



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRIESTE
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA e ARCHITETTURA

LAUREA MAGISTRALE
IN INGEGNERIA CIVILE

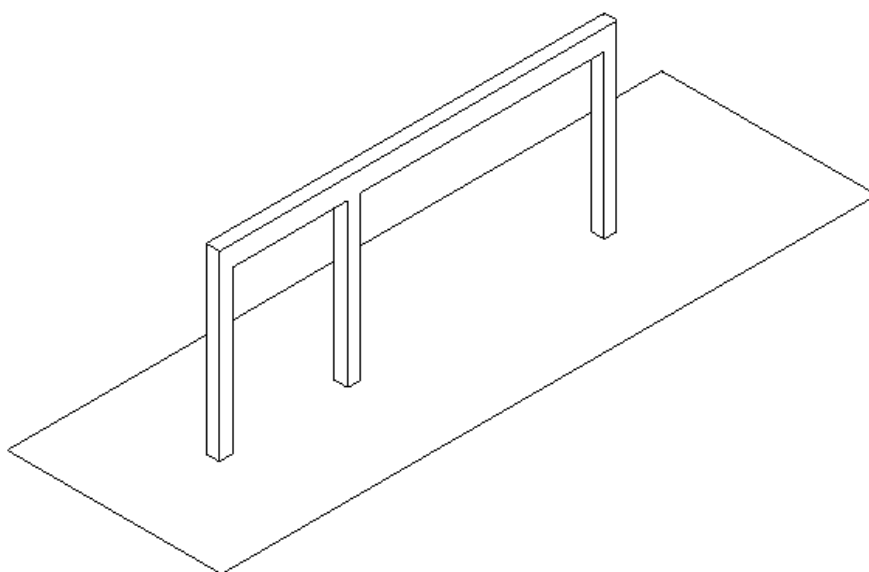
CORSO DI
COSTRUZIONI IN C.A. (481MI)

a.a. 2025/ 26

Docente: dott. ing. Isaia CLEMENTE

ESERCITAZIONE:

PROGETTO DI UN TELAIO IN C.A. AGLI S.L.



Marzo 2026 - v. 2.0

INDICE

1. GENERALITA'	4
1.1. Relazione generale sulle strutture	4
1.2. Normativa di riferimento.....	5
1.3. Relazione sulle caratteristiche dei materiali.....	6
1.3.1. Calcestruzzo	6
1.3.2. Acciaio da c.a.....	6
2. RELAZIONE DI CALCOLO	7
2.1. Analisi dei carichi.....	7
2.2. Primitivo dimensionamento	7
2.3. Progetto della trave agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.).....	7
2.3.1. Schema statico adottato	7
2.3.2. Azioni di progetto	8
2.3.3. Determinazione delle sollecitazioni	8
2.3.4. Spuntamento del diagramma del momento flettente	13
2.3.5. Ridistribuzione	14
2.3.6. Traslazione.....	14
2.3.7. Caratteristiche sollecitanti delle sezioni	15
2.3.8. Dimensionamento delle armature	16
2.3.8.1. Sezione B	17
2.3.8.2. Sezione BC.....	17
2.3.9. Verifica a momento flettente	18
2.3.9.1. Sezione B – momento negativo.....	19
2.3.9.2. Sezione BC – momento positivo	20
2.3.9.3. Riassunto sezioni	22
2.3.9.4. Diagramma dei momenti resistenti	23
2.3.10. Dimensionamento delle staffe (armature a taglio)	24
2.3.11. Verifica a taglio.....	24
2.3.11.1. Taglio resistente	25
2.3.11.2. Verifica taglio massimo.....	26
2.3.11.3. Diagramma del taglio resistente	27
2.3.12. Zone con carichi concentrati o zone d'appoggio.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.3.13. Armatura longitudinale agli appoggi.....	27
2.3.14. Ancoraggio	28
2.3.15. Giunzioni	29

2.4. Verifiche della trave nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.).....	30
2.4.1. Azioni di progetto	30
2.4.2. Stato limite delle tensioni di esercizio.....	34
2.4.3. Fessurazione.....	37
2.4.4. Stato limite di deformazione.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.5. Progetto dei pilastri agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.).....	38
2.5.1. Sollecitazioni di progetto	38
2.5.2. Predimensionamento	39
2.5.3. Verifica elementi snelli.....	43
2.5.3.1. Verifica snellezza.....	44
2.5.3.2. Verifica instabilità.....	41
2.5.4. Costruzione del Dominio di Resistenza.....	42
2.5.4.1. Calcolo del dominio di resistenza Pilastri 1-2-3	44
2.5.4.2. Verifica a pressoflessione.....	44
2.5.4.3. Il programma VcaSlu	45
2.5.5. Staffe.....	47
2.5.6. Giunzioni.....	47
2.6. Verifiche dei pilastri nei confronti degli S.L.E. (Tensioni di Esercizio)	52
2.7. Plinti	50
2.7.1. Progetto Plinto 2	50
2.7.1.1. Predimensionamento.....	50
2.7.1.2. Verifica stato limite ultimo.....	50
2.7.1.3. Verifica punzonamento.....	51
APPENDICE A	58
APPENDICE B	56
La Pagina Utile.....	56

1. GENERALITA'

1.1. Relazione generale sulle strutture

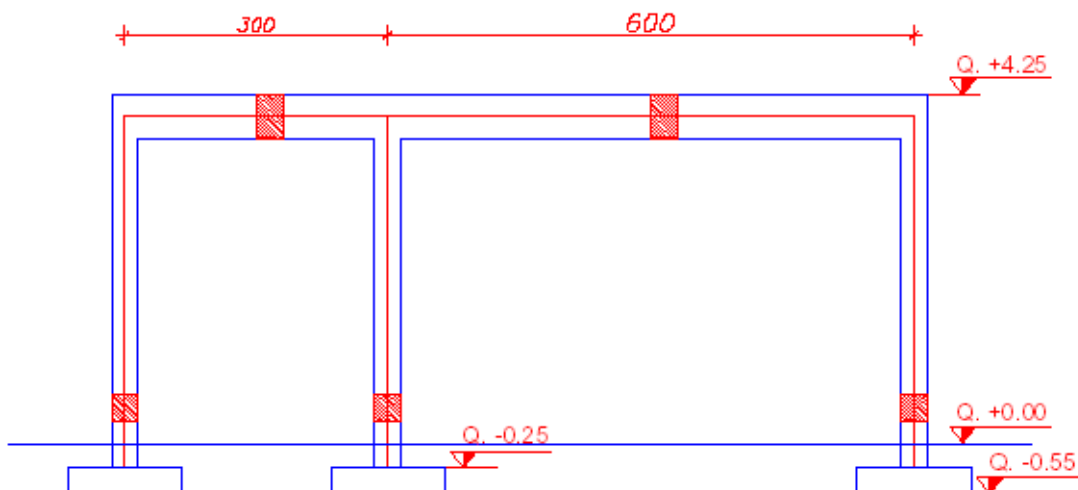
Si tratta di un telaio piano in cemento armato normale realizzato in opera.

In particolare, risulta costituito da due campate ed un solo piano, con fondazioni a plinti isolati: le campate misurano rispettivamente 3.00 e 6.00 metri, mentre la quota dell'estradosso della trave è posta a 4.25 m rispetto al piano campagna.

Ai fini di questa progettazione si osserva che il telaio è considerato a nodi fissi, in quanto si è ipotizzato l'esistenza di una struttura controventante che riprenda i carichi orizzontali (vento e sisma). La struttura controventante potrebbe essere un nucleo scale/ascensore e/o una serie ben organizzata di setti in c.a.

Le opere strutturali consistono in:

- fondazioni superficiali a plinto in c.a.
- trave in c.a.
- pilastri in c.a.



1.2. Normativa di riferimento

Tutti i calcoli, esposti di seguito, sono eseguiti secondo i criteri della scienza delle costruzioni.

Le verifiche sono svolte utilizzando il metodo degli stati limite (S.L.).

Le unità di misura utilizzate sono quelle del Sistema Internazionale.

Gli elementi strutturali non espressamente riportati nella relazione sono stati comunque calcolati e dimensionati secondo i criteri sopra citati. Analogamente le verifiche che non risultano esplicitate s'intendono comunque soddisfatte.

Tutti i calcoli e le verifiche sono redatti in conformità alla normativa vigente in materia, cioè:

- [L. 5/11/1971 n. 1086](#) – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”
- [D.M. LL.PP. 16/01/96](#) – “Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
- [Circolare Ministero dei Lavori Pubblici n° 156 AA.GG./STC dd. 04.07.1996](#) – “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 09.01.1996”;
- [D.M. LL.PP. 09/01/96](#) – “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- [Circolare Ministero dei Lavori Pubblici n° 252 AA.GG./S.T.C.](#) – “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al decreto ministeriale 09.01.1996”;
- [D.M. 14/01/2008](#) – Norme tecniche per le costruzioni
- [D.M. 17/01/2018](#) – Aggiornamento "Norme tecniche per le costruzioni";
- [Circolare 21/01/2019](#) - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;

1.3. Relazione sulle caratteristiche dei materiali

1.3.1. Calcestruzzo

Per tutti gli elementi in c.a. si prescrive le seguenti caratteristiche:

$$R_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 0.83 R_{ck} / 1.6 = 12.97 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.27 (R_{ck})^{2/3} = 2.30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 1.61 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / 1.6 = 1.01 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 5700 (R_{ck})^{1/2} = 28500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\varepsilon_{cu} = 3.5\%$$

1.3.2. Acciaio da c.a.

FeB44k

$$f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sd} = f_{yk} / 1.15 = 374 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 208000 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{su} = 10\%$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{sd} / E_s = 1.8\%$$

N.B.

Nell'esercizio seguente sono stati assunti i seguenti valori (normative precedenti alle NTC)

FeB44k	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 430 / 1.15 = 374 \text{ MPa}$
--------	---

coeff. cls	$\gamma_c = 1.6$
------------	------------------

coeff. azioni perm.	$\gamma_G = 1.4$
---------------------	------------------

2. RELAZIONE DI CALCOLO

2.1. Analisi dei carichi

Si assumono le seguenti azioni caratteristiche:

p.p.	da valutare
sovraccarico permanente	= 30 kN/m
sovraccarico variabile	= 10 kN/m

2.2. Primissimo dimensionamento

Si esegue un primissimo dimensionamento degli elementi strutturali al fine di eseguire una corretta analisi delle sollecitazioni.

Tale predimensionamento avviene seguendo semplici relazioni di base della scienza e tecnica delle costruzioni, semplificando il problema a schemi statici elementari.

Dopo qualche tentativo e con il crescere dell'esperienza si trovano velocemente le sezioni ottimali.

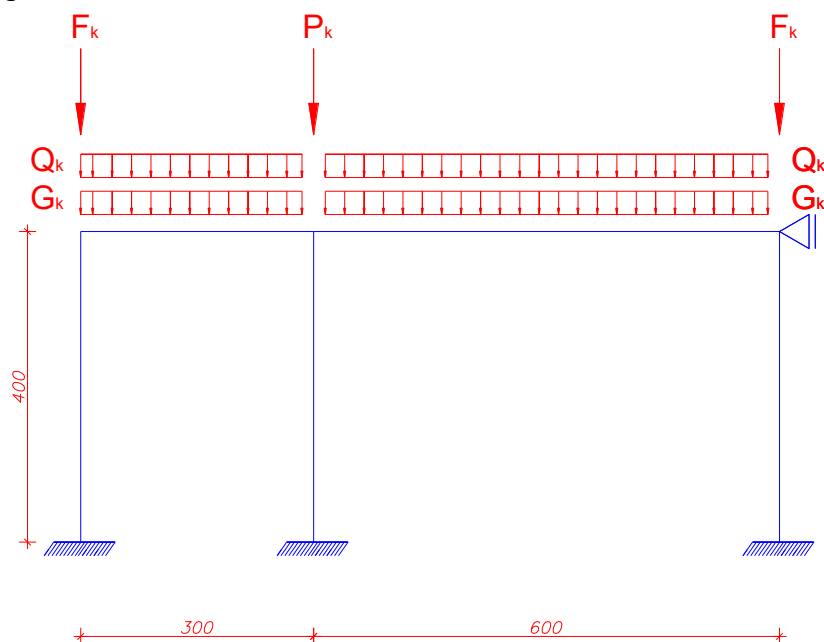
Nel caso in oggetto si sono assunte le seguenti sezioni:

- **Trave 30x50** (b = 30 cm , h = 50 cm) $pp = 0.30 \times 0.50 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m}$
- **Pilastrini 30x30** a sezione quadrata $pp = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ kN/m}$

2.3. Progetto della trave agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)

2.3.1. Schema statico adottato

Al fine di determinare correttamente le azioni sollecitanti si adotta uno schema statico a telaio incastrato al piede, nodi di continuità fra i diversi elementi strutturali, come indicato in figura:



2.3.2. Azioni di progetto

L'azione di progetto agli S.L.U si esprime in questo caso come:

$$F_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$$

dove :

$$\gamma_G = 1.4 \text{ (1.0 se a favore di sicurezza)}$$

$$\gamma_Q = 1.5 \text{ (0 se a favore di sicurezza)}$$

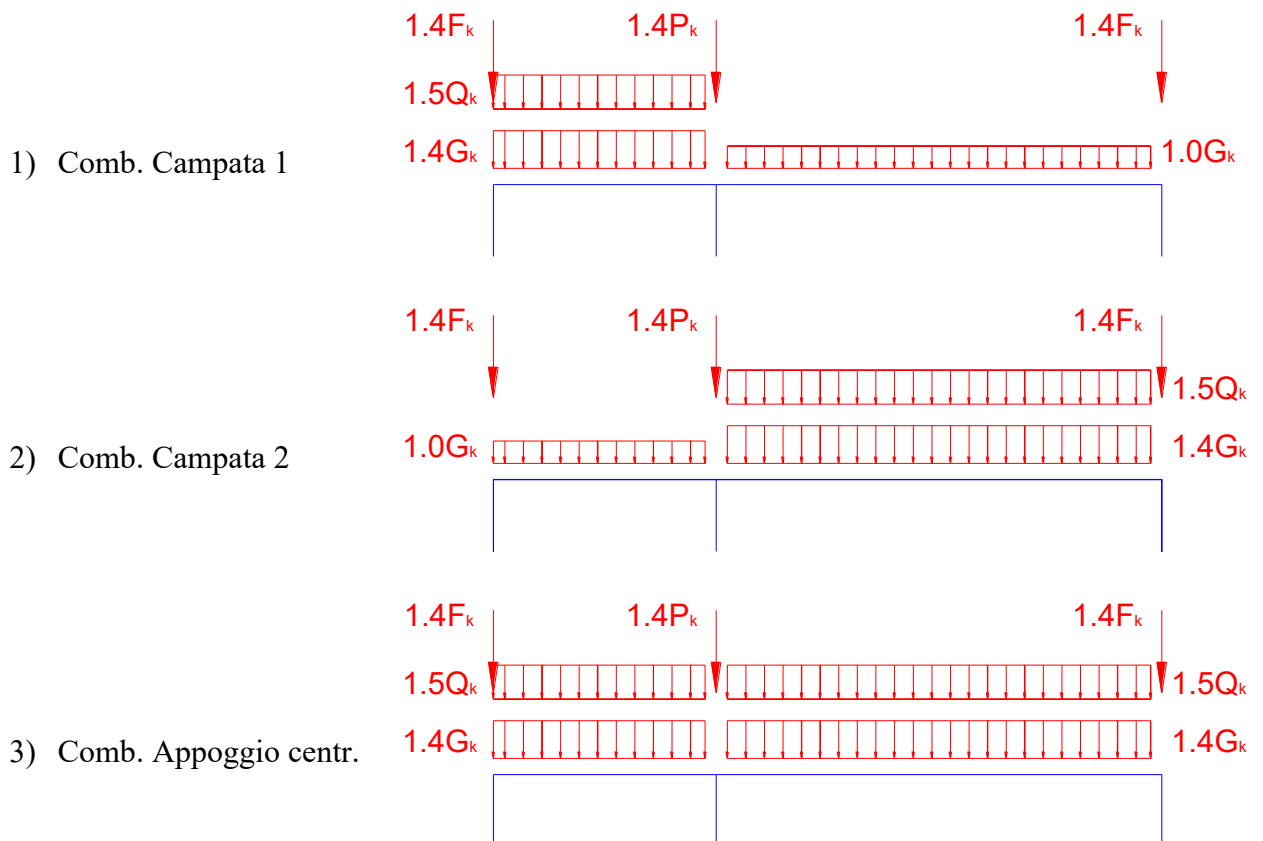
$$G_k = pp + perm = 3.75 + 30 = 33.75 \text{ kN/m}$$

$$Q_k = \text{variabili} = 10 \text{ kN/m}$$

$$F_k = 200 \text{ kN}$$

$$P_k = 300 \text{ kN}$$

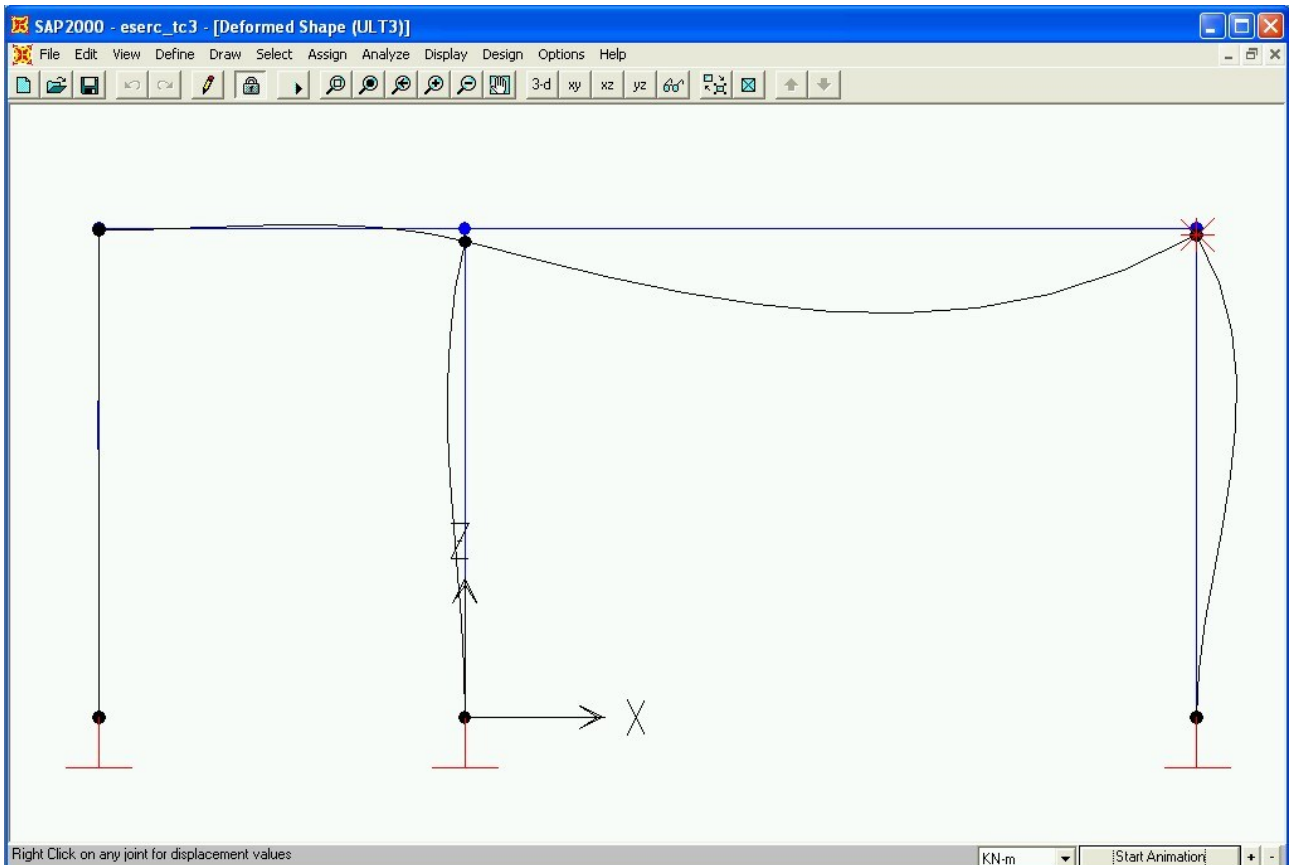
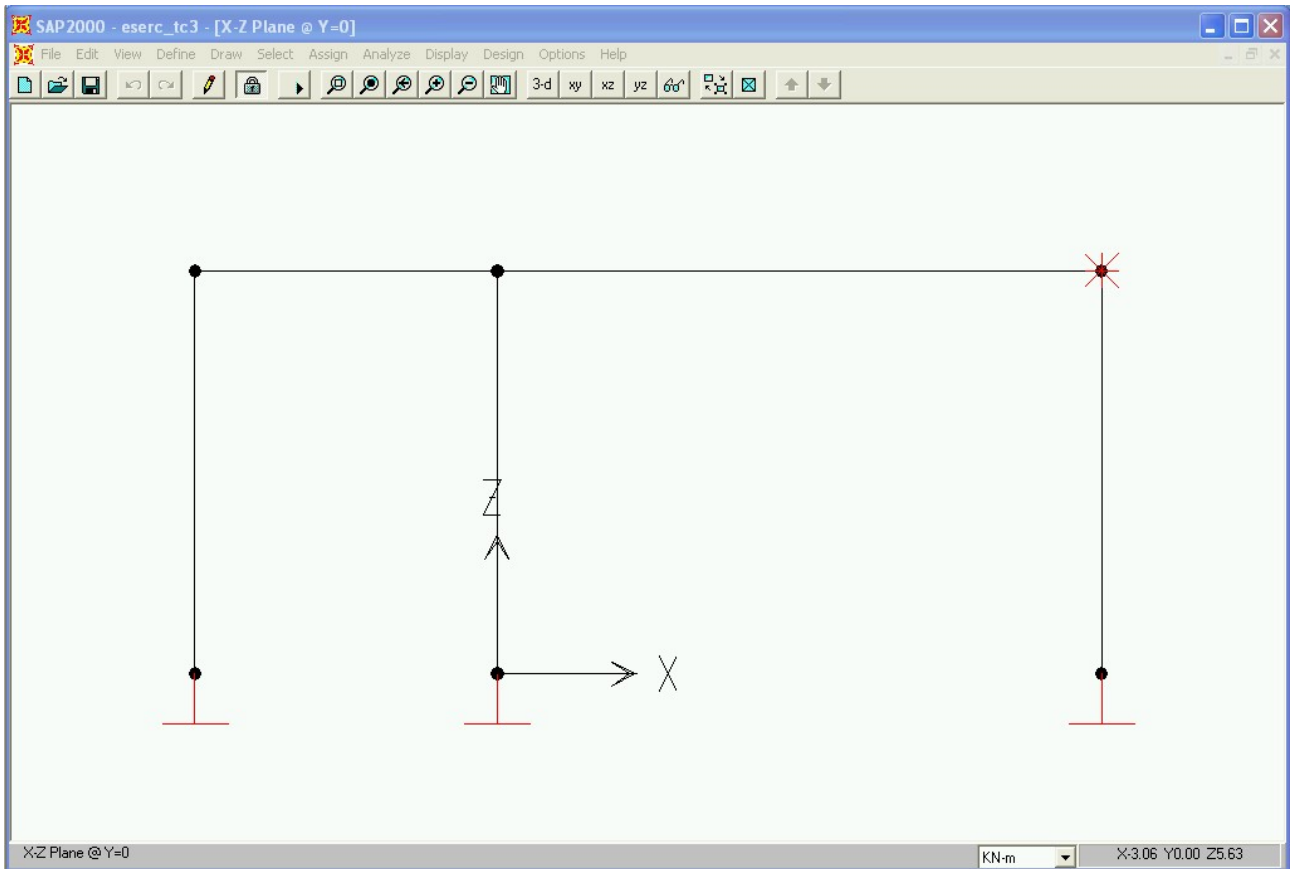
Al fine di determinare le massime sollecitazioni negli elementi strutturali, si adottano le seguenti combinazioni di carico:

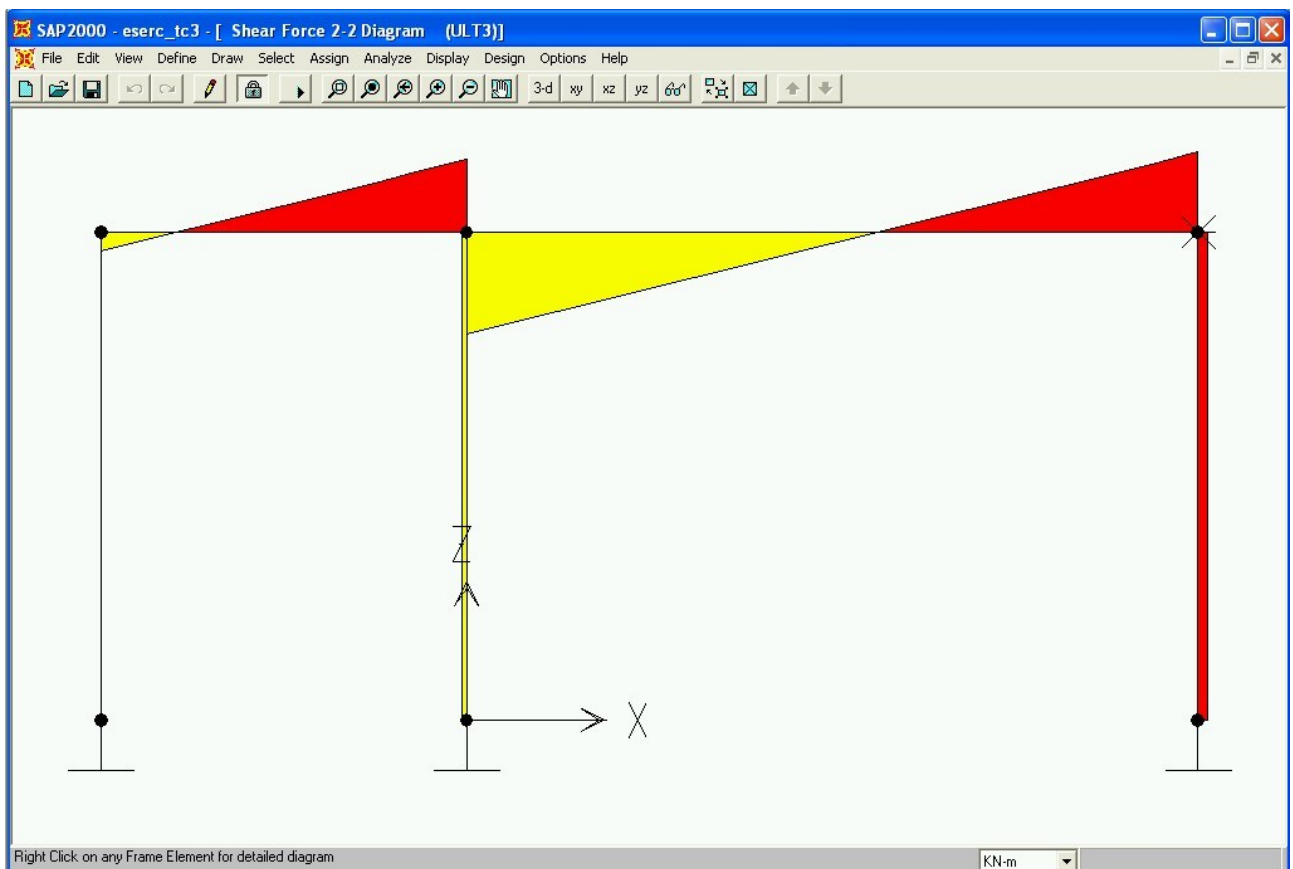
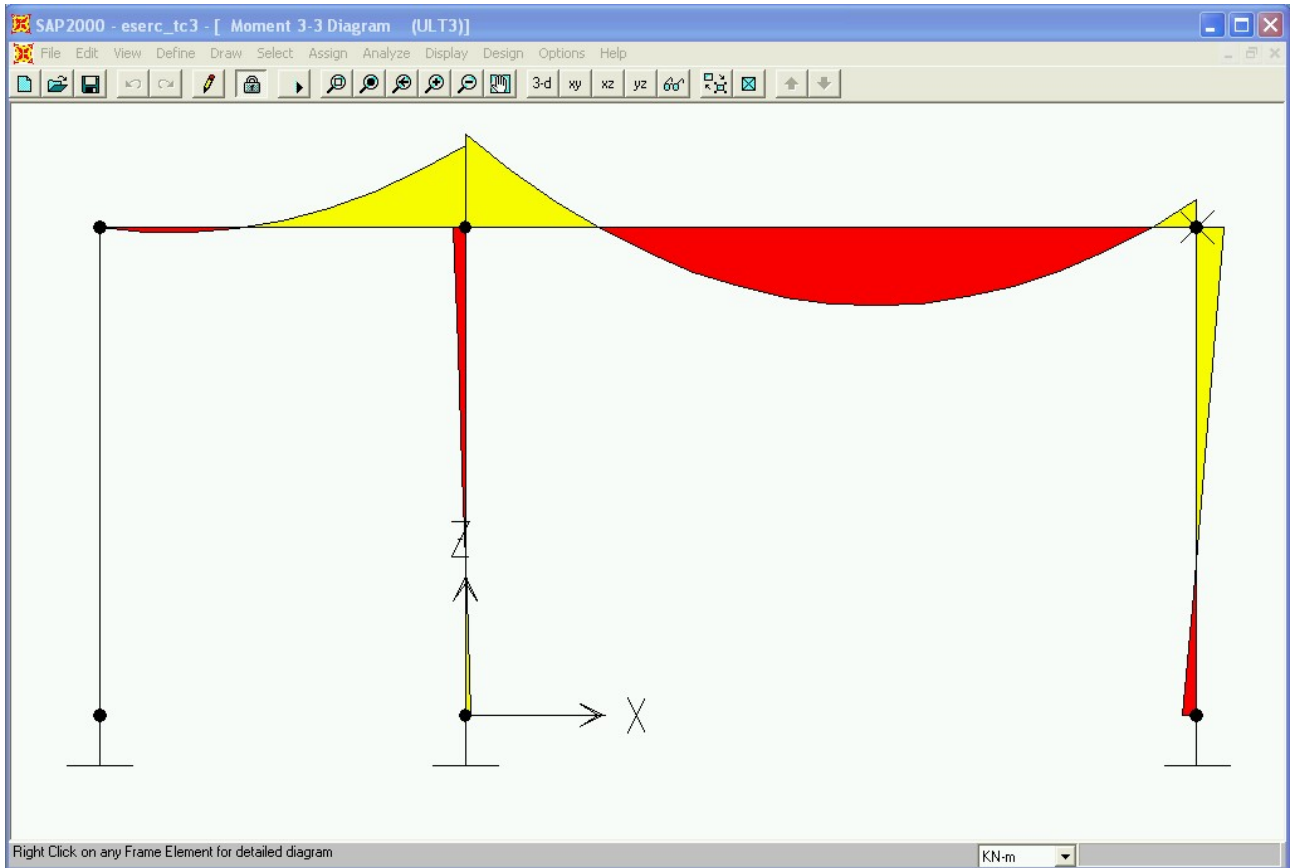


2.3.3. Determinazione delle sollecitazioni

In questo caso, l'analisi statica della struttura è stata eseguita con il programma di calcolo strutturale agli elementi finiti Sap2000 v.6.11. I risultati del calcolo delle sollecitazioni della struttura sono riportati nell'allegato tabulato di calcolo.

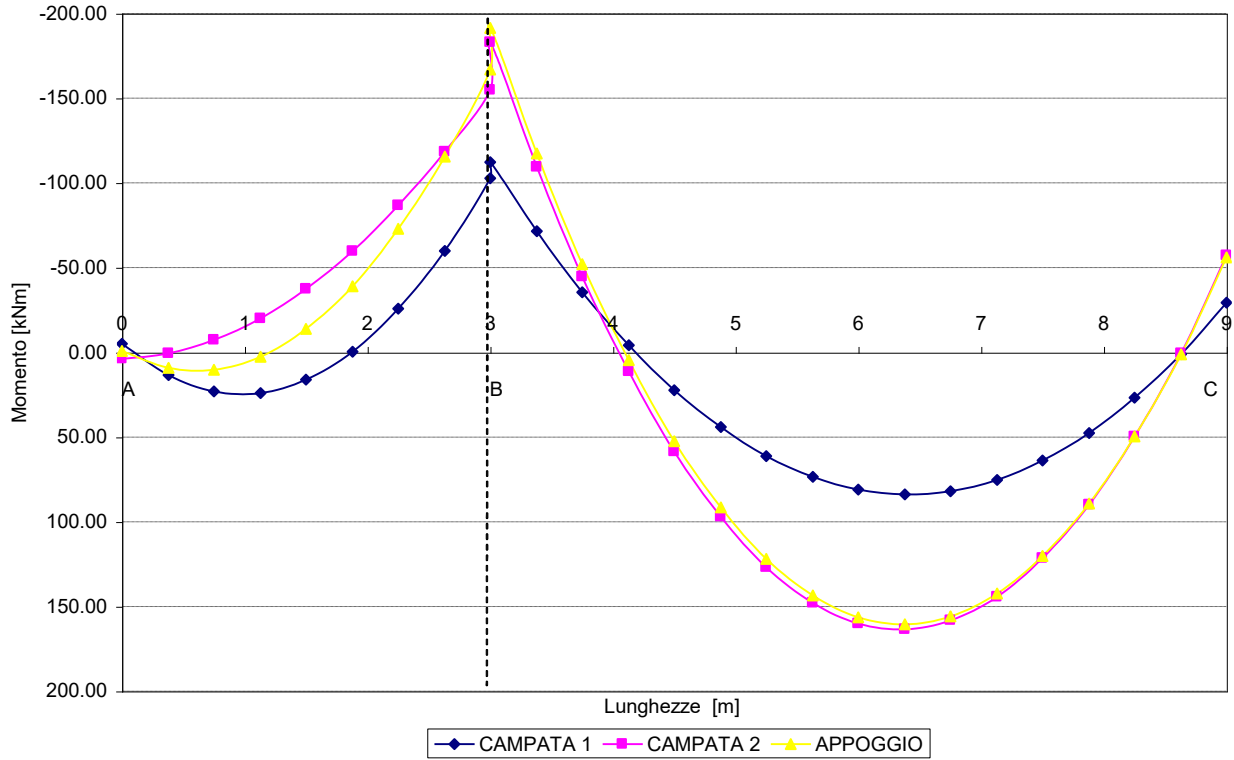
Solo a fini didattici si riportano le principali schermate del programma di calcolo.





Di seguito si riportano i risultati dell'analisi strutturale in termini grafici:

DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE



INVILUPPO DEL MOMENTO FLETTENTE

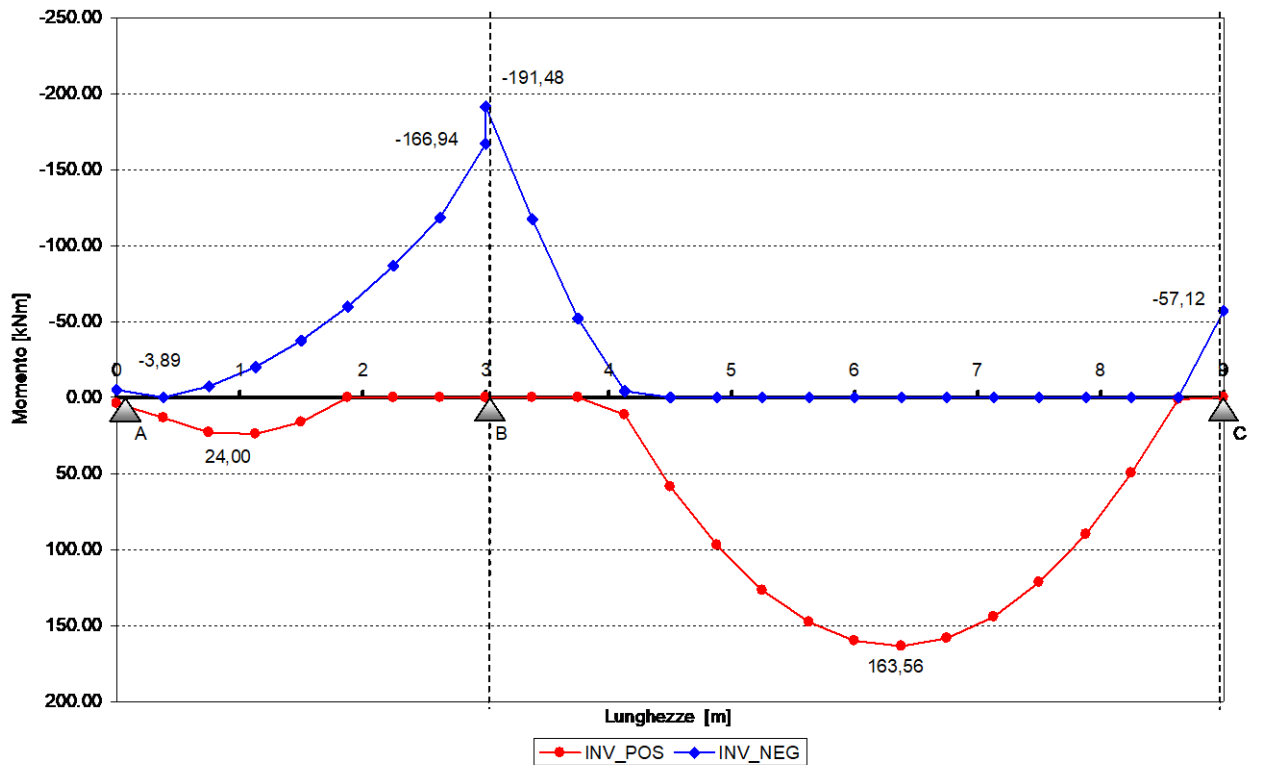
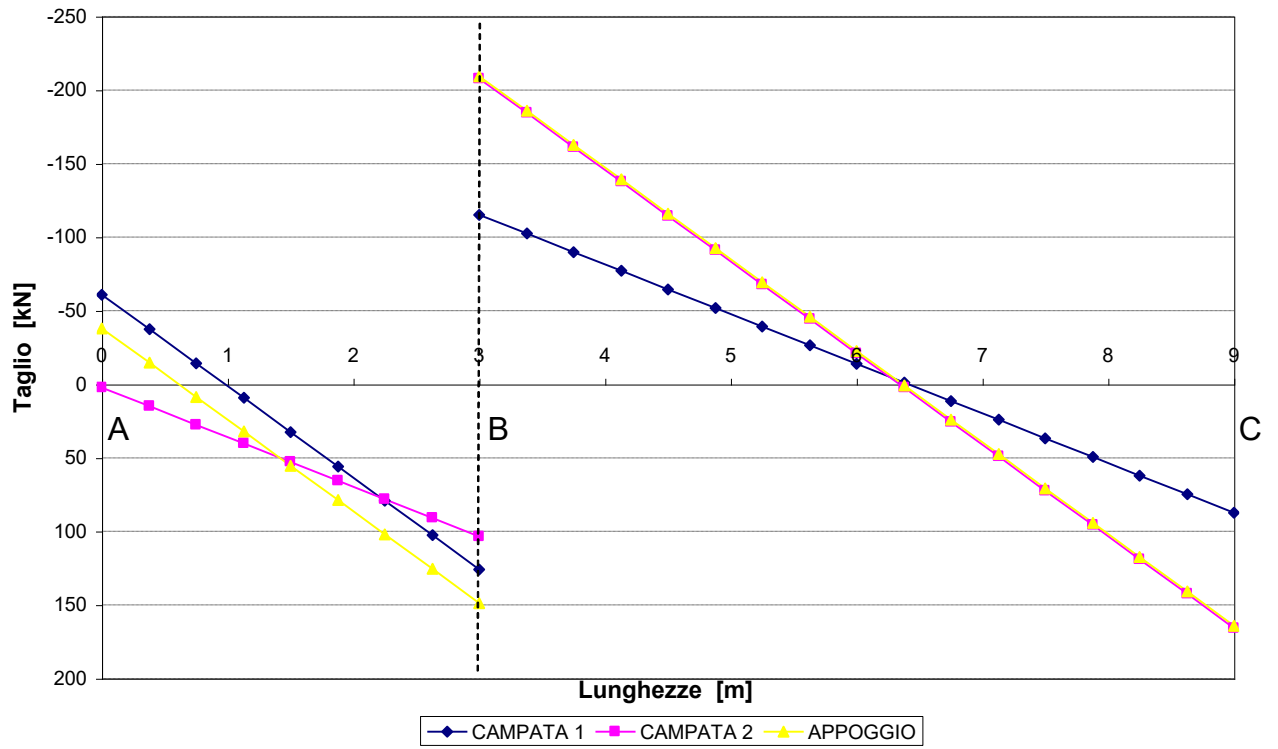
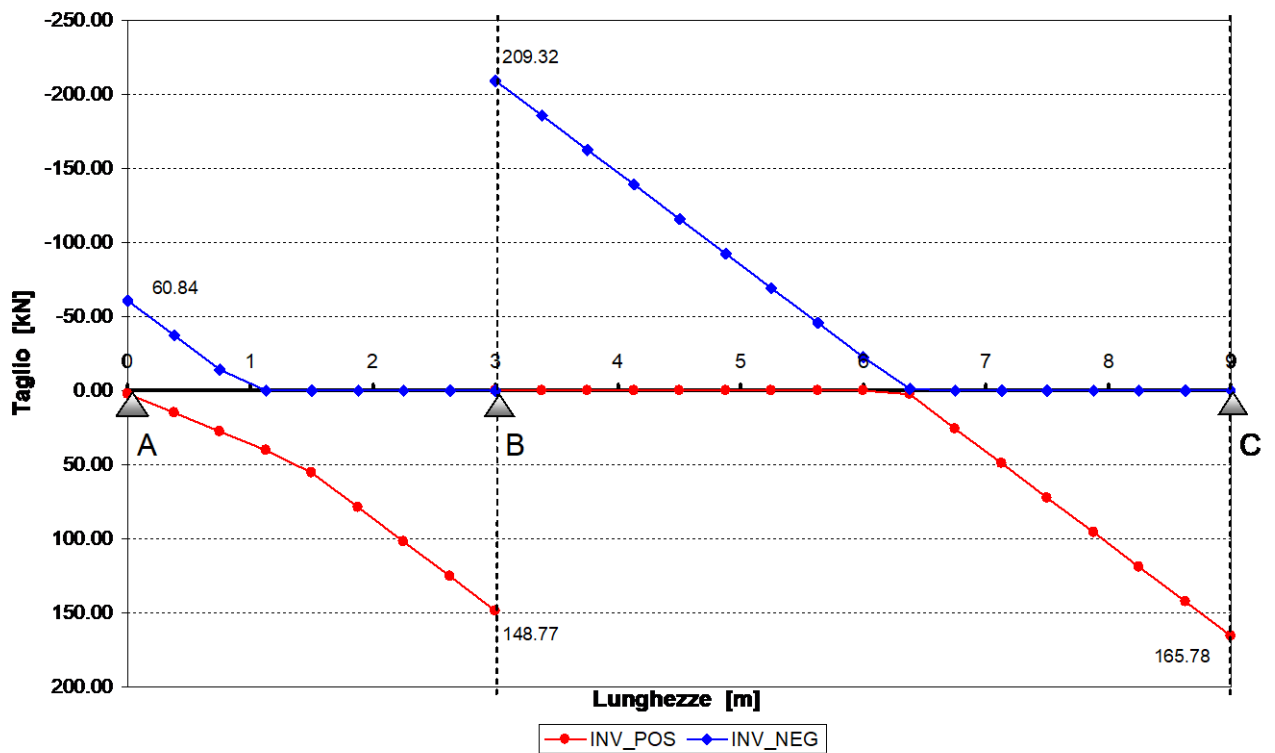


DIAGRAMMA DEL TAGLIO



INVILUPPO DEL TAGLIO



2.3.4. Spuntamento del diagramma del momento flettente

Consiste nel diminuire i momenti negativi (in valore assoluto) per tener conto della dimensione finita degli appoggi:

In generale:

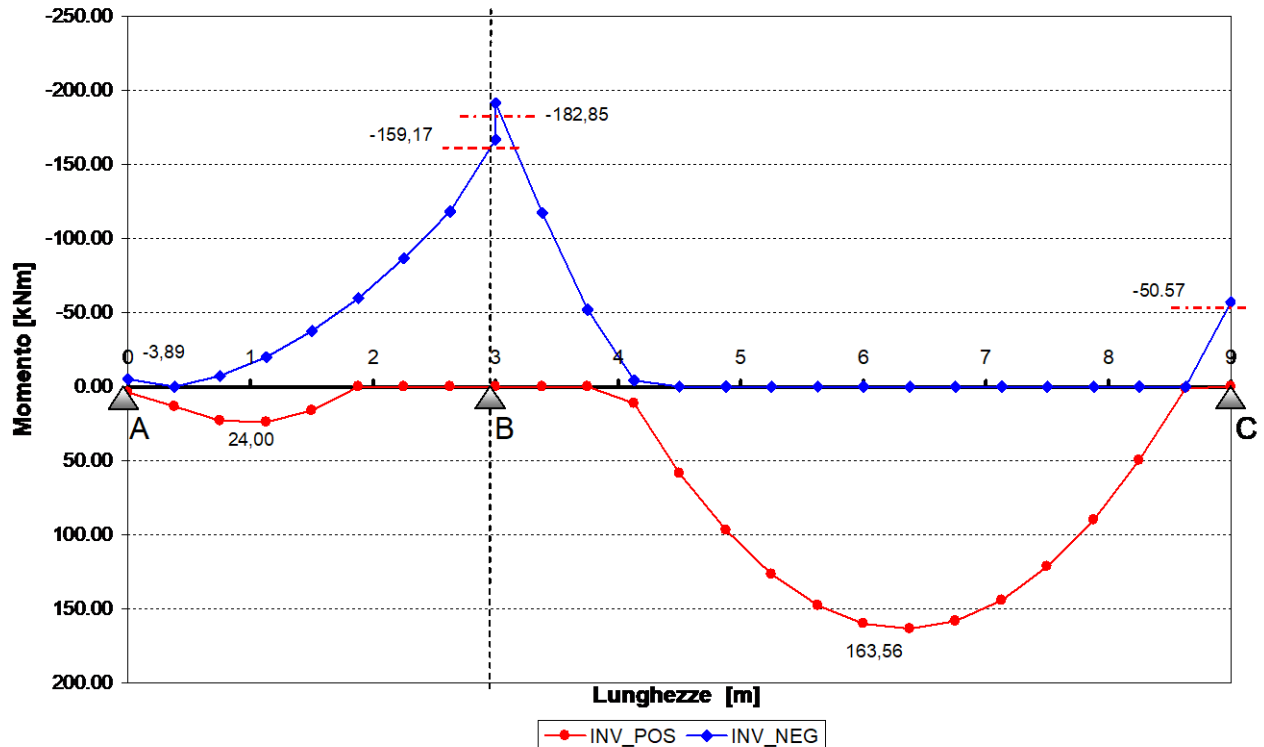
$$M_S = R \cdot a / 8 \quad [\text{KNm}] \quad R = \text{reazione appoggio} \quad [\text{KN}] \quad a = \text{dimensione appoggio} \quad [\text{m}]$$

Nel caso particolare, avendo già eseguito l'involuppo delle combinazioni, si procede allo spuntamento secondo la minore delle reazioni, o analogamente, il minore dei tagli per ciascun estremo della trave:

$$M_S = V \cdot a / 4 \quad [\text{KNm}] \quad V = \text{taglio appoggio} \quad [\text{KN}] \quad a = \text{dimensione appoggio} \quad [\text{m}]$$

SEZIONE A :	M = -3.89	V = 0	$M_S = 0 \times 0.30 / 4 = 0$	< 15 %
SEZIONE B _{sx} :	M = -166.94	V = 103.6	$M_S = 103.6 \times 0.30 / 4 = 7.77$	< 15 %
SEZIONE B _{dx} :	M = -191.48	V = 115.1	$M_S = 115.1 \times 0.30 / 4 = 8.63$	< 15 %
SEZIONE C :	M = -57.12	V = 87.4	$M_S = 87.4 \times 0.30 / 4 = 6.55$	< 15 %

SPUNTAMENTO DEL MOMENTO FLETTENTE



2.3.5. Ridistribuzione

Come da normativa (ϕ 4.1.1.1) è possibile eseguire un calcolo elastico lineare con ridistribuzione : *“Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell’analisi elastica possono essere modificati con una ridistribuzione dei momenti, nel rispetto dell’equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la ridistribuzione. In particolare la ridistribuzione non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai, è consentita per le travi continue, le travi di telai in cui possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine e le solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell’intervallo 0,5-2,0.”*

In tale progetto, la ridistribuzione non è stata eseguita.
(In Appendice A è riportato un esempio di ridistribuzione)

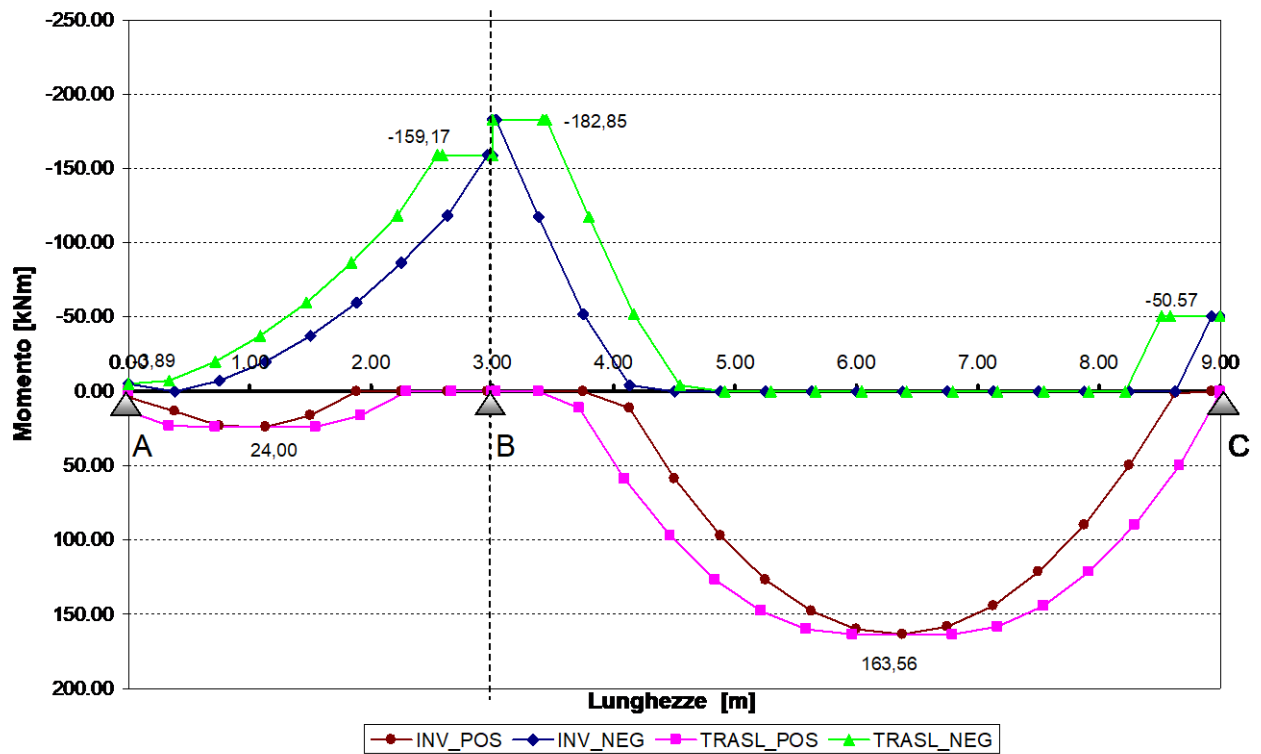
2.3.6. Traslazione

“La verifica dell’armatura longitudinale comporta la traslazione del diagramma del momento flettente nel verso che dà luogo ad un aumento del valore assoluto del momento flettente”.

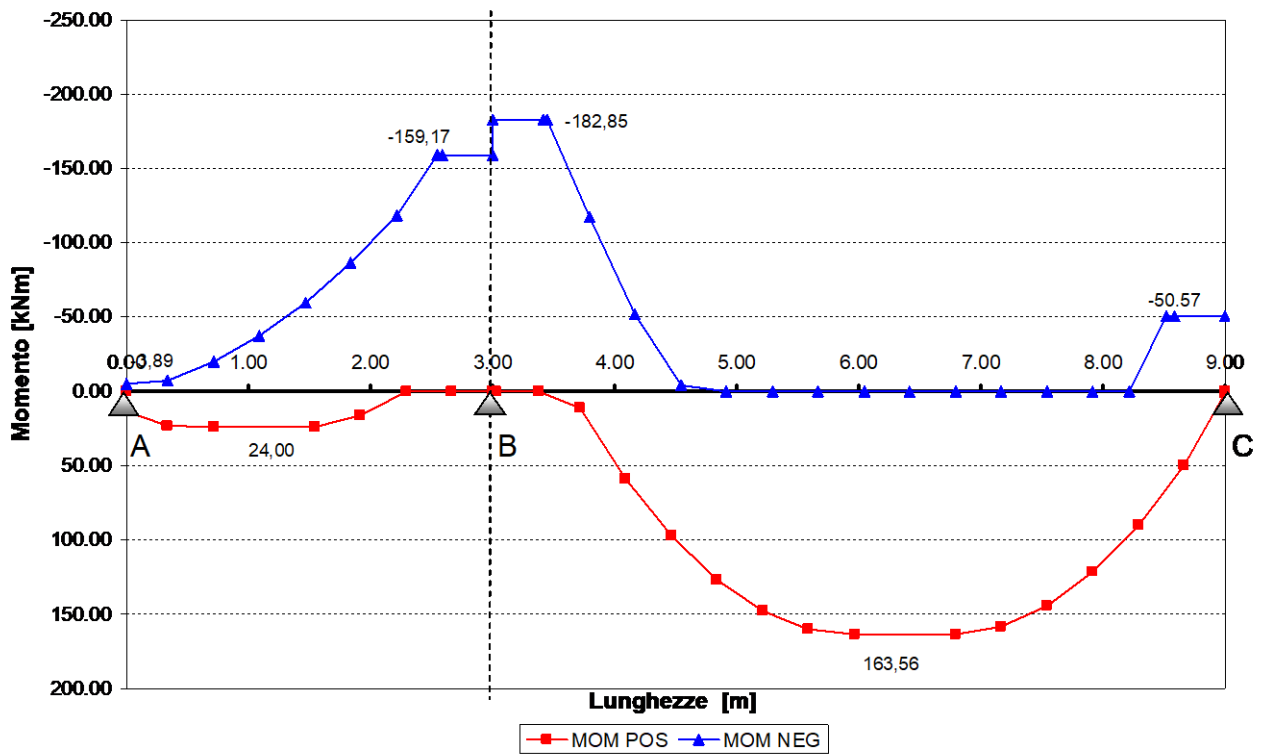
Si trasla di una quantità pari a

$$a = 0.9 * d (\cot \theta - \cot \alpha) \quad a > 0.2 d$$

Nel nostro caso $a = 0.9 * 460 * (\cot 45 - \cot 90^\circ) = 414 \text{ mm} = 0.414 \text{ m}$

TRASLAZIONE DEL MOMENTO FLETTENTE**2.3.7. Caratteristiche sollecitanti delle sezioni**

<i>SEZIONE</i>	<i>MOMENTO</i>	<i>TAGLIO</i>
A	-3.89	60.84
AB	24.00	~ 0
Bsx	-159.17	148.77
Bdx	-182.85	209.32
BC	163.56	~ 0
D	-50.57	165.78

DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE**2.3.8. Dimensionamento delle armature**

Prima di procedere alla verifica delle sezioni trasversali è buona norma eseguire un predimensionamento delle armature delle sezioni più sollecitate facendo attenzione anche ad una disposizione coerente delle barre d'armatura:

- 1) corretta localizzazione del punto di sovrapposizione delle barre (per quanto possibile in corrispondenza a valori nulli del momento flettente)
- 2) adeguato numero (non troppo elevato) di diversi diametri delle barre
- 3) rispetto della lunghezza massima consentita delle barre d'armatura: al massimo 12 m, in alcuni casi non superiore ai 6 m.
- 4) ecc..

A tal fine può essere sufficiente adottare la seguente formula semplificata:

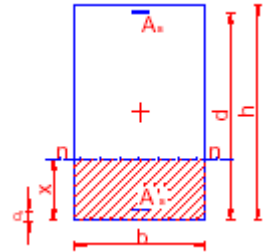
$$A_s = \frac{M_{sdu}}{0,9 \cdot d \cdot f_{sd}}$$

2.3.8.1. Sezione B

$b = 300 \text{ mm}$ $d = 460 \text{ mm}$ $f_{cd} = 12.97 \text{ N/mm}^2$
 $h = 500 \text{ mm}$ $d' = 40 \text{ mm}$ $f_{sd} = 374 \text{ N/mm}^2$

$M_{sdu} = -182.85 \text{ kNm}$

$A_s = \frac{182.85 \times 10^6}{0.9 \times 460 \times 374} = 1181 \text{ mm}^2$ si adotta $A_s = 2+2 \phi 20 = 1256 \text{ mm}^2$
 $\rho = 0.91\%$

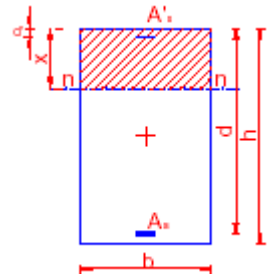


2.3.8.2. Sezione BC

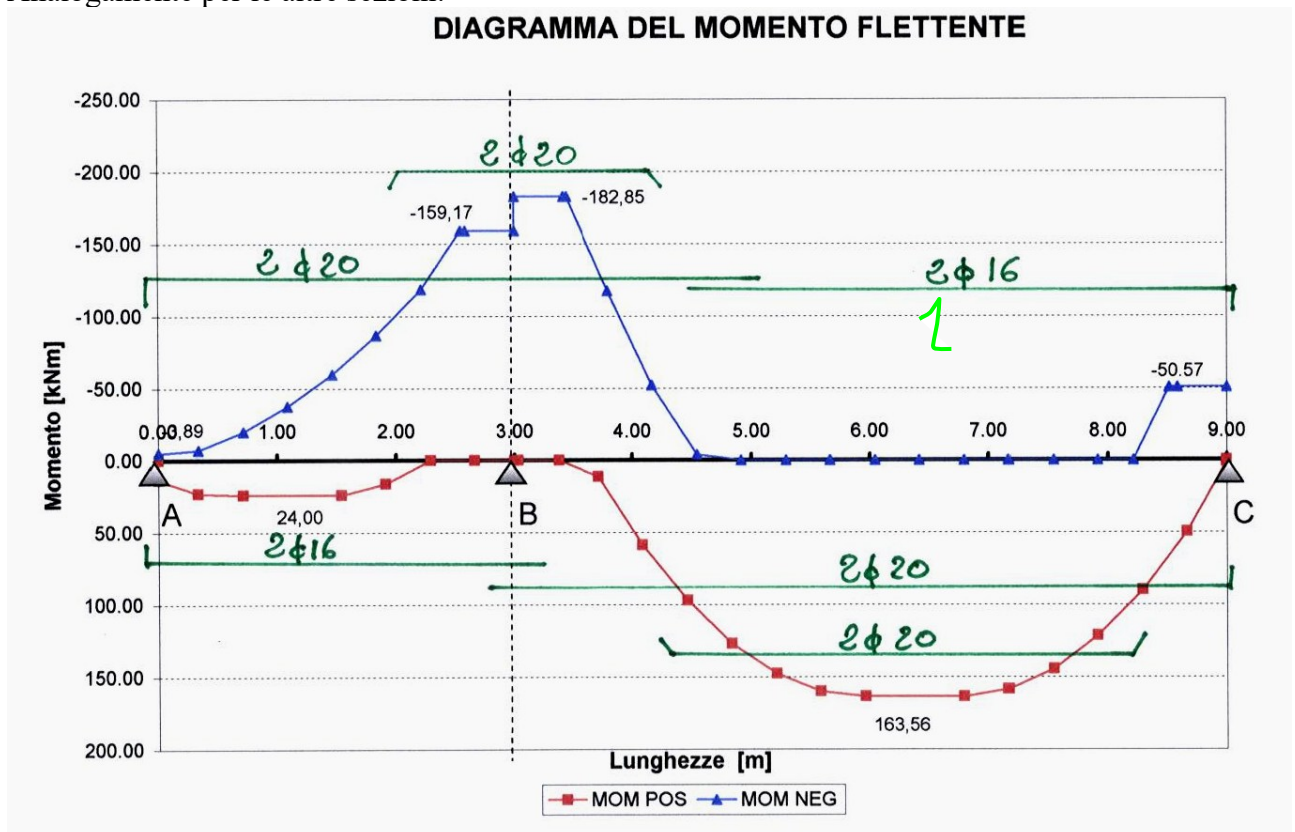
$b = 300 \text{ mm}$ $d = 460 \text{ mm}$ $f_{cd} = 12.97 \text{ N/mm}^2$
 $h = 500 \text{ mm}$ $d' = 40 \text{ mm}$ $f_{sd} = 374 \text{ N/mm}^2$

$M_{sdu} = 163.56 \text{ kNm}$

$A_s = \frac{163.56 \times 10^6}{0.9 \times 460 \times 374} = 1056 \text{ mm}^2$ si adotta $A_s = 2+2 \phi 20 = 1256 \text{ mm}^2$
 $\rho = 0.91\%$



Analogamente per le altre sezioni.



2.3.9. Verifica a momento flettente

Le verifiche sono svolte secondo il metodo degli stati limiti ultimi a rottura; inoltre si dovrà verificare la quantità di armatura longitudinale A_s secondo il paragrafo ϕ 4.1.6.1.1.

4.1.6.1.1 Armatura delle travi

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \quad \text{e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad [4.1.45]$$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di b_t si considera solo la larghezza dell'anima;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Verranno utilizzate le seguenti formule:

$$\begin{aligned} A_s / (b \cdot h) &> 0.13\% \\ 0.8 \eta - \rho \alpha + \rho' \alpha' &= 0 \\ \rho' \alpha' (0.4 \eta - \delta') + \rho \alpha (1 - 0.4 \eta) &= m \\ M_{Rdu} &= m b d^2 0.85 f_{cd} \end{aligned}$$

2.3.9.1. Sezione B - momento negativo

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$d = 460 \text{ mm}$$

$$d' = 40 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 12.97 \text{ N/mm}^2$$

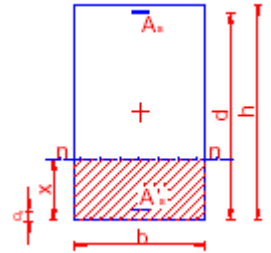
$$f_{sd} = 374 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{sdu} = 182.85 \text{ kNm}$$

==> utilizzo 4 ϕ 20 Superiori
2 ϕ 20 Inferiori

$$A_s = 1256 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 628 \text{ mm}^2$$



IPOTESI CAMPO 2:

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq 3.5 \text{ ‰}$$

Verifica da normativa

$$\frac{A_s}{b \times h} = \frac{1256}{300 \times 500} = 0.84\% > 0.13\%$$

OK

Acciaio teso snervato

$$\alpha = \alpha_d = \frac{f_{sd}}{0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{374}{0.85 \times 12.79} = 33.92$$

Acciaio compresso elastico (ipotesi)

$$\alpha' = \alpha'(\eta) = \frac{E_s \cdot \varepsilon'_s}{0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_s (\eta - \delta')}{(1 - \eta) \cdot 0.85 \cdot f_{cd}}$$

$$\varepsilon_s = 0.01 \quad \delta' = \frac{d'}{d} = \frac{40}{460} = 0.0869$$

Perc. geom. armatura tesa

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1256}{300 \times 460} = 0.91\%$$

Perc. geom. armatura compressa

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \times d} = \frac{628}{300 \times 460} = 0.455\%$$

Ricerca asse neutro

$$0.8 \eta - \rho \alpha + \rho' \alpha' = 0$$

$$\Rightarrow \eta = 0.22 < 0.259 \text{ (limite campo 2)}$$

OK

Controllo ipotesi acciaio compresso

$$\varepsilon'_s = \varepsilon'_s(\eta) = \frac{\varepsilon_s (\eta - \delta')}{(1 - \eta)} = \frac{0.01 \times (0.22 - 0.0869)}{(1 - 0.22)} = 1.7 \times 10^{-3} < 1.8 \times 10^{-3}$$

OK

$$\alpha' = \alpha'(\eta) = \frac{E_s \cdot \varepsilon'_s}{0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{208000 \times 1.7 \times 10^{-3}}{0.85 \times 12.97} = 32.07$$

Asse neutro

$$x = \eta \cdot d = 0.22 \times 460 = 101.2 \text{ mm}$$

Momento adimensionale $m = \rho \cdot \alpha (1 - 0.4\eta) + \rho' \cdot \alpha' (0.4\eta - \delta') =$

$$m = (9.1 \times 10^{-3}) \times (33.92) (1 - 0.4 \times 0.22) + (4.55 \times 10^{-3}) \times (32.07) (0.4 \times 0.22 - 0.0869) = 0.282$$

Momento resistente $M_{Rdu} = m \cdot b \cdot d^2 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} =$

$$M_{Rdu} = 0.282 \times 300 \times 460^2 \times 0.85 \times 12.97 = 197.35 \text{ kNm}$$

$M_{Rdu} = 197.35 \text{ kNm}$

$M_{Rdu} > M_{Sdu} = 182.85 \text{ kNm}$

OK

2.3.9.2. Sezione BC - momento positivo

$b = 300 \text{ mm}$

$d = 460 \text{ mm}$

$f_{cd} = 12.97 \text{ N/mm}^2$

$h = 500 \text{ mm}$

$d' = 40 \text{ mm}$

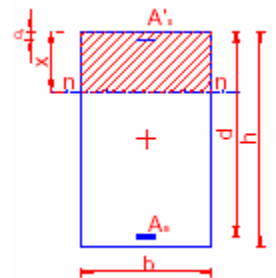
$f_{sd} = 374 \text{ N/mm}^2$

$M_{sdu} = 163.56 \text{ kNm}$

==> utilizzo **4 ϕ 20 Inferiori**
2 ϕ 16 Superiori

$A_s = 1256 \text{ mm}^2$

$A_{s'} = 402 \text{ mm}^2$



IPOTESI CAMPO 2:

$\epsilon_s = 10 \%$ $0 \leq \epsilon_c \leq 3.5 \%$

Verifica da normativa

$$\frac{A_s}{b \times h} = \frac{1256}{300 \times 500} = 0.84\% > 0.13\%$$

OK

Acciaio teso snervato

$$\alpha = \alpha_d = \frac{f_{sd}}{0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{374}{0.85 \times 12.97} = 33.92$$

Acciaio compresso elastico

$$\alpha' = \alpha'(\eta) = \frac{E_s \cdot \epsilon'_s}{0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{E_s \cdot \epsilon_s (\eta - \delta')}{(1 - \eta) \cdot 0.85 \cdot f_{cd}}$$

$$\epsilon_s = 0.01 \quad \delta' = \frac{d'}{d} = \frac{40}{460} = 0.0869$$

Perc. geom. armatura tesa

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1256}{300 \times 460} = 0.91\%$$

Perc. geom. armatura compressa

$$\rho' = \frac{A_{s'}}{b \times d} = \frac{402}{300 \times 460} = 0.29\%$$

Ricerca asse neutro

$$0.8 \eta - \rho \alpha + \rho' \alpha' = 0$$

==> $\eta = 0.259 \leq 0.259$ (limite campo 2)

OK

Controllo ipotesi acciaio compresso

$$\varepsilon'_s = \varepsilon'_s(\eta) = \frac{\varepsilon_s(\eta - \delta')}{(1 - \eta)} = \frac{0.01 \times (0.259 - 0.0869)}{(1 - 0.259)} = 2.3 \times 10^{-3} > 1.8 \times 10^{-3} \quad \text{NO}$$

Allora si assume:

Acciaio compresso snervato $\alpha' = \alpha'_d = \frac{f_{sd}}{0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{374}{0.85 \times 12.79} = 33.94$

Ricerca asse neutro $0.8 \eta - \rho \alpha + \rho' \alpha' = 0$

$$\implies \eta = 0.263 > 0.259 \text{ (limite campo 2)} \quad \text{NO}$$

IPOTESI CAMPO 3

$$f_{sd} / E_s \leq \varepsilon_s \leq 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$$

Acciaio teso snervato $\alpha = \alpha_d = \frac{f_{sd}}{0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{374}{0.85 \times 12.97} = 33.92$

Acciaio compresso snervato $\alpha' = \alpha'_d = \frac{f_{sd}}{0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{374}{0.85 \times 12.97} = 33.92$

$$\varepsilon_c = 0.035 \quad \delta' = \frac{d'}{d} = \frac{40}{460} = 0.0869$$

Perc. geom. armatura tesa $\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1256}{300 \times 460} = 0.91\%$

Perc. geom. armatura compressa $\rho' = \frac{A'_s}{b \times d} = \frac{402}{300 \times 460} = 0.29\%$

Ricerca asse neutro $0.8 \eta - \rho \alpha + \rho' \alpha' = 0$

$$\implies \eta = 0.263 > 0.259 \text{ (limite campo 2)} \quad \text{OK}$$

$$< 0.66 \text{ (FeB44k)} \quad \text{OK}$$

Controllo ipotesi acciaio compresso

$$\varepsilon'_s = \varepsilon'_s(\eta) = \frac{\varepsilon_s(\eta - \delta')}{(1 - \eta)} = \frac{0.01 \times (0.263 - 0.0869)}{(1 - 0.263)} = 2.3 \times 10^{-3} > 1.8 \times 10^{-3} \quad \text{OK}$$

Asse neutro $x = \eta \cdot d = 0.262 \times 460 = 121.0 \text{ mm}$

Momento adimensionale $m = \rho \cdot \alpha (1 - 0.4\eta) + \rho' \cdot \alpha' (0.4\eta - \delta') =$

$$m = (9.1 \times 10^{-3}) \times (33.92) (1 - 0.4 \times 0.263) + (2.9 \times 10^{-3}) \times (33.92) (0.4 \times 0.263 - 0.0869) = 0.278$$

$$\text{Momento resistente} \quad M_{Rdu} = m \cdot b \cdot d^2 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} =$$

$$M_{Rdu} = 0.278 \times 300 \times 460^2 \times 0.85 \times 12.97 = 194.55 \text{ kNm}$$

$$M_{Rdu} = 194.55 \text{ kNm}$$

$$M_{Rdu} > M_{Sdu} = 163.56 \text{ kNm}$$

OK

2.3.9.3. Riassunto sezioni

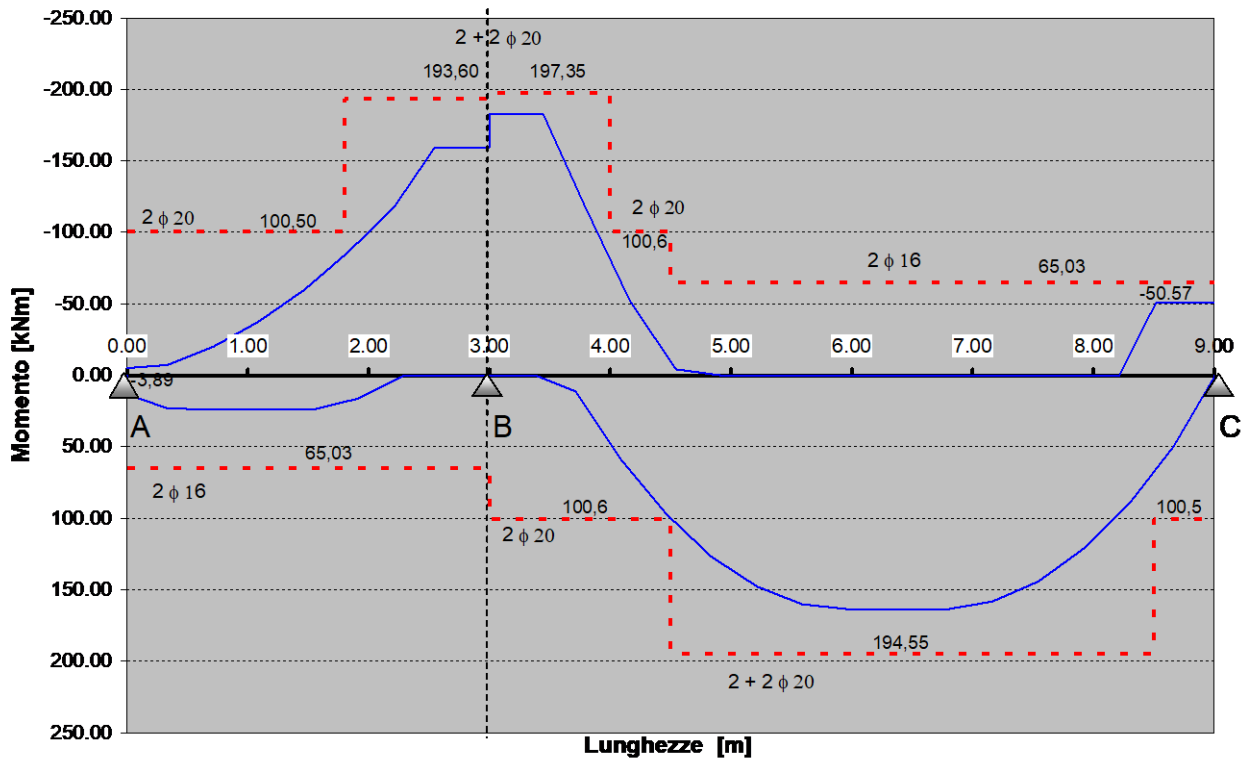
In modo analogo si sono progettate e verificate le altre sezioni principali della struttura. Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle caratteristiche resistenti delle sezioni:

Nome	Tipo	A_s (tesa)	A'_s (compr)	M_{Rdu}
		mm ²	mm ²	[kNm]
Sez A	Negativo	2 ϕ 20	2 ϕ 16	-100.50
Sez AB	Positivo	2 ϕ 16	2 ϕ 20	65.03
Sez B sx	Negativo	4 ϕ 20	2 ϕ 16	-193.60
	Positivo	2 ϕ 16	4 ϕ 20	64.89
Sez B dx	Negativo	4 ϕ 20	2 ϕ 20	-197.35
	Positivo	2 ϕ 20	4 ϕ 20	100.60
Sez BC	Positivo	4 ϕ 20	2 ϕ 16	194.55
	Negativo	2 ϕ 16	4 ϕ 20	-64.88
Sez C	Negativo	2 ϕ 16	2 ϕ 20	-65.03

2.3.9.4. Diagramma dei momenti resistenti

Di seguito si riporta sul diagramma del momento sollecitante i valori dei momenti resistenti allo stato limite ultimo garantiti dalla barre d'armatura progettate. È importante con il valore del momento resistente sia sempre superiore (o uguale) a quello sollecitante.

DIAGRAMMA DEI MOMENTI RESISTENTI / SOLLECITANTI



2.3.10. Dimensionamento delle staffe (armature a taglio)

Come da normativa (ϕ 4.1.6.1.1): “Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b$ mm²/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 ogni caso almeno il 50% dell’armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe..

Si decide di disporre il quantitativo minimo di staffe in campata, andando poi ad infittire in corrispondenza degli appoggi o valori elevati del taglio sollecitante.

Armatura minima:

- 1) $A_{st} \geq 1.5 b$ [mm²/m]
 $A_{st} \geq 1.5 \times 300 = 450$ [mm²/m]
- 2) 3 staffe al metro $\implies p < 33$ cm
- 3) passo $< 0.8 d = 0.8 \times 460 = 368$ mm = 36.8 cm

Si adottano **staffe ϕ 10 /30'** $A_{st} = 2 \times 0.785 \times 100 / 30 = 5.23$ cm²/m > 4.50 cm²/m **OK**

2.3.11. Verifica a taglio

Come da normativa (ϕ 4.2.2.3) si esegue la verifica a taglio per elementi con armatura trasversale resistente a taglio.

Verifica del conglomerato: ” Con riferimento al calcestruzzo d’anima, la resistenza di progetto a “taglio compressione” si calcola con”:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c v f_{cd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

Verifica dell’armatura trasversale d’anima:” Con riferimento all’armatura trasversale, la resistenza di progetto a “taglio trazione” si calcola con”

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sin \alpha$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato indicato in § 4.1.2.3.5.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell’armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell’armatura trasversale rispetto all’asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d’anima ($v = 0,5$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$

1,25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$

2,5 $(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$$V_{sdu} < V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd})$$

2.3.11.1. Taglio resistente

Si determina ora il taglio resistente di alcune sezioni tipo a seconda del passo staffe.

*** STAFFE ϕ 10 / 30'

$$\begin{array}{lll} b_w = 300 \text{ mm} & d = 460 \text{ mm} & f_{cd} = 12.97 \text{ N/mm}^2 \\ h = 500 \text{ mm} & d' = 40 \text{ mm} & f_{yd} = 374 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} s = 300 \text{ mm} & n. \text{ braccia} = 2 \\ A_{sw} = \pi \cdot \phi^2 / 4 * n. \text{ braccia} = 157 \text{ mm}^2 \end{array}$$

- Resistenza conglomerato:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c v f_{cd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \times 460 \times 300 \times 1 \times 0.50 \times 12.97 (\cotg 90 + \cotg 45) / (1 + \cotg^2 45)$$

$$V_{Rcd} = 402.72 \text{ kN}$$

- Resistenza armatura trasversale d'anima:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \times 460 \times 157 / 300 \times 374 (\cotg 90 + \cotg 45) \sin 90$$

$$V_{Rsd} = 81.03 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd}) = \min (402.72 + 81.03) =$$

$$V_{Rd} = 81.03 \text{ kN}$$

*** STAFFE ϕ 10 / 15'

$$\begin{array}{lll} b_w = 300 \text{ mm} & d = 460 \text{ mm} & f_{cd} = 12.97 \text{ N/mm}^2 \\ h = 500 \text{ mm} & d' = 40 \text{ mm} & f_{sywd} = 374 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} s = 150 \text{ mm} & n. \text{ braccia} = 2 \\ A_{sw} = \pi \cdot \phi^2 / 4 * n. \text{ braccia} = 157 \text{ mm}^2 \end{array}$$

- Resistenza conglomerato:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c v f_{cd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \times 460 \times 300 \times 1 \times 0.50 \times 12.97 (\cotg 90 + \cotg 45) / (1 + \cotg^2 45)$$

$$V_{Rd} = 402.72 \text{ kN}$$

- Resistenza armatura trasversale d'anima:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \times 460 \times 157 / 150 \times 374 (\cotg 90 + \cotg 45) \sin 90$$

$$V_{wd} = 162.06 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd}) = \min (402.72 + 162.06) =$$

$$V_{Rd} = 162.06 \text{ kN}$$

2.3.11.2. Verifica taglio massimo

Sezione B (appoggio)

$$V_{sdu} = 209.32 \text{ kN}$$

====> utilizzo **staffe ϕ 10 / 10'**

passo = 150 mm

Verifica conglomerato:

$$V_{Rcd} = 402.72 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} > V_{sdu}$$

OK

Verifica armatura trasversale:

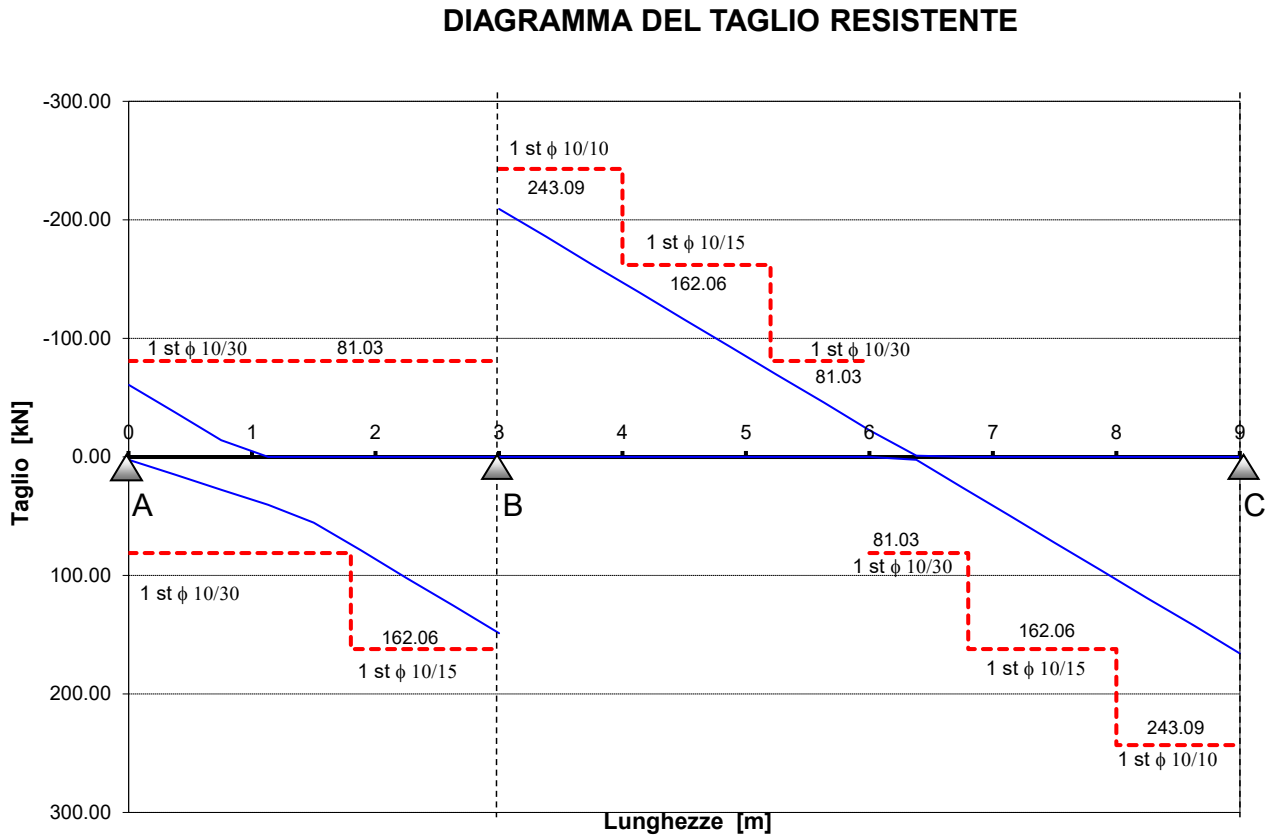
$$V_{Rsd} = 243.09 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} > V_{sdu}$$

OK

La verifica a taglio della trave si esegue graficamente, confrontando il taglio sollecitante con quello resistente:

2.3.11.3. Diagramma del taglio resistente



2.3.12. Armatura longitudinale agli appoggi

Come da normativa (φ 4.1.2.3.5.1) “*Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all’inclinazione delle fessure rispetto all’asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull’appoggio.*”.

Sezione A

$$V_{sdu} = 60.84 \text{ kN}$$

$$A_{sl,min} = V_{sdu} / f_{sd} = 60.84 \times 10^3 / 374 = 163 \text{ mm}^2$$

ci sono 2 φ 16

$$A_{sl} = 402 \text{ mm}^2$$

$$A_{sl} f_{sd} = 150.35 \text{ kN}$$

OK

Sezione B sx

$$V_{sdu} = 148.77 \text{ kN}$$

$$A_{sl,min} = V_{sdu} / f_{sd} = 148.77 \times 10^3 / 374 = 398 \text{ mm}^2$$

ci sono 2 φ 16

$$A_{sl} = 402 \text{ mm}^2$$

$$A_{sl} f_{sd} = 150.35 \text{ kN}$$

OK

Sezione B dx

$$V_{sdu} = 209.32 \text{ kN}$$

$$A_{sl,min} = V_{sdu} / f_{sd} = 209.32 \times 10^3 / 374 = 560 \text{ mm}^2$$

ci sono 2 ϕ 20

$$A_{sl} = 628 \text{ mm}^2$$

$$A_{sl} f_{sd} = 234.87 \text{ kN}$$

OK

Sezione C

$$V_{sdu} = 165.78 \text{ kN}$$

$$A_{sl,min} = V_{sdu} / f_{sd} = 165.78 \times 10^3 / 374 = 443 \text{ mm}^2$$

ci sono 2 ϕ 20

$$A_{sl} = 628 \text{ mm}^2$$

$$A_{sl} f_{sd} = 234.87 \text{ kN}$$

OK

2.3.13. Ancoraggio

Come da normativa (ϕ 4.1.2.3.10):” La verifica di ancoraggio deve tenere conto, qualora necessario, dell’effetto d’insieme delle barre e della presenza di eventuali armature trasversali.

L’ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno adeguato, tale da evitare danni all’armatura e, ai fini dell’aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra. In assenza degli uncini la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri, con un minimo di 150 mm.

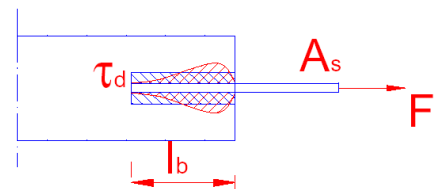
Particolari cautele devono essere adottate quando si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.”

In via semplificata:

$$L_b = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{\pi \cdot \phi \cdot f_{bd}} = \frac{f_{sd} \cdot \phi}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot f_{ctk} / 1.6 = 2.25 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot 1.01 = 2.27 \text{ N/mm}^2$$

$$L_b \geq \begin{cases} 20 \cdot \phi \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$



barre ϕ 16
$$L_b = \frac{f_{sd} \cdot \phi}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{374 \cdot 16}{4 \cdot 2.26} = 662 \text{ mm}$$

$$20 \phi = 20 \cdot 16 = 320 \text{ mm}$$

$$L_b > \max (20 \phi ; 15 \text{ cm})$$

OK

$$L_b \text{ applicato} = 70 \text{ cm}$$

$$\text{barre } \phi 20 \quad L_b = \frac{f_{sd} \cdot \phi}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{374 \cdot 20}{4 \cdot 2.26} = 827 \text{ mm}$$

$$20 \phi = 20 * 20 = 400 \text{ mm}$$

$$L_b > \max (20 \phi ; 15 \text{ cm})$$

OK

$$L_b \text{ applicato} = 85 \text{ cm}$$

2.3.14. Giunzioni

4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzione

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di quanto prescritto al § 4.1.2.3.10. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- saldatura, eseguita in conformità alla norma UNI EN ISO 17660-1:2007. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- giunzioni meccaniche per barre di armatura. Tali giunzioni sono qualificate secondo quanto indicato al § 11.3.2.9.

Per barre di diametro $\phi > 32$ mm occorrerà adottare particolari cautele negli ancoraggi e nelle sovrapposizioni.

Nell'assemblaggio o unione di due barre o elementi di armatura di acciaio per calcestruzzo armato possono essere usate giunzioni meccaniche mediante manicotti che garantiscano la continuità. Le giunzioni meccaniche possono essere progettate con riferimento a normative o documenti di comprovata validità.

Come da normativa (ϕ 6.1.2) : *“Le giunzioni delle barre in zona tesa , quando non siano evitabili, si devono realizzare possibilmente nelle regioni di minor sollecitazione; possono effettuarsi:sovrapposizione calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra, in ogni caso....deve essere non minore di 20 volte il diametro e la prosecuzione di ciascuna barra deve essere deviata verso la zona compressa...”*.

Si faranno giunzioni solo in zona compressa con sovrapposizione delle barre di 40ϕ (valore consigliato) :

$$40 \phi 16 = 64 \text{ cm.}$$

$$40 \phi 20 = 80 \text{ cm}$$

2.4. Verifica della Trave nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)

2.4.1. Azioni di progetto

Come da normativa, “Le verifiche devono essere condotte nei riguardi degli stati limiti ultimi e di esercizio.

Per gli stati limiti di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni rare, frequenti, quasi permanenti...”.

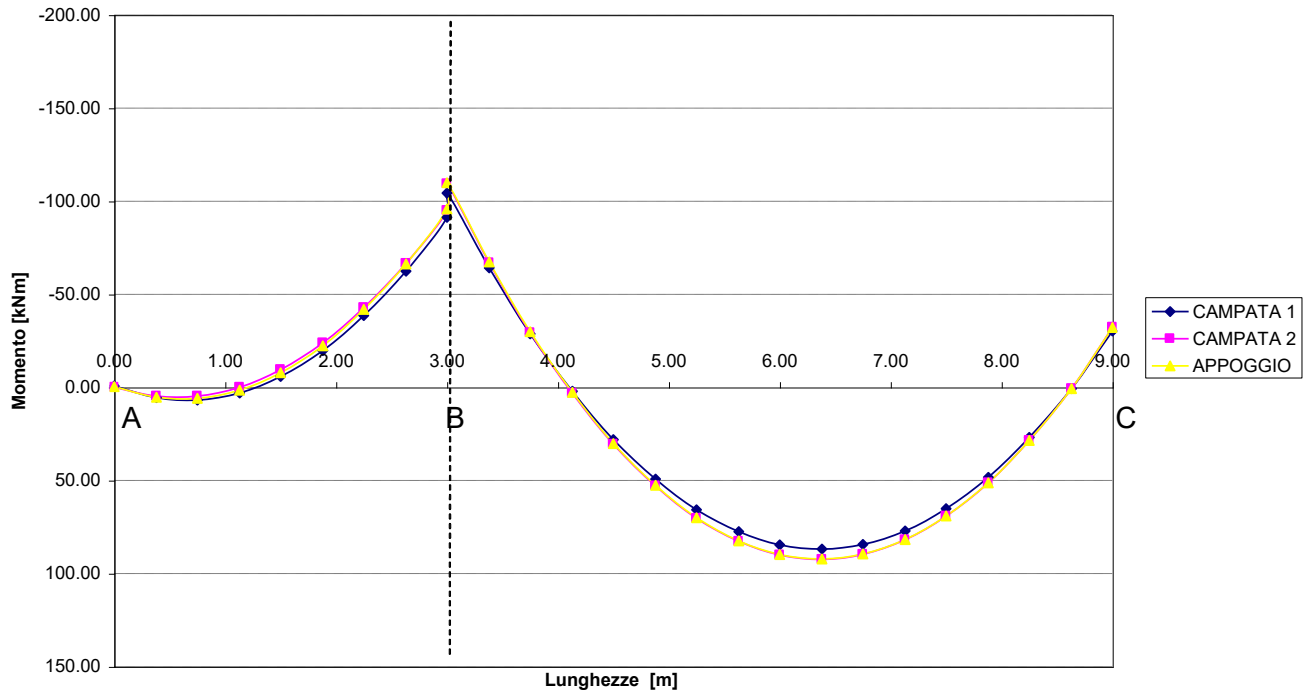
- Combinazioni rare $F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \Sigma(\psi_{0i} Q_{ik})$
- Combinazioni frequenti $F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \Sigma(\psi_{2i} Q_{ik})$
- Combinazioni quasi permanenti $F_d = G_k + P_k + \Sigma(\psi_{2i} Q_{ik})$

In questo caso sono stati scelti $\psi_1 = 0.5$ $\psi_2 = 0.2$

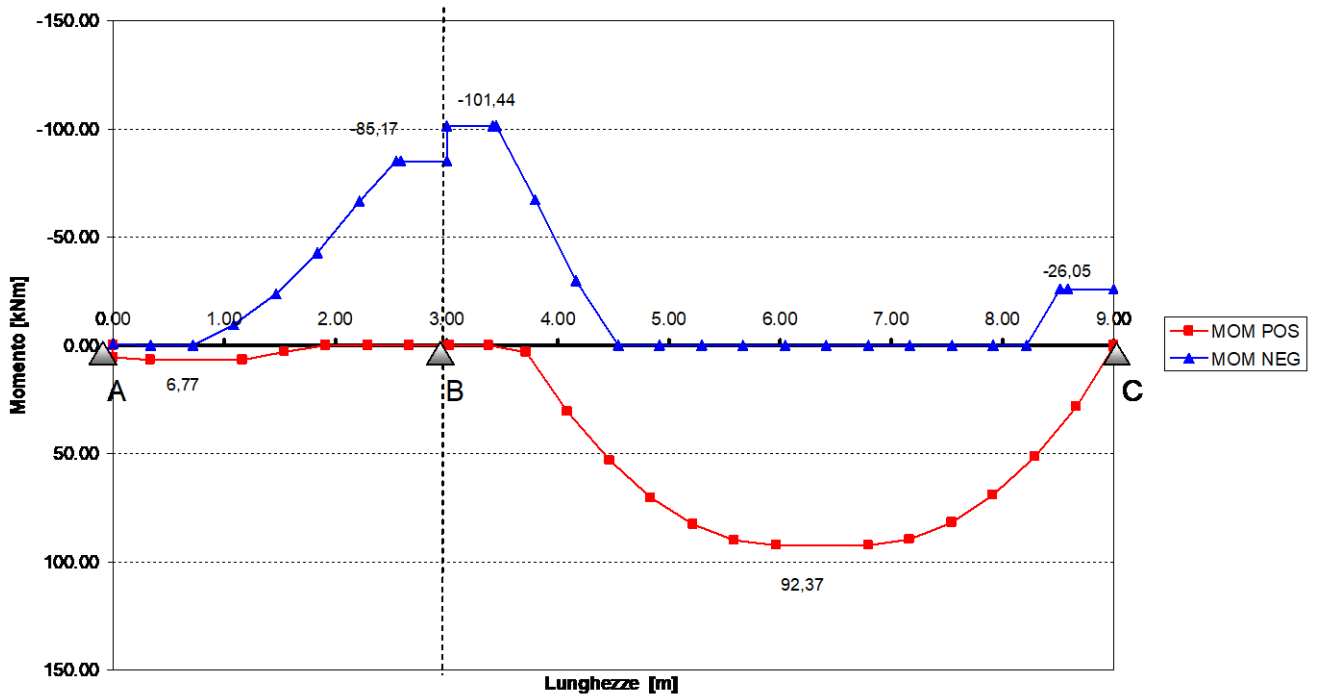
È stato eseguito lo spunto dei momenti per tenere conto delle dimensioni finite degli appoggi e la traslazione, così si sono ottenuti i seguenti Momenti sollecitanti:

SEZIONE	MOMENTO SOLLECITANTE [kNm]		
	Quasi Perman	Frequente	Rara
A	-0.73	-1.22	-2.03
AB	6.77	8.62	11.69
B sx	-85.17	-97.57	-110.67
B dx	-101.44	-110.66	-126.02
BC	92.37	100.43	113.86
C	-26.05	-28.42	-33.13

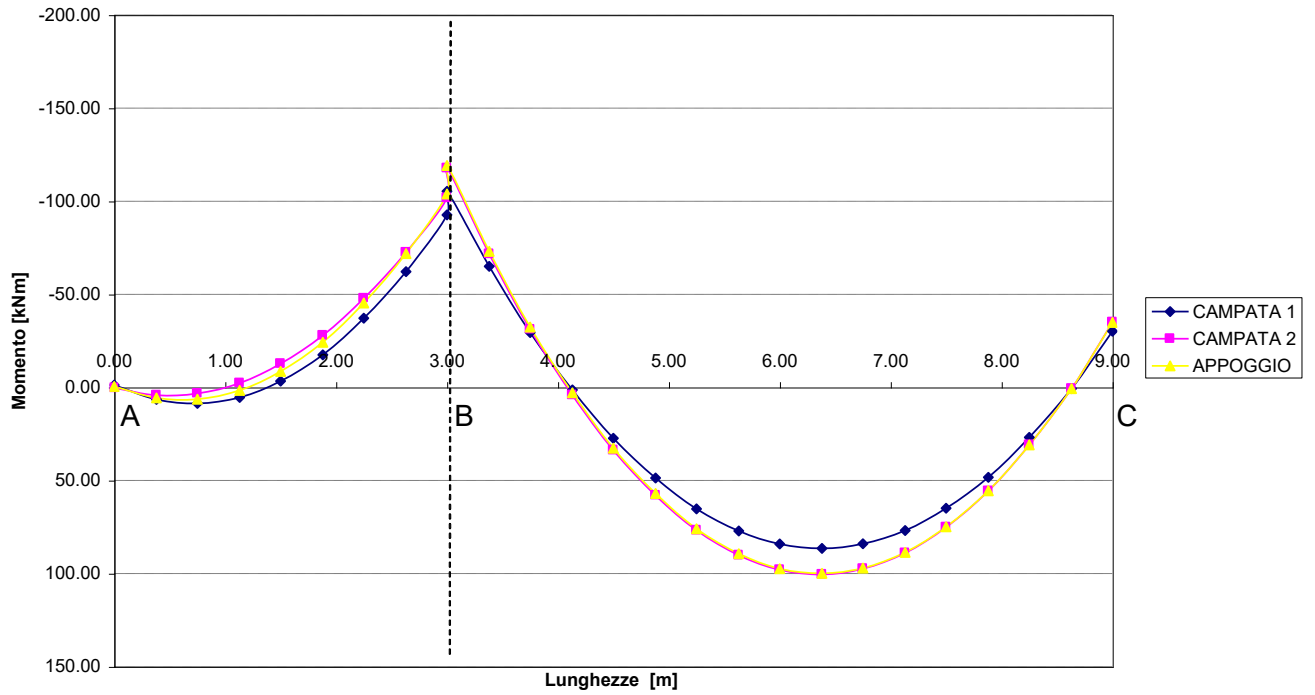
**DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE
COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE**



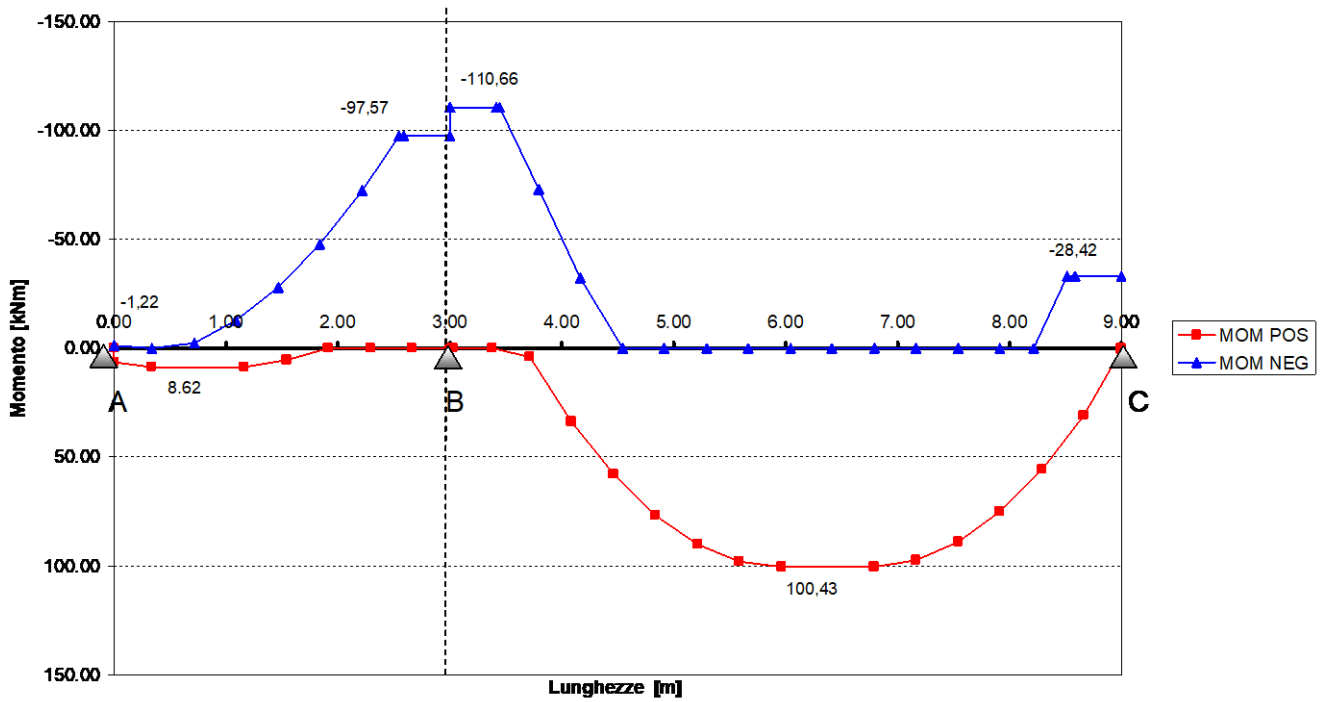
**DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE
COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE**



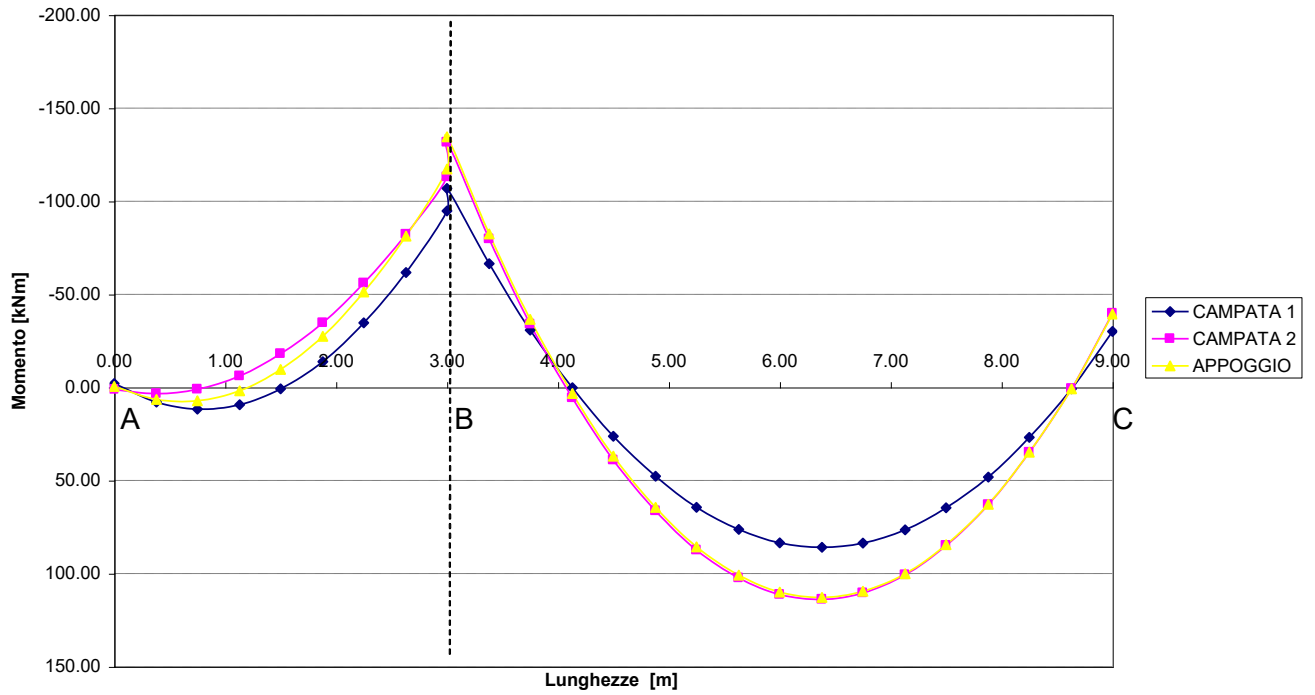
**DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE
COMBINAZIONE FREQUENTE**



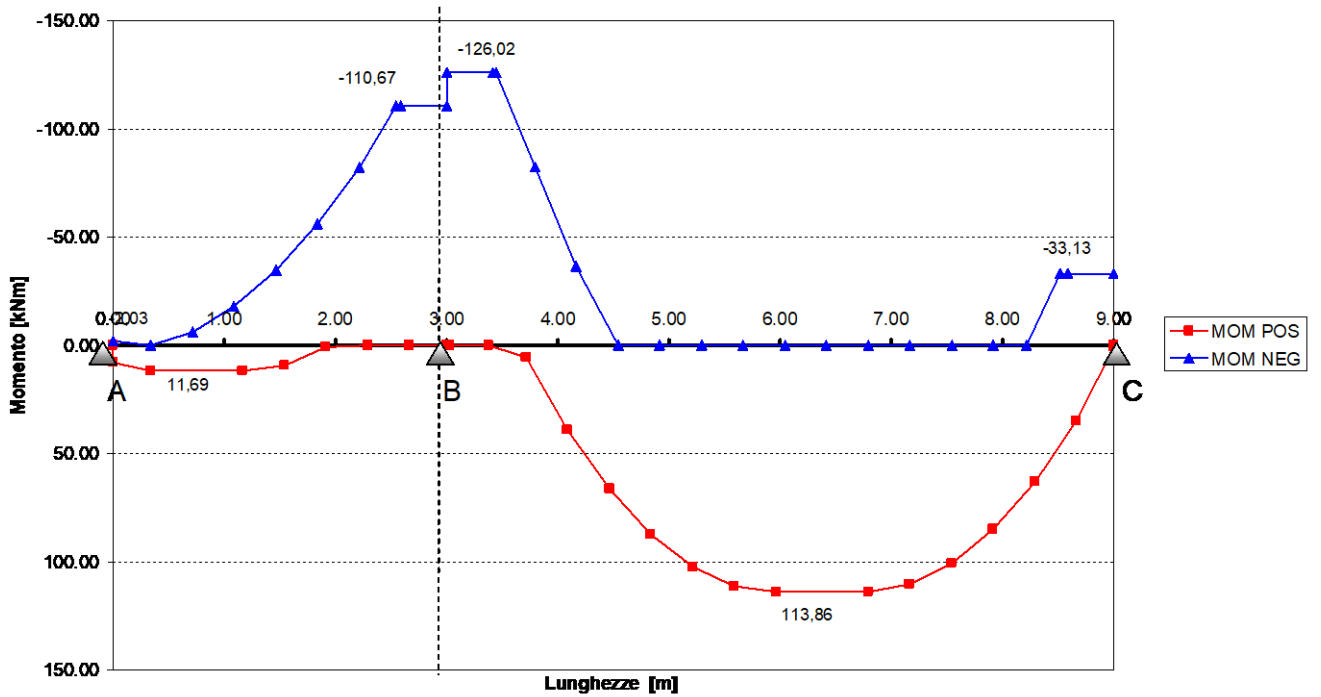
**DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE
COMBINAZIONE FREQUENTE**



**DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE
COMBINAZIONE RARA**



**DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE
COMBINAZIONE RARA**



2.4.2. Stato limite delle tensioni di esercizio

Come da normativa (ϕ 4.2.2.5.) si deve verificare le tensioni di esercizio: le tensioni di calcolo, calcolate con il metodo elastico (*metodo n*) vengono confrontate con quelle resistenti dei materiali, ridotte in modo opportuno a seconda della combinazione di carico considerata:

Combinazioni quasi permanenti cls ==> 0.45 f_{ck} = 9.34 N/mm²

Combinazioni rare cls ==> 0.60 f_{ck} = 12.45 N/mm²

acciaio ==> 0.80 f_{yk} = 344 N/mm²

saranno usate le seguenti formule (*metodo n*):

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{sde}}{J_{id}} x$$

$$\sigma_{sd} = n \frac{M_{sde}}{J_{id}} (d - x) \text{ (acciaio teso)}$$

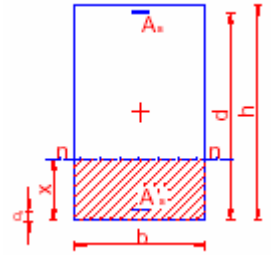
$$x = n \frac{(A_s + A'_s)}{B} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2B(A_s d + A'_s d')}{n(A_s + A'_s)^2}} \right]$$

$$J_{id} = \frac{bx^3}{3} + nA_s (d - x)^2 + nA'_s (x - d')^2$$

$$n = 15$$

Sezione B (appoggio)

$$\begin{aligned}
 b &= 300 \text{ mm} & d &= 460 \text{ mm} \\
 h &= 500 \text{ mm} & d' &= 40 \text{ mm} \\
 4 \phi 20 \text{ Superiori} & & A_s &= 1256 \text{ mm}^2 \\
 2 \phi 20 \text{ Inferiori} & & A_{s'} &= 628 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



$$x = 15 \frac{(1256 + 628)}{300} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 300 \times (1256 \times 460 + 628 \times 40)}{15 \times (1256 + 628)^2}} \right] =$$

$$x = 168.8 \text{ mm}$$

$$J_{id} = \frac{300 \times 168.79^3}{3} + 15 \times 1256 \times (460 - 168.79)^2 + 15 \times 628 \times (168.79 - 40)^2$$

$$J_{id} = 2.23 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Combinazioni quasi permanenti

$$M_{sde} = 101.44 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{sde}}{J_{id}} x = \frac{101.44 \times 10^6}{2.23 \times 10^9} 168.79 = 7.67 \text{ N/mm}^2 < 0.45 f_{ck} = 9.34 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

Combinazioni rare

$$M_{sde} = 126.02 \text{ kNm}$$

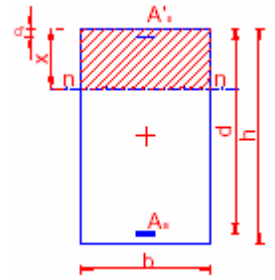
$$\sigma_{cd} = \frac{M_{sde}}{J_{id}} x = \frac{126.02 \times 10^6}{2.23 \times 10^9} 168.79 = 9.54 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 12.45 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{sd} = n \frac{M_{sde}}{J_{id}} (d - x) = 15 \frac{126.02 \times 10^6}{2.23 \times 10^9} (460 - 168.79) =$$

$$\sigma_{sd} = 246.85 \text{ N/mm}^2 < 0.80 f_{yk} = 344 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

Sezione BC (campata)

$$\begin{aligned}
 b &= 300 \text{ mm} & d &= 460 \text{ mm} \\
 h &= 500 \text{ mm} & d' &= 40 \text{ mm} \\
 4 \phi 20 \text{ Inferiori} & & A_s &= 1256 \text{ mm}^2 \\
 2 \phi 16 \text{ Superiori} & & A_{s'} &= 402 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



$$x = 15 \frac{(1256 + 402)}{300} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 300 \times (1256 \times 460 + 402 \times 40)}{15 \times (1256 + 402)^2}} \right] =$$

$$x = 174.50 \text{ mm}$$

$$J_{id} = \frac{300 \times 174.50^3}{3} + 15 \times 1256 \times (460 - 174.50)^2 + 15 \times 402 \times (174.50 - 40)^2$$

$$J_{id} = 2.18 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Combinazioni quasi permanenti

$$M_{sde} = 92.37 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{sde}}{J_{id}} x = \frac{92.37 \times 10^6}{2.18 \times 10^9} 174.50 = 7.39 \text{ N/mm}^2 < 0.45 f_{ck} = 9.34 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

Combinazioni rare

$$M_{sde} = 113.86 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{sde}}{J_{id}} x = \frac{113.86 \times 10^6}{2.18 \times 10^9} 174.50 = 9.11 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 12.45 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{sd} = n \frac{M_{sde}}{J_{id}} (d - x) = 15 \frac{113.86 \times 10^6}{2.18 \times 10^9} (460 - 174.50) =$$

$$\sigma_{sd} = 223.67 \text{ N/mm}^2 < 0.80 f_{yk} = 344 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

2.4.3. Fessurazione

Come da normativa (ϕ 4.1.2.2.4 e Tab. 4.1.IV), visto le condizioni ambientali in cui si trova l'opera, è stato scelto:

Gruppo	Condizione ambientale	Comb. azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			st. limite	w_k	st. limite	w_k
a	Poco aggressivo	frequente	ap.fessure	$<w_2$	ap.fessure	$<w_3$
		q. perm.	ap.fessure	$<w_1$	ap.fessure	$<w_2$

dove $w_1 = 0.2 \text{ mm}$ $w_2 = 0.3 \text{ mm}$ $w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Come da normativa (ϕ 4.1.2.2.4.5) il valore caratteristico dell'apertura delle fessure si calcola così:

$$w_k = 1.7 * w_m < w_i$$

valore caratt. di apertura delle fessure

$$w_m = \varepsilon_{sm} * S_{rm}$$

valore medio di apertura delle fessure

2.5. Progetto dei pilastri agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)

2.5.1. Sollecitazioni di progetto

Trattandosi in generale di un elemento pressoinflesso, è opportuno, data una serie di combinazioni di carico e quindi un “involuppo di sollecitazioni”, verificare almeno 2 casi: il massimo carico assiale con il corrispondente momento flettente ed il momento flettente massimo con il corrispondente carico assiale.

Vengono prese in considerazione le condizione di carico che massimizzano le sollecitazioni; inoltre si tiene conto delle inevitabili incertezze geometriche, secondo il paragrafo ϕ 4.2.1.2 : “...in ogni caso, per tenere conto delle incertezze sul punto di applicazione dei carichi si deve ipotizzare una eccentricità, nella direzione più sfavorevole, da sommare a quella eventuale dei carichi, e di entità pari al maggiore dei due valori :”

$$\max (h / 300 ; 20 \text{ mm}) \quad (h \text{ in mm})$$

$$e_o = \max (3000 / 300 = 10 ; 20) = 20 \text{ mm}$$

quindi si ricalcola il momento con la formula:

$$M_{sd} = (M / N + e_o) * N_{sd}$$

Stati Limite Ultimi

Pilastro n.	Tipo sollecitazione	Az. Assiale	Momento	eccentricità		Momento
		N_{sd} [kN]	M [kNm]	e_1 [mm]	e_o [mm]	M_{sd} [kNm]
1	N max	340.84	3.89	11	20	10.71
	M max	282.26	5.05	18	20	10.70
2	N max	778.09	13.88	18	20	29.44
	M max	661.00	28.20	43	20	41.42
3	N max	445.77	57.12	128	20	66.04
	M max	445.77	57.12	128	20	66.04

Stati Limite di Esercizio (comb. rara)

Pilastro n.	Tipo sollecitazione	Az. Assiale	Momento	eccentricità		Momento
		N_{sd} [kN]	M [kNm]	e_1 [mm]	e_o [mm]	M_{sd} [kNm]
1	N max	234.71	2.03	9	20	6.72
	M max	212.56	1.10	5	20	51.35
2	N max	551.67	17.25	31	20	28.28
	M max	551.67	17.25	31	20	28.28
3	N max	315.95	39.81	123	20	46.08
	M max	315.95	39.81	123	20	46.08

2.5.2. Predimensionamento

“In generale, un pilastro è un elemento strutturale soggetto a presso flessione; per tale motivo per procedere ad un suo predimensionamento può essere utile fare riferimento, con opportune attenzioni, a due casi estremi: sforzo normale centrato e flessione semplice”.

Massimo sforzo Normale N

L'area di calcestruzzo necessaria viene ricavata mediante la formula seguente, nella quale si considera una riduzione del 25% della resistenza del calcestruzzo, così proposto dalla normativa italiana (paragrafo ϕ C.4.1.2.3.4.2. - $0.80 f_{cd} = f_{cd} / 1.25$):

$$N_{Sdu} = 778.09 \text{ kN}$$

$$A_{c,nec} = \frac{0.85 \cdot N_{sdu}}{\alpha \cdot f_{cd}/1.25} = \quad \text{con } \alpha=0.85$$

$$A_{c,nec} = \frac{0.85 \times 778.09 \times 10^3}{0.85 \times 12.97/1.25} = 74989 \text{ mm}^2$$

$$B = \sqrt{A_{c,nec}} = \sqrt{74989} = 274 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow B = 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

“Il valore $0.85 N_{sd}$ deriva dal fatto che si è considerato che l'armatura assorba il 15% dello sforzo normale, cioè dia (almeno) il contributo minimo imposto dalla normativa.”

Secondo la normativa di riferimento l'area delle armature deve sostenere almeno il 15% dello sforzo normale sollecitante N_{sd} , cioè deve essere:

$$N_{Sde} = 551.67 \text{ kN}$$

$$A_{s,min} = 0.15 \cdot \frac{N_{sde}}{f_{sd}} = \quad (\text{nella comb. rara})$$

$$A_{s,min} = 0.15 \cdot \frac{551.67 \times 10^3}{301} = 275 \text{ mm}^2$$

Massimo Momento Flettente M

L'area delle armature può essere desunta facendo riferimento al predimensionamento di una sezione soggetta a flessione semplice:

$$M_{Sdu} = 66.04 \text{ kNm}$$

$$A_{s,T} = \frac{M_{sdu}}{0.9 \cdot d \cdot f_{sd}} = \frac{66.04 \times 10^6}{0.9 \times 260 \times 374} = 755 \text{ mm}^2$$

Tenendo conto dell'area di cls strettamente necessaria e sui limiti inferiori e superiori del quantitativo di armatura, si adotta un pilastro con le seguenti caratteristiche:

$$30 \times 30 + 6 \phi 16$$

che soddisfa inoltre le seguenti prescrizioni normative:

$$0.3\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 6\%$$

$$0.3\% \leq \frac{1206}{300 \times 300} = 1.34\% \leq 6\%$$

$$\phi_l > 12 \text{ mm}$$

La verifica allo stato limite ultimo consiste nel controllo che il punto rappresentativo le sollecitazioni sia interno al dominio di resistenza della sezione in esame.

2.5.3. Verifica elementi snelli

Per gli elementi snelli si procedere alla verifica di instabilità; in questo caso si fa riferimento al metodo "colonna modello con approccio EC (EC2 ϕ 4.3.5.6.3), con le appropriate modifiche alla simbologia":

si verifica che il punto (N_{sdu} ; M_{est}) sia interno al dominio della sezione (determinato in seguito), dove:

$$M_{est} = N_{sdu} (e_1 + e_o + e_2)$$

$$e_1 = M_{sdu} / N_{sdu}$$

e_o = eccentricità per incertezza geometrica

e_2 = eccentricità del secondo ordine

$$e_2 = k_1 \frac{l_0^2}{10} \left(\frac{1}{r} \right)$$

$$k_1 = 1$$

$$\text{se } \lambda > 35$$

$$k_1 = \lambda / 20 - 0.75$$

$$\text{se } 15 < \lambda < 35$$

$$\left(\frac{1}{r} \right) = 2 \cdot k_2 \cdot \varepsilon_{yd} / (0.9 \cdot d)$$

$$k_2 = \frac{N_{Rdu} - N_{sdu}}{N_{Rdu} - N_{bil}} \leq 1$$

la scelta $k_2=1$ è prudentiale

$$N_{Rdu} = (0.85 f_{cd}^* A_c + f_{sd} A_s)$$

$N_{bil} = N$ nel caso di rottura bilanciata

2.5.3.1. Verifica instabilità

Pilastro 2 (*pilastro maggiormente sollecitato, analogamente gli altri pilastri*)

b = 300 mm	d = 260 mm	N _{sdu} = 778.09 kN
h = 300 mm	d' = 40 mm	M _{sdu} = 13.88 kNm (mom. soll.)
3 φ 16 Sup.	A _S = 603 mm ²	
3 φ 16 Inf.	A' _S = 603 mm ²	

$$M_{\text{est}} = N_{\text{sdu}} (e_1 + e_0 + e_2)$$

$$e_1 = M_{\text{sdu}} / N_{\text{sdu}} = 18 \text{ mm}$$

$$e_0 = 20 \text{ mm}$$

$$e_2 = k_1 \frac{l_0^2}{10} \left(\frac{1}{r} \right)$$

$$\lambda = 44.0 \qquad k_1 = 1 \qquad (\lambda > 35)$$

$$\left(\frac{1}{r} \right) = 2 \cdot k_2 \cdot \varepsilon_{\text{yd}} / (0.9 \cdot d)$$

$$k_2 = \frac{N_{\text{Rdu}} - N_{\text{sdu}}}{N_{\text{Rdu}} - N_{\text{bil}}}$$

$$N_{\text{Rdu}} = (0.85 \times 0.83 \times 25 / 2.0 \times 90000 + 374 \times 1206) = 1245 \text{ kN}$$

$$N_{\text{bil}} = 454.4 \text{ kN (dalla costruzione del dominio)}$$

$$k_2 = \frac{1245 - 778.09}{1245 - 454.4} = 0.59 \leq 1$$

$$\left(\frac{1}{r} \right) = 2 \times 0.59 \times 1.8 \times 10^{-3} / (0.9 \times 260) = 9.08 \times 10^{-6}$$

$$e_2 = 1 \times \frac{4000^2}{10} (9.08 \times 10^{-6}) = 14.52 \text{ mm}$$

$$M_{\text{est}} = 778.09 \times 10^3 \times (18.00 + 20.00 + 14.52) = 40.87 \times 10^6 \text{ Nmm} = 40.87 \text{ kNm}$$

Adottando il valore prudenziale per $k_2 = 1$

$$\left(\frac{1}{r} \right) = 2 \times 1 \times 1.8 \times 10^{-3} / (0.9 \times 260) = 1.54 \times 10^{-5}$$

$$e_2 = 1 \times \frac{4000^2}{10} (1.54 \times 10^{-5}) = 24.64 \text{ mm}$$

$$M_{\text{est}} = 778.04 \times 10^3 \times (18.00 + 20.00 + 24.64) = 48.74 \times 10^6 \text{ Nmm} = 48.74 \text{ kNm}$$

Va verificato che la coppia sollecitante (778.04 ; 48.74) sia interna al dominio di resistenza.

2.5.4. Costruzione del Dominio di Resistenza

Il Dominio di Resistenza si può definire come

“il luogo geometrico dei punti del piano N-M corrispondenti alle coppie N-M che determinano la crisi della sezione”.

Pertanto, la verifica di una sezione pressoinflessa consiste nel provare che il punto del piano corrispondente alla coppia sollecitante (N_{sd} , M_{sd}) sia interno (al più coincidente) al dominio.

Usualmente il dominio viene determinato per punti, corrispondenti a precise posizioni dell'asse neutro. In altre parole, si fissa una posizione “conveniente” dell'asse neutro e si determina la corrispondente coppia resistente (N_{Rd} , M_{Rd}) con le seguenti equazioni:

$$N_{Rd} = 0.8x \cdot b \cdot 0.85f_{cd} \pm A'_s \cdot \sigma'_s \pm A_s \cdot \sigma_s$$

$$M_{Rd} = 0.8x \cdot b \cdot 0.85f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4x \right) \pm A'_s \cdot \sigma'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) \pm A_s \cdot \sigma_s \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

oppure nella versione adimensionale

$$n = 0.8\eta \pm \alpha' \rho' \pm \alpha\rho$$

$$m = 0.4\eta \left(\frac{1+\delta}{2} - 0.4\eta \right) \pm (\alpha' \rho' \pm \alpha\rho) \left(\frac{1+\delta}{2} \right)$$

N.B: *Le coppie (N,M) sono riferite al baricentro geometrico della sezione,!!!
(Lo stesso origine del sistema di riferimento rispetto al quale sono state calcolate le sollecitazioni)*

Inoltre secondo la normativa vigente (ϕ 4.2.1.2.) “Lo sforzo normale deve risultare minore di quello calcolato per compressioni centrate con una maggiorazione del 25% del coefficiente γ_c ”.

Pertanto lo sforzo normale massimo N^* è pari a :

$$N_{Rd}^* = b \cdot h \cdot 0.85f_{cd}^* + A'_s \cdot f_{sd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$f_{cd}^* = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.83R_{ck}}{1.25 \cdot \gamma_c} =$$

In generale vengono scelti i seguenti punti “convenienti”:

- Limite campo 1
- Limite campo 1-2
- Limite campo 2-3
- Limite campo 3-4
- Limite campo 4-5
- Limite campo 5-6
- Limite campo 6

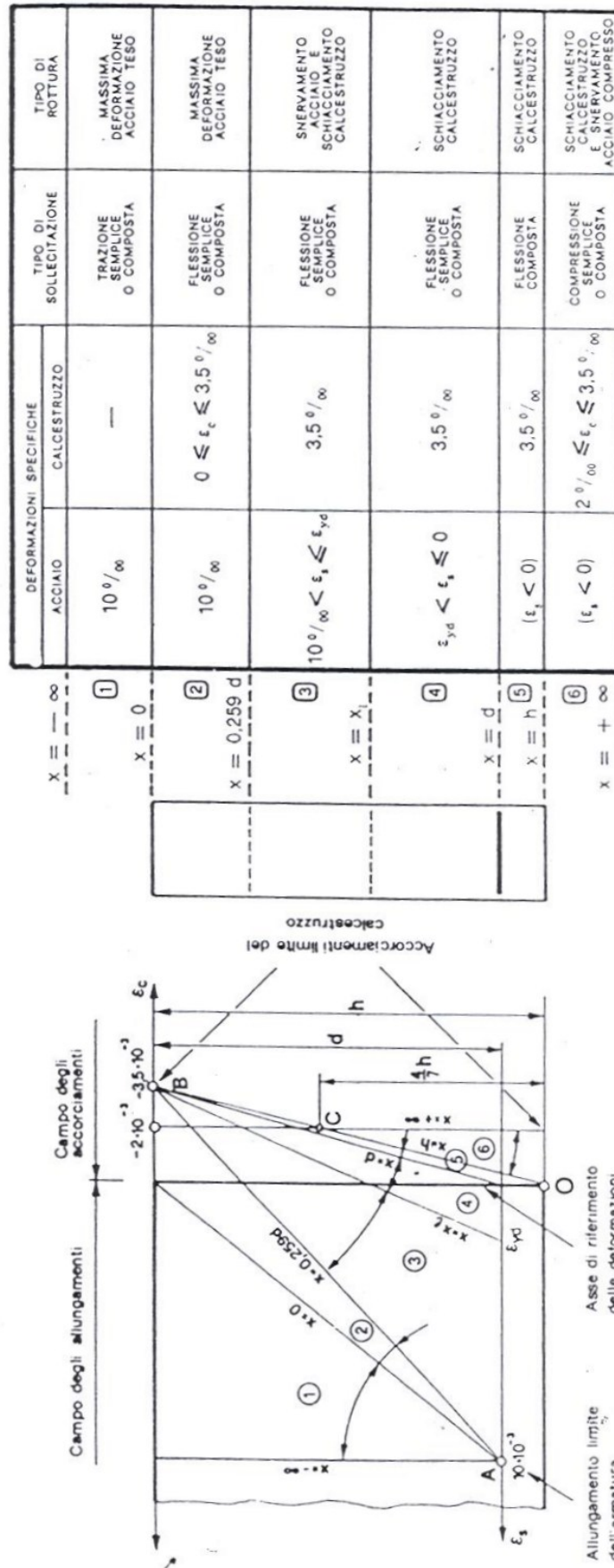


fig. 2

2.5.4.3. Il programma VcaSlu (Prof. Piero Gelfi - UniBS)

Si riportano le principali schermate del programma VcaSlu per la verifica delle sezioni in c.a. agli Stati Limite Ultimi sviluppato dal *Prof. Ing. Piero Gelfi* (Università degli Studi di Brescia)
 I software sono reperibili al sito: <http://civserv.ing.unibs.it/utenti/gelfi/>

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	30	1	6.03	4
			2	6.03	26

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Sd} kN
 M_{xSd} kNm
 M_{ySd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

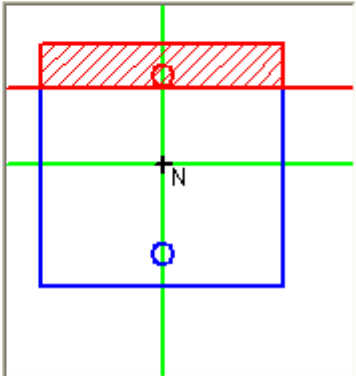
FeB44k		Rck25	
ε_{su}	<input type="text" value="10"/> ‰	ε_{cu}	<input type="text" value="3.5"/>
f_{yd}	<input type="text" value="373.9"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="12.97"/>
E_s	<input type="text" value="200,000"/> N/mm²	α	<input type="text" value="0.85"/> ?
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε_{syd}	<input type="text" value="1.870"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="8.5"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.5333"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1.686"/>

M_{xRd} kN m

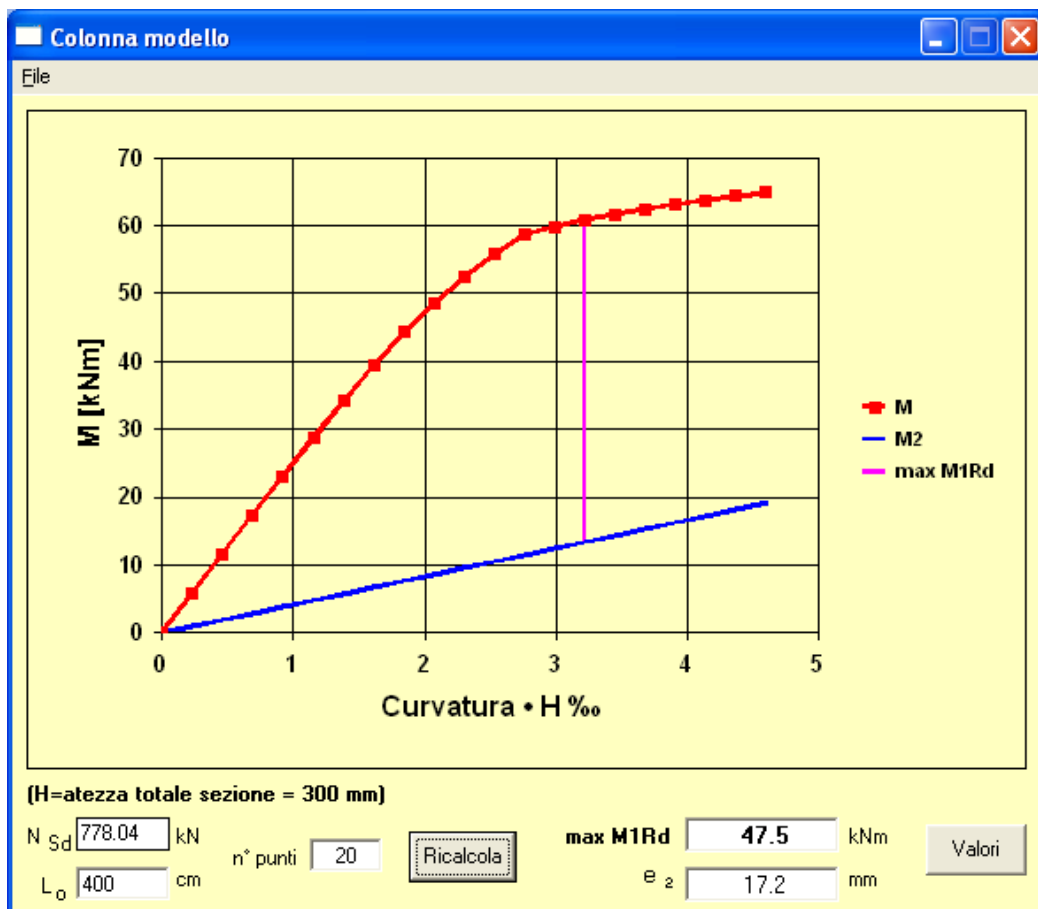
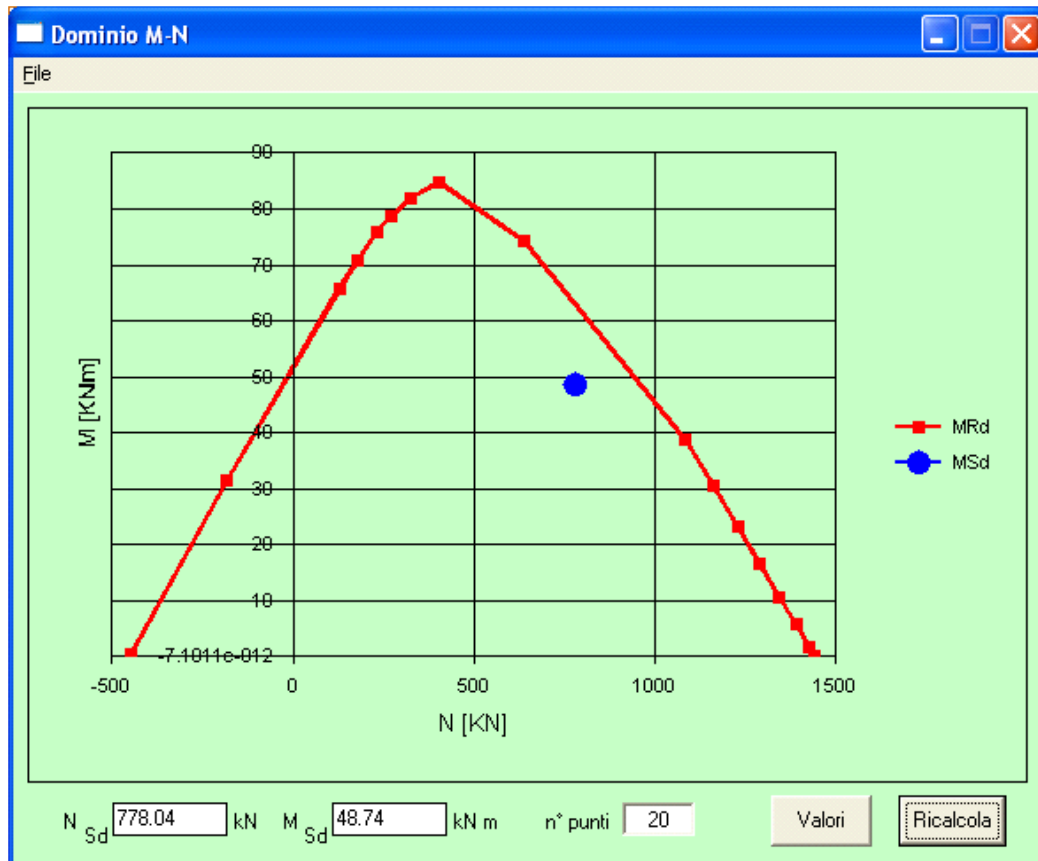
σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ cm **Col. modello**
 N° rett.

Precompresso
 Predeformazione acciaio ‰



Nella pagina seguente si riporta anche la verifica di instabilità per il pilastro 2 secondo il metodo della colonna modello classico, in cui si calcola il legame Momento-Curvatura.



2.5.5. Staffe

Come da normativa (ϕ 5.3.4) deve essere prevista una staffatura tale che :

$$\text{passo} < \max (15 \phi ; 250 \text{ mm}) \quad 15 * 16 = 240 \text{ mm}$$

$$\text{passo} = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{st}} > \max (6 \text{ mm} ; 1/4 \phi) \quad 1/4 * 16 = 4.0 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{st}} = 8 \text{ mm}$$

====> Staffe ϕ 8 / 20 cm

2.5.6. Giunzioni

Per eventuali giunzioni si prescrive una lunghezza di sovrapposizione di:

$$40 \phi = 40 * 16 = 640 \text{ mm} = 64 \text{ cm}$$

2.6. Verifica dei Pilastrini nei confronti degli S.L.E. (*Tensioni di Esercizio*)

La verifica allo stato limite delle tensioni di esercizio serve per controllare che l'entità della compressione non sia tale da indurre la formazione di rilevanti fessure parallele alla direzione di compressione, dovute alla dilatazione trasversale del calcestruzzo, nonché tale da provocare eccessive deformazioni viscosi.

Come da normativa (ϕ 4.3.2) le tensioni di calcolo, calcolate con il metodo elastico verranno confrontate con quelle resistenti dei materiali, ridotte in modo opportuno a seconda della combinazione di carico adottata:

<u>Combinazioni quasi permanenti</u>	cls	====>	$0.45 f_{ck} = 9.34 \text{ N/mm}^2$
<u>Combinazioni rare</u>	cls	====>	$0.60 f_{ck} = 12.45 \text{ N/mm}^2$
	acciaio	====>	$0.70 f_{yk} = 301 \text{ N/mm}^2$

Innanzitutto occorre verificare la posizione del centro di pressione: se è interno al nocciolo la sezione non si parzializza e la verifica si esegue considerando l'intera sezione reagente; in caso contrario la sezione è parzializzata e si procede con la determinazione dell'asse neutro.

Pilastro 1 - Combinazioni Rare:

$$N_{sde} = 234.74 \text{ kN}$$

$$M_{sde} = 6.72 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6.72 \times 10^6}{234.71 \times 10^3} = 28.6 \text{ mm} < \lambda = \frac{B}{6} = \frac{300}{6} = 50 \text{ mm}$$

==> la sezione **NON** si parzializza

$$A_{idL} = A_c + n \cdot A_s = 300 \times 300 + 15 \times 6 \times 201 = 108090 \text{ mm}^2$$

$$J_{idL} = \frac{B \cdot h^3}{12} + n \cdot A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 =$$
$$= \frac{300 \times 300^3}{12} + 15 \times 6 \times 201 \times \left(\frac{300}{2} - 40 \right)^2 = 894 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{cdN} \pm \sigma_{cdM} = \frac{N_{sde}}{A_{idL}} \pm \frac{M_{sde}}{J_{idL}} \cdot \frac{h}{2} =$$
$$= \frac{234.71 \times 10^3}{108090} \pm \frac{6.72 \times 10^6}{894 \times 10^6} \times \frac{300}{2} = 2.17 \pm 1.13 = \left\{ \begin{array}{l} 3.30 \\ 1.04 \end{array} \right\} < 0.60f_{ck} = 12.45 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cdm} = \sigma_{cdN} = 2.17 \text{ MPa} < 0.70 \times (0.60f_{ck}) = 8.71 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sd} = n \cdot (\sigma_{cdN} \pm \sigma_{cdM}) = n \cdot \left(\frac{N_{sde}}{A_{idL}} \pm \frac{M_{sde}}{J_{idL}} \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) \right) =$$
$$= 15 \times \left(\frac{234.71 \times 10^3}{108090} \pm \frac{6.72 \times 10^6}{894 \times 10^6} \times \left(\frac{300}{2} - 40 \right) \right) = 15 \times (2.17 \pm 0.82) = \left\{ \begin{array}{l} 44.8 \\ 20.3 \end{array} \right\} < 0.70f_{yk} = 301 \text{ N/mm}^2$$

Allo stesso modo si eseguono le verifiche per la combinazione quasi permanente

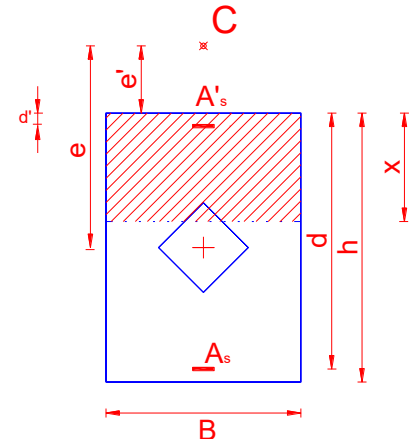
Pilastro 3 - Combinazione Rara:

$$N_{sde} = 315.95 \text{ kN}$$

$$M_{sde} = 46.08 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{46.08 \times 10^6}{315.95 \times 10^3} = 145.8 \text{ mm} < \lambda = \frac{B}{6} = \frac{300}{6} = 50 \text{ mm}$$

==> la sezione si parzializza



Eq. rotazione rispetto a "C"
+ eq. congruenza

$$\frac{1}{2} B x \sigma_c \left(\frac{1}{3} x + e' \right) + \sigma'_s A'_s (e' + d') - \sigma_s A_s (d + e') = 0$$

=> $J_{ns} = 0$ Momento centrifugo della sezione ideale
reagente rispetto assi coniugati r,s

$$e' = e - \frac{h}{2} = 145.80 - \frac{300}{2} = -4.2 \text{ mm}$$

Asse neutro

$$x = 162.7 \text{ mm}$$

Momento d'inerzia

$$J_{id} = \frac{Bx^3}{3} + nA_s (d-x)^2 + nA'_s (x-d')^2 =$$

$$J_{id} = \frac{300 \times 162.7^3}{3} + 15 \times 603 \times (260 - 162.7)^2 + 15 \times 603 \times (162.7 - 40)^2 =$$

$$J_{id} = 652 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Eq. traslazione

$$\frac{1}{2} \sigma_c \cdot B \cdot x + A'_s \sigma'_s - A_s \sigma_s = N$$

$$\sigma_c \left[\frac{1}{2} B \cdot x^2 + nA'_s (x - d') - nA_s (d - x) \right] = N \cdot x$$

$$S_{ni} = \frac{1}{2} B \cdot x^2 + nA'_s (x - d') - nA_s (d - x) =$$

$$= \frac{1}{2} \times 300 \times 162.7^2 + 15 \times 603 \times (162.7 - 40) - 15 \times 603 \times (260 - 162.7) =$$

$$= 420 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_c = \frac{N}{S_{ni}} x = \frac{315.95 \times 10^3}{420 \times 10^6} 162.7 = 12.24 \text{ MPa} < 0.60 f_{ck} = 12.45 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = n \frac{N}{S_{ni}} (d - x) = 15 \frac{315.95 \times 10^3}{420 \times 10^6} (260 - 162.7) = 109.9 \text{ MPa} < 301 \text{ N/mm}^2$$

Allo stesso modo si eseguono le verifiche per la combinazione quasi permanente e per altre sezioni.

2.7. Plinti

La fondazione dei pilastri è di tipo a plinto rigido isolato, adagiato su un terreno con portata in esercizio di $\sigma_{te} = 0.2 \text{ N/mm}^2$. (portata allo SLU assumibile pari a $\sigma_{tu} = 0.3 \text{ N/mm}^2$)

2.7.1. Progetto Plinto 2

2.7.1.1. Predimensionamento

$$N_{sdu} = 778.09 \text{ kN} \quad M_{sdu} = 13.88 \text{ kNm} \quad e = 18 \text{ mm}$$

Vista sezione quadrata del pilastro si adotta anche per il plinto una sezione quadrata.

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{\frac{N_{sdu}}{\sigma_{tu}}} = \sqrt{\frac{778.09 \times 10^3}{0.30}} = 1610 \text{ mm}$$

si adotta $B = 1800 \text{ mm}$

plinto rigido

$$h \geq (B - b) / 4 =$$

$$h \geq (1800 - 300) / 4 = 375 \text{ mm}$$

si adotta $h = 400 \text{ mm}$

$d = 350 \text{ mm}$ $d' = 50 \text{ mm}$ (maggiore protezione per l'armatura)

OSS: nelle fondazioni è preferibile utilizzare diametri piuttosto grandi a causa dell'ambiente aggressivo. Pertanto il $\phi 12 - \phi 14$ si può considerare il diametro minimo da adottare in un plinto. Analogamente è bene far lavorare le barre d'armatura ad una tensione non troppo elevata, al di sotto dei valori di progetto: un valore consueto è pari al 85% della tensione di progetto.

2.7.1.2. Verifica stato limite ultimo

$$N_{sdu} = 778.09 \text{ kN} \quad M_{sdu} = 13.88 \text{ kNm} \quad e = 18 \text{ mm}$$

Peso proprio $pp = (1.80 \times 1.80 \times 0.40 \times 25) \times 1.4 = 45.36 \text{ kN}$

carico ultimo $N_{sdu} = 778.09 + 45.36 = 823.45 \text{ kN}$

eccentricità $e = M / N = 13.88 \times 10^6 / 823.45 \times 10^3 = 16.8 \text{ mm}$

$\lambda = B / 6 = 1800 / 6 = 300 \text{ mm}$ \implies sezione tutta compressa

verifica terreno

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sdu}}{A} \pm \frac{M_{sdu}}{W} = \frac{778.09 \times 10^3}{1800 \times 1800} \pm \frac{13.88 \times 10^6}{\frac{1800 \times 1800^2}{6}} = \left\{ \begin{matrix} 0.268 \\ 0.240 \end{matrix} \right\} < \sigma_{tu} = 0.30 \text{ N/mm}^2$$

trazione nelle barre $F_{su} = \frac{1}{2} N_{sdu} \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{N_{sdu} (B - b)}{8 \cdot d}$

$$F_{su} = \frac{778.09 \times 10^3 \times (1800 - 300)}{8 \times 350} = 416.8 \text{ kN}$$

barre inferiori $9 \phi 14$ $A_s = 1386 \text{ mm}^2$

$$F_{Rd} = 1386 \times 374 = 518.4 \text{ kN} > F_{su} \quad \text{OK}$$

tensione lavoro $f_{su} = F_{su} / A_s = 416.8 \times 10^3 / 1386 = 300 \text{ N/mm}^2$

2.7.1.3. Verifica punzonamento

Nel caso dei plinti il punzonamento è causato dal carico concentrato del pilastro che agisce sulla piastra di fondazione (plinto). Se il plinto è stato dimensionato come plinto rigido, il più delle volte non è necessario predisporre un'apposita armatura per il punzonamento.

Come da normativa ($\phi 5.3.4$) si esegue la verifica a punzonamento: *“In mancanza di una apposita armatura, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a: “*

$$F = 0.5 u h f_{ctd}$$

L'azione di punzonamento si assume pari alla differenza fra il carico del pilastro totale e quello scaricato direttamente al suolo sotto la proiezione a 45° (generalmente) del pilastro stesso, o, in altre parole pari alla tensione di lavoro del terreno per area d'impronta depurata dalla proiezione a 45° del pilastro. (vedi figura)

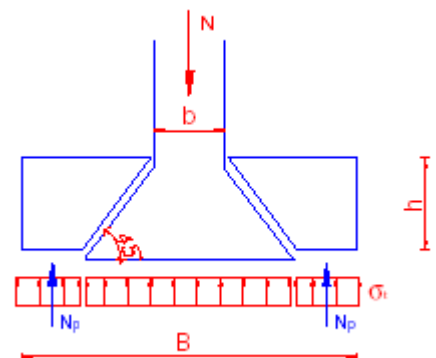
$$N_p = \sigma_{td} [A_{pl} - (b + 2h)^2] =$$

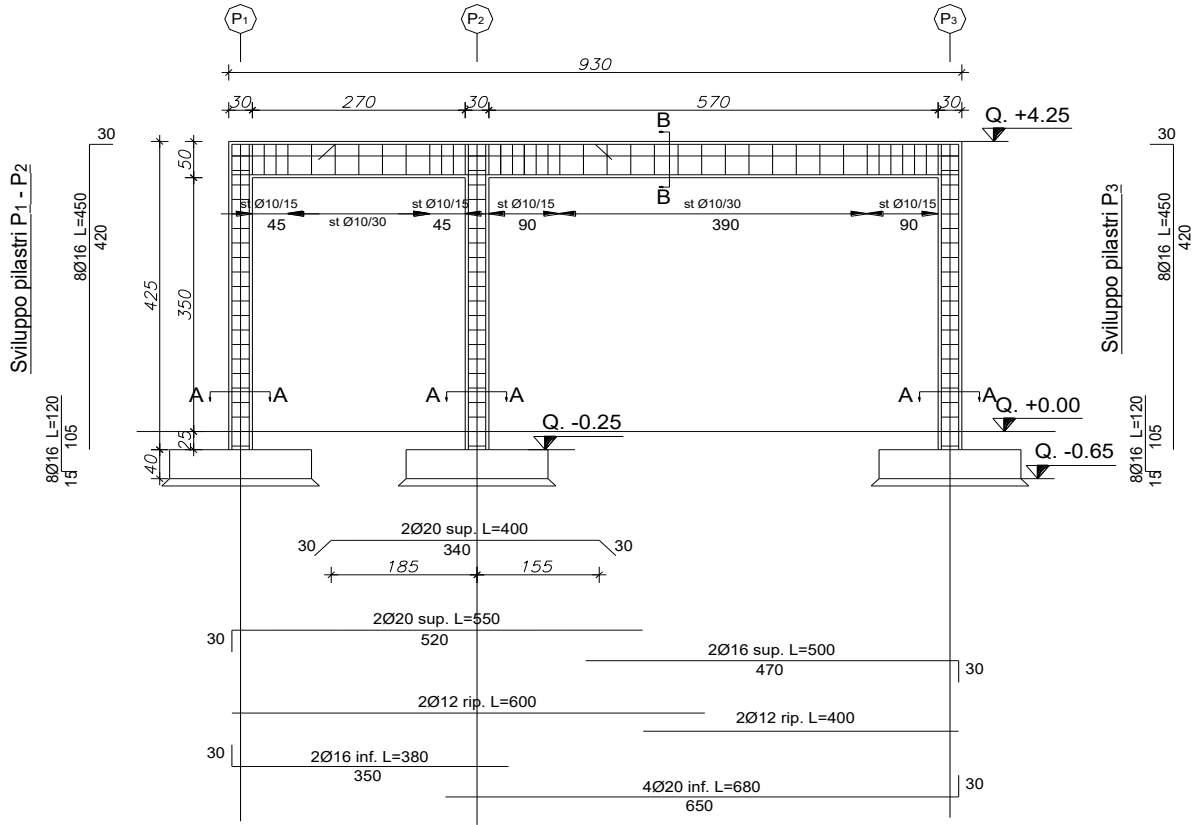
$$N_p = 0.22 [(1800 \times 1800) - (300 + 2 \times 400)^2] = 515.62 \text{ kN}$$

$$F = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd} = 0.5 \cdot [4(b + h)] \cdot h \cdot f_{ctd}$$

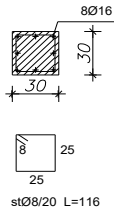
$$F = 0.5 \times [4(300 + 400)] \times 400 \times 1.01 = 565.6 \text{ kN}$$

$F > N_p$ OK

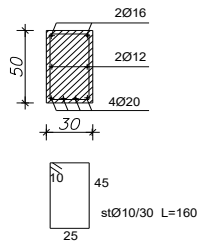




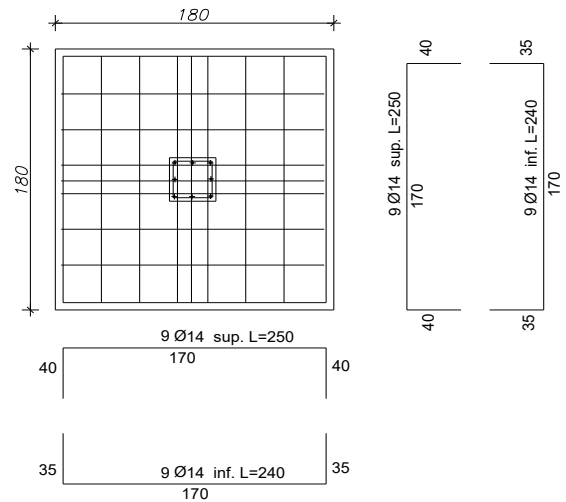
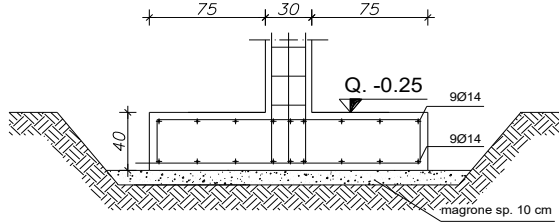
SEZIONE A - A



SEZIONE B - B



PLINTO 180x180x40



PRESCRIZIONE PER I MATERIALI:

CALCESTRUZZO C20/25 R_{ck} 25 MPa
 ARMATURE C.A. FeB44k

APPENDICE A

APPENDICE A - 1/5

Trave S.L.U. – Ridistribuzione del Diagramma dei Momenti

È possibile eseguire un calcolo elastico lineare con redistribuzione : “Per la progettazione delle strutture a telaio di caratteristiche correnti si possono assumere in talune sezioni dei momenti δM ridotti, a condizione che nelle altre parti della struttura siano considerate le corrispondenti variazioni necessarie per ristabilire l'equilibrio.”

Assumiamo $\delta = 85\% = 0.85$

per ciascuna sezione (negativa) inoltre deve essere verificato che $0.44 + 1.25 \cdot \eta < \delta$

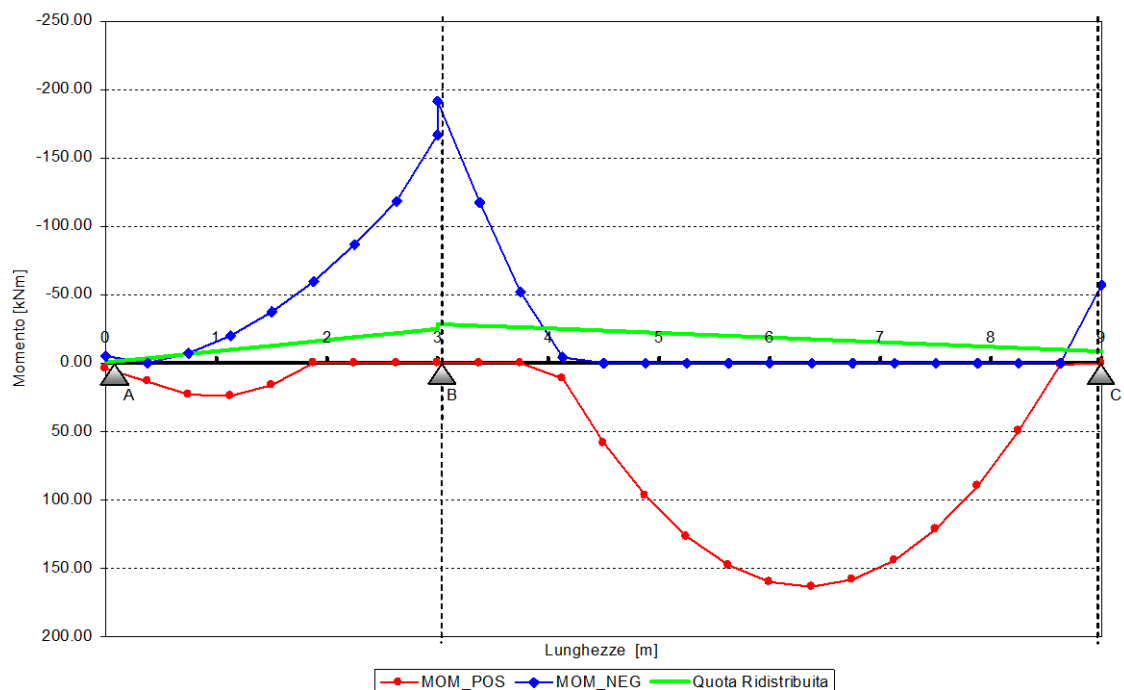
SEZIONE A : M = -3.89	$\delta M = 0.85 \cdot M = 3.31$ kNm	$\Delta M = 0.58$ kNm
SEZIONE B _{sx} : M = -166.94	$\delta M = 0.85 \cdot M = 141.90$ kNm	$\Delta M = 25.04$ kNm
SEZIONE B _{dx} : M = -191.48	$\delta M = 0.85 \cdot M = 162.72$ kNm	$\Delta M = 28.72$ kNm
SEZIONE C : M = -57.12	$\delta M = 0.85 \cdot M = 48.55$ kNm	$\Delta M = 8.57$ kNm

Di seguito si riportano i diagrammi dei momenti ridistribuiti, momenti di calcolo e momenti resistenti. Inoltre, è necessario ricalcolare il taglio delle singole campate tenendo conto dei nuovi momenti alle estremità.

N.B. Vanno ridistribuite le singole combinazioni di carico e poi si esegui l'involuppo.

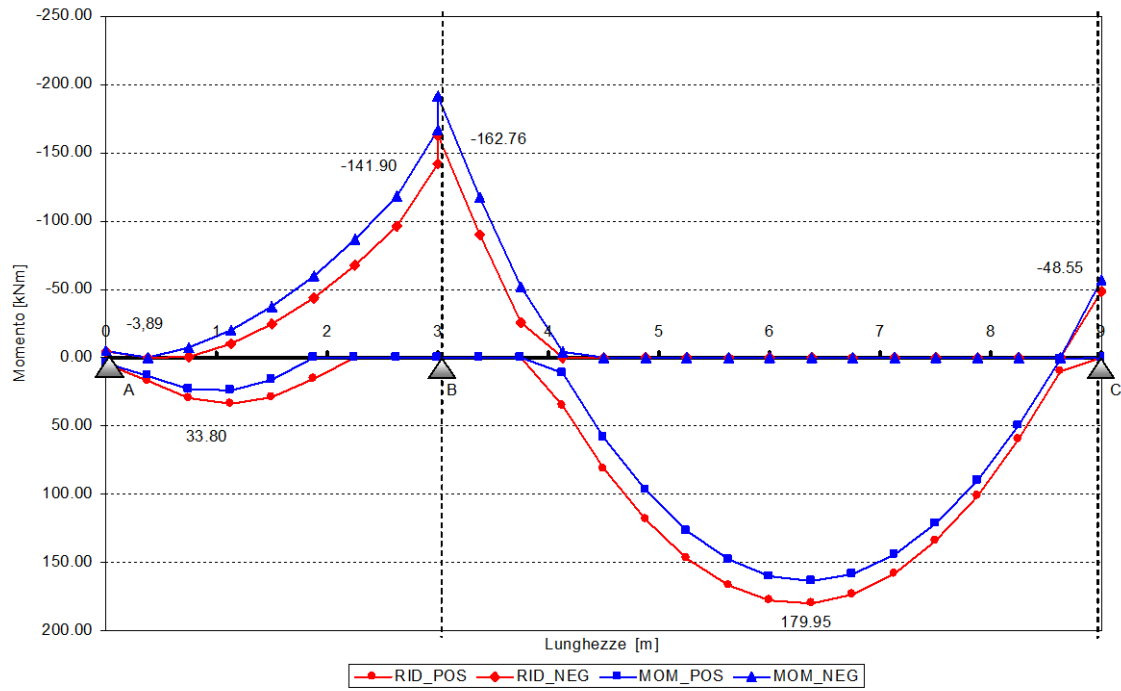
APPENDICE A - 2/5

DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE



APPENDICE A - 3/5

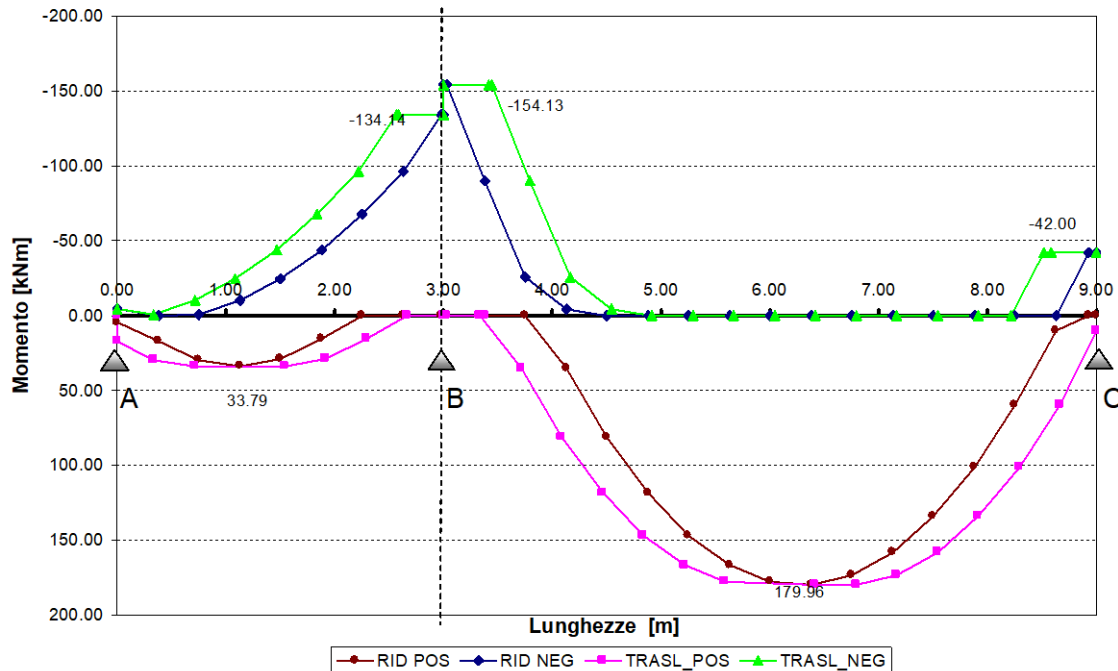
DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE RIDISTRIBUITO



64

APPENDICE A - 4/5

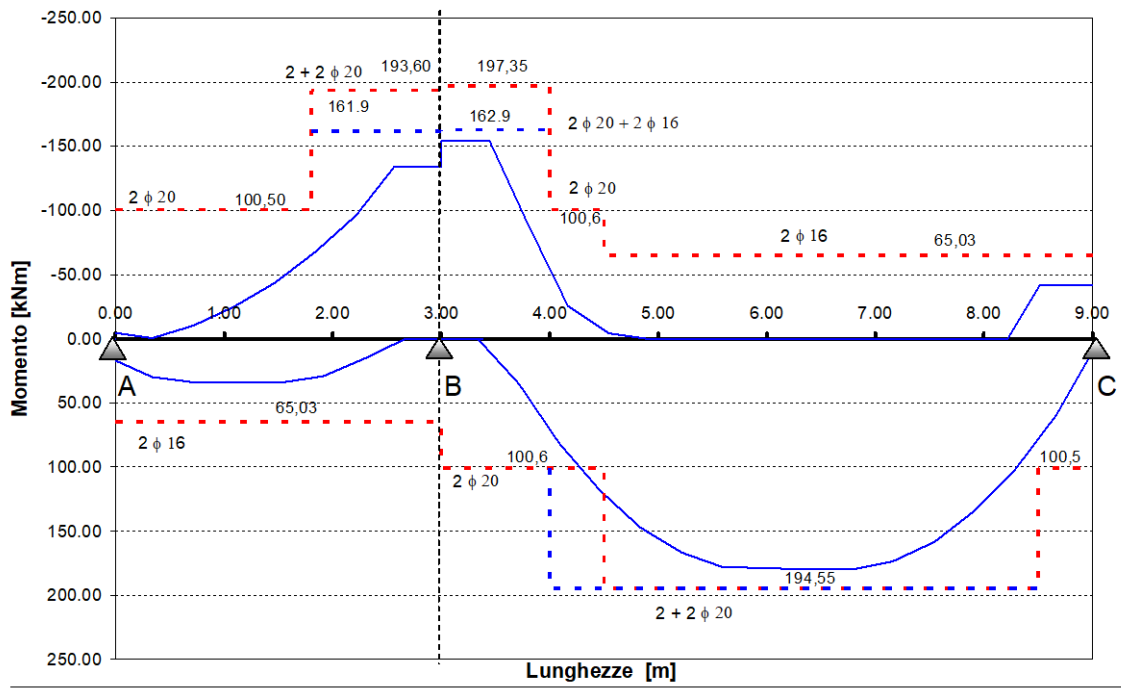
TRASLAZIONE DEL MOMENTO FLETTENTE



65

APPENDICE A - 5/5

DIAGRAMMA DEI MOMENTI RESISTENTI / SOLLECITANTI



La Pagina Utile

da conservare

rilevata da prontuario

Diametro mm.	Peso Kg./ml.	NUMERO DEI TONDINI e corrispondente sezione in cm ²									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0.006	0.0079	0.016	0.024	0.032	0.040	0.047	0.055	0.063	0.071	0.079
2	0.025	0.0314	0.063	0.094	0.126	0.157	0.188	0.220	0.251	0.283	0.314
3	0.055	0.07	0.14	0.21	0.28	0.36	0.43	0.50	0.57	0.64	0.71
4	0.098	0.13	0.25	0.38	0.50	0.63	0.76	0.88	1.01	1.13	1.26
5	0.154	0.20	0.39	0.59	0.78	0.98	1.18	1.37	1.57	1.76	1.96
6	0.222	0.28	0.57	0.85	1.13	1.42	1.70	1.98	2.26	2.55	2.83
7	0.302	0.38	0.77	1.16	1.54	1.93	2.31	2.70	3.08	3.47	3.85
8	0.395	0.50	1.01	1.51	2.01	2.52	3.02	3.52	4.02	4.53	5.03
9	0.499	0.64	1.27	1.91	2.54	3.18	3.82	4.45	5.09	5.72	6.36
10	0.617	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85
12	0.881	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.91	9.04	10.17	11.30
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.86	15.40
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.10
18	1.999	2.54	5.08	7.62	10.16	12.70	15.24	17.78	20.32	22.86	25.40
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.56	15.70	18.84	21.98	25.12	28.26	31.40
22	2.984	3.80	7.60	11.40	15.20	19.00	22.80	26.60	30.40	34.20	38.00
24	3.551	4.52	9.04	13.56	18.08	22.60	27.12	31.64	36.16	40.68	45.20
26	4.168	5.31	10.62	15.93	21.24	26.55	31.86	37.17	42.48	47.79	53.10
28	4.384	6.16	12.32	18.48	24.64	30.80	36.96	43.12	49.28	55.44	61.60
30	5.549	7.07	14.14	21.21	28.28	35.35	42.42	49.49	56.56	63.63	70.70
32	6.313	8.04	16.08	24.12	32.16	40.20	48.24	56.28	64.32	72.36	80.40
34	7.127	9.09	18.18	27.27	36.36	45.45	54.53	63.62	72.71	81.80	90.89
36	7.99	10.18	20.36	30.54	40.72	50.90	61.08	71.26	81.44	91.62	101.80
38	8.903	11.34	22.68	34.02	45.36	56.70	68.04	79.38	90.72	102.06	113.40
40	9.865	12.57	25.14	37.71	50.28	62.85	75.42	87.99	100.56	113.13	125.70