

allegato n.

12.4.2

titolo abbreviato:

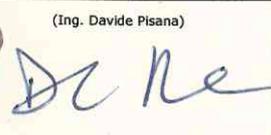
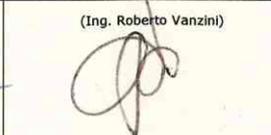
SP EX SS N 415 - LOTTO 3



**PROVINCIA DI CREMONA**  
**SETTORE INFRASTRUTTURE STRADALI**

**S.P. ex S.S. n. 415 "PAULLESE"**  
**AMMODERNAMENTO TRATTO "CREMA-SPINO D'ADDA"**

**LOTTO N. 3 - "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA"**  
**LAVORI DI RADDOPPIO DEL PONTE SUL FIUME ADDA**  
**E DEI RELATIVI RACCORDI IN PROVINCIA DI CREMONA E LODI**

1	revisione a seguito verifica UTP		FEBBRAIO 2016
0	prima emissione		DICEMBRE 2015
emissione	descrizione	disegnato	data emissione
livello: <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		codice CUP: <b>G41B03000270002</b>	
elaborato: <b>O.A. N.2 - PONTE "ASBURGICO"</b> <b>PROGETTO OPERE DI CONSOLIDAMENTO</b> <b>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>		codice: <b>PS.PR.01.02</b>	
		allegato n.:	scala:
		<b>12.4.2</b>	
IL PROGETTISTA SPECIALISTICO	IL PROGETTISTA GENERALE	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	data
(Ing. Fabio Scaroni)	(Ing. Davide Pisana)	(Ing. Roberto Vanzini)	<b>27 MAG. 2016</b>
			
Percorso file: U:\lavori\09\Projects\SS415\PONTE SPINO\Definitivo_CR\00_COPERTINE.dwg			

**S.P. CR ex S.S. 415"PAULLESE" : Ammodernamento tratto Crema - Spino d'Adda**

**LOTTO 3**

**RELAZIONE DI CALCOLO RINFORZO ED ADEGUAMENTO PONTE STORICO**

1.	Introduzione	4
1.1	Generalità	4
1.2	Materiali impiegati	9
1.2.1	Materiali ponte esistente	9
1.2.2	Materiali per opere di rinforzo	9
1.3	Normative di riferimento	14
1.4	Software di calcolo	14
1.5	Convenzioni generali	14
1.6	Impostazione generale delle analisi	15
1.6.1	Analisi ponte in configurazione finale	15
1.6.2	Analisi arco esistente in fase di getto	15
2.	Analisi dei carichi	16
2.1	Carichi agenti in fase 1 (configurazione finale)	16
2.1.1	Pesi propri ( $g_1'$ )	16
2.1.2	Azione del vento	16
	Effetti dovuti al vento sulle travi principali di impalcato	19
	Effetti a ponte scarico	19
	Effetti a ponte carico	20
2.1.3	Neve	20
2.1.4	Azioni termiche	20
2.1.5	Ritiro	21
2.1.6	Spinta del terreno a tergo delle spalle	22
2.1.7	Spinte idrauliche	24
2.1.8	Azioni sismiche	28
	Vita nominale	28
	Classi d'uso	28
	Periodo di riferimento per l'azione sismica	29
	Azioni di progetto	29
	Categoria di sottosuolo	30
2.1.9	Cedimento della pila	34
2.1.10	Sovraccarichi accidentali	34
2.2	Carichi agenti in fase 2 (verifica arco in muratura in fase di getto)	34
2.2.1	Pesi propri ( $g_1$ )	34
2.2.2	Sovraccarichi accidentali ( $q_1$ )	34
3.	Combinazioni di carico	35
3.1.1	Combinazioni allo SLU	36
3.1.2	Combinazioni agli SLE	37
3.1.3	Combinazioni in fase sismica (SLV)	37
3.1.4	Combinazioni in fase Geo	37

4.	Analisi strutturale	39
4.1	Diagrammi di sollecitazione in fase 1	39
4.1.1	Sollecitazioni SLU	39
4.1.1.1	Sollecitazioni SLU dovute al solo cedimento imposto della pila	42
4.1.2	Sollecitazioni e deformazioni SLE	43
4.1.2.1	Sollecitazioni SLE dovute al solo cedimento imposto della pila	46
4.1.3	Sollecitazioni e deformazioni in fase SISMICA	47
4.1.3.1	Modi di vibrare	47
4.1.3.2	Sollecitazioni sismiche	49
4.1.3.3	Deformate in combinazione sismica	53
4.1.4	Sollecitazioni in fase GEO	55
4.1.4.1	Sollecitazioni GEO dovute al solo cedimento imposto della pila	56
4.2	Valutazioni in merito alle fasi rimozione del riempimento e getto della controsoletta	58
4.3	Verifica massime deformazioni	58
5.	Verifica delle strutture di rinforzo dell'impalcato	59
5.1	Verifica controarco	59
5.1.1	Verifica del controarco in chiave (sp 40 cm)	59
5.1.2	Verifica del controarco alle reni (sp 91 cm)	65
5.1.3	Verifica in corrispondenza dell'appoggio di continuità sulla pila (sp 120 cm)	71
5.2	Verifica timpani	79
5.2.1	Verifica del sistema di ancoraggio	81
6.	Verifica dell'arco esistente a rinforzo eseguito	82
7.	Calcolo del sistema di rinforzo delle fondazioni	83
7.1	Descrizione del sistema di rinforzo	83
7.2	Sollecitazioni di progetto	83
7.2.1	Sollecitazioni di calcolo in testa al pozzo delle pile	83
7.2.2	Verifiche geotecniche pozzi pile	84
7.2.3	Verifiche strutturali sul pozzo di fondazione delle pile	84
8.	Verifica della fondazione esistente della spalla	88
8.1.1	Sollecitazioni di calcolo in testa al pozzo delle spalle	88
8.1.2	Verifiche geotecniche pozzi spalle	88
8.1.3	Verifiche strutturali sul pozzo di fondazione delle spalle	89
9.	Verifiche strutturali dei tiranti in testa fondazione pila/spalla	93
10.	Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10)	94
11.	Allegati	106

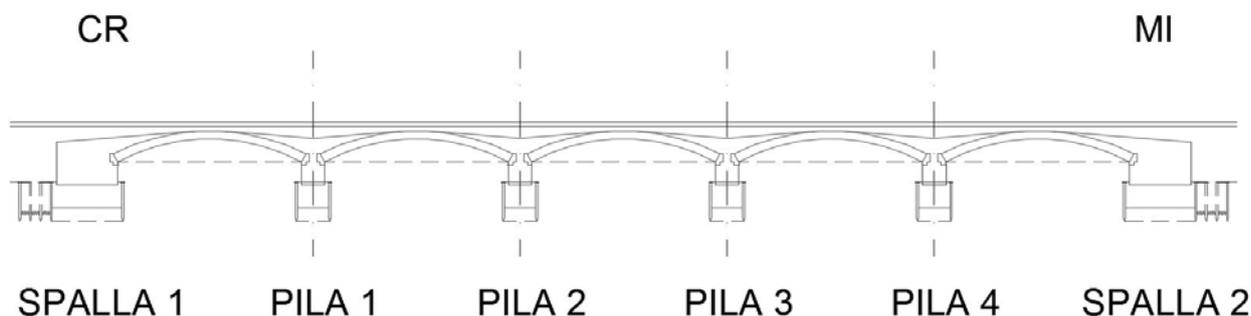
## 1. Introduzione

Oggetto del presente elaborato sono i calcoli relativi agli interventi di rinforzo al ponte storico di Bisnate da realizzarsi nell'ambito dei lavori di realizzazione S.P. CR ex S.S. 415"PAULLESE" Ammodernamento tratto Crema - Spino d'Adda - LOTTO 3

### 1.1 Generalità

La costruzione del ponte di Bisnate, situato in località Bisnate nei comuni di Spino d'Adda e Zelo Buon Persico, risale ai primi del 1900 ed attualmente è fuori esercizio a causa dei gravi rischi di crollo connessi ai fenomeni di erosione al piede delle pile prodotti dalla corrente del fiume che, in corrispondenza del ponte, passa con inclinazione di circa 23° rispetto all'asse longitudinale delle pile, le quali, dunque, costituiscono un ingombro consistente al regolare deflusso della corrente.

L'opera presenta una struttura ad arco in muratura a cinque campate con tutte e quattro le pile in alveo. Le luci rilevate presentano lunghezza pari rispettivamente a 27,84-27,63-27,64-27,64-27,79m.



Le pile, realizzate in massi ciclopici, pietra e muratura di mattoni, presentano una sezione allungata ed arrotondata alle estremità mentre le spalle hanno una sezione tipica, con blocco centrale e muri di risvolto. La fondazione di pile e spalle è di tipo diretto.

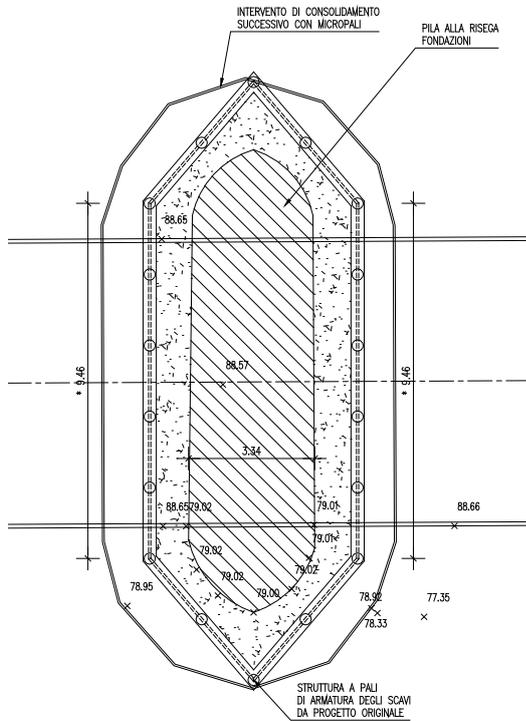


Fig. 1.2 – Sezione pila allo spiccato fondazione

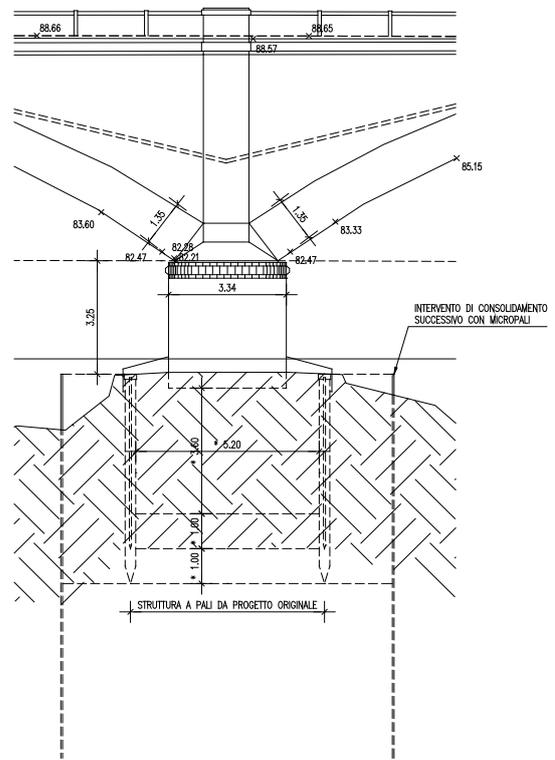


Fig. 1.3 – Prospetto pila

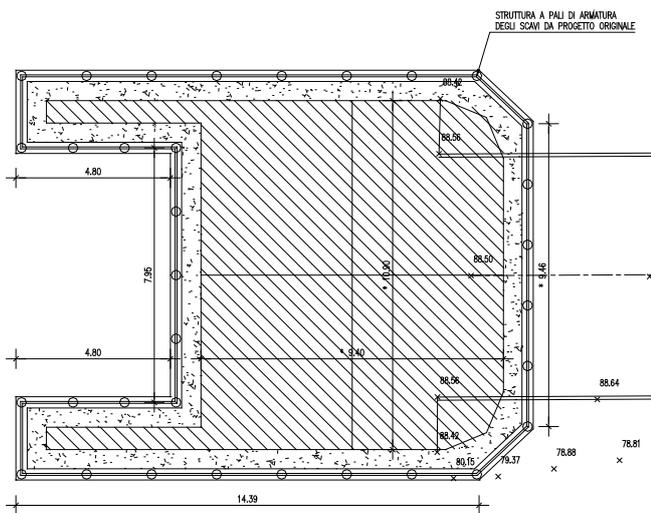


Fig. 1.4 – Sezione spalla allo spiccato fondazione

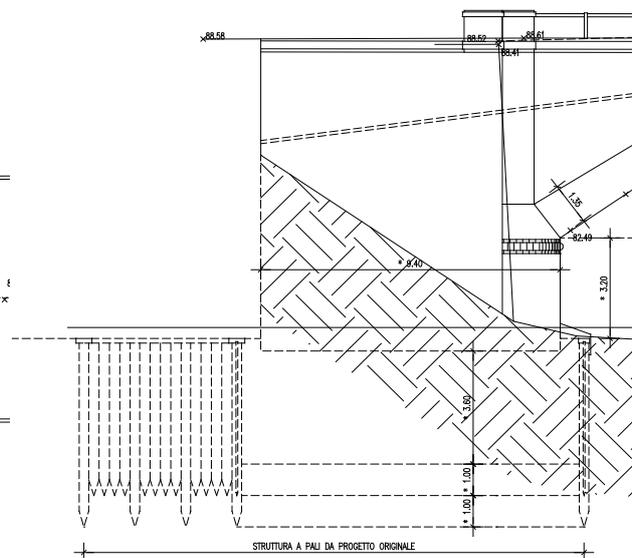


Fig. 1.5 – Prospetto spalla.

Il ponte è stato oggetto di diversi interventi nel corso degli anni, volti al consolidamento del piano di fondazione delle pile mediante micropali e palancole con getto interno in calcestruzzo ed al ripristino della sezione in muratura fessuratasi in seguito al cedimento di una pila. Successivamente due pile hanno recentemente subito interventi di consolidamento delle fondazioni a causa dei dissesti causati dalla corrente.





Inoltre un ulteriore provvedimento adottato in passato è stato quello di realizzare poco a valle del ponte una soglia che mantenesse e stabilizzasse a monte la quota iniziale dell'alveo.



Allo stato attuale il ponte risulta interdetto a qualsiasi tipo di utilizzo in quanto:

1 - Lo stato tensionale delle campate coinvolte nel cedimento della pila raggiunge valori prossimi al valore di resistenza caratteristico che non consentono l'utilizzo della struttura senza interventi di consolidamento dell'arco.

2- Le pressioni sul terreno in configurazione di esercizio raggiungono valori non sopportabili dal terreno presente in loco senza un adeguato consolidamento del piano di posa.

3 – I valori dello scalzamento per le pile in alveo hanno entità tale da compromettere il buon comportamento del sistema fondale senza una adeguata opera di presidio.

Gli interventi per la messa a norma del ponte storico riguardano:

- ✓ rinforzo strutturale dell'arco in muratura mediante controarco in c.a. In seguito a tale intervento l'arco in muratura resta gravato solamente dal peso proprio e dal peso del controarco in fase di getto, risultando soggetto a tensioni inferiori rispetto allo stato attuale.
- ✓ rinforzo dei muri laterali dell'arco mediante catene ancorate in cordoli realizzati internamente all'impalcato e collegati timpani laterali per prevenire ribaltamenti fuori dal piano.
- ✓ consolidamento del piano di posa delle fondazioni mediante trattamento colonnare in jet grouting;
- ✓ per quanto attiene alla risoluzione degli scalzamenti al piede delle fondazioni delle pile in alveo si veda elaborato specifico

**Tutti gli interventi di adeguamento e rinforzo avvengono mediante operazioni che non alterano in alcun modo l'aspetto del ponte, pertanto alla vista il ponte rinforzato si presenterà esattamente come nella situazione attuale.**

## 1.2 Materiali impiegati

### 1.2.1 Materiali ponte esistente

La campagna di indagine ha consentito di mappare completamente i materiali di cui è costituito il ponte esistente. Per la completa mappatura delle caratteristiche della muratura si rimanda all'allegato specifico, di seguito si riportano i valori di sintesi

Malta cementizia:	Tipo M2			
Resistenza car.	Mattoni:	compr. fbk=	13,86 MPa	Resistenza car.
	Malta + mattoni:	compr. fk=	6,38 MPa	

### 1.2.2 Materiali per opere di rinforzo

Per la realizzazione degli interventi di rinforzo si prevede l'impiego di calcestruzzi a prestazione ed acciai da carpenteria controllati in stabilimento, in particolare:

#### CONTROARCO

Calcestruzzo	C32/40
Classe di esposizione	XF4 parti esposte
Dimensione massima aggregato	20 mm
Classe di consistenza	S3
Acciaio di armatura	B450C
Copriferro	40 mm nelle superfici libere
Sovrapposizioni minime	40Φ

#### CONSOLIDAMENTO IN JET GROUTING

rapporto a/c	$0.8 < a/c < 1$
dosaggio cemento	600 Kg di cemento tipo II R32.5 per mc di terreno trattato
pressione di iniezione	min 400 bar

## PARAMETRI DI CALCOLO

Per la realizzazione del controarco, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	→	$R_{ck}$	= 40 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck}$	= 32 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5$	= 18.1 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3.02 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 2.12 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.41 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	= 19.2 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)		$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 14.4 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara – Ferrovie)	→	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 14.4 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi perm. – Ferrovie)		$\sigma_c = 0.4 * f_{ck}$	= 12.8 MPa

La fondazione a pozzo è realizzata mediante colonne di terreno consolidato compenetrante da 1 mt cadauna (jet grouting). Le caratteristiche meccaniche delle colonne di terreno consolidato variano in modo sensibile da caso a caso, nello specifico con ragionevole grado di sicurezza si possono assegnare al terreno consolidato i seguenti parametri di calcolo:

Resistenza a compressione (cubica)	→	$R_{ck}$	= 4 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck}$	= 3.2 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5$	= 1.81 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 0.65 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 0.45 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 0.30 MPa

### Acciaio per armatura ad aderenza migliorata B450C

Classe acciaio	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$f_{tk}$	$E_s$	$f_{yd}$	$\epsilon_{yd}$	$\epsilon_{uk}$	$(f_y/f_{y,nom})_k$	$\epsilon_{ud}$	$k = (f_t/f_y)_k$	$\sigma_s, Rara$	Diametro minimo mandrino di piegatura	
	[MPa]		[MPa]	[MPa]	[MPa]					[MPa]	[MPa]	$\Phi \leq 16mm$	$\Phi > 16mm$
B450C	450.00	1.15	540.00	210,000	391.30	0.00186	0.07500	$\leq 1.25$	0.06750	1.15 - 1.35	360.00	4 $\Phi$	7 $\Phi$

L'acciaio usato per i tiranti è trefolo da 6/10" stabilizzato.

$$\text{carico a rottura } f_{ptk} \geq 19000.00 \text{ DaN/cm}^2$$

$$\text{carico caratteristico all'1\% } f_{p(1)k} \geq 17000.00 \text{ DaN/cm}^2$$

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008/, le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi deve rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni (per armature pretese):

$$\sigma_{spi} \leq 0.90 \times f_{p(1)k} = 0.90 \times 17000.00 = 15300.00 \text{ DaN/cm}^2$$

$$\sigma_{spi} \leq 0.80 \times f_{ptk} = 0.80 \times 19000.00 = 15200.00 \text{ DaN/cm}^2$$

In entrambi i casi è ammessa una sovratensione pari a  $0,05 f_{p(1)k} = 850.00 \text{ DaN/cm}^2$

In base al punto 11.3.3.3 del D.M. 14/01/2008, nel caso di trefoli stabilizzati (armatura di classe 2), le cadute di tensione  $\Delta\sigma_{pr}$  per rilassamento al tempo  $t$  si possono valutare mediante l'espressione:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$$

Essendo:

$\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;

$$\rho_{1000} = 2.5$$

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{ptk} = 14350/19000 = 0.75$$

si ottiene

$$\text{per } t=1000 \text{ ore} \quad \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (1000/1000)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 1,52\%$$

$$\text{per } t=5000 \text{ ore} \quad \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (5000/1000)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 2,05\%$$

In base ai punti 4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 del D.M. 14/01/2008, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, la tensione massima in esercizio deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_{sp} = 0.8 \times f_{yk} = 0.8 \times 0.85 f_{ptk} = 12920 \text{ DaN/cm}^2$$

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$$f_{ptd} = f_{p(1)k} / \gamma_s = 17000.00 / 1.15 = 14782.61 \text{ DaN/cm}^2$$

L'acciaio usato per i cordoli e le teste di ancoraggio dei tiranti è:

Acciaio per carpenteria metallica S355JOW (ex Fe510 - CORTEN) conforme alla sezione 3 della ENV 1993-2 (1997) e succ. modif e integrazioni

- Tipologia laminati: Laminati a caldo con profili a sezione aperta
- Spessore nominale elemento:  $t \leq 40\text{mm}$
- Dimensioni secondo UNI 5397
- Saldature con elettrodi secondo UNI 5132
- Struttura non protetta
- Temperatura minima del sito  $T_{md} = -25 \text{ }^\circ\text{C}$

- Temperatura di riferimento TEd = -25 °C

Classe acciaio	Subgrade	f <sub>tk</sub>	E <sub>s</sub>	v	G <sub>s</sub>	f <sub>yk</sub>	γ <sub>Rd</sub>	γ <sub>M0</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	β	β <sub>1</sub>	β <sub>2</sub>
		[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]							
S 355 - UNI EN 10025-2	J0W	510	210000	0,3	80769,2307692308	355	1,1	1,05	1,05	1,25	0,9	0,7	0,85

Resistenza di progetto (t ≤ 40 mm)

$$f_d = 355.00 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di progetto (t > 40 mm)

$$f_d = 335.00 \text{ N/mm}^2$$

## DURABILITÀ DELLA STRUTTURA

Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 30 mm per tutte le parti di struttura.

Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

CLASSE DI ESPOSIZIONE      XF4 controsoletta

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nella tabella sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>a</sub>	Stato limite	w <sub>a</sub>

a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Criteria di scelta dello stato limite di fessurazione

### 1.3 Normative di riferimento

Come accennato al punto precedente, le verifiche vengono eseguite secondo il metodo agli stati limite, tenendo conto delle vigenti disposizioni normative ed, in particolare:

**Legge 05.11.1971 n. 1086** : "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";

**Ministero delle infrastrutture e dei trasporti – D.M. 14/01/2008** : “ Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”

**Circolare 617 del 02/02/2009**: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

### 1.4 Software di calcolo

Per l'analisi strutturale dell'impalcato e per lo studio delle piastre di carreggiata, si utilizza il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il pacchetto software denominato Robot, fornito da Integrated Structural Software Inc su piattaforma Windows 8.1; il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici "Excel". La descrizione delle modalità di operare dei singoli fogli di calcolo verranno presentate di volta in volta.

### 1.5 Convenzioni generali

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze: m

forze - coppie: kN - KNm

tensioni: MPa

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, salvo se indicato diversamente, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale in cui, in generale, si ha piano x-y-z, con x posto parallelo all'asse del ponte ed asse y verticale e z ortogonale.

Per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx – L - N azione assiale

Fy – V azione tagliante agente nel piano verticale

Fz - T azione tagliante agente nel piano orizzontale

Mx – Mt momento torcente

My momento flettente agente nel piano orizzontale (normale al momento flettente principale Mf)

Mz – Mf momento flettente agente nel piano verticale

## **1.6 Impostazione generale delle analisi**

### **1.6.1 Analisi ponte in configurazione finale**

Per l'analisi delle sollecitazioni si ricorre al metodo degli elementi finiti. La controsoletta viene modellata come elemento monodimensionale, vincolato ai sostegni con vincoli rigidi, opportunamente selezionati ed orientati allo scopo di restituire gli effettivi gradi di libertà.

La variabilità della sezione viene inserita nel modello utilizzando una suddivisione piuttosto spinta del modello in grado di cogliere la variabilità della sezione nel piano che varia da 1.20 mt (appoggio su pila/spalla) a 0.40 mt (chiave). Al fine di cogliere esattamente ogni aspetto della geometria del nuovo controarco vengono inseriti appositi link.

Il peso della controsoletta viene assegnato direttamente da software mentre i rimanenti pesi (riempimento, finiture...) ed i carichi accidentali vengono inseriti nel modello come carichi nel piano.

L'analisi sismica è del tipo dinamico con spettro di risposta.

Tale modello ha lo scopo di calcolare le sollecitazioni dimensionanti per la controsoletta e le sollecitazioni massime in fondazione per il calcolo del sistema di rinforzo.

### **1.6.2 Analisi arco esistente in fase di getto**

Si veda quanto riportato al successivo paragrafo 4.2

## 2. Analisi dei carichi

Fase per fase, per l'analisi globale, sono stati presi in esame i seguenti contributi di carico; riportati in asse trave in termini di carichi o coppie concentrati o uniformemente distribuiti.

### 2.1 Carichi agenti in fase 1 (configurazione finale)

#### 2.1.1 Pesi propri ( $g_1'$ )

Il peso dei vari elementi è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale, nello specifico:

Muratura portante esistente	'Y 20 kN/m <sup>3</sup> .
Calcestruzzo controarco	'Y 25 kN/m <sup>3</sup> .
Materiale di riempimento	'Y 20 kN/m <sup>3</sup> .
Asfalto	'Y 24 kN/m <sup>3</sup> .

#### 2.1.2 Azione del vento

Si considera, per semplicità, il vento agente perpendicolarmente all'asse tracciato, nella direzione più sfavorevole. L'azione trasversale del vento viene applicata sulla linea baricentrica dell'impalcato sia nella condizione di ponte scarico sia nella condizione di ponte carico; in quest'ultimo caso si considera la presenza, sul piano viabile, della sagoma standard alta 3.0 m.

Il momento torcente verrà calcolato, per semplicità, considerando l'eccentricità dell'azione del vento rispetto alla soletta di impalcato, ottenendo, nei vari casi, quanto segue:

Nell'analisi statica la pressione utilizzata è stata determinata, in accordo con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, seguendo le indicazioni fornite da CNR-DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

La pressione cinetica di picco del vento è data dall'espressione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

dove:	$q_p$	è la pressione cinetica di picco;
	$\rho$	è la densità media dell'aria, pari a 1.25 kg/m <sup>2</sup> ;
	$v_r$	è la velocità di riferimento di progetto in m/s;
	$c_e$	è il coefficiente di esposizione

Di seguito si procede calcolando nell'ordine le seguenti grandezze:

- a) Velocità di base di riferimento;
- b) Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto;
- c) Coefficiente di topografia;
- d) Coefficiente di esposizione;
- e) Pressione cinetica di picco del vento.

• **Velocità base di riferimento:**

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità di base di riferimento viene definita dalla seguente espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

dove:  $V_{b,0}$  è la velocità di base di riferimento a livello del mare;  
 $C_a$  è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$C_a = 1 + k_a \cdot \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_s > a_0$$

dove:  $a_0, k_a$  sono parametri assegnati in funzione della zona geografica;  
 $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito in esame.

In base alla zona geografica (Zona 1) ed all'altitudine del sito (circa 90 m.s.l.m.), si ricavano i seguenti valori:

$V_{b,0}$	=	25 m/s
$a_0$	=	1000 m
$k_a$	=	0.10 -
$C_a$	=	1.00 -
$V_b$	=	25 m/s

• **Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto:**

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, la velocità è fornita dalla relazione:

$$V_r = V_b \cdot C_r$$

dove:  $V_b$  è la velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;  
 $C_r$  è il coefficiente di ritorno fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.65 \cdot \left\{ 1 - 0.138 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni}$$

In base ad un periodo di ritorno di progetto stimato in 100 anni, si ottengono i seguenti valori:

$$\begin{aligned} c_r &= 1.04 - \\ V_b &= 25.00 \text{ m/s} \\ V_r &= 25.98 \text{ m/s} \end{aligned}$$

- **Coefficiente di topografia:**

In mancanza di più approfondite valutazioni, il coefficiente di topografia è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

- **Coefficiente di esposizione:**

In mancanza di più approfondite valutazioni, si sceglie la classe C come classe di rugosità del terreno. Pertanto, considerata la zona e l'altitudine del sito, la costruzione è ubicata nella categoria di esposizione II, i cui parametri risultano i seguenti:

$$\begin{aligned} k_r &= 0.20 - \text{(fattore di terreno)} \\ z_0 &= 0.1 \text{ m} \text{ (lunghezza di rugosità)} \\ z_{\min} &= 5 \text{ m} \text{ (altezza minima)} \end{aligned}$$

Il coefficiente di esposizione è fornito dalle seguenti relazioni:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln \left( \frac{z_{\min}}{z_0} \right) \cdot c_t(z_{\min}) \cdot \left[ \ln \left( \frac{z_{\min}}{z_0} \right) \cdot c_t(z_{\min}) + 7 \right] \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) \cdot c_t(z) \cdot \left[ \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) \cdot c_t(z) + 7 \right] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

Si distinguono i due casi, entrambi con  $c_t=1$ :

- Ponte scarico (con  $z = 12.78 \text{ m} > z_{\min}$ ):  $c_e = 2.30$
- Ponte carico ( $z = 15.06 \text{ m} > z_{\min}$ ):  $c_e = 2.41$

- **Pressione cinetica di picco del vento:**

In base a quanto esposto, la pressione cinetica di picco del vento assume i seguenti valori:

- Ponte scarico:  $q_p = 0.97 \text{ kN/m}^2$
- Ponte carico:  $q_p = 1.02 \text{ kN/m}^2$

### Effetti dovuti al vento sulle travi principali di impalcato

Si assume che il vento agisca in direzione prevalentemente orizzontale, ortogonalmente all'asse dell'impalcato: esercita nel piano della sezione un sistema di azioni aerodinamiche per unità di lunghezza riconducibili ad una forza parallela alla direzione del vento ( $f_x$ ), a una forza verticale ( $f_y$ ) e ad un momento intorno alla linea d'asse ( $m_z$ ). Tali azioni sono quantificate mediante una coppia di coefficienti di forza ( $c_{fx}$  e  $c_{fy}$ ) e mediante un coefficiente di momento ( $c_{mz}$ ).

In mancanza di valutazioni più accurate, i coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza sono forniti dalle seguenti relazioni:

$$c_{fx} = \begin{cases} \frac{1.85}{d/h_{tot}} - 0.10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1.35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$$

$$c_{fy} = \begin{cases} \pm \left( 0.7 + 0.1 \cdot \frac{d}{h_{tot}} \right) & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \pm 1.2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$$

$$c_{mz} = \pm 0.2$$

- dove:  $d$  è la larghezza dell'impalcato (pari a 7.69m);
- $h_{tot}$  è l'altezza totale d'ingombro dell'impalcato, pari a:
- 4.26(medio) m+2m per impalcato a ponte scarico;
  - 4.26 m+3m per impalcato a ponte carico.

Le forze sull'impalcato vengono calcolate con le seguenti espressioni:

$$f_x(z) = q_p(z) \cdot d \cdot c_{fx} \quad [\text{kN/m}]$$

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot d \cdot c_{fy} \quad [\text{kN/m}]$$

$$m_z(z) = q_p(z) \cdot d^2 \cdot c_{mz} \quad [\text{kNm/m}]$$

### Effetti a ponte scarico

A ponte scarico, l'altezza totale della sezione è pari a 6.26 m ed il rapporto  $d/h_{tot}$  pari a 1.23.

Pertanto si ottengono le seguenti forze in asse impalcato:

$$f_x(z) = 0.97 \cdot 7.69 \cdot 1.4 = 10.44 \text{ kN/m}$$

$$f_y(z) = 0.97 \cdot 7.69 \cdot 0.82 = 6.12 \text{ kN/m}$$

$$m_z(z) = 0.97 \cdot 7.69^2 \cdot 0.20 = 11.47 \text{ kNm/m}$$

### Effetti a ponte carico

A ponte carico, l'altezza totale della sezione è pari a 7.26 m ed il rapporto  $d/h_{\text{tot}}$  pari a 1.06.

Pertanto si ottengono le seguenti forze in asse impalcato:

$$f_x(z) = 1.02 \cdot 7.69 \cdot 1.65 = 12.94 \text{ kN/m}$$

$$f_y(z) = 1.02 \cdot 7.69 \cdot 0.81 = 6.35 \text{ kN/m}$$

$$m_z(z) = 1.02 \cdot 7.69^2 \cdot 0.20 = 12.06 \text{ kNm/m}$$

Di norma, il vento a ponte carico verrà conteggiato, a favore di sicurezza, assumendo caricato l'intero impalcato, indipendentemente dalla reale distribuzione longitudinale della stesa di carico.

### 2.1.3 Neve

- Regione: Lombardia
- Provincia: Cremona
- Ubicazione: Zona I - Mediterranea
- Quota sito s.l.m.m.  $a_s$ : 80 m
- Topografia: Normale
- Coefficiente di esposizione  $C_E$ : 1,0
- Coefficiente termico  $C_t$ : 1,00
- Valore caratteristico di carico neve al suolo ( $T_R=50$ anni)  $q_{sk}$ : 15,00 kN/m<sup>2</sup>
- Angolo  $\alpha$  della falda sull'orizzontale: 0°
- Coefficiente di forma  $\mu_1$ : 0,80
- Carico neve  $q$ : 12,00 kN/m<sup>2</sup>

### 2.1.4 Azioni termiche

Si è considerata una variazione di temperatura a farfalla di + o - 5° applicata alla sola soletta superiore, gli effetti sono stati combinati alle altre sollecitazioni già considerando il valore più sfavorevole nella combinazione.

### 2.1.5 Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola controsoletta in c.a.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h^* \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ :

**Tabella 11.2.Va – Valori di  $\varepsilon_{c0}$**

$f_{ck}$	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Si assume un  $f_{ck} = 32$  MPa e un'umidità relativa pari a 80% interpolando si ottiene un  $\varepsilon_{c0}$  pari a -0,28‰

**Tabella 11.2.Vb – Valori di  $k_h$**

$H_0$ (mm)	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore  $h_0 > 500$  per cui  $k_h = 0,70$ :

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h * \varepsilon_{c0} = 0,7 * (-0,28\text{‰}) = -0,196\text{‰}$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = -2,5 * (32 - 10) * 10^{-6} = -0,055\text{‰} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in MPa})$$

Assumendo come umidità relativa

Ur=80%

Si ha il seguente valore del ritiro:

$$\varepsilon_{cs} = -0,251\text{‰}$$

Trattandosi di un fenomeno lento si utilizza un modulo di elasticità pari a  $1/3 E_c = 33.345/3 = 11.115 \text{ MPa}$ .

### 2.1.6 Spinta del terreno a tergo delle spalle

A ridosso delle spalle insiste il rilevato esistente. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri caratteristici:

- peso specifico  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ ;
- angolo di attrito  $\phi = 38^\circ$ ;

La spinta del terreno sui piedritti viene determinata con i metodi sotto riportati.

#### Spinta attiva in assenza di falda

La spinta attiva viene calcolata sulla base della teoria di Rankine, trascurando quindi, a favore di sicurezza, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete. La pressione esercitata dal terrapieno, di peso di volume  $\gamma_t$ , ha quindi un andamento lineare che può descriversi con la seguente funzione, in cui  $z$  rappresenta l'affondamento rispetto al profilo del terrapieno:

$$q_{t\_A1} = K_A \gamma_t z$$

Considerando le caratteristiche geomeccaniche del terreno ed applicando la formula di Rankine si può ottenere il coefficiente di spinta attiva  $K_A = 0.238$ . Si ottiene quindi:

$$q_{t\_A1} = 0.238 * 20 \text{ KN/m}^3 * z = 4.76 \text{ KN/m}^3 * z$$

Lo start della  $z$  si considera coincidente con la quota del piano della pavimentazione finito e positivo a scendere

#### Spinta attiva in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_t - \gamma_w$$

dove  $\gamma_t$  è il peso di volume saturo del terreno e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

#### Spinta a riposo in assenza di falda

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione  $K_0 = 1 - \sin \phi = 0.5$ , dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco. La pressione esercitata dal terrapieno ha quindi un andamento lineare che può descriversi con la seguente funzione

$$q_{t_01} = 0.38 \cdot 20 \text{ KN/m}^3 \cdot Z = 7.6 \text{ KN/m}^3 \cdot Z$$

Lo start della  $z$  si considera coincidente con la quota del piano della pavimentazione finito e positivo a scendere

Per le combinazioni **GEO** si assumono i seguenti parametri caratteristici:

- peso specifico  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$  ;
- angolo di attrito caratteristico  $\phi = 30^\circ$ ;
- angolo di attrito di design  $\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi) = \tan^{-1}(\tan 30 / 1.25) = 24.79^\circ$

La spinta del terreno sui piedritti viene determinata con i metodi sotto riportati.

#### Spinta attiva in assenza di falda(GEO)

La spinta attiva viene calcolata sulla base della teoria di Rankine, trascurando quindi, a favore di sicurezza, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete. La pressione esercitata dal terrapieno, di peso di volume  $\gamma_t$ , ha quindi un andamento lineare che può descriversi con la seguente funzione, in cui  $z$  rappresenta l'affondamento rispetto al profilo del terrapieno:

$$q_{t_{A1}} = K_A \gamma_t z$$

Considerando le caratteristiche geomeccaniche del terreno (GEO) ed applicando la formula di Rankine si può ottenere il coefficiente di spinta attiva  $K_A = 0.409$ . Si ottiene quindi:

$$q_{t_{a1}} = 0.409 \cdot 20 \text{ KN/m}^3 \cdot z = 8.18 \text{ KN/m}^3 \cdot z$$

Lo start della  $z$  si considera coincidente con la quota del piano della pavimentazione finito e positivo a scendere

#### Spinta attiva in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_t - \gamma_w$$

dove  $\gamma_t$  è il peso di volume saturo del terreno e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Nel caso in questione considerata la soggiacenza della falda ed il piano di imposta della fondazione non vi è in nessun caso spinta attiva in presenza di falda.

### Spinta a riposo in assenza di falda (GEO)

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione  $K_0 = 1 - \sin \phi = 0.582$ , dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno di design (GEO) del terreno di rinfianco. La pressione esercitata dal terrapieno ha quindi un andamento lineare che può descriversi con la seguente funzione

$$q_{t,01} = 0.582 \cdot 20 \text{KN/m}^3 \cdot z = 11.64 \text{KN/m}^3 \cdot z$$

Lo start della  $z$  si considera coincidente con la quota del piano della pavimentazione finito e positivo a scendere

### 2.1.7 Spinte idrauliche

Dalla relazione idraulica predisposta dalla provincia di Milano e nelle disponibilità della Provincia di Cremona si hanno i seguenti dati:

#### Geometria della sezione

PONTE STORICO			
$Q = 1150 \text{m}^3 / \text{s}$		$Q = 1526 \text{m}^3 / \text{s}$	
$A(\text{m}^2) =$	519,11	$A(\text{m}^2) =$	621,20
$y_{pl}(\text{m}) =$	78,28	$y_{pl}(\text{m}) =$	78,97
$y(\text{m}) =$	8,06	$y(\text{m}) =$	8,75
$b'(\text{m}) =$	64,41	$b'(\text{m}) =$	70,99
$F =$	0,37	$F =$	0,40

Geometria delle sezioni immediatamente a monte dei ponti considerati

### Calcolo del sovralzo $\Delta y$

Il valore limite di  $r$  in corrispondenza del quale si ha passaggio in condizioni critiche attraverso il fiume è funzione del numero di Froude della sezione immediatamente a valle del ponte, ed è dato dalla relazione:

$$r^2 = 27 \times \frac{F_v^2}{(2 + F_v^2)^3}$$

Il calcolo del sovralzo a monte del restringimento va effettuato, nell'ambito della costruzione del profilo idraulico, attraverso l'impiego delle usuali formulazioni della letteratura scientifica, in funzione della classe di moto presente:

- Classe A: il moto è lento e rimane lento nel restringimento;
- Classe B: il moto avviene con transizione, da lento a veloce o viceversa;
- Classe C: il moto è veloce e rimane veloce.

In funzione del numero di Froude e del coefficiente di contrazione si può dunque classificare il moto di deflusso:

PONTE STORICO			
$Q = 1150m^3 / s$		$Q = 1526m^3 / s$	
$F =$	0,37	$F =$	0,40
$r =$	0.615	$r =$	0,655

Valore di froude e del rapporto di restringimento relativo ad ogni sezione

Se si riporta su grafico il punto con coordinate ( $F$ ;  $r$ ) per ogni ponte, si osserva che in tutti i casi considerati si cade nella regione che identifica il deflusso di classe A ovvero moto subcritico.

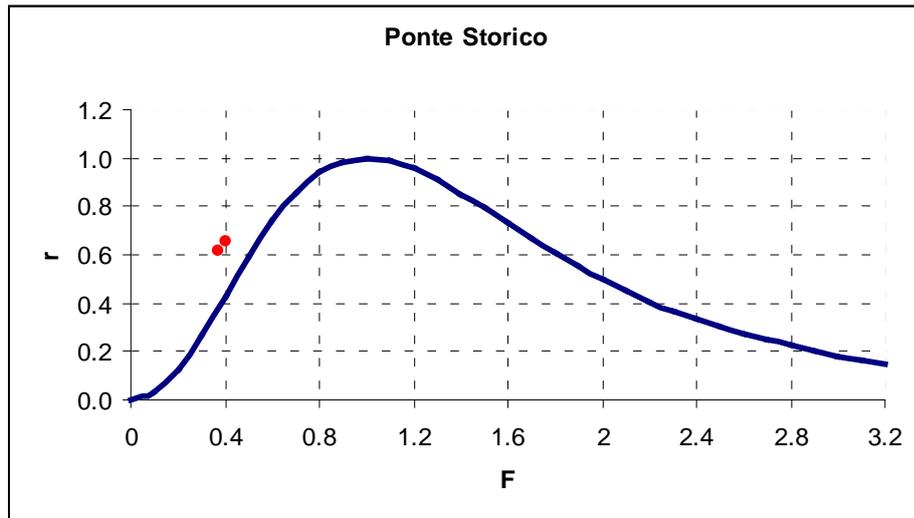


Grafico per la classificazione dei modi di deflusso

Numerose formule di origine sperimentale sono state proposte per determinare il sovralzco  $\Delta y$  rispetto all'altezza propria del moto indisturbato. Fra queste:

- *Formula di Yarnell*

$$\frac{\Delta y}{y} = K_Y (K_Y - 0,6 + 5 Fr^2)(1 - r + 15 (1 - r)^4) Fr^2$$

con  $K_Y = 0,90$ , coefficiente di forma.

- *Formula di Rehbock*

$$\Delta y = K_R (1 - r) \frac{v^2}{2g}$$

con  $K_R$  coefficiente di forma pari a 1,00 per pile arrotondate.

- *Formula di Nagler*

$$Q = K_N b_1 \sqrt{2g} \left( y - \theta \frac{v_0^2}{2g} \right) \sqrt{\left( \Delta y + C_R \frac{v_0^2}{2g} \right)}$$

dove:

$K_N$  = coefficiente di forma della pila, funzione di  $r$  e dell'angolo formato con la corrente;

$\theta = 0,3$  coefficiente legato alla turbolenza;

$C_R$  = coefficiente funzione di  $r$ .

$$v_0 = \frac{Q}{[b'(y + \Delta y)]}$$

l'equazione va risolta per tentativi.

- Formula di Aubuisson

$$Q = K_A b_1 y \sqrt{(2 g \Delta y + v_0^2)}$$

dove:

$K_A$  = coefficiente di forma della pila, funzione di  $r$  e dell'angolo formato con la corrente;

$$v_0 = \frac{Q}{[b'(y + \Delta y)]}$$

l'equazione va risolta per tentativi. Si riportano di seguito i risultati più gravosi:

<b>PONTE STORICO</b>			
$Q = 1150m^3 / s$		$Q = 1526m^3 / s$	
$\Delta_y (m) =$	<b>0,752</b>	$\Delta_y (m) =$	<b>0,77</b>

Calcolo del sovralzo in corrispondenza delle pile del ponte per i due diversi valori di portata

Il sovralzo maggiore si ha in corrispondenza del ponte storico, dove raggiunge un valore di circa  $\Delta_y = 0,77$  m. Tale soluzione risulta accettabile in quanto il moto non è rigurgitato da valle.

### **Spinta esercitata dalla corrente sulla pila**

Per calcolare la spinta esercitata sulle pile dalla corrente è necessario applicare l'equazione globale di equilibrio dinamico al volume di controllo compreso tra la sezione di monte, la sezione di valle, l'alveo ed il pelo libero e proiettarla nella direzione del moto.

Si ottiene:

$$S_m = \gamma y_b A_m + \gamma \frac{Q^2}{(g A_m)}, \quad S_v = \gamma y_b A_v + \gamma \frac{Q^2}{(g A_v)}$$

e si ottiene:

$$R = S_m - S_v$$

PONTE STORICO			
$Q = 1150m^3 / s$		$Q = 1526m^3 / s$	
$R(kN) =$	2888,06	$R(kN) =$	3690,98

Valori delle spinte sulle pile del ponte

La spinta massima esercitata dalla corrente sulle pile si ha in corrispondenza del ponte storico, dove assume un valore di  $R = 3690,98kN$ .

I valori di spinta complessiva viene scomposta lungo le direttrici principali del ponte essendo la direzione della corrente inclinata di circa 23° rispetto all'ortogonale.

Pertanto:

ortogonalmente al senso di marcia	$F = 3690,98 \cdot \sin 23^\circ =$	1442 KN/pila
longitudinalmente al senso di marcia	$F = 3690,98 \cdot \cos 23^\circ =$	3398 KN/pila

### 2.1.8 Azioni sismiche

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

#### Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 3: "Grandi Opere, Ponti, opere infrastrutturali e dighe di grande dimensione o importanza" (paragrafo 2.4 delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008"). La vita nominale risulta pertanto  $V_N \geq 100$  anni.

#### Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto, si fa riferimento alla Classe IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità... Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico".

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume un valore pari a 2.

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \text{ anni} \times 2 = 200 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello stato limite SLV.

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

- $a_g$  il valore previsto dalla pericolosità sismica;
- $F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- La vita di riferimento  $V_R$  della costruzione;
- Le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0,1)} = 949 \text{ anni}$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in g/10;  $F_0$  è dimensionale,  $T_C^*$  è espresso in secondi.

#### Categoria di sottosuolo

In base a quanto riportato nella relazione geotecnica, il suolo presente è classificabile in Categoria C ma le simulazioni sismiche devono considerare un terreno di tipo D in quanto non si sono svolte le analisi di III livello e quindi da normativa si adotta la tipologia di terreno immediatamente successiva a quella mappata. Da ciò si ricava il parametro  $S = S_s \times S_T$  che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo  $S_s$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed il  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica.

Con i seguenti parametri:

**Tipo costruzione (Art. 2.4.1)**

Tipo 1 ( $V_n \leq 10$  anni)

Tipo 2 ( $V_n \geq 50$  anni)

Tipo 3 ( $V_n \geq 100$  anni)

Vita Nominale  $V_n$  (anni):

**Classe d'uso (Art. 2.4.2)**

Classe I

Classe II

Classe III

Classe IV

Periodo di riferimento per l'azione sismica ( $\geq 35$  anni):  $V_R = V_n \cdot C_u = 100.00 \cdot 2.00 = 200.00$  anni

SLD	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

SLD	120.43
SLD	201.16
SLV	1898.24
SLC	2475.00

**Posizione del sito**

Comune: Spino d'Adda - (CR)

Longitudine:

Latitudine:

Isola:

**Nodi intorno al sito**

ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
12486	9.4340	45.4170	0.4014
12485	9.3630	45.4140	5.5242
12707	9.3664	45.3640	7.6094
12708	9.4374	45.3670	5.1724

**Parametri di pericolosità sismica**

	$a_g$ (g/10)	$F_0$ (adim)	$T_C^*$ (sec)
SLD	0.4182	2.5652	0.2409
SLD	0.5049	2.5790	0.2611
SLV	1.0196	2.6452	0.3068
SLC	1.1056	2.6539	0.3100

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere  $a_g$  in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in  $m/sec^2$ , moltiplicarlo per 0.9806

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
**PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO**

Categoria di sottosuolo (Art. 3.2.2)

Categoria A

Categoria B

Categoria C

Categoria D

Categoria E

Categoria topografica (Art. 3.2.2)

Categoria T1

Categoria T2

Categoria T3

Categoria T4

Rapporto h/H altezza pendio:

Coeff. amplif. topografica St:

Coeff. smorzamento (%)  $\xi$ :  =>  $\eta = 1.000$

Parametri spettri orizzontali e Fv

	S	TB	TC	TD	Fv	Cc	Ss
SLD	1.800	0.205	0.614	1.767	0.708	2.547	1.800
SLD	1.800	0.213	0.639	1.802	0.782	2.446	1.800
SLV	1.800	0.231	0.692	2.008	1.140	2.257	1.800
SLC	1.800	0.232	0.696	2.042	1.191	2.245	1.800

Ricalcola =>

Parametri spettri verticali

Ss	TB	TC	TD
1.000	0.050	0.150	1.000

Fattore di struttura spettro orizz. direz X1  $q^*X1$ :

Fattore di struttura spettro orizz. direz Y1  $q^*Y1$ :

Fattore di struttura spettro verticale  $q$ :

Classe di duttilità

Alta (CD'A')

Bassa (CD'B')

gli spettri orizzontale e verticale ed i parametri di calcolo sono riassunti nei grafici seguenti (per strutture non isolate)

Spettro di risposta di progetto SLV orizzontale  
 $a_g = 0.1020 \text{ g}$ ;  $F_0 = 2.6452$ ;  $T_C^* = 0.3068 \text{ s}$ ;  
 $T_B = 0.2310 \text{ s}$ ;  $T_C = 0.6920 \text{ s}$ ;  $T_D = 2.0080 \text{ s}$ ;  $S = 1.8000$ ;  $q = 1.0000$

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.1835	179.9795
2	0.023100	0.2137	209.5897
3	0.046200	0.2439	239.1999
4	0.069300	0.2741	268.8102
5	0.092400	0.3043	298.4204
6	0.115500	0.3345	328.0306
7	0.138600	0.3647	357.6408
8	0.161700	0.3949	387.2511
9	0.184800	0.4251	416.8613
10	0.207900	0.4553	446.4715
11	0.231000	0.4855	476.0817
12	0.692000	0.4855	476.0817
13	0.823590	0.4079	400.0152
14	0.955180	0.3517	344.9073
15	1.086770	0.3091	303.1447
16	1.218360	0.2757	270.4033
17	1.349950	0.2489	244.0450
18	1.481540	0.2268	222.3690
19	1.613130	0.2083	204.2294
20	1.744720	0.1925	188.8260
21	1.876310	0.1790	175.5832

PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

---

22	2.007900	0.1673	164.0843
23	2.008000	0.1673	164.0680
24	2.207200	0.1385	135.7900
25	2.406400	0.1165	114.2393
26	2.605600	0.0994	97.4397
27	2.804800	0.0857	84.0906
28	3.004000	0.0748	73.3080
29	3.203200	0.0657	64.4738
30	3.402400	0.0583	57.1453
31	3.601600	0.0520	50.9988
32	3.800800	0.0467	45.7932
33	4.000000	0.0422	41.3458

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
**PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO**

Spettro di risposta di progetto SLV verticale

ag= 0.1020 g; TC\*= 0.3068 s; Fv= 1.1400;

TB= 0.0500 s; TC= 0.1500 s; TD= 1.0000 s; Ss= 1.0000 ; q= 1.0000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.0439	43.0920
2	0.005000	0.0512	50.1815
3	0.010000	0.0584	57.2710
4	0.015000	0.0656	64.3605
5	0.020000	0.0729	71.4500
6	0.025000	0.0801	78.5395
7	0.030000	0.0873	85.6290
8	0.035000	0.0945	92.7185
9	0.040000	0.1018	99.8080
10	0.045000	0.1090	106.8975
11	0.050000	0.1162	113.9870
12	0.150000	0.1162	113.9870
13	0.234990	0.0742	72.7608
14	0.319980	0.0545	53.4347
15	0.404970	0.0431	42.2205
16	0.489960	0.0356	34.8968
17	0.574950	0.0303	29.7383
18	0.659940	0.0264	25.9085
19	0.744930	0.0234	22.9526
20	0.829920	0.0210	20.6020
21	0.914910	0.0204	19.9977
22	0.999900	0.0204	19.9977
23	1.000000	0.0204	19.9977
24	1.300000	0.0204	19.9977
25	1.600000	0.0204	19.9977
26	1.900000	0.0204	19.9977
27	2.200000	0.0204	19.9977
28	2.500000	0.0204	19.9977
29	2.800000	0.0204	19.9977
30	3.100000	0.0204	19.9977
31	3.400000	0.0204	19.9977
32	3.700000	0.0204	19.9977
33	4.000000	0.0204	19.9977

Tali spettri sono utilizzati per la modellazione del ponte ed il calcolo delle sollecitazioni sismiche mediante analisi dinamica modale con spettro di risposta

**b) Azione sismica dovuta all'incremento della spinta delle terre**

Le spinte delle terre, considerando le spalle del ponte come una struttura rigida e priva di spostamenti (NT par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico calcolato secondo la formula di Wood:

La sovraspinta, si calcola come segue:

$$\Delta p_{slv} = 1m \cdot S \cdot (a_g/g) \cdot \gamma \cdot h_{tot} = 1.5 \cdot 0.102 \cdot 20 \cdot (9.81) = 30.02 \text{ kN/m allo SLV}$$

(9.81 altezza rilevato a tergo della spalla)

### 2.1.9 Cedimento della pila

Si calcola il controarco per resistere integro ad un ulteriore cedimento di una pila (pila 3) di 5 cm

### 2.1.10 Sovraccarichi accidentali

I carichi mobili sono stati desunti dal vigente D.M., e sono quelli relativi ai ponti pedonali; la carreggiata, di larghezza utile pari a 6.49 m.

qfk:  $5 \times 6.49 = 32.45 \text{ KN/m}$

Viene inserito anche una condizione "eccezionale" costituita da un carico Q1k da 600 KN al fine di verificare se le strutture sono in grado di sostenere un mezzo ruotato pesante transitante sull'impalcato (situazione simulante eventuali mezzi di manutenzione e/o agricoli).

La disposizione del mezzo sul ponte viene trattata come carico viaggiante mediante apposito algoritmo che massimizza le sollecitazioni nel ponte.

## 2.2 Carichi agenti in fase 2 (verifica arco in muratura in fase di getto)

### 2.2.1 Pesì propri (g1)

Il peso dei vari elementi è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale, nello specifico:

Muratura portante esistente  $\gamma 20 \text{ kN/m}^3$ .

### 2.2.2 Sovraccarichi accidentali (q1)

Si sono considerati i seguenti contributi, uniformemente distribuiti in asse impalcato

Calcestruzzo controarco in fase di getto  $\gamma 25 \text{ kN/m}^3$

Neve q:  $12,00 \text{ kN/m}^2$

### 3. Combinazioni di carico

Operando nello spirito del metodo agli stati limite, verranno elaborate, in generale, le seguenti combinazioni di carico:

In conformità con quanto riportato al p.to 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, le condizioni di carico elementari sopra indicate sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE secondo l’approccio 1, come da seguente prospetto.

- SLU:  $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$
- SLE (frequente):  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$
- SLE (quasi permanente):  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$
- SLV (sismica):  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \dots$

Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1,35	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,35	1,15
Variazioni termiche	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variazioni termiche	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,20	1,00

- Moltiplicatore permanenti non strutturali pari a 1.35 se completamente definiti

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell’angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell’unità di volume		$\gamma_{G2fav}$	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell’angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell’unità di volume		$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

Per i valori dei coefficienti di combinazione  $\Psi_0, \Psi_1, \Psi_2$ , si fa riferimento alla Tabella 5.1.VI – “Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali”.

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,00
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,00
	Schema 2	0,00	0,75	0,00
	2	0,00	0,00	0,00
	3	0,00	0,00	0,00
	4 (folla)	---	0,75	0,00
Vento q5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,60	0,20	0,00
	Esecuzione	0,80	----	0,00
	Vento a ponte carico	0,60		
Neve q5	SLU e SLE	0,00	0,00	0,00
	esecuzione	0,80	0,60	0,50
Temperatura	Tk	0,60	0,60	0,50

PER BREVEITA', SI RIPORTANO SOLO LE COMBINAZIONI DIMENSIONANTI

### 3.1.1 Combinazioni allo SLU

Modello fase 1

combo	pesi	perman. portati (*)	ritiro	Delta T	Vento scarico	Vento carico	mobili inviluppo	Cediment o della pila	Spinte idrauliche
SLU 1	1,35	1,35	1,2	1,2	0,9	0		1,2	
SLU 2	1,35	1,35	1,2	0,72	1,5	0		1,2	
SLU 3	1,35	1,35	1,2	0,72	0	0,9	1,35	1,2	1,50
SLU 4	1,35	1,35	1,2	0,72	0	1,5	1,35	1,2	1,50

(\*) in ottemperanza al punto 5.1.3.12 tab 5.1.V essendo i permanenti portati compiutamente definiti si applica un moltiplicatore pari a quello dei pesi quindi si applica 1.35 anzichè 1.5

Modello fase 2 (fase di getto della soletta – verifica arco in muratura)

combo	pesi	Getto soletta (*)	Neve
-------	------	-------------------------	------

SLU 1	1,35	1,35	1.5
SLU 2	1,35	1,35	1.2

### 3.1.2 Combinazioni agli SLE

Le combinazioni agli Stati Limite di Esercizio sono state determinate in base a quanto riportato nel D.M. 14/01/2008 ai paragrafi 2.5.3 (combinazione caratteristica rara) e 5.1.3.12.

Modello fase 1

combo	pesi	Perm. portati	ritiro	Delta T	Vento scarico	Vento carico	mobili inviluppo	Cedimento della pila	Spinte idrauliche
SLE 1	1	1	1	1	0,6	0		1	
SLE 2	1	1	1	0,6	1	0		1	
SLE 3	1	1	1	0,6	0	1	1	1	1
SLE 4	1	1	1	1	0	0,6	1	1	1

Modello fase 2

Essendo tale modello una simulazione di una situazione transitoria (arco in muratura deve resistere in fase di getto della soletta) non si eseguono verifiche allo SLE

### 3.1.3 Combinazioni in fase sismica (SLV)

Modello fase 1

combo	pesi	perman. portati	ritiro	Delta T	mobili inviluppo	SISMA X ssrs	SISMA Y ssrs	Sisma Z ssrs	Spinte idrauliche	Cedimento pila
SIS 3-1	1	1	1	0,5	0,2	1	0,3	0,3	1	1
SIS 3-2	1	1	1	0,5	0,2	0,3	1	0,3	1	1
SIS 3-3	1	1	1	0,5	0,2	0,3	0,3	1	1	1

Modello fase 2

Essendo tale modello una simulazione di una situazione transitoria (arco in muratura deve resistere in fase di getto della soletta) non si eseguono verifiche in fase sismica.

### 3.1.4 Combinazioni in fase Geo

Modello in fase 1

#### **Combinazioni GEO**

*Combine, name=GEO01	*Combine, name=GEO03
PesoProprio, 1.00	PesoProprio, 1.00
PermSup, 1.30	PermSup, 1.30
SpTerra(GEO), 1.30	SpTerra(GEO), 1.30

PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

PermInf, 1.30	PermInf, 1.30
AccSupMez, 1.15	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 1.5
AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 0	SvTand, 0
SvNoTand, 1.15	SvNoTand, 1.15
AccInf, 1.15	AccInf, 1.15
Spinte idrauliche, 1.30	Spinte idrauliche, 1.30
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
Cedimento pila, 1	Cedimento pila, 1
Temperatura, 0.1	Temperatura, 0.1
Ritiro, 1	Ritiro, 1
*Combine, name=GEO02	*Combine, name=GEO04
PesoProprio, 1.00	PesoProprio, 1.00
PermSup, 1.30	PermSup, 1.30
SpTerra(GEO), 1.30	SpTerra(GEO), 1.30
PermInf, 1.30	PermInf, 1.30
AccSupMez, 1.15	AccSupMez, 0
AccSupApp, 0	AccSupApp, 1.5
AccSup, 0	AccSup, 0
SvTand, 1.15	SvTand, 1.15
SvNoTand, 0	SvNoTand, 0
AccInf, 1.15	AccInf, 1.15
Spinte idrauliche, 1.30	Spinte idrauliche, 1.30
SismaSLV, 0	SismaSLV, 0
Cedimento pila, 1	Cedimento pila, 1
Temperatura, 0.1	Temperatura, 0.1
Ritiro, 1	Ritiro, 1

Modello fase 2

Essendo tale modello una simulazione di una situazione transitoria (arco in muratura deve resistere in fase di getto della soletta) non si eseguono verifiche in fase Geo.

## 4. Analisi strutturale

L'analisi strutturale viene condotta studiando separatamente il medesimo modello ad elementi finiti

fase 1: ponte completo (arco esistente-controsoletta, riempimento, timpani); azione dei carichi in fase di normale esercizio della struttura (spinte idrauliche, sismiche, sovraccarichi accidentali..)

fase 2: l'arco in muratura esistente; azione dei carichi in fase di costruzione

La lunghezza caratteristica degli elementi, che sono di tipo "beam", lineari a due nodi, è pari a 1 m circa.

In corrispondenza dei sostegni vengono predisposti link in grado di discretizzare completamente le imperfezioni geometriche dell'arco:

Per le spalle i vincoli vengono posizionati, con l'ausilio di opportuni elementi rigidi (link) opportunamente distanziati dal baricentro dell'impalcato così da modellare in modo corretto la loro posizione;

Le condizioni di carico mobile sono assunte in modo tale da massimizzare sia le sollecitazioni controsoletta di impalcato che alla massimizzazione delle sollecitazioni nelle sottostrutture (pile e spalle).

In fase successiva all'analisi il post processore elabora l'involuppo delle sollecitazioni per effetto dei carichi mobili e le combinazioni delle varie condizioni di carico. In automatico, inoltre, vengono determinate le più sfavorevoli combinazioni dei vari contributi, in funzione della caratteristica di sollecitazione che si intende estrarre e della combinazione di carico in esame.

### 4.1 Diagrammi di sollecitazione in fase 1

#### 4.1.1 Sollecitazioni SLU

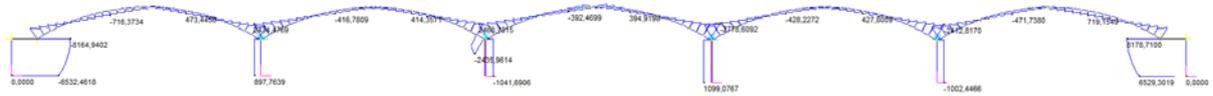
MIN MAX  
BM10(kN.m) -39690.5087 30241.2770  
RM(150) RM(150)



Momenti allo SLU (involuppo) relativi al solo impalcato (senza cedimento imposto pila)

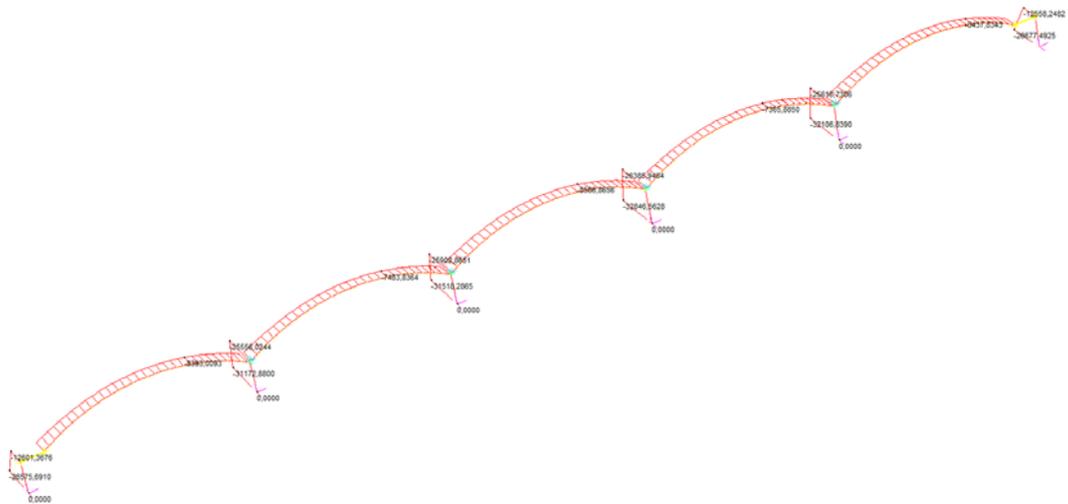
SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

MIN	MAX
SP1(NR) -0.164,9422	0.178,7100
20m-10	20m-10



Tagli allo SLU (involuppo) relativi al solo impalcato (senza cedimento imposto pila)

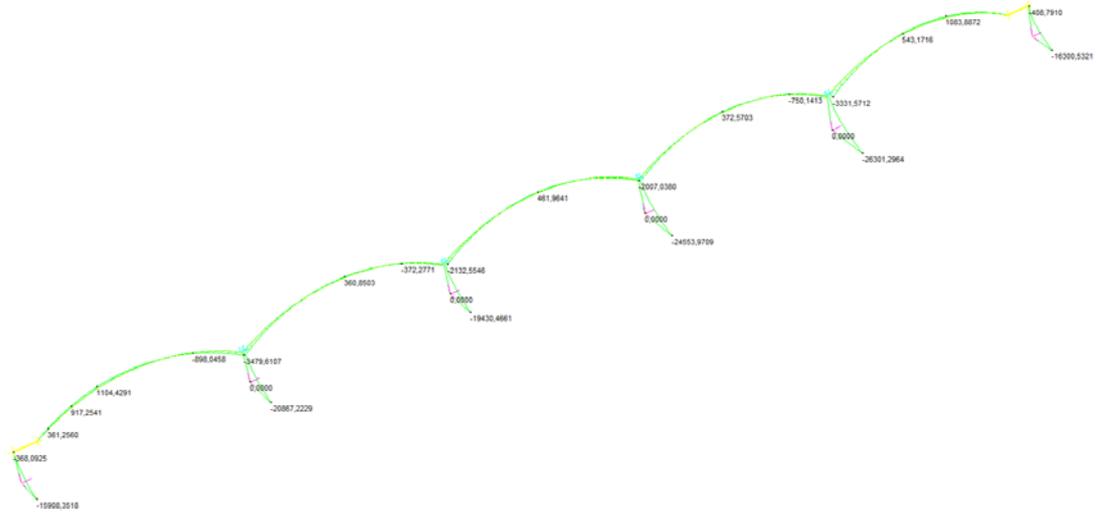
MIN	MAX
Forza(NR) -32046,5629	0.0000
20m-11	20m-11



Azione assiale allo SLU (involuppo) impalcato e pile/spalle (senza cedimento imposto pila)

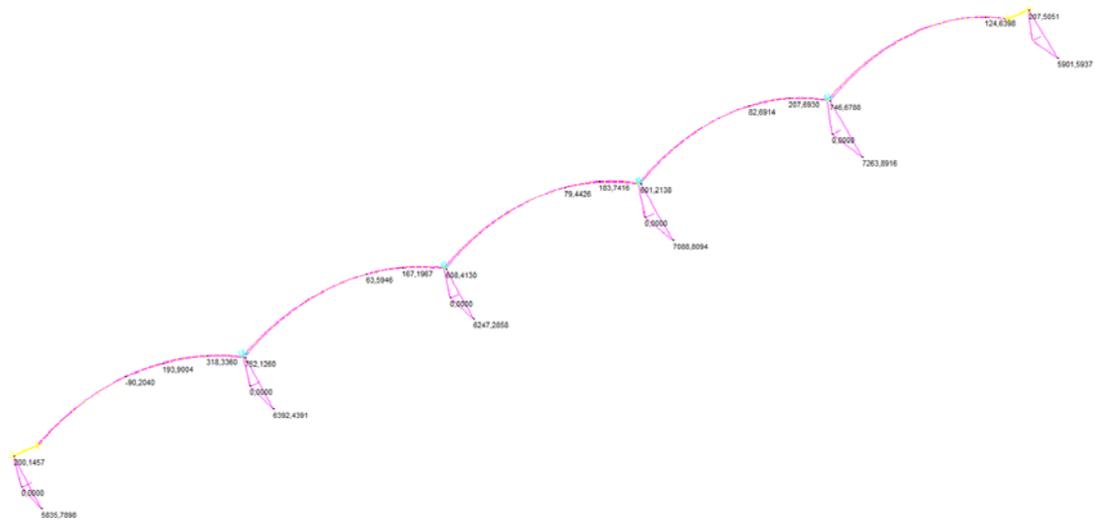
SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
**PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO**

	MIN	MAX
BMQ(M, m)	-26301,2964	1104,4291
	[m, 4]	[m, 105]



**Momento allo SLU fuori dal Piano**

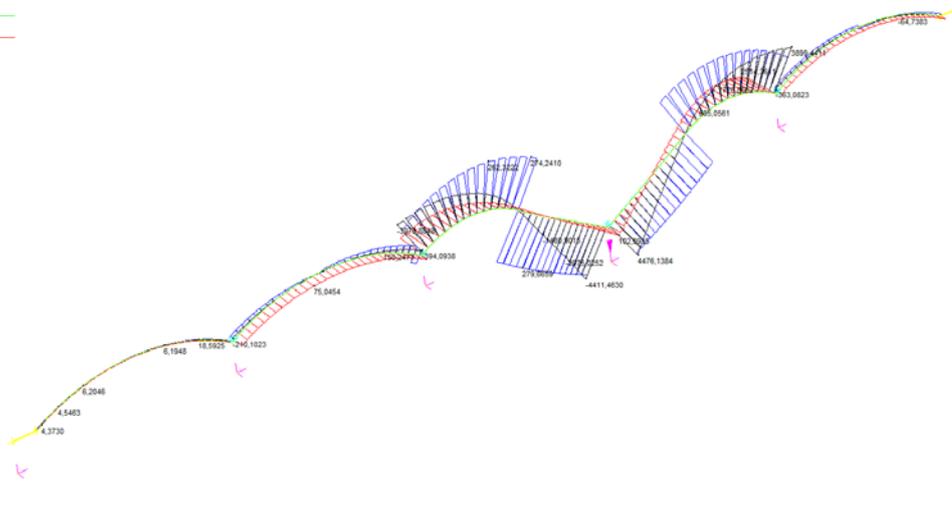
	MIN	MAX
SP2(M)	-291,5193	7263,8916
	[m, 5]	[m, 4]



**Taglio allo SLU fuori dal Piano**

#### 4.1.1.1 Sollecitazioni SLU dovute al solo cedimento imposto della pila

	MIN	MAX
SP1(NK)	-283,8504	279,8890
	(Km.91)	(Km.110)
SP1(NK.m)	-4411,4630	4478,1384
	(Km.10)	(Km.11)
SP2(NK)	0,0000	0,0000
	(Km.149)	(Km.150)
SP2(NK.m)	0,0000	0,0000
	(Km.30)	(Km.9)
Forza(NK)	-204,2295	182,3935
	(Km.12)	(Km.15)



Sollecitazioni nel piano e fuori dal piano dovute al solo cedimento allo SLU

In definitiva nelle sezioni notevoli si ha:

SLU Sezione	M (KNm) nel piano	T (KN) nel piano	M (KNm) fuori piano	T (KN) fuori piano	N (KN)	sp. controsoletta (cm)
CHIAVE no cedimento M+	376,06	133,86	461,96	37,72	8393,75	40
CHIAVE no cedimento M-	-688,28	149,35	915,09	21,06	8178,05	40
CHIAVE si cedimento M+	360,37	-140,38	461,96	37,72	8347,83	40
CHIAVE si cedimento M-	-703,97	423,59	915,09	21,06	8132,13	40
RENI no cedimento	3742,41	0,45	704,15	112,42	8987,78	91
RENI si cedimento	3677,67	-4,49	704,15	112,42	8940,36	91
CONTIUNUITA' SU PILA no cedimento M- max	-6346,31	2778,61	2007,04	601,21	10127,81	120
CONTIUNUITA' SU PILA no cedimento M- pila adiacente	-6145,83	2468,70	2132,55	316,89	9859,90	120
CONTIUNUITA' SU PILA si cedimento M- max	-1934,85	2518,00	2007,04	601,21	10025,42	120
CONTIUNUITA' SU PILA si cedimento M- pila adiacente	-10325,19	2695,47	2132,55	316,89	10042,19	120
BASE PILA no cedimento	869,48	1002,44	26301,30	7263,89	32846,56	-
BASE PILA si cedimento	1046,36	1020,13	26301,30	7263,89	33396,58	-
BASE SPALLA no cedimento	-29804,13	-7149,55	16300,53	5901,59	44713,49	-
BASE SPALLA si cedimento	-29804,13	-7149,55	16300,53	5901,59	44701,70	-
* - tende le fibre superiori						
** per la spalla alle sollecitazioni dovute al modello viene aggiunto fattorizzato il contributo del rilevato a tergo della spalla di altezza sopra a quanto modellato pari a 4,00 mt su un area pari a 167 mq (spinta su parete spalla di larghezza pari a 9,1 mt)						

Per fuori dal piano si intende lungo il verso della corrente ovvero ortogonalmente alla struttura modellata

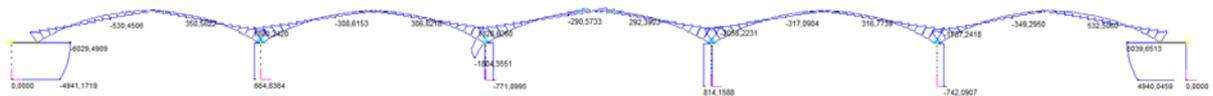
### 4.1.2 Sollecitazioni e deformazioni SLE

	MIN	MAX
SM10A8.m	-29515.2185	29179.3261
	@m 150	@m 150



Momento allo SLE (involuppo) impalcato e pile/spalle (senza cedimento imposto pila)

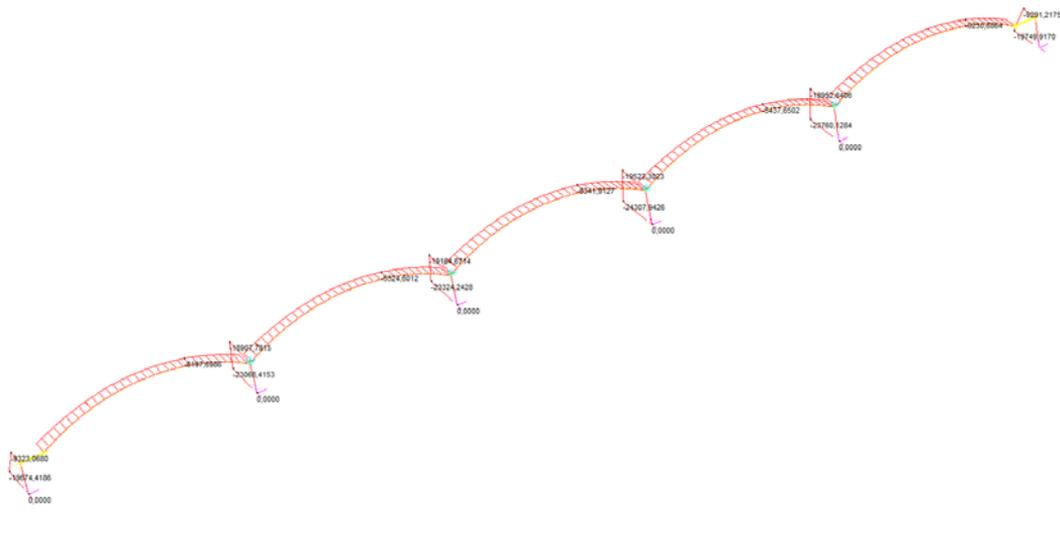
	MIN	MAX
SP10A9	-6029.4909	6039.6513
	@m 150	@m 150



Taglio allo SLE (involuppo) impalcato e pile/spalle (senza cedimento imposto pila)

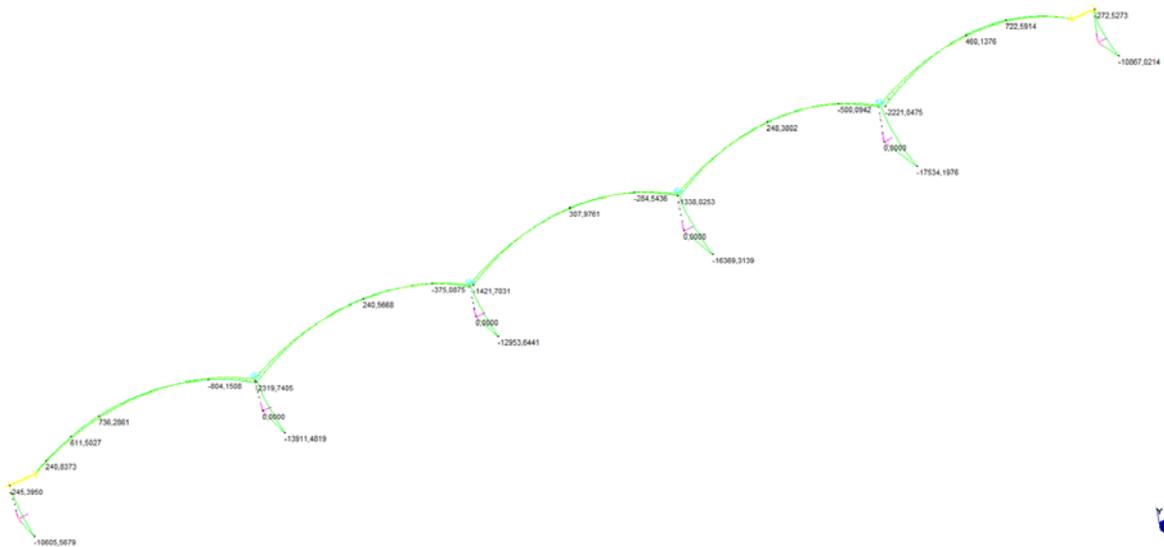
SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

MIN	MAX
Forza(N)	-24307.8426 0.0000
(mm/3)	(mm/1)



Azione assiale allo SLE (involuppo) impalcato e pile/spalle (senza cedimento imposto pila)

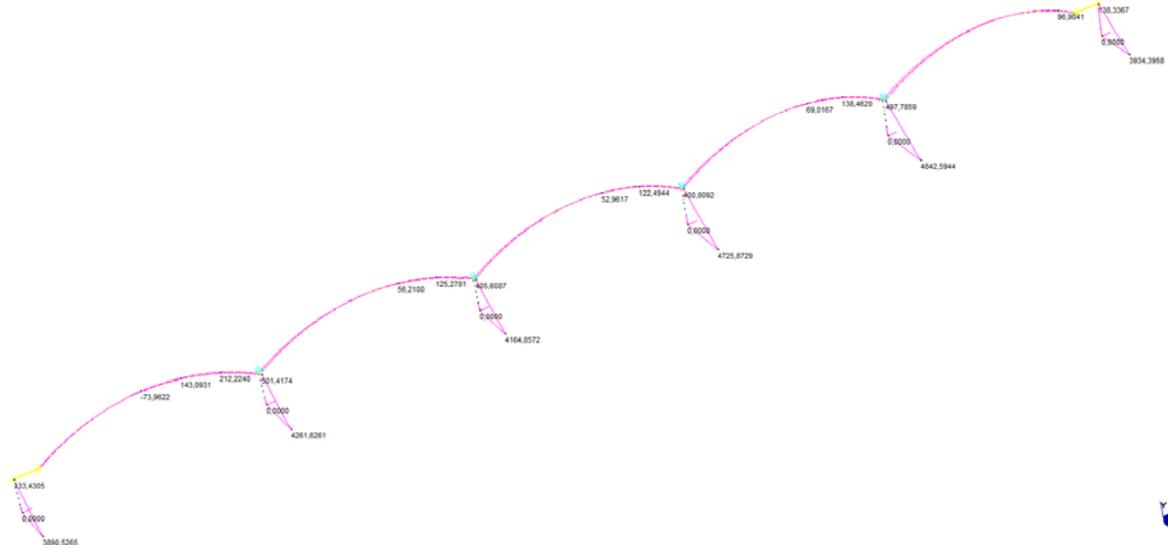
MIN	MAX
M2(Q) (Nm)	-17534.1976 736.2861
(mm/4)	(mm/100)



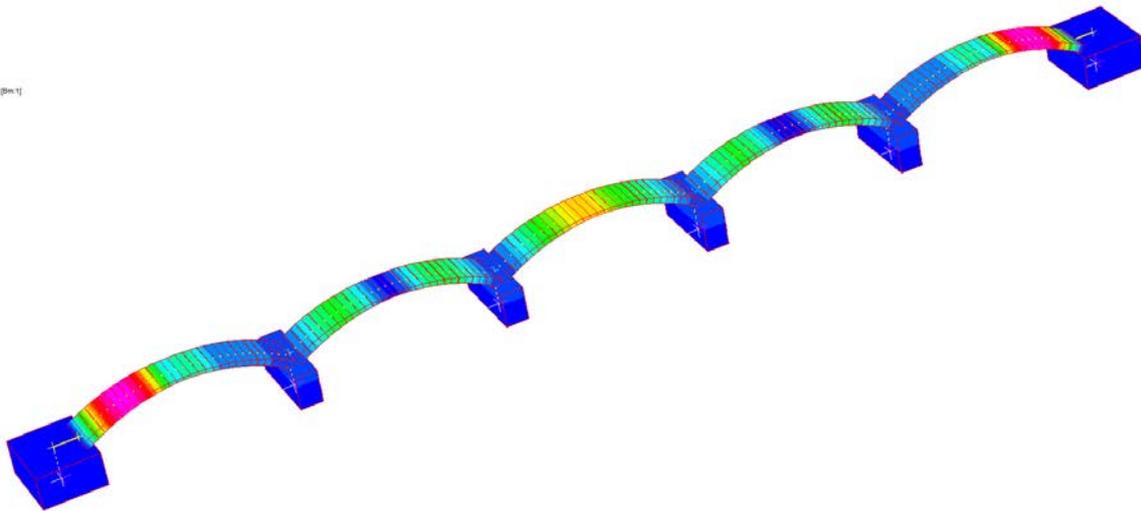
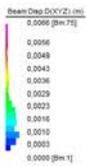
Momento allo SLE fuori dal Piano

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

MIN	MAX
SP2(N) -184,3482	4842,5944
[N/m]	[N/m]



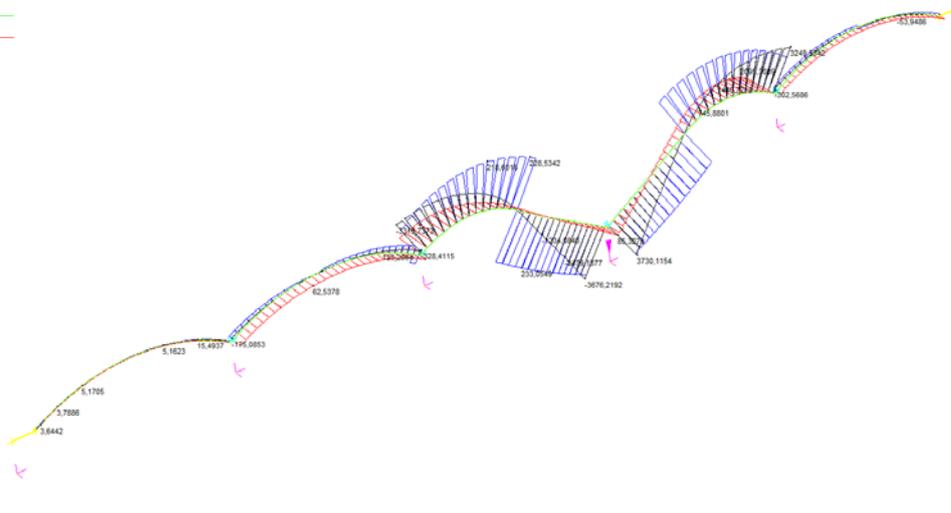
Taglio allo SLE fuori dal Piano



Deformata allo SLE (involuppo)

4.1.2.1 Sollecitazioni SLE dovute al solo cedimento imposto della pila

	MIN	MAX
SP1(M)	-236,3753 (pila 91)	233,3242 (pila 110)
BM1(KN.M)	-3678,2192 (pila 10)	3720,1154 (pila 11)
SP2(M)	0,0000 (pila 149)	0,0000 (pila 150)
BM2(KN.M)	0,0000 (pila 30)	0,0000 (pila 9)
Forza(KN)	-170,1913 (pila 10)	85,3279 (pila 10)



Sollecitazioni nel piano e fuori dal piano dovute al solo cedimento allo SLE

In definitiva nelle sezioni notevoli si ha:

SLE Sezione	M (KNm) nel piano	T (KN) nel piano	M (KNm) fuori piano	T (KN) fuori piano	N (KN)	sp. controsoletta (cm)
CHIAVE no cedimento M+	278,05	0,34	297,29	13,09	6192,00	40
CHIAVE no cedimento M-	-510,14	110,20	462,00	82,64	6043,74	40
CHIAVE si cedimento M+	250,87	-3,53	297,29	13,09	6129,58	40
CHIAVE si cedimento M-	-528,05	120,90	462,00	82,64	6005,69	40
RENI no cedimento	2772,94	0,32	469,44	74,94	6532,13	91
RENI si cedimento	2718,99	-0,81	469,44	74,94	6492,63	91
CONTIUNUITA' SU PILA no cedimento M- max	-4699,56	2058,22	1338,03	205,93	7480,62	120
CONTIUNUITA' SU PILA no cedimento M- pila adiacente	-4550,91	1828,63	1421,70	211,26	7282,24	120
CONTIUNUITA' SU PILA si cedimento M- max	-1023,34	1841,04	1338,03	205,93	7395,29	120
CONTIUNUITA' SU PILA si cedimento M- pila adiacente	-7866,65	2000,56	1421,70	211,26	7439,99	120
BASE PILA no cedimento	4925,58	742,09	17534,20	4842,59	24307,94	-
BASE PILA si cedimento	5072,65	756,83	17534,20	4842,59	24766,29	-
BASE SPALLA no cedimento	-20507,34	-4994,24	10867,02	3934,40	33109,92	-
BASE SPALLA si cedimento	-20507,34	-4994,24	10867,02	3934,40	33100,10	-
* - tende le fibre superiori						
** per la spalla alle sollecitazioni dovute al modello viene aggiunto fattorizzato il contributo del rilevato a tergo della spalla di altezza sopra a quanto modellato pari a 4,00 mt su un area pari a 167 mq (spinta su parete spalla di larghezza pari a 9,1 mt)						

### 4.1.3 Sollecitazioni e deformazioni in fase SISMICA

Lo studio della risposta sismica avviene nella configurazione del ponte già consolidato con controsoletta in c.a.

#### 4.1.3.1 Modi di vibrare

##### MODE PARTICIPATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	5.345E+00	1.858E+05	6.231	0.051	0.000
2	5.485E+00	1.833E+05	3.984	0.061	0.000
3	6.602E+00	3.286E+05	9.297	0.001	0.000
4	7.174E+00	3.282E+05	0.278	0.010	0.000
5	7.633E+00	3.462E+05	0.000	0.000	4.739
6	7.642E+00	3.550E+05	0.609	0.000	0.000
7	7.780E+00	3.349E+05	0.000	0.000	0.000
8	8.567E+00	1.574E+05	0.029	0.011	0.000
9	9.489E+00	1.450E+05	0.706	0.001	0.000
10	1.022E+01	3.248E+05	0.000	0.000	2.196
11	1.034E+01	2.150E+05	0.402	0.030	0.000
12	1.171E+01	1.322E+05	4.314	0.001	0.000
13	1.230E+01	4.022E+05	0.000	0.000	0.064
14	1.293E+01	1.754E+05	0.151	0.008	0.000
15	1.427E+01	2.899E+05	14.799	0.034	0.000
16	1.435E+01	4.883E+05	0.000	0.000	12.758
17	1.536E+01	2.606E+05	1.500	0.550	0.000
18	1.597E+01	2.448E+05	0.524	0.009	0.000
19	1.629E+01	2.289E+06	0.000	0.000	0.019
20	1.645E+01	2.339E+05	0.981	0.015	0.000
21	1.745E+01	1.194E+06	0.000	0.000	7.551
22	1.844E+01	5.792E+05	0.006	37.122	0.000
23	1.847E+01	1.749E+06	0.000	0.000	0.018
24	1.909E+01	2.167E+06	0.000	0.000	0.239
25	1.948E+01	3.934E+05	9.227	0.005	0.000
26	1.956E+01	2.215E+06	0.000	0.000	0.012
27	2.065E+01	1.602E+05	0.014	0.263	0.000
28	2.101E+01	1.902E+05	0.003	0.000	0.000
29	2.237E+01	2.856E+05	0.004	0.019	0.000
30	2.340E+01	1.973E+05	0.259	0.000	0.000
31	2.429E+01	9.097E+06	0.000	0.000	0.056
32	2.441E+01	5.134E+06	0.000	0.000	0.022
33	2.472E+01	2.979E+06	0.000	0.000	0.666
34	2.493E+01	2.162E+06	0.000	0.000	0.014
35	2.505E+01	1.422E+06	0.000	0.000	3.702
36	2.579E+01	2.607E+06	0.000	0.000	0.133
37	2.581E+01	2.854E+06	0.000	0.000	0.047
38	2.596E+01	4.920E+06	0.000	0.000	0.165
39	2.628E+01	2.838E+05	8.463	0.001	0.000
40	2.635E+01	3.694E+06	0.000	0.000	1.279
41	2.710E+01	2.339E+06	0.000	0.000	10.111

**PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO**

42	2.795E+01	3.468E+05	1.626	0.005	0.000
43	2.996E+01	2.751E+05	1.666	0.025	0.000
44	3.179E+01	3.303E+06	0.000	0.000	0.021
45	3.181E+01	2.127E+05	0.044	1.168	0.000
46	3.226E+01	5.634E+06	0.000	0.000	0.437
47	3.240E+01	1.144E+05	1.283	0.667	0.000
48	3.264E+01	3.143E+06	0.000	0.000	0.011
49	3.274E+01	5.938E+06	0.000	0.000	0.154
50	3.287E+01	1.775E+05	0.626	1.538	0.000
51	3.320E+01	5.360E+06	0.000	0.000	0.010
52	3.491E+01	1.354E+05	0.001	4.323	0.000
53	3.593E+01	1.977E+05	0.438	0.050	0.000
54	3.675E+01	2.054E+06	0.000	0.000	0.006
55	3.800E+01	1.873E+06	0.000	0.000	0.229
56	3.830E+01	3.227E+05	0.025	0.120	0.000
57	3.969E+01	1.546E+06	0.000	0.000	0.175
58	4.062E+01	5.686E+06	0.000	0.000	1.245
59	4.087E+01	8.964E+06	0.000	0.000	0.012
60	4.088E+01	2.754E+06	0.000	0.000	0.002
61	4.106E+01	8.999E+06	0.000	0.000	0.314
62	4.144E+01	2.168E+06	0.000	0.000	0.225
63	4.181E+01	1.890E+06	0.000	0.000	0.325
64	4.446E+01	5.316E+08	0.000	0.000	0.001
65	4.452E+01	7.270E+05	0.000	0.000	0.073
66	4.487E+01	1.104E+05	0.016	0.183	0.000
67	4.492E+01	1.790E+07	0.000	0.000	0.010
68	4.528E+01	1.000E+05	0.026	0.074	0.000
69	4.660E+01	2.612E+05	0.002	0.057	0.000
70	4.790E+01	5.095E+06	0.000	0.000	0.002
71	4.798E+01	2.606E+05	0.034	0.029	0.000
72	4.804E+01	6.845E+06	0.000	0.000	0.000
73	4.822E+01	8.302E+06	0.000	0.000	0.004
74	4.832E+01	6.469E+06	0.000	0.000	0.007
75	4.839E+01	1.408E+07	0.000	0.000	0.000
76	4.900E+01	1.452E+05	0.622	0.052	0.000
77	5.223E+01	3.960E+05	2.012	0.500	0.000
78	5.380E+01	5.484E+05	0.000	0.000	1.101
79	5.441E+01	6.946E+05	0.027	6.787	0.000
80	5.469E+01	1.173E+06	0.000	0.000	1.068
81	5.565E+01	3.058E+06	0.000	0.000	0.390
82	5.578E+01	3.314E+06	0.000	0.000	1.329
83	5.587E+01	5.986E+06	0.000	0.000	0.450
84	5.606E+01	4.437E+05	1.932	0.729	0.000
85	5.752E+01	1.180E+06	0.000	0.000	0.004
86	5.840E+01	3.784E+05	0.375	9.179	0.000
87	5.924E+01	1.044E+06	0.000	0.000	0.722
88	6.088E+01	9.998E+04	0.053	0.261	0.000
89	6.197E+01	1.199E+05	11.756	0.227	0.021
90	6.235E+01	9.974E+05	0.000	0.000	3.162
91	6.264E+01	1.795E+06	0.000	0.000	3.752
92	6.268E+01	5.682E+06	0.001	0.000	1.582
93	6.290E+01	8.814E+06	0.000	0.000	0.020

**PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO**

94	6.296E+01	2.413E+06	0.000	0.000	1.511
95	6.300E+01	1.429E+06	0.000	0.000	3.132
96	6.339E+01	2.966E+06	0.000	0.000	1.492
97	6.574E+01	1.170E+06	0.071	0.027	21.650
98	6.640E+01	3.949E+05	0.814	4.978	0.170
99	6.932E+01	7.537E+05	0.000	0.032	1.343
100	6.970E+01	5.507E+06	0.011	0.020	0.323
-----					
% MASSA PART.			85.241	69.226*	90.276

DOVE :

X= LONGITUDINALE ALL'ASSE DEL PONTE

Y= DIREZIONE VERTIVALE (GRAVITA' SECONDO -Y)

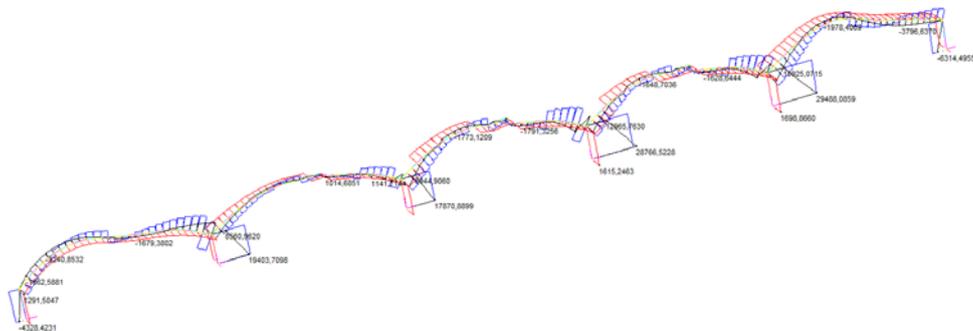
Z= ORTOGONALE ALL'ASSE DEL PONTE

\* non viene mobilitato oltre l'85 % della massa del ponte in caso di sisma verticale nei primi 100 modi – la struttura non risente in modo significativo del sisma verticale

#### 4.1.3.2 Sollecitazioni sismiche

In allegato si forniscono i diagrammi delle sollecitazioni dovute all'eccitazione sismica del ponte, gli sforzi complessivi (statici+dinamici) secondo i coefficienti di combinazione in combo sismica sono riportati per le sezioni notevoli nella tabella riassuntiva finale in coda a questo paragrafo

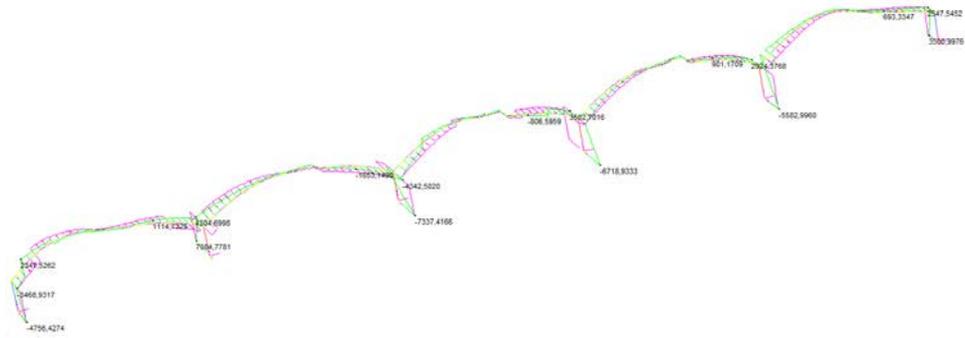
	MIN	MAX
SP1(AN)	-2607.2272 (Snl. 2)	1226.2092 (Snl. 147)
BM1(AN m)	-7689.7695 (Snl. 148)	29488.0059 (Snl. 2)
Forza(SN)	-2205.8648 (Snl. 150)	2188.6259 (Snl. 155)



Momenti, Tagli, Azione assiale nel piano combo X+0.3y+0.3z SRSS

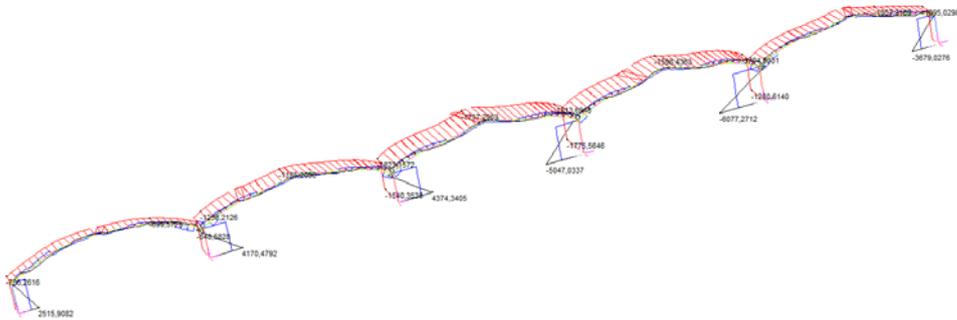
SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

	MIN	MAX
SP2(Nk)	-752,3263	777,7699
	[m.150]	[m.1]
RM2(Nk,m)	-7337,4166	7264,7781
	[m.1]	[m.150]



Momenti, Tagli, fuori piano combo  $X+0.3y+0.3z$  SRSS

	MIN	MAX
SP1(Nk)	-905,5254	1274,9948
	[m.1]	[m.3]
RM1(Nk,m)	-4277,2712	4274,2405
	[m.3]	[m.1]
Forca(Nk)	-1823,1572	-391,3641
	[m.150]	[m.140]



Momenti, Tagli, Azione assiale nel piano combo  $0.3x+Y+0.3z$  SRSS

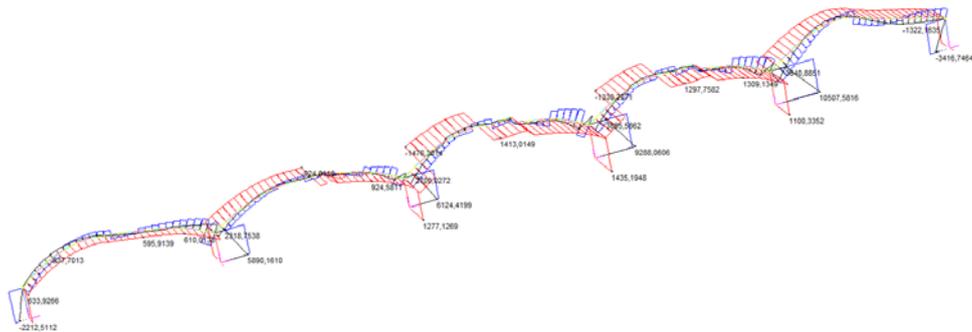
SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

SPR	MAX
SF2(N)	251.3744
[Spr.1]	[Spr.2]
BM2(NR.m)	2726.7653
[Spr.2]	[Spr.1]



Momenti, Tagli fuori piano combo  $0.3x+Y+0.3z$  SRSS

SPR	MAX
SF1(N)	663.5430
[Spr.2]	[Spr.147]
BM1(NR.m)	12507.2516
[Spr.147]	[Spr.3]
Forca(N)	1514.3477
[Spr.3]	[Spr.152]



Momenti, Tagli, Azione assiale nel piano combo  $0.3x+0.3y+Z$  SRSS

SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
 PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

	MIN	MAX
SP2(M)	-2927,5364	2982,4364
SP1(M)	22611,2339	22611,2339
SP2(M)	-24456,3916	22611,2339
SP1(M)	22611,2339	22611,2339

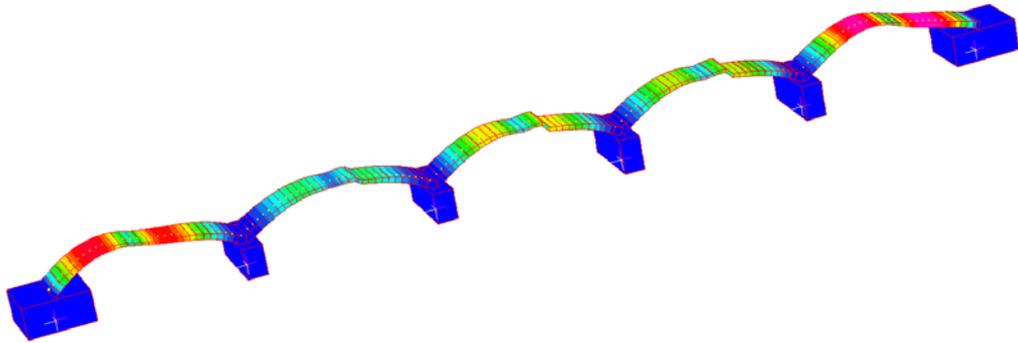
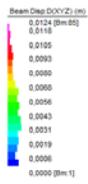


Momenti, Tagli, fuori piano combo 0.3x+0.3y+Z SRSS

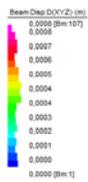
In definitiva nelle sezioni notevoli (chiave, reni ed in corrispondenza dell'appoggio di continuità sulla pila e di appoggio sulla spalla) si ha

SISMA Sezione	M (KNm) nel piano	T (KN) nel piano	M (KNm) fuori piano	T (KN) fuori piano	N (KN)	sp. controsoletta (cm)
CHIAVE M+	938,00	467,61	495,21	21,18	7321,08	40
CHIAVE M-	-1091,00	554,59	651,89	86,91	7793,99	40
RENI	-3240,00	260,73	816,49	145,12	7640,39	91
CONTIUNUITA' SU PILA	8928,00	1537,78	2800,69	319,13	9646,65	120
BASE PILA	29488,09	3907,00	24456,39	7435,02	26006,81	-
BASE SPALLA	15856,09	1991,93	15831,74	5662,89	34507,29	-
* - tende le fibre superiori						
** per la spalla alle sollecitazioni dovute al modello (inerzia della spalla) viene aggiunta la sovraspinta del terreno in fase sismica						

### 4.1.3.3 Deformate in combinazione sismica

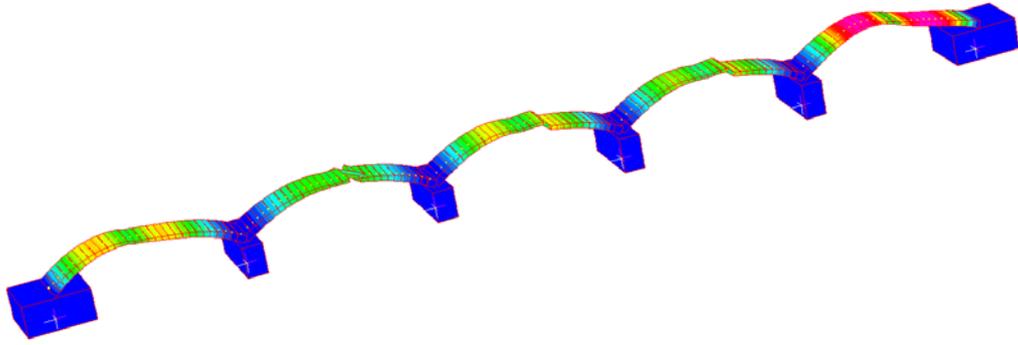


$X+0.3y+0.3z$



$0.3x+Y+0.3z$

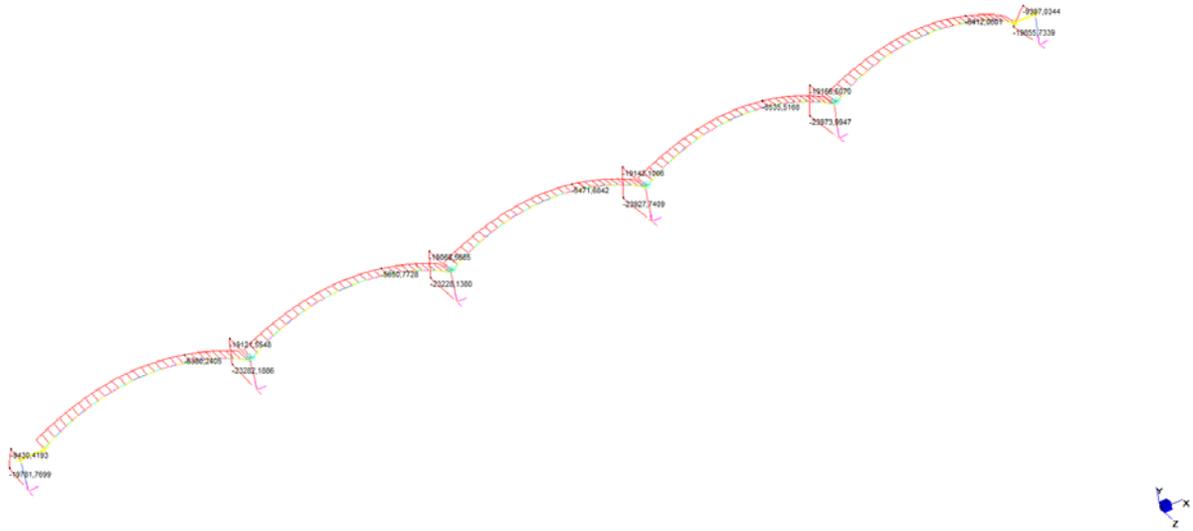
SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO



$0.3x+0.3y+Z$

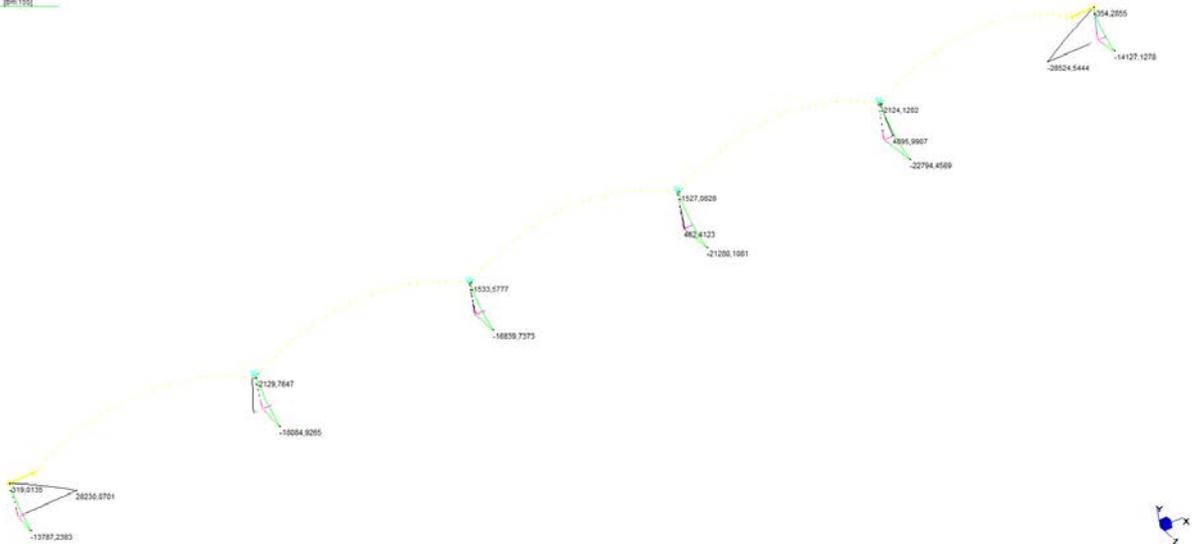
#### 4.1.4 Sollecitazioni in fase GEO

	MIN	MAX
Forza(N)	-23873.9947	-5388.4313
[Bm:4]	[Bm:140]	



Azione assiale GEO (involuppo senza cedimento imposto pile)

	MIN	MAX
BM1(N) m	-28524.5444	28230.0701
[Bm:150]	[Bm:150]	
BM2(N) m	-22794.4569	-519.5135
[Bm:4]	[Bm:150]	



Momento nel piano e fuori piano GEO (involuppo senza cedimento imposto pile) – riportate solo pile e spalle



SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
**PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO**

In definitiva nelle sezioni notevoli (intradosso pila e spalla) si ha

GEO Sezione	M (KNm) nel piano	T (KN) nel piano	M (KNm) fuori piano	T (KN) fuori piano	N (KN)
BASE PILA no cedimento	4896,00	741,31	22794,46	6295,37	23974,00
BASE SPALLA no cedimento	-14630,14	-5625,77	14127,13	5114,71	37223,73
BASE PILA si cedimento	7393,21	847,13	22794,46	6295,37	24212,92
BASE SPALLA si cedimento	-14630,14	-5625,77	14127,13	5114,71	37213,90
** per la spalla alle sollecitazioni dovute al modello viene aggiunto fattorizzato					
il contributo del rilevato a tergo della spalla di altezza					
sopra a quanto modellato pari a 4,00 mt su un area pari a 167 mq					
(spinta su parete spalla di larghezza pari a 9,1 mt)					

#### **4.2 Valutazioni in merito alle fasi rimozione del riempimento e getto della controsoletta**

Sulla base del quadro conoscitivo e dall'analisi delle simulazioni numeriche riportate nell'allegato **SI018P-SF-PG-RG-001**, lo stato tensionale delle campate coinvolte nel cedimento della pila 3 raggiunge valori prossimi al valore di resistenza limite della muratura.

Durante le operazioni di rimozione del riempimento, armatura e getto della controsoletta le tensioni nell'arco in muratura superano i tassi di lavoro attuale per ovvi motivi (l'assenza del riempimento comporta una parzializzazione della sezione con conseguente aumento dello sforzo nella parte reagente). Essendo la muratura già sovrasollecitata a causa del cedimento della pila 3, non si ritiene accettabile eseguire tali operazioni senza un adeguato sistema di rinforzo degli archi esistenti.

E' pertanto indispensabile la centinatura degli archi incidenti la pila 3 durante le fasi di rimozione del riempimento e armatura e getto della soletta.

Le centinature possono essere tolte solo ad avvenuta maturazione della controsoletta in c.a.

Negli archi che non incidono sulla pila 3 è possibile invece procedere alla rimozione del riempimento ed alla realizzazione della controsoletta senza centinatura solo rispettando le seguenti condizioni:

- 1- Durante le operazioni di rimozione del riempimento i mezzi impiegati devono avere massa inferiore ai 100 KN complessivi incidenti su di una campata
- 2- Il getto del controarco deve avvenire procedendo dall'appoggio sulla pila fino alla chiave in modo simmetrico dalle 2 pile sostenenti l'arco a conci non superiori ai 3 mt e dopo che il getto del primo concio abbia raggiunto i 7 gg di maturazione.
- 3- Gli archi incidenti la pila 3 sono già stati rinforzati con la controsoletta in c.a. e la stessa è giunta a maturazione

Nel caso in cui le operazioni si dovessero svolgere in modo diverso è indispensabile la centinatura degli archi come previsto nel caso di quelli incidenti la pila 3.

In ogni caso le operazioni di rinforzo dell'arco potranno avvenire solo dopo che saranno state consolidate le fondazioni.

#### **4.3 Verifica massime deformazioni**

La freccia massima in condizioni di esercizio nella configurazione con il controarco in c.a. corrisponde a 6.1 mm, pari a 0.02% della luce.

## 5. Verifica delle strutture di rinforzo dell'impalcato

Sulla base delle sollecitazioni riportate nei precedenti paragrafi vengono svolte le verifiche del controarco in c.a. in corrispondenza delle sezioni critiche ovvero:

- Verifica in corrispondenza della chiave
- Verifica in corrispondenza delle reni
- Verifica in corrispondenza dell'appoggio di continuità sulla pila.

Viene eseguita anche la verifica dei timpani ed il loro rinforzo per rispettare i minimi normativi.

### 5.1 Verifica controarco

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni del controarco in c.a. di dimensioni pari a  $(bxh) = 589 \times S$  (cm) dove S rappresenta lo spessore del controarco in ogni sezione notevole

#### 5.1.1 Verifica del controarco in chiave (sp 40 cm)

METODO DI CALCOLO: Stati limite; NORMATIVA: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;

ELEMENTO COSTR.: arco; POSIZ. SEZIONE: chiave; CARICO CONC.: no.

ARMATURA INFERIORE A TAGLIO: no; ECCENTRICITA' AGGIUNTIVA: no;

TRASL. MOMENTO FLETT.: no; SENZA STAFFE: si; CONSIDERA SOLO STAFFE: no;

COND. AMBIENTALI: ordinarie; SENSIBILITA' ARMATURE: poco sensibili.

MATERIALI:

Conglomerato cementizio:  $R_{ck}=40.00$ ;

Acciaio barre: B450C

FORMA DELLA SEZIONE: RETTANGOLARE

Base:  $B = 589.00$  cm; Altezza:  $H = 40.00$  cm

Rotazione:  $\text{rot} = 0.00$  gradi sess.

Area totale acciaio .....:  $A_f = 116.62$  cmq (1Ø16/20" sup ed inf.)

Copriferro .....:  $c = 3.00$  cm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area:  $A_{cls} = 23560.00$  cmq; Baricentro:  $X_{gCls} = -0.00$  cm;  $Y_{gCls} = 0.00$  cm

Momenti d'inerzia:  $J_x = 3141333.33$  cm<sup>4</sup>;  $J_y = 681121563.33$  cm<sup>4</sup>;  $J_{xy} = 0.00$  cm<sup>4</sup>;

Momenti principali d'inerzia:  $J_{csi} = 681121563.33$  cm<sup>4</sup>;  $J_{eta} = 3141333.33$  cm<sup>4</sup>;

Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x:  $\text{Theta} = -1.57$  rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (unita' N, N\*m).

Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt	
1	8393750.00	376060.00	37720.00	461960.00	133860.00	0.00	
2	8178050.00	-688280.00	21060.00	915090.00	149350.00	0.00	
3	8347830.00	360370.00	37720.00	461960.00	-140380.00	0.00	
4	8132130.00	-703970.00	21060.00	915090.00	423590.00	0.00	
5	7321080.00	938000.00	21180.00	495210.00	467610.00	0.00	*sismica
6	7793990.00	-1091000.00	86910.00	651890.00	554590.00	0.00	*sismica

Combinazioni rare:

comb.	N	Mx	My
1	6192000.00	278050.00	297290.00
2	6043740.00	-510140.00	462000.00
3	6129580.00	250870.00	297290.00
4	6005690.00	-528050.00	462000.00

Combinazioni frequenti:

comb.	N	Mx	My
1	6192000.00	278050.00	297290.00
2	6043740.00	-510140.00	462000.00
3	6129580.00	250870.00	297290.00
4	6005690.00	-528050.00	462000.00

VERIFICA PRESSO-TENSO-FLESSIONE (comb. di carico N.ro 4):

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a=17.640550$ ;  $b=-1999.922201$ ;  $c=19992.373320$

Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha=-179.49463$  gradi sessadec. in senso antiorario

(Deformazioni a rottura, valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.5000 / 1000$

Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_f = -0.9327 / 1000$

Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon_{f'} = 3.0871 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia:

NS=7793990.00; MxiS=-1091000.00; MyiS=651890.00; TxiS=-554590.00; TyiS=163780

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia:

NR=27370062.00 N; MxiR= 2993535.48 N\*m; MyiR= 2481585.39 N\*m

Fattore di sicurezza SLU ad eccentricita' M/N costante :

Resistenza/Sicurezza = 2.7438 > 1 VERIFICA POSITIVA

VALORI DI DELTA (p 4.1.1.1 NTC2008) ( $x/d = 0.788$ )

$\Delta = 0.44 + 1.25 \cdot (0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu}) \cdot x/d = 1.425$

VERIFICA AZIONE ASSIALE MASSIMA

Comb. n.ro: 1; NS=8393750.00 < Nrd=39342660.25 N VERIFICA POSITIVA

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE (Aftot=116.62 cmq; AreaCls=23560.00 cmq)

Armatura tesa (comb. 1): Aft=0.00 cmq >  $0.26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk} = 19.86$  cmq

Aft=0.00 cmq >  $0.0013 \cdot b \cdot d = 14.70$  cmq

con: bt=285.74 cm; d=39.57 cm

Aftesa max (comb. 2)=58.31 cmq e Afcompr max (comb. 1)=116.62 cmq <  $0.04 \cdot \text{AreaCls} = 942.40$  cmq

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA TRANCIAMENTO BARRE

Comb. N.: 4; Taglio=424113.21 N; TauMaxTr=Taglio/Af=36.368 < fyd=391.300 MPa

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 4; (fcd=18.810, fctd=1.450, fck=33.200 in MPa)

Verifica dell'armatura longitudinale per elementi senza armatura trasversale a taglio.

VEd=423590 N; d=31.36 cm; bw=462.99 cm; RoL=0.0080; k=1.7996, sigmaCP=5.6, Vmin=0.4776

$VRd1 = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot RoL \cdot fck)^{1/3} / \Gamma_{c} + 0.15 \cdot \sigma_{CP}) \cdot b_w \cdot d = 2144633$  N

$VRd2 = (V_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{CP}) \cdot b_w \cdot d = 1913231$  N

VEd < max(VRd1, VRd2) -> VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE S.L.E.: TENSIONI ( $f_{ck} = 33.200 \text{ MPa}$ )

Comb. rara n.ro 4: Tens. cls=  $5.598 < 0.600 \cdot f_{ck} = 19.920 \text{ MPa}$

Comb. rara n.ro 4: Tens. acciaio=  $-2.790 > -0.800 \cdot f_{yk} = -360.000 \text{ MPa}$

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 4: Tens. min. cls=  $-0.760 \text{ MPa}$ ;  $f_c=f_{cm}=-3.720 \text{ MPa}$ ,  $f_{ck}=-2.604 \text{ MPa}$

$w_k=1.7 \cdot s_{rm} \cdot e_{sm}=0.0000 \text{ mm} < w_3=0.4 \text{ mm}$  VERIFICA POSITIVA

Comb. q. per. n.ro 0: Tens. min. cls=  $0.000 \text{ MPa}$ ;  $f_c=f_{cm}=-3.720 \text{ MPa}$ ,  $f_{ck}=-2.604 \text{ MPa}$

$w_k=1.7 \cdot s_{rm} \cdot e_{sm}=0.0000 \text{ mm} < w_2=0.3 \text{ mm}$  VERIFICA POSITIVA

VERTICI SEZIONE:

Nv	X (cm)	Y (cm)	epsilon c x 1000
1	-294.50	-20.00	2.96
2	-294.50	20.00	-1.35
3	294.50	20.00	-0.81
4	294.50	-20.00	3.50

ARMATURA SEZIONE:

Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	epsilon f x 1000
1	-290.70	16.20	16.00	-0.93
2	-269.94	16.20	16.00	-0.91
3	-249.17	16.20	16.00	-0.89
4	-228.41	16.20	16.00	-0.88
5	-207.64	16.20	16.00	-0.86
6	-186.88	16.20	16.00	-0.84
7	-166.11	16.20	16.00	-0.82
8	-145.35	16.20	16.00	-0.80
9	-124.59	16.20	16.00	-0.78
10	-103.82	16.20	16.00	-0.76
11	-83.06	16.20	16.00	-0.74
12	-62.29	16.20	16.00	-0.73

PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

13	-41.53	16.20	16.00	-0.71
14	-20.76	16.20	16.00	-0.69
15	-0.00	16.20	16.00	-0.67
16	20.76	16.20	16.00	-0.65
17	41.53	16.20	16.00	-0.63
18	62.29	16.20	16.00	-0.61
19	83.06	16.20	16.00	-0.59
20	103.82	16.20	16.00	-0.57
21	124.59	16.20	16.00	-0.56
22	145.35	16.20	16.00	-0.54
23	166.11	16.20	16.00	-0.52
24	186.88	16.20	16.00	-0.50
25	207.64	16.20	16.00	-0.48
26	228.41	16.20	16.00	-0.46
27	249.17	16.20	16.00	-0.44
28	269.94	16.20	16.00	-0.42
29	290.70	16.20	16.00	-0.40
30	290.70	-16.20	16.00	3.09
31	269.94	-16.20	16.00	3.07
32	249.17	-16.20	16.00	3.05
33	228.41	-16.20	16.00	3.03
34	207.64	-16.20	16.00	3.01
35	186.88	-16.20	16.00	2.99
36	166.11	-16.20	16.00	2.97
37	145.35	-16.20	16.00	2.95
38	124.59	-16.20	16.00	2.94
39	103.82	-16.20	16.00	2.92
40	83.06	-16.20	16.00	2.90
41	62.29	-16.20	16.00	2.88
42	41.53	-16.20	16.00	2.86
43	20.76	-16.20	16.00	2.84
44	0.00	-16.20	16.00	2.82
45	-20.76	-16.20	16.00	2.80
46	-41.53	-16.20	16.00	2.79

**PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO**

47	-62.29	-16.20	16.00	2.77
48	-83.06	-16.20	16.00	2.75
49	-103.82	-16.20	16.00	2.73
50	-124.59	-16.20	16.00	2.71
51	-145.35	-16.20	16.00	2.69
52	-166.11	-16.20	16.00	2.67
53	-186.88	-16.20	16.00	2.65
54	-207.64	-16.20	16.00	2.63
55	-228.41	-16.20	16.00	2.62
56	-249.17	-16.20	16.00	2.60
57	-269.94	-16.20	16.00	2.58
58	-290.70	-16.20	16.00	2.56

**INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE :**

Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-294.50	7.40
2	294.50	12.59

### 5.1.2 Verifica del controarco alle reni (sp 91 cm)

Le verifiche vengono eseguite su di uno spessore di arco pari a 63 cm (ovvero pari al 70% della sezione reale), per tenere in debito conto la variabilità della sezione dell'arco alle reni.

Operando a favore di sicurezza quindi si utilizzano le sollecitazioni ricavate dal modello ad elementi finiti massime per le reni (in corrispondenza della beam con sezione pari a 91 cm) e si dimensiona la sezione con altezza minima posta al limitare della zona delle reni con la sommità dell'arco.

METODO DI CALCOLO: Stati limite; NORMATIVA: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;

ELEMENTO COSTR.: arco; POSIZ. SEZIONE: reni; CARICO CONC.: no.

ARMATURA INFERIORE A TAGLIO: no; ECCENTRICITA' AGGIUNTIVA: no;

TRASL. MOMENTO FLETT.: no; SENZA STAFFE: si; CONSIDERA SOLO STAFFE: no;

COND. AMBIENTALI: ordinarie; SENSIBILITA' ARMATURE: poco sensibili.

MATERIALI:

Conglomerato cementizio:  $R_{ck}=40.00$ ;

Acciaio barre: B450C

FORMA DELLA SEZIONE: RETTANGOLARE

Base:  $B = 589.00$  cm; Altezza:  $H = 63.00$  cm

Rotazione:  $rot = 0.00$  gradi sess.

Area totale acciaio .....:  $A_f = 307.94$  cmq (1Ø26/20" sup ed inf.)

Copriferro .....:  $c = 3.00$  cm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area:  $A_{cls} = 37107.00$  cmq; Baricentro:  $X_{gCls} = 0.00$  cm;  $Y_{gCls} = 0.00$  cm

Momenti d'inerzia:  $J_x = 12273140.25$  cm<sup>4</sup>;  $J_y = 1072766462.25$  cm<sup>4</sup>;  $J_{xy} = 0.00$  cm<sup>4</sup>;

Momenti principali d'inerzia:  $J_{csi} = 1072766462.25$  cm<sup>4</sup>;  $J_{eta} = 12273140.25$  cm<sup>4</sup>;

Angolo tra l'asse principale d'inerzia  $csi$  e l'asse  $x$ :  $\Theta = -1.57$  rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (unita' N, N\*m).

Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	8987780.00	3742410.00	112420.00	704150.00	450.00	0.00
2	8940360.00	3677670.00	112420.00	704150.00	-4490.00	0.00
3	7460390.00	-3240000.00	145120.00	816490.00	260730.00	0.00 *sismica

Combinazioni rare:

comb.	N	Mx	My
1	6532130.00	2772940.00	469440.00
2	6492630.00	2718990.00	469440.00

Combinazioni frequenti:

comb.	N	Mx	My
1	6532130.00	2772940.00	469440.00
2	6492630.00	2718990.00	469440.00

VERIFICA PRESSO-TENSO-FLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a=9.203852$ ;  $b=1999.978822$ ;  $c=-21738.696796$

Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha=-0.26367$  gradi sessadec. in senso antiorario

(Deformazioni a rottura, valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.5000 / 1000$

Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_f = -6.2730 / 1000$

Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon_f' = 2.8123 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia:

NS=8987780.00; MxiS=704150.00; MyiS=-3742410.00; TxiS=-450.00; TyiS=112420.00

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia:

NR=17838670.55 N; MxiR= 1451203.21 N\*m; MyiR= -7417733.98 N\*m

Fattore di sicurezza SLU ad eccentricita' M/N costante :

Resistenza/Sicurezza = 1.9848 > 1 VERIFICA POSITIVA

VALORI DI DELTA (p 4.1.1.1 NTC2008) (x/d= 0.358)

Delta = 0.44 + 1.25\*(0.6 + 0.0014/epsCu)\*x/d = 0.888

VERIFICA AZIONE ASSIALE MASSIMA

Comb. n.ro: 1; NS=8987780.00 < Nrd=66827329.56 N VERIFICA POSITIVA

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE (AfTot=307.94 cmq; AreaCls=37107.00 cmq)

Armatura tesa (comb. 1): Aft=153.97 cmq > 0.26\*fctm\*bt\*d/fyk=61.56 cmq

Aft=153.97 cmq > 0.0013\*bt\*d=45.55 cmq

con: bt=570.69 cm; d=61.39 cm

Aftesa max (comb. 1)=153.97 cmq e Afcompr max (comb. 1)=153.97 cmq < 0.04\*AreaCls=1484.28 cmq

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA TRANCIAMENTO BARRE

Comb. N.: 3; Taglio=147358.96 N; TauMaxTr=Taglio/Af=4.785 < fyd=391.300 MPa

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 3; (fcd=18.810, fctd=1.450, fck=33.200 in MPa)

Verifica dell'armatura longitudinale per elementi senza armatura trasversale a taglio.

VEd=260730.00 N; d=56.70 cm; bw=589 cm; RoL=0.00922; k=1.5939, sigmaCP=2.435,

Vmin=0.3984

VRd1=(0.18\*k\*(100\*RoL\*fck)^(1/3)/GammaC + 0.15\*sigmaCP)\* bw \*d = 3193682 N

VRd2=( Vmin + 0.15\*sigmaCP)\* bw \*d = 2550392 N

VEd < max(VRd1, VRd2) -> VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE S.L.E.: TENSIONI (fck = 33.200 MPa)

Comb. rara n.ro 1: Tens. cls= 9.489 < 0.600\*fck = 19.920 MPa

Comb. rara n.ro 1: Tens. acciaio= -163.002 > -0.800\*fyk = -360.000 MPa

VERIFICHE POSITIVE

**VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE**

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -4.195 MPa;  $f_c=f_{cm}=-3.720$  MPa,  $f_{ck}=-2.604$  MPa

$c=3.00$  cm;  $A_{eff}=10397.31$  cm<sup>2</sup>;  $A_s=153.97$  cm<sup>2</sup>;  $\rho=A_s/A_{eff}=0.014809$ ;  $s=20.73$  cm

$f_i=2.60$  cm;  $k_2=0.4000$ ;  $k_3=0.1250$ ;  $s_{rm}=18.9244$  cm;  $\zeta=0.60686$

$\sigma_{mat}=-4.195$  MPa;  $\sigma_s=-163.002$  MPa;  $\beta_1=1.00$ ;  $\beta_2=0.50$ ;  $e_{sm}=0.000480$

$w_k=1.7*s_{rm}*e_{sm}=0.1545$  mm <  $w_3=0.4$  mm                      VERIFICA POSITIVA

Comb. q. per. n.ro 0: Tens. min. cls= 0.000 MPa;  $f_c=f_{cm}=-3.720$  MPa,  $f_{ck}=-2.604$  MPa

$w_k=1.7*s_{rm}*e_{sm}=0.0000$  mm <  $w_2=0.3$  mm                      VERIFICA POSITIVA

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$\zeta = 1 - \beta_1 * \beta_2 * (f_c / \sigma_{mat})^2$$

$\sigma_{mat}$ : tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

**VERTICI SEZIONE:**

Nv	X (cm)	Y (cm)	epsilon c x 1000
1	-294.50	-31.50	-6.96
2	-294.50	31.50	3.07
3	294.50	31.50	3.50
4	294.50	-31.50	-6.53

**ARMATURA SEZIONE:**

Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	epsilon f x 1000
1	-290.20	27.20	26.00	2.39
2	-269.47	27.20	26.00	2.40
3	-248.74	27.20	26.00	2.42
4	-228.01	27.20	26.00	2.43
5	-207.29	27.20	26.00	2.45
6	-186.56	27.20	26.00	2.46
7	-165.83	27.20	26.00	2.48
8	-145.10	27.20	26.00	2.49

PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

9	-124.37	27.20	26.00	2.51
10	-103.64	27.20	26.00	2.52
11	-82.91	27.20	26.00	2.54
12	-62.19	27.20	26.00	2.55
13	-41.46	27.20	26.00	2.57
14	-20.73	27.20	26.00	2.58
15	-0.00	27.20	26.00	2.60
16	20.73	27.20	26.00	2.61
17	41.46	27.20	26.00	2.63
18	62.19	27.20	26.00	2.65
19	82.91	27.20	26.00	2.66
20	103.64	27.20	26.00	2.68
21	124.37	27.20	26.00	2.69
22	145.10	27.20	26.00	2.71
23	165.83	27.20	26.00	2.72
24	186.56	27.20	26.00	2.74
25	207.29	27.20	26.00	2.75
26	228.01	27.20	26.00	2.77
27	248.74	27.20	26.00	2.78
28	269.47	27.20	26.00	2.80
29	290.20	27.20	26.00	2.81
30	290.20	-27.20	26.00	-5.85
31	269.47	-27.20	26.00	-5.86
32	248.74	-27.20	26.00	-5.88
33	228.01	-27.20	26.00	-5.89
34	207.29	-27.20	26.00	-5.91
35	186.56	-27.20	26.00	-5.92
36	165.83	-27.20	26.00	-5.94
37	145.10	-27.20	26.00	-5.95
38	124.37	-27.20	26.00	-5.97
39	103.64	-27.20	26.00	-5.98
40	82.91	-27.20	26.00	-6.00
41	62.19	-27.20	26.00	-6.01
42	41.46	-27.20	26.00	-6.03

PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

43	20.73	-27.20	26.00	-6.05
44	0.00	-27.20	26.00	-6.06
45	-20.73	-27.20	26.00	-6.08
46	-41.46	-27.20	26.00	-6.09
47	-62.19	-27.20	26.00	-6.11
48	-82.91	-27.20	26.00	-6.12
49	-103.64	-27.20	26.00	-6.14
50	-124.37	-27.20	26.00	-6.15
51	-145.10	-27.20	26.00	-6.17
52	-165.83	-27.20	26.00	-6.18
53	-186.56	-27.20	26.00	-6.20
54	-207.29	-27.20	26.00	-6.21
55	-228.01	-27.20	26.00	-6.23
56	-248.74	-27.20	26.00	-6.24
57	-269.47	-27.20	26.00	-6.26
58	-290.20	-27.20	26.00	-6.27

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE :

Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-294.50	12.22
2	294.50	9.51

### 5.1.3 Verifica in corrispondenza dell'appoggio di continuità sulla pila (sp 120 cm)

Le verifiche vengono eseguite su di uno spessore di arco pari a 100 cm, per tenere in debito conto la variabilità della sezione dell'arco all'appoggio.

Operando a favore di sicurezza quindi si utilizzano le sollecitazioni ricavate dal modello ad elementi finiti massime per la sezione in corrispondenza dell'appoggio di continuità sulla pila (in corrispondenza della beam con sezione pari a 120 cm) e si dimensiona la sezione con altezza minima posta al limitare della zona tra la sezione di appoggio e le reni.

METODO DI CALCOLO: Stati limite; NORMATIVA: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;

ELEMENTO COSTR.: arco; POSIZ. SEZIONE appoggio su pila; CARICO CONC.: no.

ARMATURA INFERIORE A TAGLIO: no; ECCENTRICITA' AGGIUNTIVA: no;

TRASL. MOMENTO FLETT.: no; SENZA STAFFE: si; CONSIDERA SOLO STAFFE: no;

COND. AMBIENTALI: ordinarie; SENSIBILITA' ARMATURE: poco sensibili.

MATERIALI:

Conglomerato cementizio:  $R_{ck}=40.00$

Acciaio barre: B450C

FORMA DELLA SEZIONE: RETTANGOLARE

Base:  $B = 589.00$  cm; Altezza:  $H = 100.00$  cm

Rotazione:  $rot = 0.00$  gradi sess.

Area totale acciaio .....:  $A_f = 615.88$  cmq (1Ø26/10" sup ed inf.)

Copriferro .....:  $c = 3.00$  cm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area:  $A_{cls} = 58900.00$  cmq; Baricentro:  $X_{gCls} = -0.00$  cm;  $Y_{gCls} = 0.00$  cm

Momenti d'inerzia:  $J_x = 49083333.33$  cm<sup>4</sup>;  $J_y = 1702803908.33$  cm<sup>4</sup>;  $J_{xy} = 0.00$  cm<sup>4</sup>;

Momenti principali d'inerzia:  $J_{csi} = 1702803908.33$  cm<sup>4</sup>;  $J_{eta} = 49083333.33$  cm<sup>4</sup>;

Angolo tra l'asse principale d'inerzia  $csi$  e l'asse  $x$ :  $\Theta = -1.57$  rad;

**COMBINAZIONI DI CARICO:**

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (unita' N, N\*m).

Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt	
1	10127810.00	-6346310.00	601210.00	2007040.00	2778610.00	0.00	
2	9859900.00	-6145830.00	316890.00	2132550.00	2468700.00	0.00	
3	10025420.00	-1934850.00	601210.00	2007040.00	2518000.00	0.00	
4	10042190.00	-10325190.00	316890.00	2132550.00	2695470.00	0.00	
5	9646650.00	8928000.00	319130.00	2800690.00	2196290.00	0.00	*sismica

Combinazioni rare:

comb.	N	Mx	My
1	7480620.00	-4699560.00	1338030.00
2	7282240.00	-4550910.00	1421700.00
3	7395290.00	-1023340.00	1338030.00
4	7439990.00	-7866650.00	1421700.00

Combinazioni frequenti:

comb.	N	Mx	My
1	7480620.00	-4699560.00	1338030.00
2	7282240.00	-4550910.00	1421700.00
3	7395290.00	-1023340.00	1338030.00
4	7439990.00	-7866650.00	1421700.00

VERIFICA PRESSO-TENSO-FLESSIONE (comb. di carico N.ro 4):

Equaz. asse neutro  $ax+by+c=0$  :  $a=24.543077$ ;  $b=-1999.849404$ ;  $c=-56517.575883$

Angolo asse neutro-asse x :  $\alpha = -179.29687$  gradi sessadec. in senso antiorario

(Deformazioni a rottura, valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls .....:  $\epsilon_c = 3.5000 / 1000$

Deformazione massima acciaio .....:  $\epsilon_f = -10.7019 / 1000$

Deformazione minima acciaio .....:  $\epsilon_f = 2.8991 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia:

NS=10042190.00; MxiS=2132550.00; MyiS=10325190.00; TxiS=-2695470.00; TyiS=316890.00

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia:

NR=18192568.77 N; MxiR= 3878973.98 N\*m; MyiR= 18702029.34 N\*m

Fattore di sicurezza SLU ad eccentricita' M/N costante :

Resistenza/Sicurezza = 1.8116 > 1 VERIFICA POSITIVA

VALORI DI DELTA (p 4.1.1.1 NTC2008) ( $x/d = 0.246$ )

$\Delta = 0.44 + 1.25 \cdot (0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu}) \cdot x/d = 0.748$

VERIFICA AZIONE ASSIALE MASSIMA

Comb. n.ro: 1; NS=10127810.00 < Nrd=111047997.57 N VERIFICA POSITIVA

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE (Aftot=615.88 cmq; AreaCls=58900.00 cmq)

Armatura tesa (comb. 3): Aft=238.92 cmq >  $0.26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk} = 59.05$  cmq

Aft=238.92 cmq >  $0.0013 \cdot b \cdot d = 43.69$  cmq

con: bt=275.35 cm; d=122.05 cm

Aftesa max (comb. 1)=307.94 cmq e Afcompr max (comb. 3)=376.96 cmq <  $0.04 \cdot \text{AreaCls} = 2356.00$  cmq

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA TRANCIAMENTO BARRE

Comb. N.: 1; Taglio=2842908.19 N;  $\tau_{\text{MaxTr}} = \text{Taglio}/A_f = 46.160 < f_{yd} = 391.300$  MPa

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; ( $f_{cd} = 18.810$ ,  $f_{ctd} = 1.450$ ,  $f_{ck} = 33.200$  in MPa)

Verifica dell'armatura longitudinale per elementi senza armatura trasversale a taglio.

VEd=2842908.19 N; d=90 cm; bw=589 cm; RoL=0.0116; k=1.4714,  $\sigma_{CP} = 1.534$ ,  $V_{\text{min}} = 0.3534$

$VRd1 = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot RoL \cdot f_{ck})^{1/3} / \Gamma_{MC} + 0.15 \cdot \sigma_{CP}) \cdot b_w \cdot d = 4343744$  N

$VRd2 = (V_{\text{min}} + 0.15 \cdot \sigma_{CP}) \cdot b_w \cdot d = 3093083$  N

VEd < max(VRd1, VRd2) -> VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE S.L.E.: TENSIONI (fck = 33.200 MPa)

Comb. rara n.ro 4: Tens. cls= 9.163 < 0.600\*fck = 19.920 MPa

Comb. rara n.ro 4: Tens. acciaio= -195.223 > -0.800\*fyk = -360.000 MPa

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 4: Tens. min. cls= -4.967 MPa; fc=fcm=-3.720 MPa, fck=-2.604 MPa

c=3.00 cm; Aceff=13111.94 cmq; As=307.94 cmq; ro=As/Aceff=0.023485; s=10.18 cm

fi=2.60 cm; k2=0.4000; k3=0.1250; srm=13.5718 cm; zeta=0.71957

sigmat=-4.967 MPa; sigma\_s=-195.223 MPa; beta1=1.00; beta2=0.50; esm=0.000682

wk=1.7\*srm\*esm=0.1573 mm < w3=0.4 mm VERIFICA POSITIVA

Comb. q. per. n.ro 0: Tens. min. cls= 0.000 MPa; fc=fcm=-3.720 MPa, fck=-2.604 MPa

wk=1.7\*srm\*esm=0.0000 mm < w2=0.3 mm VERIFICA POSITIVA

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$zeta = 1 - \beta_1 * \beta_2 * (f_c / \sigma_{mat})^2$$

sigmat: tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

VERTICI SEZIONE:

Nv	X (cm)	Y (cm)	epsilon c x 1000
1	-294.50	-50.00	2.50
2	-294.50	50.00	-11.30
3	294.50	50.00	-10.30
4	294.50	-50.00	3.50

ARMATURA SEZIONE:

Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	epsilon f x 1000
1	290.20	-45.70	26.00	2.90
2	280.02	-45.70	26.00	2.88
3	269.84	-45.70	26.00	2.86
4	259.65	-45.70	26.00	2.85

PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

5	249.47	-45.70	26.00	2.83
6	239.29	-45.70	26.00	2.81
7	229.11	-45.70	26.00	2.80
8	218.92	-45.70	26.00	2.78
9	208.74	-45.70	26.00	2.76
10	198.56	-45.70	26.00	2.74
11	188.38	-45.70	26.00	2.73
12	178.19	-45.70	26.00	2.71
13	168.01	-45.70	26.00	2.69
14	157.83	-45.70	26.00	2.67
15	147.65	-45.70	26.00	2.66
16	137.46	-45.70	26.00	2.64
17	127.28	-45.70	26.00	2.62
18	117.10	-45.70	26.00	2.61
19	106.92	-45.70	26.00	2.59
20	96.73	-45.70	26.00	2.57
21	86.55	-45.70	26.00	2.55
22	76.37	-45.70	26.00	2.54
23	66.19	-45.70	26.00	2.52
24	56.00	-45.70	26.00	2.50
25	45.82	-45.70	26.00	2.49
26	35.64	-45.70	26.00	2.47
27	25.46	-45.70	26.00	2.45
28	15.27	-45.70	26.00	2.43
29	5.09	-45.70	26.00	2.42
30	-5.09	-45.70	26.00	2.40
31	-15.27	-45.70	26.00	2.38
32	-25.46	-45.70	26.00	2.36
33	-35.64	-45.70	26.00	2.35
34	-45.82	-45.70	26.00	2.33
35	-56.00	-45.70	26.00	2.31
36	-66.19	-45.70	26.00	2.30
37	-76.37	-45.70	26.00	2.28
38	-86.55	-45.70	26.00	2.26

PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

39	-96.73	-45.70	26.00	2.24
40	-106.92	-45.70	26.00	2.23
41	-117.10	-45.70	26.00	2.21
42	-127.28	-45.70	26.00	2.19
43	-137.46	-45.70	26.00	2.17
44	-147.65	-45.70	26.00	2.16
45	-157.83	-45.70	26.00	2.14
46	-168.01	-45.70	26.00	2.12
47	-178.19	-45.70	26.00	2.11
48	-188.38	-45.70	26.00	2.09
49	-198.56	-45.70	26.00	2.07
50	-208.74	-45.70	26.00	2.05
51	-218.92	-45.70	26.00	2.04
52	-229.11	-45.70	26.00	2.02
53	-239.29	-45.70	26.00	2.00
54	-249.47	-45.70	26.00	1.98
55	-259.65	-45.70	26.00	1.97
56	-269.84	-45.70	26.00	1.95
57	-280.02	-45.70	26.00	1.93
58	-290.20	-45.70	26.00	1.92
59	-290.20	45.70	26.00	-10.70
60	-280.02	45.70	26.00	-10.68
61	-269.84	45.70	26.00	-10.67
62	-259.65	45.70	26.00	-10.65
63	-249.47	45.70	26.00	-10.63
64	-239.29	45.70	26.00	-10.62
65	-229.11	45.70	26.00	-10.60
66	-218.92	45.70	26.00	-10.58
67	-208.74	45.70	26.00	-10.56
68	-198.56	45.70	26.00	-10.55
69	-188.38	45.70	26.00	-10.53
70	-178.19	45.70	26.00	-10.51
71	-168.01	45.70	26.00	-10.49
72	-157.83	45.70	26.00	-10.48

PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

73	-147.65	45.70	26.00	-10.46
74	-137.46	45.70	26.00	-10.44
75	-127.28	45.70	26.00	-10.43
76	-117.10	45.70	26.00	-10.41
77	-106.92	45.70	26.00	-10.39
78	-96.73	45.70	26.00	-10.37
79	-86.55	45.70	26.00	-10.36
80	-76.37	45.70	26.00	-10.34
81	-66.19	45.70	26.00	-10.32
82	-56.00	45.70	26.00	-10.31
83	-45.82	45.70	26.00	-10.29
84	-35.64	45.70	26.00	-10.27
85	-25.46	45.70	26.00	-10.25
86	-15.27	45.70	26.00	-10.24
87	-5.09	45.70	26.00	-10.22
88	5.09	45.70	26.00	-10.20
89	15.27	45.70	26.00	-10.18
90	25.46	45.70	26.00	-10.17
91	35.64	45.70	26.00	-10.15
92	45.82	45.70	26.00	-10.13
93	56.00	45.70	26.00	-10.12
94	66.19	45.70	26.00	-10.10
95	76.37	45.70	26.00	-10.08
96	86.55	45.70	26.00	-10.06
97	96.73	45.70	26.00	-10.05
98	106.92	45.70	26.00	-10.03
99	117.10	45.70	26.00	-10.01
100	127.28	45.70	26.00	-9.99
101	137.46	45.70	26.00	-9.98
102	147.65	45.70	26.00	-9.96
103	157.83	45.70	26.00	-9.94
104	168.01	45.70	26.00	-9.93
105	178.19	45.70	26.00	-9.91
106	188.38	45.70	26.00	-9.89

PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO

107	198.56	45.70	26.00	-9.87
108	208.74	45.70	26.00	-9.86
109	218.92	45.70	26.00	-9.84
110	229.11	45.70	26.00	-9.82
111	239.29	45.70	26.00	-9.80
112	249.47	45.70	26.00	-9.79
113	259.65	45.70	26.00	-9.77
114	269.84	45.70	26.00	-9.75
115	280.02	45.70	26.00	-9.74
116	290.20	45.70	26.00	-9.72

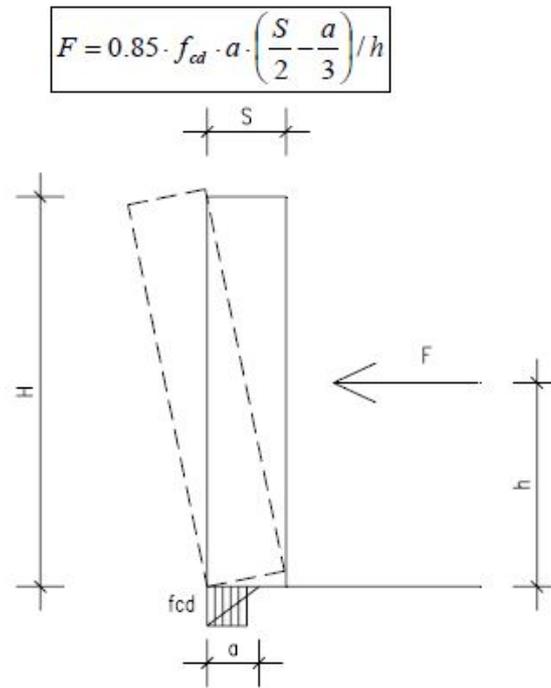
INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE :

Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-294.50	-31.88
2	294.50	-24.65

## 5.2 Verifica timpani

Si verificano i timpani in condizioni statiche e sismiche mediante l'individuazione dei cinematismi di collasso. Il cinematismo di collasso individuato per un muro privo di dispositivi di ritenuta è quello che prevede la formazione di una cerniera plastica alla base del muro.

La forza orizzontale "resistente" della cerniera alla base del muro si valuta con la seguente:



Spessore timpano	S=	0,90	m
Altezza timpano (max)	H1=	5.00	m
Altezza timpano (min)	H2=	0.50	m
Altezza timpano (di calcolo)	Hc=	4.00	m
Peso muro (di calcolo) 0.9*4*20	W=	72.00	kN/m
Ø materiale di riempimento	Ø=	38,00	°
Coefficiente di spinta attiva	Ka=	0,238	
Spessore medio riempimento	Hr=	3.80	m
Peso specifico del riempimento	γ=	20	kN/mc
Spinta attiva riempimento	Sa=	34,37	kN/m
Punto di applicazione spinta attiva	ha=	1.27	m
Sovraccarico (folla)	q=	5,00	kN/mq
Spinta dovuta al sovraccarico	Sq=	4,52	kN/m

Punto di applicazione spinta sovraccarico	hq=	1.90	m
Accelerazione spettrale	Sd=	0,102	g
Forza inerziale	Finerzia=	7,34	kN/m
Quota di applicazione	hinerzia=	2.00	m
Incremento di spinta	$\Delta sa=$	11.63	kN/m
Quota di applicazione	h $\Delta s=$	1.90	m
Forza totale statica	Ftot,stat=	38,89	kN/m
Punto applicazione f statica	h stat=	1.34	m
Forza totale sismica	Ftot,sism=	53,34	kN/m
Punto applicazione f sismica	h sis=	1.51	m
Resistenza a compressione di progetto	fcd=	1,28	MPa (vedi prove materiali)
Estensione stress-block	a=	0,04	m
Forza orizzontale resistente statica	Frd,stat=	14.18	kN/m
Forza orizzontale resistente sismica	Frd,sism=	12.58	kN/m
Fattore di sicurezza statico	FSstat=	0.36	<<1
Fattore di sicurezza sismico	FSsism=	0.24	<<1

Le verifiche non risultano soddisfatte prevedono quindi catene per la stabilizzazione dei timpani

Le catene vengono calcolate per annullare la spinta nella condizione peggiore

Interasse catene	i=	3	m
Quota catena	h=	2,50	m
M ribaltante (su 3 mt) $3*53.34*1.51$	Mr=	241.63	KNm
Tiro su catena $Mr/2.5 =$	T=	96.65	KN
Diametro catena	d=	24	mm
Area catena	A=	452,39	mmq
Tensione su catena	fy=	213.64	MPa <fyk

Si adottano quindi catene da 24 mm ad interasse pari a 3 mt poste a -1.5 mt dalla quota dell'asfalto finito

### 5.2.1 Verifica del sistema di ancoraggio

Quale sistema di ancoraggio delle catene si adotta un inghisaggio di barre filettate del diametro di mm 24 per 50 cm nel timpano con resina tipo Hilti HIT RE 500 od equivalente

Metodo di calcolo EC2

Avendo completamente mappato la muratura, si equipara la stessa ad un cls classe C8/10

Profondità inghisaggio	500 mm
Diametro perforazione	40 mm
Diametro Barra	24 mm
Forza da trasmettere	100 KN
Sforzo nella barra $100000/452.39$	221 Mpa << $f_y$
Sforzo nell'ancoraggio $100000/(3.14*40^2/4)$	79.62 Mpa ( $f_b$ )

La lungh. di ancoraggio minima prescritta dall'EC2 è pari a:

$$l_b = \Phi * f_b / (4 * f_{bd})$$

$$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} 005 / \gamma_c$$

$$f_{ctk} 005 = 0.7 * (0.3 * f_{ck}^{2/3}) = 0.7 * (0.3 * 8^{2/3}) = 0.84$$

$$f_{bd} = 2.25 * 0.84 / 1.5 = 1.26 \text{ Mpa}$$

$$l_b = 30 * 79.62 / (4 * 1.26) = 474 \text{ mm}$$

si adotta una lunghezza di inghisaggio per i tirafondi pari a 500 mm

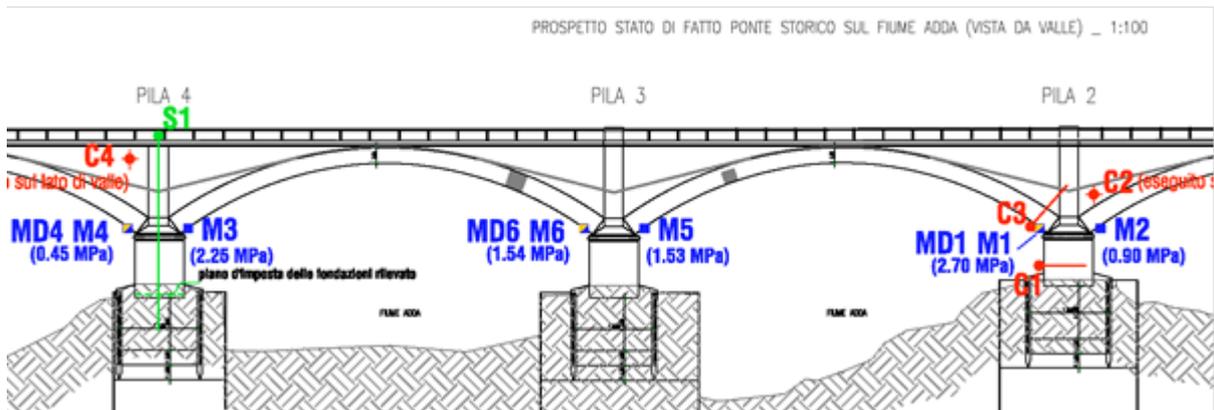
La catena costituita da una barra filettata dal diametro di 24 mm viene ancorata timpano per 500 mm, la continuità della catena viene assicurata da un tenditore.

Il valore della forza di precarico da assegnare alla catena agendo sul tenditore è pari a quella necessaria per annullare le forze statiche e quindi pari a:

$$F_{prec} = 3 * 38.89 * 1.34 / 2.5 = 62.53 \text{ KN}$$

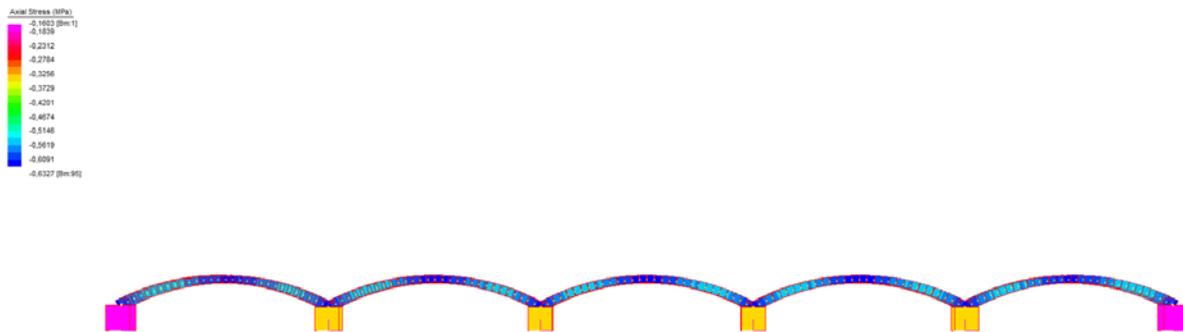
## 6. Verifica dell'arco esistente a rinforzo eseguito

Lo stato tensionale attuale del ponte esistente come mappato dalle indagini eseguite è il seguente:



A rinforzo eseguito l'arco in muratura risulterà soggetto alle sollecitazioni dovute al peso proprio e dei timpani unite alle iperstatiche dovute al cedimento subito dalla pila 3 e risulterà così sgravato del peso del riempimento e del sovraccarico accidentale.

Di seguito si riporta lo stato tensionale indotto nell'arco in muratura dal solo riempimento (che ad intervento di rinforzo eseguito risulterà sopportato dal controarco in c.a. e quindi non graverà più sull'arco in muratura)



Ovvero il riempimento provoca uno sforzo di compressione nella muratura nel punto in cui sono state eseguite le indagini (M1-M3-M5M6) pari a 0.63 Mpa

Pertanto in corrispondenza delle pile 2-3-4 la sollecitazione massima passa da 2.7 Mpa a circa 2.1 riportando la muratura dell'arco entro limiti tollerabili considerata la storia statico deformativa della struttura e considerando che a intervento di rinforzo eseguito la struttura portante di tutto il ponte diviene il controarco in c.a.

## 7. Calcolo del sistema di rinforzo delle fondazioni

### 7.1 Descrizione del sistema di rinforzo

Il sistema di rinforzo delle fondazioni prevede la realizzazione del consolidamento del terreno al di sotto della fondazione esistente delle pile mediante iniezioni del tipo jet grouting aventi diametro reso pari a 1 mt. che si estendono per 19.40 metri al di sotto del piano fondale esistente.

Tale approccio consente di trattare il rinforzo del sistema fondale come una fondazione a pozzo.

La protezione del sistema fondale dal fenomeno dello scalzamento è trattato in separato allegato a cui si rimanda, per quanto attiene il rinforzo del sistema fondale comunque non si considera reagente il primo tratto di 5.60 mt misurato dall'estradosso della fondazione esistente (ovvero non si considera reagente l'intera fondazione esistente)

La dimensioni del pozzo sono le seguenti:

#### PILE

fondazione a pozzo esistente (BxHxprofondità)	12.40x5.15x5.60 mt
nuova fondazione a pozzo (mediante jet grouting)	12.40x5x15x19.40 mt
profondità totale del pozzo (5.60+19.40)	25.00 mt
tratto reagente	19.4 mt

### 7.2 Sollecitazioni di progetto

#### 7.2.1 Sollecitazioni di calcolo in testa al pozzo delle pile

Il calcolo avviene nelle combinazioni dimensionanti riportate nei precedenti paragrafi:

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 1 (STR) DA1.1 (A1+M1+R1)

APPROCCIO 2 COMBINAZIONE 1 (GEO) DA2.1 (A1+M1+R3)

Carico sollecitante in testa pozzo (STR):

$NS_{(STR)}=$	$33396.58 + 1.5*((12.4 \times 5.15) - 37) * 7 * 10 = 36216.88$	KN
$MS_{(STR)}=$	26301.30	KNm
$TS_{(STR)}=$	7263.89	KN

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 (GEO) DA1.2 (A2+M1+R2)

Carico sollecitante in testa pozzo (GEO):

$NS_{(STR)}=$	$24212.92 + 1.3*((12.4 \times 5.15) - 37) * 7 * 10 = 26657.18$	KN
$MS_{(STR)}=$	22794.46	KNm
$TS_{(STR)}=$	6295.37	KN

- Viene aggiunto all'azione assiale il peso del volume d'acqua sopra la porzione scoperta della fondazione in caso di piena che non era stato implementato nel modello di calcolo agli e.f. del ponte per lo studio dell'impalcato e delle azioni trasmesse alla base delle pile/spalle
- Le spinte idrauliche in fase di piena invece erano state inserite nel modello agli e.f. pertanto i valori in testa fondazione di momento e taglio non hanno bisogno di correzioni

Il peso specifico del pozzo viene assunto pari a 22 KN/mc

Si considera il pozzo totalmente immerso in falda

### 7.2.2 Verifiche geotecniche pozzi pile

Il pozzo di fondazione così come descritto al precedente punto 7.1 soddisfa tutte le verifiche di portanza e di cedimento. Si rimanda alla relazione geotecnica allegata al presente progetto per il dettaglio di tutte le verifiche di portanza eseguite.

### 7.2.3 Verifiche strutturali sul pozzo di fondazione delle pile

La fondazione a pozzo è realizzata mediante colonne di terreno consolidato compenstrate da 1 mt cadauna (jet grouting). Le caratteristiche meccaniche delle colonne di terreno consolidato variano in modo sensibile da caso a caso, nello specifico con ragionevole grado di sicurezza si possono assegnare al terreno consolidato i seguenti parametri di calcolo:

Resistenza a compressione (cubica)	→	$R_{ck}$	= 4 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck}$	= 3.2 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5$	= 1.81 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 0.65 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 0.45 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 0.30 MPa

*\* valori minimi rilevati da precedente intervento realizzato dalla Provincia di Cremona in corrispondenza del ponte di Casalmaggiore sul fiume Po con tessiture del terreno simili a quelle che si riscontrano nell'alveo del fiume Adda*

Sulla base dei diagrammi di sollecitazione lungo il fusto della fondazione a pozzo si ricerca lo stato di sforzo.

Lungo il fusto del pozzo le sollecitazioni dimensionanti sono riportate nella tabella seguente (vedi relazione geotecnica):

**AZIONI INTERNE**

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (kNm)	FORZA VERTICALE (kN)
0,00	NON REAGENTE	7.150	29.805	46.000
1,00	NON REAGENTE	7.150	36.955	47.405
2,00	NON REAGENTE	7.150	44.105	48.810
2,00	NON REAGENTE	6.237	44.105	49.337
3,00	NON REAGENTE	6.237	50.342	50.742
4,00	NON REAGENTE	6.237	56.579	52.147
5,00	NON REAGENTE	6.237	62.816	53.552
5,60	NON REAGENTE	6.237	66.558	54.395
6,00	1	5.824	67.755	53.776
7,00	1	4.806	70.030	52.229
8,00	1	3.819	71.304	50.682
9,00	1	2.870	71.609	49.135
10,00	1	1.964	70.987	47.588
11,00	1	1.109	69.484	46.042
11,60	1	623	68.180	45.114
12,00	2	342	67.196	44.532
13,00	2	-309	64.268	43.078
14,00	2	-885	60.727	41.624
15,00	2	-1.384	56.648	40.170
16,00	2	-1.799	52.112	38.716
17,00	2	-2.126	47.205	37.263
18,00	2	-2.355	42.020	35.809
19,00	2	-2.468	36.664	34.356
19,22	2	-2.472	35.486	34.040
19,60	2	-2.459	33.417	33.484
20,00	3	-2.411	31.532	33.161
21,00	3	-2.176	26.959	32.353
22,00	3	-1.804	22.689	31.545
23,00	3	-1.312	18.851	30.738
24,00	3	-713	15.559	29.930
25,00	3	-12	12.918	29.123

Combo Max M      M= 71609 KNm  
                               N= 49135 KN  
                               T = 2870 KNm

A tali azioni si sommano quelle nel piano derivanti dal modello ad e.f. (**combo** slu base pila si cedimento)

$$M_{\rightarrow} = 1046.36 + 1020.13 \cdot 9 = 10227.53 \text{ KNm}$$

$$T_{\rightarrow} = 1020.13 \text{ KNm}$$

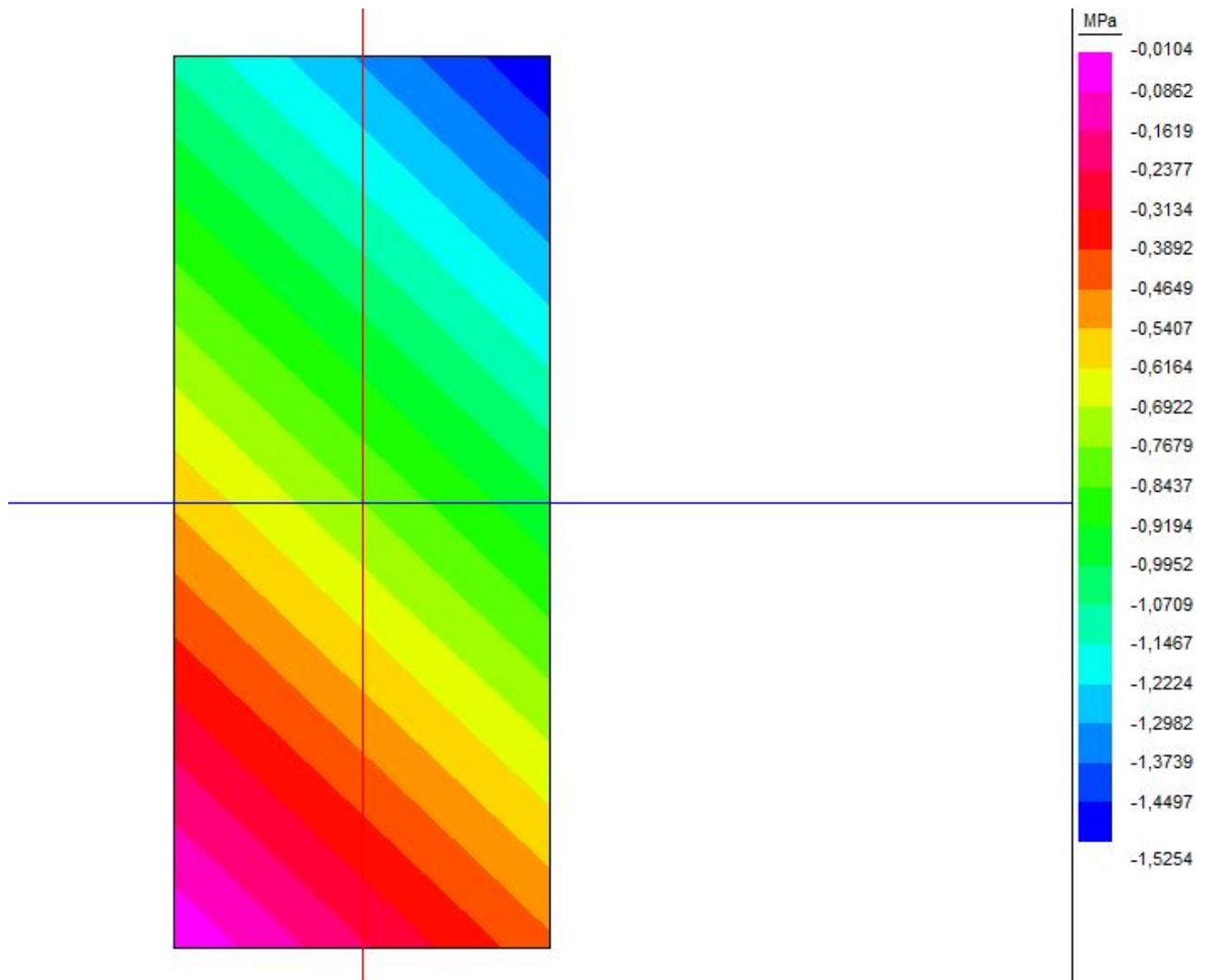
Combo Min M      M= 12918 KNm  
                               N= 29123 KN  
                               T = -12 KNm

A tali azioni si sommano quelle nel piano derivanti dal modello ad e.f. (**combo** slu base pila si cedimento)

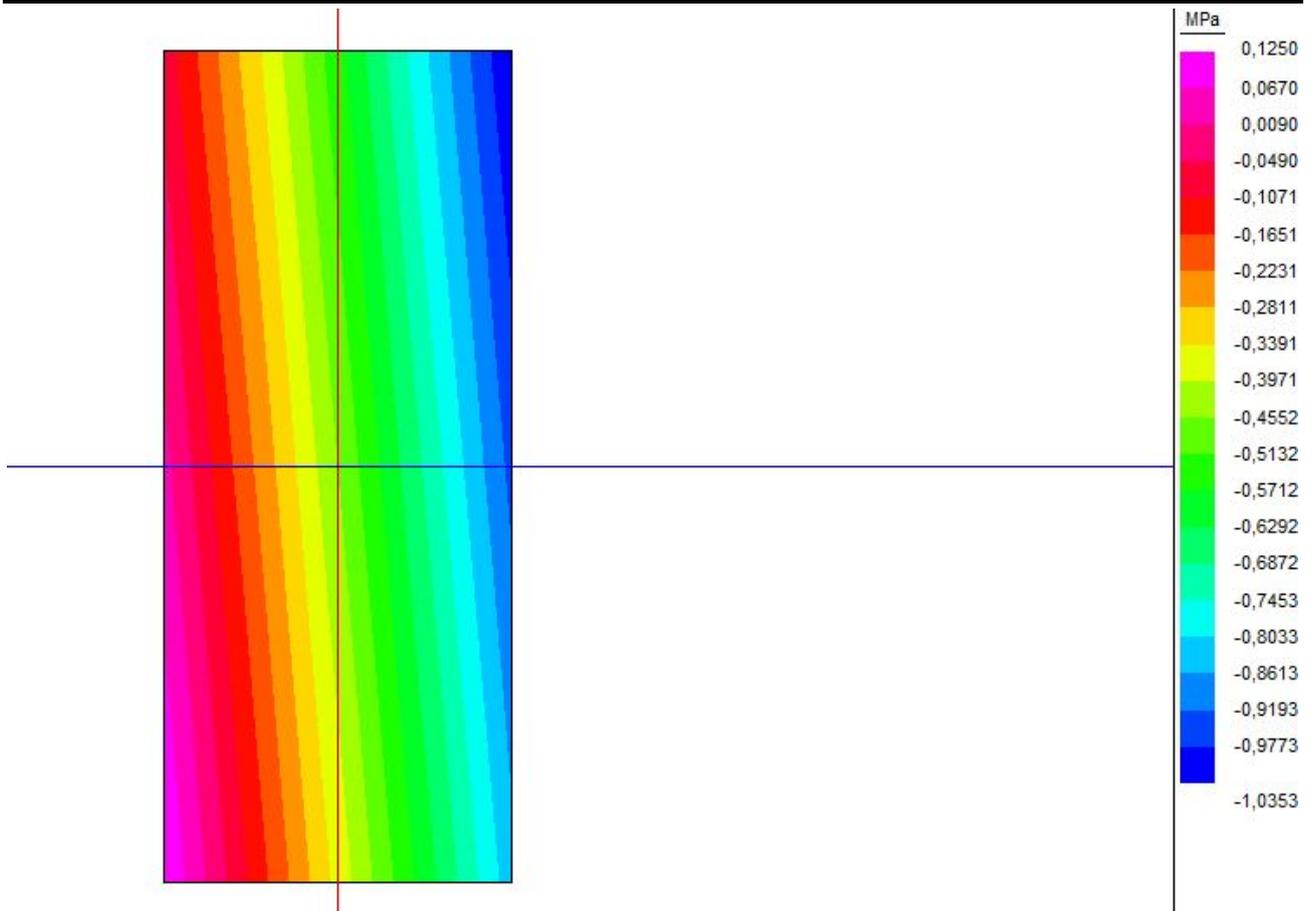
$$M_{\rightarrow} = 1046.36 + 1020.13 \cdot 25 = 26549.61 \text{ KNm}$$

$$T_{\rightarrow} = 1020.13 \text{ KNm}$$

Sulla base di tali azioni si verifica che lo stato di sforzo della fondazione a pozzo si mantenga entro i parametri di calcolo.



Combo Max M – sezione interamente compressa sforzo di compressione variabile tra 0.01 e 1.52 Mpa <1.81



Combo Min M – sezione parzializzata

sforzo di compressione max 1.035 Mpa <1.81

sforzo di trazione max 0.125 Mpa <0.30

In entrambe i casi lo stato di sforzo del pozzo si mantiene entro i parametri massimi di calcolo pertanto non necessita di armature aggiuntive.

## 8. Verifica della fondazione esistente della spalla

La fondazione della spalla è costituita da un pozzo le seguenti dimensioni:

fondazione a pozzo esistente (BxHxprofondità)                    10.6x9.88(medio)x3.60 mt

### 8.1.1 Sollecitazioni di calcolo in testa al pozzo delle spalle

Il calcolo di verifica dell'adeguatezza della fondazione esistente avviene nelle combinazioni dimensionanti riportate nei precedenti paragrafi:

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 1 (STR) DA1.1 (A1+M1+R1)

APPROCCIO 2 COMBINAZIONE 1 (GEO) DA2.1 (A1+M1+R3)

Carico sollecitante in testa pozzo spalla (STR):

$$\begin{aligned} N_{S(STR)} &= 44713.49 + 1.5 \cdot 12.25 \cdot 7 \cdot 10 = 45999.25 \text{ KN} \\ M_{S(STR)} &= 16300.53 \text{ KNm} \\ T_{S(STR)} &= 5901.59 \text{ KN} \end{aligned}$$

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 (GEO) DA1.2 (A2+M1+R2)

Carico sollecitante in testa pozzo spalla (GEO):

$$\begin{aligned} N_{S(STR)} &= 37223.73 + 1.3 \cdot 12.25 \cdot 7 \cdot 10 = 38338.48 \text{ KN} \quad \text{KN} \\ M_{S(STR)} &= 14127.13 \text{ KNm} \\ T_{S(STR)} &= 5114.71 \text{ KN} \end{aligned}$$

- 8 Viene aggiunto all'azione assiale il peso del volume d'acqua sopra la porzione scoperta della fondazione in caso di piena (12.25 mq nel caso delle spalle) che non era stato implementato nel modello di calcolo agli e.f. del ponte per lo studio dell'impalcato e delle azioni trasmesse alla base delle pile/spalle
- 9 Le spinte idrauliche in fase di piena invece erano state inserite nel modello agli e.f. pertanto i valori in testa fondazione di momento e taglio non hanno bisogno di correzioni

Il peso specifico del pozzo viene assunto pari a 22 KN/mc

Si considera il piano fondale totalmente immerso in falda

### 8.1.2 Verifiche geotecniche pozzi spalle

Il pozzo di fondazione così come descritto al precedente punto 8 non soddisfa tutte le verifiche di portanza e di cedimento. Si è dovuto pertanto prevedere un consolidamento mediante iniezioni jet grouting fino ad approfondire il pozzo a 7.00 mt per rientrare nei limiti regolamentari. Si rimanda alla relazione geotecnica allegata al presente progetto per il dettaglio di tutte le verifiche geotecniche eseguite.

### 8.1.3 Verifiche strutturali sul pozzo di fondazione delle spalle

La fondazione a pozzo è stata realizzata mediante calcestruzzo, il sistema di rinforzo mediante jet grouting. Si assegnano quali caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato per la fondazione esistente, con ragionevole grado di sicurezza, le seguenti:

Resistenza a compressione (cubica)	→	$R_{ck}$	= 10 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck}$	= 8 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 4.53$	MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 1.20 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 0.84 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 0.56 MPa

Come nel caso delle pile con ragionevole grado di sicurezza si possono assegnare al terreno consolidato i seguenti parametri di calcolo:

Resistenza a compressione (cubica)	→	$R_{ck}$	= 4 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck}$	= 3.2 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 1.81$	MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 0.65 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 0.45 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 0.30 MPa

Sulla base dei diagrammi di sollecitazione lungo il fusto della fondazione a pozzo si ricerca lo stato di sforzo.

Lungo il fusto del pozzo le sollecitazioni dimensionanti sono riportate nella tabella seguente:

**SOLUZIONE**

**AZIONI INTERNE**

PROFONDITA' DA TESTA POZZO (m)	STRATO (n°)	TAGLIO (kN)	MOMENTO FLETTENTE (k Nm)	FORZA VERTICALE (kN)
0,00	1	5.902	16.300	45.000
0,50	1	5.532	17.429	44.197
1,20	1	5.092	18.315	42.394
1,50	1	4.624	19.929	40.591
2,00	1	4.454	19.070	39.990
2,00	1	3.603	19.070	40.457
2,40	1	3.251	18.913	39.235
3,00	1	2.797	18.435	37.453
3,50	1	2.317	17.957	35.680
4,20	1	1.849	16.515	33.877
4,50	1	1.400	15.227	32.075
5,40	1	975	13.697	30.272
6,00	1	552	11.952	28.470
6,50	1	228	9.802	26.667
7,00	1	17	8.316	25.456

(vedi relazione geotecnica)

Combo Max M            M= 19070 KNm  
                                   N= 40847 KN  
                                   T = 3603 KNm

A tali azioni si sommano quelle nel piano derivanti dal modello ad e.f. (combo slu base spalla si cedimento)

$$M_{\rightarrow} = 20507.34 + 4994.24 \cdot 2 = 30495.82 \text{ KNm}$$

$$T_{\rightarrow} = 4994.24 \text{ KNm}$$

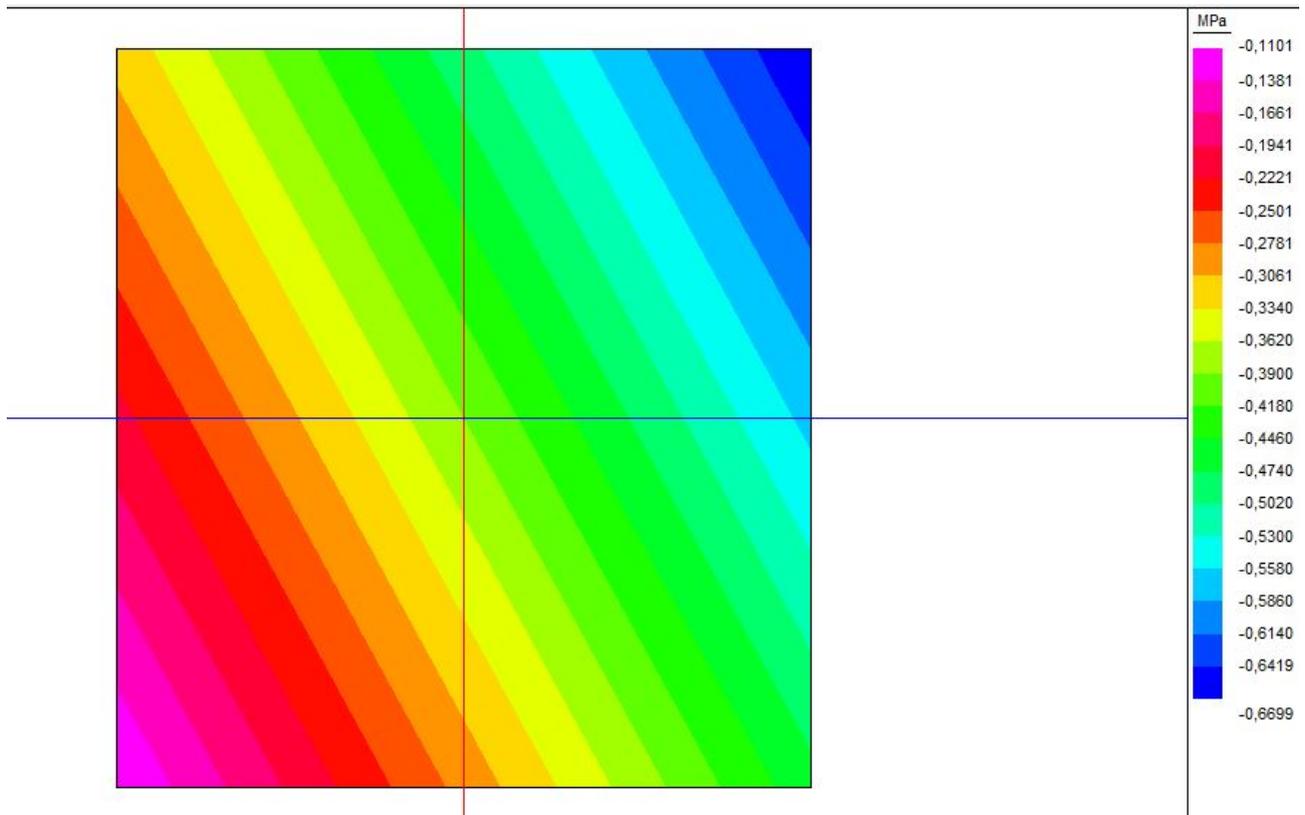
Combo Min M            M= 8316 KNm  
                                   N= 25466 KN  
                                   T = 17 KNm

A tali azioni si sommano quelle nel piano derivanti dal modello ad e.f. (combo slu base spalla si cedimento)

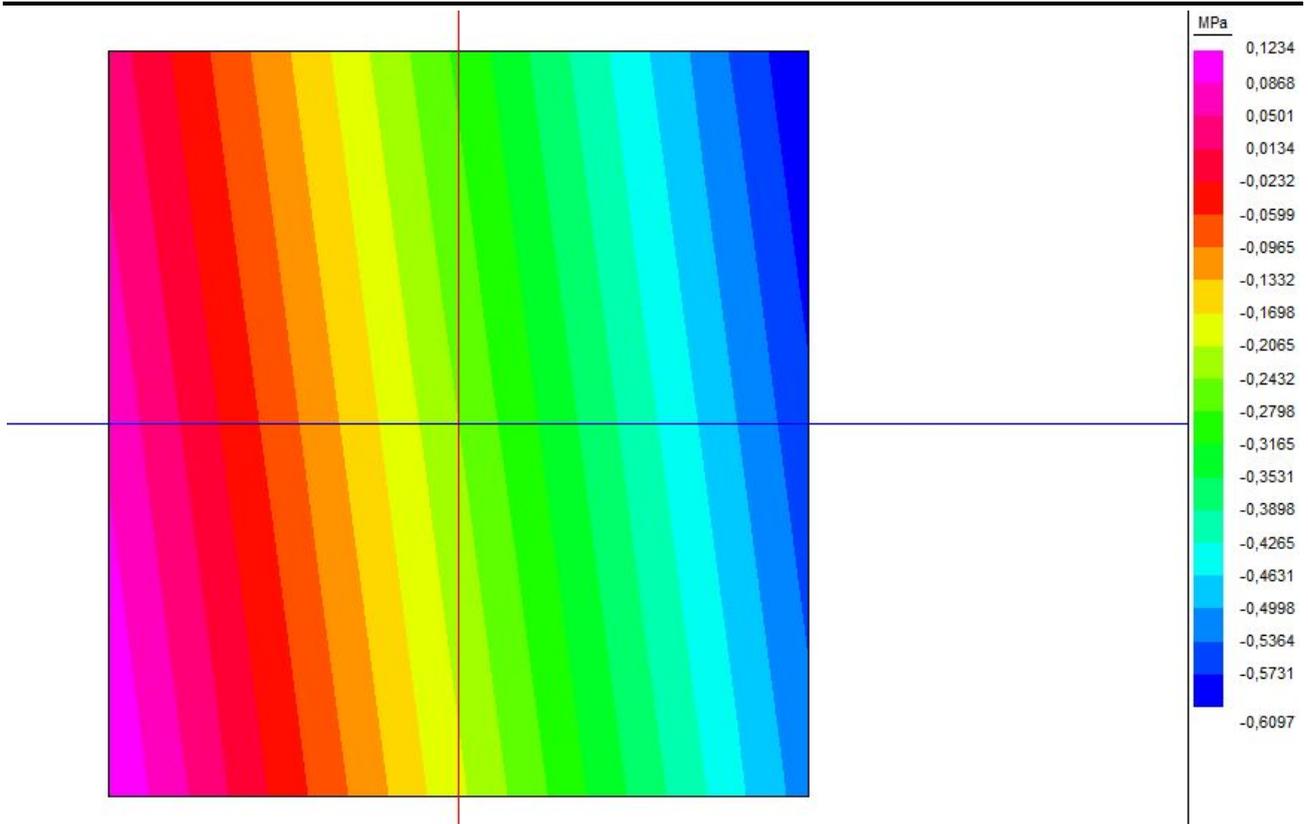
$$M_{\rightarrow} = 20507.34 + 4994.24 \cdot 7 = 55467.02 \text{ KNm}$$

$$T_{\rightarrow} = 4994.24 \text{ KNm}$$

Sulla base di tali azioni si verifica che lo stato di sforzo della fondazione a pozzo si mantenga entro i parametri di calcolo.



Combo Max M – sezione interamente compressa sforzo di compressione variabile tra 0.11 e 0.67 Mpa <1.81



Combo Min M – sezione parzializzata

sforzo di compressione max 0.61 Mpa <1.81

sforzo di trazione max 0.123 Mpa <0.30

In entrambe i casi lo stato di sforzo del pozzo si mantiene entro i parametri massimi di calcolo pertanto non necessita di armature aggiuntive.

## 9. Verifiche strutturali dei tiranti in testa fondazione pila/spalla

Caratteristiche tiranti di ancoraggio

Tiranti attivi armati con trefoli (3x0.6")

### *Simbologia adottata - Caratteristiche geometriche*

N	numero d'ordine della fila
Y	ordinata della fila espressa in [m] misurata dalla testa della paratia
I	interasse tra le file di tiranti espressa in [m]
alfa	inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
D	diametro della perforazione espresso in [cm]
Cesp	coeff. di espansione laterale
ALL	allineamento dei tiranti della fila (CENTRATI o SFALSATI)
nr	numero di tiranti della fila

### *Caratteristiche geometriche*

<b>N</b>	<b>Y</b>	<b>I</b>	<b>Alfa</b>	<b>D</b>	<b>Cesp</b>	<b>ALL</b>	<b>nr</b>
1	2	1,50	30,00	20,00	1,10	Centrati	3

### *Simbologia adottata - Caratteristiche armatura e di interazione con il terreno*

N	numero d'ordine della fila
At	area del singolo trefolo espressa in [cmq]
nt	numero di trefoli del tirante
T	tiro iniziale espresso in [kN]

### *Caratteristiche armatura e di interazione con il terreno*

<b>N</b>	<b>At</b>	<b>nt</b>	<b>T</b>
1	1,39	3	300,00

Risultati tiranti

Al tiro ogni trefolo da 139 mmq è sottoposto ad uno sforzo pari a:

$$300000/3/139 = 719 \text{ Mpa} < \sigma_{sp} (1520 \text{ Mpa})$$

A rottura (combo SLU – vedi relazione geotecnica) ogni trefolo da 139 mmq è sottoposto ad uno sforzo pari a:

$$358000/3/139 = 858 \text{ Mpa} < f_{ptd} (1478 \text{ Mpa})$$

## 10. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10)

### CALCESTRUZZI A PRESTAZIONE

Per la realizzazione della **controsoletta**, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	→	$R_{ck}$	= 40 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck}$	= 32 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 18.1$	MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3.02 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 2.12 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.41 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	= 19.2 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)		$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 14.4 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara – Ferrovie)	→	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 14.4 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi perm. – Ferrovie)		$\sigma_c = 0.4 * f_{ck}$	= 12.8 MPa

Calcestruzzo a prestazione garantita secondo UNI EN 206-1

- Cemento conforme alla norma EN 197-1
- Diametro massimo barre di armatura,  $\Phi_{max} = 26$  mm
- Aggregati normali conformi alla norma UNI EN 12620,  $D_{max} = 20$  mm
- Interferro minimo  $d_{bars} = 26$  mm
- Acqua di impasto conforme alla norma EN 1008
- Additivi conformi alla norma EN 934-2

### CALCESTRUZZO CONTROSOLETTA

Classe esposizione	Rapporto (A/C) <sub>max</sub>	Slum p	Quantità minima cemento [kg/m <sup>3</sup> ]	Contenuto minimo aria	Altro
XF4	0.45	S3	360	3.0%	Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo

Per la realizzazione dei **jet grouting**, si prevede l'utilizzo di:

diámetro colonne trattate	1.00 mt
rapporto a/c	$0.8 < a/c < 1$
dosaggio cemento	600 Kg di cemento tipo II R32.5 per mc di terreno trattato
pressione di iniezione	min 400 bar

Parametri meccanici terreno consolidato:

*\* valori minimi rilevati da precedente intervento realizzato dalla Provincia di Cremona in corrispondenza del ponte di Casalmaggiore sul fiume Po con tessiture del terreno simili a quelle che si riscontrano nell'alveo del fiume Adda*

Resistenza a compressione (cubica)	→	$R_{ck}$	= 4 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck}$	= 3.2 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	1.81 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 0.65 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 0.45 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 0.30 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	= 1.92 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)		$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 1.44 MPa

#### ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}} / f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	450	MPa
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540	MPa

Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	= 391.30 MPa
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)→		$\sigma_c =$	0.80* $f_{yk}$ =360 MPa
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara – Ferrovie)→		$\sigma_c =$	0.65* $f_{yk}$ =292.5 MPa

#### ACCIAIO ARMONICO PER TIRANTI

trefolo da 6/10" stabilizzato.

$$\text{carico a rottura } f_{ptk} \geq 19000.00 \text{ DaN/cm}^2$$

$$\text{carico caratteristico all'1\% } f_{p(1)k} \geq 17000.00 \text{ DaN/cm}^2$$

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008/, le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi deve rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni (per armature pretese):

$$\sigma_{spi} \leq 0.90 \times f_{p(1)k} = 0.90 \times 17000.00 = 15300.00 \text{ DaN/cm}^2$$

$$\sigma_{spi} \leq 0.80 \times f_{ptk} = 0.80 \times 19000.00 = 15200.00 \text{ DaN/cm}^2$$

In entrambi i casi è ammessa una sovratensione pari a 0,05  $f_{p(1)k} = 850.00 \text{ DaN/cm}^2$

In base al punto 11.3.3.3 del D.M. 14/01/2008, nel caso di trefoli stabilizzati (armatura di classe 2), le cadute di tensione  $\Delta\sigma_{pr}$  per rilassamento al tempo t si possono valutare mediante l'espressione:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$$

Essendo:

$\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;

$$\rho_{1000} = 2.5$$

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{ptk} = 14350/19000 = 0.75$$

si ottiene

$$\text{per } t=1000 \text{ ore} \quad \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (1000/1000)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 1,52\%$$

$$\text{per } t=5000 \text{ ore} \quad \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{6,825} (5000/1000)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 2,05\%$$

In base ai punti 4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 del D.M. 14/01/2008, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, la tensione massima in esercizio deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_{sp} = 0.8 \times f_{yk} = 0.8 \times 0.85 f_{ptk} = 12920 \text{ DaN/cm}^2$$

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$$f_{ptd} = f_{p(1)k} / \gamma_s = 17000.00 / 1.15 = 14782.61 \text{ DaN/cm}^2$$

Acciaio per carpenteria metallica S355J0W (ex Fe510 - CORTEN) conforme alla sezione 3 della ENV 1993-2 (1997) e succ. modif e integrazioni

- Tipologia laminati: Laminati a caldo con profili a sezione aperta
- Spessore nominale elemento:  $t \leq 40\text{mm}$
- Dimensioni secondo UNI 5397
- Saldature con elettrodi secondo UNI 5132
- Struttura non protetta
- Temperatura minima del sito  $T_{md} = -25\text{ °C}$
- Temperatura di riferimento  $T_{Ed} = -25\text{ °C}$

Classe acciaio	Subgrade	$f_{tk}$	$E_s$	$\nu$	$G_s$	$f_{yk}$	$\gamma_{Rd}$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$\beta$	$\beta_1$	$\beta_2$
		[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]							
S 355 - UNI EN 10025-2	J0W	510	210000	0,3	80769,2307692308	355	1,1	1,05	1,05	1,25	0,9	0,7	0,85

Resistenza di progetto ( $t \leq 40\text{ mm}$ )  $f_d = 355.00\text{ N/mm}^2$

Resistenza di progetto ( $t > 40\text{ mm}$ )  $f_d = 335.00\text{ N/mm}^2$

PRESTAZIONI ATTESE – CLASSE DELLA COSTRUZIONE - VITA ESERCIZIO - MODELLI DI CALCOLO  
 – TOLLERANZE – DURABILITA' - PROCEDURE QUALITA' E MANUTENZIONE

Le prestazioni della struttura e la vita utile sono state definite in funzione della destinazione d'uso individuando la classe della struttura che risulta

TIPO DI COSTRUZIONE	VITA UTILE
3	100 anni

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando opportuni stati limite definiti in accordo con il progetto definitivo approvato dal committente e posto a base di gara in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita utile e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m.i.

In particolare si è verificata :

la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale e le azioni. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.

Per quanto riguarda le fasi costruttive intermedie le strutture non risultano cimentate in maniera più gravosa della fase finale a patto che vengano messe in opera le fasi di realizzazione come riportate sulle relazioni di calcolo e sulle tavole di cantierizzazione. Spetta alla Direzione dei Lavori in fase esecutiva far realizzare le opere secondo gli step assunti a base di calcolo pena il non rispetto delle ipotesi a base di calcolo e quindi della rispondenza delle strutture ai minime legislativi.

#### AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

In accordo con quanto previsto nel progetto definitivo si è assunto che le prestazioni attese in caso di azione sismica siano verificate per due eventi sismici aventi probabilità di superamento in 50 anni rispettivamente pari :

CLASSE	SLV
IV	10%

#### Categoria di sottosuolo

In base a quanto riportato nella relazione geotecnica, il suolo presente è classificabile in Categoria C ma le simulazioni sismiche devono considerare un terreno di tipo D in quanto non si sono svolte le analisi di III livello e quindi da normativa si adotta la tipologia di terreno immediatamente successiva a quella mappata. Da ciò si ricava il parametro  $S = S_s \times S_T$  che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo  $S_s$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed il  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica.

Con i seguenti parametri:

SP CR ex SS415 "Paulese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
 Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
**PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO**

Tipo costruzione (Art. 2.4.1)

Tipo 1 (Vn <=10 anni)

Tipo 2 (Vn >=50 anni)

Tipo 3 (Vn >=100 anni)

Vita Nominale Vn (anni):

Classe d'uso (Art. 2.4.2)

Classe I

Classe II

Classe III

Classe IV

Periodo di riferimento per l'azione sismica (>=35 anni): VR= Vn\*Cu= 100.00\*2.00= 200.00 anni

Pvr % (Art. 3.2.1)

SLO	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

Periodo di ritorno Tr (anni)

SLO	120.43
SLD	201.16
SLV	1898.24
SLC	2475.00

Posizione del sito

Comune: Spino d'Adda - (CR)

Longitudine

Latitudine

Isola:

Nodi intorno al sito

ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
12486	9.4340	45.4170	0.4014
12485	9.3630	45.4140	5.5242
12707	9.3664	45.3640	7.6094
12708	9.4374	45.3670	5.1724

Parametri di pericolosità sismica

	ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)
SLO	0.4182	2.5652	0.2409
SLD	0.5049	2.5790	0.2611
SLV	1.0196	2.6452	0.3068
SLC	1.1056	2.6539	0.3100

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere ag in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in m/sec², moltiplicarlo per 0.9806

Categoria di sottosuolo (Art. 3.2.2)

Categoria A

Categoria B

Categoria C

Categoria D

Categoria E

Categoria topografica (Art. 3.2.2)

Categoria T1

Categoria T2

Categoria T3

Categoria T4

Rapporto h/H altezza pendio:

Coef. amplif. topografica St:

Coef. smorzamento (%)  $\xi$ :  =>  $\eta = 1.000$

Parametri spettri orizzontali e Fv

	S	TB	TC	TD	Fv	Cc	Ss
SLO	1.800	0.205	0.614	1.767	0.708	2.547	1.800
SLD	1.800	0.213	0.639	1.802	0.782	2.446	1.800
SLV	1.800	0.231	0.692	2.008	1.140	2.257	1.800
SLC	1.800	0.232	0.696	2.042	1.191	2.245	1.800

Parametri spettri verticali

Ss	TB	TC	TD
1.000	0.050	0.150	1.000

Fattore di struttura spettro orizz. direz X1 qX1:

Fattore di struttura spettro orizz. direz Y1 qY1:

Fattore di struttura spettro verticale q:

Classe di duttilità

Alta (CD'A)

Bassa (CD'B')

gli spettri orizzontale e verticale ed i parametri di calcolo sono riassunti nei grafici seguenti (per strutture non isolate)

Spettro di risposta di progetto SLV orizzontale

ag= 0.1020 g; F0= 2.6452; TC\*= 0.3068 s;

TB= 0.2310 s; TC= 0.6920 s; TD= 2.0080 s; S= 1.8000 ; q= 1.0000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.1835	179.9795
2	0.023100	0.2137	209.5897
3	0.046200	0.2439	239.1999
4	0.069300	0.2741	268.8102
5	0.092400	0.3043	298.4204
6	0.115500	0.3345	328.0306
7	0.138600	0.3647	357.6408
8	0.161700	0.3949	387.2511
9	0.184800	0.4251	416.8613
10	0.207900	0.4553	446.4715
11	0.231000	0.4855	476.0817
12	0.692000	0.4855	476.0817
13	0.823590	0.4079	400.0152
14	0.955180	0.3517	344.9073
15	1.086770	0.3091	303.1447
16	1.218360	0.2757	270.4033
17	1.349950	0.2489	244.0450
18	1.481540	0.2268	222.3690
19	1.613130	0.2083	204.2294
20	1.744720	0.1925	188.8260
21	1.876310	0.1790	175.5832
22	2.007900	0.1673	164.0843
23	2.008000	0.1673	164.0680
24	2.207200	0.1385	135.7900
25	2.406400	0.1165	114.2393
26	2.605600	0.0994	97.4397
27	2.804800	0.0857	84.0906
28	3.004000	0.0748	73.3080
29	3.203200	0.0657	64.4738
30	3.402400	0.0583	57.1453
31	3.601600	0.0520	50.9988
32	3.800800	0.0467	45.7932
33	4.000000	0.0422	41.3458

SP CR ex SS415 "Paullese" Ammodernamento tratto Crema – Spino d'Adda  
Lotto n° 3 "NUOVO PONTE SUL FIUME ADDA" – CUP G41B03000270002  
**PONTE STORICO: RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO**

---

Spettro di risposta di progetto SLV verticale

ag= 0.1020 g; TC\*= 0.3068 s; Fv= 1.1400;

TB= 0.0500 s; TC= 0.1500 s; TD= 1.0000 s; Ss= 1.0000 ; q= 1.0000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec <sup>2</sup>
1	0.000000	0.0439	43.0920
2	0.005000	0.0512	50.1815
3	0.010000	0.0584	57.2710
4	0.015000	0.0656	64.3605
5	0.020000	0.0729	71.4500
6	0.025000	0.0801	78.5395
7	0.030000	0.0873	85.6290
8	0.035000	0.0945	92.7185
9	0.040000	0.1018	99.8080
10	0.045000	0.1090	106.8975
11	0.050000	0.1162	113.9870
12	0.150000	0.1162	113.9870
13	0.234990	0.0742	72.7608
14	0.319980	0.0545	53.4347
15	0.404970	0.0431	42.2205
16	0.489960	0.0356	34.8968
17	0.574950	0.0303	29.7383
18	0.659940	0.0264	25.9085
19	0.744930	0.0234	22.9526
20	0.829920	0.0210	20.6020
21	0.914910	0.0204	19.9977
22	0.999900	0.0204	19.9977
23	1.000000	0.0204	19.9977
24	1.300000	0.0204	19.9977
25	1.600000	0.0204	19.9977
26	1.900000	0.0204	19.9977
27	2.200000	0.0204	19.9977
28	2.500000	0.0204	19.9977
29	2.800000	0.0204	19.9977
30	3.100000	0.0204	19.9977
31	3.400000	0.0204	19.9977
32	3.700000	0.0204	19.9977
33	4.000000	0.0204	19.9977

## DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi si farà riferimento a quanto previsto nel cap. 5 del D.M. 14/01/2008 per quanto riguarda i ponti pedonali.

Si è previsto anche che il ponte possa sostenere un singolo treno di carico da 60 ton

## MODELLI DI CALCOLO

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008 ed in particolare:

ANALISI ELASTICA LINEARE PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DERIVANTI DA CARICHI STATICI

ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO DOVUTE ALL'AZIONE SISMICA

VERIFICHE SEZIONALI AGLI S.L.U. PER LE SEZIONI IN C.A. UTILIZZANDO IL LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO ED IL LEGAME ELASTOPLASTICO INCRUDENTE A DUTTILITA' LIMITATA PER L'ACCIAIO

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nei precedenti paragrafi

## TOLLERANZE

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

Copriferro  $-5$  mm (EC2 4.4.1.3)

Per dimensioni  $\leq 150$  mm  $\pm 5$  mm

Per dimensioni  $\leq 400$  mm  $\pm 15$  mm

Per dimensioni  $\geq 2500$  mm  $\pm 30$  mm

Per i valori intermedi si ritiene valida l'interpolazione lineare.

## DURABILITA'

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni , la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione, il Direttore dei Lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.01.2008".

#### SOFTWARE UTILIZZATI –TIPO DI ELABORATORE

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica si è effettuata una analisi dinamica modale

#### SOFTWARE UTILIZZATO :

Solutore elementi finiti:

Robot versione Millennium : con licenza chiave FR250Nd

Integrated Structural Software Inc.

Software di calcolo sezioni:

SEZIONE C.A. versione 5.8.0 con licenza chiave n° 396 prodotto dalla :

Ingegneria Soft srl

Software di calcolo pozzi di fondazione:

GSS "geotechnical survival software" vol 4 – pozzi con chiave n° 2886706 prodotto dalla :

Flaccovio srl

Software di calcolo portanza pali:

MP V.8 rev 42 con licenza chiave n° 07187A7191A61243F77D prodotto dalla:

GeoStru srl

Fogli di calcolo

Implementati mediante Microsoft Excel - algoritmi nativi dello studio

Microsoft Office con licenza n°QCQ3J-XX89Q-83M36-TDKKB-7M7DB prodotto dalla:

Microsoft Corporation

ELABORATORE UTILIZZATO :

MARCA	B@B PC
MODELLO	ASSEMBLATO
PROCESSORE	INTEL i7 4.99Ghz
RAM	16 GB
S.O.	WINDOWS
VERSIONE	8.1
CHIAVE REGISTRAZIONE	FV7JN-8YKYP-RFXQH-D3TW4- F6XGD02594084968369 X1904615

#### CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

Come previsto dal D.M. 14.01.2008 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Il software è dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato

Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.

Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.

Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.

Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

#### VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA'

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati. In particolare, per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

#### PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al D.M. 14.01.2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dei calcoli statici per il valore delle azioni pari a quelle di esercizio.

## 11. Allegati

- Risultati prove a compressione carote su Jet grouting eseguite dalla Provincia di Cremona in Casalmaggiore a riprova delle caratteristiche meccaniche adottate per la schematizzazione del pozzo di fondazione
- Risultati indagini conoscitive del ponte storico. L'allegato SI018P-SF-PG-RG-001 si intende integralmente richiamato ed è contenuto come allegato alla relazione generale allegata al presente progetto.