

## CALCOLO DEL NUOVO PONTE

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati sono:

- Calcestruzzo Rck450  $\gamma = 2500 \text{ Kg/m}^3$

Resistenza di esercizio a flessione:  $f_{cd} = 0,44 \cdot 45 = 19,8 \text{ N/mm}^2 = 198 \text{ Kg/cm}^2$   
- Acciaio B450C

Resistenza di esercizio a trazione:  $f_{yd} = 3740 \text{ Kg/cm}^2$

### VERIFICA SOLETTA

#### ANALISI DEI CARICHI

Si considera per il calcolo della soletta un'area di influenza dei carichi di superficie  $0,60 \times 1,00 \text{ mt}$ , visto che la normativa D.M. del 14 gennaio 2008 al cap. 5.1.3 con lo "schema di carico 1" prevede che la distanza longitudinale tra gli assi posteriori di un camion è di  $1,2 \text{ mt}$  e la distanza trasversale tra gli assi di un camion è  $2 \text{ mt}$ . Inoltre sempre secondo la normativa il carico concentrato considerato è di  $300 \text{ KN}$  su un'impronta di una ruota  $40 \times 40 \text{ cm}$ .

Carichi permanenti strutturali ( $G_1$ )

- P.p. soletta in c.a. ( $2500 \cdot 0,60 \cdot 0,30 \cdot 1$ )  $450 \text{ Kg/m}$

Carichi permanenti non strutturali ( $G_2$ )

- Tappetino ( $h = 3 \text{ cm}$ )  $2000 \cdot 0,03 \cdot 1 = 60 \text{ Kg/m}$   
- Binder ( $h = 7 \text{ cm}$ )  $2200 \cdot 0,07 \cdot 1 = 154 \text{ Kg/m}$

Carichi di esercizio (sovraccarichi come da NTC 08)

- Carico concentrato su impronta  $40 \times 40 \text{ cm}$   $Q_{1K} = 30000 \text{ Kg}$   
- Carico uniformemente distribuito  $q_{1K} = 900 \text{ Kg/m}^2$

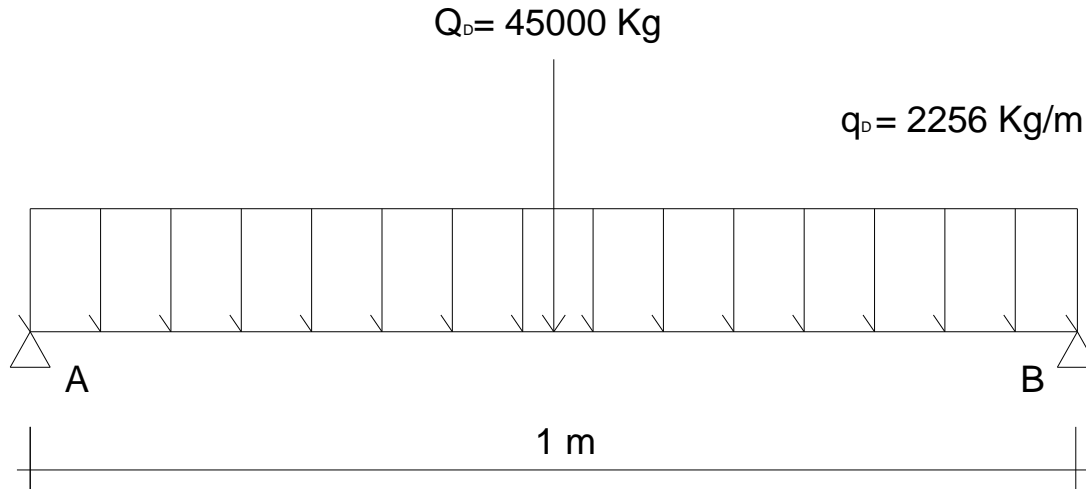
Si procede alla fattorizzazione dei carichi utilizzando i coefficienti riportati nella tabella 2.6.I delle NTC 08 pari a:

- 1,3 per i carichi permanenti strutturali
- 1,5 per i carichi permanenti non strutturali e per i carichi di esercizio

$$q_D = 450 \cdot 1,3 + [1 \cdot (60 + 154) \cdot 1,5] + (900 \cdot 1 \cdot 1,5) = 2256 \text{ Kg/m}$$

$$Q_D = 30000 \cdot 1,5 = 45000 \text{ Kg}$$

**SCHEMA STATICO 1 ( massimo momento mezzeria )**



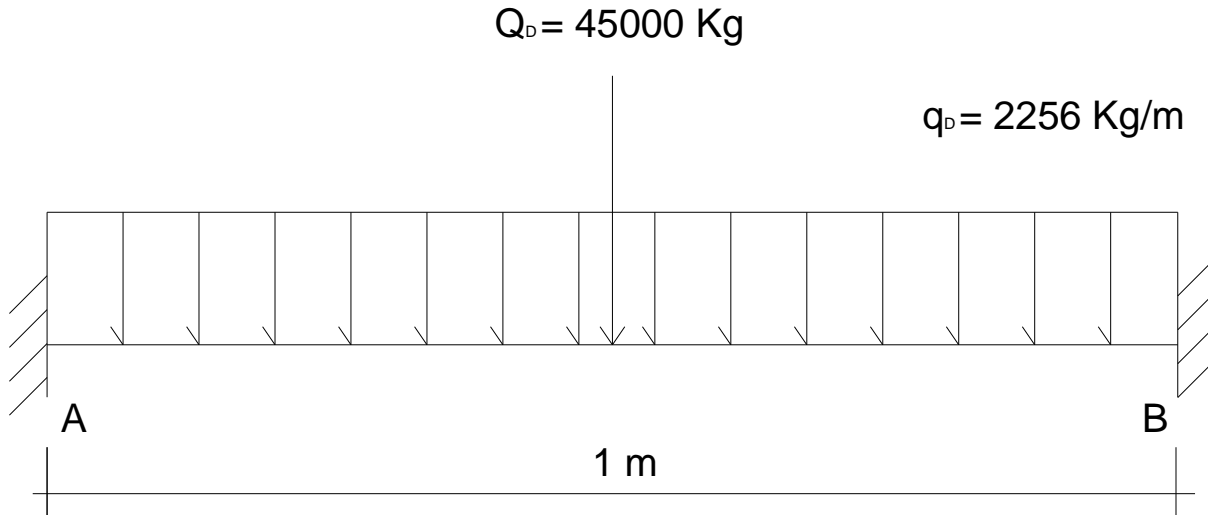
Il momento in mezzeria ha valore:

$$M_{\text{mez.}} = [(q_D * L^2) / 8] + [(Q_D * L) / 4] = [(2256 * 1^2) / 8] + [(45000 * 1) / 4] = 11532 \text{ Kgm}$$

Le reazioni vincolari verticali in A e B forniscono anche il valore massimo del taglio:

$$V_A = V_B = V_{\text{sd}} = (Q_D / 2) + (q_D * L) / 2 = (45000 / 2) + (2256 / 2) = 23628 \text{ Kg}$$

## SCHEMA STATICO 2 ( massimo momento appoggi )



Il momento sugli appoggi ha valore:

$$M_{\text{app.}} = [(q_D * L^2) / 12] + [(Q_D * L) / 8] = [(2256 * 1^2) / 12] + [(45000 * 1) / 8] = 5813 \text{ Kgm}$$

Le reazioni vincolari verticali in A e B forniscono anche il valore massimo del taglio:

$$V_A = V_B = V_{\text{sd}} = (Q_D / 2) + (q_D * L) / 2 = (45000 / 2) + (2256 / 2) = 23628 \text{ Kg}$$

### PROGETTO ARMATURA MEZZERIA ( $M_{\text{sd}}=11532 \text{ Kgm}$ momento sollecitante)

$M_0 = b * d^2 * f_{\text{cd}} = 0,6 * 0,27^2 * 1980000 = 86605 \text{ Kgm}$  (Momento resistente Ultimo della sezione)

$$\mu = M_{\text{sd}} / M_0 = 11532 / 86605 = 0,133 \quad \text{CAMPO 2}$$

$$A_{\text{s,min}} = M_{\text{sd}} / (f_{\text{yd}} * 0,9 * d) = 11532 / (37400000 * 0,9 * 0,27) = 0,001269 \text{ m}^2 = 12,69 \text{ cm}^2$$

Si prevede un'armatura composta da:

- Parte superiore della soletta
  - Rete elettrosaldata  $\phi 10$  maglia 20x20 cm ( $A_{\text{s}1} = 2,36 \text{ cm}^2$ )
  - Arm. Agg. 1 $\phi 16/20$  cm
- Parte inferiore della soletta
  - Rete elettrosaldata  $\phi 10$  maglia 20x20 cm ( $A_{\text{s}1} = 2,36 \text{ cm}^2$ )

- Arm. Agg. 1φ16/10 cm

$$A_{s,eff.} = 2,36 + 12,06 (6\phi 16) = 14,42 \text{ cm}^2 \quad \beta = 0,5$$

$$A'_{s,eff.} = 2,36 + 6,03 (3\phi 16) = 8,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_m = (A_s * f_{yd}) / (b * d * f_{cd}) = (0,001442 * 37400000) / (0,6 * 0,27 * 1980000) = 0,168$$

Ipotizzo  $\psi = 0,77$        $x = (\rho_m * d) / \psi = (0,168 * 0,27) / 0,77 = 0,0589 \text{ m}$

$$\varepsilon_c = 0,01 * [x / (d - x)] = 0,00279 \quad \underline{\varepsilon}_c = \varepsilon_c / \varepsilon_{c0} = 0,00279 / 0,0035 = 0,797$$

$$\psi_1 = \underline{\varepsilon}_c * [1,6 - (0,8 * \underline{\varepsilon}_c)] = 0,78 \quad \psi = \psi_1 \text{ OK}$$

$$\chi = 0,33 + (0,07 * \underline{\varepsilon}_c) = 0,33 + (0,07 * 0,797) = 0,386$$

$$M_{rd} = A_s * f_{yd} * (d - \chi * x) + A'_{s'} * f_{yd} * (\chi * x - d') =$$

$$= 0,001442 * 37400000 * (0,27 - 0,386 * 0,0589) +$$

$$+ 0,000839 * 37400000 * (0,386 * 0,0589 - 0,03) = 13107 \text{ Kgm} > M_{sd}$$

**VERIFICATO**

**PROGETTO ARMATURA APPOGGI (  $M_{sd} = 5813 \text{ Kgm}$  momento sollecitante )**

$$M_0 = b * d^2 * f_{cd} = 0,6 * 0,27^2 * 1980000 = 86605 \text{ Kgm}$$

$$\mu = M_{sd} / M_0 = 5813 / 86605 = 0,07 \quad \text{CAMPO 2}$$

$$A_{s,min} = M_{sd} / (f_{yd} * 0,9 * d) = 5813 / (37400000 * 0,9 * 0,27) = 0,00064 \text{ m}^2 = 6,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,eff.} = 2,36 + 6,03 (3\phi 16) = 8,39 \text{ cm}^2 \quad A'_{s,eff.} = 2,36 + 12,06 (6\phi 16) = 14,42 \text{ cm}^2$$

$$\rho_m = (A_s * f_{yd}) / (b * d * f_{cd}) = (0,000839 * 37400000) / (0,6 * 0,27 * 1980000) = 0,0978$$

Ipotizzo  $\psi = 0,63$        $x = (\rho_m * d) / \psi = (0,0978 * 0,27) / 0,63 = 0,0419 \text{ m}$

$$\varepsilon_c = 0,01 * [x / (d - x)] = 0,00184 \quad \underline{\varepsilon}_c = \varepsilon_c / \varepsilon_{c0} = 0,00184 / 0,0035 = 0,526$$

$$\psi_1 = \underline{\varepsilon}_c * [1,6 - (0,8 * \underline{\varepsilon}_c)] = 0,62 \quad \psi = \psi_1 \text{ OK}$$

$$\chi = 0,33 + (0,07 * \underline{\varepsilon}_c) = 0,33 + (0,07 * 0,526) = 0,3668$$

$$M_{rd} = A_s * f_{yd} * (d - \chi * x) + A'_{s'} * f_{yd} * (\chi * x - d') =$$

$$= 0,000839*37400000*(0,27 - 0,3668*0,0419) + \\ + 0,001442*37400000*(0,3668*0,0419 - 0,03) = 7200 \text{ Kgm} > M_{sd}$$

**VERIFICATO**

**VERIFICA A TAGLIO ( staffe doppie  $\phi 8$   $A_{sw} = 2,01 \text{ cm}^2$   $V_{sd} = 23628 \text{ Kg}$ )**

$$\Delta_s = A_{sw} * (0,9 * d * f_{yd} * \cot\theta) / V_{sd} = 0,000201 * (0,9 * 0,27 * 37400000 * 1,5) / 23628 = \\ = 0,116 \text{ m} \quad \Delta_s = 10 \text{ cm}$$

Dove  $\theta$  è l'angolo di inclinazione dei puntoni di cls compressi. Le NTC 2008 prevedono un valore per la  $\cot\theta$  compreso tra 1 e 2,5.

La resistenza a “taglio trazione” relativa all’armatura trasversale vale:

$$V_{wd} = 0,9 * d * (A_{sw} / \Delta_s) * f_{yd} * (\cot\alpha + \cot\theta) * \sin\alpha = \\ = 0,9 * 0,27 * (0,000201 / 0,1) * 37400000 * (0 + 1,5) * 1 = 27400 \text{ Kg}$$

La resistenza a “taglio compressione” relativa al cls vale:

$$V_{rd2} = 0,9 * b * d * (f_{cd} / 2) * [(\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)] = \\ = 0,9 * 0,27 * 0,6 * (1980000 / 2) * [(0 + 1,5) / (1 + 1,5^2)] = 66619 \text{ Kg}$$

Le NTC2008 prevedono che si consideri come resistenza a taglio il valore più basso tra i due appena calcolati:

$$V_{rd} = \min ( V_{wd} ; V_{rd2} ) = 27400 \text{ Kg} > V_{sd}$$

**VERIFICATO**

Viene indicato anche un valore  $A_{sw,min} = 1,5 * b$  [ $\text{mm}^2/\text{m}$ ]

In questo caso  $A_{sw,min} = 1,5 * 600 = 900 \text{ mm}^2/\text{m}$

Prevedendo 5 staffe al metro su tutta la trave (esclusi gli appoggi) e sapendo che

$A_{sw} = 201 \text{ mm}^2$  si ottiene un valore pari a:

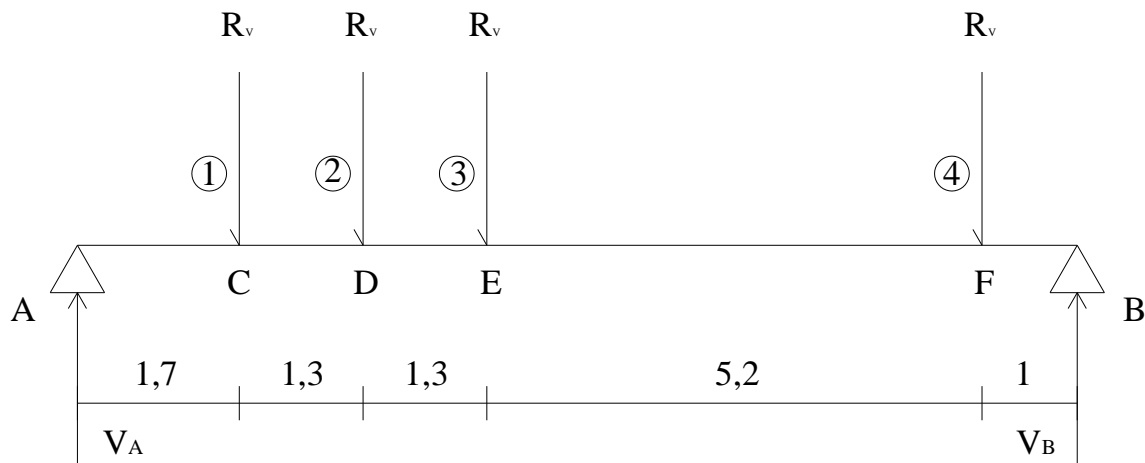
$$5 \cdot 201 = 1005 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{sw,\text{min.}}$$

**VERIFICATO**

## SCHEMI STATICI TRAVE IMPALCATO

La trave ha una luce pari a 10,5 m; i carichi che agiscono sulla trave corrispondono alla massima reazione vincolare calcolata per la soletta  $R_v = 23628 \text{ Kg}$ .

### SCHEMA STATICO 1



Risolvendo lo schema statico si ricavano:

- Le reazioni vincolari:

$$V_A = 52882 \text{ Kg}$$

$$V_B = 41630 \text{ Kg}$$

- I valori dei momenti nelle sezioni C, D, E, F:

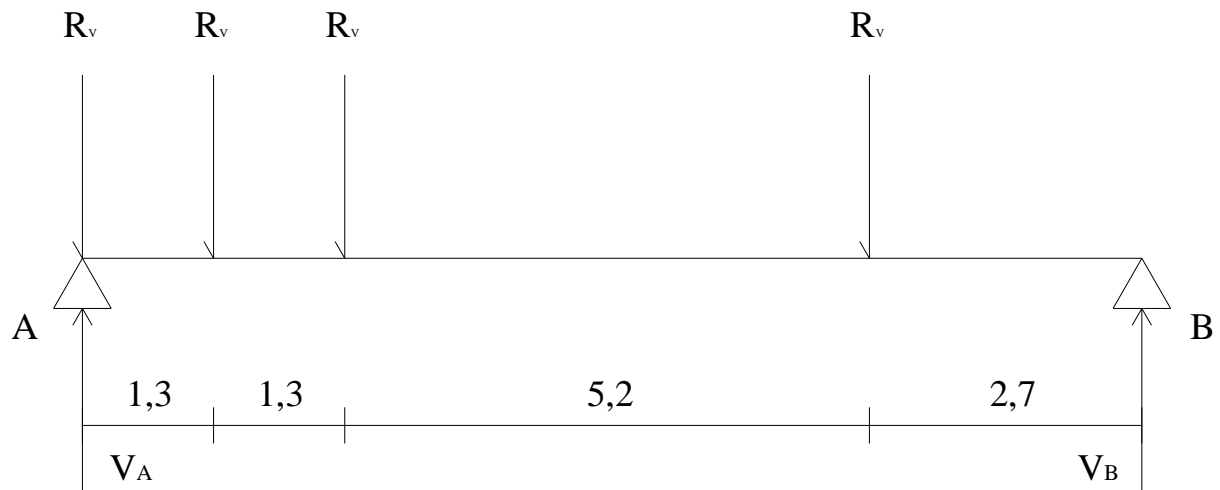
$$M_C = 89898 \text{ Kgm}$$

$$M_D = 127928 \text{ Kgm}$$

$$M_E = 135242 \text{ Kgm}$$

$$M_F = 41630 \text{ Kgm}$$

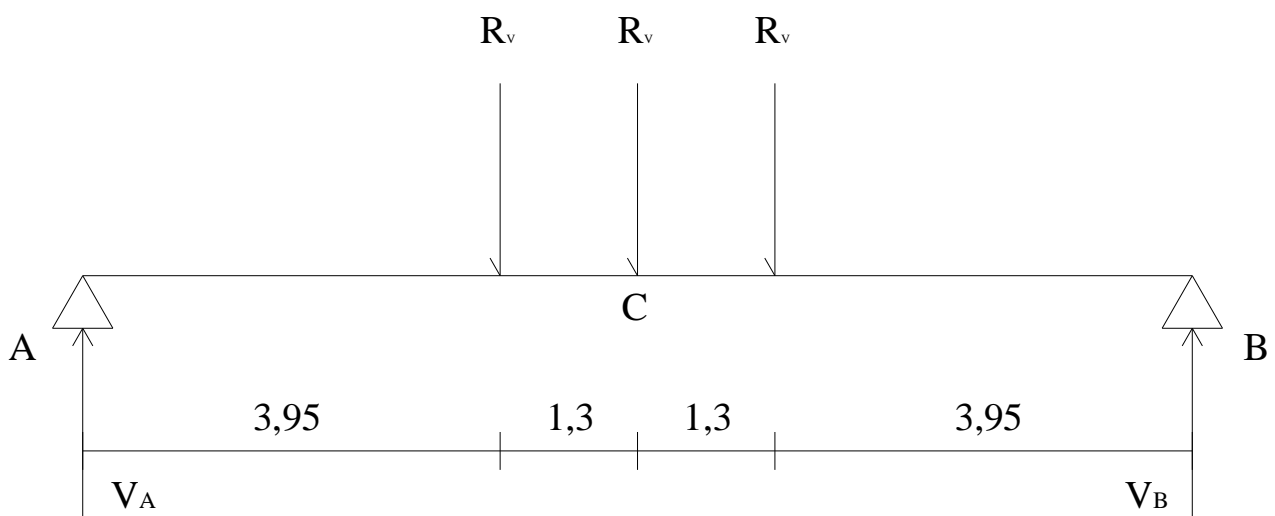
**SCHEMA STATICO 2 (per massimizzare gli sforzi sugli appoggi)**



Risolvendo lo schema statico si ricavano le reazioni vincolari:

$$V_A = 70434 \text{ Kg} \quad V_B = 24078 \text{ Kg}$$

**SCHEMA STATICO 3 (per massimizzare momento mezzeria)**



Risolvendo lo schema statico si ricava il valore del momento in mezzeria:

$$M_C = 155354 \text{ Kgm}$$

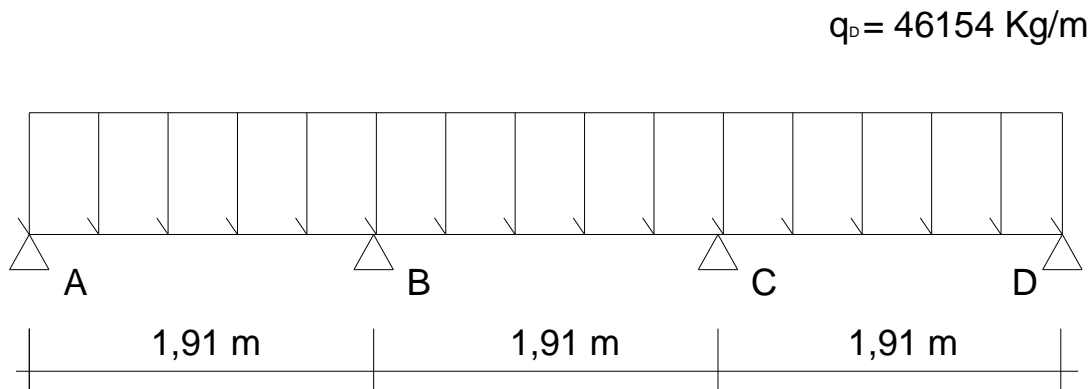
**La ditta che vincerà l'Appalto dovrà fornire le travi in c.a.p. calcolate a precompressione tali da garantire una resistenzadi:**

**TAGLIO = 70.500Kg sugli appoggi**

**MOMENTO FLETTENTE MAX IN MEZZERIA = 155.500 Kgm**

### **CALCOLO TRAVE DI TESTA PALI (7 pali $\phi$ 100 cm ad interasse 1,91 m)**

La valutazione dei carichi per la trave di testa dei pali si basa sulla considerazione che il massimo carico possibile è dato dalla contemporanea presenza di due TIR a pieno carico affiancati sul ponte. Tale ipotesi reale porta a considerare che sul ponte contemporaneamente sono caricate maggiormente quattro travi per camion e quindi otto, mentre le altre quattro sono caricate in modo non diretto per cui minore. Tale considerazione porta ad avere un carico dovuto alle reazioni vincolari che valgono 8719 Kg per le quattro travi meno caricate, e 70434 Kg per tutte le altre più caricate. La somma di tali carichi viene, visto la distanza breve tra le Reazioni vincolari soprastanti e visto l'altezza della sezione della trave, divisa su 13,00mt (lunghezza della trave) ipotizzando un carico distribuito. Lo schema statico relativo alla trave di testa dei pali viene assunto come trave con carico distribuito su quattro appoggi (pali sottostanti), considerazione semplificativa ma a favore di sicurezza.



$$q_D = [(70434*8) + (8719*4)]/13 = 46154 \text{ Kg/m}$$

Risolvendo lo schema statico si ricavano:

- Le reazioni vincolari:

$$V_{\max} = V_B = V_C = 96970 \text{ Kg}$$

- I valori del taglio e dei momenti massimi all'appoggio e in mezzeria:

$$T_{\max} = T_B = T_C = 52892 \text{ Kg}$$



$$M_{\max \text{ appoggio}} = M_B = M_C = 16837 \text{ Kgm}$$

$$M_{\max \text{ mezzeria}} = 13470 \text{ Kgm}$$

La sezione della trave è 120x50 cm

$$M_0 = 1,2 * 0,47^2 * 1980000 = 524858 \text{ Kgm}$$

$$\mu = 16837 / 524858 = 0,03 \quad \text{CAMPO 2}$$

$$A_{s,\min} = 16837 / (37400000 * 0,9 * 0,47) = 0,0011 \text{ m}^2 = 11 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{eff.}} = 6\phi 16 = 12,06 \text{ cm}^2 \quad A'_{s,\text{eff.}} = 6\phi 16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$\rho_m = (0,001206 * 37400000) / (1,2 * 0,47 * 1980000) = 0,0404$$

$$\text{Ipotizzo } \psi = 0,41 \quad x = (\rho_m * d) / \psi = (0,0404 * 0,47) / 0,41 = 0,0463 \text{ m}$$

$$\varepsilon_c = 0,01 * [x / (d - x)] = 0,00109 \quad \underline{\varepsilon}_c = \varepsilon_c / \varepsilon_{c0} = 0,00109 / 0,0035 = 0,312$$

$$\psi_1 = \underline{\varepsilon}_c * [1,6 - (0,8 * \underline{\varepsilon}_c)] = 0,42 \quad \psi = \psi_1 \text{ OK}$$

$$\chi = 0,33 + (0,07 * \underline{\varepsilon}_c) = 0,33 + (0,07 * 0,312) = 0,352$$

$$\begin{aligned} M_{rd} &= A_s * f_{yd} * (d - \chi * x) + A'_s * f_{yd} * (\chi * x - d') = \\ &= 0,0012069 * 37400000 * (0,47 - 0,352 * 0,0463) + \\ &+ (0,352 * 0,0463 - 0,03) = 19846 \text{ Kgm} > M_{sd} \end{aligned}$$

**VERIFICATO**

**VERIFICA A TAGLIO ( staffe doppio braccio  $\phi 12$   $A_{sw} = 4,52 \text{ cm}^2$   $V_{sd} = 52892 \text{ Kg}$ ) (come da NTC 2008 cap. 4.1.2.1.3.2)**

$$\Delta_s = 0,000452 * (0,9 * 0,47 * 37400000 * 1,5) / 52892 = 0,21 \text{ m} \quad \Delta_s = 15 \text{ cm}$$

La resistenza a “taglio trazione” relativa all’armatura trasversale vale:

$$V_{wd} = 0,9 * 0,47 * (0,000452 / 0,15) * 37400000 * (0 + 1,5) * 1 = 71507 \text{ Kg}$$

La resistenza a “taglio compressione” relativa al cls vale:

$$V_{rd2} = 0,9 * 0,47 * 1,2 * (1980000 / 2) * [(0 + 1,5) / (1 + 1,5^2)] = 231934 \text{ Kg}$$

$$V_{rd} = \min ( V_{wd} ; V_{rd2} ) = 71507 \text{ Kg} > V_{sd}$$

**VERIFICATO**

Viene indicato anche un valore  $A_{sw,min} = 1,5*b [mm^2/m]$

$$\text{In questo caso } A_{sw,min} = 1,5*1200 = 1800 \text{ mm}^2/m$$

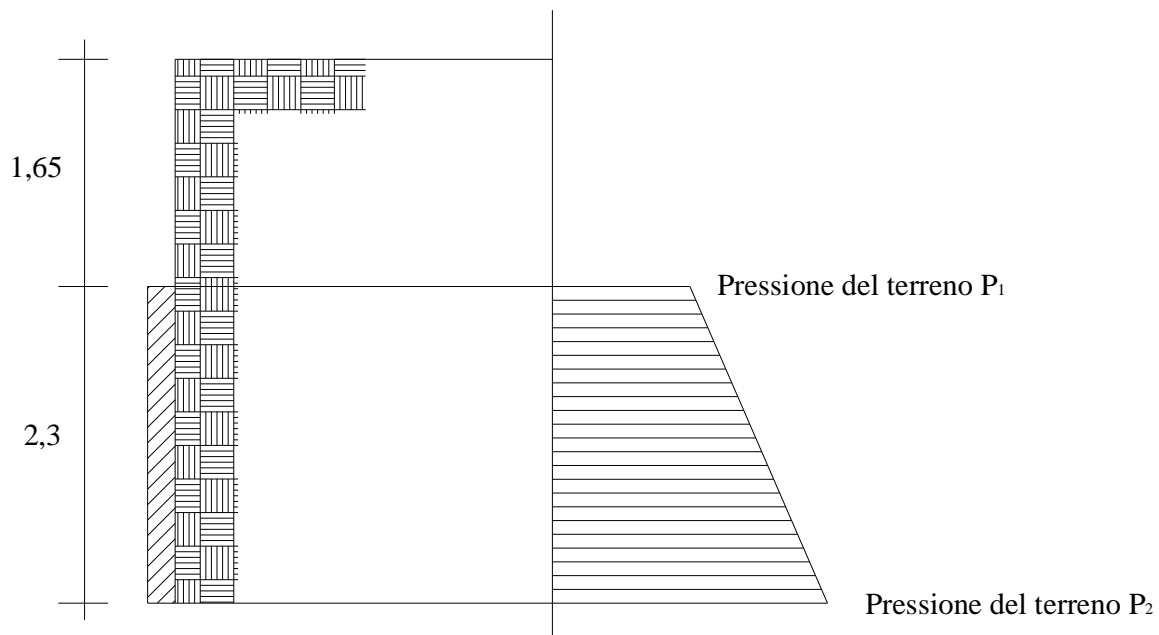
Prevedendo 5 staffe al metro su tutta la trave (esclusi gli appoggi) e sapendo che  $A_{sw} = 452 \text{ mm}^2$  si ottiene un valore pari a:

$$5*452 = 2260 \text{ mm}^2/m > A_{sw,min} .$$

**VERIFICATO**

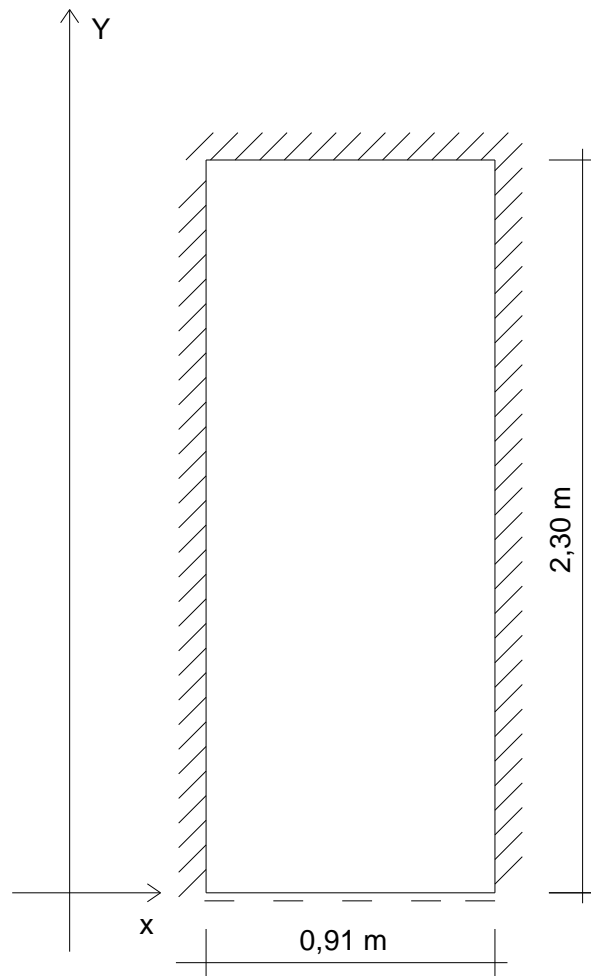
## CALCOLO MURO IN C.A. TRA I PALI

Calcolo la pressione esercitata dal terreno sulla parete considerando l'altezza e il peso proprio del terreno



$$P_1 = h*\gamma = 1,65*1930 = 3185 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = h*\gamma = 3,95*1930 = 7625 \text{ Kg/m}^2$$



$$L_X = 0,91 \text{ m} \quad L_Y = 2,3 \text{ m} \quad p = 7625 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_x = 7625 * 2,3^4 / (2 * 0,91^4 + 2,3^4) = 7269 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_y = 7625 - 7269 = 356 \text{ Kg/m}^2$$

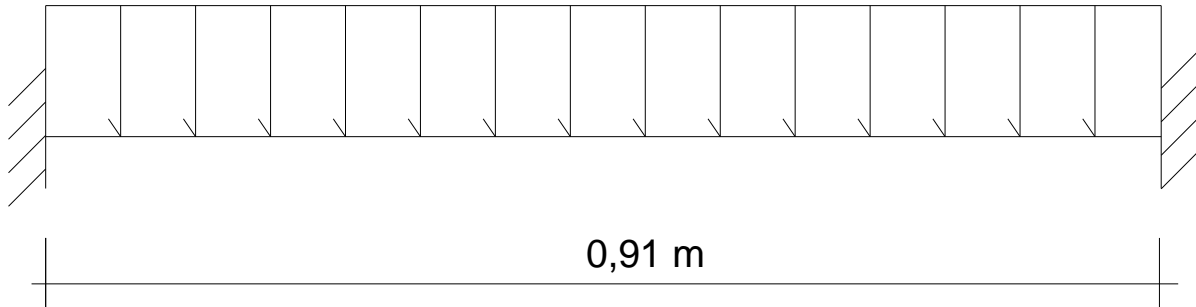
Considero una striscia di piastra di larghezza pari a un metro

- **Direzione X**

Fattorizzo il carico  $q_x$

$$q_{x \text{ fatt.}} = 1 * 7269 * 1,5 = 10904 \text{ Kg/m}$$

$$q_{x \text{ fatt.}} = 10904 \text{ Kg/m}$$



$$M_{sd} = M_{max} = (q \cdot l^2) / 12 = (10904 \cdot 0,91^2) / 12 = 752 \text{ Kgm}$$

Verifico la sezione 100x20 cm armata con rete  $\phi 10/20$  cm

$$A_s = A'_s = 5\phi 10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$M_0 = 1 \cdot 0,17^2 \cdot 1980000 = 57222 \text{ Kgm}$$

$$\mu = 752 / 57222 = 0,013 \quad \text{CAMPO 2}$$

$$\rho_m = (0,000393 \cdot 37400000) / (1 \cdot 0,17 \cdot 1320000) = 0,045$$

$$\text{Ipotizzo } \psi = 0,43 \quad x = (0,045 \cdot 0,17) / 0,43 = 0,0178 \text{ m}$$

$$\varepsilon_c = 0,01 \cdot [x / (d - x)] = 0,00116 \quad \underline{\varepsilon}_c = \varepsilon_c / \varepsilon_{c0} = 0,00116 / 0,0035 = 0,331$$

$$\psi_1 = \underline{\varepsilon}_c \cdot [1,6 - (0,8 \cdot \underline{\varepsilon}_c)] = 0,44 \quad \psi = \psi_1 \text{ OK}$$

$$\chi = 0,33 + (0,07 \cdot \underline{\varepsilon}_c) = 0,33 + (0,07 \cdot 0,331) = 0,353$$

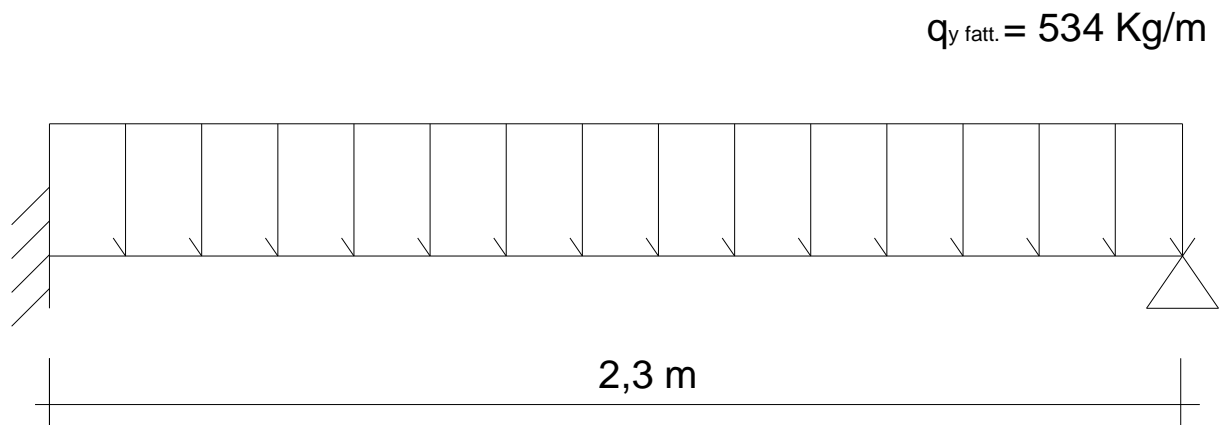
$$M_{rd} = 0,000393 \cdot 37400000 \cdot [(0,17 - 0,353 \cdot 0,0178) + \\ + (0,353 \cdot 0,0178 - 0,03)] = 2058 \text{ Kgm} > M_{sd}$$

**VERIFICATO**

- Direzione Y

Fattorizzo il carico  $q_y$

$$q_{y \text{ fatt.}} = 356 * 1 * 1,5 = 534 \text{ Kg/m}$$



$$M_{sd} = M_{max} = (q * l^2) / 8 = (534 * 2,3^2) / 8 = 353 \text{ Kgm}$$

Verifico la sezione 100x20 cm armata con rete  $\phi 10/20$  cm

$$A_s = A'_s = 5\phi 10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$M_0 = 1 * 0,17^2 * 1980000 = 57222 \text{ Kgm}$$

$$\mu = 353 / 57222 = 0,007 \quad \text{CAMPO 2}$$

$$\rho_m = (A_s * f_{yd}) / (b * d * f_{cd}) = (0,000393 * 37400000) / (1 * 0,17 * 1320000) = 0,045$$

$$\text{Ipotesizzo } \psi = 0,43 \quad x = (0,045 * 0,17) / 0,43 = 0,0178 \text{ m}$$

$$\varepsilon_c = 0,01 * [x / (d - x)] = 0,00116 \quad \underline{\varepsilon}_c = \varepsilon_c / \varepsilon_{c0} = 0,00116 / 0,0035 = 0,331$$

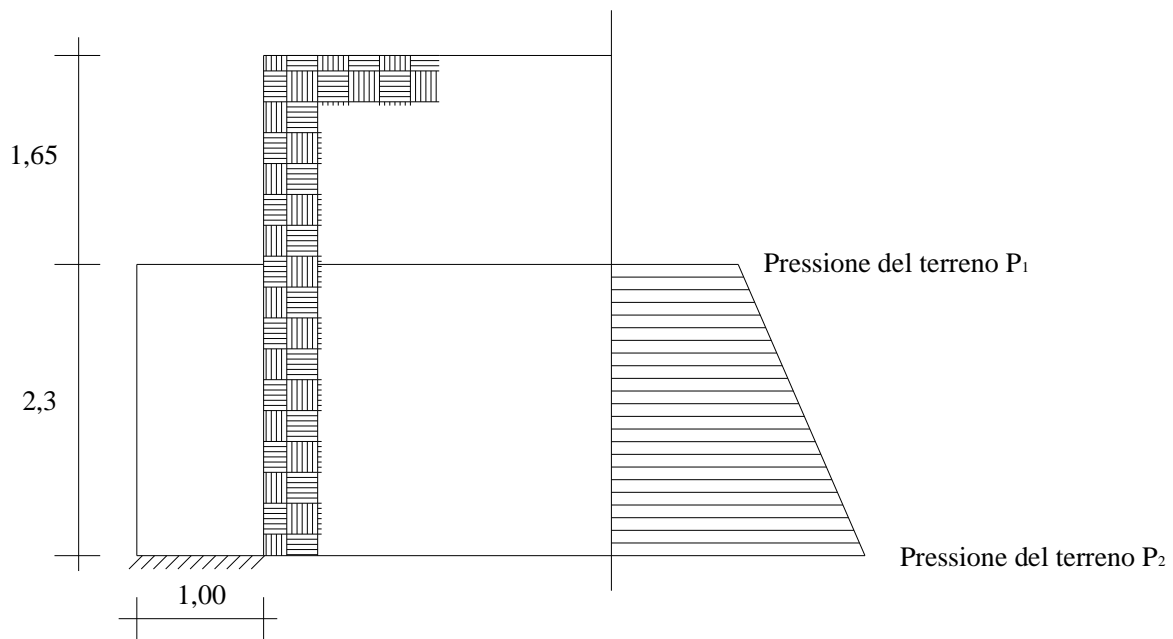
$$\psi_1 = \underline{\varepsilon}_c * [1,6 - (0,8 * \underline{\varepsilon}_c)] = 0,44 \quad \psi = \psi_1 \text{ OK}$$

$$\chi = 0,33 + (0,07 * \underline{\varepsilon}_c) = 0,33 + (0,07 * 0,331) = 0,353$$

$$M_{rd} = 0,000393 * 37400000 * [(0,17 - 0,353 * 0,0178) + (0,353 * 0,0178 - 0,03)] = 2058 \text{ Kgm} > M_{sd}$$

**VERIFICATO**

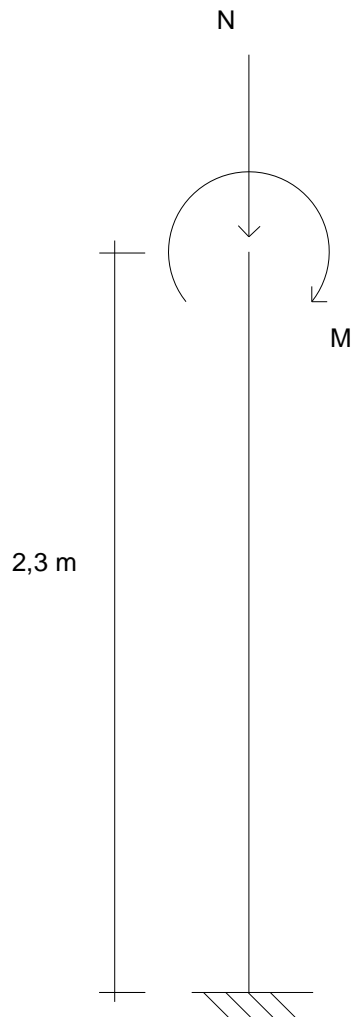
**VERIFICA PALO**



$$P_1 = 3185 * 1,91 = 6083 \text{ Kg/m}$$

$$P_2 = 7625 * 1,91 = 14564 \text{ Kg/m}$$

Considero il seguente schema statico



$$N = V_{B \text{ trave}} + (p.p.\text{trave} * \gamma_{G1}) = 96970 + [(1,2 * 0,5 * 2500) * 1,9] * 1,3 = 100695 \text{ Kg}$$

La portata di progetto per questa tipologia di palo ( $L_{TOT} \text{ palo} = 6 \text{ mt}$ , diametro di testa  $\phi 100 \text{ cm}$ ), relativa al terreno dove verrà realizzata l'opera, è stata quantificata in 113807,5 Kg da Relazione Geologica Allegata.

$$N_{sd} = 100695 \text{ Kg} < 113807,5 \text{ Kg}$$

**VERIFICATO**

Risolvendo lo schema statico ottengo i valori di:

$$M_{max} = 23567 \text{ Kgm}$$

$$T_{max} = 23744 \text{ Kg}$$

Nel rispetto di quanto prescritto dal D.M. 14/01/2008 si utilizzerà ai fini del calcolo il valore di eccentricità massimo così come definito al capitolo 4.1.2.1.2.4

$$e = \max(e_0 ; 20 \text{ mm} ; 0,05H)$$

$$e_0 = M/N = 23567/100695 = 0,23 \text{ m}$$

Con sezione circolare  $\phi 100 \text{ cm}$        $H = 1 \text{ m}$       e       $0,05H = 0,05 \text{ m}$

Si utilizzerà quindi come valore dell'eccentricità  $e_0 = 0,23 \text{ m}$

Schematizzo l'area della sezione circolare con quella di un quadrato di stessa superficie

$$A_C = 0,5^2 * \pi = 0,78 \text{ m}^2$$

Il lato del quadrato varrà quindi

$$L = 0,78^{1/2} = 0,88 \text{ m} \quad \text{che approssimerò a } L = 85 \text{ cm}$$

Il calcolo del palo, viene svolto a presso-flessione. Con tale ipotesi vengono eseguiti il calcolo e la verifica sulla base di quanto riportato dal metodo degli stati limite ultimi "Verifica e progetto allo stato limite ultimo di pilastri in C.A. a sezione rettangolare : un metodo semplificato" di Aurelio Ghersi e Marco Muratore.

$$N_{Sd} = 100695 \text{ Kg} \quad M_{Sd} = 23567 \text{ Kgm}$$

$$c = 0,0873 * h = 0,0873 * 0,85 = 0,074 \text{ m}$$

$$M_{C,Rd} = (289/2376) * b * h^2 * f_{cd} = (289/2376) * 0,85 * 0,85^2 * 1980000 = 125717 \text{ Kgm}$$

$$N_{C,Rd} = (289/594) * b * h * f_{cd} = (289/594) * 0,85 * 0,85 * 1980000 = 696008 \text{ Kg}$$

La sezione è armata con 10 $\phi$ 16 corrispondenti ad un  $A_s = 20,11 \text{ cm}^2$

$$N_{S,Rd} = 2 * A_s * f_{yd} = 2 * 0,002011 * 37400000 = 150423 \text{ Kg}$$

$$M_{S,Rd} = A_s * (h - 2c) * f_{yd} = 0,002011 * (0,85 - 2 * 0,074) * 37400000 = 52798 \text{ Kgm}$$

Per  $0 < N_{Sd} < N_{C,Rd}$  la sezione è verificata se:

$$[(M_{Sd} - M_{S,Rd}) / M_{C,Rd}] + [(N_{Sd} - N_{C,Rd}) / N_{C,Rd}]^2 < 1$$

$$[(23567 - 52798) / 125717] + [(100695 - 696008) / 696008]^2 < 1$$



$$-0,23 + 0,73 < 1$$

$$0,5 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

**VERIFICA A TAGLIO ( staffe  $\phi 8$   $A_{sw} = 1,01 \text{ cm}^2$   $V_{sd} = 23744 \text{ Kg}$ )**

$$\Delta_s = 0,000101 * (0,9 * 0,82 * 37400000 * 1,5) / 23744 = 0,176 \text{ m} \quad \Delta_s = 15 \text{ cm}$$

La resistenza a “taglio trazione” relativa all’armatura trasversale vale:

$$V_{wd} = 0,9 * 0,82 * (0,000101 / 0,15) * 37400000 * (0 + 1,5) * 1 = 27877 \text{ Kg}$$

La resistenza a “taglio compressione” relativa al cls vale:

$$V_{rd2} = 0,9 * 0,82 * 0,85 * (1980000 / 2) * [(0 + 1,5) / (1 + 1,5^2)] = 286628 \text{ Kg}$$

$$V_{rd} = \min ( V_{wd} ; V_{rd2} ) = 27877 \text{ Kg} > V_{sd}$$

**VERIFICATO**

**Il Professionista**

**Ing. LUIGI MARIOTTI**