioni sismiche inferiori a quelle della muratura con giunti verticali riempiti, il relativo impiego è stato limitato alle zone sismiche a bassa sismicità per edifici fino a 2 o 3 piani, a seconda del grado di sismicità.

Per quanto concerne il paragrafo 4.6, *Costruzioni di altri materiali*, per maggiore chiarezza espositiva della norma e coerenza con il contenuto dell'intero Capitolo 4 *Costruzioni civili e industriali*, il testo normativo di questo paragrafo fa più esplicito riferimento alle *costruzioni*, intese sia come sistemi costruttivi sia come singole costruzioni, progettate con l'impiego di *materiali* diversi da quelli disciplinati dalle norme tecniche in vigore, anziché ai singoli *materiali* impiegati, che di per sé sono normati al Capitolo 11. Inoltre si evidenzia che - anche in linea con tutta l'attività istituzionale finora svolta dal Consiglio Superiore e dal Servizio Tecnico Centrale nel settore del controllo sui materiali ed i sistemi costruttivi non tradizionali o non trattati nelle NTC 2008 - il paragrafo 4.6 è stato reso più aderente al dettato del comma 2 dell'art. 52 del D.P.R. 380/2001 come modificato dall'art. 45, comma 2, lettera a), del D.L. 6 dicembre 2011, n. 201, convertito con modificazioni dalla legge 22 dicembre 2011, n. 214.

Infatti l'intero paragrafo è stato così riformulato:

*“Qualora vengano usati sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle presenti norme tecniche, la loro idoneità deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata, ai sensi dell'articolo 52, comma 2, del D.P.R. 380/01, dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio e previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale.*

*Si intendono per “sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle presenti norme tecniche” quelli per cui le regole di progettazione ed esecuzione non siano previste nelle presenti norme tecniche o nei riferimenti tecnici e nei documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme tecniche.*

*In ogni caso, i materiali o prodotti strutturali utilizzati nel sistema costruttivo devono essere conformi ai requisiti di cui al Capitolo 11.*

*Per singoli casi specifici le amministrazioni territorialmente competenti alla verifica dell'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni ai sensi del DPR 380/2001 o le amministrazioni committenti possono avvalersi dell'attività consultiva, ai sensi dell'articolo 2, comma 1, lettera b), del D.P.R. 204/2006, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che si esprime previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale”*

Pertanto nel testo così riformulato si ribadisce l'obbligo della procedura di autorizzazione in tutti i casi in cui vengano utilizzati materiali e sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle

norme tecniche, precisando che nei casi dubbi le amministrazioni territorialmente competenti alla verifica dell'applicazione delle norme tecniche ai sensi del DPR 380/2001 o le amministrazioni committenti, qualora ritenuto necessario al fine di verificare il rispetto dei predetti requisiti, possono sempre avvalersi dell'attività consultiva del Consiglio Superiore previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale. Viene inoltre meglio esplicitato, con riferimento alle regole di progettazione ed esecuzione, cosa si intende per "*sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle presenti norme tecniche*", nonché ribadito che per i materiali e prodotti strutturali impiegati nel sistema costruttivo si applicano comunque le regole del Capitolo 11.

Inoltre, nel Capitolo 4, così come nell'intero testo, la dizione "*cemento armato*" è stata opportunamente sostituita con la terminologia più corretta di "*calcestruzzo armato*". Analogamente, le espressioni "*azione di calcolo*" e "*resistenza di calcolo*" sono state sostituite rispettivamente con le espressioni "*azione di progetto*" e "*resistenza di progetto*", in accordo con quanto specificato al Capitolo 2, *Sicurezza e prestazioni attese*.

## **Capitolo 5 - Ponti**

Le modifiche al Capitolo 5, *Ponti*, sono finalizzate in linea generale a migliorare il testo delle NTC 2008 anche per renderne più chiara l'interpretazione, correggendo alcune imprecisioni e modificando alcuni riferimenti ormai superati, riconfermando peraltro sostanzialmente l'impostazione e le finalità del testo attualmente in vigore, fornendo inoltre indicazioni integrative anche con riferimento a quanto previsto negli Eurocodici.

In particolare molte modifiche sono finalizzate ad uniformare alcune definizioni contenute nel testo precedente con quelle riportate in altri testi normativi cogenti, quali il vigente D.M. *Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle intersezioni stradali*, nonché a chiarire alcuni aspetti specifici che potevano generare dubbi interpretativi.

Al fine di evitare inutili ripetizioni di testo, alcuni paragrafi presenti sia nella sezione stradale che in quella ferroviaria sono stati mantenuti per intero nella sezione stradale, mentre nella sezione ferroviaria è stato operato il rinvio all'omologo paragrafo stradale.

Per quanto riguarda il §5.1.2.4 *Compatibilità idraulica*, relativo ai *Ponti stradali*, che viene richiamato al successivo § 5.2.1.2 relativo ai *Ponti ferroviari*, l'Assemblea ha rilevato che le modifiche apportate rispetto al testo delle NTC 2008 sono finalizzate innanzi tutto a precisare i contenuti dei documenti progettuali da redigere (studio di compatibilità idraulica, costituito da una relazione idrologica e da una relazione idraulica), in accordo con il vigente Regolamento di attuazione del Codice dei contratti, di cui al D.P.R. n. 207/2010, nei casi in cui il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale.

Inoltre sono state integrate e rese più chiare le disposizioni relative alle suddette fattispecie, ribadendo che *“Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d’acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali.”* E precisando quanto segue: *“Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente. Per i ponti esistenti, eventualmente interessati da luci nette di misura inferiore, è ammesso l’allargamento della piattaforma, a patto che questo non comporti modifiche dimensionali delle pile, delle spalle o della pianta delle fondazioni di queste, e nel rispetto del franco idraulico come nel seguito precisato. In tutti gli altri casi deve essere richiesta l’autorizzazione all’Autorità competente, che si esprime previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.”* Sono state altresì inserite importanti indicazioni riguardo alle modalità di assunzione del franco idraulico ed al problema delle escavazioni in corrispondenza delle fondazioni, evidenziando che *“ (...) in tali situazioni, una stima anche speditiva dello scalzamento è da sviluppare fin dai primi livelli di progettazione.”*

Per quanto riguarda il § 5.1.3 *Azioni sui ponti stradali*, sono state proposte modifiche editoriali e di forma in coerenza con il paragrafo 5.1.2.4, con il Capitolo 3 e con quanto previsto negli Eurocodici. È stato effettuato anche un riordino della numerazione degli ultimi paragrafi.

Tra le principali modifiche proposte si evidenziano le seguenti:

- le azioni dovute alle variazioni termiche sono state spostate dalle distorsioni alle azioni variabili, coerentemente con gli Eurocodici e con il Capitolo 3 delle stesse NTC;
- sono stati eliminati i ponti di “Seconda Categoria”;
- le azioni di urto su sicurvia sono state rese coerenti con l’Eurocodice e associate alla categoria delle azioni variabili. Per tali azioni è stata anche ammessa la progettazione assistita da prove di campo e/o da studi numerici;
- è stato definito il coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU degli attriti vincolari, che deve essere assunto come per le azioni variabili;
- sono state definite le prestazioni attese dai cavalcavia in caso di urto (azione eccezionale) sulla travata, armonizzandole con il paragrafo relativo alle azioni eccezionali di cui al Capitolo 3.

Per quanto riguarda il § 5.1.4 *Verifiche di sicurezza*, sono state proposte modifiche formali relativamente ai carichi a fatica, in coerenza con le disposizioni inerenti le costruzioni metalliche e con quanto previsto negli Eurocodici.

Relativamente al § 5.2 *Ponti ferroviari*, i contenuti dei paragrafi 5.2.1.2 e 5.2.1.3. sono stati sostituiti con il rinvio agli omologhi paragrafi contenuti nella sezione stradale (§ 5.1). E’ stata

corretta la numerazione dei paragrafi 5.2.2 e successivi, eliminando l'errore presente nel testo del 2008 che riportava al paragrafo 5.2.2.1.2 le “*altre azioni variabili*” nell'ambito delle azioni permanenti ed adeguando, conseguentemente, la successiva numerazione dei paragrafi. Alcuni titoli di paragrafi sono stati uniformati a quelli dell'Eurocodice 1.

Relativamente al *Paragrafo 5.2.3.3 Verifiche agli SLU e SLE*, sono state riformulate le tabelle proposte per la definizione dei coefficienti parziali per le azioni in Tab. 5.2.V e dei coefficienti di combinazione in Tab. 5.2.VI, riallineandole a quelle proposte nel Capitolo 2.

Infine sono state apportate alcune modifiche editoriali, consistenti nella cancellazione di due commi ritenuti non appropriati per il contesto (definizione dei contenuti del progetto di un ponte e prescrizioni relative alle autorizzazioni per il transito di mezzi eccezionali).

## **Capitolo 6 – Progettazione geotecnica**

Il Capitolo 6 ha subito modificazioni e integrazioni nei riguardi sia degli aspetti generali della progettazione geotecnica, sia di aspetti riguardanti singole opere o interventi geotecnici.

Per gli aspetti generali, oltre a una migliore descrizione delle fasi in cui si articola la progettazione geotecnica, è soprattutto da evidenziare l'eliminazione degli approcci alternativi alla progettazione, conseguendo una sostanziale semplificazione delle procedure resa possibile dall'esperienza progressivamente accumulata nell'applicazione delle NTC 2008.

In particolare, l'*Approccio 1* è stato riservato alle paratie, alle opere in sotterraneo e a tutte le categorie di opere e interventi non previste esplicitamente nella Norma. L'*Approccio 2* è stato invece riservato alle fondazioni e ai muri di sostegno.

Per tutte le opere e gli interventi è stato evidenziato come la progettazione debba rispettare le prescrizioni sia di questo capitolo sia del Capitolo 7, in particolare il §7.11, per quanto attiene gli aspetti sismici.

Un'ulteriore semplificazione riguarda le verifiche nei riguardi degli stati limite ultimi idraulici, distinguendo le situazioni più ricorrenti, trattate con un approccio più semplice, dai casi più complessi, spesso riferibili a situazioni molto diverse tra loro, per i quali la scelta dello strumento di valutazione quantitativa è lasciata al progettista, con la prescrizione di raggiungere adeguati margini di sicurezza.

E' stato chiarito, al § 6.2.4.1.3, che le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale degli elementi (fondazioni, muri, paratie, opere in sotterraneo) nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

Con riferimento agli aspetti più specifici della progettazione, le modifiche e le integrazioni riguardano i seguenti punti:

- § 6.2.4.2 *Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici*. La verifica prevista dalle NTC 2008, sia pure in linea con l'Eurocodice 7, risultava in molti casi insoddisfacente, per cui è stata riformulata distinguendo le situazioni più ricorrenti, trattate con approcci che si rifanno ad una tradizione consolidata, da situazioni più complesse, per le quali la scelta dello strumento di valutazione quantitativa è lasciata al progettista, con la prescrizione di raggiungere adeguati margini di sicurezza da prefissare e giustificare esplicitamente.
- § 6.3 *Stabilità dei pendii naturali*. Il testo relativo alle verifiche di sicurezza è stato reso più chiaro, rendendo più esplicito il fatto che la valutazione del margine di sicurezza debba essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici sia le azioni con il loro valore caratteristico.
- § 6.4 *Fondazioni su pali*. Per quanto riguarda le *prove in corso d'opera*, si è ritenuto opportuno inserire la possibilità che, per opere che ricadano in condizioni ambientali severe, quali le strutture off-shore con elevato battente d'acqua, si possa fare riferimento a specifiche normative di comprovata validità.
- § 6.5 *Opere di sostegno*. E' da evidenziare per quanto riguarda i *muri di sostegno*, l'eliminazione degli approcci alternativi alla progettazione, relativamente alle verifiche di capacità portante, scorrimento e ribaltamento, da eseguirsi come già detto in premessa con l'*Approccio 2*, con sostanziale semplificazione delle procedure.
- § 6.7 *Opere in sotterraneo*. Per gli aspetti generali, oltre a una più puntuale descrizione delle fasi in cui si articola la progettazione geotecnica, è stato chiarito che, come specificato al punto 6.2.4.1.3, le analisi finalizzate al dimensionamento degli elementi strutturali, di prima fase e definitivi, nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

## **Capitolo 7 - Progettazione per azioni sismiche**

La revisione del Capitolo 7 ha riguardato sia gli aspetti generali della progettazione e verifica delle costruzioni in zona sismica, sia quelli più specifici di alcuni titoli strutturali.

Il Capitolo in questione è stato reso più aderente all'Eurocodice 8; contestualmente è stata migliorata la struttura del testo, facilitata la lettura e migliorata la forma espositiva.

Fra le principali modifiche introdotte si evidenzia, in particolare, quanto segue.

All'interno del Capitolo scompare, in generale, il richiamo alle zone sismiche, ancora residuale nel testo delle NTC 2008 e viene invece introdotto un sistematico riferimento all'accelerazione sismica

$a_g \cdot S$ ; vengono inoltre inserite delle indicazioni “semplificate” per le costruzioni con  $a_g \cdot S \leq 0,075$  g.

Al § 7.1, *Requisiti nei confronti degli stati limite*, sono state introdotte le definizioni di “capacità” e “domanda” (in termini di *rigidezza*, *resistenza* e *duttilità*); in tal modo si è inteso introdurre nelle NTC il concetto di “progettazione in capacità”, che si sta diffondendo non soltanto nell’ambito scientifico, ma anche a livello professionale-operativo. Al riguardo si evidenzia che tale concetto, in linea anche con gli Eurocodici, andrà altresì inserito nella nuova Circolare applicativa delle NTC.

Inoltre, anche in relazione ai contenuti del § 7.1, si richiama quanto già osservato nel Capitolo 1 riguardo alla necessità che vengano introdotte nella normativa di rango primario, di cui al D.P.R. 380/2001 e ss. mm. ii., le definizioni di “costruzione” e di “opera”.

Al §7.2.1, *Caratteristiche generali delle costruzioni*, le modifiche introdotte allineano il testo normativo all’Eurocodice 8; inoltre è stata inserita la definizione di “*struttura scatolare rigida*” e sono state rese più chiare e maggiormente articolate le disposizioni relative alla distanza minima tra costruzioni contigue. E’ stata altresì modificata la concezione della norma relativa all’altezza massima dei nuovi edifici, introducendo il concetto che “*L’altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione della loro capacità in rigidezza, resistenza e duttilità, in aggiunta ai limiti imposti dalle normative urbanistiche locali.*”

Al §7.2.2, *Criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali*, le modifiche apportate chiariscono il concetto di comportamento “*dissipativo*” e “*non dissipativo*” delle costruzioni; è stato inoltre inserito il concetto di “*progettazione in capacità*”, più generale ed estensivo del termine “*gerarchia delle resistenze*”, in esso ricompreso, già introdotto nel testo delle NTC 2008. Inoltre, nella Tabella 7.2.I, per ogni tipologia strutturale e relativi elementi strutturali e per le singole verifiche, sono stati raggruppati e dettagliatamente riportati i *fattori di sovrarresistenza*  $\gamma_{Rd}$  da utilizzare nella progettazione in capacità, che nelle NTC 2008 erano citati ciascuno in un diverso paragrafo. L’inserimento di tali coefficienti in un’unica tabella sinottica risulta particolarmente utile a mostrare all’utente delle norme il quadro di insieme dei *fattori di sovrarresistenza* attribuibili alle varie tipologie ed elementi strutturali per le diverse prestazioni richieste.

Al § 7.2.3, *Criteri di progettazione di elementi strutturali “secondari” ed elementi non strutturali*, sono stati maggiormente chiariti, rispetto al testo delle NTC 2008, i seguenti aspetti:

- *Elementi secondari*: per gli elementi secondari ed i loro collegamenti è stato precisato che essi devono essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando sono soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo *SLC stato limite di collasso*;

- *Elementi costruttivi non strutturali*: sono stati chiariti i compiti delle varie figure coinvolte (progettista, direttore lavori e fornitore /installatore) per ciò che concerne la progettazione e l'installazione antisismica degli elementi costruttivi non strutturali.

In merito ai contenuti del suddetto § 7.2.3, in particolare riguardo alla valutazione della domanda sismica sugli elementi non strutturali, l'Assemblea ha ritenuto opportuno che tale problematica venga ulteriormente trattata nella nuova Circolare esplicativa delle NTC., nella quale dovrebbe essere inserita anche una Tabella esplicativa relativa agli *elementi costruttivi non strutturali*.

Al paragrafo § 7.2.5, *Requisiti strutturali degli elementi di fondazione*, sono state riviste e precisate le norme per la progettazione delle strutture di fondazione superficiali e di quelle su pali.

Al paragrafo § 7.2.6 sono stati precisati i criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica.

Al § 7.3, *Metodi di analisi e criteri di verifica*, sono stati definiti nella Tabella 7.3.I, per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi da considerare, i valori da attribuire al *fattore di comportamento  $q$*  (per l'analisi lineare) e le modalità di modellazione dell'azione sismica (per le analisi non lineari). Al riguardo si evidenzia che il fattore  $q$  è stato ridenominato *fattore di comportamento*, termine di portata più generale e maggiormente in linea con gli Eurocodici, rispetto al termine *fattore di struttura* utilizzato nelle NTC 2008.

Relativamente al § 7.3.1 *"Analisi lineare e non lineare"*, le modifiche consistono essenzialmente in un'omogeneizzazione dell'approccio in capacità per tutte le tipologie costruttive con relativa definizione dei *fattori di comportamento  $q$* , che sono stati riorganizzati in maniera più organica, in funzione delle diverse tecniche costruttive, della tipologia strutturale e della classe di duttilità, nella Tabella 7.3.II, che risulta utile a mostrare all'utilizzatore delle norme il quadro di insieme dei valori attribuibili alle varie tipologie ed elementi strutturali per le diverse prestazioni richieste.

Al §7.3.2, *Analisi dinamica o statica*, l'analisi modale con spettro di risposta o *analisi lineare dinamica*, è stata individuata, analogamente alle NTC 2008, come metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia per comportamenti strutturali dissipativi che non dissipativi. Al riguardo è stato peraltro precisato che, in alternativa all'analisi modale si possono adottare tecniche di analisi più raffinate, quali l'integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso storie temporali del moto del terreno.

Al § 7.3.3, *Analisi lineare dinamica o statica*, è stato precisato che, sia per l'analisi lineare dinamica, sia per l'analisi lineare statica, si deve tenere conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa, indicando le modalità per la determinazione della stessa per gli edifici.



Al § 7.3.3.2, *Analisi lineare statica*, la formula inserita nelle NTC 2008 è stata sostituita con una formula conforme all'Eurocodice, che consente una stima più accurata del periodo fondamentale di vibrazione  $T_1$ .

Al § 7.3.3.3, *Valutazione degli spostamenti della struttura*, rispetto al testo del 2008 è stato aggiunto l'ultimo periodo, in cui viene precisato che “*Gli spostamenti allo SLC si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,2 gli spostamenti allo SLV.*”

Al § 7.3.4.2, *Analisi non lineare statica*, sono stati maggiormente precisati i principi da applicare nell'analisi non lineare statica ed i casi in cui va applicata. Analogamente, al § 7.3.5, sono stati rivisti e precisati i criteri per l'analisi dinamica, lineare e non lineare, con integrazione al passo.

Al §7.3.6, *Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite*, sono state ridefinite le verifiche degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti, in funzione dello stato limite considerato e della classe d'uso. Le verifiche da eseguire, in termini di rigidità, resistenza, duttilità, stabilità e funzionamento, sono state sintetizzate nella Tabella 7.3.III.

Al § 7.3.6.1, *Elementi strutturali*, per quanto riguarda le *Verifiche di rigidità*, i limiti massimi accettabili sugli spostamenti di interpiano sono stati rimodulati per le costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria (0,2% h) e per le costruzioni con struttura portante di muratura armata (0,3% h) e sono stati introdotti per i tamponamenti duttili collegati rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa (0,75% h) e per le costruzioni con struttura portante di muratura confinata (0,25%h). Inoltre per quanto riguarda le *Verifiche di duttilità*, è stato

precisato che la capacità in duttilità della costruzione deve essere pari ad 1.2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello SLV, nel caso si utilizzino modelli lineari, ed alla domanda in duttilità locale e globale allo SLC, nel caso si utilizzino modelli non lineari.

Riguardo al §7.4, *Costruzioni di calcestruzzo*, si rileva che le principali modifiche ed integrazioni rispetto alle NTC 2008 riguardano gli aspetti di seguito richiamati.

- Al § 7.4.1, *Generalità*, è stata introdotta la possibilità di tener conto del confinamento del calcestruzzo nell'analisi strutturale, in coerenza con quanto previsto al Capitolo 4;
- Al § 7.4.3.1, *Tipologie strutturali*, sono state inserite le *strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano*, che si definiscono come le strutture nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, in cui i pilastri sono incastrati in sommità alle travi lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio e nei quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo;

- Al § 7.4.4.1.2, *Verifiche di duttilità*, sono stati inseriti chiarimenti sulle verifiche in duttilità delle travi e sul calcolo della capacità in duttilità di curvatura;
- Al § 7.4.4.3, *Nodi trave-pilastro* e al sottoparagrafo § 7.4.4.3 è stata introdotta la verifica di resistenza del nodo per strutture a comportamento dissipativo e non dissipativo;
- Al § 7.4.4.5, *Pareti*, le regole di progetto delle pareti in c.a. sono state riviste ed allineate a quelle dell'Eurocodice 8, distinguendo le verifiche in resistenza (flessione, taglio) di cui al § 7.4.4.5.1, dalle verifiche in duttilità, che sono state introdotte al §7.4.4.5.2.
- Al § 7.4.5.1, per le strutture prefabbricate con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, è stata prescritta la verifica di duttilità nelle zone dissipative, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, precisando che non è consentito il ricorso alla formula [7.4.29] di cui al § 7.4.6.2.2. Al riguardo si ritiene opportuno che nella nuova Circolare applicativa delle NTC vengano fornite ulteriori precisazioni in merito, in particolare riguardo all'opportunità di avere il confinamento all'incirca uguale nelle due direzioni ortogonali;
- Al §7.4.5.2.1, *Strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi*, è stato evidenziato che non è consentito ricorrere a collegamenti ad appoggio mobile per le strutture pluriplano;
- Al § 7.4.5.3, *Elementi strutturali*, è stato stabilito che per strutture a comportamento dissipativo con pilastri pluripiano incastrati alla base e con travi incernierate ai pilastri stessi va considerato l'incremento del taglio, da valutarsi in accordo alla formula [7.4.14].
- Al § 7.4.6.2, *Limitazioni di armatura*, riguardo ai dettagli costruttivi per le strutture a comportamento dissipativo, è stato precisato che sono vietate le giunzioni di barre mediante saldatura in corrispondenza delle zone dissipative degli elementi strutturali; la giunzione di barre mediante dispositivi meccanici di collegamento è consentita nelle colonne e nelle pareti se dispositivi ed elementi, qualificati secondo quanto indicato al § 11.3.2.9, sono oggetto di prove appropriate in condizioni compatibili con la classe di duttilità scelta;
- Riguardo al § 7.4.6.1.1, relativo ai dettagli costruttivi delle *Travi*, l'Assemblea ha rilevato che è opportuno ripristinare la dizione presente nel testo delle NTC 2008 per la quale “*Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette*”. Infatti l'eliminazione di tale frase può ingenerare equivoci e dubbi sull'interpretazione del testo normativo, come già verificatosi, con conseguenti richieste di pareri al riguardo da parte di pubbliche amministrazioni.
- Al § 7.4.6.2.2, *Pilastri*, è stato stabilito che, per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari, devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2.; in alternativa, è stato prescritto che tali verifiche possono

ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispetta la formula [7.4.30]. Per quanto riguarda le armature trasversali, è stato precisato che le prescrizioni sulle armature trasversali valgono alle estremità di tutti i pilastri primari.

- Al § 7.4.6.2.3, *Nodi trave-pilastro*, sono state modificate le prescrizioni sul quantitativo di staffe da introdurre nel nodo in funzione della tipologia del nodo (interamente confinati, non interamente confinati).
- Al § 7.4.6.2.4, *Pareti*, sono state introdotte nuove prescrizioni sui quantitativi minimi di armatura da garantire nelle pareti al di fuori delle zone dissipative, raccomandando in particolare di fornire un rapporto geometrico di armatura verticale  $\rho \geq 0,5\%$ , in quelle parti della sezione dove, nella situazione sismica di progetto, la deformazione a compressione  $\epsilon_c$  è maggiore dello 0,2%.
- Al § 7.4.6.2.4, *Dettagli costruttivi per la duttilità*, per le zone dissipative di base delle pareti primarie, è stato prescritto di eseguire le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.5.2, precisando che, in alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni di cui alle formule [7.4.3.2] e [7.4.3.3].

Per le *costruzioni in acciaio*, sono stati ridefiniti i coefficienti di sovraresistenza del materiale e delle strutture. Inoltre è stato effettuato un allineamento all'Eurocodice 8 delle regole di progetto secondo la progettazione in capacità. Nello specifico:

- Al § 7.5.1, *Caratteristiche dei materiali*, il paragrafo è stato ampliato e maggiormente dettagliato e sono stati rivisti i fattori di sovra resistenza per i diversi tipi di acciai; § 7.5.2 Il paragrafo viene rinominato "*Tipologie strutturali e fattori di comportamento*";
- Il § 7.5.3.2, *Verifiche di duttilità*, è stato ampliato e maggiormente dettagliato.
- Al § 7.5.4.2, *Collegamenti trave-colonna*, sono state inserite le prescrizioni riguardanti la progettazione in capacità trave-colonna.

Con riferimento al § 7.7, *Costruzioni di legno*, è stato stabilito che anche le costruzioni sismoresistenti di legno, coerentemente con le altre tipologie strutturali, devono essere progettate con una concezione strutturale in accordo con il comportamento dissipativo o non dissipativo.

Al § 7.7.1, *Aspetti concettuali della progettazione* relativi alle costruzioni di legno, è stato chiarito che ai fini dell'applicazione dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda, mentre le componenti non dissipative (gli elementi strutturali) adiacenti devono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di

sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ , di cui alla Tab. 7.2.I; valori inferiori del fattore di sovraresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per la classe di duttilità “A” e a 1,1 per la classe di duttilità “B” devono essere giustificati sulla base di idonee evidenze teorico-sperimentali;

Al § 7.7.3, *Tipologie strutturali e fattori di comportamento*, è stato precisato che, nel caso di strutture con comportamento dissipativo, è obbligo del progettista giustificare la scelta dei valori assunti nei calcoli per il fattore  $q_0$ , sulla base della capacità dissipativa del sistema strutturale nonché dei criteri di dimensionamento dei collegamenti.

Per le *Costruzioni di muratura*, di cui al § 7.8, sono state riviste le regole di progettazione. Al riguardo, in particolare, si evidenzia quanto segue.

- Al § 7.8.1.3, *Modalità costruttive e fattori di comportamento*, sono stati ricalibrati i fattori  $\alpha_{u1}$  /  $\alpha_1$  per le diverse tipologie di costruzioni in muratura;
- Al § 7.8.1.4, *Criteri di progetto e requisiti geometrici*, la tabella 7.8.I *Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma*, è stata ampliata per ricomprendere tutte le tipologie murarie considerate dalla norma.
- Al § 7.8.6.3, *Costruzioni di muratura confinata*, sono stati forniti i dettagli costruttivi per le costruzioni in muratura confinata, introdotte al par. 7.8.4.

Al § 7.9, *Ponti*, sono state inserite precisazioni riguardo ai criteri generali di progettazione dei ponti nel caso di comportamento strutturale dissipativo e non dissipativo. Inoltre le modifiche e le integrazioni apportate al testo normativo si sono basate sui seguenti principi:

- conferma delle limitazioni alle potenziali riduzioni di richiesta sismica conseguenti alle analisi di interazione terreno-struttura, espresse in maniera univoca per tutte le situazioni di caratterizzazione del sottosuolo;
- prescrizione di analoghe limitazioni anche alle analisi di risposta sismica locale;
- eliminazione delle prescrizioni sulle modalità di analisi e modellazione, che potranno essere opportunamente riprese ed estese in documenti tecnici di diversa valenza.

Inoltre sono state effettuate alcune revisioni editoriali, a parità di contenuto tecnico, relativamente ad alcune terminologie inappropriate per i ponti obliqui o di larghezza elevata, nonché ad indicazioni relative alla riduzione di rigidità torsionale degli impalcati conseguenti alle fessurazioni per azioni sismiche, ritenute non congruenti con il principio generale per cui gli impalcati non devono costituire elementi atti a fornire duttilità e devono restare in campo sostanzialmente elastico.

Per quanto riguarda il § 7.11 *Opere e sistemi geotecnici*, questo paragrafo ha subito modificazioni e integrazioni nei riguardi sia degli aspetti generali della progettazione sia di aspetti riguardanti singole opere o interventi.

In particolare, al § 7.11.1 viene sancito il principio che le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nei paragrafi di riferimento per le diverse opere.

Riguardo al §7.11.5. *Fondazioni*, si evidenzia quanto segue. Per le verifiche di capacità portante delle *fondazioni superficiali* è stato mantenuto lo stesso valore di  $\gamma_R$  impiegato nelle verifiche in campo statico, alla luce della considerazione che le azioni in fondazione non risultano necessariamente le più gravose, viste le possibilità ammesse nel paragrafo 7.2.5 per la valutazione delle stesse.

Viene in ogni caso ammessa la possibilità di ridurre il valore di tale coefficiente a 1.8, nel caso si consideri esplicitamente l'effetto delle azioni di inerzia sul volume di terreno significativo.

Per quanto concerne lo *stato limite di servizio SLD*, allo scopo di conseguire una sostanziale semplificazione delle procedure, in alternativa alla possibilità di eseguire specifiche analisi dinamiche, si ritiene soddisfatta la verifica se, con le azioni corrispondenti allo *SLD*, il carico limite è determinato con  $\gamma_R = 2.3$ .

Analoga impostazione è stata data alle *fondazioni su pali* per quanto riguarda sempre la verifica nei confronti dello *SLD*.

Per quanto concerne in particolare le *Paratie* (§7.11.6.3), l'attuale impostazione consente di coniugare in modo coerente aspetti relativi alle prestazioni dell'opera in presenza di sisma e aspetti relativi alle massime sollecitazioni attese.

Nel complesso le modifiche e integrazioni apportate all'intero § 7.11 *Opere e sistemi geotecnici* comportano una migliore lettura delle fasi in cui si articola la progettazione geotecnica, che vede il dimensionamento dell'opera in campo statico, la verifica della prestazione dell'opera in presenza di azioni sismiche con i valori caratteristici dei parametri geotecnici e che evita errate valutazioni delle caratteristiche di sollecitazione, in quanto queste ultime risultano condizionate dagli spostamenti permanenti subiti dall'opera.

Al riguardo l'Assemblea ha evidenziato la necessità che nella nuova Circolare applicativa delle NTC venga chiarito il significato della riduzione dell'accelerazione massima al suolo attraverso il coefficiente  $\beta$ , che è quello di assumere implicitamente che nel terreno si sviluppino meccanismi di tipo dissipativo, il che è possibile soltanto se l'accelerazione massima al suolo supera

l'accelerazione critica. In tal caso, le verifiche del sistema geotecnico possono essere condotte con l'accelerazione ridotta  $\beta \times a_g$  e la resistenza strutturale deve essere quella necessaria per assorbire le azioni corrispondenti all'accelerazione critica, cioè il valore dell'accelerazione che determina lo sviluppo dei meccanismi dissipativi. Nella Circolare dovrà inoltre essere precisato che il valore dello spostamento  $u_s$  che compare in ascissa sul diagramma della Figura 7.11.3 “*Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$* ”, non ha nulla a che vedere con il valore dello spostamento che determina il raggiungimento di uno stato limite di esercizio SLE.

## Capitolo 8 - Costruzioni esistenti

Il Capitolo 8 tratta le costruzioni esistenti, definendo i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione degli interventi sugli edifici esistenti in presenza di azioni sismiche, in base alla distinzione fondamentale delle tre diverse categorie d'intervento che possono essere applicate (interventi di adeguamento, interventi di miglioramento e interventi di riparazione o interventi locali) e con riferimento alle caratteristiche materiche dei manufatti (costruzioni in muratura, in calcestruzzo, in acciaio o miste).

Ciò evidenziato in linea generale, per quanto concerne le principali modifiche apportate rispetto alle NTC 2008, sono le seguenti.

- Al § 8.3, confermando che le verifiche sugli edifici esistenti vanno generalmente effettuate per i soli SLU, è stato precisato che per edifici di classe IV sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti;  
Si è inoltre precisato che “*Nelle verifiche sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto  $\zeta_E$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni...*”:
- Al § 8.4, *Classificazione degli interventi*, è stato invertito l'ordine di elencazione dei tipi di intervento sugli edifici esistenti, partendo dagli interventi di riparazione o locali, passando per gli interventi di miglioramento, sino a giungere agli interventi di adeguamento.
- Al § 8.4.1, ora denominato *Riparazione o intervento locale*, sono state maggiormente specificate le finalità degli interventi locali, precisando altresì che “*Il progetto e la valutazione della sicurezza (...)*” devono dimostrare “*che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti*”; ciò a differenza del testo del 2008, che

stabiliva che “*Il progetto e la valutazione della sicurezza (...)*” devono dimostrare “*che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.*”

E’ stata però introdotta la precisazione che “*Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l’incremento di sicurezza*”.

- Al § 8.4.2, *Interventi di miglioramento*, rispetto al testo delle NTC 2008, con la finalità di indicare dei limiti minimi per il miglioramento, si è precisato che “*per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta_E$  può essere minore dell’unità*” precisando però che “*a meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III e IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,4*”.

Nello stesso paragrafo è stato altresì stabilito che, nel caso di interventi di miglioramento che prevedano l’impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento si deve comunque avere almeno  $\zeta_E = 1,0$ .

- Al § 8.4.3, *Interventi di adeguamento*, in relazione ai tipi di intervento per i quali è obbligatorio l’adeguamento, sono state apportate le seguenti precisazioni: per il caso b) è stata aggiunta la frase “*e tali da alterarne significativamente la risposta*”; per il caso c) è stato precisato i carichi globali in fondazione devono essere “*valutati secondo la combinazione caratteristica per carichi gravitazionali di cui alla Equazione 2.5.2*”; per il punto d) è stato aggiunto il seguente paragrafo; “*nel caso di edifici, effettuare interventi strutturali che trasformino il sistema strutturale mediante l’impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani*”.
- Sempre al § 8.4.3, per il solo caso c), cioè per gli interventi con “*variazioni di classe e/o di destinazione d’uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione, nella combinazione SLU, superiori al 10%*”, è stata introdotta la possibilità di assumere il coefficiente  $\zeta_E = 0,80$  anziché  $\zeta_E = 1$  per effettuare l’adeguamento sismico, cioè di conseguire un livello di sicurezza pari all’80% rispetto a quello delle nuove costruzioni. Ciò è stato previsto in quanto il citato punto c), rispetto agli altri facenti parte dell’elenco dei casi in cui è obbligatorio l’adeguamento, è un intervento che non comporta modifiche strutturali, ma solo un cambiamento di destinazione d’uso.

- Al § 8.5.3 dedicato alla *Caratterizzazione meccanica dei materiali*, oltre ad aver meglio definito i “beni culturali” da un punto di vista giuridico e introdotto anche la fattispecie relativa agli “insediamenti storici”, si è precisato che in relazione alle indagini e prove da effettuarsi ai fini della caratterizzazione predetta “*Le prove di cui alla Circolare 8 settembre 2010, n. 7617/STC, il prelievo dei campioni dalla struttura e l’esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all’articolo 59 del DPR 380/2001*”.
- Al § 8.5.4 sono stati meglio definiti i livelli di conoscenza, articolati in tre livelli progressivi da LC1 a LC3.
- al § 8.7.5 sono state precisate le verifiche da effettuare nel caso di interventi locali, prima limitate ai soli interventi di miglioramento e adeguamento.

A riguardo, come osservato dall’Assemblea, le modifiche sopra evidenziate costituiscono un primo passo in un auspicabile processo di revisione dell’approccio tecnico, scientifico e normativo nei confronti delle costruzioni esistenti, volto ad una più diffusa riduzione del rischio sismico del vastissimo patrimonio edilizio e infrastrutturale che caratterizza l’Italia. In tal senso l’Assemblea ha raccomandato che in tale processo di revisione, in riferimento alla valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti, l’approccio desumibile dal testo in esame possa essere esteso a tutte le azioni.

## **Capitolo 9 - Collaudo statico**

Il Capitolo 9 ha subito limitatissime modifiche rispetto alle NTC 2008, considerato anche che tale materia, al di là dei profili prettamente tecnici, deve essere trattata nelle fonti normative di rango primario, quali il D.P.R. 380/2001 e ss. mm. ii.

Pertanto, nel testo in esame le uniche modifiche apportate rispetto al testo del 2008 sono le seguenti:

- è stata parzialmente rivista ed integrata la dizione di *collaudo statico*, che viene definito come procedura disciplinata dalle vigenti leggi di settore e finalizzata alla valutazione e al giudizio sulle prestazioni delle opere e delle componenti strutturali comprese nel progetto ed eventuali varianti depositati presso gli organi di controllo competenti; in caso di esito positivo, la procedura si conclude con l’emissione del certificato di collaudo. Ciò al fine di evidenziare che il collaudo statico deve riferirsi al progetto effettivamente depositato presso gli organi di controllo competenti e alle sue eventuali varianti anch’esse depositate a termini di legge;
- è stato generalizzato il principio per cui “*il collaudo statico, tranne casi particolari, va eseguito in corso d’opera*”, eliminando quindi il riferimento contenuto nelle NTC 2008 ai soli casi in cui “*vengono posti in opera elementi strutturali non più ispezionabili, controllabili e collaudabili a seguito del proseguire della costruzione*”; ciò in quanto, ai fini del controllo



effettivo sulla corretta esecuzione di un' opera e sulla conformità di quanto eseguito al progetto e alle sue eventuali varianti, risulta essenziale che l'attività di collaudo venga svolta in corso d'opera.

Per il restante articolato del Capitolo 9, viene confermato il testo delle NTC 2008, a sua volta mutuato dalle previgenti norme tecniche e che pertanto rappresenta una norma ormai consolidata.

## **Capitolo 10 - Redazione dei progetti strutturali e delle Relazioni di calcolo**

Nel Capitolo 10 il testo è stato riarticolato in più paragrafi e sono state introdotte limitate modifiche ed integrazioni redazionali che, pur senza alterare in modo sostanziale i contenuti del testo precedente, possono contribuire a migliorare la qualità degli elaborati del progetto strutturale da redigere, ed in particolare della Relazione di calcolo, nel caso di utilizzo di programmi automatici.

In particolare, è stata inserita una dettagliata elencazione degli elementi che la Relazione di calcolo deve riportare, anche al fine di rendere più agevole l'esame del progetto sia da parte degli organi di controllo che del collaudatore. Inoltre, atteso che frequentemente la Relazione di calcolo è costituita quasi esclusivamente dal tabulato emesso dal programma di calcolo, è stata inserita la disposizione per cui è opportuno che *“i tabulati generalmente forniti dai programmi automatici, cui la Relazione di calcolo deve fare riferimento, non facciano parte integrante della Relazione stessa, ma ne costituiscano un allegato”*. Per quanto concerne la *“Validazione indipendente del calcolo strutturale”* di cui al par. 10.2.2, tale dizione è stata modificata in *“Valutazione indipendente del calcolo strutturale”* per non ingenerare confusione ed equivoci rispetto alla procedura di Validazione dei progetti di cui all'art. 55 del Regolamento di attuazione del Codice dei contratti (DPR 207/2010).

## **Capitolo 11 - Materiali e prodotti per uso strutturale**

Per quanto concerne il Capitolo 11 il testo è stato sostanzialmente rivisto in accordo con le disposizioni del Regolamento UE sui prodotti da costruzione n. 305/2011 (nel seguito Regolamento), entrato integralmente in vigore in data 1.07.2013, che *“fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione ed abroga la Direttiva 89/106/CEE”*. Tale revisione è avvenuta anche in base all'esperienza acquisita nell'ambito delle attività istituzionali del Servizio Tecnico Centrale e delle Sezioni del Consiglio Superiore, nonché a seguito di osservazioni al testo pervenute dai settori professionali e produttivi. In particolare, le modifiche ed integrazioni apportate al testo delle NTC 2008, sono le seguenti.

- Al § 11.1, *Generalità*, è stata introdotta una definizione più puntuale dei *materiali e prodotti ad uso strutturale*, evidenziando, in termini prestazionali, che essi consentono ad un'opera in cui

sono incorporati permanentemente di soddisfare in maniera prioritaria il requisito base n.1 “Resistenza meccanica e stabilità”; tale definizione è altresì in linea, così come l’intero Capitolo, con la terminologia del sopra citato Regolamento.

Sono state inoltre effettuate una serie di modifiche al testo del paragrafo 11.1, sempre in conformità con il Regolamento (articoli da 19 a 28), tra le quali, al punto A), la sostituzione del termine “*Benestare Tecnico Europeo*” (ETApp), di cui alla previgente Direttiva 89/106 (CE), con il termine “*Valutazione Tecnica Europea*” (ETAss), introdotto dal Regolamento, nonché, per quanto riguarda la procedura di qualificazione nazionale, la corrispondente sostituzione al punto C) del termine “*Certificato di Idoneità Tecnica*” (CIT) con il termine “*Certificato di Valutazione Tecnica*” (CVT).

Inoltre, riguardo a quest’ultima procedura di cui alla lettera C) del §11.1, si rileva che nel testo è stato opportunamente precisato che il *Certificato di Valutazione Tecnica* viene rilasciato “*anche sulla base della pertinente Linea Guida approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ove disponibile*”. In tal modo viene chiarito che tale procedura si può applicare anche in assenza di specifiche *Linee Guida* del Consiglio Superiore, in linea con le precisazioni fornite dal Consiglio stesso in numerosi Voti di I Sezione, tra i quali il Voto n. 133 del 16.11.2010 ed il Voto n. 80 del 4.10.2011.

Sempre in riferimento al Regolamento è stato introdotto nel testo un richiamo alla “*dichiarazione di prestazione*”, che ha sostituito, in ambito europeo, la “*dichiarazione di conformità*”.

Nel testo in esame è stato altresì precisato che le Linee guida a base dell’emanazione del *Certificato di Valutazione Tecnica* possano essere elaborate in collaborazione con il Dipartimento dei Vigili del Fuoco qualora il prodotto debba soddisfare anche il requisito della sicurezza in caso di incendio.

E’ stata inoltre prevista una norma transitoria, onde consentire agli operatori del settore di poter continuare ad utilizzare i CIT già emessi, fino alla fine del relativo periodo di validità.

Infine, è stata introdotta una procedura delegificata per l’aggiornamento delle norme volontarie UNI che vengono richiamate nelle NTC e dei riferimenti alle norme EN ed ISO, che si rende periodicamente necessario per assicurare l’allineamento di tali rimandi all’evoluzione del quadro normativo UNI, EN e ISO di riferimento.

- Per quanto riguarda il § 11.2, *Calcestruzzi* è proceduto ad una integrazione e ad un miglioramento del testo, anche dal punto di vista formale. In particolare, sono stati introdotti miglioramenti riguardo ai controlli sulla qualità del calcestruzzo e all’uso degli aggregati da riciclo; sono state risolte alcune problematiche connesse ai controlli in opera, fra cui quella

relativa all'impiego del valor medio e di quello caratteristico; sono state inoltre introdotte le qualificazioni degli intermediari relative ai leganti, in armonia con la normativa europea di settore.

- Al §11.2.2 “*Controlli di qualità sul calcestruzzo*” si è ritenuto opportuno, per meglio definire la ripartizione delle responsabilità di tali controlli, che il costruttore resti responsabile del calcestruzzo *posto in opera*, che è poi sottoposto ai controlli da parte del Direttore dei lavori.
- Nell’ambito della “*Valutazione preliminare*, § 11.2.3, sono state fornite alcune indicazioni operative, aggiuntive a quanto già riportato nella norma, riguardo alla documentazione che deve essere richiesta ed esaminata dal Direttore dei lavori in sede di valutazione preliminare delle miscele di calcestruzzo. L’Assemblea ha auspicato, a riguardo, che maggiori dettagli possano essere forniti nella Circolare esplicativa.
- Ai § 11.2.5.3 e 11.2.5.4 il testo è stato migliorato, anche al fine di garantire la rintracciabilità dei campioni ed una precisa definizione dei tempi per l’esecuzione delle prove, come di seguito riportato:

*“Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all’accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l’esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.*

*Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l’emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l’identificabilità e la rintracciabilità”.*

Tale testo è poi stato replicato in relazione a tutti i diversi materiali trattati nel Capitolo in questione.

- Al § 11.2.6 “*Controllo della resistenza del calcestruzzo in opera*”, è stata precisata la procedura da applicare in caso di prove di accettazione non soddisfacenti o di dubbi circa le stesse, precisando che si può procedere ad una valutazione delle caratteristiche di resistenza attraverso una serie di prove, distruttive e non, eseguite ai fini della valutazione della resistenza, chiarendo che tali controlli non sono, in ogni caso, sostitutivi dei controlli di accettazione ma potranno essere comunque utili al Direttore dei lavori “... *per formulare un giudizio sul calcestruzzo in opera*”.

- Al § 11.2.8, sono stati altresì ribaditi i compiti di vigilanza del Direttore dei lavori nel caso di produzione in cantiere di calcestruzzo preconfezionato, anche per quantità inferiori a 1500 m<sup>3</sup>.
  - Al § 11.2.9 “*Componenti del calcestruzzo*” sono stati apportati numerosi miglioramenti al testo normativo al fine di garantire la qualità di leganti, aggregati, aggiunte, additivi, acqua.
  - Al § 11.2.2 “*Calcestruzzo fibrorinforzato*”, per la qualificazione di tale materiale e la progettazione di strutture che ne prevedano l’uso, si è stabilito che si dovrà “*fare esclusivo riferimento a specifiche disposizioni emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*”.
- Riguardo al paragrafo 11.3, *Acciaio*, oltre alle numerose correzioni apportate per allineare terminologia e procedure, ove occorrente, al Regolamento, particolare attenzione è stata posta al fine di garantire l’identificazione e la rintracciabilità dei prodotti.

E’ stato previsto il riordino di quanto prescritto per gli acciai da calcestruzzo armato, con particolare riguardo ai controlli effettuati nei Centri di trasformazione ed in cantiere, in tutti i casi di impiego di carpenterie metalliche, nonché una revisione del testo finalizzata ad allineare la norma nazionale ai riferimenti comunitari di settore, decisamente più restrittivi, riguardo agli acciai da calcestruzzo armato precompresso.

Per quanto concerne i componenti in acciaio per strutture metalliche e strutture composte, l’Assemblea ha rilevato in particolare che nel testo proposto si è tenuto conto della norma europea armonizzata UNI EN 1090-1 e della conseguente marcatura CE di elementi prelaborati. Inoltre, è stato proposto di distinguere i Centri di trasformazione per carpenteria metallica, definiti come “*centri di prelaborazione di componenti strutturali ed officine di produzione di carpenterie metalliche*”, dai Produttori di elementi tipologici in acciaio, definiti come “*centri di produzione di elementi in acciaio*” quali lamiere grecate e trafilati a freddo, produzione di bulloni e chiodi, produzione di elementi strutturali in serie.

I controlli di accettazione in cantiere sono stati meglio definiti, e, se necessario introdotti, in modo da renderli chiaramente obbligatori in tutti i casi di impiego di carpenterie metalliche.

Inoltre, nello specifico, si rileva quanto segue:

- Al § 11.3.1.2, *Controlli di produzione in stabilimento e procedure di qualificazione*, si è esplicitamente introdotta la figura del *Mandatario*, prevista dal Regolamento e dalle ordinarie procedure del Servizio Tecnico Centrale, nell’ambito della procedura di qualificazione riguardante fabbricanti non stabiliti sul territorio dell’Unione Europea.

- Riguardo al §11.3.1.3, *Mantenimento e rinnovo della qualificazione*” è stato eliminato l’obbligo di effettuazione delle visite ispettive periodiche nel caso di sospensione della produzione.
- Al §11.3.2.5.1, *Identificazione delle reti e dei tralicci elettrosaldati*, è stato precisato che la produzione di tali prodotti può essere effettuata solo a partire da materiale base qualificato.
- In relazione ai controlli da effettuarsi in stabilimento, nei Centri di trasformazione e in cantiere sono state introdotte precisazioni lessicali volte a rendere univoci i riferimenti.
- In particolare si rileva che nella *Tabella 11.3. VI. a - Valori di accettazione nei Centri di trasformazione – barre e rotoli dopo la raddrizzatura*, sono stati confermati i valori presenti nelle NTC 2008. Tale notazione vale anche per le *Tablelle 11.3. VII. a e 11.3. VII. b* relative ai controlli di accettazione in cantiere.
- Nel § 11.3.4.9 - *Acciai da carpenteria per strutture soggette ad azioni sismiche*, sono state inserite le seguenti disposizioni:
  - “*Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole addizionali:*
    - *per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura  $f_{tk}$  e la tensione di snervamento  $f_{yk}$  deve essere maggiore di 1,10 e l’allungamento a rottura  $A_5$ , misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;*
    - *la tensione di snervamento media  $f_{y,media}$  deve risultare inferiore ad 1,20  $f_{y,k}$  per acciaio S235 e S275, oppure ad 1,10  $f_{y,k}$  per acciai S355 S420 ed S46”.*
  - Al § 11.3.4.11.3 per quanto attiene i Controlli di accettazione in cantiere degli acciai da carpenteria, sono state inserite le prove sulle “giunzioni meccaniche”.

Per quanto riguarda il paragrafo 11.4 *Materiali diversi dall’acciaio con funzione di armatura in strutture di calcestruzzo armato*, l’Assemblea ha rilevato che il titolo è stato modificato in “*Ancoranti per uso strutturale e giunti di dilatazione*” e, conseguentemente il relativo contenuto, che fornisce indicazioni circa l’impiego di tali prodotti per uso strutturale, non normati nelle vigenti NTC 2008.

- In merito ai paragrafi 11.5 *Sistemi di Precompressione a cavi post tesi e tiranti di ancoraggio*, e 11.6 *Appoggi strutturali*, sono state proposte limitate modifiche, mirate a migliorare l’adozione delle relative procedure, in riferimento al contesto normativo nazionale ed europeo, peraltro in continua evoluzione. Al riguardo si osserva, in particolare, l’esplicita citazione nel §11.5 della “*Linea guida per la certificazione dell’idoneità tecnica dei sistemi di precompressione a cavi post-tesi*” e della “*Linea Guida per il rilascio della certificazione di idoneità tecnica all’impiego*

*di tiranti per uso geotecnico di tipo attivo*”, nel frattempo emanate dal Consiglio Superiore - Servizio Tecnico Centrale.

- Riguardo al §11.7, *Materiali e prodotti a base di legno*, le modifiche apportate vertono essenzialmente sui seguenti aspetti:
  - per quanto riguarda il legno massiccio, il titolo del capitolo 11.7.4 è stato modificato da *Legno lamellare incollato* a *Legno lamellare incollato e legno massiccio incollato* e sono state revisionate le norme relative alla classificazione a vista secondo la resistenza, in accordo con le disposizioni dell’Appendice A della UNI EN 14081-1:2011;
  - riguardo al legno lamellare è stato inserito un richiamo alla UNI EN 14081-1 per quanto concerne i criteri di definizione della conformità delle singole lamelle ai fini della composizione del legno lamellare; per l’iter di qualificazione nazionale, è stato definito il controllo interno della produzione, in linea con la UNI EN 14080;
  - è stato introdotto l’obbligo di classificazione a macchina delle singole tavole di formazione se superiori a C30;
  - per quanto riguarda i Centri di lavorazione, è stato introdotto l’obbligo di qualificazione nazionale e sono stati definiti i criteri per la qualificazione nazionale con possibilità di “sospensione” o di “revoca”, da parte del Servizio Tecnico Centrale, degli attestati di qualificazione;
  - il paragrafo 11.7.10 è stato completamente riorganizzato, introducendo un paragrafo specificamente dedicato ai Centri di trasformazione, il cui riferimento compare ora anche nel titolo del paragrafo stesso;
  - notevolmente incrementata risulta anche la parte (paragrafo 11.7.10.2) dedicata ai *Controlli di accettazione*, dove sono stati meglio precisati i controlli obbligatori, in fase di accettazione del materiale in cantiere, da parte del Direttore Lavori, con esemplificazione di prove a carattere non distruttivo effettuabili e con l’estensione delle prove anche agli “elementi meccanici di collegamento”.
- Nel paragrafo 11.8, *Componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.*, le modifiche rispetto alle NTC 2008 vertono essenzialmente sui seguenti aspetti:
  - una migliore definizione degli aspetti generali con un puntuale riferimento, per la *“dichiarazione della prestazione ed etichettatura”*, ai metodi previsti dalle norme europee armonizzate;
  - una omogeneizzazione dei termini utilizzati in relazione ad altri materiali e prodotti, ricorrendo, anche in questo caso, al termine di *“Certificato di valutazione tecnica”* al posto

di altre locuzioni attualmente utilizzate e ciò, oltre che per motivi concettuali, anche per semplificare i compiti del Servizio Tecnico Centrale;

- una maggiore definizione dei controlli in stabilimento sugli acciai;
- l'introduzione esplicita dell'obbligo di idonea qualificazione (marcatura CE o deposito) per i dispositivi meccanici di collegamento.

- Nel paragrafo 11.9, *Dispositivi antisismici*, oltre ad una modifica al titolo, esteso anche ai “*dispositivi di controllo delle vibrazioni*”, il testo proposto prevede una completa integrazione delle NTC con quanto previsto dalla norma europea armonizzata UNI EN 15129.

In merito sono state definite le grandezze da assumere per lo *spostamento di progetto* per un terremoto riferito allo SLV, e per un terremoto riferito allo SLC.

Le procedure di qualificazione sono state aggiornate in riferimento al Regolamento, mentre è stato modificato e integrato il paragrafo dedicato alle *Procedure di accettazione*.

In merito a queste ultime, oltre alla precisazione che le prove devono essere “eseguite” oltre che “certificate” da un Laboratorio di cui all'art. 59 del DPR 380/01, il numero delle prove di accettazione è stato portato al 20% per tutti i dispositivi, con precisazioni sul numero minimo in relazione ai differenti tipi di dispositivo.

E' stata altresì effettuata l'armonizzazione dei metodi di prova, per le prove di accettazione in cantiere, con quelli previsti dalla suddetta norma europea armonizzata UNI EN 15129 per le prove di controllo di produzione in fabbrica, già obbligatorie ai fini della marcatura CE. E' stata altresì introdotta la possibilità di impiego parziale delle stesse prove di FPC, campionate dal Direttore dei Lavori e certificate dal Laboratorio di cui all'art. 59 del DPR 380/01, come prove di accettazione in cantiere.

- Infine, per quanto riguarda al paragrafo 11.10, *Muratura portante*, sono state apportate limitate modifiche, attinenti alcuni termini usati, oltre all'introduzione delle precisazioni procedurali e temporali relative alle prove di accettazione.

## **Capitolo 12 – Riferimenti tecnici**

Nel Capitolo 12 sono stati elencati i documenti tecnici che costituiscono riferimenti di comprovata validità e pertanto possono essere utilizzati ad integrazione delle NTC per quanto con esse non in contrasto, precisando che, per quanto non trattato nelle NTC stesse o nei documenti di comprovata validità elencati, possono essere utilizzati anche altri codici internazionali; è peraltro responsabilità del progettista garantire espressamente livelli di sicurezza coerenti con quelli delle NTC stesse.

Inoltre, con riferimento all'intero testo normativo in esame, sono stati aggiornati ed integrati i riferimenti alle norme EN ed ISO o alle norme volontarie UNI, riportando in genere gli estremi completi delle norme citate, per facilitarne la consultazione.

Inoltre sono stati modificati, la numerazione e la denominazione di alcuni paragrafi, talvolta traslandone il contenuto; al riguardo su indicazione dell'Assemblea il testo normativo è stato corredato di un Indice.

Infine, l'Assemblea ha evidenziato la necessità del tempestivo aggiornamento della Circolare n. 617/2009 *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”* per renderla coerente nei contenuti ed omogenea, anche sotto il profilo redazionale rispetto all'attuale revisione delle Norme tecniche; tale Circolare dovrebbe essere emanata pressoché contemporaneamente alla pubblicazione delle NTC.

Sotto il profilo amministrativo, si evidenzia che, ai sensi dell' articolo 52 del DPR 6 giugno 2001 n.380 e ss. mm. ii., le norme tecniche ed i relativi aggiornamenti entrano in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione dei rispettivi decreti nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.

Al riguardo, l'Assemblea ha rilevato, la necessità che il decreto interministeriale di approvazione delle Norme tecniche per le costruzioni preveda un periodo transitorio nel quale - per le costruzioni e le opere infrastrutturali già iniziate, per quelle per le quali le amministrazioni aggiudicatrici abbiano già proceduto all'affidamento dei lavori, nonché per quelle il cui progetto definitivo, nel caso di opere pubbliche, sia stato già approvato dagli Organi competenti, oppure il cui progetto esecutivo, nel caso di opere private, sia stato già depositato presso i competenti uffici, a termini di legge, prima dell'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le costruzioni in esame - restano in vigore le norme di cui al D.M. 14gennaio 2008 fino all'ultimazione dei lavori e all'eventuale collaudo.

Si rammenta, inoltre, che la procedura di emanazione del decreto interministeriale di approvazione delle Norme tecniche per le costruzioni deve prevedere il concerto con il Ministro dell'Interno ed il Capo del Dipartimento della Protezione Civile, nonché l'intesa con la Conferenza Unificata Stato-Regioni ai sensi dell'art.54 del D.L. 112/98.



SCHEMA DECRETO

**IL MINISTRO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI**

di concerto con

**IL MINISTRO DELL'INTERNO**

e con

**IL CAPO DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE**

**VISTA** la legge 5 novembre 1971, n. 1086, recante “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;

**VISTA** la legge 2 febbraio 1974, n. 64, recante “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;

**VISTA** la legge 21 giugno 1986, n. 317, recante “Procedura di informazione nel settore delle norme e regolamentazioni tecniche delle regole relative ai servizi della società dell'informazione in attuazione della direttiva 98/34/CE del Parlamento europeo e del Consiglio del 22 giugno 1998, modificata dalla direttiva 98/48/CE del Parlamento europeo e del Consiglio del 20 luglio 1998”;

**VISTO** il decreto del Presidente della Repubblica 21 aprile 1993, n. 246, recante “Regolamento di attuazione della direttiva 89/106/CEE relativa ai prodotti da costruzione”;

**VISTO** il Regolamento (UE) del Parlamento europeo e del Consiglio 9 marzo 2011, n.305 che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE del Consiglio;

**VISTO** il decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112, recante “Conferimento di funzioni e compiti amministrativi allo Stato, alle regioni e agli enti locali in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59”;

**VISTO** il decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, recante “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;

**VISTO** il decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186, ed in particolare l'articolo 5, comma 1, che prevede la redazione, da parte del Consiglio superiore dei lavori pubblici, di concerto con il Dipartimento della protezione civile, di normative tecniche, anche per la verifica sismica ed idraulica, relative alle costruzioni, nonché per la progettazione, la costruzione e l'adeguamento, anche sismico ed idraulico, delle dighe di ritenuta, dei ponti e delle opere di fondazione e sostegno dei terreni, per assicurare uniformi livelli di sicurezza;

**VISTO** il *decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008*, con il quale sono state approvate le “Nuove norme tecniche per le costruzioni” pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 30 del 4 febbraio 2008, n. 29;

**CONSIDERATA** la necessità di procedere al previsto aggiornamento biennale delle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” di cui al citato *decreto ministeriale 14 gennaio 2008*;

**VISTO** il voto n. 53 con il quale l'Assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici nella adunanza del 24 ottobre 2014 si è espressa favorevolmente in ordine all'aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, di cui al citato *decreto ministeriale 14 gennaio 2008*;

**VISTA** la nota n. 7889, del 27 febbraio 2015, con la quale il Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici ha trasmesso all'Ufficio legislativo del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti il suddetto aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, licenziato dall'Assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici;

**VISTO** l'articolo 52 del citato decreto del Presidente della Repubblica n. 38 del 2001, che dispone che in tutti i comuni della Repubblica le costruzioni, sia pubbliche, che private debbono essere realizzate in osservanza delle norme tecniche riguardanti i vari elementi costruttivi fissate con decreti del Ministro per le infrastrutture, di concerto con il Ministro dell'interno qualora le norme tecniche riguardino costruzioni in zone sismiche;

**CONSIDERATO** che il comma 2 dell'articolo 5 del predetto decreto-legge n. 136 del 2004 prevede che le norme tecniche siano emanate con le procedure di cui all'articolo 52 del citato decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001, di concerto con il Dipartimento della Protezione Civile;

**VISTO** l'articolo 54 del citato decreto legislativo n. 112 del 1998, il quale prevede che alcune funzioni mantenute in capo allo Stato, quali la predisposizione della normativa tecnica nazionale per le opere in cemento armato e in acciaio e le costruzioni in zone sismiche, siano esercitate di intesa con la Conferenza unificata;

**VISTO** l'articolo 93 del suddetto decreto legislativo n. 112 del 1998, il quale prevede che alcune funzioni mantenute in capo allo Stato, quali i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e le norme tecniche per le costruzioni nelle medesime zone, siano esercitate sentita la Conferenza unificata;

**VISTO** l'articolo 83 del citato decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001, il quale prevede che tutte le costruzioni la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, da realizzarsi in zone dichiarate sismiche, siano disciplinate, oltre che dalle disposizioni di cui al predetto articolo 52 del medesimo decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001, da specifiche norme tecniche emanate con decreti del Ministro per le infrastrutture ed i trasporti, di concerto con il Ministro per l'interno, sentiti il Consiglio superiore dei lavori pubblici, il Consiglio nazionale delle ricerche e la Conferenza unificata;

**VISTO** il concerto espresso dal capo del Dipartimento della protezione civile con nota prot. n. SIV/0033386 del 1 luglio 2016, ai sensi del citato articolo 5, comma 2, del decreto-legge n. 136 del 2004;

**VISTO** il concerto espresso dal Ministro dell'interno con nota prot. n. 0015221 del 2 settembre 2016, ai sensi dell'articolo 1, comma 1, del citato articolo 52 del decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001;

**ACQUISITA** l'intesa con la Conferenza unificata resa nella seduta del \_\_\_\_\_, ai sensi del citato articolo 54 del decreto legislativo n. 112 del 1998;

**SENTITO** il Consiglio nazionale delle ricerche con nota prot. n. \_\_\_\_\_ del \_\_\_\_\_ ai sensi del citato articolo 83 del decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001;

**CONSIDERATO**, che lo schema di decreto è stato notificato, per il tramite del Ministero dello sviluppo economico, alla Commissione europea ai sensi della *direttiva 98/34/CE* del Parlamento europeo e del Consiglio del 22 giugno 1998, modificata dalla *direttiva 98/48/CE* del Parlamento europeo e del Consiglio del 20 luglio 1998 e che alla data del \_\_\_\_\_ è venuto a scadenza il termine di astensione obbligatoria di cui all'articolo 9, paragrafo 1, della medesima direttiva;

**CONSIDERATA** la necessità di definire l'ambito di applicazione delle norme tecniche, anche in relazione alle opere con progetto definitivo o esecutivo approvato e alle opere con lavori in corso di esecuzione, in conformità al citato voto n. 53/2014 del Consiglio Superiore dei lavori pubblici;

## DECRETA

### **Articolo 1**

*(Approvazione)*

1. È approvato il testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed al decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186, allegato al presente decreto. Le presenti norme sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

### **Articolo 2**

*(Ambito di applicazione e disposizioni transitorie)*

1. Per le costruzioni e le opere infrastrutturali già iniziate, per quelle per le quali le amministrazioni aggiudicatrici abbiano già proceduto all'affidamento dei lavori, nonché per quelle il cui progetto definitivo, nel caso di opere pubbliche, sia stato già approvato dagli Organi competenti, oppure il cui progetto esecutivo, nel caso di opere private, sia stato già depositato, ai sensi delle vigenti disposizioni di legge, presso i competenti uffici, prima dell'entrata in vigore delle Norme tecniche per le costruzioni di cui all'articolo 1, si possono continuare ad applicare le norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo degli stessi.

### **Articolo 3**

*(Entrata in vigore)*

1. Le norme tecniche di cui all'articolo 1 entrano in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione del presente decreto nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.

Il presente decreto ed i relativi allegati sono pubblicati nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana

IL MINISTRO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

IL MINISTRO DELL'INTERNO

IL CAPO DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE