Il c.a.p. nelle nuove Norme Tecniche

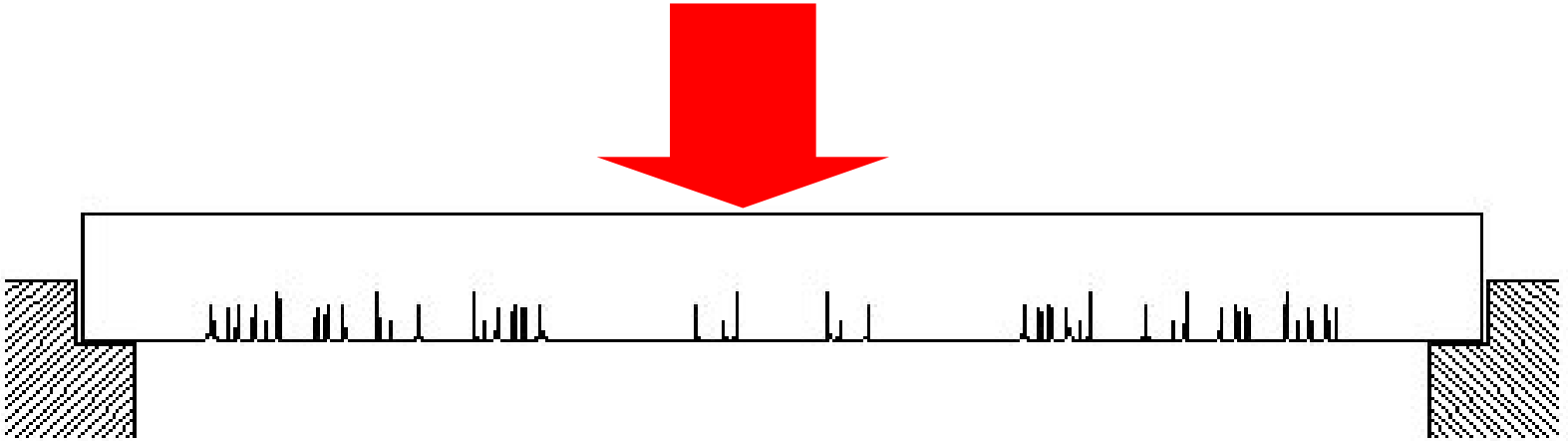
Giovanni Plizzari

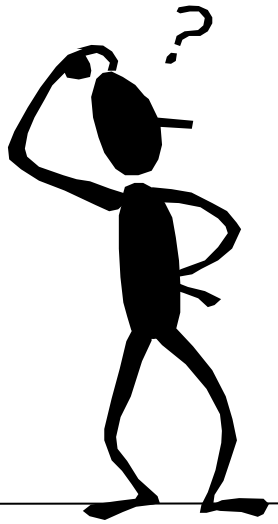
plizzari@ing.unibs.it

Università di Brescia

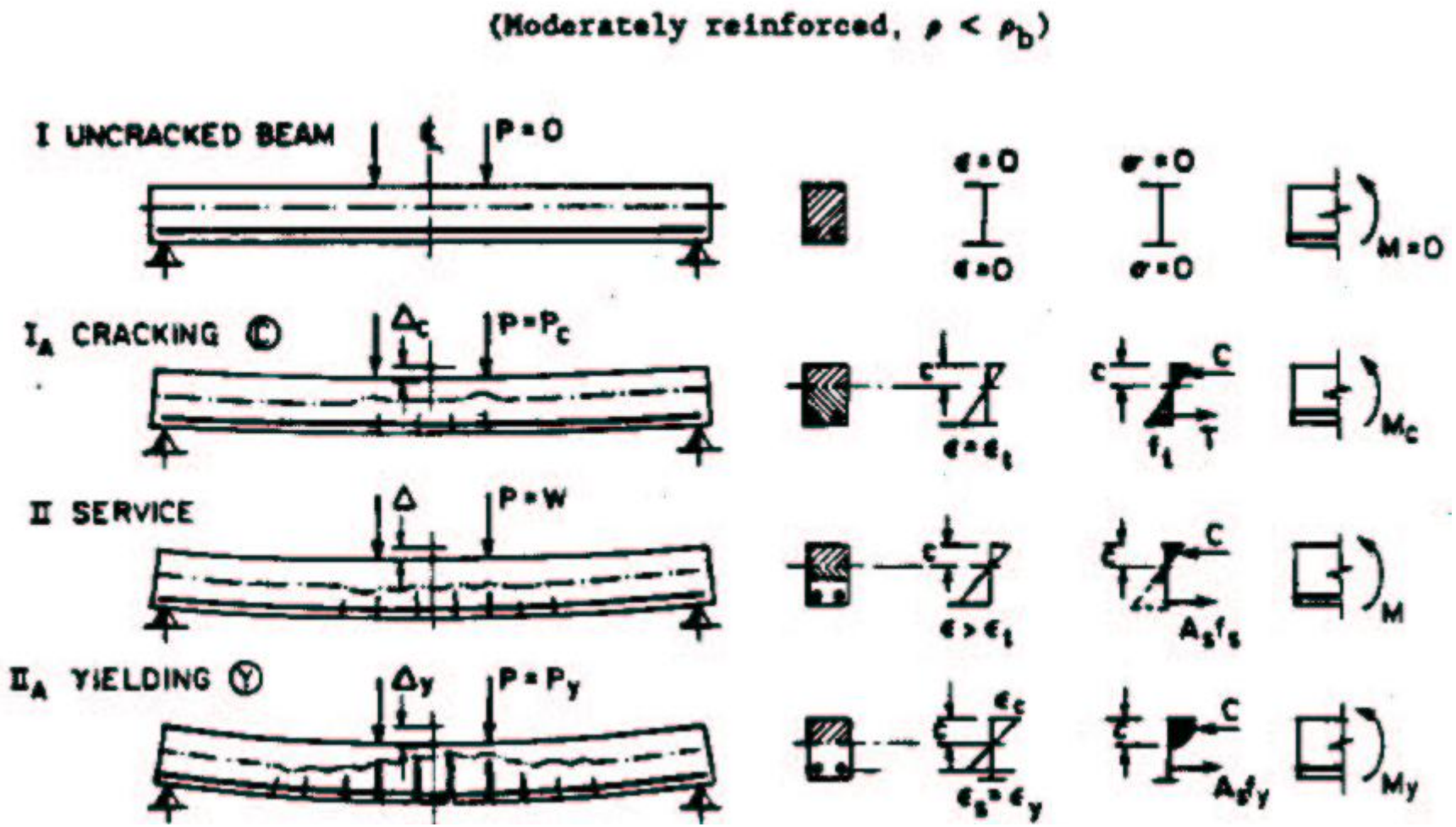
Corso di Tecnica delle Costruzioni

Verifica di una struttura esistente

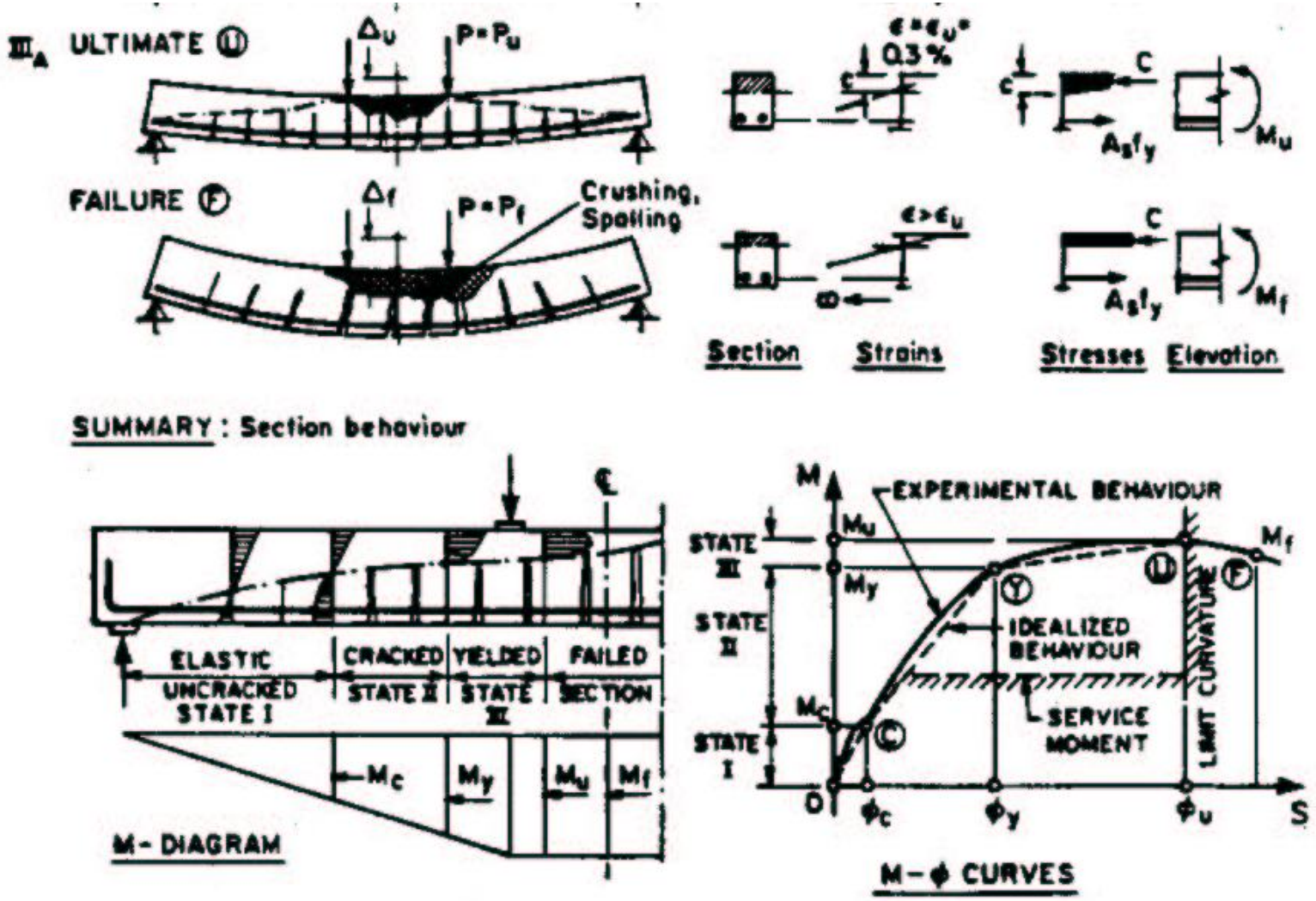




Comportamento a flessione in esercizio



Comportamento a flessione a rottura



Calcestruzzo

Costruzioni in calcestruzzo

4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Formano oggetto delle presenti norme le strutture di:

- calcestruzzo armato normale (cemento armato)
- calcestruzzo armato precompresso (cemento armato precompresso)
- calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato,

con riferimento a calcestruzzi di peso normale e con esclusione di quelle opere per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Al paragrafo 4.1.12 sono date inoltre le norme integrative per le strutture in calcestruzzo di inerte leggero.

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici in N/mm^2 (Paragrafo 11.1).

Le classi di resistenza normalizzate sono quelle definite nella UNI EN 206-1.

Vita nominale delle strutture

Sulla base della titolazione normalizzata vengono definiti i seguenti gruppi di classi di resistenza:

Tabella 4.1.I – *Descrizione classi di resistenza*

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

I calcestruzzi delle diverse classi di resistenza trovano impiego secondo quanto riportato nella seguente tabella:

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

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

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

Classi di resistenza del calcestruzzo

Tabella 4.1.I – *Classi di resistenza*

CLASSE DI RESISTENZA	
C8/10	
C12/15	
C16/20	CLS STRUTTURALE
C20/25	
C25/30	DURABILITA' / UNI 11104
C28/35	
C 32/40	
C35/45	
C40/50	
C45/55	
C50/60	SPERIM. PREVENT.
C55/67	
C60/75	
C70/85	
C80/95	BENESTARE STC
C90/105	

Classi di resistenza (UNI EN 206)

La resistenza (a compressione) del calcestruzzo viene specificata mediante classi di resistenza in accordo a UNI EN 206.

Compressive Strength Class	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105	C100/115
Minimum Characteristic Cylinder Strength $f_{ck,cyl}$ [N/mm^2]	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
Minimum Characteristic Cube Strength $f_{ck,cube}$ [N/mm^2]	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	115

Resistenza di calcolo a compressione del cls

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd}, é:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \qquad (4.1.4)$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_C è pari ad 1,5.

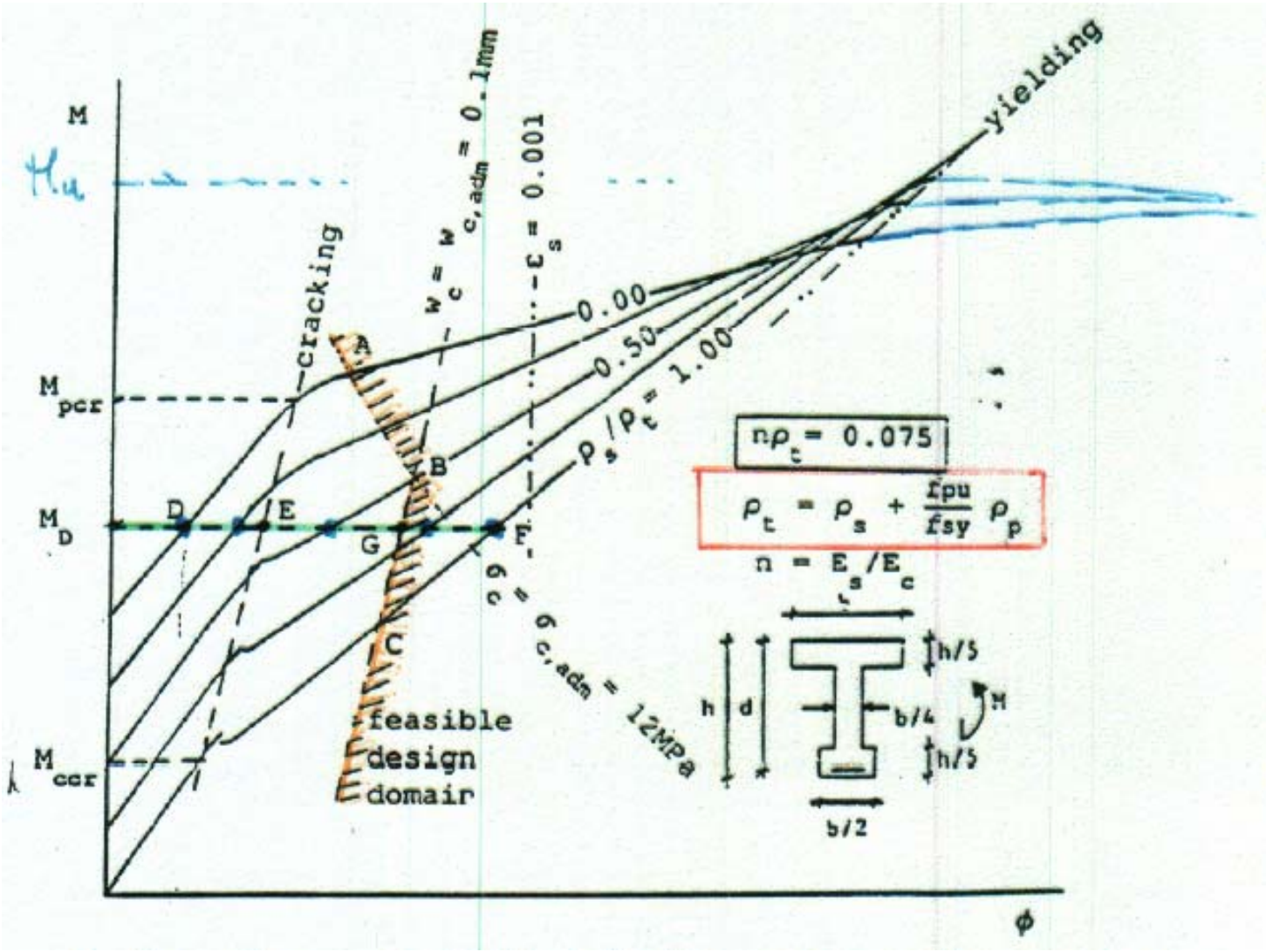
Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, …) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a $0,80 f_{cd}$.

Il coefficiente γ_C può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3.

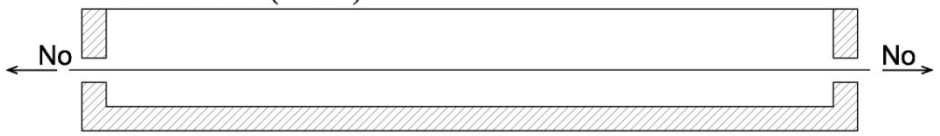
Calcestruzzo armato precompresso

Effetti della precompressione



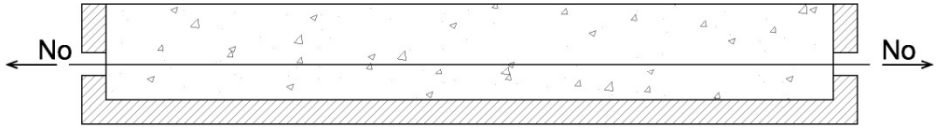
Elementi con armature pretese

I) NELLA CASSAFORMA VUOTA SI METTONO IN TIRO LE TRECCE (FIG. 1)



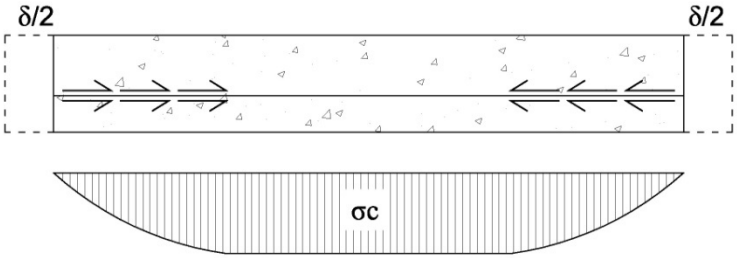
(FIG. 1)

II) SI ESEGUE IL GETTO DI CONGLOMERATO. LE TRECCE SONO SEMPRE TENUTE IN TIRO DALL'ESTERNO (FIG. 2)



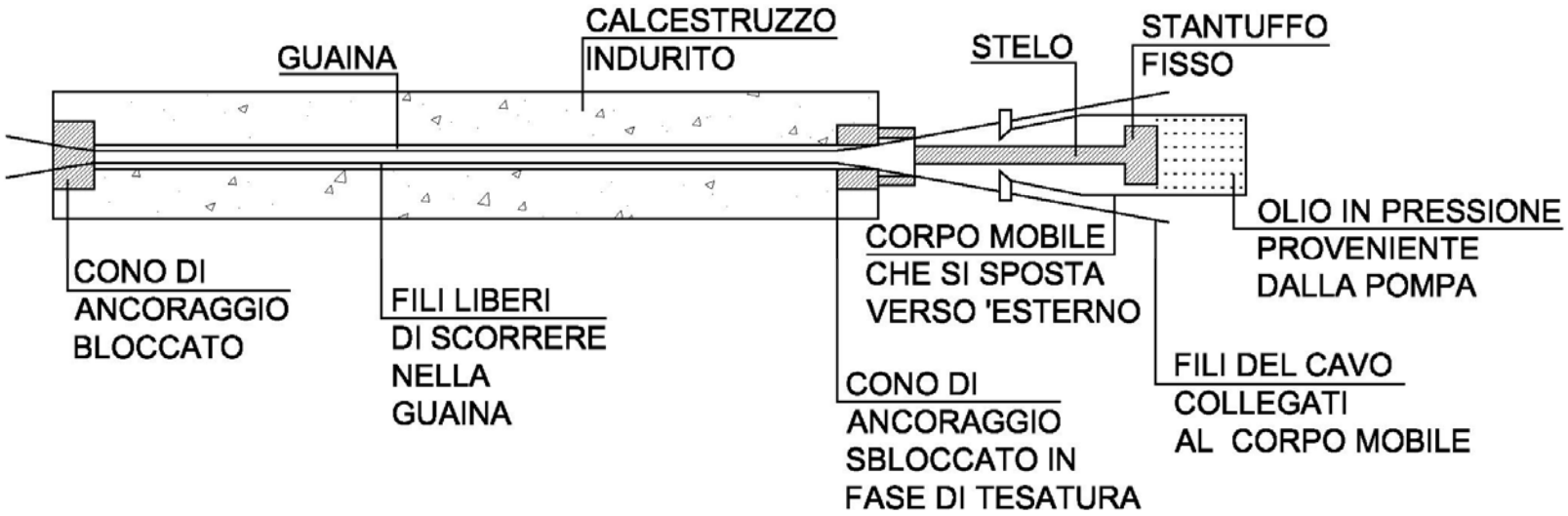
(FIG. 2)

III) SI SBLOCCANO DAI LORO ANCORAGGI ESTERNI (FIG. 3)

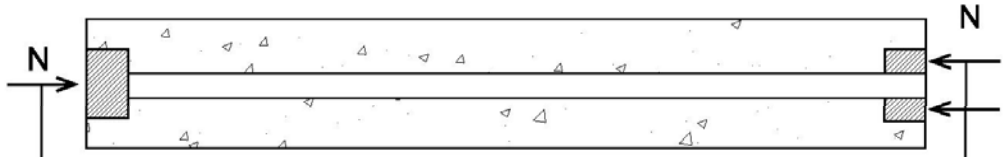


(FIG. 3)

Elementi con armature post-tese



EQUILIBRIO DEL CALCESTRUZZO:

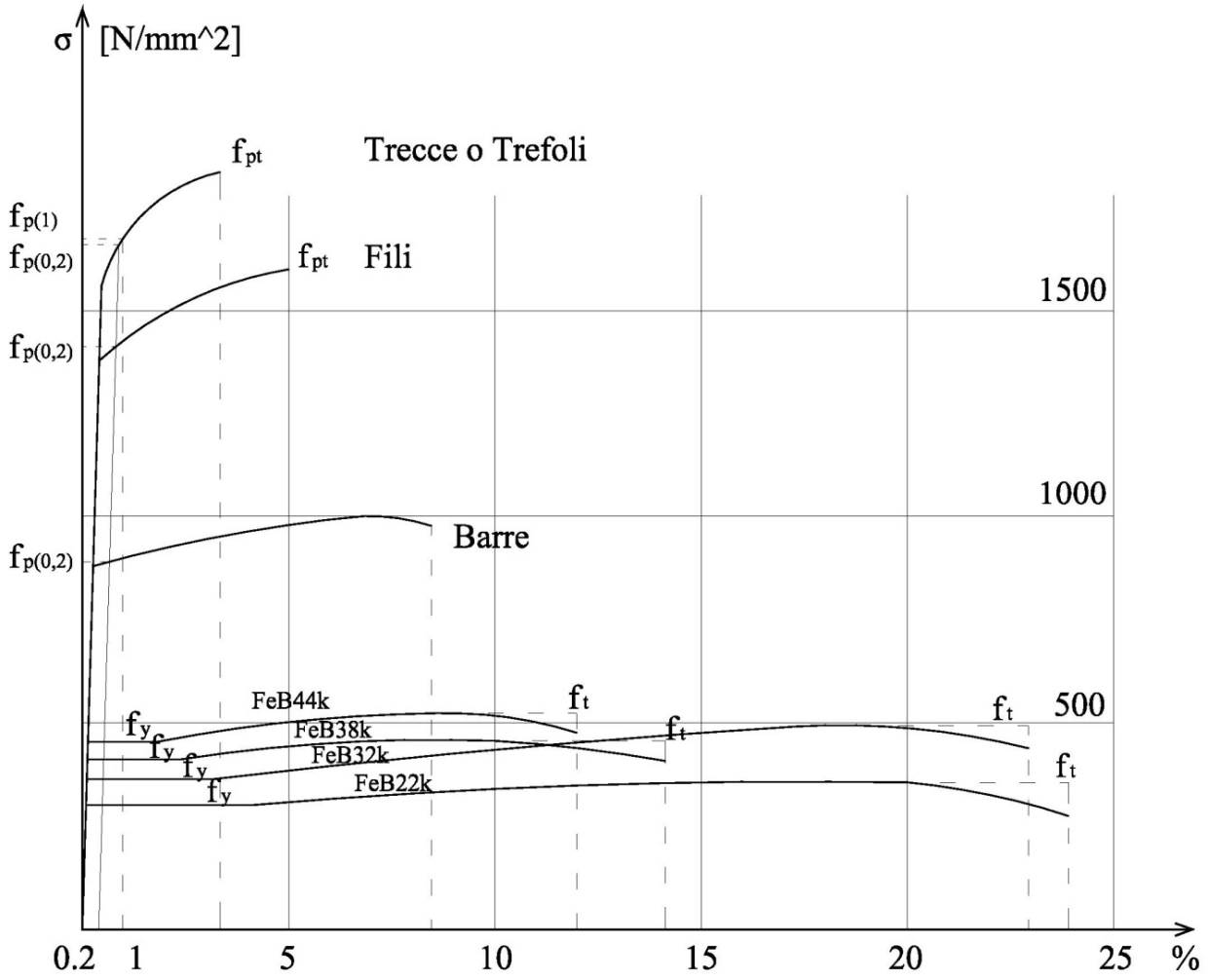


COMPRESSIONE SUL CONO DI ANCORAGGIO BLOCCATO, TRASMESSA DAI FILI TESI

COMPRESSIONE SUL CONO DI ANCORAGGIO ANCORA SBLOCCATO, TRASMESSA DAL PIEDE DELLO STELO

Acciaio per c.a.p.

Diagramma sforzo-deformazioni dell'acciaio



Armature da c.a.p.

L'acciaio per armature da precompressione è generalmente fornito sotto forma di:

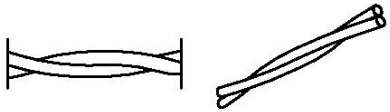
Filo: prodotto trafilato di sezione piena che possa fornirsi in rotoli;

Barra: prodotto laminato di sezione piena che possa fornirsi soltanto in forma di elementi rettilinei;

Treccia: 2 o 3 fili avvolti ad elica intorno al loro comune asse longitudinale; passo e senso di avvolgimento dell'elica sono eguali per tutti i fili della treccia;

Trefolo: fili avvolti ad elica intorno ad un filo rettilineo completamente ricoperto dai fili elicoidali. Il passo ed il senso di avvolgimento dell'elica sono uguali per tutti i fili di uno stesso strato.

Armature da cap

FILO	MATERIALE SEMPLICE A SEZIONE PIENA CHE E', O PUO' ESSERE, FORNITO AVVOLTO IN MATASSE;	
TRECCIA	INSIEME DI DUE O TRE FILI, AVVOLTI AD ELICA ATTORNO AL LORO ASSE LONGITUDINALE COMUNE; PASSO E SENSO DI AVVOLGIMENTO DELL'ELICA SONO EGUALI PER TUTTI I FILI DELLA TRECCIA;	
TREFOLO	INSIEME DI FILI AVVOLTI AD ELICA IN UNA O PIU' CORONE, ATTORNO AD UN FILO RETTILINEO MANTENUTO NELL'ASSE LONGITUDINALE COMUNE DELL'INSIEME E COMPLETAMENTE RICOPERTO DALLE CORONE. IL PASSO E IL SENSO DI AVVOLGIMENTO DELL'ELICA SONO EGUALI PER TUTTI I FILI DI UNA STESSA CORONA;	
BARRA	MATERIALE SEMPLICE DI SEZIONE PIENA CHE PUO' VENIR CONSEGNATO SOLAMENTE IN FORMA DI ELEMENTI RETTILINEI;	

Caratteristiche meccaniche degli acciai da cap

Le grandezze qui di seguito elencate: ∅, A, f_{ptk}, $f_{p(0,1)k}$ f_{pyk}, $f_{p(1)k}$, A_{gt}, Ep, l, N, α (180°), L e r devono formare oggetto di garanzia da parte del produttore ed i corrispondenti valori garantiti figurare nel catalogo del produttore stesso.

Il controllo delle grandezze di cui sopra è eseguito secondo le modalità e le prescrizioni indicate nei punti successivi.

Pertanto i valori delle grandezze:

∅, A	sono confrontati con quelli che derivano dall'applicazione ai valori nominali, delle tolleranze prescritte al § 11.3.3.5.2.3;
f_{ptk}, f_{pyk} $f_{p(1)k}$, $f_{p(0,1)k}$,A_{gt}	ottenuti applicando ai valori singoli f_{pt}, f_{py}, $f_{p(1)}$, $f_{p(0,1)}$ le formule di cui al § 11.3.3.5.2.3 sono confrontati con i corrispondenti valori garantiti che figurano nel catalogo del produttore e con quelli della Tab. 11.3.VI;
l, N, α (180°)	sono confrontati con quelli prescritti rispettivamente al § 11.3.3.5.2.3;
Ep, L e r,	di cui al § 11.3.3.5.2.3, sono confrontati con i valori che figurano nel catalogo del produttore.

Si prende inoltre in considerazione la forma del diagramma sforzi deformazioni.

Il produttore deve controllare la composizione chimica e la struttura metallografica al fine di garantire le proprietà meccaniche prescritte.

Caratteristiche meccaniche degli acciai da cap

Gli acciai per armature da precompressione devono possedere proprietà meccaniche, garantite dal produttore, non inferiori a quelle indicate nella successiva Tab. 11.3.VII:

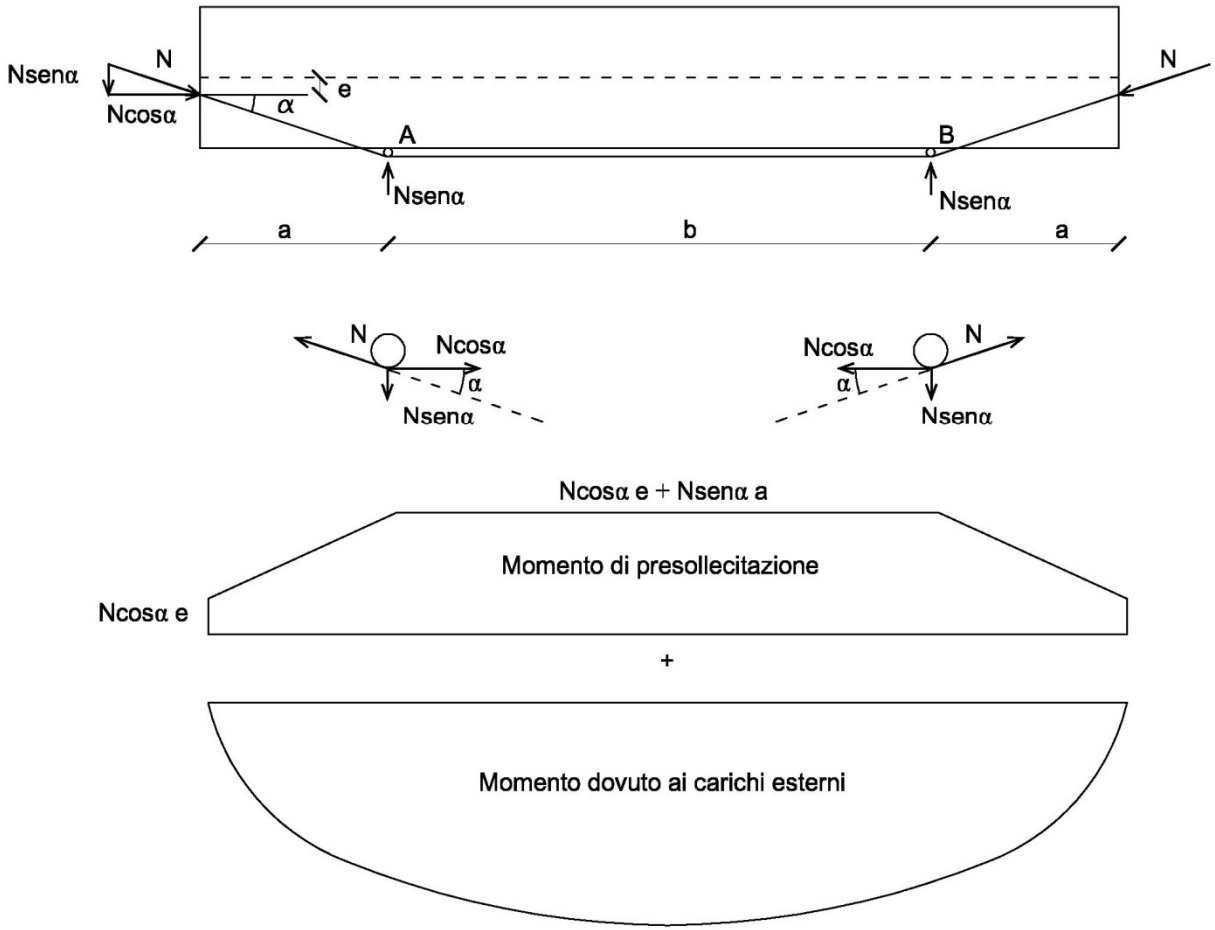
Tabella 11.3.VII

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli	Trefoli a fili sagomati	Trecce
Tensione caratteristica di rottura ..... f_{ptk} N/mm^2	≥1000	≥1570	≥1860	≥1820	≥1900
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua ..... $f_{p(0,1)k}$ N/mm^2	------	≥1420	-----	-----	-----
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale ..... $f_{p(1)k}$ N/mm^2	------	-----	≥1670	≥1620	≥1700
Tensione caratteristiche di snervamento f_{pyk} N/mm^2	≥800	-----	-----	-----	-----
Allungamento sotto carico massimo A_{gt}	≥3,5	≥3,5	≥3,5	≥3,5	≥3,5

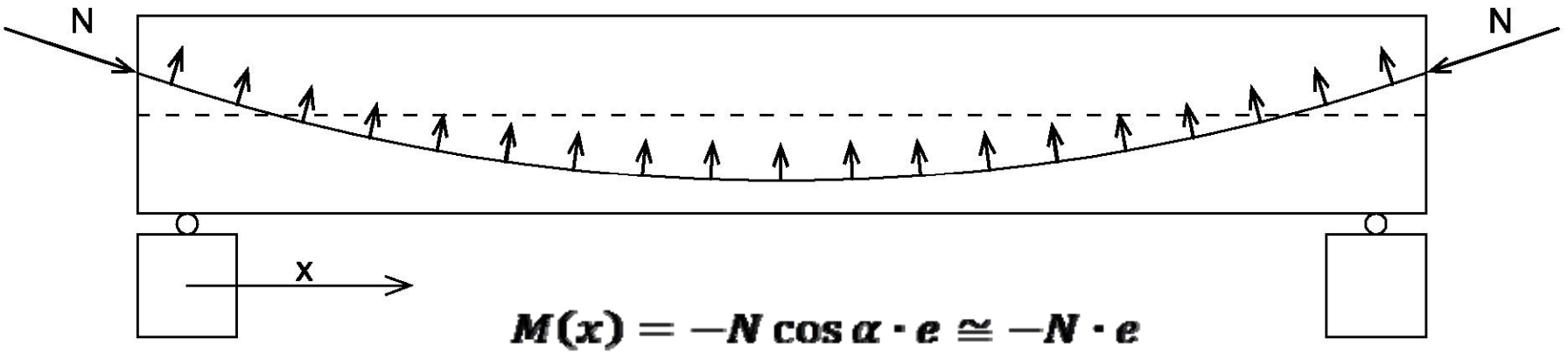
Per il modulo di elasticità si farà riferimento al catalogo del fornitore.

Carichi equivalenti della precompressione

Carichi equivalenti della precompressione

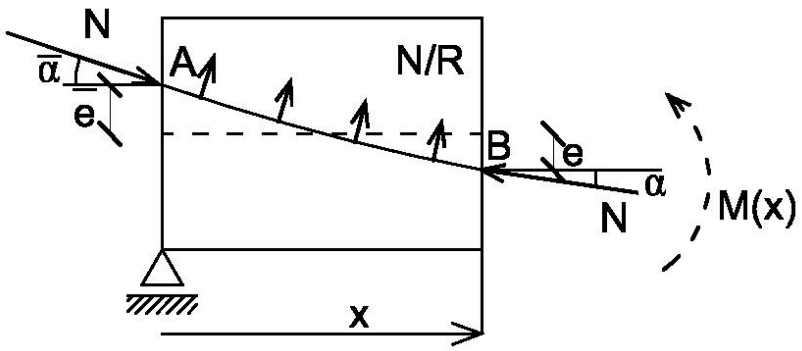


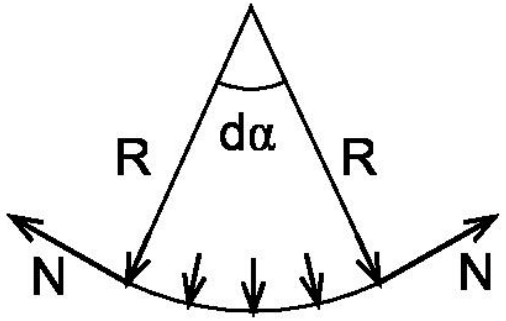
Carichi equivalenti della precompressione



$$M(x) = -N\cos\alpha \cdot e \cong -N \cdot e$$

$$T(x) = -N\,\mathrm{sen}\,\alpha$$





Perdite nel c.a.p.

Perdite nel c.a.p.

Istantanee:

- Perdite al martinetto di tesatura
- Perdite agli ancoraggi
- Attrito (in elementi post-tesi)
- Elastiche (in elementi pre-tesi)

Differite nel tempo:

- Ritiro del calcestruzzo
- Viscosità del calcestruzzo
- Rilassamento dell'acciaio

Perdite istantanee nel c.a.p.

Perdite durante le fasi di tesatura

Tali perdite sono dovute:

• alle forze di attrito che si originano in corrispondenza delle deviazioni angolari eventualmente presenti; ciò accade se le armature da precompressione hanno un tracciato del tipo " a linea poligonale" (trefoli deviati);

• al rientro dei cunei d'ancoraggio.

Perdite prima del trasferimento della precompressione al calcestruzzo

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

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

•Si sottolinea che, nel caso in cui il calcestruzzo sia maturato utilizzando vapore, la valutazione delle perdite di tensione nelle armature da precompressione dovute al ritiro e al rilassamento deve essere effettuata tenendo conto della suddetta maturazione a vapore; inoltre occorre considerare anche gli effetti termici diretti, facendo riferimento all'appendice D-EC2.

Perdite elastiche nel c.a.p.

Perdite all'atto del trasferimento della precompressione al calcestruzzo

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

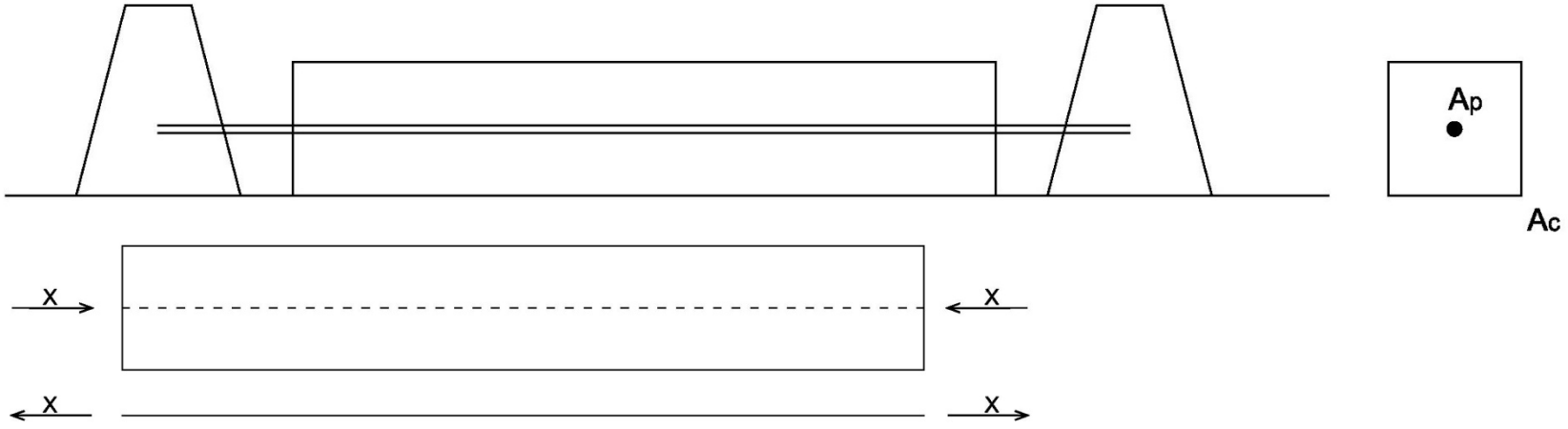
Le perdite di precompressione immediate nella post-tensione (da EUROCODICE 2)

•Perdite dovute alla deformazione istantanea del calcestruzzo

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j\Delta\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)}\right]$$

$\Delta\sigma_c(t)$	è la variazione di tensione nel calcestruzzo in corrispondenza del baricentro delle armature da precompressione al tempo t;
j vale:	$j = \frac{(n-1)}{2n}$ essendo n il numero delle armature da precompressione (considerate tutte uguali), tesate in successione; j può essere approssimativamente assunto pari a 0,5 (tale valore è tanto più vicino al vero quanto più il numero (n) delle armature da precompressione è elevato);
	$j = 1$ per le variazioni dovuta alle azioni permanenti applicate dop aver tesato le armature da precompressione;
A_p	è l'area della sezione trasversale di un'armatura da precompressione;
E_p	è il modulo di elasticità delle armature da precompressione;
$E_{cm}(t)$	è il modulo di elasticità (valore secante) del calcestruzzo al tempo t;

Perdite elastiche (fili aderenti)



$$\delta_{11} = \frac{1 \cdot l}{E_s \cdot A_s} - \left(-\frac{1 \cdot l}{E_c \cdot A_c}\right) = \frac{l}{E_s \cdot A_s} + \frac{l}{E_c \cdot A_c}$$

$$\left(\frac{l}{E_s \cdot A_s} + \frac{l}{E_c \cdot A_c}\right) \cdot X = \frac{\beta \cdot N \cdot l}{E_s \cdot A_s}$$

$$(1 + n \cdot \rho) \cdot X = \beta \cdot N$$

Perdite per attrito nel c.a.p.

Perdite per attrito

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max}\left(1 - e^{-\mu(\vartheta + kx)}\right)$$

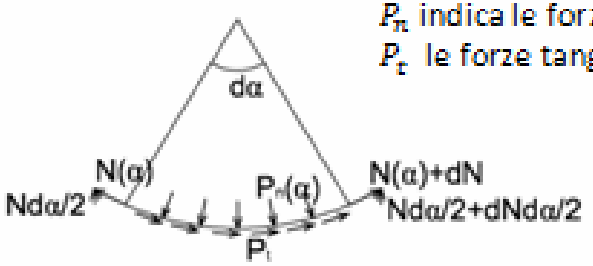
ϑ	è la somma delle deviazioni angolari in un tratto di lunghezza x (la somma viene eseguita indipendentemente dalla direzione e dal segno di tali deviazioni angolari);
μ	è il coefficiente di attrito fra l'armatura e la guaina. In assenza di altre indicazioni per la determinazione di μ si può far riferimento al prospetto 5.1-EC2;
k	è la deviazione angolare non intenzionale per le armature da precompressione poste internamente alla sezione di calcestruzzo; k è riferito all'unità di lunghezza. A meno di indicazioni più precise, si può assumere un valore di k (per metro) compreso fra 0,005 e 0,01;
x	è la distanza, misurata lungo l'armatura da precompressione, fra il punto considerato e il punto in cui la forza di precompressione è massima; in pratica x è la distanza tra il punto considerato e il punto in cui si effettua la tesatura dell'armatura da precompressione;

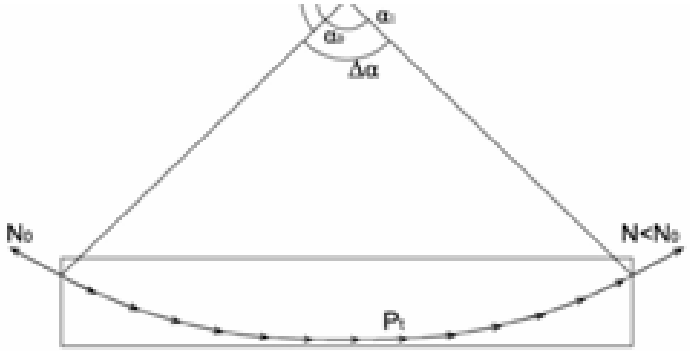
Perdite dovuta all'ancoraggio

- delle perdite dovute al rientro dei cunei nei dispositivi di ancoraggio;
- delle perdite dovute alla deformazione dell'ancoraggio stesso.

Perdite per attrito (fili scorrevoli)

P_n indica le forze di sospensione
P_t le forze tangenziali (dovute all'attrito)





Valutiamo l'equilibrio in direzione radiale:

$$P_n(\alpha) \cdot R(\alpha) \cdot d\alpha = 2 \cdot N \cdot \frac{d\alpha}{2}$$

$$P_n(\alpha) = \frac{N(\alpha)}{R(\alpha)}$$

Valutiamo l'equilibrio in direzione tangenziale:

$$N(\alpha) = P_n(\alpha) \cdot f \cdot ds + N(\alpha) + dN(\alpha)$$

$$N(\alpha) \cdot \cos\frac{d\alpha}{2} \cong N(\alpha) \quad \text{e} \quad P_t(\alpha) = P_n(\alpha) \cdot f$$

$$dN(\alpha) = -\frac{N(\alpha)}{R(\alpha)} \cdot f \cdot ds \rightarrow \frac{dN(\alpha)}{N(\alpha)} = -\frac{f}{R(\alpha)} ds$$

$$R(\alpha) \cdot d\alpha = ds \rightarrow \frac{ds}{R(\alpha)} = d\alpha \rightarrow \boxed{\frac{dN(\alpha)}{N(\alpha)} = -f d\alpha}$$

Ritiro nel calcestruzzo

La deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di apposite prove, da eseguirsi secondo le norme UNI 6555:1973 e UNI 7086:1972, rispettivamente per calcestruzzi confezionati con inerti aventi dimensioni massime sino a 30 mm, od oltre 30 mm.

In sede di progettazione, e quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \qquad (11.2.6)$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento :

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \, \varepsilon_{c0} \qquad (11.2.7)$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0:

Ritiro nel calcestruzzo

Tabella 11.2.Va – *Valori di* ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 11.2.Vb – *Valori di* k_h

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

Ritiro nel calcestruzzo

Per valori intermedi dei parametri indicati è consentita l'interpolazione lineare. Lo sviluppo nel tempo della deformazione ε_{cd} può essere valutato come:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\infty} \qquad (11.2.8)$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma

$$\beta_{ds}(t\text{-}t_s) = (t\text{-}t_s) / [(t\text{-}t_s)+0{,}04\ h_o^{3/2}] \qquad (11.2.9)$$

in cui:

t è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni)

t_s è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni).

h_0 è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto $2A_c$ / u essendo

A_c è l'area della sezione in calcestruzzo

u è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2{,}5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2 \qquad (11.2.10)$$

Perdite per ritiro nel c.a.p.

Perdite per ritiro (NTC e EC2)

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

ε_{cs}	è la deformazione totale per ritiro
ε_{cd}	È la deformazione per ritiro da essiccamento
ε_{ca}	È la derogazione per ritiro autogeno

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{c0}$$

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,36	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

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

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\infty}$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = (t - t_s)/[(t - t_s) + 0{,}04h_0^{3/2}]$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2{,}5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ con } f_{ck} \text{ in } N/mm^2$$

t	è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni);
t_s	è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni);
h_0	è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto $2A_c/u$
A_c	è l'area della sezione in calcestruzzo;
u	è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria;

Viscosità nel calcestruzzo

In sede di progettazione, se lo stato tensionale del calcestruzzo, al tempo $t_0 = j$ di messa in carico, non è superiore a $0{,}45 \cdot f_{ckj}$, il coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0)$, a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise (per es. § 3.1.4 di UNI EN 1992-1-1), può essere dedotto dalle seguenti Tab. 11.2.VI e 11.2.VII dove h_0 è la dimensione fittizia definita in § 11.2.10.6:

Tabella 11.2.VI – *Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%*

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tabella 11.2.VII - *Valori di $\phi(\infty, t_0)$.Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%*

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Per valori intermedi è ammessa una interpolazione lineare.

Nel caso in cui sia richiesta una valutazione in tempi diversi da $t = \infty$ del coefficiente di viscosità questo potrà essere valutato secondo modelli tratti da documenti di comprovata validità.

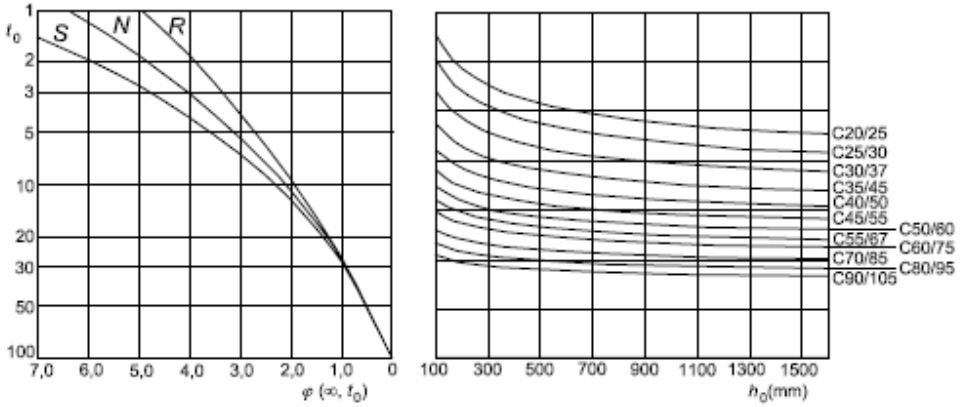
Perdite per viscosità (da EC2)

figura 3.1 Metodo per determinare il coefficiente di viscosità $\varphi(\infty, t_0)$ di calcestruzzi in condizioni ambientali normali

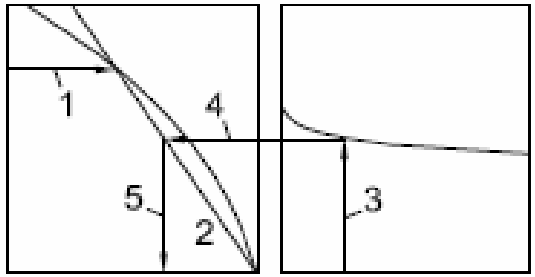
Legenda

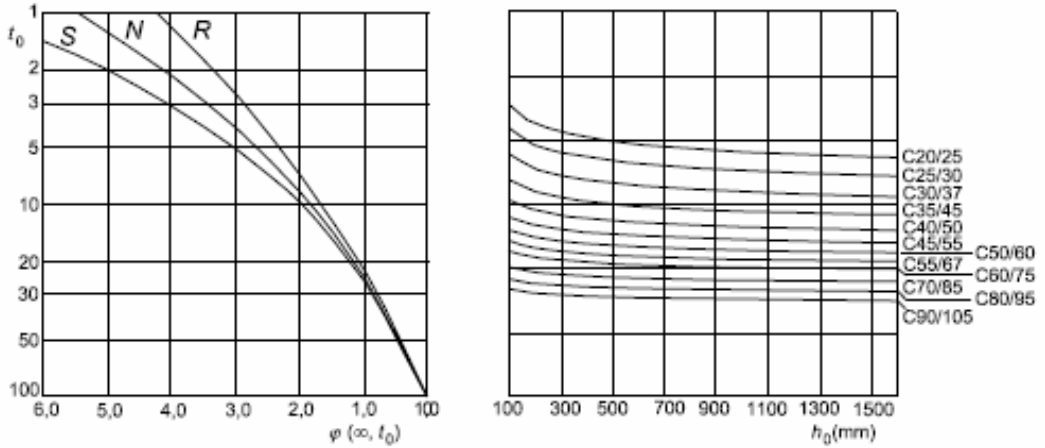
a) Condizioni interne - RH = 50%

b) Condizioni esterne - RH = 80%



a)





b)

Nota:

- il punto d'intersezione tra le linee 4 e 5 può anche essere al di sopra del punto 1.
- per $t_0 > 100$ è sufficientemente accurato assumere $t_0 = 100$ (e utilizzare la linea tangente).

Perdite per viscosità nel c.a.p.

Perdite differite (viscosità, ritiro e rilassamento)

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

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	il valore assoluto della variazione di tensione nelle armature dovuta alla viscosità del calcestruzzo, al ritiro del calcestruzzo ed al rilassamento dell'acciaio; tale valore è calcolato al tempo t, nella sezione di ascissa x;
ε_{cs}	Il valore assoluto del ritiro del calcestruzzo;
E_p	il modulo di elasticità delle armature da precompressione;
E_{cm}	il modulo di elasticità del calcestruzzo;
$\Delta\sigma_{pr}$	il valore assoluto della variazione della tensione nell'armatura da precompressione calcolata nella sezione di ascissa x, al tempo t, dovuta al rilassamento dell'armatura da precompressione stessa. Tale variazione è calcolata per una tensione σ_p dovuta ai carichi quasi permanenti ed alla pre-compressione iniziale; $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$;
$\varphi(t,t_0)$	il coefficiente di viscosità al tempo t riferito a carichi applicati al tempo t_0;
$\sigma_{c,QP}$	la tensione nel calcestruzzo calcolata in corrispondenza delle armature da precompressione dovuta al peso proprio, alla precompressione iniziale e alle altre azioni quasi permanenti; si precisa che, a seconda della fase costruttiva considerata, il valore $\sigma_{c,QP}$ può essere dovuto ad una parte dei pesi propri ed alla precompressione iniziale o può essere dovuto ad una completa combinazione di carico quasi permanente ed alla precompressione iniziale $(\sigma_c(G + P_{m0} + \psi_2 Q))$;
A_p	l'area della sezione delle armature da precompressione nella sezione di ascissa x;
A_c	l'area della sezione di calcestruzzo;
I_c	il momento di inerzia della sezione di calcestruzzo;
z_{cp}	l'eccentricità delle armature da precompressione calcolata facendo riferimento alla sezione di calcestruzzo;

Perdite per rilassamento nel c.a.p.

Trefoli a basso rilassamento (low-relaxation strands)

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

$\Delta\rho_{pr}$	è il valore assoluto delle perdite dovute al rilassamento;
σ_{pi}	per le strutture post-tese è il valore della tensione iniziale nelle armatureda precompressione $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$; per le strutture pre-tese è il valore della tensione ottenuto sottraendo al valore massimo della tensione applicata alle armature da precompressione le perdite immediate avvenute durante lefasi di tesatura;
f_{pk}	è il valore caratteristico della resistenza a trazione delle armature da precompressione;
t	è il tempo dopo la messa in tensione delle armature da precompressione, misurato in ore;
$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$	

Classe di armatura		ρ1000
Classe 1	Trecce, filo o trefolo ordinario	8,0
Classe 2	Trecce, filo o trefolo stabilizzato	2,5
Classe 3	Barra laminata	4,0

Valori di ρ_{1000} perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 °C e a partire da una tensione iniziale pari a 0,7 della resistenza f_p del campione provato

Cadute di tensione per rilassamento

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t ad una temperatura di 20 °C può assumersi pari ai valori calcolati con le seguenti formule

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 5{,}39\ \rho_{1000}\ e^{6{,}7\mu}\ (t/1000)^{0{,}75(1-\mu)}\ 10^{-5} \quad \text{per Classe 1}$$
$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0{,}66\ \rho_{1000}\ e^{9{,}1\mu}\ (t/1000)^{0{,}75(1-\mu)}\ 10^{-5} \quad \text{per Classe 2} \qquad (11.3.17)$$
$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1{,}98\ \rho_{1000}\ e^{8{,}0\mu}\ (t/1000)^{0{,}75(1-\mu)}\ 10^{-5} \quad \text{per Classe 3}$$

dove:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 °C e a partire da una tensione iniziale pari a 0,7 della resistenza f_p del campione provato;

μ $= \sigma_{pi}/f_{pk}$;

f_{pk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;

t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

Le prime due espressioni 11.3.17 si applicano, rispettivamente, ai fili, trecce e trefoli a normale rilassamento ed a basso rilassamento. La terza espressione si applica alle barre laminate a caldo.

In mancanza di specifica sperimentazione, i valori di ρ_{1000} possono essere tratti dalla Tab. 11.3.VIII.

Tabella 11.3.VIII

Classe di armatura	ρ_{1000}
Classe 1 – Trecce, filo o trefolo ordinario	8,0
Classe 2 – Trecce, filo o trefolo stabilizzato	2,5
Classe 3 – Barra laminata	4,0

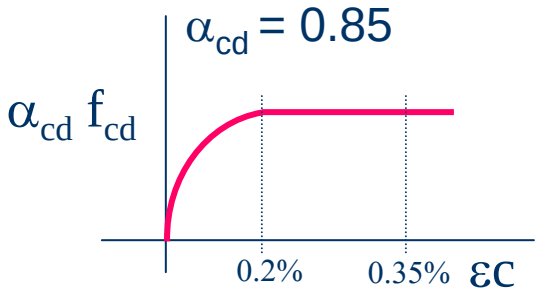
La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte per un tempo t = 500000 ore.

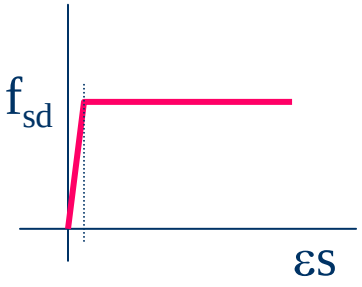
SLU di pressoflessione

SLU per stato di sforzo normale e flessione

- **Ipotesi**
  - Sezioni piane
  - Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo
  - Materiale non resistente a trazione
  - Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si deducono dai rispettivi diagrammi tensioni-deformazioni
  - Rottura del calcestruzzo per raggiungimento della capacità deformativa ultima a compressione
  - Rottura dell'acciaio teso per raggiungimento della capacità deformativa ultima a trazione
  - La deformazione iniziale dell'armatura di precompressione è considerata nelle relazioni di congruenza della sezione

Legami costitutivi sforzo-deformazione tradizionali





$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$

$f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$

Modelli tensione-deformazione del cls

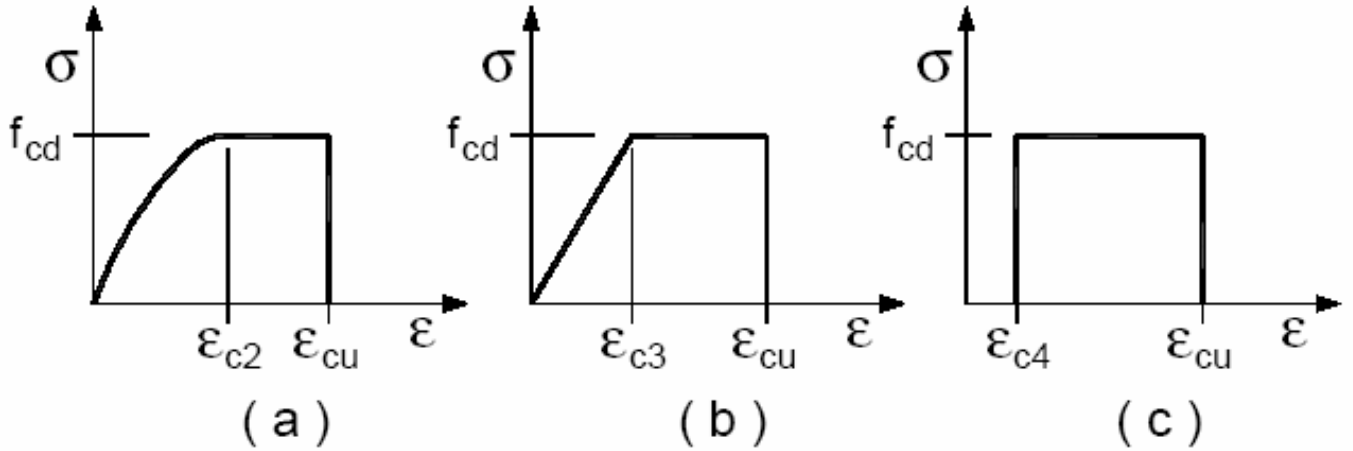


Figura 4.1.1 – *Modelli σ-ε per il calcestruzzo*

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli σ-ε per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/55 si può porre:

$\varepsilon_{c2} = 0,20\%$ $\qquad$ $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$

$\varepsilon_{c3} = 0,15\%$ $\qquad$ $\varepsilon_{c4} = 0,07\%$

Per le classi di resistenza superiore a C50/55 si può porre:

$\varepsilon_{c2} = 0,20\% + 0,0085 \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$ $\qquad$ $\varepsilon_{cu} = 0,26\% + 3,5 \cdot \left[(90 - f_{ck})/100\right]^4$

$\varepsilon_{c3} = 0,175\% + 0,055 \cdot \left[(f_{ck} - 50)/40\right]$ $\qquad$ $\varepsilon_{c4} = 0,2 \cdot \varepsilon_{cu}$

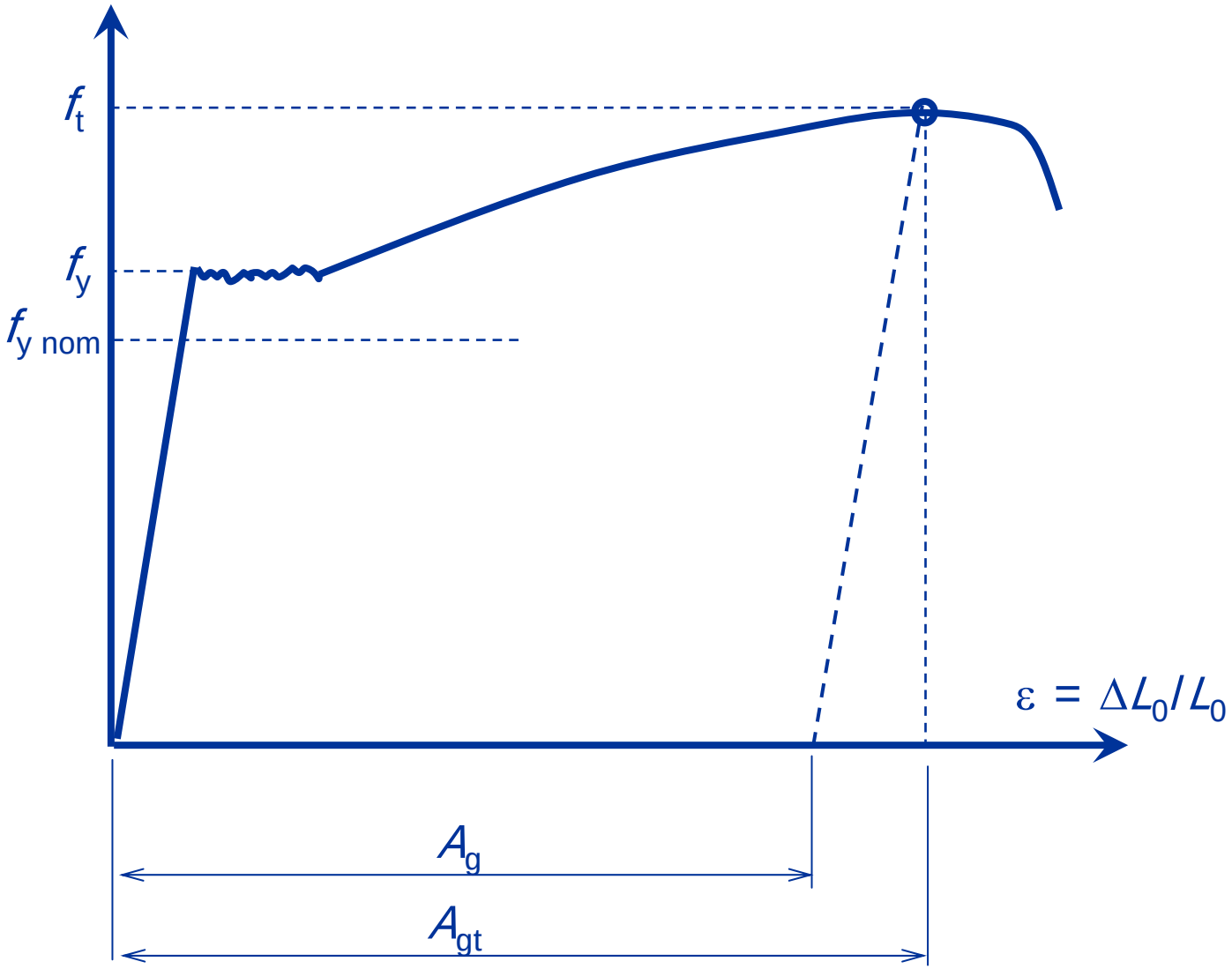
purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

L'acciaio nella nuova normativa

Tabella 11.2.Ia

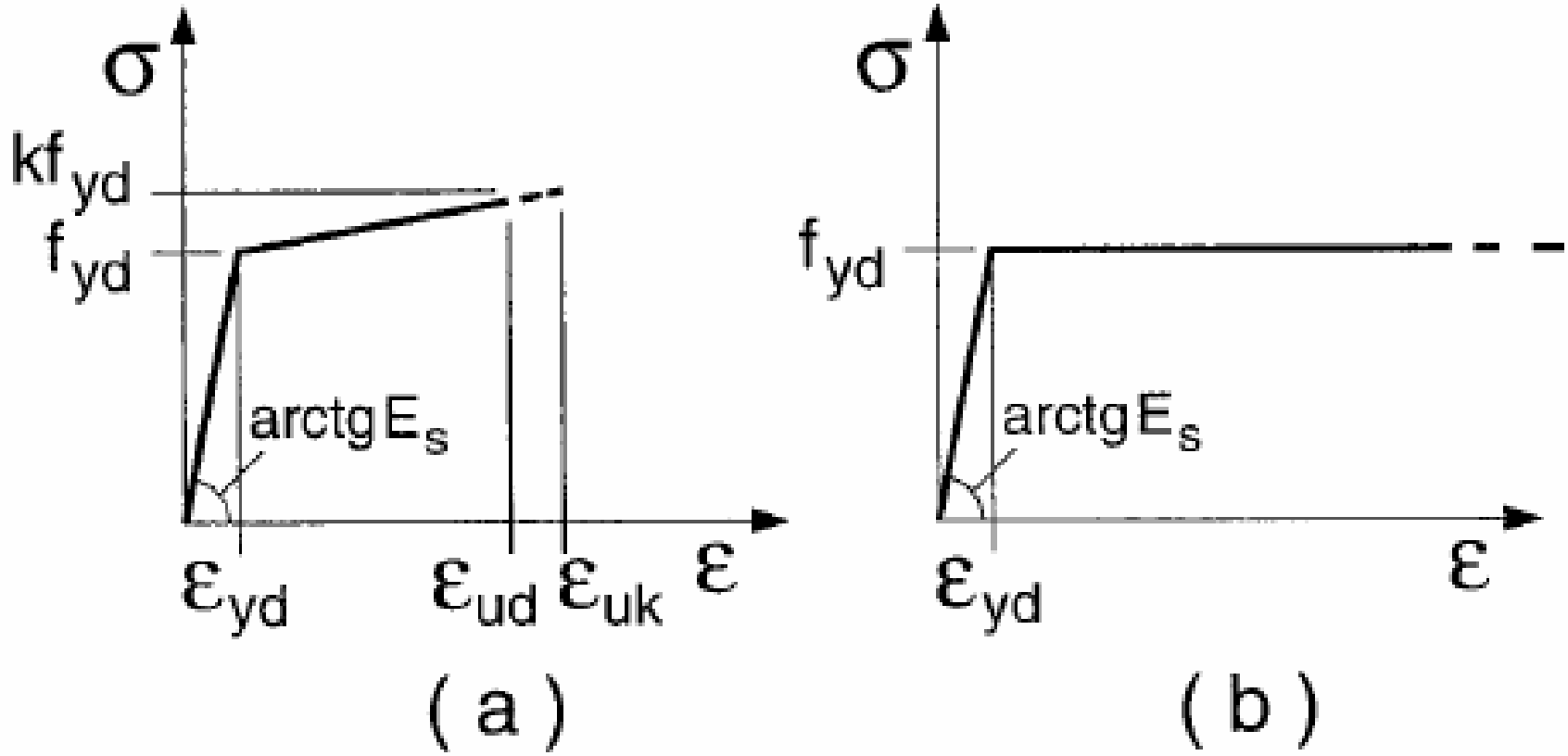
	CARATTERISTICHE
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\,nom}$ (N/mm^2)
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t\,nom}$ (N/mm^2)
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1{,}13$ $\leq 1{,}35$
$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1{,}25$
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 7\,\%$
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:	
$\phi < 12$ mm	4ϕ
$12 \leq \phi \leq 16$ mm	$5\,\phi$
per $16 < \phi \leq 25$ mm	$8\,\phi$
per $25 < \phi \leq 50$ mm	$10\,\phi$

Diagramma σ-ε per un acciaio B450 C



Modelli tensione-deformaz. dell'acciaio ordinario

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\varepsilon_{ud}=0,9\varepsilon_{uk}$ ($\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovraresistenza $k=(f_t/f_y)_k$ (Tabelle 11.2.Ia-b).



L'acciaio da precompressione

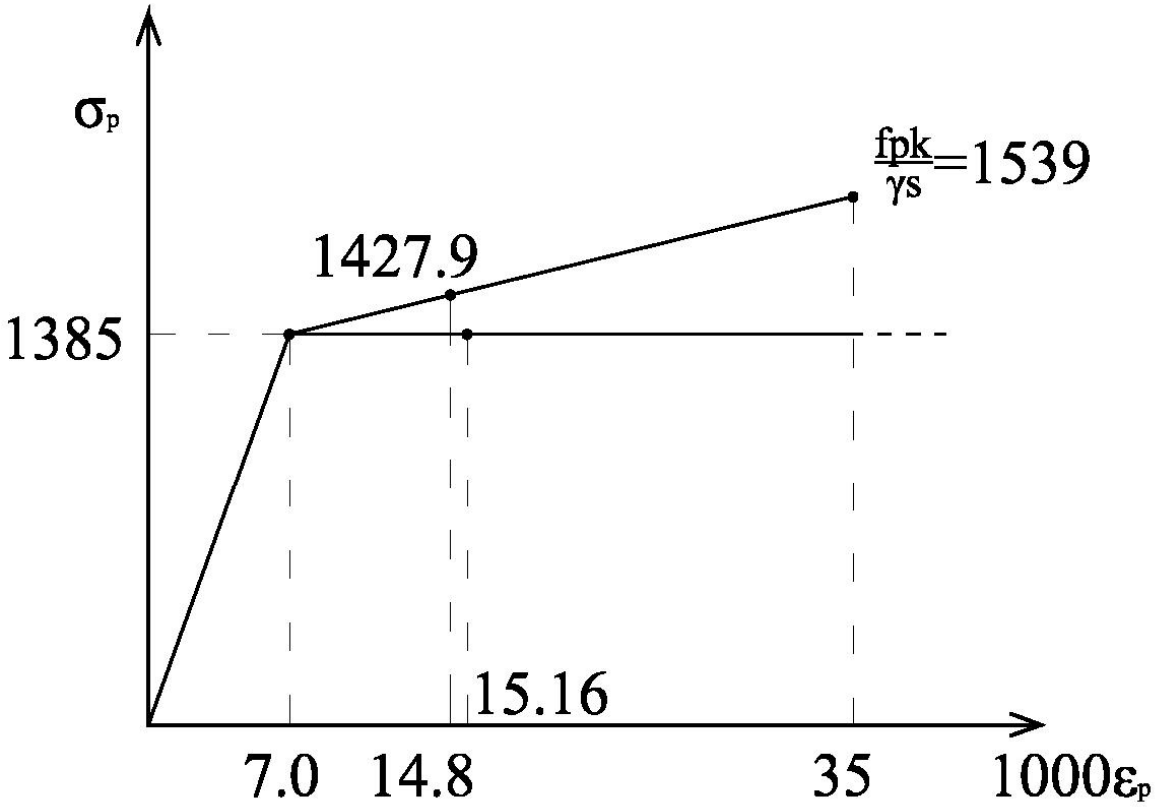
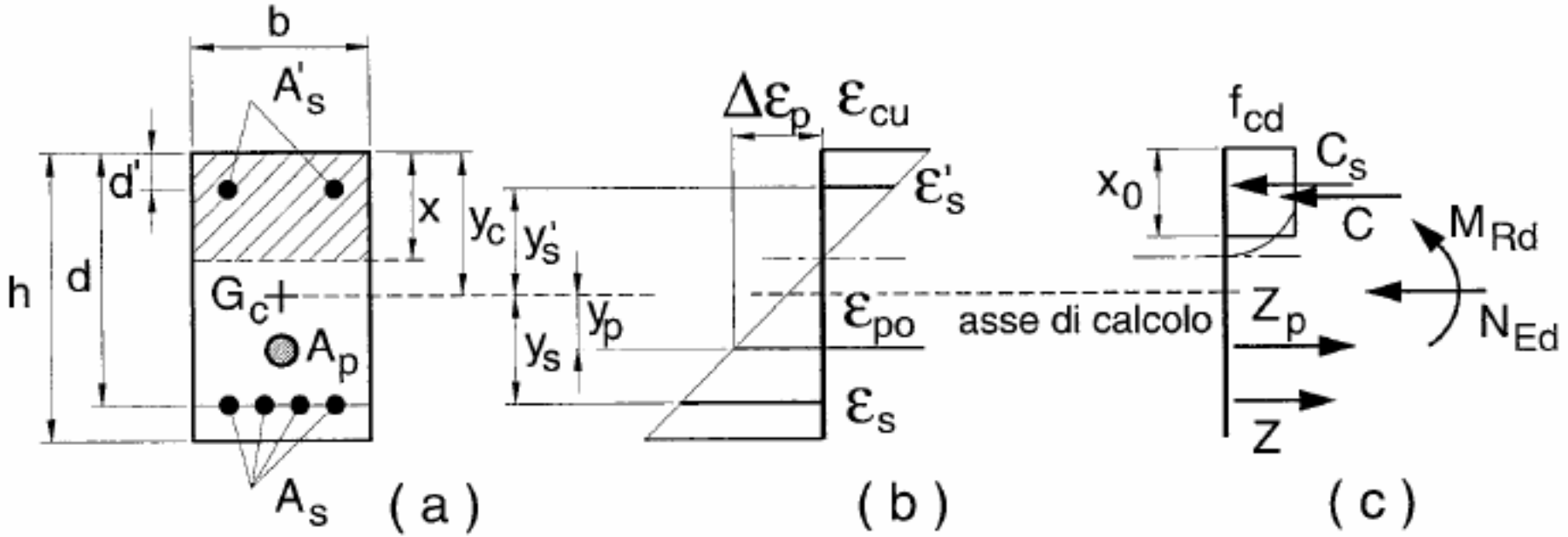


Diagramma di progetto per acciaio A_p

Analisi della sezione

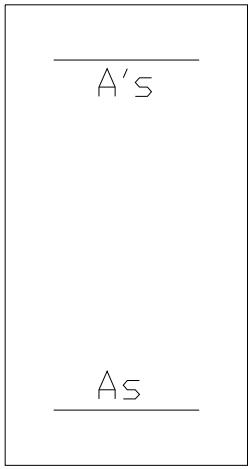


Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Figura 4.1.3 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli $\sigma-\varepsilon$ di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$M_{Rd}=M_{Rd}\,(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

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

Definizione di campi di rottura



SEZIONE RETTANGOLARE A
DOPPIA ARMATURA SIMMETRICA

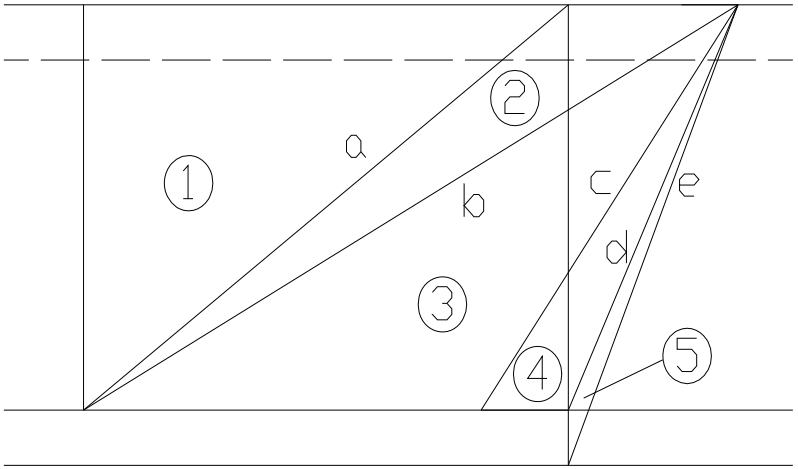
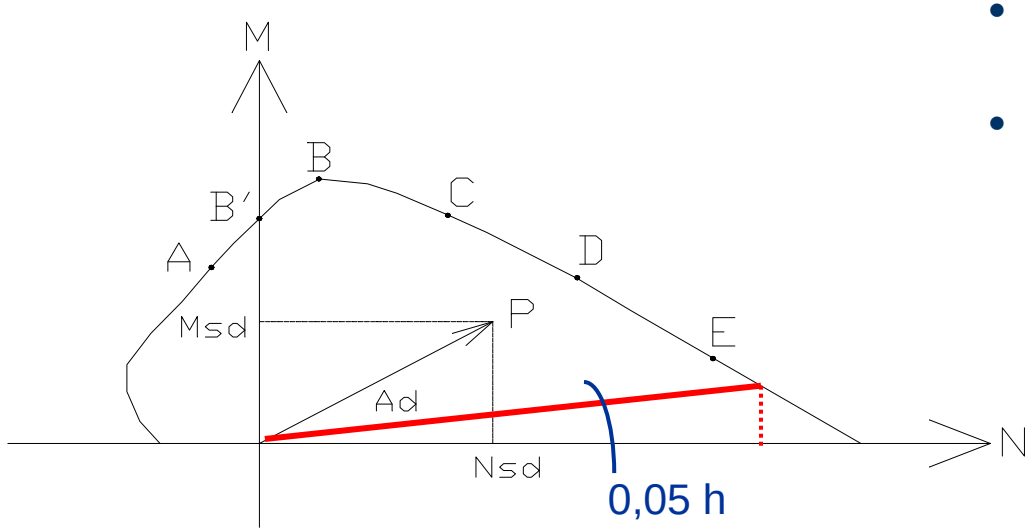


DIAGRAMMA DELLE DEFORMAZIONI

MECCANISMI DI ROTTURA DELLA SEZIONE:
1 - SEZIONE COMPLETAMENTE TESA CON CRISI LATO ACCIAIO
2 - CRISI LATO ACCIAIO CON CLS COMPRESSO
3 - CRISI LATO CLS CON ACCIAIO SNERVATO
4 - CRISI LATO CLS CON ACCIAIO IN CAMPO ELASTICO LINEARE
5 - CRISI LATO CLS CON ACCIAIO COMPRESSO

Dominio resistente di progetto M-N



- **RAPPRESENTA LA RESISTENZA DELLA SEZIONE;**
- **PER LA VERIFICA STRUTTURALE E' NECESSARIO CHE IL PUNTO P (Msd, Nsd) SIA COMPRESO ALL'INTERNO DEL DOMINIO RESISTENTE**

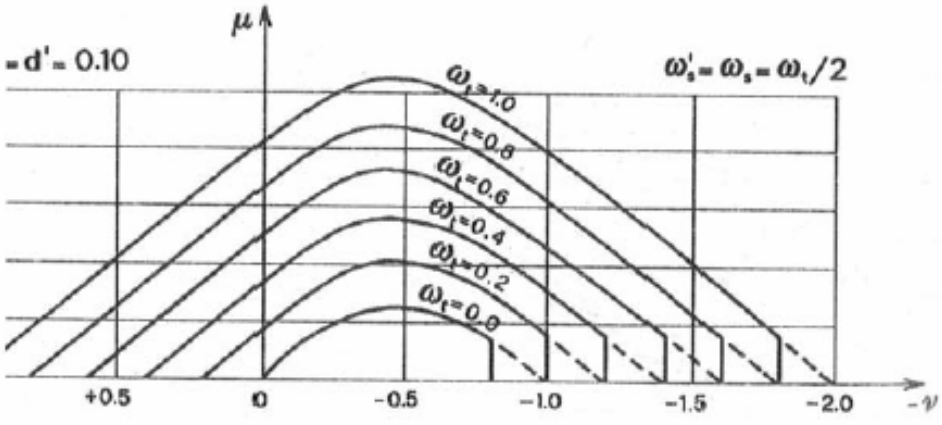
EQUILIBRIO ALLA TRASLAZIONE:

$$N_{Rd} = \alpha_{cc} f_{cd} \; 0{,}8x \; b - f_{sd} \; A_s - \sigma'_s \; A'_s$$

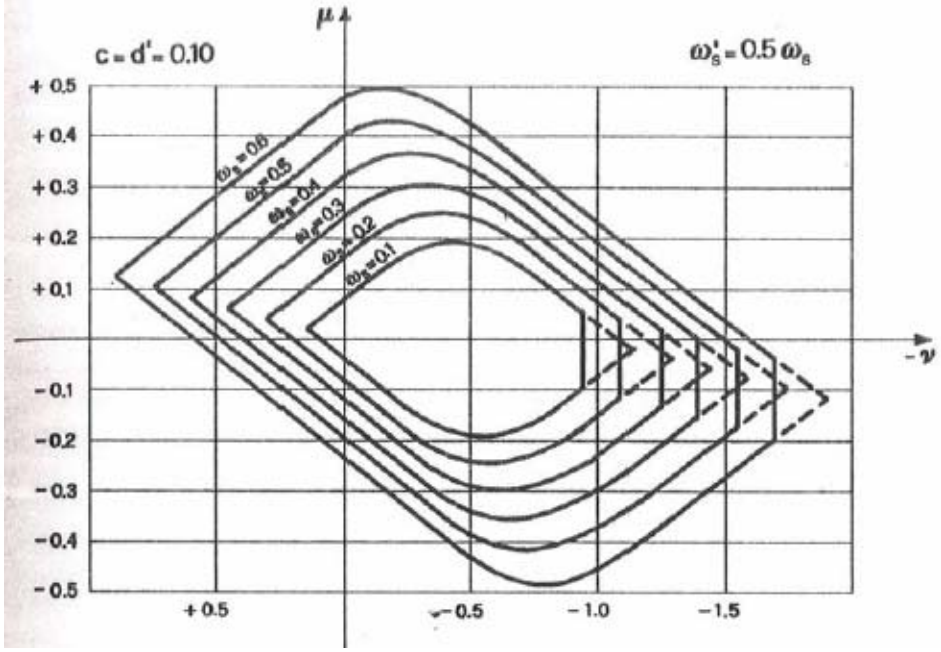
EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE:

$$M_{Rd} = \alpha_{cd} f_{cd} \; 0{,}8x \; b \; [(d + h')/2 - 0{,}4x] + f_{sd} \; As \; (d - d')/2 - \sigma'_s \; A'_s \; (d - h')/2$$

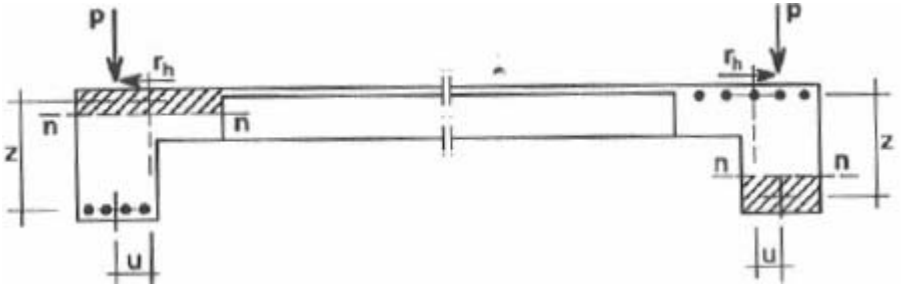
Dominio resistente di progetto M-N



Sezione simmetrica



Sezione non simmetrica



Travi di bordo gettate in opera

Norme ulteriori per il cap

I sistemi di precompressione con armature, previsti dalla presente norma, possono essere a cavi scorrevoli ancorati alle estremità (sistemi post-tesi) o a cavi aderenti (sistemi pre-tesi).
La condizione di carico conseguente alla precompressione si combinerà con le altre (peso proprio, carichi permanenti e variabili…) al fine di avere le più sfavorevoli condizioni di sollecitazione.

Nel caso della post-tensione, se le armature di precompressione non sono rese aderenti al conglomerato cementizio dopo la tesatura mediante opportune iniezioni di malta all'interno delle guaine (cavi non aderenti), si deve tenere conto delle conseguenze dello scorrimento relativo acciaio-calcestruzzo.

Le presenti norme non danno indicazioni su come trattare i casi di precompressione a cavi non aderenti per i quali si potrà fare riferimento ad UNI EN 1992-1-1.

Nel caso sia prevista la parzializzazione delle sezioni nelle condizioni di esercizio, particolare attenzione deve essere posta alla resistenza a fatica dell'acciaio in presenza di sollecitazioni ripetute.

Valutazione della sicurezza

4.1.8.1.1 Stati limite ultimi

Vale quanto stabilito al § 4.1.2.1.

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

4.1.8.1.2 Stati limite di esercizio

Vale quanto stabilito al § 4.1.2.2. Per la valutazione degli stati di deformazione e di tensione si devono tenere in conto gli effetti delle cadute di tensione per i fenomeni reologici che comportano deformazioni differite dei materiali: ritiro e viscosità del calcestruzzo, rilassamento dell'acciaio.

Nella valutazione della precompressione nel caso di armatura post-tesa la tensione iniziale va calcolata deducendo dalla tensione al martinetto la perdita per rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili e le perdite per attrito lungo il cavo.

Nelle strutture ad armatura pre-tesa si deve considerare la caduta di tensione per deformazione elastica.

Per le limitazioni degli stati tensionali nelle condizioni di esercizio, per tutte le strutture precompresse, valgono le prescrizioni riportate al § 4.1.2.2.5.

Tensioni di esercizio nel calcestruzzo

4.1.8.1.3 Tensioni di esercizio nel calcestruzzo a cadute avvenute

Vale quanto stabilito al § 4.1.2.2.5.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi nelle strutture costruite per conci prefabbricati, quando non sia possibile disporre l'armatura ordinaria che assorbe lo sforzo di trazione.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0{,}60\ f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \qquad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0{,}45\ f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \qquad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, …) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\sigma_c < 0{,}90\ f_{ckj}. \qquad (4.1.46)$$

Qualora le aree di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le azioni vanno sommate e riferite all'area complessiva.

Tensioni limite per gli acciai da precompressione

Per le tensioni in esercizio a perdite avvenute vale quanto stabilito al § 4.1.2.2.5.2 ove si sostituisca $f_{p(0,1)k}$, $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a f_{yk} .

Le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$$\begin{aligned} &\sigma_{spi} < 0{,}85\, f_{p(0,1)k} \quad \sigma_{spi} < 0{,}75\, f_{ptk} \quad \text{per armatura post-tesa} \\ &\sigma_{spi} < 0{,}90\, f_{p(0,1)k} \quad \sigma_{spi} < 0{,}80\, f_{ptk} \quad \text{per armatura pre-tesa} \end{aligned} \qquad (4.1.47)$$

ove si sostituisca $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a $f_{p(0,1)k}$, se del caso.

In entrambi i casi è ammessa una sovratensione, in misura non superiore a $0{,}05\, f_{p(0,1)k}$.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0{,}8\, f_{yk}. \qquad (4.1.42)$$

Verifica a SL di fessurazione

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

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;

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1{,}2} \qquad (4.1.37)$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

c) stato limite di apertura delle fessure, 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:

$$w_1 = 0{,}2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0{,}3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0{,}4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Condizioni ambientali

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

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

Verifica a fessurazione (NTC 2008)

CONDIZ. AMBIENT. CLASSE DI ESPOSIZIONE

Ordinarie X0, XC1, XC2, XC3, XF1

Aggressive XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3

Molto aggressive XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

w_1 = 0,2 mm

w_2 = 0,3 mm

w_3 = 0,4 mm

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

Dettagli costruttivi per il cap

4.1.8.2.1 Armatura longitudinale ordinaria

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

In presenza di torsione valgono le prescrizioni di cui al § 4.1.2.1.4.

Esecuzione delle opere in c.a.p.

Per quanto riguarda lo strato di ricoprimento di calcestruzzo necessario alla protezione delle armature dalla corrosione, si rimanda al § 4.1.6.1.3.

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.

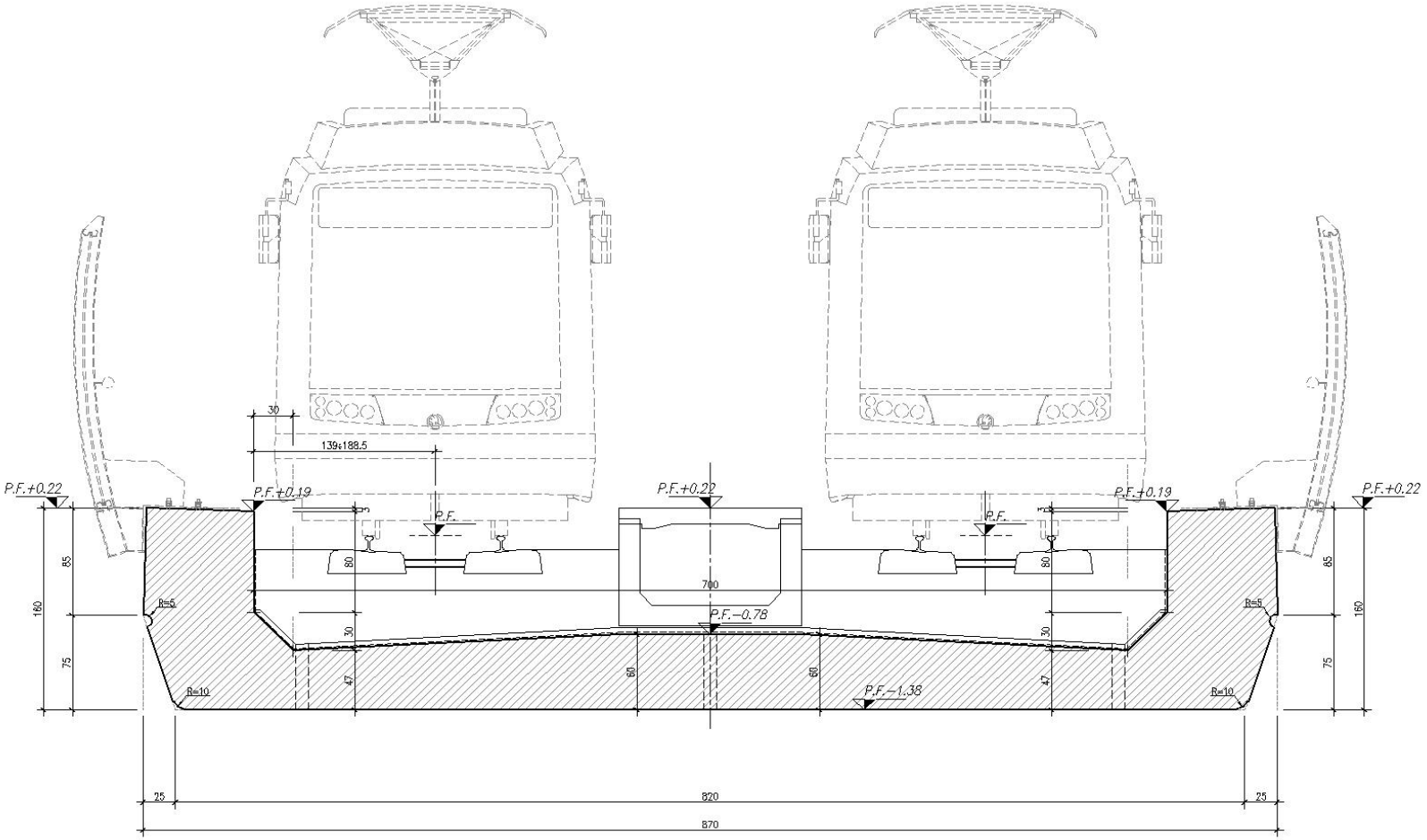
Per la buona esecuzione delle iniezioni è necessario che le stesse vengano eseguite secondo apposite procedure di controllo della qualità.

Un es. di struttura a cavi non aderenti

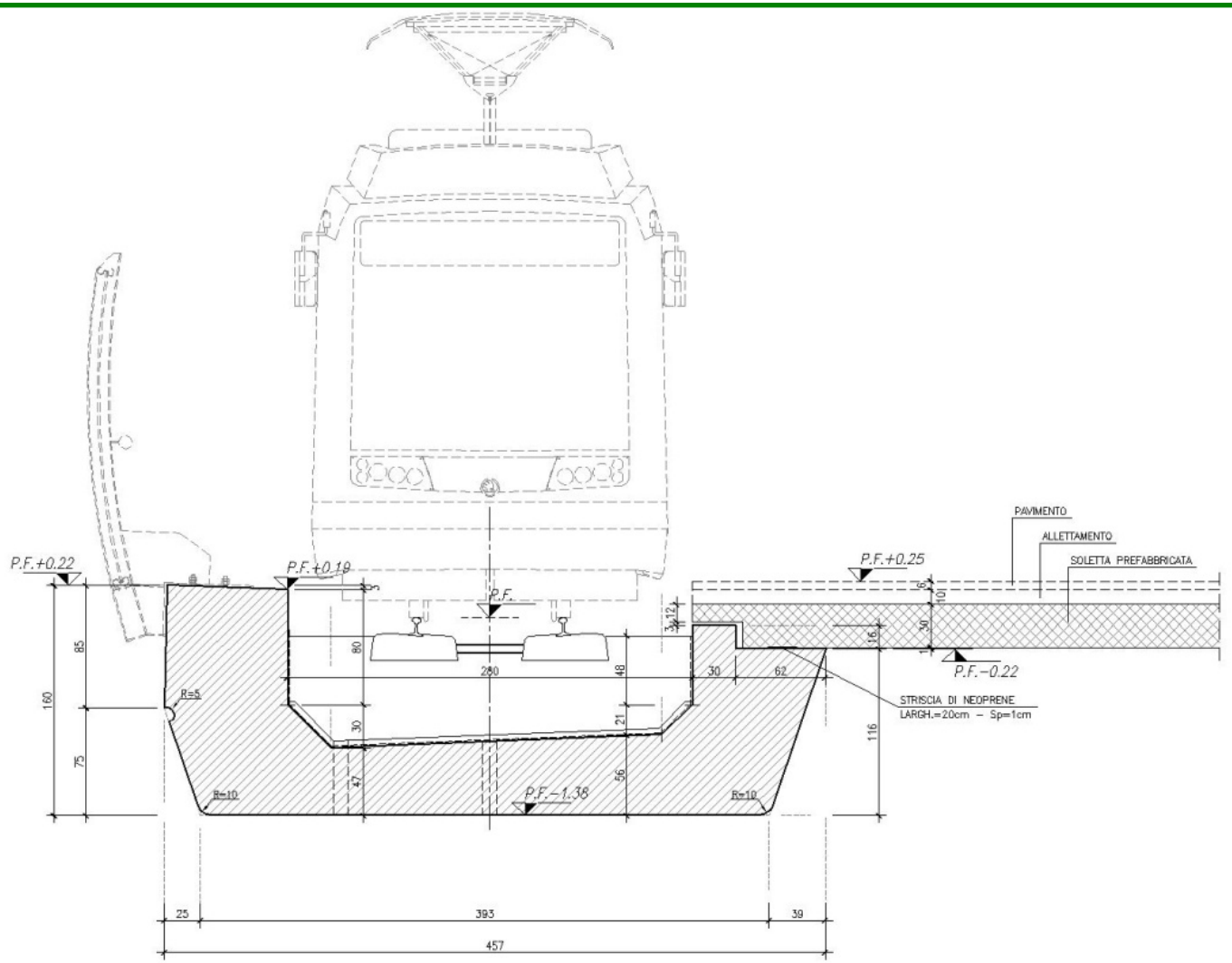
Esecuzione delle opere in c.a.p.

SEZIONE TRASVERSALE IN CAMPATA

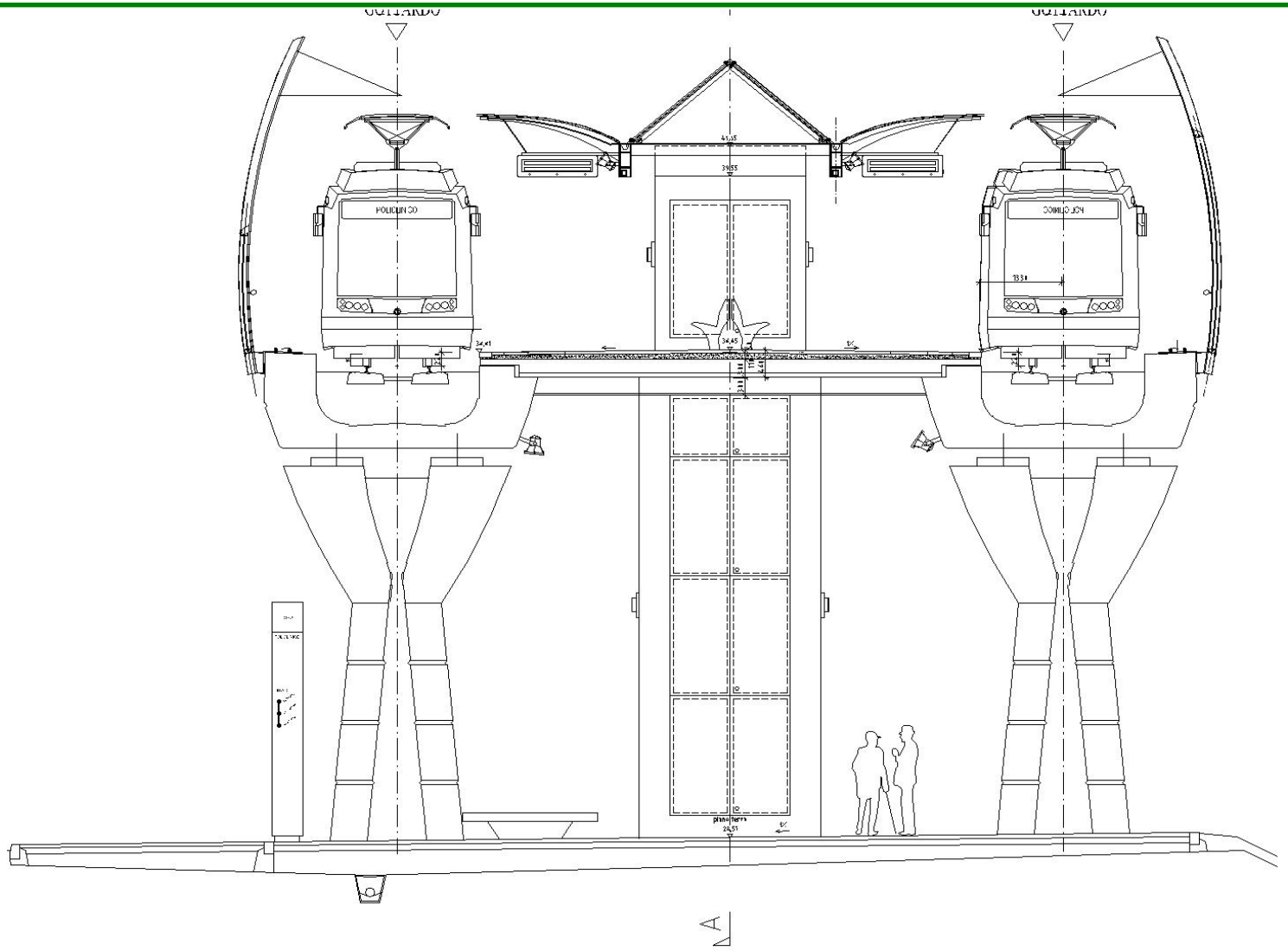
Scala 1:25



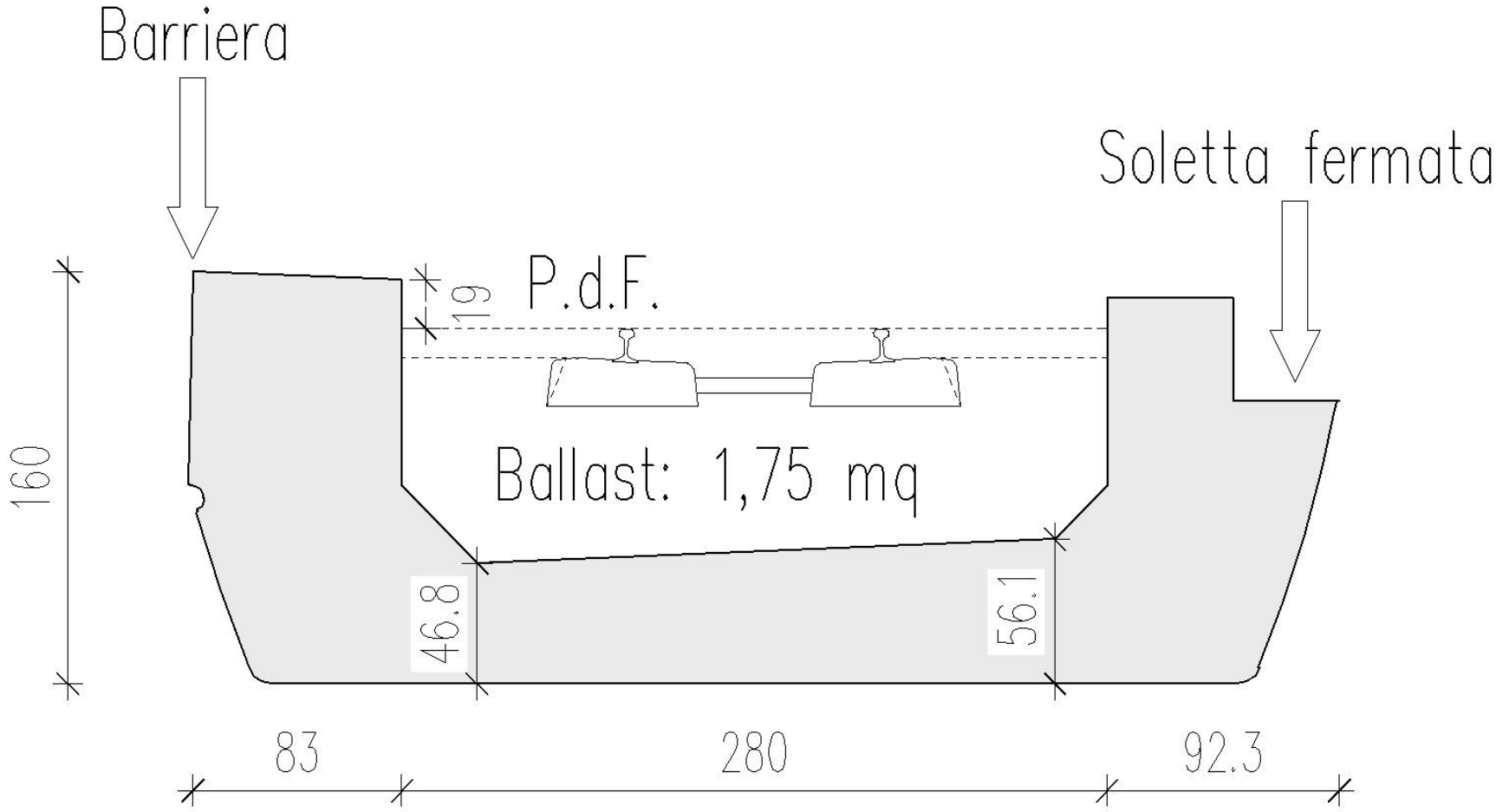
Esecuzione delle opere in c.a.p.



Esecuzione delle opere in c.a.p.

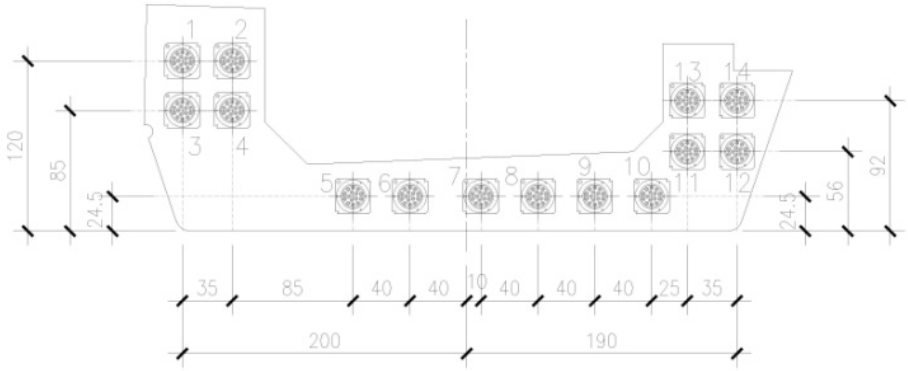


Esecuzione delle opere in c.a.p.

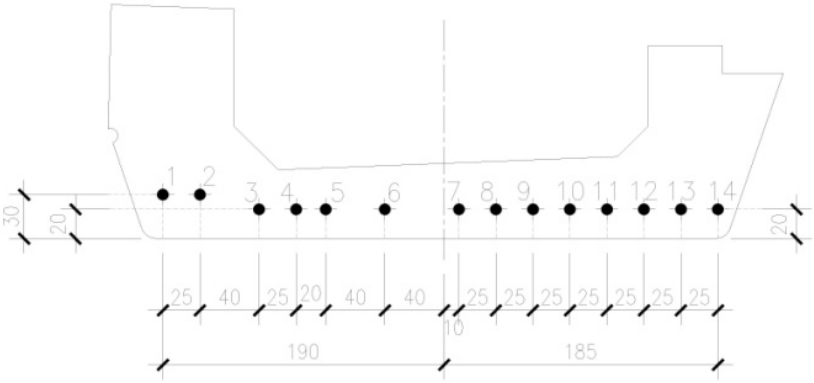


Esecuzione delle opere in c.a.p.

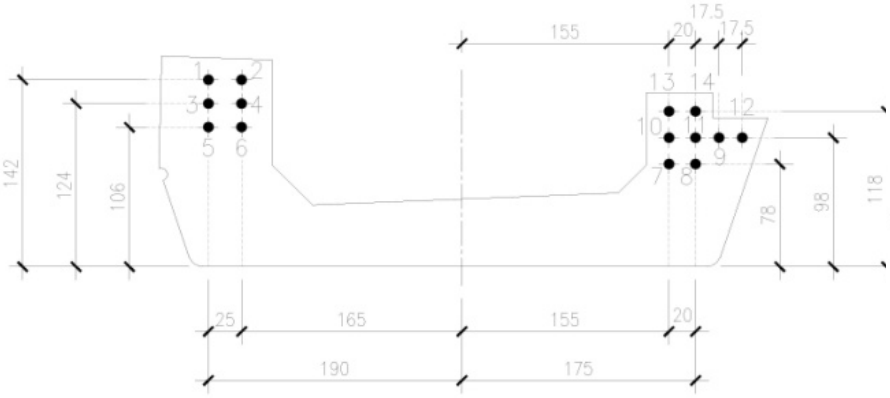
Sezione trasversale iniziale



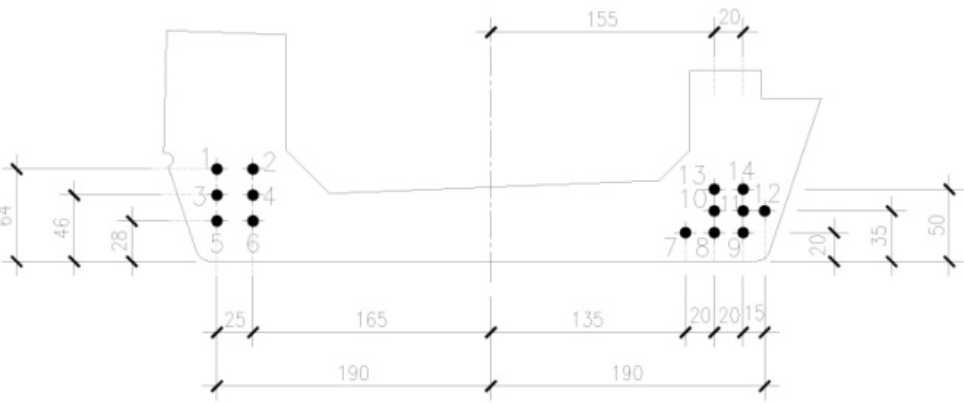
Sezione nella prima campata



Sezione sul primo appoggio



Sezione nella seconda campata

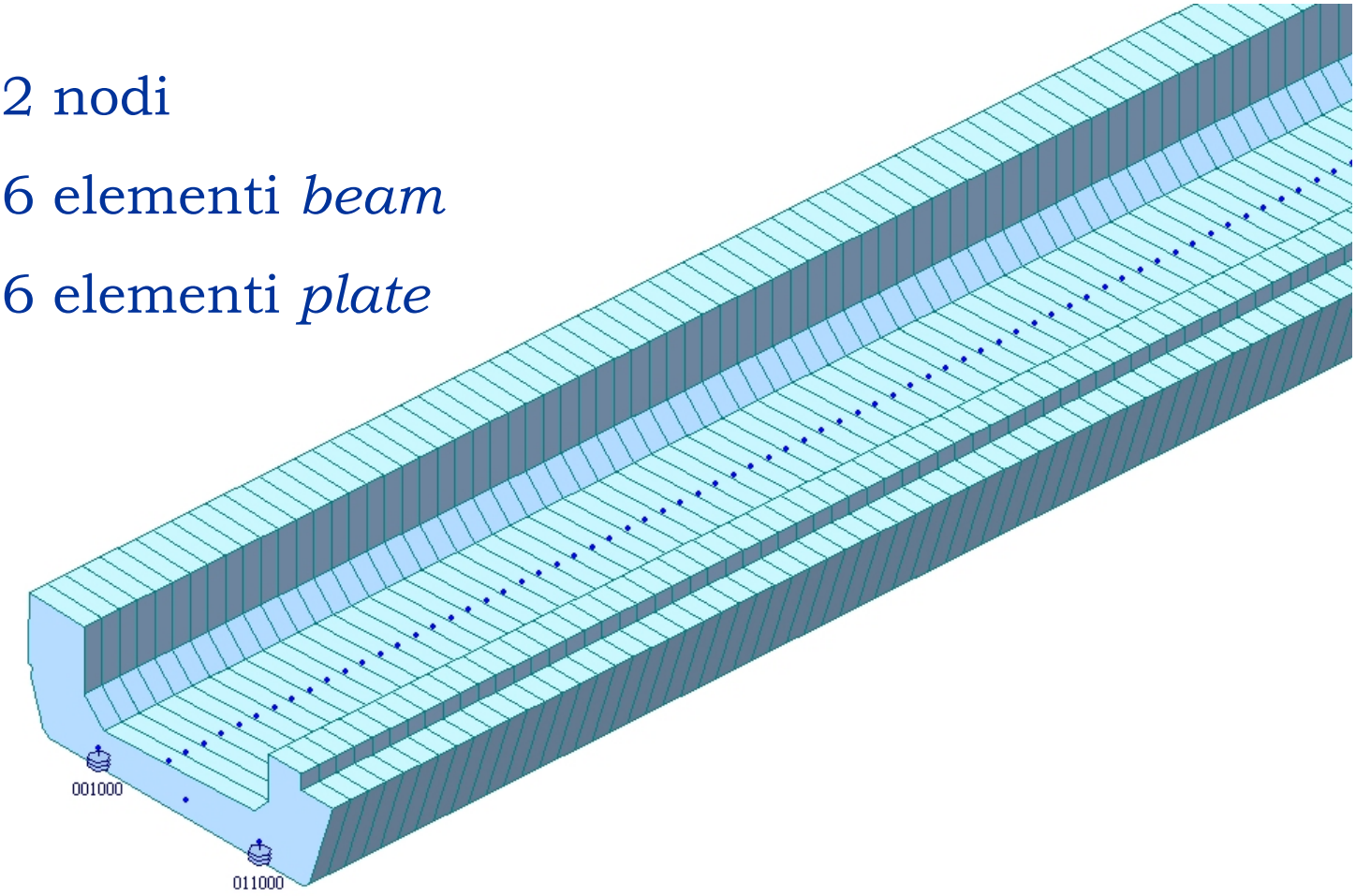


Esecuzione delle opere in c.a.p.

6072 nodi

2016 elementi *beam*

4536 elementi *plate*

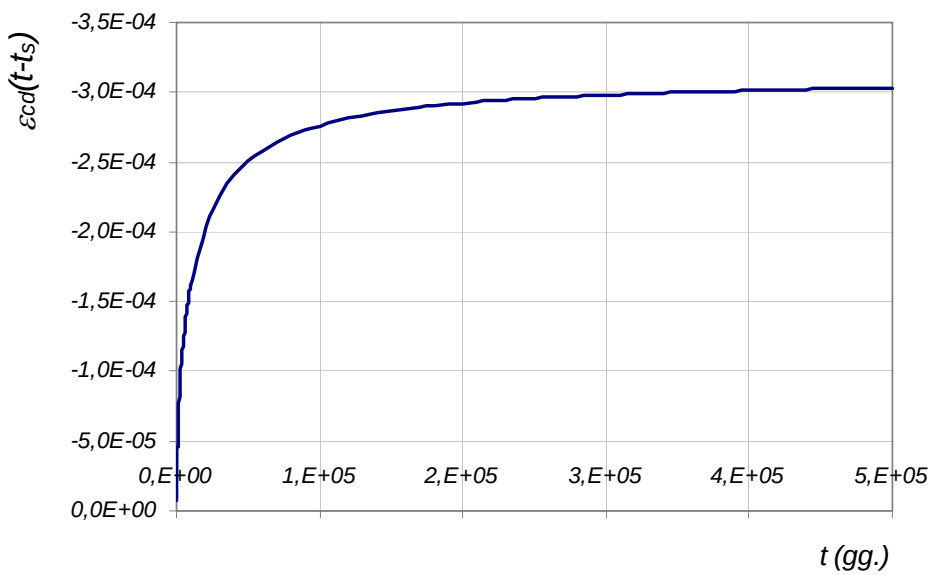


Esecuzione delle opere in c.a.p.

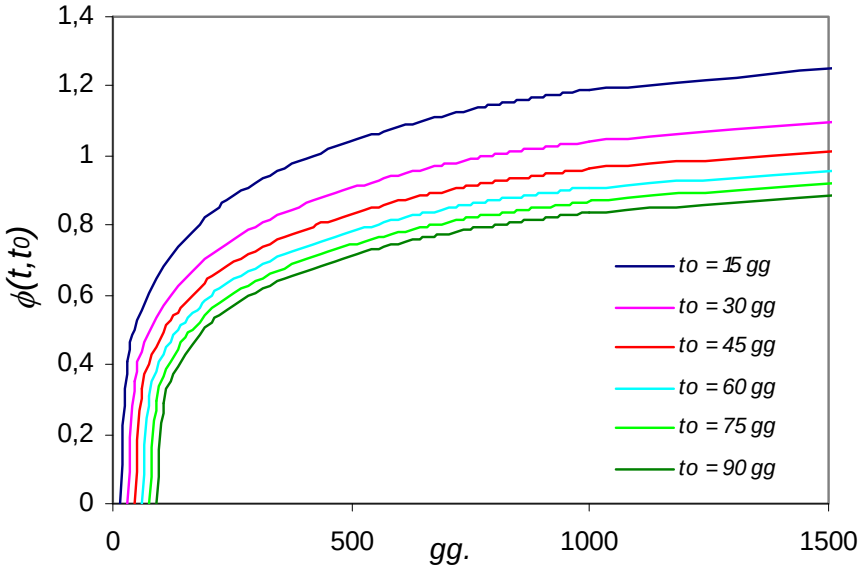
	Stage	Step	ti	Durata	Descrizione
	- / -	- / -	1g	6gg	Getto (giorno 1)
1	Tiro	1	7gg	1g	Tiro
2	Grouting	1	8gg	1gg	Iniezione
		2	9gg	1gg	Maturazione
		3	10gg	18gg	
3	Finitura	1	28gg	1a	Posa finiture
		2	1a28gg	9aa	Esercizio
		3	10aa28gg	17aa117gg	Esercizio

Esecuzione delle opere in c.a.p.

Ritiro

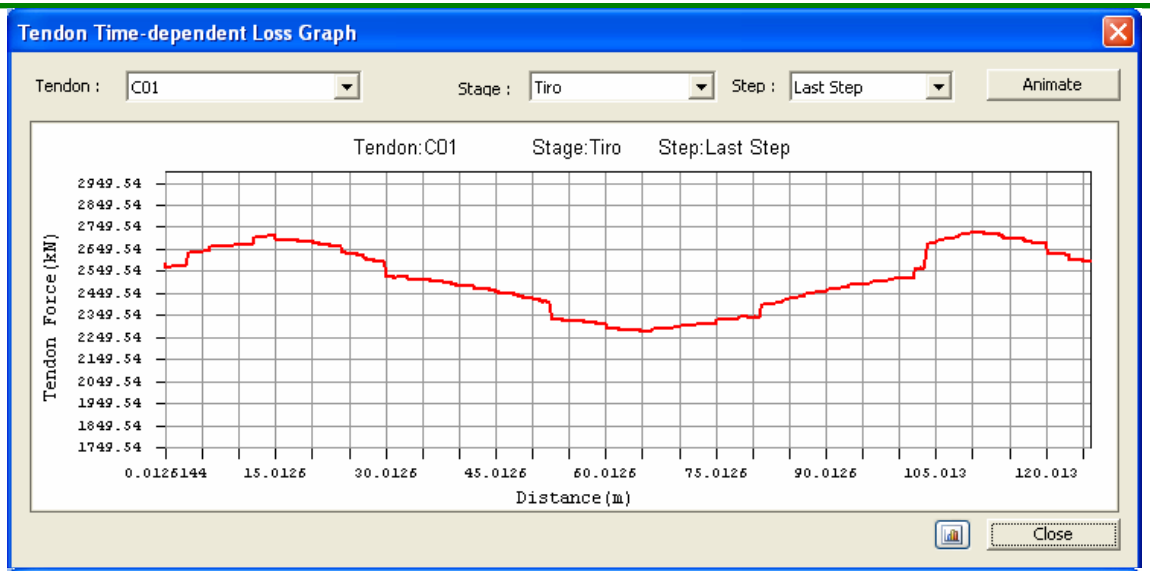


Viscosità

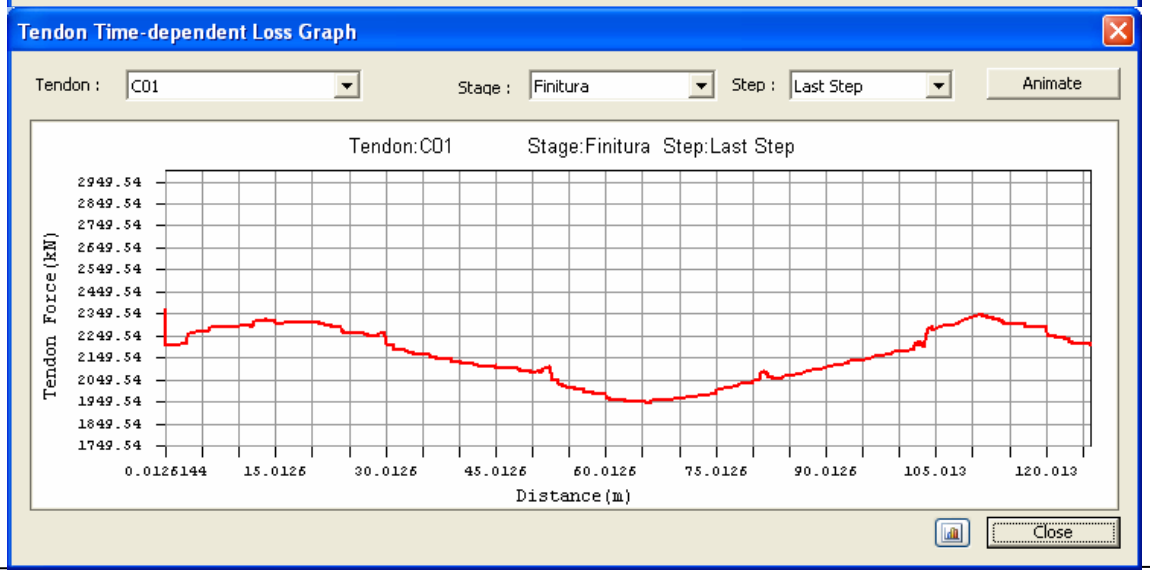


Stato di tensione nei cavi

Tiro

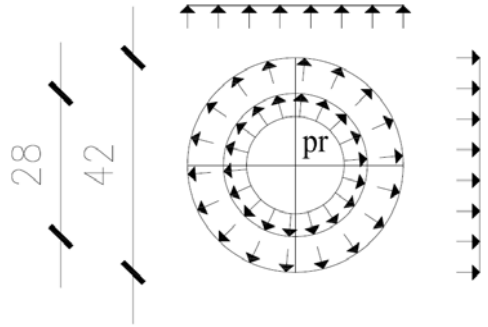


Esercizio

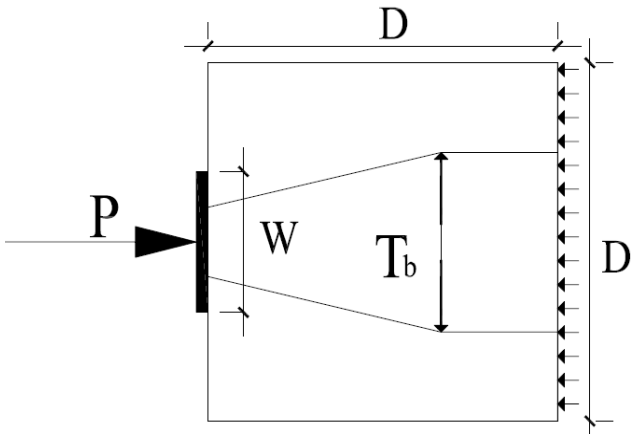


Verifiche locali

Diffusione della precompressione : vista frontale



Modello per la valutazione della forza di bursting



Grazie per la vostra attenzione!!