

# **Ordine degli Ingegneri della Provincia di Barletta, Andria, Trani**

**Andria, 19 giugno 2010**

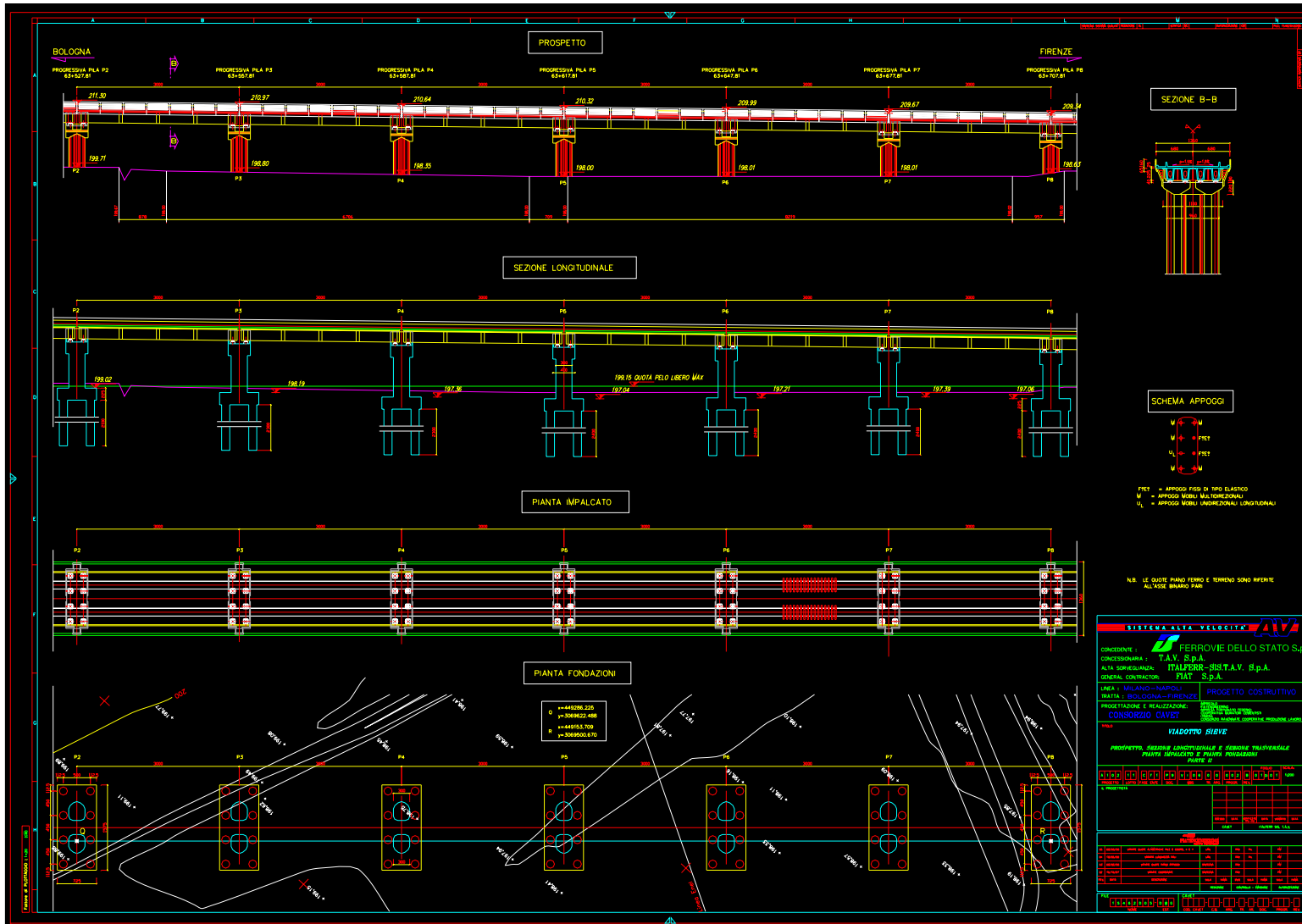
**La progettazione strutturale secondo il  
d.m. 14.01.08 e circolare applicativa**

**Illustrazione di progetto di impalcato  
da ponte in c.a.**

Luca Giordano – Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica  
Politecnico di Torino

# INTRODUZIONE

## ■ SOLUZIONE TIPICA DI IMPALCATO FERROVIARIO



## ■ CARATTERISTICHE

- Ottima velocità di esecuzione
- Semplicità di calcolo (struttura isostatica)
- Soluzione ampiamente collaudata in termini di sicurezza del traffico ferroviario e di comfort dei passeggeri
- Praticamente nessun problema di interazione binario struttura
- Necessità di accesso dal basso al sito di costruzione (in caso contrario utilizzo di carri di varo di grandi dimensioni e costi)
- Numero di appoggi e giunti elevato (relativi problemi di durabilità e sostituzione)
- Pile e capitelli di grande larghezza per ospitare due allineamenti di appoggi (3.0 m, 4.1 m)
- Distribuzione degli sforzi non ottimale con snellezza  $L/h \leq 15$

# PONTE SUL TANARO AD ASTI

## ■ UN PO' DI STORIA ...

- L'alluvione del Piemonte nel 1994 interessa principalmente il tronco fluviale del Tanaro con portate ad Alessandria di circa  $3800 \text{ m}^3/\text{s}$
- Il ponte di corso Savona ad Asti è formato da un impalcato stradale a via superiore realizzato con 4 travi in cemento armato precompresso e soletta collaborante di luce circa 20 m e da un impalcato ferroviario a via inferiore in acciaio
- Entrambi gli impalcati sono appoggiati su pile in muratura di grande larghezza con conseguente una distanza libera fra i fili pila limitata

Durante l'alluvione il ponte manifesta:

- franco idraulico insufficiente con il fluido che arriva ad una quota superiore all'intradosso dell'impalcato in cap
- violenti urti del materiale trasportato sulla trave di monte (e suo conseguente danneggiamento)
- Accumulo di materiale in corrispondenza delle pile con conseguente effetto "diga"

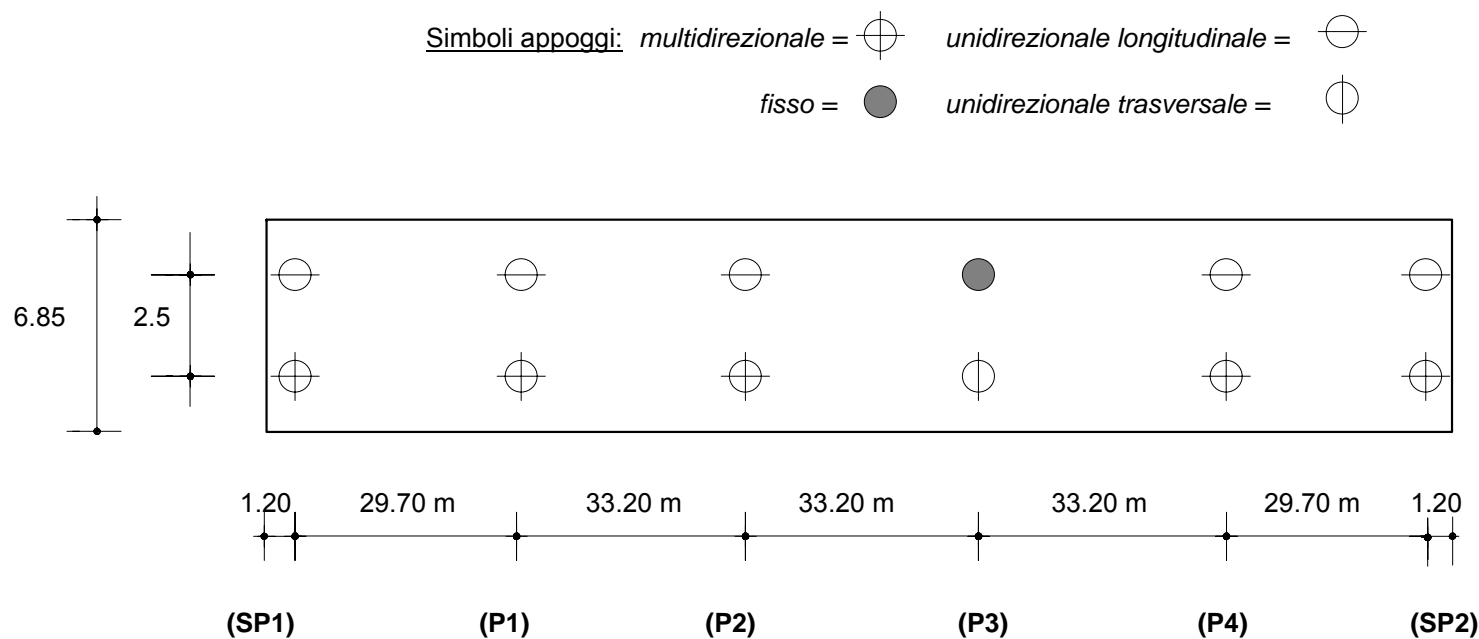
Nell'ambito dei lavori di risistemazione del Tanaro nel post-alluvione, l'alveo in corrispondenza del ponte viene allargato e si presenta la necessità di ricostruire i due impalcati (stradale e ferroviario)

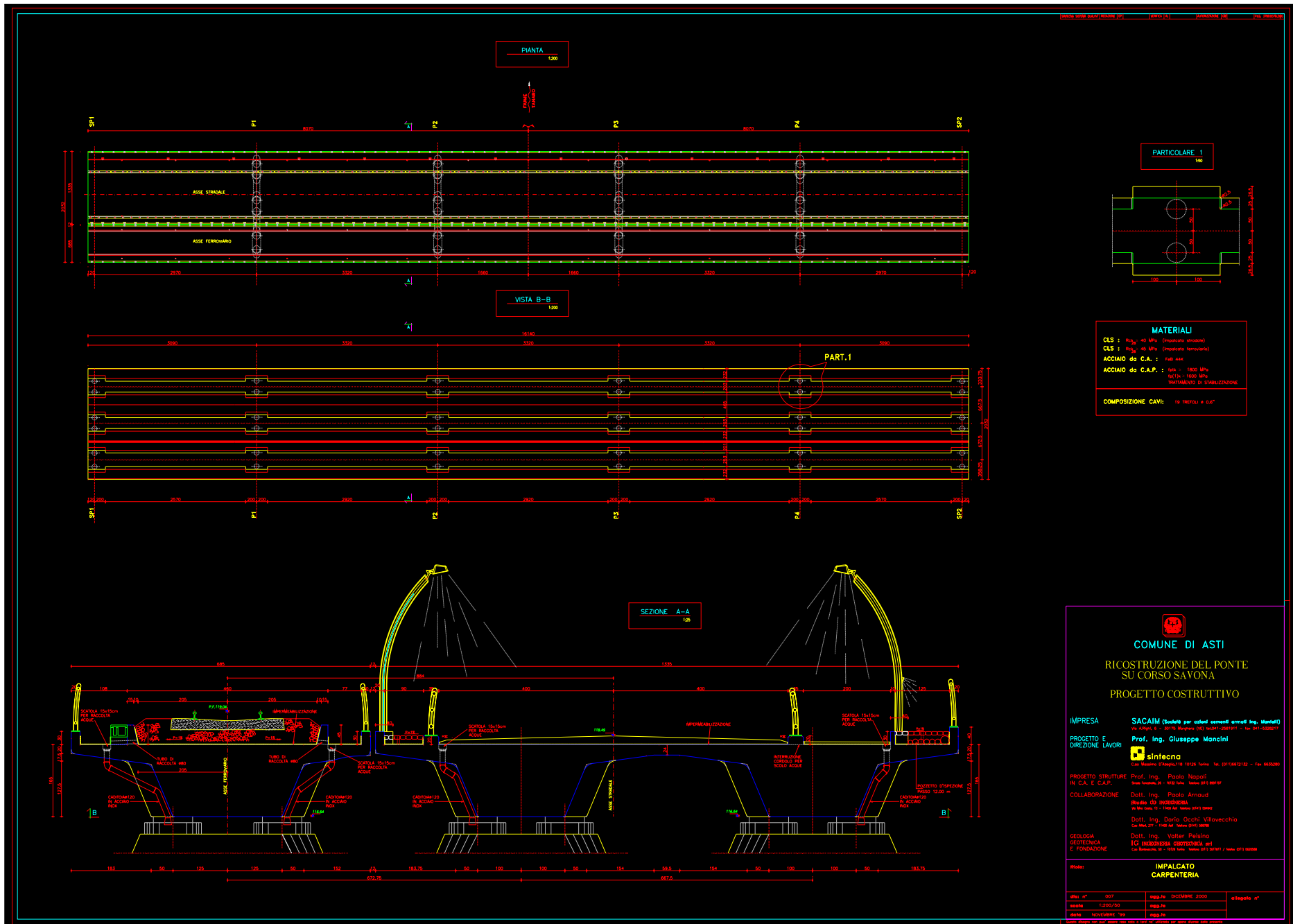
## ■ VINCOLI PROGETTUALI

- Campate di luce tale da interferire in modo marginale con il fiume e soprattutto con il trasporto solido presente in condizioni di portate con lunghi periodi di ritorno
- Impossibilità di variazione significativa della livelletta (stazione a breve distanza)
- Possibilità di ri-utilizzo futuro dell'impalcato ferroviario come impalcato stradale in vista di una paventata modifica del tracciato e conseguente spostamento della stazione
- Sezione trasversale simile per impalcati soggetti a carichi estremamente diversi (impalcato stradale e impalcato ferroviario)
- Metodo costruttivo in grado di garantire la sicurezza (della struttura e del personale) durante le fasi transitorie

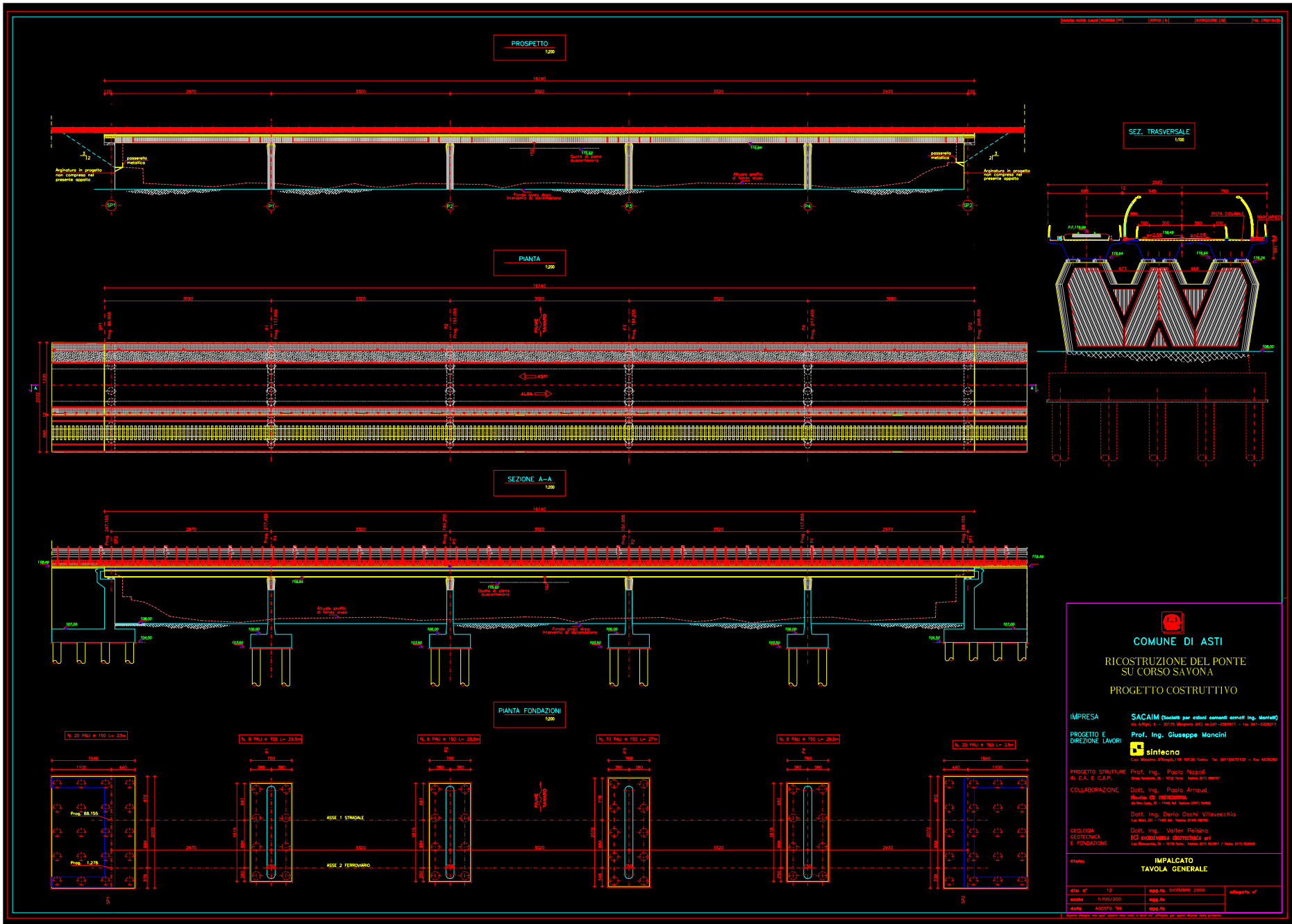
## ■ SOLUZIONE

Impalcato stradale e ferroviario in cemento armato precompresso composto da 5 campate, di luce pari a 29.70 m quelle di estremità e 33.20 m quelle centrali costruito a spinta, di altezza complessiva pari a 165 cm ( $L/h \approx 20$ ), poggianti su pile a setto di spessore 150 cm









# COSTRUZIONE A SPINTA

METODO COSTRUTTIVO	LUNGHEZZA CAMPATA										LUNGHEZZA PONTE					VELOCITÀ DI COSTRUZIONE							
	20	40	60	80	100	120	140	160	180	m	200	400	600	800	1000	m	10	20	30	40	50	60	m/sett
CANTILEVER																							
classico																							
con cavi ausiliari																							
con carro di varo																							
con varo della trave																							
a segmenti																							
ELEMENTI PREFABBRICATI																							
VARO DELLA TRAVE																							
A SPINTA																							

- Costruzione di una campata (33 m) in dieci giorni
- Durata della spinta: 3 ore

		<p>a) Metodo costruttivo cantilever classico bilanciato (Rhine Bridge)</p>
		<p>b) Metodo costruttivo cantilever con cavi ausiliari (Lahntal Bridge)</p>
		<p>c) Metodo costruttivo cantilever con carro di varo (Siegtal Bridge)</p>
		<p>d) Metodo costruttivo con varo della trave (Krahenberg Bridge)</p>
		<p>e) Metodo a varo incrementale a spinta (Taubertal Bridge)</p>







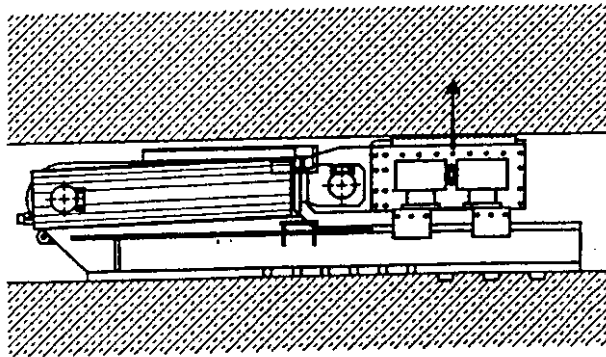
## Limitazioni

geometriche:

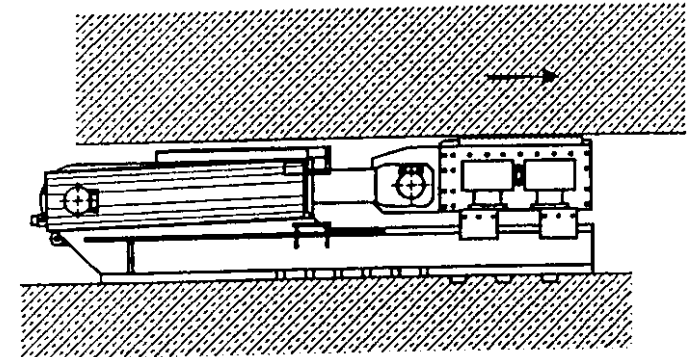
- piano e rettilineo o circolare
- circolare (vert.) e rettilineo
- circolare in un piano inclinato e piano
- circolare in profilo altimetrico e planimetrico

Negli ultimi due casi le proiezioni in pianta sono archi di ellisse

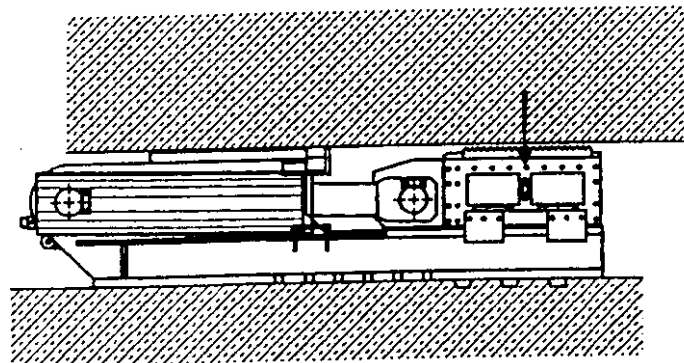
a) Sollevamento



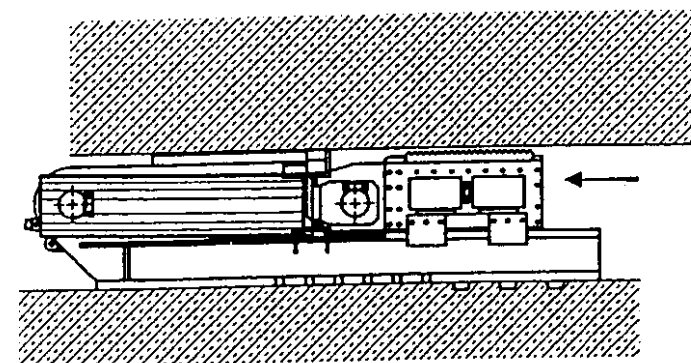
b) Spinta



c) Abbassamento



d) Ritorno



## ▶ DIMENSIONAMENTO DELL'AVAMBECCO (NOSE)

Si può assumere

$$L_n \cong 0,65 L$$

$L_n$  = lunghezza avambecco

$L$  = luce tipica del ponte (temporanea o definitiva)

$$q_n = k L_n^2$$

$q_n$  = peso proprio avambecco

$k = 0,012 \div 0,020$  per ponti stradali

$0,018 \div 0,030$  per ponti ferroviari

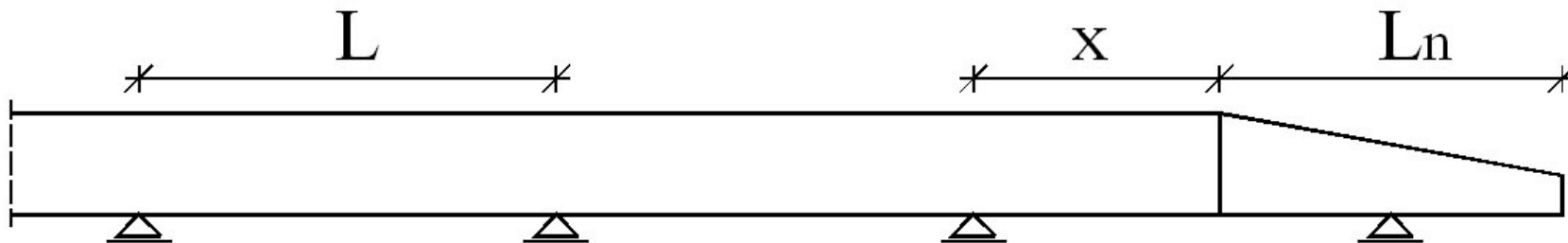
Il rapporto dei pesi propri di avambecco ed impalcato può essere assunto in prima approssimazione

$$q_n/q = 0,10$$

Occorre quindi valutare l'effetto della rigidità flessionale relativa  $E_n I_n / EI$  sulla riduzione delle variazioni di tensione che insorgono durante le diverse fasi di spinta.



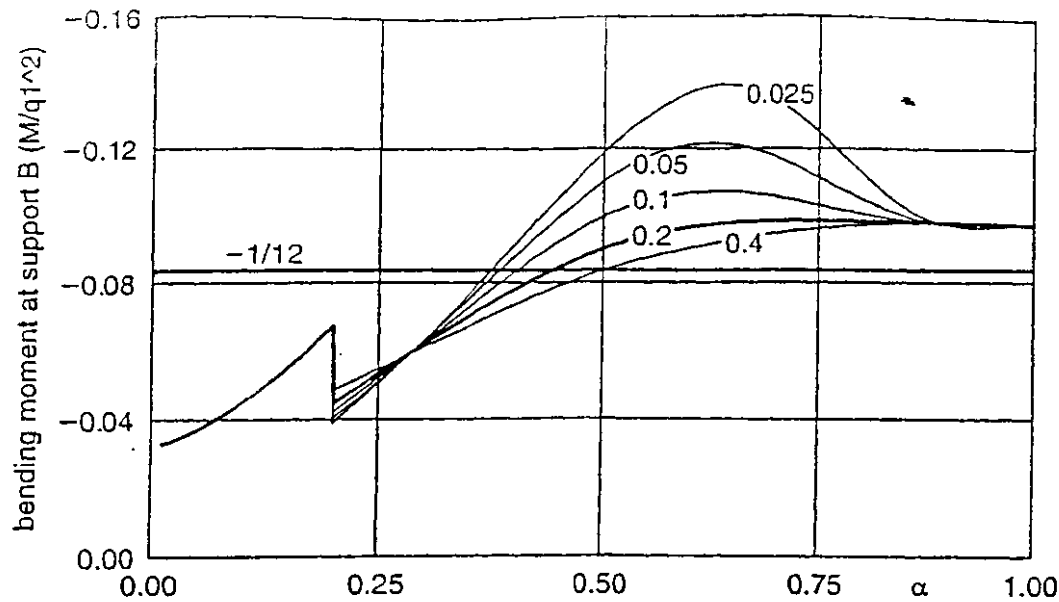
A scopo esemplificativo si può studiare come primo approccio uno schema statico semplificato di trave continua di infinite campate e di precompressione baricentrica, in modo di evitare la presa in conto di momenti iperstatici di precompressione variabili per ogni posizione del ponte.



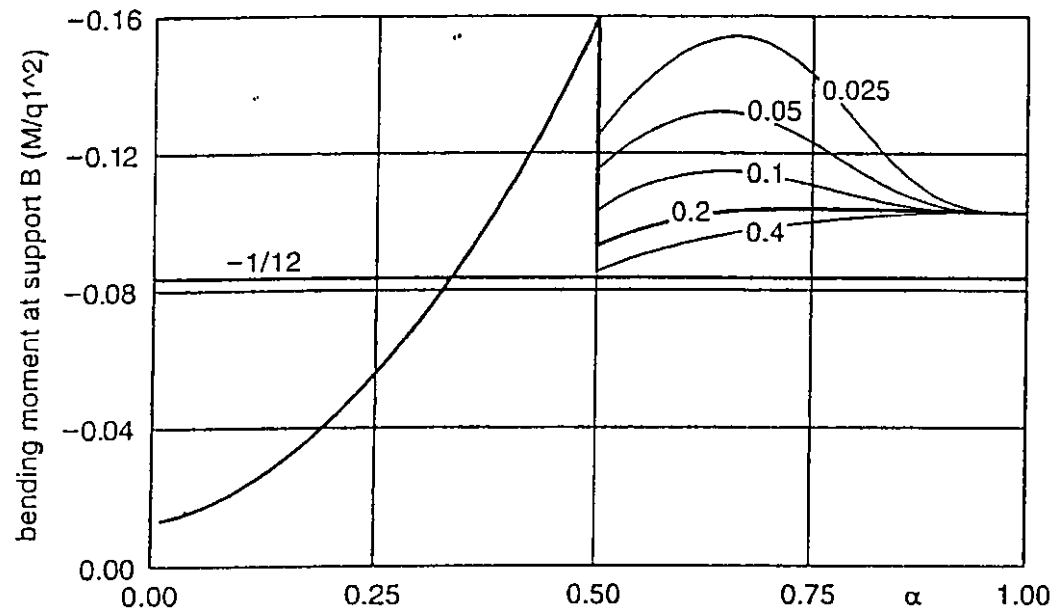
Si analizzano le sollecitazioni di varo in funzione del parametro  $\alpha = x/L$  con:

- Avambecco a sbalzo  $0 \leq \alpha \leq 1 - L_n/L$
- Avambecco sulla pila  $1 - L_n/L \leq \alpha \leq 1$

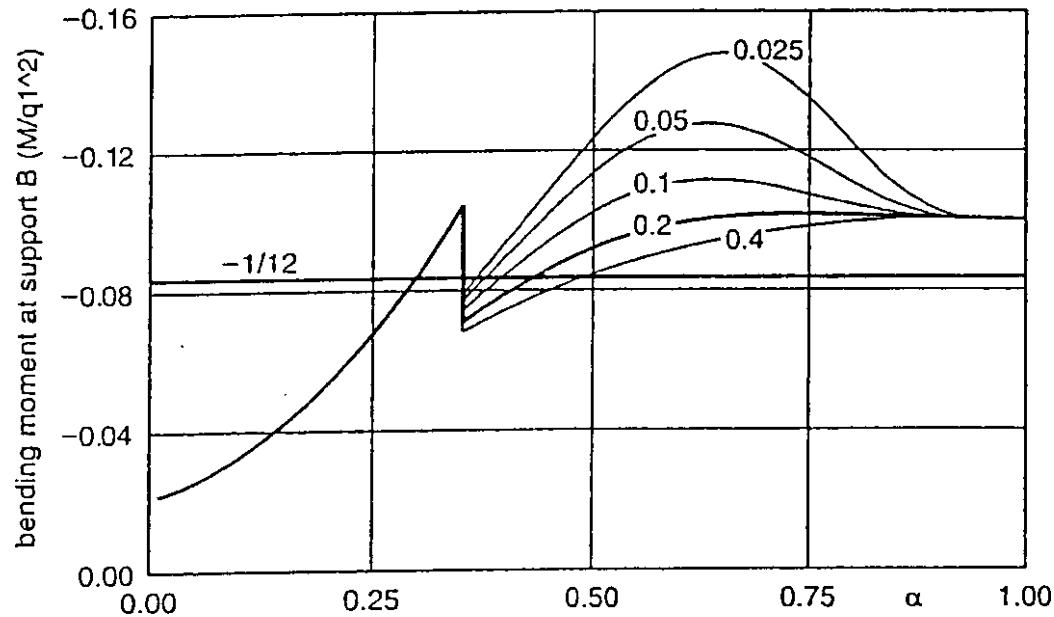




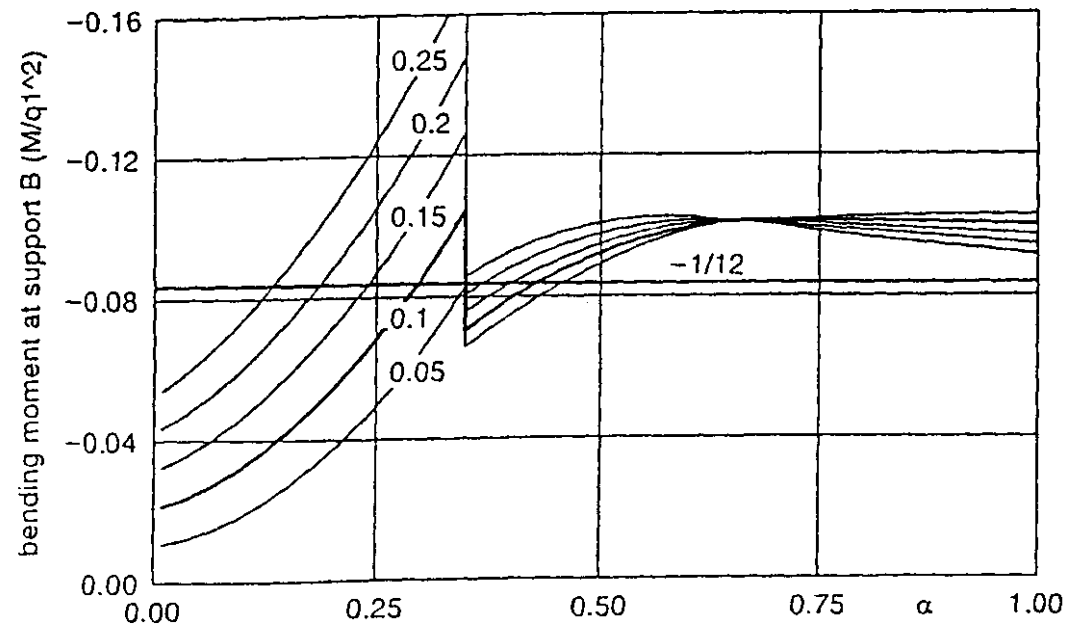
Andamento di  $M_B$  durante il varo per  $L_n/L = 0,80$  e  $q_n/q = 0,10$  in relazione alle relative rigidezze flessionali,  $E_n I_n / EI$



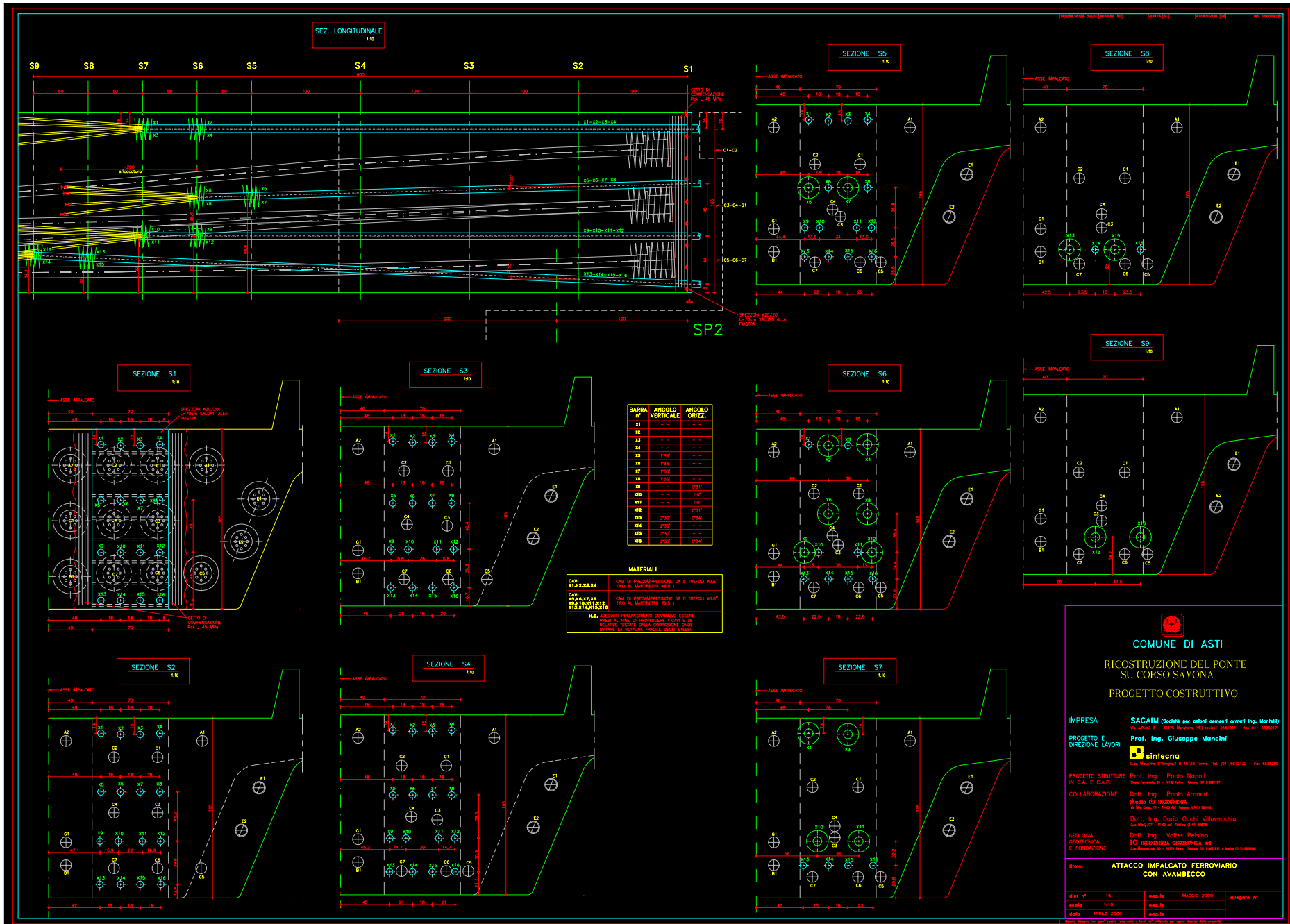
Andamento di  $M_B$  durante il varo per  $L_n/L = 0,50$  e  $q_n/q = 0,10$  in relazione alle relative rigidezze flessionali,  $E_n I_n / EI$



Con  $q_n/q = 0,10$  il momento per lo sbalzo al contatto è uguale a **EOL** per  $L_n/L = 0,65$



Andamento di  $M_B$  per  $L_n/L = 0,65$  e  $E_n I_n/EI = 0,20$  in funzione del rapporto  $q_n/q$ .



**COMUNE DI ASTI**

**RICOSTRUZIONE DEL PONTE SU CORSO SAVONA**

**PROGETTO COSTRUTTIVO**

**IMPRESA** SACAIM (Società per azioni elementi armati Ing. Montali)  
Via Alpi, 6 - 10170 Margutta (VC) tel.031-258111 - fax.031-258117

**PROGETTO E DIREZIONE LAVORI** Prof. Ing. Giuseppa Mansini

**sineteca**  
Via Sallustiana, 57/60/61/62 - 00187 Roma - Tel. (06) 47812122 - Fax. 06.52000

**PROGETTO STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.** Prof. Ing. Paolo Napoli  
Viale Po, 24 - 10122 Asti - telefono 011-289787

**COLLABORAZIONE** Dott. Ing. Paolo Armaud  
Viale Po, 24 - 10122 Asti - telefono 011-289787

Dott. Ing. Darío Occhi Villavecchia  
Viale Po, 27 - 10122 Asti - telefono 011-289787

Dott. Ing. Valter Pirella  
Viale Po, 27 - 10122 Asti - telefono 011-289787

**GEOLÓGIA E FONDAZIONE** [C] INGEGNERIA STRUTTURALE s.r.l.  
Via Sallustiana, 57 - 00187 Roma - telefono 011-289787 / fax. 011-289788

**titolo** **ATTACCO IMPALCATO FERROVIARIO CON AVAMBECCO**

data n° 15	app. 16	data n°
data 1/11/0	app. 16	
data 1/1/05	app. 16	

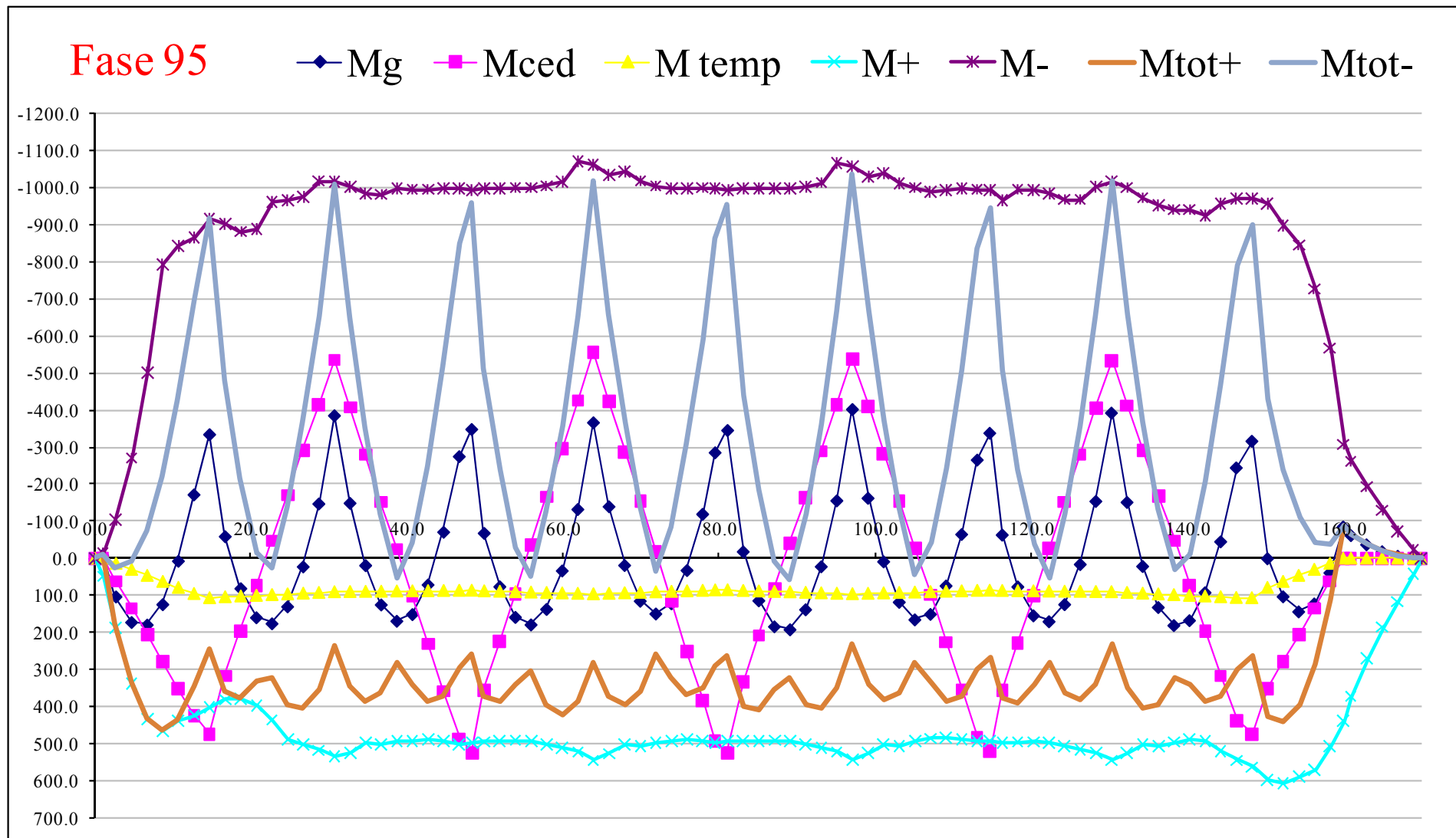
## ▶ SOLLECITAZIONI IN FASE DI SPINTA - FLESSIONE

- Schema statico:

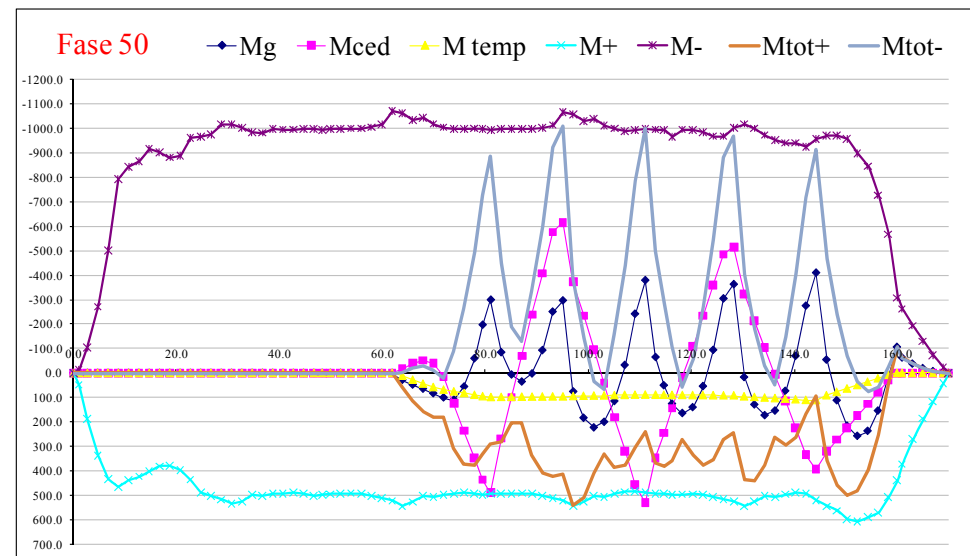
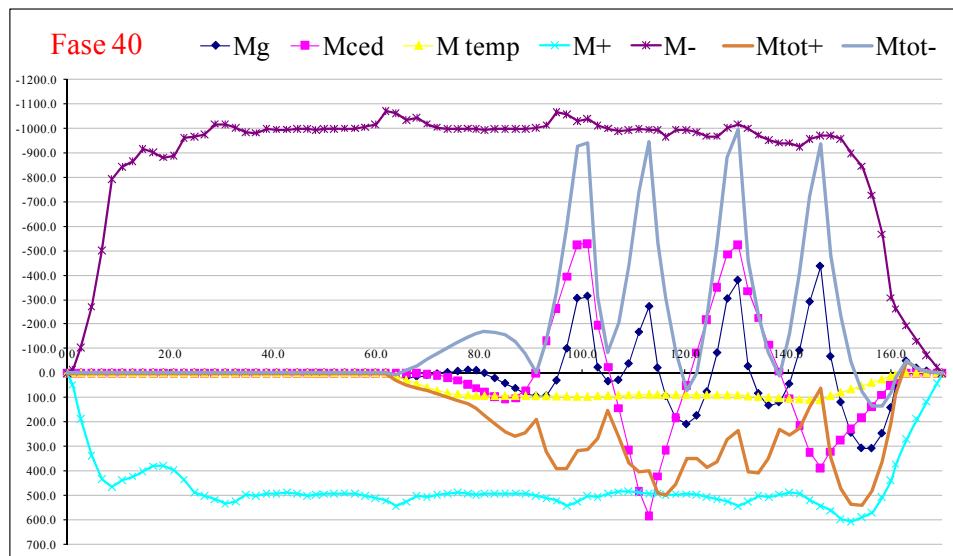
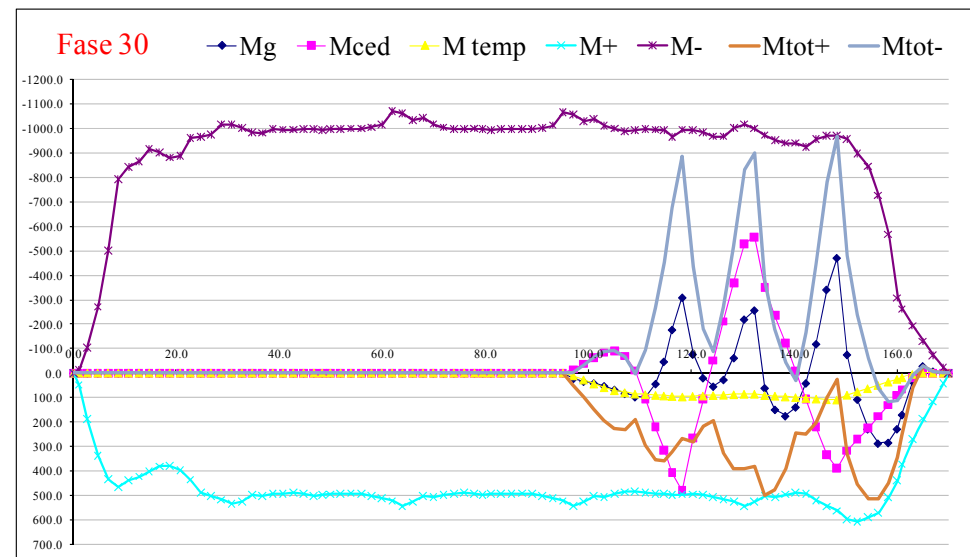
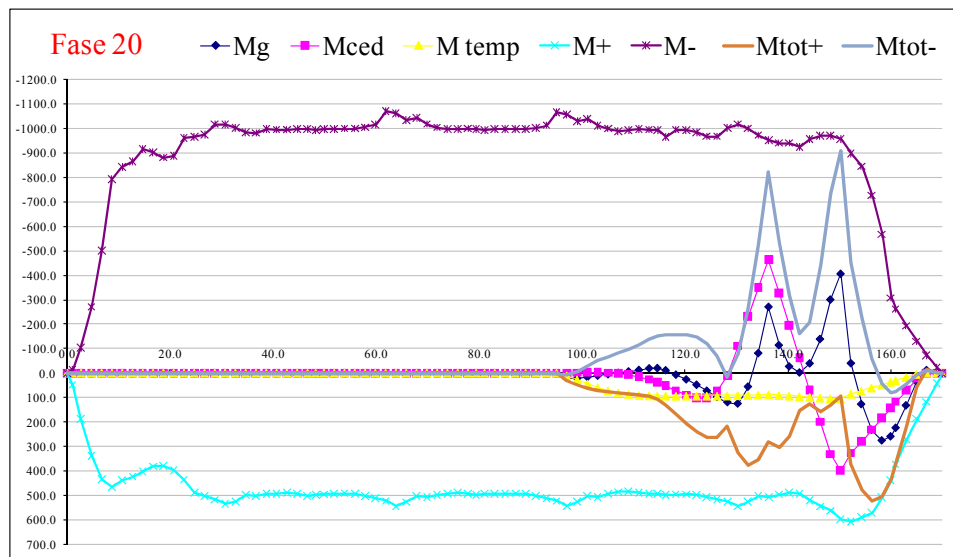


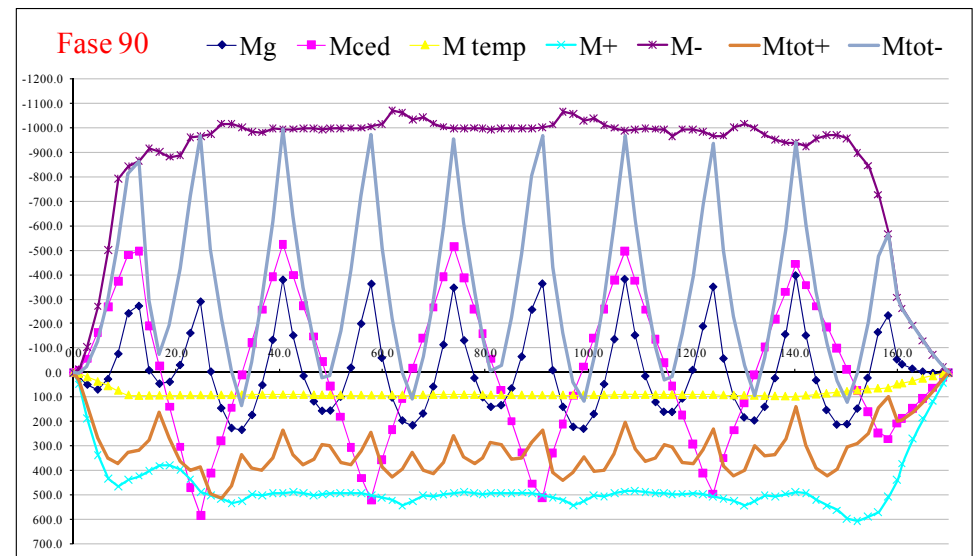
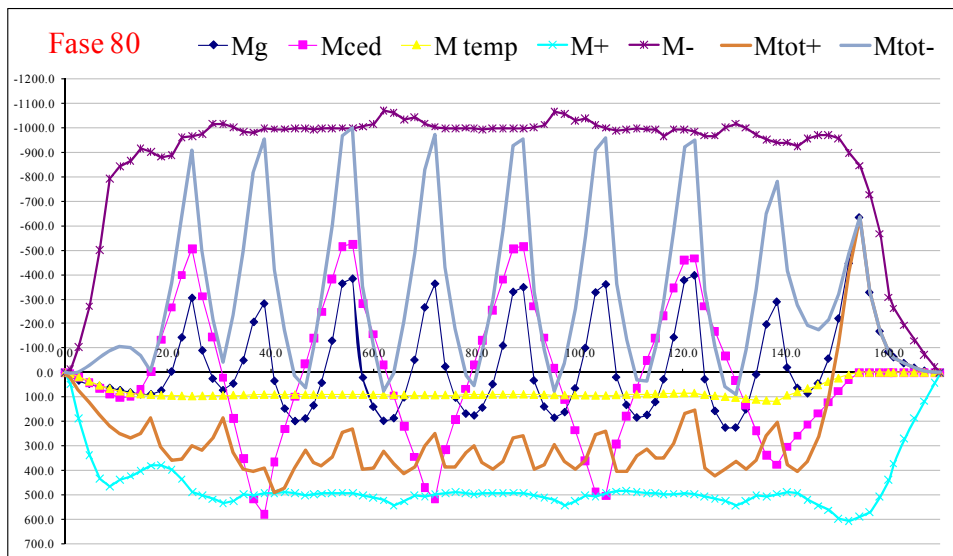
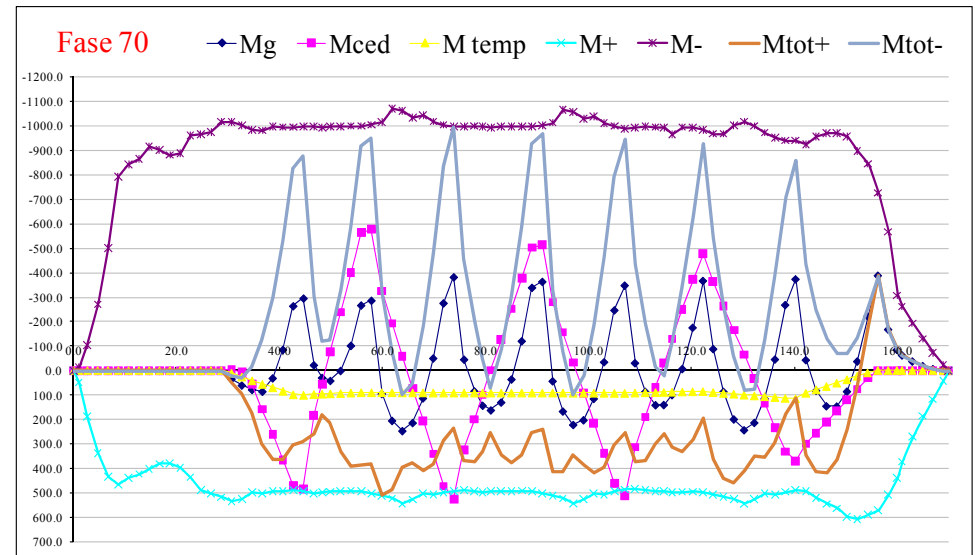
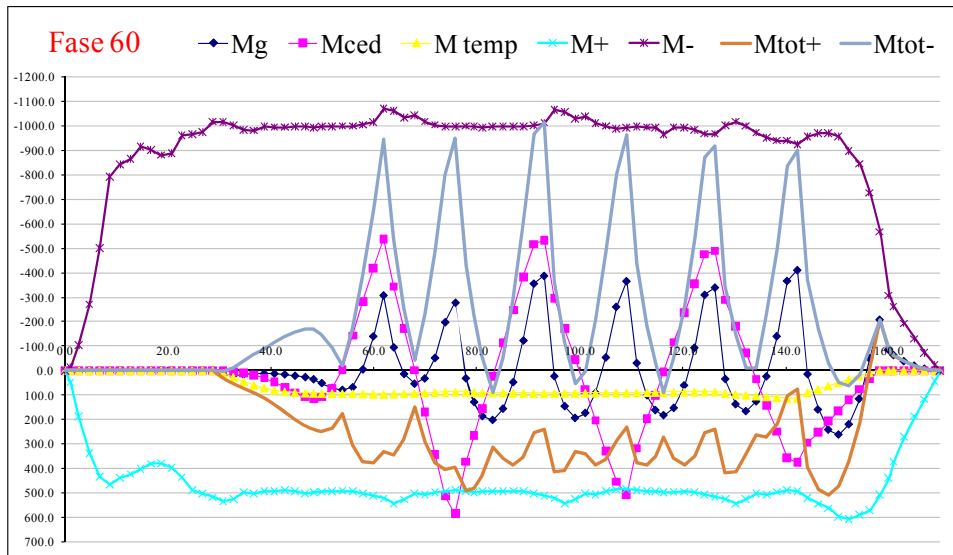
- ▲ Vincolo definitivo
- ▲ Vincolo provvisorio

- Azioni:
  - Peso proprio
  - Variazioni di temperatura a farfalla  $\pm 5^\circ$
  - Cedimento differenziale massimo fra due vincoli successivi pari a 5 mm

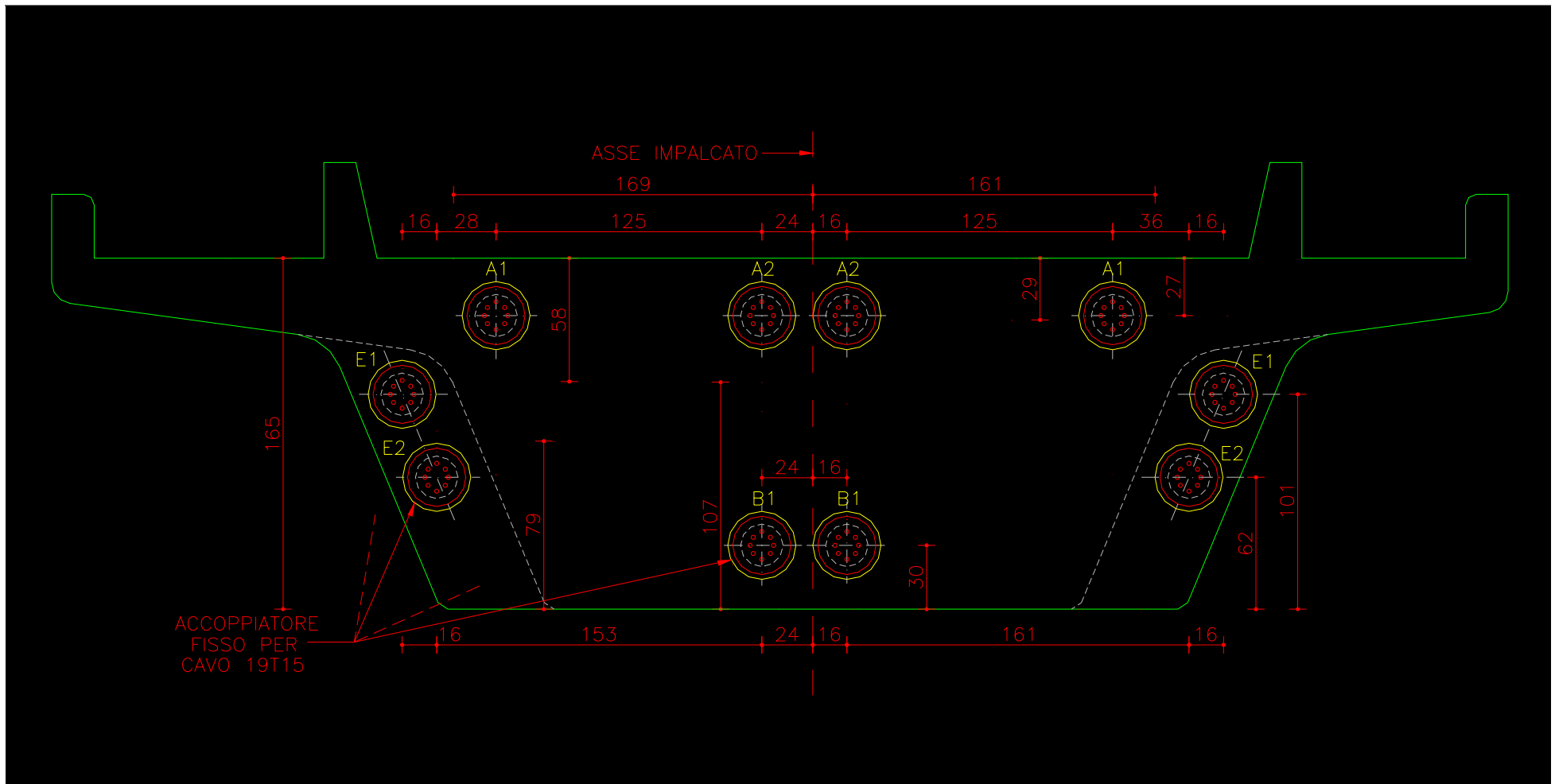


(valori in  $t \cdot m$ )





# ... PRECOMPRESSIONE BARICENTRICA IN FASE DI SPINTA



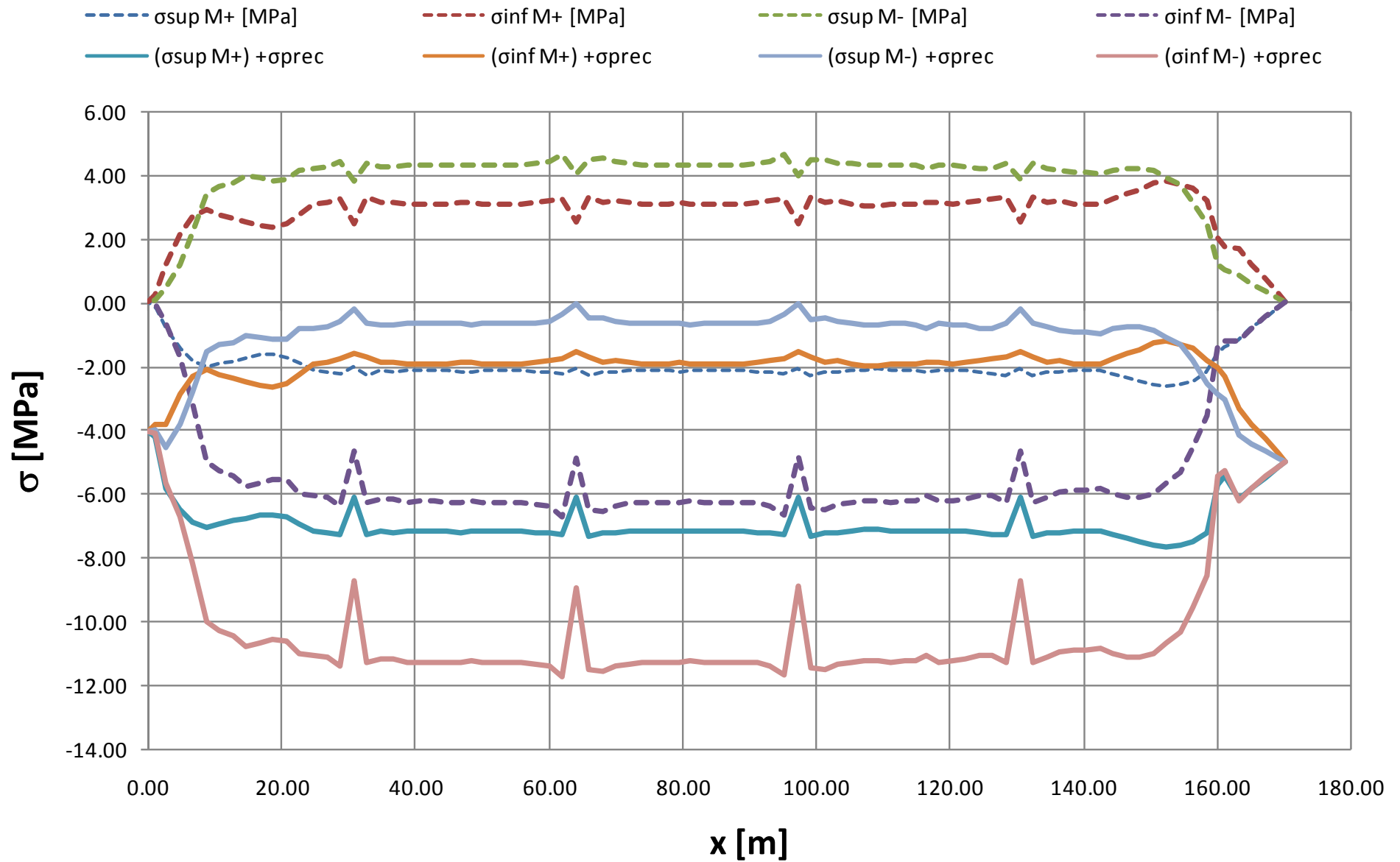
Sezione ringrossata

A [m <sup>2</sup> ]	W <sub>sx,sup</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>dx,sup</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>sx,inf</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>dx,inf</sub> [m <sup>3</sup> ]
7.897	-2.828	-2.631	2.171	2.237

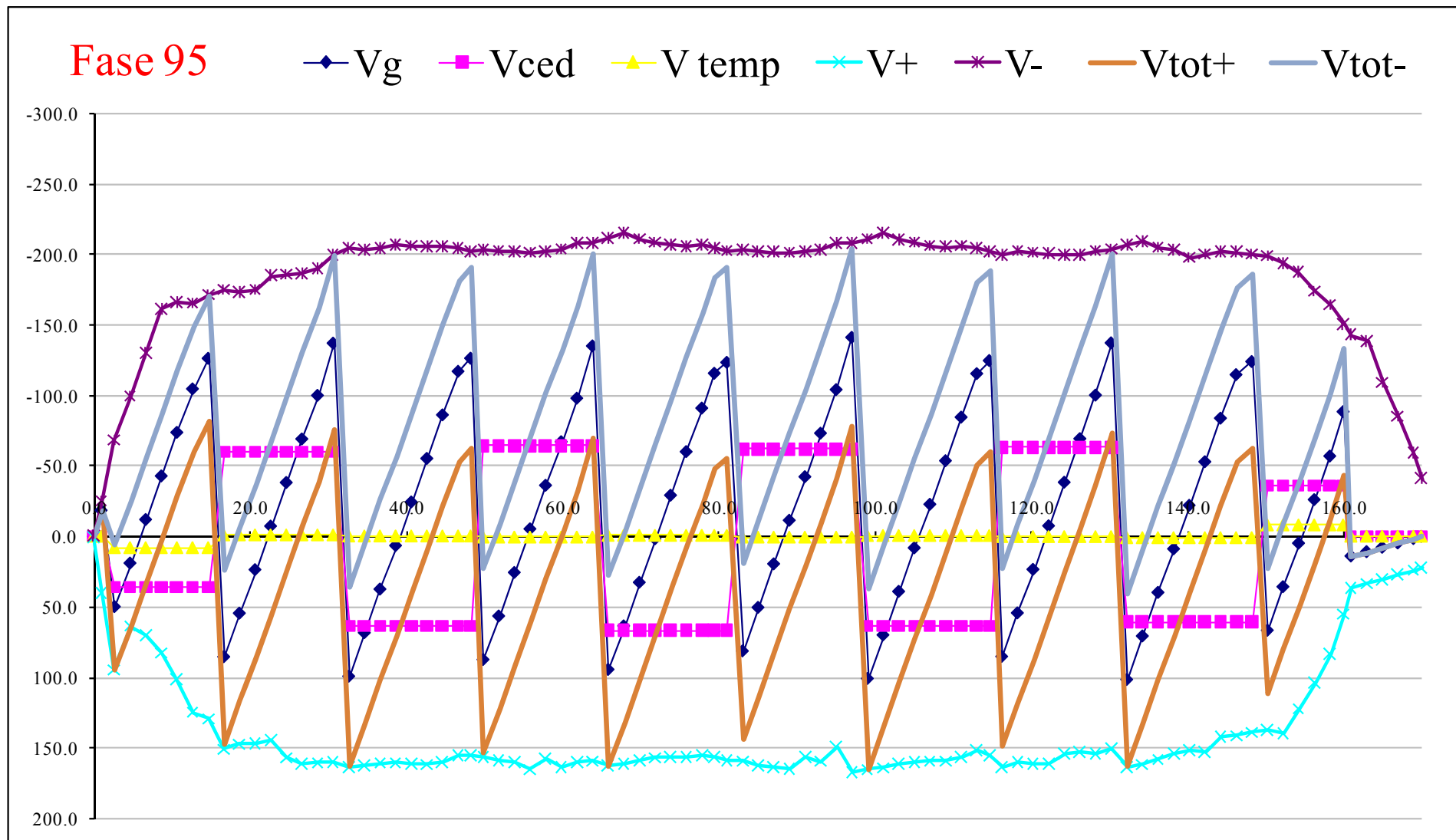
Sezione corrente

A [m <sup>2</sup> ]	W <sub>sx,sup</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>dx,sup</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>sx,inf</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>dx,inf</sub> [m <sup>3</sup> ]
6.458	-2.498	-2.290	1.590	1.629

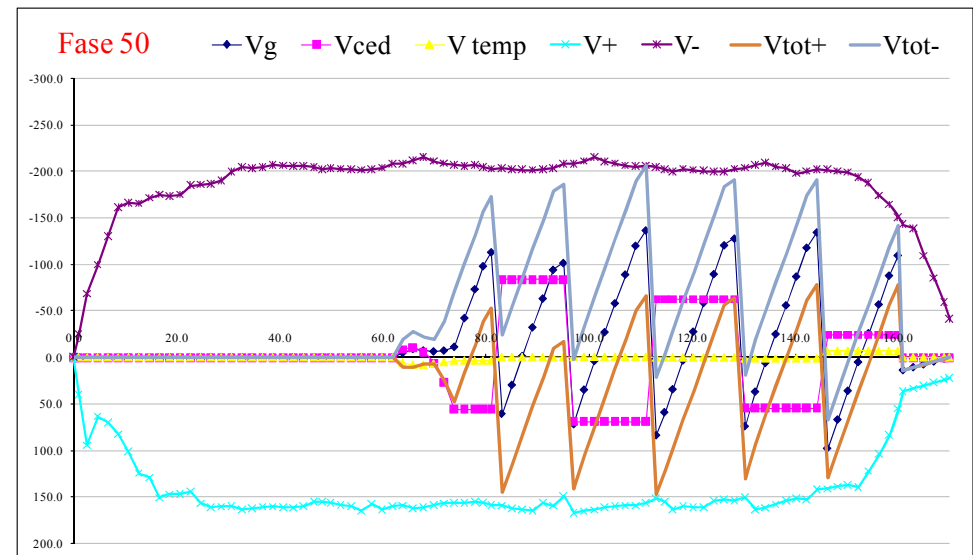
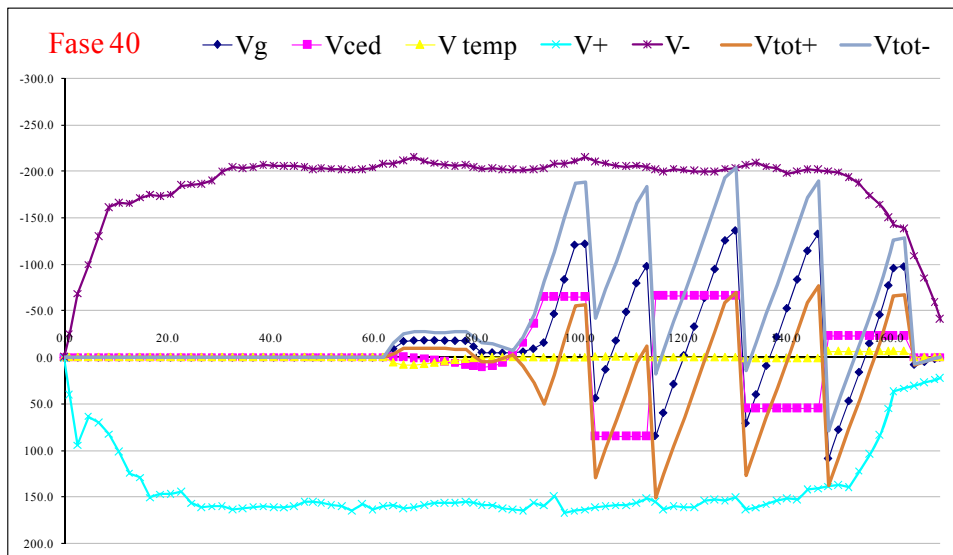
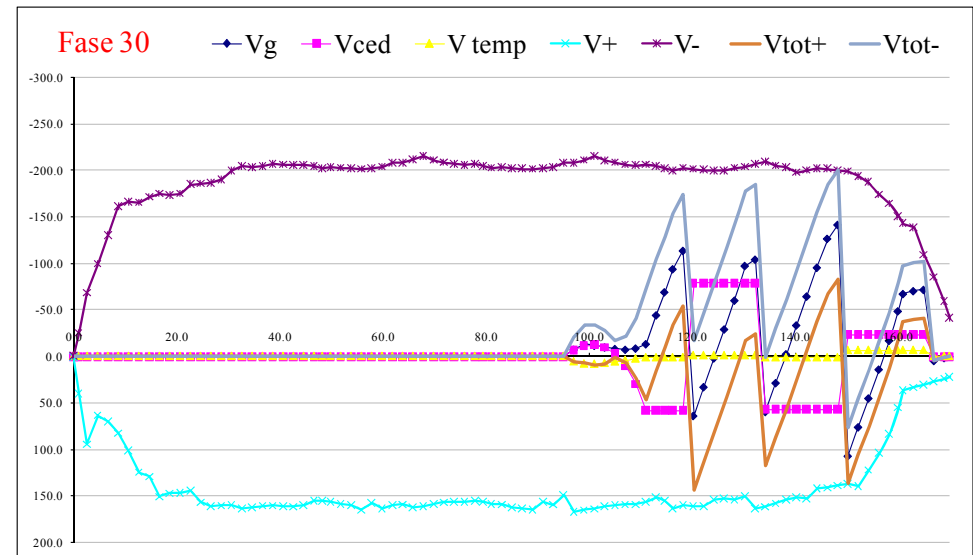
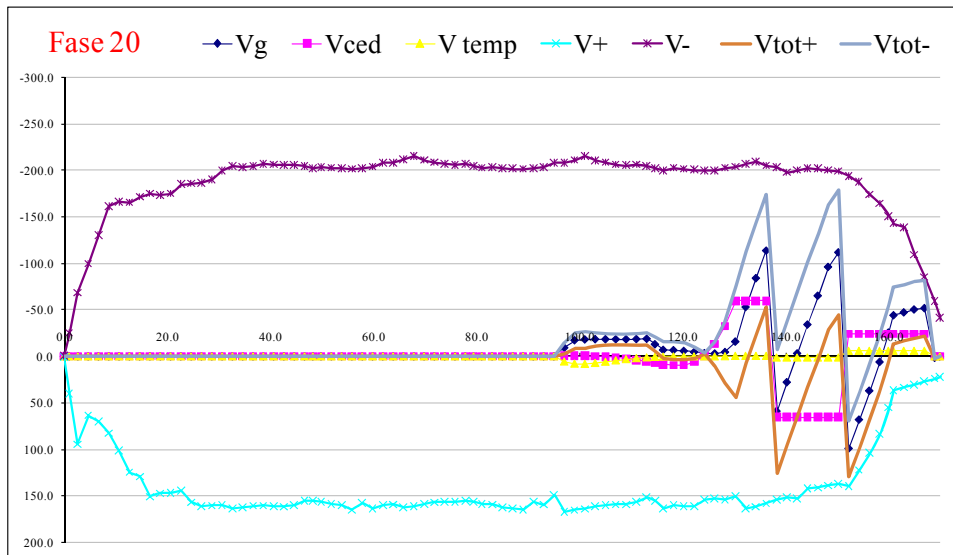


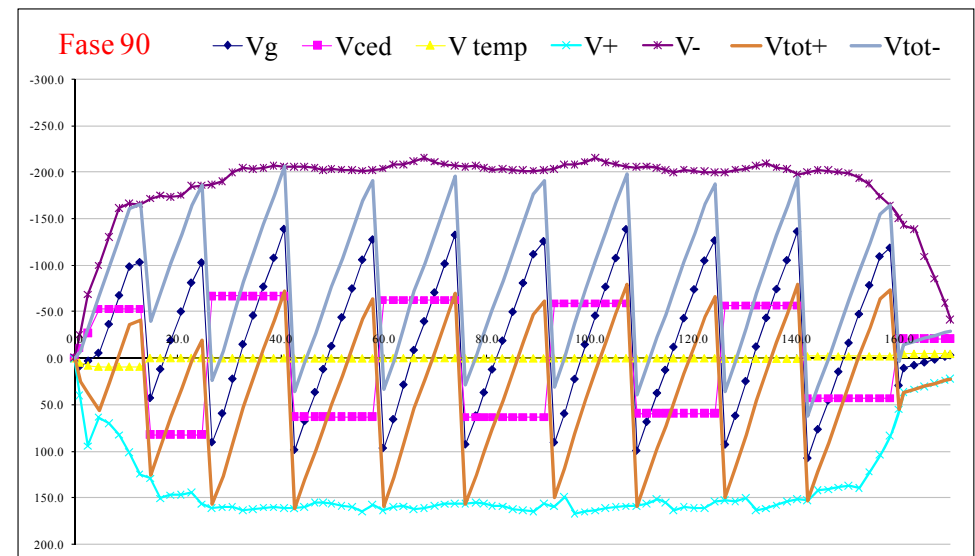
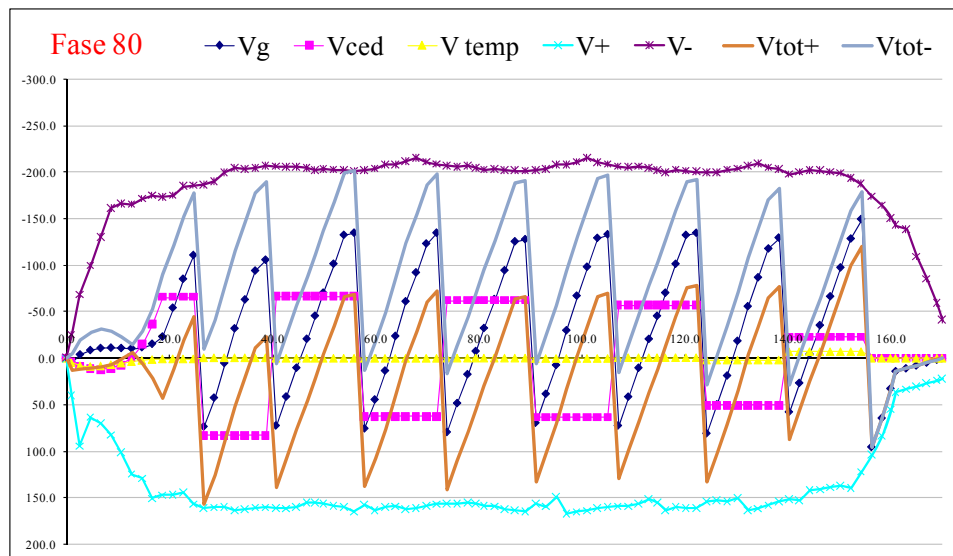
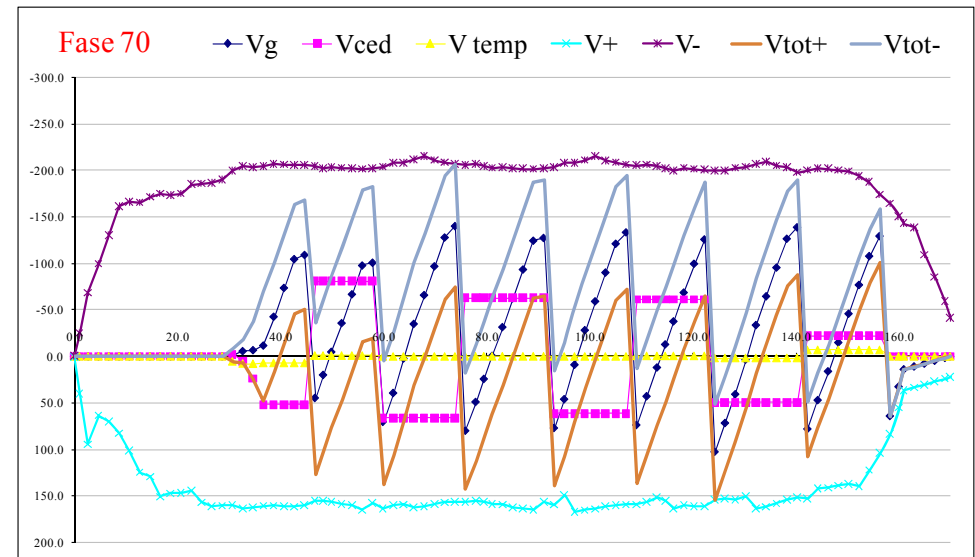
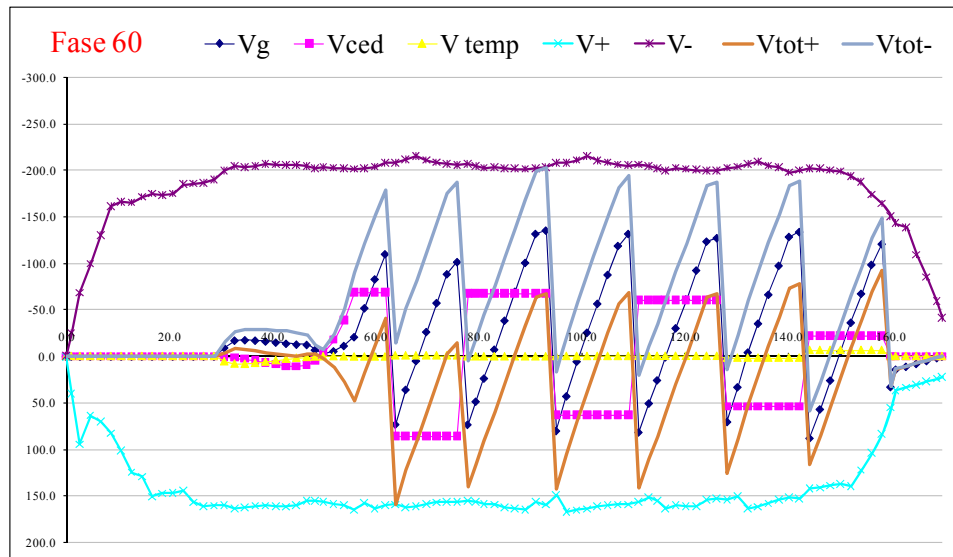


# ▶ SOLLECITAZIONI IN FASE DI SPINTA - TAGLIO



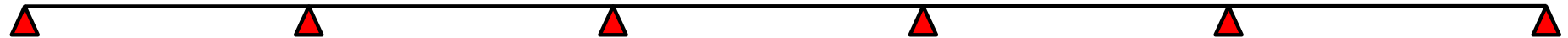
(valori in t)





# VERIFICHE IN ESERCIZIO

- Schema statico:



- Azioni:
  - Peso proprio
  - Precompressione (considerando il rientro ancoraggi e l'attrito)
  - Cadute di precompressione
  - Permanenti portati
  - Variazioni di temperatura a farfalla  $\pm 5^\circ$

# ■ SOLLECITAZIONI DOVUTE ALLA PRECOMPRESSIONE

## METODO DEI CARICHI EQUIVALENTI

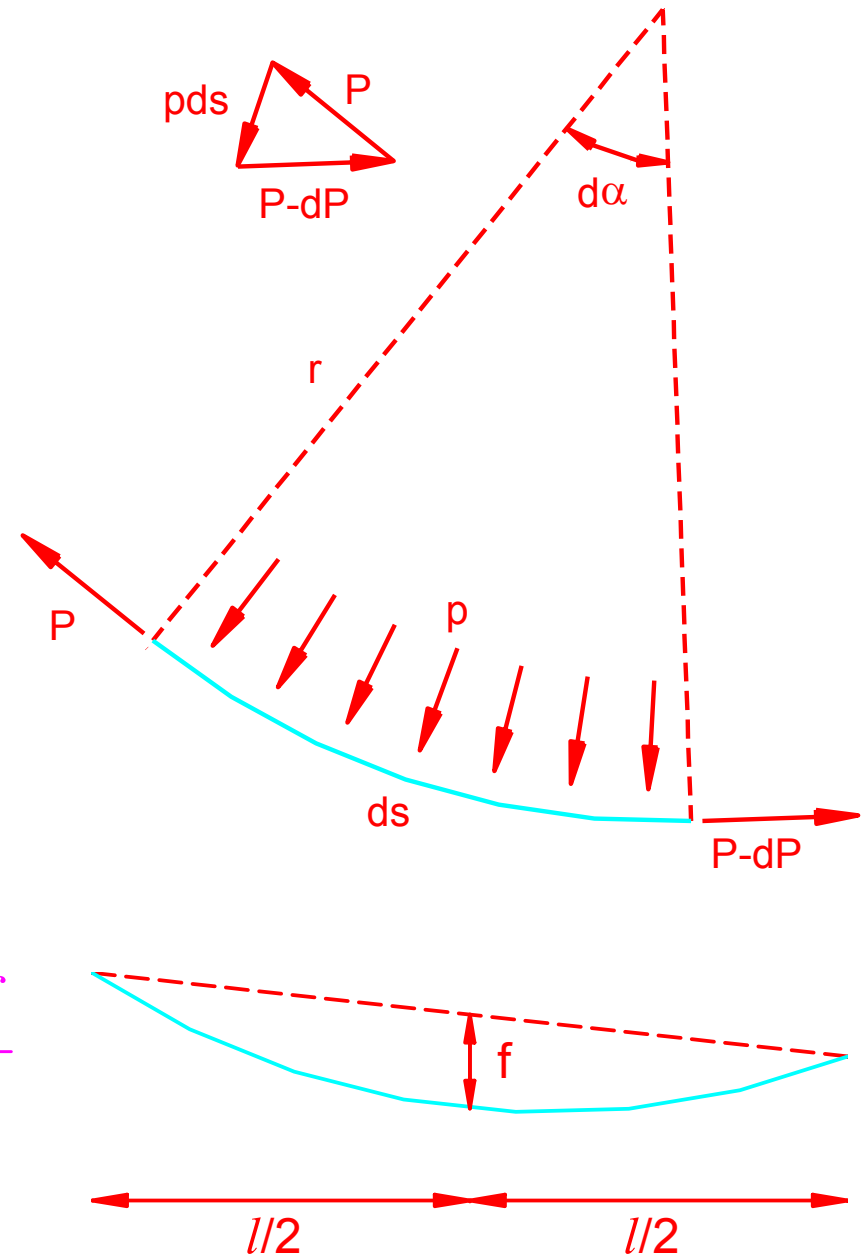
La precompressione è sostituita da un **sistema di forze ad essa equivalente e globalmente equilibrato**; tali forze sono applicate alla struttura sia in corrispondenza degli ancoraggi e degli eventuali deviatori (forze concentrate) sia lungo il percorso curvilineo dei cavi (forze distribuite). Nelle strutture isostatiche non vengono generate reazioni vincolari, invece in generale esse insorgono sulle strutture iperstatiche (reazioni iperstatiche di precompressione) pur costituendo un sistema globalmente in equilibrio.

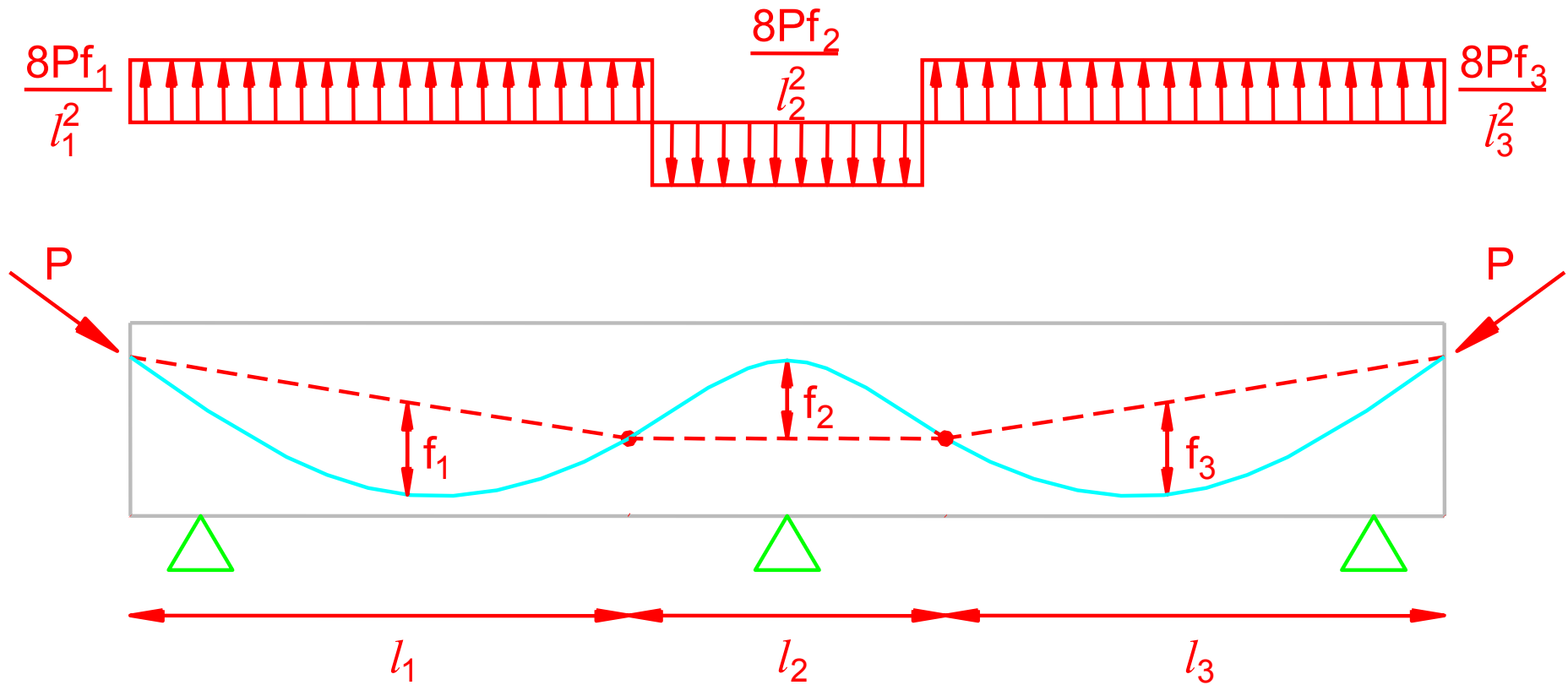
Consideriamo l'equilibrio di un tratto infinitesimo di cavo a percorso curvilineo. La variazione di forza assiale  $dP$  all'atto della messa in tensione è dovuta all'attrito tra cavo e guaina. La forza che la struttura trasmette al cavo (uguale ed opposta a quella che riceve dal cavo) vale:  $pds = p \cdot r d\alpha$

Trascurando l'attrito si ha:  $p = \frac{P}{r}$

Per tracciato parabolico  $\frac{1}{r} \approx \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{8 \cdot f}{l^2}$

si ha  $p = \frac{8 \cdot f \cdot P}{l^2}$



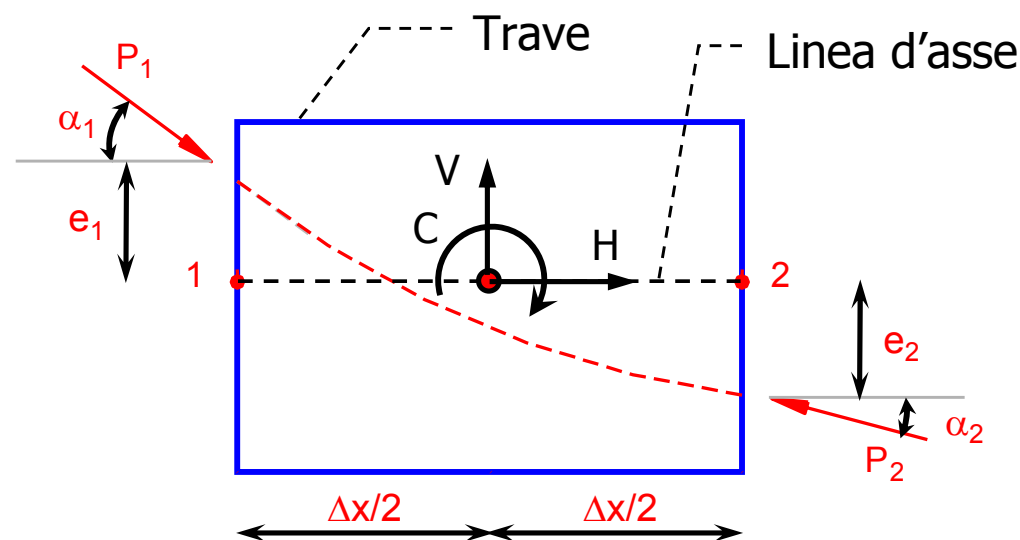




Se si vuole tener conto in modo corretto delle perdite e cadute di tensione, è più comodo far riferimento ad un **concio di trave finito**.

In tal caso si applicano al singolo concio le azioni di estremità  $P_1$  e  $P_2$  ed carichi necessari a mantenerlo in equilibrio.

Attenzione ai segni di  
 $e_1$ ,  $e_2$ ,  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$ !!!

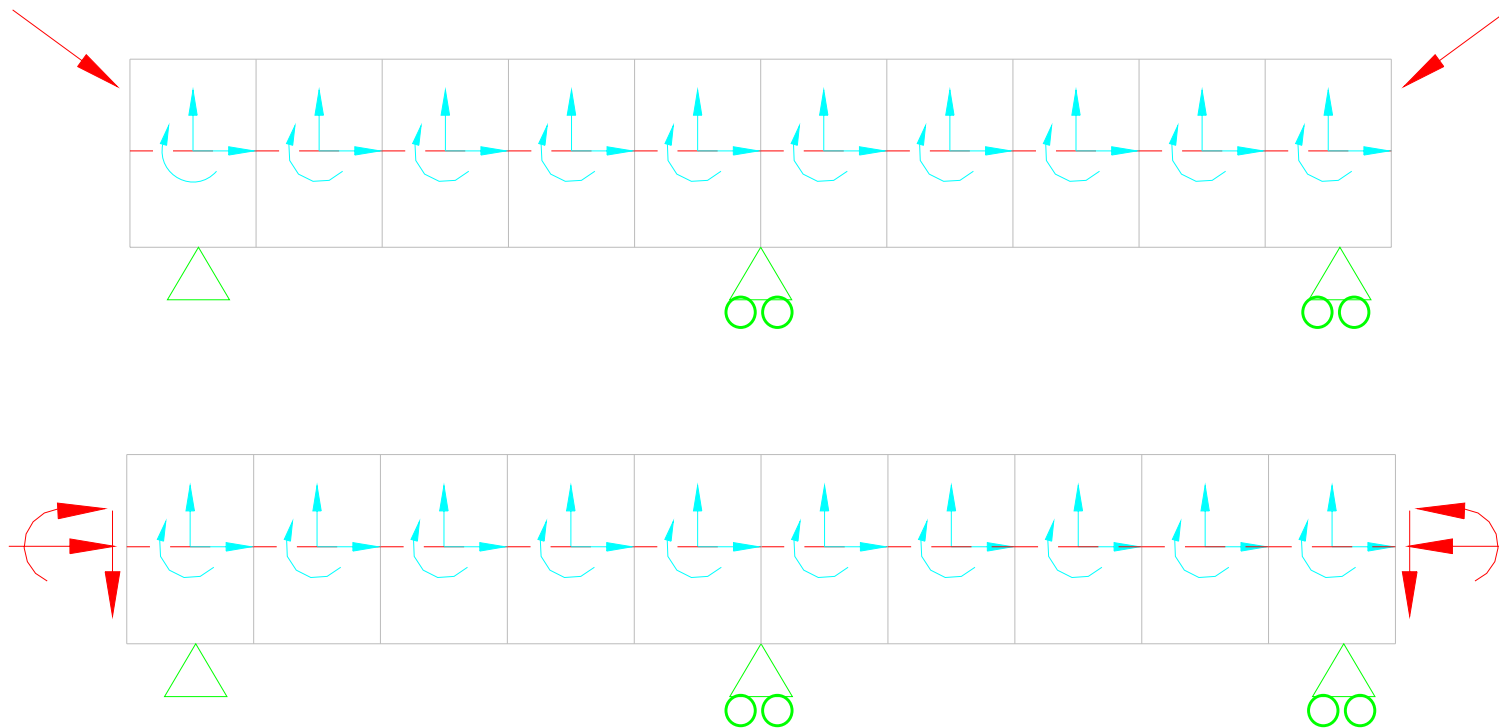


$$H + P_1 \cos \alpha_1 - P_2 \cos \alpha_2 = 0$$

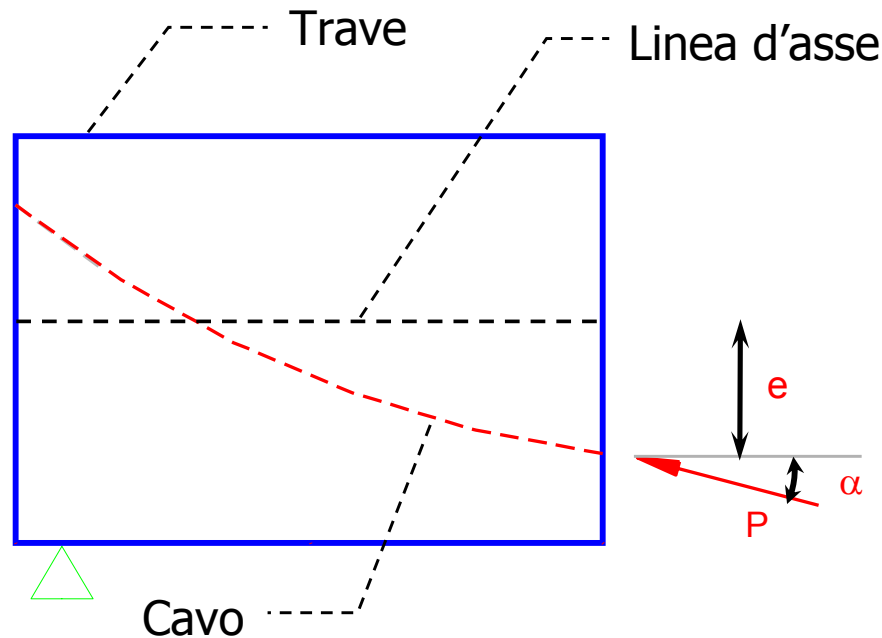
$$V - P_1 \sin \alpha_1 + P_2 \sin \alpha_2 = 0$$

$$C + (P_1 \cos \alpha_1) e_1 + (P_2 \cos \alpha_2) e_2 - (P_1 \sin \alpha_1 + P_2 \sin \alpha_2) \frac{\Delta x}{2} = 0$$

Si noti che le azioni di estremità si annullano in tutte le sezioni eccetto quelle di ancoraggio.



Se la struttura è **isostatica** le sollecitazioni si possono calcolare semplicemente a partire dal valore della forza nel cavo, della sua inclinazione e della sua eccentricità:



$$N = -P \cos \alpha$$

$$V = -P \sin \alpha \quad (*)$$

$$M = Ne$$

Se la struttura è **iperstatica** le sollecitazioni dovute alla precompressione possono essere pensate come somma della componente isostatica (equazioni \*) e della componente iperstatica (dovuta alle reazioni iperstatiche).

## ▣ PERDITE E CADUTE DI TENSIONE

- **Perdite di tensione:** variazioni nella forza di precompressione che intervengono al tempo  $t=0$  (fase di messa in tensione):
  - ✓ effetto mutuo
  - ✓ attrito
  - ✓ rientro ancoraggi
  
- **Cadute di tensione:** variazioni di tensione che intervengono per tempi  $t>0$ :
  - ✓ ritiro
  - ✓ fluage
  - ✓ rilassamento

## ► Perdite per effetto mutuo

Le tesature dei cavi in più fasi successive comportano un ulteriore accorciamento elastico della trave rispetto a quello intervenuto nelle fasi precedenti di precompressione con conseguente diminuzione del tiro dei cavi già messi in tensione. In via approssimata tale perdita può essere valutata con la seguente espressione

$$\Delta\sigma_{CAVO} = \frac{1}{2} \cdot \Delta\sigma_c \cdot \frac{E_{sp}}{E_c}$$

con  $\Delta\sigma_c$  variazione di tensione indotta nel calcestruzzo dalla successiva tesatura. La formula, nel caso di n cavi, dovrà essere applicata n-i volte se ci si riferisce al cavo i-esimo.

## ► Perdite per attrito

Si verifica in caso di post-tensione o pre-tensione con deviatori ed è dovuta all'attrito tra cavo e guaina o tra cavo e deviatore.

Poiché la forza di attrito è proporzionale alla forza di contatto tramite il coefficiente di attrito  $\mu$ , si ottiene, supponendo  $dT \ll P(s)$

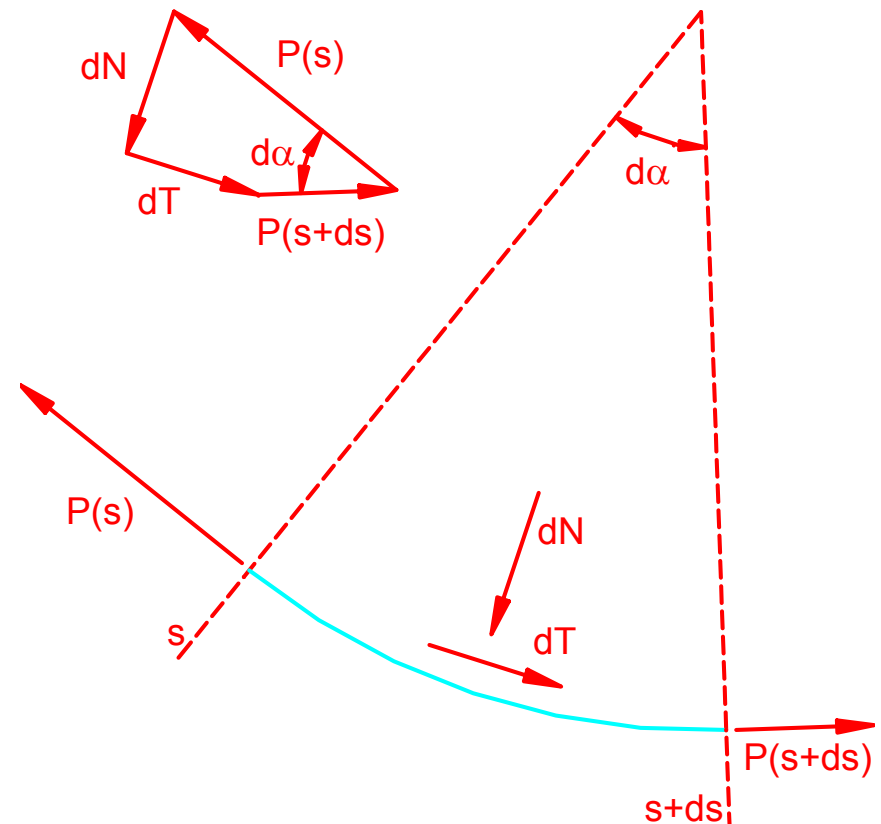
$$dT(s) = -\mu dN \quad dN \cong P(s) \cdot d\alpha$$

$$dT(s) = -\mu \cdot P(s) \cdot d\alpha$$

$$P(s + ds) = P(s) + dP(s) \cong P(s) + dT(s)$$

$$dP(s) = -\mu \cdot P(s) \cdot d\alpha$$

$$\frac{dP}{P} = -\mu \cdot d\alpha \quad \rightarrow \quad \log P = -\mu \cdot \alpha + \log C \quad \rightarrow \quad P = C \cdot e^{-\mu \cdot \alpha}$$



Per  $s=0$  è  $\alpha=0$  ( $\alpha$  corrisponde alla deviazione angolare che subisce il cavo passando da  $s=0$  a  $s$ ) e quindi ( $P_0$  tiro iniziale)

$$P = P_0 \cdot e^{-\mu \cdot \alpha}$$

Per tener conto di inevitabili errori costruttivi si considera una deviazione angolare non intenzionale

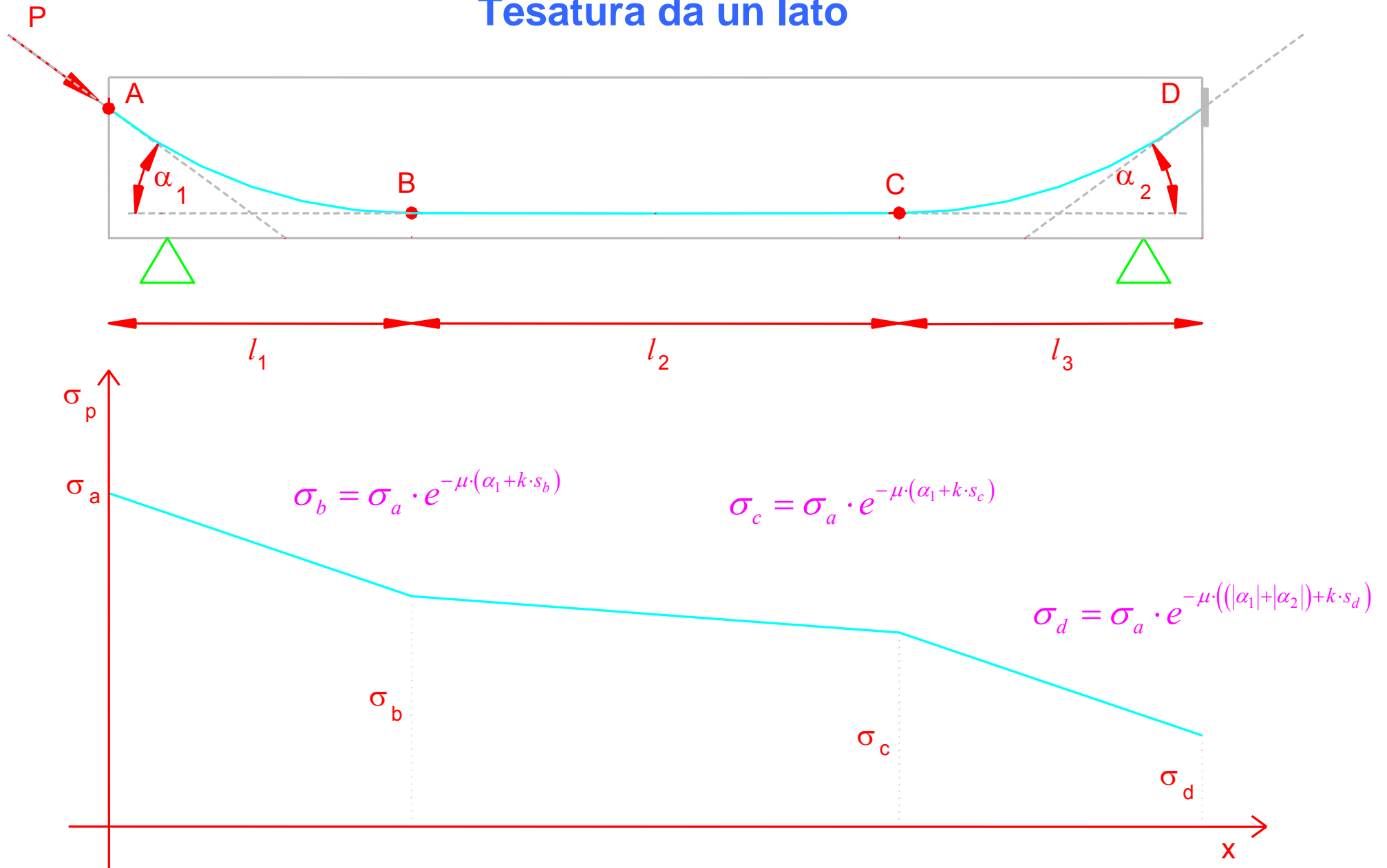
$$\alpha_i = k \cdot s \quad P = P_0 \cdot e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot s)}$$

In definitiva

$$\Delta P_\mu = P_0 - P(s) = P_0 \cdot \left[ 1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot s)} \right]$$

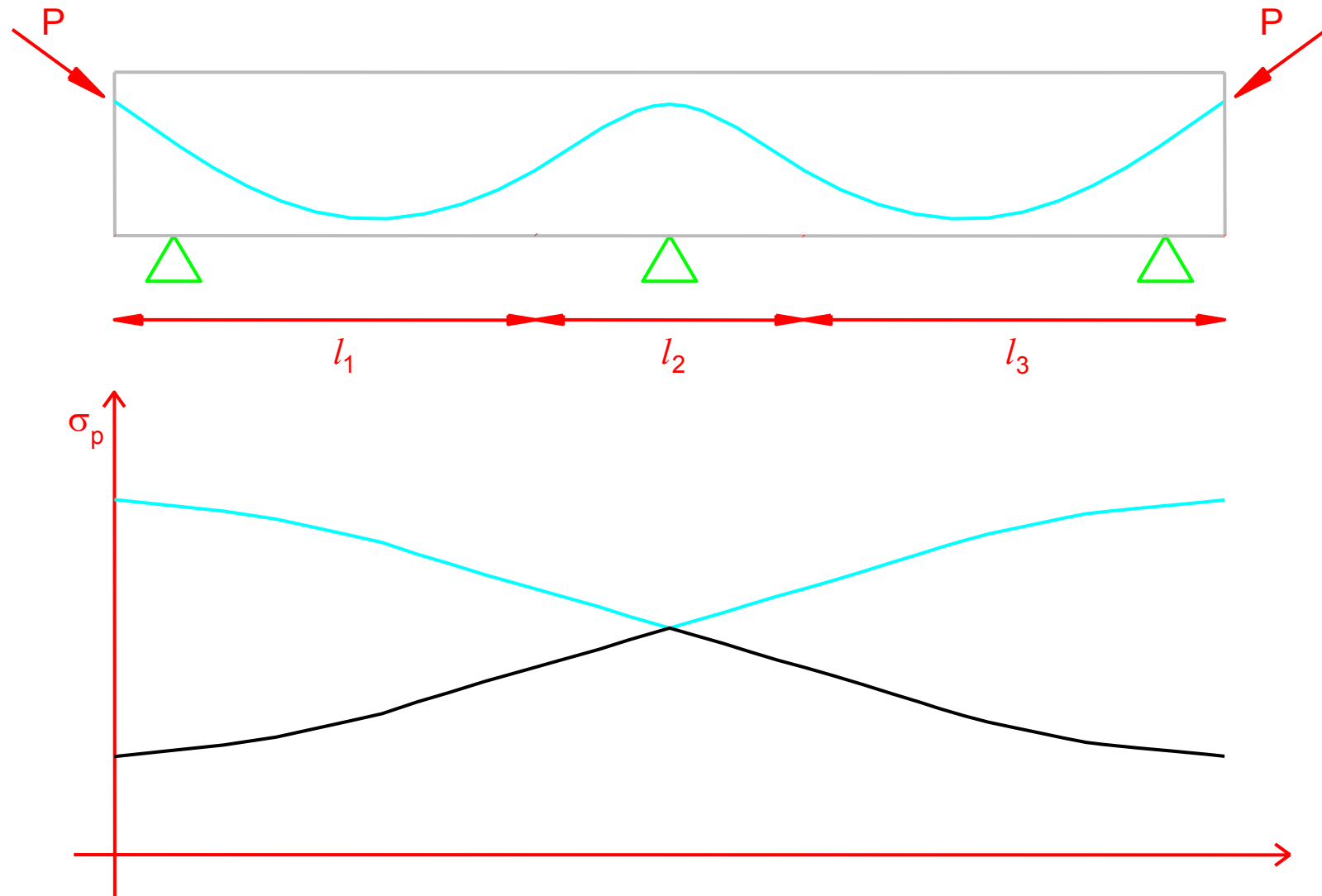
**ATTENZIONE:** il rientro degli ancoraggi può mutare significativamente i tratti terminali dell'andamento delle tensioni.

## Tesatura da un lato





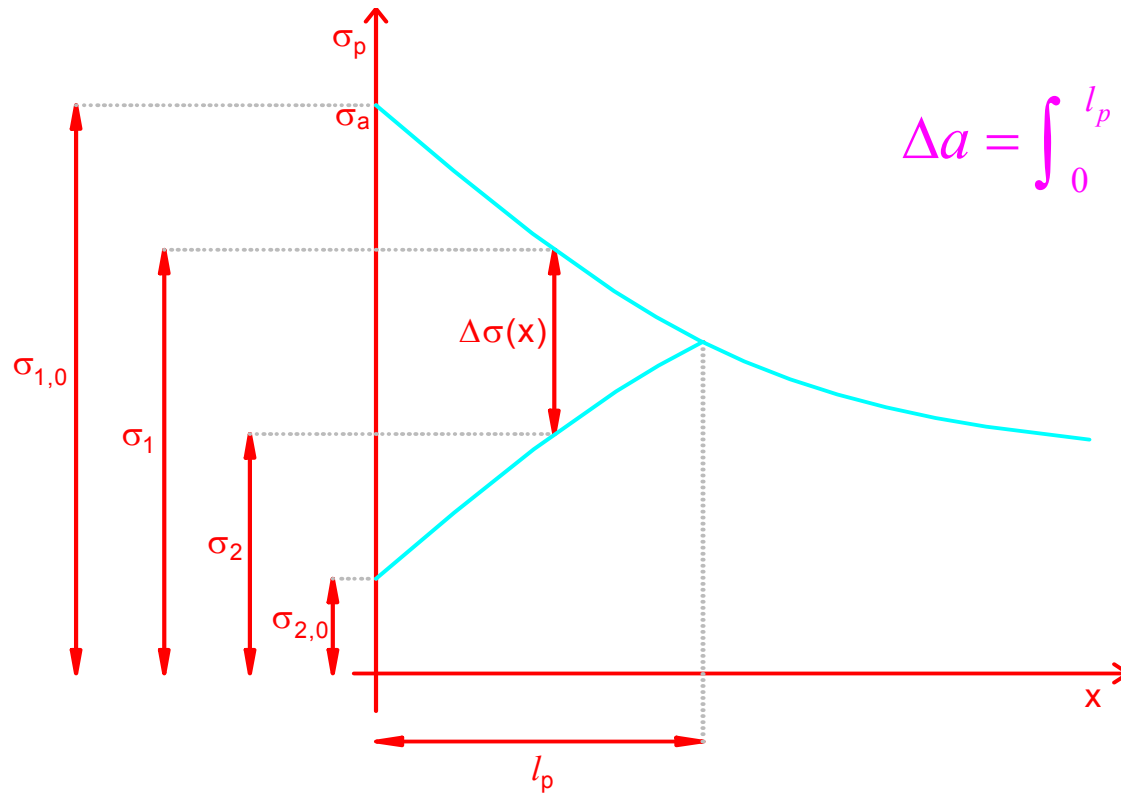
## Tesatura da due lati



## ► Perdite per rientro ancoraggi

È la perdita di tensione dovuta al rientro del cavo all'interno del cuneo di ancoraggio. Tale perdita ha in genere effetto confinato nelle zone terminali del cavo, grazie all'intervento, questa volta benefico, dell'attrito, che impedisce che l'effetto del rientro si risenta in un tratto troppo esteso di trave. Può però accadere che, per particolari tracciati caratterizzati da attrito ridotto e per travi di lunghezza limitata, l'effetto del rientro degli ancoraggi possa interessare una zona di estensione non trascurabile.

Indicando con  $\Delta a$  l'entità del rientro (dell'ordine di 2÷6 mm e comunque indicato dal produttore di ancoraggi) e con  $l_p$  il tratto caratterizzato dalla diminuzione di tensione si ha:



$$\Delta a = \int_0^{l_p} \Delta \varepsilon(x) dx = \frac{1}{E_{sp}} \cdot \int_0^{l_p} \Delta \sigma(x) dx (**)$$

$$\Delta \sigma(x) = \sigma_1(x) - \sigma_2(x)$$

$$\sigma_1(x) = \sigma_{1,0} \cdot e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)}$$

$$\sigma_2(x) = \sigma_{2,0} + \sigma_{2,0} \cdot \left[ 1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)} \right] = \sigma_{2,0} \cdot \left[ 2 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)} \right]$$

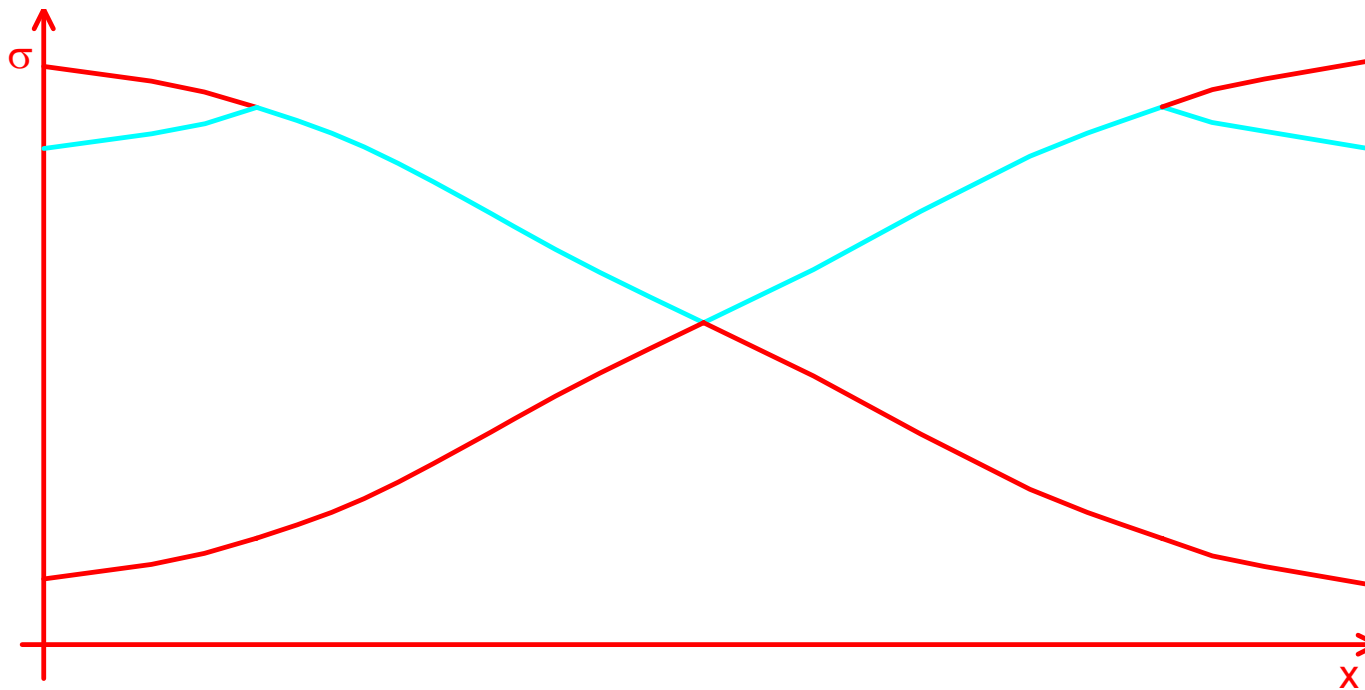
$$\Delta \sigma(x) = \sigma_{1,0} \cdot e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)} - \sigma_{2,0} \cdot \left[ 2 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)} \right]$$

Per  $x=l_p$  risulta ovviamente  $\Delta\sigma(x)=0$  e quindi

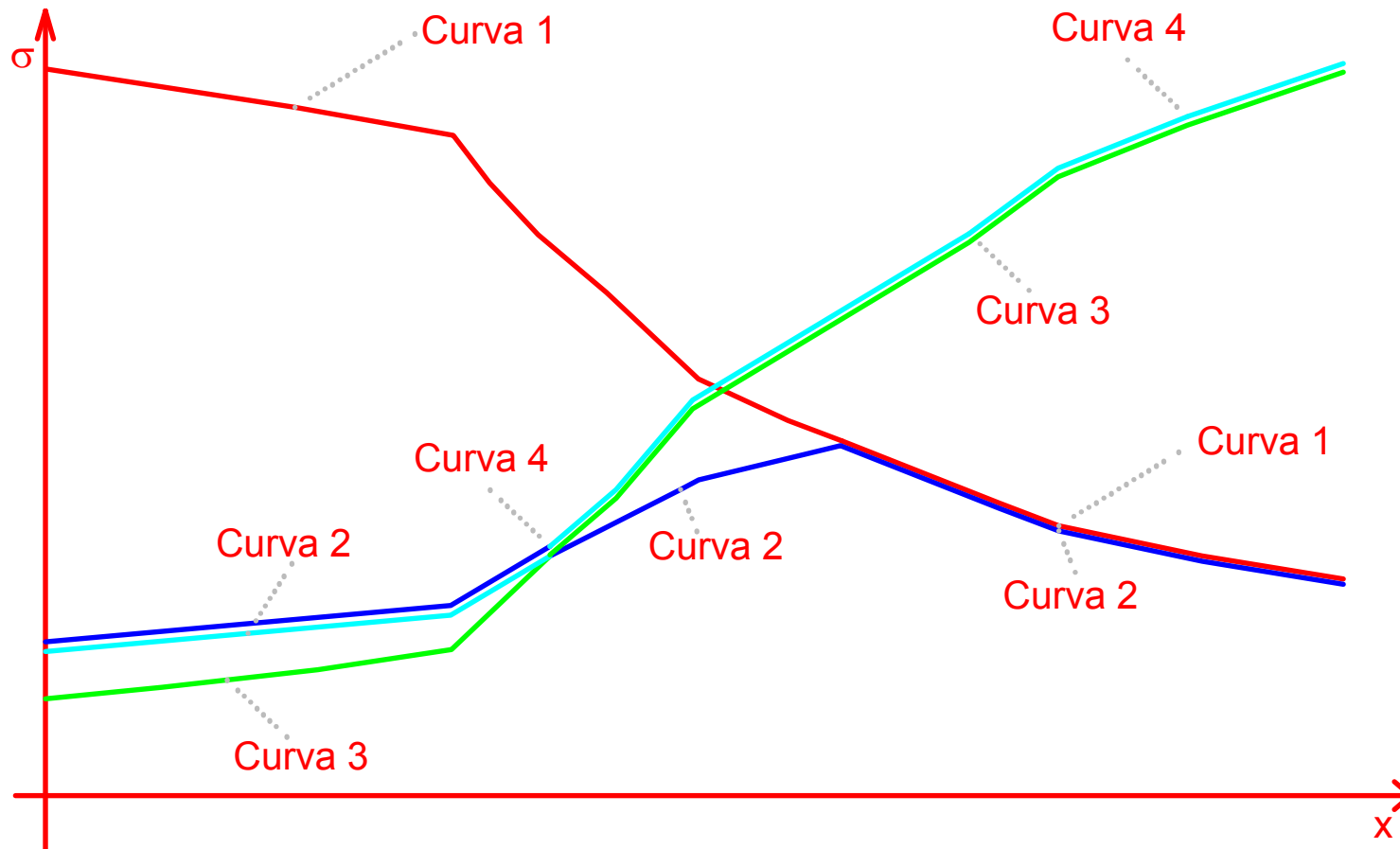
$$\sigma_{1,0} \cdot e^{-\mu \cdot (\alpha_{LP} + k \cdot l_p)} = \sigma_{2,0} \cdot \left[ 2 - e^{-\mu \cdot (\alpha_{LP} + k \cdot l_p)} \right] \quad \sigma_{2,0} = \frac{\sigma_{1,0} \cdot e^{-\mu \cdot (\alpha_{LP} + k \cdot l_p)}}{2 - e^{-\mu \cdot (\alpha_{LP} + k \cdot l_p)}} \quad (*)$$

La (\*) può essere risolta per un  $l_p$  di tentativo, la cui correttezza può essere controllata verificando la (\*\*)

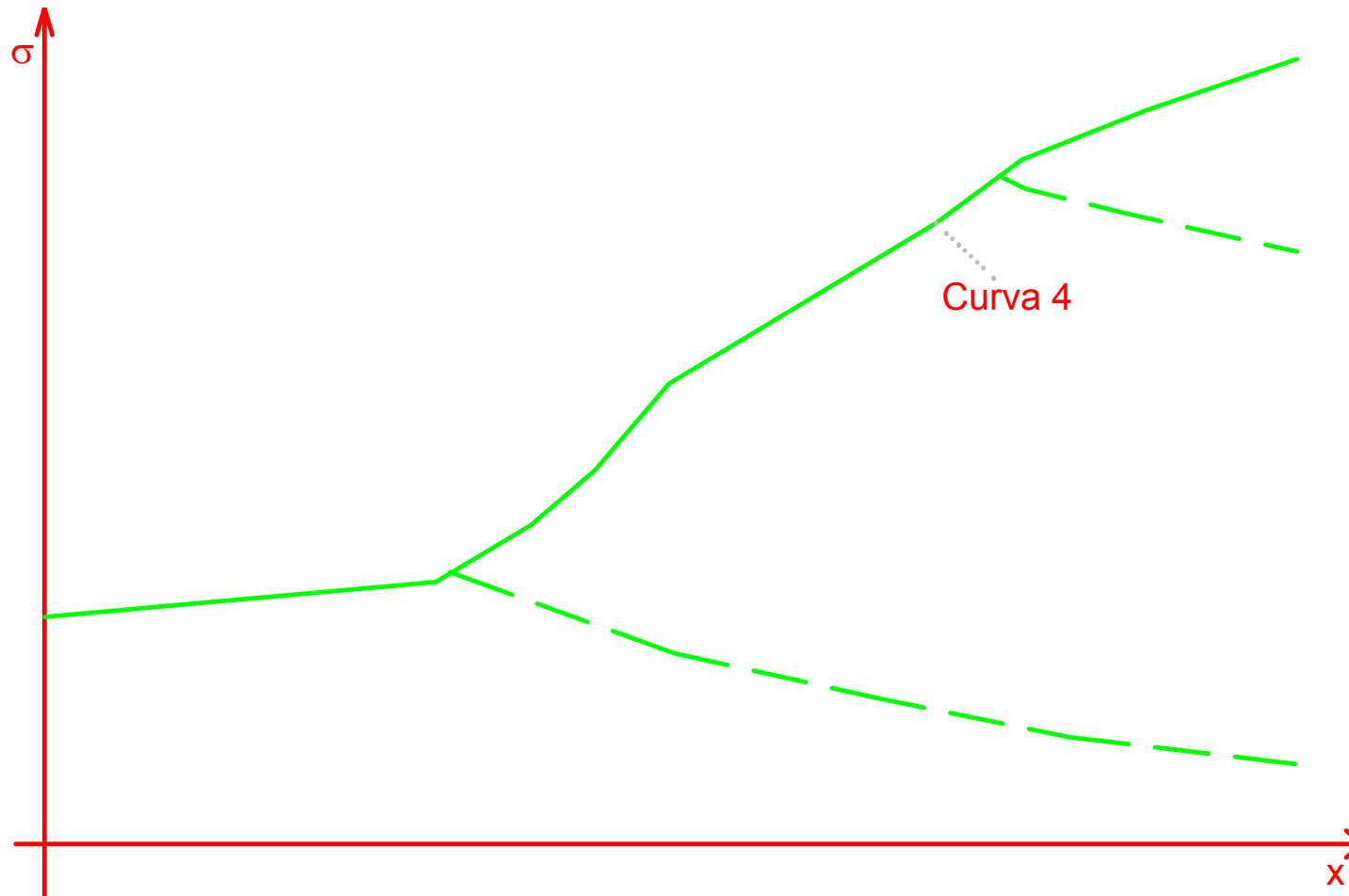
## Andamento delle tensioni per tesatura da due lati a rilascio trefoli avvenuto ( $l_p < l/2$ )



## Andamento delle tensioni per tesatura da due lati a rilascio trefoli avvenuto ( $l_p > l/2$ ) – parte 1



## Andamento delle tensioni per tesatura da due lati a rilascio trefoli avvenuto ( $l_p > l/2$ ) – parte 2



## ► Cadute per ritiro – fluage – rilassamento

Siano:

- $\varepsilon_{c,c}$  deformazione per fluage del calcestruzzo
- $\varepsilon_{c,sh}$  deformazione per ritiro del calcestruzzo
- $\Delta\sigma_r$  variazione di tensione nell'acciaio dovuta al rilassamento

A seguito dell'intervento del fluage risulta:  $\varepsilon_{c,c} = \frac{\sigma_{c0}}{E_c} \cdot \varphi(t, t_0)$

dove  $\sigma_{c0}$  rappresenta la tensione iniziale (a perdite scontate) del calcestruzzo al livello del cavo. In realtà i tre termini della caduta interagiscono e la tensione nel calcestruzzo al livello del cavo non è costante nel tempo in quanto varia la forza di precompressione.



In ogni caso essa può essere espressa in funzione della variazione di deformazione nel calcestruzzo al livello del cavo, tenuto altresì conto dell'effetto del ritiro nonché tramite l'applicazione del metodo AAEM e l'introduzione del coefficiente di invecchiamento  $\chi$ :

$$\Delta \varepsilon_c = \varepsilon_{c,sh} + \sigma_{c0} \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c} + \Delta \sigma_c \cdot \left[ \frac{1}{E_c} + \chi \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c} \right]$$

con  $\Delta \sigma_c$  funzione della variazione di precompressione nel cavo  $\Delta P_{\phi+s+r}$  ovvero, con  $z_{cp}$  distanza fra cavo ed baricentro della sezione

$$\Delta \sigma_p = \frac{\Delta P_{\phi+s+r}}{A_p} \quad \rightarrow \quad \Delta \sigma_c = -\frac{\Delta \sigma_p \cdot A_p}{A_c} - \frac{\Delta \sigma_p \cdot A_p \cdot z_{cp}}{J_c} \cdot z_{cp}$$

Essendo  $\Delta\sigma_p = \Delta\varepsilon_c \cdot E_s + \Delta\sigma_{ril}$  si ha, con  $\alpha = E_s/E_c$ :

$$\Delta\sigma_p = E_s \cdot \varepsilon_{c,sh} + \alpha \cdot \sigma_{c0} \cdot \varphi(t, t_0) -$$

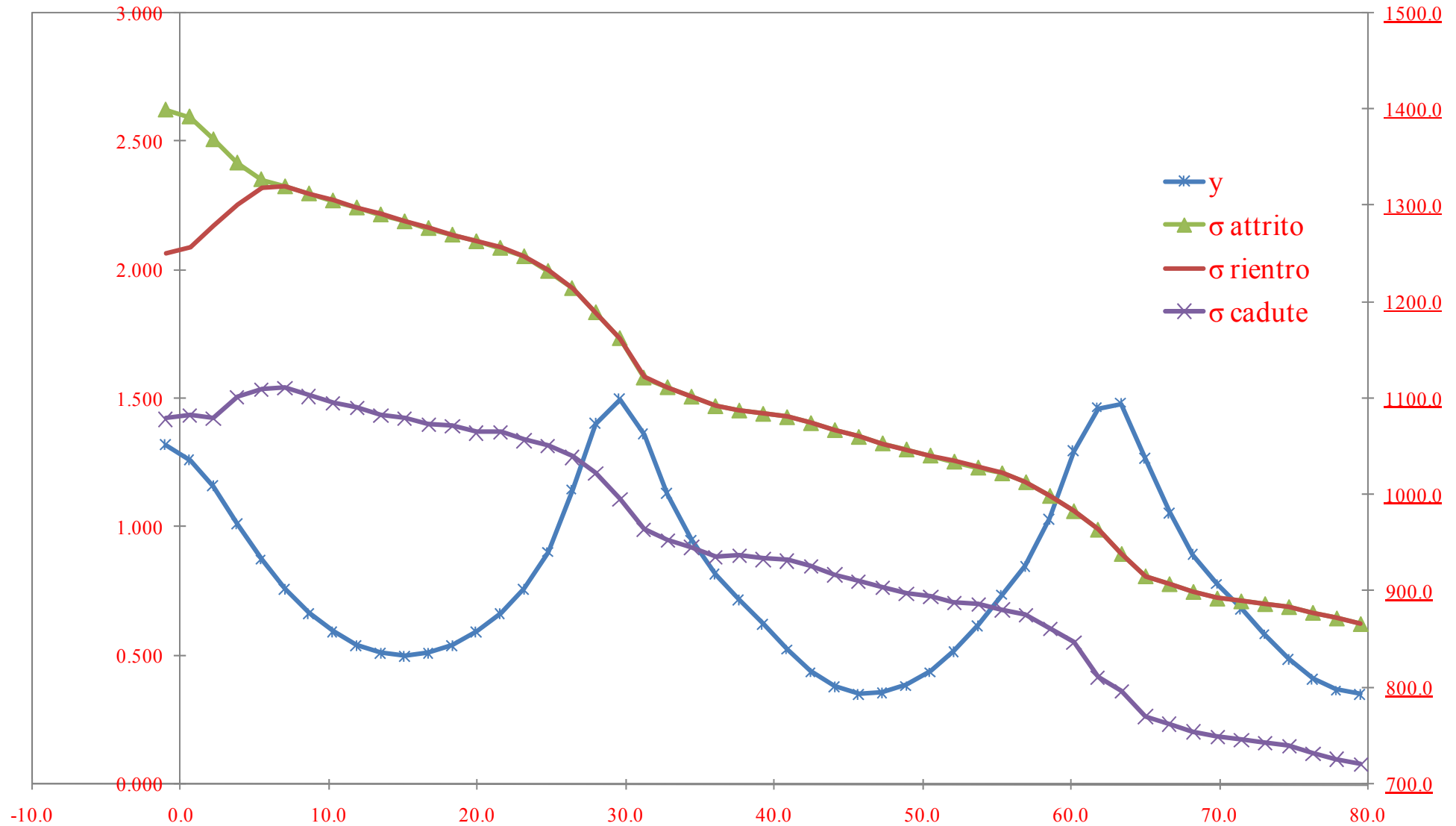
$$E_s \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_p \cdot A_p}{A_c} + \frac{\Delta\sigma_p \cdot A_p \cdot z_{cp}^2}{J_c} \right) \cdot \left[ \frac{1}{E_c} + \chi \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c} \right] + \Delta\sigma_{ril}$$

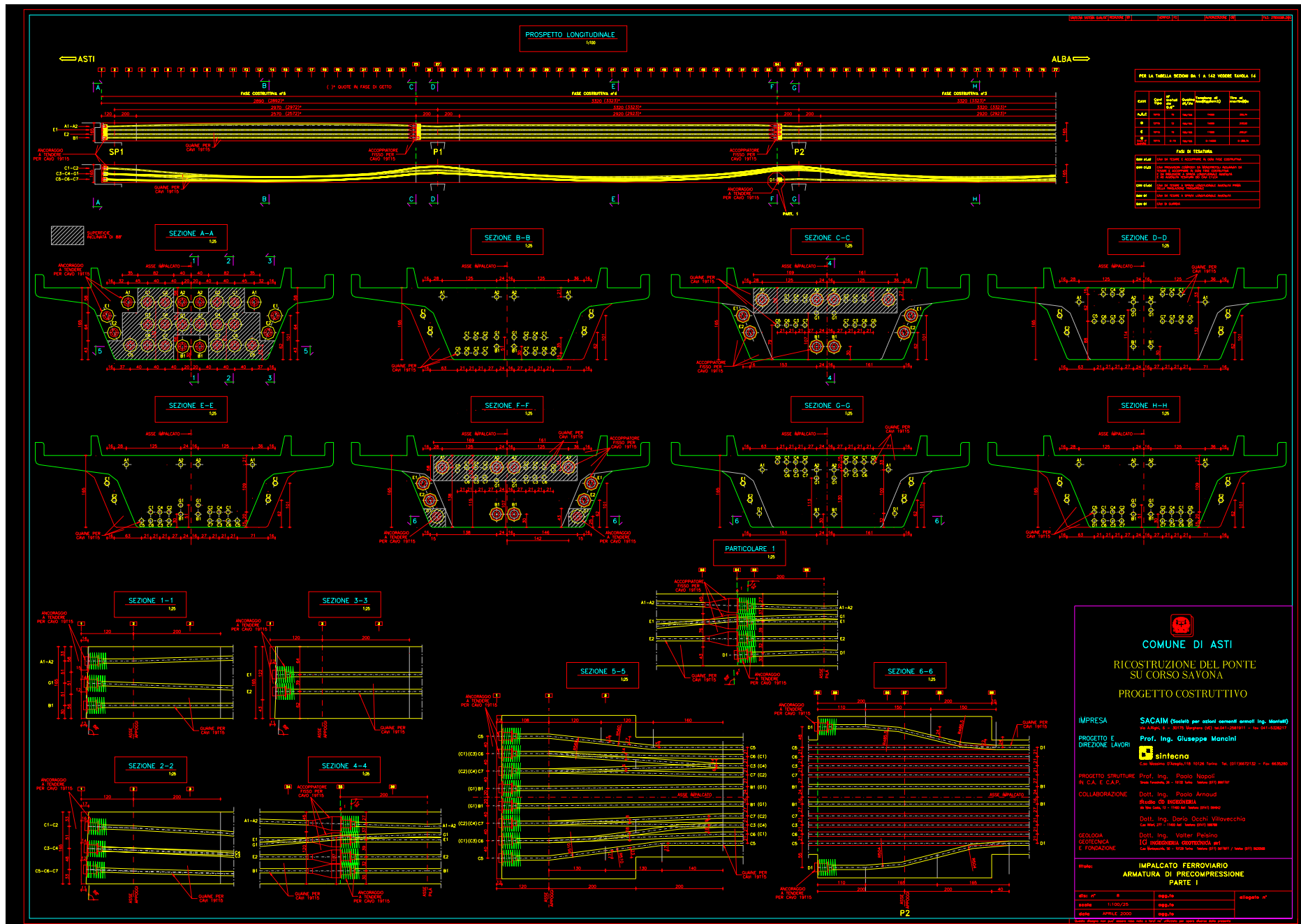
E quindi risolvendo per  $\Delta\sigma_p$  si ha:

$$\Delta\sigma_p = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{c,sh} + \alpha \cdot \sigma_{c0} \cdot \varphi(t, t_0) + \Delta\sigma_{ril}}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left( 1 + \frac{A_c \cdot z_{cp}^2}{J_c} \right) \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))}$$

In questa equazione  $\Delta\sigma_{ril}$  è funzione di  $\Delta\sigma_p$ ; occorre quindi instaurare un ciclo iterativo per valutare  $\Delta\sigma_p$ ; in genere 3÷4 iterazioni sono sufficienti per raggiungere la convergenza

# Cavo C1 – Tracciato e andamento tensioni





**COMUNE DI ASTI**

**RICOSTRUZIONE DEL PONTE SU CORSO SAVONA**

**PROGETTO COSTRUTTIVO**

**IMPRESA** SACAIM (Società per azioni a partecipazione paritetica)

**PROGETTO E DIREZIONE LAVORI** Prof. Ing. Giuseppe Mancini

**COLLABORAZIONE** sinterca

**PROGETTO STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.** Prof. Ing. Paolo Napoli

**COLLABORAZIONE** Dott. Ing. Paolo Arnaud

**COLLABORAZIONE** Dott. Ing. Walter Pelino

**COLLABORAZIONE** Dott. Ing. Dario Occhi Villavecchia

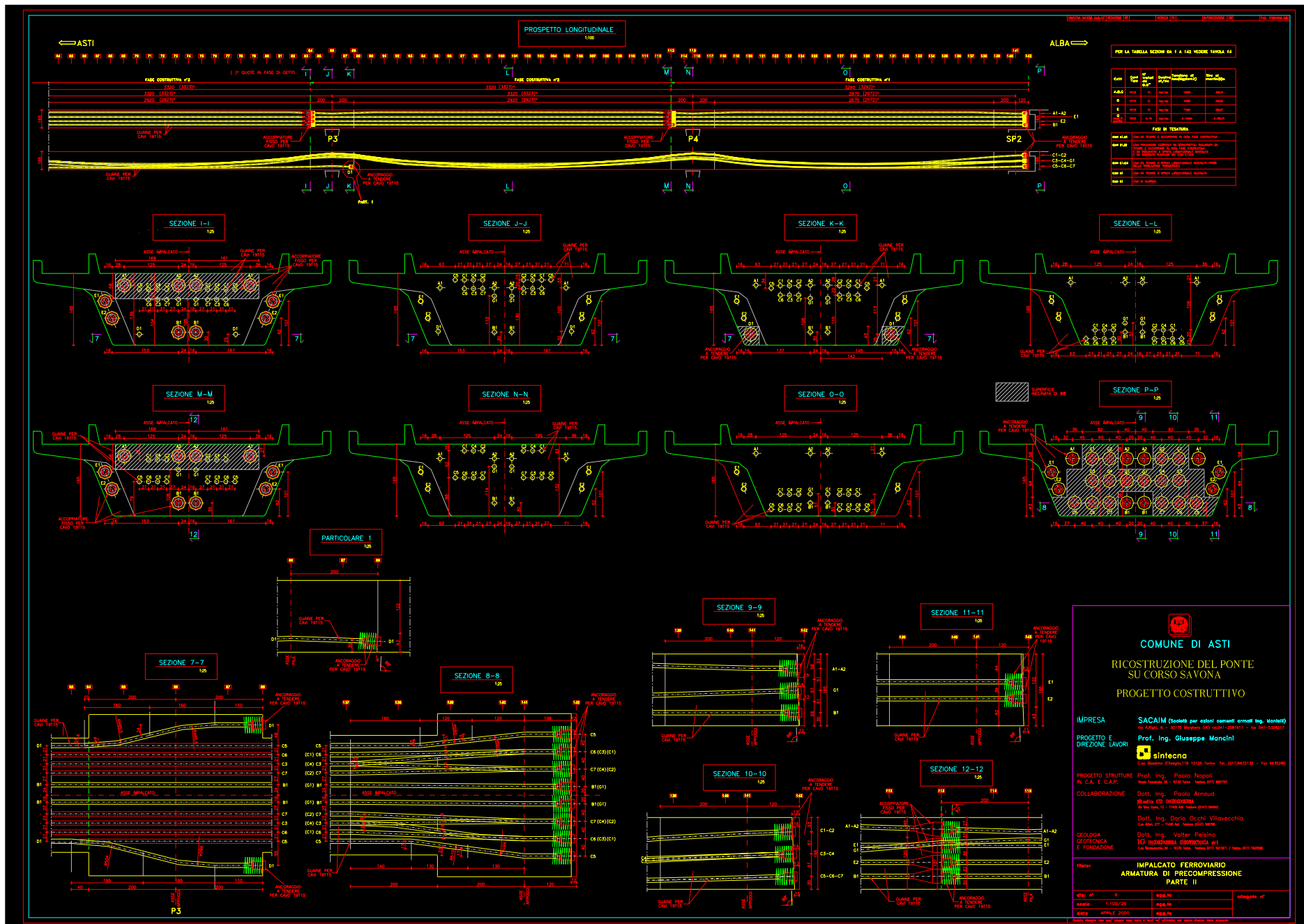
**COLLABORAZIONE** Dott. Ing. Walter Pelino

**COLLABORAZIONE** I.G. Ingegneria Geotecnica srl

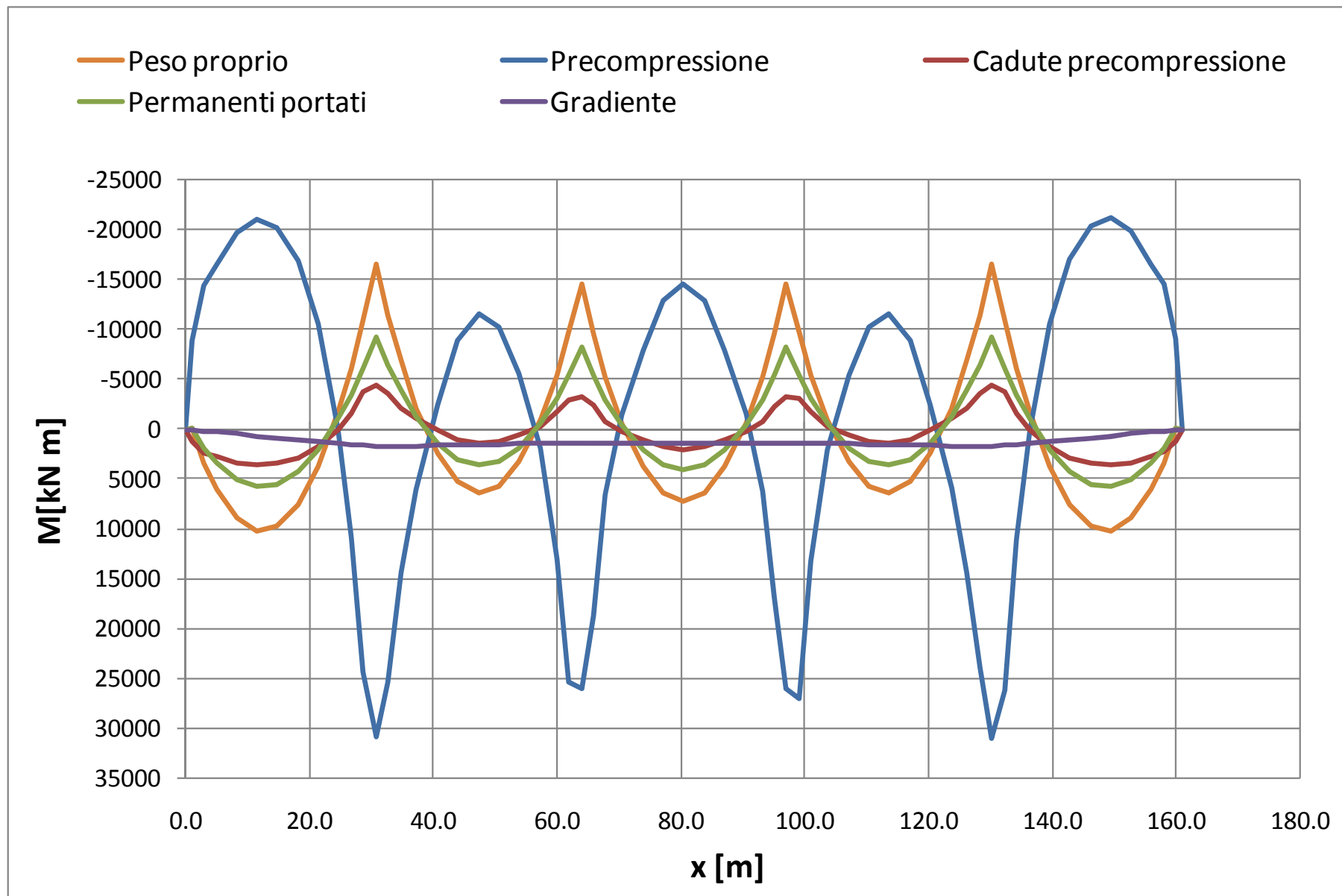
**PRODOTTO** IMPALCATO FERROVIARIO ARMATURA DI PRECOMPRESIONE PARTE I

**REVISIONI**

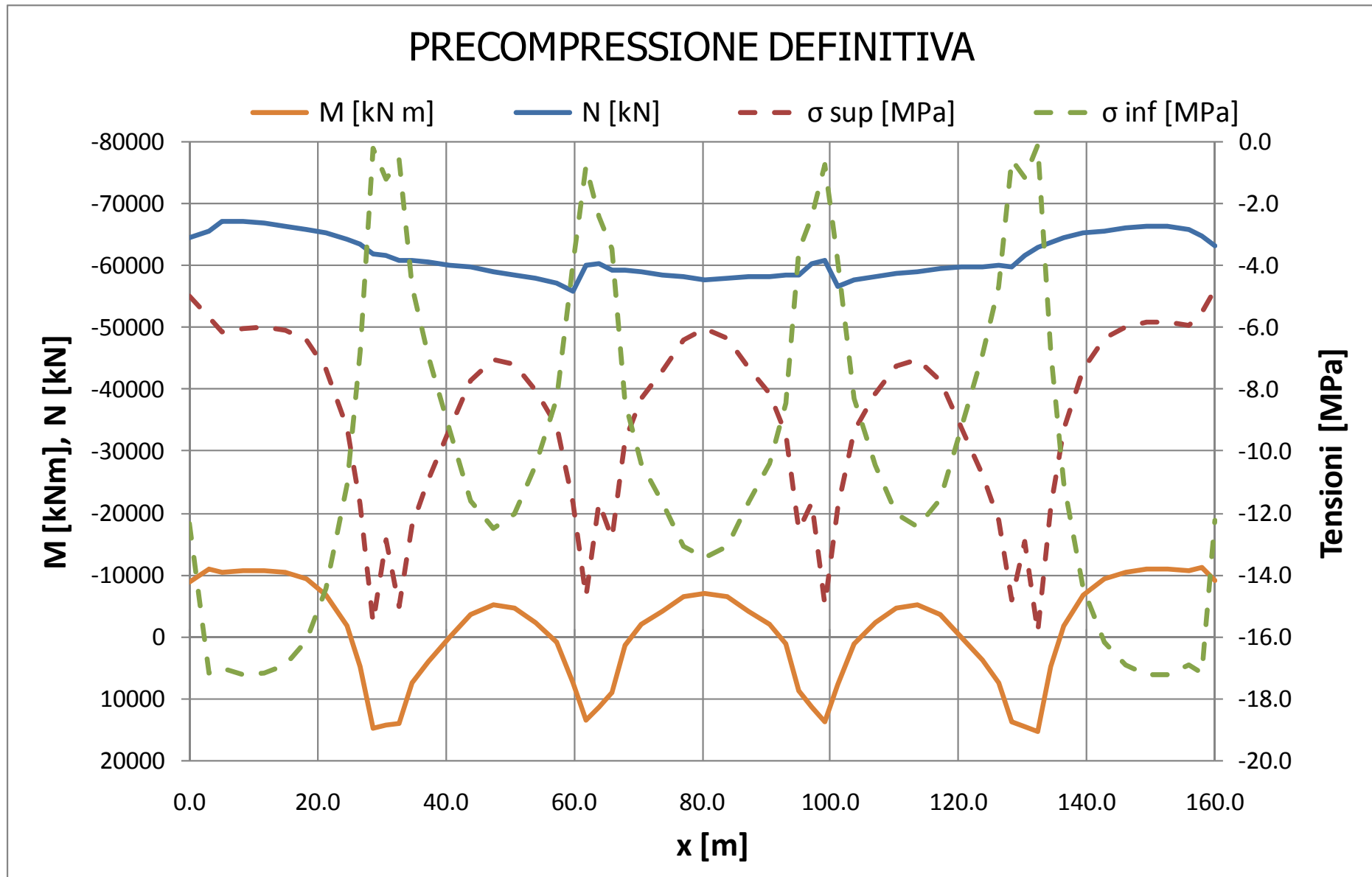
REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO
01	10/05/2000	PROGETTO	GM
02	10/05/2000	PROGETTO	GM



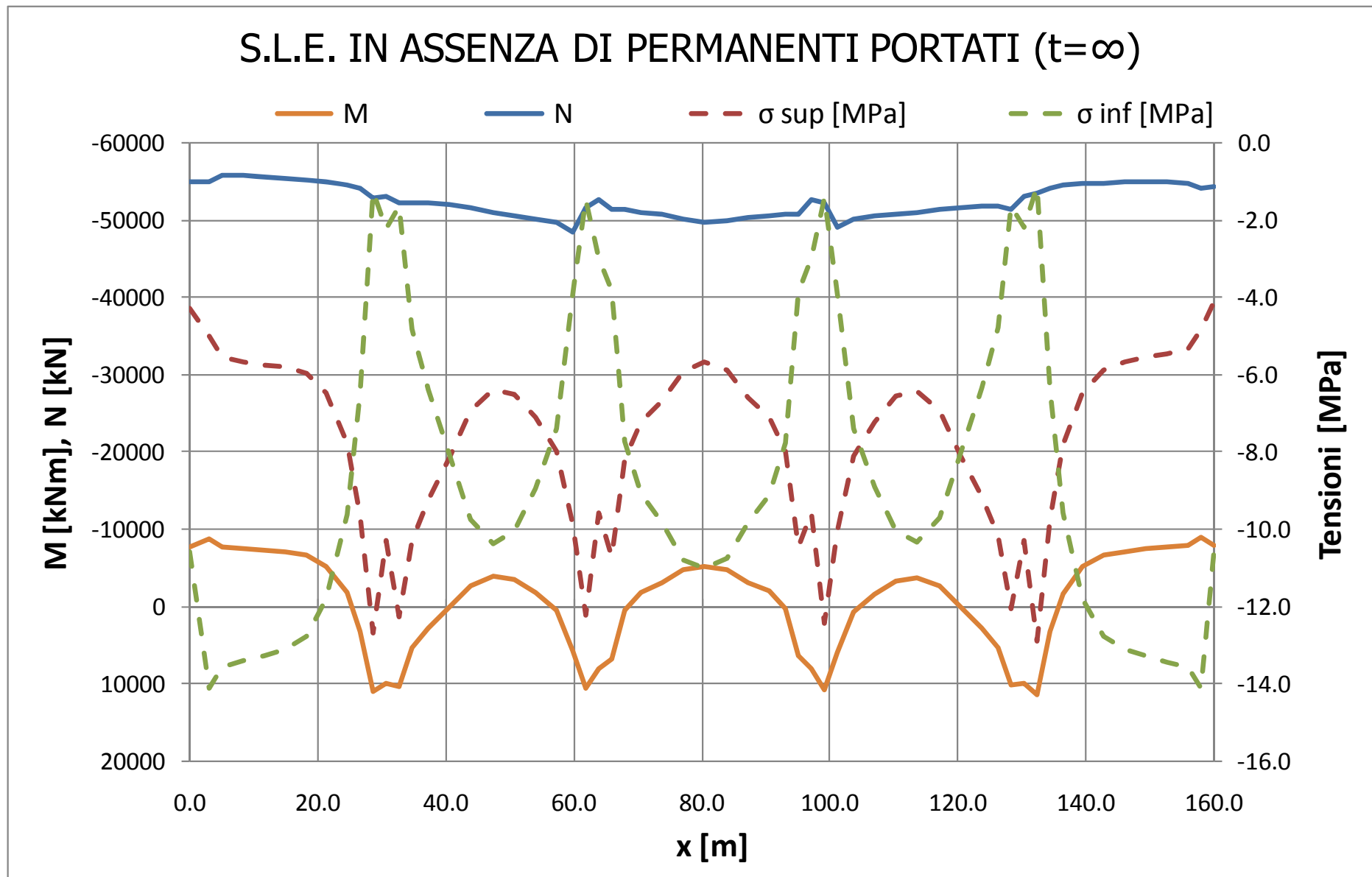
# Andamento sollecitazioni



# Andamento sollecitazioni e tensioni

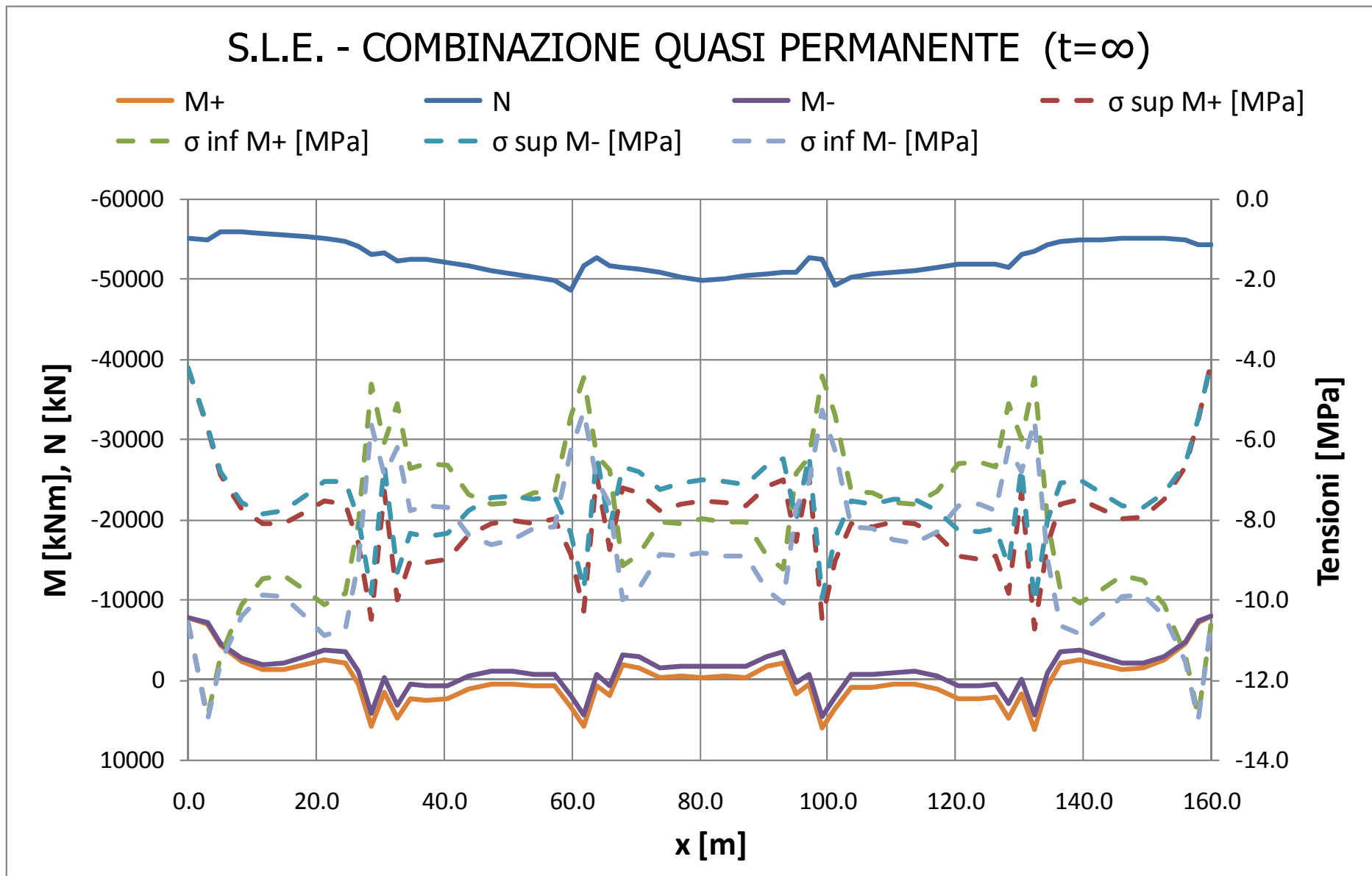


# Andamento sollecitazioni e tensioni

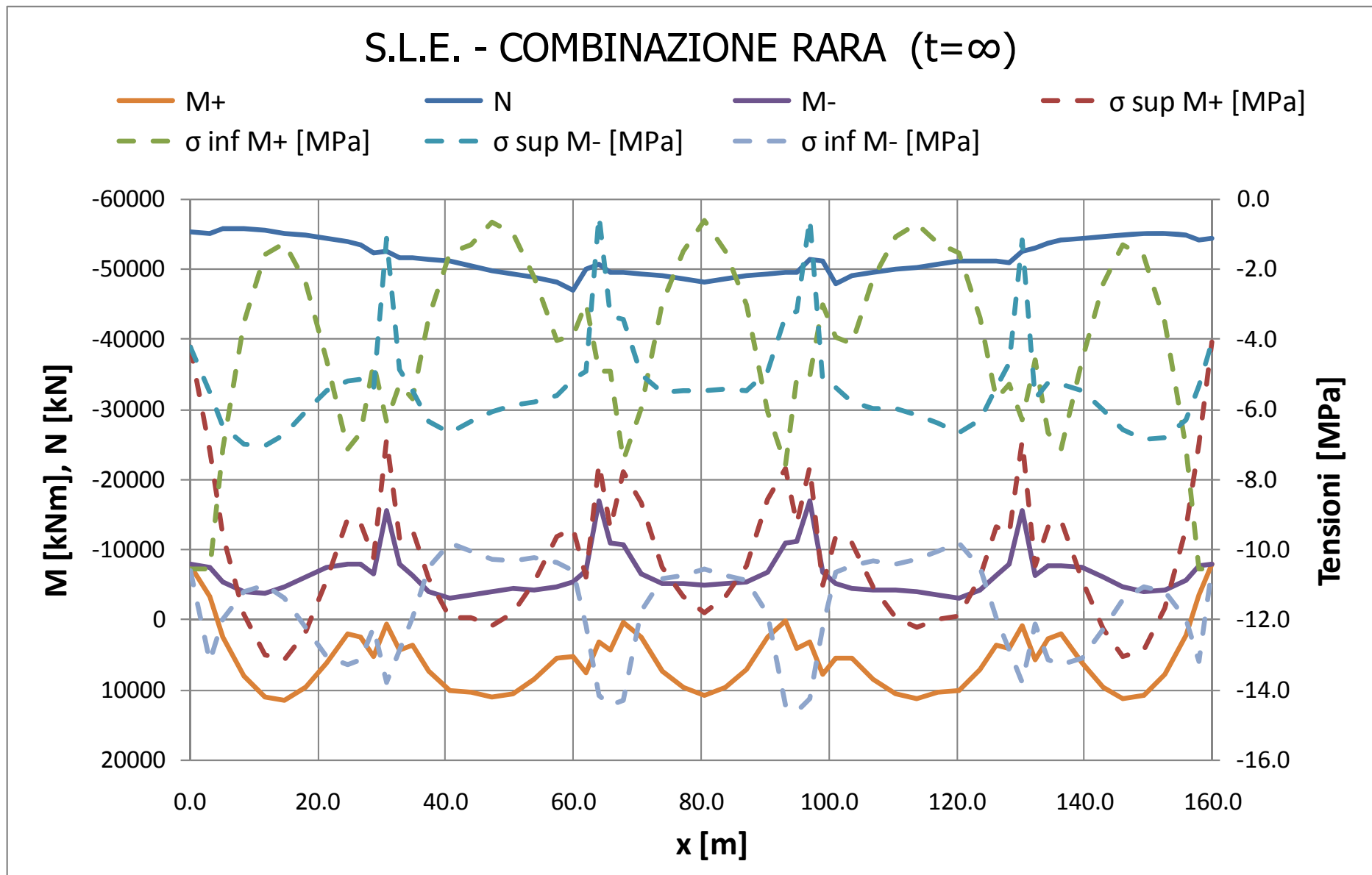




# Andamento sollecitazioni e tensioni



# Andamento sollecitazioni e tensioni



# VERIFICHE ULTIME

Da un punto di vista generale, nella combinazione delle azioni allo stato limite ultimo si prevede l'applicazione al valor medio della forza di precompressione del coefficiente  $\gamma_p$ , pari a 0.9 o 1.2 a seconda che la stessa presenti un effetto favorevole o sfavorevole nella verifica considerata.

Peraltro nella maggior parte dei casi che vengono a presentarsi,  $\gamma_p$  **può essere assunto pari ad 1 se entrambe le seguenti condizioni vengono rispettate:**

- non più del 25% dell'armatura di precompressione si trova all'interno della zona della sezione che risulta compressa allo stato limite ultimo ;
- la tensione nell'acciaio da precompressione più prossimo al lembo teso allo stato limite ultimo è superiore a  $f_{p0.1k} / \gamma_m$

Determinata la forza di calcolo di ogni armatura  $P_d$  (funzione del tempo in cui si sta effettuando la verifica e della sezione di verifica), si può calcolare la predeformazione :

$$\bar{\varepsilon} = \frac{P_d}{E_p A_p}$$

per la pre-tensione (aderenza acciaio-clc prima dell'introduzione dei carichi permanenti)

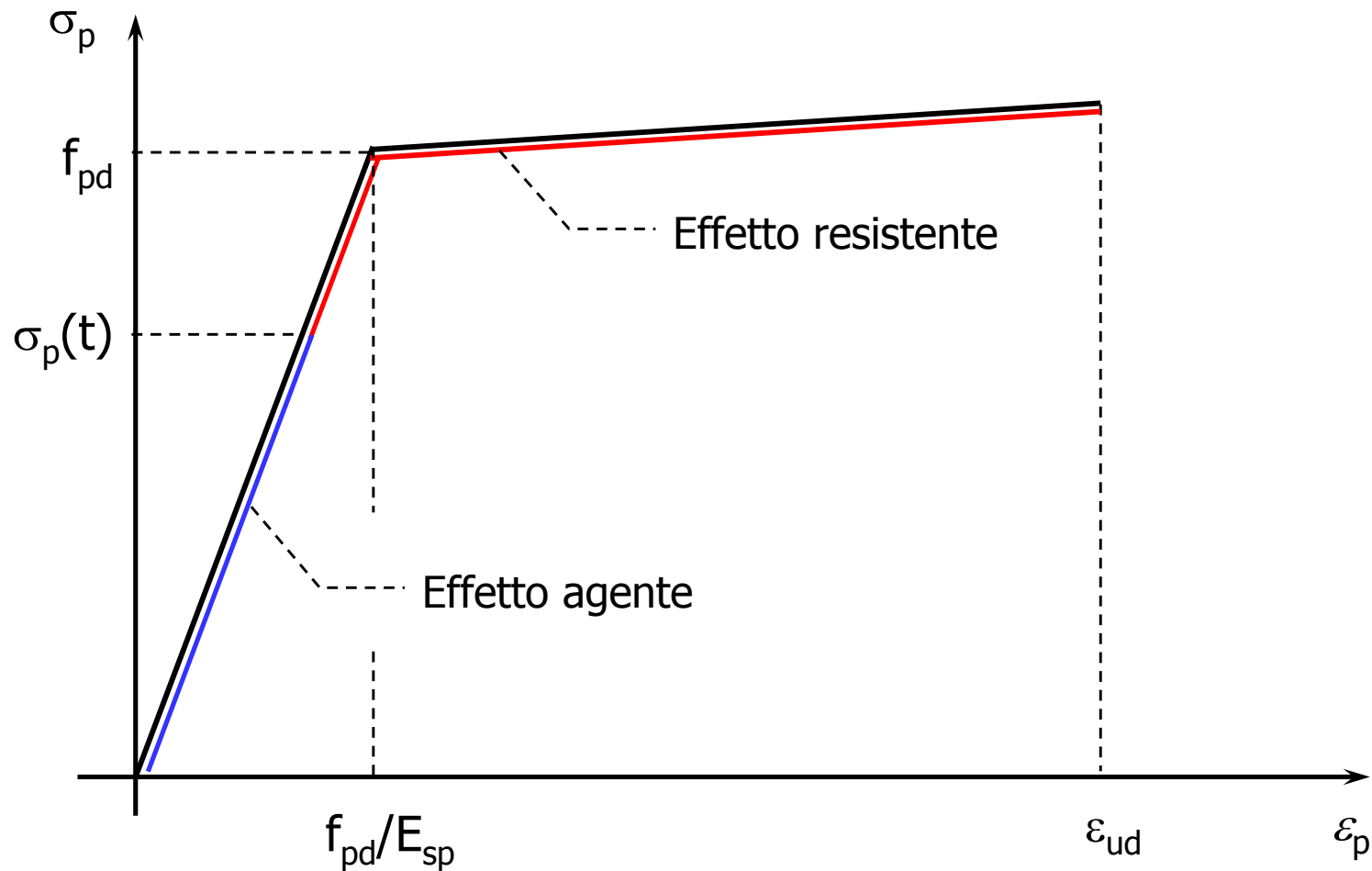
$$\bar{\varepsilon} = \frac{P_d}{E_p A_p} + \varepsilon_{cp}$$

per la post-tensione (aderenza acciaio-clc solo dopo l'introduzione del peso proprio e, in molti casi, di una quota dei carichi permanenti), dove  $\varepsilon_{cp}$  è la deformazione del calcestruzzo adiacente al cavo dovuta a tutte le azioni (precompressione compresa) introdotte prima dell'iniezione della guaina

## ► Stato limite ultimo per sollecitazioni normali

Occorre innanzitutto distinguere fra **effetto agente** ed **effetto resistente** della precompressione:

- **effetto agente**: legato alla predeformazione  $\bar{\varepsilon}$  precedentemente definita. Si noti come l'effetto agente dipende solo dalla forza del cavo e dalla sua posizione ed inclinazione. Su struttura isostatica si ha  $N_p = -\bar{\varepsilon}EA_p \cos \alpha$       $M_p = Ne$
- **effetto resistente**: legato alle ulteriori risorse disponibili al di là di quelle impegnate nella messa in tensione e successiva caduta (ovvero dell'effetto agente)



La verifica di resistenza alle azioni normali può essere fatta attraverso due diverse modalità:

1. la precompressione è vista **in parte come effetto agente ed in parte come effetto resistente**. L'effetto agente (cioè fino alla predeformazione  $\bar{\varepsilon} = \sigma_p(t)/E_{sp}$ ) è introdotto lato sollecitazione:

$$N_{Sd} = \gamma_G N_G + \gamma_P N_P + \gamma_Q (N_{Q,1} + \sum_i \psi_{0,i} N_{Q,i})$$

$$M_{Sd} = \gamma_G M_G + \gamma_P M_P + \gamma_Q (M_{Q,1} + \sum_i \psi_{0,i} M_{Q,i})$$

In genere  $N_p = N_{p,iso} + N_{p,iper}$  e  $M_p = M_{p,iso} + M_{p,iper}$  sono di segno opposto rispetto alle sollecitazioni dovute alle azioni permanenti e alle azioni variabili, e quindi l'effetto agente riduce le sollecitazioni.

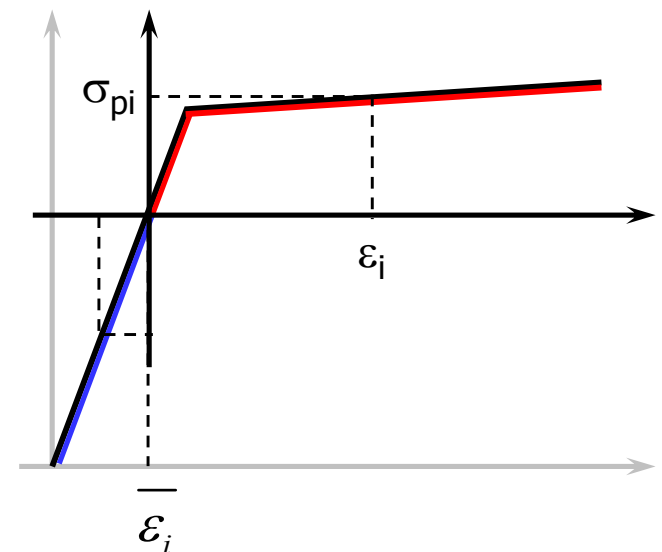
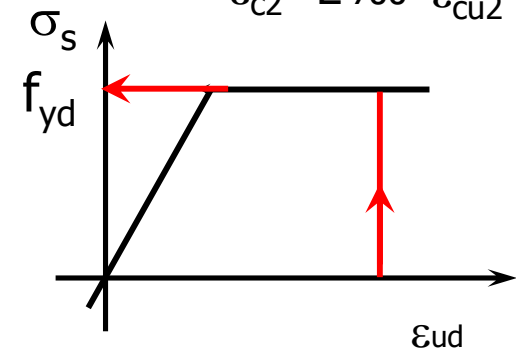
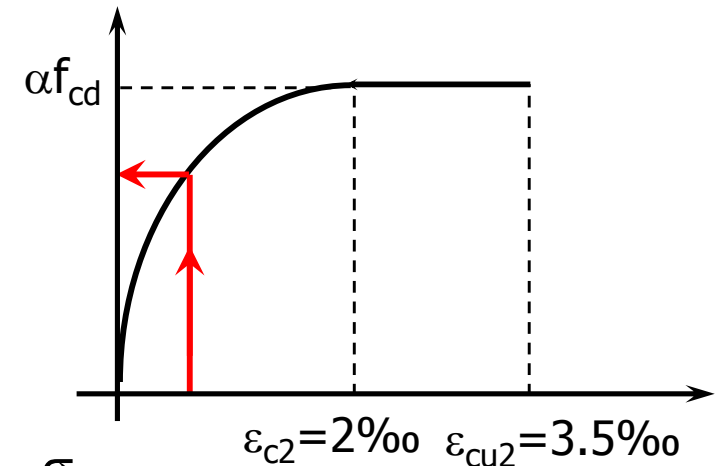
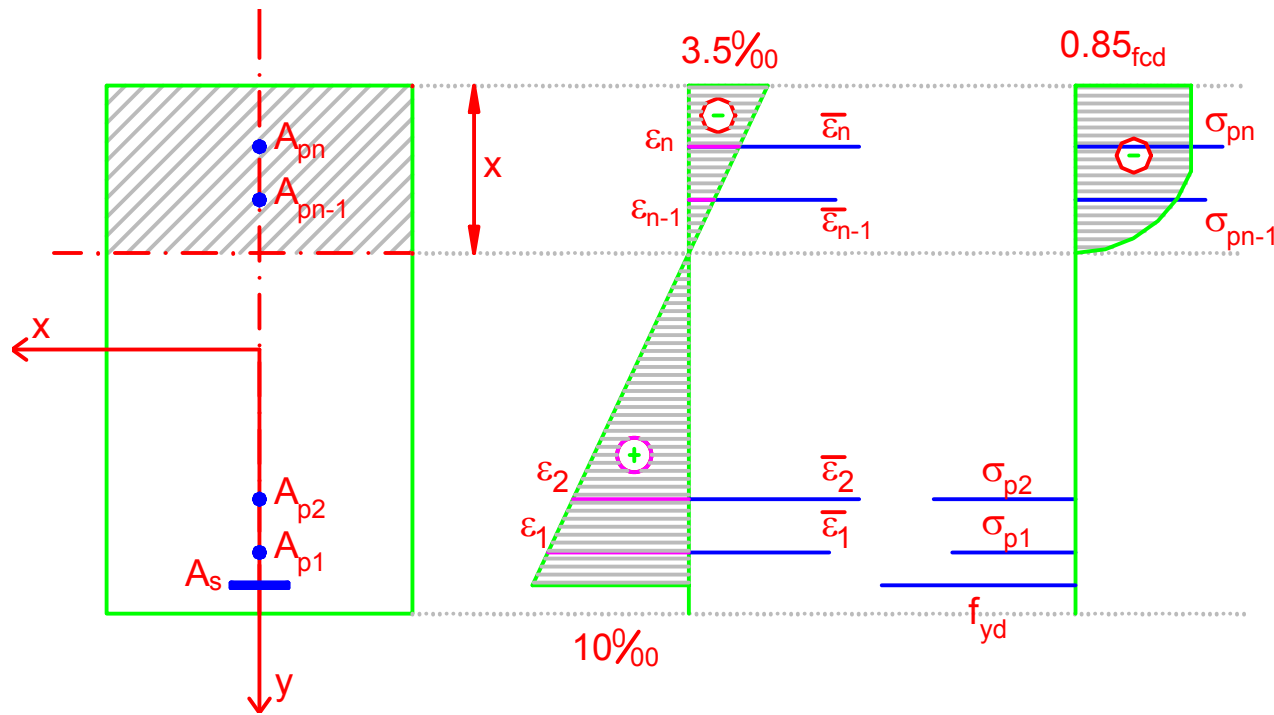
L'effetto resistente è legato alle **ulteriori risorse resistenti disponibili** al di là di quelle impegnate nella messa in tensione e successiva caduta. Ciò equivale a considerare, nella valutazione del momento resistente, l'armatura da precompressione come armatura ordinaria con legge costitutiva ottenuta da quella dell'acciaio di precompressione trasladando l'origine degli assi in corrispondenza del punto di coordinate  $\bar{\varepsilon}, \sigma_p(t)$ .

La verifica di sicurezza è soddisfatta se per

$$N_{Rd} = N_{Sd} \text{ si ha } |M_{Rd}| \geq |M_{Sd}|$$

Si consideri, a titolo esemplificativo, la sezione rettangolare in figura soggetta ad una flessione semplice; assunta una deformazione di stato limite ultimo di tentativo ( $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ ,  $\varepsilon_c = -3.5\text{‰}$ ) le caratteristiche resistenti sono:





$$N_{Rd} = -0.85 f_{cd} \beta_1 b x + \sum_{i=1}^n \sigma_{p,i} A_{p,i} + f_{yd} A_s$$

$$M_{Rd} = 0.85 f_{cd} \beta_1 x b \left( \frac{h}{2} - \beta_2 x \right) +$$

$$\sum_{i=1}^n \sigma_{p,i} A_{p,i} y_i + f_{yd} A_s y_s$$

2. la precompressione è vista **interamente come effetto resistente**:

la verifica è formalmente uguale all'equivalente verifica per le sezioni non precomprese, a patto di prendere in considerazione la

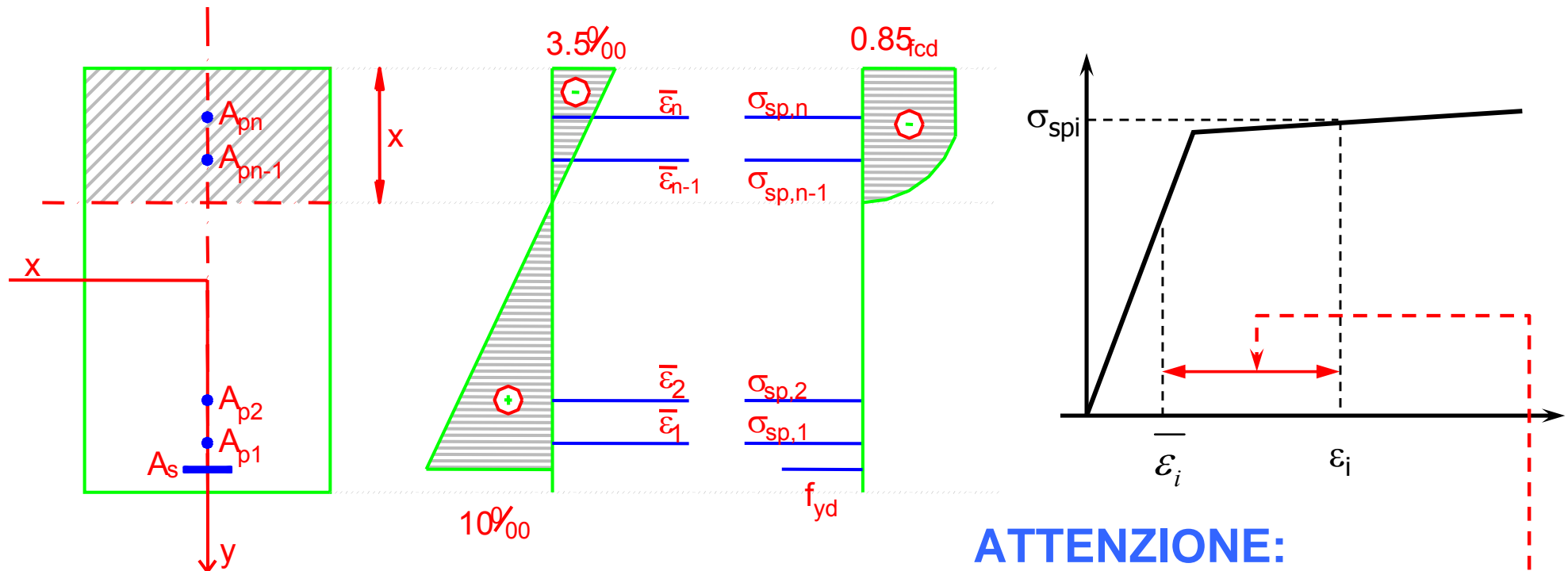
**predeformazione a livello dei cavi di precompressione**. Anche qui

per  $N_{Rd}=N_{Sd}$  si deve avere  $|M_{Rd}| \geq |M_{Sd}|$  con

$$N_{Sd} = \gamma_G N_G + \gamma_P N_{P,iperst} + \gamma_Q (N_{Q,1} + \sum_i \psi_{0,i} N_{Q,i})$$

$$M_{Sd} = \gamma_G M_G + \gamma_P M_{P,iperst} + \gamma_Q (M_{Q,1} + \sum_i \psi_{0,i} M_{Q,i}).$$

Si noti come in  $N_{Sd}$  ed  $M_{Sd}$  compaia il solo effetto iperstatico della precompressione per cui queste risultino maggiori rispetto a quelle calcolate con il metodo precedente. L'effetto isostatico della precompressione compare lato resistenza, nella cui valutazione, come già detto si tiene conto della  $\bar{\varepsilon}$ , e quindi anche la resistenza risulta superiore rispetto a quella calcolata con il metodo precedente.



## ATTENZIONE:

la  $\sigma_{sp,i}$  è relativa alla deformazione totale del cavo  $i$ -esimo data dalla somma di quella impressa e di quella relativa alla planarità della sezione

$$N_{Rd} = -0.85 f_{cd} \beta_1 x b + \sum_{i=1}^n \sigma_{p,i} A_{p,i} + f_{yd} A_s$$

$$M_{Rd} = 0.85 f_{cd} \beta_1 x b \left( \frac{h}{2} - \beta_2 x \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{p,i} A_{p,i} \left( \frac{h}{2} - y_i \right) + f_{yd} A_s \left( \frac{h}{2} - y_s \right)$$

## ► Stato limite ultimo per taglio e torsione

La verifica ultima a taglio di elementi precompressi, può risultare notevolmente complessa per via della necessità di tenere conto delle sollecitazioni concomitanti (campo di compressione dovuti al taglio e alla precompressione). L'EN1992 semplifica notevolmente l'approccio, portando ad una formulazione che risulta, in genere, a favore di sicurezza. In pratica il taglio agente viene ridotto della sollecitazione tagliante dovuta alla precompressione (che nel caso di struttura isostatica coincide con la componente verticale della forza di precompressione). Il limite di resistenza degli elementi per i quali non è previsto il calcolo delle armature a taglio ( $V_{Rd1}$ ) è incrementato per tener conto dell'effetto arco-tirante.

La resistenza dei campi di compressione d'anima ( $V_{Rd2}$ ) è modificata per prendere in considerazione l'interazione fra compressioni longitudinali ed inclinate:

$$V_{Rd1} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rd2} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$v_1 = 0,6 \quad \text{per } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{per } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cw} = 1 \quad \text{per strutture non precomprese}$$

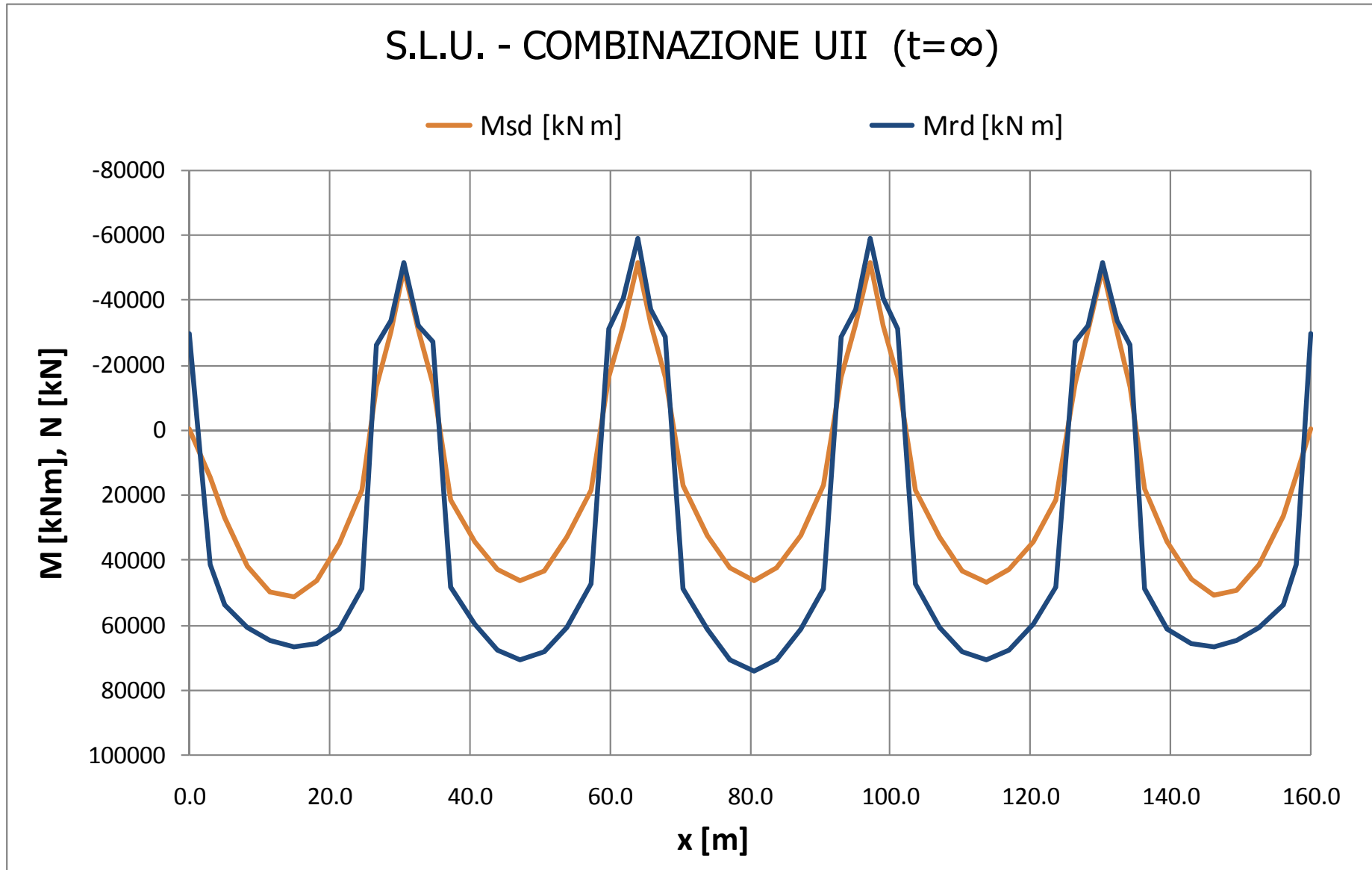
$$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{per } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{per } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}$$

Infine l'armatura di precompressione può essere utilizzata per l'assorbimento dell'incremento di tiro nel corrente teso.

# Andamento sollecitazioni (escluse sollecitazioni isostatiche precompressione)



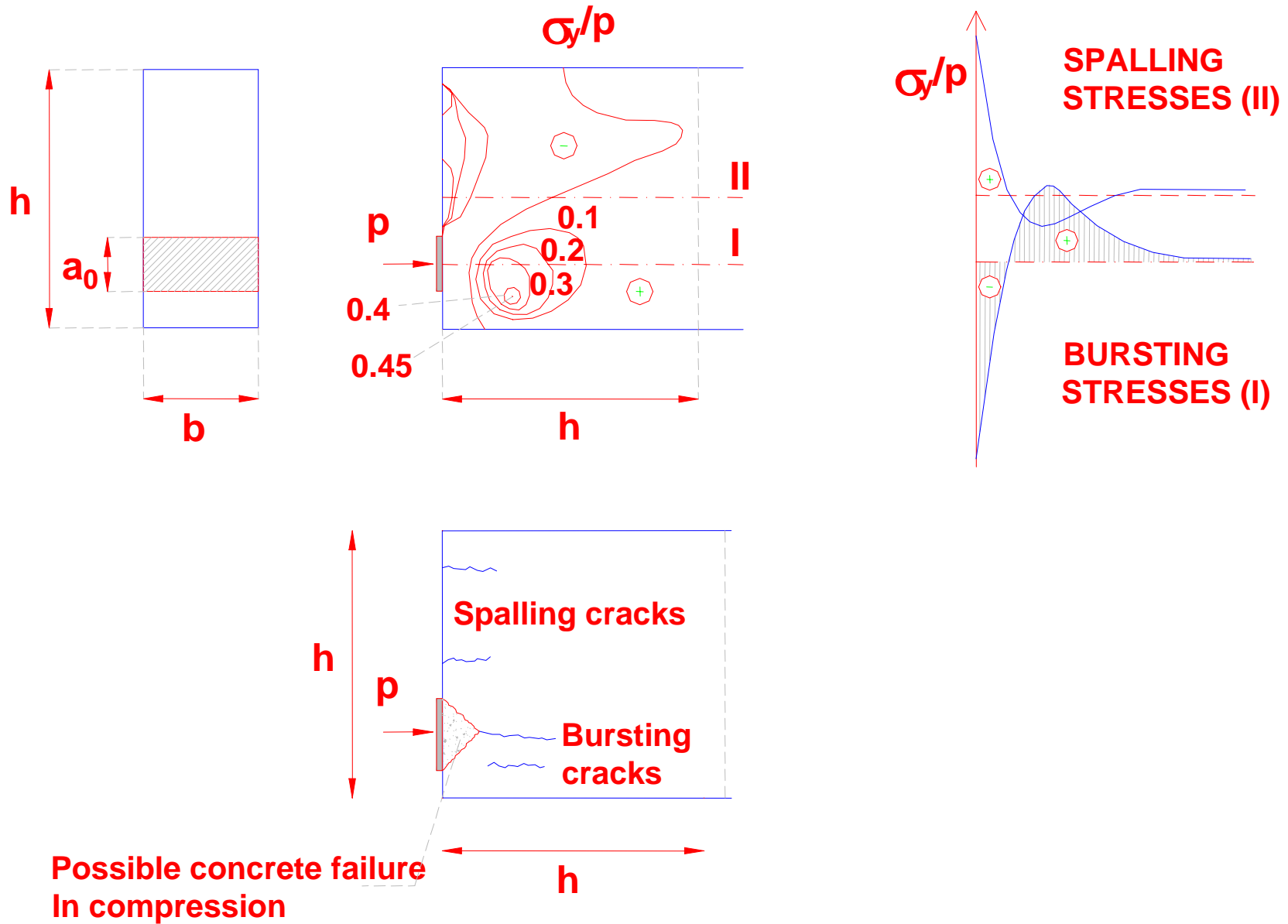
# TRASFERIMENTO DELLA PRECOMPRESSIONE

## ■ POST-TENSIONE

**Azioni concentrate** in corrispondenza degli ancoraggi di estremità e/o di eventuali deviatori.

**Zona di ancoraggio:** parte di struttura compresa fra la faccia terminale di applicazione della forza di precompressione e la sezione in cui si raggiunge una distribuzione lineare delle deformazioni.

Insorgono **trazioni trasversali (bursting, spalling)**

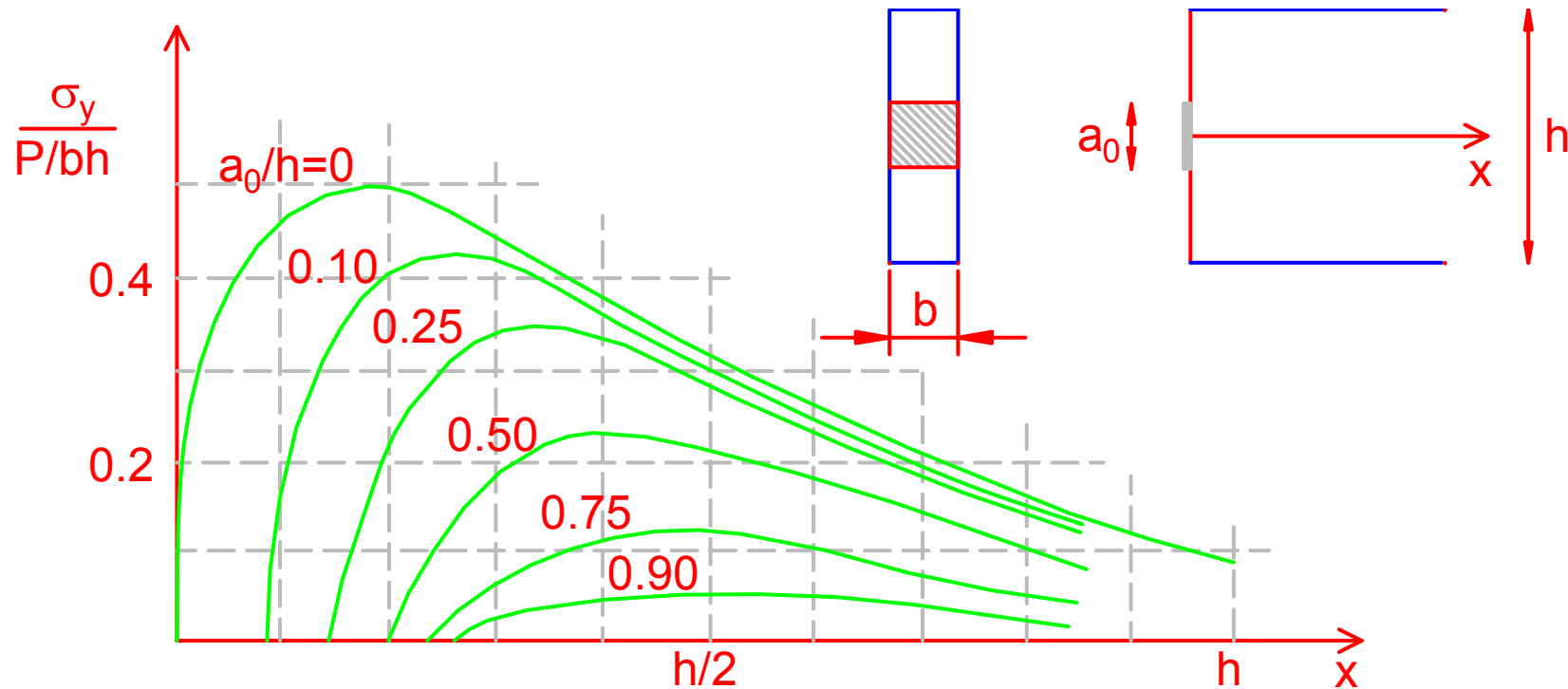




L'andamento delle tensioni dipende da:

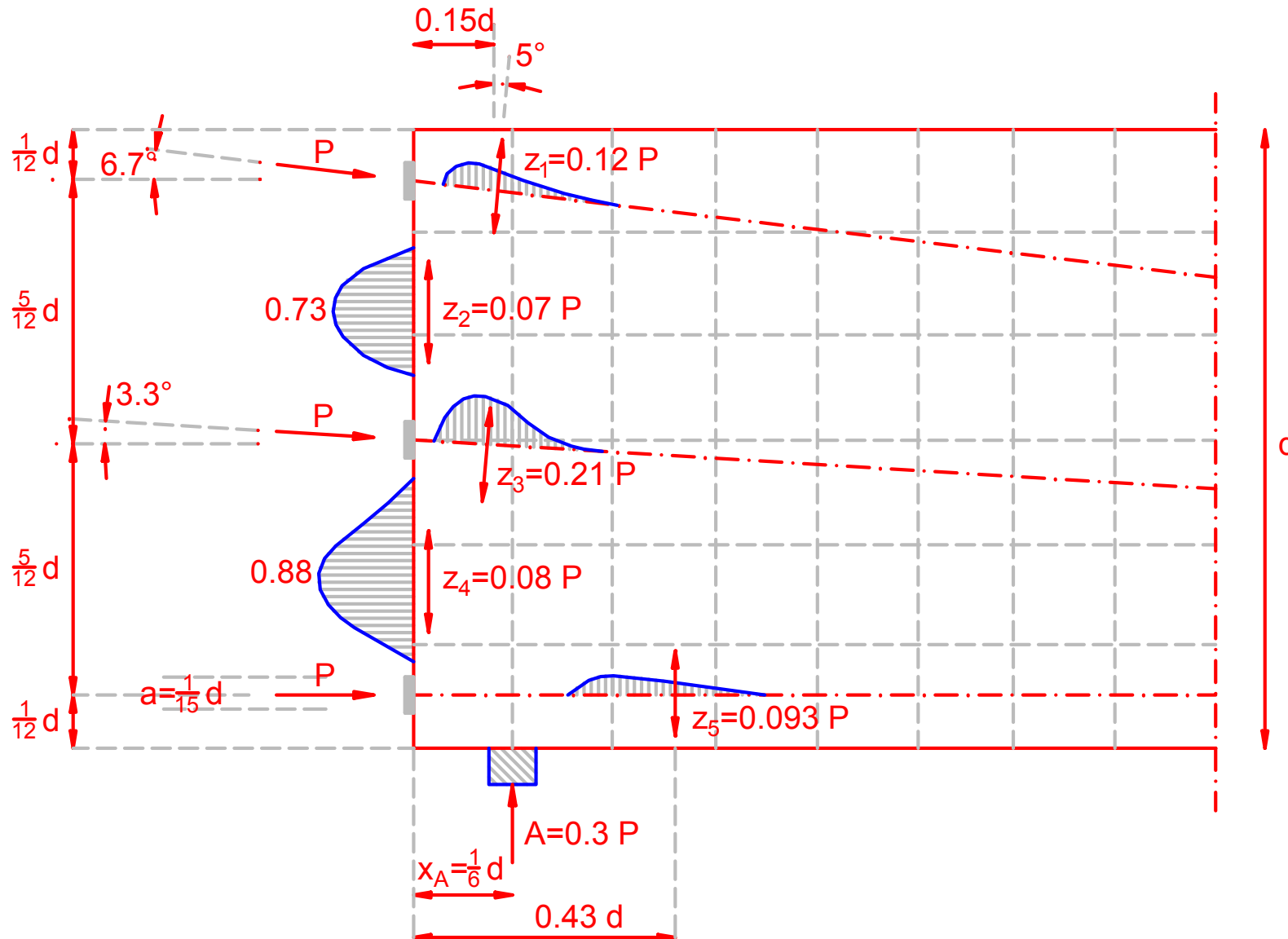
- eccentricità del cavo
- inclinazione del cavo
- area della piastra di ancoraggio  
(rispetto alle dimensioni  
trasversali della struttura)
- spessore dell'anima
- presenza di più livelli di cavi
- tipo di ancoraggio
- armatura trasversale
- armatura longitudinale
- resistenza del calcestruzzo
- effetti di ritiro e fluage
- presenza di forze trasversali  
esterne (reazioni vincolari)

## ▶ VALUTAZIONE ELASTICA DELLE TENSIONI



Andamento delle tensioni di bursting secondo Guyon

Più complessa è la determinazione delle tensioni di spalling (che raggiungono il massimo valore in corrispondenza della superficie caricata e diminuiscono rapidamente allontanandosi da essa), in quanto fortemente influenzata dal tipo di ancoraggio. In particolare, se vi sono più cavi, le tensioni di spalling possono notevolmente aumentare, come si può osservare da una serie di prove fotoelastiche realizzate da Sargious; in essa, oltre alle tensioni trasversali di bursting, sono evidenti tensioni di spalling fra le zone direttamente caricate, con valori massimi prossimi al 90% della tensione uniforme di compressione, e più del doppio della massima tensione di bursting



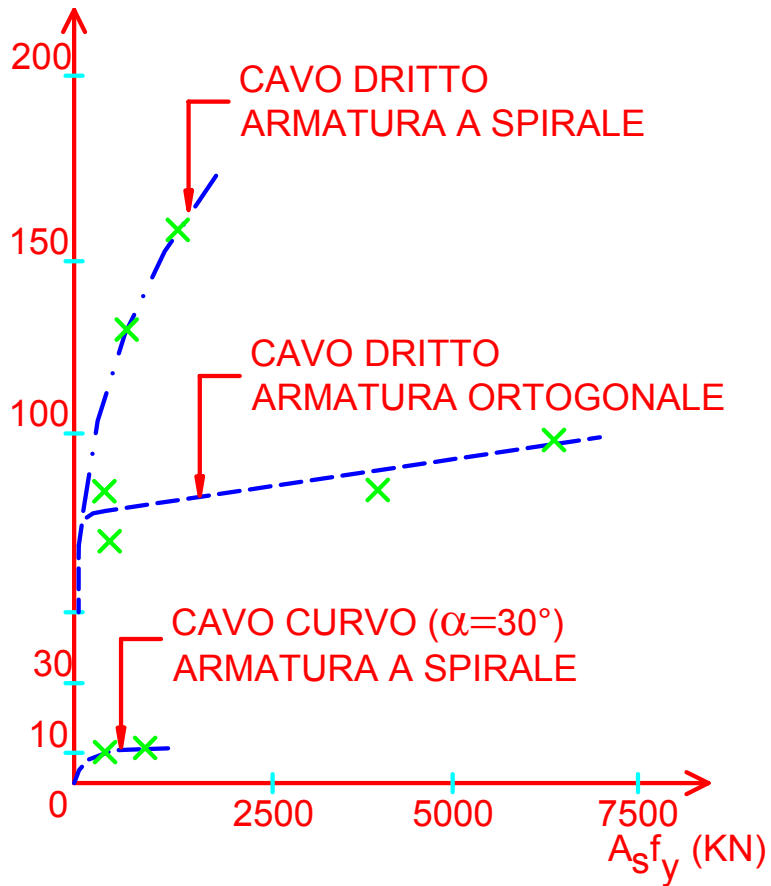
**ATTENZIONE:** calcestruzzo → materiale non resistente a trazione con comportamento non lineare per tensioni superiori a  $0.4f_{ck}$

ANALISI ELASTICA PURAMENTE INDICATIVA → STRUTS & TIES

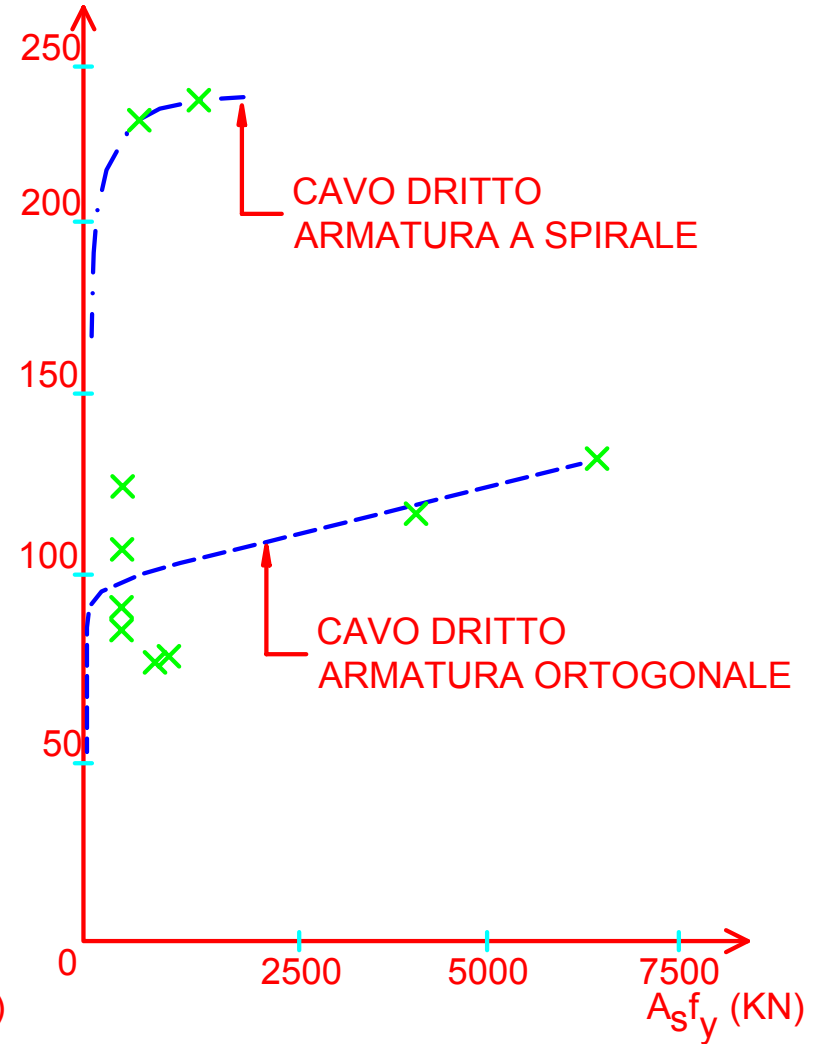
Un ruolo molto importante nella definizione della risposta è ricoperto dall'**armatura trasversale** presente, non solo nella zona di bursting, ma soprattutto nelle immediate vicinanze dell'ancoraggio.

Un'armatura ben disposta può, infatti, operare un effetto cerchiante, ed elevare sostanzialmente la soglia di fessurazione, nonché la resistenza a compressione del calcestruzzo. L'incremento di capacità portante e del carico di fessurazione possono essere osservati sperimentalmente, come riportato in figura, in funzione dei diversi tipi di armatura.

INCREMENTO CARICO DI FESSURAZIONE  
RISPETTO ALL'ASSENZA DI ARMATURE



INCREMENTO CARICO DI ROTTURA  
RISPETTO ALL'ASSENZA DI ARMATURE



Nelle pagina successiva sono riportati alcuni meccanismi resistenti classici, sia nel piano verticale che in quello orizzontale. Il flusso delle forze è influenzato principalmente da:

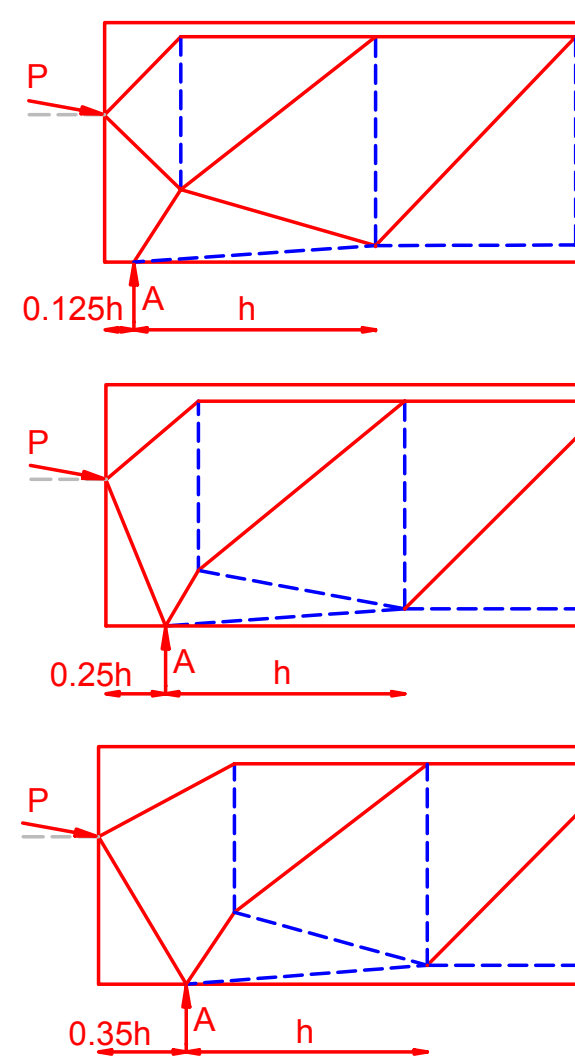
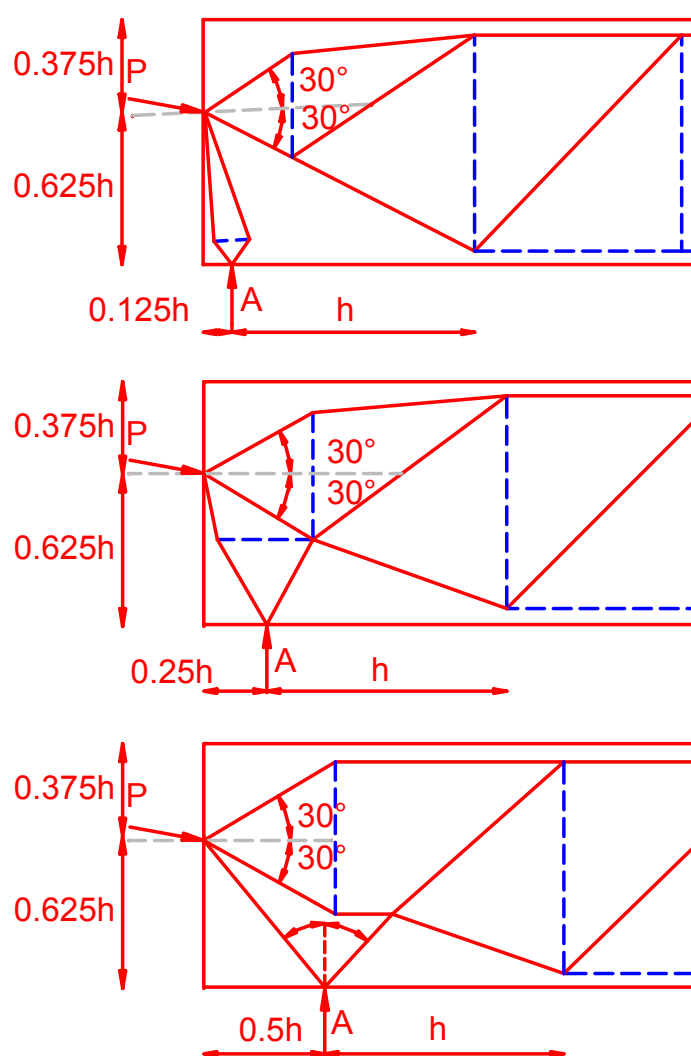
- inclinazione del cavo
- valore della forza  $P$  rispetto alla reazione  $A$
- stato di tensione (fessurato, non fessurato), sia in prossimità che, soprattutto lontano dalla zona disturbata.

Nelle strutture da ponte a sezione scatolare si ha sovente la necessità di ancorare i cavi in sezioni intermedie. Si creano allora degli alloggiamenti all'interno del cassone (lesene); in tal modo si hanno deviazioni sia nel piano verticale che in quello orizzontale, con conseguenti trazioni in ogni piano. Un classico traliccio, con le relative soluzioni in termini di armature, è riportato in successione.

$A/P=0.25$

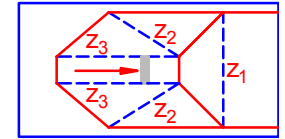
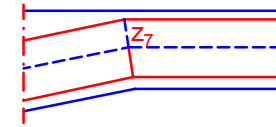
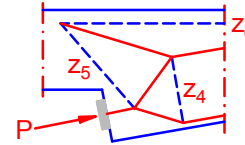
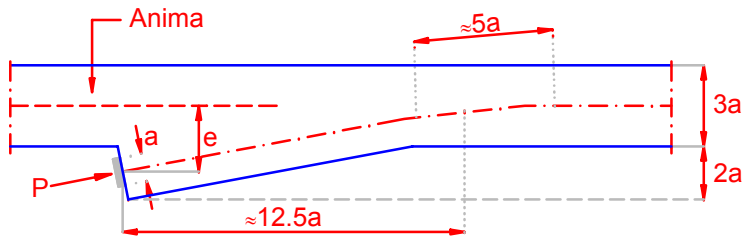
$A/P=1.0$

--- TIRANTI  
 — PUNTONI

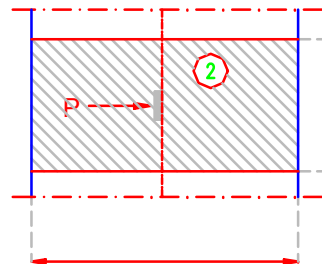
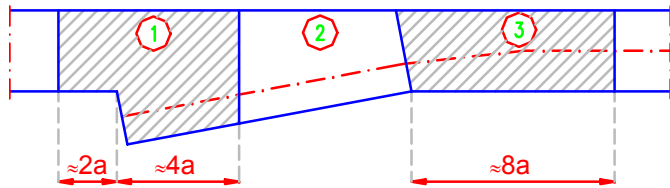




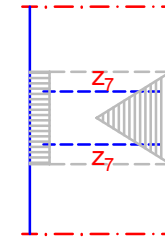
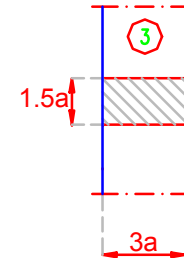
Sezione orizzontale



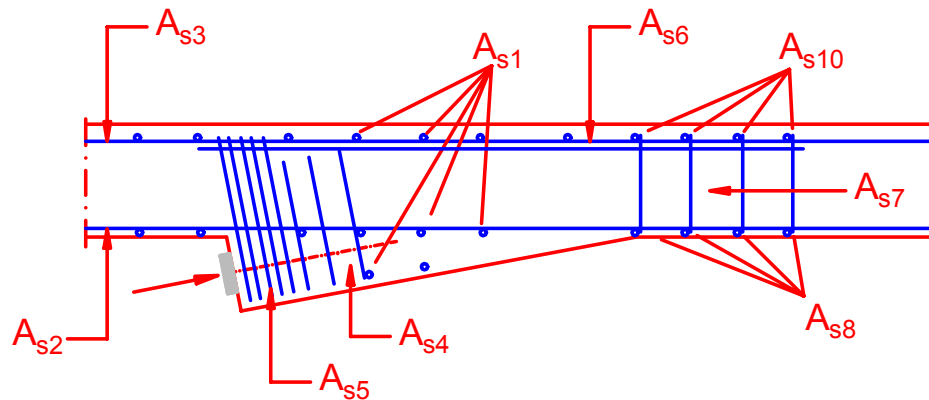
Vista frontale nella zona di ancoraggio



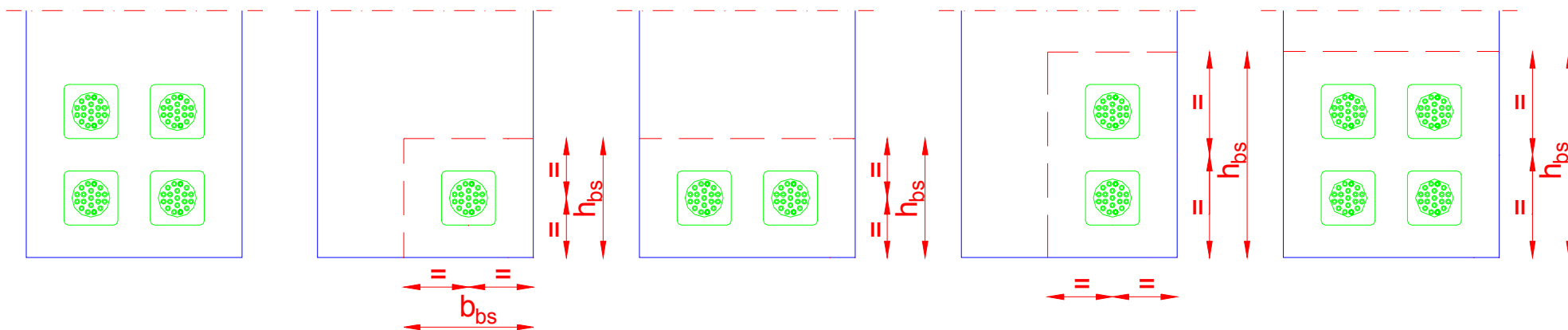
Sezione verticale nella zona di ancoraggio



Disposizione dell'armatura



- ▶ CALCOLO ARMATURA DI BURSTING (metodo del prisma equivalente, MC90)
- La larghezza e l'altezza del prisma dipendono dalla dimensione della piastra di ancoraggio (post-tensione) o dalla disposizione dei trefoli (pre-tensione). Nel caso di presenza di più piastre di ancoraggio deve essere considerata la situazione più sfavorevole fra la singola piastra o gruppi di piastre.



➤ La lunghezza del prisma vale:

per post-tensione  $l_{bs} = h_{bs}$

per pre-tensione  $l_{bs} = \sqrt{h_{bs}^2 + (0.6 \cdot l_{bpt})^2} \geq l_{bpt}$

➤ Braccio di leva delle forze di bursting  $z_{bs} = 0.5 \cdot l_{bs}$

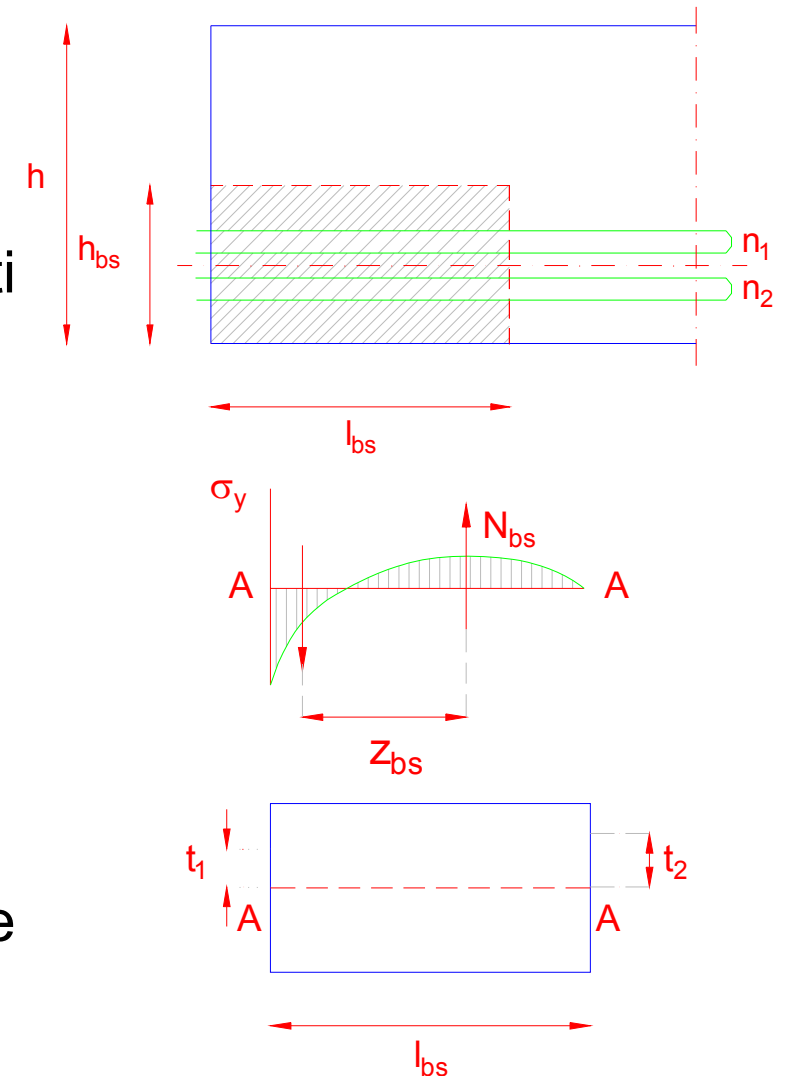
➤ Individuata la sezione A-A in corrispondenza del baricentro del prisma, la forza di bursting può essere determinata scrivendo un'equazione di equilibrio alla rotazione del semiprisma in presenza:

- ad un'estremità delle forze concentrate dovute ai trefoli e/o ai cavi
- all'altra estremità delle tensioni nel calcestruzzo (dovute alle stesse forze) supposte uniformemente distribuite sull'area del prisma
- delle forze di bursting.

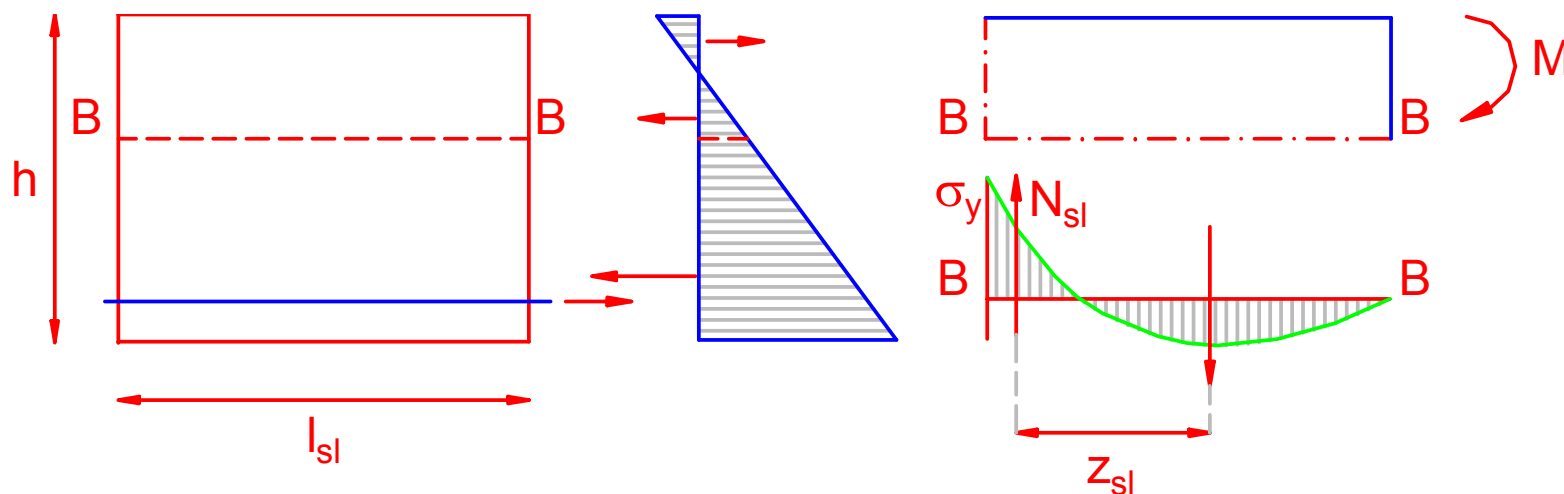
$$N_{bs} = \frac{\frac{1}{2}(n_1 + n_2) \cdot t_2 - n_1 \cdot t_1}{z_{bs}} \gamma_1 \cdot F_{sd} \quad \dashrightarrow \quad A_{sbs} = \frac{N_{bs}}{f_{syd}}$$

### (Armatura da disporre fra $l_{bs}/3$ e $l_{bs}$ )

- $t_1$  distanza fra il baricentro dei trefoli contenuti nel semiprisma e il baricentro del prisma
- $t_2$  distanza fra il baricentro delle tensioni nel cls del semiprisma ed il baricentro del prisma
- $n_1$  ed  $n_2$  numero di trefoli sopra e sotto la sezione A-A rispettivamente
- $F_{sd}$  tiro di progetto dei singoli trefoli
- $\gamma_1 = 1.1$  (coefficiente di sicurezza parziale che tiene conto di un eventuale sovratensione)



► CALCOLO ARMATURA DI SPALLING (metodo del prisma equivalente, MC90)



► Lunghezza prisma  $l_{sl} = \sqrt{h^2 + (0.6 \cdot l_{bpt})^2} \geq l_{bpt}$

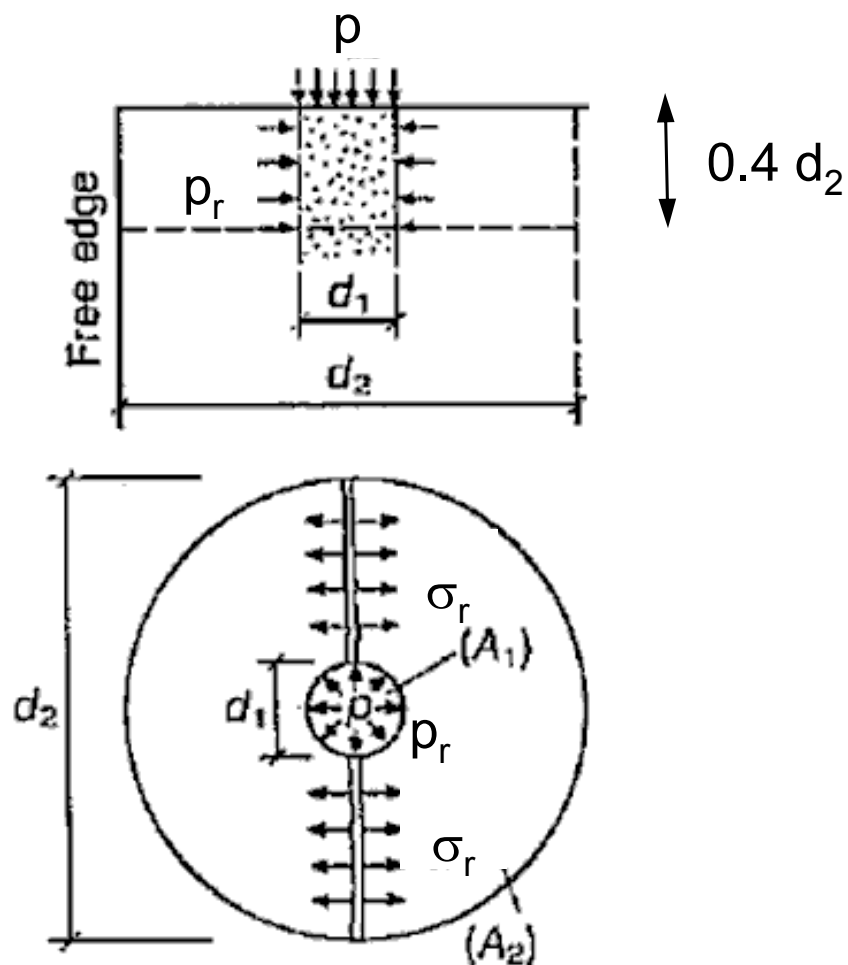
► Braccio di leva delle forze di spalling  $z_{sl} = 0.5 \cdot l_{sl}$

- Forza di spalling e relativa armatura:

$$N_{sl} = \frac{M}{z_{sl}} \quad \dashrightarrow \quad A_{ssl} = \frac{N_{sl}}{f_{syd}}$$

dove M è il momento dato dalle tensioni nel calcestruzzo, con distribuzione alla Bernoulli-Navier, rispetto alla sezione B-B, che deve essere scelta in modo tale che lungo tale sezione non vi siano tensioni di taglio. **Armatura da disporre in corrispondenza della faccia terminale della trave**

## ► Spalling sulla superficie terminale



If we apply a pressure  $p$  on the anchorage plate, assumed as a circular area  $A_1$  of diameter  $d_1$ , we get a radial pressure normal to the direction of  $p$  given by

$$p_r = \frac{p}{10} \frac{d_2 - d_1}{d_1}$$

Where  $d_2$  is twice the distance of the anchorage axis from the free edge and generally  $2d_1 < d_2 < 4d_1$

and  $0.4 d_2$  is the depth of the transverse tension splitting region.

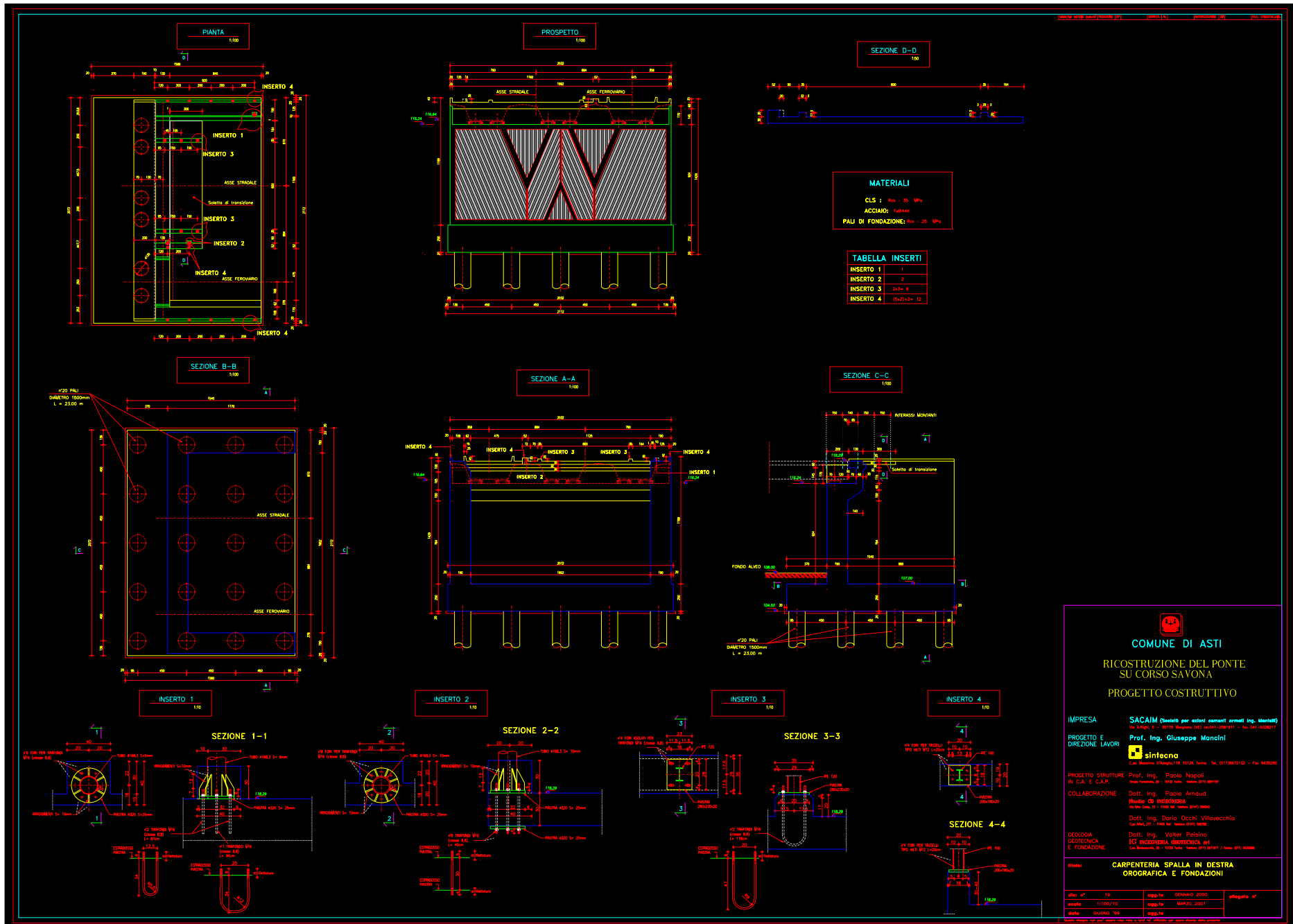
The spalling force and the subsequent reinforcement is then:

$$N_{snef} = p_r \cdot d_1 \cdot 0.4 d_2 \quad \text{--->} \quad A_{snef} = \frac{N_{snef}}{f_{syd}}$$

The reinforcement should be placed in the thickness  $0.4 d_2$ .







**COMUNE DI ASTI**  
RICOSTRUZIONE DEL PONTE SU CORSO SAVONA  
PROGETTO COSTRUTTIVO

IMPRESA **SACAIM** (Selezio per esecoi elementi armati Ing. Manfredi)  
Via Alpi, 6 - 10170 Moncalvo (VC) tel.011-238181 - fax.011-522817

PROGETTO E DIREZIONE LAVORI **Prof. Ing. Giuseppe Mancini**

**simfona**  
C.A. Simfona S.p.A. Via 10126 Torino - Tel. 011/9492132 - Fax. 949300

PROGETTO STRUTTURE Prof. Ing. Paolo Napoli  
IN C.A. E C.A.P. **Paolo Napoli**  
Via Fratelli, 28 - 10126 Torino - Telefono 011/949307

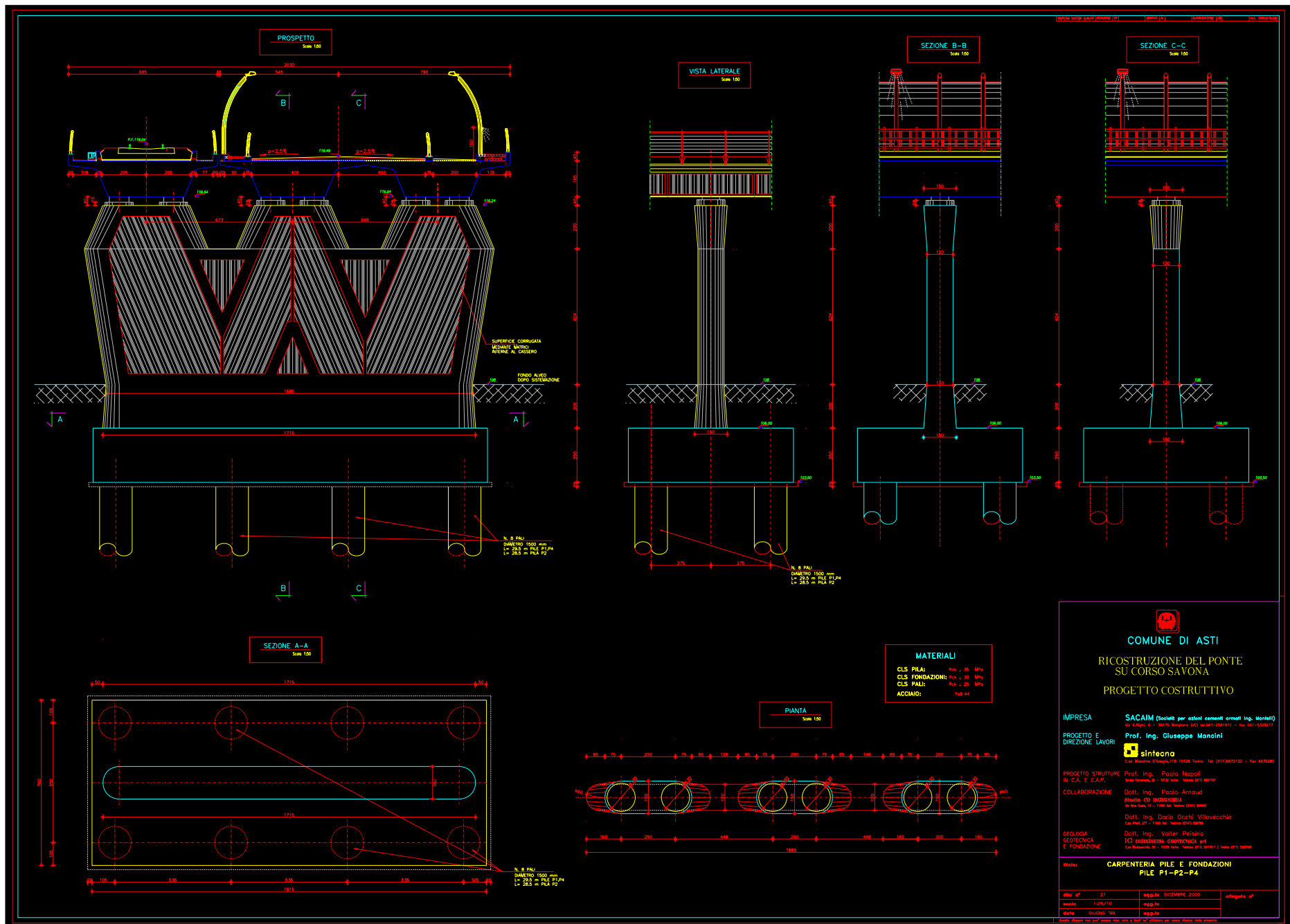
COLLABORAZIONE Dott. Ing. Paolo Annard  
**Paolo Annard**  
Via San Tommaso, 11 - 10126 Torino - Telefono 011/949307

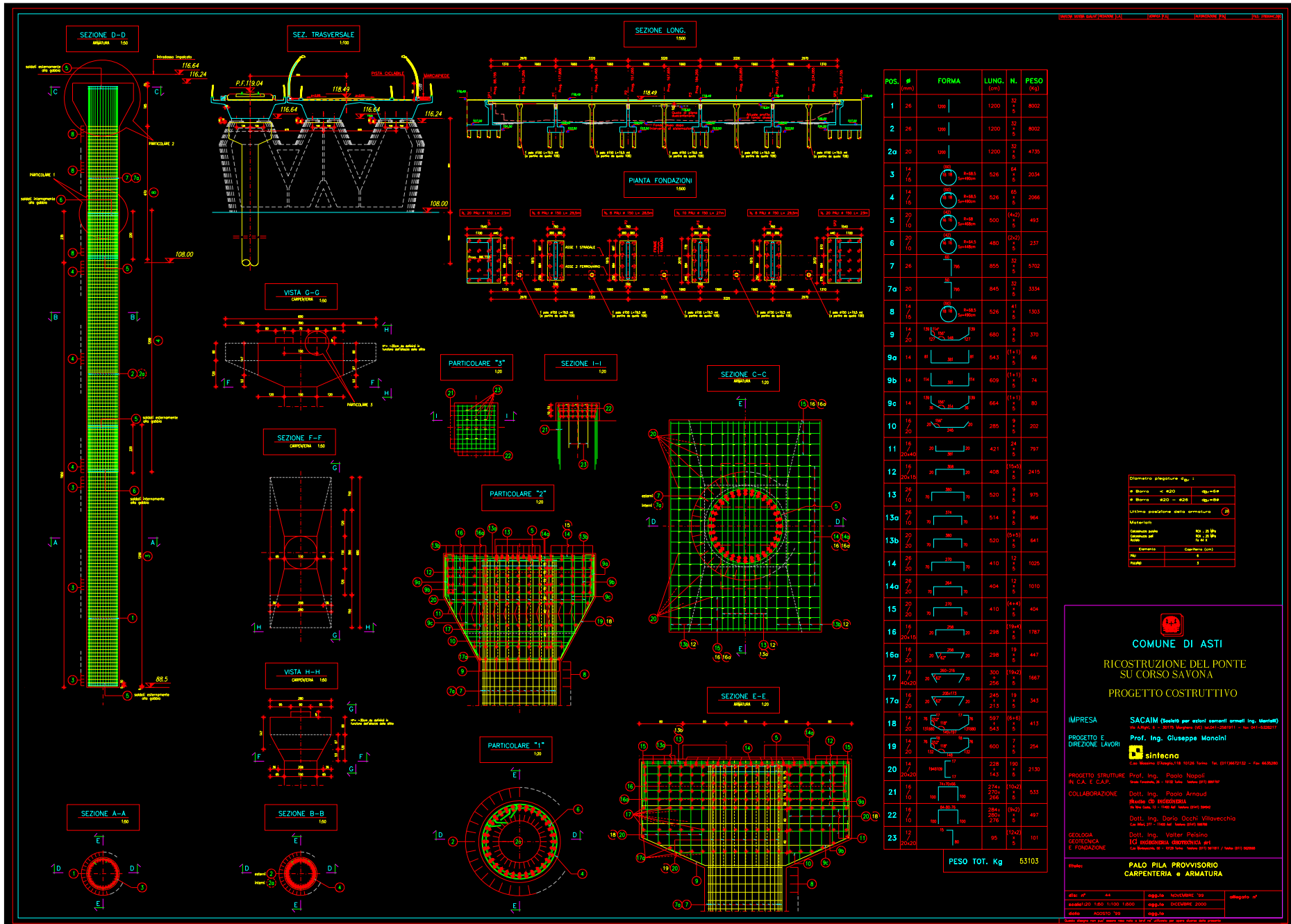
Dott. Ing. Dario Occhi Villavecchia  
Via Roma, 217 - 10026 Asti - Telefono 011/319918

Dott. Ing. Walter Peisano  
**ING. INGEGNERIA GEOLOGICA, GEOTECNICA E FONDAZIONI**  
Via Belfiore, 28 - 10126 Torino - Telefono 011/949307 - Telefax 011/302888

Stato **CARPENTERIA SPALLA IN DESTRA OROGRAFICA E FONDAZIONI**

data	19	oggetto	GENNAIO 2000	disegnato	
data	1/10/00/10	oggetto	MARZO 2001	disegnato	
data	GRUPPO '08	oggetto		disegnato	





**Dimensioni piastre d'ogni:**

di Beton	400	Ø=Ø
di Beton	400	Ø=Ø

**Materiali:**

Calcestruzzo	150	20 MPa
Acciaio	100	500 MPa

**COMUNE DI ASTI**

**RICOSTRUZIONE DEL PONTE SU CORSO SAVONA**

**PROGETTO COSTRUTTIVO**

**IMPRESA:** SACAIM (Società per azioni cementi armati Ing. Manfrotti)  
 Via A. Moro, 6 - 10176 Marghera (TV) - Tel. 0422/338111 - Fax 0422/338117

**PROGETTO E DIREZIONE LAVORI:** Prof. Ing. Giuseppe Manfrotti

**COLLABORAZIONE:** **sineteca**  
 Prof. Ing. Paolo Napoli  
 Dott. Ing. Paolo Annand  
 Dott. Ing. Dario Occhi Villavecchia  
 Dott. Ing. Valter Pelsino

**GEOLÓGIA E FONDAZIONE:** I.C. INGEGNERIA GEOTECNICA S.p.A.  
 Via S. Giovanni, 16 - 10129 Asti - Tel. 011/4811111 - Fax 011/4811111

**PRODOTTORE:** PAOLO PILA PROVVISORIO CARPENTERIA • ARMATURA