



**CONSIGLIO NAZIONALE DEGLI INGEGNERI**

**PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - 00186 ROMA - VIA ARENULA, 71**

**Gruppo di Lavoro**

**Revisione Norme Tecniche**

**(Coordinatore: Alberto Speroni, consigliere CNI)**

**Componenti:**

**Vincenzo Bacco, Gianfranco Baldan, Marco Bartoloni, Maria Luisa Beconcini, Paolo Bisegna, Luigi Bosco, Franca Briano, Franco Cavagnino, Giovanni Cardinale, Gianfranco Del Col, Rosa Dragone, Fabio Ferrario, Giancarlo Ferrera, Bruno Finzi, Corrado Giommi, Donatella Guzzoni, Marco Manfroni, Alfonso Marcozzi, Manlio Marino, Gaspare Mollica, Pietro Monaco, Salvatore Noè, Domenico Pino, Andrea Prota, Marco Rossi, Salvatore Saccà, Adriano Scarzella, Vincenzo Sepe, Antonio Sproccati, Leopoldo Tesser.**

**Gruppo di lavoro CNI**

**Sottogruppo “Progettazione per Azioni Sismiche”  
Sproccati (Coordinatore segretario), Beconcini, Bisegna, Noè,**

**INDICE**

<b>Premessa</b> .....	<b>4</b>
<b>Osservazione generale relativa a tutti i capitoli della norma</b> .....	<b>5</b>
<b>2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE</b> .....	<b>7</b>
2.7 – Fondamentale .....	8
C2.7 – Fondamentale .....	9
<b>3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI</b> .....	<b>10</b>
<b>3.2 AZIONE SISMICA</b> .....	<b>10</b>
3.2.2 – Fondamentale .....	11
3.2.3.1 – Fondamentale .....	12
3.2.3.2.1- Comprensibilità del testo.....	13
<b>4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI</b> .....	<b>15</b>
4.1.6.1 – Fondamentale .....	16
C4.2 – Fondamentale .....	17
<b>5 PONTI</b> .....	<b>18</b>
5.1.6.3 – Fondamentale .....	19
<b>7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE</b> .....	<b>20</b>
7 – Fondamentale .....	21
C7. Fondamentale .....	22
<b>7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE</b> .....	<b>23</b>
<b>7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE</b> .....	<b>24</b>
7.2.1 Fondamentale .....	24
7.2.1 – Fondamentale .....	25
7.2.2 – Comprensibilità del testo .....	26
7.2.2 – Fondamentale .....	27
7.2.2 – Refuso.....	28
7.2.2 Fondamentale .....	29
7.2.3 – Fondamentale .....	30
7.2.4 - Fondamentale .....	34
7.2.5 – Fondamentale .....	36
7.2.5 – Comprensibilità del testo .....	38
7.2.5.1– Comprensibilità del testo .....	39
7.2.5.1 Fondamentale .....	40
7.2.6 – Fondamentale .....	41
7.2.6 – Fondamentale .....	42
<b>7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA</b> .....	<b>43</b>
7.3.1 – Comprensibilità del testo .....	44
7.3.3.2 – Non coerente con Eurocodici .....	45
7.3.5 – Non coerente con Eurocodici .....	46
7.3.6.1 – Fondamentale .....	48
C7.3.6.3 Comprensibilità del testo .....	49
<b>7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO</b> .....	<b>50</b>
7.4.1 – Fondamentale .....	50
7.4.3 – Osservazione generale .....	51
7.4.3.1 – Comprensibilità del testo .....	52
7.4.3.2 – Comprensibilità del testo .....	53
7.4.4 – Comprensibilità del testo .....	54
7.4.4.1.1 – Fondamentale .....	56
7.4.4.1.1 – Refuso.....	57
7.4.4.1.2.2 – Refuso.....	58
7.4.4.1.2.2 – Fondamentale .....	59
7.4.4.2.1 - Fondamentale .....	60
7.4.4.2.2.1 – Comprensibilità del testo .....	62
7.4.4.5.1 – Refuso.....	63
7.4.4.5.1 – Fondamentale .....	64

7.4.4.5.2.1 – Comprensibilità del testo .....	65
7.4.4.5.2.2 - Refuso .....	66
7.4.5 – Fondamentale .....	67
7.4.6.1.2 – Fondamentale .....	68
7.4.6.2.1 – Comprensibilità del testo .....	69
7.4.6.2.2. – Fondamentale .....	70
7.4.6.2.4 – Comprensibilità del testo .....	72
<b>7.5 COSTRUZIONI D’ACCIAIO.....</b>	<b>73</b>
C7.5 – Fondamentale.....	74
7.5.3.1– Refuso.....	75
7.5.3.2– Refuso.....	76
7.5.3.3 – Comprensibilità del testo .....	77
7.5.4.2 – Refuso.....	78
C7.5.4.5 – Comprensibilità del testo .....	79
7.5.5 – Refuso.....	80
7.5.5 – Non coerente con Eurocodici .....	81
7.5.5 – Refuso.....	82
7.5.5- Refuso .....	83
<b>7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO CALCESTRUZZO .....</b>	<b>84</b>
C7.6 – Fondamentale.....	85
7.6.2.2 - Refuso .....	86
7.6.4.3 – Comprensibilità del testo .....	87
<b>7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO .....</b>	<b>88</b>
7.7 – Fondamentale .....	89
7.7.2 – Fondamentale .....	91
7.7.3 – Fondamentale .....	92
<b>7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA.....</b>	<b>93</b>
C7.8 – Fondamentale.....	94
7.8.1.1 – Comprensibilità del testo .....	95
C7.8.1.1 – Fondamentale - ZS.....	96
7.8.1.2 Fondamentale .....	97
7.8.1.4 Fondamentale .....	98
7.8.1.4 – Comprensibilità del testo .....	99
7.8.1.5.2 – Refuso.....	100
7.8.1.9 Fondamentale .....	101
7.8.1.9 - Refuso .....	102
7.8.5.1 – Fondamentale .....	103
7.8.5.2 – Comprensibilità del testo.....	104
<b>7.9 PONTI .....</b>	<b>105</b>
<b>7.10 COSTRUZIONI E PONTI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE.....</b>	<b>106</b>
7.10.2 Fondamentale .....	107
<b>7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI .....</b>	<b>108</b>
7.11.1 – Fondamentale .....	109
7.11.3.4.3 – Fondamentale .....	110
7.11.5.3 – Comprensibilità del testo.....	111
7.11.5.3 – Comprensibilità del testo.....	112
C7.11.5.3 – Comprensibilità del testo .....	112
<b>C8A (APPENDICE AL CAP. C8).....</b>	<b>113</b>
C8A.9.1 Fondamentale.....	114
C8A.9.3 Fondamentale.....	116
<b>C10. REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO.....</b>	<b>117</b>
C10.1 Fondamentale.....	118
<b>11. MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE.....</b>	<b>119</b>
11.3.4.9 Fondamentale .....	120

## **Premessa**

### **Tipologie di osservazioni raccolte:**

Refuso

Fondamentale

Non coerente con EC

Comprensibilità del testo

Osservazione di carattere generale

Le osservazioni sono raccolte nella seguente forma:

### **Punto norma – Tipo di osservazione**

#### **Testo Originale**

Testo originale

#### ***Commento***

*Commento*

#### **Testo proposto:**

Testo proposto

Per le osservazioni di carattere generale, in genere viene omissa il testo proposto

**Osservazione generale relativa a tutti i capitoli della norma**

*Il DM 14/01/2008 (NTC2008) e la Circolare 617 fanno spesso riferimento alle zone sismiche anche se, ai fini del calcolo delle azioni sismiche, il riferimento alla zonazione non è più necessario, essendo stato superato dalla pericolosità sismica di cui agli allegati A e B della norma.*

*Il riferimento alla zonazione “amministrativa” risulta, inoltre, inappropriato in quanto questa non è coerente con la pericolosità sismica che risulta dall’allegato B citato.*

*E’ facile constatare, ad esempio, che in molti comuni in Zona 4 l’accelerazione di ancoraggio dello spettro su suolo rigido di riferimento per  $T_r=475$  anni  $a_{g,475}$  è parecchio superiore a 0.05g. Vi sono località in Zona 4 con  $a_{g,475} \approx 0.15g$ .*

*Allo scopo di svincolare la norma dalla classificazione sismica in zone che, peraltro, è di competenza regionale e di perseguire una progettazione effettivamente coerente con la pericolosità sismica si ritiene opportuno eliminare tutti i riferimenti alle Zone sismiche facendo unicamente riferimento al parametro accelerazione di ancoraggio dello spettro.*

*In molti casi si parla anche di “zona sismica” in termini generici: per chiarezza si ritiene opportuno sostituire la dicitura dal momento che tutto il territorio italiano è classificato sismicamente.*

*Negli 11 capitoli delle NTC2008 sono presenti i seguenti riferimenti alla classificazione sismica amministrativa.*

**NTC:**

2.7

3.2.3.1

7.

7.2.1

7.2.2

7.2.5.1

7.8.1.2

7.8.1.4

7.8.1.9

7.10.2

**CIRCOLARE 617:**

C2.7

C7. C7.8.1.1

C8A.9.1 C8A.9.3

*Inoltre sono presenti riferimenti generici alle zone sismiche nei seguenti punti:*

**NTC:**

4.1.6.1

5.1.6.3

11.3.4.9

**CIRCOLARE 617:**

C2.7

C4.2

C7.5

C7.6

C7.8

C7.8.1.1

C8A.9.1

C10.1

*Anche se sembrerebbe più aderente allo spirito generale della norma utilizzare un criterio riferito all’accelerazione di ancoraggio dello spettro  $a_{max}=S \cdot a_g$ , eventualmente riferita allo stato limite SLV, si è preferito fare riferimento ai valori dell’accelerazione di ancoraggio dello spettro su suolo orizzontale rigido di riferimento  $a_g$  riferiti ad un tempo di ritorno di 475 anni, così come previsto per i criteri di zonazione di cui all’Allegato 1 dell’OPCM 3274.*

*Nel seguito, quindi, verranno segnalati e modificati (in tutti i capitoli della Norma e della Circolare) i riferimenti alle zone sismiche 1, 2, 3 e 4 utilizzando il criterio dell’accelerazione di ancoraggio dello spettro*

*su suolo rigido di riferimento relativo ad un Periodo di Ritorno  $T_r$  di 475 anni nello stesso modo previsto dalla classificazione amministrativa ovvero:*

*Zona 1:*  $a_{g(475)} \geq 0.25g$

*Zona 2:*  $0.15g \leq a_{g(475)} < 0.25g$

*Zona 3:*  $0.05g \leq a_{g(475)} < 0.15g$

*Zona 4:*  $a_{g(475)} < 0.05g$

*La dicitura “zona sismica” è stata in genere modificata con la frase “in presenza di azioni sismiche”.*

## **2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE**

## 2.7 – *Fondamentale*

*L'osservazione riguarda il secondo capoverso*

### **Testo originale**

#### **2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI**

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in **Zona 4**, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono ....

### **Commento**

*Sono citate le zone sismiche*

### **Testo proposto**

#### **2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI**

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti **in cui l'accelerazione massima orizzontale del terreno su sito di riferimento rigido orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni risulta inferiore a 0.05g**, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono ....



**C2.7 – Fondamentale**

*L'osservazione riguarda il secondo e il terzo capoverso*

**Testo originale****C2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI**

Fanno dunque eccezione all'imposizione citata le costruzioni di tipo 1 ( $V_N \leq 10$  anni) e tipo 2 ( $50 \text{ anni} \leq V_N < 100$  anni) e Classe d'uso I e II, purché localizzate in siti ricadenti in **Zona 4**; per esse è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili, da applicare utilizzando i riferimenti normativi riportati nelle NTC.

Per l'identificazione della zona sismica in cui ricade ciascun comune o porzione di esso, occorre fare riferimento alle disposizioni emanate ai sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380.

**Commento**

*Sono citate le zone sismiche.*

*L'ultimo capoverso deve essere eliminato.*

**Testo proposto****2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI**

Fanno dunque eccezione all'imposizione citata le costruzioni di tipo 1 ( $V_N \leq 10$  anni) e tipo 2 ( $50 \text{ anni} \leq V_N < 100$  anni) e Classe d'uso I e II, purché localizzate in siti **in cui l'accelerazione massima orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni risulta inferiore a  $0.05g$** ; per esse è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili, da applicare utilizzando i riferimenti normativi riportati nelle NTC.

~~Per l'identificazione della zona sismica in cui ricade ciascun comune o porzione di esso, occorre fare riferimento alle disposizioni emanate ai sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380.~~

### 3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

#### 3.2 AZIONE SISMICA

*Fine capoverso 3*

**Testo Originale**

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

...

**Commento**

*La definizione di  $T_C^*$  nel § 3.2 è inesatta; per di più coincide con la definizione di  $T_C$  nel § 3.2.3.2.1*

**Testo proposto:**

$T_C^*$  [valore di riferimento per la determinazione del](#) periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

### 3.2.2 – Fondamentale

#### Testo Originale

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*)  $N_{SPT,30}$  (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina.

#### Commento:

*Sarebbe opportuno consentire la correlazione utilizzando anche le prove penetrometriche statiche.*

*Il penetrometro statico, con punta tipo Begeman rispetto a quello dinamico, tramite il rapporto di frizione consente con una certa attendibilità anche il riconoscimento del terreno, ossia se si è in presenza di terreni sabbiosi o coesivi, ed ancora l'apprezzamento abbastanza affidabile della coesione non drenata  $C_u$ . Parametri questi che non possono essere estrapolati dalla prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*) di cui parla la norma, a meno di non eseguire carotaggi in sito immediatamente vicino alle prove S.P.T. . Le prove penetrometriche statiche, ormai sono da ritenersi molto più affidabile delle prove dinamiche per svariatissimi motivi per i quali è superfluo effettuare un trattato di geotecnica per spiegarne le motivazioni, godono inoltre di una marea di correlazioni degne della massima stima, tra cui quelle con la velocità di propagazione delle onde nei terreni.*

#### Testo Proposto

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*)  $N_{SPT,30}$  (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina, **oppure con prove penetrometriche statiche C.P.T. o altre prove che il progettista strutturale ritenesse opportuno effettuare.**

### 3.2.3.1 – *Fondamentale*

#### **Testo originale**

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (v. Cap. 7) e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia in **Zone 3 e 4**.

Le componenti possono essere descritte, .....

#### **Commento**

*Sono citate le Zone sismiche*

#### **Testo proposto**

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (v. Cap. 7) e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia ~~in Zone 3 e 4~~ **sia caratterizzato da accelerazione massima orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni ( $a_{g(475)}$ ) inferiore a 0.15g.**

Le componenti possono essere descritte, .....

**3.2.3.2.1- Comprensibilità del testo****Tabella 3.2.VI****Testo Originale****Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$** 

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

**Commento**

La terza e la quarta riga della Tabella 3.2.VI riportano identiche descrizioni dell'ubicazione dell'opera, ma differenti coefficienti topografici, che risultano poco chiari, pur facendo riferimento alla classificazione del paragrafo 3.2.2.

**Testo proposto:****Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$** 

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo <b>con <math>15^\circ \leq i \leq 30^\circ</math></b>	
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo con <b><math>i &gt; 30^\circ</math></b>	

## 3.2.3.2.2 – Refuso

**Testo originale****3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale**

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

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.10}$$

nelle quali  $T$  e  $S_{ve}$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e  $F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \tag{3.2.11}$$

**Commento**

Come segnalato dalla Circolare, nella prima delle espressioni (3.2.10) la variabile  $F_v$  a denominatore nella formula va sostituita con  $F_o$

**Testo proposto (valido solamente per la prima espressione delle (3.2.10)):**

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \tag{3.2.10}$$

## **4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI**

#### **4.1.6.1 – Fondamentale**

*L’osservazione riguarda il secondo capoverso*

##### **Testo originale**

#### **4.1.6.1 Elementi monodimensionali: Travi e pilastri**

Con riferimento ai dettagli costruttivi ...

Dette indicazioni si applicano se non sono in contrasto con più restrittive regole relative a costruzioni in **zona sismica**.

##### **Commento**

*Sono citate le zone sismiche*

##### **Testo proposto**

#### **4.1.6.1 Elementi monodimensionali: Travi e pilastri**

Con riferimento ai dettagli costruttivi ...

Dette indicazioni si applicano se non sono in contrasto con più restrittive regole relative ~~a costruzioni in zona sismica~~ alla [progettazione per azioni sismiche](#).



## ***C4.2 – Fondamentale***

*Capoverso 4*

### **Testo originale**

#### **C4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO**

Le suddette regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio sono poi opportunamente integrate, nel §7.5 delle NTC, per l’impiego in **zona sismica**.

### ***Commento***

*Sono citate le zone sismiche*

### **Testo proposto**

#### **C4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO**

Le suddette regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio sono poi opportunamente integrate, nel §7.5 delle NTC, per l’impiego in ~~zona sismica~~ **presenza di azioni sismiche**.

## **5 PONTI**

### **5.1.6.3 – Fondamentale**

*L’osservazione riguarda il titolo e il primo capoverso*

#### **Testo originale**

#### **5.1.6.3 Vincoli in zona sismica**

Per i ponti in **zona sismica**, i vincoli devono essere progettati in modo che, tenendo conto del comportamento dinamico dell’opera, risultino idonei:

#### **Commento**

*Sono citate le zone sismiche*

#### **Testo proposto**

#### **5.1.6.3 Vincoli in ~~zona sismica~~ in presenza di azioni sismiche**

Per i ponti ~~in zona sismica~~ in presenza di azioni sismiche, i vincoli devono essere progettati in modo che, tenendo conto del comportamento dinamico dell’opera, risultino idonei:

## **7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE**

## 7 – *Fondamentale*

### Testo originale

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

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

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD “B” quale definita nel § 7.2.1;
- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà  $S_d(T1) = 0,07g$  per tutte le tipologie.

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

### **Commento:**

*Al secondo capoverso è citata la zona 4*

*Il secondo punto dell'elenco puntato va chiarito meglio*

### Testo proposto:

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

Le costruzioni da edificarsi **in siti in cui l'accelerazione massima orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni risulta inferiore a  $0.05g$**  possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi **minimi** d'armatura, relative alla CD “B” quale definita nel § 7.2.1;
- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà  $S_d(T1) = 0,07g$  per tutte le tipologie.

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

**C7. Fondamentale***Capoverso 5***C.7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE**

Nell’ottica di sintesi e semplificazione detta, è sembrato opportuno, in situazioni di pericolosità sismica molto bassa (**zona 4**) ammettere metodi di progetto-verifica semplificati. In tal senso, per le opere realizzate in siti ricadenti in **zona 4** e qualora siano rispettate le ulteriori condizioni appresso elencate, le NTC consentono l’utilizzo dei due diversi metodi semplificati di verifica nel seguito illustrati:

.....

**Commento***Sono citate le zone sismiche***Testo proposto**

Nell’ottica di sintesi e semplificazione detta, è sembrato opportuno, in situazioni di pericolosità sismica molto bassa (~~zona 4~~ **accelerazione massima orizzontale  $a_g$  per  $T_r=475$  anni inferiore a 0.05g**) ammettere metodi di progetto-verifica semplificati. In tal senso, per le opere realizzate **in siti in cui l’accelerazione massima orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni risulta inferiore a 0.05g** e qualora siano rispettate le ulteriori condizioni appresso elencate, le NTC consentono l’utilizzo dei due diversi metodi semplificati di verifica nel seguito illustrati:

.....

## **7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**

## 7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

### 7.2.1 Fondamentale

*Capoverso 1*

#### Testo originale

### 7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

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

#### Commento

*Sono citate le zone sismiche*

#### Testo proposto

### 7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge **sia caratterizzato da un'accelerazione massima orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni inferiore a 0.15g**. Nei casi precisati in § 3.2.5.1 si deve inoltre tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico. Si deve tenere infine conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.



### 7.2.1 – Fondamentale

L'osservazione riguarda i capoversi da 7 a 11

#### Testo originale

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

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

.....

#### Commento

*Si ritiene sarebbe stato opportuno conservare le tre classi di duttilità previste in EC8, considerando anche le strutture a duttilità molto bassa progettate con le regole base, senza il rispetto delle regole di progettazione sismica (dettagli costruttivi e gerarchia delle resistenze).*

*Per non cambiare la struttura di diversi capitoli della norma, sarebbe almeno opportuno venisse esplicitamente dichiarato che è sempre possibile progettare tutta la struttura (elementi primari e secondari) senza ricorrere allo sviluppo della duttilità, cioè con fattore di struttura  $q=1$ , per qualsiasi valore della pericolosità sismica senza dover rispettare la GR e i dettagli costruttivi della progettazione sismica, rispettando solo le regole standard del capitolo 4.*

*Di questo avviso è anche il parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Sezione Prima, prot. 155/2010) in cui si afferma la possibilità di tale tipo di analisi e di progetto per tutti i tipi di struttura e non solo quelle in acciaio.*

*Si ritiene anche, al fine di conformare le NTC2008 all'EC8, sia opportuno consentire, **in zone a bassa sismicità**, una progettazione con modesto impiego di duttilità e dissipazione, utilizzando un fattore di struttura  $q=1,5$  (per tutti i materiali calcestruzzo, acciaio, miste, legno, muratura), ancora senza rispettare i dettagli costruttivi e le regole di GR, ma solo le regole base del Capitolo 4 oltre ad alcune semplici clausole aggiuntive specifiche per ciascun materiale.*

*La bassa sismicità è individuata dal parametro  $a_{g,475} < 0,15g$ , come previsto dal documento di applicazione nazionale di EC8 al punto 3.2.1(4)-Nota approvato dall'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici che si riporta sotto*

3.2.1(4)	Nota	La Zona Sismica 3, detta a Bassa Sismicità, è caratterizzata da $0,05 \cdot g < a_{g,475} \leq 0,15 g$ .
3.2.1(5) P	Nota	La Zona Sismica 4, detta a Sismicità Molto Bassa, è caratterizzata da $a_{g,475} \leq 0,05 g$ . In tale Zona possono adottarsi criteri di progettazione semplificati secondo quanto indicato al punto 4 della presente Appendice .

#### Testo proposto da inserire tra i capoversi 11 e 12:

In alternativa alla modalità di progetto che prevede un comportamento strutturale dissipativo allo stato limite ultimo, è sempre ammesso eseguire una progettazione sismica di strutture non dissipative anche in questa condizione, purché la valutazione delle sollecitazioni conseguenti all'azione sismica venga eseguita senza alcuna riduzione delle forze elastiche, dunque con fattore di struttura  $q=1$ , utilizzando le regole base di progettazione contenute nel Capitolo 4, senza la necessità di rispettare le regole di progettazione sismica del Capitolo 7.

Per le strutture ricadenti in siti in cui l'accelerazione massima orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni è inferiore a  $0,15g$  è ammessa, per tutte le tipologie strutturali, la progettazione della struttura con modesta dissipazione di energia. Per gli elementi progettati con tale criterio, la valutazione delle sollecitazioni conseguenti all'azione sismica potrà essere eseguita con un'analisi elastica lineare con fattore di struttura  $q=1,5$  adottando i principi e le regole base previsti per la progettazione non sismica contenuti nel Capitolo 4, senza la necessità di rispettare le regole riguardanti i dettagli costruttivi, le regole di progetto specifiche, le disposizioni costruttive, le regole di dettaglio e le regole di gerarchia delle resistenze previste nel presente Capitolo 7, fatte salve alcune clausole contenute nei capitoli riguardanti la progettazione con i diversi materiali.

## **7.2.2 – Comprensibilità del testo**

### **Commento**

*Numerare i paragrafi:*

### **Regolarità**

**Distanza tra costruzioni contigue**

**Altezza massima dei nuovi edifici**

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

*Con*

#### **7.2.2.1 Regolarità**

**7.2.2.2 Distanza tra costruzioni contigue**

**7.2.2.3 Altezza massima dei nuovi edifici**

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

## 7.2.2 – Fondamentale

### Regolarità

Capoverso f)

#### Testo Originale

f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;

#### Commento

*Una tipica conformazione strutturale degli edifici in c.a o acciaio prevede la presenza di pareti controventanti (generalmente perimetrali) a livello del piano interrato o seminterrato (“scatola” di elevata rigidezza) mentre la parte in elevazione risulta prevalentemente intelaiata. Pertanto risulta una notevole differenza di rigidezza tra il primo livello (quello immediatamente sopra le fondazioni) ed il secondo. Si ritiene che tale tipologia, ove siano rispettate le condizioni sotto riportate, sia sostanzialmente classificabile come “struttura a telaio” e vincolata al primo livello che, invece, è da ritenersi infinitamente rigido, qualora ricorrano tutte le seguenti condizioni:*

#### Testo proposto:

f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base. **Nel caso in cui sia presente un piano interrato o seminterrato la struttura è classificabile come “struttura a telaio” con vincolo infinitamente rigido al primo livello qualora ricorrano tutte le seguenti condizioni:**

- **il primo livello (generalmente interrato) sia costituito da pareti in c.a per almeno il 75% del perimetro, al netto delle aperture;**
- **la differenza tra gli spostamenti orizzontali di un generico punto di controllo (generalmente da prendersi in sommità dell'edificio) considerando la struttura interamente libera di muoversi e con il primo livello bloccato orizzontalmente, deve essere < 10%;**
- **l'ordine e le forme modali significative dei due modelli strutturali di cui al punto precedente devono essere simili.**

**Tale posizione consente di classificare la struttura come “regolare” in altezza per la parte superiore nel caso in cui per essa siano verificate le condizioni di cui al p.to 7.2.2 (commi e,f,g,h).**

## 7.2.2 – Refuso

### Regolarità

*Capoverso g)*

#### Testo originale

g) nelle strutture intelaiate progettate in CD “B” il rapporto tra resistenza effettiva<sup>3</sup> e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall’analogo rapporto determinato per **un altro orizzontamento**); può fare eccezione l’ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

*Commento: Refuso segnalato nella circolare*

#### Testo proposto:

g) nelle strutture intelaiate progettate in CD “B” il rapporto tra resistenza effettiva<sup>3</sup> e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall’analogo rapporto determinato per ~~un altro orizzontamento~~ **l’orizzontamento adiacente**); può fare eccezione l’ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

### 7.2.2 Fondamentale

#### Testo originale

##### Altezza massima dei nuovi edifici

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

Per le altre zone l'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio. Per le altre tipologie strutturali (cemento armato, acciaio, etc) l'altezza massima è determinata unicamente dalle capacità resistenti e deformative della struttura

#### Commento

*Sono citate le zone sismiche*

#### Testo proposto

##### Altezza massima dei nuovi edifici

Per le tipologie strutturali: costruzioni di legno e di muratura non armata che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, ricadenti **siti in cui l'accelerazione massima orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni risulta maggiore di  $0.25g$** , è fissata una altezza massima pari a due piani dal piano di campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.

Per **le altre zone** **gli altri siti** l'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio. Per le altre tipologie strutturali (cemento armato, acciaio, etc) l'altezza massima è determinata unicamente dalle capacità resistenti e deformative della struttura

### 7.2.3 – *Fondamentale*

#### Testo originale

#### 7.2.3 Criteri di progettazione di elementi strutturali “secondari” ed elementi non strutturali

Alcuni elementi strutturali possono venire considerati “secondari”. Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell’analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all’azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi “secondari” si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali.

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

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

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

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

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

..omissis..

#### **Commento**

*Le modifiche e integrazioni richieste riguardano diversi capoversi.*

#### **Capoverso 2**

*Va chiarito se il criterio del 15% della rigidezza va valutato proprio così com’è scritto o piuttosto nei confronti della rigidezza totale, ossia quale dei due seguenti criteri di raffronto tra rigidezze vada effettivamente seguito:*

<i>Criterio di raffronto “assoluto”</i>	<i>Criterio di raffronto “relativo”</i>
<i>rigidezza elementi principali+secondari = 100%</i>	<i>rigidezza elementi principali+secondari = 100%</i>
<i>rigidezza soli elementi principali <math>\geq 85\%</math></i>	<i>rigidezza soli elementi principali <math>\geq 1/1,15 = 87\%</math></i>

*E’ certamente più semplice e immediato utilizzare il criterio del 15% riferito alla rigidezza complessiva dell’edificio.*

#### **Capoverso 3**

*In merito ai profili di responsabilità, sarebbe importante chiarire che per tutta un vasto gruppo di elementi costruttivi non strutturali che hanno rilievo in relazione alla sicurezza degli utenti in rapporto alla risposta che offrono (parapetti, tamponamenti, divisori, tramezzature, rivestimenti, facciate continue o ventilare,*

*infissi e lucernai di dimensioni ordinarie, etc.), l'installazione di tali elementi dovrebbe essere accompagnata da dichiarazioni di corretto montaggio da parte delle ditte esecutrici con una chiara responsabilizzazione delle stesse in ordine alla rispondenza alla presente normativa tecnica: sembra logico che chi realizza l'opera sia il primo responsabile di quello che fa anche perchè il progettista strutturale non può ingerire sulle opere di finitura, in quanto esenti dal suo incarico e quasi sempre eseguite oltre il termine della sua prestazione professionale.*

### **Capoverso 1**

*La norma indirizza a progettare la struttura dell'edificio con la metodologia classica delle strutture metalliche: si individuano alcuni elementi di controvento cui far assorbire l'intera azione sismica da progettarsi molto accuratamente affinché espletino appieno il loro compito anche in campo anelastico (elementi duttili a comportamento dissipativo, con meccanismi fragili disinnescati via GR); gli altri elementi strutturali, cosiddetti secondari, sono destinati a portare solo carichi gravitazionali e devono essere in grado di sviluppare i massimi spostamenti prevedibili durante l'azione sismica mantenendo invariata la loro capacità portante*

*Il controllo del mantenimento della capacità portante degli elementi secondari si può fare o con metodi non lineari o con metodi lineari in cui la verifica di spostamento viene sostituita da una verifica di resistenza: questo corrisponde, in sostanza, a richiedere che gli elementi secondari restino in campo elastico (o meglio: che non venga superata la loro resistenza di calcolo) anche quando attingono gli spostamenti (reali) caratteristici dello SLU.*

*Quindi sarebbe opportuno che la norma dichiarasse esplicitamente che è consentito progettare gli elementi secondari SENZA ALCUNA NECESSITA' DI RICORRERE AI DETTAGLI COSTRUTTIVI E MINIMI DI ARMATURA E GR CARATTERISTICI DELLA PROGETTAZIONE SISMICA, quindi progettando secondo le regole base del capitolo 4 delle NTC.*

*Sarebbe, inoltre, opportuno fornire un metodo semplice che consenta di controllare attraverso una verifica di resistenza il requisito del mantenimento della capacità portante ai carichi verticali da parte degli elementi secondari anche a seguito delle deformazioni conseguenti all'azione sismica di progetto, secondo quanto detto in precedenza.*

*Si propone un metodo che è simile a quello utilizzato per gli elementi fragili nelle strutture esistenti analizzate con spettro ridotto dal fattore di struttura  $q$ .*

*In pratica la verifica di ammissibilità degli spostamenti degli elementi secondari viene eseguita in modo equivalente con una verifica di resistenza allo SLU degli stessi analizzando la struttura formata dagli elementi primari e secondari con lo spettro elastico ( $q=1$ ).*

*E' necessario incrementare le sollecitazioni così calcolate per un fattore 1.15 ( $\cong 1/0.85$ ) in quanto gli spostamenti vanno valutati prescindendo dal contributo in rigidità degli elementi secondari.*

*Inoltre occorre mettere in conto tutti i fattori che concorrono alla valutazione dello spostamento come rigidità fessurata a taglio e flessione degli elementi primari, effetto P-Delta, interazione terreno struttura.*

*Naturalmente gli elementi primari devono essere progettati (con una analisi separata) secondo le regole del capitolo 7 utilizzando lo spettro di progetto ridotto attraverso il fattore di struttura  $q>1$  di competenza, trascurando la rigidità degli elementi secondari.*

*In alternativa si potrà eseguire un'unica analisi non lineare statica o dinamica e verificare ancora la resistenza allo SLU degli elementi secondari sulla base dei modelli di valutazione della resistenza del cap. 4.*

*Il metodo è il medesimo proposto in EC8 al punto 5.7(3) che si riporta nel seguito.*

**5.7****Progettazione e dettagli costruttivi di elementi sismici secondari**

- (1)P Il punto 5.7 si applica ad elementi progettati come elementi sismici secondari, che sono soggetti a deformazioni significative nella situazione sismica di progetto (per esempio le nervature delle solette non sono soggette ai requisiti del punto 5.7). Tali elementi devono essere progettati e dettagliati in modo da mantenere la loro capacità di sostenere i carichi gravitazionali presenti nella situazione sismica di progetto, quando soggetti alle deformazioni massime sotto la situazione sismica di progetto.
- (2)P Le deformazioni massime dovute alla situazione sismica di progetto devono essere calcolate in conformità al punto 4.3.4 e devono tenere conto degli effetti  $P-\Delta$  in conformità al punto 4.4.2.2(2) e (3). Esse devono essere calcolate da un'analisi della struttura nella situazione sismica di progetto, in cui si trascura il contributo degli elementi sismici secondari alla rigidezza laterale e gli elementi sismici primari sono modellati con la loro rigidezza a taglio e flessionale fessurata.
- (3) Si ritiene che gli elementi sismici secondari soddisfino i requisiti di (1)P del presente punto se i relativi momenti flettenti e forze di taglio calcolate sulla base di: a) le deformazioni di (2)P del presente punto; e b) la loro rigidezza a taglio e flessionale fessurata non eccedano la loro resistenza a taglio e flessionale di progetto  $M_{Rd}$  e  $V_{Rd}$ , rispettivamente, come queste sono determinate sulla base della EN 1992-1-1:2004.

Nota: si riscrive con un altro editing il punto 3 per renderlo più facilmente leggibile:

(3) Si ritiene che gli elementi sismici secondari soddisfino i requisiti di (1)P del presente punto se i relativi momenti flettenti e forze di taglio calcolate sulla base di:

- a) le deformazioni di (2)P del presente punto; (e)  
b) la loro rigidezza a taglio e flessionale fessurata

non eccedano la loro resistenza a taglio e flessionale di progetto .....

**Testo proposto:**

Alcuni elementi strutturali possono venire considerati “secondari”. Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi **devono essere ignorate** nell'analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi, tuttavia, devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica per lo stato limite in esame, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali **nella configurazione deformata più sfavorevole valutata tenendo conto della effettiva rigidezza a taglio e flessione degli elementi, dell'interazione terreno - struttura e, quando necessario, delle non linearità geometriche nei modi specificati nel §7.3, al fine di ottenere una realistica stima degli spostamenti.**

La verifica di questo requisito consente di progettare gli elementi strutturali secondari osservando le prescrizioni contenute nel Capitolo 4, senza la necessità di rispettare i dettagli costruttivi, le regole di progetto specifiche, le disposizioni costruttive, le regole di dettaglio e le regole di gerarchia delle resistenze previste nel Capitolo 7.

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

Il controllo del mantenimento della capacità portante nei confronti dei carichi verticali nella configurazione deformata più sfavorevole conseguente all'azione sismica potrà essere eseguita con metodi di analisi lineare o non lineare.

Se, nell'ambito dei metodi di analisi lineare, è possibile verificare per gli elementi secondari che la sollecitazione indotta dall'azione sismica incrementata del 15%, valutata analizzando l'intera struttura, comprendente sia gli elementi primari che quelli secondari, considerando lo spettro elastico (fattore di struttura  $q=1$ ), risulta inferiore o uguale alla corrispondente resistenza, allora il requisito può considerarsi soddisfatto.



Con l'esclusione dei soli tamponamenti divisorii interni di spessore non superiore a 100 mm peso per unità di lunghezza inferiore od uguale a 5,0 kN/m gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, esemplificati nella Tab. 7.2.1, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Tale verifica spetta al fornitore od all'installatore dell'elemento costruttivo medesimo che, prima della sua posa in opera, dovrà fornire al Direttore dei Lavori Generale un Certificato di Conformità dello stesso ai requisiti della presente normativa.

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

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

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

#### 7.2.4 - Fondamentale

##### Testo originale

#### 7.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

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

Gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale devono essere progettati seguendo le stesse regole adottate per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale ed illustrate nel paragrafo precedente.

L'effetto dell'azione sismica sull'impianto, in assenza di determinazioni più precise, può essere valutato considerando una forza ( $F$ ) applicata al baricentro di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto, calcolata utilizzando le equazioni (7.2.1) e (7.2.2).

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

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

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

##### Commento

*In merito ai profili di responsabilità va chiarito che in relazione a tutta una serie di impianti che possono influire sulla sicurezza degli utenti in relazione al loro comportamento durante un evento sismico (canne fumarie, split, corpi illuminanti, corpi radianti, serbatoi, caldaie murali, tubazioni di adduzione del gas, etc.) l'installazione di tali componenti dovrebbe essere accompagnata da dichiarazioni di corretto montaggio da parte delle ditte esecutrici con una chiara responsabilizzazione delle stesse in ordine alla rispondenza alla presente normativa tecnica.*

*Innanzitutto è giusto che chi realizza l'opera sia il primo responsabile di quello che fa, inoltre il progettista strutturale non può ingerire sull'impiantistica, in quanto esente dal suo incarico e quasi sempre eseguita oltre il termine della sua prestazione professionale.*

##### Testo proposto

#### 7.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

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

Gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale devono essere progettati seguendo le stesse regole adottate per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale ed illustrate nel paragrafo precedente.

L'effetto dell'azione sismica sull'impianto, in assenza di determinazioni più precise, può essere valutato considerando una forza ( $F$ ) applicata al baricentro di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto, calcolata utilizzando le equazioni (7.2.1) e (7.2.2).

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

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

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

In ogni caso tali verifiche ed adempimenti spettano al fornitore od all'installatore dell'impianto che, prima della sua posa in opera, dovrà fornire al Direttore dei Lavori Generale un Certificato di Conformità dello stesso ai requisiti della presente normativa.

### 7.2.5 – *Fondamentale*

*Capoversi 2,3 e 4*

#### **Testo originario**

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

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

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

#### **Commento**

*Capoverso 2*

*Sembra opportuno chiarire che le fondazioni superficiali devono essere progettate mediante le sollecitazioni trasferite dagli elementi soprastanti **derivanti dall’analisi**, amplificate opportunamente per tener conto della sovra resistenza, o di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura  $q$  pari a 1.*

*Capoverso 3*

*La dicitura “campo elastico” ha provocato diverse interpretazioni e va sostituita .*

*Capoverso 4*

*Per sezioni a T rovescia risulta arduo disporre un’armatura pari allo 0,2% dell’intera sezione nella base inferiore superiore. Pertanto sembrerebbe più opportuno che tale percentuale minima di armatura possa essere calcolata e disposta sia inferiormente che superiormente su porzioni ottenute dividendo la sezione mediante rette ideali verticali.*

*Resta poi il dubbio se la prescrizione debba essere applicata anche alle platee e ai plinti di fondazione: si propone una regola per gli elementi con comportamento bidirezionale.*

#### **Testo proposto**

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

*Le fondazioni superficiali che vengono progettate con i criteri esposti nel capoverso precedente si prevede non debbano sviluppare un comportamento dissipativo. Non sono quindi necessari dettagli di armatura specifici per ottenere un comportamento duttile, fatto salvo quanto più avanti precisato per le armature*

minime longitudinali; la valutazione della resistenza degli elementi di fondazione potrà essere eseguita con le regole contenute nel capitolo 4.1.

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali per l'intera lunghezza in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente ~~per l'intera lunghezza~~ calcolate e disposte sull'intera sezione o su ciascuna sua parte ottenuta dividendo la sezione mediante rette ideali verticali.

Quando il rapporto tra base e altezza della fondazione supera il valore di 4 e il comportamento della fondazione è di tipo bidirezionale la percentuale minima di armatura da predisporre sia superiormente che inferiormente può essere ridotta allo 0,1 % e dovrà essere predisposta secondo le due direzioni.

### 7.2.5 – *Comprensibilità del testo*

*Capoversi 7 e 8*

#### **Testo originale**

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

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

#### **Commento**

*Capoverso 7*

*Viene negato e ammesso l'uso di pali inclinati e comunque è opportuna la precisazione con rimando al secondo capoverso*

*Capoverso 8*

*Viene negata e ammessa la formazione delle cerniere plastiche nei pali.*

#### **Testo proposto:**

*L'impiego di pali inclinati è sconsigliato.* Nei casi in cui sia necessario farne uso, i pali devono essere dimensionati per sopportare *le sollecitazioni ricavate analizzando il complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche, tenendo conto anche delle regole esposte nel secondo capoverso di questo paragrafo.*

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

### **7.2.5.1– Comprensibilità del testo**

#### *Capoverso 1*

#### **Testo Originale**

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

#### **Commento**

*In carenza di appositi collegamenti (come spesso accade negli edifici intelaiati esistenti), non è chiaro come si deve tener conto degli spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale e quali verifiche occorre fare: a quale livello sono applicati? all'intradosso delle fondazioni o dove altro?*

*Gli spostamenti valutati secondo la [3.2.21] del par. 3.2.5.2, relativi a sottosuoli dello stesso tipo, in assenza di forti discontinuità orografiche e per punti a piccola distanza, appaiono eccessivamente grandi.*

#### **Testo proposto da inserire tra i capoversi 2 e 3**

*In assenza di collegamenti secondo quanto previsto al capoverso precedente, si dovrà tener conto dell'effetto degli spostamenti relativi del terreno considerandoli applicati alla struttura al livello del piano di fondazione.*

### 7.2.5.1 Fondamentale

*Capoversi 5 e 6*

#### **Testo originale**

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

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

#### **Commento**

*Capoverso 5*

*Sono citate le zone sismiche*

*Per evitare difformità interpretative si chiede di precisare che per  $a_g < 0.05g$  non è necessario il collegamento con qualsiasi profilo stratigrafico.*

*Capoverso 6*

*La prescrizione relativa al metro dall'intradosso appare troppo restrittiva, considerato anche che spesso l'altezza della fondazione supera il metro*

#### **Testo proposto**

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti **in cui l'accelerazione massima orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni risulta inferiore a 0.05g con qualsiasi profilo stratigrafico.**

Travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m ~~dall'intradosso~~ **dall'estradosso** degli elementi di fondazione superficiali o dalla testa dei pali. **Nel caso di plinti a bicchiere per estradosso della fondazione si intende l'estradosso del bicchiere.**



### 7.2.6 – *Fondamentale*

*Capoverso 3*

#### **Testo originale**

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

#### **Commento**

*I 40 mm sembrano pochi, anche pensando alle difficoltà operative di disporre le armature*

#### **Testo proposto**

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

### 7.2.6 – *Fondamentale*

#### *Capoverso 10*

##### **Testo originale**

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

##### **Commento**

*La presa in conto dell'eccentricità accidentale con il metodo proposto porta ad un numero molto elevato di combinazioni con un'eccessiva complicazione del calcolo. Molti esperti ritengono che l'introduzione dell'eccentricità accidentale non sia giustificata a fronte di tutte le incertezze che normalmente vengono introdotte nella progettazione sismica.*

*Si propone, in alternativa al metodo standard del capoverso 10, la possibilità di amplificare le sollecitazioni derivanti dall'analisi con un coefficiente **che si propone pari a 1,20**. Ovviamente, se ritenuto poco cautelativo, tale fattore potrà essere aumentato.*

##### **Testo proposto**

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

*In alternativa, per gli edifici, si potrà tener conto della variabilità spaziale del moto e dell'incertezza nella localizzazione delle masse incrementando **del 20%** le sollecitazioni e gli spostamenti derivanti dall'azione sismica.*

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

### 7.3.1 – Comprensibilità del testo

#### Capoverso 10

##### Testo originale

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

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

dove:

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

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

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

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

##### Commento

*L’EC8 chiarisce che  $P$  comprende anche l’orizzontamento in esame. Inoltre, per quanto riguarda gli spostamenti, rimanda al paragrafo relativo, fugando così ogni dubbio sulla modalità di valutazione degli stessi.*

##### Testo proposto

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

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

dove:

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

$d_r$  è lo spostamento orizzontale medio d’interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell’orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell’orizzontamento immediatamente sottostante, **calcolati in accordo con il § 7.3.3.3;**

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

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

### 7.3.3.2 – Non coerente con Eurocodici

#### Capoverso 2

#### Testo originale

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

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

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

#### Commento

*L'EC8 specifica meglio le tipologie strutturali a cui si riferiscono i diversi valori di  $C_1$ . Inoltre considera  $H$  a partire dalla fondazione o dalla sommità di un basamento rigido. Il concetto di basamento rigido, molto diffuso nell'EC8 e ignorato dal D.M. 14-01-2008, consente di considerare ad esempio un blocco interrato come blocco di fondazione e di riferire l'altezza dell'edificio alla sommità dello stesso, anziché al piano di fondazione.*

#### Testo proposto

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

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

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

**7.3.5 – Non coerente con Eurocodici***Capoversi 1 e 2***Testo originale****7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL’AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO**

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

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

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1).

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

**Commento***Capoverso 1*

*Sarebbe auspicabile venisse adottata per la combinazione delle diverse componenti del moto sismico (dir. X, dir. Y e dir. Z) anche la SRSS come fa EC8.*

*Questo consentirebbe di svincolarsi dalle direzioni X e Y di input sismico in quanto la SRSS fornisce gli stessi risultati di combinazione indipendentemente dalle direzioni X e Y prese come riferimento principale.*

*Inoltre la combinazione al 30% proposta nella formula 7.3.13 non è condivisa da tutti gli studiosi.*

*Adottando la SRSS o la regola del 30% nel modo proposto si otterrebbe per il sisma una sola combinazione di verifica, anziché le 8 che si generano con le sole direzioni X e Y (da combinare successivamente con le 4 condizioni di eccentricità accidentale)*

*Capoverso 2*

*In caso di analisi statica non lineare non è chiaro se, una volta ottenuti gli effetti massimi per le diverse componenti del moto, questi vadano combinati o meno: EC8 prescrive comunque la combinazione o di tipo SRSS o tipo 30%: si veda EC8 punto 4.3.3.5.1(6)*

**Testo proposto****7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL’AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO**

**In generale le componenti orizzontali dell'azione sismica devono essere considerate come agenti simultaneamente.**

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

Il valore massimo di ogni effetto delle azioni sulla struttura dovuto alle componenti dell'azione sismica, può poi essere stimato mediante la radice quadrata della sommatoria dei quadrati dei valori degli effetti  $E_x$ ,  $E_y$ ,  $E_z$ , dell'azione dovuta ad ognuna delle tre componenti secondo la seguente espressione:

$$\sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (7.3.15a)$$

In alternativa gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) possono essere valutati mediante le combinazioni ottenute applicando la seguente espressione:

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

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1)

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove necessario, e agli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti. Si raccomanda, comunque, siano applicate le regole di combinazione delle diverse componenti considerando le forze e le deformazioni dovute all'applicazione dello spostamento obiettivo nella direzione x come  $E_x$  e le deformazioni dovute all'applicazione dello spostamento obiettivo nella direzione y come  $E_y$ . Le azioni interne che derivano dalla combinazione non dovrebbero superare le corrispondenti capacità.

### 7.3.6.1 – *Fondamentale*

#### Testo originale

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

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ), calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ).

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

#### Commento:

*L'osservazione riguarda in generale l'applicazione della regola della Gerarchia delle Resistenze (GR).*

*Per tentare di mitigare l'onere del rispetto della GR può essere utile introdurre la clausola secondo cui le sollecitazioni di verifica calcolate con la GR possano essere comunque limitate al valore che si otterrebbe utilizzando nell'analisi un fattore di struttura  $q=1$  (come si fa per le fondazioni) e precisando anche che tale fattore può essere più elevato e che verrà precisato nei capitoli dei materiali.*

#### Testo proposto:

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ), calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ). **In ogni caso, si richiede che i valori delle sollecitazioni risultino non maggiori di quelli derivanti da una analisi elastica eseguita con fattore di struttura unitario. Nei punti successivi saranno precisati, per i diversi materiali, valori del fattore di struttura (maggiori o uguali all'unità) applicabili in un'analisi lineare, attraverso i quali ricavare i valori massimi delle sollecitazioni da assumere per conseguire il soddisfacimento dei criteri di gerarchia delle resistenze.**

~~In particolare~~ Gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30 %, **con la limitazione di cui al capoverso precedente, indipendentemente dal materiale utilizzato.**



### **C7.3.6.3 Comprensibilità del testo**

#### **Testo originale**

##### **C7.3.6.3 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti**

La prestazione consistente nell’evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l’azione della  $F_a$  delle tamponature si può ritenere conseguita con l’inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, **ovvero** con l’inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

#### **Commento**

*Non è chiaro se con “ovvero” viene indicata un’alternativa tra la posa di intonaco armato e la posa di armatura nei letti di malta oppure trattasi di due applicazioni facenti parte dello stesso intervento.*

#### **Testo proposto**

##### **C7.3.6.3 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti**

La prestazione consistente nell’evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l’azione della  $F_a$  delle tamponature si può ritenere conseguita con l’inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale ~~ovvero~~ o, **in alternativa**, con l’inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm. **Potranno, in ogni caso, essere adottati altri sistemi di comprovata validità.**

## 7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 7.4.1 – Fondamentale

#### Testo originario

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

#### Commento

*Si veda il commento del paragrafo 7.2.1*

*Alcune strutture come quelle in cui per motivi architettonici sono presenti grandi pareti, magari di modesta altezza, e in zone a sismicità molto bassa possono essere realizzate più convenientemente con  $q=1.5$  senza minimi sismici, dettagli costruttivi e GR (cioè con le regole di dimensionamento standard del capitolo 4) piuttosto che con valori di  $q$  bassi al di sotto di 2.*

*In questo punto viene ribadita la possibilità di progettare con  $q=1,5$  in zone con  $a_{g475} < 0.15g$  purchè si utilizzi acciaio B450C e il modello elastoplastico non incrudente per la valutazione delle resistenze in modo che il valore di  $q=1,5$  corrisponda praticamente alla sovra resistenza di materiale e dovuta all'applicazione del coefficiente di sicurezza parziale sul materiale.*

#### Testo proposto

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

*È, tuttavia, possibile, in alternativa, in siti in cui la massima accelerazione orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni è inferiore a  $0,15g$ , progettare strutture con modesta capacità dissipativa purché, per il livello di azione corrispondente agli stati limite ultimi, si adotti un fattore di struttura  $q$  non superiore ad 1.5.*

*In tal caso è consentito progettare gli elementi strutturali secondo le prescrizioni contenute nel Capitolo 4.1, senza la necessità di rispettare i dettagli costruttivi, i minimi di armatura e le regole di gerarchia delle resistenze previste nel Capitolo 7, purchè, comunque, venga utilizzato acciaio di armatura di classe B450C e le resistenze a pressoflessione e taglio vengano valutate utilizzando per l'acciaio il modello elastoplastico ideale non incrudente e per i materiali i coefficienti parziali di sicurezza della combinazione fondamentale ponendo, inoltre, come d'uso,  $\alpha_{cc} = 0.85$ .*

### **7.4.3 – Osservazione generale**

#### **7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA**

##### **7.4.3.1 Tipologie strutturali**

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

.....

##### ***Commento***

*La norma non contiene alcuna indicazione sui criteri progettuali e, in particolare, sulle modalità di applicazione della gerarchia delle resistenze per gli edifici con impalcati a spessore realizzati con soletta piena.*

### 7.4.3.1 – *Comprensibilità del testo*

Capoverso 1, penultimo punto

#### Testo originale

- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r/I_s > 0.8$ , nella quale:

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

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

*Commento:* La definizione di “*strutture deformabili torsionalmente*” non pare applicabile ai sistemi a nucleo.”.

#### Testo proposto

- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r/I_s > 0.8$ , nella quale:

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

$$I_s^2 = (L^2 + B^2)/12 \quad (\text{L e B dimensioni in pianta del } \del{piano} \text{ rettangolo che circoscrive l'impalcato in questione})$$

### 7.4.3.2 – Comprensibilità del testo

Capoverso 6

#### Testo originale

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

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

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

#### Commento

*Per evitare confusioni sui termini usati si chiede di sostituire “larghezza” con la parola “lunghezza” (delle pareti). Questo in coerenza con la traduzione italiana dell'Eurocodice 8 e per evitare l'equivoco larghezza = spessore.*

***Inoltre, non è chiaro come ci si debba comportare qualora le pareti differiscano significativamente tra loro***

#### Testo proposto

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

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

dove  $\alpha_0$  è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze ( $h_w$ ) e ~~larghezze~~ **lunghezze** ( $l_w$ ) 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 ( $h_w$ ) la somma delle altezze delle singole pareti e come ~~larghezza~~ **lunghezza** ( $l_w$ ) la somma delle ~~larghezze~~ **lunghezze** ( $l_w$ ).

#### 7.4.4 – Comprensibilità del testo

##### Testo originale

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

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

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

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

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

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

##### Commento

###### Capoverso 1

*Sembra che la duttilità di curvatura debba sempre essere controllata in modo esplicito con le (7.4.1), in contrasto con il punto 7.3.6.2 – primo capoverso – in cui si afferma che si può ritenere soddisfatto il requisito di duttilità applicando le regole di dettaglio specifiche per le strutture antisismiche (dissipative) e la gerarchia delle resistenze (GR).*

*Anche sulla base di quanto contenuto nell’EC8 e nell’accettato criterio di semplificazione delle verifiche, è da ritenersi che la verifica esplicita della duttilità di curvatura sia necessaria solo nel caso in cui non vengano rispettate tutte le regole di dettaglio o di GR (cosa, peraltro, non consentita dalla norma).*

*Il 2° capoverso del punto C7.4.4 della Circolare ripropone, in effetti, quanto sopra detto, ma sarebbe opportuna maggior chiarezza nella Norma.*

*Si chiede di trasferire nel corpo delle NTC, in coda al citato § 7.4.4, il 3° comma del punto C7.4.4 della Circolare; la rilevanza della precisazione infatti richiede una sua valenza cogente.*

###### Capoverso 2

*E’ poco chiaro e in contrasto con EC8 (punto 5.2.3.4): l’aumento del 50% della richiesta di duttilità di curvatura di cui alle espressioni (7.4.1) è necessario solo quando non si utilizzano acciai di classe C. Di seguito si riportano le prescrizioni di interesse di EC8:*

- (3) Nel caso in cui non fossero disponibili dati più precisi e tranne quando si applica (4) del presente sottopunto, quanto detto in (2)a) del presente sottopunto si intende soddisfatto se il coefficiente di duttilità in termini di curvatura  $\mu_\phi$  in queste zone (definito come il rapporto tra la curvatura al raggiungimento dell'85% del momento resistente, dopo la resistenza di picco, e la curvatura allo snervamento, posto che non vengano superati i limiti di deformazione del calcestruzzo e dell'acciaio  $\varepsilon_{cu}$  e  $\varepsilon_{su,k}$ ) è almeno uguale ai seguenti valori:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_c \quad (5.4)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_{c\Box}/T_1 \quad \text{se } T_1 < T_c \quad (5.5)$$

dove:

$q_0$  è il corrispondente valore base del coefficiente di comportamento dal prospetto 5.1 e

$T_1$  è il periodo fondamentale dell'edificio, entrambi presi nel piano verticale in cui ha luogo la flessione, e  $T_c$  è il periodo al limite superiore del tratto ad accelerazione costante dello spettro, secondo il punto 3.2.2.2(2)P.

Nota Le espressioni (5.4) e (5.5) sono basate sulla relazione tra  $\mu_\phi$  e il coefficiente di duttilità in termini di spostamento,  $\mu_\delta$ :  $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$ , che è generalmente un'approssimazione conservativa per membrature di calcestruzzo, e sulla seguente relazione tra  $\mu_\delta$  e  $q$ :  $\mu_\delta = q$  se  $T_1 \geq T_c$ ,  $\mu_\delta = 1 + (q - 1) T_c/T_1$  se  $T_1 < T_c$  (vedere anche il punto B5 nell'appendice informativa B). Si utilizza il valore di  $q_0$  al posto di quello di  $q$ , poiché  $q$  è minore di  $q_0$  in edifici irregolari, riconoscendo che è necessaria una resistenza laterale più alta per proteggerli. Tuttavia, le richieste di duttilità locale possono realmente essere più alte di quelle corrispondenti al valore di  $q$ , così una riduzione nella capacità di duttilità in termini di curvatura non è garantita.

- (4) Nelle zone critiche di elementi sismici primari con armatura longitudinale di acciaio di classe B nella EN 1992-1-1:2004, prospetto C.1, si raccomanda che il coefficiente di duttilità in termini di curvatura  $\mu_\phi$  sia almeno uguale a 1,5 volte il valore dato dall'espressione (5.4) o (5.5), quella che si applica.

### Testo proposto

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

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

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

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

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

Le verifiche di duttilità si intendono comunque soddisfatte se si seguono le regole per i materiali, i dettagli costruttivi e la gerarchia delle resistenze indicate al § 7.4 per le diverse tipologie ed elementi strutturali.

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

#### 7.4.4.1.1 – Fondamentale

Capoverso 2

##### Testo originale

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

##### Commento

La Fig. 7.4.1 non si riferisce a quanto qui esposto: il riferimento corretto è alla Fig. C7.2.1 della Circolare 02-02-2009, n. 617.

*Inoltre si chiede di applicare un limite superiore alle sollecitazioni valutate con il criterio di gerarchia delle resistenze: si propone come limite superiore quello che si ricava da un’analisi con fattore di struttura  $q=1.5$ , coerentemente con quanto, in pratica, avviene per gli elementi fragili degli edifici esistenti (che, tra l’altro, non sono neppure protetti dalla GR e dai dettagli costruttivi) analizzati con calcolo lineare con spettro ridotto con fattore di struttura.*

##### Testo proposto

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

**In ogni caso è possibile assumere il valore massimo del taglio nelle travi pari al valore derivante dall’analisi condotta con fattore di struttura  $q=1.5$ .**

*(Se si vuole fare riferimento alla figura, in alternativa occorre riportare una figura come la Fig. C7.2.1 della Circolare 617)*



#### 7.4.4.1.1 – Refuso

*Capoverso 6*

##### **Testo originale**

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

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

##### **Commento**

*La Fig. 7.4.2 non si riferisce a quanto qui esposto: i riferimenti corretti sono alle Fig. 7.4.1 (a, b, c, d).*

##### **Testo proposto**

La larghezza collaborante è da assumersi uguale alla larghezza del pilastro bc (v. **Fig. 7.4.1a**) su cui la trave confluisce più:

- 2 volte l'altezza della soletta da ciascun lato, nel caso di travi confluenti in pilastri interni (v. **Fig. 7.4.1b**);
- 2 o 4 volte l'altezza della soletta da ciascun lato in cui è presente una trave trasversale di altezza simile, nel caso di travi confluenti rispettivamente in pilastri esterni o interni (v. **Fig. 7.4.1c e 7.4.1d**).

#### **7.4.4.1.2.2 – Refuso**

*Capoverso 2*

##### **Testo originale**

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

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

##### **Commento**

*Il § 4.2.1.3 non si riferisce a quanto esposto. Il riferimento corretto è al § 4.1.2.1.3.*

##### **Testo proposto**

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

- la resistenza a taglio si calcola come indicato in § **4.1.2.1.3** assumendo nelle zone critiche  $ctg\theta=1$ ;

**7.4.4.1.2.2 – Fondamentale***Ultimo capoverso***Testo originale**

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

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

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

**Commento**

*Se la resistenza viene affidata alle sole armature inclinate in trazione la formula (7.4.3) è errata. Se si vuole comprendere il caso generale di armature inclinate di  $\alpha$  rispetto alla verticale occorre inserire  $\sin\alpha$  nella formula.*

**Testo proposto**

La resistenza deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate **dell'angolo  $\alpha$  rispetto alla verticale**, per le quali deve risultare

$$0,50 \cdot V_{\text{Ed,max}} \leq A_s \cdot f_{yd} \cdot \mathbf{\sin(\alpha)} \quad (7.4.3)$$

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

#### 7.4.4.2.1 - Fondamentale

##### Testo originale

#### 7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

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

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

dove:

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

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

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

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

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

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

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

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M_{C,Rd}^S$  ed inferiore  $M_{C,Rd}^I$  secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^S + M_{C,Rd}^I}{l_p} \quad [7.4.5]$$

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

##### Commento

*Nel terzo capoverso è citato il denominatore della formula 7.4., ma in realtà si intende il primo membro*

*Si chiede di applicare un limite superiore alle sollecitazioni valutate con il criterio di gerarchia delle resistenze: si propone come limite superiore quello che si ricava da un'analisi con fattore di struttura  $q=1.5$ , coerentemente con quanto, in pratica, avviene per gli elementi fragili degli edifici esistenti (che, tra l'altro, non sono neppure protetti dalla GR e dai dettagli costruttivi) analizzati con calcolo lineare con spettro ridotto con fattore di struttura.*

## Testo proposto

### 7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

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

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

dove:

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

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

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

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

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

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

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

**In ogni caso è possibile assumere il valore massimo del momento flettente nei pilastri pari al valore derivante dall'analisi condotta con fattore di struttura  $q=1.5$ .**

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M_{C,Rd}^S$  ed inferiore  $M_{C,Rd}^I$  secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^S + M_{C,Rd}^I}{l_p} \quad [7.4.5]$$

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

**In ogni caso è possibile assumere il valore massimo del taglio nei pilastri pari al valore derivante dall'analisi condotta con fattore di struttura  $q=1.5$ .**

#### **7.4.4.2.2.1 – Comprensibilità del testo**

##### **Testo originario**

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

##### **Commento**

*Non è chiaro se la definizione della sollecitazione massima di compressione si riferisca alla combinazione statica ultima SLU o alla combinazione sismica SLV.*

*Si ritiene che lo scopo di tale paragrafo sia quello di evitare, durante il sisma e quindi in riferimento alla combinazione sismica SLV, rotture di tipo fragile nelle colonne che si avrebbero nel caso di sforzo assiale normalizzato molto elevato.*

##### **Testo modificato**

Per le strutture in CD “B” ed in CD “A” la massima sollecitazione di compressione di calcolo, ottenuta nella combinazione sismica SLV, non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

#### 7.4.4.5.1 – Refuso

Capoverso 5

##### Testo originale

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

##### Commento

*La Fig. 7.4.1 non si riferisce a quanto qui esposto: il riferimento corretto è alla Fig. 7.4.2.*

##### Testo proposto

Per le strutture in CD “B” questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall’analisi. Per pareti estese debolmente armate il taglio ad ogni piano può essere ottenuto amplificando il taglio derivante dall’analisi del fattore  $(q+1)/2$ . Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti non debolmente armate deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall’analisi può essere sostituito dal diagramma d’involuppo riportato in **Fig. 7.4.2**, nella quale  $h_w$  è l’altezza della parete, A è il taglio alla base incrementato, B non deve essere inferiore a  $0,5A$ .

#### **7.4.4.5.1 – Fondamentale**

##### **Testo originale**

....Omissis.....

##### **Commento**

*Il paragrafo tratta delle sollecitazioni da assumere per il dimensionamento a pressoflessione e taglio delle pareti esponendo le regole di gerarchia delle resistenze per il taglio.*

*Si chiede di applicare un limite superiore alle sollecitazioni valutate con il criterio di gerarchia delle resistenze: si propone come limite superiore quello che si ricava da un'analisi con fattore di struttura  $q=1.5$ , coerentemente con quanto, in pratica, avviene per gli elementi fragili degli edifici esistenti (che, tra l'altro, non sono neppure protetti dalla GR e dai dettagli costruttivi) analizzati con calcolo lineare con spettro ridotto con fattore di struttura.*

##### **Testo proposto (da inserire prima dell'ultimo capoverso)**

**In ogni caso è possibile assumere il valore massimo del taglio nei pilastri pari al valore derivante dall'analisi condotta con fattore di struttura  $q=1.5$ .**



#### **7.4.4.5.2.1 – Comprensibilità del testo**

##### **Testo originario**

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

##### **Commento**

*Non è chiaro se la definizione della sollecitazione massima di compressione si riferisca alla combinazione statica ultima SLU o alla combinazione sismica SLV.*

*Si ritiene che lo scopo di tale paragrafo sia quello di evitare, durante il sisma e quindi in riferimento alla combinazione sismica SLV, rotture di tipo fragile nelle pareti con sforzo assiale troppo elevato.*

##### **Testo modificato**

Per tutte le pareti, la massima forza normale di compressione di calcolo, ottenuta nella combinazione sismica SLV, non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD”B” e il 35% in CD”A” della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

**7.4.4.5.2.2 - Refuso****Commento****Formule (7.4.16) e (7.4.21)**

Nelle espressioni (7.4.16) e (7.4.21) il parametro “ $b_{w0}$ ” va sostituito con “ $b_w$ ”

**Testo proposto (valido solamente per le espressioni (7.4.16) e (7.4.21)):**

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

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

#### 7.4.5 – *Fondamentale*

##### **Testo originale**

##### **7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA**

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in cemento armato richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto **livello di monoliticità** in termini di resistenza, rigidezza e duttilità.

##### **Commento**

*Si chiede di modificare la dicitura “livello di monoliticità” con “grado di vincolo”.*

##### **Testo proposto:**

##### **7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA**

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in cemento armato richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto ~~livello di monoliticità~~ **grado di vincolo** in termini di resistenza, rigidezza e duttilità.

#### 7.4.6.1.2 – *Fondamentale*

*Secondo capoverso*

##### **Testo originale**

Se  $\theta$ , quale definito nel § 7.3.1, risulta  $>0,1$ , l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad **1/10** della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro.

##### **Commento**

*Si pone un limite minimo alla dimensione della sezione pari a 1/10 dell'altezza del pilastro (fino alla quota di momento nullo). Per pilastri con vincolo di cerniera in sommità tale limitazione risulta ingiustificatamente eccessiva. Il sottocomitato CEN/TC250/SC8 ha già deliberato per l'EC8 di portare detto limite a 1/20. Si chiede di fare altrettanto nel citato punto delle NTC.*

##### **Testo proposto**

Se  $\theta$ , quale definito nel § 7.3.1, risulta  $>0,1$ , l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad ~~1/10~~**1/20** della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro.

#### 7.4.6.2.1 – *Comprensibilità del testo*

Capoverso 3

##### **Testo Originale**

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere  $\rho_{\text{comp}} \geq 1/2 \rho$  e comunque  $\geq 0,25 \rho$ .

##### **Commento**

*Nella forma attuale la seconda condizione è già compresa nella prima. Il senso della frase dovrebbe essere il seguente: nelle zone critiche deve essere  $\rho_{\text{comp}} \geq 1/2 \rho$ , al di fuori delle zone non critiche  $\rho_{\text{comp}} \geq 0,25 \rho$*

##### **Testo proposto:**

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere  $\rho_{\text{comp}} \geq 1/2 \rho$  e **ovunque**  $\geq 0,25 \rho$ .

### 7.4.6.2.2. – Fondamentale

Capoverso 3

#### Testo originale

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui  $A_{st}$  è l'area complessiva dei bracci delle staffe,  $b_{st}$  è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed  $s$  è il passo delle staffe.

#### Commento

La staffatura richiesta per la CD "B" riguarda solo le zone critiche, mentre da come è scritta la clausola, sembra vada estesa ovunque

Non è mai stato chiarito se l'area complessiva dei bracci delle staffe deve comprendere tutti i bracci o se il controllo dell'armatura va fatto secondo i due assi della sezione, ammesso che si possano individuare.

Le ACI318 punto 21.6.4 hanno una formula analoga (con 0.08 sostituito da 0.09). Sul commentario relativo è scritto chiaramente che la verifica va fatta in entrambe le direzioni del pilastro (rettangolare), prendendo solo i bracci in una direzione.

L'approccio di EC8 è molto più complesso e si basa sulla percentuale volumetrica delle staffe e quindi prende in considerazione tutti i bracci. Secondo EC8, però, occorre tener conto anche di altri parametri come lo sforzo normale, l'efficienza del confinamento, la duttilità di curvatura (funzione di  $q$ ) e la deformazione allo snervamento dell'acciaio, così che la procedura risulta molto complessa.

L'esempio che segue evidenzia la staffatura che si ottiene considerando tutti i bracci delle staffe oppure solo i bracci in una direzione:

#### Esempio:

Calcestruzzo: C25/30  $f_{cd} = 0.85 \cdot 25 / 1.5 = 14.17 \text{ MPa}$

Acciaio: B450C  $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$

Pilastro 40x40 cm:  $b_{st} = 40 - 3 - 3 = 34 \text{ cm}$

$$\frac{A_{st}}{s} = 0.08 \cdot \frac{14.17}{391.3} \cdot 34 = 0.0985 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = 9.85 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se considero staffe  $\phi 8$  a 3 braccia, considerando solo 3 braccia e non 6 occorrono in pratica staffe  $\phi 8/15$  (3 braccia) pari a  $6.66 \cdot 3 \cdot 0.5 = 9.99 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Se utilizzassi ancora staffe  $\phi 8$  a 3 braccia, considerando tutte le 6 braccia occorrerebbero  $\phi 8/30$  (che non ha senso)

Quando però la resistenza caratteristica del CLS è elevata e le sezioni hanno lato di 60, 70, 80 cm come capita spesso nei prefabbricati, la staffatura può diventare eccessiva, come lamentato da molti prefabbricatori.

Il metodo di EC8, considerando esplicitamente l'influenza dello sforzo normale, dell'efficienza del confinamento e della duttilità richiesta in funzione del fattore di struttura adottato, sembra fornire valori di staffatura equilibrati. Il metodo, però è piuttosto (molto) complicato.

La soluzione proposta è quella di utilizzare le formule (7.4.28) specificando che è necessario eseguire la verifica nelle 2 direzioni principali del pilastro considerando solo i bracci delle staffe in quella direzione con  $b_{st}$  che rappresenta la distanza tra i bracci considerati, consentendo IN ALTERNATIVA di utilizzare il metodo contenuto nel punto 5.4.3.2.2 di EN 1998-1.

Occorre fornire anche il criterio per i pilastri circolari.

### Testo proposto:

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} \text{ per CD "B" nelle zone critiche e per CD "A" al di fuori delle zone critiche} \\ 0.12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} \text{ per CD "A" nelle zone critiche} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui  $A_{st}$  è l'area complessiva dei bracci delle staffe in una direzione principale del pilastro,  $b_{st}$  è la distanza tra i bracci esterni nella direzione considerata (quindi  $b_{st}$  è misurato ortogonalmente alla direzione di verifica) ed  $s$  è il passo delle staffe. La verifica della (7.4.28) deve essere soddisfatta per entrambe le direzioni del pilastro.

Per i pilastri circolari  $A_{st}$  è il doppio dell'area della barra della staffa circolare o spirale e  $b_{st}$  è il loro diametro misurato all'interasse delle barre.

In alternativa, il quantitativo minimo di staffe potrà essere determinato utilizzando la procedura contenuta nel punto 5.4.3.2.2 di EN1998-1 per la classe di duttilità “B” e 5.5.3.2.2 di EN1998-1 per la classe di duttilità “A”.

#### 7.4.6.2.4 – *Comprensibilità del testo*

##### Testo originale

##### 7.4.6.2.4 Pareti

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza “confinata”  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta  $l$  della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico  $\rho$  dell’armatura totale verticale, riferito all’area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.30)$$

Nelle zone confinate l’armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata. Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra  $\frac{1}{2}$  altezza ed  $\frac{1}{2}$  larghezza della parete.

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un’armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

##### Commento

*Il paragrafo tratta genericamente le pareti non specificando se sono interrate o fuoriterra né se estese in larghezza o altezza. In particolare non specifica se le pareti con lunghezza molto superiore alla altezza (es: pareti di vani completamente interrati, pareti perimetrali di vasche interrate )devono rispondere ai contenuti del paragrafo stesso.*

*Commento relativo all’ultimo capoverso*

*L’armatura minima verticale dello 0,2% in zona sismica non è coerente con quanto previsto da EC2+NAD in zona non sismica che prevedono un’armatura minima **verticale** (somma delle armature sulle due facce) pari allo 0,4%.; per l’armatura orizzontale (totale sulle due facce) la percentuale minima è dello 0,1% o il 25% dell’armatura verticale, se maggiore.*

##### Testo Proposto (si modifica solo il titolo)

##### 7.4.6.2.4 Pareti resistenti a taglio

.....Omissis...

##### Testo proposto ultimo capoverso

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un’armatura minima **verticale, disposta complessivamente sulle due facce della parete, pari allo 0,4%, e orizzontale, disposta complessivamente sulle due facce della parete, pari allo 0,2%**, per controllare la fessurazione da taglio.



## **7.5 COSTRUZIONI D’ACCIAIO**

### **C7.5 – Fondamentale**

*L'osservazione riguarda il primo capoverso*

#### **Testo originale**

##### **C7.5 COSTRUZIONI DI ACCIAIO**

Nel capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio per l'impiego in **zona sismica**.

In particolare..

#### *Commento*

*Si fa riferimento alla zonazione sismica*

#### **Testo proposto**

##### **C7.5 COSTRUZIONI DI ACCIAIO**

Nel capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio per l'impiego in ~~zona sismica~~ **presenza di azioni sismiche**.

In particolare..

**7.5.3.1– Refuso**

*Primo capoverso*

**Testo Originale**

specificate nel § 4.2.2.1

**Commento**

*Riferimento errato*

**Testo proposto:**

specificate nel § **4.2.3.1**

**7.5.3.2– Refuso**

*Fine paragrafo*

**Testo Originale**

Tab. 4.2.V del § 4.2.3.1.1

**Commento**

*Riferimento errato*

**Testo proposto:**

**Tab. 4.2.V del § 4.2.4.1.1**

### 7.5.3.3 – *Comprensibilità del testo*

**Testo originale:**

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

**Commento**

*Il punto della norma chiede che i collegamenti in acciaio delle zone dissipative abbiano “sufficiente sovrarresistenza” senza specificare modalità e tecniche di verifica; le verifiche riportate nel §4.2.8 in realtà riguardano sostanzialmente le unioni ed i pannelli nodali, verifiche che non sono sufficienti per poter verificare se il collegamento sia sufficientemente resistente. Inoltre non si parla della capacità rotazionale del collegamento cioè della duttilità. Un metodo di calcolo è fornito dall’EN 1993-1-8 detto “metodo delle componenti”. Il modello di calcolo deve prendere in considerazione la reale rigidezza del collegamento.*

**Testo proposto:**

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. [A tal riguardo si potrà fare riferimento, ad esempio, alla EN 1993-1-8.](#)

### 7.5.4.2 – Refuso

#### Testo originale

#### 7.5.4.2 Colonne

Le colonne devono essere verificate in compressione considerando la più sfavorevole combinazione di sollecitazioni assiali e flessionali.

Le sollecitazioni di progetto sono determinate come:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (7.5.6)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (7.5.7)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (7.5.8)$$

in cui

$N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ , sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni non sismiche;

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ , sono le sollecitazioni dovute alle azioni **non** sismiche;

#### Commento

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  sono le sollecitazioni dovute alle azioni sismiche

EC8 chiarisce che  $N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  sono dovute alle azioni non sismiche incluse nella combinazione di azioni per la situazione sismica di progetto.

#### Testo proposto

...Omissis....

In cui:

$N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni non sismiche [incluse nella combinazione di azioni utilizzata per l'analisi sismica di progetto](#)

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  sono le sollecitazioni dovute alle azioni ~~non~~ sismiche

### C7.5.4.5 – Comprensibilità del testo

#### Testo Originale

##### C7.5.4.5 Pannelli nodali

Affinché il pannello d’anima della colonna possa sostenere lo sviluppo del meccanismo dissipativi globale a telaio, secondo uno degli schemi proposti nella figura 1, è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d’anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso. Per tale motivo la forza con cui è necessario confrontare la resistenza a taglio di progetto del pannello,  $V_{WP,Rd}$ , non deriva dalle sollecitazioni di calcolo ottenute dall’analisi strutturale, bensì dal momento plastico resistente delle travi in esso concorrenti tramite la formula

$$V_{WP,Ed,U} = \gamma_{ov} \cdot \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{Z} \left( 1 - \frac{z}{H - h_b} \right) \quad (C7.5.2)$$

dove  $\sum M_{b,pl,Rd}$  è la sommatoria dei momenti plastici resistenti delle travi,  $H$  è l’altezza di interpiano del telaio,  $z$  è il braccio di coppia interna della trave e  $h_b$  è l’altezza della sezione della trave. La resistenza del pannello nodale privo di piatti di irrigidimento e/o continuità, ove i fenomeni di instabilità non sono condizionanti, è data da

.....

#### Commento

Occorre sostituire  $\gamma_{ov}$  nella (C7.5.2) (refuso da OPCM) con il simbolo usato nelle NTC  $\gamma_{Rd}$

Con riferimento alle verifiche da condurre sul pannello nodale, la relativa resistenza viene indicata con  $V_{vp,Rd}$  nelle NTC 2008 al § 7.5.4.2 e con  $V_{WP,Rd}$  nella Circolare 617 occorre uniformare la simbologia.

#### Testo Proposto

##### C7.5.4.5 Pannelli nodali

Affinché il pannello d’anima della colonna possa sostenere lo sviluppo del meccanismo dissipativi globale a telaio, secondo uno degli schemi proposti nella figura 1, è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d’anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso. Per tale motivo la forza con cui è necessario confrontare la resistenza a taglio di progetto del pannello,  $V_{WP,Rd}$ , non deriva dalle sollecitazioni di calcolo ottenute dall’analisi strutturale, bensì dal momento plastico resistente delle travi in esso concorrenti tramite la formula

$$V_{WP,Ed,U} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{Z} \left( 1 - \frac{z}{H - h_b} \right) \quad (C7.5.2)$$

dove  $\sum M_{b,pl,Rd}$  è la sommatoria dei momenti plastici resistenti delle travi,  $H$  è l’altezza di interpiano del telaio,  $z$  è il braccio di coppia interna della trave e  $h_b$  è l’altezza della sezione della trave. La resistenza del pannello nodale privo di piatti di irrigidimento e/o continuità, ove i fenomeni di instabilità non sono condizionanti, è data da

.....

### 7.5.5 – Refuso

*Capoverso 3*

#### **Testo originale**

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1. Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno  $d$  e lo spessore  $t$  deve soddisfare la limitazione  $d/t \leq 36$ . Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

#### **Commento**

*Il riferimento corretto è al §4.2.3.1*

#### **Testo proposto:**

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al **§4.2.3.1**.  
Qualora .....



### 7.5.5 – Non coerente con Eurocodici

Capoverso 5

#### Testo Originale

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.

#### Commento

La limitazione  $1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$  per i telai con controventi ad X, andrebbe scritta come  $1.3 < \bar{\lambda} \leq 2$  (in conformità con l'EC8)

#### Testo Proposto

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le seguenti condizioni

$1.3 < \bar{\lambda} \leq 2$  in telai con controventi ad X;

$\bar{\lambda} \leq 2$  in telai con controventi a V.

### 7.5.5 – Refuso

#### Capoverso 6

#### Testo originale

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \leq 1 \quad (7.5.14)$$

in cui  $N_{Ed}$  è valutata con l'espressione 7.5.6 e  $N_{pl,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.3.1.6 § 4.3.3.1.3 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente  $M_{Ed}$  valutato con l'espressione 7.5.7.

#### Commento

*I § 4.2.3.1.6 e § 4.3.3.1.3 non esistono: si presume che il riferimento corretto sia al § 4.2.4.1.3.1 e/o § 4.2.4.1.3.3.*

*Inoltre la resistenza all'instabilità si indica con  $N_{b,Rd}$  e non con  $N_{pl,Rd}$ .*

#### Testo proposto

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \leq 1 \quad (7.5.14)$$

in cui  $N_{Ed}$  è valutata con l'espressione 7.5.6 e  $N_{b,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.4.1.3.1, § 4.2.4.1.3.3 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente  $M_{Ed}$  valutato con l'espressione 7.5.7.

### 7.5.5- Refuso

Capoverso 7

#### Testo originale

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \leq 1 \quad (7.5.14)$$

in cui  $N_{Ed}$  è valutata con l'espressione 7.5.6 e  $N_{pl,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.3.1.6 § 4.3.3.1.3 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente  $M_{Ed}$  valutato con l'espressione 7.5.7. Nei telai con controventi a V le travi devono resistere agli effetti delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali e alle forze verticali squilibrate che si sviluppano per effetto delle azioni sismiche a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse. Per determinare questo effetto si può considerare una forza pari a  $N_{pl,Rd}$  nelle diagonali tese e a  $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$  nelle diagonali compresse, essendo  $\gamma_{pb} = 0,30$  il fattore che permette di stimare la resistenza residua dopo l'instabilizzazione. I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono garantire il rispetto del requisito di sovra-resistenza di cui al § 7.5.3.3.

#### Commento:

Le relazioni 4.2.3.1.6 e 4.3.3.1.3 non esistono.

La resistenza nei confronti dell'instabilità, è indicata erroneamente con  $N_{pb,Rd}$ , mentre l'indicazione corretta dovrebbe essere  $N_{b,Rd}$  come peraltro già indicato nelle relazioni (4.2.43) e (4.2.44) del § 4.2.4.1.3.

#### Testo proposto:

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

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} (M_{Ed}) \leq 1 \quad (7.5.14)$$

in cui  $N_{Ed}$  è valutato con l'espressione 7.5.6 e  $N_{b,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.4.1.3 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente  $M_{Ed}$  valutato con l'espressione 7.5.7. Nei telai con controventi a V le travi devono resistere agli effetti delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali e alle forze verticali squilibrate che si sviluppano per effetto delle azioni sismiche a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse. Per determinare questo effetto si può considerare una forza pari a  $N_{b,Rd}$  nelle diagonali tese e a  $\gamma_{pb} N_{b,Rd}$  nelle diagonali compresse, essendo  $\gamma_{pb} = 0,3$  il fattore che permette di stimare la resistenza residua dopo l'instabilizzazione. I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono garantire il rispetto del requisito di sovra-resistenza di cui al § 7.5.3.3.

## **7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO CALCESTRUZZO**

## **C7.6 – Fondamentale**

*L'osservazione riguarda il primo capoverso*

### **Testo originale**

#### **C7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO**

Le regole integrative di progettazione ed esecuzione per l'impiego in **zona sismica** delle Costruzioni composte acciaio-calcestruzzo sono per larga parte analoghe a quelle delle corrispondenti strutture metalliche; sono state tuttavia previste regole specifiche aggiuntive per quanto riguarda la disposizione delle armature in soletta in prossimità dei nodi trave-pilastro pilastro e la progettazione dei pannelli nodali delle strutture intelaiate.

### **Commento**

*Si fa riferimento alla zonazione sismica*

### **Testo proposto**

#### **C7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO**

Le regole integrative di progettazione ed esecuzione per l'impiego in ~~zona sismica~~ **presenza di azioni sismiche** delle Costruzioni composte acciaio-calcestruzzo sono per larga parte analoghe a quelle delle corrispondenti strutture metalliche; sono state tuttavia previste regole specifiche aggiuntive per quanto riguarda la disposizione delle armature in soletta in prossimità dei nodi trave-pilastro pilastro e la progettazione dei pannelli nodali delle strutture intelaiate.

### 7.6.2.2 - Refuso

#### Testo originale

#### 7.6.2.2 Fattori di struttura

Si applicano le prescrizioni di cui al § 7.5.6 per quanto riguarda il valore di riferimento  $q_0$  del fattore di struttura, a condizione che siano rispettate le prescrizioni e le regole esposte nel presente capitolo

#### *Commento*

*Nella prima riga l'espressione “di cui al § 7.5.6” va sostituita con “di cui al § 7.5.2.2”*

#### Testo proposto

#### 7.6.2.2 Fattori di struttura

Si applicano le prescrizioni di cui al [§ 7.5.2.2](#) per quanto riguarda il valore di riferimento  $q_0$  del fattore di struttura, a condizione che siano rispettate le prescrizioni e le regole esposte nel presente capitolo

#### **7.6.4.3 – Comprensibilità del testo**

##### **Testo originale**

##### **7.6.4.3 Collegamenti composti nelle zone dissipative**

I fenomeni di plasticizzazione durante l’evento sismico devono aver luogo esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale per cui si deve garantire l’integrità dei componenti in calcestruzzo soggetto a compressione.

.....

##### **Commento**

*Nel titolo la parola “composti” non è pertinente e andrebbe eliminata.*

##### **Testo proposto**

##### **7.6.4.3 Collegamenti ~~composti~~ nelle zone dissipative**

I fenomeni di plasticizzazione durante l’evento sismico devono aver luogo esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale per cui si deve garantire l’integrità dei componenti in calcestruzzo soggetto a compressione.

.....

## **7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO**



## 7.7 – *Fondamentale*

### Testo Originale

#### 7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO

Per le costruzioni in legno, si definiscono i seguenti termini:

- duttilità statica: si intende il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite del comportamento elastico, valutati con prove quasi-statiche in accordo alle pertinenti normative sui metodi di prova per le strutture di legno;
- nodi semi-rigidi: giunzioni con deformabilità significativa, tale da dovere essere presa in considerazione nelle analisi strutturali, e da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- nodi rigidi: giunzioni con deformabilità trascurabile, ai fini del comportamento strutturale, da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico: unioni con mezzi meccanici di unione a gambo cilindrico (chiodi, viti, spinotti, bulloni ecc.), sollecitati perpendicolarmente al loro asse;
- nodi di carpenteria: collegamenti nei quali le azioni sono trasferite per mezzo di zone di contatto, e senza l'utilizzo di mezzi di unione meccanici; esempio di giunzioni di questo tipo sono: l'incastro a dente semplice, il giunto tenone-mortasa, il giunto a mezzo legno, ed altri tipi frequentemente utilizzati nelle costruzioni tradizionali.

### Commento

*L'art. 54 del DPR 380/01 nello stabilire quali siano i “sistemi costruttivi” per la realizzazione degli edifici non comprende combinazioni diverse oltre a quella di acciaio- cls, escludendo di fatto quelli costituiti in parte da membrature in cls (o acciaio) e in parte in legno. Le NTC 2008 non prevedono alcuna modifica al riguardo e pertanto allo stato attuale gli edifici misti legno- cls (o acciaio) dovrebbero essere normati dall'art.52 del DPR 3080/2001 che prevede “qualora vengano usati sistemi costruttivi diversi da quelli in muratura o con ossatura portante in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali, per edifici con quattro o più piani fuori terra, l'idoneità di tali sistemi deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici su conforme parere del Consiglio stesso”. Si propone, pertanto, di introdurre una precisazione*

### Testo proposto

#### 7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO

Per le costruzioni in legno, si definiscono i seguenti termini:

- duttilità statica: si intende il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite del comportamento elastico, valutati con prove quasi-statiche in accordo alle pertinenti normative sui metodi di prova per le strutture di legno;
- nodi semi-rigidi: giunzioni con deformabilità significativa, tale da dovere essere presa in considerazione nelle analisi strutturali, e da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- nodi rigidi: giunzioni con deformabilità trascurabile, ai fini del comportamento strutturale, da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico: unioni con mezzi meccanici di unione a gambo cilindrico (chiodi, viti, spinotti, bulloni ecc.), sollecitati perpendicolarmente al loro asse;
- nodi di carpenteria: collegamenti nei quali le azioni sono trasferite per mezzo di zone di contatto, e senza l'utilizzo di mezzi di unione meccanici; esempio di giunzioni di questo tipo sono: l'incastro a dente

semplice, il giunto tenone-mortasa, il giunto a mezzo legno, ed altri tipi frequentemente utilizzati nelle costruzioni tradizionali.

Nel caso si intendano realizzare strutture miste in cui vi sia presenza di membrature in legno nella ossatura portante, per edifici con quattro o più piani fuori terra, l' idoneità di tali sistemi deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici su conforme parere del Consiglio stesso conformemente a quanto previsto dall' art.52 del DPR 3080/2001.

### 7.7.2 – Fondamentale

#### Capoverso 4

##### Testo originale

Per l'utilizzo nelle pareti di taglio e nei diaframmi orizzontali, i pannelli strutturali di rivestimento devono rispettare le seguenti condizioni:

- a) i pannelli di particelle hanno una massa volumica non inferiore a 650 kg/m<sup>3</sup> e spessore non inferiore a 13 mm;
- b) i pannelli di compensato presentano spessore non inferiore a 9 mm.

*Commento:* non è chiaro al punto a) se il limite inferiore alla massa volumica sia riferito alla massa volumica media o caratteristica.

I pannelli di particelle comunemente usati (OSB/3) definiti nella UNI EN 300 hanno valori caratteristici della massa volumica definiti nella UNI EN 12369 pari a 550 kg/m<sup>3</sup>, se consideriamo lo stesso rapporto tra  $\rho_m$  e  $\rho_k$  del legno massiccio (circa 1.2) otteniamo una  $\rho_m = 660$  kg/m<sup>3</sup>.

##### Testo proposto

Per l'utilizzo nelle pareti di taglio e nei diaframmi orizzontali, i pannelli strutturali di rivestimento devono rispettare le seguenti condizioni:

- a) i pannelli di particelle hanno una massa volumica non inferiore a **550 kg/m<sup>3</sup>** e spessore non inferiore a 13 mm;
- b) i pannelli di compensato presentano spessore non inferiore a 9 mm.

### 7.7.3 – *Fondamentale*

#### *Capoverso 1*

##### **Testo originale**

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, gli edifici a struttura di legno devono essere assegnati alla CD “A” o “B”. Tutte le strutture che non rispettano le condizioni richieste per le CD “A” o “B” si debbono considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si assegna un fattore di struttura  $q \leq 1,5$ .

#### *Capoverso 4*

##### **Testo originale**

Si assume sempre  $q = q_0 \times K_R \geq 1,5$ , attribuendo a  $K_R$  i valori indicati nel § 7.3.1.

##### **Commenti**

#### *Capoverso 1*

*Si chiede di chiarire che, se si adotta  $q \leq 1,5$  e la costruzione ricade in siti con  $a_{g475} < 0,15g$ , è possibile progettare con le regole base del Capitolo 4 senza le regole aggiuntive del Capitolo 7*

#### *Capoverso 4*

*Si chiede una riscrittura più chiara*

#### *Capoverso 1*

##### **Testo proposto**

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, gli edifici a struttura di legno devono essere assegnati alla CD “A” o “B”. Tutte le strutture che non rispettano le condizioni richieste per le CD “A” o “B” si debbono considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si assegna un fattore di struttura  $q \leq 1,5$ . **Per tali strutture, ricadenti in siti in cui la massima accelerazione orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni è inferiore a  $0,15g$ , è consentita la progettazione secondo le prescrizioni contenute nel Capitolo 4.4, senza la necessità di rispettare i dettagli costruttivi e le regole di gerarchia delle resistenze previste nel Capitolo 7.**

#### *Capoverso 4*

##### **Testo proposto**

Si assume sempre  $q = q_0 \times K_R \geq 1,5$ , attribuendo a  $K_R$  i valori indicati nel § 7.3.1. **Non è richiesto, comunque, che il valore di  $q$  venga assunto minore di  $1,5$ .**

## **7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA**

### ***C7.8 – Fondamentale***

*L'osservazione riguarda il primo capoverso*

#### **Testo originale**

#### **C7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA**

Nel capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni di muratura per l'impiego in **zona sismica**.

#### ***Commento***

*E' citata la zonazione sismica*

#### **Testo proposto**

#### **C7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA**

Nel capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le costruzioni di muratura per l'impiego in [zona sismica presenza di azioni sismiche](#).

### 7.8.1.1 – *Comprensibilità del testo*

#### **Testo originale**

##### **7.8.1.1 Premessa**

Le costruzioni in muratura devono essere realizzate nel rispetto di quanto contenuto nelle presenti Norme Tecniche ai §§ 4.5 e 11.10.

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

Il presente paragrafo divide le strutture di muratura in due tipi fondamentali: muratura ordinaria e muratura armata. 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 § 2.7 e al § 7.8.1.9.

Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a 2.

#### **Commento**

*Nell'ultimo capoverso va precisato di quale coefficiente parziale si parla, ovvero del coefficiente relativo alla resistenza a compressione della muratura.*

#### **Testo proposto (valido solamente per il 5° e ultimo capoverso):**

Il coefficiente parziale di sicurezza [per la resistenza a compressione, pressoflessione e taglio della muratura](#) da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a 2.

### **C7.8.1.1 – Fondamentale - ZS**

*L'osservazione riguarda il terzo capoverso*

#### **Testo originale**

##### **C7.8.1.1 Premessa**

Si rammenta anzitutto che devono essere rispettate, oltre le indicazioni specifiche riportate al § 7.8 delle NTC, i contenuti di carattere generale del § 4.5 delle NTC ed i requisiti dei prodotti e materiali (mattoni o blocchi e malta), costituenti la muratura, stabiliti al § 11.10 delle NTC.

Per quanto concerne il progetto di strutture in muratura in **zona sismica**, in particolare, viene richiamato l'obbligo di utilizzo del metodo agli stati limite.

#### **Commento**

*Si fa riferimento alla zonazione sismica*

#### **Testo proposto**

##### **C7.8.1.1 Premessa**

Si rammenta anzitutto che devono essere rispettate, oltre le indicazioni specifiche riportate al § 7.8 delle NTC, i contenuti di carattere generale del § 4.5 delle NTC ed i requisiti dei prodotti e materiali (mattoni o blocchi e malta), costituenti la muratura, stabiliti al § 11.10 delle NTC.

Per quanto concerne il progetto di strutture in muratura in ~~zona sismica~~ **presenza di azioni sismiche**, in particolare, viene richiamato l'obbligo di utilizzo del metodo agli stati limite.



### **7.8.1.2 Fondamentale**

*L'osservazione riguarda il terzo capoverso*

#### **Testo originale**

##### **7.8.1.2 Materiali**

È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo nei siti ricadenti in **zona 4**.

#### **Commento**

*Sono citate le zone sismiche*

#### **Testo proposto**

##### **7.8.1.2 Materiali**

È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo nei siti **in cui l'accelerazione massima orizzontale del terreno  $a_g$  per un tempo di ritorno  $T_r=475$  anni risulta inferiore a 0.05g.**

**7.8.1.4 Fondamentale**

*L'osservazione riguarda la tabella*

**7.8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici****Tabella 7.8.II** – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma.

Tipologie costruttive	$t_{min}$	$(\lambda=h_o/t)_{max}$	$(l/h')_{min}$
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 ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	150 mm	20	0,3

**Commento**

*Sono citate le zone sismiche*

**Testo proposto****Tabella 7.8.II** – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma.

Tipologie costruttive	$t_{min}$	$(\lambda=h_o/t)_{max}$	$(l/h')_{min}$
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 ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti in cui $a_g$ per $Tr=475$ anni è inferiore a 0.15g	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti in cui $a_g$ per $Tr=475$ anni è inferiore a 0.05g	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti in cui $a_g$ per $Tr=475$ anni è inferiore a 0.05g	150 mm	20	0,3

#### **7.8.1.4 – Comprensibilità del testo**

*Capoverso 2*

##### **Testo originale**

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

##### **Commento**

*Per una migliore comprensione dell'articolo si propone di precisare che i diaframmi devono essere rigidi nel proprio piano*

##### **Testo proposto**

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

**7.8.1.5.2 – Refuso***Capoverso 7***Testo originale**

Le verifiche fuori piano possono essere effettuate 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  $S_a \gamma_I / q_a$  volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a  $S_a \gamma_I / q_a$  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 che il periodo  $T_a$  indicato al § 7.2.3 sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata,  $T_a$ .

**Commento:**

*Il coefficiente  $\gamma_I$  (coefficiente d'importanza) non esiste più.*

**Testo proposto:** (Eliminare  $\gamma_I$  dalle formule)

Le verifiche fuori piano possono essere effettuate 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 che il periodo  $T_a$  indicato al § 7.2.3 sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata,  $T_a$ .

### 7.8.1.9 Fondamentale

*Primo capoverso*

#### 7.8.1.9 Costruzioni semplici

Si definiscono “costruzioni semplici” quelli 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 ed in elevazione definite al § 7.2.2 e quelle definite ai successivi § 7.8.3.1, 7.8.5.1, rispettivamente per le costruzioni in muratura ordinaria, e in muratura armata. Per le costruzioni semplici ricadenti in **zona 2, 3 e 4** non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.

#### *Commento*

*Sono citate le zone sismiche*

#### **Testo proposto**

#### 7.8.1.9 Costruzioni semplici

Si definiscono “costruzioni semplici” quelli 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 ed in elevazione definite al § 7.2.2 e quelle definite ai successivi § 7.8.3.1, 7.8.5.1, rispettivamente per le costruzioni in muratura ordinaria, e in muratura armata. Per le costruzioni semplici ricadenti in **siti in cui l’accelerazione massima  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni risulta inferiore a  $0.25g$**  non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.

## 7.8.1.9 - Refuso

## Testo originale

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

Accelerazione di picco del terreno $a_g \cdot S$		$\leq 0,07$ g	$\leq 0,1$ g	$\leq 0,15$ g	$\leq 0,20$ g	$\leq 0,25$ g	$\leq 0,30$ g	$\leq 0,35$ g	$\leq 0,40$ g	$\leq 0,45$ g	$\leq 0,4725$ g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	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 %	6,0 %	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)

## Commento

Nella prima cella in alto a sinistra inserire il riferimento (<sup>1</sup>) relativo alla nota situata dopo la tabella 7.8.III ;

## Testo proposto

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

Accelerazione di picco del terreno $a_g \cdot S$ ( <sup>1</sup> )		$\leq 0,07$ g	$\leq 0,1$ g	$\leq 0,15$ g	$\leq 0,20$ g	$\leq 0,25$ g	$\leq 0,30$ g	$\leq 0,35$ g	$\leq 0,40$ g	$\leq 0,45$ g	$\leq 0,4725$ g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	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 %	6,0 %	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)

### 7.8.5.1 – *Fondamentale*

#### *Capoverso 2*

#### **Testo originale**

I cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm<sup>2</sup>, le staffe debbono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai debbono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.

#### **Commento**

*Si chiede di aumentare la misura dell'arretramento per poter più facilmente soddisfare le esigenze relative alla correzione dei ponti termici.*

#### **Testo proposto**

I cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno **per murature di spessore fino a 30 cm. Per murature di spessore superiore l'arretramento può essere maggiore di 6 cm, purchè sia assicurato il mantenimento di una larghezza del cordolo almeno pari allo spessore  $t_{min}$  di cui alla Tabella 7.8.II.** L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm<sup>2</sup>, le staffe debbono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai debbono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.

### **7.8.5.2 - Comprensibilità del testo**

*Capoverso 4*

#### **Testo originale**

La percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non può essere inferiore allo 0,04 %, né superiore allo 0,5%.

#### **Commento**

*Per chiarezza*

#### **Testo proposto**

La percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della **muratura sezione verticale della parete**, non può essere inferiore allo 0,04 %, né superiore allo 0,5%.



## **7.9 PONTI**

## **7.10 COSTRUZIONI E PONTI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE**

### **7.10.2 Fondamentale**

*Capoverso 4*

#### **7.10.2 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO**

La sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico. Per questo la struttura può essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi della **zona 4**, con deroga, per le strutture in c.a., a quanto previsto al § 7.4.6.

#### **Commento**

*Sono citate le zone sismiche*

#### **Testo proposto**

#### **7.10.2 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO**

La sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico. Per questo la struttura può essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi **dei siti in cui l'accelerazione orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni ( $a_{g(475)}$ ) risulta inferiore a 0.05g**, con deroga, per le strutture in c.a., a quanto previsto al § 7.4.6.

## **7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI**

### 7.11.1 – *Fondamentale*

#### **Testo originale**

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Cap. 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 devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

#### **Commento**

*Trattandosi di una verifica in condizioni sismiche sembrerebbe corretto che la combinazione delle azioni fosse la stessa che per la struttura in elevazione*

#### **Testo proposto**

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Cap. 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 devono essere effettuate **con i valori dei coefficienti parziali previsti per le combinazioni sismiche** ~~ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni~~ e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

**7.11.3.4.3 – Fondamentale****Testo originale****7.11.3.4.3 Metodologie 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.

**Commento**

*Il testo è eccessivamente generico e quindi in pratica è di difficile applicazione. E' necessario un approfondimento per rendere più applicabile la norma fornendo anche una quantificazione del coefficiente di sicurezza.*

*In particolare la norma non definisce la modalità di calcolo dello sforzo ciclico di taglio equivalente che dipende in maniera importante dalla magnitudo dell'evento. I metodi più comuni fanno riferimento ad un coefficiente “CM” che consente di scalare lo sforzo ciclico calcolato con una magnitudo di riferimento (assunta pari a 7,5). Tale coefficiente è stato definito da vari autori con differenze molto consistenti tra loro. La UNI EN 1998-1:2005 Parte 5 Appendice B indica i valori proposti da Ambresys (1998) che potrebbero essere assunti anche dalle NTC.*

*Si chiede di integrare opportunamente il testo della norma*

### 7.11.5.3 – *Comprensibilità del testo*

#### **Testo originale**

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 della resistenza 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.

Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con i due approcci indicati nel Cap. 6, con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

Nelle verifiche di fondazioni su pali, effettuate con l'Approccio 1 Combinazione 2, si deve fare riferimento ai coefficienti R3 di cui alle Tabelle 6.4.II e 6.4.VI.

Per le fondazioni miste di cui al § 6.4.3, si deve fare riferimento al solo approccio 2.

Nelle verifiche si deve tener conto delle pressioni interstiziali preesistenti e di quelle eventualmente indotte dal moto sismico.

#### **Commento**

*La dicitura del capoverso 3 sembra richiedere le verifiche con entrambe gli approcci*

#### **Testo proposto**

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 della resistenza 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.

Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con **uno dei due** approcci indicati nel Cap. 6, con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

Nelle verifiche di fondazioni su pali, effettuate con l'Approccio 1 Combinazione 2, si deve fare riferimento ai coefficienti R3 di cui alle Tabelle 6.4.II e 6.4.VI.

Per le fondazioni miste di cui al § 6.4.3, si deve fare riferimento al solo approccio 2.

Nelle verifiche si deve tener conto delle pressioni interstiziali preesistenti e di quelle eventualmente indotte dal moto sismico.

### **7.11.5.3 – Comprensibilità del testo**

#### **Testo originale**

#### **7.11.5.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Danno (SLD)**

#### **Commento:**

*Il titolo del paragrafo fa riferimento allo SLD, anziché agli S. L. di esercizio in generale.*

*La modifica va riportata anche nella Circolare 617*

#### **Testo proposto:**

#### **7.11.5.3 Verifiche agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio**

### **C7.11.5.3 – Comprensibilità del testo**

#### **Testo originale**

#### **C7.11.5.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Danno (SLD)**

#### **Testo proposto:**

#### **C7.11.5.3 Verifiche agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio**



**C8A (APPENDICE AL CAP. C8)**

**C8A.9.1 Fondamentale**

*L'osservazione riguarda il primo e il quarto capoverso*

**Testo originale****C8A.9.1 INDIVIDUAZIONE DEI COMPONENTI NON STRUTTURALI CHE RICHIEDONO UNA VALUTAZIONE SISMICA**

La scelta dei componenti non strutturali da sottoporre ad una valutazione sismica si basa sulle seguenti considerazioni:

- la sismicità (identificata dalla **Zona Sismica**)
- la vulnerabilità sismica del componente
- l'importanza del componente per la funzionalità nel periodo post-terremoto
- il costo e il grado di interruzione dei servizi necessari per adeguare o ancorare il componente

Lo scopo è concentrare le risorse di progettazione e di costruzione sui miglioramenti sismici non strutturali più critici e convenienti da un punto di vista di rapporto costo/benefici.

La Tabella C8A.9.1<sup>(7)</sup> illustra alcune raccomandazioni non esaustive per specifici componenti e sistemi non strutturali, per lo più presenti in complessi ospedalieri. Le raccomandazioni sono fornite sia per le installazioni già esistenti che per quelle nuove. Esse dipendono sia dal tipo di componente o di sistema che dalla **zona sismica** in cui si trova l'opera.

In generale i sistemi che hanno un'elevata vulnerabilità, una grande importanza, e un basso costo di adeguamento sismico e una limitata interruzione dei servizi necessaria per portare a termine l'adeguamento, sono da considerarsi come candidati per l'adeguamento in tutte le zone sismiche. I sistemi a bassa vulnerabilità o poca importanza, costosi o gravosi da adeguare in termini di interruzione dei servizi dovrebbero essere considerati per l'adeguamento nelle **zone 1 e 2**.

In generale, fornire protezione sismica...

**Commento**

*Sono citate le zone sismiche*

**Testo proposto****C8A.9.1 INDIVIDUAZIONE DEI COMPONENTI NON STRUTTURALI CHE RICHIEDONO UNA VALUTAZIONE SISMICA**

La scelta dei componenti non strutturali da sottoporre ad una valutazione sismica si basa sulle seguenti considerazioni:

- la sismicità (identificata dalla ~~Zona Sismica~~ [accelerazione orizzontale massima del terreno su sito di riferimento rigido orizzontale per lo stato limite considerato](#))
- la vulnerabilità sismica del componente
- l'importanza del componente per la funzionalità nel periodo post-terremoto
- il costo e il grado di interruzione dei servizi necessari per adeguare o ancorare il componente

Lo scopo è concentrare le risorse di progettazione e di costruzione sui miglioramenti sismici non strutturali più critici e convenienti da un punto di vista di rapporto costo/benefici.

La Tabella C8A.9.1<sup>(7)</sup> illustra alcune raccomandazioni non esaustive per specifici componenti e sistemi non strutturali, per lo più presenti in complessi ospedalieri. Le raccomandazioni sono fornite sia per le

installazioni già esistenti che per quelle nuove. Esse dipendono sia dal tipo di componente o di sistema che dalla [pericolosità sismica del sito](#) [zona sismica](#) in cui si trova l'opera.

In generale i sistemi che hanno un'elevata vulnerabilità, una grande importanza, e un basso costo di adeguamento sismico e una limitata interruzione dei servizi necessaria per portare a termine l'adeguamento, sono da considerarsi come candidati per l'adeguamento in tutte le zone sismiche. I sistemi a bassa vulnerabilità o poca importanza, costosi o gravosi da adeguare in termini di interruzione dei servizi dovrebbero essere considerati per l'adeguamento nelle [nei siti in cui l'accelerazione orizzontale massima  \$a\_g\$  per tempo di ritorno  \$T\_r=475\$  anni risulta maggiore di 0.15g](#).

In generale, fornire protezione sismica...

**C8A.9.3 Fondamentale**

*L'osservazione riguarda la nota a piè di pagina*

**Testo originale****C8A.9.3 RACCOMANDAZIONI AGGIUNTIVE PER LA LIMITAZIONE DEL RISCHIO DI FUORIUSCITE INCONTROLLATE DI GAS A CAUSA DEL SISMA**

Per le valvole ad attivazione automatica, i criteri per l'accettazione e per il controllo sono disciplinate dalle norme di settore, che potranno essere basate su standard internazionali esistenti <sup>(9)</sup>.

<sup>9</sup> Ad esempio *American Society of Civil Engineers, 1997, Earthquake Actuated Automatic Gas Shutoff Devices, ASCE Standard 25-97*. Bisogna rilevare che le soglie di attivazione dei dispositivi ivi definite possono rendere ininfluente l'installazione di questi dispositivi nelle **Zone sismiche 3 e 4** del territorio italiano, se ci si trova in situazioni in cui non sono prevedibili effetti significativi di amplificazione locale del moto sismico.

**Commento**

*Sono citate le zone sismiche*

**Testo proposto****C8A.9.3 RACCOMANDAZIONI AGGIUNTIVE PER LA LIMITAZIONE DEL RISCHIO DI FUORIUSCITE INCONTROLLATE DI GAS A CAUSA DEL SISMA**

Per le valvole ad attivazione automatica, i criteri per l'accettazione e per il controllo sono disciplinate dalle norme di settore, che potranno essere basate su standard internazionali esistenti <sup>(9)</sup>.

<sup>9</sup> Ad esempio *American Society of Civil Engineers, 1997, Earthquake Actuated Automatic Gas Shutoff Devices, ASCE Standard 25-97*. Bisogna rilevare che le soglie di attivazione dei dispositivi ivi definite possono rendere ininfluente l'installazione di questi dispositivi **nei siti in cui l'accelerazione massima orizzontale  $a_g$  per tempo di ritorno  $T_r=475$  anni risulta minore di  $0.15g$  del territorio italiano**, se ci si trova in situazioni in cui non sono prevedibili effetti significativi di amplificazione locale del moto sismico.

**C10. REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO**

**C10.1 Fondamentale**

*L’osservazione riguarda il quinto capoverso*

**Testo originale****C10.1 CARATTERISTICHE GENERALI**

- la valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura o di una sua parte in relazione agli stati limite che si possono verificare, in particolare nelle **zone sismiche**, tenendo presente che va sempre garantito, per ogni opera, nuova od esistente, il livello di sicurezza previsto dalle NTC in relazione alla vita nominale, alla classe d’uso, al periodo di riferimento, alle azioni compreso quelle sismiche e quelle eccezionali ed alle loro combinazioni, per ogni tipo di struttura: c.a., c.a.p., acciaio, composta acciaio-calcestruzzo, legno, muratura, altri materiali, con riferimento agli specifici capitoli delle N.T.C., sia per le nuove opere che per quelle esistenti;

**Commento**

*Si fa riferimento alla zonazione sismica*

**Testo proposto****C10.1 CARATTERISTICHE GENERALI**

- la valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura o di una sua parte in relazione agli stati limite che si possono verificare, in particolare ~~nelle zone sismiche~~ **in presenza di azioni sismiche**, tenendo presente che va sempre garantito, per ogni opera, nuova od esistente, il livello di sicurezza previsto dalle NTC in relazione alla vita nominale, alla classe d’uso, al periodo di riferimento, alle azioni compreso quelle sismiche e quelle eccezionali ed alle loro combinazioni, per ogni tipo di struttura: c.a., c.a.p., acciaio, composta acciaio-calcestruzzo, legno, muratura, altri materiali, con riferimento agli specifici capitoli delle N.T.C., sia per le nuove opere che per quelle esistenti;

## **11. MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE**

#### **11.3.4.9 Fondamentale**

*L’osservazione riguarda il titolo del paragrafo*

#### **Testo originale**

##### **11.3.4.9 Specifiche per acciai da carpenteria in zona sismica**

L’acciaio costituente le membrature...

#### **Commento**

*Si fa riferimento alla zonazione sismica*

#### **Testo proposto**

##### **11.3.4.9 Specifiche per acciai da carpenteria ~~in zona sismica~~ per strutture in presenza di azioni sismiche**

L’acciaio costituente le membrature...