

# Consiglio Nazionale Ingegneri

**Osservazioni sul Decreto Ministeriale 14 settembre  
2005 *Norme tecniche per le costruzioni* (bozza 24  
aprile 2007)**



Roma, 26 giugno 2007

# Indice

CAPITOLO 2	Pag. 3
1. Par. 2.4. Vita nominale, classi d'uso e vita di riferimento	“ 3
2. Nota alla tabella 2.4.I	“ 3
3. Par. 2.4.2 Classi d'uso	“ 4
4. Par. 2.6.1 Verifiche agli stati limite ultimi	“ 5
CAPITOLO 3	“ 7
5. Osservazione generale	“ 7
6. Tabella 3.1.II	“ 7
7. Par. 3.4.2 Valore caratteristico del carico neve al suolo	“ 8
CAPITOLO 4	“ 9
8. Tabella 4.1.I	“ 9
9. Tabella 4.1.II	“ 9
10. Par. 4.1.2.1.2 LEGAMI COSTITUTIVI DEL CALCESTRUZZO	“ 10
11. Par. 4.1.2.1.3 CALCOLO DELLE RESISTENZE SOTTO AZIONI TAGLIANTI	“ 11
13. Par. 4.3.4 Classi di durata del carico	“ 12
14. Par. 4.3.15 Regole per l'esecuzione	“ 13
15. Par. 4.4.1	“ 13
16. Par. 4.5. Costruzioni in altri materiali	“ 13
CAPITOLO 7	“ 15
19. Par. 7.3.4.1 Analisi non lineari statiche	“ 15
20. Par. 7.4.1. VERIFICHE DI DUTTILITA' (definizione)	“ 17
21. Par. 7.4.2.2 Acciaio	“ 18
22. Par. 7.11.8.3.1.	“ 19
23. Osservazione generale	“ 19
CAPITOLO 8	“ 20
24. Par. 8.1 Oggetto	“ 20
27. Par. 8.3 Valutazione della sicurezza	“ 21
30. Par. 8.5.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali e livelli di conoscenza	“ 22
31. Osservazioni sul collaudo di edifici esistenti	“ 23
CAPITOLO 9	“ 24
32. Par. 9.1 Prescrizioni generali	“ 24
33. Par. 9.1. Prescrizioni generali	“ 25
34. Par. 9.2.2 Ponti stradali	“ 25
35. Osservazione generale	“ 26
CAPITOLO 10	“ 27
36. Par. 10.1. Caratteristiche generali	“ 27
37. Par. 10.1. Caratteristiche generali	“ 27
38. Par. 10.1. Caratteristiche generali	“ 27
39. Par. 10.2 . Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo	“ 28
CAPITOLO 11	“ 29
40. Introduzione	“ 29
41. Introduzione	“ 29
42. Par. 11.1.1	“ 30
43. Par. 11.1.5. Controllo di accettazione	“ 30
45. Par. 11.1.6	“ 31
46. Par. 11.1.11	“ 32
47. 11.7 Componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.	“ 32
48. Par. 11.2.2.4	“ 32
49. Par. 11.2.2.9.2 Acciai zincati	“ 33
50. Par. 11.2.2.10.3	“ 33
51. 11.2.4. Acciai per strutture metalliche e per strutture composte	“ 35
52. 11.2.4.5 Processo di saldatura	“ 35



## CAPITOLO 2

### 1. Par. 2.4. Vita nominale, classi d'uso e vita di riferimento

#### 2.4 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E VITA DI RIFERIMENTO

##### 2.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di una struttura  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Indicativamente, con riferimento alla loro durabilità, la vita nominale delle diverse tipologie di strutture è quella riportata nella Tabella 2.4.I.

*Siccome la definizione della Vita Nominale coinvolge il requisito essenziale della durabilità e anche quello della sicurezza nei confronti degli SLU e SLE, dovrebbe essere precisato **CHI è responsabile nella definizione della VN e dove questa debba essere dichiarata.***

Si suggerisce di **modificare la frase con "il progetto, salvo diversa indicazione del progettista, dovrà essere formulato per garantire la vita nominale prevista in Tabella 2.4.I"**. L'inciso "salvo diversa indicazione" crediamo sia indispensabile, in quanto, per precisa scelta progettuale, si deve dare la possibilità di garantire una vita nominale più lunga o più breve per specifiche opere.

### 2. Nota alla tabella 2.4.I

*“Le verifiche sismiche relative a strutture provvisorie in fase costruttiva devono effettuarsi solo quando la durata prevista in progetto della struttura provvisoria o della fase costruttiva sia maggiore di due anni”.*

Si ritiene eccessivo concedere un periodo transitorio di due anni per le azioni sismiche su strutture provvisorie (ad esempio le strutture che ospitano pubblico durante manifestazioni musicali, concerti etc). In tali casi, la verifica per azioni sismiche dovrebbe essere prevista nel caso la struttura rimanga in opera oltre 6 mesi.



### 3. *Par. 2.4.2 Classi d'uso*

Sarebbe necessario dividere le costruzioni modeste (ad esempio fino a tre piani o fino a 10 mt fuori terra e con luci massimo di 8 mt) da quelle multipiano e strutturalmente importanti (ad esempio i palazzi superiori agli 8÷10 piani o con luci maggiori di 8 mt), non solo per le verifiche sismiche ma anche per l'applicabilità del Metodo alle T.A. (vedi cap. 2.7).

Si propone **di limitare la classe II alla Costruzione con normale affollamento e con ad esempio 3 piani o 10 mt f.t. e luci inferiori a 8 mt**, oppure di introdurre una ulteriore classe intermedia tra la II e la III, magari eliminando la Classe I e accorporandola alla Classe II.

In sostanza si chiede di prevedere una (o più) classe per edifici semplici o di uso ordinario, per le quali si possa operare senza "aggravi" dal punto di vista della progettazione, ivi compresa la possibilità di utilizzare il metodo di verifica alle T.A.



#### 4. Par. 2.6.1 Verifiche agli stati limite ultimi

##### 2.6.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La Tabella 2.6.I fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

**Tabella 2.6.I** – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_{Q1}$	$\gamma_{Q1}$
	favor.	sfavor.	favor.	sfavor.	favor.	sfavor.
EQU	0,90	1,10	0,0	1,50	0,0	1,50
STR	1,00	1,30	0,0	1,50	0,0	1,50
GEO	1,00	1,00	0,0	1,30	0,0	1,30

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta dei terreni, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap 6.

Nel caso di opere non strutturali di configurazione compiutamente definita, dettagliate espressamente nel progetto delle strutture, per la condizione "favorevole" si può porre  $\gamma_{G2}=0,9$  in EQU e si può porre  $\gamma_{G2}=1,0$  in STR e GEO. In tal caso, quando dette opere fossero tolte o modificate, si deve procedere alle necessarie verifiche della struttura.

Nella Tabella 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

EQU stato limite di equilibrio come corpo rigido in condizioni di galleggiamento (v. voce a di 2.2.1);

STR stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione (v. voci b, c, d, g, h di 2.2.1);

GEO stato limite di resistenza del terreno compreso l'equilibrio al ribaltamento (v. voce e di 2.2.1);

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali

$\gamma_{Q1}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_p=1$ .

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche. Nella Tabella 2.6.II sono riportati i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi_{ij}$  per le diverse categorie di azione per edifici civili e industriali correnti.

***La distinzione di G1 e G2, cioè dei permanenti strutturali e dei sovraccarichi permanenti non strutturali è una novità non contenuta negli Eurocodici.***

*In pratica, vedendo anche i coefficienti parziali che vengono attribuiti a G1 e G2 è come se il legislatore avesse scelto di trattare i*



***permanenti non strutturali come carichi variabili a tutti gli effetti, con coefficiente di combinazione  $\psi=1$  in tutte le combinazioni.***

*Questa scelta è portata avanti in maniera coerente anche nel capitolo della geotecnica.*

***Occorrerà sperimentare questa novità, anche se pensiamo che le sorprese più importanti potranno scaturire nelle verifiche di equilibrio statico EQU quando bisognerà utilizzare  $\gamma_{g2}=0$ .***

*Bisognerà poi spiegare come va interpretata la differenza (esempio carichi alternati su campate di travi continue e in genere nelle verifiche EQU, come già detto).*



## CAPITOLO 3

### 5. *Osservazione generale*

**Si dovrebbe chiarire se resta ancora valido il contenuto della circolare 156.AA.GG./STC del 4 luglio 1996, in particolare per il coefficiente  $\alpha_R$  da utilizzare in caso di periodi di ritorno diversi da quelli normali (50 anni), e per l'affermazione secondo cui ogni riduzione del periodo di ritorno deve essere singolarmente autorizzata dal STC.**

Logicamente, la circolare dovrebbe essere ancora valida come documento normativo (essendo un'istruzione ministeriale richiamata nel capitolo 12), mentre dovrebbe perdere quello prescrittivo (essendo sostituita dal NTU); ma è scritta in modo talmente inscindibile dal DM 96 da poter difficilmente sopravvivere alla abrogazione di detto decreto.

### 6. *Tabella 3.1.II*

La tabella riprende la più articolata schematizzazione prevista nell'EC1.

Nel prospetto 6.1. dell'EC1, Categorie di destinazione d'uso nel gruppo C, sono previste 5 sotto-categorie. La categoria C5 è considerata area suscettibile di grande affollamento (sale concerto, palazzi dello sport incluse tribune). Solo per la categoria C5 è previsto un carico orizzontale sui parapetti e sulle partizioni con funzioni di barriere pari o superiore a 3,0 kN/mt. In tutti gli altri casi l'azione orizzontale è compresa tra 0,5 e 1,0 kN/mt.

La proposta delle Norme tecniche riduce le sottoclassi a tre e mescola i musei e le sale per esposizione con i palazzi dello sport e le sale concerti, disponendo per questi edifici un'azione orizzontale pari 3,0 kN/mt, valore eccessivo.

Inoltre si precisa nel testo, diversamente dall'Eurocodice, che tali azioni vanno applicate anche a tramezzi e mancorrenti.



Si propone che musei e sale esposizione siano riportati nelle categorie con sovraccarico uniforme di 3,0 kN/mt e quindi con carico orizzontale di 1,0 kN/mt.

In merito ad alcuni edifici (ad esempio, biblioteche che contengono al loro interno ambienti diversi quali sale lettura e multimediali, depositi etc.) si ritiene opportuno concedere al progettista la possibilità di verificare i singoli ambienti in relazione alle diverse e specifiche destinazioni d'uso.

#### **7. *Par. 3.4.2 Valore caratteristico del carico neve al suolo***

La mappatura del carico neve al suolo genera qualche perplessità nei valori forniti per la "Zona 1 - Mediterranea", che raccoglie in pratica la zona appenninica dalle Marche al Monferrato, con le strane aggiunte delle province di Novara e Varese. In pratica, a parità di quota sul mare, risultano carichi decisamente maggiori di quelli della "Zona 1 - Alpina" (33% in più alla quota di 1500m).

In definitiva è necessario chiarire se i valori numerici che definiscono le leggi di variazione del carico neve sono corretti o contengono errori di stampa.

Inoltre si rileva che non tutte le province sono incluse nelle Zone elencate (vedi ad esempio Firenze che dovrebbe essere in Zona II).

Sempre per la zona II occorre correggere la formula da  $q_{sk} = 0,85(1+(as/48))^2$  a  $q_{sk} = 0,85(1+(as/481))^2$ .





## CAPITOLO 4

### 8. Tabella 4.1.I

**Tabella 4.1.I – Descrizione classi di resistenza**

CLASSI DI RESISTENZA	
molto basse	da C8/10 a C12/15
basse	da C16/20 a C25/30
medie	da C30/37 a C45/55
alte	da C50/60 a C70/85

In Italia è usuale l'utilizzo della classe C28/35; **si suggerisce quindi di sostituire alla classe C30/37 la classe C28/35** e aggiungere: "Le classi di resistenza normalizzate sono quelle definite nella UNI EN 206-1 e **nella UNI 11104**".

### 9. Tabella 4.1.II

**Tabella 4.1.II – Impiego delle diverse classi di resistenza**

STRUTTURE DI DESTINAZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (punto 4.1.11)	Molto bassa
Per strutture semplicemente armate	Bassa
Per strutture precomprese	Media

Nel progetto delle strutture non è ammesso considerare classi di resistenza superiori a C70/85.

Questa tabella potrebbe generare confusione. Ad esempio, per una pavimentazione industriale in calcestruzzo non armata si potrebbe sostenere il possibile utilizzo di un calcestruzzo C8/10. Questa tabella,



inoltre, non è congruente con le condizioni di durabilità. Infatti, se il calcestruzzo, nel rispetto della durabilità deve essere conforme ai requisiti della norma EN 206 per le strutture armate non è possibile impiegare conglomerato di classe di resistenza inferiore alla C20/25; la tabella sostiene invece che per strutture armate è possibile impiegare anche un conglomerato C16/20.

**Si propone, quindi, di eliminare questa tabella in quanto essa non viene più richiamata nel testo.**

#### **10. Par. 4.1.2.1.2 LEGAMI COSTITUTIVI DEL CALCESTRUZZO**

Il legame costitutivo del calcestruzzo parabola rettangolo risulta definito per un calcestruzzo non confinato ovvero senza staffature. Per tale calcestruzzo si assume come valore della deformazione ultima del calcestruzzo il valore di 0.35%.

Tale ipotesi va bene per il progetto del momento resistente ultimo ma se invece si vuole determinare il valore ultimo dalla curvatura, per il calcolo, ad esempio, della rotazione ultima della cerniera plastica o della duttilità della sezione, tale ipotesi è troppo limitativa e non tiene in debito conto l'effetto della staffatura della trave nelle zone critiche.

Nelle zone di incastro infatti, dove si formano le cerniere plastiche, si hanno raffittimenti delle staffe con il compito di *confinare* il calcestruzzo ovvero far sì che il calcestruzzo interno alle staffe abbia delle capacità di deformazioni ultime molto più alte dello 0.35% ma che possono arrivare e superare l'1%.

Per potere quantificare tale fenomeno esistono i modelli del calcestruzzo confinato (ovvero dentro la staffa) in cui i valori di resistenze e di deformazione vengono modificate in funzione della quantità e forma della staffatura.

Tali modelli presenti in EC2 sono necessari per le verifiche di duttilità delle strutture calcolate in ALTA DUTTILITA', in quanto implicitamente si sta assumendo che con valori di  $q=5-6$  la struttura avrà elevate rotazioni plastiche con deformazioni nel



calcestruzzo ben superiori allo 0.35%; il calcestruzzo interno alla staffa resisterà mentre quello esterno (copriferro) sarà disgregato.

Per questo motivo in base alla classe di duttilità viene richiesto una minore o maggiore staffatura, ma nel decreto manca il modello per descrivere quantitativamente tale fenomeno.

Si richiede, quindi, di riportare i modelli del calcestruzzo confinati come previsto in EC2 o comunque fare un rimando per il loro utilizzo, ad esempio per la valutazione della duttilità delle sezioni.

### 3.1.9

#### Calcestruzzo confinato

- (1) Il confinamento del calcestruzzo conduce ad una modificazione della relazione efficace tensioni-deformazioni: si raggiungono una maggiore resistenza e deformazioni critiche più alte. Le altre caratteristiche di base del materiale possono essere considerate inalterate ai fini del calcolo.
- (2) In assenza di dati più precisi, si può utilizzare la relazione tensioni-deformazioni mostrata nella figura 3.6 (dove la deformazione per compressione è assunta positiva), con resistenza caratteristica e deformazioni aumentate secondo:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0 \sigma_2 / f_{ck}) \text{ per } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,50 \sigma_2 / f_{ck}) \text{ per } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} \quad (3.27)$$

dove  $\sigma_2 (= \sigma_3)$  è la tensione di compressione laterale efficace allo SLU dovuta al confinamento e  $\varepsilon_{c2}$  e  $\varepsilon_{cu2}$  seguono dal prospetto 3.1. Il confinamento può essere generato da staffe ben chiuse o da tiranti passanti attraverso il calcestruzzo, che raggiungono la condizione plastica a causa della dilatazione laterale del calcestruzzo.

### (STRALCIO EC2 a cui fare riferimento)

## 11. *Par. 4.1.2.1.3 CALCOLO DELLE RESISTENZE SOTTO AZIONI TAGLIANTI*

Nel calcolo della resistenza a taglio del meccanismo di biella compressa  $V_{rd}$  manca l'interazione con la presenza dello sforzo normale come è stato sempre previsto in EC2.

In pratica, nel meccanismo di collasso a compressione della biella compressa per Taglio viene impiegata la risorsa **RESISTENZA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO**; tale risorsa



interagisce con la presenza di sforzo Normale, in quanto se al limite il pilastro è soggetto ad un  $N$  prossimo al valore ultimo non rimane più risorsa da utilizzare per il taglio e quindi la  $V_{red}$  tende a 0.

In EC2 si tiene in conto di tale interazione in maniera molto semplice tramite un coefficiente moltiplicativo che tiene in conto del rapporto  $N/N_u$  (Sforzo normale agente/Sforzo normale ultimo).

**Nel testo delle Norme Tecniche invece si utilizza il verbo ‘devono’ rendendo prescrittivo l’utilizzo delle formule riportate che, come detto, non prevedono per la valutazione della resistenza a taglio compressione  $V_{red}$  l’interazione con lo sforzo normale.**

**Tale formulazione risulta molto meno conservativa di quanto riportato in EC2 nel caso di elementi soggetti a forti sforzi normali.**

**Non sarebbe meglio fare riferimento diretto a EC2 ?**

#### **12. Par. 4.1.6.1**

La armatura minima di staffe nelle travi pare eccessivo se rapportato agli altri valori minimi di armatura contenuti nello stesso paragrafo. Ciò si sente soprattutto nelle costruzioni correnti con travi in spessore di solaio (es. trave in spessore larga 70 cm; l’armatura minima delle staffe è pari a 10,5 cmq/ml – staffe  $\varnothing 8/9$  cm andante).

#### **13. Par. 4.3.4 Classi di durata del carico**

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i sovraccarichi variabili relativi a magazzini e depositi appartengono alla classe di lunga durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo  $q_{sk}$ , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare di breve durata;
- l’azione del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea.

In accordo con l’EC5 sarebbe opportuno inserire:



- *i carichi di esercizio in generale appartengono alla classe di media durata.*

#### 14. *Par. 4.3.15 Regole per l'esecuzione*

Per tutte le membrature per le quali sia significativo il problema della instabilità, lo scostamento dalla configurazione geometrica teorica, misurato a metà della distanza tra due vincoli successivi dell'elemento, non dovrà superare 1/500 della medesima distanza nel caso di elementi lamellari incollati e 1/300 della stessa nel caso di elementi di legno massiccio.

Per determinate condizioni di carico la freccia massima non è detto che sia in mezzeria tra due vincoli successivi. La frase andrebbe quindi riscritta in maniera più generale ovvero:

*[...] lo scostamento della configurazione geometrica teorica, misurato nel punto massimo, non dovrà superare 1/500 della distanza fra due vincoli successivi nel caso di elementi lamellari incollati e 1/300 nel caso di elementi di legno massiccio.*

#### 15. *Par. 4.4.1*

**Manca ogni riferimento a strutture miste che sfruttano la combinazione di elementi in c.a. con elementi in muratura.** Il punto C.5.4 del DM 16-01-1996 definiva la possibilità di utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, mentre l'azione sismica doveva essere completamente affidata alla parte in muratura.

Si ritiene quindi opportuno una precisazione in merito per tale abbinamento di tecnologia (largamente diffuso).

#### 16. *Par. 4.5. Costruzioni in altri materiali*

Si dovrebbe chiarire se l'utilizzo dei materiali in FRP (fibre, nastri in carbonio, vetro, aramide etc.) nei progetti di



miglioramento/adeguamento degli edifici esistenti risulti di fatto vietato dal questo punto.

Si ritiene che per tali tipologie di intervento si dovrebbe permettere liberamente l'utilizzo di tali tecniche innovative in considerazione anche della pubblicazione in forma definitiva delle linee guida CNR DT200/2004.



## CAPITOLO 7

### *17. Par. 7.2.2 - Distanza fra costruzioni contigue*

La larghezza del giunto viene sempre misurata a partire dal piano della fondazione, a prescindere dal fatto se l'orizzontamento di piano terreno presenti o meno giunti o discontinuità in genere. Ciò comporta sovradimensionamento della larghezza del giunto di edifici con uno o più piani interrati in aderenza a edifici esistenti, qualora l'impalcato del piano terra sia continuo e svolga efficacemente la sua funzione di diaframma fra le pareti contro terra contrapposte.

### *18. Par. 7.2.2 - Altezza degli edifici di nuova costruzione*

**Manca qualunque indicazione che leghi l'altezza massima consentita degli edifici alla larghezza delle strade su cui prospettano. Val la pena ricordare che le NTC in vigore (DM 14/09/05) al punto 5.7.15 rimandano agli strumenti urbanistici eventuali limitazioni dell'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale, contraddicendo palesemente l'art. 84 del D.P.R. 380 (art. 4 L.64/74), secondo cui tali limitazioni devono essere definite dalle norme tecniche.**

### *19. Par. 7.3.4.1 Analisi non lineari statiche*

Nelle analisi statiche non lineari PUSH OVER è necessario modellare l'azione sismica con varie distribuzioni di forza; in genere si usano la forma del modo prevalente e quella proporzionale alle masse.

E' obbligo fare entrambi le analisi usando prima una e poi l'altra distribuzione; nelle modifiche del DM vi sono alcune limitazioni che escludono il caso di quando il modo prevalente eccita una massa < 75% ed il periodo è minore di 1 secondo. In quel caso cosa si fa? Nasce il dubbio che sia di fatto non applicabile il metodo in questa circostanza.



La qual cosa, se nel caso del progetto non è gravissimo, lo è nel caso delle verifiche di vulnerabilità, di miglioramento o di adeguamento in cui è auspicabile (se non indispensabile come nelle murature) effettuare analisi non lineari.

Sarebbe meglio chiarire che tale limitazione non si applica per le verifiche dell'esistente e per le murature.

Per ciò che riguarda la definizione del sistema SDOF equivalente sembra che si faccia riferimento ad un modello bilineare incrudente con la rigidezza secante calcolata rispetto al 60% della forza di plasticizzazione.

Alle righe successive però viene riportata integralmente la definizione dello SDOF prevista dalla OPCM3274 che risulta invece di tipo bilatera perfettamente plastica.

Si chiede pertanto di:

1. definire in maniera precisa la forza di plasticizzazione rispetto alle grandezze valutabili sulla curva di capacità;
2. armonizzare con le figure e con quanto scritto successivamente la definizione dello SDOF equivalente.





## 20. Par. 7.4.1. VERIFICHE DI DUTTILITA' (definizione)

*Nella definizione della curvatura ultima si dovrebbe chiarire se il valore della deformazione ultima del calcestruzzo può essere assunto pari al valore della deformazione ultima del calcestruzzo confinato come previsto da EC2 ed EC8.*

Il problema è quello legato ai legami costitutivi del calcestruzzo confinato.

Il DM prevede di calcolare la duttilità delle sezioni critiche in funzione del fattore di struttura adottato.

Dalla formula del DM, se  $q=6$  ho bisogno di una duttilità locale sezionale di 12.

Ovvero il rapporto tra la curvatura ultima e di snervamento della sezione deve essere 12.

Ora la sezione di incastro **pilastro- fondazione** è sezione critica ovvero è sezione in cui si localizza la cerniera plastica (unica sezione dei pilastri). Poiché nella sezione vi è anche un forte sforzo normale è chiaro che il calcestruzzo è molto impegnato; allora, se si limita la deformazione del calcestruzzo al valore del 0.35% non si avrà mai una duttilità 12 ma molto meno. Questo è dovuto al fatto che nel progettare con  $q=6$  si è messo in conto che quando la cerniera ruota il calcestruzzo fuori staffa si sgretola ma quello dentro la staffa (molto fitta) resiste a deformazioni di circa 1% e quindi la cerniera avrà la capacità rotazionale richiesta.

Allora è chiaro che se si vuole una verifica congruente in base alla staffatura, si calcola il valore ultimo del calcestruzzo confinato ad esempio 0.6% quindi si calcola la duttilità. Se la duttilità è  $<12$  allora si aumenta la staffatura o le braccia e si ricalcola la deformazione ultima del cls, ad esempio 1.1%, e si ricalcola la duttilità fino ad avere 12. In genere con i minimi di normativa verifica ma usando il modello corretto del cls confinato.

Si chiede pertanto di:

1. introdurre il modello del calcestruzzo confinato come previsto in EC2 o comunque fare un rimando;



2. chiarire nella definizione 7.4.1. (come previsto in EC8) che per il calcolo della duttilità si può fare riferimento ai modelli del calcestruzzo confinati.

## 21. Par. 7.4.2.2 Acciaio

### 7.4.2.2 Acciaio

Per le strutture da realizzare nelle zone ad alta, media e bassa sismicità quale definita nell'Allegato A1, si deve utilizzare acciaio B450C di cui al punto 11.2.2.1.

Acciai di tipo B450A con diametri compresi tra 5 e 10 mm si possono utilizzare unicamente per l'armatura trasversale, per l'armatura di elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, per elementi secondari per i quali si verifichi la compatibilità delle deformazioni e per strutture poco dissipative, caratterizzate da valori del fattore di struttura  $q \leq 1.5$ .

**L'EC8 (EN 1998-1 dic. 2004) definisce al paragrafo - 5.3.2 *Materials* - i materiali utilizzabili negli elementi sismici primari.**

**In tale paragrafo viene detto che per gli elementi sismici primari deve essere utilizzato acciaio di classe B o C (vedi Tab. C.1 dell'EN 1992-1-1-2004) indipendentemente dalla destinazione d'uso dell'armatura.**

**Nel successivo paragrafo 5.5 - *Design for HCM* - si specifica l'utilizzo esclusivo di acciaio tipo C (mentre rimane la possibilità di utilizzo del tipo B o C per design DCM, paragrafo 5.4).**

Nella Norma Tecnica Italiana non viene fatta distinzione tra strutture ad alta o bassa duttilità.

Per coerenza con l'EC8 si propone di modificare il secondo capoverso del paragrafo prescrivendo per tutte le armature di strutture sismoresistenti un unico tipo di acciaio, il B450C.

In caso contrario, è evidente l'enorme difficoltà che la D.L. incontrerebbe nella fase di controllo dei materiali in cantiere, con il grave rischio di utilizzare impropriamente acciaio non duttile (ad esempio, nei setti di controvento le armature con duttilità ridotta possono influenzare negativamente il comportamento del setto



sottoposto ad azioni sismiche, anche se progettato con le regole dell'EC8).

## 22. *Par. 7.11.8.3.1.*

Al capitolo 7.11.8.3.1 si lega l'accelerazione sismica di progetto alla capacità deformativa del sistema paratia-terreno tramite il coefficiente  $\beta$ .

Tale coefficiente è legato tramite grafico ad un non ben definito spostamento  $u_s$ .

Si chiede di :

- definire in maniera più chiara lo **spostamento  $u_s$**  e definire il punto di controllo, se si tratta di fondo scavo, massimo, medio, etc.;
- chiarire se con questo si intende lo spostamento ottenuto da una analisi di tipo incrementale non lineare, monitorando un opportuno punto di controllo o comunque dare indicazioni più chiare sulla modalità di come determinarlo.

## 23. *Osservazione generale*

Nel capitolo 7 nulla viene detto in merito agli edifici esistenti in zona sismica mentre nel capitolo 8, dedicato agli edifici esistenti, non si fa alcun riferimento a quelli costruiti in zona sismica.

Si suggerisce di inserire almeno un utile riferimento alle *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* .



## CAPITOLO 8

### 24. *Par. 8.1 Oggetto*

#### 8.1 OGGETTO

Il presente capitolo definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e fornisce indicazioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti.

Si afferma che nel capitolo verranno definiti i criteri generali **per il collaudo delle costruzioni esistenti**: di fatto però tali definizioni mancano. **Si propone quindi di inserire un paragrafo con le indicazioni sul collaudo.**

### 25. *Par. 8.2.*

L'estensione agli edifici esistenti delle disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli delle Norme potrebbe dar luogo a svariate interpretazioni; sarebbe più opportuno modificare il primo comma del punto 8.2 con *“Per quanto non diversamente specificato nel presente capitolo, le **sole** disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitolo della presente norma, costituiscono riferimento **di massima** anche per le costruzioni esistenti”*.

### 26. *Par. 8.2.*

Si consiglia di modificare la definizione di miglioramento con *“interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente pur senza raggiungere **necessariamente** i livelli richiesti dalla presente norma”*. Altrimenti non sarebbe possibile eseguire interventi di miglioramento su edifici che già allo stato attuale presentano i livelli di sicurezza richiesti dalla norma.



## 27. *Par. 8.3 Valutazione della sicurezza*

Si citano 8 possibili situazioni nelle quali diventa obbligatoria la valutazione della sicurezza dell'edificio esistente. Nella suddetta lista non appare, per esempio, il caso in cui un edificio sia in uno stato di perfetta conservazione strutturale (nessun degrado, riduzione della resistenza ecc.), non vengano effettuati lavori o cambi d'uso, non vi siano errori di progettazione o cedimenti fondali, non sia sottoposto ad azioni anomale, **ma la cui resistenza ai carichi non sia più adeguata in quanto è stato progettato con carichi differenti e in linea con le norme di quando è stato costruito.**

A titolo di esempio:

- i carichi siano cambiati per effetto della normativa (es. negli ospedali fino a qualche anno fa la normativa prevedeva un carico accidentale di soli 200 Kg/mq );
- i carichi permanenti siano aumentati per migliorie e manutenzioni quali ad es. la sostituzione di coperture leggere, il rifacimento di impermeabilizzazioni con relativi massetti di protezione.

Si propone quindi di inserire un nuovo punto:

9. *progettazione effettuata con carichi o azioni inferiori a quanto previsto nelle presenti norme e tali da ridurre la sicurezza globale dell'edificio o la capacità resistente di un singolo elemento strutturale.*

## 28. *Par. 8.4.1. Adeguamento*

La variazione di destinazione d'uso che comporta incremento di carichi e sovraccarichi superiori al 20% non è mai specificato se deve essere considerata al piano o a livello di fondazione (come per altro accadeva anche nel D.M. 16/01/1996). Ciò può generare confusione e interpretazioni notevolmente contrastanti. Dal momento che



l'eventuale intervento di adeguamento deve essere esteso a tutto l'organismo strutturale (interessando eventualmente anche appartamenti di proprietà di terzi), come per altro ribadito nell'ultimo capoverso dello stesso articolo, si ritiene che il 20% suddetto debba essere valutato a livello di piano di fondazione. Si evidenzia il fatto che in caso contrario, il superamento del suddetto limite avviene molto facilmente anche in interventi minimali (particolarmente all'ultimo piano di edifici multipiano come i condomini) con conseguente intervento di adeguamento generalizzato (anche su proprietà altrui).

#### *29. Par. 8.4.2. Miglioramento*

**L'ultimo comma del punto 8.4.2., seppure molto importante, appare decisamente sibillino. Infatti potrebbe essere letto come la possibilità di eseguire su edifici a carattere monumentale interventi normalmente classificabili come adeguamento, secondo quanto previsto dal punto 8.4.1, limitandosi però ad effettuare interventi di miglioramento. Secondo un'altra lettura, sicuramente più "conservatrice" e in linea con quanto contenuto nella specifica Circolare del Ministero dei Beni Culturali del 1997, essendo possibile effettuare sugli edifici a carattere monumentale solo interventi di miglioramento sismico, sono di fatto esclusi tutti quegli interventi classificabili come adeguamento, secondo quanto previsto dal punto 8.4.1. Si ritiene condivisibile sicuramente la seconda lettura più consona e rispettosa della tutela e conservazione del bene.**

#### *30. Par. 8.5.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali e livelli di conoscenza*

Non si specifica nel dettaglio l'estensione delle indagini ed i relativi fattori di confidenza. Bisognerebbe inserire il riferimento ad un livello minimo di indagini e controlli. Questo consentirebbe ai professionisti di richiedere ai committenti una adeguata campagna di indagini su cui effettuare la valutazione della sicurezza. In caso contrario i committenti, non essendo chiaramente obbligati,



tenderanno ad evitare i relativi costi rigettando sui professionisti il rischio di errate ipotesi.

### ***31. Osservazioni sul collaudo di edifici esistenti***

Non si prescrive che gli interventi strutturali sulle costruzioni esistenti debbano essere sottoposti a collaudo statico.

Si suggerisce l'obbligo del collaudo, limitatamente agli interventi di adeguamento e miglioramento.



## CAPITOLO 9

### 32. *Par. 9.1 Prescrizioni generali*

#### 9.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Il collaudo statico è una parte del collaudo generale tecnico amministrativo dell'opera e riguarda il giudizio sul comportamento e le prestazioni delle parti dell'opera che svolgono funzione portante.

Il collaudo statico non è una parte del collaudo tecnico amministrativo dell'opera (può esserlo per i soli lavori pubblici), ma è una procedura a sé stante, prevista per tutte le opere strutturali a prescindere dell'esistenza o meno del collaudo tecnico-amministrativo.

#### 9.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Il collaudo statico è ~~una parte del collaudo generale tecnico amministrativo dell'opera~~ e riguarda il giudizio sul comportamento e le prestazioni delle parti dell'opera che svolgono funzione portante.

Terzo capoverso: *“L'ispezione dell'opera verrà eseguita alla presenza del D.L. e del Costruttore confrontando in contraddittorio il progetto depositato in cantiere con il costruito”*.

Il termine *“in contraddittorio”* è da togliere: si riferisce infatti solo ai LLPP.





### 33. *Par. 9.1. Prescrizioni generali*

- b) ispezione dell'opera nelle varie fasi costruttive degli elementi strutturali ove il collaudatore sia nominato in corso d'opera, e dell'opera nel suo complesso, con particolare riguardo alle parti strutturali più importanti.

Si ritiene che si dovrebbe stabilire bene quando è obbligatorio il collaudo statico in corso d'opera e quando non lo è: nel testo viene consigliato solo per le strutture prefabbricate.

Il DM del 96 e la Circolare del 10 aprile 1997, collegati alla legge 64, richiamano l'importanza che riveste la verifica continua delle varie fasi esecutive di una struttura, durante tutto il processo costruttivo, e affermano che è necessario che il collaudo, sia delle nuove costruzioni da realizzarsi in zona sismica sia gli interventi di adeguamento sismico, avvenga in corso d'opera.

Si ricorda che con la nuova zonazione sostanzialmente tutta l'Italia è sismica.

### 34. *Par. 9.2.2 Ponti stradali*

#### 9.2.2 PONTI STRADALI

Fermo restando quanto sopra specificato, in particolare si dovrà controllare che le deformazioni sotto i carichi di prova, in termini di abbassamenti, rotazioni ecc, siano comparabili con quelle previste in progetto e che le eventuali deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non risultino superiori al 10% di quelle massime, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico deve essere eseguita su almeno un quinto delle campate, secondo le modalità sopra precisate.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno completate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.



Sarebbe assolutamente necessario inserire la frase, peraltro inserita nel paragrafo dei ponti ferroviari primo comma, **nella quale si specifica che i ponti stradali non possano essere posti in esercizio prima del collaudo.**

Sarebbe opportuno esplicitare l'obbligatorietà delle prove di carico ed eventualmente **specificare che per ponti di luci netta inferiore o uguale a 6 metri il collaudatore potrà omettere le prove di carico**, purché compia gli altri accertamenti e controlli in accordo con il DM 04-05-1990 sui ponti stradali.

### **35. Osservazione generale**

Si ritiene opportuno inserire considerazioni in merito ai seguenti casi:

- opera che un collaudatore ritiene non collaudabile;
- collaudo condizionato e collaudo a tempo determinato.



## CAPITOLO 10

### 36. *Par. 10.1. Caratteristiche generali*

Il progetto deve essere redatto nel rispetto delle Norme di cui al Cap. I Parte II nonchè del Cap IV Sezione I del D.Lgs n. 380/2001 (Testo Unico per l'Edilizia) e deve comprendere i seguenti elaborati redatti in conformità delle prescrizioni di cui al titolo III Capo II del D.P.R. n. 554/99 per quanto si riferisce alla progettazione strutturale nonchè dei criteri contenuti nelle presenti norme:

**Essendo il dpr 554/99 una norma attuativa della legge 109/94 si prescrive che tutti i progetti siano redatti secondo tale norma. Tale affermazione non si ritiene legittima e applicabile.**

### 37. *Par. 10.1. Caratteristiche generali*

**L'elenco dei documenti è riferito principalmente a progetti pubblici (fasi di progettazione preliminare e definitiva). Sarebbe necessario rendere più generali i documenti richiesti.**

### 38. *Par. 10.1. Caratteristiche generali*

Il progettista resta comunque responsabile dell'intera progettazione strutturale.

**Tale frase dovrebbe essere inserita nel paragrafo 10.2.**

Con tale frase, forse, si intende specificare che i progettisti, affidandosi ai codici di calcolo automatici, sono comunque responsabili e per questo motivo si dovrebbe spostare nel par. 10.2 punto "Giudizio motivato di accettabilità dei risultati".

"Il progettista" dovrebbe essere sostituito con "i progettisti".



**39. Par. 10.2 . Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo**

Nel punto “Modalità di presentazione dei risultati” si suggerisce di aggiungere:

- schema statico adottato con indicazioni dei vincoli e delle connessioni tra i diversi elementi e delle combinazioni di carico considerate e delle reazioni vincolari per ogni combinazione considerata;
- caratteristiche delle sezioni impiegate.

Nel punto “Giudizio motivato di accettabilità dei risultati” si suggerisce di lasciar vivere solo le prime due frasi e, come detto, aggiungere qui la frase relativa alla responsabilità dei progettisti.



## CAPITOLO 11

### 40. *Introduzione*

Nell'introduzione al capitolo 11 si riporta:

Possono essere impiegati prodotti conformi ad altre specifiche tecniche qualora dette specifiche nazionali garantiscano un livello di sicurezza equivalente a quello previsto nelle presenti norme e tale da soddisfare i requisiti essenziali della Direttiva 89/106/CEE. Tale equivalenza sarà accertata attraverso le procedure all'uopo stabilite dal Ministero delle Infrastrutture, Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

La CPD non è una direttiva di nuovo approccio. Per la CPD, quando vi è l'obbligatorietà di Marcatura CE per un prodotto, significa che esiste una specificazione tecnica per quel determinato prodotto (Articolo 4.2 della CPD), che deve essere obbligatoriamente utilizzata ai fini della Marcatura CE e non possono essere utilizzate specificazioni "equivalenti" o metodi alternativi per il rispetto dei requisiti della CPD e quindi per l'apposizione della Marcatura CE (come avviene per le direttive di nuovo approccio).

Per queste ragioni tale capoverso andrebbe modificato antepoendo la frase "*per i prodotti non soggetti a marcatura CE*".

### 41. *Introduzione*

Nell'introduzione al capitolo 11 si riporta:

Il richiamo alle specifiche tecniche europee EN armonizzate contenuto nella presente norma deve intendersi riferito all'ultima versione aggiornata, salvo diversamente specificato. Il richiamo alle specifiche tecniche EN, UNI e ISO contenute nella presente norma tecnica deve intendersi riferito alla versione in vigore alla data di pubblicazione delle presenti norme.

**Si dovrebbe riportare in apposito documento le versioni delle norme EN (ad eccezione di quelle armonizzate), UNI e ISO, onde evitare confusione negli utilizzatori (che devono cercare la data di**



**pubblicazione delle norme tecniche sulla gazzetta e verificare quali fossero le versioni delle norme in vigore in quella data).**

#### **42. Par. 11.1.1**

Le scelta delle classi di esposizione è il punto di partenza per la progettazione di strutture durevoli.

Per questa ragione il presente capoverso del paragrafo 11.1.1

Il progetto del calcestruzzo, al fine di ottenere le prestazioni richieste, dovrà dare indicazioni in merito ai processi di maturazione ed alle procedure di posa in opera, facendo riferimento alla norma UNI ENV 13670-1, nonché eventualmente dare indicazioni in merito alla composizione della miscela, compresi gli eventuali additivi, tenuto conto anche delle previste classi di esposizione ambientale (UNI EN 206-1) e del requisito di durabilità delle opere.

dovrebbe essere integrato alla seconda riga, dopo “*in merito*”, con l’aggiunta della frase: “, ***alle previste classi di esposizione ambientali (UNI EN 206-1:2006)***...”.

#### **43. Par. 11.1.5. Controllo di accettazione**

Nel paragrafo "11.1.1 Specifiche per il calcestruzzo" si parla, al primo capoverso, dei tre requisiti fondamentali del calcestruzzo (classi di resistenza, esposizione e del diametro massimo dell'aggregato).

Tuttavia, poi, nei "controlli di accettazione" (par. 11.1.5) si parla **solo di controllo della resistenza.**

#### **44. Par. 11.1.5. Controllo di accettazione**

Le tipologie dei controlli previsti (tipo A e tipo B) riprendono esattamente quanto previsto nelle precedenti norme tecniche. In realtà, il richiedere che la  $R_{ck}$  sia maggiore o uguale a valori prestabiliti determina di fatto unicamente un limite inferiore alle caratteristiche di resistenza del calcestruzzo. Ciò, nell’ottica della gerarchie delle resistenze, potrebbe dar luogo a sovreresistenze indesiderate nella



verifica del nodo con conseguente alterazione delle gerarchie delle resistenze. Dovrebbe essere previsto un *range* all'interno del quale accettare i risultati delle prove sperimentali.

#### 45. *Par. 11.1.6*

Si ritiene opportuno citare anche le norme UNI EN 12504-3 “Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 3: Determinazione della forza di estrazione” e UNI EN 12504-4 “Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 4: Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici” riguardanti altri due metodi per la determinazione della resistenza in situ, nonché la norma europea relativa alla valutazione della resistenza in opera, EN 13791 “Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components”, pubblicata dal CEN nel 2007.

Si ritiene, inoltre, opportuno indicare quale riferimento per la determinazione della resistenza in opera le nuove “Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo” edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Si propone quindi di integrare il testo:

resistenza cilindrica o cubica, non inferiore all'85% del valore caratteristico di progetto. Per la modalità di determinazione della resistenza in situ si potrà fare riferimento alle norme UNI EN 12504-1 e UNI EN 12504-2.

con la seguente frase: “*Per la modalità di determinazione della resistenza in situ si potrà fare riferimento alle norme UNI EN 12504-1, e-12504-2, 12504-3, 12504-4, alla norma EN 13791 e alle “Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo” edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*”.



46. *Par. 11.1.11*

Nel paragrafo "11.1.11 Durabilità", al terzo e al quarto capoverso si cita la prova di permeabilità all'acqua del calcestruzzo.

Oltre a questa prova sono disponibili altre prove che misurano direttamente la resistenza del calcestruzzo a specifici agenti aggressivi (ad esempio prove accelerate per la resistenza all'attacco solfatico, alla penetrazione dei cloruri, ecc.).

Si crede sia più corretto dire che *"nella formulazione delle prescrizioni sul calcestruzzo, oltre ai vincoli sulla composizione del calcestruzzo e sulla sua resistenza minima a compressione, si potranno prescrivere specifiche prove atte a verificare la resistenza del calcestruzzo alla penetrazione degli agenti aggressivi, da utilizzare sia per la qualificazione delle miscele sia per i controlli di conformità"* ed, eventualmente, lasciare la prova di permeabilità solo come un esempio.

47. *11.7 Componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.*

**Nel paragrafo non si trovano i riferimenti alla durabilità.** Si ritiene che anche per gli elementi prefabbricati sia indispensabile richiedere che  **venga dichiarato dal produttore l'ambiente a cui sono destinati (ad esempio attraverso la classe di esposizione della UNI EN 206-1) e la vita nominale per la quale sono state progettate e realizzate** (oltre che alle eventuali manutenzioni cui dovranno essere soggetti durante la vita nominale).

48. *Par. 11.2.2.4*

Si nota in questo paragrafo l'esplicita incongruenza riferita alla disparità di trattamento fra chi sagoma in cantiere (..sotto la vigilanza della DL) e chi invece lo fa come centro di trasformazione, con tutti gli oneri previsti per gli stessi.





**49. Par. 11.2.2.9.2 Acciai zincati**

**Si propone di ripristinare il testo precedente con obbligo di qualificazione del centro di zincatura.**

Testo NTC 2005:

**11.2.2.9.2 ACCIAI ZINCATI**

È ammesso l'uso di acciai zincati purché le caratteristiche fisiche, meccaniche e tecnologiche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai normali.

La qualificazione e, di conseguenza, la relativa verifica delle caratteristiche sopra indicate deve essere effettuata sul prodotto finito, dopo il procedimento di zincatura.

La marcatura deve consentire l'identificazione sia del produttore dell'elemento base che dello stabilimento di zincatura; pertanto, nel caso in cui la zincatura venga effettuata su prodotti già qualificati all'origine e, quindi, dotati di marcatura indelebile, deve essere prevista una marcatura aggiuntiva che identifichi lo stabilimento di zincatura.

Per essi la qualificazione con le successive verifiche è ammessa anche nel caso di produzione non continua, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione.

**50. Par. 11.2.2.10.3**

In tale punto, si riportano le prove che i centri di trasformazione che lavorano acciaio d'armatura devono eseguire presso laboratori ufficiali con le relative frequenze.

Tali frequenze risultano essere spropositate ai fini di un controllo di produzione che utilizza materiale qualificato all'origine, quale l'acciaio, senza modificarne le caratteristiche meccaniche.

Frequenze di questo tipo sono idonee per la produzione di calcestruzzo, in quanto il calcestruzzo viene realizzato in stabilimento quotidianamente partendo da componenti basi differenti che devono essere dosati correttamente. Nel caso dei centri di trasformazione di acciaio d'armatura viene prescritto invece che:



Il Centro di trasformazione può ricevere e lavorare solo prodotti qualificati all'origine, accompagnati dalla documentazione prevista al punto 11.2.1.5.

Ciò significa che i centri di trasformazione devono utilizzare solo ed esclusivamente prodotti qualificati all'origine dal Servizio Tecnico Centrale secondo le metodologie riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, fintantoché non vi sarà l'obbligatorietà della Marcatura CE secondo la CPD.

In sintesi il centro di trasformazione dovrebbe

- avere un sistema di garanzia della qualità che sovrintende il processo di produzione in stabilimento;
- avere un controllo esterno sul prodotto trasformato (rotoli).

Comunque gli aspetti essenziali sono:

- il centro di trasformazione avrà un sistema di qualità, con lo specifico piano della qualità, nel quale sono previsti un certo numero di controlli in funzione dell'affidabilità ad esempio del fornitore, delle macchine ecc.;
- il centro di trasformazione deve rispondere di quello che fa sul prodotto, ad esempio:
  - 1) nella trasformazione di un rotolo si deve garantire il mantenimento di specifiche caratteristiche; ed è questo il controllo essenziale che viene richiesto al centro di trasformazione. E' quindi giusto che il controllo sia a valle della lavorazione. Controllo sul prodotto lavorato e per ogni macchina;
  - 2) nel caso delle barre invece le attività si riducono alla piega e al rispetto dei mandrini. Una volta controllato il materiale all'ingresso non sembra necessario un ulteriore controllo sulle barre.



**51. 11.2.4. Acciai per strutture metalliche e per strutture composte**

Nelle *Generalità* dopo aver prescritto l'obbligo di utilizzo di acciai conformi alle Norme UNI EN 10025 e UNI EN 10219 (marcatura CE obbligatoria da settembre 2006) il terzo capoverso recita:

È consentito l'impiego di tipi di acciaio diversi da quelli sopra indicati purché venga garantita alla costruzione, con adeguata documentazione teorica e sperimentale, una sicurezza non minore di quella prevista dalle presenti norme.

Suddetta frase risulta essere del tutto **anomala**, non in linea con la Direttiva 89/106/CE e con il DPR 246/93 nonché con quanto richiesto nelle *Generalità* del capitolo 11 "Materiali e prodotti per uso strutturale".

**52. 11.2.4.5 Processo di saldatura**

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a

L'entità ed il tipo dei controlli devono essere definiti oltre che dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori **soprattutto dal Progettista strutturale**, in quanto egli conosce il reale stato di sollecitazione della saldatura.