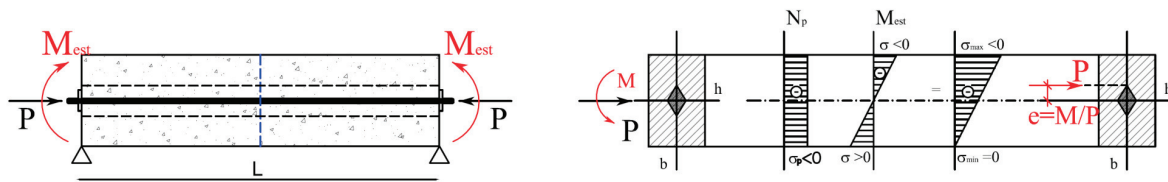


6.7. Verifiche in esercizio

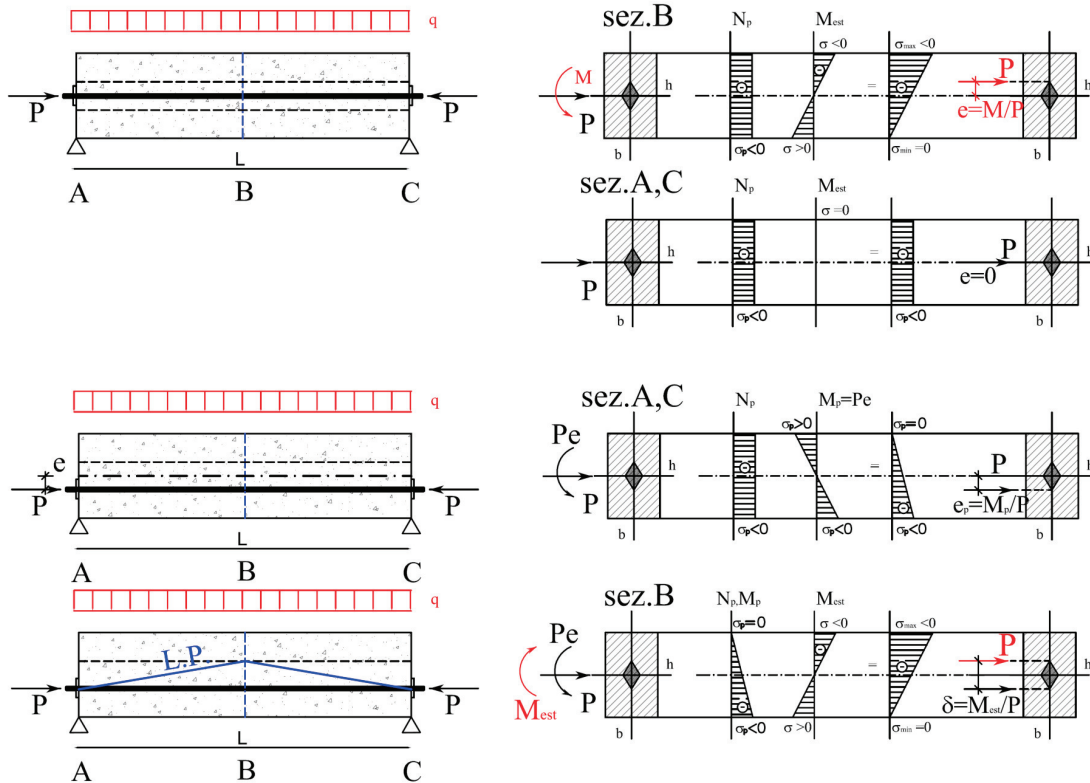
6.7.1. Scopii della precompressione

La Precompressione del Cemento Armato ha lo scopo di migliorare il comportamento della struttura in fase di esercizio, contenendo la deformabilità ed impedendo (o limitando) la fessurazione della trave. Infatti, la presenza di una sollecitazione artificiale di segno opposto a quello dovuto ai carichi applicati comporta tensioni risultanti minori di quelle che si avrebbero se ci fossero solamente carichi applicati.

Generalmente la precompressione è una coazione permanente che permette di ottenere una sezione resistente completamente reagente, di rigidità mediamente doppia di una sezione fessurata.

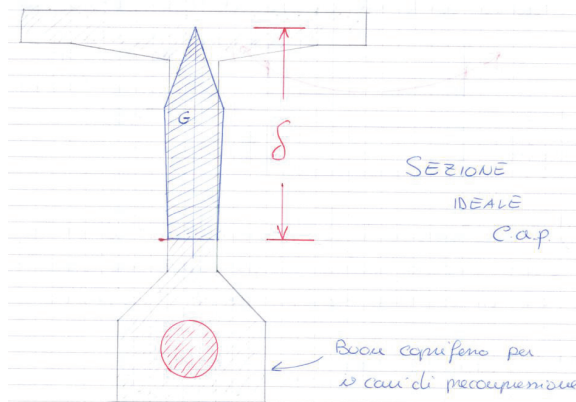


Elementi strutturali in Cemento Armato Precompresso



Dagli esempi esposti risulta evidente il vantaggio di precomprimere l'elemento in c.a., ottenendo sezioni interamente reagenti. Per ottenere ciò è necessario che la risultante delle pressioni lungo la trave (in ogni sezione) sia interna al nocciolo d'inerzia, cioè con asse neutro esterno alla sezione. In altre parole, la linea delle pressioni di tutti i carichi presenti (precompressione e carichi esterni) deve risultare in ogni sezione all'interno del nocciolo.

Complessivamente i carichi applicati attuano una traslazione della risultante delle compressioni (generalmente P) di una quantità δ pari al $M_{tot} = P / \delta$ nel verso opposto alla precompressione.



La resistenza della trave in c.a.p. è costituita dalla massima escursione fra il punto inferiore (in fase di precompressione) ed il punto superiore (carichi esterni) del nocciolo; per tale motivo le sezioni in c.a.p. presentano una forma ideale di sezione a doppio T non simmetrico, tale da presentare un nocciolo d'inerzia più allungato possibile e prevedere lo spazio fisico per alloggiare i cavi.

6.7.2. Verifica delle tensioni in esercizio

Ai fini della verifica in esercizio della trave in precompresso, vanno considerati i seguenti carichi e fasi costruttive:

- Peso proprio della trave (pp)
- Carichi equivalenti alla precompressione (P_k) allo stato iniziale t_0 ed a tempo infinito t_∞
- Carichi permanenti portati (G_k)
- Carichi variabili (Q_k)
- Eventuali coazioni aggiuntive (carico termico, ritiro, cedimenti vincolari)

Analogamente alle altre tipologie costruttive, i carichi vanno combinati opportunamente a determinare lo stato sollecitante più sfavorevole (purché realistico).

A causa della natura dei carichi da precompressione (coazione imposta) è necessario eseguire le verifiche nelle diverse fasi realizzative della struttura.

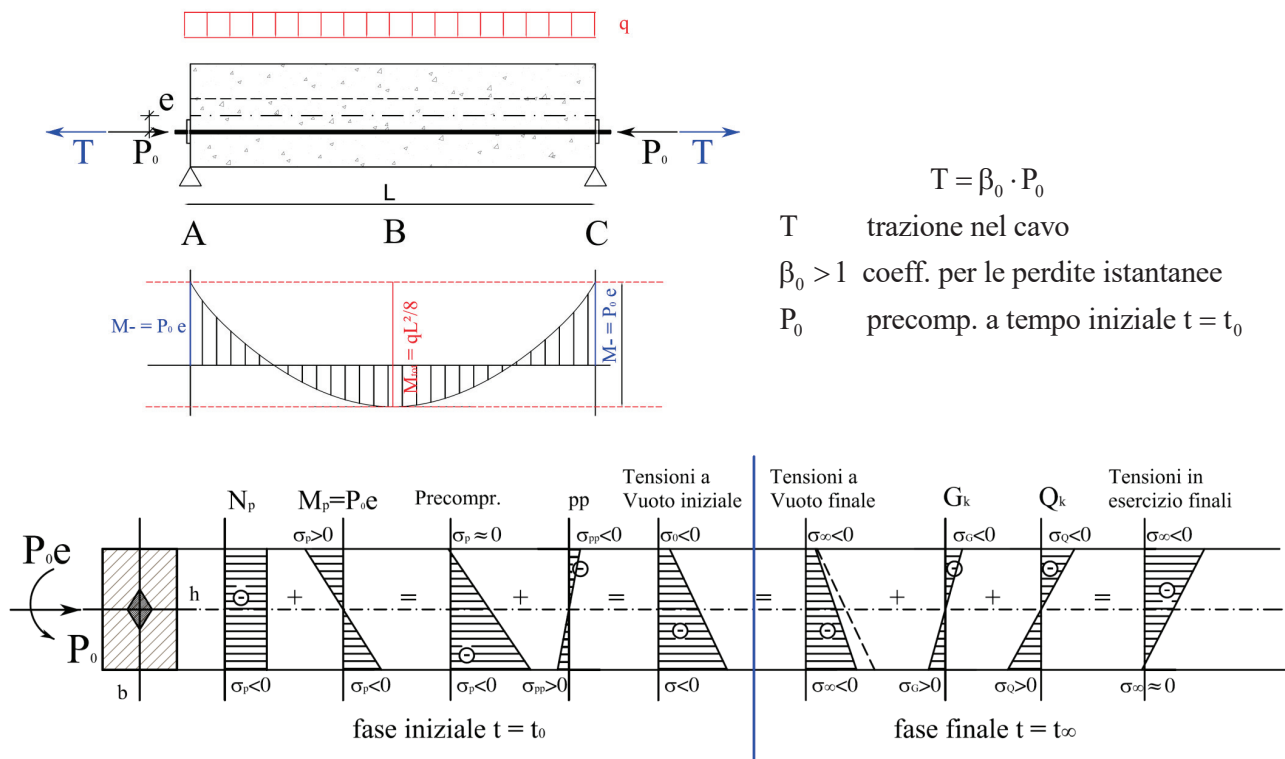
Nei casi più semplici è necessario verificare quanto meno due situazioni:

1. verifica delle tensioni a vuoto iniziale:
 peso proprio (pp)
 + precompressione a tempo t_0 (scontando le perdite istantanee) (P_0)
2. verifica delle tensioni in esercizio a tempo infinito
 + carichi permanenti (G_k)
 + carichi variabili (Q_k)
 + precompressione a tempo t_∞ (scontando le perdite differite) (P_∞)

In generale si potrebbero presentare i seguenti casi:

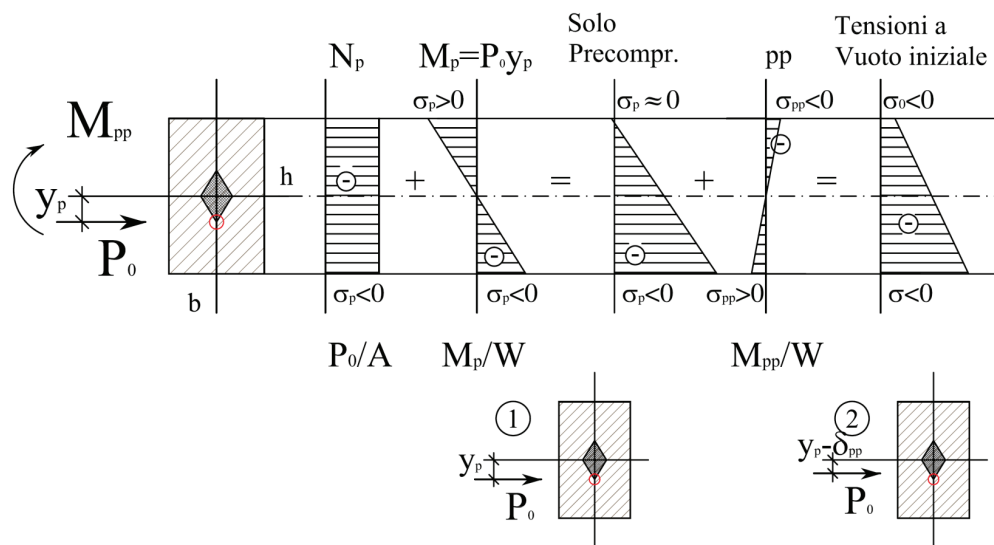
- > verifica della sola precompressione allo stato iniziale (P_0) [pre-teso, prefabbricazione]
- > verifica del solo peso proprio (pp) [post-teso, infrequentemente]
- > verifica delle tensioni a vuoto iniziale a tempo t_0 : (pp) + (P_0)
- > verifica delle tensioni a vuoto finale a tempo t_∞ : (pp) + (P_∞)
- > verifica delle tensioni a vuoto finale solo permanenti: (pp) + (P_∞) + (G_k)
- > verifica delle tensioni a vuoto finale carichi totali: (pp) + (P_∞) + (G_k) + (Q_k)

Le verifiche vanno eseguite sezione per sezione, ciascuna con la propria sollecitazione ed aliquota delle perdite di precompressione.



6.7.2.1. Tensioni a vuoto iniziali

Valutiamo e verifichiamo le tensioni massime in esercizio a vuoto iniziali, quando agiscono solamente la precompressione ed il peso proprio:



- 1) Effetto della sola precompressione, scontando già le perdite istantanee:

$$\sigma_c = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0 \cdot y_p}{J} y_{\text{inf}} \leq 0.70 f_{ckj}$$

$$\sigma_t = \frac{P_0}{A} - \frac{P_0 \cdot y_p}{J} y_{\text{sup}} \leq \sigma_{t,Rd} \quad (\text{dipende dalla Nomartiva})$$

- 2) Effetto della precompressione e del peso proprio:

$$\sigma_c = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0 \cdot y_p}{J} y_{\text{inf}} - \frac{M_{pp}}{J} y_{\text{inf}} = \frac{P_0}{A} + P_0 \frac{(y_p - \delta_{pp})}{J} y_{\text{sup}} \leq 0.70 f_{ckj}$$

$$\sigma_t = \frac{P_0}{A} - \frac{P_0 \cdot y_p}{J} y_{\text{sup}} + \frac{M_{pp}}{J} y_{\text{sup}} \leq \sigma_{t,Rd} \quad (\text{dipende dalla Nomartiva})$$

$$\delta_{pp} = \frac{M_{pp}}{P_0} \quad \text{chiamato "sfilamento" del carico pp}$$

dove:

P_0 è la precompressione a tempo $t=t_0$ (scontata delle perdite istantanee)

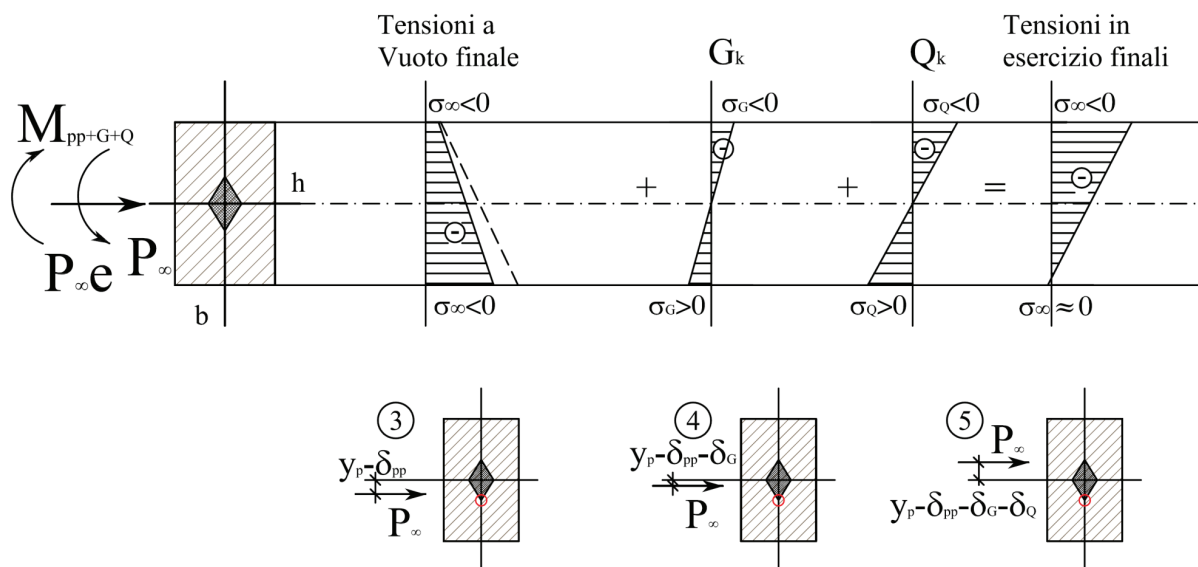
$A = A_{id}$ nel caso di cavi pre-tesi, $A = A_c$ nel caso di cavi post-tesi (non iniettati)

$J = J_{id}$ nel caso di cavi pre-tesi, $J = J_c$ nel caso di cavi post-tesi (non iniettati)

A_c e J_c possono tener conto della presenza di armatura lenta ordinaria con $n=15$

6.7.2.2. Tensioni finali a tempo infinito

Valutiamo e verifichiamo le tensioni massime in esercizio a tempo infinito, quando si sono scontate tutte le perdite lente e vengono applicati i carichi esterni:



3) Effetto della precompressione e del peso proprio, scontando tutte le perdite differite:

$$\sigma_c = \frac{P_\infty}{A} + \frac{P_\infty \cdot y_p}{J} y_{\text{inf}} - \frac{M_{\text{pp}}}{J} y_{\text{inf}} = \frac{P_\infty}{A} + P_\infty \frac{(y_p - \delta_{\text{pp}})}{J} y_{\text{inf}} \leq 0.60f_{\text{ck}}$$

$$\sigma_t = \frac{P_\infty}{A} - \frac{P_\infty \cdot y_p}{J} y_{\text{sup}} + \frac{M_{\text{pp}}}{J} y_{\text{sup}} \leq \sigma_{t,\text{Rd}} \quad (\text{dipende dalla Nomartiva})$$

dove:

P_∞ è la precompressione a tempo $t=t_\infty$ (scontata delle perdite differite) = P_0 / β_∞

P_0 è la precompressione a tempo $t=t_0$ (scontata delle perdite istantanee) = T / β_0

T è la trazione applicata al cavo

$\beta_0 > 1$ coefficiente per le perdite istantanee

$\beta_\infty > 1$ coefficiente per le perdite differite

$$T = \beta_0 P_0 = \beta_0 \beta_\infty P_\infty$$

$A = A_{\text{id}}$ nel caso di cavi pre-tesi e post tesi iniettati (con $n=6$)

$A = A_c$ nel caso di cavi post-tesi non iniettati

$J = J_{\text{id}}$ nel caso di cavi pre-tesi e post tesi iniettati (con $n=6$)

$J = J_c$ nel caso di cavi post-tesi non iniettati

A_c e J_c possono tener conto della presenza di armatura lenta ordinaria con $n=15$

- 4) Effetto della precompressione, del peso proprio e dei carichi permanenti:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{P_\infty}{A} + \frac{P_\infty \cdot y_p}{J} y_{\text{inf}} - \frac{M_{\text{pp}}}{J} y_{\text{inf}} - \frac{M_G}{J} y_{\text{inf}} = \\ &= \frac{P_\infty}{A} + P_\infty \frac{(y_p - \delta_{\text{pp}} - \delta_G)}{J} y_{\text{inf}} \leq 0.60f_{\text{ck}} \\ \sigma_t &= \frac{P_\infty}{A} - \frac{P_\infty \cdot y_p}{J} y_{\text{sup}} + \frac{M_{\text{pp}}}{J} y_{\text{sup}} + \frac{M_G}{J} y_{\text{sup}} \leq \sigma_{t,\text{Rd}} \quad (\text{dipende dalla Nomartiva})\end{aligned}$$

- 5) Effetto della precompressione, del peso proprio dei carichi permanenti e variabili:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{P_\infty}{A} + \frac{P_\infty \cdot y_p}{J} y_{\text{inf}} - \frac{M_{\text{pp}}}{J} y_{\text{inf}} - \frac{M_G}{J} y_{\text{inf}} - \frac{M_Q}{J} y_{\text{inf}} = \\ &= \frac{P_\infty}{A} + P_\infty \frac{(y_p - \delta_{\text{pp}} - \delta_G - \delta_Q)}{J} y_{\text{inf}} \leq 0.60f_{\text{ck}} \\ \sigma_t &= \frac{P_\infty}{A} - \frac{P_\infty \cdot y_p}{J} y_{\text{sup}} + \frac{M_{\text{pp}}}{J} y_{\text{sup}} + \frac{M_G}{J} y_{\text{sup}} + \frac{M_Q}{J} y_{\text{sup}} \leq \sigma_{t,\text{Rd}} \quad (\text{dipende dalla Nomartiva})\end{aligned}$$

dove:

$$\delta_G = \frac{M_G}{P_\infty}, \delta_Q = \frac{M_Q}{P_\infty} \quad \text{sono chiamati "sfilamento" del carico permanente } G_k, \text{ variabile } Q_k$$

6.7.3. Stato Limite di Fessurazione

All'interno delle verifiche in esercizio va eseguita anche quella a fessurazione, secondo il §4.1.2.2.4. del D.M. 14/01/2008.

Nel caso di travi in c.a.p. è possibile dover verificare tre distinti stati limite di fessurazione:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0, cioè la sezione sotto l'azione dei carichi previsti per tale stato limite deve restare interamente compressa. Tale stato limite di applica evidentemente al **caso di precompressione totale** e deve essere verificato per ogni tipologia di ambiente nel quale si trova la struttura (ordinario, moderatamente, molto aggressivo). Nel calcolo la sezione viene considerata interamente reagente.
- b) stato limite di formazione delle lesioni. nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{\text{ctm}}}{1.2}$$

Si deve verificare che non si formino lesioni di trazione. Tale verifica è prevista in particolare in ambiente molto aggressivo e per combinazione di azioni rara.

- c) stato limite di apertura delle lesioni. nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \qquad w_2 = 0,3 \text{ mm} \qquad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

La verifica è evidentemente prevista esclusivamente nel caso si adotti **la precompressione parziale**.

Ai fini delle verifiche vanno considerate le seguenti combinazioni:

- combinazione quasi permanente;
- combinazione frequente.

L'acciaio armonico da c.a.p. è classificato come "sensibile".

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

6.7.4. Disposizione dei cavi e Fuso di Guyon

Nelle strutture inflesse l'andamento dei cavi di precompressione deve essere progettato in modo da contrastare efficacemente, in ogni sezione e nelle varie fasi, le azioni flessionali esterne.

Al posto di eseguire una verifica analitica puntuale, si può determinare quella posizione del Cavo Risultante per la quale siamo certi che sotto qualsiasi carico di impiego normale le sollecitazioni siano contenute all'interno dei valori di riferimento: molto spesso equivale ad imporre che il centro di pressione sia all'interno del nocciolo di inerzia.

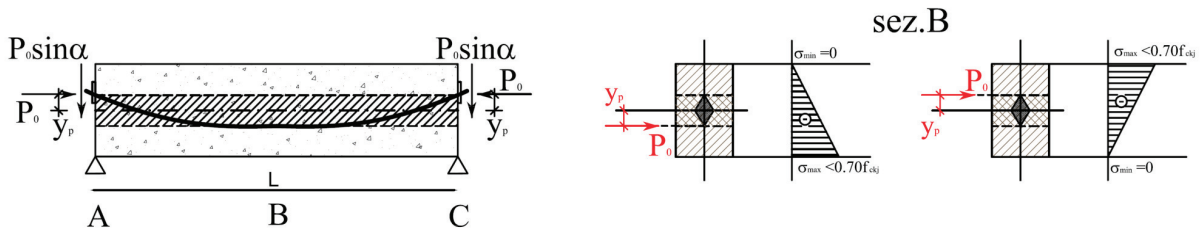
A tale scopo si consideri una trave semplicemente appoggiata a precompressione totale nella quale per semplicità sia presente un solo cavo post teso con configurazione curvilinea:

0. Nella condizione virtuale di sola precompressione (assenza di peso proprio), si può definire la posizione del centro di pressione affinché vengano rispettate le verifiche tensionali:

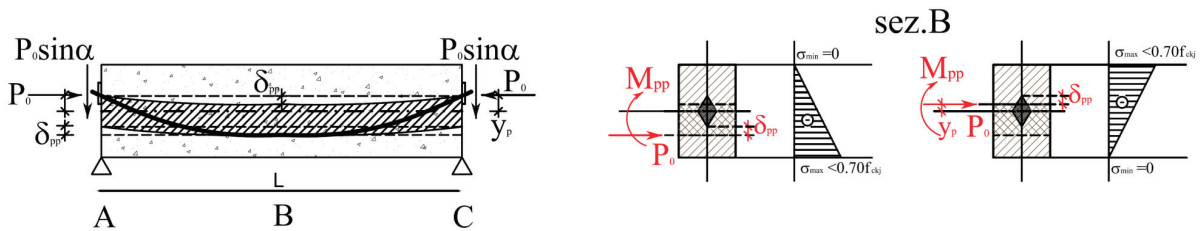
$$\sigma_c = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0 \cdot y_p}{J} y_{\text{inf}} \leq 0.70 f_{ckj}$$

$$\sigma_t = \frac{P_0}{A} - \frac{P_0 \cdot y_p}{J} y_{\text{sup}} = 0$$

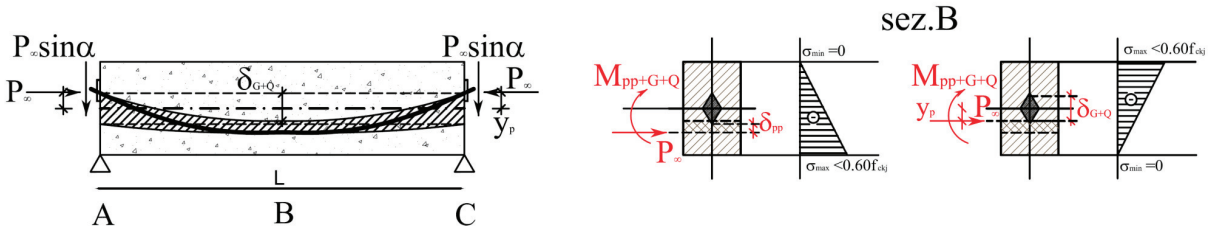
da cui si ricava y_p massima (dalla seconda si ricava il punto estremo del nocciolo, che spesso è quello vincolante)



1. Nella condizione a vuoto iniziale (reale con contemporaneità del peso proprio e precompressione), si può definire il punto di applicazione della precompressione affinché vengano ancora rispettate le verifiche tensionali; ai fini pratici tale punto può essere “traslato” verso il basso, di una quantità $\delta_{pp} = \frac{M_{pp}}{P_0}$, tale che $y_p - \delta_{pp}$ sia al più coincidente con l’estremo inf. del nocciolo o $y_p + \delta_{pp}$ sia al più coincidente con l’estremo sup.:



2. In presenza anche di carichi esterni (condizione in esercizio a tempo infinito), al fine di sfruttare appieno le risorse della sezione, il centro di pressione risultante può al più essere coincidente con l’estremo superiore della trave e quindi il punto di applicazione della precompressione può trovarsi a non meno di una distanza di $\delta_{G+Q} = \frac{M_{G+Q}}{P_\infty}$ quest’ultimo, tale che $y_p + \delta_{G+Q}$ sia al più coincidente con l’estremo sup. del nocciolo:



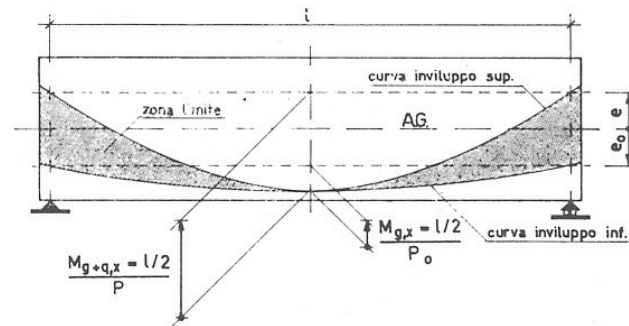
Ripetuto questo ragionamento lungo tutta la trave e nell’ipotesi di trazione uniforme del cavo, si definiscono due curve di involuppo che delimitano la zona “ammissibile” per il Cavo Risultante. Tale spazio viene chiamato **Fuso di Guyon**.

Si osserva che:

- se il cavo risultante si trova all'interno di questo fuso, la linea delle pressioni di tutti i carichi agenti sarà sempre all'interno del nocciolo e pertanto tutte le sezioni della trave saranno interamente reagenti;
- la forma del fuso dipende:
 - dalla forma e dimensioni della sezione, quindi dal nocciolo di inerzia;
 - dalla forma del diagramma dei momenti flettenti dovuti ai carichi agenti;
 - dall'entità della forza di precompressione P_0 e P_∞
- può essere ulteriormente ingrandito se si ammette un livello di trazione "accettabile" nelle varie fasi.

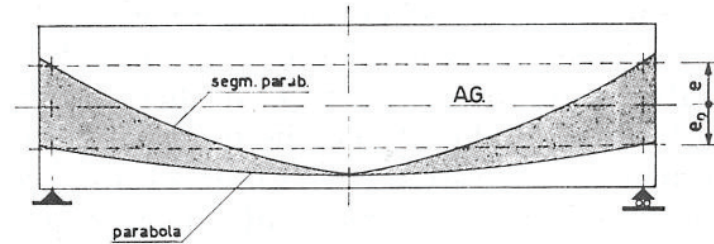
Vediamo alcuni esempi:

1. Carichi distribuiti - fuso ottimale

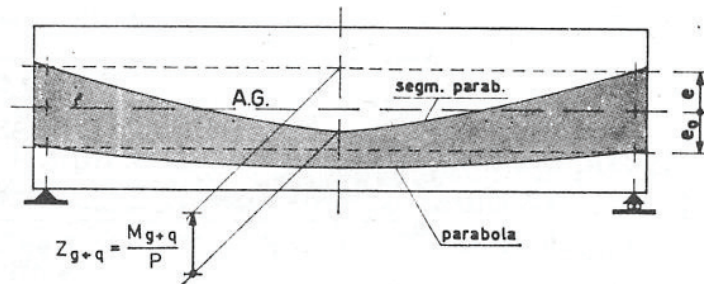


La forma delle curve involuppo sono di tipo parabolico in analogia del diagramma del momento flettente dei carichi applicati.

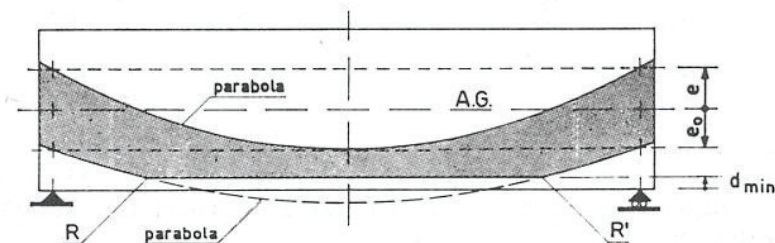
La **situazione di massimo sfruttamento** della precompressione, ossia di una **progettazione ottimizzata è rappresentata dalla coincidenza delle curve nella sezione di massima sollecitazione**. Questa, ovviamente, rappresenta una situazione limite, difficilmente raggiungibile. Normalmente le parabole non si toccano, lasciando maggiore libertà nella scelta del tracciato del cavo.

2. Carichi distribuiti e concentrati- fuso ottimale

Si ha ancora una progettazione ottimale, ma in questo caso la curva limite superiore presenta una cuspide in virtù della presenza di un carico concentrato in mezzera.

3. Carichi distribuiti - fuso normale

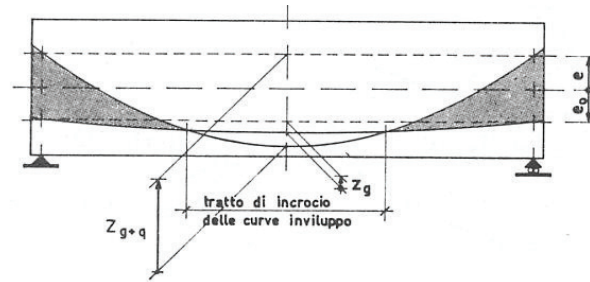
In questo caso la **progettazione è stata esuberante** e si ottiene un fuso con le curve non coincidenti in un punto: significa che a tempo infinito la precompressione P_∞ è stata sovradimensionata (si comprime più di quanto non sia necessario)

4. Carichi distribuiti - fuso non ottimale

In questo caso la **progettazione non è ottimale**, in quanto la precompressione iniziale P_0 è scarsa e non è in grado di compensare pienamente i momenti flettenti all'atto della tesatura, con una porzione di fuso esterno alla sezione. È consigliato un aumento della precompressione o un aumento dell'altezza "h" della sezione.

Inoltre la parabola viene troncata ad una distanza d_{min} dal bordo inferiore per ragioni costruttive a meno di non fare una precompressione a cavi esterni.

5. Situazione impossibile



In questo caso le curve limite si intersecano in due punti e quindi risulta **impossibile collocare il cavo all'interno della trave**; significa che la precompressione a tempo infinito P_∞ è stata **mal dimensionata, le perdite sono troppo grandi**; è opportuno aumentare il valore della precompressione P_∞ limitando le perdite, oppure aumentare l'entità del momento dovuto ai pesi proprio o aumentando l'altezza "h" della trave.

6.8. Calcolo a rottura - SLU

La normativa vigente prevede anche per le travi in c.a.p. una specifica verifica allo S.L.U.

Nel caso delle **strutture in c.a.p. le verifiche in esercizio non garantiscono una sufficiente sicurezza nei confronti del collasso** (come lo era per il c.a. normale con il Metodo delle Tensioni Ammissibili), infatti:

- in presenza di stati di coazione anche se i materiali rimangono in campo elastico le **tensioni non sono proporzionali ai carichi applicati** (legame lineare ma non proporzionale) (§4.1, pag.4.4 - §4.8.1.3, pag.4.121);
- nel c.a.p. superato il momento di 1^a fessurazione il legame fra carichi e tensioni non è più lineare: **la sezione si parzializza e le tensioni crescono più che proporzionalmente ai carichi**.
- **dalla fessurazione in poi il c.a.p. si comporta sostanzialmente come il c.a. normale**: lo stato di precompressione sparisce quasi totalmente e non influenza lo stato di sollecitazione; si considera l'armatura di precompressione come armatura resistente, al pari dell'armatura ordinaria, ma con resistenza maggiore.

6.8.1. Calcolo del Momento Resistente agli SLU

La determinazione del Momento Resistente Ultimo di una sezione in c.a.p. si esegue in modo del tutto analogo a quanto visto per le sezioni in c.a. normale; l'unica differenza consiste nel considerare anche l'acciaio da precompressione tenendo conto della sua deformazione iniziale impressa ε_{p00} scontata delle perdite.

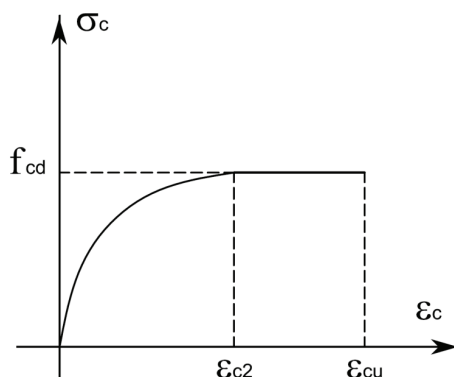
Ipotesi di Base (D.M.14/01/2008 §4.1.2.1.2.1):

- *conservazione delle sezioni piane;*
- *perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;*
- *resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;*
- *rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;*
- *rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;*
- *deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.*

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione;

6.8.1.1. Legami costitutivi

Secondo il D.M. 14/01/2008 per il calcestruzzo si considera un diagramma σ - ε di tipo parabola-rettangolo identificato dai seguenti valori di tensione e deformazione:



$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad (1.4 \text{ per produzioni continuative in regime di qualità})$$

Per calcestruzzi di classe inferiore a C50/60:

$$\varepsilon_{c2} = 0.2\%$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.35\%$$

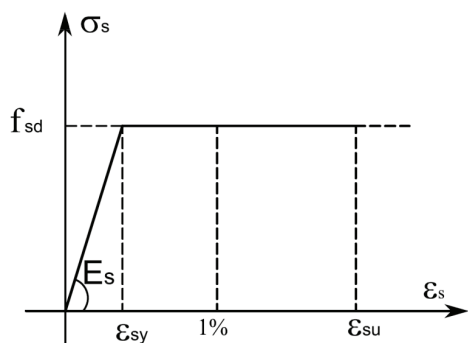
Per calcestruzzi di classe superiore a C50/60:

$$\varepsilon_{c2} = 0.20\% + 0.0085\% (f_{ck} - 50)^{0.53}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.26\% + 3.5\% \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4$$

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore ε_{c2} anziché ε_{cu} .

Secondo il D.M. 14/01/2008 per l'acciaio da cemento armato normale (armatura lenta) di **tipo B450** si considera un diagramma σ - ε di elastico-perfettamente plastico indefinito, identificato dai seguenti valori di tensione e deformazione:



$$f_{sd} = \frac{f_{syk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ Mpa} \quad f_{syk} = 450 \text{ MPa}$$

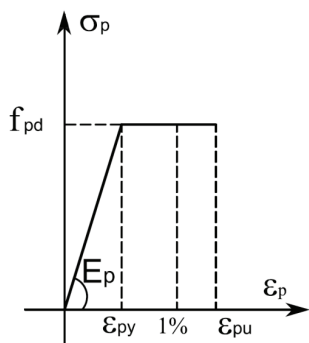
$$\gamma_s = 1.15$$

$$\varepsilon_{syd} = \frac{f_{sd}}{E_s} \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sud} = 0.9\varepsilon_{suk} \quad \varepsilon_{suk} = (A_{gt})_k$$

$$\varepsilon_{sud} = 1.0\% \text{ (autolimitato)}$$

Per l'acciaio da cemento armato precompresso (acciaio armonico) si considera un diagramma σ - ε di tipo σ - ε di elastico-perfettamente plastico limitato, identificato dai seguenti valori di tensione e deformazione:



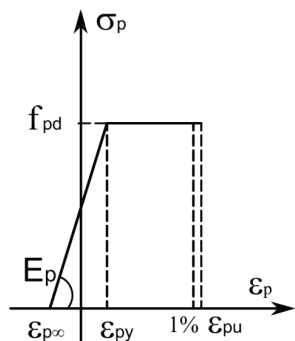
$$f_{pd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{pyk} = \{f_{pyk}, f_{p(0.1)k}, f_{p(1)k}\} \quad (\text{a seconda del prodotto})$$

$$\varepsilon_{pyd} = \frac{f_{pd}}{E_p} \quad E_p \text{ dipende dal fornitore}$$

$$\varepsilon_{yud} = 0.9\varepsilon_{yuk} \quad \varepsilon_{yuk} = (A_{gt})_k = 3.5\%$$

$$\varepsilon_{yud} = 1.0\% \text{ (autolimitato)}$$

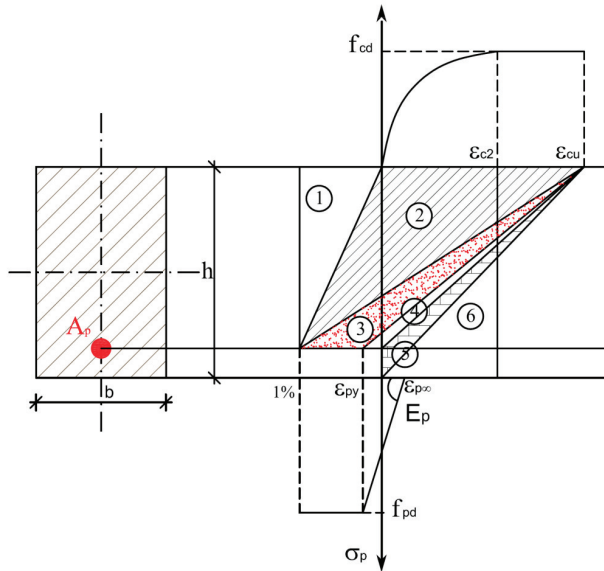


Ai fini del calcolo del momento resistente il diagramma σ - ε va traslato per tenere in considerazione la coazione imposta, cioè la precompressione della sezione in c.a.; la traslazione è pari alla deformazione ε_{p00} , che ha già scontato tutte le perdite (istantanee + differite)

6.8.1.2. Calcolo del Momento Resistente M_{Rd}

La verifica agli SLU consiste nel confrontare il Momento Resistente M_{Rdu} (N_{Edu}) calcolato in funzione dell'azione assiale N_{Edu} con il momento sollecitante M_{Edu} , cioè:

$$M_{Rdu}(N_{Edu}) \geq M_{Edu}$$

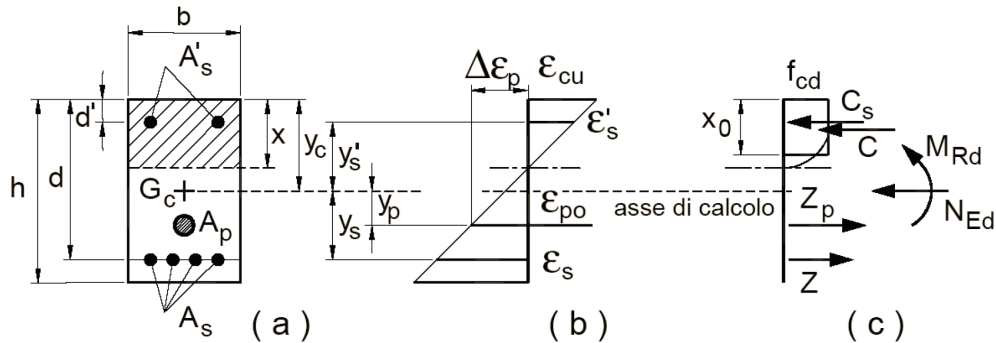


Il calcolo di M_{Rdu} si esegue in modo analogo a quanto fatto per il c.a. normale, aggiungendo il contributo dell'acciaio di precompressione con una deformazione iniziale non nulla pari a $\epsilon_{p\infty}$:

$$\epsilon_{pyd} = \frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon_{p\infty}$$

$$\epsilon_{p\infty} = \frac{P_\infty}{A_p E_p}$$

Si ipotizza l'appartenenza ad un campo di rottura, si scrivono l'equazione di equilibrio rispetto alla traslazione orizzontale e quella alla rotazione; con l'aiuto delle equazioni di congruenza e delle condizioni al contorno del campo specifico (ϵ_c , ϵ_s , ϵ_p) si determina la posizione dell'asse neutro e di conseguenza il valore del Momento Resistente.



In alternativa si può calcolare tutto il dominio di resistenza M-N e determinare da questo il Momento Resistente associato allo sforzo Normale Sollecitante $M_{Rdu}(N_{Edu})$.

OSS:

- Se il quantitativo di acciaio da precompresso è tale da portare ad una rottura in campo 2 o 3, quindi con $\sigma_p = f_{pd}$, si osserva che allo SLU la pretensione è ininfluente, cioè non altera il valore finale del M_{Rd}
- Se il quantitativo di acciaio da precompresso è tale da comportare una rottura in campo 4, quindi con acciaio armonico ancora elastico $\sigma_p < f_{pd}$, si osserva che il grato di pretensione influenza il Momento Resistente e può essere ulteriormente incrementato (andando in campo 2 o 3).
- La pretensione dell'acciaio armonico (precompressione) ha un effetto vantaggioso soprattutto in esercizio, mantenendo la sezione tutta reagente e quindi compressa. Dopo la fessurazione si comporta come un acciaio normale (se aderente al cls), presentando una resistenza di calcolo assai più elevata.

6.9. Verifica a taglio*6.9.1. Aspetti caratterizzanti*

Il comportamento flessionale e tagliante delle travi in c.a.p. è molto simile a quelle in c.a. per la presenza di fessure oblique nelle anime e per le conseguenti modalità di collasso: lo schacciamento dei puntoni inclinati compresi fra due lesioni e lo snervamento a trazione delle staffe, a cucitura delle lesioni inclinate.

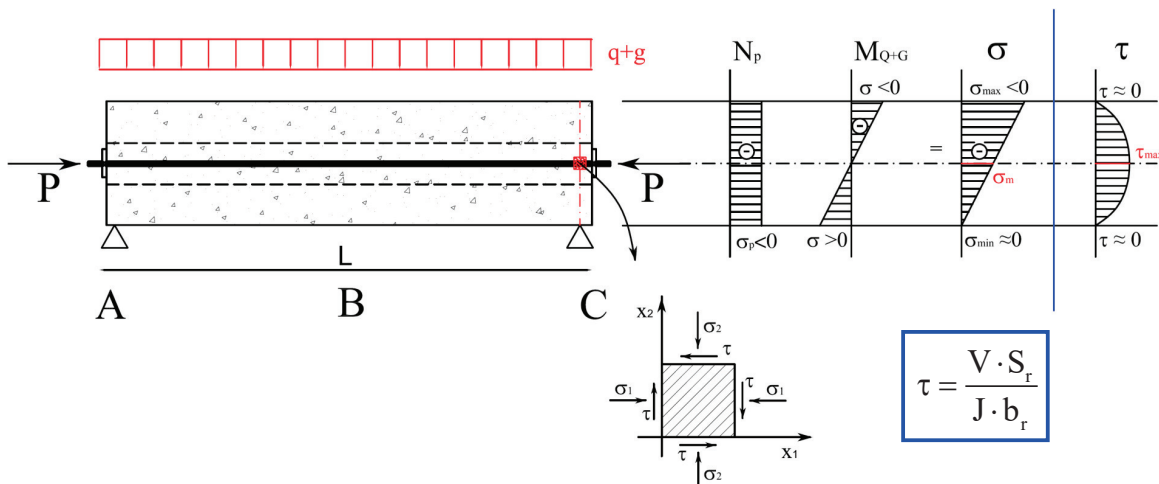
In realtà accanto a queste somiglianze si possono mettere in evidenza **4 differenze sostanziali**:

- 1) la sezione risulta tutta reagente con conseguente andamento delle tensioni τ ;
- 2) inclinazioni delle tensioni principali di trazione in funzione della compressione σ ;
- 3) effetto del controtaglio;
- 4) variazione non proporzionale fra tensioni principali/taglio nei confronti dei carichi agenti.

Analizziamo una ad una le singole differenze.

1) La sezione risulta tutta reagente con conseguente andamento delle tensioni τ

Nel caso della trave precompressa, la sezione rimane tutta reagente e questo comporta un diagramma delle tensioni tangenziali sostanzialmente parabolico con valore massimo in corrispondenza della fibra baricentrica:

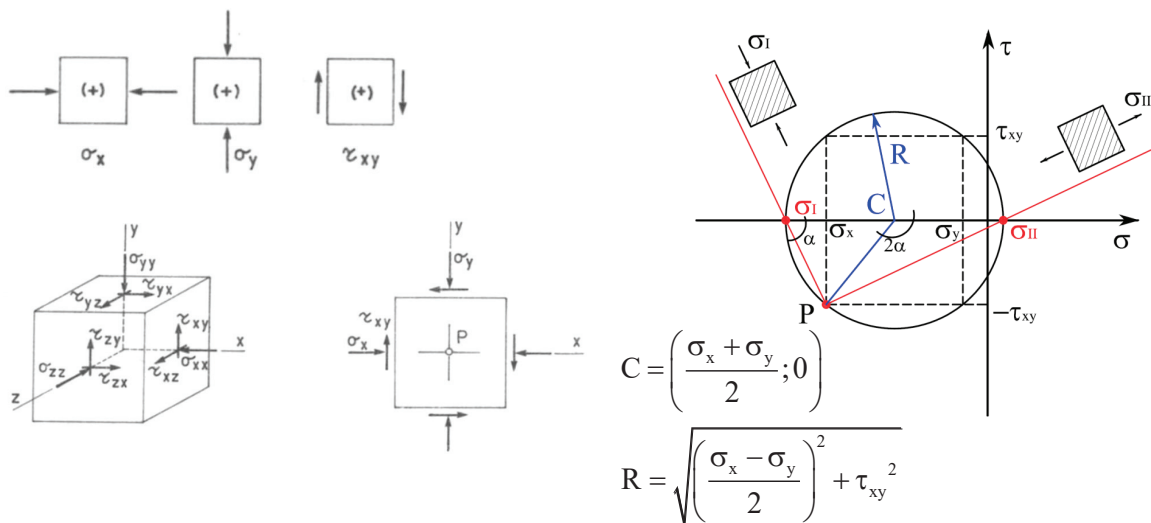


Inoltre, mentre nel caso del c.a. la fibra baricentrica presenta generalmente un valore nullo delle σ , nel caso del c.a.p. tale fibra risulta sollecitata da una compressione σ_m non nulla. Questo fatto si ripercuote sullo stato tensionale dell'elemento infinitesimo.

2) Inclinazioni delle tensioni principali di trazione

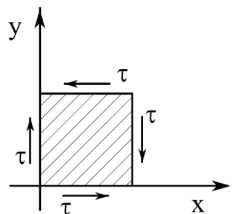
La presenza di uno stato tensionale σ non nullo sul generico elemento infinitesimo della fibra baricentrica comporta un'inclinazione delle tensioni principali in generale diversa rispetto al caso del c.a. (solo τ e $\sigma=0$, inclinazione dei puntoni a 45°).

Considerando il generico elemento di trave sollecitato da σ e τ , analizziamo il problema con l'aiuto dei cerchi di Mohr:



Nel caso del cemento armato normale si ha:

$$\sigma_x = \sigma_y = 0 \quad \tau \neq 0$$

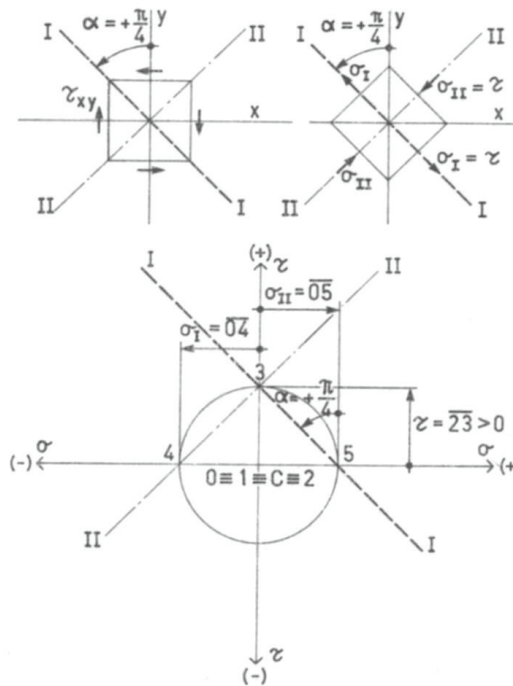


$$C = (0; 0)$$

$$R = \tau$$

$$|\sigma_I| = |\sigma_{II}| = \tau$$

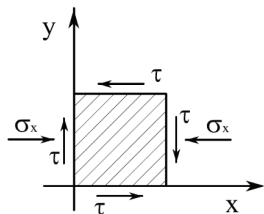
$$\alpha = 45^\circ$$



Fessure e puntoni compressi inclinati a 45°

Nel caso del cemento armato precompresso, con compressione unidirezionale, si ha:

$$\sigma_x \neq 0 \quad \sigma_y = 0 \quad \tau \neq 0$$



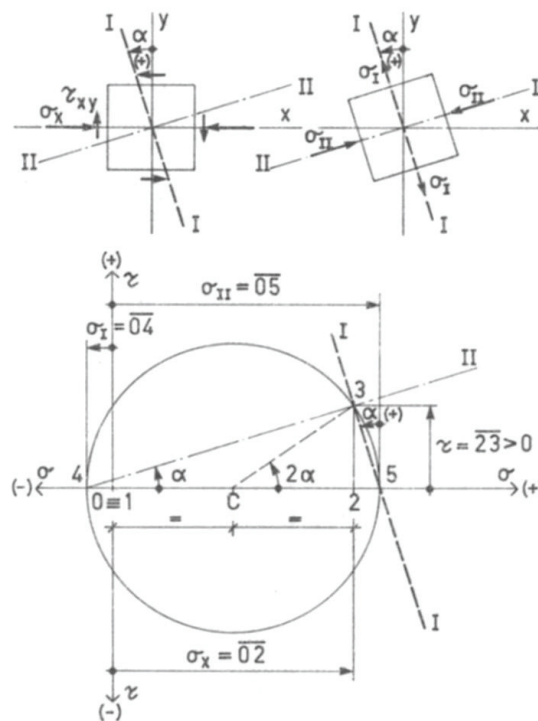
$$C = \left(\frac{\sigma_x}{2}; 0 \right)$$

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2}$$

$$\alpha < 45^\circ$$

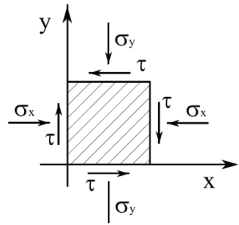
σ_I di trazione

σ_{II} di compressione



Nel caso del cemento armato precompresso, con compressione bidirezionale, si ha:

$$\sigma_x \neq 0 \quad \sigma_y \neq 0 \quad \tau \neq 0$$



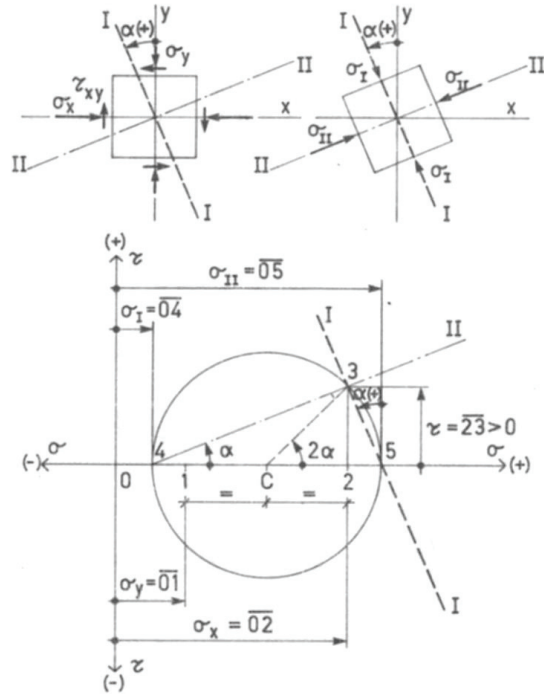
$$C = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}; 0 \right)$$

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\alpha < 45^\circ$$

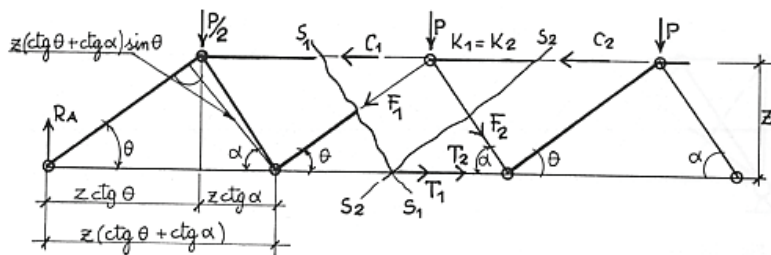
σ_I di compressione

σ_{II} di compressione

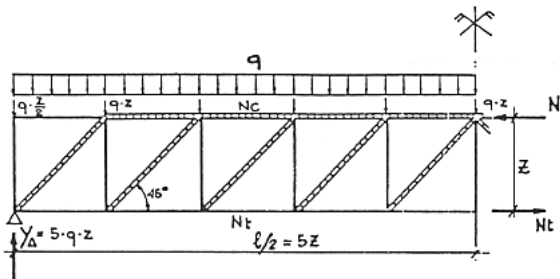


La rotazione delle direzioni principali di tensione comporta un variazione dell'inclinazione delle fessure a taglio e di conseguenza dei puntoni compressi. Ciò impone di considerare un traliccio resistente Morsch ad inclinazione variabile in cui i puntoni sono disposti secondo un angolo diverso da 45° (assunzione classica del c.a.)

Traliccio ad inclinazione variabile



Traliccio con puntoni inclinati a 45° e armature trasv. a 90°

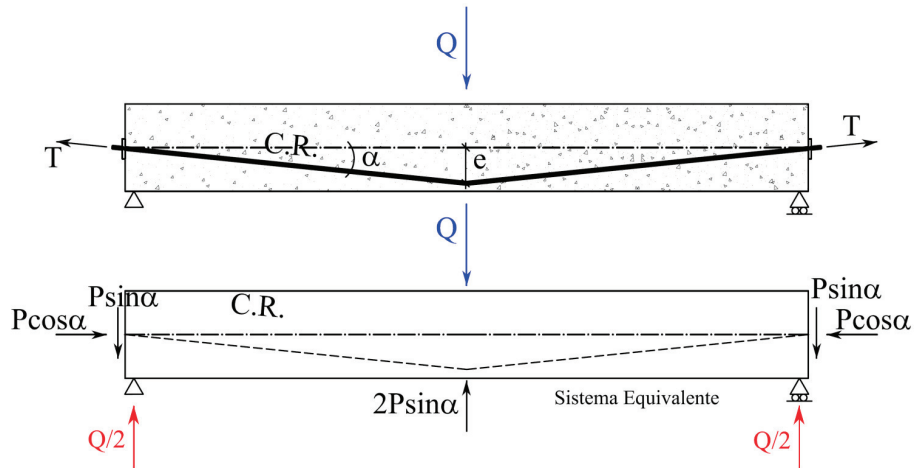


3) Effetto del controtaglio

Nel c.a.p., quando i cavi presentano un'inclinazione α rispetto all'asse baricentrico della trave, si ha una riduzione del taglio dovuto ai carichi esterni per effetto della componente tagliante del sistema equivalente alla precompressione:

$$V_{\text{rid}} = (V_{\text{pp}} + V_{\text{G}} + V_{\text{Q}}) - P \sin \alpha$$

Analizziamo il seguente caso limite:



Se il tracciato del cavo e la forza di precompressione sono tali che $2P \sin \alpha = Q$, il taglio è nullo.

4) Variazione non proporzionale fra tensioni e carichi applicati

Come già illustrato in precedenza, nel cemento armato precompresso non si ha più la proporzionalità fra carichi e tensioni, e questo vale anche per il taglio: si ha una variazione non proporzionale delle tensioni principali e del taglio ridotto al variare dei carichi applicati.

Ciò può essere spiegato facendo riferimento ancora ai cerchi di Mohr: la variazione dei carichi esterni comporta una variazione del taglio non proporzionale ad una variazione delle σ applicate, quindi le tensioni principali non variano proporzionalmente e cambia anche l'inclinazione α del sistema principale.

6.9.2. Verifiche a Taglio secondo normativa

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza agli SLU si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad \text{con} \quad V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

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

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{sd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

dove:

- d è l'altezza utile della sezione [mm];
- b_w è larghezza minima della sezione [mm];
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale [mm²];
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive [mm];
- f_{sd} è la resistenza di calcolo dell'armatura trasversale [MPa];
- α è l'angolo di inclinazione delle armature trasversali rispetto all'asse della trave;
- θ è l'angolo di inclinazione dei puntoni compressi;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo dell'anima [MPa] pari a:

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione [MPa]

α_c è un coefficiente maggiorativo pari a:

1	per	membrature non compresse
$1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$	per	$0 \leq \sigma_{cp} < 0.25f_{cd}$
1.25	per	$0.25f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 0.50f_{cd}$
$2.5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right)$	per	$0.50f_{cd} \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$

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

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

dove

θ_1 è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da $\text{ctg } \theta_1 = \frac{\tau}{\sigma_1}$

τ e σ_1 sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

Le **armature longitudinali**, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a

$$a = \frac{0.9 \cdot d}{2} \cdot (\text{ctg } \theta - \text{ctg } \alpha) \geq 0$$

6.10. Dettagli costruttivi secondo D.M.14/01/2008

§4.1.8.2.1 Armatura longitudinale ordinaria

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

Nel caso sia prevista la parzializzazione della sezione in esercizio, le barre longitudinali di armatura ordinaria devono essere disposte nella zona della sezione che risulta parzializzata.

§4.1.8.2.2 Staffe

Nelle travi dovranno disporsi staffe aventi sezione complessiva non inferiore a

$$A_{sw} \geq 1.5b \text{ [mm}^2\text{/m]} \quad \text{con } b \text{ in [mm]}$$

essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un **minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione**. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio valgono le prescrizioni di cui al § 4.1.2.1.3.

§4.1.8.3 Esecuzione delle opere in calcestruzzo armato precompresso

Per quanto riguarda lo strato di ricoprimento di calcestruzzo necessario alla protezione delle armature dalla corrosione, si rimanda al § 4.1.6.1.3.: "Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, **lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato**

in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

Nel caso di **armature pre-tese**, nella testata i trefoli devono essere ricoperti con adeguato materiale protettivo, o con getto in opera.

Nel caso di **armature post-tese**, gli apparecchi d'ancoraggio della testata devono essere protetti in modo analogo. All'atto della messa in tiro si debbono misurare contemporaneamente lo sforzo applicato e l'allungamento conseguito.

La **distanza minima netta tra le guaine** deve essere commisurata sia alla massima dimensione dell'aggregato impiegato sia al diametro delle guaine stesse in relazione rispettivamente ad un omogeneo getto del calcestruzzo fresco ed al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

I risultati conseguiti nelle operazioni di tiro, le **letture ai manometri e gli allungamenti misurati**, vanno registrati in apposite tabelle e confrontate con le tensioni iniziali delle armature e gli allungamenti teorici previsti in progetto.

La **protezione dei cavi scorrevoli va eseguita mediante l'iniezione** di adeguati materiali atti a prevenire la corrosione ed a fornire la richiesta aderenza. Per la buona esecuzione delle iniezioni è necessario che le stesse vengano eseguite secondo apposite procedure di controllo della qualità.

6.11. Riferimenti bibliografici essenziali

Parte dei testi e delle figure riportati nel presente capitolo sono tratti dal seguente testo:

- “Tecnica delle Costruzioni – vol 2” – E.F. Radogna – Zanichelli

Altri riferimenti :

- “Cemento Armato Precompresso” – T. Antonini – Masson Editore
- “Cemento Armato Precompresso” – C. Cestelli Guidi – Heopli
- D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC2008”
- D.M. LL.PP. 09/01/1996 “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. LL.PP. 14/02/1992 “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.”
- EC2 – UNI EN 1992-1-1:2005 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”