



CONSIGLIO NAZIONALE DEGLI INGEGNERI

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

Gruppo di Lavoro

Revisione Norme Tecniche

(Coordinatore: Alberto Speroni, consigliere CNI)

Componenti:

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

Gruppo di lavoro CNI

Sottogruppo “Costruzioni in c.a. e c.a.p.”

Prota (Coordinatore segretario), Sproccati, Tesser,

Revisione 2 – 23.9.2011

Paragrafo 4.1.2.1.3.1 – Fondamentale

Testo originario

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

... omissis ...

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm)

Commento

La verifica al taglio delle sezioni circolari in c.a. viene eseguita nella pratica professionale ricercando una sezione circolare equivalente. Alcune normative stabiliscono come devono essere calcolate le dimensioni della sezione rettangolare equivalente. L'ACI 318 al paragrafo 11.2.3 stabilisce: "Per elementi a sezione circolare, l'area usata per il calcolo del taglio resistente deve essere assunta pari al prodotto del diametro e della profondità effettiva della sezione di calcestruzzo. L'altezza utile dovrebbe essere assunta pari a 0,80 volte il diametro della sezione di calcestruzzo."

Testo modificato

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

... omissis ...

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm)

Per elementi a sezione circolare l'altezza utile della sezione e la larghezza della sezione possono essere assunte pari a 0,80 volte il diametro e al diametro della sezione rispettivamente.

Paragrafo 4.1.2.1.3.2 - Fondamentale

Testo originario

... dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. ...omissis...

Commento

La verifica al taglio delle sezioni circolari in c.a. viene eseguita nella pratica professionale ricercando una sezione circolare equivalente. Alcune normative stabiliscono come devono essere calcolate le dimensioni della sezione rettangolare equivalente. L'ACI 318 al paragrafo 11.2.3 stabilisce: "Per elementi a sezione circolare, l'area usata per il calcolo del taglio resistente deve essere assunta pari al prodotto del diametro e della profondità effettiva della sezione di calcestruzzo. L'altezza utile dovrebbe essere assunta pari a 0.80 volte il diametro della sezione di calcestruzzo."

Non occorre alcuna modifica in quanto il testo rimanda al paragrafo precedente di cui si è già proposta la modifica.

Testo modificato (la modifica è già stata inserita al § 4.1.2.1.3.1.)

... dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. ...omissis...

Paragrafo 4.1.2.1.3.1

Problematica riscontrata:

Incongruenza con l'Eurocodice, poiché nella norma europea EC8 si fa riferimento all'armatura longitudinale in trazione, mentre nelle NTC08 viene scritto solo "armatura longitudinale". E' lecito pensare che anche nelle norme italiane sia da considerare quella in trazione, ma questa lettura sarebbe da chiarire.

Richiesta:

Chiarire come considerare il rapporto geometrico di armatura longitudinale ρ .

Paragrafo 4.1.2.1.3.4

Problematica riscontrata:

Per quanto riguarda il punzonamento, nelle NTC 2008 l'intero sforzo va affidato all'armatura⁷, mentre l'EC2 lo affida anche al calcestruzzo. Appare evidente un apprezzabile scollamento tra evidenze sperimentali ormai consolidate ed aggiornamento dei codici normativi.

Richiesta:

Indicare se effettivamente lo sforzo va affidato solo all'armatura o si può anche attribuirne una parte al calcestruzzo. Esplicitare che si può scegliere di condurre una verifica adottando, sul punto, *in toto* l'approccio proposto in EC2.

Paragrafo 4.1.9.1 Fondamentale

Testo originario

4.1.9.1 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio

Nei solai misti in calcestruzzo armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio, i blocchi in laterizio hanno funzione di alleggerimento e di aumento della rigidità flessionale del solaio.

Essi si suddividono in blocchi collaboranti e non collaboranti.

Nel caso di blocchi non collaboranti la resistenza allo stato limite ultimo è affidata al calcestruzzo ed alle armature ordinarie e/o di precompressione. Nel caso di blocchi collaboranti questi partecipano alla resistenza in modo solidale con gli altri materiali.

Testo proposto:

4.1.9.1 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio o in calcestruzzo

Nei solai misti in calcestruzzo armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio o in calcestruzzo, i blocchi hanno funzione di alleggerimento e di aumento della rigidità flessionale del solaio.

Essi si suddividono in blocchi collaboranti e non collaboranti.

Nel caso di blocchi non collaboranti la resistenza allo stato limite ultimo è affidata al solo calcestruzzo

ed alle armature ordinarie e/o di precompressione. Nel caso di blocchi collaboranti questi partecipano alla resistenza in modo solidale con gli altri materiali.

Paragrafo 4.1.9.3

Testo originario:

4.1.9.3 Solai realizzati con l'associazione di componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.

I componenti di questi tipi di solai devono rispettare le norme di cui al presente § 4.1.

Oltre a quanto indicato nei precedenti paragrafi relativamente allo stato limite di deformazione, devono essere tenute presenti le seguenti norme complementari.

I componenti devono essere provvisti di opportuni dispositivi e magisteri che assicurino la congruenza delle deformazioni tra i componenti stessi accostati, sia per i carichi ripartiti che per quelli concentrati. In assenza di soletta collaborante armata o in difformità rispetto alle prescrizioni delle specifiche norme tecniche europee, l'efficacia di tali dispositivi deve essere certificata

mediante prove sperimentali.

Quando si voglia realizzare una redistribuzione trasversale dei carichi è necessario che il solaio così composto abbia dei componenti strutturali ortogonali alla direzione dell'elemento resistente principale.

Qualora il componente venga integrato da un getto di completamento all'estradosso, questo deve avere uno spessore non inferiore a 40 mm ed essere dotato di una armatura di ripartizione a maglia incrociata e si deve verificare la trasmissione delle azioni di taglio fra elementi prefabbricati e getto di completamento, tenuto conto degli stati di coazione che si creano per le diverse caratteristiche reologiche dei calcestruzzi, del componente e dei getti di completamento.

Commento: Data l'importanza assunta dagli impalcati in relazione al trasferimento dei carichi orizzontali sulle strutture verticali resistenti e la necessità di garantire un comportamento ad impalcato rigido, oltre a quella sempre presente relativa alla ripartizione trasversale dei carichi non uniformemente distribuiti, sembra quanto mai necessario specificare meglio le condizioni minime in grado di garantire tali funzioni riprendendo in parte quanto previsto dalle precedenti Normative. Lo spessore minimo della cappa previsto in 40 mm. non garantisce nella quasi totalità dei casi il rispetto del copri ferro minimo.

Testo proposto:

4.1.9.3 Solai realizzati con l'associazione di componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.

I componenti di questi tipi di solai devono rispettare le norme di cui al presente § 4.1.

Oltre a quanto indicato nei precedenti paragrafi relativamente allo stato limite di deformazione, devono essere tenute presenti le seguenti norme complementari.

I componenti devono essere provvisti di opportuni dispositivi e magisteri che assicurino la congruenza delle deformazioni tra i componenti stessi accostati, sia per i carichi ripartiti che per quelli concentrati. In assenza di soletta collaborante armata o in difformità rispetto alle prescrizioni delle specifiche norme tecniche europee, l'efficacia di tali dispositivi deve essere certificata mediante prove sperimentali.

Nei solai non calcolati a piastra, oltre all'armatura principale deve essere predisposta in prossimità dell'estradosso un'armatura trasversale all'orditura del solaio non inferiore al 20 % di quella principale. Qualora il componente venga integrato da un getto di completamento, l'eventuale cappa all'estradosso deve avere uno spessore non inferiore a 50 mm ed essere dotato di una armatura di ripartizione a maglia incrociata. Si deve inoltre verificare la trasmissione delle forze di taglio sull'interfaccia dei getti fra elementi prefabbricati e getto di completamento, tenuto conto degli stati di coazione che si creano per le diverse caratteristiche reologiche dei calcestruzzi, del componente e dei getti di completamento.

Come naturale conseguenza di quanto sopra dovrebbe essere aggiornato il terzo capoverso del p.to 7.2.6

4.1.2.1.1.4 - Fondamentale

Testo originale

4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C \quad (4.1.7)$$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} \quad (4.1.8)$$

in cui

$\eta = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm

$\eta = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

Commento: Viene usato un unico coefficiente η anziché η_1 e η_2 come in EC2(punto 8.4.2) che consentono di tener conto delle condizioni di aderenza.

Anche l'ultimo capoverso è criticabile.

Testo proposto:

4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C \quad (4.1.7)$$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} \quad (4.1.8)$$

in cui

$\eta_1 = 1,0$ in condizioni di “buona” aderenza, e

$\eta_1 = 0,7$ in tutti gli altri casi e per barre in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si possa dimostrare che esistono condizioni di “buona” aderenza

$\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore.

La lunghezza di ancoraggio di progetto e la lunghezza di sovrapposizione è influenzata dalla forma delle barre, dal copri ferro, dall'effetti di confinamento dell'armatura trasversale, dalla presenza di barre trasversali saldate, dalla pressione trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio e dalla percentuale di armatura sovrapposta rispetto all'armatura totale.

Per le regole di dettaglio da adottare si potrà fare utile riferimento alla Sezione 8 di EN 1992-1-1.

Paragrafo 4.1.2.1.2.4(2) – Non coerente con EC

Testo originale

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0,05h \geq 20\text{mm}$ (con h altezza della sezione).

Commento: secondo EC2 punto..6.1(4)l'eccentricità minima è $h/30$ e non $0.05h=h/20$.

Testo proposto:

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $h/30$ (essendo h l'altezza della sezione) e, comunque, non minore di 20 mm

Paragrafo 4.1.2.1.3.1(1) – Comprensibilità del testo

Testo originale

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Commento: occorre precisare che deve essere consentita una ripartizione trasversale dei carichi. Sarebbe anche necessario precisare che va comunque disposta un'armatura minima al taglio

Testo proposto:

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

NOTA:

Sarebbe, inoltre, opportuno sostituire V_{Rd} con $V_{Rd,c}$ in tutto il paragrafo e, analogamente, nel paragrafo 4.1.2.3.2 V_{Rsd} con $V_{Rd,s}$ e V_{Rcd} con $V_{Rd,max}$ per uniformità con EC2

Paragrafo 4.1.2.1.3.1(3) – Comprensibilità del testo

Testo originale

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

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

Commento: secondo la formulazione di EC2 andrebbe scritto in modo diverso

Testo proposto:

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

$$V_{Rd} = \max \{ [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d ; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \} \quad (4.1.14)$$

oppure

$$V_{Rd} = \max \left\{ \begin{array}{l} [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w d \\ (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \end{array} \right\}$$

Paragrafo 4.1.2.1.3.1(4) – Non coerente con EC

Testo originale

Nel caso di elementi in cemento armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d \cdot (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad (4.1.15)$$

Commento: la formula (6.4) di EC2 è diversa

Testo proposto:

Nel caso di elementi in cemento armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d \cdot (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad (4.1.15)$$

In alternativa potrà farsi riferimento a quanto previsto al punto 6.2.2(2) di EN 1992-1-1.

Paragrafo 4.1.2.1.4(7) - Fondamentale– Non coerente con EC2

Testo originale

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti

$$0,4 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.30)$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\text{ctg } \theta = (a_l/a_s)^{1/2}$

Commento: Sarebbe consentito un valore di $\text{ctg } \theta$ compreso tra 0,4 e 2,5.

Non sembra sia coerente con quanto previsto in EC2 in cui si prescrive di utilizzare lo stesso valore di $\text{ctg } \theta$ sia per la torsione che per il taglio. Anche le NTC richiamano questa prescrizione all'ultimo capoverso del punto in questione e quindi la limitazione citata potrebbe essere fuorviante, anche se riferita alla torsione pura senza sforzo di taglio.

Testo proposto: Da eliminare l'intero capoverso

Paragrafo 4.1.2.1.7.2(4) - Comprensibilità del testo

Testo originale

Snellezza limite per pilastri singoli

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite

$$\lambda_{lim} = 15,4 \frac{C}{\sqrt{\nu}} \quad (4.1.33)$$

dove

$\nu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionale;

$C = 1,7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del primo ordine ($0,7 \leq C \leq 2,7$);

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro, positivo se i due momenti sono discordi sulla trave (con $|M_{02}| \geq |M_{01}|$).

Commento: Non è chiara la definizione di r_m

Testo proposto: (si modifica solo l'ultima frase per rendere chiara la definizione di r_m)

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro, essendo $|M_{02}| \geq |M_{01}|$, tenendo presente che se M_{01} e M_{02} provocano trazione dallo stesso lato del pilastro r_m va assunto positivo e negativo in caso contrario.

Paragrafo 4.1.2.1.8(3) – Osservazione generale – Non coerente con EC2

Testo originale

L'ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno adeguato, tale da evitare danni all'armatura e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra. In assenza degli uncini la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri, con un minimo di 150 mm.

Commento: la lunghezza minima di ancoraggio è diversa da quanto previsto da EC2 al punto 8.4.4(1) di seguito riportato:

$l_{b,min}$ è la lunghezza di ancoraggio minima se non sussistono altre limitazioni:

- per ancoraggi in trazione: $l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}; \quad (8.6)$

- per ancoraggi in compressione: $l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}. \quad (8.7)$

Paragrafo 4.1.2.1.3.4(3) - Fondamentale

Testo originale

4.1.2.1.3.4 Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati

Le lastre devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati.

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace di piastra distante $2d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della piastra stessa.

Nel caso in cui si disponga una apposita armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo dovrà essere affidato all'armatura.

Nel caso di piastre di fondazione si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.

Commento: Al terzo capoverso si richiede di assorbire l'intero sforzo di punzonamento con l'armatura, quando questa è necessaria.

EC2 prevede, invece, con la formula (6.52) che parte dello sforzo di punzonamento sia portato dal calcestruzzo con il termine $0,75v_{Rdc}$.

Testo proposto: (si modifica solo il terzo capoverso)

Nel caso in cui si disponga di apposita armatura, la resistenza al punzonamento dovrà essere calcolata con formule di comprovata validità. A tale riguardo si potrà fare riferimento al punto 6.4.5 di EN 1992-1-1.

Paragrafo 4.1.2.2.4.3 - Comprensibilità del testo

Testo originale

4.1.2.2.4.3 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Commento: E' opportuno citare anche la EN 11104

La tabella 4.1.III non è di grande utilità, ma si può lasciare.

Testo proposto:

4.1.2.2.4.3 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite **nella norma EN11104 e** nelle Linee Guida per il

calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Segue Tabella 4.1.III invariata

Paragrafo 4.1.2.2.4.5 - Non coerente con EC

Testo originale

4.1.2.2.4.5 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Commento: La tabella 4.1.IV (combinata con la 4.1.III) non è coerente con la tabella 7.1N di EC2 (confermata dall'Appendice).

Secondo NTC è necessaria una doppia verifica a fessurazione (condizione frequente e quasi permanente), mentre per EC2 una sola verifica.

Inoltre non c'è corrispondenza tra stati limite e classi di esposizione.

Testo proposto:

4.1.2.2.4.5 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di verifica degli stati limite di fessurazione

Tabella 4.1.IV - Valori raccomandati della massima ampiezza delle fessure (mm)

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompressione

Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.

Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.

Paragrafo 4.1.2.2.4.6 - Non coerente con EC

Commento: E' il punto relativo alle verifiche di fessurazione che è totalmente in disaccordo rispetto a EC2 e fuorviante. La trattazione della Circolare, invece, corregge quanto esposto nella Norma, riallineandosi ad EC2.

Testo proposto E' necessario riscrivere completamente il punto della Norma come fatto nella Circolare

Paragrafo 4.1.6.1.1(2) – Non coerente con EC

Testo originale

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.

Commento: Non è corretta e può risultare inadeguata se per la verifica al taglio si assume $\text{ctg}\theta=2,5$

Testo proposto:

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata calcolata applicando la regola della traslazione del diagramma del momento flettente in funzione dell'angolo di inclinazione assunto per le bielle compresse di calcestruzzo nella verifica al taglio.

Paragrafo 4.1.6.1.1(4) – Non coerente con EC

Testo originale

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

Commento: La formula che dà l'armatura minima al taglio: $A_{st} = 1,5 b \text{ (mm}^2/\text{m)}$ non è coerente con la formula (9.5N) di EC2 che per calcestruzzi ordinari porta a quantitativi inferiori di circa il 50%. L'armatura minima di EC2 è comunque sempre in grado di assorbire V_{rdc} assumendo $\text{ctg}\theta = 2,5$

Sarebbe opportuno prescrivere anche l'interasse trasversale delle staffe, anche in relazione alla necessità di evitare l'instabilizzazione dell'armatura compressa che nel calcolo agli stati limite risulta molto più sfruttata rispetto alle TA.

La regola modificata nel senso proposto ritorna utile anche per limitare l'armatura minima al taglio nelle travi di fondazione.

Testo proposto:

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = [85 (f_{ck}^{0.5})/f_{yk}] \sin\alpha \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri e α l'angolo tra

l'armatura al taglio e l'asse longitudinale della trave, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo longitudinale e trasversale non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

ATTENZIONE: è necessario che anche l'appendice nazionale venga resa coerente

Paragrafo 4.1.6.1.1 – Fondamentale

Da aggiungere un ulteriore capoverso alla fine del punto 4.1.6.1.1

Commento: E' opportuno precisare che le barre in compressione devono essere efficacemente bloccate nei confronti dell'instabilità: la prescrizione è opportuna visto il più elevato sfruttamento (sino allo snervamento) delle barre compresse rispetto al calcolo tradizionale alle tensioni ammissibili con metodo n.. Si propone di inserire la frase del punto 9.2.1.2(3) di EC2.

Testo proposto (da inserire come ultimo capoverso):

Si raccomanda che eventuali armature longitudinali compresse di diametro Φ prese in conto nei calcoli di resistenza siano trattenute da armature trasversali con spaziatura non maggiore di 15Φ .

Paragrafo 4.1.6.1.4(2) – Osservazione generale

Testo originale

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua (interfero) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;

Commento: ancora ripetuti i 20 diametri

Paragrafo 4.1.6.1.3 - Fondamentale

Testo originale

4.1.6.1.3 Copriferro e interfero

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il § 4.1.2.2.4.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interfero delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l'interfero delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

Commento: Il punto citato assieme al punto 4.1.2.2.4 sono veramente poco esaustivi se si vuole promuovere una prassi progettuale che tenga conto anche della durabilità delle struttura in C.A. (la durabilità è un requisito fondamentale secondo EN1990 punto 2.2.(2)P)

Testo proposto - Aggiungere un ulteriore capoverso:

Le regole da adottare per dimensionare il copriferro e l'interferro delle armature possono essere reperite nella Sezione 4 di EN 1992-1-1.

ATTENZIONE: è necessario che anche l'appendice nazionale venga resa coerente

Paragrafo 4.1.8.1.1 – Comprensibilità del testo

Testo originale

4.1.8.1.1 Stati limite ultimi

Vale quanto stabilito al § 4.1.2.1.

In particolare, per le verifiche di resistenza locali agli ancoraggi delle armature di precompressione, si assumerà un valore di calcolo della forza di precompressione con $\gamma_p = 1,2$.

Commento: Nel capitolo 4.1 andrebbe richiamato il coefficiente $\gamma_p = 1$ per le verifiche agli stati limite, come riportato nel punto 2.6.1 delle NTC.

Testo proposto:

4.1.8.1.1 Stati limite ultimi

Per la valutazione della resistenza degli elementi strutturali vale quanto stabilito al § 4.1.2.1, tenendo presente che per il calcolo delle sezioni si assumerà il valore di calcolo della forza di precompressione con il coefficiente parziale $\gamma_p = 1$, secondo quanto previsto al punto 2.6.1.

Per le verifiche di resistenza locale degli ancoraggi delle armature di precompressione, si assumerà, invece, un valore di calcolo della forza di precompressione con $\gamma_p = 1,2$.

Paragrafo 4.1.8.1.4(1) – Fondamentale

Testo originale

4.1.8.1.4 Tensioni iniziali nel calcestruzzo

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

$$\sigma_c < 0,70 f_{ckj}, \quad (4.1.45)$$

essendo f_{ckj} la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

Commento: Il coefficiente 0,7 nella formula (4.1.45) delle NTC non è coerente con il punto 5.10.2.2.(5) di EC2 e Appendice che propongono 0,7 per le strutture pretese e 0,6 per il post-teso.

Testo proposto:

4.1.8.1.4 Tensioni iniziali nel calcestruzzo

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ckj}, \quad (4.1.45)$$

essendo f_{ckj} la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

Per elementi con armatura pre-tesa, la tensione del nel calcestruzzo al momento del trasferimento della pretensione può essere aumentata sino al valore $0,70 f_{ckj}$,

Paragrafo 4.1.8.1.2.1(1) – Non coerente con EC

Testo originale

4.1.8.2.1 Armatura longitudinale ordinaria

Nelle travi precomprese, anche in assenza di tensioni di trazione, la percentuale di armatura longitudinale ordinaria non dovrà essere inferiore allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

Commento: In EC2 non si fa distinzione tra CA e CAP neppure per le armature minime

Testo proposto:

4.1.8.2.1 Armatura longitudinale ordinaria

Nelle travi precomprese, anche in assenza di tensioni di trazione, la percentuale di armatura longitudinale ordinaria non dovrà essere inferiore a quanto prescritto al punto 4.1.6.1.1 con l'espressione (4.1.43).

Paragrafo 4.1.8.1.2.2(1) – Non coerente con EC

Testo originale

4.1.8.2.2 Staffe

Nelle travi dovranno disporsi staffe aventi sezione complessiva non inferiore a $1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$, essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio valgono le prescrizioni di cui al § 4.1.2.1.3.

Commento: In EC2 non si fa distinzione tra CA e CAP neppure per le armature minime a taglio

Testo proposto:

4.1.8.2.2 Staffe

Nelle travi dovranno disporsi staffe aventi sezione complessiva non inferiore a quanto prescritto al punto 4.1.6.1.1. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio valgono le prescrizioni di cui al § 4.1.2.1.3.

Paragrafo 4.1.9 – Fondamentale

Testo Originale

Si intendono come solai le strutture bidimensionali piane caricate ortogonalmente al proprio piano, con prevalente comportamento resistente monodirezionale.

COMMENTO

E' opportuna una caratterizzazione comportamentale seguendo la consolidata esperienza del D.M. 09)01/96

TESTO PROPOSTO

4.1.9 NORME ULTERIORI PER I SOLAI

Si intendono come solai le strutture bidimensionali piane caricate ortogonalmente al proprio piano, con prevalente comportamento resistente monodirezionale.

Ai solai, oltre al compito di garantire la resistenza ai carichi verticali, è richiesta anche rigidezza nel proprio piano al fine di distribuire correttamente le azioni orizzontali tra le strutture verticali. Il progettista deve verificare che le caratteristiche dei materiali, delle sezioni resistenti nonché i rapporti dimensionali tra le varie parti siano coerenti con tali aspettative.

A tale scopo deve verificare che:

- 1) le deformazioni risultino compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati;**
- 2) vi sia, in base alle resistenze meccaniche dei materiali, un rapporto adeguato tra la sezione delle armature di acciaio, la larghezza delle nervature in conglomerato cementizio, il loro interasse e lo spessore della soletta di completamento in modo che sia assicurata la rigidezza nel piano e che sia evitato il pericolo di effetti secondari indesiderati.**