

Prot.n. 101/2011

Prot.n.84

Ancona, 26.07.2011

Al Consiglio Nazionale Ingegneri

Oggetto: Attività di revisione delle NTC 2008

Trasmissione Documento congiunto di osservazioni e proposte di modifica alle NTC 08.

Con riferimento all'attività avviata dal Consiglio Nazionale Ingegneri tramite il Gruppo di lavoro NTC 2008, finalizzato alla predisposizione di un aggiornamento della normativa, si trasmette **Documento congiunto di osservazioni e proposte di modifica alle NTC 08**, redatto congiuntamente dalla Federazione regionale degli Ordini Ingegneri delle Marche e della Federazione regionale degli Ordini degli Ingegneri di Bologna, Ferrara, Forlì-Cesena, Parma, Reggio Emilia, Rimini.

Cordiali saluti



FEDERAZIONE REGIONALE DEGLI ORDINI INGEGNERI
di BOLOGNA, FERRARA, FORLÌ-CESENA, PARMA, REGGIO EMILIA, RIMINI

Il Coordinatore
Dott. Ing. FELICE MONACO



Federazione Ordini
Ingegneri Marche

Il Presidente
Dott. Ing. PASQUALE UBALDI



ALLEGATO : Documento congiunto di osservazioni e proposte di modifica alle NTC 08



**C.N.I. - GRUPPO DI LAVORO PER LA REVISIONE DELLE
NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**

(D.M. 14.01.08 e Circolare n. 612 del 02.02.09)

**DOCUMENTO CONGIUNTO DI OSSERVAZIONI
E PROPOSTE DI MODIFICA**

25.07.2011

Sommario

Parte I - proposte di modifica puntuali.....	3
4.1.2.1.3.1 – <i>Comprensibilità del testo</i>	4
4.1.2.1.3.2 - <i>Fondamentale</i>	5
4.2.4.1.3.2 – <i>Refuso</i>	6
4.2.8.1.1 – <i>Refuso</i>	6
4.2.8.1.2 – <i>Refuso</i>	6
4.3.2.3 – <i>Refuso</i>	6
4.3.4.3.1.2 – <i>Refuso</i>	7
4.4.6 – <i>Non coerente con Eurocodici</i>	7
4.4.7 – <i>Non coerente con Eurocodici</i>	8
4.6 - <i>Fondamentale</i>	9
6.2.2 – <i>Comprensibilità del testo</i>	11
6.2.3.1 - <i>Fondamentale</i>	11
6.3 - <i>Non coerente con Eurocodici</i>	13
6.4.2.1 - <i>Fondamentale</i>	13
6.4.2.2 - <i>Comprensibilità del testo</i>	14
6.4.3.1 - <i>Fondamentale</i>	15
6.4.3.1.1 - <i>Comprensibilità testo</i>	16
6.4.3.7.2 - <i>Fondamentale</i>	17
6.5.3.1.2 - <i>Fondamentale</i>	18
6.6.4 - <i>Fondamentale</i>	19
7.2.3 – <i>Fondamentale</i>	20
7.2.4 – <i>Fondamentale</i>	22
7.3.1 – <i>Comprensibilità del testo</i>	24
7.3.3.2 – <i>Non coerente con Eurocodici</i>	20
7.4.4.1.1 – <i>Refuso</i>	21
7.4.4.1.2.2 – <i>Refuso</i>	21
7.4.4.2.1 - <i>Fondamentale</i>	22
7.4.4.5.1 – <i>Refuso</i>	26
7.4.6.2.4. – <i>Comprensione del testo</i>	27
7.5.3.3 – <i>Comprensibilità del testo</i>	28
7.5.4.2 – <i>Refuso</i>	28

7.5.4.2 – <i>Comprensibilità del testo</i>	28
7.5.5 – <i>Refuso</i>	29
7.11.1 - <i>Fondamentale</i>	25
7.11.5.3 - <i>Fondamentale</i>	26
8.7.1 – <i>Fondamentale</i>	27
10.2 - <i>Fondamentale</i>	29
11.3.1.1 - <i>Fondamentale</i>	32
11.3.2.10.4 - <i>Fondamentale</i>	32
C4.2.3.5 – <i>Comprensibilità del testo</i>	33
C4.2.8 – <i>Fondamentale</i>	33
C6.5 – <i>Comprensibilità del testo</i>	33
C8.7.2.5 - <i>Fondamentale</i>	38
Parte II - proposte di modifica generali	40
II.1 – Armonizzazione delle NTC con le normative nazionali sopraordinate	40
II.2 – Formazione di un elenco di opere “minori” o “similmente non rilevanti”	42
II.3 – Suddivisione della Classe II in due sottoclassi di opere	44
II.4 – Semplificazione procedure di prova sui materiali	45
II.5 – Allineamento con gli Eurocodici	46
II.6 – Accessibilità immediata a tutte le norme citate all'interno delle NTC	46

Parte I - proposte di modifica puntuali

4.1.2.1.3.1 - Comprensibilità del testo

Testo originale

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \{0,18*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c+0,15*\sigma_{cp}\}*b_w*d \geq (v_{min}+ 0,15*\sigma_{cp})*b_w*d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl}/(b_w*d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Commento

E' necessario specificare, come fa l'EC2, l'unità di misura di f_{ck} (MPa). Inoltre ρ_l fa riferimento all'armatura tesa, come specificato nell'EC2.

Testo proposto

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \{0,18*k*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3}/\gamma_c+0,15*\sigma_{cp}\}*b_w*d \geq (v_{min}+ 0,15*\sigma_{cp})*b_w*d \quad (4.1.14)$$

con

f_{ck} **in Mpa**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl}/(b_w*d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale **tesa** ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

4.1.2.1.3.2 - Fondamentale

Testo originale

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) * \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 * d * b_w * \alpha_c * f'_{cd} * (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove d , b ; e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 * f_{cd}$);

α_c coefficiente maggiorati va pari a 1 per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{per} \quad 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \quad \text{per} \quad 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{per} \quad 0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\text{ctg} \theta_1 \leq \text{ctg} \theta) \quad (4.1.21)$$

dove θ_1 è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da $\text{ctg} \theta_1 = \tau / \sigma_1$ mentre τ e σ_1 sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

Commento

La formula (4.1.21) dà risultati insensati ed aberranti per sezioni a corona circolare fortemente compresse, per le quali in assenza di armatura al taglio trasversale si avrebbero, in presenza di armature longitudinali pesanti, valori di V_{Rd} molto alti, mentre imponendo $\text{ctg} \theta_1 \leq \text{ctg} \theta$, in presenza di spirali d'armatura molto pesanti e con passo molto piccolo V_{Rd} diventa nullo ed inoltre $\text{ctg} \theta > 2,5$ il che è inconciliabile con:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

Testo proposto

....omissis.....

In presenza di significativo sforzo assiale, ~~ad esempio~~ conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\text{ctg} \theta_1 \leq \text{ctg} \theta) \quad (4.1.21)$$

dove θ_1 è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da $\text{ctg} \theta_1 = \tau / \sigma_1$ mentre τ e σ_1 sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

4.2.4.1.3.2 – Refuso

Testo originale

...dove $\chi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda^2]$

Commento

In corrispondenza dell'ultimo λ manca il pedice LT, che si ritrova nell'analoga formula dell'EC3.

Testo proposto

...dove $\chi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda^2_{LT}]$

4.2.8.1.1 – Refuso

Testo originale

$\alpha = \min \{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \min \{ p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato

Commento

Il simbolo f_t va sostituito con f_{tk} , come risulta anche dall'EC3.

Testo proposto

$\alpha = \min \{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_{tk} ; 1 \}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \min \{ p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_{tk} ; 1 \}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato

4.2.8.1.2 – Refuso

Testo originale

La resistenza a taglio del perno è pari a

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tk} A / \gamma_{M2} \quad (4.2.69)$$

dove A è l'area della sezione del perno ed f_{tk} è la tensione a rottura del perno.

Commento

Nella formula compare f_{tk} , anziché f_{up} .

Testo proposto

La resistenza a taglio del perno è pari a

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{up} A / \gamma_{M2} \quad (4.2.69)$$

dove A è l'area della sezione del perno ed f_{up} è la tensione a rottura del perno.

4.3.2.3 – Refuso

Testo originale

... dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della ...

Testo proposto

... dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i - b_0/2)$ è il valore della ...
[il valore b_c nella figura 4.3.1 va corretto con b_0]

4.3.4.3.1.2 – Refuso

Testo originale

f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_t \leq \text{MPa}$)

Commento

Manca la limitazione numerica di f_t ; nell'EC4 tale limitazione è pari a 500MPa .

Testo proposto

f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_t \leq 500$ MPa)

4.4.6 – Non coerente con Eurocodici

Testo originale

Tabella 4.4.III -Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	γ_M
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
- combinazioni eccezionali	1,00

Commento

La Tabella 4.4.III non è coerente con il prospetto 2.3 della EN 1995-1-1:2009, sarebbe opportuno uniformarsi al resto d'Europa.

Testo proposto

Tabella 4.4.III -Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	γ_M
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,30
legno lamellare incollato	1,25
pannelli di particelle o di fibre	1,30
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,20
unioni	1,30
- combinazioni eccezionali	1,00

4.4.7 - Non coerente con Eurocodici

Testo originale

Tabella 4.4.IV -Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		OSB/3 – OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4,5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6,7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
			1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80
			1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
			2	-	-	-	0,45	0,80

Commento

La Tabella 4.4.IV non è coerente con il Prospetto 3.1 della EN 1995-1-1:2009, sarebbe opportuno uniformarsi al resto d'Europa.

Testo proposto

Tabella 4.4.IV -Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
LVL	EN 14374 EN 14279		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3 – OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4,5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6,7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
			1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80
			1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
			2	-	-	-	0,45	0,80

4.6 - Fondamentale

Testo originale

I materiali non tradizionali o non trattati nelle presenti norme tecniche potranno essere utilizzati per la realizzazione di elementi strutturali od opere, previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizzazione che riguarderà l'utilizzo del materiale nelle specifiche tipologie strutturali proposte sulla base di procedure definite dal Servizio Tecnico Centrale.

Si intende qui riferirsi a materiali quali calcestruzzi di classe di resistenza superiore a C70/85, calcestruzzi fibrorinforzati, acciai da costruzione non previsti in § 4.2, leghe di alluminio, leghe di rame, travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante, materiali polimerici fibrorinforzati, pannelli con poliuretano o polistirolo collaborante, materiali murari non tradizionali, vetro strutturale, materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura da c.a.

Commento

Oggi non esiste una normativa Europea armonizzata, che preveda anche la marcatura CE per l'identificazione e la qualificazione dei compositi per il rinforzo strutturale e il STC non ha mai rilasciato autorizzazioni all'impiego come specificato al punto 4.6.

Tuttavia i materiali fibrorinforzati sono impiegati correntemente per il rinforzo strutturale di edifici e ponti e in particolare, ad esempio, a L'Aquila si impiegano gli FRP per ripristinare la sicurezza dei fabbricati.

Il 24 luglio 2009 il CSLP ha pubblicato le "Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP" in cui si legge: lo "Scopo delle presenti Linee Guida è fornire, in armonia con le Norme attualmente vigenti, principi e regole per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati."

Al capitolo 5.4 di dette linee guida, è esplicitato che "è possibile fare riferimento a specifiche tecniche di comprovata validità che garantiscano un livello di sicurezza equivalente a quello definito per i materiali tradizionali nel vigente decreto relativo alle Norme Tecniche per le Costruzioni. E' quindi possibile riferirsi alle procedure descritte nelle Istruzioni CNR DT200-2004."

Quindi per i materiali polimerici fibrorinforzati occorre far riferimento alle linee guida per gli FRP del CSLP e le CNR DT200-2004 quali documenti di comprovata validità, tuttavia non è chiaro quale sia la loro forza di legge.

È peraltro noto che nel vigente ordinamento giuridico del nostro Paese le circolari non hanno valenza di legge, il che pone ad esempio le prescrizioni contenute della Circolare, Linee guida, e Documenti CNR, su un piano diverso e inferiore di grado, rispetto a quelle contenute nel testo normativo vero e proprio.

Questo fatto può comportare notevoli incertezze, sia negli operatori, sia in sede di eventuali contenziosi.

Per quanto invece riguarda l'alluminio, ci si richiama al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Prot. 0004574 in data 17/05/2011 e qui allegato, secondo il quale: "Alluminio e leghe di alluminio ...non possono considerarsi tali prodotti quali non trattati dalle norme tecniche per le costruzioni e, quindi, che non sia applicabile, per tali costruzioni, il punto 4.6 delle stesse."

Testo proposto

I materiali non tradizionali o non trattati nelle presenti norme tecniche potranno essere utilizzati per la realizzazione di elementi strutturali od opere, previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizzazione che riguarderà l'utilizzo del materiale nelle specifiche tipologie strutturali proposte sulla base di procedure definite dal Servizio Tecnico Centrale.

Si intende qui riferirsi a materiali quali calcestruzzi di classe di resistenza superiore a C70/85, calcestruzzi fibrorinforzati, acciai da costruzione non previsti in § 4.2, ~~leghe di alluminio~~, leghe di rame, travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante, ~~materiali polimerici fibrorinforzati~~, pannelli con poliuretano o polistirolo collaborante, materiali murari non tradizionali, vetro strutturale, materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura da c.a.

Per i materiali polimerici fibrorinforzati si potrà far riferimento alle "Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP" o ad altre normative di comprovata validità.



Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
Servizio Tecnico Centrale
Il Presidente

M_INF-CSLP
Consiglio Superiore I.L. PP.
CSLP_STC
REGISTRO UFFICIALE
Prot: 004674-17/05/2011-USCITA
35 02 01

Alla ASSOMET - Associazione Nazionale
Industrie Metalli non Ferrosi
Centro Dir. Ambrosiano
Palazzo A1 - 3° piano
Via dei Missaglia, 97 - 20142 Milano
(Fax 02.89303783)

Oggetto: Strutture in alluminio

In relazione ai molteplici quesiti posti da codesta Associazione, relativi all'impiego strutturale di elementi in alluminio, si comunica che la Prima Sezione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, con parere n. 192/2010 del 14 dicembre 2010, si è espressa, riguardo l'applicabilità del punto 4.6 del D.M. 14.01.2008 alle strutture in alluminio, ritenendo che "qualora i prodotti in alluminio siano qualificati mediante marcatura CE sulla base della norma europea armonizzata EN 15088:2005 "Alluminio e leghe di alluminio - Prodotti per applicazioni di strutture per le costruzioni - Condizioni tecniche di controllo e di fornitura", il cui periodo di coesistenza è scaduto dal 01.10.2007 - metodo di qualificazione previsto dal caso caso A) del punto 11.1. delle NTC08 - e qualora per la progettazione ed esecuzione delle stesse venga fatto riferimento, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle norme tecniche vigenti, all'Eurocodice 9 (e ad eventuali altre parti dei restanti Eurocodici) - come esplicitamente consentito al Capitolo 12 delle stesse NTC08- non possano considerarsi tali prodotti quali non trattati dalle norme tecniche per le costruzioni e, quindi, che non sia applicabile, per tali costruzioni, il punto 4.6 delle stesse."

Esclusivamente con riferimento ai casi sopra indicati, quindi, a parere di questo Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non trova applicazione il citato punto 4.6 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, non essendo in presenza di materiali *non tradizionali* o *non trattati* dalle norme stesse.

Ad integrazione di quanto sopra è utile rammentare che in Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea C 344 del 17.12.2010 sono stati nel frattempo pubblicati anche i riferimenti alla norma europea armonizzata EN 1090-1:2009/AC:2010 "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali", applicabile dal 01.01.2011 ed obbligatoria (salvo eventuali successive modifiche) dal 01.07.2012.

IL COORDINATORE DEL SERVIZIO
TECNICO CENTRALE

Massimo Serra



IL PRESIDENTE GENERALE

Francesco Karrer

Francesco Karrer

Rip:ASSOMET_Aluminio_ER110011.002_QUESTER

AS

6.2.2 - Comprensibilità del testo

Testo originale

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

Commento

La scelta dei parametri è un punto fondamentale nella progettazione delle opere geotecniche. La letteratura tecnica è piena di formule di correlazione in funzione delle condizioni al contorno che portano a valori alquanto diversi. La problematica invece è che i fattori di sicurezza derivanti dall'applicazione dei coefficienti parziali della normativa sono riconducibili all'applicazioni di determinate teorie. La non applicazione porta a trovare valori di sicurezza (in termini tecnici coefficienti di collasso) non consoni con le aspettative.

Si richiede che nella Circolare applicativa trovi riscontro la teoria con cui si sono determinati i coefficienti parziali fornendo la possibilità ai più di applicare altre teorie dando le corrette informazioni del caso senza dover ricalcolare il coefficiente di collasso.

6.2.3.1 - Fondamentale

Testo originale

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

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

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

$$E_d = E [\gamma_F F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d] \quad (6.2.2a)$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E E [F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d] \quad (6.2.2b)$$

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

$$R_d = R [\gamma_F F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d] / \gamma_R \quad (6.2.2a)$$

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

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

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

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

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

Commento

Visto che è risaputo che Geotecnica e Metodo Semi-Probabilistico agli Stati-Limite sono nati e si sono sviluppati come “mondi a parte”, il pur lodevole ed apprezzabile sforzo fatto nelle norme per farli coesistere risulta a tratti poco chiaro o forzato.

In particolare, con l'enorme numero di combinazioni di carico richieste, non si sentiva proprio il bisogno di sdoppiare gli approcci per la verifica geotecnica.

Oltre tutto gli approcci sono alternativi, quindi la maggioranza dei progettisti usa l'Approccio 2 che comporta meno lavoro e si richiama al coefficiente di sicurezza tradizionalmente usato in Geotecnica e ben noto a tutti (concentrare tutte le incertezze in un coefficiente riduttivo delle resistenze globali).

Anche perché l'Approccio 1 a volte dà luogo a numeri poco affidabili (quando i valori nominali/caratteristici dei parametri geotecnici sono già bassi di partenza, la loro ulteriore riduzione per passare al valore di progetto manda “fuori range” alcune formule di valutazione della capacità portante, spesso basate su correlazioni empiriche ed abachi/tabelle sperimentalmente dedotti sulla base di valori nominali, non di progetto).

Inoltre nel caso della Geotecnica vi è da chiedersi se abbia senso fare i sofisti, quando si ha a che fare con parametri a volte convenzionali (ad es. la coesione), spesso di incerta determinazione e quasi sempre desunti a partire da una limitata mole di dati per volontà di economia della committenza sugli oneri delle indagini.

Senza poi parlare che tutta l'analisi elastica del modello della sovrastruttura da cui si ricavano le azioni sulle fondazioni è condizionata dalla scelta del coefficiente di sottofondo di Winkler, già poco veritiero ed attendibile di suo e per giunta spesso desunto “un tanto al chilo” dalla letteratura tecnica.

Testo proposto

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

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

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

$$E_d = E [\gamma_F F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d] \quad (6.2.2a)$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E E [F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d] \quad (6.2.2b)$$

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

$$R_d = R [\gamma_F F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d] / \gamma_R \quad (6.2.2a)$$

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

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

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti, **a seconda dei casi**, nell'ambito di due approcci progettuali distinti. **e alternativi**.

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

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

6.3 - Non coerente con Eurocodici

Testo originale

6.3 Stabilità dei pendii naturali – fino al 6.3.6

C6.3 Stabilità dei pendii naturali – fino al C6.3.5

Commento

Tale sezione unisce in maniera non chiara la problematica della stabilità globale (propria di varie opere geotecniche) con la problematica della stabilità dei pendii, con particolare riferimento ai fenomeni franosi. L'Eurocodice parla unicamente della stabilità globale comprendendo al suo interno anche la problematica delle frane e smottamenti. La soluzione potrebbe essere quella della sostituzione del capitolo 6.3 e capitolo C6.3 della Circolare con la traduzione dell'intera sezione 11 dell'Eurocodice 7 "Overall stability".

Testo proposto

Sostituzione del capitolo 6.3 e capitolo C6.3 della Circolare con la traduzione dell'intera sezione 11 dell'Eurocodice 7 "Overall stability".

6.4.2.1 - Fondamentale

Testo originale

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

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

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

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

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
 - SLU di tipo strutturale (STR) 200
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,
- accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

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

- Combinazione 2: $(A_2+M_2+R_2)$

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

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

Approccio 1:

- Combinazione 1: $(A_1+M_1+R_1)$
- Combinazione 2: $(A_2+M_2+R_2)$

Approccio 2:

$$(A_1+M_1+R_3).$$

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

Commento

Si richiama il commento di cui all'osservazione sul punto 6.2.3.1

Testo proposto

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

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

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

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

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR) 200
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

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

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

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

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

Approccio 1:

- ~~Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$~~

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

l'Approccio 2:

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

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

6.4.2.2 - *Comprensibilità del testo*

Testo originale

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

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

Commento

Non si capisce in quale o quali combinazioni devono essere verificati gli SLE.

Testo proposto

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

Al fine di verificare la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7), debbono essere calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni, nelle combinazioni di carico specificate al p.to 2.5.3, con particolare relazione alla durata dei carichi applicati.

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

6.4.3.1 - Fondamentale

Testo originale

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

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

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

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

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
 - SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,
- accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

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

- Combinazione 2: $(A_2+M_2+R_2)$

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

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

Approccio 1:

- Combinazione 1: $(A_1+M_1+R_1)$
- Combinazione 2: $(A_2+M_2+R_2)$

Approccio 2:

$$(A_1+M_1+R_3)$$

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

Commento

Si richiama il commento di cui all'osservazione sul punto 6.2.3.1

Testo proposto

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

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

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

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

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

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

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

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

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

~~Approccio 1:~~

- ~~– Combinazione 1: (A1+M1+R1)~~

- ~~– Combinazione 2: (A2+M2+R2)~~

l'Approccio 2:

$$(A1+M1+R3)$$

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

6.4.3.1.1 - *Comprensibilità testo*

Testo originale

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

Commento

Il testo lascia spazio a molte interpretazioni che possono portare ad una forte riduzione della sicurezza se non correttamente compreso.

Testo proposto

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali, **a cui far corrispondere un modello geotecnico desunto dalle indagini del sottosuolo**, da considerare per la scelta dei coefficienti ξ in tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

6.4.3.7.2 - Fondamentale

Testo originale

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE. In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE. Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

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

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

Commento:

Sarebbe auspicabile che le prove fossero obbligatorie da un numero di pali superiore a 20, in modo che il costo della prova possa essere riassorbita dall'importanza dell'opera; questo anche per evitare che per le opere minori non si ricorra a fondazioni profonde a causa dell'incidenza del costo della prova sull'opera, perdendo in sicurezza.

Inoltre durante le prove non si devono creare danni alle strutture soprastanti o vicine. Si pensi ad esempio a interventi su fondazioni di edifici esistenti, in cui il rafforzamento viene eseguito spesso con pali di piccolo diametro (micropali) il cui collaudo in opera è estremamente difficoltoso e a volte addirittura dannoso sia per le strutture soprastanti o per i pali stessi nel caso fossero inclinati. Il collaudo avviene infatti o con l'uso di zavorre o mettendo a contrasto per sfilamento due pali vicini al palo da provare.

Testo proposto:

Sui pali di fondazione, **ad esclusione di quelli sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali**, devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE. In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione

Per gli edifici esistenti, qualora non fosse possibile effettuare le prove di cui al presente paragrafo, in sostituzione dovranno eseguirsi prove su pali pilota come previsto al 6.4.3.7.1..

In ogni caso il numero di prove, **per pali aventi diametro pari o superiore a 40 cm**, non deve essere inferiore a:

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

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

6.5.3.1.2 - *Fondamentale*

Testo originale

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

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

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

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

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

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

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

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

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

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

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

Testo proposto

....omissis....

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

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

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

....omissis....

6.6.4 - Fondamentale

Testo originale

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

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

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

Il numero di prove non deve essere inferiore a:

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

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

Commento

Dalla lettura della norma sembrerebbe necessario sottoporre a prove di verifica tutti gli ancoraggi di un'opera di sostegno.

Sarebbe indispensabile ridurre in modo congruo e proporzionale il numero di ancoraggi da sottoporre a verifica, in relazione all'importanza dell'opera, ciò in considerazione della onerosità sia in termini di tempi che di costi.

Testo proposto

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

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

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

Il numero di prove non deve essere inferiore a:

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

Le prove di verifica, **da effettuarsi su una percentuale del 10% degli** ~~rispetto agli~~ ancoraggi realizzati, ~~su tutti gli ancoraggi~~, consistono in un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari ad 1,2 volte quella massima prevista in esercizio, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti in progetto e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

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

Gli elementi strutturali secondari sono sicuramente solai, scale, balconi e cornicioni, ma, per la definizione seguente, potrebbero essere anche interi telai (ad esempio negli edifici in acciaio quelli pendolari a nodi fissi o negli edifici in c.a. quelli con travi a spessore su pilastri esili), qualora questi non determinino un passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare” ovvero non sviluppino un contributo alla rigidezza superiore al 15% rispetto al contributo di quelli principali.

Innanzitutto va operata a nostro avviso una distinzione tra i primi, che sono semplicemente “portati”, ed i secondi, che sono invece “portanti”.

Ai primi vanno applicate esclusivamente le norme di cui al cap. 4, valido in assenza di azioni sismiche.

Riguardo ai secondi, invece, va chiarito se il contributo della loro rigidezza vada 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:

Criterio di raffronto “assoluto”	Criterio di raffronto “relativo”
$\text{rigidezza elementi principali} + \text{secondari} = 100\%$	$\text{rigidezza elementi principali} + \text{secondari} = 100\%$
$\text{rigidezza soli elementi principali} \geq 85\%$	$\text{rigidezza soli elementi principali} \geq 1/1,15 = 87\%$

La norma chiaramente indirizza a progettare la struttura l’edificio con la metodologia classica delle strutture metalliche: individuare alcuni elementi di controvento che si accollino 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), il resto degli elementi, cosiddetti secondari, destinati a portare solo carichi gravitazionali.

Questa chiarezza di base porterebbe anche ad una certa semplificazione in cantiere, dove ai primi elementi potrebbero esser dedicate maggiori cure ed attenzioni, scivolando via più leggeri sui secondi, invece di tener sotto rigido controllo il tutto (compito improbo).

Anche perché, pensando ad esempio a telai in c.a. con travi in spessore su pilasti 25×25 o 30×30 cm., le limitazioni sull'eccentricità trave/pilastro o la larghezza delle travi portano ad aumentare la dimensione del pilastro, con la conseguenza che i telai si irrigidiscono e magari proprio per questo esuberano il 15% di contributo alla rigidezza globale, dovendo quindi giocoforza essere inclusi tra gli elementi primari.

Le limitazioni alle armature portano inoltre ad allargare le travi in spessore, riverberandosi ulteriormente su quanto sopra.

La staffatura nelle zone critiche, infine, nelle travi in spessore reca staffe ogni 4-5 cm., che poi i ferraioli sistematicamente diradano, perché così fitte non riescono a posizionarle.

Si fa presente che negli edifici residenziali le travi in spessore sono pressoché inevitabili, perché oggi nessuno, nemmeno noi (per non parlare delle nostre mogli/mariti non ingegneri), vogliamo vederle al centro del nostro soggiorno!

I fori per l'impiantistica, poi, dove bisognerebbe di grazia farli passare?

È auspicabile dare risposte anche a questi problemi quotidiani, che peraltro affliggono il 90% delle strutture degli edifici, e non solo ragionare dei massimi sistemi.

In merito ai profili di responsabilità, inoltre, 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.

Innanzitutto è giusto che chi realizza l'opera sia il primo responsabile di quello che fa, inoltre 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.

Testo proposto

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 **con i metodi e le specifiche di cui al Cap. 4**. 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 ~~analogia rigidezza degli elementi principali.~~ **rigidezza complessiva.**

Con l'esclusione dei soli ~~tamponamenti divisori~~ 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 dovrà fornire al Committente ed al Direttore Lavori 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.

..omissis..

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 al momento della posa dovrà fornire un certificato di conformità ai requisiti della presente normativa.

7.3.1 – Comprensibilità del testo

Testo originale

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ 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

.....omissis.....

P è il carico verticale totale **al livello e sopra l'orizzontamento in esame nella situazione sismica di progetto 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, calcolati in accordo con il § 7.3.3.3;

7.3.3.2 – Non coerente con Eurocodici

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:

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

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

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:

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

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.

7.4.4.1.1 - Refuso

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 γ_{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.

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 γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,00 per strutture in CD"B" (v. Fig. C7.2.1).

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

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 $\text{ctg}\theta=1$;

Commento

Il § 4.2.1.3 non si riferisce a quanto qui 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 $\text{ctg}\theta=1$;

7.4.4.2.1 - Fondamentale

Commento

L'applicazione della formula 7.4.5 comporta che, per valori limitati dell'altezza l_p del pilastro, il taglio sollecitante V_{Ed} può assumere valori molto elevati, che di fatto non hanno nessun riscontro fisico.

E' il caso ad esempio dei pilastri perimetrali a livello di sottotetto di un edificio con copertura a falde inclinate. In questo caso i minimi di armatura longitudinale da inserire nel pilastro, così come definiti al par. 7.4.6.2.2, portano ad avere dei valori del momento resistente nelle sezioni di estremità del pilastro non trascurabili e se a questa condizione viene associato che le altezze dei pilastri possono essere circa pari ad 1.00m, il fattore di amplificazione delle azioni taglianti di calcolo, a causa della applicazione della gerarchia delle resistenze e quindi della formula 7.4.5, può essere anche superiore a 10.

Il pilastro viene pertanto progettato per azioni taglianti eccessivamente cautelative, che portano ad un aggravio dei pesi dell'acciaio e a volte ad una scelta di conglomerati cementizi di resistenza meccanica superiore a quelle usuali.

In alcuni casi le verifiche non sono soddisfatte, per cui occorre addirittura incrementare le sezioni.

A parere dello scrivente al fattore di amplificazione delle azioni di calcolo dovrebbe essere posto un limite superiore.

Tale limite superiore dovrebbe essere individuato proprio nel fattore di struttura q , in quanto amplificare le azioni di calcolo del fattore di struttura significherebbe, in definitiva, attribuire alla struttura un comportamento indefinitamente elastico, situazione per la quale si registrano le sollecitazioni massime possibili negli elementi strutturali.

Si rileva in conclusione che tale principio dovrebbe essere esteso a tutti i casi in cui le azioni di calcolo vengono amplificate secondo la procedura della gerarchia delle resistenze.

Testo proposto (da aggiungere al termine del paragrafo)

In ogni caso il valore del taglio sollecitante V_{Ed} non può essere superiore al valore del taglio derivato direttamente dall'analisi, amplificato del fattore di struttura q , utilizzato per la definizione degli spettri di progetto.

7.4.4.5.1 - Refuso

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.

7.4.6.2.4. - *Comprensione 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 ρ 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/fuoriterra né se estese in larghezza/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.

Il secondo capoverso è ambiguo: non è chiaro se il 20% della lunghezza in pianta della parete è la lunghezza totale delle zone confinate (10% da ogni parte) o se è la lunghezza di ognuna di esse.

Si ritiene conseguentemente necessaria la introduzione di un nuovo paragrafo specifico per le pareti interrate, con particolare riferimento alle pareti “estese” con rapporto lunghezza/larghezza maggiore di 2.

Testo Proposto (si modificano il titolo ed il secondo capoverso)

7.4.6.2.4 Pareti resistenti a taglio

.....Omissis...

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi **ciascuna di esse** per lati lo spessore della parete e una lunghezza “confinata” l_c pari al **10%** 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 ρ dell’armatura totale verticale, riferito **alla singola** area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

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

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 rigidità del collegamento.

Testo proposto:

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. **A tal riguardo si dovrà far riferimento alla EN 1993-1-8.**

7.5.4.2 – Refuso

Testo originale

...Omissis....

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ 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

Testo proposto

...Omissis....

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

7.5.4.2 – Comprensibilità del testo

Testo originale

...Omissis....

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

Commento

L'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....

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ 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**

7.5.5 - Refuso

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.

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 $N_{pl,Rd}$ 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.

7.11.1 - 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 **sotto le stesse combinazioni di azioni previste per l'analisi della struttura in elevazione e definite al § 2.5.3** ~~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.

7.11.5.3 - Fondamentale

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

Si richiama il commento di cui all'osservazione sul punto 6.2.3.1

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 **l'Approccio 2 indicato 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.

8.7.1 -Fondamentale

Testo Originale

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo. Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo). L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata facendo ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono non essere adeguati. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

L'US dovrà avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza.

L'analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di solai sufficientemente rigidi può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare, analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Qualora i solai dell'edificio siano flessibili si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, ciascuna parete essendo soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

Commento

Al settimo capoverso si dichiara che l'analisi globale per edifici in aggregato assume significato convenzionale, ovvero non risulta chiaro che si debba prediligere la strategia (negli aggregati) di verificare i meccanismi locali e che il modello globale dell'edificio è solo un modello grossolano, con molte incertezze che riguardano le ipotesi da fare sugli edifici in adiacenza (quote solai, carichi, presenza di interventi su pareti di confine...); in quanto tale modello globale serve solo ad uno studio preliminare del progettista ma potrebbe non far parte di una verifica di vulnerabilità dell'edificio.

Tutto comporta che la prassi vuole che negli edifici in aggregato si realizzino modellazioni complesse che però non sono rappresentative della struttura come richiesto al quarto capoverso, in quanto si devono fare molte approssimazioni pur di ricondurre l'edificio ad un telaio equivalente. Spesso la prassi di eseguire verifiche globali su edifici in aggregato porta a giustificare degli interventi in totale antitesi con quanto suggerito dai numerosi manuali di pratica sulle costruzioni in muratura.

La possibilità invece di studiare i meccanismi locali di collasso è vista come l'utilizzo di una lente di ingrandimento che mi costringe a valutare, quindi conoscere localmente il mio edificio, pertanto sono costretto a discretizzare le verifiche conseguendo così una maggiore conoscenza dell'edificio e maggior sicurezza nelle verifiche locali effettuate.

Inoltre sempre al settimo capoverso si illustra che la verifica di edifici in aggregato con solai sufficientemente rigidi, si può svolgere con analisi statica non lineare analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica; tale affermazione permette di capire al progettista che è possibile applicare il metodo POR previsto dalla Circ. 217545/81.

Tale possibilità viene spesso ignorata dai progettisti e dagli organi di controllo (ex Genio Civile) che non hanno la certezza di poter eseguire una verifica tipo POR visto che tale parola non risulta inserita in nessuna parte nella norma; sarebbe opportuno sintetizzare la possibilità di verifica sopra descritta semplicemente dichiarando che in aggregato è possibile svolgere una analisi tipo POR.

Si ritiene inoltre opportuno inserire all'interno del testo della normativa quanto indicato dalla circolare in merito ai meccanismi locali.

Testo proposto

....Omissis.....

L'analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate.

L'analisi globale in aggregato è uno strumento di studio durante la progettazione di interventi ma non può sostituire le verifiche dei meccanismi locali di collasso.

La verifica di una US dotata di solai sufficientemente rigidi può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare (**ad esempio di tipo POR**), analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purchè si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. In questo caso è necessario procedere mediante le opportune verifiche locali.

....Omissis.....

10.2 - Fondamentale

Testo originale

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni.

TIPO DI ANALISI SVOLTA

Occorre preliminarmente:

- dichiarare il tipo di analisi strutturale condotta (di tipo statico o dinamico, lineare o non lineare) e le sue motivazioni;
- indicare il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni;
- indicare chiaramente le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti. In ogni caso va motivato l'impiego delle combinazioni o dei percorsi di carico adottati, in specie con riguardo alla effettiva esaustività delle configurazioni studiate per la struttura in esame.

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

VALIDAZIONE DEI CODICI.

Nel caso in cui si renda necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale o comunque nel caso di opere di particolare importanza, i calcoli più importanti devono essere eseguiti nuovamente da soggetto diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente e ciò al fine di eseguire un effettivo controllo incrociato sui risultati delle elaborazioni.

MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.

La quantità di informazioni che usualmente accompagna l'utilizzo di procedure di calcolo automatico richiede un'attenzione particolare alle modalità di presentazione dei risultati, in modo che questi riassumano, in una sintesi completa ed efficace, il comportamento della struttura per quel particolare tipo di analisi sviluppata.

L'esito di ogni elaborazione deve essere sintetizzato in disegni e schemi grafici contenenti, almeno per le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione o delle componenti degli sforzi, i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni dei carichi considerate, gli schemi grafici con la rappresentazione dei carichi applicati e delle corrispondenti reazioni vincolari.

Di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici, vanno chiaramente evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici e le unità di misura di questi nei punti o nelle sezioni significative ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza.

INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE.

A valle dell'esposizione dei risultati vanno riportate anche informazioni generali riguardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati ed una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello.

GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.

Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità.

Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.

Commento

Non è pensabile che il progettista debba essere lui a verificare l'attendibilità di un software acquistato e pagato profumatamente, allora tanto vale che se lo scriva da solo.

Essendo i software strutturali presenti sul mercato un prodotto commerciale, vengano sottoposti a certificazione/validazione come altri prodotti commerciali, anche attraverso opportuni benchmark test, emanati dal Ministero o da enti competenti da questo incaricato (ad es. Università e/o Ente certificatore).

Inoltre le relazioni ed i tabulati di calcolo che si presentano sono già oltremodo corposi: si chiede quindi di semplificare gli adempimenti allegando tale documentazione su supporto informatico.

Infine, siccome il progettista, timbrando e firmando un progetto, se ne assume la piena responsabilità, non è tenuto a dare un giudizio motivato sull'attendibilità dei suoi calcoli: è ovvio che nel momento in cui li firma li ritiene attendibili, altrimenti non li firmerebbe.

Testo proposto

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà ~~controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e~~ verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni.

TIPO DI ANALISI SVOLTA

Occorre preliminarmente:

- dichiarare il tipo di analisi strutturale condotta (di tipo statico o dinamico, lineare o non lineare) e le sue motivazioni;
- indicare il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni;
- indicare chiaramente le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti. In ogni caso va motivato l'impiego delle combinazioni o dei percorsi di carico adottati, in specie con riguardo alla effettiva esaustività delle configurazioni studiate per la struttura in esame.

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, ~~autore,~~ produttore, ~~eventuale distributore,~~ versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI

Il progettista **do**vrà **servirsi solo ed esclusivamente di codici di calcolo validati dal Ministero delle Infrastrutture e Trasporti.** ~~esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per~~

~~valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.~~

VALIDAZIONE DEI CODICI.

Entro la data di entrata in vigore del presente decreto le aziende produttrici di codici di calcolo strutturale dovranno acquisire dal Ministero delle Infrastrutture e Trasporti l'Attestato di Validazione dei propri prodotti presenti sul mercato, pena il divieto di commercializzazione degli stessi. Stessa procedura sarà ripetuta ogni qual volta procedano ad un aggiornamento o nuova versione dei codici già validati.

~~Nel caso in cui si renda necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale o comunque nel caso di opere di particolare importanza, i calcoli più importanti devono essere eseguiti nuovamente da soggetto diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente e ciò al fine di eseguire un effettivo controllo incrociato sui risultati delle elaborazioni.~~

MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.

La quantità di informazioni che usualmente accompagna l'utilizzo di procedure di calcolo automatico richiede un'attenzione particolare alle modalità di presentazione dei risultati, in modo che questi riassumano, in una sintesi completa ed efficace, il comportamento della struttura per quel particolare tipo di analisi sviluppata.

L'esito di ogni elaborazione deve essere sintetizzato in disegni e schemi grafici contenenti, almeno per le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione o delle componenti degli sforzi, i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni dei carichi considerate, gli schemi grafici con la rappresentazione dei carichi applicati e delle corrispondenti reazioni vincolari.

Di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici, vanno chiaramente evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici e le unità di misura di questi nei punti o nelle sezioni significative ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza.

Il tutto potrà essere presentato in allegato alla Relazione di Calcolo su supporto informatico (CD/DVD).

INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE.

~~A valle dell'esposizione dei risultati vanno riportate anche informazioni generali riguardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati ed una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello.~~

GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.

~~Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità.~~

~~Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.~~

~~Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.~~

11.3.1.1 - Fondamentale

Testo originale

Lotti di spedizione: sono lotti formati da massimo 30 t, spediti in un'unica volta, costituiti da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee.

Commento

Evitare per piccoli lotti di trasporto di effettuare i prelievi di barre provenienti da stesse colate e forniture.

Testo proposto:

Lotti di spedizione: sono lotti formati da massimo 30 t, **conferiti anche con più trasporti in cantiere**, costituiti da prodotti aventi grandezze nominali omogenee.

11.3.2.10.4 - Fondamentale

Testo originale

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

Commento

Evitare per piccoli lotti di trasporto di effettuare i prelievi barre provenienti da stesse colate e forniture.

Testo proposto

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, **per ogni stabilimento di produzione sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.**

C4.2.3.5 – *Comprensibilità del testo*

Testo originale

Nell'analisi di un sistema di controvento, le imperfezioni del sistema controventato possono essere tenute in conto considerando uno scostamento di quest'ultimo dalla configurazione iniziale di valor massimo e_0 uguale a

$$e_0 = \alpha_m \cdot \frac{L}{500} \quad (\text{C4.2.13})$$

Dove L è la luce del sistema di controventamento e α_m dipende dal numero m di elementi controventati,

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (\text{C4.2.14})$$

Commento

Per una migliore comprensione del significato di m, sarebbe opportuna una figura illustrativa analoga alla fig. C4.2.2

C4.2.8 – *Fondamentale*

Commento

Unitamente al paragrafo della circolare C4.2.8 sembra opportuno l'aggiornamento ed il chiarimento delle norme sulle unioni bullonate alla luce delle UNI EN più recenti con particolare riferimento a:

- *Chiarimenti sulle modalità d'uso dei bulloni "non precaricati" e "precaricati" (riferimenti alle UNI EN rispettive).*
- *Differenze delle coppie di serraggio per bulloni "precaricati" al variare del fattore k che deve essere indicato sulle targhette delle confezioni dei bulloni (recepito da tutti i produttori?).*
- *Indicazioni per le modalità di serraggio dei bulloni "non precaricati" UNI EN 15048-1.*
- *Chiarimenti sulle classi funzionali per i bulloni "precaricati" (vedi tabella C4.2.XIX).*
- *Armonizzazione con le norme EC3 – UNI EN 1993-1-8:2005 – Progettazione dei collegamenti ed EN 1090-2-2008 Annex H? (su tali norme sembra non esistano indicazioni per le coppie di serraggio ma solo dei valori raccomandati di "precarico" dei bulloni con modalità di controllo del valore di detto "precarico").*

C6.5 – *Comprensibilità del testo*

Testo originale

I più comuni tipi di muri di sostegno possono essere suddivisi dal punto di vista costruttivo in muri in pietrame a secco eventualmenteomissis....

Le azioni sull'opera devono essere valutate con riferimento all'intero paramento di monte, compreso il basamento di fondazione.

Commento:

Nel caso di muri di sostegno dotati di dente di fondazione è necessario chiarire se l'altezza del dente deve essere valutata o meno nel computo della spinta agente sul muro.

C8.7.2.5 - Fondamentale

Testo originale:

...ed f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

...

Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:

- per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0,3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa})$$

- per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0,5f_c$$

dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, V_n indica il taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave, A_g indica la sezione orizzontale del nodo. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

Commento

Relativamente alle verifiche sismiche su edifici esistenti, condotte con l'analisi lineare, ed in particolare relativamente alle verifiche per i meccanismi fragili dei nodi trave pilastro, si chiede un chiarimento sulla modalità di valutazione della resistenza a trazione principale di progetto del calcestruzzo.

Tale proprietà del materiale compare infatti nella valutazione della capacità in termini di sollecitazioni interne del nodo strutturale in calcestruzzo.

Si da un breve cenno alla trattazione del problema: la valutazione del moltiplicatore di collasso può essere condotta in termini di momenti flettenti come segue:

$$\alpha = [\text{Ah}[(f_{ctd} - \sigma_0/2)^2 - (\sigma_0/2)^2]^{0.5} - (M_G)] / (M_E)$$

dove i termini riportati hanno i seguenti significati:

Ah $[(f_{ctd} - \sigma_0/2)^2 - (\sigma_0/2)^2]^{0.5}$ rappresenta la capacità resistente flessionale interna del nodo per crisi lato calcestruzzo

MG rappresenta il momento flettente sollecitante dovuto ai soli "carichi gravitazionali"

ME rappresenta il momento flettente sollecitante dovuto ai "carichi sismici"

Senza scendere più in dettaglio nella trattazione, il quesito verte sulla modalità corretta di utilizzare i fattori di sicurezza del materiale (γ_c) ed il fattori di confidenza (FC), per passare dal valore medio dato dalle prove sui materiali della resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo alla resistenza a trazione principale di progetto del calcestruzzo.

Al punto C8.7.2.5 della circolare viene posto come limite massimo della resistenza a trazione il valore $0.3 \cdot \sqrt{f_c}$ non chiarendo espressamente cosa sia f_c ; diversamente, relativamente alla resistenza a trazione del cls per edifici nuovi, in NTC2008 11.2.10.2 viene definita la f_{ctk} come frattile della f_{cm} a sua volta definita nello stesso capitolo (con un esponente peraltro diverso: 2/3 invece che 1/2), poi al capitolo 4.1.2.1.1.2 viene definita la f_{ctd} come rapporto tra la f_{ctk} e γ_c .

Ora, leggendo la circolare al punto C8.7.2.5 relativamente ai nodi trave-pilastro, pare, ma non è chiaro (infatti si parla genericamente di "resistenze dei materiali"), che quell' f_c sia da considerare come il valore medio della resistenza a compressione ottenuto dalle prove (f_m) diviso per FC e per γ_c , cioè inserendo i due fattori (FC e γ_c) all'interno della formula di calcolo non lineare della resistenza a trazione. Quindi sarebbe:

$$f_{ctd} = 0.3 * [f_m / (FC * \gamma_c)]^{1/2}$$

Da considerazioni indipendenti, basate sul significato dei coefficienti stessi, pare invece opportuno inserire tali coefficienti (FC e γ_c) a valle della formula di calcolo di f_{ctd} e cioè:

$$f_{ctd} = 0.3 * (f_m)^{1/2} / (FC * \gamma_c)$$

Le considerazioni sono le seguenti:

FC: dipende dall'incertezza non solo sui materiali, ma anche dall'incertezza geometrica, incertezza di conoscenza generica dovuta a fattori anche esterni come per esempio la presenza o meno di materiale cartaceo di progetto, quindi incertezza globale sulla "trattazione del problema verifica". A questo punto essendo un fattore di incertezza "globale" quindi di fatto un fattore di sicurezza, dovrebbe essere posto come ultima operazione prima della verifica e non può essere inserito all'interno di un'operazione non lineare (radice o elevamento alla 2/3, in base alle trattazioni) la quale ne ridurrebbe il valore.

γ_c : è quel fattore di sicurezza che nella trattazione probabilistica delle resistenze e delle azioni tiene conto dell'incrocio delle curve gaussiane appunto di azioni e di resistenze. È un fattore che in genere viene posto "a valle" della valutazione di una grandezza caratteristica per passare da grandezza caratteristica a grandezza di calcolo.

Per esempio come riportato sopra, per i nuovi edifici, nel calcolo della resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo (NTC2008 4.1.2.1.1.2), γ_c viene posto come divisore del valore caratteristico della resistenza a trazione del cls.

Per questo motivo mi parrebbe opportuno, anche per gli edifici esistenti, inserire γ_c a valle dell'operazione non lineare di calcolo della resistenza a trazione del calcestruzzo che parte dai valori medi delle prove della resistenza a compressione del cls.

La definizione esatta di questa grandezza influisce fortemente sulle verifiche dei nodi trave pilastro degli edifici esistenti, le quali a loro volta sono spesso le verifiche più significative per la valutazione della vulnerabilità di un edificio esistente.

Si chiede pertanto di fare chiarezza sull'utilizzo appropriato dei coefficienti FC e γ_c , se con la formula (1) o la Formula (2).

Parte II - proposte di modifica generali

1. Armonizzazione delle NTC con le normative nazionali sopraordinate (D.P.R. 380/2001, L. 1086/1971, L. 64/1974) ed uniformazione delle procedure amministrative locali (Leggi Regionali).

Allo stato attuale si registra una divaricazione tra procedimenti edilizi/urbanistici ed procedimenti inerenti le strutture.

Ciò porta ad una gestione disorganica e differente da ente ad ente.

Sarebbe auspicabile un inquadramento generale della materia in maniera tale da rendere più fluido il percorso che porta dalla progettazione alla realizzazione delle opere.

Stante l'autonomia regionale in materia di organizzazione dei procedimenti edilizi, inoltre, un vero testo unico dell'edilizia dovrebbe indicare gerarchie e consequenzialità degli atti amministrativi.

Si elencano appresso a mero titolo esemplificativo, ma non esaustivo, alcuni aspetti discordanti con le precedenti norme.

- Nel DPR 380/01 vengono richiamate le norme sulle strutture precedenti, ma mai le nuove NTC.
- Alla luce delle nuove norme tutto il territorio viene classificato come sismico, appare pertanto del tutto superata la suddivisione "amministrativa" in zone sismiche operata dalla L. 64/1974 e seguenti. Si propone quindi di eliminare la dicitura di "zona sismica" (1,2,3,4) e sostituirla direttamente con valori dell'accelerazione. *[Nota: questa osservazione potrebbe essere complicata in quanto implica anche un allineamento di altre normative che utilizzano la differenziazione amministrativa in zone]*.
- Nelle ultime NTC sono stati normati anche materiali come legno e muratura. Coerentemente si ritiene necessario aggiornare il DPR 380/01 introducendo tali tipologie. Conseguentemente anche il collaudo delle strutture andrebbe esteso anche agli edifici realizzati con le predette tipologie.
- Inoltre, per gli interventi di Miglioramento, Adeguamento e nuova edificazione di costruzioni in legno e muratura, si specifichi che le competenze del collaudatore devono essere le stesse di quelle richieste dall'art. 7 L. 1086/71.
- Nella relazione a strutture ultimate dovrebbero essere inseriti tutti i documenti per il controllo della filiera delle costruzioni.

- Il collaudo alla luce delle nuove norme è sempre da considerarsi obbligatoriamente in corso d'opera.
- Armonizzazione con normativa dell'acustica e risparmio energetico.
- Alla luce delle nuove norme, dichiarate nell'intento di carattere prestazionale, appare superata la richiesta preventiva del certificato di sopraelevazione di cui all'art. 90 T.U.E.
- Il Piano di Manutenzione delle Strutture non compare nella documentazione da consegnare agli uffici ex Genio Civile ai sensi DPR 380/01. In maniera più razionale, sarebbe più proficuo prevedere che tale documento, integrato anche con la manutenzione delle parti non strutturali e col fascicolo della sicurezza, sia consegnato all'utente finale al momento della fine lavori e dunque inserito nella documentazione obbligatoria ai fini del rilascio del Certificato di Agibilità da richiamarsi negli atti notarili di traslazione della proprietà.
- Ferma restando la potestà legislativa concorrente delle Regioni in materia, non è possibile che la disciplina tecnico/amministrativa antisismica vari così tanto da regione a regione. Occorre porre dei paletti alla facoltà di legiferare in questa materia delle regioni, in modo che modalità di presentazione e contenuti tecnici di una pratica sismica siano sostanzialmente omogenei su tutto il territorio nazionale, con adattamenti locali marginali.

CONCLUSIONI

Si rende indispensabile una revisione critica dell'impianto normativo generale, sia per quanto riguarda le norme che regolano le procedure amministrative, sia per quanto riguarda quelle di tipo più strettamente tecnico, in modo da ottenere testi revisionati perfettamente congruenti.

Con l'occasione è da prevedersi in generale l'introduzione di tecnologie informatizzate, ormai largamente disponibili e previste da altre norme (PEC/Firma Digitale), per l'invio agli enti di controllo di tutte le pratiche disciplinate dal DPR 380/01 (edilizie, sismiche, impianti, etc.).

2. Proposta di formare un elenco di opere “minori” o similmente “non rilevanti” sulla falsa riga di quelli deliberati dalle regioni MARCHE ed EMILIA ROMAGNA.

Per le piccole opere il puntuale adempimento di tutti i passaggi delle NTC 08 rende i lavori laboriosi ed economicamente non convenienti, fino al punto di spingere il committente a rinunciare all'intervento o peggio indurlo ad eseguirlo abusivamente.

Le norme sono state evidentemente pensate avendo in mente opere importanti, ma poi la stragrande maggioranza degli interventi nel territorio è di taglio medio/piccolo.

Per venire incontro a tale esigenza sia la Regione Marche, sia la Regione Emilia Romagna hanno emanato disposizioni, che si allegano in calce alla presente, atte ad individuare una serie di opere cosiddette “minori” o “similmente non rilevanti” per le quali sono previste semplificazioni procedurali.

Individuare un ambito all'interno del quale collocare “opere minori” è assai complesso in quanto richiede la definizione di confini individuati da parametri che rischiano di rendere ancora più farraginoso il sistema di gestione degli interventi edilizi.

Tuttavia, la definizione di una simile fattispecie sarebbe auspicabile al fine di snellire tutta una serie di procedure comprese quelle facenti capo alla L.1086/'71.

L'inserimento di un'opera all'interno di questa categoria d'interventi potrebbe essere subordinata certamente a limiti dimensionali ma anche all'assunzione di coefficienti di sicurezza superiori per tenere conto di tutta una serie di incertezze correlabili alla semplificazione dell'iter.

In altre parole, la scelta di una procedura semplificata, ammissibile ovviamente per opere di limitato impegno statico, sarebbe pagata a prezzo di un minor sfruttamento dei materiali e delle risorse legate alla modellazione del comportamento meccanico degli stessi ed agli schemi statici adottati.

Il ricorso a margini di sicurezza più ampi in fase di progettazione potrebbe consentire addirittura la creazione di uno status privilegiato di tali opere in riferimento alle prove sui materiali previsti dalla legge quadro del '71 e alle indagini definite dalle nuove norme tecniche per le costruzioni (si pensi ad esempio alle indagini sui pali imposte dal D.M. 14 gennaio 2008 secondo le indicazioni fornite al punto 6.4.3.7.2 dello stesso).

CONCLUSIONE

Si chiede pertanto che tale logico approccio venga esteso a tutto il territorio nazionale od al limite di inserire un paragrafo nel quale si dà facoltà alle Regioni di istituire i propri elenchi di “opere prive di rilevanza ai fini sismici”, seguendo la filosofia di quelli già redatti da Marche ed Emilia-Romagna.

3. Suddivisione della Classe d'uso II in due sottoclassi.

II a - Opere ricadenti nell'edilizia tradizionale, per le quali individuare un "percorso agevolato" all'interno delle NTC.

Per tale sottoclasse individuare una semplificazione normativa all'interno delle NTC (regole di buona tecnica di progettazione, abachi, particolari costruttivi), senza per questo ridurre l'obiettivo della sicurezza (es. fabbricati che sia possibile progettare solo attraverso schemi già contemplati nella normativa, come gli edifici semplici in muratura).

Per tutta una serie di opere riconducibili a quella che si ritiene essere edilizia tradizionale, si potrebbe semplificare sia l'iter progettuale che quello amministrativo.

Si pensi ad esempio ad edifici con ridotto numero di piani, caratterizzati da una sostanziale regolarità in pianta e in alzato, con disposizione altrettanto regolare degli elementi resistenti ed irrigidenti.

Nella circolare esplicativa delle norme tecniche si potrebbero definire sistemi tabellari di dimensionamento degli elementi principali, mantenendo ovviamente, in questi casi, margini di sicurezza superiori a quelli strettamente necessari secondo quella che è l'impostazione generale delle norme.

La reintroduzione di precisi ed univoci valori di snellezza degli impalcati (naturalmente più restrittivi di quelli desumibili attraverso calcoli analitici o semianalitici quale quello indicato dalla circolare), l'individuazione di rapporti geometrici per pareti di tamponamento in maniera tale da by-passare sofisticate verifiche analitiche su tali elementi, potrebbero essere solo alcune delle semplificazioni per agevolare la progettazione e realizzazione di opere semplici e appartenenti all'edilizia tradizionale.

In alternativa si potrebbe ipotizzare una semplificazione progettuale basata su calcoli semplificati in termini di ipotesi e di condizioni di carico.

In ogni caso va esplicitato che, al di là di ogni possibile definizione di "opera ordinaria", gli standard e le attese inerenti la sicurezza rimangono invariati rispetto alle richieste normative.

A titolo di esempio si propongono come edifici "semplici", per quali è possibile derogare da certe prescrizioni normative (p. es. i criteri di gerarchia delle resistenze):

- costruzioni (di qualunque tipologia e/o materiale) situate in zone ad alta, media e bassa sismicità (Zone 1, 2 e 3) in Classe d'uso I
- costruzioni (di qualunque tipologia e/o materiale) situate in zone a media e bassa sismicità (Zone 2 e 3) in classe d'Uso II
 - con un piano (con un solo solaio/copertura), oppure
 - con un massimo di 2 piani (con un massimo di 3 solai compresa la copertura), regolari in pianta ed in elevazione

Oppure, in alternativa, per edifici in c.a. con le seguenti caratteristiche:

- strutture regolari in pianta con rapporto massimo dei lati 1/3 ;
- massimo tre piani fuori terra e un interrato;
- luce massima della maglia strutturale 6 m;
- terreni di categoria a, b;
- strutture completamente interrato o seminterrato ad esclusione manufatti a servizio di reti di pubblico interesse;

prevedere la possibilità di adottare un approccio di calcolo semplificato come segue:

- analisi statica equivalente con telai piani
- tutte le condizioni di carico non sismiche previste dalla norme +2 condizioni di carico sismiche
- verifiche solo agli Stati Limiti Ultimi
- no verifica SLE/SLD ad eccezione della fessurazione in classe di esposizione XS
- solo telai piani senza verifiche spaziali
- no verifica a taglio con teta variabile
- possibilità di utilizzare staffe e ferri piegati
- dettagli costruttivi obbligatori da codice di pratica
- condizioni sopra estese al terreno di tipo C
- no prove su pali
- no eccentricità accidentale
- no gerarchie resistenze

Sulla stessa falsariga si potrebbero trattare:

- case in muratura del tipo a schiera (limiti dimensionali e semplificazioni da studiare);
- strutture monopiano leggere in legno/acciaio (limiti dimensionali e semplificazioni da studiare).

II b - opere più importanti (tutte quelle non ricomprese nelle precedenti).

4. Semplificazione delle procedure per le prove sui materiali.

Considerato che in Italia da tempo la qualità degli acciai risponde ai requisiti richiesti dalle norme si richiede di eliminare i termini perentori per effettuare le prove preventive sull'acciaio previsti dalla norma.

Per l'acciaio da carpenteria, chiarito che le prove di resilienza sono obbligatorie, andrebbe specificato quale tipo di provetta (KU o KV) debba essere utilizzata e quale è il valore di riferimento per l'accettabilità del materiale.

Per quel che riguarda la verifica del calcestruzzo in opera si potrebbe eliminare l'obbligo delle prove di schiacciamento dei cubetti ed introdurre tre livelli di verifica, come appresso descritti.

- A1. Per interventi minimi (p.es. cerchiature) per i quali potrebbe essere complicato fare arrivare il materiale da una centrale di betonaggio, possibilità di fare il calcestruzzo in opera adottando, già in fase di progetto, un coefficiente di sicurezza maggiore per il materiale e prescrivendo un adeguato e dettagliato mix-design.
 - A2. Per opere di limitato impegno statico e piccole dimensioni, la semplice acquisizione della documentazione afferente alle forniture di calcestruzzo con tanto di certificazione della centrale di betonaggio fornitrice. La responsabilità dei problemi connessi ad eventuali livelli di sicurezza non conformi agli standard normativi per carenze meccaniche e in termini di durabilità sarebbero in capo al costruttore e al produttore del calcestruzzo.
 - B. Per opere ordinarie il controllo su cubetti dovrebbe essere sostituito dall'acquisizione della documentazione di cui al punto precedente e da verifiche in situ ad esempio attraverso la realizzazione di prove non distruttive o semi distruttive (ad esempio indagini SONREB).
 - C. Per opere di notevole importanza, oltre all'acquisizione delle informazioni sopra indicate si affiancherebbe anche un costante controllo in cantiere attraverso prelievo di campioni.
- Per i casi A e B il prelievo di cubetti potrebbe rimanere quale controllo aggiuntivo, volontario ma non obbligatorio.

Per gli edifici esistenti in c.a. abolire l'obbligatorietà delle prove per il livello di conoscenza LC1, consentendo di sostituirle con prove non distruttive.

I livelli di sicurezza, e quindi i relativi coefficienti parziali da adottare, potrebbero essere graduati in funzione del sistema di controlli che si intende adottare, penalizzando maggiormente i livelli di verifica meno stringenti.

Si potrebbe quindi stabilire un fattore di controllo o verifica maggiore o uguale ad 1 con il quale incrementare i coefficienti parziali di base dei materiali.

Sarebbe comunque auspicabile che, a parte la definizione di standard minimi fissati dalle norme, il disposto di legge chiarisse che la scelta del livello di controllo dovrebbe essere anche una scelta della committenza, andando a premiare chi è disposto ad effettuare verifiche più attente.

Nel processo produttivo è indispensabile che uno degli attori principali: l'impresa, sia rappresentata da personale qualificato e tecnicamente adeguato.

Per la sicurezza nei cantieri sono obbligatori corsi di formazione a tutti i livelli, ma questo non vale per gli stessi addetti nell'espletamento del proprio lavoro!!

Il "prodotto" edilizio richiede una qualificazioni documentata e certificata dall'esecutore, alla stregua degli impianti, con certificazioni di corretta esecuzione da parte dell'impresa edile.

La normativa dovrebbe contemplare la obbligatorietà della dotazione, da parte delle imprese, di una direzione tecnica competente, in grado di colloquiare con i professionisti. La qualità dei lavori edili non può prescindere dal grado di qualificazione degli operatori d'impresa.

5. Allineamento con gli Eurocodici.

Non si capisce per quale motivo la norma nazionale non sia completamente allineata con l'insieme degli Eurocodici, come per la maggior parte degli stati europei, questo genera confusione e incertezza, specie nelle parti in disaccordo.

6. Accessibilità immediata a tutte le norme citate all'interno delle NTC (testo normativo integrato ed autosufficiente).

All'interno delle NTC 08 vengono frequentemente richiamate in tutto od in parte norme UNI EN con valenza quasi sempre integrante delle norme stesse.

Nella versione italiana risulta che tali norme UNI EN sono disponibili unicamente a pagamento. Si ritiene che, essendo le NTC 08 una legge dello Stato, per la loro piena applicabilità da parte di ogni cittadino, esse debbano essere leggibili in maniera autosufficiente.

Si chiede pertanto che tutte le norme UNI EN richiamate vengano inserite "in chiaro" in calce alle norme stesse in guisa di fascicolo allegato.

Altra anomalia è costituita dal fatto che vere e proprie parti mancanti della normativa, come prescrizioni, formule, tabelle, grafici, etc. siano contenuti nella Circolare Esplicativa n. 617 del 02/02/09.

È peraltro noto che nel vigente ordinamento giuridico del nostro Paese le circolari non hanno valenza di legge, il che pone ad esempio le prescrizioni contenute della Circolare su un piano diverso, in particolare inferiore di grado, rispetto a quelle contenute nel testo normativo vero e proprio.

Questo fatto può comportare notevoli incertezze, sia negli operatori, sia in sede di eventuali contenziosi.

Si chiede pertanto che tutte le parti attualmente integrative (formule, tabelle, grafici, etc.) vengano integralmente ricomprese all'interno del testo normativo vero e proprio, che deve leggersi in maniera autonoma ed autosufficiente. La Circolare deve rimanere un documento solo esplicativo, illustrativo, non strettamente necessario per eseguire calcoli, controlli o verifiche.



FEDERAZIONE REGIONALE DEGLI ORDINI INGEGNERI
di BOLOGNA, FERRARA, FORLÌ-CESENA, PARMA, REGGIO EMILIA, RIMINI.



**Federazione Ordini
Ingegneri Marche**

Il Coordinatore
Dott. Ing. FELICE MONACO

Il Presidente
Dott. Ing. PASQUALE UBADI

Il Referente del Gruppo di Lavoro CNI
Dott. Ing. MARCO MANFRONI

Il Referente del Gruppo di Lavoro CNI
Dott. Ing. CORRADO GIOMMI

Il Referente della Comm. interfederativa
Dott. Ing. ANDREA BAROCCI

Il Referente della Comm. interfederativa
Dott. Ing. LAURA SPENDOLINI

Allegati:

- DGR 836/09 “opere minori” Regione MARCHE;
- DGR 687/11 “opere sismicamente non rilevanti” Regione EMILIA-ROMAGNA.