



# COMUNE DI VERRUA PO (PROVINCIA DI PAVIA)

## PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

Interventi di messa in sicurezza attraversamento della strada comunale "Della Torretta" (ora via Tre Martiri), della strada del Suppellone e della strada comunale Dei Piazzoli (ora via Bottarone) ai sensi dell'art. 102 del D.Lgs. 50/2016 e delle NTC 2018 in Comune di Verrua Po

RS	Maggio 2022	Redatta da : R.D. - F.M.	Ver.Def.1	Ref. RS.doc
	Scala	Note:		

## RELAZIONE DI CALCOLO

IL PROGETTISTA Ing. Augusto ALLEGRI	IL DIRETTORE DEI LAVORI
L'IMPRESA APPALTATRICE	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

augusto allegrini ingegnere

iscritto al n. 1398 dell'albo degli ingegneri della provincia di pavia

studio: via tasso, 94 I-27100 pavia tel. +39 0382 571453 cell. +39 335 282542 e-mail allegrini.augusto@gmail.com

c.f. LLG GST 59M16 G388H p. iva 01699550180

## 1. PREMESSE

La presente relazione riporta il calcolo delle sollecitazioni e la verifica degli elementi strutturali principali di conglomerato cementizio armato costituenti la messa in sicurezza dell'attraversamento stradale fra la strada comunale "Della Torretta" (ora via Tre Martiri) e la S.P. 82. Al fine di poter realizzare la messa in sicurezza dell'attraversamento stradale citato, occorre tombinare un tratto di canale appartenente al reticolo idrico minore in capo al Comune di Verrua Po. Trattasi di un canale di scolo irriguo, che ha il fondo ad una quota di circa -4.00 m rispetto all'attuale piano viabile. Attualmente lo scavalco del canale avviene per mezzo di un manufatto a volta in mattoni pieni avente dimensione in altezza, al centro, pari a m 2,50 e larghezza netta pari a m 2,50.

Per tale motivo, al fine di garantire l'attuale area idraulica, si è optato per l'utilizzo di un manufatto scatolare in c.a.p. poggiante su una platea di fondazione in c.a. e sostenuto ai lati da muri d'ala in c.a. con uscita/ingresso smussati al fine di evitare fenomeni di erosione delle sponde durante il passaggio dell'acqua.

Sulla base delle prescrizioni geologiche e geotecniche desunte dalla "Relazione geologica e sismica per ampliamento sede stradale" redatta dal Dott. Geol. Gianluca Nascimbene, la platea di fondazione sarà sostenuta da una serie di micropali a disposizione quinconcia intestati a circa 10 m di profondità dal fondo del canale.

Il nuovo attraversamento sarà completato da una soletta in c.a. che servirà da base alla nuova bretella stradale di collegamento.

Il fluido che scorrerà negli scatolari in calcestruzzo armato è acqua e la densità di progetto è stata considerata pari a 1000 daN/m<sup>3</sup>.

## 2. DESCRIZIONE DEL PONTE

Il ponte sarà realizzato con fondazione poggiante su micropali, muri d'ala e soletta superiore di ricoprimento in calcestruzzo armato gettato in opera e tubazione scatolare sempre in calcestruzzo armato che dovrà essere conforme a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 per i carichi stradali di 1° categoria.

Gli elementi strutturali previsti hanno le seguenti dimensioni:

- ✓ spessore della fondazione inferiore: cm 50,00 (*determinato non da considerazioni di resistenza statica ma dalla condizione di stabilità a galleggiamento*)
- ✓ dimensione in pianta della fondazione: cm 440 x 1800;

- ✓ dimensione del muro d'ala: spessore cm 30,00;
- ✓ spessore della soletta di ricoprimento: cm 40,00;
- ✓ spessore ghiaia di ricoprimento laterale fra il muro d'ala e lo scatolare: cm 10,00;
- ✓ spessore ghiaia di ricoprimento fra lo scatolare e l'intradosso della soletta di ricoprimento: cm 10,00;
- ✓ dimensione area idraulica dello scatolare: cm 250 x 250;
- ✓ micropali di fondazione a disposizione quinconcia con diametro pari a cm 20,00.

Per ulteriori informazioni relativamente alle opere in oggetto, si rimanda ai relativi elaborati grafici di progetto.

### 3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto delle strutture di fondazione oggetto della presente relazione è stato sviluppato nel rispetto delle vigenti Norme Tecniche per le costruzioni, ed in particolare:

- ✓ D.M. II.TT. 17 gennaio 2018: Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni (nel seguito indicate per brevità come "NTC 18");
- ✓ Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 CSLLPP: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018;
- ✓ Legge Regione Lombardia n. 33/2015 pubblicata sul BURL n. 42 del 16.10.2015;
- ✓ DGR Regione Lombardia n. X/5001 del 30.03.2016 pubblicata sul BURL n. 14 del 07.04.2016;
- ✓ UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali;
- ✓ UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali;
- ✓ UNI EN 206-1:2006: Calcestruzzo - Parte 1 : Specificazione, prestazione, produzione e conformità.

### 4. ASPETTI SISMICI

Il territorio del Comune di Verrua Po, in provincia di Pavia, ai sensi della DGR Lombardia n. 2129 del 21.07.2014 è classificato come zona sismica "3" (è quindi una zona caratterizzata da bassa sismicità).

Con riferimento all'Ordinanza PCM n.3519 del 28/04/2006, relativamente alla pericolosità sismica nei termini di accelerazione massima al suolo, il sito ricade in un ambito caratterizzato da

accelerazioni comprese fra 0,075g e 0,100g e, nello specifico l'accelerazione massima riportata dalla DGR regionale citata riporta un valore di  $A_{gMAX}$  pari a 0,086g.

Per la progettazione sono stati utilizzati i seguenti parametri sismici:

- ✓ categoria del suolo: "C";
- ✓ categoria topografica: "T1";
- ✓ classe d'uso: "II";
- ✓ vita nominale: 50 anni

La Relazione Geologica, redatta da Dott. Geol. Gianluca Nascimbene, ai sensi delle NTC 18, individua la categoria di sottosuolo C, la condizione topografica T1 e riporta i seguenti parametri sismici del sito:

- ✓  $a_g / g = 0,031$ ;
- ✓  $F_o = 2,52$ ;
- ✓  $T_c = 0,21$  sec;
- ✓  $S_s = 1,50$ ;
- ✓  $S_t = 1,00$ .

Il coefficiente "S" risulta quindi pari a:

$$S = S_s \times S_t = 1,50 \times 1,0 = 1,50$$

La struttura, a setti verticali in c.c.a. e con una altezza complessiva minore di quasi un ordine di grandezza rispetto alla dimensione media in pianta, presenta una deformabilità complessivamente molto modesta; risultano quindi frequenze proprie di oscillazione molto elevate; prudenzialmente, inoltre, si trascura del tutto la duttilità strutturale mettendo in conto un coefficiente di struttura "q" unitario.

Le accelerazioni sismiche orizzontali e verticali sulla struttura verranno quindi cautelativamente prese pari ai valori elastici dello spettro di risposta:

- ✓  $S_e(T_o) = 0,031 \times 1,50 = 0,046$  g
- ✓  $S_{ve}(T_o) = 0,031 \times 1,5 \times 2,52 \times 0,031^{0.5} = 0,020$  g

Stanti le accelerazioni massime attese al piano di campagna, minori di 0,10g, con riferimento ai criteri di cui alle NTC 18, paragrafo 7.11.3.4.2, nel caso in esame, può escludersi il rischio di liquefazione del terreno interessato dalle fondazioni.

## 6. AZIONI VARIABILI

Il piano viabile del ponte è posto al medesimo livello ed è in continuità con la nuova pavimentazione stradale in progetto e sarà soggetto al traffico dei mezzi pesanti e non circolanti sulla viabilità comunale e provinciale.

Sulla soletta di copertura in c.c.a. viene quindi previsto un carico variabile corrispondente allo "Schema di Carico 2", utilizzato correntemente per le verifiche locali sulle strutture dei ponti (*vedi par. 5.1.3.3.3 e fig. 5.1.2 delle NTC 18*), che corrisponde ad un asse con un carico complessivo di **200+200 kN** (*due pneumatici con impronta 0,35x0,60 m ed interasse 2,00m*); per questa azione variabile (*conformemente alle indicazioni riportate nel par. 5.1.3.12 - tab. 5.1.V delle NTC 18*) viene utilizzato un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_Q$  pari a 1,35.

Sull'estradosso del terreno circostante si considera un carico variabile unitario pari a **20,0 kN/m<sup>2</sup>**.

## 7. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

### 7.1. Materiali strutturali per il c.c.a. (classi e tipi)

- ✓ **c.l.s. per c.a. gettato in opera:**
  - classe di resistenza: C28/35
  - classe di esposizione: XC 4
- ✓ **c.l.s. per getti sotto-fondazione:**
  - classe di resistenza: C20/25
- ✓ **acciaio ordinario di armatura per cemento armato:**
  - classe B 450C

### 7.3. Terreno da utilizzare per i ricoprimenti dello scatolare

Per i terreni (ghiaia) che si prevede di stendere per i ricoprimenti laterali dello scatolare, sono state messe in conto le seguenti caratteristiche geotecniche significative:

- ✓  $\gamma = 20,0 \times 0,95 = 19,0 \text{ kN/m}^3$
- ✓  $\Phi = 33^\circ \rightarrow \lambda_a = 0,295; \lambda_o \approx 0,4$
- ✓  $c_u = c' = 0$

Un riporto con quest'ultimo tipo di terreno dovrà essere utilizzato per bonificare eventuali soggiacenze al piano di fondazione che evidenziassero sostanziali difformità rispetto alle caratteristiche previste dalla Relazione generale delle fondazioni per i terreni *in situ*.

## 8. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche di stabilità e resistenza delle strutture di fondazione e del complesso fondazione-terreno saranno eseguite tenendo in conto le più gravose sollecitazioni trasmesse alla struttura in progetto.

### 8.1. Carichi agenti

✓ Pesì propri strutturali

- Soletta inferiore:

$$18,00 \times 4,40 \times 0,50 \times 25,0 = \mathbf{990,00 \text{ kN}}$$

- Muri d'ala:

$$2,00 \times [(0,30 \times 18,00) \times 3,10] \times 25,0 = \mathbf{837,00 \text{ kN}}$$

- soletta superiore:

$$18,00 \times 3,80 \times 0,40 \times 25,0 = \mathbf{684,00 \text{ kN}}$$

- Scatolari in cls armato:

$$[(2 \times 2,50) + (2 \times 2,50)] \times 0,25 \times 25 \times 7 = \mathbf{437,50 \text{ kN}}$$

**Peso proprio complessivo: 2948,50 kN**

✓ Liquido contenuto

$$2,50 \times 2,50 \times 17,80 \times 10,0 = \mathbf{1.112,50 \text{ kN}}$$

*(si tratta di un carico permanente compiutamente definito)*

✓ Carichi variabili

"Schema di Carico 2" (*coppia di carichi concentrati, vedi par. 5.1.3.3.3 e fig. 5.1.2 delle NTC 18*), corrispondente ad un asse con due pneumatici con impronta 0,35x0,60m ed interasse 2,00m:

$$200 + 200 = \mathbf{400 \text{ kN}}$$

Per effetto di un carico variabile distribuito di 20.0 kN/m<sup>2</sup>, agente sull'estradosso del terreno lungo uno solo dei lati lunghi del ponte, si ha un'azione orizzontale risultante pari a:

$$H_{\text{terr. var.}} = 18,0 \times 0,40 \times 3,10 \times 20,00 = \mathbf{446,40 \text{ kN}}$$

✓ Azione sismica orizzontale

$$(2948,50 + 1112,50) \times 0,089 = 4061,00 \times 0,089 = \mathbf{361,43 \text{ kN}} (\equiv H_{\text{Ed sism.}})$$

✓ Momento dell'azione sismica orizzontale sul piano di fondazione

$$361,43 \times 3,10/2 = \mathbf{560,22 \text{ kN m}} (\equiv M_{\text{Ed sism.}})$$

✓ Azione sismica verticale

$$(2948,50 + 1112,50) \times 0,045 = 4061,00 \times 0,045 = \mathbf{182,74 \text{ kN}} (\equiv \Delta N_{\text{Ed sism.}})$$

## 8.2. Verifiche geotecniche

### *Verifica di portanza del terreno*

Per il terreno, considerato omogeneo, saranno messe in conto delle caratteristiche medie fra quelle precedentemente indicate per i vari strati; la coesione rilevata nello strato limoso è stata (cautelativamente) trascurata così come si trascura, a favore di sicurezza, l'azione dei pali di fondazione:

- $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma \text{ sat.} = 20,9 \text{ kN/m}^3 \rightarrow \gamma \text{ eff.} = \gamma \text{ sat.} - \gamma \text{ acq.} = 10,9 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\Phi = 31^\circ (\rightarrow \Phi_{Ed} = 31^\circ / 1,25 = 24,8^\circ)$ ;
- $c_u = c' = 0 \text{ kN/m}^2$
- $c_a = 0 \text{ kN/m}^2$  (adesione terreno-fondazione)

Per la parte del terreno soprastante il piano di imposta della fondazione non immerso in falda sarà messa in conto una profondità (maggiorata) equivalente; complessivamente, la profondità equivalente del piano di imposta delle fondazioni è pari a:

$$D_{eq.} = 1,50 + 0,65 \times 19,0 / 10,9 = 2,63 \text{ m.}$$

Per effetto del carico variabile ("Schema di Carico 2"), l'incremento di carico verticale sulla fondazione risulta, per la verifica allo SLU, pari a:

$$\Delta N_{Ed \text{ var.}} = 1,3 \times 2 \times 200 = 520 \text{ kN} \gg \Delta N_{Ed \text{ sism.}} = 182,74 \text{ kN}$$

applicando il carico variabile con la massima eccentricità (e cioè in prossimità di un angolo della soletta superiore), i momenti sul piano di fondazione lungo gli assi "x" ed "y" (rispettivamente lungo le direzioni minore e maggiore della fondazione) risultano:

$$M_{Ed \text{ var. y}} = 1,3 \times 2 \times 200 \times (4,40/2) = 520 \times 2,20 = 1.144,00 \text{ kN m} > M_{Ed \text{ sism.}} = 560,22 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed \text{ var. x}} = 1,3 \times 2 \times 200 \times (18,00/2) = 520 \times 9,00 = 4.680,00 \text{ kN m} \gg M_{Ed \text{ sism.}} = 560,22 \text{ kN m}$$

Per effetto di un carico distribuito sull'estradosso del terreno lungo uno solo dei lati lunghi della ponte, si hanno azioni risultanti pari a:

$$H_{terr. Ed x} = 1,3 \times 446,40 = 580,32 \text{ kN}$$

$$M_{terr. Ed y} = 580,32 \times 3,10/2 = 374,40 \text{ kN}$$

Le azioni da considerare per la verifica di portanza del terreno risultano quindi:

$$V_{Ed \text{ tot.}} = 2948,50 + 1112,50 + 1,3 \times 400 = 4.581,00 \text{ kN}$$

$$H_{Ed x \text{ tot.}} = 580,32 \text{ kN}$$

$$M_{Ed y \text{ tot.}} = 1.144,00 + 374,40 = 1.518,40 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed x \text{ tot.}} = 4.680,00 \text{ kN m}$$

Con i dati sopra riportati e le caratteristiche del terreno, si ottiene una pressione limite del terreno pari a 595,20 kPa e di conseguenza una capacità portante limite pari a  $V_{RD} = 24.038,00$  con un rapporto  $V_{RD} / V_{ED} = 24.038,00 / 4.581,00 = 5,24 \geq 1,0$  quindi la condizione risulta verificata.

Si tenga inoltre in conto che la fondazione sarà intestata su micropali (a disposizione quinconcia) aventi diametro m 0,20 profondi 10 metri che andranno ad aumentare la portata del terreno

### **Controllo dei cedimenti**

Il peso del terreno "rimosso" per la realizzazione della copertura del canale è pari a:

$$P_{\text{terr. eq.}} = [(4,40 \times 18,00 \times 1,10) + 2 \times (0,80 \times 18,00 \times 3,10)] \times 19,4 = 3.422,16 \text{ kN}$$

Il carico permanente dovuto allo scatolare, mettendo cautelativamente in conto anche il 50% del peso dell'intero volume di acqua che può essere contenuto, è pari a:

$$P_{\text{perm. tot.}} = 2.948,50 + (1112,50/2) = 3.504,75 \text{ kN} \approx P_{\text{terr. eq.}}$$

Il carico permanente dovuto allo scatolare è quindi quasi interamente equilibrato da quello del terreno "rimosso": dal punto di vista dei cedimenti del terreno, la realizzazione della copertura del canale è quindi sostanzialmente non influente (*in quanto sostanzialmente auto-equilibrato*).

### **Verifica al galleggiamento**

Il carico stabilizzante minimo in esercizio (considerando il 50% del peso dell'acqua contenuta nello scatolare) è pari a:

$$V_{\text{stb.}} = 2.948,50 + (1112,50/2) = 3.504,75 \text{ kN};$$

la spinta di galleggiamento pari a circa la metà  $V_{\text{stb}}$  è pari a 1.752,37 kN

Quindi, secondo il par.6.2.3.2 delle NTC 18:

$$V_{\text{stb.Ed}} = 3.504,75 \times 0,9 = 3.154,27 \text{ kN} \geq V_{\text{inst. Ed}} = 1.752,37 \times 1,5 = 2.628,55 \text{ kN}$$

(*in effetti,  $V_{\text{stb.Ed}} / V_{\text{inst. Ed}} = 1,20 \geq 1,0$* )

### **Verifica allo scorrimento**

Mettendo in conto il carico verticale stabilizzante minimo precedentemente determinato, l'azione orizzontale stabilizzante risulta pari a:

$$H_{\text{stb.}} = 3.504,75 \times 2/3 \times \tan 29,0^\circ (\text{angolo attrito del terreno}) = 1295,14 \text{ kN};$$



L'azione orizzontale di progetto più gravosa è quella conseguente alla spinta laterale dovuta al sovraccarico variabile agente sull'estradosso del terreno adiacente uno solo dei lati lunghi dello scatolare.

Quindi, trascurando in favore di sicurezza il confinamento laterale dato dalla spinta passiva del terreno sul lato opposto a quello caricato, si ha:

$$H_{Stb.Ed} = 1295,14 \times 0,9 = 1165,62 \text{ kN} \geq H_{inst. Ed} = 446,40 \times 1,5 = 669,60 \text{ kN}$$

$$(in\ effetti, H_{Stb.Ed} / H_{inst. Ed} = 1165,62 / 669,60 = 1,74 \geq 1,00)$$

### 8.3. Verifica di resistenza degli elementi strutturali

#### **Soletta superiore**

##### *Verifiche a flessione allo SLU*

Mettendo in conto il carico verticale variabile agente sulla mezzeria della soletta superiore, con l'asse diretto lungo la direzione maggiore dello scatolare, trascurando a favore di sicurezza il contributo delle fibre longitudinali e considerando la soletta superiore perfettamente incastrata dalle pareti, i momenti di mezzeria e di incastro sulla parete risultano:

$$M_{Ed\ var.} = \pm P_{Ed} \times L / 8 = 2,20 \times 2 \times 200 \times 4,40 / 8 = \pm 880,00 \times 0,55 = \pm 484,00 \text{ kN m}$$

la larghezza collaborante su cui questa azione si ripartisce (mettendo in conto una diffusione del carico a 45°) risulta pari a:

$$b_{eff.} = 4,40 + 2 \times 4,40 / 2 = 8,80 \text{ m}$$

la corrispondente azione flessionale unitaria che sollecita le fibre "corte" della soletta superiore risulta quindi pari a:

$$M_{Ed\ x\ var.} = \pm 484,00 / 18,00 = \pm 26,88 \text{ kN m / m}$$

conseguentemente alla suddetta ripartizione sulla larghezza collaborante, si ha una massima azione flessionale unitaria che sollecita le fibre "lunghe" della copertura che risulta pari a:

$$M_{Ed\ y\ var.} \leq [(2,20 \times 2 \times 200 / 18,00 \times (4,40 / 2)^2 / 2) / 4,40] \times 2 / 3 = 17,92 \text{ kN m / m}$$

Per effetto del peso proprio strutturale della soletta superiore, sulla soletta risultano inoltre le seguenti azioni flessionali:

$$M_{Ed\ x\ p.p. mezz.} = 2,20 \times 4,40 \times 4,40^2 / 24 = 7,80 \text{ kN m / m}$$

$$M_{Ed\ x\ p.p. inc.} = - 2,20 \times 4,40 \times 4,40^2 / 12 = - 15,61 \text{ kN m / m}$$

Nella direzione delle fibre "corte", le sollecitazioni risultanti in mezzeria ed al vincolo laterale della

soletta superiore sono quindi pari a:

$$M_{Ed \times mezz.} = 26,88 + 7,80 = 34,68 \text{ kN m / m}$$

$$M_{Ed \times inc.} = - 26,88 - 15,61 = - 42,49 \text{ kN m / m}$$

le armature risultano, nelle due sezioni:

- in mezzeria:

$$A_s = \emptyset 14/200 = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = \emptyset 14/200 = 770 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- al vincolo laterale:

$$A_s = \emptyset 12/200 + 6\emptyset 16 = 1771 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = \emptyset 12/200 + \emptyset 12/250 = 1017 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Nella direzione delle fibre "lunghe", le sollecitazioni risultanti risultano pari a:

$$M_{Ed \times var.} = 17,92 \text{ kN m / m}$$

le armature risultano:

$$- A_s = \emptyset 12/150 = 754 \text{ mm}^2/\text{m} (\approx 15\emptyset 8 = 755 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$- A'_s = \emptyset 8/150 = 335 \text{ mm}^2/\text{m} (\approx 4\emptyset 10 = 314 \text{ mm}^2/\text{m})$$

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Soletta ponte

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	7.70	4
			2	7.70	36

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 102.33 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 108.1 kNm

Materiali: B450C C30/37

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11.5 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6933  
τ<sub>c1</sub> 2.029

σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 36.07 ‰  
d 36 cm  
x 3.184 x/d 0.08844  
δ 0.7

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica soletta superiore ponte

Come si evince dalla verifica sopra illustrata, si ottiene  $M_{xRd} = 108,10 \text{ kNm} > M_{xEd} = 34,68 \text{ kNm} \rightarrow$  l'armatura inserita è conforme.

All'incastro laterale la verifica è la seguente:

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Soletta ponte

N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5.65	4
			2	12.06	8
			3	5.65	28
			4	4.52	36

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 50.34 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 139.9 kNm

Materiali: B450C C30/37

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11.5 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6933  
τ<sub>c1</sub> 2.029

σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 20.26 ‰  
d 36 cm  
x 5.302 x/d 0.1473  
δ 0.7

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica soletta superiore ponte incastro laterale

Come si evince dalla verifica sopra illustrata, si ottiene  $M_{xRd} = 139,90 \text{ kNm} > M_{xEd} = 42,49 \text{ kNm} \rightarrow$  l'armatura inserita è conforme.

A seguito delle verifiche effettuate, si armerà la sezione superiore nelle due direzioni, con  $\Phi$  14 ogni 20 cm sia in parte tesa che compressa e, in corrispondenza degli appoggi laterali con il muro d'ala, verrà inserita un'armatura longitudinale composta da 6 $\Phi$ 16 correnti e staffe  $\Phi$ 12 ogni 25 cm.