



PROVINCIA DI MASSA CARRARA

RIPRISTINO STATICO DEL PONTE SUL FIUME MAGRA
IN LOCALITA' "SANTA GIUSTINA" NEL COMUNE DI
PONTREMOLI A SEGUITO DEI DANNI CAUSATI DAGLI
EVENTI ALLUVIONALI DELL'OTTOBRE 2011

SECONDA FASE

RICOSTRUZIONI E CONSOLIDAMENTI DEFINITIVI

PROGETTO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE

C

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTISTA: Prof. Ing. Raffaello BARTELLETTI – PISA

Data:

Settembre 2016

Aggiornamenti:

RELAZIONE DI CALCOLO

1. PREMESSA

Il ponte sul fiume Magra in località Santa Giustina è stato realizzato con un impalcato a travata continua su 3 campate (luci 29+35+29 m), posto in pendenza costante del 4%, supportato dalle spalle di estremità e dalle due pile in alveo di cui quella in riva destra, avendo subito il dissesto della fondazione per erosione, aveva provocato una vistosa deformazione verticale della travata stessa.

L'impalcato è costituito da 5 travi a V in c.a.p. affiancate, rese continue sugli appoggi sulle pile mediante getti integrativi di c.a., che sostengono la soletta collaborante di impalcato.

Nel corso della Prima Fase di intervento, grazie alla realizzazione di due pile provvisorie in acciaio a fianco della pila destra dissestata, è stato possibile, sia mettere in sicurezza il ponte, sia effettuare il riassetto parziale dell'impalcato, previa taglio del traverso sulla pila destra.

Allo stato attuale pertanto il ponte si trova nella seguente situazione statica:

- la campata in riva destra risulta semplicemente appoggiata su luce di circa 26 m, tra la spalla destra e la pila provvisoria destra, con uno sbalzo di circa 2,5 m; detta campata è ancorata alla spalla in quanto scorrevole su appoggi mobili;
- la parte rimanente del ponte risulta funzionare a trave continua su tre appoggi con una campata di riva sinistra della luce originale di 29 m e la campata centrale di luce di circa 31,5 m (tra pila sinistra e pila provvisoria sinistra) con sbalzo di circa 3 m;
- la livelletta in corrispondenza dell'asse della pila destra risulta più bassa di circa 32 cm rispetto alla teorica.

In base alle analisi di calcolo sui modelli effettuate nella prima fase di progetto e

riportati nella relativa Relazione di Calcolo (che si considera facente parte integrante della presente seconda fase di progetto) l'intervento di ripristino definitivo prevede nella sostanza:

- la ricostruzione della pila destra in c.a. fondata su micropali;
- la ricostruzione del traverso e la ricostituzione della continuità delle travi di c.a.p. sull'appoggio alla pila mediante getti integrativi di c.a., previa demolizione di un tratto di soletta a cavallo della pila e dei getti già esistenti all'interno delle travi stesse;
- operazioni di forzamento mediante martinetti in corrispondenza delle pile con sollevamento dell'impalcato di circa 21 cm in modo da ripristinare le sollecitazioni permanenti prossime a quelle del progetto originario; dopo tale operazione rimarrà un avvallamento di circa 11 cm sulla pila destra ed un dosso di 21 cm sulla pila sinistra.
- opere di protezione contro l'erosione della pila sinistra e della spalla destra;
- consolidamento delle travi di c.a.p. lesionate, ripristino degli appoggi e della carreggiata stradale sul ponte.

Trattandosi di intervento di riparazione per il ripristino delle condizioni di progetto originarie si ritengo tuttora valide le sollecitazioni riportate nella relativa Relazione di Calcolo ed appropriato l'applicazione dei metodi di calcolo e norme di verifica vigenti all'atto della prima progettazione per il dimensionamento delle nuove strutture di rinforzo e ripristino.

2. VERIFICA DEI NUOVI ELEMENTI STRUTTURALI

- Nuova Pila Destra

La pila destra viene ricostruita con le stesse dimensioni ed armature del progetto originario e pertanto, dato che variazioni di sollecitazione, dovute alla lieve differenza dell'altezza del fusto per riadattare la diversa quota di spiccatto dal plinto di fondazione, non risultano significative.

Data la diversa tipologia delle fondazioni risulta invece necessaria la verifica dell'armatura del plinto di fondazione.

In relazione allo sforzo massimo sul micropalo di spigolo pari a 76,4 t (vedi para-

grafo seguente) e considerando una biella compressa a 45° , l'area minima di armatura inferiore necessaria risulta:

$$A_{\min} = 76400/2600 = 29,4 \text{ cm}^2$$

Sono quindi necessari $6+6 \phi 20$ incrociati a $90^\circ + 6 \phi 16$

$$A_a = (3,14 \times 12 + 2,0 \times 6)/1,41 = 35,2 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

Per i micropali interni e considerando una biella compressa a 60° , sull'armatura costituita da $5\phi 20$ m, risulta:

$$\sigma_a = 76000/(2 \times 3,14 \times 6) = 2020 \text{ daN/cm}^2 < 2600 \text{ daN/cm}^2$$

- **Getti integrativi di c.a. di continuità travi di c.a.p.**

All'interno delle travi di c.a.p. e per un tratto di circa 8 m a cavallo dell'appoggio alla pila si realizza un nuovo getto di c.a. in grado di assorbire autonomamente le massime sollecitazioni di taglio. Le sollecitazioni a flessione sono assorbite in parte dalle nuove armature ed in parte dalle armature della soletta opportunamente ripristinate mediante saldatura.

Tali sollecitazioni massime, desunte dalla Relazione di Calcolo originaria, risultano:

$$T_{\max} = 107,6 \text{ t} \quad M_{\min} = 441 \text{ t.m}$$

La nuova armatura a taglio è costituita da staffe $\phi 12$ a 2 braccia passo 10 cm e da almeno 2 barre piegate $\phi 26$ ogni 80 cm.

Dalla verifica a taglio risulta:

$$\tau_{\max} = 107600/(0,9 \times 150 \times 45) = 17,7 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{c1}$$

$$\Theta_{(\text{su } 80 \text{ cm})} = 17,7 \times 45 \times 80 = 63700 \text{ daN}$$

$$\Theta_{(\text{staffe})} = 1,12 \times 2 \times 8 \times 2600 = 46500 \text{ daN}$$

$$\Theta_{(\text{piegati})} = 5,31 \times 2 \times 1,41 \times 2600 = 38900 \text{ daN}$$

$$\Theta_{(\text{totale assorbibile})} = 46500 + 38900 = 85400 \text{ daN}$$

Per la verifica a flessione si considerano sia i ferri della soletta ripristinati sia i nuovi ferri presenti nella trave ($16\phi 26 + 8\phi 26$)

$$\sigma_a = 44100000/(0,9 \times 150 \times 127,4) = 2560 \text{ daN/cm}^2 < 2600 \text{ daN/cm}^2$$

Per consentire il trasferimento dello sforzo di sconnessione tra il nuovo getto interno e le anime delle travi di c.a.p. si prevede di inserire 20 pioli $\phi 20$ per ciascuna anima delle travi, mediante perforazione dall'esterno ed inghisati con resina epossidica, concentrati nel primo metro alle estremità del nuovo getto interno.

Sui pioli risulta:

$$\tau_a = 1,3 \times 107600 / (2 \times 20 \times 3,14) = 1110 \text{ daN/cm}^2 < 1520 \text{ daN/cm}^2$$

Il ripristino delle barre $\phi 26$ della soletta è previsto mediante saldatura in opera a cordoni di prima classe.

Considerando una sezione di saldatura pari a $\phi/2$ (13 mm) la lunghezza di cordone risulta:

$$L_{cs} = 5,31 \times 2600 / (0,7 \times 1,3 \times 1600) = 10 \text{ cm}$$

In favore di sicurezza si prevedono 2 tratti da 10 cm per ciascuna barra.

- **Nuovo traverso**

Le sollecitazioni finali sul traverso saranno praticamente le stesse del progetto originario e pertanto l'armatura sarà analoga a quella preesistente. Tuttavia è necessario controllare le sollecitazioni insorgenti durante le fasi di forzamento eseguite mediante martinetti disposti in mezzera tra una trave e l'altra.

Le sollecitazioni massime risultano:

$$T_{\max} = 300/2 = 150 \text{ t}$$

$$M_{\min} = 138 \text{ t.m} \quad M_{\max} = 75 \text{ t.m}$$

Dalla verifica della sezione del traverso di dimensioni 172x70 risulta:

$$A_{a(\min, \sup)} = 13800000 / (0,95 \times 167 \times 2600) = 33,4 \text{ cm}^2$$

Si pongono 6+6 $\phi 20$ con rinforzo di 5 $\phi 20$ superiori sullo sbalzo

$$\sigma_a = 2560 \text{ daN/cm}^2 < 2600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 53 \text{ daN/cm}^2 < 110 \text{ daN/cm}^2$$

- **Rinforzo soletta sulla pila sinistra**

In considerazione delle forti sollecitazioni di momento negativo che hanno interessato la sezione di appoggio dell'impalcato sulla pila sinistra si prevede di realizzare un rinforzo costituito dal placcaggio dell'estradosso della soletta mediante lamiere incollate e tassellate al calcestruzzo in grado di ripristinare le barre di armatura esistenti.

L'armatura di forza della soletta è costituita da due strati di barre $\phi 26$ al passo di 20 cm e 2 strati di barre $\phi 14$ al passo di 20 cm, corrispondenti ad un'area resistente complessiva sulla larghezza di impalcato (11,1 m) di 780 cm².

Considerando una tensione ammissibile delle barre di 2600 daN/cm² ed una ten-

sione ammissibile dell'acciaio della lamiera di 2400 daN/cm^2 , le sezione di acciaio necessaria risulta:

$$A_{\text{acc}} = 780 \times 2600 \times 160 / (2400 \times 170) = 800 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Si pongono n. 8 strisce di lamiera (sezione $1000 \times 10 \text{ mm}$) di 12 m di lunghezza a cavallo dell'asse pila al passo di 1,05 m, corrispondenti proprio a $800 \text{ cm}^2/\text{m}$.

La connessione alla soletta di c.a. è costituita da 12 tasselli $\phi 16/\text{mq}$.

Risulta per ciascun tassello:

$$T_o = 3550 \times 100,0 / (6 \times 12) = 4900 \text{ daN/tassello}$$

Si prevedono tasselli ad espansione tipo Hilti HSL-3SK $\phi 16$ con viti 10.9 a testa svasata che hanno una portata limite a taglio raccomandata pari a 5780 daN.

3. VERIFICA DEI MICROPALI

Per la verifica della portata dei micropali si fa riferimento alle sollecitazioni previste nel progetto originario, tuttora valide a seguito del ripristino statico del ponte, di cui si allega nel seguito un estratto significativo.

Si prevedono micropali del diametro 250 mm armati con tubo $\phi 140/8$ della lunghezza media di 12 m.

- Sollecitazioni massime

Le sollecitazioni all'intradosso del plinto per le tre condizioni di carico considerate nel progetto originario, tenendo conto della nuova geometria della pila e del plinto, risultano:

Condizione 1 – (sisma trasversale + attrito vincoli)

$$F_x = 53,6 \text{ t} \quad F_y = 19,9 \text{ t} \quad N = 1087,5 + 12,6 - 262,5 + 144,4 + 16,5 = 998,5 \text{ t}$$

$$M_x = 42,3 \times 9,4 + 11,3 \times 7,0 = 482,4 \text{ t.m} \quad M_y = 19,9 \times 9,4 = 187,1 \text{ t.m}$$

Condizione 2 – (sisma longitudinale + attrito vincoli)

$$F_x = 0 \text{ t} \quad F_y = 19,9 + 11,3 = 31,2 \text{ t} \quad N = 998,5 \text{ t}$$

$$M_y = 19,9 \times 9,4 + 11,3 \times 7,0 = 266,2 \text{ t.m}$$

Condizione 3 – (ponte carico+ vento + attrito vincoli)

$$F_x = 22,9 \text{ t} \quad F_y = 19,9 \text{ t} \quad N = 1214,4 \text{ t}$$

$$M_x = 22,9 \times 9,4 + 275,4 \times 1,33 = 581,5 \text{ t.m} \quad M_y = 19,9 \times 9,4 = 187,1 \text{ t.m}$$

Considerando i due valori del modulo di resistenza della palificata pari rispettivamente a $W_{p_x} = 25,2 \text{ m}$ e $W_{p_y} = 21,6 \text{ m}$, le sollecitazioni massime sui pali risultano:

Condizione 1

$$N_p = 998,5/27 + 482,4/25,2 + 187,1/21,6 = 37,0 + 19,1 + 8,7 = 64,8 \text{ t}$$

Condizione 2

$$N_p = 998,5/27 + 266,2/21,6 = 37,0 + 12,3 = 49,3 \text{ t}$$

Condizione 3

$$N_p = 1214,4/27 + 581,5/25,2 + 187,1/21,6 = 45,0 + 23,1 + 8,7 = 76,8 \text{ t}$$

- **Verifica del tubo di armatura**

$$A_a = 33,1 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_a = 76800/33,1 = 2320 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Le azioni orizzontali sulla pila dovute al sisma o alla spinta della piena, sono assorbite dalla spinta passiva dei plinti sul terreno circostante. Per garantire tale funzionamento, che sottrae i micropali alle sollecitazioni flettenti, è stata realizzata una paratia esterna di micropali accostati in grado di impedire lo scalzamento dei plinti della pila in caso di erosione profonda dell'alveo.

3. Ritegno sismico trasversale

$$H_s = 42,27 \text{ (tegl. massimo)}$$

$$M_s = H_s \cdot 0,5 = 21,14 \text{ tm (momento d'incastro)}$$

Si realizzano due meccanismi resistenti a traliccio, con angolo di inclinazione tra armature resistenti e bielle di cls compreso di circa 45° . In totale le armature si costituiscono da 9 $\phi 20$

$$\text{Ne risultano le seguenti tensioni: } \sigma_f = \frac{42270}{9 \times 3,14} = 1496 \text{ daN/cm}^2$$

4. FUSTO DELLA PILA

4.1. Condizione di carico 1 Sisma in X (+ attrito vincoli in Y)

$$F_x = 42,27 + 11,3 = 53,57 \text{ t} \quad - \quad F_y = 19,9 \text{ t}$$

$$M_x = 42,27 \times 7,2 + 11,3 \times 4,8 = 358,6 \text{ tm}$$

$$M_y = 19,9 \times 7,2 = 143,3 \text{ tm} \quad - \quad N = 663,6 + 161,4 = 825 \text{ t}$$

4.2. Condizione di carico 2 Sisma in Y

$$N = 825 \text{ t} \quad - \quad F_x = 0 \quad - \quad F_y = 19,9 + 11,3 = 31,20 \text{ t}$$

$$M_x = 0 \quad - \quad M_y = 11,3 \times 4,8 + 19,9 \times 7,2 = 197,52 \text{ tm}$$

$$e_x = 0 \quad - \quad e_y = 0,24 \text{ m} > 0,16 \text{ m (grande eccentricita')}$$

4.3. Condizione di carico 3 Ponte carico + vento

$$F_x = 22,94 \text{ t} \quad - \quad F_y = 19,9 \text{ t}$$

$$N = 939 + 161,4 = 1100,4 \text{ t} \quad N_{\text{car. mobili}} = 275,4 \text{ tm}$$

$$e = 1,33 \text{ m}$$

$$M_x = F_x \times h + N e = 22,94 \times 7,2 + 275,4 \times 1,33 = 531,5 \text{ tm}$$

$$M_y = 19,9 \times 7,2 = 137,3 \text{ tm}$$

$$e_x = M_x / N = 0,48 \text{ m} < 1,33 \text{ m} \text{ (piccola eccentricità)}$$

$$e_y = M_y / N = 0,12 \text{ m} < 0,16 \text{ m} \text{ (" ")}$$

4.4. Verifica di resistenza

La sollecitazione più gravosa si realizza nella sezione di incastro del plinto per la condizione di carico 2.

$$M_x = 0 \quad - \quad M_y = 197,52 \text{ tm} \quad - \quad N = 825 \text{ t}$$

Per $B = 700 \text{ cm}$; $H = 100 \text{ cm}$; $A_a = 73,9 \text{ cm}^2$ (29 \varnothing 18)

le tensioni risultano modeste: $\sigma_+ = 3,98 \text{ daN/cm}^2$ - $\sigma_- = 7,1 \text{ daN/cm}^2$

5. FONDAZIONI

5.1. Pressioni sul terreno

Si sono considerate le tre condizioni di verifica che seguono.

5.1.1 Condizione per sisma trasversale + attrito vincoli

$$F_x = 53,57 \text{ t} \quad - \quad F_y = 19,9 \text{ t}$$

$$M_x = 42,27 \times 10,2 + 11,3 \times 7,8 = 519,3 \text{ tm}$$

$$M_y = 19,9 \times 10,2 = 203,0 \text{ t} \quad - \quad N = 663,6 + 423,9 = 1087,5 \text{ t}$$

$$\sigma = N/A + M_x/W_x + M_y/W_y = 1087,5/35 + 519,3/58,33 + 203/20,41 =$$

$$= 31,1 \pm 8,9 \pm 9,9 = 49,9/32,1/30,1/12,3 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 5,0 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_{\min} = 1,2 \text{ daN/cm}^2$$

5.1.2 Condizione per sisma longitudinale + attrito vincoli

$$F_x = 0 \quad - \quad F_y = 19,9 + 11,3 = 31,20 \text{ t}$$

$$M_x = 0 \quad - \quad N = 1087,5 \text{ t}$$

$$M_y = 19,9 \times 10,2 + 11,3 \times 7,8 = 291,1 \text{ tm}$$

$$\sigma = 1087,5/35 \pm 291,1/20,41 = 31,1 \pm 14,3 = 45,4/16,8 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 4,5 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_{\min} = 1,7 \text{ daN/cm}^2$$

5.1.3 Condizione per ponte carico + vento + attrito vincoli

$$F_x = 22,94 \text{ t} \quad - \quad F_y = 19,9 \text{ t} \quad - \quad N = 939,0 + 423,9 = 1362,9 \text{ t}$$

$$M_x = 22,94 \times 10,2 + N e = 600,3 \text{ tm} \quad - \quad M_y = 19,9 \times 10,2 = 203,0 \text{ tm}$$

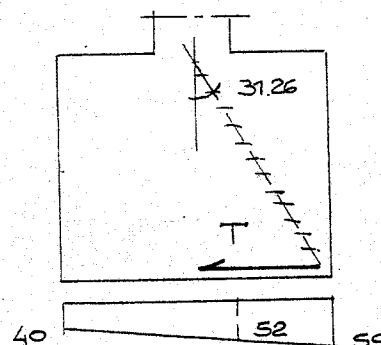
$$\sigma = 1363/35 \pm 600,3/58,33 + 203/20,41 = 38,9 \pm 10,3 \pm 9,9 =$$

$$= 59,1/39,3/38,5/18,7 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 5,9 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_{\min} = 1,9 \text{ daN/cm}^2$$

5.2. Armatura del plinto

Con riferimento alla figura:



$$T = (52 \times 0,75 + 7 \times 1,25 \times 0,83/2) \times \tan 31,26^\circ = 25,88 \text{ t}$$

$$A_s = 25,88/2,6 = 9,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$