

## 4. Progetto delle sezioni e degli elementi

Sulla base dei dati di progetto per i materiali riportati in 4.2, il punto 4.3 fornisce, per gli stati limite ultimi, le prescrizioni per soddisfare i requisiti fondamentali di cui in 2. Allo stesso modo il punto 4.4 tratta gli stati limite di esercizio. Parallelamente al progetto sviluppato in accordo con questi punti, che riguardano essenzialmente le sollecitazioni interne valutate con le procedure descritte in 2.5, deve anche essere tenuta in considerazione la durabilità. Il punto 4.1 fornisce le necessarie prescrizioni. Requisiti per la produzione e il controllo del calcestruzzo sono dati nella norma ENV 206.

### 4.1 Requisiti di durabilità

#### 4.1.0 Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

$d_g$	Massima dimensione nominale dell'aggregato più grosso
$\Delta h$	Tolleranza sul copriferro (differenza tra copriferro minimo e nominale)
$\varnothing$	Diametro di una barra di armatura ordinaria o di una armatura di precompressione o di una guaina di precompressione
$\varnothing_n$	Diametro equivalente di un gruppo di barre di armatura

#### 4.1.1 Generalità

- P(1) L'esigenza di una struttura adeguatamente durevole è soddisfatta se la struttura, per il periodo di vita richiesto, esplica le sue funzioni risultando idonea all'esercizio, resistente e stabile senza riduzioni significative della sua funzionalità o manutenzioni eccessive non previste.
- P(2) Per soddisfare la durabilità complessiva richiesta, così come definita in P(1), deve essere indicata la destinazione d'uso della struttura insieme con le specifiche di carico da considerare. Devono anche essere considerati, nel fissare il livello di protezione, il periodo di vita della struttura richiesto e il programma di manutenzione.
- P(3) La durabilità può essere influenzata sia da azioni dirette che da effetti indiretti conseguenziali legati al comportamento della struttura (per esempio deformazioni, fessurazioni, assorbimento d'acqua, ecc.). Deve essere considerata la possibile importanza di entrambi gli effetti, diretti e indiretti.
- (4) Per la maggior parte delle costruzioni, le disposizioni generali della presente norma sono sufficienti ad assicurare una vita soddisfacente. Comunque il livello di prestazione richiesto e la sua durata devono, di regola, essere valutati attentamente nella fase iniziale della progettazione. In certe circostanze possono essere richieste modifiche alle indicazioni fornite, per esempio per strutture previste per breve durata, o per strutture monumentali o soggette ad azioni estreme o inusuali [sia effetti diretti che indiretti - vedere P(3)].

#### 4.1.2 Azioni

##### 4.1.2.1 Generalità

- P(1) Le azioni devono essere determinate in accordo con le definizioni date in 2.2.2 e basate sui valori indicati in appropriate norme internazionali o nazionali. In casi speciali potrà risultare necessario prendere in considerazione l'eventualità di modificare tali valori per soddisfare particolari requisiti di durabilità.

##### 4.1.2.2 Condizioni ambientali

- P(1) Ambiente, in questo contesto, significa l'insieme delle azioni chimiche e fisiche alle quali la struttura nella sua globalità, i singoli elementi e il calcestruzzo stesso sono esposti, che inducono effetti non compresi nelle condizioni di carico considerate nel progetto strutturale.
- (2) Per il progetto di edifici normali, le condizioni ambientali sono classificate di regola secondo il prospetto 4.1, per stabilire il livello globale di protezione richiesto in accordo con le indicazioni della ENV 206.
- (3) Potrà inoltre risultare necessario considerare separatamente certe azioni aggressive o indirette (vedere 4.1.2.3, 4.1.2.4, 4.1.2.5).

Prospetto 4.1 - Classi di esposizione relative alle condizioni ambientali

Classi di esposizione		Esempi di condizioni ambientali
1 ambiente secco		interno di edifici per abitazioni normali o uffici <sup>1)</sup>
2 ambiente umido	a senza gelo	<ul style="list-style-type: none"> <li>– interno di edifici in cui vi è elevata umidità (per esempio lavanderie)</li> <li>– componenti esterni</li> <li>– componenti in terreni e/o acque non aggressivi</li> </ul>
	b con gelo	<ul style="list-style-type: none"> <li>– componenti esterni esposti al gelo</li> <li>– componenti in terreni e/o acque non aggressivi ed esposti al gelo</li> <li>– componenti interni con alta umidità ed esposti al gelo</li> </ul>
3 ambiente umido con gelo e impiego di sali di disgelo		– componenti interni ed esterni esposti al gelo e agli effetti dei sali di disgelo
4 ambiente marino	a senza gelo	<ul style="list-style-type: none"> <li>– componenti totalmente o parzialmente immersi in acqua marina o soggetti a spruzzi</li> <li>– componenti esposti ad atmosfera satura di sale (zone costiere)</li> </ul>
	b con gelo	<ul style="list-style-type: none"> <li>– componenti parzialmente immersi in acqua marina o soggetti a spruzzi ed esposti al gelo</li> <li>– componenti esposti ad atmosfera satura di sale ed esposti al gelo</li> </ul>
Le classi che seguono si riscontrano sole o combinate con le classi di cui sopra		
5 ambiente chimico aggressivo <sup>2)</sup>	a	<ul style="list-style-type: none"> <li>– ambiente chimico debolmente aggressivo (gas, liquidi o solidi)</li> <li>– atmosfera industriale aggressiva</li> </ul>
	b	– ambiente chimico moderatamente aggressivo (gas, liquidi o solidi)
	c	– ambiente chimico fortemente aggressivo (gas, liquidi o solidi)
<p>1) Questa classe di esposizione è da prendere in considerazione solo se, in fase di costruzione, la struttura o alcuni suoi componenti non sono esposti a condizioni ambientali più severe per lunghi periodi.</p> <p>2) Gli ambienti chimicamente aggressivi sono classificati nella ISO/DP 9690. Si possono ritenere equivalenti le seguenti condizioni di esposizione:</p> <p>Classe di esposizione 5 a: classificazione ISO A1G, A1L, A1S</p> <p>Classe di esposizione 5 b: classificazione ISO A2G, A2L, A2S</p> <p>Classe di esposizione 5 c: classificazione ISO A3G, A3L, A3S</p>		

## 4.1.2.3. Aggressioni chimiche

P(1) Gli effetti di aggressioni chimiche devono essere considerati nel progetto.

P(2) Deve essere posta attenzione agli effetti di un'aggressione chimica sia al calcestruzzo che a qualsiasi elemento metallico in esso contenuto.

(3) L'aggressione chimica può provenire da:

- uso della costruzione (stoccaggio di liquidi, ecc.);
- ambiente aggressivo (vedere prospetto 4.1 e ENV 206, punto 6.2);
- contatto con gas o soluzioni di molti prodotti chimici, ma di solito esposizione a soluzioni acide o a soluzioni di sali solfatici (vedere ENV 206, prospetto 3 e ISO 9690);

- cloruri contenuti nel calcestruzzo (vedere 5.5 in ENV 206 per i valori massimi concessi);
  - reazioni tra i materiali contenuti nel calcestruzzo (per esempio reazione alcali-aggregato, vedere 5.7 nella ENV 206 e norme nazionali).
- (4) Per la maggior parte delle costruzioni le reazioni chimiche dannose possono essere evitate adottando appropriate specifiche per i materiali, per esempio le disposizioni previste dalla ENV 206 per conseguire un calcestruzzo compatto e impermeabile con un appropriato dosaggio di ingredienti e adeguate proprietà (vedere prospetto 3, ENV 206). In aggiunta è richiesto un adeguato ricoprimento per proteggere l'armatura (vedere 4.1.3.3).

#### 4.1.2.4. Aggressioni fisiche

- P(1) Gli effetti di aggressioni fisiche devono essere considerati nel progetto.
- (2) L'aggressione fisica può manifestarsi per:
- abrasione (vedere 7.3.1.4 nella ENV 206);
  - azione di gelo-disgelo (vedere prospetto 3 nella ENV 206);
  - penetrazione d'acqua (vedere prospetto 3 e 7.3.1.5 nella ENV 206).
- (3) Per la maggior parte delle costruzioni la resistenza a un attacco fisico può essere assicurata attraverso appropriate specifiche per i materiali, per esempio le disposizioni previste dalla ENV 206 associate a un'appropriata limitazione dell'apertura delle fessure sotto le combinazioni di carico pertinenti (vedere 4.4.2).

#### 4.1.2.5. Effetti conseguenziali indiretti

- P(1) Deformazioni della struttura nella sua globalità, di singoli elementi strutturali o di elementi non portanti (per esempio dovute a carichi imposti, temperatura, viscosità, ritiro, microfessurazione ecc.) possono dar luogo a effetti conseguenziali indiretti che devono essere considerati nella progettazione.
- (2) Per la maggior parte delle costruzioni, l'influenza degli effetti indiretti può essere considerata rispettando le disposizioni generali date nelle varie parti di questa norma per la durabilità, la fessurazione, la deformazione, la disposizione delle armature nonché per la resistenza, la stabilità e la robustezza d'insieme della struttura. In aggiunta potrà essere presa in considerazione l'eventualità di:
- limitare le deformazioni e le fessurazioni dovute a fenomeni dipendenti dal tempo (per esempio a assestamenti iniziali, viscosità, ritiro ecc.) - vedere 3.1;
  - rendere minimi i restringimenti dovuti alle deformazioni (per esempio disponendo appoggi di appoggio o giunti, controllando nel contempo che questi non consentano l'ingresso di agenti aggressivi);
  - se sono presenti impedimenti alle deformazioni, verificare che qualsiasi loro effetto significativo sia considerato nella progettazione.

### 4.1.3. Progetto

#### 4.1.3.1. Generalità

- P(1) Prima di dar corso alla progettazione, gli effetti e ogni possibile conseguenza delle azioni elencate in 4.1.2 devono essere valutati in relazione ai requisiti di durabilità contenuti in 4.1.1.
- (2) Per la maggior parte delle costruzioni si farà riferimento: ai criteri di progetto di cui in 4.1.3.2, ai requisiti di ricoprimento delle armature di cui in 4.1.3.3, alle caratteristiche generali dei materiali e alle indicazioni costruttive di cui in 4.1.4 e 4.1.5.
- (3) Altri fattori da considerare nel progetto e nella disposizione delle armature, al fine di ottenere il livello di prestazione richiesto, sono di regola:
- l'adozione di una forma strutturale che renda minima la ritenzione d'acqua o l'esposizione all'umidità;
  - la dimensione, la forma e i dettagli progettuali degli elementi esposti o delle strutture che devono, di regola, essere tali da consentire un buon drenaggio ed evitare percolamenti o formazione di ristagni d'acqua. Va posta cura per minimizzare qualsiasi fessura passante che possa permettere raccolta o infiltrazioni di acqua. In presenza di fessure, attraversanti

un'intera sezione lungo la quale può percolare acqua contenente cloruri, possono rendersi necessarie misure protettive aggiuntive (armature rivestite, rivestimento, ecc.);

- l'attenzione, nel progetto e nella disposizione delle armature, ai differenti aspetti degli effetti indiretti (vedere 4.1.2.5);
- per la maggior parte dei componenti delle costruzioni la resistenza alla corrosione dell'armatura si ottiene mediante un adeguato copriferro con calcestruzzo di bassa permeabilità e buona qualità (vedere 4.1.3.3 e ENV 206).

Per condizioni di esposizione più severe (vedere prospetto 4.1) può risultare necessario creare barriere protettive sia per la superficie del calcestruzzo sia per le armature.

#### 4.1.3.2. Criteri di progetto

- P(1) Al fine di ottenere un calcestruzzo durevole, devono essere soddisfatti i requisiti dei punti da 3 a 7 unitamente a quelli della ENV 206 - comunque considerando le condizioni, i materiali e le modalità di messa in opera locali.
- P(2) Per la protezione contro la corrosione delle armature del calcestruzzo armato devono essere rispettate le prescrizioni contenute nelle seguenti sezioni:
- 4.4.1 Limitazione delle tensioni in esercizio;
  - 4.4.2. Stati limiti di fessurazione;
  - 4.4.3 Stati limiti di deformazione;
  - 4.1 (e ENV 206) Requisiti generali di durabilità;
  - 4.1.3.3 Copriferro;
  - Punto 5 Disposizioni costruttive.
- P(3) Per calcestruzzi precompressi, in aggiunta ai requisiti formulati in P(1) e P(2), l'armatura di precompressione deve essere protetta da tutte le azioni aggressive.
- (4) Per le classi di esposizione da 1 a 4, le sezioni precomprese devono di regola essere verificate alla fessurazione secondo 4.4.2.1 (7) e 4.4.2.2 (5)-(8).

#### 4.1.3.3. Copriferro

- P(1) Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna della armatura (inclusi collegamenti e staffe) e la superficie di calcestruzzo più vicina.
- P(2) Un copriferro minimo deve essere realizzato per assicurare:
- la corretta trasmissione delle forze di aderenza (vedere 5);
  - che non avvenga spalling;
  - un'adeguata resistenza al fuoco (vedere parte 10);
  - la protezione dell'acciaio contro la corrosione [vedere P(3) e ENV 206].
- P(3) La protezione dell'armatura contro la corrosione si basa sulla presenza continua di un ambiente alcalino ottenuto con un adeguato spessore di calcestruzzo di buona qualità, maturato correttamente. Lo spessore del ricoprimento richiesto dipende sia dalle condizioni di esposizione che dalla qualità del calcestruzzo.
- P(4) In primo luogo deve essere definito il copriferro minimo richiesto secondo il criterio formulato in P(3). Questo copriferro deve poi essere aumentato, per tenere conto della tolleranza, di una quantità  $\Delta h$  che dipende dal tipo e dalla dimensione dell'elemento strutturale, dal tipo di costruzione, dal livello di preparazione professionale in cantiere e di controlli di qualità e dalla disposizione delle armature. Il risultato ottenuto rappresenta il copriferro nominale richiesto, che deve essere specificato sui disegni.
- (5) Per trasmettere correttamente le forze di aderenza e per assicurare un'adeguata compattezza, il copriferro della barra o del cavo considerato deve, di regola, essere non minore di:
- $\emptyset$  o  $\emptyset_n$ , oppure
  - $(\emptyset + 5 \text{ mm})$  o  $(\emptyset_n + 5 \text{ mm})$  se  $d_g > 32 \text{ mm}$
- dove:  $\emptyset$  è il diametro della barra o della guaina (post-tensione);  
 $\emptyset_n$  è il diametro equivalente per un fascio di armature;  
 $d_g$  è la massima dimensione nominale dell'aggregato più grosso.
- Di regola occorre anche fare riferimento a 5.4 della ENV 206.

- (6) Il ricoprimento minimo di tutte le armature, compresi i collegamenti e le staffe, deve di regola essere non minore del valore prescelto fra quelli del prospetto 4.2, in funzione delle classi di esposizione pertinenti quali definite nel prospetto 4.1.
- (7) Qualora venga disposta un'armatura di pelle (vedere 5.4.2.4) il ricoprimento deve, di regola, essere conforme al punto (6), a meno che non vengano usate speciali misure protettive (per esempio rivestimenti protettivi).
- (8) Per elementi prefabbricati il valore della tolleranza  $\Delta h$  è usualmente compreso nel campo  $|0 \text{ mm} \leq \Delta h \leq 5 \text{ mm}|$ , se il controllo di produzione può garantire tali valori e se ciò è verificato mediante controllo di qualità. Il valore è compreso nel campo  $|5 \text{ mm} \leq \Delta h \leq 10 \text{ mm}|$  per strutture di cemento armato realizzate in opera. Regole ulteriori per l'esecuzione (anche relative alle tolleranze) e per la preparazione professionale sono date in 6.
- (9) Per calcestruzzi gettati direttamente a contatto di superfici irregolari conviene generalmente aumentare il ricoprimento minimo indicato nel prospetto 4.2 per tenere conto di tolleranze più ampie. Ad esempio, per un calcestruzzo gettato direttamente contro terra il ricoprimento minimo deve essere maggiore di  $|75 \text{ mm}|$  (I:  $|60 \text{ mm}|$ ); per calcestruzzi gettati su terreno preparato il copriferro minimo deve essere maggiore di  $|40 \text{ mm}|$ .  
Superfici aventi conformazioni di progetto particolari, come finiture rigate o aggregati affioranti, richiedono anch'esse copriferri incrementati.
- (10) I copriferri minimi richiesti e riportati nel prospetto 4.2, modificati per tenere conto delle tolleranze, possono essere insufficienti per la protezione al fuoco. Particolari requisiti per la resistenza al fuoco sono indicati in parti separate.
- (11) Nel calcestruzzo precompresso mediante pretensione il ricoprimento minimo deve essere non minore di  $2\varnothing$ , dove  $\varnothing$  è il diametro delle armature. Nel caso di fili nervati il copriferro minimo deve essere di regola non minore di  $3\varnothing$ .
- (12) Nel calcestruzzo precompresso mediante post-tensione il minimo copriferro è riferito alla guaina. Di regola il ricoprimento minimo deve essere non minore del diametro della guaina stessa. Per guaine rettangolari il copriferro minimo non sarà inferiore alla più piccola dimensione della sezione trasversale della guaina e alla metà della dimensione maggiore.

Prospetto 4.2 - Ricoprimenti minimi delle armature richiesti per calcestruzzi di massa volumica normale <sup>1)</sup>

		Classe di esposizione definita nel prospetto 4.1								
		1	2a	2b	3	4a	4b	5a	5b	5c <sup>3) 4)</sup>
copriferro minimo <sup>2)</sup> (mm)	barre di armatura	$ 15 $	$ 20 $	$ 25 $	$ 40 $ (I: $ 35 $ )	$ 40 $ (I: $ 35 $ )	$ 40 $ (I: $ 35 $ )	$ 25 $	$ 30 $	$ 40 $
	acciaio da precompresso	$ 25 $ (I: $ 20 $ )	$ 30 $	$ 35 $	$ 50 $ (I: $ 40 $ )	$ 50 $ (I: $ 40 $ )	$ 50 $ (I: $ 40 $ )	$ 35 $	$ 40 $ (I: $ 35 $ )	$ 50 $ (I: $ 45 $ )

1) Al fine di soddisfare le disposizioni di 4.1.3.3 P(3), questi valori minimi di ricoprimento devono di regola essere associati alle particolari proprietà del calcestruzzo, descritte nel prospetto 3 della ENV 206.

2) Per elementi piastra, il copriferro può essere ridotto di 5 mm per le classi di esposizione 2-5.

3) Una riduzione di 5 mm può anche essere applicata per calcestruzzi di classe C40/50 o superiore associati rispettivamente a classi di esposizione 2a-5b per calcestruzzo armato ordinario e 1-5b per calcestruzzo armato precompresso. Comunque il copriferro minimo non sarà mai inferiore a quello previsto per classe di esposizione 1 del prospetto 4.2.

4) La classe di esposizione 5c implica la messa in opera di una barriera di protezione al fine di evitare ogni contatto diretto con l'elemento aggressivo.

*Nota: Il NAD italiano aggiunge:*

*Si rammenta di tener presenti le note (1), (2), (3), (4) riportate nel Prospetto 4.2.*

*Si ricorda inoltre che il punto 4.1.3.3.P (4) prescrive che "il copriferro deve essere aumentato, per tener conto della tolleranza, di una quantità  $\Delta h$  che dipende dal tipo e dalla dimensione dell'elemento strutturale, dal tipo di costruzione, dal livello di preparazione professionale in cantiere e di controllo di qualità, e dalla disposizione delle armature. Il risultato ottenuto rappresenta il copriferro nominale richiesto che deve essere specificato sui disegni".*

#### 4.1.4. Materiali

- P(1) I materiali devono soddisfare i requisiti contenuti in norme appropriate internazionali o nazionali. La scelta dei materiali dovrà essere fatta prendendo in considerazione le condizioni ambientali, comprese le azioni aggressive di qualsiasi tipo.  
Queste saranno considerate congiuntamente con altri fattori quali il progetto e la disposizione delle armature, il livello esecutivo e la preparazione professionale in cantiere, nonché il programma di manutenzione previsto per conseguire il livello di prestazione richiesto per la struttura lungo tutto il periodo di vita previsto.
- (2) Per il calcestruzzo i requisiti devono di regola rispettare la ENV 206. Questi requisiti si riferiscono ai materiali costitutivi, alla composizione della miscela e ai processi seguiti nella mescola, nel trasporto, nel getto, nel costipamento, nonché al trattamento applicato al calcestruzzo dopo il getto.
- (3) Per l'armatura si applicano i requisiti di cui in 3.2.
- (4) Per l'acciaio da precompressione si applicano i requisiti di cui in 3.3.
- (5) Per i dispositivi di ancoraggio si applicano i requisiti di cui in 3.4. Per le classi di esposizione 2-5 qualsiasi apparecchio di ancoraggio o di fissaggio, che non sia completamente annegato nel calcestruzzo, può richiedere provvedimenti speciali per la protezione contro la corrosione.
- (6) Si possono utilizzare altri materiali, avendo cura di considerare attentamente i loro effetti sui requisiti del progetto e a condizione che la loro idoneità e la loro qualità siano comprovate in modo soddisfacente.

#### 4.1.5. Esecuzione

- P(1) Il livello di qualità dell'esecuzione in cantiere deve essere tale da garantire che sarà ottenuta la durabilità richiesta per la struttura. La combinazione di materiali e di procedure utilizzate nella produzione, nel getto e nel trattamento del calcestruzzo deve essere tale da consentire il raggiungimento di una resistenza agli agenti aggressivi soddisfacente sia per il calcestruzzo che per l'acciaio.
- P(2) Durante la realizzazione devono essere adottate adeguate misure di supervisione e di controllo della qualità, per garantire che si ottengano le proprietà dei materiali richieste e un buon livello operativo.
- (3) I requisiti per la preparazione professionale sono riportati in 6 e nella ENV 206.

### 4.2. Dati di progetto

#### 4.2.1. Calcestruzzo

##### 4.2.1.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

$E_{c,nom}$	Valore medio di $E_{cm}$ (prospetto 3.2) o il corrispondente valore di progetto $E_{cd}$ (equazione 4.1)
$F_c$	Forza corrispondente al blocco delle compressioni in una sezione critica allo stato limite ultimo
$F_s$	Forza nell'armatura tesa in una sezione critica allo stato limite ultimo
$k$	Coefficiente usato nella definizione della forma del diagramma tensioni-deformazioni del calcestruzzo ( $k = 1,1 E_{c,nom} \epsilon_{cl} / f_c$ )
$\alpha$	Fattore di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo

$\epsilon_{cl}$	Deformazione di compressione del calcestruzzo corrispondente alla massima tensione $f_c$ .
$\epsilon_{cu}$	Deformazione ultima di compressione del calcestruzzo
$\eta$	Rapporto per la descrizione fisica del diagramma tensioni-deformazioni del calcestruzzo (equazione 4.2 e fig. 4.1)

#### 4.2.1.1. Generalità

- P(1) I dati sulle proprietà del materiale contenuti in questa sezione sono sia valori rappresentativi, corrispondenti alla pertinente classe di resistenza del calcestruzzo, sia schematizzazioni idonee ai fini progettuali.  
Se non stabilito diversamente, le proprietà relative alla resistenza devono essere rappresentate dai loro valori caratteristici (vedere 3.1.2.2).
- P(2) I dati di progetto del calcestruzzo devono essere dedotti da proprietà misurate oppure già note. Tali proprietà devono essere determinate mediante prove normate.
- P(3) Il progetto deve basarsi su una classe di resistenza del calcestruzzo specificata (vedere 3.1.2.4).
- (4) Per calcestruzzi di classe di resistenza inferiore a C12/15 o superiore a C50/60 si devono, di regola, condurre indagini per verificare l'applicabilità delle schematizzazioni della presente norma e delle assunzioni di progetto.
- (5) In assenza di dati più precisi, o quando non sia richiesta particolare accuratezza, in linea generale possono essere utilizzate le regole date nei punti successivi.
- (6) I dati di progetto per calcestruzzi non armati, calcestruzzi leggeri, calcestruzzi ad alta resistenza e calcestruzzi soggetti a maturazione a vapore sono riportati separatamente in specifiche appendici o parti della presente norma. Di regola in tali casi l'applicabilità delle idealizzazioni date in questa sezione deve essere soggetta a verifica.

#### 4.2.1.2. Proprietà fisiche

- a) Massa volumica  
La massa volumica del calcestruzzo ordinario può essere assunta pari a:  
 $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$  per calcestruzzo non armato  
 $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$  per calcestruzzo armato o precompresso, con percentuali di armatura normali.
- b) Rapporto di Poisson  
Vedere 3.1.2.5.3.  
*Nota:* Poiché per il NAD italiano il punto 3.1 dell'Eurocodice 2 è sostituito dal punto 2.1 del D.M. 9/1/96, il rapporto di Poisson è fornito dal punto 2.1.4 del D.M. che dice "Per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 e 0.2".
- c) Coefficiente di dilatazione termica  
Vedere 3.1.2.5.4.  
*Nota:* Il valore ivi fornito ( $10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ ) è identico a quello indicato nel punto 2.1.5 del D.M. 9/1/96.

#### 4.2.1.3. Proprietà meccaniche

##### 4.2.1.3.1. Resistenza

- (1) I valori caratteristici attinenti alle classi di resistenza del calcestruzzo definite possono desumersi dal prospetto 3.1 (vedere 3.1.2.4).  
*Nota:* Poiché per il NAD italiano il punto 3.1 dell'Eurocodice 2 è sostituito dal punto 2.1 del D.M. 9/1/96, il valore caratteristico della resistenza deve essere preso pari a  $0.83 R_{ck}$ .
- (2) Per ogni classe di resistenza del calcestruzzo si distinguono tre valori di resistenza a trazione [vedere 3.1.2.3 (4)]. Di norma essi vanno applicati in modo appropriato a seconda del problema considerato.  
*Nota:* Poiché per il NAD italiano il punto 3.1 dell'Eurocodice 2 è sostituito dal punto 2.1 del D.M. 9/1/96, il valore medio della resistenza a trazione  $f_{ctm}$  deve essere valutato con l'espressione indicata nel punto 2.1.2 del D.M.

$$f_{ctm} = 0,27 \sqrt[3]{R_{ck}^2}$$

## 4.2.1.3.2. Modulo di elasticità

- (1) Vedere 3.1.2.5.2.

*Nota:* Poiché per il NAD italiano il punto 3.1 dell'Eurocodice 2 è sostituito dal punto 2.1 del D.M. 9/1/96, il modulo di elasticità deve essere valutato con l'espressione indicata nel punto 2.1.3 del D.M.

$$E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}}$$

## 4.2.1.3.3. Diagrammi tensioni-deformazioni

- (1) Il diagramma reale tensioni-deformazioni del calcestruzzo, ottenuto per via sperimentale come descritto in 3.1.2.5.1, può essere sostituito da un diagramma idealizzato.
- (2) Si distinguono i diagrammi per l'analisi strutturale [(3)-(8) seguenti] e quelli per il progetto della sezione trasversale [(9)-(12) seguenti].

a) Diagrammi per l'analisi strutturale

- (3) Per l'analisi non lineare o l'analisi plastica (appendice 2) o per il calcolo degli effetti del secondo ordine (appendice 3), si possono applicare i diagrammi tensioni-deformazioni per carichi di breve durata, come rappresentato schematicamente nella fig. 4.1. Essi sono caratterizzati dal modulo di elasticità  $E_{c,nom}$ , dalla resistenza a compressione  $f_c$  e dalla deformazione  $\epsilon_{c1}$ , corrispondente al picco di tensione  $f_c$  (la tensione e la deformazione di compressione sono entrambe considerate negative).

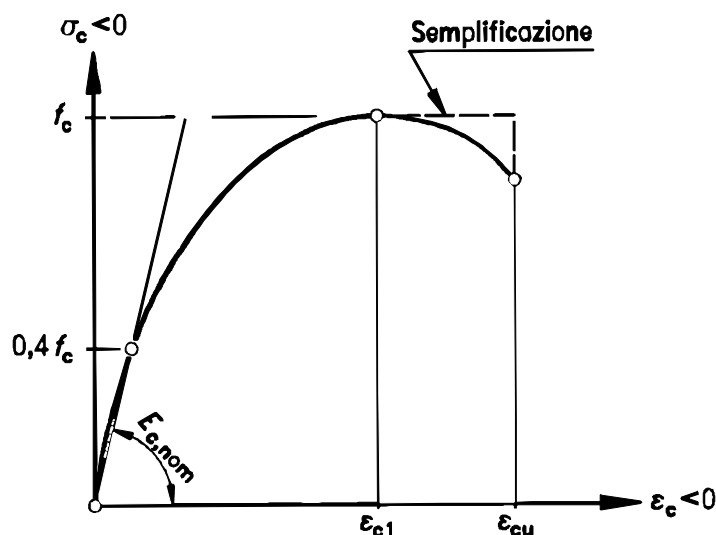


Fig. 4.1 - Diagramma schematico tensioni-deformazioni per l'analisi strutturale  
[vedere 4.2.1.3.3(5) e (7)]

- (4) Per quanto riguarda i valori da attribuire al modulo di elasticità  $E_{c,nom}$  e alla resistenza a compressione  $f_c$ , si possono adottare:
  - sia i valori medi  $E_{cm}$  (vedere 3.1.2.5.2) e  $f_{cm}$  [equazione (4.3)]
  - sia i valori di calcolo

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \text{ e } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad [4.1]$$

secondo quanto riportato nei punti pertinenti di cui in 2.5.3 e 4.3.5. Nell'equazione [4.1]  $E_{cm}$  e  $f_{ck}$  si riferiscono, rispettivamente, ai valori medi del modulo di elasticità e alla resistenza caratteristica,  $\gamma_c$  è il fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo (vedere 2.3.3.2 e A.3.1).

- (5) La relazione  $\sigma_c$ -  $\epsilon_c$  rappresentata nella fig. 4.1 per carichi di breve durata può essere espressa come segue:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \eta} \quad [4.2]$$



dove:  $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$  ( $\epsilon_c$  ed  $\epsilon_{c1}$  sono entrambi negativi);  
 $\epsilon_{c1} = -0,0022$  (deformazione relativa al picco di tensione di compressione  $f_c$ );  
 $k = 1,1 E_{c,nom} \epsilon_{c1} / f_c$  ( $f_c$  è introdotta come  $-f_c$ ).

$E_{c,nom}$  rappresenta sia il valore medio  $E_{cm}$  del modulo di deformazione longitudinale (prospetto 3.2) sia il corrispondente valore di calcolo  $E_{cd}$  [vedere (4)].

La [4.2] è valida per  $0 > \epsilon_c > \epsilon_{cu}$ , dove  $\epsilon_{cu}$  denota la deformazione ultima nella fibra estrema del calcestruzzo in compressione.

- (6) Per una zona compressa di forma rettangolare, i valori medi di  $\epsilon_{cu}$  relativi alle varie classi di resistenza del calcestruzzo sono riportati nel prospetto 4.3.

Prospetto 4.3 - Valori nominali di  $\epsilon_{cu}$  (sezioni rettangolari)

Classe di resistenza	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
$f_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	20	24	28	33	38	43	48	53	58
$\epsilon_{cu} 10^{-3}$	-3.6	-3.5	-3.4	-3.3	-3.2	-3.1	-3.0	-2.9	-2.8

Nel formulare il prospetto 4.3 si è assunto:

$$f_{cm} = f_{ck} + |8| \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad [4.3]$$

- (7) È ammessa la semplificazione  $\sigma_c = f_c$  nel dominio  $\epsilon_{c1} > \epsilon_c > \epsilon_{cu}$  (vedere fig. 4.1).  
 (8) Altri diagrammi tensioni-deformazioni idealizzati (per esempio bi-lineari), possono essere adottati se sono effettivamente equivalenti a quello descritto in (3) e (4).

b) Distribuzione delle tensioni per il progetto della sezione trasversale

- (9) La schematizzazione preferibile per il progetto della sezione trasversale è quella descritta dal diagramma parabola-rettangolo rappresentato nella fig. 4.2.  
 In questo diagramma la massima deformazione è assunta pari a 3,5/1000, e le tensioni e le deformazioni di compressione sono di segno negativo.  
 (10) Possono essere usati altri diagrammi tensioni-deformazioni idealizzati se effettivamente equivalenti al diagramma parabola-rettangolo, tenuto conto della forma della zona compressa della sezione trasversale (per esempio, il diagramma bi-lineare di fig. 4.3).

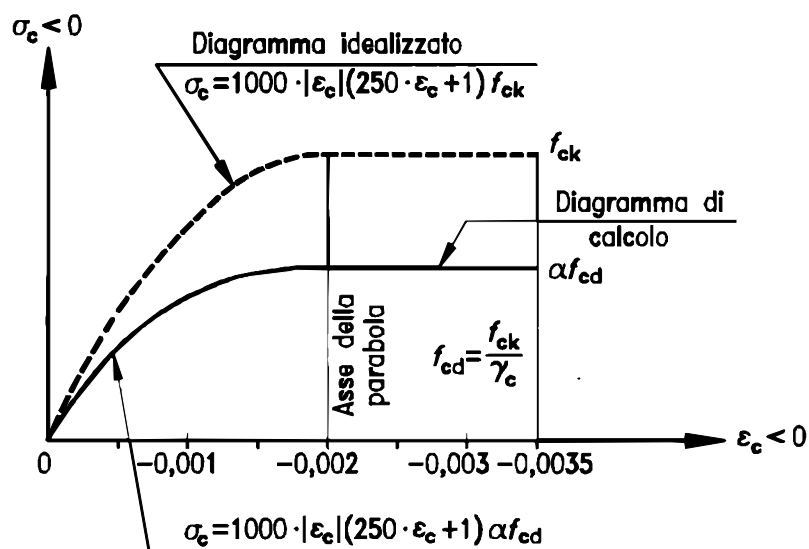


Fig. 4.2 - Diagramma tensioni-deformazioni parabola-rettangolo per calcestruzzo in compressione

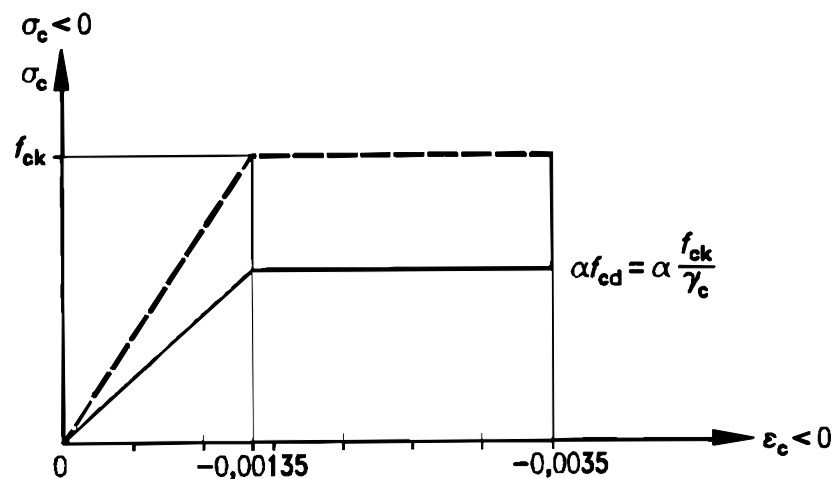


Fig. 4.3 – Diagramma tensioni-deformazioni bi-lineare per calcestruzzo

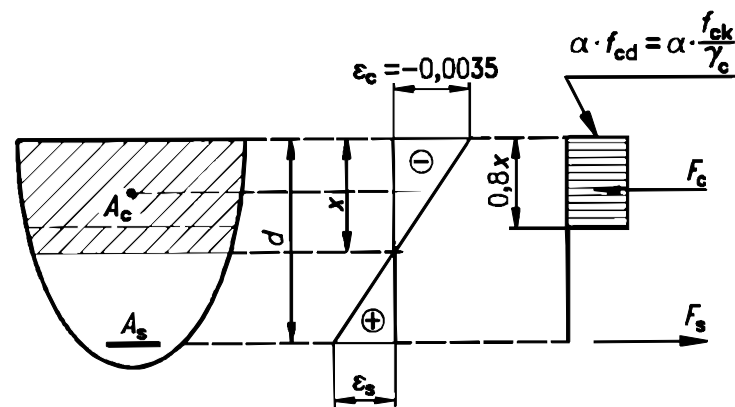


Fig. 4.4 – Diagramma rettangolare

- (11) la resistenza di calcolo del calcestruzzo è definita da

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad [4.4]$$

Il diagramma di calcolo deriva dal diagramma idealizzato prescelto mediante riduzione delle tensioni, riportate in ordinata nel diagramma idealizzato, secondo un fattore  $\alpha / \gamma_c$ ,

dove:  $\gamma_c$  è il fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo (vedere 2.3.3.2);

$\alpha$  è il fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata sulla resistenza a compressione e di effetti sfavorevoli risultanti dal modo di applicazione del carico.

Il fattore di riduzione aggiuntivo  $\alpha$  per compressione prolungata può essere generalmente assunto pari a  $[0.85]$ .

- (12) Si può assumere una distribuzione rettangolare delle tensioni (come indicato nella fig. 4.4). Il fattore  $\alpha$  applicato al diagramma idealizzato rimane valido, ma, di regola, deve essere ridotto a  $[0.80]$  quando la larghezza della zona compressa diminuisce procedendo nella direzione della fibra estrema compressa.

#### 4.2.1.4. Comportamento dipendente dal tempo

- (1) I dati del prospetto 3.3 sono valori medi, validi nel campo di temperature definite in 3.1.2.5.5 (3), e possono essere considerati come coefficienti finali di viscosità e di ritiro per calcestruzzi in cui la tensione di compressione non è maggiore di:

$$\sigma_c = [0.45 f_{ck}]$$

- (2) Per calcoli dettagliati inerenti alle perdite di precompressione, nel seguire le procedure esposte in 4.2.3.5.5 possono essere usate, se appropriate, le informazioni delle sezioni 3.1, 2.5.4 e 2.5.5.

## 4.2.2. Calcestruzzo armato

### 4.2.2.0. Simbologia

Per la simbologia usata in questa sezione vedere 1.6 e 1.7.

### 4.2.2.1. Acciaio per armature: generalità

- P(1) I dati sulle proprietà del materiale riportati in questa sezione sono sia valori rappresentativi, corrispondenti alla resistenza specificata in norme appropriate, sia idealizzazioni adatte agli scopi progettuali.
- (2) In generale, le proprietà specificate sono quelle date in 3.2.1 (5) e stabilite nella EN 10080 o in altre norme appropriate.
- P(3) Se non altrimenti stabilito, il progetto deve fare riferimento a un tipo specifico di acciaio, definito dalla tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk}$ .
- (4) Tutti i tipi di acciai per armature specificati in 3.2, che soddisfino i requisiti meccanici, fisici e tecnologici della EN 10080 o di altre norme pertinenti, possono essere generalmente usati nella progettazione secondo 4.2.2.2 - 4.2.2.4, a meno che non venga richiesta una precisione maggiore.

### 4.2.2.2. Proprietà fisiche dell'acciaio per armature

- (1) I valori dati in 3.2.3 possono essere usati come dati di progetto. Essi possono essere ritenuti validi nel campo di temperature da  $-20\text{ °C}$  a  $200\text{ °C}$ .

### 4.2.2.3. Proprietà meccaniche dell'acciaio per armature

#### 4.2.2.3.1. Resistenza

- P(1) Per tutti i tipi di acciaio devono essere definiti i valori di  $\epsilon_{uk}$ ,  $f_{yk}$ ,  $(f_t / f_y)_k$  e  $f_{tk}$ .
- (2) I valori delle proprietà suddette, per tipi e classi di acciaio definiti, possono essere desunti dalla EN 10080. Per altri tipi di acciaio le proprietà devono, di regola, essere stabilite mediante prove.
- (3) Ai fini progettuali, se non specificato altrimenti, la tensione di snervamento e la resistenza ultima si possono assumere uguali a trazione e a compressione.
- (4) I calcoli di progetto possono essere basati sulla dimensione nominale e sull'area nominale della sezione trasversale dell'armatura di acciaio.

#### 4.2.2.3.2. Diagrammi tensioni-deformazioni

- P(1) I requisiti generali di duttilità devono essere in accordo con 3.2.4.2 e con quanto specificato nelle norme pertinenti.
- (2) Per analisi globali, può generalmente essere usato il diagramma bi-lineare di fig. 4.5. Esso vale per temperature comprese tra  $-20\text{ °C}$  e  $200\text{ °C}$ .
- (3) Per le verifiche locali o per il progetto della sezione, la fig. 4.5 può essere modificata, per esempio adottando un tratto superiore meno inclinato od orizzontale.
- (4) I valori di progetto si ricavano dal diagramma idealizzato caratteristico dividendo le ordinate per  $\gamma_s$ , fattore parziale per l'acciaio di armatura (vedere 2.3.3).
- (5) Per il progetto della sezione si possono fare l'una o l'altra delle seguenti assunzioni:
  - tratto superiore del diagramma di calcolo di fig. 4.5 orizzontale, limitando le tensioni nell'armatura al valore  $f_{yk} / \gamma_s$ , senza limite di deformazione, sebbene in alcuni casi possa risultare conveniente assumerne uno;
  - tratto superiore inclinato, con deformazione dell'acciaio limitata a  $|0,01|$ .

#### 4.2.2.3.3. Fatica

- (1) Per i requisiti di fatica dell'acciaio per armature vedere la parte 1 E.

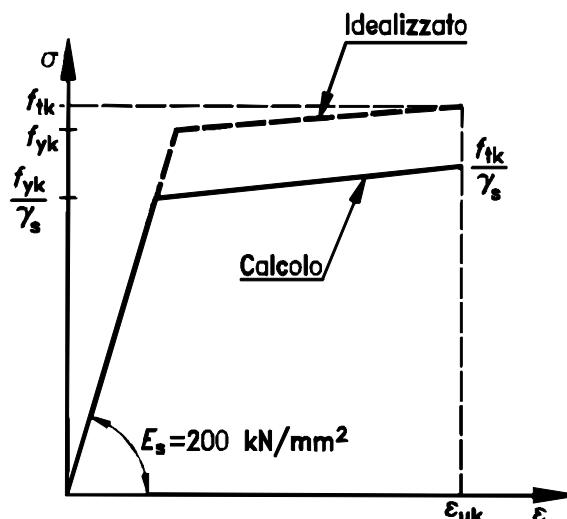


Fig. 4.5 - Diagramma tensioni-deformazioni di calcolo di acciaio per armature

## 4.2.2.4. Proprietà tecnologiche dell'acciaio per armature

## 4.2.2.4.1. Aderenza e ancoraggio

- P(1) Le proprietà di aderenza e di ancoraggio devono essere desunte dalle caratteristiche superficiali delle barre e/o dalla resistenza di giunti saldati di reti saldate.
- (2) Di regola i requisiti di aderenza devono soddisfare 5.2.2.
- (3) Di regola i requisiti di ancoraggio devono soddisfare 5.2.3 - 5.2.5.

## 4.2.2.4.2. Saldabilità (vedere 3.2.5.2)

- (1) Un acciaio per armature che sia conforme alla EN 10080 può essere ritenuto saldabile.

## 4.2.3. Calcestruzzo precompresso

## 4.2.3.0. Simbologia (vedere anche 1.6, 1.7 e 2.5.4.0)

- |            |   |
|------------|---|
| $F_{px}$   | Forza resistente ultima fornita da armature di precompressione in una zona di ancoraggio fessurata [equazione (4.14)]   |
| $k$        | Deviazione angolare non intenzionale (per unità di lunghezza) riferita al tracciato delle armature di precompressione   |
| $l_{ba}$   | Lunghezza di ancoraggio oltre la quale la forza ultima $F_{pu}$ di un'armatura pretesa è completamente trasmessa al calcestruzzo  |
| $l_{bp}$   | Lunghezza di trasmissione oltre la quale la forza di precompressione di una armatura pretesa è completamente trasmessa al calcestruzzo  |
| $l_{bpd}$  | Valore di calcolo della lunghezza di trasmissione   |
| $l_{bpo}$  | Lunghezza di un tratto neutralizzato alle estremità di elementi pretesi, nel caso di rilascio repentino   |
| $l_{peff}$ | Lunghezza di diffusione necessaria affinché le tensioni del calcestruzzo si diffondano gradualmente fino ad avere una distribuzione lineare sulla sezione (trasferimento effettivo) |
| $n_1$      | Numero totale di fili o trefoli in un'armatura di precompressione   |
| $n_2$      | Numero di fili o trefoli che trasferiscono la forza radiale di tutti i fili o trefoli dell'armatura di precompressione al dispositivo deviatore (fig. 4.7)                          |
| $z_{cp}$   | Distanza tra il baricentro della sezione di calcestruzzo e le armature di precompressione   |
| $\alpha$   | Rapporto $E_s/E_{cm}$   |
| $\theta$   | Somma delle deviazioni angolari sulla distanza $x$ (senza riguardo per la direzione o il segno)   |
| $\beta_b$  | Coefficiente di correlazione tra la lunghezza di trasmissione delle armature di precompressione e la resistenza del calcestruzzo  |

$\epsilon_s(t, t_0)$	Deformazione di ritiro stimata
$\sigma_{0, max}$	Massima tensione applicata a un'armatura di precompressione
$\sigma_{pm0}$	Tensione nell'armatura di precompressione immediatamente dopo la messa in tensione o il trasferimento
$\sigma_{pg0}$	Tensione iniziale nelle armature di precompressione dovuta alla tesatura e alle azioni permanenti
$\sigma_{cg}$	Tensione nel calcestruzzo adiacente alle armature di precompressione, dovuta al peso proprio e a tutte le altre azioni permanenti
$\sigma_{cp0}$	Tensione iniziale nel calcestruzzo adiacente alle armature di precompressione, dovuta alla precompressione
$\Delta\sigma_{p, c+s+r}$	Variazione di tensione nelle armature di precompressione nella sezione di ascissa $x$ al tempo $t$ dovuta alla viscosità, al ritiro e al rilassamento
$\Delta\sigma_{pr}$	Variazione di tensione nelle armature di precompressione nella sezione di ascissa $x$ dovuta al rilassamento

#### 4.2.3.1. Acciaio per precompressione: generalità

- P(1) I dati sulle proprietà del materiale riportati in questa sezione sono o valori rappresentativi, corrispondenti alla resistenza dell'acciaio specificata in norme appropriate, o idealizzazioni adatte per scopi progettuali.
- (2) In generale le proprietà specificate sono quelle date in 3.3.1 (5) e stabilite nella EN 10138 o in altre norme appropriate.
- P(3) A meno che non sia stabilito diversamente, il progetto deve fare riferimento a un tipo specifico di acciaio, rappresentato dalla tensione caratteristica allo 0,1%  $f_{p0,1k}$ .
- (4) Tutti i tipi di acciai per precompressione specificati in 3.3, che soddisfino i requisiti meccanici, fisici e tecnologici della EN 10138 o di altre norme pertinenti, possono essere generalmente usati nella progettazione secondo quanto riportato nel seguito, a meno che non venga richiesta una maggiore precisione.

#### 4.2.3.2. Proprietà fisiche dell'acciaio per precompressione

- (1) I valori dati in 3.3.3 possono essere usati come dati di progetto. Essi possono essere ritenuti validi nel campo di temperature da  $-20\text{ °C}$  a  $200\text{ °C}$ .

#### 4.2.3.3. Proprietà meccaniche dell'acciaio per precompressione

##### 4.2.3.3.1. Resistenza

- P(1) Per tutti i tipi di acciaio per precompressione devono essere definiti i valori di  $f_{p0,1k}$ ,  $\epsilon_{uk}$  e  $f_{pk}$ .
- (2) I valori delle proprietà suddette, per acciai di tipo e resistenza definiti, possono essere desunti dalla EN 10138. Per altri tipi di acciaio, le proprietà devono essere certificate mediante benestari tecnici di approvazione.
- (3) I calcoli di progetto possono essere fondati sulla dimensione nominale o sull'area nominale della sezione trasversale dell'acciaio per precompressione.

##### 4.2.3.3.2. Modulo di elasticità

- (1) Si applicano i valori dati in 3.3.4.4.

##### 4.2.3.3.3. Diagramma tensioni-deformazioni

- P(1) I requisiti generali di duttilità devono essere in accordo con 3.3.4.3 e con quanto specificato nelle norme pertinenti.
- (2) Un diagramma bi-lineare idealizzato è rappresentato nella fig. 4.6. Tale diagramma è valido per temperature comprese fra  $-20\text{ °C}$  e  $+200\text{ °C}$ .
- (3) Il diagramma di fig. 4.6 può generalmente essere utilizzato per analisi globali, verifiche locali e per il controllo della capacità resistente della sezione.
- (4) Per verifiche locali o per il progetto di sezioni il diagramma di fig. 4.6 può essere modificato, per esempio adottando un tratto superiore meno inclinato o orizzontale.

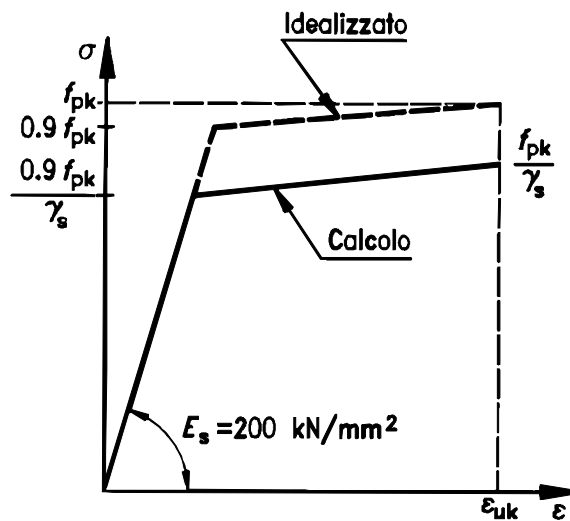


Fig. 4.6 - Diagramma tensioni-deformazioni di calcolo di un acciaio per precompressione

- (5) I valori di calcolo delle tensioni dell'acciaio si ottengono dal diagramma idealizzato dividendo le ordinate per  $\gamma_s$ , fattore di sicurezza parziale per l'acciaio per precompressione (vedere 2.3.3).
- (6) Nel progetto delle sezioni si può fare o l'una o l'altra delle seguenti assunzioni:
  - ramo superiore del diagramma di calcolo di fig. 4.6 orizzontale, limitando la tensione nell'acciaio per precompressione a  $0,9 f_{pk} / \gamma_s$  senza limite di deformazione, sebbene in alcuni casi possa risultare conveniente assumerne uno;
  - ramo superiore inclinato, con deformazione dell'acciaio limitata a  $|0,01|$ .

#### 4.2.3.3.4. Duttilità

- (1) Ai fini dell'analisi strutturale, in assenza di altre indicazioni, le armature post-tese possono considerarsi armature aventi alta duttilità, mentre quelle pre-tese si considerano aventi duttilità normale.

#### 4.2.3.3.5. Fatica

- (1) Per i requisiti di fatica dell'acciaio per precompressione, vedere la parte 1E.

#### 4.2.3.3.6. Stati di sollecitazione pluriassiali

- (1) Se non diversamente stabilito nei benestare tecnici di approvazione, le armature di precompressione composte che soddisfano i requisiti di cui in 3.3.4.6 possono essere considerate atte a esplicare totalmente la resistenza a trazione specificata se il raggio di curvatura della sella, che sorregge l'armatura stessa nei punti di deviazione, soddisfa le condizioni contenuto nel prospetto 4.4.
- (2) I valori del prospetto 4.4 non si riferiscono ai coefficienti di attrito di cui in 4.2.3.5.5 (8).

#### 4.2.3.3.7. Dispositivi di ancoraggio o di accoppiamento di armature di precompressione

- (1) I dispositivo di ancoraggio e di accoppiamento di armature di precompressione che soddisfanno i requisiti richiesti in 3.4.1.2 possono essere considerati adatti a sopportare la resistenza caratteristica totale delle armature di precompressione.

Prospetto 4.4 - Criteri di verifica di stati di tensione pluriassiali nelle armature per precompressione

Tipo di armatura	Rapporto $\frac{\text{raggio minimo di curvatura } (R)}{\text{diametro nominale } (d)}$
Filo o trefolo singolo, inflesso dopo la tesatura	15
Filo o trefolo singolo, messo in tensione entro guaina liscia	20
Filo o trefolo singolo, messo in tensione entro guaina ruvida	40
Armatura formata con molti fili o trefoli	Valori precedenti moltiplicati per $n_1 / n_2$

dove:  $n_1$  è il numero totale di fili o trefoli nell'assemblaggio di armature di precompressione;  
 $n_2$  è il numero di fili o trefoli che trasferiscono al deviatore la forza radiale di tutti i fili o trefoli dell'assemblaggio (vedere fig. 4.7).

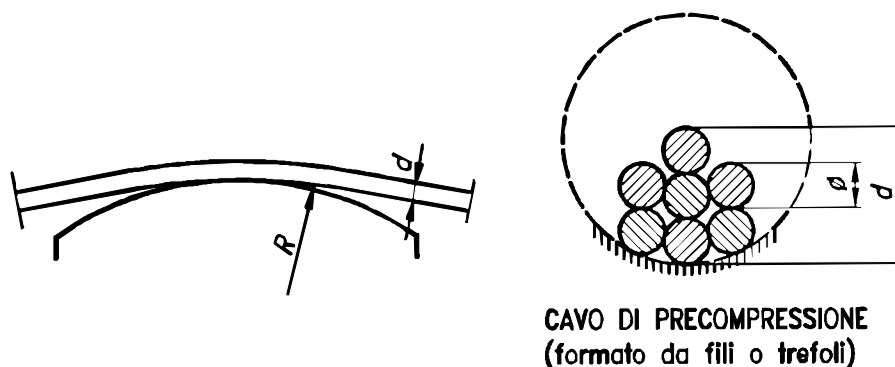


Fig. 4.7 - Esempio del rapporto  $n_1 / n_2$  di cui al prospetto 4.4 (in questo caso  $n_1 / n_2 = 7/3$ )

#### 4.2.3.4. Proprietà tecnologiche dell'acciaio per precompressione

##### 4.2.3.4.1. Rilassamento

- P(1) I certificati che accompagnano le consegne devono indicare la classe e i dati relativi al rilassamento dell'acciaio per precompressione (vedere 3.3.5 e norme specifiche).
- (2) Per i calcoli di progetto, i valori che possono essere presi in considerazione per le perdite a 1000 ore sono sia quelli dati nel certificato che quelli assunti nella fig. 4.8 per le tre classi di acciaio considerate. I valori delle perdite per rilassamento a lungo termine possono essere assunte pari a tre volte le perdite per rilassamento dopo 1000 ore.
- (3) Una indicazione dell'evoluzione del rilassamento tra 0 e 1000 ore è riportata nel prospetto 4.5.

Prospetto 4.5 - Indicazione delle relazioni tra perdite per rilassamento

Tempo in ore	1	5	20	100	200	500	1000
Perdite per rilassamento come percentuale delle perdite dopo 1000 ore	15	25	35	55	65	85	100

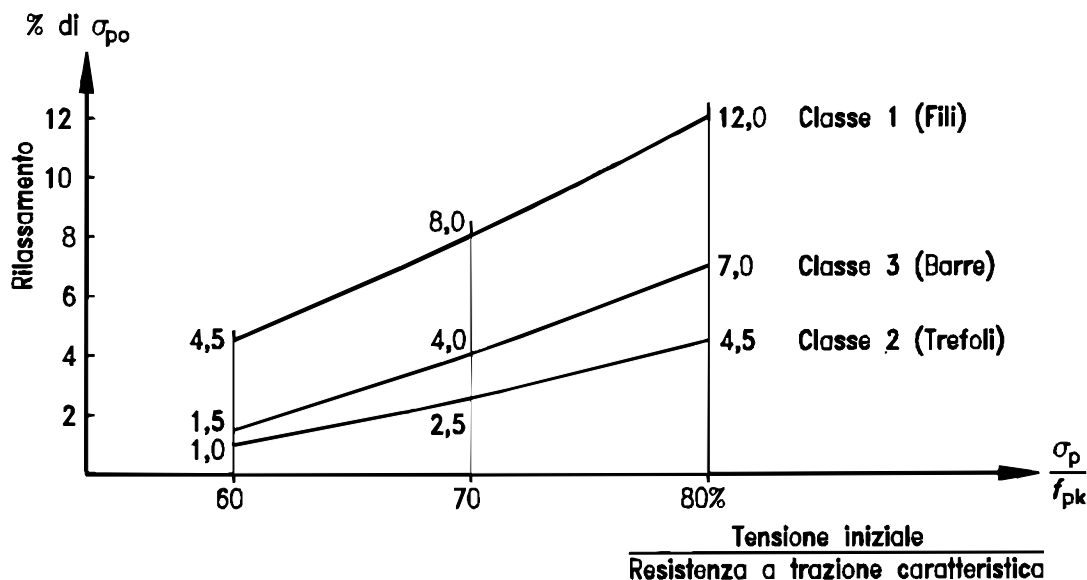


Fig. 4.8 – Perdite per rilassamento dopo 1000 ore a 20 °C

- (4) Il rilassamento in strutture soggette a temperature maggiori di 20 °C sarà maggiore di quello indicato in fig. 4.8. Ciò può interessare la costruzione di strutture in climi molto caldi, centrali elettriche ecc. Se necessario si potrà richiedere al produttore di includere nei certificati informazioni al riguardo [vedere 3.3.2 (2)].
- (5) Le perdite per rilassamento a breve termine per temperature della struttura maggiori di 60 °C possono essere da 2 a 3 volte quelle a 20 °C. Tuttavia, in generale, nel caso di maturazione accelerata di breve durata, si può ritenere che questo non influisca sul rilassamento a lungo termine (vedere 4.2.3.5.5).

#### 4.2.3.4.2. Suscettibilità alla corrosione sotto sforzo

- (1) Si applicano i provvedimenti di cui in 3.3.5.3.

#### 4.2.3.4.3. Comportamento in funzione della temperatura

Vedere la parte 10 - Resistenza al fuoco.

#### 4.2.3.5. Progetto di elementi di calcestruzzo precompresso

##### 4.2.3.5.1. Generalità

- P(1) Questa sezione si riferisce a strutture in cui la precompressione è realizzata mediante armature interne completamente aderenti.
- P(2) Gli effetti della precompressione da considerare comprendono:
  - i requisiti minimi per le classi di calcestruzzo (4.2.3.5.2);
  - i requisiti minimi per le unità di precompressione (4.2.3.5.3);
  - la determinazione della forza di precompressione effettiva (2.5.4);
  - la forza iniziale di precompressione (4.2.3.5.4);
  - le perdite di precompressione (4.2.3.5.5);
  - il trasferimento delle forze di precompressione e il progetto delle zone di ancoraggio per elementi pre-tesi (4.2.3.5.6);
  - le zone di ancoraggio in elementi post-tesi (4.2.3.5.7).
- (3) Le prescrizioni di 2.5.4 devono, di regola, essere applicate in tutti i calcoli relativi all'analisi degli effetti globali e locali della precompressione e nel progetto di sezioni agli stati limite ultimi e di esercizio.

##### 4.2.3.5.2. Classi di resistenza minime per calcestruzzo precompresso

- (1) La classe minima per elementi post-tesi è C25/30, mentre per elementi pre-tesi è C30/37.



## 4.2.3.5.3. Numero minimo di unità di precompressione in elementi strutturali isolati

- P(1) Elementi isolati di calcestruzzo precompresso devono contenere nella zona tesa precompressa un numero minimo di unità di precompressione per assicurare che, con un adeguato grado di affidabilità, la rottura di un certo numero di barre, fili o altre armature di precompressione non determini la rottura dell'elemento.
- (2) Il punto P(1) si applica agli elementi strutturali in cui non esiste una capacità portante addizionale dovuta a ridistribuzione di forze e momenti interni, ridistribuzione trasversale di carichi oppure conseguita con altre predisposizioni (per esempio armature di acciaio normale).
- (3) Il requisito di cui in P(1) può considerarsi soddisfatto se viene predisposto il numero minimo di barre, fili o di altri tipi di armature di precompressione dato nel prospetto 4.6. Il prospetto 4.6 presuppone che tutte le armature di una stessa categoria (fili o barre o trefoli) abbiano lo stesso diametro.
- (4) Il requisito può anche essere considerato soddisfatto se si predispone almeno un trefolo con sette o più fili elementari (con diametro dei fili  $\geq 4,0$  mm) nell'elemento isolato.
- (5) Se il numero reale di barre, fili o altre armature di precompressione nell'elemento isolato è minore ai valori riportati nel prospetto 4.6, si deve dimostrare che sussiste un adeguato grado di affidabilità nei confronti della rottura.

Prospetto 4.6 - Numero minimo di barre, fili o altre armature di precompressione nella zona precompressa in trazione di elementi isolati

Tipo di unità	Numero minimo
Barre e fili singoli	3
Barre e fili, formanti trefoli o assemblaggi	7
Altre armature eccetto trefoli [vedere (4)]	3

## 4.2.3.5.4. Forza di precompressione iniziale

- P(1) La forza di precompressione iniziale deve essere determinata secondo 2.5.4 in cui sono elencati anche i fattori che influiscono sulle perdite di precompressione.
- P(2) La massima forza  $P_0$ , applicata a un'armatura (cioè la forza all'estremità attiva immediatamente dopo la tesatura per  $x = 0$ , vedere 2.5.4.2) non deve essere maggiore di  $A_p \sigma_{o,max}$  dove:  $A_p$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura;  
 $\sigma_{o,max}$  è la massima tensione applicata alla stessa, valutata come  
 $\sigma_{o,max} = |0,80| f_{pk}$  oppure, se minore,  $|0,90| f_{p0,1k}$  [4.5]
- P(3) La forza di precompressione applicata al calcestruzzo immediatamente dopo la tesatura (post-tensione) o dopo il trasferimento (pre-tensione), e cioè  $P_{mo} = A_p \sigma_{pmo}$ , non deve superare la minore delle forze determinate con:  
 $A_p \sigma_{pmo} = |0,75| f_{pk} A_p$  oppure  $|0,85| f_{p0,1k} A_p$  [4.6]  
dove:  $\sigma_{pmo}$  è la tensione nell'armatura immediatamente dopo la tesatura o il trasferimento.
- (4) Per elementi pre-tesi,  $P_{mo}$  di cui in P(3) si calcola con l'equazione:  
 $P_{mo} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_{ir} [-\Delta P_{\mu}(x)]$  [4.7]  
dove:  $\Delta P_c$  e  $\Delta P_{\mu}(x)$  sono definite in 2.5.4.2 e  $\Delta P_{ir}$  rappresenta le perdite per rilassamento a breve termine.
- (5) Per elementi post-tesi,  $P_{mo}$  si calcola con l'equazione:  
 $P_{mo} = P_0 - \Delta P_{sl} - \Delta P_c - \Delta P_{\mu}(x)$ . [4.8]
- (6) In 4.2.3.5.5 sono riportati metodi per valutare  $\Delta P_{sl}$ ,  $\Delta P_c$ ,  $\Delta P_{ir}$  e  $\Delta P_{\mu}(x)$ .
- P(7) La minima resistenza del calcestruzzo richiesta all'atto della messa in tensione o del trasferimento delle tensioni deve essere indicata nei benestare tecnici di approvazione dei sistemi di precompressione considerati. Qualora tali documenti non esistano, si assumono di regola i requisiti concernenti l'affidabilità e le prestazioni (prospetti 2.1 e 2.2 di cui in 2).
- (8) I valori limite dei precedenti punti P(2) e P(3) sono generalmente validi; tuttavia essi possono essere modificati in relazione a numerosi fattori, come per esempio:

- se è possibile sostituire una armatura di precompressione danneggiata;
- le conseguenze della rottura di una armatura di precompressione, in particolare pericolo per vite umane;
- i livelli di tensione nel calcestruzzo dovuti alla precompressione;
- la classe dell'acciaio e il tipo di armatura usato;
- se le armature verranno successivamente rese aderenti o no;
- il momento in cui verrà iniettata la malta nelle guaine;
- la possibilità di ottenere la forza di precompressione richiesta nell'armatura applicando una sovratensione quando si incontra una resistenza per attrito inaspettatamente elevata: in questo caso eccezionale la massima forza iniziale  $P_0$  può essere incrementata fino a  $[0,95] f_{p0,1k} A_p$ .

#### 4.2.3.5.5. Perdite di precompressione

- P(1) Le perdite di precompressione devono essere calcolate secondo i principi di cui in 2.5.4.2.
- (2) È richiesta una stima della precompressione reale nei vari stadi considerati nel progetto; si dovrà quindi mettere in conto una quota appropriata di perdite di precompressione dovute ai diversi fattori di cui in 2.5.4.2. Ogni qualvolta ciò sia possibile, questi calcoli dovranno fondarsi sull'esperienza o su dati sperimentali riferiti ai materiali e ai metodi di precompressione usati. Per un'ampia gamma di strutture, in assenza di tali dati, per una stima approssimativa delle perdite totali di precompressione si possono usare le raccomandazioni generali date in da (5) a (11).
- (3) Si raccomanda che i valori reali delle perdite di precompressione alla messa in tensione vengano controllati misurando la forza di precompressione trasferita da un estremo all'altro dell'armatura.
- (4) Le perdite immediate vanno di norma calcolate secondo quanto indicato in (5) a (8) successivi. Le perdite dipendenti dal tempo devono essere calcolate secondo quanto indicato in (9) e (10).
- (5) Le perdite di precompressione dovute al rientro degli ancoraggi  $\Delta P_{sl}$  di regola devono essere determinate sperimentalmente e in base a benestare tecnici di approvazione relativi ai sistemi di precompressione usati.
- (6) Il calcolo della perdita immediata di forza nelle armature dovuta alla deformazione elastica del calcestruzzo  $\Delta P_c$  può essere basato sui valori del modulo di elasticità del calcestruzzo dati in 3.1.2.5.2 e su quello degli acciai da precompressione dati in 3.3.4.4.  
Per la pre-tensione, le perdite di precompressione devono, di regola, essere calcolate sulla base del rapporto tra i moduli, usando le tensioni nel calcestruzzo adiacente all'armatura.  
Per la post-tensione, si ha una perdita progressiva quando i cavi non sono messi in tensione simultaneamente. Qualora non sia richiesta maggiore precisione, questa perdita può essere calcolata sulla base di metà del prodotto tra il rapporto dei moduli e il valore medio, sulla lunghezza dei cavi, della tensione nel calcestruzzo adiacente.
- (7) la perdita per rilassamento a breve termine  $\Delta P_{ir}$  che si ha nella pre-tensione, tra la tesatura dei cavi e il trasferimento della sollecitazione al calcestruzzo, può essere di regola calcolata utilizzando i dati in 4.2.3.4.1.
- (8) La perdita di precompressione nelle armature di precompressione post-tese dovuta all'attrito  $\Delta P_{\mu}(x)$  può essere valutata con l'equazione:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_0 \left( 1 - e^{-\mu(\theta + kx)} \right) \quad [4.9]$$

- dove:
- $\mu$  è il coefficiente di attrito tra i cavi e le loro guaine;
  - $\theta$  è la somma delle deviazioni angolari su una lunghezza  $x$  (indipendentemente dalla direzione o dal segno);
  - $k$  è la deviazione angolare non intenzionale per unità di lunghezza, correlata al tracciato delle armature di precompressione;
  - $\mu$  dipende dalle caratteristiche della superficie delle armature e delle guaine, dalla presenza di ruggine, dall'entità dell'allungamento e dal tracciato delle armature di precompressione. In assenza di dati più precisi, per cavi che riempiono circa

il 50% del condotto, quando si usa l'equazione [4.9] si possono adottare per  $\mu$  i seguenti valori:

– fili trafilati a freddo	0,17
– trefoli	0,19
– barre con risalti	0,65
– barre lisce	0,33

I valori di  $k$  devono di norma essere dati da benestare tecnici di approvazione, e sono generalmente compresi nel campo  $0,005 < k < 0,01$  per metro. I valori dipendono dal livello di preparazione professionale, dalla distanza tra i sostegni dei cavi, dal tipo di condotto o guaina e dal grado di vibrazione adottato nella compattazione del calcestruzzo.

I valori precedentemente raccomandati per  $\mu$  e  $k$  sono valori medi. I valori reali da usare nel progetto possono essere incrementati o ridotti a seconda delle norme di controllo, del livello qualitativo dell'esecuzione in cantiere, delle precauzioni speciali ecc., sempre che i valori prescelti possano essere giustificati.

- (9) Le perdite dipendenti dal tempo devono essere calcolate con l'equazione:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_s + \Delta\sigma_{pr} + \alpha \phi(t, t_0) (\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left[ \left( 1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) (1 + 0.8 \phi(t, t_0)) \right]} \quad [4.10]$$

dove:  $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$  è la variazione di tensione nelle armature di precompressione dovuta a viscosità, ritiro e rilassamento nella sezione di ascissa  $x$  al tempo  $t$ ,  
 $\varepsilon_s(t, t_0)$  è la deformazione di ritiro stimata, dedotta dai valori del prospetto 3.4 per ritiro finale (vedere anche 2.5.5 e l'appendice I);

$\alpha$  è il rapporto  $E_s / E_{cm}$ ;

$E_s$  è il modulo di elasticità dell'acciaio per precompressione, ricavato da 3.3.4.4;

$E_{cm}$  è il modulo di elasticità del calcestruzzo (prospetto 3.2);

$\Delta\sigma_{pr}$  è la variazione di tensione nell'armatura della sezione di ascissa  $x$  dovuta al rilassamento: può essere ricavata dalla fig. 4.8, in funzione del rapporto tra tensione iniziale e tensione caratteristica di trazione,  $\sigma_p / f_{pk}$ , calcolato con:

$$\sigma_p = \sigma_{pg0} - 0,3 \Delta\sigma_{p,c+s+r} \quad [4.11]$$

dove:  $\sigma_{pg0}$  è la tensione iniziale nelle armature di precompressione dovuta alla tesatura e alle azioni permanenti. Per semplicità, e a favore di sicurezza, il secondo termine dell'equazione [4.11] può essere ignorato. Per edifici normali  $\sigma_p$  può essere preso pari a  $0,85 \sigma_{pg0}$ ;

$\phi(t, t_0)$  è il coefficiente di viscosità definito in 2.5.5 (vedere anche l'appendice I);

$\sigma_{cg}$  è la tensione nel calcestruzzo adiacente alle armature, dovuta al peso proprio e alle altre azioni permanenti;

$\sigma_{cp0}$  è la tensione iniziale nel calcestruzzo adiacente alle armature, dovuta alla precompressione;

$A_p$  è l'area di tutte le armature di precompressione al livello considerato;

$A_c$  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 di precompressione.

Usando l'equazione [4.10], si deve ipotizzare inizialmente un valore delle perdite totali, per poter valutare il termine  $\Delta\sigma_{pr}$  a secondo membro (questo termine dipende dal livello di precompressione finale). Si rende dunque necessario un processo iterativo per risolvere e bilanciare i due membri dell'equazione [4.10].

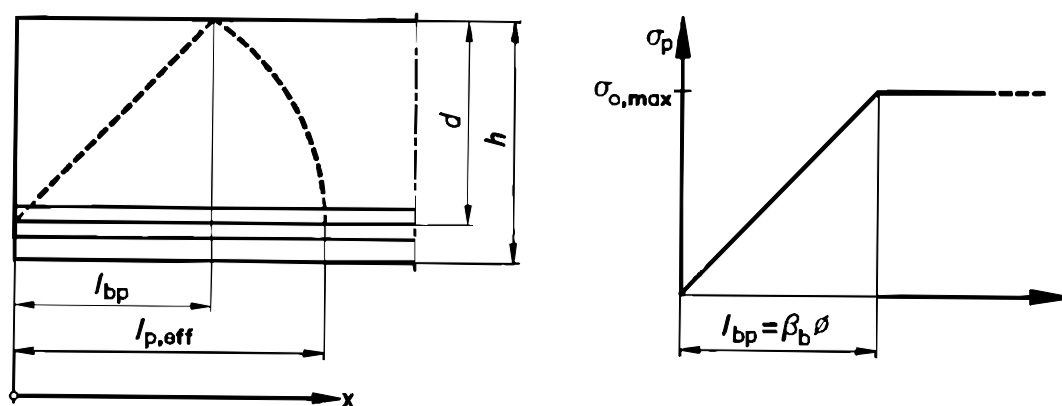
- (10) La perdita di precompressione calcolata corno indicato al punto (9) deve, di norma, essere aggiunta a quella calcolata con le prescrizioni da (5) a (8) precedenti per valutare la precom-

pressione finale  $P_{m\infty}$ . Si ricorda che queste procedure sono approssimate e possono essere modificate per essere adeguate a materiali, tensioni o condizioni di progetto particolari.

- (11) Le procedure di progetto che considerano degli effetti di precompressione devono, di regola, essere in accordo con 2.5.4.

#### 4.2.3.5.6. Zone di ancoraggio di elementi pre-tesi

- (1) Dove possono intervenire forze di trazione, di regola devono essere disposte armature addizionali.
- (2) Si deve distinguere [fig. 4.9(a)] tra:
- i)  $l_{bp}$  lunghezza di trasmissione necessaria per trasferire completamente al calcestruzzo la forza di precompressione  $P_0$  da un'armatura pre-tesa;
  - ii)  $l_{p,eff}$  lunghezza di diffusione necessaria affinché le tensioni si diffondano gradualmente nel calcestruzzo fino a dar luogo a una distribuzione lineare sulla sezione;
  - iii)  $l_{ba}$  lunghezza di ancoraggio necessaria per trasferire completamente al calcestruzzo la forza ultima  $F_{pu}$  da una armatura pre-tesa (vedere 2.5.3.7.4).



#### a) Definizioni

Fig. 4.9(a) e (b) - Trasferimento della precompressione in elementi pre-tesi

- (3) La lunghezza di trasmissione  $l_{bp}$  è influenzata dalla dimensione e dal tipo di armatura, dalle condizioni superficiali dell'armatura, dalla resistenza del calcestruzzo, dal grado di compattezza del getto. I valori si basano di regola su dati sperimentali oppure su prove eseguite con il tipo di armatura da utilizzare. Ai fini progettuali [fig. 4.9(b)] la lunghezza di trasmissione è definita come un multiplo del diametro nominale o del trefolo o del filo:

$$l_{bp} = \beta_b \varnothing \quad [4.12]$$

Per trefoli di sezione trasversale non maggiore di  $100 \text{ mm}^2$  e per fili improntati di diametro non maggiore di 8 mm, tali da soddisfare le caratteristiche specificate in norme pertinenti e posti in trazione secondo i valori dati in 4.2.3.5.4, possono essere adottati i valori di  $\beta_b$  del prospetto 4.7. La resistenza del calcestruzzo assunta deve essere di norma quella al momento del trasferimento. Qualora si proponga l'uso di fili nervati di diametro  $\leq 12 \text{ mm}$ , i valori di  $\beta_b$  devono di norma basarsi su risultati di prove; come guida possono essere adottati i valori del prospetto 4.7.

Prospetto 4.7 - Fattore  $\beta_b$  da considerare per la lunghezza di trasmissione di trefoli e fili (lisci a improntati) in relazione alla resistenza del calcestruzzo al momento del trasferimento

Resistenza reale del calcestruzzo al trasferimento ( $\text{N/mm}^2$ )		25	30	35	40	45	50
$\beta_b$	Trefoli e fili lisci o improntati	75	70	65	60	55	50
	Fili nervati	55 (1: 75)	50 (1: 70)	45 (1: 65)	40 (1: 60)	35 (1: 55)	30 (1: 50)

*Nota: Il NAD italiano precisa che i fili lisci nelle strutture precomprese ad armature pretese sono esclusi*

- (4) Il valore di calcolo  $l_{bpd}$  deve di regola essere preso pari a  $0,8 l_{bp}$  o  $1,2 l_{bp}$ , assumendo il valore meno favorevole per gli effetti considerati.
- (5) La lunghezza di trasmissione, la lunghezza di ancoraggio e la lunghezza di diffusione si misurano dall'inizio del tratto di aderenza reale.  
L'inizio dell'aderenza reale deve di regola tenere conto di:
- armature rese deliberatamente non aderenti all'estremità;
  - una zona neutralizzata  $l_{bp,o}$ , nel caso di rilascio repentino.
- (6) Per sezioni rettangolari e armature di precompressione rettilinee, situate vicino alla parte inferiore della sezione, la lunghezza di diffusione può essere stabilita come:
- $$l_{p,eff} = \sqrt{(l_{bpd})^2 + d^2} \quad [4.13]$$
- (7) L'ancoraggio delle armature di precompressione in membrature inflesse allo stato limite ultimo è influenzato dalla condizione, fessurata o meno, della zona di ancoraggio. La parte della trave dove le armature di precompressione sono ancorate [fig. 4.9(a)] può essere considerata non fessurata se le tensioni di trazione nel calcestruzzo allo stato limite ultimo (tensioni di flessione e tensioni principali) non sono maggiori di  $f_{ctd}$ , tenendo conto del valore pertinente di  $P_d$  (vedere 2.5.4).
- (8) Se la tensione di trazione non è maggiore di  $f_{ct0,05}$ , le condizioni di ancoraggio possono essere considerate soddisfatte senza ulteriori verifiche.
- (9) Se la tensione di trazione è maggiore di  $f_{ct0,05}$ , si deve di regola dimostrare che l'involuppo delle forze di trazione agenti, calcolate secondo la fig. 5.1 1, non superi la forza di trazione resistente fornita dalle armature di precompressione e dalle altre armature ordinarie esistenti nella zona di ancoraggio. La forza resistente ultima  $F_{px}$  delle armature di precompressione, come indicato nella fig. 4.9(c), può essere determinata con l'equazione:

$$F_{px} = \frac{x}{l_{bpd}} P_0 \leq \frac{A_p f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad [4.14]$$

dove:  $P_0$  è definita in 2.5.4.2 P(1);  
 $l_{bpd}$  è definita in (4).

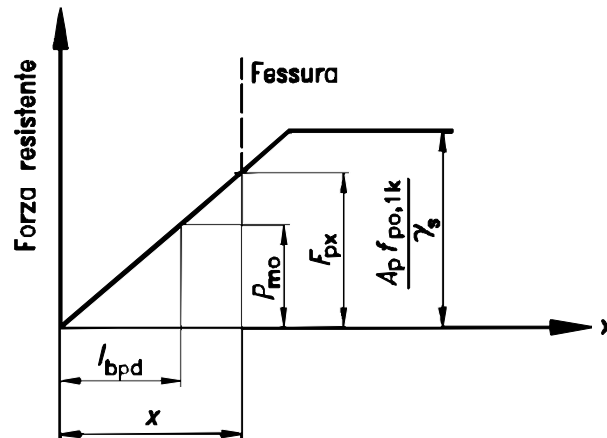


Fig. 4.9(c) - Rappresentazione dell'equazione [4.14]

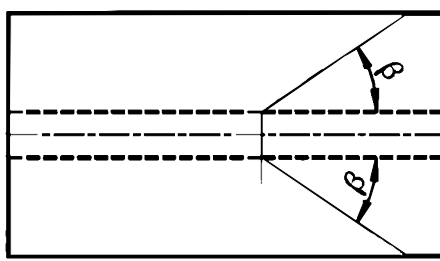
#### 4.2.3.5.7. Zone di ancoraggio di elementi post-tesi

- P(1) Il progetto delle zone di ancoraggio deve essere conforme alle procedure di questa sezione e di quelle in 2.5.4, 4.2.3, 5.4.6 e 5.4.8.
- P(2) Nel considerare gli effetti della precompressione come una forza concentrata sulla zona di ancoraggio, si deve usare la resistenza caratteristica a trazione delle armature di precompressione.
- (3) Le tensioni sotto le piastre di ancoraggio devono di regola essere calcolate secondo 5.4.8.
- (4) Le forze di trazione dovute a forze concentrate devono di regola essere calcolate con il modello puntone-tirante o altre rappresentazioni appropriate (vedere 2.5.3.6.3 e 2.5.3.7.4).

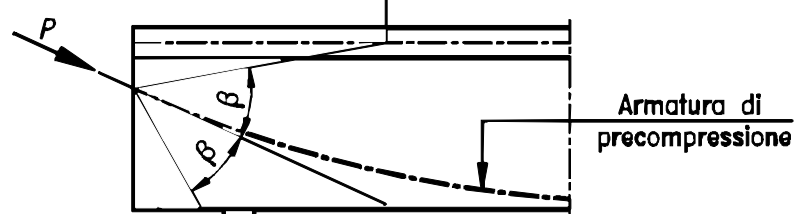
L'armatura risultante deve di regola essere disposta secondo 5.4.6, ammettendo che lavori alla sua resistenza di calcolo.

- (5) Si può ritenere che la forza di precompressione si diffonda secondo un angolo di ampiezza  $2\beta$  (vedere fig. 4.10) a partire dall'estremità del dispositivo di ancoraggio, dove  $\beta$  si può assumere pari a  $\arctan 2/3$ .

a)



b)



$$\beta = \arctan(2/3) = 33,7^\circ$$

Fig. 4.10 - Diffusione della precompressione