

aicap

Associazione Italiana

Calcestruzzo Armato e Precompresso

**GUIDA ALL'USO
DELL'EUROCODICE 2
NELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE**

Antonello Gasperi

INDICE

- Capitolo 3. Durabilità e copriferro [Sez. 4 – EC2]**
- Capitolo 6. Elementi e strutture precompressi [Sez. 5: 5.10 – EC2]**
- Capitolo 12. Particolari costruttivi riguardanti le armature ordinarie e le armature da precompressione [Sez. 8 – EC2]**
- Capitolo 13. Regole aggiuntive riguardanti gli elementi e le strutture prefabbricati in calcestruzzo [Sez. 10 – EC2]**

Capitolo 3
Durabilità e copriferro [Sez. 4 – EC2]

3.1 GENERALITÀ [4.1 – EC2]

La sezione 4 - EC2 fornisce indicazioni per progettare strutture durevoli ed, in particolare, fornisce i valori del copriferro che occorre adottare nelle strutture di calcestruzzo.

Una struttura è considerata durevole se, effettuando una manutenzione ordinaria, mantiene, durante tutto il tempo previsto per la sua vita utile di progetto, le caratteristiche di resistenza, di stabilità e di attitudine ad essere utilizzata. La durabilità può essere definita come la conservazione delle caratteristiche (fisiche e meccaniche) e delle prestazioni delle strutture e dei materiali con cui le strutture sono realizzate; tale conservazione si deve protrarre per tutto il tempo della vita utile di progetto dell'edificio (o in generale dell'opera), effettuando soltanto operazioni di manutenzione ordinaria.

La durabilità è una proprietà essenziale per mantenere i previsti livelli di sicurezza durante tutta la vita utile di progetto della struttura.

Per ottenere strutture durevoli fondamentale risulta essere la corretta progettazione strutturale ed architettonica delle strutture stesse e delle opere complementari e di finitura, con specifico riferimento ai particolari costruttivi; tale progettazione deve tenere conto, fra l'altro, della vita utile di progetto richiesta, dell'ambiente in cui l'edificio è posto, delle tipologie e delle ripetizioni dei carichi.

Altrettanto fondamentale per la durabilità risulta essere la corretta esecuzione delle opere, con particolare riferimento al calcestruzzo che, oltre ad essere realizzato secondo una ricetta tale da renderlo durevole, deve essere posto in opera secondo le procedure previste e deve maturare in conformità alle condizioni prescritte.

Nel progetto delle strutture occorre tenere presente le azioni dirette ed indirette e le condizioni ambientali alle quali le strutture stesse possono essere esposte nel corso della loro vita utile.

Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

prospetto E.1N **Classi di resistenza indicativa**

Classi di esposizione secondo il prospetto 4.1										
Corrosione										
	Corrosione indotta da carbonatazione				Corrosione indotta da ioni cloro			Corrosione indotta da ioni cloro di origine marina		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classi di resistenza indicativa	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37	C35/45		C30/37	C35/45	
Danni al calcestruzzo										
	Nessun rischio	Attacco gelo/disgelo					Attacco chimico			
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Classi indicative di resistenza	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37		C30/37	C35/45		

3.3 IL COPRIFERRO [4.4.1 - EC2]

Come è ben noto, il copriferro riveste una grande importanza per la corretta progettazione delle strutture di calcestruzzo. La protezione delle armature contro la corrosione dipende in larga misura dalla qualità ed in particolare dalla compattezza del calcestruzzo utilizzato e dallo spessore del copriferro. La qualità del calcestruzzo dipende, fra l'altro, dalla quantità di cemento utilizzata e dal rapporto acqua/legante, oltre che dalla presenza di additivi e dalle modalità di esecuzione, come indicato nella EN 206-1 e negli standard di prodotto.

Si ricorda che il copriferro è la distanza fra la superficie esterna dell'armatura più vicina alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.

Il valore nominale del copriferro deve essere indicato nei disegni esecutivi.

Si ha:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} \quad [(4.1) - \text{EC2}] \quad (3.1)$$

essendo:

c_{nom} il valore nominale del copriferro;

c_{min} il valore minimo del copriferro;

Δc_{dev} la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro.

Il valore minimo del copriferro (c_{min}) deve garantire:

- la trasmissione degli sforzi fra armature e calcestruzzo;
- la protezione dell'armatura nei confronti dei fenomeni corrosivi;
- la resistenza al fuoco; per tale argomento occorre fare riferimento all'EC2-1-2.

Si ha:

$$c_{\min} = \max (c_{\min,b} ; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm}) \quad [(4.2) - EC2] \quad (3.2)$$

essendo:

$c_{\min,b}$ il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature;

$c_{\min,dur}$ il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali;

$\Delta c_{dur,\gamma}$ un valore aggiuntivo del copriferro legato alla sicurezza;

$\Delta c_{dur,st}$ la riduzione del copriferro connessa all'uso di acciaio inossidabile;

$\Delta c_{dur,add}$ la riduzione del copriferro dovuta all'adozione di una protezione aggiuntiva sul calcestruzzo (ad esempio un rivestimento protettivo).

Si indicano di seguito i valori da adottarsi per ciascuno dei termini compresi nella relazione (3.2).

I valori di c_{\min}

Il valore di $c_{\min,b}$ è pari a:

- per le armature ordinarie:
 - il diametro della barra, nel caso di barre singole;
 - il diametro equivalente, nel caso di barre raggruppate.

Nel caso in cui il massimo valore del diametro dell'aggregato utilizzato nel calcestruzzo sia maggiore di 32 mm, il valore di $c_{\min,b}$ prima indicato deve essere aumentato di 5 mm;

- per le armature da precompressione post-tese:
 - il diametro nel caso di guaine a sezione circolare;
 - la dimensione più piccola o la metà della dimensione più grande, se quest'ultima è superiore, nel caso di guaine a sezione rettangolare;
- per le armature da precompressione pre-tese:
 - 1,5 volte il diametro (equivalente) dei trefoli, o dei fili lisci;
 - 2,5 volte il diametro dei fili indentati.

prospetto 4.4N

Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

prospetto 4.5N

Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

I valori di Δc_{dev}

Si considera ora il valore della tolleranza di esecuzione Δc_{dev} relativa al copriferro (la quale compare nella relazione (3.1)); la individuazione di Δc_{dev} è necessaria per la determinazione del valore nominale del copriferro (c_{nom}).

Si ricorda che c_{nom} è il valore (nominale) del copriferro che deve essere indicato negli elaborati di progetto e che deve essere considerato nei calcoli.

Di regola si assume: $\Delta c_{dev} = 10$ mm.

Nel caso in cui la realizzazione della struttura avvenga in presenza di un controllo di qualità nel quale è incluso il controllo delle misure dei copriferri, il valore di Δc_{dev} può essere compreso fra 5 e 10 mm.

Nel caso in cui sia operante un controllo di qualità molto efficiente, con severe procedure di fabbricazione che prevedono esplicitamente il rifiuto dei manufatti non conformi (ad esempio dei manufatti prefabbricati non conformi), il valore di Δc_{dev} può essere compreso fra 0 e 10 mm.

Esempio 3.1

Si calcola il copriferro per una trave di calcestruzzo armato con classe di esposizione XC1.

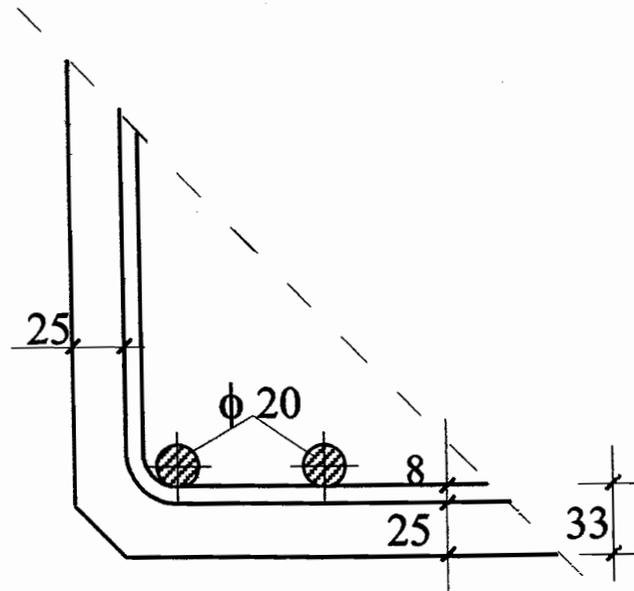
Il calcestruzzo utilizzato ha classe di resistenza C25/30.

Le barre longitudinali inferiori di armatura sono $5 \phi 20$; le staffe sono $\phi 8$ a 100 mm.

La dimensione massima degli aggregati è: $d_g = 20 \text{ mm} (< 32 \text{ mm})$.

La vita utile di progetto della struttura è pari a 50 anni.

E' assicurato un normale controllo di qualità.



Dal prospetto E.1N - EC2 si evince che, al fine di ottenere una adeguata durabilità del calcestruzzo, la classe di resistenza indicativa (minima) del calcestruzzo, per la classe di esposizione XC1, è C20/25; la classe di resistenza adottata (C25/30) è idonea in quanto è superiore alla suddetta classe di resistenza indicativa.

La classe strutturale è S4.

Si calcola dapprima il copriferro relativo alle staffe.

Si ha:

$$c_{\min,b} = 8 \text{ mm} .$$

Dal prospetto 4.4N - EC2 si ottiene:

$$c_{\min,dur} = 15 \text{ mm} .$$

Si ha inoltre:

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 ;$$

$$\Delta c_{dur,st} = 0 ;$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0 .$$

Dalla relazione (3.2) si ha:

$$\begin{aligned} c_{\min} &= \max (c_{\min,b} ; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm}) = \\ &= \max (8; 15 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}) = 15 \text{ mm} . \end{aligned}$$

Si ha inoltre:

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm} .$$

Dalla relazione (3.1) si ottiene:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 15 + 10 = 25 \text{ mm} .$$

Si calcola, ora, il copriferro relativo alle barre longitudinali.

Si ha:

$$c_{\text{min,b}} = 20 \text{ mm} .$$

Dal prospetto 4.4N - EC2 si ottiene:

$$c_{\text{min,dur}} = 15 \text{ mm} .$$

Si ha inoltre:

$$\Delta c_{\text{dur,\gamma}} = 0 ;$$

$$\Delta c_{\text{dur,st}} = 0 ;$$

$$\Delta c_{\text{dur,add}} = 0 .$$

Dalla relazione (3.2) si ha:

$$c_{\text{min}} = \max (20; 15 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}) = 20 \text{ mm} .$$

Si ha inoltre: $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$.

Dalla relazione (3.1) si ottiene:

$$c_{\text{nom}} = 20 + 10 = 30 \text{ mm} .$$

Si nota che è “dominante” il copriferro delle staffe. In questo caso il copriferro delle barre longitudinali vale: $25 + 8 = 33 \text{ mm} .$

Esempio 3.3

Si calcola il copriferro per realizzare un tegolo TT prefabbricato, realizzato in calcestruzzo armato precompresso, posizionato all'esterno di un fabbricato industriale ubicato in prossimità del mare.

La classe di esposizione è XS1.

Il calcestruzzo utilizzato ha classe di resistenza C45/55.

In corrispondenza della parte inferiore delle due nervature del tegolo TT sono presenti:

- barre longitudinali di armatura $\phi 12$;
- staffe $\phi 8$ a 100 mm ;
- trefoli $\phi 0,5$ ” .

La dimensione massima degli aggregati è: $d_g = 16 \text{ mm} .$

La vita utile di progetto della struttura è pari a 50 anni.

E' assicurato un accurato controllo di qualità riguardante la produzione del calcestruzzo.

Dal prospetto E.1N - EC2 si evince che, per la classe di esposizione XS1, la classe di resistenza minima del calcestruzzo è C30/37; si ha dunque che la classe di resistenza C45/55 è idonea.

La classe strutturale originaria è la S4.

In accordo, poi, con il prospetto 4.3N:

- si riduce di 1 la classe strutturale in quanto il calcestruzzo utilizzato (C45/55) ha classe di resistenza superiore alla C40/50;
- si riduce di 1 la classe strutturale in quanto il calcestruzzo con cui è realizzato il tegolo TT è sottoposto, durante la produzione, ad un accurato controllo di qualità.

Si fa dunque riferimento alla classe strutturale S2.

Si calcola dapprima il copriferro relativo alle staffe.

Si ha:

$$c_{\min,b} = 8 \text{ mm} .$$

Dal prospetto 4.4N - EC2 si ottiene:

$$c_{\min,dur} = 25 \text{ mm} .$$

Si ha inoltre:

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 ;$$

$$\Delta c_{dur,st} = 0 ;$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0 .$$

Dalla relazione (3.2) si ha:

$$c_{\min} = \max (c_{\min,b} ; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm}) = \\ = \max (8; 25 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm} .$$

Considerando che il tegolo TT sia realizzato secondo le procedure sottoposte ad un controllo di qualità molto efficiente nel quale è incluso il controllo delle misure dei copriferri, il valore di Δc_{dev} può essere assunto pari a 5 mm.

Dalla relazione (3.1) si ottiene:

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 25 + 5 = 30 \text{ mm} .$$

Si calcola, ora, il copriferro relativo alle barre longitudinali.

Si ha:

$$c_{\min,b} = 12 \text{ mm} .$$

Dal prospetto 4.4N - EC2 si ottiene:

$$c_{\min,dur} = 25 \text{ mm} .$$

Si ha inoltre:

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 ;$$

$$\Delta c_{dur,st} = 0 ;$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0 .$$

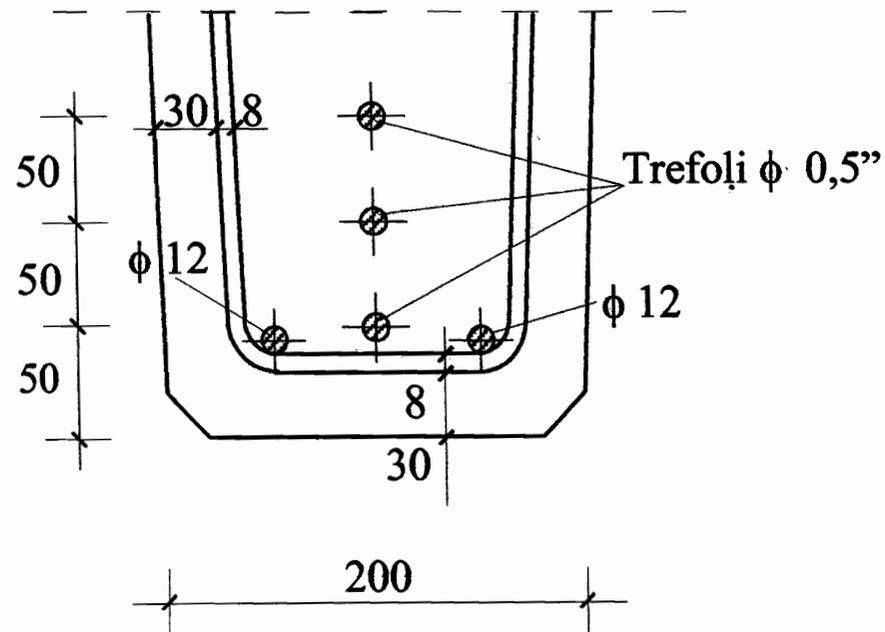
Dalla relazione (3.2) si ha:

$$c_{\min} = \max (c_{\min,b} ; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm}) = \\ = \max (12; 25 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm} .$$

Dalla relazione (3.1) si ottiene:

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 25 + 5 = 30 \text{ mm} .$$

Si nota che, per le armature ordinarie, è “dominante” il copriferro delle staffe. In questo caso il copriferro delle barre longitudinali vale: $30 + 8 = 38 \text{ mm}$.



Di seguito si calcola il copriferro relativo ai trefoli.

Si ha:

$$c_{\min,b} = 1,5 \cdot 12,5 = 18,8 \text{ mm} .$$

Dal prospetto 4.5N - EC2 si ottiene:

$$c_{\min,dur} = 35 \text{ mm} .$$

Si ha inoltre:

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 ;$$

$$\Delta c_{dur,st} = 0 ;$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0 .$$

Dalla relazione (3.2) si ha:

$$c_{\min} = \max (18,8; 35 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}) = 35 \text{ mm} .$$

Si ha inoltre: $\Delta c_{\text{dev}} = 5 \text{ mm}$.

Dalla relazione (3.1) si ottiene:

$$c_{\text{nom}} = 35 + 5 = 40 \text{ mm}.$$

Si posiziona l'asse del primo trefolo a 50 mm dal lembo inferiore della nervatura del tegolo TT. Il copriferro relativo ai trefoli inferiori del tegolo TT (uno per ciascuna nervatura) è così pari a circa 43 mm.

Capitolo 6

Elementi e strutture precompressi

[Sez. 5: 5.10 – EC2]

6.1 GENERALITÀ [5.10.1 - EC2]

Il paragrafo 5.10 - EC2 fornisce indicazioni riguardanti gli elementi e le strutture di calcestruzzo armato precompresso.

Il paragrafo 5.10 - EC2 tratta i seguenti argomenti:

- generalità (5.10.1 - EC2);
- la forza di precompressione all'atto della messa in tensione delle armature (5.10.2 - EC2);
- la forza di precompressione (al tempo t) (5.10.3 - EC2);
- le perdite di precompressione immediate nella pre-tensione (5.10.4 - EC2);
- le perdite di precompressione immediate nella post-tensione (5.10.5 - EC2);
- le perdite di precompressione nella pre-tensione e nella post-tensione dipendenti dal tempo (5.10.6 - EC2);
- la messa in conto della precompressione nell'analisi strutturale (5.10.7 - EC2);
- gli effetti della precompressione allo stato limite ultimo (5.10.8 - EC2);
- gli effetti della precompressione allo stato limite di esercizio ed allo stato limite di fatica (5.10.9 - EC2).

Di seguito si prendono in esame alcuni argomenti fra quelli sopra menzionati.

6.4 LE PERDITE DI PRECOMPRESSIONE IMMEDIATE NELLA PRE-TENSIONE

[5.10.4 – EC2]

Si considerano le perdite di precompressione di seguito riportate.

Perdite durante le fasi di tesatura

Tali perdite sono dovute:

- alle forze di attrito che si originano in corrispondenza delle deviazioni angolari eventualmente presenti; ciò accade se le armature da precompressione hanno un tracciato del tipo “a linea poligonale” (trefoli deviati);
- al rientro dei cunei di ancoraggio.

Perdite prima del trasferimento della precompressione al calcestruzzo

Tali perdite sono dovute al rilassamento delle armature da precompressione che si verifica nel periodo compreso fra la tesatura delle armature stesse ed il trasferimento della precompressione al calcestruzzo.

Nel caso in cui si adotti la maturazione accelerata del calcestruzzo occorre tenerne conto per il calcolo del rilassamento, considerato il fatto che il rilassamento delle armature da precompressione varia al variare della temperatura.

Si sottolinea che, nel caso in cui il calcestruzzo sia maturato utilizzando vapore, la valutazione delle perdite di tensione nelle armature da precompressione dovute al ritiro ed al rilassamento deve essere effettuata tenendo conto della suddetta maturazione a vapore; inoltre occorre considerare anche gli effetti termici diretti, così come è indicato nell'appendice D – EC2.

Perdite all'atto del trasferimento della precompressione al calcestruzzo

Tali perdite sono dovute alla deformazione elastica del calcestruzzo conseguente alla azione delle armature da precompressione che (dapprima ancorate in corrispondenza delle testate di tiro) vengono poi rilasciate.

5.10.6

Perdite di precompressione nella pre- e post-tensione dipendenti dal tempo

- (1) Le perdite dipendenti dal tempo possono essere calcolate considerando le due seguenti riduzioni di tensioni nell'acciaio:
- (a) quella conseguente all'accorciamento dell'armatura causata dalla deformazione del calcestruzzo per viscosità e ritiro, sotto i carichi permanenti;
 - (b) riduzione di tensione nell'acciaio dovuta al rilassamento sotto tensione.
- Nota Il rilassamento dell'acciaio dipende dalla deformazione del calcestruzzo per viscosità e ritiro. Questa interazione può generalmente e approssimativamente essere tenuta in conto tramite un coefficiente di riduzione 0,8.
- (2) Un metodo semplificato per la valutazione delle perdite di precompressione dipendenti dal tempo alla posizione x sotto i carichi permanenti è dato dall'espressione (5.46).

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,Qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (5.46)$$

dove:

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ è il valore assoluto della variazione di tensione nelle armature dovuta a viscosità, ritiro e rilassamento alla posizione x , all'istante t ;

ε_{cs} è la deformazione per ritiro stimata secondo il punto 3.1.4(6) in valore assoluto;

E_p è il modulo di elasticità dell'acciaio da precompressione, vedere punto 3.3.3 (9);

E_{cm} è il modulo di elasticità del calcestruzzo (prospetto 3.1);

$\Delta\sigma_{pr}$ è il valore assoluto della variazione di tensione nelle armature alla posizione x , al tempo t , per effetto del rilassamento dell'acciaio da precompressione. Esso è determinato per una tensione di:

$$\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$$

dove $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ è la tensione iniziale nelle armature dovuta alla precompressione iniziale e alle azioni quasi-permanenti;

$\varphi(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità all'istante t con applicazione del carico all'istante t_0 ;

$\sigma_{c,QP}$ è la tensione nel calcestruzzo adiacente alle armature, dovuta a peso proprio, precompressione iniziale e ad altre azioni quasi-permanenti ove presenti. Il valore di $\sigma_{c,QP}$ può essere l'effetto di parte del peso proprio e della precompressione iniziale, oppure l'effetto di una combinazione di azioni quasi permanente completa [$\sigma_c(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$], a seconda della fase costruttiva in esame;

A_p è l'area di tutte le armature di precompressione nella posizione x ;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

I_c è il momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo;

z_{cp} è la distanza tra il baricentro della sezione di calcestruzzo e le armature.

Si raccomanda che le tensioni di compressione e le relative deformazioni date in (5.46) siano prese con segno positivo.

Esempio 6.4

Si considera una trave con sezione ad "I" di calcestruzzo armato precompresso, realizzata con calcestruzzo C40/50; la trave è precompressa mediante 16 trefoli ϕ 0,5" (pre-tesi) del tipo a basso rilassamento. Si prende in esame la sezione di mezzeria della trave. Si ha:

- $A_c = 2720 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$;
- $I_c = 3170965 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$;
- $z_{cp} = 400 \text{ mm}$;
- $u = 2500 \text{ mm}$ (u è il perimetro della parte di sezione trasversale posta a contatto con l'atmosfera);
- si assume: $\sigma_{c,Qp} = 10 \text{ N/mm}^2$;
- $\sigma_{pi} = 1300 \text{ N/mm}^2$.

La trave è posta in un ambiente con umidità relativa pari al 60%.

Si calcola il valore delle perdite di tensione al tempo $t = \infty$.

Si calcolano innanzi tutto alcuni dei termini che compaiono nella relazione (6.7).

Calcolo di ϵ_{cs}

Si ha:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad [(3.8) - EC2] \quad (6.9)$$

essendo:

- ε_{cs} la deformazione totale dovuta al ritiro;
- ε_{cd} la deformazione da ritiro per essiccamento;
- ε_{ca} la deformazione da ritiro autogeno.

Calcolo del ritiro per essiccamento

Si ha:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} \quad [(3.9 - EC2)] \quad (6.10)$$

essendo:

- t l'età del calcestruzzo presa in esame espressa in giorni;
- t_s l'età del calcestruzzo (in giorni) all'inizio del ritiro per essiccamento; normalmente tale inizio coincide con la fine della maturazione.

Dal prospetto 3.2 - EC2 si ottiene: $\varepsilon_{cd,0} = 0,00038$.

Per valutare k_h occorre fare riferimento al prospetto 3.3 - EC2 ed occorre conoscere il valore di h_0 ; si ottiene:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 272000}{2500} = 218 \text{ mm} .$$

Si ottiene:

$$k_h = 0,83.$$

Si ha, inoltre:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad [(3.10) - EC2] \quad (6.11)$$

considerando $t = \infty$ si ottiene dalla (6.11)

$$\beta_{ds}(t_\infty, t_s) = \frac{(t_\infty - t_s)}{(t_\infty - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 1 .$$

Dalla relazione (6.10) si ottiene infine:

$$\varepsilon_{cd}(t_\infty) = \beta_{ds}(t_\infty, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} = 1 \cdot 0,83 \cdot 0,00038 = 0,000315 .$$

prospetto 3.2

Valori nominali del ritiro (in ‰) per essiccamento non contrastato $\varepsilon_{cd,0}$ del calcestruzzo con cemento CEM classe N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Umidità relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

prospetto 3.3

Valori di k_h nell'espressione (3.9)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Calcolo del ritiro autogeno

Si ha:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad [(3.11) - EC2] \quad (6.12)$$

essendo:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad [(3.12) - EC2] \quad (6.13)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} \quad [(3.13) - EC2] \quad (6.14)$$

Considerando che per $t = \infty$ si intendono 500000 ore pari a 20833 giorni (si veda il paragrafo 3.3.2 – EC2), dalle relazioni (6.13) e (6.14) si ottiene:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 2,5 \cdot (40 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,000075$$

$$\beta_{as}(t_{\infty}) = 1 - e^{-0,2 \cdot (20833)^{0,5}} = 1.$$

Dalla relazione (6.12) si ottiene infine:

$$\varepsilon_{ca}(t_{\infty}) = \beta_{as}(t_{\infty}) \varepsilon_{ca}(\infty) = 1 \cdot 0,000075 = 0,000075.$$

Infine dalla relazione (6.9) si ottiene:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,000315 + 0,000075 = 0,00039.$$

Calcolo di $\Delta\sigma_{pr}$

Le perdite di tensione dovute al rilassamento dei trefoli a $t = \infty$ (trefoli a basso rilassamento) si ottengono dalla relazione (6.8).

Si ha:

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1300}{1860} = 0,7 ;$$

$$\rho_{1000} = 2,5 (\%) .$$

Dalla relazione (6.8) si ottiene:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} =$$

$$= 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,7} \cdot \left(\frac{500000}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-0,7)} \cdot 10^{-5} = 0,039 .$$

Si ha allora:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0,039 = 1300 \cdot 0,039 = 50,7 \text{ N/mm}^2.$$

Si ha poi:

$$E_p = 195000 \text{ N/mm}^2 \text{ (3.3.6 - EC2);}$$

$$E_{cm} = 35000 \text{ N/mm}^2 \text{ (prospetto 3.1 - EC2);}$$

$$A_p = 16 \cdot 93 = 1488 \text{ mm} .$$

In accordo con quanto è indicato al paragrafo 3.1.4 - EC2 si ottiene:

$$\varphi(t = \infty, t_0) = 2 .$$

Dalla relazione (6.7) si ottiene infine:

Classi di resistenza dei calcestruzzi														Relazione analitica/Spiegazione	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2\%)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \times \ln [1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ frattile 5%
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ frattile 95%
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 [(f_{cm}/10)^{0,3}]$ (f_{cm} in MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	vedere figura 3.2 $\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	vedere figura 3.2 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1} (\text{‰}) = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	vedere figura 3.3 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	vedere figura 3.3 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	per $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	vedere figura 3.4 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c2} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	vedere figura 3.4 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c, Qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} =$$

$$= 1488 \frac{0,00039 \cdot 195000 + 0,8 \cdot 50,7 + \frac{195000}{35000} \cdot 2 \cdot 10}{1 + \frac{195000}{35000} \cdot \frac{1488}{272000} \cdot \left(1 + \frac{272000}{3170965 \cdot 10^4} \cdot 400^2 \right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 2]} = 285620 \text{ N} = 285,6 \text{ kN}.$$

Si evidenzia che la variazione della tensione nei trefoli vale:

$$\Delta \sigma_{p, c+s+r} = \frac{\Delta P_{c+s+r}}{A_p} = 285620 / 1488 = 192,0 \text{ N/mm}^2.$$

Esempio 6.5

Si considera la trave continua (ad asse rettilineo ed orizzontale) a due campate di uguale luce (pari a $L = 28$ m) già in parte descritta nell'esempio 6.3 (si veda la figura 6.2a).

Si evidenzia che il vincolo in A è una cerniera e che i vincoli in B ed in C sono carrelli con piano di scorrimento orizzontale.

Si calcola il momento flettente $M_p(x)$ dovuto alla precompressione.

La forza (risultante) di precompressione a tempo $t = \infty$ è pari a: $P = 4000$ kN.

Si trascurano (nel presente esempio) le perdite per attrito nelle armature da precompressione.

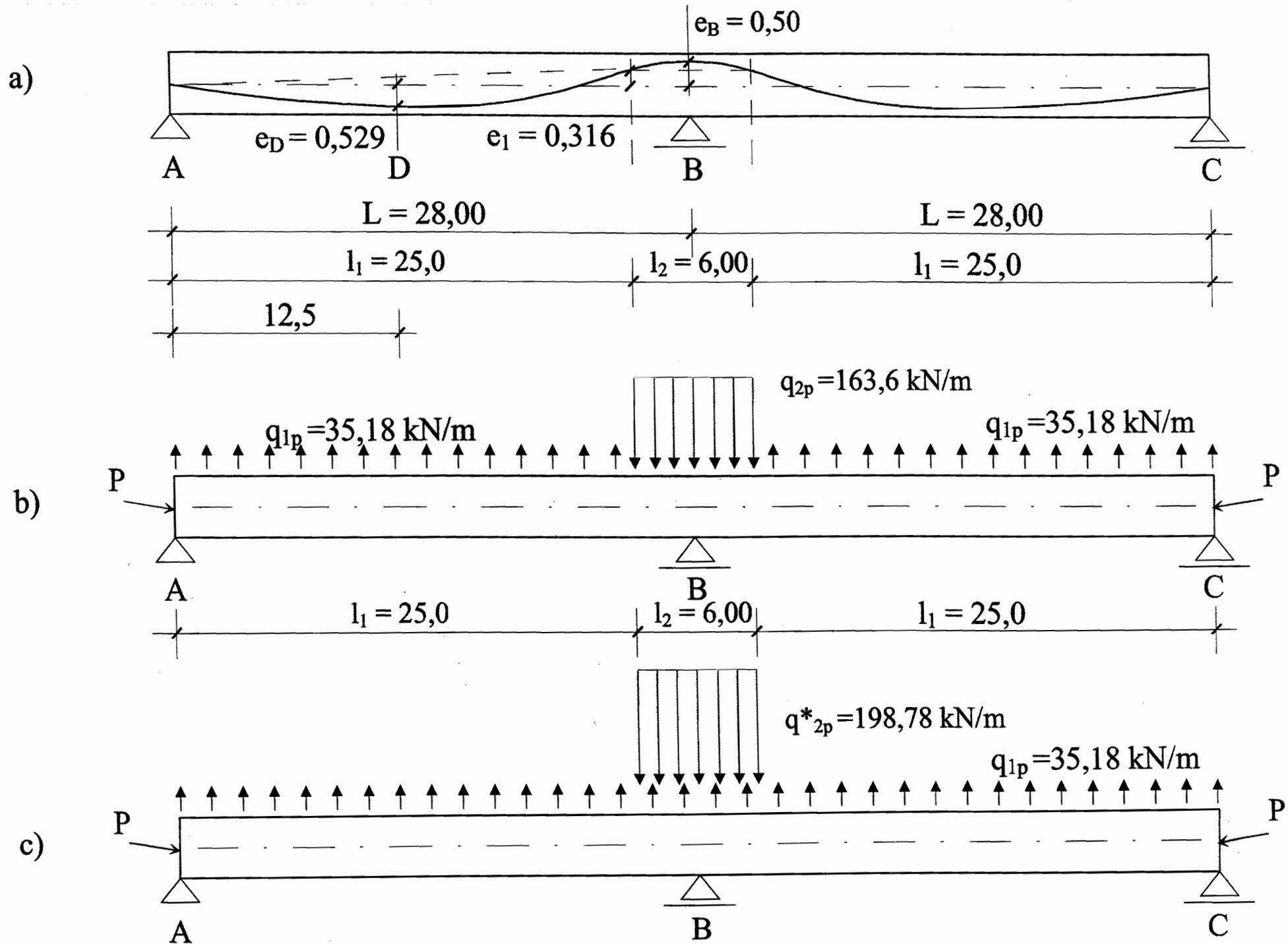
Come è noto, gli effetti della precompressione possono essere presi in conto, in campo elastico, utilizzando il metodo del sistema di forze equivalente di precompressione.

Il sistema di forze equivalente di precompressione (che è illustrato in figura 6.2b), nel caso in esame, comprende:

- due forze P applicate alle estremità della trave in corrispondenza delle sezioni A e C;
- un carico verticale uniformemente distribuito, diretto verso l'alto, indicato con q_{1p} , applicato alla trave in corrispondenza del tratto A' H e del tratto K C' del cavo (si veda la figura 6.1b);
- un carico verticale uniformemente distribuito diretto verso il basso, indicato con q_{2p} , applicato alla trave in corrispondenza del tratto H K del cavo (si veda la figura 6.1b).

Si ha:

$$q_{1p} = 8 \frac{Pf_1}{l_1^2}$$



essendo:

$$f_1 = \frac{e_A + e_1}{2} + e_D = \frac{0 + 0,316}{2} + 0,529 = 0,687 \text{ m}.$$

Si ottiene:

$$q_{1p} = 8 \frac{4000 \cdot 0,687}{25^2} = 35,18 \text{ kN/m (diretto verso l'alto)}.$$

Si ha inoltre:

$$q_{2p} = 8 \frac{P f_2}{l_2^2}$$

essendo:

$$f_2 = e_B - e_1 = 0,5 - 0,316 = 0,184 \text{ m}.$$

Si ottiene:

$$q_{2p} = 8 \frac{4000 \cdot 0,184}{6^2} = 163,6 \text{ kN/m (diretto verso il basso)}.$$

Per semplicità si considera la trave soggetta ai carichi illustrati in figura 6.2c ottenuti da quelli indicati in figura 6.2b considerando il carico q_{1p} distribuito uniformemente sull'intera trave e, conseguentemente, considerando:

$$q_{2p}^* = 163,6 + 35,18 = 198,78 \text{ kNm}.$$

Si procede (ad esempio) nello spirito del metodo delle forze.

Si svincola la trave continua inserendo una cerniera in corrispondenza dell'appoggio (centrale) B e si evidenzia il momento iperstatico X (si veda la figura 6.2d).

Tenendo conto della simmetria della struttura e facendo riferimento (ad esempio) alla campata AB, si impone che la rotazione totale della sezione B appartenente alla trave AB sia nulla.

Si ha:

$$\varphi_{B(p)} - \varphi_{B(X=1)} X = 0 \quad (6.17)$$

essendo:

$\varphi_{B(p)}$ la rotazione della sezione in B appartenente alla trave AB dovuta alla precompressione agente sulla trave isostatica AB;

$\varphi_{B(X=1)}$ la rotazione della sezione in B appartenente alla trave AB dovuta alla incognita iperstatica $X = 1$ agente sulla trave isostatica AB.

Si ha, inoltre:

$$\varphi_{B(p)} = \varphi_{B(q_{1p})} - \varphi_{B(q_{2p}^*)} - \varphi_{B(Pe)} \quad (6.18)$$

essendo:

$\varphi_{B(q_{1p})}$ la rotazione della sezione in B appartenente alla trave AB dovuta al carico uniformemente distribuito q_{1p} ;

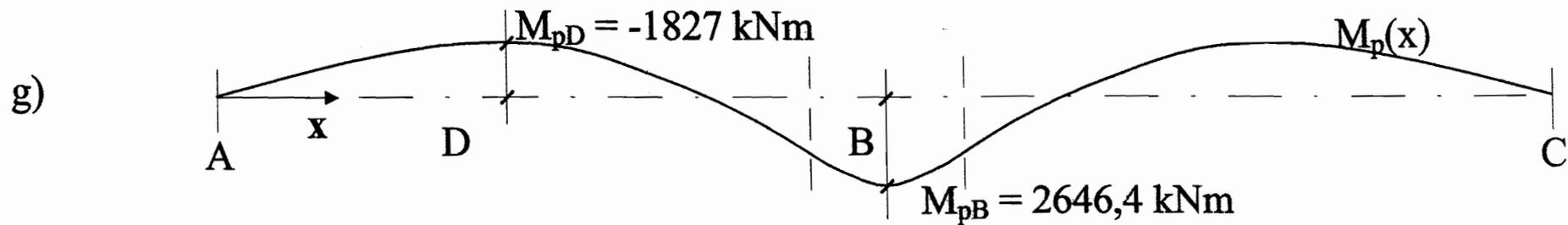
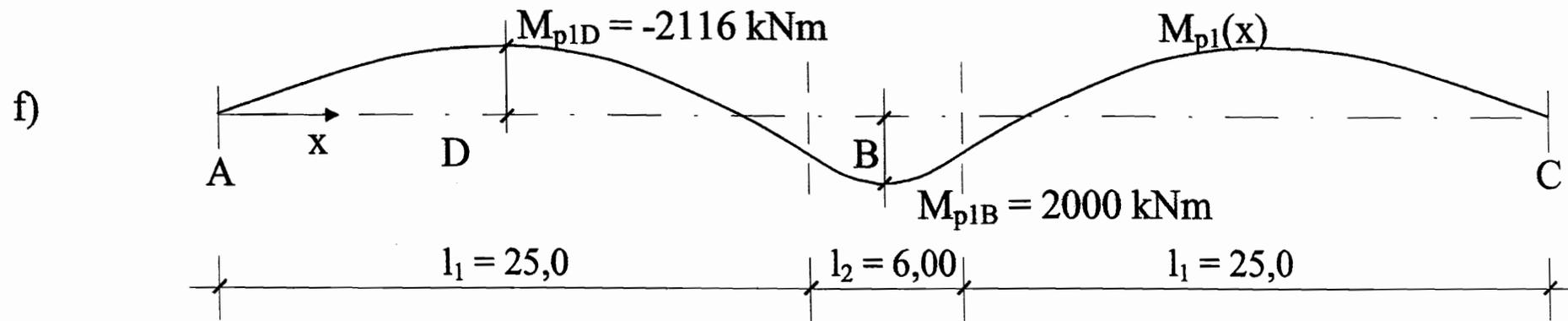
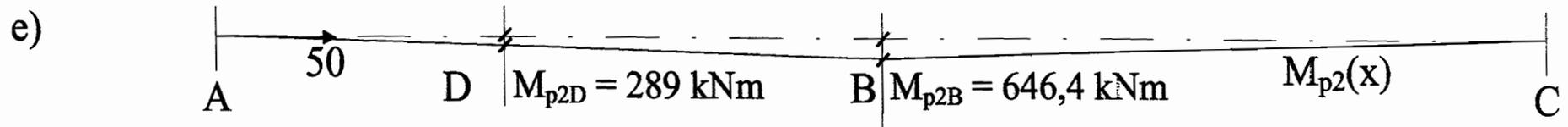
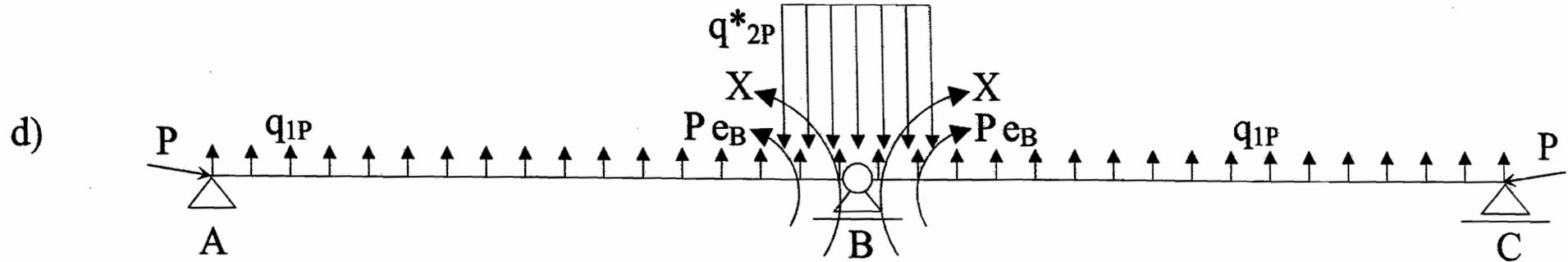


Fig. 6.2

- $\Phi_{B(q^*_{2p})}$ la rotazione della sezione in B appartenente alla trave AB dovuta al carico distribuito q^*_{2p} ;
- $\Phi_{B(Pe)}$ la rotazione della sezione in B appartenente alla trave AB dovuta al momento Pe_B agente sulla trave isostatica AB.

Dalle relazioni (6.17) e (6.18) si ottiene la relazione (6.19) seguente:

$$\Phi_{B(q_{1p})} - \Phi_{B(q^*_{2p})} - \Phi_{B(Pe)} - \Phi_{B(X=1)} X = 0 \quad (6.19)$$

Esplicitando i termini della relazione (6.19) si ottiene:

$$q_{1p} \frac{L^3}{24EI} - \frac{2q^*_{2p} L^3}{3EI} c^2 (1-c)^2 - \frac{Pe_B L}{3EI} - \frac{XL}{3EI} = 0$$

essendo $c = \frac{l_2}{4L} = \frac{6}{4 \cdot 28} = 0,0536$ si ottiene:

$$X = 646,4 \text{ kNm.}$$

Nella figura 6.2e è indicato il diagramma del momento flettente $M_{p2}(x)$ dovuto alla iperstatica X.

Nella figura 6.2f è indicato il diagramma del momento flettente primario $M_{p1}(x)$, dovuto al sistema di forze equivalente di precompressione agente sulla struttura resa isostatica.

Nella figura 6.2g è indicato il diagramma del momento flettente (totale) $M_p(x)$ dovuto alla precompressione. ($M_p(x) = M_{p1}(x) + M_{p2}(x)$).

Si calcolano di seguito i valori di $M_p(x)$ nelle sezioni D ($x = l_1/2 = 25/2 = 12,5$ m) e B ($x = 28$ m).

$$M_{pD} = M_{p1D} + M_{p2D}.$$

Si calcola dapprima M_{p1D} .

La reazione vincolare in A dovuta al carico q_{1p} ed al carico q_{2p}^* vale:

$$V_A = -\frac{35,18 \cdot 28}{2} + \frac{198,78 \cdot 6}{2} \cdot \frac{6}{4 \cdot 28} = -460,57 \text{ kN}.$$

Si ha:

$$M_{p1D} = -460,57 \cdot \frac{25}{2} + 35,18 \cdot \left(\frac{25}{2}\right)^2 \frac{1}{2} + 4000 \cdot 0,5 \frac{25}{2 \cdot 28} = -2116 \text{ kNm}.$$

Si fa notare che il valore di M_{p1D} può essere calcolato anche con l'espressione:

$$M_{p1D} = Pe_D = -4000 \cdot 0,529 = -2116 \text{ kNm} .$$

Si ha poi:

$$M_{p2D} = X \frac{l_1}{2L} = 46,4 \frac{25}{2 \cdot 28} = 289 \text{ kNm}$$

$$M_{pD} = -2116 + 289 = -1827 \text{ kNm} .$$

$$M_{pB} = M_{p1B} + M_{p2B}$$

$$M_{p1B} = Pe_B = 0,5 \cdot 4000 = 2000 \text{ kNm}$$

$$M_{p2B} = X = 646,4 \text{ kNm}$$

Si ha dunque:

$$M_{pB} = 2000 + 646,4 = 2646,4 \text{ kNm} .$$

Capitolo 12

**Particolari costruttivi riguardanti le armature ordinarie e le
armature da precompressione**

[Sez. 8 – EC2]

12.1 GENERALITÀ [8.1 – EC2]

La sezione 8 - EC2 fornisce indicazioni per la corretta progettazione dei particolari costruttivi riguardanti le armature ordinarie ad aderenza migliorata, le reti e le armature da precompressione.

Le suddette indicazioni sono applicabili ad elementi strutturali e ad edifici “normali” nonché ai ponti, fermo restando che occorrono indicazioni supplementari per gli elementi strutturali sottoposti a carichi dinamici (quali i carichi dovuti alle azioni sismiche) e per gli elementi strutturali nei quali sono utilizzate armature dotate di speciali rivestimenti a base di resine sintetiche o di zinco.

La sezione 8 - EC2, dopo una parte introduttiva (8.1 - EC2) tratta i seguenti argomenti principali:

- la distanza fra le barre (8.2 - EC2);
- i diametri dei mandrini da utilizzare per la piegatura delle barre (8.3 - EC2);
- l'ancoraggio delle armature longitudinali (8.4 - EC2);
- l'ancoraggio delle staffe (ed, in generale, delle armature a taglio) (8.5 - EC2);
- l'ancoraggio mediante barre trasversali saldate (8.6 - EC2);
- le giunzioni delle barre per sovrapposizione ed i dispositivi meccanici di giunzione (8.7 - EC2);
- le regole aggiuntive per barre di grande diametro (8.8 - EC2);
- i gruppi di barre (8.9 - EC2);
- le armature da precompressione (8.10 - EC2).

12.4 L'ANCORAGGIO DELLE ARMATURE LONGITUDINALI [8.4 – EC2]

L'ancoraggio di ciascuna barra deve essere tale da permettere la corretta trasmissione al calcestruzzo, per aderenza, della forza presente nella barra stessa. Ciò vale anche per le reti di armatura. Devono essere evitati fenomeni di “spalling” e fessurazioni nel calcestruzzo.

Se è necessario, devono essere previste armature trasversali (si legga oltre).

L'ancoraggio di una barra può essere realizzato secondo una delle seguenti tipologie (si veda la figura 8.1 - EC2):

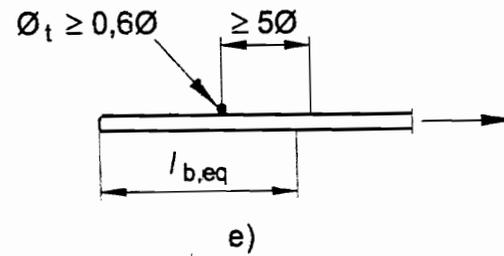
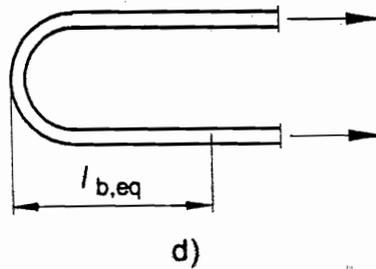
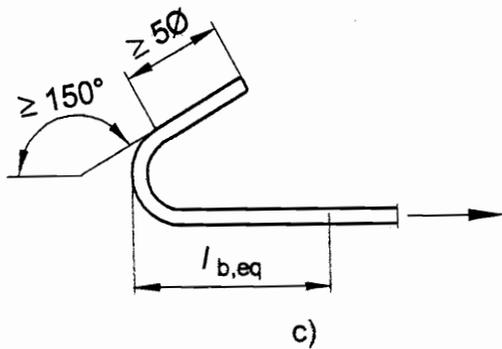
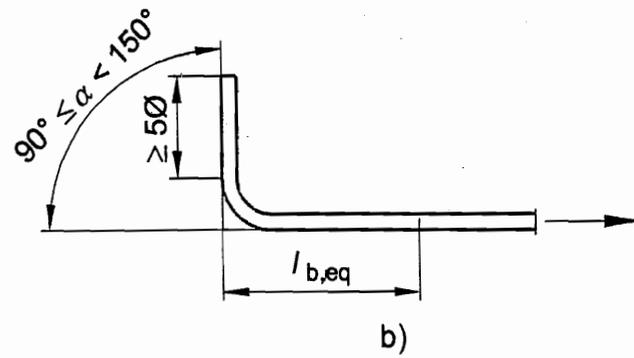
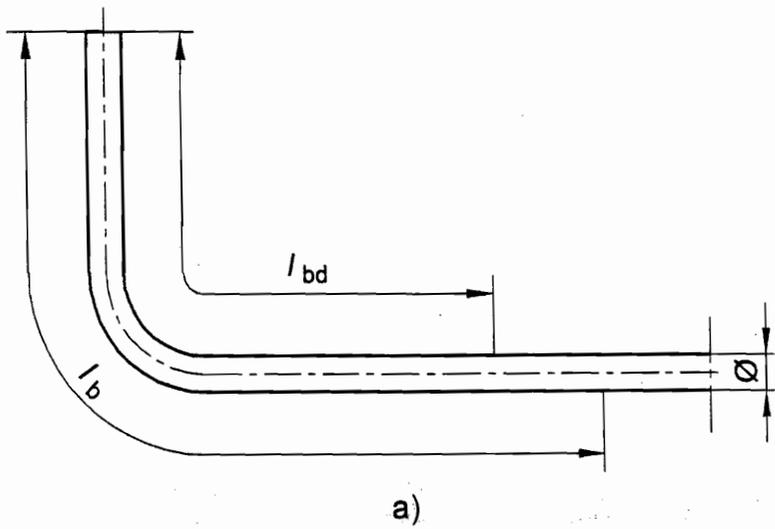
- tipologia 1: ancoraggio a barra diritta;
- tipologia 2: ancoraggio con piegatura a 90° avente un tratto finale rettilineo di lunghezza non inferiore a 5ϕ (si veda la figura 8.1b – EC2);
- tipologia 3: ancoraggio con gancio avente un tratto finale rettilineo di lunghezza non inferiore a 5ϕ ed inclinazione $\geq 150^\circ$ (si veda la figura 8.1c – EC2);
- tipologia 4: ancoraggio a cappio (si veda la figura 8.1d – EC2);
- tipologia 5: ancoraggio con barra trasversale saldata (con $\phi_t > 0,6 \phi$) (si veda la figura 8.1e – EC2). A tale tipologia di ancoraggio appartengono gli ancoraggi delle tipologie 1, 2, 3 e 4 suddette quando, in corrispondenza dell'ancoraggio, è posta una barra trasversale saldata con le condizioni indicate nella figura 8.1e – EC2.

E' opportuno che le piegature ed i ganci siano evitati nel caso delle barre compresse. Si fa notare che comunque (paragrafo 8.4.1 – EC2) le piegature ed i ganci non danno contributo all'ancoraggio di barre in compressione.

Metodi di ancoraggio diversi dalla barra diritta

Legenda

- a) Lunghezza di ancoraggio di base in trazione, l_b , per qualsiasi forma misurata lungo l'asse
- b) Lunghezza di ancoraggio equivalente per piegatura normalizzata
- c) Lunghezza di ancoraggio equivalente per uncino normalizzato
- d) Lunghezza di ancoraggio equivalente per forcella normalizzata
- e) Lunghezza di ancoraggio equivalente per barra trasversale saldata



Occorre controllare che non si verifichino rotture del calcestruzzo all'interno della piegatura delle barre ancorate. Tale verifica è effettuata in accordo con quanto è indicato al paragrafo 12.3.

La lunghezza di ancoraggio necessaria di base ($l_{b,req}$) di una barra vale:

$$l_{b,req} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad [(8.3) - EC2] \quad (12.2)$$

dove:

σ_{sd} è la tensione di progetto nella barra all'inizio della lunghezza di ancoraggio;

f_{bd} è la tensione di aderenza ultima (valore di progetto); f_{bd} è espresso dalla relazione seguente:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad [(8.2) - EC2] \quad (12.3)$$

dove:

f_{ctd} è il valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo. Nel caso in cui si utilizzino calcestruzzi con classe di resistenza maggiore di C60/75, nella (12.3) occorre inserire il valore della f_{ctd} relativa al calcestruzzo con classe di resistenza C60/75;

η_1 è un coefficiente che tiene conto delle condizioni di aderenza della barra (si veda la figura 8.2 - EC2). Si ha:

$\eta_1 = 1$ per condizioni di “buona aderenza”;

$\eta_1 = 0,7$ per tutte le altre condizioni (condizioni di “mediocre aderenza”);

η_2 è un coefficiente che tiene conto del diametro della barra. Si ha:

$\eta_2 = 1$ per $\phi \leq 32$;

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$ per $\phi > 32$.

La lunghezza di ancoraggio di base (l_b) si ottiene dalla (12.2) ponendo: $\sigma_{sd} = f_{yd}$

Si ha dunque:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (12.4)$$

La lunghezza di ancoraggio di progetto di una barra vale:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \quad [(8.4) - EC2] \quad (12.5)$$

dove:

- $l_{b,reqd}$ è la lunghezza necessaria di ancoraggio di base espressa dalla (12.2);
- α_1 tiene conto dell'effetto della forma della barra considerando di assumere un adeguato valore del copriferro;
- α_2 tiene conto dell'effetto del copriferro minimo;
- α_3 tiene conto dell'effetto del confinamento dovuto alle barre trasversali;
- α_4 tiene conto dell'effetto dovuto ad una o più barre trasversali saldate in corrispondenza della lunghezza di ancoraggio; ciascuna barra trasversale ha diametro $\phi_t > 0,6 \phi$;
- α_5 tiene conto dell'effetto della pressione trasversale in corrispondenza della lunghezza di ancoraggio.

Deve in ogni caso essere verificata la relazione seguente:

$$l_{bd} > l_{b,min}$$

essendo $l_{b,min}$ la lunghezza di ancoraggio minima della barra.

Tale lunghezza di ancoraggio minima è diversa per le barre in trazione e per le barre in compressione.

Più precisamente si ha:

- per le barre in trazione: $l_{b,min}$ è pari alla maggiore delle seguenti tre quantità:
 - $0,3 l_b$;
 - 10ϕ ;
 - 100 mm ;

- per le barre in compressione: $l_{b,min}$ è pari alla maggiore delle seguenti tre quantità:
 - $0,6 l_b$;
 - 10ϕ ;
 - 100 mm ,essendo l_b espresso dalla (12.4).

I valori dei coefficienti α_i che compaiono nella (12.5) possono essere determinati secondo quanto è di seguito riportato.

Occorre distinguere fra barre in trazione e barre in compressione.

Barre in trazione

Coefficiente α_1

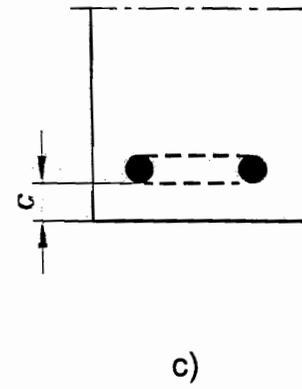
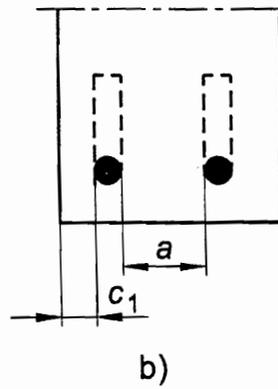
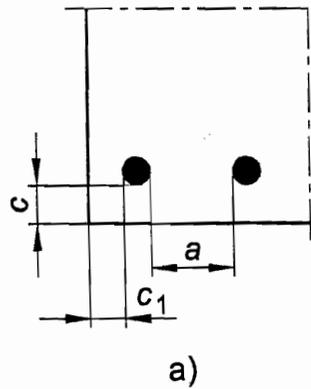
- per ancoraggi appartenenti alla tipologia 1 si ha: $\alpha_1 = 1$;
- per ancoraggi appartenenti alle tipologie 2, 3, 4 si ha:
 - $\alpha_1 = 0,7$ se $c_d > 3 \phi$ (per la individuazione di c_d occorre fare riferimento alla figura 8.3 - EC2);
 - $\alpha_1 = 1$ in tutti gli altri casi.

figura 8.3

Valori di c_d per travi e piastre

Legenda

- a) Barre diritte
 $c_d = \min (a / 2, c_1, c)$
- b) Barre piegate o uncini
 $c_d = \min (a / 2, c_1)$
- c) Forcelle
 $c_d = c$



Coefficiente α_2

- per ancoraggi appartenenti alla tipologia 1 si ha:

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \frac{(c_d - \phi)}{\phi} \quad (\text{per la individuazione di } c_d \text{ occorre fare riferimento alla figura}$$

8.3 - EC2);

deve essere: $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1$;

- per ancoraggi appartenenti alle tipologie 2, 3, 4 si ha:

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \frac{(c_d - 3\phi)}{\phi} \quad (\text{per la individuazione di } c_d \text{ occorre fare riferimento alla figura}$$

8.3 - EC2);

deve essere: $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1$.

Coefficiente α_3

per ancoraggi appartenenti alle tipologie 1, 2, 3, 4 si ha: $\alpha_3 = 1 - K \lambda$

deve essere: $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1$.

Si ha:

$$\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s}$$

dove:

ΣA_{st} è l'area totale delle armature trasversali poste in corrispondenza della lunghezza di ancoraggio l_{bd} ;

$\Sigma A_{st,min}$ è l'area dell'armatura minima relativa all'ancoraggio; si ha:

- $\Sigma A_{st,min} = 0,25A_s$ per le travi;

- $\Sigma A_{st,min} = 0$ per le solette;

A_s è l'area di una singola barra ancorata (si considera la barra di maggior diametro);

K K si deduce dall'esame della figura 8.4 - EC2; K può assumere, a seconda delle situazioni, i seguenti valori: 0; 0,05; 0,1.

Coefficiente α_4

per ancoraggi appartenenti alla tipologia 5, si ha: $\alpha_4 = 0,7$;

nei casi in cui non sono presenti barre trasversali saldate si ha: $\alpha_4 = 1$.

Coefficiente α_5

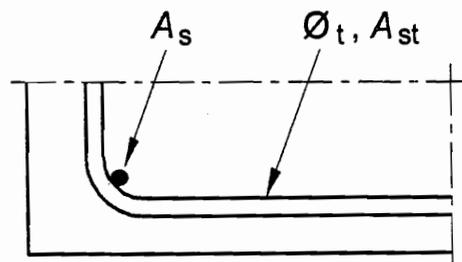
per ancoraggi appartenenti alle tipologie 1, 2, 3, 4 si ha: $\alpha_5 = 1 - 0,04 p$;

deve essere: $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1$;

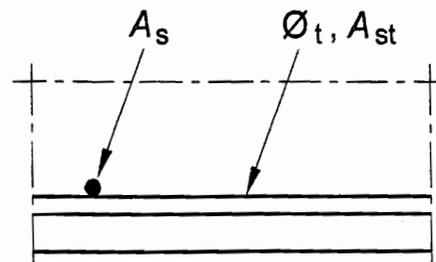
essendo p la pressione trasversale (espressa in N/mm^2) presente sulla lunghezza di ancoraggio in corrispondenza dello stato limite ultimo.

figura 8.4

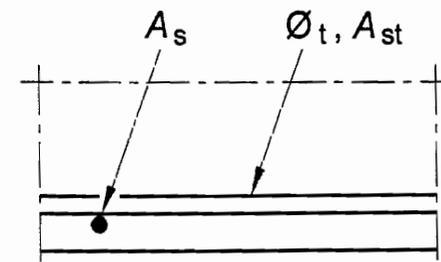
Valori di K per travi e piastre



$K = 0,1$



$K = 0,05$



$K = 0$

Barre in compressione

Si ha:

$$\alpha_1 = 1 ;$$

$$\alpha_2 = 1 ;$$

$$\alpha_3 = 1 ;$$

$$\alpha_4 = 0,7 ; \text{ nei casi in cui non sono presenti barre trasversali saldate si ha: } \alpha_4 = 1.$$

Sia per le barre in trazione che per le barre in compressione deve essere verificata la relazione seguente:

$$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7.$$

La lunghezza di ancoraggio di base (l_b) e la lunghezza di ancoraggio di progetto (l_{bd}) devono essere misurate lungo l'asse della barra (si veda la figura 8.1a – EC2).

Esempio 12.6

Si considera una barra $\phi 20$ rettilinea, tesa, appartenente ad una trave realizzata in calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30.

Si calcolano i valori massimo e minimo della lunghezza di ancoraggio di progetto ottenuti al variare dei coefficienti α_2 , α_3 , α_5 ed al variare della aderenza (zona di “buona” aderenza e zona di “mediocre” aderenza).

Si ha: $\alpha_1 = 1$; si ha inoltre: $\alpha_4 = 1$ (non sono presenti barre trasversali saldate alla barra considerata).

La tensione di progetto nella barra, in corrispondenza dell'inizio della lunghezza di ancoraggio, è pari a f_{yd} .

La barra di armatura è di acciaio tipo B450C.

$$\text{Si ha: } \sigma_{sd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 450/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2 .$$

Il valore minimo della lunghezza di ancoraggio di progetto ($l_{bd, \min}$)

Si ha per il calcestruzzo C25/30 (si veda l'esempio 12.5): $f_{ctk} = 1,8 \text{ N/mm}^2$; $f_{ctd} = 1,20 \text{ N/mm}^2$.

Dalla (12.3) si ottiene (zona di “buona” aderenza):

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,20 = 2,70 \text{ N/mm}^2 .$$

Dalla (12.2) si ottiene:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{20 \cdot 391}{4 \cdot 2,70} = 724 \text{ mm} .$$

Si assume:

$$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 = 0,7 .$$

Dalla relazione (12.5) si ottiene:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 724 = 507 \text{ mm} .$$

Si ha inoltre che la lunghezza di ancoraggio minima (così come si è calcolato nell'esempio 12.5) è pari a:

$$l_{b,min} = \max (0,3 \cdot 724; 10 \cdot 20; 100 \text{ mm}) = 218 \text{ mm} .$$

Si ha dunque che il valore minimo della lunghezza di ancoraggio di progetto vale: $(l_{bd})_{min} = 507$ mm .

Il valore massimo della lunghezza di ancoraggio di progetto $(l_{bd})_{max}$

Dalla (12.3) si ottiene (zona di “mediocre” aderenza):

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,20 = 1,89 \text{ N/mm}^2.$$

Dalla (12.2) si ottiene:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{20 \cdot 391}{4 \cdot 1,89} = 1035 \text{ mm}.$$

Dalla (12.5) si ottiene:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = (l_{bd})_{max} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1035 = 1035 \text{ mm}.$$

12.6 LA GIUNZIONE DELLE BARRE PER SOVRAPPOSIZIONE [8.7 – EC2]

La giunzione di due barre di armatura può essere realizzata mediante:

- sovrapposizione delle barre stesse con o senza piegature o ganci;
- saldatura;
- dispositivi meccanici.

Di seguito si prendono in esame soltanto le giunzioni per sovrapposizione.

La giunzione per sovrapposizione delle barre deve permettere di:

- trasmettere le forze da una barra all'altra;
- evitare fenomeni di distacco del calcestruzzo posto nella zona di sovrapposizione;
- evitare la formazione di fessure nel calcestruzzo prossimo alla zona di sovrapposizione che pregiudichino la funzionalità della struttura.

In generale è bene che le sovrapposizioni fra le barre siano sfalsate e siano poste in zone in cui le sollecitazioni non sono elevate.

Per realizzare correttamente le giunzioni per sovrapposizione occorre rispettare le indicazioni riportate nella figura 12.2, che è la figura 8.7 - EC2.

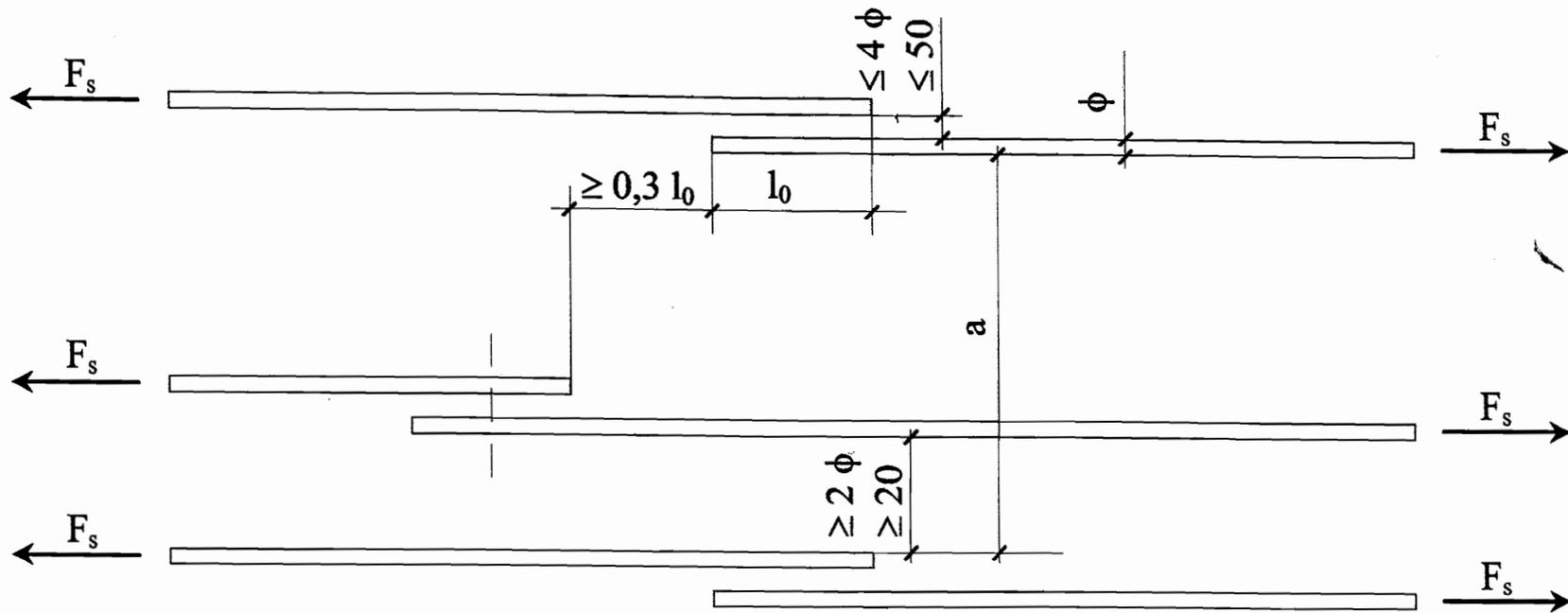


Fig. 12.2 (fig.8.7 - EC2). Misure in mm.

In particolare:

- la distanza trasversale netta tra le due barre nella zona di sovrapposizione non può essere superiore a 4ϕ e comunque a 50 mm; in caso contrario occorre aumentare la lunghezza di sovrapposizione della quantità che si ottiene sottraendo alla suddetta distanza trasversale il valore pari a 4ϕ o pari a 50 mm;

- la distanza in direzione longitudinale fra due sovrapposizioni adiacenti non può essere inferiore a $0,3 l_0$ essendo l_0 la lunghezza di sovrapposizione;
- la distanza netta fra due barre adiacenti appartenenti a due sovrapposizioni poste una accanto all'altra non può essere inferiore a 2ϕ e comunque a 20 mm.

Quando sono rispettate le tre condizioni suddette si può sovrapporre il 100% delle barre presenti soggette a trazione, se queste sono poste su un unico strato; se le barre sono disposte su due o più strati si raccomanda che tale percentuale sia ridotta al 50%.

La lunghezza di sovrapposizione si ottiene dalla relazione seguente:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \quad [(8.10) - EC2] \quad (12.6)$$

Si evidenzia che l_0 dipende dalla lunghezza di ancoraggio necessaria di base (espressa dalla (12.2)), dai coefficienti α_1 , α_2 , α_3 , α_5 , già specificati in relazione alla determinazione della lunghezza di ancoraggio, e da un ulteriore coefficiente (α_6).

Si precisa che, per il calcolo del coefficiente α_3 , è opportuno che $\Sigma A_{st, min}$ sia assunto pari a: $A_s(\sigma_{sd}/f_{yd})$ essendo A_s l'area di una singola barra sovrapposta.

Il coefficiente α_6 tiene conto della percentuale di barre giuntate per sovrapposizione calcolata rispetto alla quantità totale di armatura presente (si legga oltre); il coefficiente α_6 è espresso dalla relazione seguente:

$$\alpha_6 = \left(\frac{\rho_1}{25} \right)^{0,5}$$

essendo ρ_1 la percentuale di armatura totale sovrapposta in corrispondenza della lunghezza, pari a $1,3 l_0$, misurata facendo centro in corrispondenza dell'asse della sovrapposizione considerata (si veda la figura 12.3, che è la figura 8.8 - EC2).

Si intende che sono sovrapposte quelle armature il cui asse di sovrapposizione ricade all'interno della suddetta lunghezza pari a $1,3 l_0$.

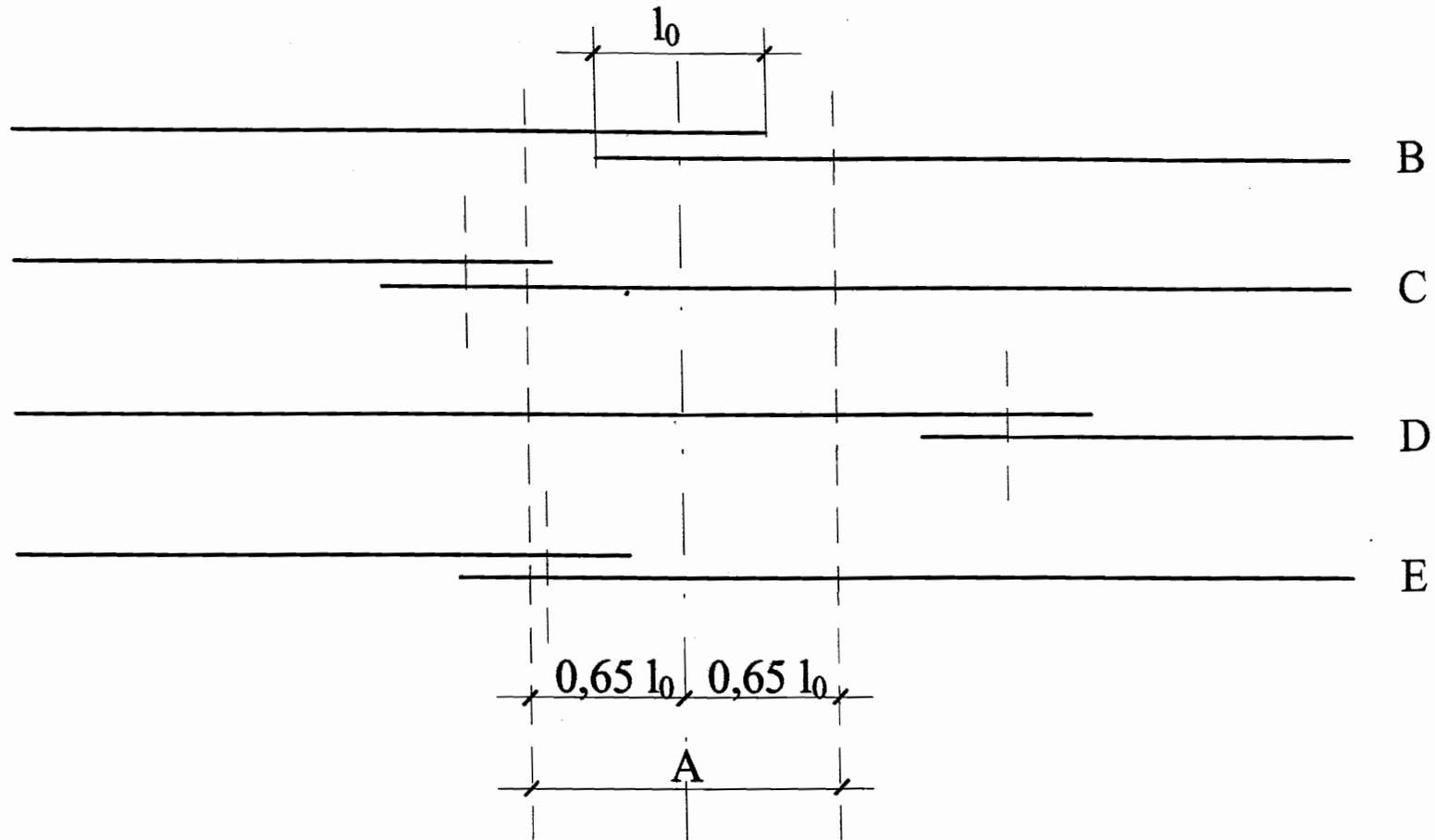
Il coefficiente α_6 è compreso fra 1 ed 1,5.

Di seguito si riportano alcuni valori significativi del coefficiente α_6 .

ρ_1	< 25%	33%	50%	> 50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5

Deve, inoltre, essere verificata la relazione seguente:

$$l_0 > l_{0,\min};$$



Legenda:

- A Sezione considerata
- B Barra I
- C Barra II
- D Barra III
- E Barra IV

Esempio:

Le barre II e III sono all'esterno della sezione considerata: $\% = 50$ e $\alpha_6 = 1,4$.

$l_{0,\min}$ (lunghezza di sovrapposizione minima) è pari alla minore delle seguenti tre quantità:

– $0,3 \alpha_6 l_b$;

– 15ϕ ;

– 200 mm ,

essendo l_b espressa dalla (12.4).

Esempio 12.8

Si considera una barra rettilinea di diametro ϕ , tesa, appartenente ad una trave realizzata in calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30.

Si calcolano i valori massimo e minimo della lunghezza di sovrapposizione ottenuti al variare dei coefficienti α_2 , α_3 , α_5 ed al variare della aderenza (zona di “buona” aderenza e zona di “mediocre” aderenza); i valori massimo e minimo della lunghezza di sovrapposizione sono riportati in funzione del coefficiente α_6 .

Si ha: $\alpha_1=1$. La tensione di progetto nella barra, in corrispondenza dell’inizio della sovrapposizione, è pari a f_{yd} .

La barra di armatura è di acciaio tipo B450C.

$$\text{Si ha: } \sigma_{sd} = f_{yd} = \frac{450}{1,15} = 391 \text{ N/mm}^2.$$

Il valore minimo della lunghezza di sovrapposizione $(l_0)_{\min}$

Dal prospetto 3.1 – EC2 si ottiene: $f_{ctk} = 1,8 \text{ N/mm}^2$.

Si ha:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,20 \text{ N/mm}^2.$$

Dalla (12.3) si ottiene (zona di “buona” aderenza):

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,20 = 2,70 \text{ N/mm}^2.$$

Dalla (12.2) si ottiene:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{\phi 391}{4 \cdot 2,7} = 36,2 \phi .$$

Assumendo: $\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 = 0,7$ dalla (12.6) si ottiene:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} = 1 \cdot 0,7 \cdot \alpha_6 \cdot 36,2 \phi = 25,4 \phi \alpha_6 .$$

Si ha allora: $l_0 = (l_0)_{\min} = 25,4 \phi \alpha_6 .$

Per la valutazione finale di $(l_0)_{\min}$ occorre poi verificare che $(l_0)_{\min}$ stesso, e cioè il valore minimo della lunghezza di sovrapposizione, non sia inferiore alla lunghezza minima di sovrapposizione $(l_{0,\min})$ espressa dalla relazione seguente:

$$l_{0,\min} = \max (0,3 \alpha_6 l_b ; 15 \phi ; 200 \text{ mm}) .$$

Dalla (12.4) si ottiene:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{\phi 391}{4 \cdot 2,7} = 36,2 \phi .$$

Si ha dunque:

$$l_{0,\min} = \max (10,9 \alpha_6 \phi ; 15 \phi ; 200 \text{ mm}).$$

Il valore massimo della lunghezza di sovrapposizione $(l_0)_{\max}$

Si ha:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,20 \text{ N/mm}^2.$$

Dalla (12.3) si ottiene (zona di “mediocre” aderenza):

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,20 = 1,89 \text{ N/mm}^2.$$

Dalla (12.2) si ottiene:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{\phi \cdot 391}{4 \cdot 1,89} = 51,8 \phi .$$

Assumendo: $\alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1$ dalla (12.6) si ottiene:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot \alpha_6 \cdot 51,8 \phi .$$

Si ha allora: $l_0 = (l_0)_{max} = 51,8 \phi \alpha_6$.

Nel prospetto seguente si riportano i valori di $(l_0)_{min}/\phi$ e di $(l_0)_{max}/\phi$ al variare del valore di α_6 .

ρ_1	< 25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5
$(l_0)_{min}/\phi$	25.4	29.3	35.6	38.1
$(l_0)_{max}/\phi$	51.8	59.6	72.6	77.7

Si ricorda che, in ogni caso, deve essere verificata la relazione: $(l_0)_{min} \geq l_{0,min}$.

12.9 L'ANCORAGGIO DELLE ARMATURE PRE-TESE [8.10.2 – EC2]

Relativamente all'ancoraggio delle armature pre-tese occorre fare riferimento alle seguenti lunghezze:

- lunghezza di trasmissione (l_{pt}) che è la lunghezza necessaria per trasferire al calcestruzzo la forza di precompressione;
- lunghezza di diffusione (l_{disp}) che è la lunghezza necessaria affinché la distribuzione delle tensioni dovute alla precompressione assuma, nella sezione dell'elemento strutturale di calcestruzzo, un andamento lineare;
- lunghezza di ancoraggio (allo stato limite ultimo) (l_{bpd}) che è la lunghezza necessaria per ancorare, allo stato limite ultimo, le armature pre-tese.

Lunghezza di trasmissione

All'atto del trasferimento della precompressione al calcestruzzo si può supporre che la forza di precompressione si trasmetta al calcestruzzo stesso tramite tensioni di aderenza di valore costante. La tensione di aderenza è espressa dalla relazione seguente:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd} (t) \quad [(8.15) - EC2] \quad (12.7)$$

dove:

η_{p1} = 2,7 per fili improntati;

= 3,2 per trefoli a sette fili ed a tre fili (trecce);

η_1 = 1 per condizioni di buona aderenza (così come è indicato nella figura 8.2 - EC2);

= 0,7 in tutte le altre condizioni (in condizioni di mediocre aderenza);

$f_{ctd}(t)$ è la resistenza a trazione (valore di progetto) del calcestruzzo all'atto del rilascio delle armature pre-tese; si ha:

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} 0,7 \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c}; \quad (12.8)$$

essendo:

α_{ct} un coefficiente che tiene conto degli effetti di lunga durata dovuti ai carichi;
($\alpha_{ct} = 1$).

Si evidenzia che nella relazione (12.8) occorre introdurre il valore di f_{ctm} (resistenza media a trazione riportata nel prospetto 3.1 – EC2) al tempo t (tempo del trasferimento della precompressione al calcestruzzo).

La lunghezza di trasmissione (valore di base) è espressa dalla relazione seguente:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} \quad [(8.16) - EC2] \quad (12.9)$$

dove:

$\alpha_1 = 1$ per trasferimento graduale della forza di precompressione;
 $= 1,25$ nel caso di trasferimento non graduale;

$\alpha_2 = 0,25$ per armature da precompressione con sezione circolare;
 $= 0,19$ per trefoli a sette fili ed a tre fili (trecce);

ϕ è il diametro nominale dell'armatura da precompressione;

σ_{pm0} è la tensione nell'armatura da precompressione calcolata subito dopo il trasferimento della precompressione al calcestruzzo;

f_{bpt} è espressa dalla (12.7) prima riportata.

Si considerano i due seguenti valori della lunghezza di trasmissione, da utilizzare in funzione del tipo di verifica da eseguire (per ciascuna verifica deve essere utilizzato il più sfavorevole dei due valori):

$$l_{pt1} = 0,8 l_{pt} ; \quad [(8.17) - EC2] \quad (12.10)$$

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} . \quad [(8.18) - EC2] \quad (12.11)$$

Lunghezza di diffusione

La lunghezza di diffusione è espressa dalla relazione seguente:

$$l_{disp} = (l_{pt}^2 + d^2)^{0,5} \quad [(8.19) - EC2] \quad (12.12)$$

dove:

d è la distanza (si veda la figura 8.16 - EC2) fra il baricentro delle armature da precompressione poste nella parte inferiore dell'elemento strutturale precompresso ed il lembo superiore della sezione dell'elemento strutturale stesso.

Lunghezza di ancoraggio allo stato limite ultimo

La verifica dell'ancoraggio delle armature da precompressione deve essere effettuata in quelle sezioni in cui la tensione di trazione del calcestruzzo è maggiore del valore $f_{ctk,0,05}$; si ha: $f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$. Il valore della forza di precompressione deve essere calcolato considerando la sezione fessurata, tenendo conto anche degli effetti dovuti al taglio.

La resistenza di aderenza per l'ancoraggio allo stato limite ultimo è espresso dalla relazione seguente:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd} \quad [(8.20) - EC2] \quad (12.13)$$

dove:

η_{p2} = 1,4 per fili improntati;

= 1,2 per trefoli a sette fili ed a tre fili (trecce);

η_1 = 1 per condizioni di buona aderenza (così come è indicato nella figura 8.2 - EC2);

= 0,7 in tutte le altre condizioni;

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad [(3.16) - EC2] \quad (12.14)$$

α_{ct} un coefficiente che tiene conto degli effetti di lunga durata dovuti ai carichi;
($\alpha_{ct} = 1$).

I valori di $f_{ctk,0,05}$ sono indicati nel prospetto 3.1 – EC2.

Nel caso in cui si utilizzino calcestruzzi con classe di resistenza maggiore di C60/75, nella (12.13) occorre inserire il valore della f_{ctd} relativa al calcestruzzo con classe di resistenza C60/75.

La lunghezza di ancoraggio allo stato limite ultimo è espressa dalla relazione seguente:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \phi \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}}{f_{bpd}} \quad [(8.21) - EC2] \quad (12.15)$$

dove:

$\alpha_2 = 0,25$ per armature da precompressione con sezione circolare;

$= 0,19$ per trefoli a sette fili ed a tre fili (trecce);

ϕ è il diametro nominale dell'armatura da precompressione;

σ_{pd} è la tensione nelle armature da precompressione allo stato limite ultimo;

$\sigma_{pm\infty}$ è la tensione nell'armatura da precompressione, una volta che si sono verificate tutte le perdite di tensione;

f_{bpd} è espressa dalla (12.13);

l_{pt2} è espressa dalla (12.11).

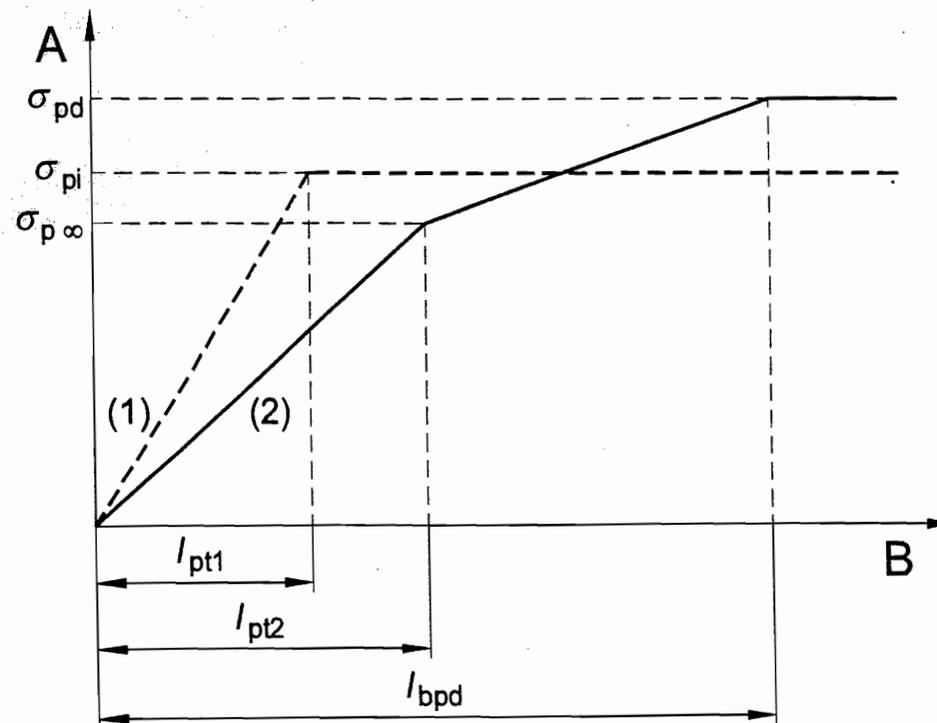
figura 8.17

Tensioni nella zona di ancoraggio di elementi pre-tesi: (1) al rilascio delle armature, (2) allo stato limite ultimo

Legenda

A Tensione nell'armatura di precompressione

B Distanza dall'estremità



Capitolo 13

**Regole aggiuntive riguardanti gli elementi e le strutture
prefabbricati in calcestruzzo**

[Sez. 10 – EC2]

13.1 GENERALITÀ [10.1 – EC2]

La sezione 10 - EC2 fornisce indicazioni aggiuntive riguardanti gli elementi e le strutture prefabbricati in calcestruzzo armato ed in calcestruzzo armato precompresso.

Nella sezione 10 - EC2 sono trattati principalmente i seguenti argomenti:

- la terminologia specifica (riguardante la prefabbricazione) utilizzata nella sezione 10 - EC2 (10.1.1 - EC2);
- i criteri generali riguardanti la progettazione strutturale (10.2 - EC2);
- i materiali (10.3 - EC2) (il calcestruzzo (10.3.1 - EC2), le armature da precompressione (10.3.2 - EC2));
- l'analisi strutturale (10.5 - EC2);
- le regole specifiche riguardanti il progetto ed i particolari costruttivi (10.9 - EC2).

Nella sezione 10 - EC2, considerato che vengono trattati argomenti aggiuntivi (a quelli esposti nelle sezioni precedenti dell'EC2) specifici delle strutture prefabbricate, la numerazione dei paragrafi principali comprende il numero 10 seguito dal numero della sezione a cui vengono "aggiunte" le indicazioni riguardanti la prefabbricazione.

Di seguito si prendono in esame alcuni dei punti sopra menzionati.

13.4.1 La Resistenza del calcestruzzo [10.3.1.1 – EC2]

Nel caso di maturazione accelerata, per la valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo al tempo t (t è inferiore a 28 giorni), occorre fare riferimento ad un tempo fittizio modificato, così come è di seguito indicato.

Si ricorda che la formula da utilizzare per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo è la seguente:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad [(3.1) - EC2] \quad (13.1)$$

dove:

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right)} \quad [(3.2) - EC2] \quad (13.2)$$

essendo:

$f_{cm}(t)$ la resistenza media a compressione del calcestruzzo al tempo t (età del calcestruzzo misurata in giorni);

f_{cm} la resistenza media a compressione del calcestruzzo a 28 giorni; il valore di f_{cm} è riportato nel prospetto 3.1 - EC2;

- t l'età del calcestruzzo espressa in giorni;
- s un coefficiente che dipende dal tipo di cemento, così come è di seguito indicato:
- $s = 0,20$ per classe di resistenza R (CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R);
- $s = 0,25$ per classe di resistenza N (CEM 32.5 R, CEM 42.5 N);
- $s = 0,38$ per classe di resistenza S (CEM 32.5 N).

Nel caso della maturazione accelerata, nella relazione (13.2) (nella quale il valore di $\beta_{cc}(t)$ non deve essere superiore all'unità) occorre considerare (così come è prima scritto) un tempo fittizio espresso dalla relazione seguente:

$$t_T = \sum_{i=1,n} e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65\right)} \Delta t_i \quad \text{[(B.10) - EC2] (13.3)}$$

essendo:

- t_T l'età del calcestruzzo corretta in funzione della temperatura; t_T è espresso in giorni;
- $T(\Delta t_i)$ la temperatura durante l'intervallo di tempo Δt_i (tale temperatura è considerata costante durante l'intervallo di tempo Δt_i);
- Δt_i il numero di giorni in cui il calcestruzzo è maturato alla temperatura T.

Esempio 13.1

Si considera un calcestruzzo confezionato con l'uso di cemento CEM 52.5R (classe di resistenza R); il calcestruzzo ha classe di resistenza C45/55.

Si considerano di seguito i casi a), b) e c).

- Caso a) si valuta la resistenza a compressione a un giorno, supponendo che si effettui una maturazione naturale (20 °C).
- Caso b) si valuta la resistenza a compressione a un giorno, supponendo che si effettui una maturazione accelerata secondo un ciclo di temperatura schematizzabile con una maturazione a 50 °C per un periodo di 8 ore e con una maturazione a 20 °C nelle successive 16 ore.
- Caso c) si valuta la resistenza a compressione a 18 ore, supponendo che si effettui un ciclo di maturazione accelerata della durata di 12 ore a cui segue, nelle successive 6 ore, un periodo di raffreddamento con una temperatura media di 30 °C; il ciclo di maturazione accelerata può essere schematizzato come segue:
 - 2 ore a 20 °C;
 - 1 ora a 25 °C;
 - 1 ora a 35 °C;
 - 1 ora a 45 °C;
 - 1 ora a 55 °C;
 - 6 ore a 60 °C.

Caso a)

Dal prospetto 3.1 - EC2 si ha:

$$f_{cm} = 53 \text{ N/mm}^2.$$

Con $t = 1$ giorno e con $s = 0,20$ si ha dalla relazione (13.2):

$$\beta_{cc}(1) = e^{0,2 \left(1 - \left(\frac{28}{1} \right)^{0,5} \right)} = 0,424.$$

Dalla (13.1) si ha allora:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$$

$$f_{cm}(1) = \beta_{cc}(1) f_{cm} = 0,424 \cdot 53 = 22,47 \text{ N/mm}^2.$$

Caso b)

Per calcolare la resistenza del calcestruzzo a 24 ore (1 giorno) si individuano due intervalli di tempo:

- intervallo 1: $\Delta t_1 = 8/24 = 0,33$ giorni; $T(\Delta t_1) = 50 \text{ }^\circ\text{C}$;
- intervallo 2: $\Delta t_2 = 16/24 = 0,67$ giorni; $T(\Delta t_2) = 20 \text{ }^\circ\text{C}$.

Dalla relazione (13.3) si ha:

$$t_T = \sum_{i=1,n} e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65\right)} \Delta t_i$$

$$t_T = e^{-\left(\frac{4000}{273+50} - 13,65\right)} 0,33 + e^{-\left(\frac{4000}{273+20} - 13,65\right)} 0,67 = 1,84 \text{ giorni.}$$

Con $t = 1,84$ giorni e con $s = 0,20$ si ha dalla relazione (13.2):

$$\beta_{cc}(1,84) = e^{0,2 \left(1 - \left(\frac{28}{1,84}\right)^{0,5}\right)} = 0,560 .$$

Dalla (13.1) si ha allora:

$$f_{cm}(1,84) = 0,560 \cdot 53 = 29,7 \text{ N/mm}^2 .$$

Caso c)

Per il calcolo del tempo equivalente si considerano i sette addendi della somma prevista dalla relazione (13.3) riguardanti le fasi schematizzate della vicenda termica prima indicate. Si sottolinea che si valuta la resistenza del calcestruzzo a 18 ore dalla fine del getto.

$$t_T = e^{-\left(\frac{4000}{273+20}-13,65\right)} \frac{2}{24} + e^{-\left(\frac{4000}{273+25}-13,65\right)} \frac{1}{24} + e^{-\left(\frac{4000}{273+35}-13,65\right)} \frac{1}{24} + e^{-\left(\frac{4000}{273+45}-13,65\right)} \frac{1}{24} + e^{-\left(\frac{4000}{273+55}-13,65\right)} \frac{1}{24} + e^{-\left(\frac{4000}{273+60}-13,65\right)} \frac{6}{24} + e^{-\left(\frac{4000}{273+30}-13,65\right)} \frac{6}{24} = 2,193$$

Con $t = 2,193$ giorni e con $s = 0,20$ si ha dalla relazione (13.2):

$$\beta_{cc}(2,193) = e^{0,2 \left(1 - \left(\frac{28}{2,193}\right)^{0,5}\right)} = 0,598.$$

Dalla (13.1) si ha allora:

$$f_{cm}(2,193) = 0,598 \cdot 53 = 31,7 \text{ N/mm}^2.$$

Facendo riferimento ad una temperatura media pesata, supposta costante nelle 18 ore successive al getto, si ha:

$$t = (20 \cdot 2 + 25 \cdot 1 + 35 \cdot 1 + 45 \cdot 1 + 55 \cdot 1 + 60 \cdot 6 + 30 \cdot 6) / 18 = 41,11 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Dalla (13.3) si ottiene:

$$t_T = e^{-\left(\frac{4000}{273+41,11} - 13,65\right)} \frac{18}{24} = 1,874 \text{ giorni}.$$

Con $t = 1,874$ giorni e con $s = 0,20$ si ha dalla relazione (13.2):

$$\beta_{cc}(1,874) = e^{0,2 \left(1 - \left(\frac{28}{1,874}\right)^{0,5}\right)} = 0,564 .$$

Dalla (13.1) si ha allora:

$$f_{cm}(1,874) = 0,564 \cdot 53 = 29,9 \text{ N/mm}^2 .$$

Si evidenzia che, nell'esempio considerato, tenendo conto della temperatura media pesata e non dell'andamento effettivo della temperatura nell'arco delle 18 ore esaminate (caso c)), si ottiene un valore ($29,9 \text{ N/mm}^2$) assai simile al valore "esatto" ottenuto nel caso c) ($31,7 \text{ N/mm}^2$).

13.5 ANALISI STRUTTURALE [10.5 – EC2]

Nel paragrafo 10.5.1 – EC2 sono evidenziati i criteri di seguito riportati che occorre rispettare nella progettazione degli elementi e delle strutture prefabbricati.

Occorre tenere presente tutte le fasi di costruzione, considerando le effettive geometrie e le effettive sezioni reagenti relative a ciascuna delle suddette fasi.

E' necessario, poi, tenere conto dell'influenza che le unioni fra i vari elementi hanno sul comportamento della struttura, con particolare riferimento alla resistenza ed alla deformabilità delle unioni stesse.

Occorre, infine, tener presente le incertezze che possono influenzare i vincoli e le forze mutue fra gli elementi strutturali e che derivano dalle imperfezioni costruttive e dalle tolleranze di montaggio.

E' possibile tenere conto del vincolo in direzione orizzontale offerto dalle forze di attrito (adottando $\gamma_{G,inf}$) unicamente nel caso di strutture poste in zone non sismiche e nel caso in cui si verifichino le seguenti condizioni:

- la stabilità globale della struttura non è affidata esclusivamente all'attrito;

- risulta esclusa la possibilità di accumulo irreversibile degli scorrimenti di elementi prefabbricati (risulta cioè, ad esempio, esclusa la possibilità che, in un elemento prefabbricato semplicemente appoggiato in corrispondenza di due pilastri, soggetto a variazioni termiche cicliche, si possano accumulare, per il comportamento non simmetrico dell'elemento prefabbricato stesso, in corrispondenza di uno dei suoi due appoggi, scorrimenti relativi irreversibili fra elemento prefabbricato ed il pilastro);
- non possono verificarsi urti.

Gli effetti degli spostamenti orizzontali devono essere tenuti in conto nel progetto della struttura per la verifica della resistenza della struttura stessa e della integrità delle unioni.

13.7 REGOLE SPECIFICHE RIGUARDANTI LA PROGETTAZIONE ED I PARTICOLARI COSTRUTTIVI [10.9 – EC2]

Nel seguito si riportano indicazioni riguardanti alcuni particolari costruttivi relativi agli elementi ed alle strutture prefabbricati.

13.7.1 Alcune indicazioni riguardanti i solai [10.9.3 - EC2]

Nel paragrafo 10.9.3 – EC2 si riportano indicazioni relative ai solai.

In particolare (fra l'altro) si afferma che:

- i dettagli costruttivi dei solai devono essere coerenti con i criteri adottati nel calcolo; occorre inoltre tenere presente le relative norme di prodotto;
- se si fa affidamento sulla ripartizione trasversale dei carichi fra i vari elementi di solaio occorre prevedere, fra gli elementi di solaio stessi, adeguate unioni di taglio;
- occorre considerare per i vari elementi di solaio la presenza di un grado di incastro agli appoggi, anche se l'elemento di solaio stesso è stato calcolato come semplicemente appoggiato;
- occorre porre particolare cura nelle verifiche di solai per i quali è richiesto un funzionamento a diaframma atto a trasferire forze orizzontali;
- gli elementi prefabbricati dotati di soletta gettata in opera di spessore maggiore di 40 mm possono essere calcolati come travi composte, secondo i criteri esposti al paragrafo 6.2.5 – EC2 e considerando tutte le fasi della costruzione, oltre che la situazione finale di esercizio.

13.7.2 Alcune indicazioni riguardanti le unioni [10.9.4 – EC2]

Al paragrafo 10.9.4 - EC2 si riportano indicazioni riguardanti la progettazione ed i particolari costruttivi relativi alle unioni; nel suddetto paragrafo si esaminano i seguenti argomenti:

- materiali (10.9.4.1 – EC2);
- regole generali per il progetto e per i particolari costruttivi delle unioni (10.9.4.2 – EC2);
- unioni per la trasmissione di forze di compressione (10.9.4.3 – EC2);
- unioni per la trasmissione di forze di taglio (10.9.4.4 – EC2);
- unioni per la trasmissione di momenti flettenti o di forze di trazione (10.9.4.5 – EC2);
- giunti a mensola (10.9.4.6 – EC2);
- ancoraggio delle armature sugli appoggi (10.9.4.7 – EC2).

I materiali con cui sono realizzate le unioni (si veda il paragrafo 10.9.4.1 – EC2) devono essere durevoli, devono avere un comportamento stabile dal punto di vista chimico e fisico, devono essere protetti da attacchi di tipo fisico e chimico e devono garantire una resistenza al fuoco non minore della resistenza della struttura.

Inoltre gli apparecchi di appoggio devono avere caratteristiche di resistenza e di deformazione conformi a quanto è previsto nel progetto.

Infine gli ancoraggi metallici da utilizzare per il collegamento con gli elementi di rivestimento delle pareti, nei casi in cui essi non siano protetti e siano relativi ad una struttura con classe di esposizione diversa da X0 e XC1, devono essere realizzati con materiali resistenti alla corrosione.

Nella progettazione delle unioni (così come è indicato al paragrafo 10.9.4.2 – EC2) occorre (fra l'altro) rispettare i criteri di seguito riportati.

Le unioni devono resistere alle sollecitazioni previste nel progetto, devono consentire gli spostamenti previsti nel progetto fra gli elementi prefabbricati collegati e devono garantire la necessaria robustezza alla struttura.

Occorre evitare che in corrispondenza degli elementi collegati il calcestruzzo subisca rotture premature. Nella progettazione dell'unione è quindi necessario:

- considerare i movimenti relativi che, in accordo a quanto è previsto nel progetto, gli elementi prefabbricati devono subire;
- tenere conto delle tolleranze relative agli elementi prefabbricati da unire ed al loro posizionamento;
- considerare i requisiti relativi all'assemblaggio degli elementi prefabbricati;
- prevedere unioni di facile realizzazione;
- prevedere unioni facilmente ispezionabili.

Le verifiche di resistenza e le verifiche di rigidezza delle unioni possono basarsi sul calcolo, possibilmente validato mediante prove sperimentali; nel calcolo occorre tener conto delle imperfezioni.

13.7.4 Gli elementi di appoggio [10.9.5 – EC2]

Si evidenzia che la determinazione della lunghezza dell'appoggio è effettuata in riferimento (fra l'altro) alle problematiche connesse all'ancoraggio delle armature del manufatto portato e del manufatto portante in prossimità delle zone di appoggio stesse.

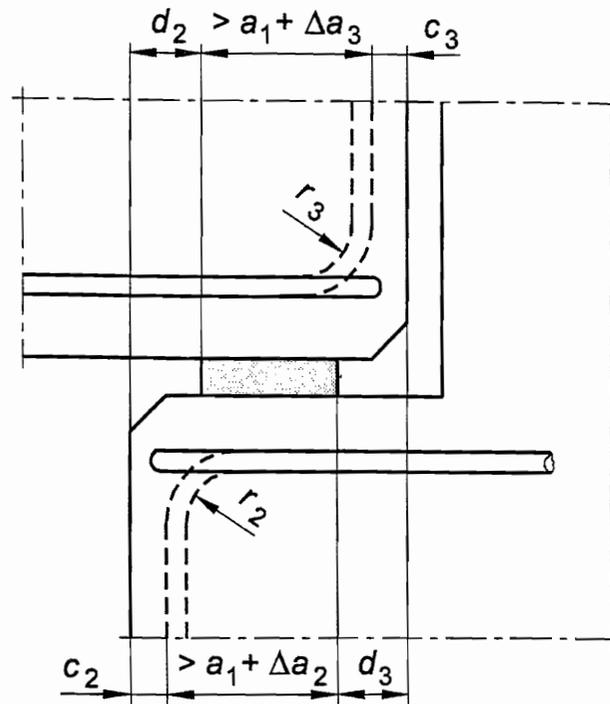
La determinazione della lunghezza dell'appoggio è (ovviamente) condizionata anche da altri fattori, così come è di seguito espresso.

Il paragrafo 10.9.5 - EC2 fornisce indicazioni riguardanti gli elementi di appoggio.

Nel paragrafo 10.9.5.1 – EC2 sono riportati i seguenti principi che devono essere rispettati nella progettazione degli elementi di appoggio:

- il corretto funzionamento degli elementi di appoggio deve essere garantito dalle armature presenti nei manufatti posti a contatto con gli elementi di appoggio stessi e da opportune limitazioni delle tensioni negli elementi di appoggio; gli elementi di appoggio devono, inoltre, permettere o impedire gli spostamenti, così come è previsto in progetto;
- nella progettazione dei manufatti posti a contatto con elementi di appoggio che non consentono spostamenti o rotazioni relative, se non dando origine a significativi gradi di vincolo, occorre tenere conto delle azioni dovute alla viscosità, al ritiro, alle variazioni termiche, ai disallineamenti, ai difetti di verticalità, ecc.;
- gli elementi di appoggio devono essere progettati in modo tale da consentirne il corretto posizionamento, tenendo conto delle tolleranze di produzione e di montaggio;
- se sono presenti, occorre tenere conto degli effetti dovuti agli ancoraggi delle armature da precompressione e delle nicchie relative agli ancoraggi stessi.

Esempio del dettaglio costruttivo dell'armatura di un appoggio



10.9.4.7

Ancoraggio delle armature sugli appoggi

- (1) Si raccomanda che le armature degli elementi portanti e portati siano progettate per garantirne l'ancoraggio in ciascun nodo, tenendo conto delle tolleranze. Un esempio è mostrato nella figura 10.5.

La lunghezza efficace di appoggio a_1 è definita da una distanza d (vedere figura 10.5) misurata a partire dal bordo di ciascun elemento, dove:

$d_i = c_i + \Delta a_i$ con cappi orizzontali o altri dispositivi di ancoraggio d'estremità;

$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i$ con barre piegate in verticale.

dove:

c_i è il ricoprimento di calcestruzzo;

Δa_i è una tolleranza [vedere punto 10.9.5.2 (1)];

r_i è il raggio di curvatura.

Vedere figura 10.5 e punto 10.9.5.2 (1) per le definizioni di Δa_2 o Δa_3 .

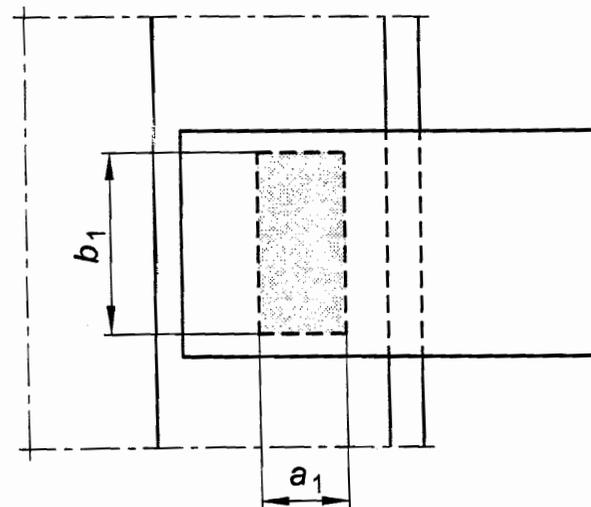
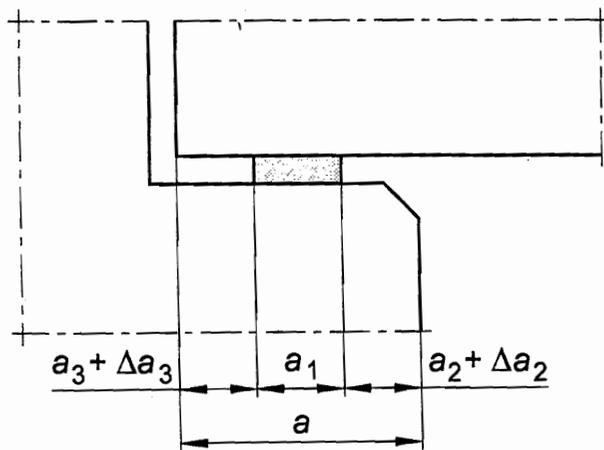
figura 10.6

Esempio di apparecchio d'appoggio e definizioni

Legenda

Δa_2 è la tolleranza ammessa sulla distanza tra gli elementi portanti, vedere prospetto 10.5

Δa_3 è la tolleranza ammessa sulla lunghezza dell'elemento portato, $\Delta a_3 = l_n/2500$ l_n è la lunghezza dell'elemento



prospetto 10.2

Valore minimo di a_1 in millimetri

Pressione relativa nell'apparecchio di appoggio, σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15 - 0,4	$> 0,4$
Appoggi lineari (solai, coperture)	25	30	40
Solai con nervature e arcarecci	55	70	80
Appoggi concentrati (travi)	90	110	140

prospetto 10.3

Distanza a_2 (millimetri) assunta inefficace dal bordo libero per l'elemento portante. Si raccomanda di utilizzare un cuscinetto di calcestruzzo nei casi (-)

Materiale del supporto e tipo di appoggio	σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15 - 0,4	$> 0,4$
Acciaio	lineare	0	0	10
	concentrato	5	10	15
Calcestruzzo armato $\geq C30$	lineare	5	10	15
	concentrato	10	15	25
Calcestruzzo non armato e armato $< C30$	lineare	10	15	25
	concentrato	20	25	35
Muratura di laterizio	lineare	10	15	(-)
	concentrato	20	25	(-)

prospetto 10.4

Distanza a_3 (millimetri) assunta inefficace dall'estremità libera per l'elemento portato

Particolare costruttivo dell'armatura	Appoggio	
	Lineare	Concentrato
Barre continue sopra l'appoggio (con incastro o senza)	0	0
Barre diritte, capi orizzontali, vicino all'estremità dell'elemento	5	15, ma non minore del copriferro di estremità
Armature di precompressione o barre diritte di ripresa all'estremità dell'elemento	5	15
Uncini verticali	15	copriferro di estremità + raggio di curvatura interno

prospetto 10.5

Tolleranza Δa_2 ammessa sulla distanza netta tra le facce degli appoggi. l = lunghezza della campata

Materiale del supporto	Δa_2
Acciaio o calcestruzzo prefabbricato	$10 \leq l/1200 \leq 30$ mm
Muratura o calcestruzzo gettato in opera	$15 \leq l/1200 + 5 \leq 40$ mm