

S.S. n°13 "Pontebbana" in gestione alla società Friuli Venezia Giulia Strade S.p.A.

**LAVORI E SERVIZI DI SOMMA URGENZA FINALIZZATI ALL'ESECUZIONE DI ATTIVITÀ INDIFFERIBILI AL FINE DI GARANTIRE LA PUBBLICA INCOLUMITÀ E LA PERCORRIBILITÀ IN SICUREZZA DELLA S.S. 13 "PONTEBBANA" LUNGO IL VIADOTTO COMPRESO FRA IL km 196+480 ED IL km 198+550 IN COMUNE DI PONTEBBA**

# PERIZIA DI SOMMA URGENZA

## SU05-2024-2

### PROGETTISTA E RUP

Ing. Pietro Filipuzzi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Udine, posizione n°2715/A

### PROGETTAZIONE SPECIALISTICA STRUTTURALE

Ing. Pieralberto Fadalti  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pordenone, posizione n°90/A

## ELABORATI TECNICI

CUP: E37H24002270002		NUMERO ELABORATO:		REVISIONE:	SCALA:
PROGETTO AX: 000707		<div>R.02</div>		<div>A</div>	-
CODICE LAVORO: SU05-2024-2	CODIFICA: <div>000707PE-R02</div>				
A	EMISSIONE	NOV 2024	PAF	PF	PF
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

OGGETTO: SS13 "Pontebbana"  
VIADOTTO PONTEBBA: dal km 196+480 al km 198+550

## RELAZIONE DI CALCOLO 1 SULLA TRANSITABILITÀ CON MONITORAGGIO GIORNALIERO

*Relazione di Calcolo 1 sulla transitabilità con monitoraggio giornaliero per un tempo limitato del ponte senza interventi a carichi ridotti di 3.5 t massa ad unica corsia in asse ponte con passaggio di un unico spartineve.*

Rev.00 dd. 15.10.2024

Il Tecnico  
ing. Pieralberto Fadalti

## Sommario

1. VERIFICA TRAFFICO SU 1 CORSIA fila continua di mezzi leggeri 3.8t (6KN/m)	3
1.1. Ipotesi di carico	3
1.2. Analisi sollecitazioni	3
1.2.1. Fila continua di mezzi leggeri 3.8t (6KN/m) su corsia centrale	3
1.2.2. Mezzo spargisale 33t	3
1.3. Verifiche slu	4
1.3.1. Fila continua di mezzi leggeri 3.8t (6KN/m) su corsia centrale	4
1.3.2. Mezzo spargisale 33t	5

# 1. VERIFICA TRAFFICO SU 1 CORSIA fila continua di mezzi leggeri 3.8t (6KN/m)

## 1.1. Ipotesi di carico

Fila continua di mezzi leggeri 3.8t (6KN/m) su corsia centrale

Mezzo spargisale 33t

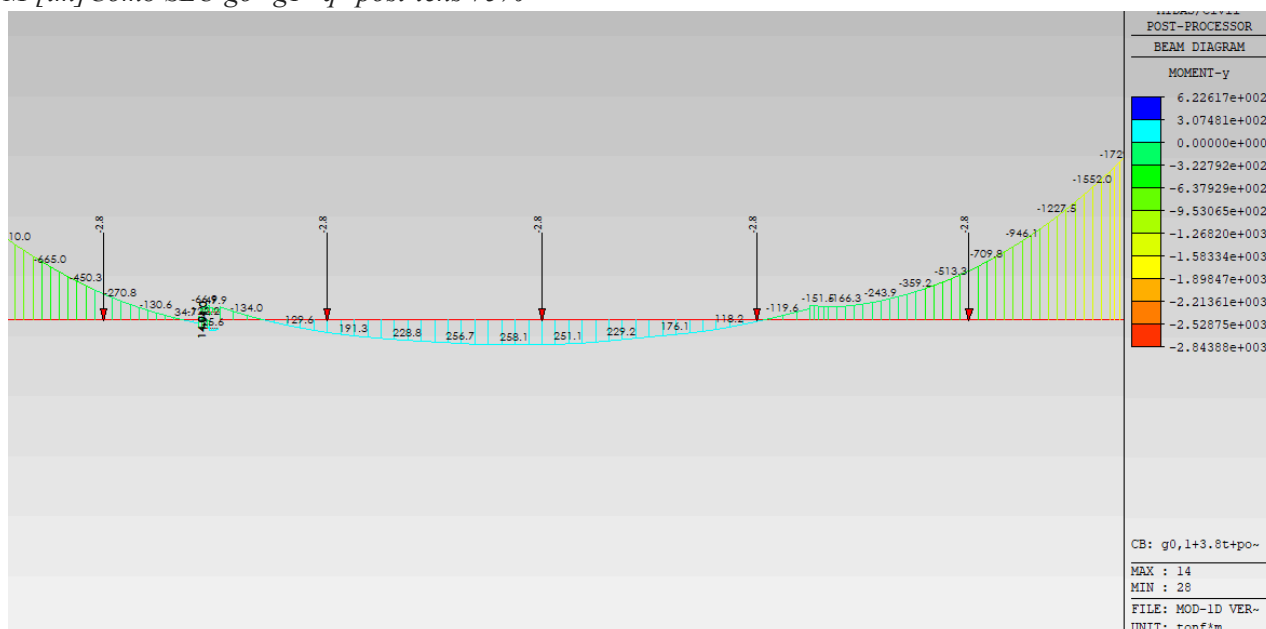
Tensione avi post-tesi  $f_{pt}/f_{pk}$  180/160;  $n^{\circ}20\ 8\Phi6''$   $A=1.39\text{cm}^2$   $f_{pt\geq 75\%}=825\text{MPa}$  (efficienza cavi 75%)

Livello di conoscenza LC2 (FC=1.2)

## 1.2. Analisi sollecitazioni

### 1.2.1. Fila continua di mezzi leggeri 3.8t (6KN/m) su corsia centrale

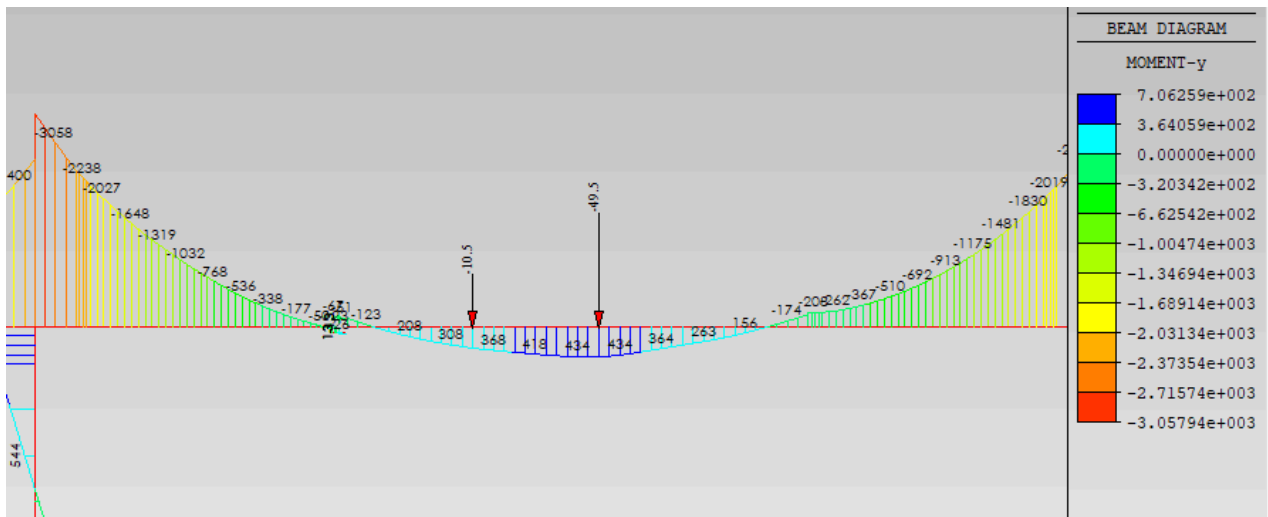
$M [tm]$  Comb SLU  $go+gI+q+post-tens\ 75\%$



### 1.2.2. Mezzo spargisale 33t

GEOMETRIA							MASSA	
A [m]	B [m]	C [m]	D [m]	E [m]	F [m]	L [m]	Massa totale [t]	Massa coppia assi posteriori [t]
1,45	3,20	1,40	1,50	-	2,45	7,50	33,00	26,00





### 1.3. Verifiche slu

#### 1.3.1. Fila continua di mezzi leggeri 3.8t (6kN/m) su corsia centrale

Mat: **cls** C40/50-LC2-  $f_c = \alpha_{cc} f_{ck} / FC / \gamma_c = 0,85 \cdot 0,83 R_{ck} / 1,2 / \gamma_c = 19,59 \text{ MPa}$

**acciaio lento** FeB38k  $f_{yd} = f_y / (\gamma_s FC) = f_y / (1,15 \times 1,2) = 2753 \text{ MPa}$

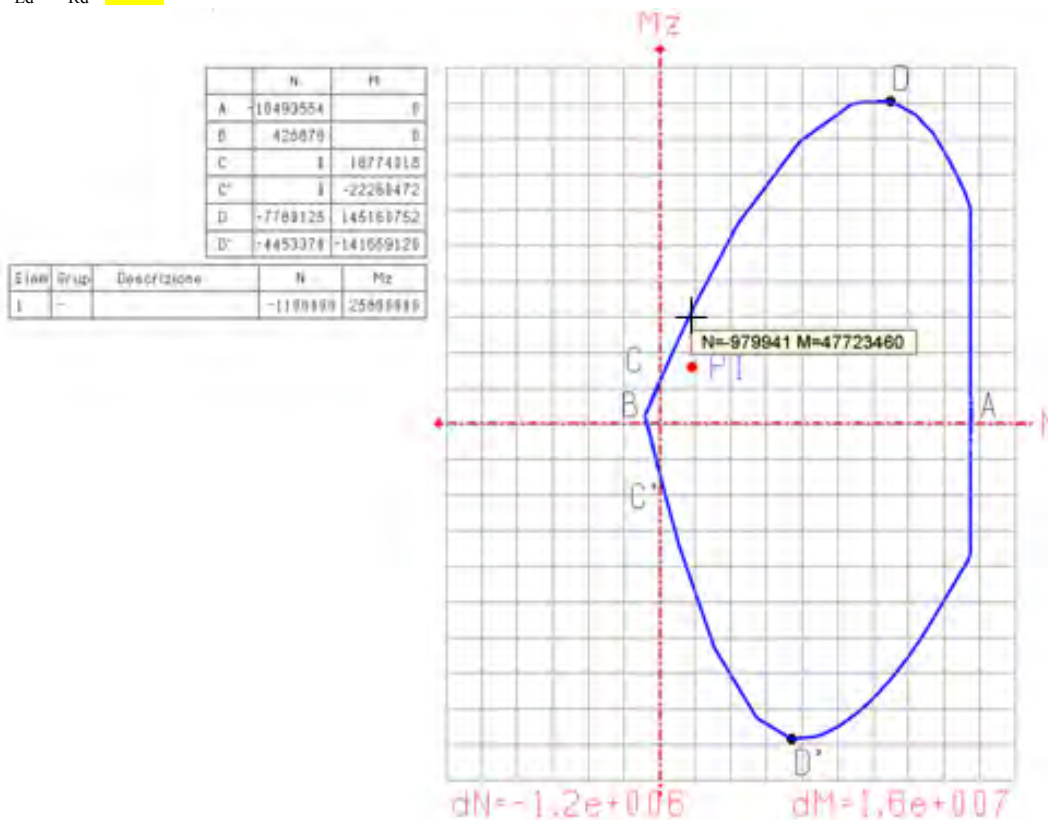
Armatura sezione: ferri longitudinali 18 $\Phi$ 20inf  $\Phi$ 10/20sup staffe  $\Phi$ 16/20

**cavi**  $f_{pt}/f_{pk}$  180/160 n°20 8 $\Phi$ 6''  $A = 1,39 \text{ cm}^2$   $f_{pt,75\%} = 825 \text{ MPa}$  (efficienza cavi 75%)

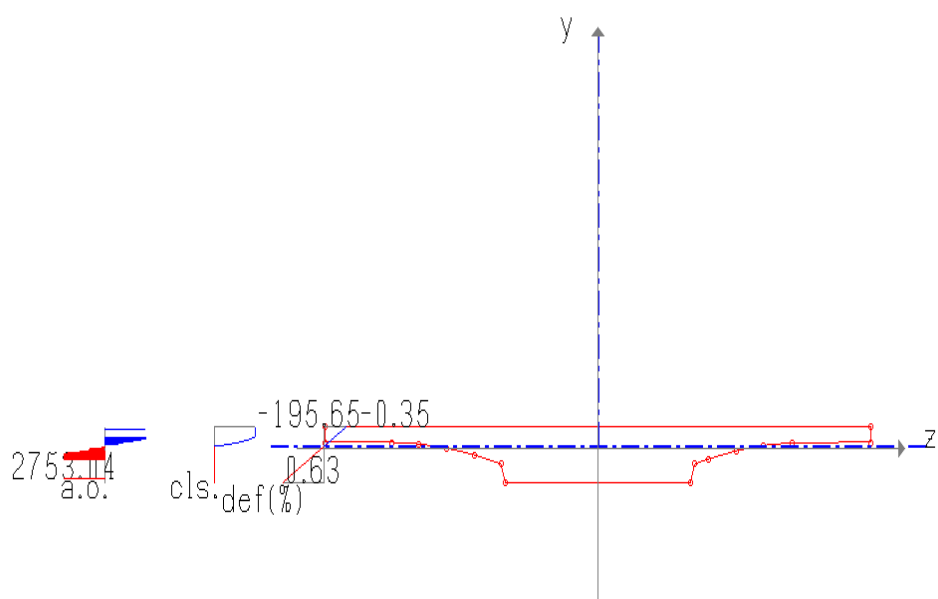
$M_u = 258 \text{ tm}$

$N_u = -1100 \text{ t}$

$IR = M_{Ed} / M_{Rd} = 53\%$



Unità di misura
Baricentro e area calcestruzzo
z'g (baricentro) = -0.00
y'g (baricentro) = -0.00
Angolo principale = 0.0
Area = 63896.54
Risultati verifica t.a.
Risultati verifica s.l.u.
Parametri di calcolo
Rck = 416
f <sub>yk</sub> = 3166
f <sub>yk</sub> p = 1000
Sollecitazioni agenti
N = -1.1e+006
Mz = 2.58e+007
My = 0
Sollecitazioni resistenti di calcolo
N = -5.99683e+006
Mz = 1.40602e+008
My = -28957.2
Indice di resistenza s.l.u.
I.R. = 0.18
Campo di rottura della sezione
Campo = 3
N max a compressione centrata



### 1.3.2. Mezzo spargisale 33t

Mat: cls C40/50-LC2-  $f_c = \alpha_{cc} f_{ck} / FC / \gamma_c = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / 1,2 / \gamma_c = 19,59 \text{ MPa}$

acciaio lento FeB38k  $f_{yd} = f_y / (\gamma_s \cdot FC) = f_y / (1,15 \times 1,2) = 2753 \text{ MPa}$

Armatura sezione: ferri longitudinali 18Φ20inf Φ10/20sup staffe Φ16/20

cavi  $f_{pt} / f_{pk} 180/160 \text{ n}^\circ 20 \text{ } 8\Phi 6'' A = 1,39 \text{ cm}^2 f_{pt \infty, 75\%} = 825 \text{ MPa (efficienza cavi 75\%)}$

$M_u = 434 \text{ tm}$

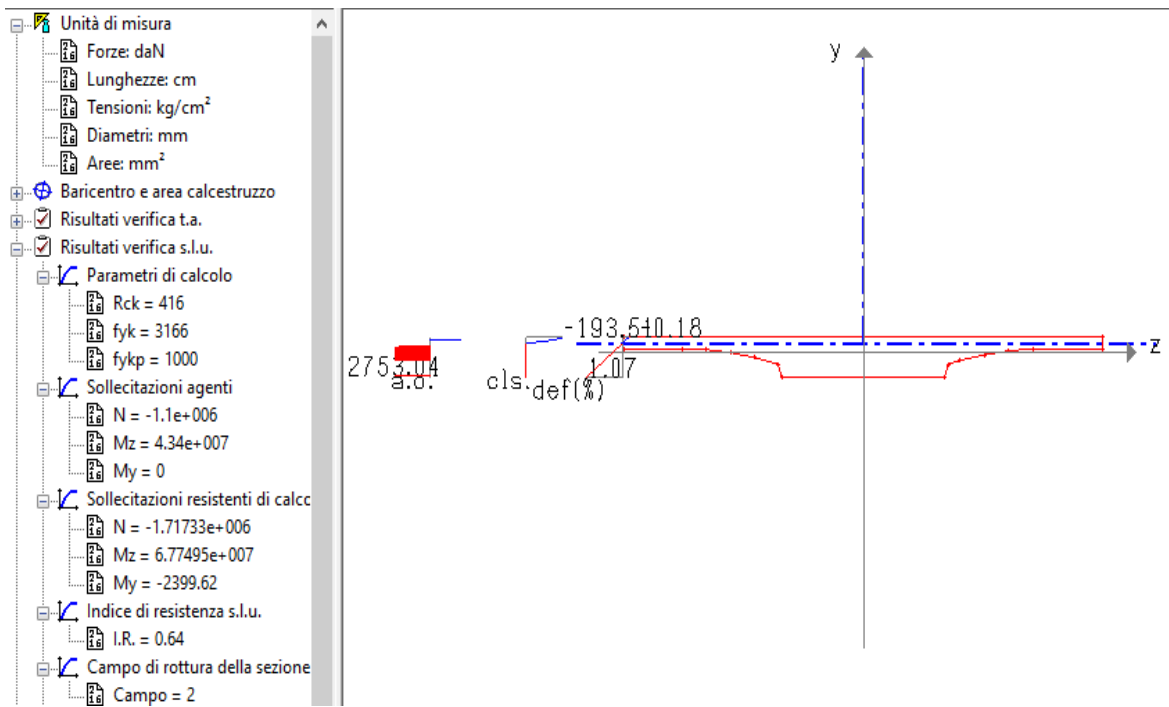
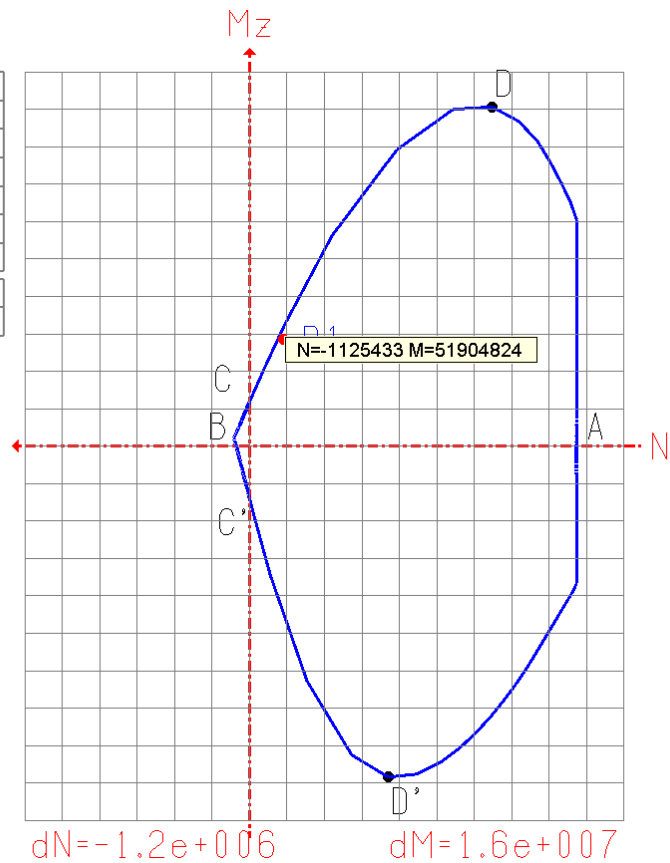
$N_u = -1100 \text{ t}$

$IR = M_{Ed} / M_{Rd} = 83\%$

	N	M
A	-10493554	0
B	425878	0
C	0	18774018
C'	0	-22260472
D	-7780125	145160752
D'	-4453370	-141659120

Elem	Grup	Descrizione	N	Mz
1	-		-1100000	45800000



Il Tecnico  
ing. Pieralberto Fadalti

OGGETTO: SS13 "Pontebbana"  
VIADOTTO PONTEBBA: dal km 196+480 al km 198+550

## **RELAZIONE DI CALCOLO 2 PER IL RIPRISTINO DELLA TRANSITABILITÀ NORMALE CAP 5 NTC2018**

*Relazione di Calcolo 2 per il ripristino della transitabilità normale cap 5 NTC2018 con caratterizzazione dei carichi speciali ammissibili dopo la ponteggiatura con torri su platea in CA e le opere connesse.*

Rev.00 dd. 15.10.2024

Il Tecnico  
ing. Pieralberto Fadalti



## Sommario

2. Relazione di Calcolo 2 per il ripristino della transitabilità normale cap 5 NTC2018 con caratterizzazione dei carichi speciali ammissibili dopo la ponteggiatura con torri su platea in CA e le opere connesse	3
2.1. VERIFICA FONDAZIONE	3
2.1.1. Azioni alla base dei torrini (qNTC2018)	3
2.1.2. Verifica geotecnica (qNTC2018)	4
2.1.3. Verifica strutturale (qNTC2018)	5
2.2. VERIFICA IMPALCATO (qNTC2018)	6

## 2. Relazione di Calcolo 2 per il ripristino della transitabilità normale cap 5 NTC2018 con caratterizzazione dei carichi speciali ammissibili dopo la ponteggiatura con torri su platea in CA e le opere connesse

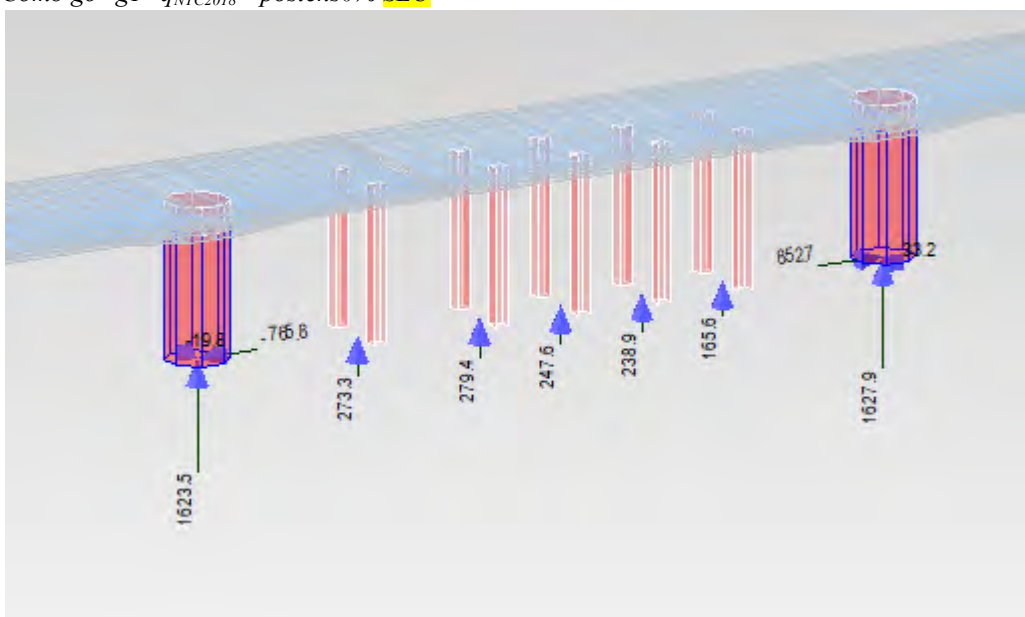
### 2.1. VERIFICA FONDAZIONE

#### 2.1.1. Azioni alla base dei torrini (q<sub>NTC2018</sub>)

Di seguito vengono riportate le azioni alla base della coppia di torrini

In ipotesi conservativa ovvero considerando la possibilità che i martinetti annullino il contributo della pretensione dei cavi, viene analizzata la comb con carichi da traffico previsti dalla NTC 2018 in assenza di tensione dei cavi

Comb  $g_o + g_l + q_{NTC2018} + postens 0\%$  **SLU**



Valore del carico alla base della singola torre

$$N_{\text{torre singola;slu}} = 279/2 + 1.3 \times 3.5 = 140t \text{ slu} = 1400 < 4000t$$

Il carico su singolo torrino è inferiore al limite di resistenza dichiarato

#### - Valutazione di preanalisi

Go Area sez in campata 6.5m<sup>2</sup>

16.5t/m

G1 sp<sub>medio</sub> binder + antiusura=17cm (4.0t/m)+parapetti (0.5t/m)

4.5t/m

Tot 21t/m

Q traffico NTC 2018

Traffico veicolare (27+7.5+7.5)=42KN

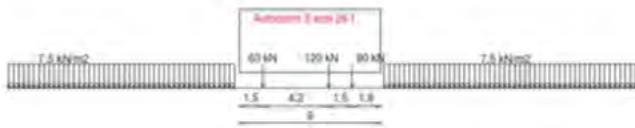
4.2t/m

Carico tandem (300+300)+(200+200)+(100+100)

120t

Q traffico-transitabilità 2 (Linee guida 2020 par 6.1.5)

### TRANSITABILITA' AI MEZZI PESANTI (440 kN)



Traffico veicolare su 3 corsie  $(7.5 \times 2) \times 3 = 68 \text{ kN}$

6.8t/m

Carico tandem su 2 corsie  $44 \times 2$

88t

### **Carico sulle torri di puntellamento**

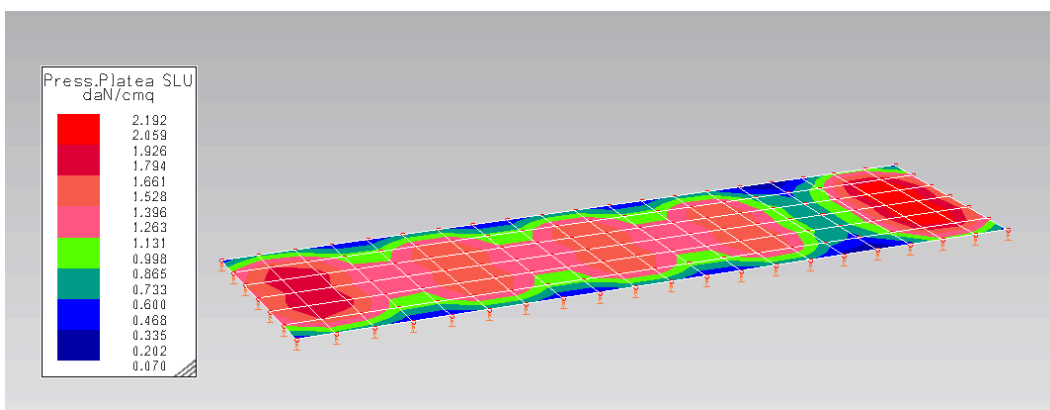
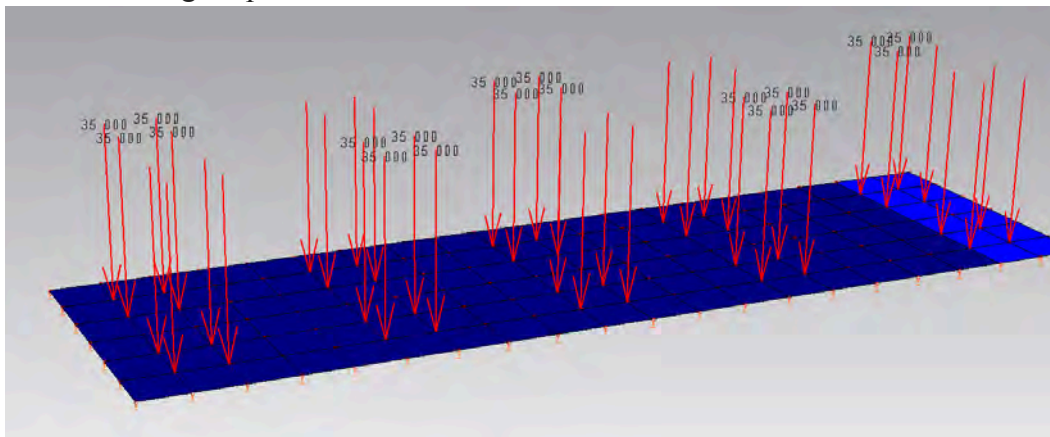
$N_{\text{tot, torre singola; SLE}} = (21 + 6.8) \times L_{18\text{m}} / 10 / 2 + 88 / 2 = 25 + 44 = 69\text{t}$  (103t slu) Q traffico-trasitabilità 2 (44t su ogni corsia)


$N_{\text{tot, torre singola; SLE}} = (21 + 4.2) \times L_{18\text{m}} / 10 / 2 + 12 / 2 = 23 + 60 = 83\text{t}$  (**124t** slu) Q traffico NTC 2018

### **2.1.2. Verifica geotecnica (qNTC2018)**

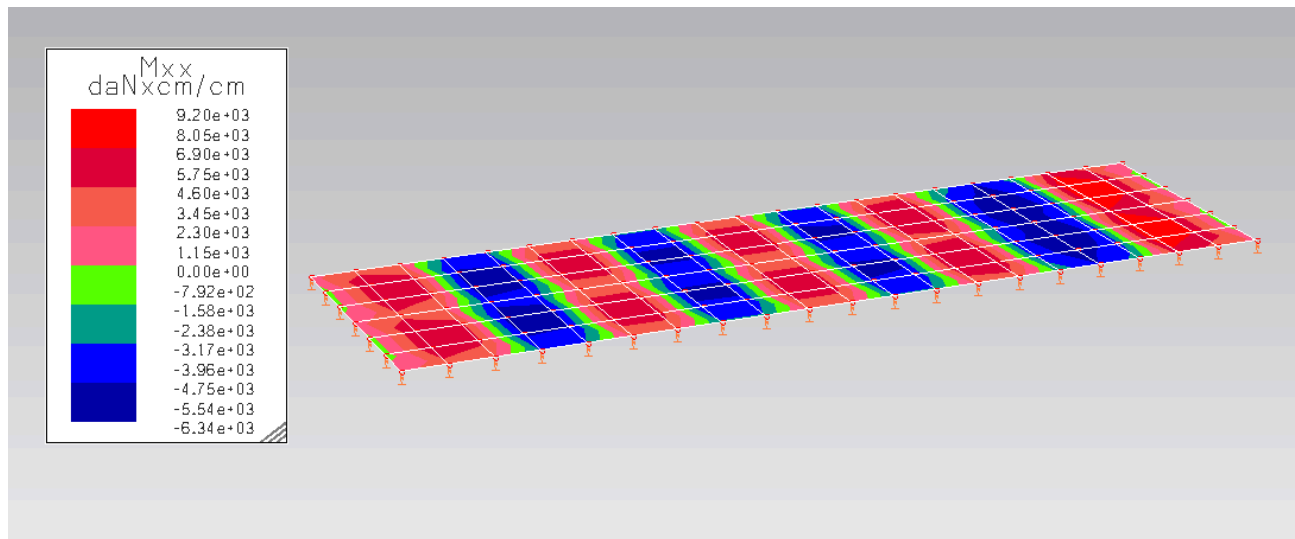
platea  $6 \times 20 \text{ m}$  di spessore  $40 \text{ cm}$  C35/45 arm sup  $\Phi 16/20$  arm inf  $\Phi 20/20$

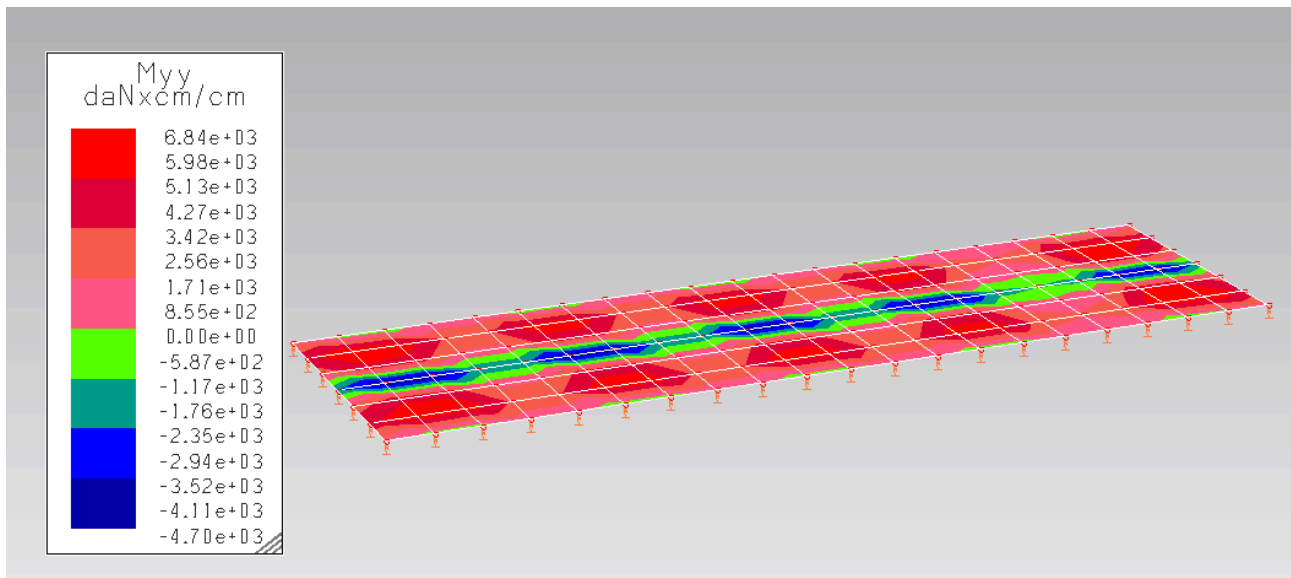
carico SLU su singolo piedino  $140 \times 1000 / 4 = 35000 \text{ daN}$



GEOMETRIA FONDAZIONE:			
profondità piano di posa:	D (m) =	0.2	
lato minore fondazione:	B (m) =	6	
lato maggiore fondazione:	L (m) =	6	
base fondazione: pendenza nulla		$b_c = b_q = b_r =$	1
AZIONI DI PROGETTO (coefficienti parziali già applicati):			
carico verticale:	$V_d$ (kN) =	2800	
momento con eccentricità ( $e_B$ ):	$(M_B)_d$ (kNm) =	0	
momento con eccentricità ( $e_L$ ):	$(M_L)_d$ (kNm) =	0	
forza orizzontale nella direzione di (B):	$(H_B)_d$ (kN) =	0	
forza orizzontale nella direzione di (L):	$(H_L)_d$ (kN) =	0	
forza orizzontale risultante:	$H_d$ (kN) =	0	
PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO (coincidenti con i valori caratteristici):			
peso di volume efficace (entro profondità D):	$\gamma'_1$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	18	
peso di volume efficace (sotto la fondazione):	$\gamma'_2$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	10	
angolo resistenza al taglio efficace:	$\varphi'_d$ (°) =	30	
coesione efficace:	$c'_d$ (kPa) =	0	
coefficiente sismico orizzontale:	(%)	$k_h =$	0
eccentricità:		$e_B$ (m) =	0
	$B - 2e_B$ (m) =	6	
	$e_L$ (m) =	0	
	$L - 2e_L$ (m) =	6	
dimensioni ridotte:		$B'$ (m) =	6
	$L'$ (m) =	6	
area ridotta:		$A'$ (m <sup>2</sup> ) =	36
			
fattori di capacità portante:			
(Eurocodice EC7)		$N_c =$	30.1396
		$N_q =$	18.4011
		$N_r =$	20.0931
fattori di forma:		$s_c =$	1.52873
		$s_q =$	1.5
		$s_r =$	0.7
		$\theta$ (rad) =	0.0000
		$\theta$ (°) =	
fattori di inclinazione:		$i_c =$	1
		$i_q =$	1
		$i_r =$	1
		$m_B =$	1.5
		$m_L =$	1.5
		$m =$	1.5
riduzione (effetto sismicità):		$Z_c =$	1
(Paolucci & Pecker 1997)		$Z_q =$	1
		$Z_r =$	1
capacità portante limite:		$q_{lim}$ (kPa) =	521.3208
		$q_{lim}/\gamma_R =$	226.7 KPa
resistenza caratteristica:		$R_k$ (kN) = $q_{lim} \times A'$	18767.55
coefficiente parziale resistenza:		$\gamma_R =$	2.3
resistenza di progetto:		$R_d$ (kN) =	8160
azione di progetto:		$E_d = V_d$ (kN) =	2800
verifica: $E_d \leq R_d$		SODDISFATTA	

### 2.1.3. Verifica strutturale (qNTC2018)





$$M_u = +9200 \text{ daNcm/cm}$$

$$A_s = M_u / [f_{yk} / \gamma_m \cdot 0.9d] = 9200 \times 100 / (4400 / 1.15 \times 0.9 \times 38) = 7 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{inf} = 5\Phi 20 = 15.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

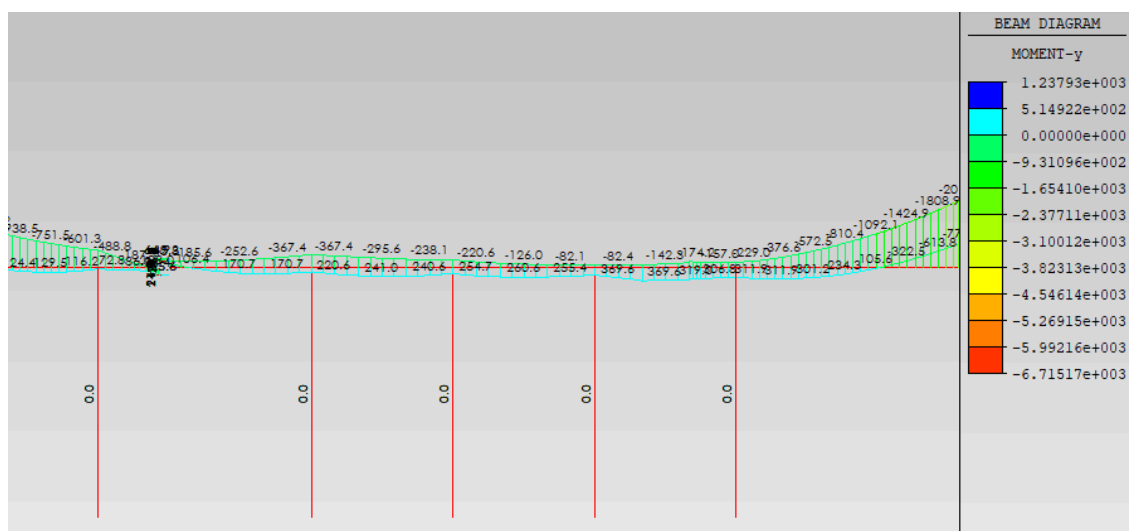
$$IR = M_y / M_d = 44\%$$

$$M_u = -9200 \text{ daNcm/cm}$$

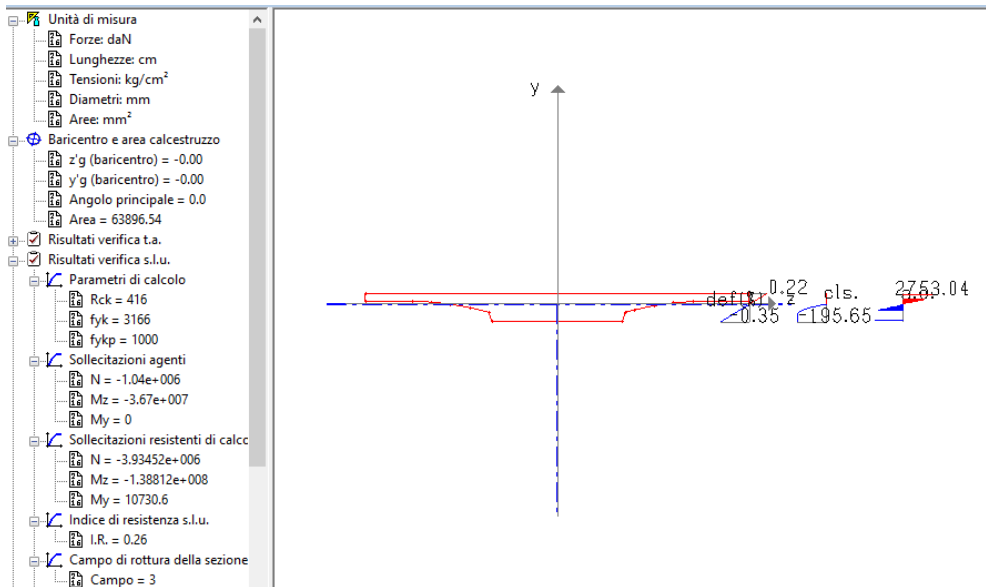
$$A_s = M_u / [f_{yk} / \gamma_m \cdot 0.9d] = 6340 \times 100 / (4400 / 1.15 \times 0.9 \times 38) = 4.8 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{inf} = 5\Phi 16 = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$IR = M_y / M_d = 48\%$$

## 2.2. VERIFICA IMPALCATO (qNTC2018)







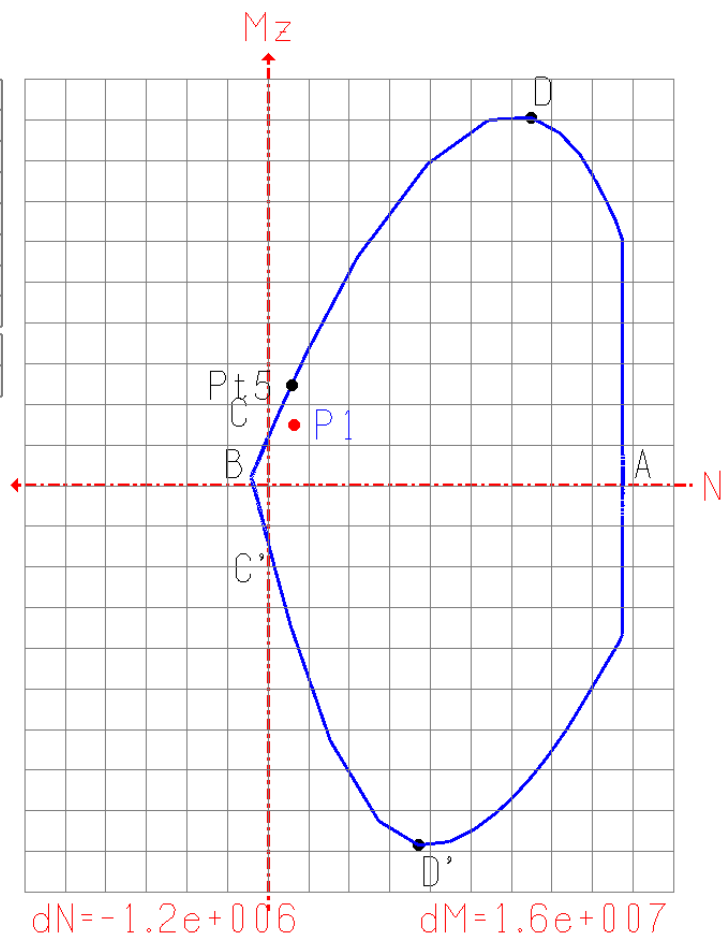
$$M_u = +241 \text{ tm}$$

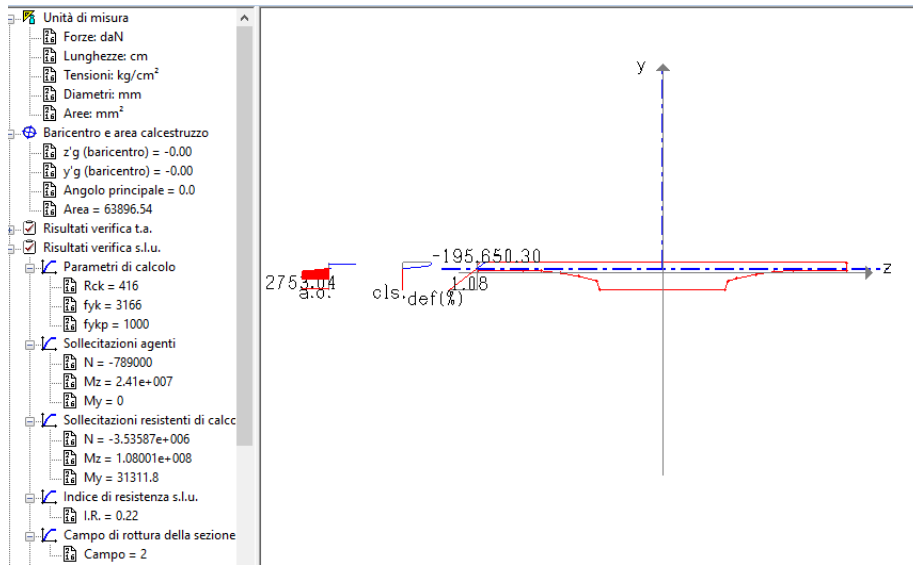
$$N_u = -789 \text{ t}$$

$$IR = M_{Ed}/M_{Rd} = 60\%$$

	N	M
A	-10493554	0
B	425878	0
C	0	18774018
C*	0	-22260472
D	-7780125	145160752
D*	-4453370	-141659120
Pt5	-699067	39651236

Elem	Grup	Descrizione	N	Mz
1	-		-789000	2410000





Il Tecnico  
ing. Pieralberto Fadalti



*- Pagina lasciata intenzionalmente bianca -*

Ing PIERALBERTO FADALTI

SS13 “Pontebbana”

**FVG Strade**  
**VIADOTTO PONTEBBA:**  
**dal km 196+480 al km 198+550**

SERVIZIO TECNICO DI PROGETTAZIONE E SUPPORTO  
AGLI INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA  
DI SOMMA URGENZA  
A SEGUITO EVENTO 07 OTTOBRE 2024  
DELLA CAMPATA N°42 (N°4 DA NORD).

## **RELAZIONE STRUTTURALE**

**AI SENSI DELLE NTC2018 E LLGG PONTI 2022**

Rev.00 dd. 27.11.2024

Il Tecnico  
ing. PIERALBERTO FADALTI  
“Documento informatico sottoscritto digitalmente  
ai sensi del D.Lgs. 82/2005 s.m.i.”

## **Sommario**

NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	2
MASSE PER ASSE.....	3
SCHEDA DI INDIVIDUAZIONE MEZZI STRADALI.....	4
PARTE PRIMA .....	5
ANALISI PROGETTO STUDIO INCO, ING SILVANO ZORZI .....	5
SOPRALLUOGHI 2020: .....	6
SOPRALLUOGHI 2024: .....	7
TIPOLOGIA DELLA PRECOMPRESSIONE STORICA E DEGLI APPOGGI SCORREVOLI LINEARI AL TEFLON ACCIAIO .....	7
DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA .....	13
MODELLI MATEMATICI Impiegati nelle verifiche 2020 .....	14
INTERPRETAZIONE DELLA PROVA DI CARICO DEL 27 AGOSTO 2020 .....	15
RICOSTRUZIONE DELLO STATO DI PRECOMPRESSIONE AL 2020 PER LA CAMPATA 4 e per le CAMPATE INIETTATE .....	18
APPOGGI LINEARI, DENTI SU SELLA GERBER E SPINOTTI DI RITEGNO SUL BORDO ESTERNO DELLA MENSOLA .....	26
VERIFICA DENTE GERBER.....	30
LIVELLO DI CARICO raggiunto della PROVA DI carico 2.3 del 2020 .....	32
PROVE STATICHE 2024 .....	33
PROVE DINAMICHE 2024 .....	34
PARTE SECONDA .....	37
VERIFICA dispositivi provvisionali, torri e platea e IMPALCATO e SBALZO CAMPATA 42 ...	37
1.0 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	37
2.0 RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA .....	37
3.0 RELAZIONE SUI MATERIALI .....	37
4.0 AZIONI PRINCIPALI.....	40
5.0 MODELLI MATEMATICI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	43
6.0 METODO DI ANALISI.....	44
7.0 VERIFICHE STRUTTURA .....	44
7.3.1 VERIFICA INCASTRO $q_{NTC\ 2018}$ .....	51
7.3.2 VERIFICA INCASTRO SBALZO $q_{trans}$ limitata ai mezzi pesanti .....	55
PARTE TERZA .....	61
FREQUENZE PROPRIE IMPALCATO .....	61
PARTE QUARTA .....	69
PRESCRIZIONI DI UTILIZZO DEL VIADOTTO DOPO L'INTERVENTO DI MASSIMA URGENZA OTTOBRE/NOVEMBRE 2024 – MASSIMI CARICHI AMMESSI.....	69
PROGRAMMA ATTIVITÀ.....	71

## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

### B) EUROCODICI

#### B.1) Eurocodice EC8:

UNI ENV 1998 Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture:

Parte 1-1: Regole generali – Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture. Ottobre 1997 [10].

Parte 1-3: Regole generali – Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi. Gennaio 1998 [11].2].

#### B.2) Eurocodice EC1 Norme Comuni

#### B.3) Eurocodice EC2 c.a. e c.a.p.

#### B.4) Eurocodice EC3 Acciaio

#### B.5) Eurocodice EC4 Strutture Acciaio / calcestruzzo

#### B.6) Eurocodice EC7 Progettazione geotecnica

### C) NORMATIVA ITALIANA

#### C.1) STRUTTURE

**C.1.1) Legge 5 Novembre 1971 n. 1086** – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

#### C.2) SISMA

**C.2.1) Legge 2 Febbraio 1974, n. 64** – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

**C.2.4) D.M. INFRASTRUTTURE 14 Gennaio 2008 (NTC 2008) e Circolare 2 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP**

**C.2.5) NTC 2018**

**C.3) NORME RELATIVE AI CARICHI PER IL CALCOLO DEI PONTI STRADALI CARICHI – SOVRACCARICHI** stradali al tempo della progettazione 1979 e del contatto di Appalto per la costruzione 1979. La costruzione si è realizzata tra il 1979 e il 1982.

**C3.1) Circ Min LL.PP. N°384 14 febbraio 1962**

**C 3.2) Progettazione, esecuzione e Collaudo di Ponti stradali DM N° 308**

**C.3.4) Massimi carichi stradali attuali ‘Codice della strada ‘**

**C.3.5) Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti \_ MIT CSLP**

#### C.4) NORMATIVA PER STRALLI E CAVI non iniettati

C.4.1) SETRA (verifica stralli)

C.4.2) ASHTO (verifica stralli)

C.4.3) EN 1993-1-11 (2006) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-11: Design of structures with tension components [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]

## MASSE PER ASSE

<b>MEZZI D'OPERA (art.10/8 C.d.S.)</b>	
<b>VEICOLI A MOTORE ISOLATI A:</b>	
2 assi	20,0 t.
3 assi	33,0 t.
4 o più assi con due ruote anteriori direzionali	40,0 t.
<b>COMPLESSI DI VEICOLI A:</b>	
4 assi	44,0 t.
5 o più assi (solo betoniere calcestruzzo)	54,0 t.
5 o più assi (altri mezzi d'opera)	56,0 t.
<b>MASSA GRAVANTE SUGLI ASSI</b>	
<b>dist. = distanza in metri tra due assi contigui</b>	
VEICOLI sull'asse più caricato	12,0 t.
SOMMA DELLE MASSE GRAVANTI SU ASSI CONTIGUI	12,0 t.
se dist. < 1.0 m.	
se 1.0 m. < dist. < 1.3 m.	16,0 t.
se 1.3 m. < dist. < 2.0 m.	20,0 t.
se dist. > 2.0 m.	24,0 t.
<b>MEZZI D'OPERA</b>	13,0 t.
sull'asse più caricato	

## SCHEDA DI INDIVIDUAZIONE MEZZI STRADALI

Scheda di individuazione mezzi stradali da associare alla tabella precedente

### MASSA LIMITE

art. 62 C.d.S.



Motoveicolo  
2,5 t



Rimorchi  
a 1 asse: 6 t



Rimorchi  
a 2 assi: 22 t



Rimorchi  
a 3 assi o + assi: 26 t



Veicoli a motore  
a 2 assi: 18 t



Autobus a 2 assi Urbani e Suburbani: 19 t  
In servizio di linea

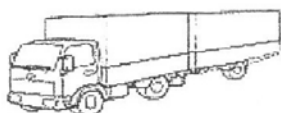


Veicoli a motore a 3 assi o + assi: 25 t



se dotati di asse motore con pneumatici gemellati e sospensioni pneumatiche:  
a 3 assi: 26 t  
a 4 assi o + assi: 32 t

### Autotreni



a 3 assi: 24 t



a 4 assi: 40 t



a 5 o + assi: 44 t

### Autoarticolati



a 3 assi: 30 t



a 4 assi: 40 t



a 5 o + assi: 44 t

### Autosnodati



a 3 assi: 30 t



a 4 assi: 40 t



a 5 o + assi: 44 t

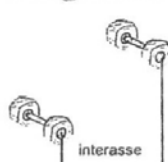
### Massa limite sugli assi



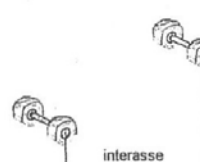
sull'asse + caricato: 12 t



su assi contigui con interasse  
minore di 1 m: 12 t



su assi contigui con interasse  
tra 1 m e 1,3 m: 16 t



su assi contigui con interasse  
tra 1,3 m e 2 m: 20 t

### Massa limite dei mezzi d'opera



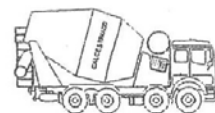
Veicoli isolati  
a 2 assi: 20 t



Veicoli isolati  
a 3 assi: 33 t



Veicoli isolati  
a 4 o + assi: 40 t



Veicoli per trasporto calcestruzzi  
in betoniera: 54 t

## PARTE PRIMA

### ANALISI PROGETTO STUDIO INCO, ING SILVANO ZORZI

Il Progetto Anas come 'Ammodernamento fra Ponte di Muro (193+400) e San Rocco (195+950) sulla SS n° 13 Pontebbana' fu redatto in data **08 10 1975** con viadotto lungo 1233 m, quindi Viadotto Pontebba, come serie di campate con luci da 32.0 m solidali alle pile fondate su pozzi e con impalcato precompresso senza tenere conto della sismicità.

Da scambi di lettere del **28 12 1976** tra ing Silvano Zorzi di INCO e ANAS, dopo il sisma del maggio 1976, si deduce che, su solerte sollecitazione Anas, INCO nel **marzo 1977** Prot N° 145 presenta 'Confronto Estimativo' per l'adeguamento del Progetto Anas del viadotto alla Ia categoria con azione sismica individuata in base alla Legge 02 02 1974 N° 64 :nel contempo propone l'allungamento delle campate a 38.50m e l'adozione dell'esecuzione dell'impalcato con cassero autovarante.

In questa variante si propongono 3+3 appoggi lineari in teflon acciaio per ognuna delle selle gerber in luogo degli appoggi in gomma neoprene previsti.

Sono stati reperiti elaborati

- all 5/5 di una campata tipo senza data con titolo Variante Suppletiva in cui appaiono introdotte le modifiche proposte nel 1977.
- all n° 4 Prot N°145 datato 28 06 1977 con aggiornamenti al settembre 1978 rappresentante il profilo del Viadotto Pontebba.
- 'allβ' di un Progetto Esecutivo a Firma INCO datato '**Maggio 1978**' rappresentanti la sella gerber.
- richiesta Anas di variazione dei 6 appoggi lineari al teflon acciaio da 100 t in 4 appoggi lineari da 150t in teflon acciaio per permetterne la sostituzione.

Il collegamento delle ali in corrispondenza delle gerber con spinotti è parte della proposta fin dall'inizio insieme alla solidarizzazione dei cordoli a campate alterne: ma la solidarizzazione dei cordoli appare eseguita solo per Pietratagliata: squadra Inco, impresa Collini appare già formata.

L'impalcato era precompresso longitudinalmente con 18 cavi da 8 T15 filanti e 12 cavi da 8T15 cappello.

L'impalcato era precompresso trasversalmente con cavi da 4T15/0.8m.

**Non** si è reperito alcun elaborato del Progetto Esecutivo effettivamente cantierato di entrambi i Viadotti, Relazioni e Disegni.

Il contratto di Appalto appare datato 04 07 1979 al n° 15319

Sono stati reperiti gli elaborati grafici, tutti riferiti al Viadotto Pontebba, del Conto Finale a firma del DD.LL, ing Tommaso Nasca e dell'impresa Leone Collini a firma ing Remo Collini, privi di data, in cui sono esposti i conteggi di contabilità e i disegni a livello costruttivo:

1. TAV 80 Pile armatura lenta
2. TAV 81 Pile in alveo armatura ringrosso
3. TAV 82 Pile carpenteria computi
4. TAV 83 Campata di Partenza armature lente
5. TAV 84 mancante
6. TAV 85 campata di Chiusura :armature lente

7. TAV 86 campate armatura lenta computi metrici
8. TAV 87 solette di Impalcato : geometrie carpenteria
9. TAV 88 mancante
10. TAV 89 mancante
11. TAV 90 Campata di chiusura :Tracciato cavi e barre trasverse
12. TAV 91 computo cavi longitudinali e barre trasversali di precompressione
13. TAV 92 Spinotti

**Alla tav 91 si rileva che la precompressione trasversa è stata attuata con barre di widag D32 80/105 passo 0.7m**

Alla Tav 92 'Spinotti' si rileva che lo spinotto è in opera ma il giunto è ancora passante.

Non sono stati reperiti:

1. Relazione a Struttura Ultimata del Direttore dei Lavori ing Tommaso Nasca ai sensi della L 1086 del 1971 al tempo vigente
2. Collaudo della struttura

Si presume che le strutture siano state iniziate col Viadotto Pontebba e poi sia stato eseguito il viadotto Pietratagliata con opere finite e collaudate nel 1982/84.

Il Contratto di Appalto con l'impresa Leone Collini di Trento N° 15319 è datato del 04.07.1979.

Le tavole del Conto Finale, viadotto di Pontebba non recano date.

Essendo il Contratto di Appalto del 1979 si induce che il quadro normativo di progetto sia ancora quello della Circ Min LL.PP. N°384 14 febbraio 1962, non essendo ancora emessa né tantomeno entrata in Vigore la Normativa 'Progettazione , esecuzione e Collaudo di Ponti stradali DM 2 agosto 80 N° 308 ' .

La documentazione è parziale . Le geometrie sono però sufficientemente individuate, data anche la semplicità dell'opera: si sente la mancanza delle Relazioni di Calcolo originali che confermerebbero il quadro normativo adottato e farebbero luce sui criteri di dimensionamento , su giunti e appoggi e sulle tensioni iniziali di presollecitazione dei trefoli e delle barre.

Si sente anche la mancanza della Relazione a struttura Ultimata della DD.LL. corredata dalle certificazioni delle obbligatorie prove di Laboratorio Ufficiale sui materiali nonché del Collaudo e della relativa/e Prove di carico di Collaudo con i relativi valori sperimentali riscontrati .

Preziosi però sono stati gli elaborati della Contabilità Finale che hanno permesso di ricostruire le dimensioni dell'impalcato, le misure dei ferri lenti , il tracciato dei cavi , gli spinotti di bordo mensola a sbalzo.

#### **SOPRALLUOGHI 2020:**

1. 28 luglio 2020 . Ricognizione sotto il Viadotto Pietratagliata e viadotto Pontebba con evidenziazione degli ammaloramenti sotto le selle gerber.
2. 25 agosto 2020 . Ricognizione Viadotto Pontebba Pietratagliata per individuazione prove di carico.
3. 27 agosto 2020 installazione strumentazione e martinetti e prova di carico , vedi Relazione 4emme ,allegata con varie fasi:
  - a. sollevamento del becco della gerber che si rivela bloccato dagli spinotti;



- b. la prospezione con telecamera non rileva le zanche tipiche del tipo di appoggio
  - c. prova di carico con 6 motrici per 2500kN con misurazione frecce in più fasi;
  - d. comparsa di perdite di acqua da preesistenti fessurazioni in corrispondenza della fase
- 4. 31 Agosto 2020 sopralluogo con verifica della chiusura delle fessure nella campata 4 e assenza di segni d'acqua nonostante la abbondante pioggia della notte.
- 5. 12 Ottobre 2020 sopralluogo per esecuzione sondaggi sull'intradosso della campata 4 che rivelano la **mancata iniezione** in boiacca dei cavi in acciaio armonico con abbondante perdite d'acqua dalle guaine :la **mancata iniezione** viene attribuita a una grave dimenticanza delle maestranze , degli addetti al controllo dell'impresa , della DD.LL.
- 6. 22 Ottobre 2020 sopralluogo per esecuzione sondaggi **sull'estradosso della campata 3 in corrispondenza della pila 3 che rivelano la presenza della iniezione in boiacca sia nelle guaine delle barre diwidad trasverse di soletta che nelle guaine dei cavi longitudinali in trefoli di acciaio armonico**; demolizione di un fianco della sella per la individuazione delle piastre a tendere dei cavi DELLA GERBER 3: la buona iniezione conferma la ipotesi della dimenticanza pur grave ma occasionale in relazione alla mancata iniezione dei cavi della Campata 4. La mancata iniezione come si dirà a seguito lascia i trefoli scorrevoli all'interno della guaina determinando:
  - a. Anticipata corrosione dei trefoli con riduzione della sezione utile per i cicli di bagnatura e asciugatura;
  - b. Aumentata apertura delle fessure ai massimi carichi oltre il momento di decompressione;
  - c. Riduzione significativa della sicurezza nelle verifiche SU flettenti in mezzzeria e all'incastro per la mancata collaborazione delle armature armoniche con le lente oltre lo stato di fessurazione ;
  - d. Riduzione significativa delle verifiche SU al taglio sulle selle gerber per la mancata collaborazione delle armature armoniche con le lente oltre lo stato di fessurazione

#### **SOPRALLUOGHI 2024:**

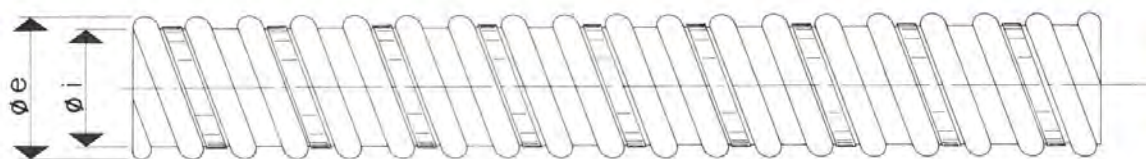
- 7. Sopralluoghi 7 Ottobre 2024 e seguenti
- 8. Prove di carico statiche Novembre 2024
- 9. Prove di carico dinamiche Novembre 2024

## **TIPOLOGIA DELLA PRECOMPRESSIONE STORICA E DEGLI APPOGGI SCORREVOLI LINEARI AL TEFLON ACCIAIO**

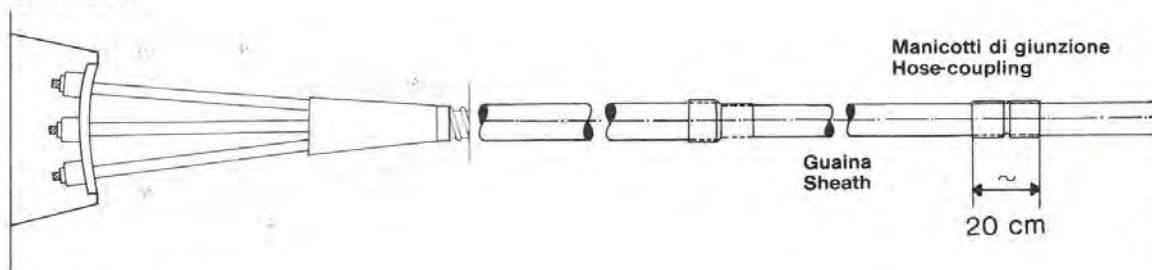


PRECO srl  
20123 MILANO - Via Olona, 12  
Tel. (02) 4818031 - Telex 335392 PREBET I  
Fax (02) 2844137

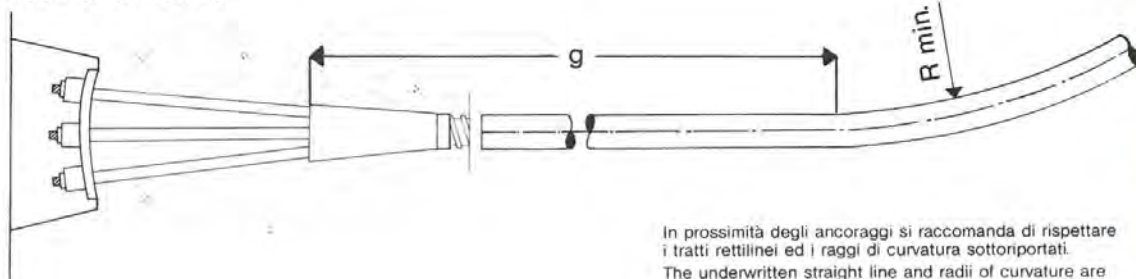
## Guaina e raggi di curvatura minimi Sheath and minima radii of curvature



### Schema di composizione Installation



### Raggi di curvatura Radii of curvature



In prossimità degli ancoraggi si raccomanda di rispettare i tratti rettilinei ed i raggi di curvatura sottorportati.  
The underwritten straight line and radii of curvature are recommended.

TABLE  
TABELLA N° 4

Tipo di cavo Cable type	1T15	2T15	3T15	4T15	6T15	9T15	12T15	16T15	20T15
Guaina Sheath $\varnothing i / \varnothing e$ (mm)	35/41	40/46	45/51	45/51	55/61	65/71	75/81	85/91	95/101
Manicotto di giunzione Hose-coupling (mm)	40/41	45/51	50/56	50/56	60/65	70/76	80/86	90/96	100/106
Raggio Radius R (mm)	3000	3000	3500	3500	4000	5000	6500	7000	8000
Tratto dritto Straight line g (mm)	700	700	800	800	900	900	1000	1000	1300

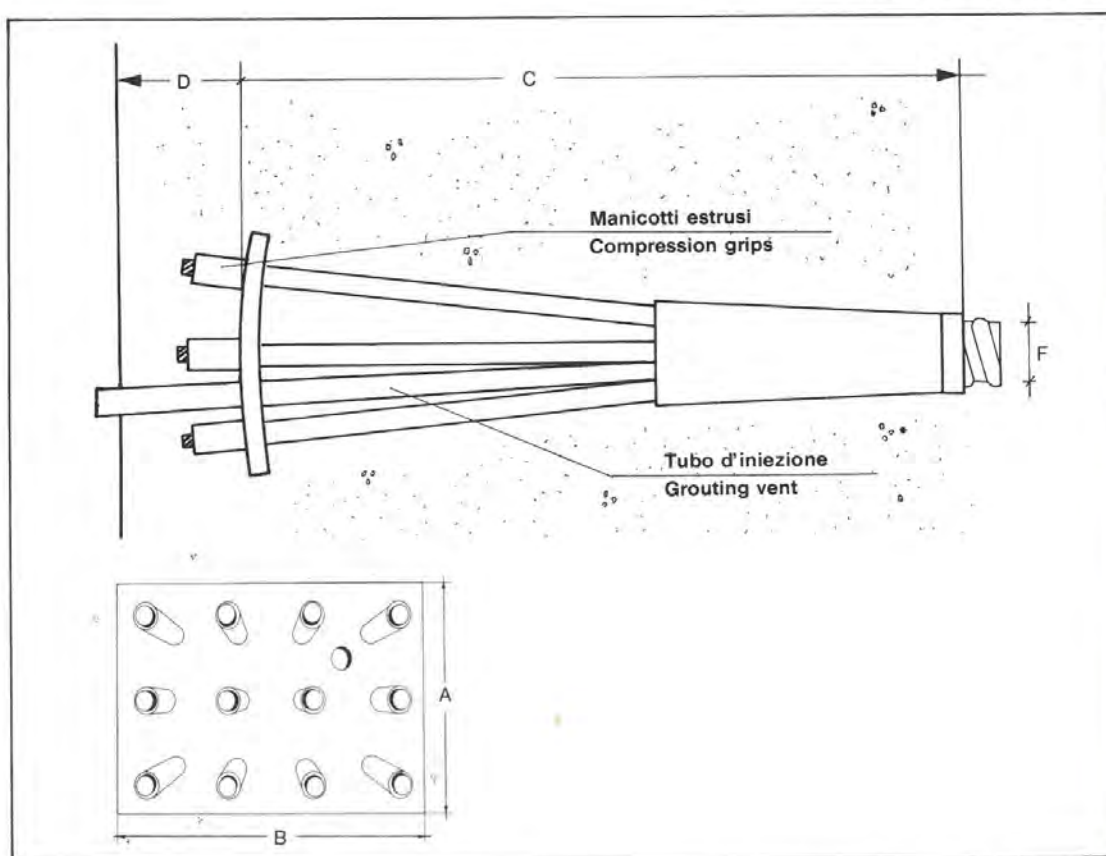
Tutte le misure in mm.  
All dimensions are in mm.



## Ancoraggio fisso Dead-end anchorage

PRECO srl  
20123 MILANO - Via Olona, 12  
Tel. (02) 4818031 - Telex 335392 PREBET I  
Fax (02) 2844137

### SERIE J - TIPO F RANGE J - TYPE F

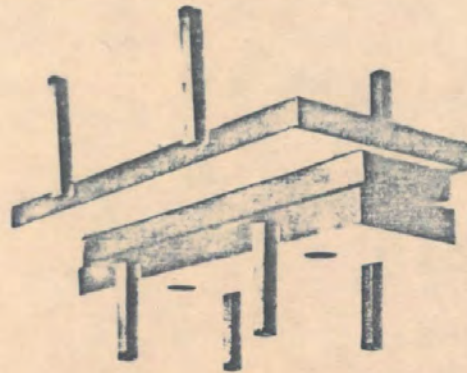


Dimens.	1T15 J1	2T15 J2	3T15 J3	4T15 J4	6T15 J6	9T15 J9	12T15 J12	16T15 J16	20T15 J20	
A	80	80	80	160	160	240	240	320	320	
B	80	160	240	160	240	240	320	320	400	
C	650	650	650	650	650	650	800	800	950	
D	120	120	120	120	120	120	120	120	120	
F Ø	35	40	45	45	55	65	75	85	95	

Tutte le misure sono in mm.  
All dimensions are in mm.



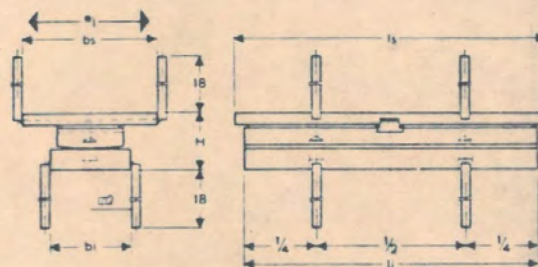
## PARTICOLARE APPOGGIO



tipo B

APPOGGI MOBILI in acciaio  
oscillanti lineari e scorrevoli a Teflon  
unidirezionali  
Sistema ALGA  
Tipo LTu 140

**LTu 140**



$H_t$  = forza orizzontale trasversale all'asse  
longitudinale del ponte

$e_l$  = escursione nella direzione  
longitudinale del ponte (cm)

Por- tata ton.	Ht. Max. ton.	bi cm	Larghezza dell'appoggio per $e_l$				Lunghezza dell'appoggio		Altezza dell'app. H cm
			$\pm 2,5$ bs cm	$\pm 5$ bs cm	$\pm 7,5$ bs cm	$\pm 10$ bs cm	l1 cm	l2 cm	
50	5	14	20	25	30	35	29	33	10,0
60	6	14	20	25	30	35	33	37	10,0
70	7	14	20	25	30	35	36	40	10,0
80	8	14	20	25	30	35	39	43	10,0
90	9	14	20	25	30	35	43	47	10,0
100	10	14	20	25	30	35	46	50	10,0
110	11	14	20	25	30	35	50	54	10,0
120	12	14	20	25	30	35	54	58	10,0
130	13	14	20	25	30	35	58	62	10,0
140	14	14	20	25	30	35	62	66	10,0
150	15	14	20	25	30	35	66	70	10,0
160	15	14	20	25	30	35	70	74	10,0
170	15	14	20	25	30	35	74	78	10,0
180	15	14	20	25	30	35	78	82	10,0
190	15	14	20	25	30	35	82	86	10,0
200	15	14	20	25	30	35	86	90	10,0

Pressione max. sotto  
piastra  $\leq 200 \text{ Kg/cm}^2$

Appoggi per forze orizzontali  $H_t$   
maggiore a richiesta

**B 180**

42 e 7

310/310

168

450

155

300

205

350/350

140

160









## DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La metodologia di esecuzione utilizza una CENTINA AUTOVARANTE a conci pari alla lunghezza di una campata da gerber a gerber.

La parte anteriore del cassero della massa di 700 t poggia su due colonne passanti attraverso l'impalcato e poggianti sulla pila mentre la coda viene impiccata tramite traversa sospesa con barre diwidag al becco dell'impalcato precedente che quindi già in fase di getto ne riceve il peso: le operazioni seguono una cadenza settimanale in cui il getto viene eseguito il venerdì e la tesatura dei cavi in trefoli e della barre diwidag di impalcato il lunedì mattina successivo con una stagionatura del calcestruzzo di sole 60 ore con conseguente elevato coefficiente di fluage  $\Phi$  (tra 2.5 e 3.).

Quindi la precompressione viene impartita nella condizione di vincolo approssimativamente corrispondente al peso proprio senza ancora il peso della sovrastruttura. Di regola la prescrizione tassativa era di procedere all'iniezione dei cavi nello stesso giorno o al massimo nel giorno successivo.

Quindi il cassero veniva avanzato nella posizione successiva.

### SISTEMA DI PRECOMPRESSIONE LONGITUDINALE IMPALCATO

Il sistema di precompressione longitudinale è costituito da cavi formati da 8 trefoli cadauno racchiusi da una guaina in lamierino zincato corrugato 5/10 mm del diametro di 65-71 mm.

I trefoli sono tesati da teste a tendere posizionate sul becco di avanzamento e analoghe teste di ancoraggio morte posizionate in coda costituite da semplice piastra sottile. I trefoli sono ancorati sulle piastre con boccole e cunei.

Si induce che la tesatura sia stata eseguita con martinetto monotrefolo un trefolo alla volta.

L'iniezione si esegue da un tubo posizionato sulla piastra a tendere.

### PRECOMPRESSIONE TRASVERSALE SOLETTA

La precompressione della soletta è ottenuta con barre diwidag postese D32 acciaio st 85/105 e iniettate poste a passo 70 cm con raddoppio sulla gerber.

## MODELLI MATEMATICI Impiegati nelle verifiche 2020

Preliminarmente alla prova di carico del 27 Agosto è stato generato un modello matematico semplice con software Sismicad per dimensionare i carichi da applicare alla struttura ad un livello equivalente alla combinazione frequente ma inferiore alla rara di NTC2018 con considerazione dei carichi reali come da Codice della Strada riportati in tabella C.3.3. .

Con questo primo modello si è formulata la Relazione N°2 consegnata a FVG prima alla prova stessa:

### DOCUMENTO TECNICO FINALIZZATO ALLA ESECUZIONE DELLA PROVA DI CARICO DEL 27/08/2020 SULLE CAMPATE NORD DEL VIADOTTO PONTEBBA

---

Contestualmente e successivamente alla prova è stato generato un modello matematico con il software Midas – Civil più fine per indagare sulla precompressione e formare estensivamente le combinazioni dei carichi convenzionali NTC 2018.

Con tale modello più fine sono state condotte

- Le analisi statiche di riconciliazione ai risultati sperimentali ;
- La formazione delle 4 combinazioni di verifica permanente, frequente, rara e SU:
- La individuazione dei parametri per le verifiche degli elementi strutturali d'esercizio e Ultime;
- le analisi sismiche a spettro per una valutazione preliminare della sicurezza sismica e del coefficiente Zeta E ( $\zeta_E$ ) ai sensi di NTC 2018 punto 8.3.

I due modelli sono stati compilati e operati indipendentemente da due tecnici distinti.

**Si rimarca che , data la larghezza dell'impalcato di 11.50m gli effetti delle Azioni sono stati computati quando peggiorativa con la presenza di 3 corsie sulla sede stradale , con le massime eccentricità dei carichi permesse dalla larghezza.**



## INTERPRETAZIONE DELLA PROVA DI CARICO DEL 27 AGOSTO 2020

La prova di carico, come da titolo 4emme:

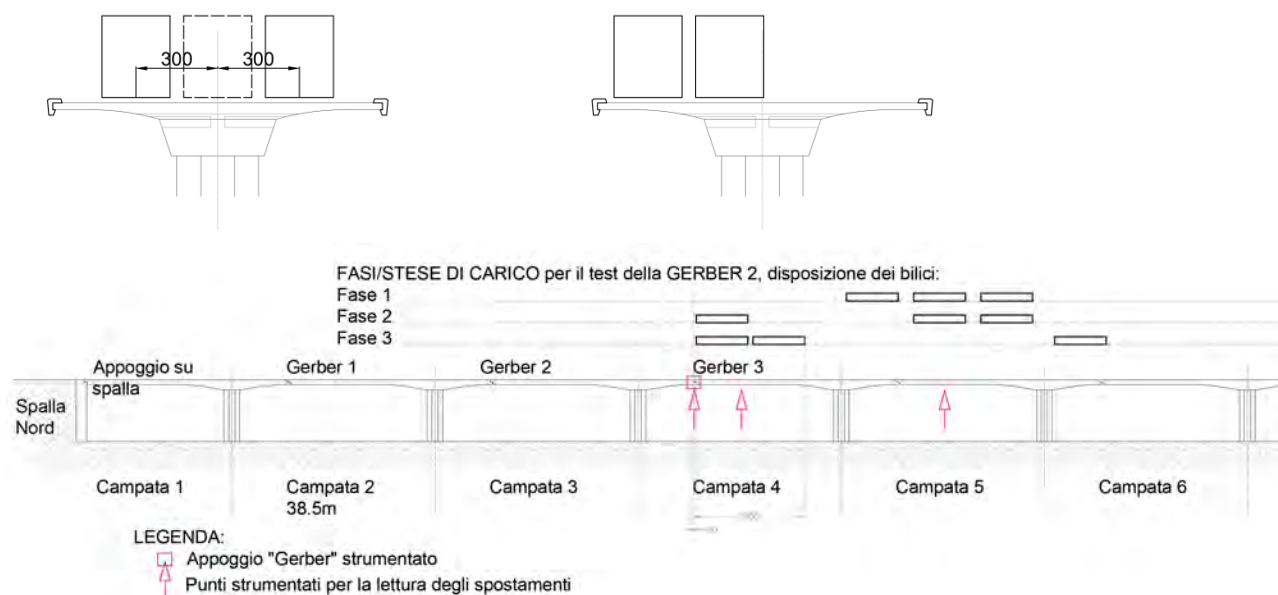
### PROVA DI CARICO SU SELLA GERBER N°4588 DEL 27 AGOSTO 2020

era indirizzata all'analisi della sella gerber per il suo stato visivo di ammaloramento e per valutare preliminarmente la possibilità di sollevamento della sella gerber alla fine della sostituzione degli appoggi mediante martinetti piatti.

L'evoluzione articolata della prova e l'entità e posizione dei carichi mobili applicati ha definito il comportamento della struttura in modo sufficientemente esauriente.  
misure.



### Prova di carico Simmetrica ed Asimmetrica



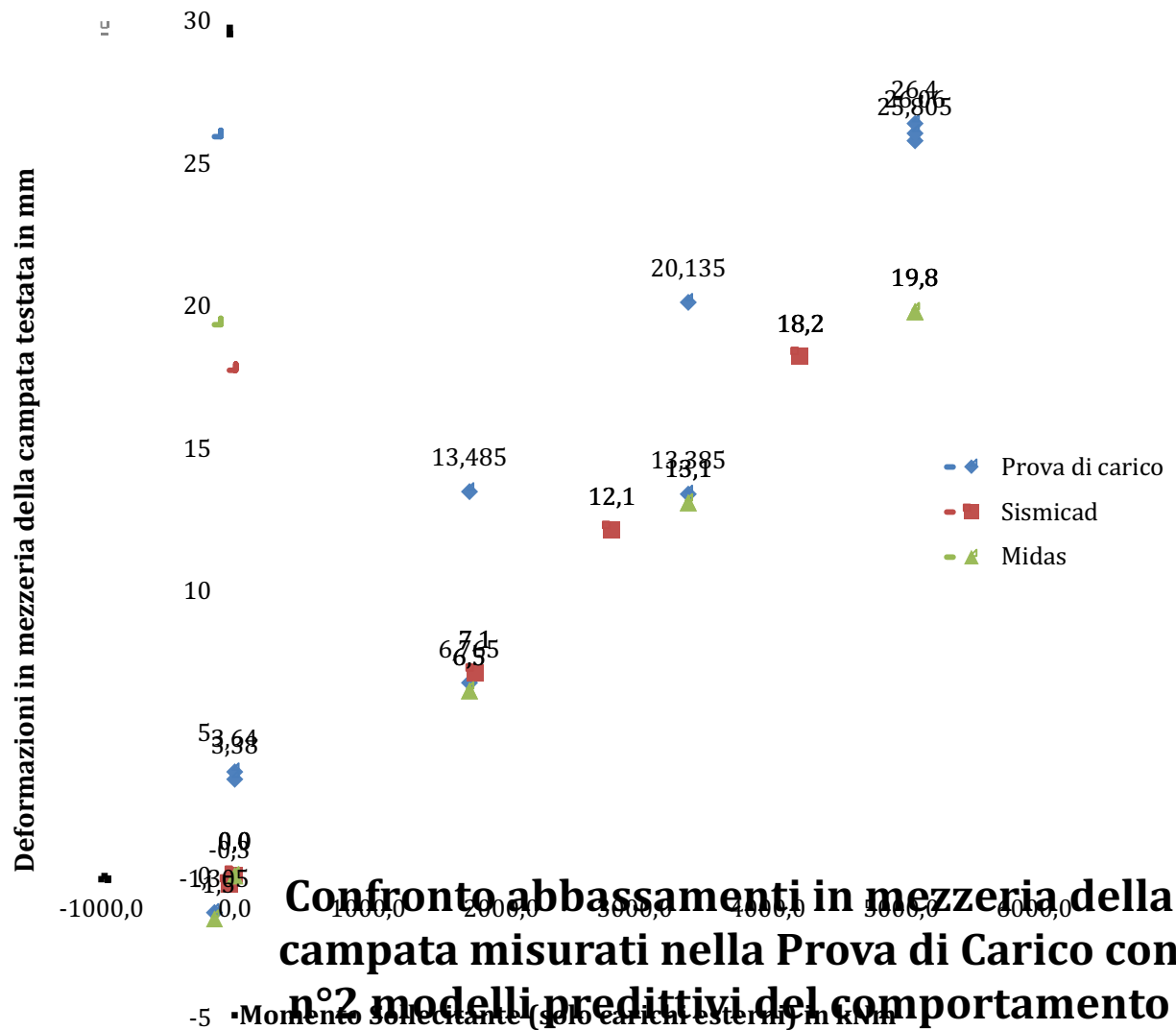
#### CONSIDERAZIONI SULLA DEFORMATA VERTICALE DELLA CAMPATA 4

Il grafico allegato è stato ottenuto correlando le frecce riscontrate nelle varie fasi non con i carichi applicati di fase ma con i momenti flettenti che la distribuzione dei carichi di fase genera nella sezione. Dato che il rilevamento delle frecce non è stato del tipo continuo (raccomandato in una prossima prova) le curve di collegamento tra gli stessi sono inferite ma senza supporto sperimentale.

E' evidente che dalla fase 1.1. alla fase 2.2 c'è perfetto accordo tra i valori predetti dai modelli per il calcestruzzo di progetto verificato dai sondaggi effettuati con andamento lineare sia in fase di carico che in quella di scarico.

Oltre il punto corrispondente alla fase 2.2 la linearità si perde e corrisponde alla comparsa delle fessurazioni segnalate dalla venute di acqua, che i successivi sondaggi hanno appurato essere quella che si accumula nelle guaine non iniettate.

La perdita di linearità viene confermata dal residuo a scarico completo di circa 3.4 mm che è stato rilevato a un'ora dalla fine prova e che probabilmente era in corso di riduzione.



## RICOSTRUZIONE DELLO STATO DI PRECOMPRESSIONE AL 2020 PER LA CAMPATA 4 e per le CAMPATE INIETTATE

MATERIALI DEL MANUFATTO

**Cfr elazione prove sui materiali 4 emme 2020**

**CALCESTRUZZO IMPALCATO**

- **Originario all'esecuzione 1980 : C<sub>28gg</sub>40/50**

Classe del calcestruzzo		C40/50	
$f_{ck}$	=	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cm}$	=	48	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm} (0.3 f_{ck}^{2/3})$	=	3.51	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk(0.05)} (0.7 f_{ctm})$	=	2.46	N/mm <sup>2</sup>
$E_c (22000 (f_{cm}/10)^{0.3})$	=	35 220	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	=	1.5	
$f_{cd} (f_{ck} / \gamma_c)$	=	26.67	N/mm <sup>2</sup>

• **Attuale 2020**  
• **C<sub>4000gg</sub>40/50**

**ACCIAIO LENTO FeB 44 K**  
**c(ontrollato in stabilimento)**

ACCIAIO ARMONICO PER CAVI ADERENTI di precompressione Impalcato caratteristiche trefolo

Trefolo  $\phi$  0.6" = 15.20 mm (diametro nominale), a 7 fili, stabilizzati A=139mm<sup>2</sup>

Le caratteristiche adottate sono le seguenti:

- trefolo controllato in stabilimento a norma di legge.
- Area: 1.39 cm<sup>2</sup> -2%; +3%.
- E apparente 200.000 N/mm<sup>2</sup> = 2.000.000 Kg/cm<sup>2</sup> = 20.000.000 t/mq=200Mpa
- Allungamento minimo a rottura. 3.5%
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk}$  **1760** N/mm<sup>2</sup>
- Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale **1570** N/mm<sup>2</sup>
- Tensioni iniziali

$$\sigma_{pi} < 0,85 f_{p(1)k} < 1335 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pi} < 0,75 f_{ptk} < 1320 \text{ N/mm}^2$$

ammessa sovratensione di 0.05  $f_{p(1)k}$  alla tesatura

Massima tensione per cui si considerano gli effetti positivi precompressione a perdite avvenute

- Ante '80 : max  $\sigma_{p \text{ inf}} < 0,6 f_{ptk} < 1056 \text{ N/mm}^2$
- NTC2018 4.2.2.5.2 : max  $\sigma_{p \text{ inf}} < 0,8 f_{pyk} < 1256 \text{ N/mm}^2$

-caratteristiche del rilassamento

Secondo FIP-CEB '90 e EUROCODICE n. 2 l'acciaio è del gruppo 2 ( $\Delta\sigma\tau$  1000 = 2.5% a 0.75  $f_{ptk}$ ).

Ivi il  $\Delta\sigma\tau$  inf. consigliato minimo è  $\geq 7\%$ .

valore assunto nei calcoli

$$\Delta\sigma\tau_{inf.} = 7\%.$$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1 \mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} = 4.4\% \text{ classe 2}$$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,76} \times (9000000/1000)^{0,75 \times (1-0,76)} 10^{-5} = 5.54\%$$

$$\rho_{1000} = 2,5 \text{ classe 2}$$

$$\mu = \sigma_{pi}/f_{ptk} = 1320/1760 = 0.75$$

$$t = 900000 \text{ h (tempo misurato in ore dalla messa in tensione: 100 anni)}$$

VALORE DA ADOTTARSI : 7%

### CAVI non Iniettati

Per le verifiche dei trefoli dei cavi risultati non iniettati si sono adottati i criteri di:

EN 1993-1-11 (2006) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-11: Design of structures with tension components [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]

Table 7.1

$$\sigma_{uk} = F_{uk}/A_m$$

-f<sub>construction</sub>

1. 0.6  $\sigma_{uk}$  first tension for only few hours
2. 0.55  $\sigma_{uk}$  after instalment of other tension components

Table 7.2

f<sub>SLS</sub> or service conditions

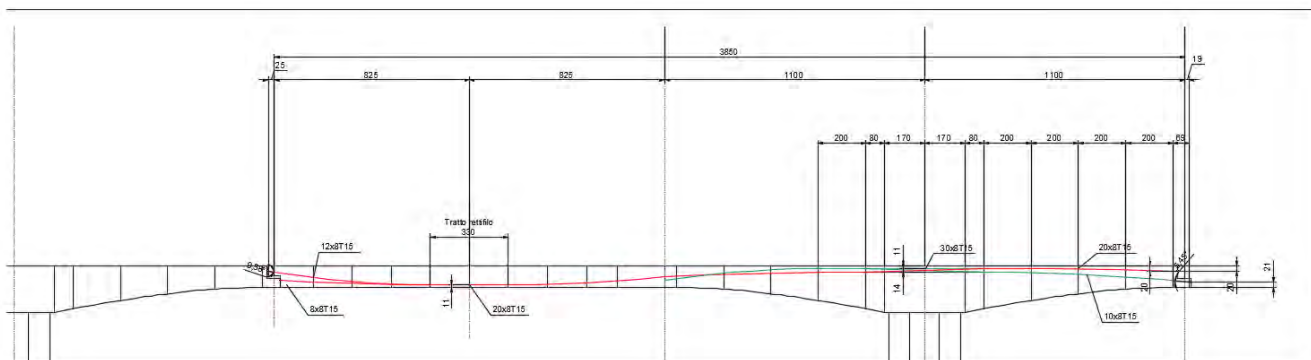
3. 0.5  $\sigma_{uk}$  keeping account bending stresses
4. 0.45  $\sigma_{uk}$  not keeping account bending stresses

### CORREZIONE IPERSTATICA DELLA PRECOMPRESSIONE INIZIALE

(calcolato intrinsecamente dal software)

$$M_{ed}(\gamma_{ai} G_i + \gamma_{ai} Q_i) + M_{p \text{ iper}} = M_{rd1} + N_{p0} \times e_p (= \epsilon_0 A_a E_a \times e_p = M_{p \text{ iso}})$$

## TRACCIATO CAVI E PERDITE PER ATTRITO E A LUNGO TERMINE.



### ELABORAZIONE PERDITE STANDARD ATTESE

E' da accertare la classe del trefolo 160/180 le sue caratteristiche di normale e elevato rilassamento.

E' da accertare la tensione di tesatura iniziale al tiro di progetto e/o quella prescritta in cantiere .

Non è dato sapere oggi se si è sfruttata una sovratensione al tiro del 5% come ammesso né per contro si sia attuata una procedura di ritaratura con ripresa dei cavi per ridurre le perdite iniziali per tesatura monotrefolo e per tesatura sequenziale.

Il tracciato dei cavi viene introdotto dalle indicazioni reperite dai disegni Anas /Zorzi che riportano le posizioni delle teste di ancoraggio e di tesatura e i tracciati cavi descritti nella contabilità dell'opera per la determinazione della loro lunghezza .

I cavi della campata tipo sono distinti in 4 famiglie :

- 1a famiglia : 20+2 cavi 8T15 (0.6'') continui passanti ;
- 2a famiglia : 10 cavi 8T15 (0.6'') cappello sull'estradosso dell'impalcato a cavallo della pila .

I cavi in mezzzeria si adagiano tutti sul fondo del cassone passo 0.2m CON DISTANZA DELL'ASSE CAVO DAL FONDO DI 12 CM.

I cavi sopra la pila sono disposti in un tratto di circa 6.5 m in traiettoria rettilinea in due strati dovendo passare a lato di 2 fori (0.9x0.9)m lasciati per il passaggio dei sostegni sulla pila della centina autovarante.

Non è dato conoscere l'entanglement dei cavi sopra la pila ma si ritiene che:

- i cavi cappello più corti siano tesati dal dente basso della gerber e passino nello strato esterno sulla pila;
- i cavi filanti siano tesati dall'ancoraggio alto della gerber e passino nello strato più basso sulla pila .

### CALCOLO ANALITICO PERDITE PER ATTRITO AL TIRO

Per il calcolo dell'ordine di grandezza delle perdite per attrito , calcolate poi sul tracciato dei cavi allegato con i programmi Midas e con un foglio excel proprietario si può semplificare il tracciato con 4 mezze parabole di ampiezza  $X=8.0m$  e  $f=(90-(25+12))/2=63/2=31.5cm$ .

Le parabole hanno equazione  $y=ax^2=x^2/4k$  (a fuoco , k direttrice ) e per  $x_0=8m$  e  $y=f=0.315m$  e tangente dell'angolo di uscita (pari alla variazione angolare)  $2ax_0=2x8.xa=tg\alpha$  .

$$a=4,9219 E-3$$

$$tg\alpha=0.7875 \quad \alpha_{rad}=0.078585 \quad \alpha=4.50275^\circ$$

Con la formula standard

$$\sigma = \sigma_{\max} e^{-f(\alpha + \beta x)}$$

e con

- Attrito per deviazione angolare  $f = 0,24$

(tale parametro viene assunto in base ad esperienza ed è inferiore al parametro proposto come max da NTC 2018 fissato in  $f = 0,3$ )

- Attrito equivalente in diritto  $\beta = 0,0055 \text{ rad/m}$
- Il rientro cunei di circa 5 mm si esaurisce per inversione del fenomeno entro una decina di m dall'ancoraggio e produrrà corrispondente riduzione della tensione in tale tratto modificando solo le verifiche di esercizio e ultime del dente gerber di tesatura.

Nei 5 punti significativi si avrà;

- All'ancoraggio  $\sigma_{\text{poi}} = \sigma_{\text{piniz}} < 0,75 f_{\text{ptk}} < 1360 \text{ N/mm}^2$
- Sull'incastro a 3,25m da asse pila  $X = 8.00 \text{ m}$   $\sigma_{\text{pi}} / \sigma_{\text{p i-1}} = 0.971$   $\sigma_{\text{pi}} = 1280 \text{ N/mm}^2$
- Sull'incastro a 3,25m da asse pila  $X = 14.50 \text{ m}$   $\sigma_{\text{pi}} / \sigma_{\text{p i-1}} = 0.962$   $\sigma_{\text{pi}} = 1269 \text{ N/mm}^2$
- Sul flesso interno  $X = 22.50 \text{ m}$   $\sigma_{\text{pi}} / \sigma_{\text{p i-1}} = 0.900$   $\sigma_{\text{pi}} = 1232 \text{ N/mm}^2$
- Nel punto di max momento positivo  $X = 30.50 \text{ m}$   $\sigma_{\text{pi}} / \sigma_{\text{p i-1}} = 0.880$   $\sigma_{\text{pi}} = 1196 \text{ N/mm}^2$
- All'ancoraggio fisso  $X = 38.50 \text{ m}$   $\sigma_{\text{pi}} / \sigma_{\text{p i-1}} = 0.850$   $\sigma_{\text{pi}} = 1161 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{\text{p30}} / \sigma_{\text{p0}} = 0.88$

## PERDITE DI LUNGA DURATA

Per il cavo vengono quindi calcolate le perdite di lunga durata per ritiro e fluage del calcestruzzo e rilassamento dell'acciaio armonico con i seguenti parametri in funzione della compressione del calcestruzzo in corrispondenza del cavo risultante e con la riduzione combinata calcolata con la Formula semplificata EC2

### DATI

$\epsilon_{\text{CS}} (\mu\text{mm})$	0,00042	coeff di ritiro tra $t_0$ e $t_{\text{too}}$
$\phi$	2,50	viscosità tra $t_0$ e $t_{\text{too}}$
$E_p (\text{KN/mm}^2)$	200,00	modulo elasticità acciaio di precompressione
%rilass	7,00	rilassamento cavi di precompressione
$\sigma_{\text{pgo}} (0.85 f_{\text{pk}}) (\text{KN/mm}^2)$	1,36	valore iniziale di $y'$ tesatura dei cavi
$E_{\text{cm}} (\text{KN/mm}^2)$	35,00	modulo elasticità cls
$\Delta\sigma_{\text{pr}} = \% \text{rilass } \sigma_{\text{pgo}} (\text{KN/mm}^2)$	0,10	perdite per rilassamento

Esse vengono valutate con formula EC2 semplificata mediamente a  $T = 40$  anni in 200Mpa così giustificata per la sezione di max Momento positivo:

1. ritiro  $\epsilon_{\text{CS}} (2) (2.5\text{gg}, 40 \text{ anni}) = 420 \mu\text{/m}$

$$\Delta\sigma_s = 420 \times 200\text{Gpa} = \mathbf{84 \text{ Mpa}}$$

2. scorrimento viscoso ( $\epsilon_4$ ), fluage, creep, del cls dell'impalcato

viscosità cls  $\phi (2.5\text{gg}, 40 \text{ anni}) = 3$

$$\Delta\sigma_{\phi} = \phi \sigma_{\text{cm}} E_a / E_{\text{cls}} = 3 \times (20 \times 1.39 \times 8 \times 1200) \text{MN} / 6.4 \times 200\text{GPa} / 35\text{GPa} = 3 \times 266880 / 6.3 \times 5.71 = \mathbf{71,4 \text{ Mpa}}$$

3. rilassamento acciaio

$$\Delta\sigma_{\tau \text{ inf.}} = 7\%. 1200 \times 0,07 = 84 \text{ Mpa}$$

Combinazione secondo EC2

$$\Delta\sigma_{\text{totale}} = (84 + 71,4 + 84 \times 0,8) / 1,1 = 202 \text{ Mpa}$$

Nei 5 punti significativi si avrà;

- All'ancoraggio  $\sigma_{\text{poi}} = \sigma_{\text{pini}} = 1120 \text{ N/mm}^2$
- Sull'incastro a 3,25m da asse pila  $X = 8.00 \text{ m}$   $\sigma_p = 1080 \text{ N/mm}^2$
- Sull'incastro a 3,25m da asse pila  $X = 14.50 \text{ m}$   $\sigma_p = 1069 \text{ N/mm}^2$
- Sul flesso interno  $X = 22.50 \text{ m}$   $\sigma_p = 1032 \text{ N/mm}^2$
- Nel punto di max momento positivo  $X = 30.50 \text{ m}$   $\sigma_p = 996 \text{ N/mm}^2$
- All'ancoraggio fisso  $X = 38.50 \text{ m}$   $\sigma_p = 961 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{p30} / \sigma_{p0} = 0.88$

Determinazione standard della Forza nei cavi per la sezione di max Momento positivo

$$N_{p\text{-attesa}} = 20 \times 8 \times 139 \times 996 \text{ MPa} = 222.4 \times 996 = 22.151 \text{ kN}$$

VALUTAZIONE FORZA NEI CAVI RICONTRATE SPERIMENTALMENTE NELLA PROVA DI CARICO 27 07 2020

FASt come eseguite nella Prova di Carico del 27/08/2020	Gerber n°3		Mezzeria campata 4				Mezzeria campata 5			
	Spost. [mm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Spostamento [mm]		Spostamento [mm]				
	Val. atteso	Val. atteso	Val. atteso	Val. atteso	Val. misurato		Val. atteso	Val. misurato		
G1+G2	17,8	1501	5860	26,0						
G1+G2+P(t <sub>max</sub> )	17,8	1355	-1970	-4,0						
G1+G2+Fase 1	17,8	1519	5708	24,5						
G1+G2+Fase 2.1	21,3	1859	7620	32,5						
G1+G2+Fase 2.2	22,1	2217	9264	39,1						
G1+G2+Fase 2.3	24,2	2575	10962	45,8						
G1+G2+q(NTC'18)	22,0	3326		51,1						
G1+G2+q(NTC'18)+Q(STANAG)	30,0	3431								
Solo Fase 1	0,0	18	-152	-1,5	-1,16	-1,12		8,45	8,50	9,10
Solo Fase 2.1	3,5	358	1760	6,5	6,89	-6,64		7,33	7,46	7,93
Solo Fase 2.2	4,3	716	3404	13,1	13,51	13,26		-1,57	-1,24	-1,19
Solo Fase 2.3	6,4	1074	5102	19,8	27,06	25,06		-1,49	-1,20	-1,16
Scarico					3,41	3,35		-0,39	0,03	0,03
Solo Carico Variabile q(NTC'18)	4,2	1825		25,1						
Soli Carichi Variabili q(NTC'18)+Q(STANAG)	12,2	1930		28,0						

La valutazione standard della tensione del cavo nel punto di massimo momento positivo di cui sopra viene confrontata con la tensione che si verifica sperimentalmente sussistere in mezzeria alla campata 4 in corrispondenza del momento generato da precompressione residua comprensiva della ridistribuzione iperstatica combinata col peso proprio e il momento generato dalla fase di carico 2.2.

Infatti la comparsa subitanea di fessure in campata 4 in mezzeria nella zona di max momento positivo, evidenziate alla fase 2.2 con i 2/3 del carico mobile totale pari a 2500kN 2/3 = 1670kN ottenuto con 4 motrici posizionate fino a ridosso della gerber, permette di individuare con buona precisione il raggiungimento dello stato di decompressione a livello delle giuaine e quindi permette il calcolo della forza effettiva nei cavi ad oggi a 40 anni dalla tesatura iniziale.

Questo calcolo viene condotto in due modi:



1. In forma diretta considerando

$$\sigma_{cs} = N/A \pm My/J \text{ e}$$

$$\text{Momento } M = (M_{go+gi} + M_{E \text{ fase 2.2 (con corri iper)}} + N e_{iso})$$

in cui tutti i termini sono noti eccetto N che è quindi ricavabile .

1.1. Si ottiene, se per y si adotta 0,56m corrispondente all'altezza del baricentro rispetto la fibra dell'intradosso

$$N = 1790t = \mathbf{17.900kN}$$

1.2. Se prudenzialmente si assume per y si adotta 0,48m corrispondente all'altezza del una forza residua minima di

$$N = 1550t = \mathbf{15.500kN}.$$

2. Per tentativi sul modello matematico riducendo per step la  $\sigma_p$  fino a che in mezzeria si arriva alla tensione nulla sulla fibra esterna di intradosso e leggendo la tensione corrispondente sulla sezione pari a

$$\sigma_{p\infty=40\text{anni}} = 810\text{Mpa} = N/\text{mm}^2 = \mathbf{8100 \text{ kgf/cm}^2}.$$

**Che corrisponde a**

$$N = 20 \times 8 \times 139 \times 810 = \mathbf{18.015 \text{ kN}}$$

Considerando l'indeterminatezza del momento in cui si aprono le fessure nel passaggio tra la fase 2.2 alla fase 2.3, che ne alzerebbe il valore, e la indeterminatezza del livello di y a cui si aprono le fessure chiuse che erano già presenti che ne abbasserebbe il valore, si assume un valore probabile per N oggi presente nella sezione di

$$\mathbf{N_{p \text{ ril } 40\text{anni}} = 17000 \text{ kN}}$$

Da confrontare con la  $N_p$  attesta standard calcolata sopra pari a

$$\mathbf{N_{p-attesa} = 22.152 .kN}$$

Quindi

$$(N_{p \text{ ril } 40\text{anni}} = 17.000 \text{ kN}) / (N_{p-attesa} = 22.152 .kN) = \mathbf{0.77}$$

Di fatto noi misuriamo la forza residua non la tensione.

Quindi lo elevato valore del rapporto denuncia potenzialmente tre fenomeni negativi combinati aleatoriamente :

1. Una incrementata evoluzione delle perdite accelerata per l'assenza della iniezione:
2. Una corrosione dei cavi aleatoria sempre dovuta all'assenza della iniezione anche lungo la sua lunghezza che potrebbe essere dell'ordine 20%.
3. La presenza di una forza parassita di trazione dovuta al deficiente comportamento dell'appoggio scorrevole in corrispondenza di azioni termiche o coattive di contrazione che si accentuano in inverno.

IN CAMPATA: momenti Positivi

Il numero di cavi è capiente se fossero aderenti.

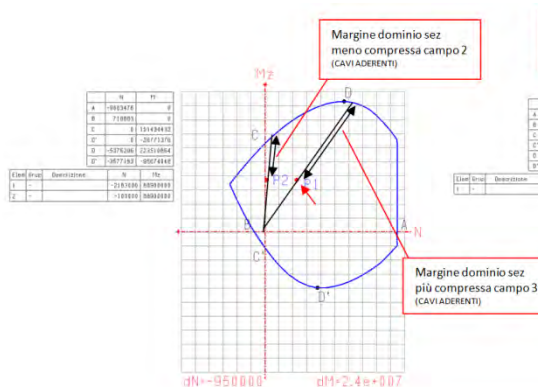
#### VERIFICHE SLE

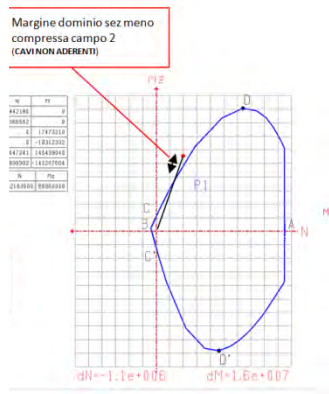
- 1.1. Di fatto la precompressione era stata progettata per “coprire” la fessurazione dell’impalcato fino ai massimi carichi mobili (anche per NTC 2018), almeno al frattile del 95%.
- 1.2. La mancata iniezione del cavo toglie l’area dei trefoli nelle verifiche flettenti a sezione parzializzata: esse vengono condotte con la sola area di armatura del ferro lento senza il contributo sostanziale del ferro armonico. L’effetto positivo della precompressione si riduce alla compressione generata dalla forza residua ridotta del cavo.
- 1.3. Allo stato di esercizio (comb rara cavi non aderenti) la compressione del cls (780 MPa) è abbondantemente inferiore al limite  $0.6 f_{ck}$  per limitazione della fessurazione longitudinale.
- 1.4. Dal lato acciaio, il valore della sollecitazione dell’armatura tesa, pur rilevante ( $1300 \text{ daN/cm}^2$ ), è inferiore al limite per Fe 44 kc di  $0.8 f_{yk} = 3533 \text{ daN/cm}^2$  che garantisce il controllo sulla presenza di deformazioni permanenti (la fessura si apre e si richiude).
- 1.5. La bassa tensione nei trefoli e nell’acciaio lento riduce i rischi di rotture da fatica

#### VERIFICHE SLU

La sezione in campata con cavi aderenti allo SLU è in campo 3 per cui possiede ampi margini di resistenza.

Nel caso di cavi non aderenti o poco aderenti, per le verifiche SU, il dominio di resistenza subisce un importante riduzione: i cavi non aderenti non partecipa con la loro sezione alla determinazione del dominio di resistenza per cui il loro effetto sulla sezione si riduce alla sola forza di postcompressione residua  $N$  e al relativo momento  $Nxe$ .





*Allo stato di fatto una riduzione della tensione del cavo a 12500kN induce una tensione sull'armatura tesa di circa 3500 daN/cm<sup>2</sup> limite per il quale la deformazione diventa permanente e nel Ns caso incontrollata a causa della presenza di cavi non iniettati e scarsa armatura lenta .*

*La riduzione a 12500kN può generarsi in seguito alla trazione aggiuntiva dovuta ad una  $\Delta T = -10^\circ\text{C}$  che porta a una decompressione della sezione di  $-0.6 \times 700 = -420\text{t}$  (dove 0,6 è un coeff di comb sle del  $\Delta T$ ) nell'ipotesi probabile di bloccaggio dell'appoggio sulla gerber*

*Questa combinazione aumenta eccessivamente lo stato di decompressione della sezione di campata e potenzialmente può innescare un collasso di tipo fessurativo non sufficientemente "protetto" dalla presenza di acciaio aderente al cls.*

*Occorre tenere presente che, a vantaggio della sicurezza, la struttura è iperstatica e quindi per un collasso globale occorre esaurire le capacità di rotazione oltre che della mezzeria anche dell'incastro sulla pila.*

*I trefoli non iniettati non superano le limitazioni per acciaio nudo di cui a*

Table 7.2

$f_{SLs}$  or service conditions

5. 0.5  $\sigma_{uk}$  keeping account bending stresses

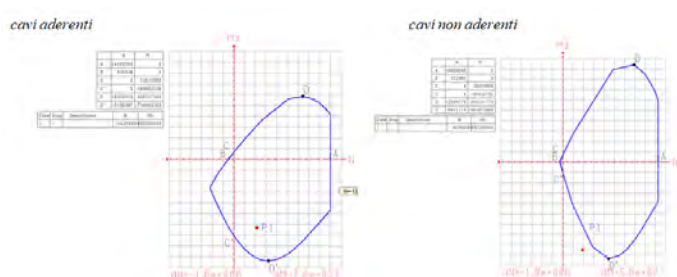
0.45  $\sigma_{uk}$  not keeping account bending stresses =

$\sigma_{pi} < 0,45 f_{ptk} < 0.45 \times 1760 = 790 \text{ N/mm}$

## INCASTRO

1.1 Il numero di cavi all'incastro è meno sovradimensionato rispetto a quello della campata ma sconta maggiori problemi di fessurazione durante il passaggio dei mezzi (NTC 2018) anche per un frattile del 95%.

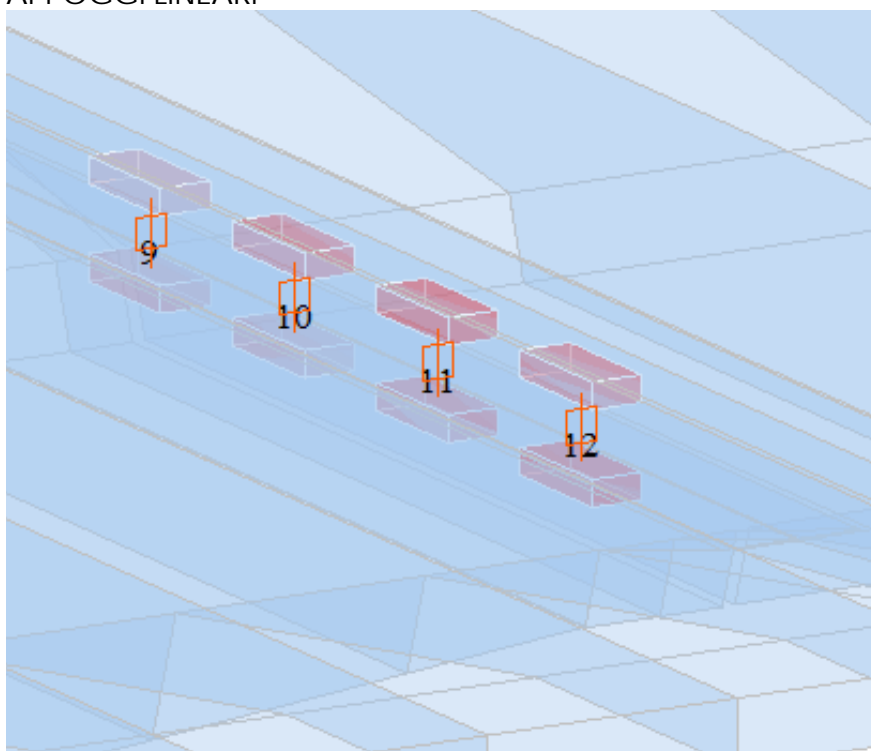
**NB** nel caso di cavi non aderenti il dominio di resistenza subisce un evidente riduzione compromettendo la verifica allo SLU.



- 1.2 Lo stato di sollecitazione della sezione allo SLE (comb rara-cavi non aderenti) è tale da limitare la presenza di fessure longitudinali nel cls e deformazioni permanenti durante lo stato di fessurazione.
- 1.3 In comb frequente lo stato non è fessurato
- 1.4 In comb rara per un frattile del 5% e del 95% lo stato è fessurato

## APPOGGI LINEARI, DENTI SU SELLA GERBER E SPINOTTI DI RITEGNO SUL BORDO ESTERNO DELLA MENSOLA

### APPOGGI LINEARI



Combinazioni elementari

No.	Load	Node	Axial (tonf)	Shear-y (tonf)	Shear-z (tonf)
9	go	102	-31.97	0.00	-28.45
		180	-31.97	0.00	-28.45
10	go	100	-31.97	0.00	-28.45
		182	-31.97	0.00	-28.45
11	go	98	-31.97	0.00	-28.45
		184	-31.97	0.00	-28.45
12	go	96	-31.97	0.00	-28.45
		186	-31.97	0.00	-28.45
9	g1	102	-5.34	0.00	-4.61
		180	-5.34	0.00	-4.61
10	g1	100	-5.34	0.00	-4.61
		182	-5.34	0.00	-4.61
11	g1	98	-5.34	0.00	-4.61
		184	-5.34	0.00	-4.61
12	g1	96	-5.34	0.00	-4.61
		186	-5.34	0.00	-4.61
9	post-tens. cavi too	102	-6.76	0.00	216.07
		180	-6.76	0.00	216.07
10	post-tens. cavi too	100	-6.76	0.00	216.07
		182	-6.76	0.00	216.07
11	post-tens. cavi too	98	-6.76	0.00	216.07
		184	-6.76	0.00	216.07
12	post-tens. cavi too	96	-6.76	0.00	216.07
		186	-6.76	0.00	216.07
9	Q300.200.100su3corsie(max)	102	58.62	2.03	42.96
		180	58.62	2.03	42.96
10	Q300.200.100su3corsie(max)	100	8.19	2.03	41.04
		182	8.19	2.03	41.04
11	Q300.200.100su3corsie(max)	98	8.19	2.03	41.02
		184	8.19	2.03	41.02
12	Q300.200.100su3corsie(max)	96	58.62	2.03	42.94
		186	58.62	2.03	42.94
9	Q300.200.100su3corsie(min)	102	-143.74	-2.03	-76.30
		180	-143.74	-2.03	-76.30
10	Q300.200.100su3corsie(min)	100	-77.62	-2.03	-74.80
		182	-77.62	-2.03	-74.80
11	Q300.200.100su3corsie(min)	98	-77.62	-2.03	-74.80
		184	-77.62	-2.03	-74.80
12	Q300.200.100su3corsie(min)	96	-143.74	-2.03	-76.30
		186	-143.74	-2.03	-76.30

Combinazione rara-frequente-semipermanente

No.	Load	Node	Axial (tonf)	Shear-y (tonf)	Shear-z (tonf)
9	g0+g1+q (rar)(max)	102	14.54	2.03	225.97
		180	14.54	2.03	225.97
10	g0+g1+q (rar)(max)	100	-35.89	2.03	224.05
		182	-35.89	2.03	224.05
11	g0+g1+q (rar)(max)	98	-35.89	2.03	224.03
		184	-35.89	2.03	224.03
12	g0+g1+q (rar)(max)	96	14.54	2.03	225.95
		186	14.54	2.03	225.95
9	go+g1+q (freq)(max)	102	6.65	1.52	-0.84
		180	6.65	1.52	-0.84
10	go+g1+q (freq)(max)	100	-31.17	1.52	-2.28
		182	-31.17	1.52	-2.28
11	go+g1+q (freq)(max)	98	-31.17	1.52	-2.29
		184	-31.17	1.52	-2.29
12	go+g1+q (freq)(max)	96	6.65	1.52	-0.85
		186	6.65	1.52	-0.85
9	go+g1(quas perm)	102	-44.07	0.00	183.01
		180	-44.07	0.00	183.01
10	go+g1(quas perm)	100	-44.07	0.00	183.01
		182	-44.07	0.00	183.01
11	go+g1(quas perm)	98	-44.07	0.00	183.01
		184	-44.07	0.00	183.01
12	go+g1(quas perm)	96	-44.07	0.00	183.01
		186	-44.07	0.00	183.01
9	g0+g1+q (rar)(min)	102	-187.81	-2.03	106.71
		180	-187.81	-2.03	106.71
10	g0+g1+q (rar)(min)	100	-121.70	-2.03	108.21
		182	-121.70	-2.03	108.21
11	g0+g1+q (rar)(min)	98	-121.70	-2.03	108.21
		184	-121.70	-2.03	108.21
12	g0+g1+q (rar)(min)	96	-187.81	-2.03	106.71
		186	-187.81	-2.03	106.71
9	go+g1+q (freq)(min)	102	-145.12	-1.52	-90.29
		180	-145.12	-1.52	-90.29
10	go+g1+q (freq)(min)	100	-95.53	-1.52	-89.16
		182	-95.53	-1.52	-89.16
11	go+g1+q (freq)(min)	98	-95.53	-1.52	-89.16
		184	-95.53	-1.52	-89.16
12	go+g1+q (freq)(min)	96	-145.12	-1.52	-90.29
		186	-145.12	-1.52	-90.29

Ognuno dei due denti della gerber alto 0,4m, largo alla base 1.8m e 1.9m in alto, porta 2 appoggi lineari in teflon lunghi ognuno 0.8m circa : essi sono costituiti da una grossa piastra inferiore in acciaio , una testa rullante in acciaio e una grossa piastra superiore rivestita all'intradosso con lamierino inox :tra testa rullante e lamiera inox è inserito un foglietto di teflon.

Il tutto è rappresentato adeguatamente nelle foto e nella prospezione con telecamera eseguita da 4Emme.

Lo stato visivo dell'apparecchio rileva una avanzato stato di degrado che denuncia una pronunziata riduzione delle capacità funzionali.

La sede degli appoggi ha una misura esterna di 4.10 m con baricentro tra i due gruppi di due di solo 2.30 m a fronte di una sede stradale di 11.50m.

Ciò inevitabilmente comporta che per le eccentricità del carico mobile permesse dalla larghezza della piattaforma stradale si sviluppino trazioni sull'appoggio esterno a cui si contrappongono la torsione dell'impalcato e lo spinotto del bordo.

Il comportamento è poco determinabile perché dipende oltre che dalla torsione, dal gioco dello spinotto e dalla rigidità delle ali.

Nel caso di massima eccentricità lo spinotto ha effetto negativo perché sovraccarica l'appoggio esterno.

L'accoppiamento lineare su ben 1.80 m di ognuna coppia di appoggi posati anche sfalsati di 2cm sia in quota che in piano lasciano incerta la determinazione della massima sollecitazione su ognuno dei due che potrebbe venire caricato di tutta la reazione.

I massimi carichi eccentrici mobili isostatici sono determinabili compresi i carichi militari in circa 1300kN a cui si aggiunge il vento a formazione della combinazione rara.

Si determina quindi la reazione dell'appoggio, per i soli carichi mobili nella distribuzione di massima eccentricità in **2350 kN**: valore confermato dai valori ottenuti con Midas.

I massimi valori di verifica per coppia di appoggi e dente gerber su un lato sono:

$$\begin{array}{ll}
 \text{Combinazione permanente} & ((G_0)640,0 + (G_1)107,0 + (P_{\text{iper}})103,0) = 850\text{kN} \\
 \text{Combinazione rara con carichi mobili e vento} & = 3200\text{kN} \\
 SU=V_{sd}=((G_0)640,0 + (G_1)107,0)1.35 + (P_{\text{iper}})103,0 + 1.5 \times 2350 & = 4640\text{kN}
 \end{array}$$

Quindi, essendo i quattro appoggi in loco progettati per un carico ammissibile nominale massimo di 150 t cadauno e quindi di 300 t per coppia, da confrontare con la combinazione rara, essi sono stati progettati correttamente e quindi hanno problemi solo di non conformità di magistero di montaggio e vetustà.

## VERIFICA DENTE GERBER

I denti delle selle delle gerber sono da classificare come mensole tozze appese al corpo trave: quindi da considerare secondo il punto 4.1.2.3.5.3 di NTC 2018, formula 4.1.32.

Il dente è armato consistentemente in senso trasversale e quindi, anche se tale armatura non è convenientemente ancorata sui lati esterni ed interni del dente, ripartisce adeguatamente le differenze di carico dei due appoggi singoli lineari.

Si prescrive la saldatura delle squadre a formazione di staffa chiusa per la pos 75 e pos 76.

Si ritiene di considerare nella verifica la somma max dei valori concomitanti di entrambi gli appoggi. Le azioni sollecitanti  $V_{sd}$  sono le individuate sopra per gli appoggi a cui deve essere sottratta la componente minima verticale della precompressione.

Dente superiore con 12 cavi a t inf all'ancoraggio fisso

$$V_{Ed} = 4640 - 960 \text{ Mpa} \times 1.39E-4 \times 12 \times 8 \times \sin 4.502^\circ = 4640 - 1005 = \mathbf{3635 \text{ kN}}$$

Dente inferiore con 10 cavi a t inf all'ancoraggio di tesatura

$$V_{Ed} = 4640 - 1120 \text{ Mpa} \times 1.39E-4 \times 8 \times 10 \times \sin 4.502^\circ = 4640 - 977 = \mathbf{3663 \text{ kN}}$$

Le normative riguardo il comportamento di elementi tozzi al taglio non sono allineate.

1. NTC 2018 non permette di sommare alla resistenza a taglio della sezione in cls armata solo longitudinalmente  $V_c = V_{rd1}$  alla  $V_w = V_{rd3}$  resistenza delle armature trasversali a taglio mentre EC2 ed EC8 lo permettono.
2.  $V_{rd1}$  si incrementa per la presenza di una compressione, data dalla precompressione, sulla sezione e nel gioco dei coefficienti tiene conto degli effetti spinotto.
3. La presenza del carico assiale dato dalla precompressione diminuisce  $V_{rd2}$  (biella compressa).

$V_{rd1}$ , calcolato con la formula standard 4.1.23 NTC2018 è uguale a 2030 KN.

$V_{rd1}$ , calcolato con la formula standard 4.1.24 NTC2018 è uguale a 2440 KN.

## VERIFICA $V_{rd2}$ - BIELLA CALCESTRUZZO.

Si esegue la verifica secondo NTC 2018 col Metodo con inclinazione delle bielle del calcestruzzo variabile assumendo una inclinazione della biella compressa pari a  $\cotg\beta = 2$ .

### Verifica biella compressa

$V_{rcl} = V_{rd2}$  biella compressa = 5385KN ma esso deve essere ridotto della compressione esercitata dalle teste dei cavi di precompressione che sollecita la biella compressa.

Svolgendo la verifica secondo le EC2 4.3.2.2. formula 4.15 e 4.16 si ottiene:

$$V_{rd2ridotto} = 1,67 V_{rd2}(1 - \sigma_{cp,eff}/f_{cd}) = 1.67 \times 5385(1 - 14.66/26.67) = 1.67 \times 5385 \times 0.45 = 0.75 \times 5385 =$$
$$\text{Con } \sigma_{cp,eff} = (N_{sd} - f_{yd} A_{s2}) / A_c = ((1120 \times 1.39E-4 \times 8 \times 10 \times \cos 4.502^\circ) - 40.82 \times 440 / 1.15) / (0.4 \times 1.85) = (12.416 - 1561) \text{ kN} / 0.74 = 14,66 \text{ Mpa}$$

Con  $A_{s2}$  il ferro assiale compresso =  $6D20 + 7D20 = 40.82 \text{ cm}^2$

$$V_{rd2} = V_{wd}$$

$$V_{rd2ridotto} = \mathbf{4049 \text{ kN}} > V_{ed} = \mathbf{3660 \text{ kN}}$$



La verifica è quindi soddisfatta.

VERIFICA  $V_{rd3} = V_{rwd3}$  – STAFFE E PIEGATI

OSSERVAZIONI SUL DESIGN DI SPILLI E PIEGATI

Si nota preliminarmente che gli spilli verticale a cui è affidata la intera portanza verticale di  $V_{srd}$  sono piegati a  $90^\circ$  e non a  $135^\circ$  come impongono le normative sismiche dal DM '96.

Lo stesso dicasi dei piegati che sostengono il dente che risultano adeguatamente ancorati.

Quindi nelle verifiche i valori  $V_{rd}$  dovrebbero essere ulteriormente ridotti per tenere conto delle ridotte lunghezze di ancoraggio.

Verifica armatura lenta trasversale staffe e piegati.

Si considera la fessura passante per il bordo di appoggio e inclinata dell'angolo  $\beta$  quindi su una lunghezza  $\cotg\beta = 2$ : si ha una lunghezza per conteggiare le staffe valide pari a

$0.9d \times 2 = 0.9 \times 0.34 \times 2 = 0.65\text{cm}$  in cui si conteggiano

- $4 \times 6D12 + 2 \times 8 D10 = 39,76\text{cm}^2$

$$V_{rwd3} = 39.76 \text{ E-}4 \times 440\text{Mpa} / 1.15 = 1520 \text{ kN}$$

Inoltre si conteggiano piegati a  $\alpha = 45^\circ$   $\cotg \alpha = 1$

- $7D20$  per  $21,98\text{cm}^2$

$$V_{rwd3} = ((21,98 \text{ E-}4 \times 440\text{Mpa}) / 1.15) \times 1,41 = 1188 \text{ kN}$$

$$V_{rd3} = (1520 + 1188) = 2708 \text{ kN} < V_{ed} = 3660\text{kN} \quad V_{ed}/V_{rd} = 1.1$$

Ma la formula corretta è la formula 4.1.32 come sopra detto.

## LIVELLO DI CARICO raggiunto della PROVA DI carico 2.3 del 2020

- 1.5 La prova di carico è stata eseguita con carichi mobili che simulano l' **81%** dei carichi stradali della NTC 2018, l' **84%** di quelli previsti dal DM 1961 e il **71%** di quelli previsti dal DM 1980 vigente nel periodo della realizzazione del ponte. La norma più probabile utilizzata e vigente nel periodo della costruzione è quella del DM 1961 molto simile a quella della NTC 2018 ([http://www.staticaesismica.it/staticaesismica\\_normativa.html](http://www.staticaesismica.it/staticaesismica_normativa.html)).
- 1.6 Se i carichi mobili del DM 1961 producono sostanzialmente gli stessi risultati di quelli ottenuti con l'applicazione del NTC 2018 tutte le considerazioni fin qui prodotte rimangono sostanzialmente valide
- 1.7 La presenza di uno stato fessurato permanente causa bloccaggio degli appoggi e differenza di temperatura estate-inverno (vedi punto 4.2) ha ridotto la capacità della sezione di resistere ai carichi di prova producendo una deformazione anelastica a partire dalla presenza di 4 bilici da 40 t in campata e un residuo di 3mm allo scarico.  
Durante la prova è stata registrata una deformazione anelastica max di circa  $27-10=17$ mm a fronte di una deformazione elastica totale di analisi di circa 20 mm.  
Andamento analogo è stato registrato per gli spostamenti orizzontali della sella Gerber che potrebbero aver influenzato quelli verticali in campata ma in misura non significativa a causa dei loro valori molto ridotti.  
**NB** lo spostamento anelastico orizzontale per gli appoggi è dovuto al superamento della forza d'attrito.

## PROVE STATICHE 2024

Si allegano le misure relative alla campata 4 caricata con 4 motrici da 40 T che sono tipiche e corrispondenti con buona approssimazione ai risultati dai modelli Matematici. Si rimanda all'elaborato completo .

CAMPATA	FASE	ORA	1	2	3	4	5	6
4	ZERO	10:50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	CARICO 1	12:00	7,16	11,36	6,70	9,03	12,26	6,65
4	CARICO 2	12:15	7,40	11,45	6,74	9,17	12,25	6,76
4	CARICO 3	12:30	7,54	11,54	6,67	9,46	12,46	6,76
4	SCARICO 1	14:10	1,78	0,31	0,27	1,95	0,32	0,14
4	SCARICO 2	14:20	1,78	0,33	0,25	2,03	0,35	0,08

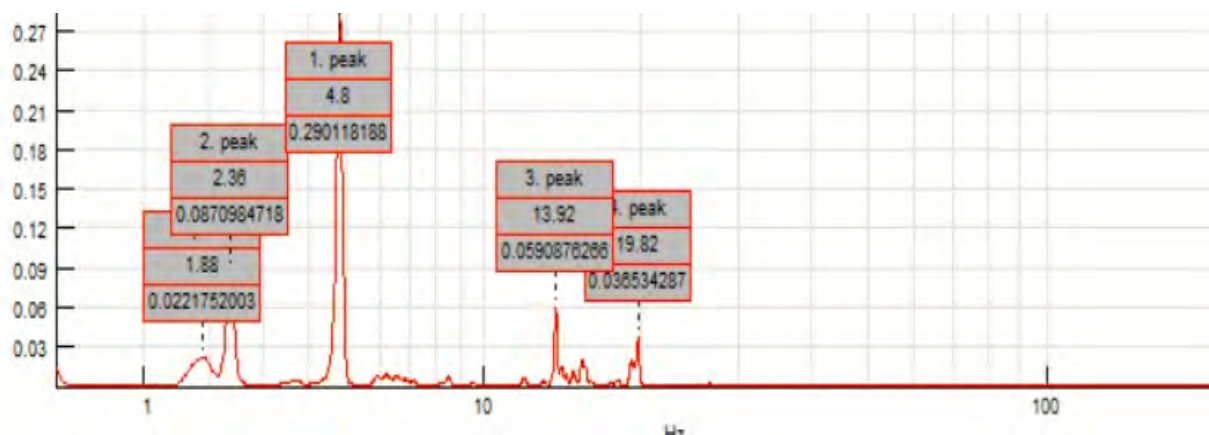
CAMPATA	FASE	ORA	1	2	3	4	5	6
41	ZERO	10:30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
41	CARICO 1 CAM	10:50	2,17	3,06	1,62	2,49	3,09	1,27
41	CARICO 2 CAM	11:05	2,38	3,06	1,67	2,54	3,06	1,34
41	SCARICO 1 CAM	11:14	0,31	3,26	0,59	0,33	0,27	0,45
41	SCARICO 1 CAM	11:30	0,28	0,31	0,26	0,26	0,43	-0,07
41	CARICO 2 CAM	11:45	5,20	0,32	2,75	5,98	6,70	2,29
41	SCARICO 2 CAM	12:00	0,56	5,87	0,34	0,69	0,63	0,19
41	CARICO 3 CAM	12:20	6,45	8,94	4,54	7,38	9,86	4,18
41	SCARICO 3 CAM	12:40	0,85	0,72	0,27	0,72	0,54	-0,05
41	CARICO 4 CAM	13:00	7,94	12,82	6,92	8,26	12,12	5,52
41	CARICO 4 CAM	13:15	8,44	12,84	6,64	8,43	12,41	5,18
41	SCARICO 4 CAM	13:50	1,36	0,59	0,29	1,26	0,51	0,52
41	SCARICO 4 CAM	14:00	1,31	0,32	0,24	1,05	0,58	0,39

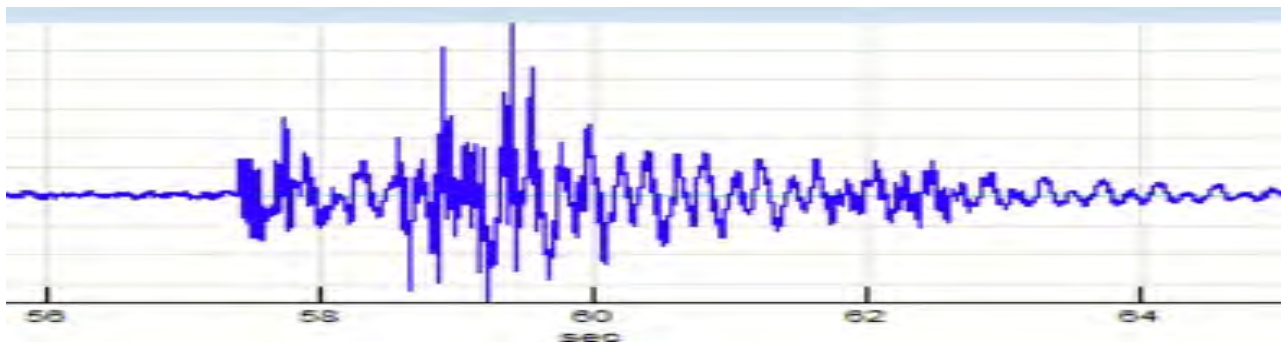
## PROVE DINAMICHE 2024

Si allegano in anteprima ESTRATTO dei risultati delle prove dinamiche LGT  
CANALE MASTER ( BORDO SX VIADOTTO DIREZIONE NORD

CAMPATA	1° MODO DI V		3° MODO DI V
	1° FREQUENZA	2° FREQUENZA	
C 2	2,432	4,6848	POCO VISIBILE
C 4	2,3040	4,7616	13,9520
C 6	2,3296	4,7616	14,2848
C 8	2,3040	4,6848	14,1568
C 10	2,3552	4,8128	13,9776
C 12	2,3040	4,7360	14,1312
C 14	2,2784	4,7872	14,2848
C 16 PRIMA	2,0480	4,7104	14,2848
C 16 SECONDA	2,3552	4,7872	14,2848
C 18	2,4064	4,8128	14,2848
C 20	2,3552	4,8128	14,2848
C 22	2,3296	4,7104	POCO VISIBILE
C 24	2,3838	4,8384	14,2848
C 26	2,3552	4,8896	14,2848
C 28	2,3552	4,8128	14,3872
C 30	2,3552	4,8128	14,2884
C 32	2,3552	4,8128	14,2884
C 34	2,3808	4,8384	14,2336
C 36	2,3296	4,6592	14,1056
C 38	2,3808	4,8384	14,2848
C 41	2,3040	4,6396	POCO VISIBILE
C 42	9,8304	13,5851	/
C 43	1,9712	4,8128	14,5464

CAMPATA DANNEGGIATA





il segnale completo è stato analizzato procedendo all'eliminazione delle frequenze 0-1 Hz;  
 E' stata sottratta la media ed eseguita la FFT mostrando il risultato in spettro di potenza.  
 Facendo la conta manuale tra 60 s e 62 s nella fase steady state dopo la fase transient dell'eccitazione si contano distintamente 10 oscillazioni in 2 secondi quindi 5 HZ quindi coerente con il 4.93 s da analisi FFT.

Confrontando le risposte in frequenza delle campate si apprezza uno shifts in calo per la campata 41 ( la 5 da Nord , adiacente alla puntellata ).

Lo shift è poco ma non tanto tenendo conto che la puntellatura della 4 (42) ha aumentato il grado d'incastro della 5 (41) e quindi si avrebbe dovuto avere incremento di frequenza.

Ciò conferma la minor rigidezza del tratto a sbalzo dovuto alla parziale non collaborazione dei cavi non iniettati .

## ABBINAMENTO FREQUENZE sperimentate AI MODI calcolati

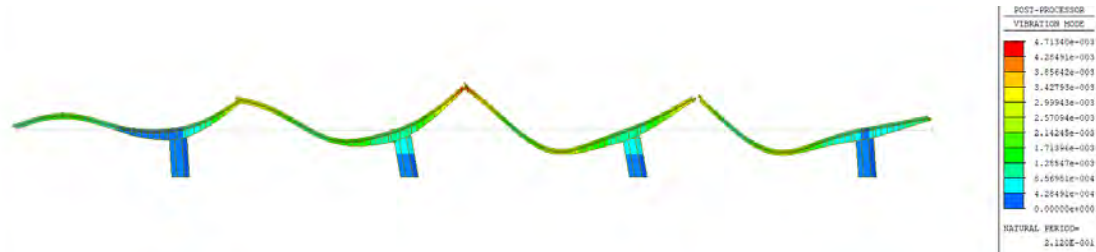
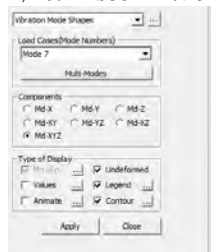
si abbinano le frequenze rilevate ai seguenti modi calcolati dal modulo dinamico di Midas Civil.

### 1. FREQUENZA SPERIMENTALE 4.98 HZ $T=0.20s$

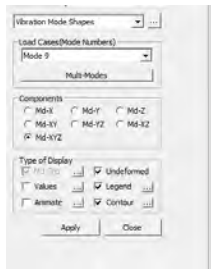
*Combinazione dei due seguenti modi*

**Ipotesi di appoggi bloccati agli spostamenti oprizzontali ( $K_{orizz}=300KN/mm$ )-impalcato non fessurato**

$T_7=0.21 \text{ sec} = 4.76 \text{ Hz}$



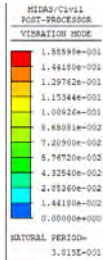
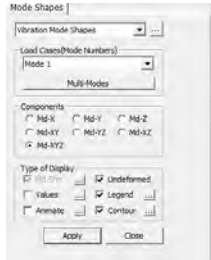
$T_9=0.17 \text{ sec}$



## 2. FREQUENZA MISURATA 2.37 HZ

**Ipotesi di appoggi bloccati ( $K_{orizz}=300\text{KN/mm}$ )+160t CARICO ON 4 MOTRICI + MOTRICE DA 30T -impalcato non fessurato**

$$T_1=0.38\text{sec}=2.63\text{HZ}$$



## PARTE SECONDA

### VERIFICA dispositivi provvisionali, torri e platea e IMPALCATO e SBALZO CAMPATA 42

#### 1.0 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

LINEE GUIDA PONTI (D.M. n°204 dd. 01/07/2022) per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti

#### 2.0 RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA

##### 2.1 Classificazione dell'intervento - Valutazione della sicurezza statica

La presente relazione riguarda la valutazione statica, allo stato di fatto, della capacità strutturale del viadotto di Pontebba (UD) con la messa in sicurezza della campata 4 della SS13-Pontebba (viadotto km 196+463) e la progettazione di specifici interventi che hanno l'obiettivo di garantire una minima transitabilità sul ponte, nel periodo necessario alla progettazione e realizzazione degli interventi di adeguamento, adottando provvedimenti di limitazione d'uso. In tal caso è possibile assumere nella verifica di sicurezza dei fattori parziali per un tempo di riferimento  $t_{ref}$  pari a 5 anni, durante il quale viene assicurato il livello di sicurezza minimo allo stato limite.

La certificazione della resistenza statica della costruzione avviene con la valutazione del valore minimo del carico variabile da traffico ricercata tra i valori associati al prematuro collasso della struttura per formazione dei meccanismi locali e globali e confrontata con il valore previsto dalla norma ( $\zeta_{vi}=Q_C/Q_D$ ).

#### 3.0 RELAZIONE SUI MATERIALI

##### 3.1 LIVELLO DI CONOSCENZA

###### 3.1.1 Strutture esistenti

Il livello di conoscenza acquisito è LC1 corrispondente a un fattore di confidenza  $FC=1.35$  secondo quanto specificato nel par C8.5.4.2 del DM 17/1/2018 e sulla base delle seguenti operazioni preliminari:

##### 3.2 PARAMETRI DI RESISTENZA DEI MATERIALI

###### 3.2.1 MATERIALI ESISTENTI

###### **3.2.1.2 Calcolo delle resistenze di progetto ( $R_{cdm}$ , $f_{ydm}$ )**

Non sono state eseguite prove sui materiali quindi per elementi duttili e fragili si utilizza il coefficiente riduttivo del materiale  $\gamma_c=1.5$  mentre per elementi fragili il coefficiente  $\gamma_c=1.5$  (punto C8.7.2.2 D.M.14.1.2018).

**3.2.1.2.1 cls** Le resistenze medie che si utilizzano derivano da un campionamento che ha già prodotto i fenomeni a lunga durata rispetto ai quali non è necessario cautelarsi. Per tale motivo si pone  $\alpha_{cc} = 1$ .

$$f_{cdm} = \alpha_{cc} f_{cm} / (\gamma_c FC) \quad \begin{array}{l} \text{elementi duttili (FC=1.0, } \gamma_c=1.5) \\ \text{elementi fragili (FC=1.0, } \gamma_c=1.5) \end{array}$$

### 3.2.1.2.2 acciaio per c.a.

$$f_{ydm} = f_{ym} / (\gamma_s FC) \quad \begin{array}{l} \text{elementi duttili (FC=1.0, } \gamma_s=1.15) \\ \text{elementi fragili (FC=1.0, } \gamma_s=1.15) \end{array}$$

### 3.2.2.1 Cls

Riferimenti: D.M. 17.01.2018, par. 11.2; Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale; UNI EN 206-1/2006; strutturali e integrativi: getto cls fibrato a dilatazione compensata C50/60

Tipologia strutturale:	Elevazione
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	C40/50
Condizioni ambientali:	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido
Classe di esposizione:	XF4
Rapporto acqua/cemento max:	0.40
Classe di consistenza:	S4 (Fluida) con Additivo Superfluidificante
Diametro massimo aggregati:	35mm

### 3.2.2.2 Acciaio per C.A.

(Rif. D.M. 17.01.2018, par. 11.3.2)

Acciaio per C.A. B450C	
$f_{yk}$ tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
$f_{tk}$ tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
$f_{td}$ tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

### 3.2.2.5 ACCIAIO PER TREFOLI DA CAP

caratteristiche trefolo

Si utilizzerà trefolo  $\phi 0.6''$   $A=139\text{mm}^2$

Le caratteristiche sono le seguenti:

- trefolo controllato in stabilimento a norma di legge.
- Area:  $1.50 \text{ cm}^2$  -2%; +3%.
- E apparente  $200.000 \text{ N/mm}^2 = 2.000.000 \text{ Kg/cm}^2 = 20.000.000 \text{ t/mq} = 200\text{Mpa}$
- Allungamento minimo a rottura. 3.5%
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk}$  1860  $\text{N/mm}^2$
- Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale 1670  $\text{N/mm}^2$
- Tensioni iniziali

$$\sigma_{pi} < 0,55 f_{p(1)k} < 1023 \text{ N/mm}^2$$

ammessa sovratensione di  $0.05 f_{p(1)k}$

-caratteristiche del rilassamento

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1 \mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad \text{classe 2}$$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,76} \times (9000000/1000)^{0,75 \times (1-0,76)} 10^{-5} = 5.54\%$$

$$\rho_{1000} = 2,5 \text{ classe 2}$$

$$\mu = \sigma_{pi}/f_{ptk} = 1440/1860 = 0.763$$

$$t = 900000 \text{ h (tempo misurato in ore dalla messa in tensione: 100 anni)}$$



## NORMATIVA PER STRALLI E CAVI non iniettati

C.4.1) SETRA (verifica stralli)

C.4.2) ASHTO (verifica stralli)

C.4.3) EN 1993-1-11 (2006) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-11: Design of structures with tension components [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]

Table 7.1

$$\sigma_{uk} = F_{uk}/A_m$$

-f<sub>construction</sub>

- |    |                    |  |
|----|--------------------|--|
| 6. | 0.6 $\sigma_{uk}$  | first tension for only few hours             |
| 7. | 0.55 $\sigma_{uk}$ | after instalment of other tension components |

Table 7.2

f<sub>SLS</sub> or service conditions

- |    |                    |                                      |
|----|--------------------|--------------------------------------|
| 8. | 0.5 $\sigma_{uk}$  | keeping account bending stresses     |
| 9. | 0.45 $\sigma_{uk}$ | not keeping account bending stresses |

## 4.0 AZIONI PRINCIPALI

### 4.1 CARICHI DI PROGETTO

(g <sub>1</sub> ) Carichi permanenti strutturali- automaticamente determinati in base alla sez [stima del carico uniforme equivalente di impalcato 14t/m]	16t/m
(g <sub>2</sub> ) Carichi permanenti stradali [(binder+tappeto antiusura=16cm=>3.5t/m)+parapetti(0.25x2=0.5t/m)]	4.1 t/m
(q <sub>1</sub> ) Carichi Transitabilità "LLGG PONTI" limitata a i mezzi pesanti (PER VALUTAZIONE TRANSITABILITA' LIMITATA AI MEZZI PESANTI)	56t su entrambe le corsie
(q <sub>1</sub> ) Carichi mobili per ponti stradali - 2 corsie di carico q <sub>NTC 2018</sub> (PER VALUTAZIONE SICUREZZA STATICA) [stima del carico uniforme equivalente accidentale 4.2t/m+(30+30+20+20)t]	4.2t/m
(q <sub>2</sub> ) Carico vento- secondo EN1991-1-4	250daN/m <sup>2</sup>

### 4.2 AZIONI DI TIPO PERMANENTE

#### 4.2.1 Carichi permanenti strutturali (g<sub>1</sub>)

Per la valutazione del peso proprio delle strutture si fa riferimento alle sezioni, ai volumi effettivi e ai pesi specifici di materiale utilizzati nella realizzazione delle strutture.

Il peso specifico del cls viene assunto usualmente pari a 2400daN/m<sup>3</sup> per le strutture non armate e 2500daN/m<sup>3</sup> per le strutture armate.

#### 4.2.2 Carichi permanenti non strutturali (g<sub>2</sub>)

Il sovraccarico permanente portato è costituito dai carichi stradali asfalto-cappa-parapetti.

### 4.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

#### 4.3.1 CARICHI ACCIDENTALI MOBILI AMMESSI AL TRANSITO (q<sub>1</sub>)

Per la valutazione della SICUREZZA STATICA DEL PONTE vengono considerati i carichi accidentali mobili secondo quanto previsto nel §5.1.3.3.5 D.M. 17/01/18 per ponti stradali a due corsie. Per le analisi che prevedono una LIMITAZIONE DEL TRAFFICO AI MEZZI PESANTI (56 t) viene considerato lo schema sotto indicato per entrambe le corsie in linea con quanto specificato dalle LINEE GUIDA PONTI (2022):



## ➤ Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti

Tabella 6.3.2= Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti,  $\gamma_D$  per verifiche di transitabilità e operatività

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.26	1.16	1.10

## ➤ Fattori parziali di sicurezza per azioni variabili da traffico stradale

Tabella 6.3.4= Fattori parziali di sicurezza considerando come azioni principali le azioni variabili da traffico

Classe di conseguenza	Tempo di riferimento tref	Fattori parziali per le azioni variabili da traffico, $\gamma_Q$
CC3	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.20
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.20

### 4.3.1.1 Categoria Stradale

Ponti per il transito dei carichi mobili con il loro intero valore;

### 4.3.1.2 Definizione delle corsie convenzionali

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel §5.1.3.3.5 D.M. 17/01/18, disposti su corsie convenzionali.

Nello stesso paragrafo sono indicate le larghezze  $w_l$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie sulla base della larghezza del ponte.

### 4.4 AZIONE DEL VENTO ( $q_5$ )

$q_2 = 1/2 \rho v_b^2 C_e$   $C_{fx} = 1/2 \cdot 1.25 \cdot 25^2 \cdot 2.4 \times 2 = 1875 \text{ N/m}^2 = 187 \text{ daN/m}^2$  Secondo EN1991-1-4

Al fine di allinearsi con i valori previsti dal D.M. 4 maggio 1990 si assume in ipotesi conservativa  $q_2 = 250 \text{ daN/m}^2$

### 4.5 AZIONE DELLA NEVE ( $q_5$ )

Normativa : D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni)

Il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla

proiezione orizzontale della superficie della copertura. Esso è valutato con la seguente espressione:  
 $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$ . Essendo il carico neve non concomitante con i carichi da traffico (punto 5.1.3.7 NTC 2018) e di valore inferiore, non viene considerato nelle combinazioni di carico utilizzate per le verifiche della struttura.

#### 4.6 AZIONI GEOMETRICHE

##### 4.6.1 Distorsioni e coazioni della post-tensione ( $\epsilon_1$ )

Ai fini delle verifiche dell'impalcato e degli archi vengono considerati gli effetti delle presollecitazioni e delle distorsioni previste nel progetto

##### 4.6.2 Ritiro del cls ( $\epsilon_2$ )

Il Ponte è di non recente realizzazione (1971) e per tale motivo l'azione dovuta al ritiro si ritiene già scontata.

##### 4.6.3 Scorrimento viscoso( $\epsilon_4$ )

Il Ponte è di non recente realizzazione (1971) e per tale motivo l'azione dovuta al fluage si ritiene già scontata.

##### 4.6.4 Azioni termiche ( $\epsilon_3$ )

###### 4.6.4.1 Variazione termica uniforme

Le variazioni termiche uniformi da considerare per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche, rispetto alla temperatura media del sito sono quelle previste dalla norma attuale che in mancanza di studi approfonditi la normativa (punto 3.5.4 NTC 2018) prevede di adottare i seguenti valori: struttura calcestruzzo, c.a. e c.a.p.  $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ . Tuttavia per le strutture in cls l'escursione termica imposta deriva dalla scelta della temperatura esterna alla data degli interventi ( $T_o = 45^\circ\text{C}$  ipotesi di interventi estivi) e dalla valutazione della temperatura invernale ( $T_1 = -5^\circ\text{C}$ ).

Si ipotizza, inoltre, che il letto di fondazione mantenga un valore di temperatura pressoché costante di  $T_{\text{fond}} = 15^\circ$  alla profondità di -3m

Assumendo, con ipotesi conservativa, le seguenti temperatura medie interne delle strutture in cls:

$T_o = 40^\circ\text{C}$  ipotesi di intervento estivo

$T_1 = 0^\circ\text{C}$  temperatura invernale

le variazioni termiche a cui è soggetta la sovrastruttura in cls sono le seguenti:

$\Delta T(+) = 40^\circ\text{C} - (+15^\circ\text{C}) = +25^\circ\text{C}$

$\Delta T(-) = 0^\circ\text{C} - (+15^\circ\text{C}) = -15^\circ\text{C}$

###### 4.6.4.2 Variazione termica non uniforme

In aggiunta alla variazione termica uniforme, viene considerato un gradiente di temperatura

di  $5^\circ\text{C}$  fra estradosso ed intradosso di impalcato (NTC 2008 par 5.2.2.4.2)

##### 4.6.5 Cedimenti vincolari ( $\epsilon_5$ )

Vengono considerati i cedimenti vincolari sulla base delle indagini geotecniche.

## 5.0 MODELLI MATEMATICI E COMBINAZIONI DI CARICO

### 5.1 MODELLI MATEMATICI

#### 5.1.1 Software di calcolo: MIDAS CIVIL

Il Sistema combina un motore FEM "General Purpose" con caratteristiche avanzate, assieme a una serie di potenzialità esplicitamente sviluppate per l'analisi e la progettazione nel campo dell'ingegneria infrastrutturale (ponti post-tesi, ponti in cap, ponti strallati ecc).

Il programma tratta i sistemi di precompressione integrati attraverso un'interfaccia per gestire ogni tipo di sequenza costruttiva per fasi (elementi finiti, carichi, vincoli, caratteristiche dei materiali variabili nel tempo, cedimenti dei vincoli)

Le analisi possono essere statiche, dinamiche, lineari e non lineari. Le analisi sismiche in particolare sono quelle previste dalla normativa vigente: statica equivalente, dinamica lineare a spettro, dinamica non lineare per smorzatori e isolatori (accelerogrammi)

Le librerie boundary element comprendono link lineari e non (smorzatori, isolatori ecc) per modellazioni statiche non lineari e dinamiche con cicli di isteresi (Time History).

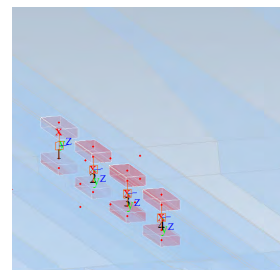
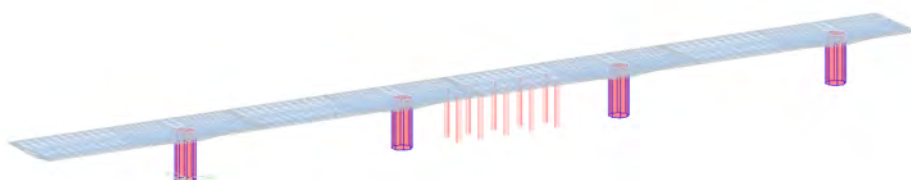
Autore e produttore : MIDAS Company-Distributore : CSP FEA Via Zuccherificio 5D Este (PD)

Licenza d'uso : Product ID USCV000395-relase 7.6.1

#### 5.1.2 MODELLO FEM

Impalcato: elemento beam longitudinale che riproduce in modo esatto i parametri inerziali di progetto della sezione trasversale dell'impalcato.

Viene considerato il contributo del taglio nella determinazione della deformata dell'elemento.

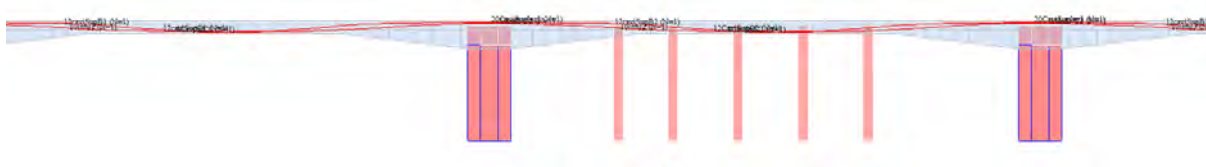


Gerber: viene introdotto un elemento rigid link che collega il baricentro della sezione della beam dell'impalcato con gli estremi degli appoggi.

L'approssimazione introdotta consiste nel aver trascurato la flessibilità trasversale del travaso introducendo un elemento di rigidità infinita per il trasferimento delle azioni agli appoggi.

Tale semplificazione approssima solo localmente il comportamento dell'impalcato che, dal punto di vista globale, mantiene il suo comportamento torsionale.

Cavi di post tensione : presenti



Appoggi: general Link (spring element)

Vincoli fondazione: incastro pile di fondazione a 5D dal piano di infissione del palo

Azioni variabili da traffico: vengono associate all'impalcato (beam element) le corsie convenzionali e gli schemi di carico previsti dalla NTC 14 Genn 2008.

A ciascuna corsia viene assegnata la sua posizione eccentrica rispetto all'asse dell'impalcato per considerare anche le sollecitazioni torsionali indotte dalla variazione trasversale della distribuzione degli schemi di carico. Ogni schema di carico viene assegnato ad ogni corsia e combinato in tutti i modi possibili sia in direzione trasversale che longitudinale.

Vengono infine generate tutte le linee di influenza, corrispondenti alle combinazioni generate che massimizzano, o minimizzano, per ogni elemento strutturale, i valori degli spostamenti e delle sollecitazioni oltre che le azioni sugli appoggi.

## 6.0 METODO DI ANALISI

La valutazione del raggiungimento dei requisiti di sicurezza del ponte, secondo quanto previsto dal par C8.3 del D.M. 17.1.2018, richiede un'analisi della struttura mediante gli stati limite ultimi nei confronti di combinazioni statiche. Le analisi adottate fanno riferimento a tali indicazioni di norma.

## 7.0 VERIFICHE STRUTTURA

### 7.1 VERIFICA STATO DI FATTO CAMPATA n°4 SENZA TORRINI

#### 7.1.1 Ipotesi di carico

Fila continua di mezzi leggeri **3.8t (6KN/m) su corsia centrale**

Mezzo spargisale 33t

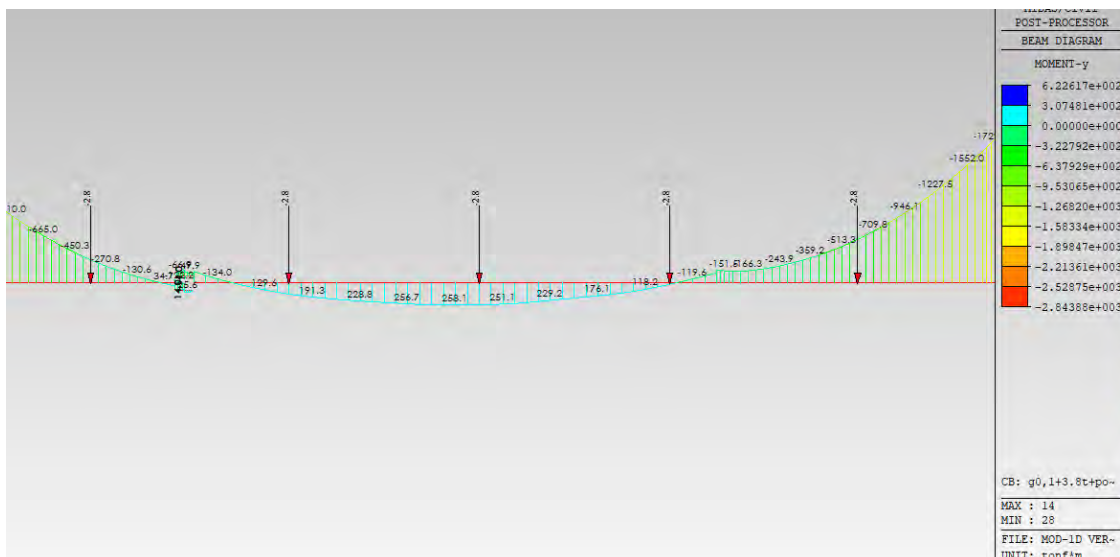
Tensione avi post-tesi  $f_{pt}/f_{pk}$  180/160; n°20 8Φ6'' A=1.39cm<sup>2</sup>  $f_{pt\infty;75\%}$  =825MPa  
(**efficienza cavi 75%**)

Livello di conoscenza LC2 (FC=1.2)

#### 7.1.2 Analisi sollecitazioni

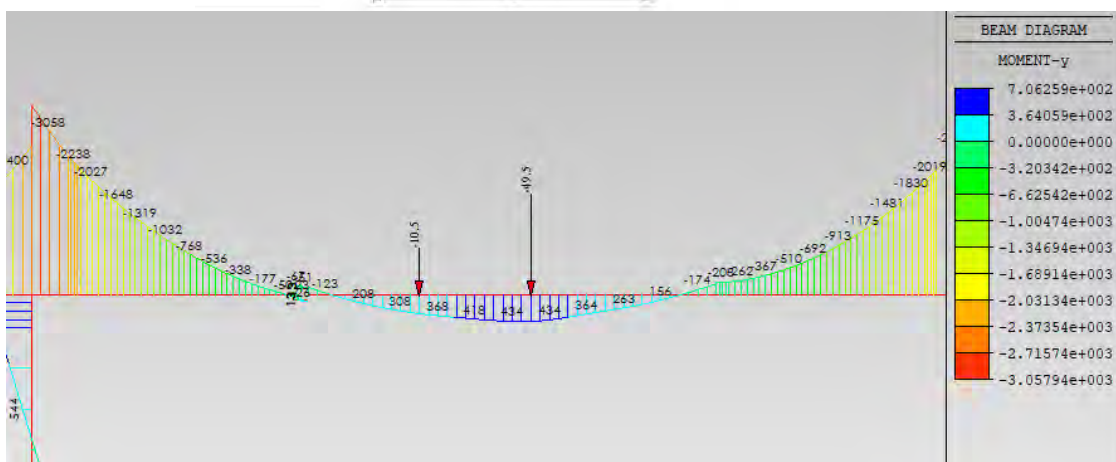
##### 7.1.2.1 Fila continua di mezzi leggeri **3.8t (6KN/m) su corsia centrale**

M [tm] Comb SLU go+g1+q+post-tens 75%



### 7.1.2.2 Mezzo spargisale 33t

GEOMETRIA							MASSA	
A [m]	B [m]	C [m]	D [m]	E [m]	F [m]	L [m]	Massa totale [t]	Massa coppia assi posteriori [t]
1,45	3,20	1,40	1,50	-	2,45	7,50	33,00	26,00



### 7.1.2.3 Verifiche slu

#### 1.3.1 Fila continua di mezzi leggeri 3.8t (6KN/m) su corsia centrale

Mat: cls C40/50-LC2-  $f_c = \alpha_{cc} f_{ck} / FC / \gamma_c = 0,85 \cdot 0,83 R_{ck} / 1,2 / \gamma_c = 19,59 \text{ MPa}$

acciaio lento FeB38k  $f_{yd} = f_y / (\gamma_s FC) = f_y / (1,15 \times 1,2) = 2753 \text{ MPa}$

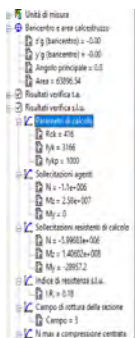
Armatura sezione: ferri longitudinali 18Φ20inf Φ10/20sup staffe Φ16/20  
cavi  $f_{pt}/f_{pk} 180/160 \text{ n}^\circ 20 \text{ } 8\Phi 6'' \text{ } A = 1,39 \text{ cm}^2 \text{ } f_{pt \infty, 75\%} = 825 \text{ MPa (efficienza cavi 75\%)}$

$M_u = 258 \text{ tm}$

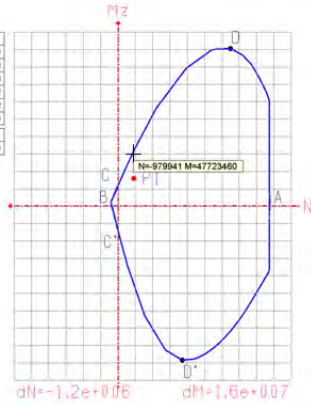
$N_u = -1100 \text{ t}$

$IR = M_{Ed}/M_{Rd} = 53\%$





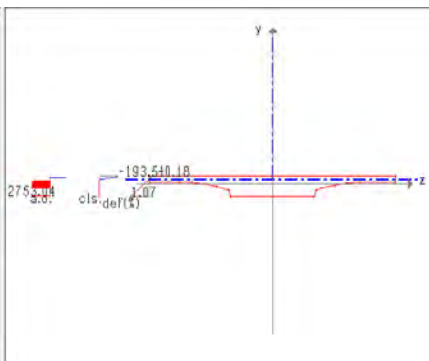
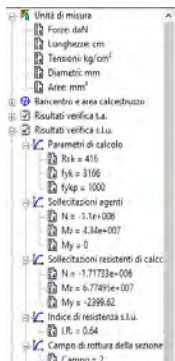
Elenco Grup	Densificazione	N	Mx
1		-1100000	2580000



### 7.1.2.4 Mezzo spargisale 33t

Mat: cls C40/50-LC2-  $f_{ck} = \alpha_{cc} f_{ck} / FC / \gamma_c = 0,85 \cdot 0,83 R_{ck} / 1,2 / \gamma_c = 19,59 \text{ MPa}$   
 acciaio lento FeB38k  $f_{yd} = f_y / (\gamma_s FC) = f_y / (1,15 \times 1,2) = 2753 \text{ MPa}$   
 Armatura sezione: ferri longitudinali 18Φ20inf Φ10/20sup staffe Φ16/20  
 cavi  $f_{pt}/f_{pk} 180/160 \text{ n}^\circ 20 \text{ } 8\Phi 6'' A = 1,39 \text{ cm}^2 f_{pt \infty; 75\%} = 825 \text{ MPa}$  (efficienza cavi 75%)

$M_u = 434 \text{ tm}$   
 $N_u = -1100 \text{ t}$   
 $IR = M_{Ed}/M_{Rd} = 83\%$



Elenco Grup	Densificazione	N	Mx
1		-1100000	2580000



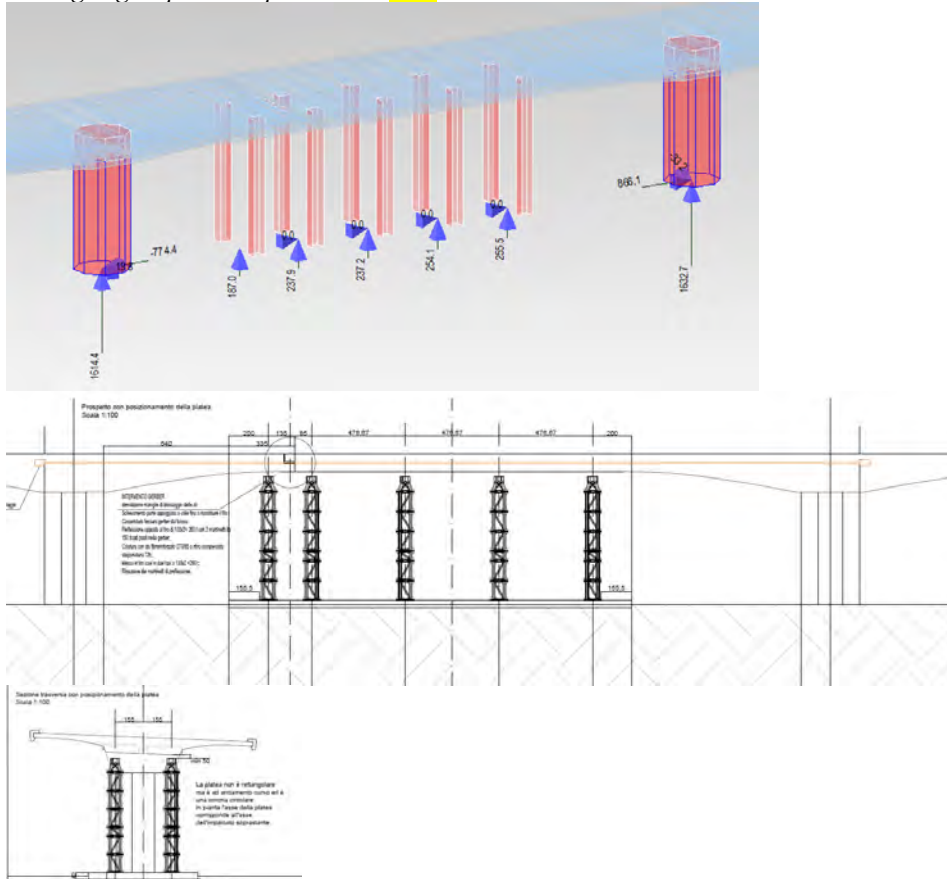
## 7.2 IPOTESI RIPRISTINO TRAFFICO VEICOLARE CAMPATA 4(q<sub>NTC2018</sub>)- TORRINI

### 7.2.1 VERIFICA FONDAZIONE

#### 7.2.1.1 Azioni alla base dei torrini(q<sub>NTC2018</sub>)

Di seguito vengono riportate le azioni alla base della coppia di torrini  
 In ipotesi conservativa ovvero considerando la possibilità che i martinetti annullino il contributo della pretensione dei cavi, viene analizzata la comb con carichi da traffico previsti dalla NTC 2018  
 in assenza di tensione dei cavi

Comb go+gl+q<sub>NTC2018</sub> +postens0% **SLU**



Valore del carico alla base della singola torre

$N_{\text{torre singola;slu}} = 256/2 + 1.35 \times 3.5 = 140t$  **slu** = 1400 < 4000t (carico limite su singolo torrino)

Il carico su singolo torrino è inferiore al limite di resistenza dichiarato

### - Valutazione di preanalisi

Go Area sez in campata 6.5m<sup>2</sup>

16.5t/m

G1  $s_{p\text{medio}}$  binder + antiusura=17cm (4.0t/m)+parapetti (0.5t/m)

4.5t/m

Tot 21t/m

Q traffico NTC 2018

Traffico veicolare (27+7.5+7.5)=42KN

4.2t/m

Carico tandem (300+300)+(200+200)+(100+100)

120t

Q traffico-trasitabilità

Traffico veicolare su 3 corsie(7.5x2)x3=68KN

6.8t/m

Carico tandem su 2 corsie 44x2

88t

Carico sulle tori di puntellamento

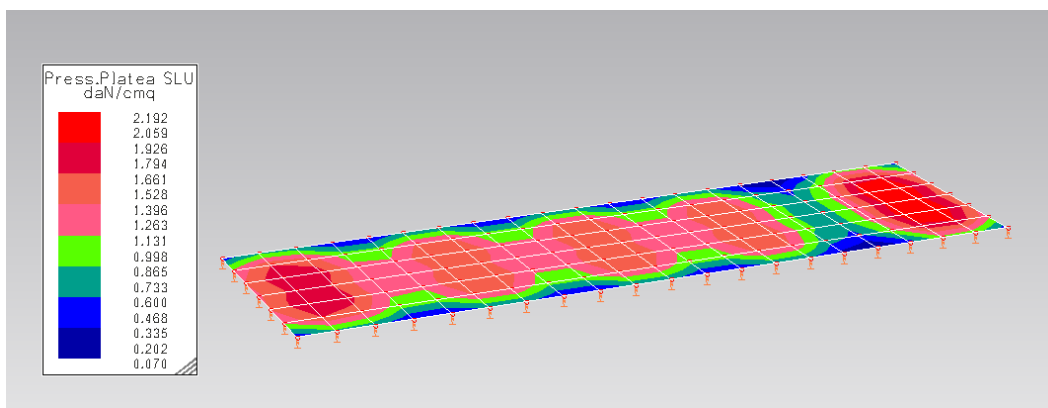
$N_{\text{tot; torre singola;SLE}} = (21+6.8) \times L_{18m}/10/2 + 88/2 = 25+44 = 69t$  (103t **slu**) Q traffico-trasitabilità 2 (44t su ogni corsia)

$N_{\text{tot; torre singola;SLE}} = (21+4.2) \times L_{18m}/10/2 + 12/2 = 23+60 = 83t$  (**124t slu**) Q traffico NTC 2018

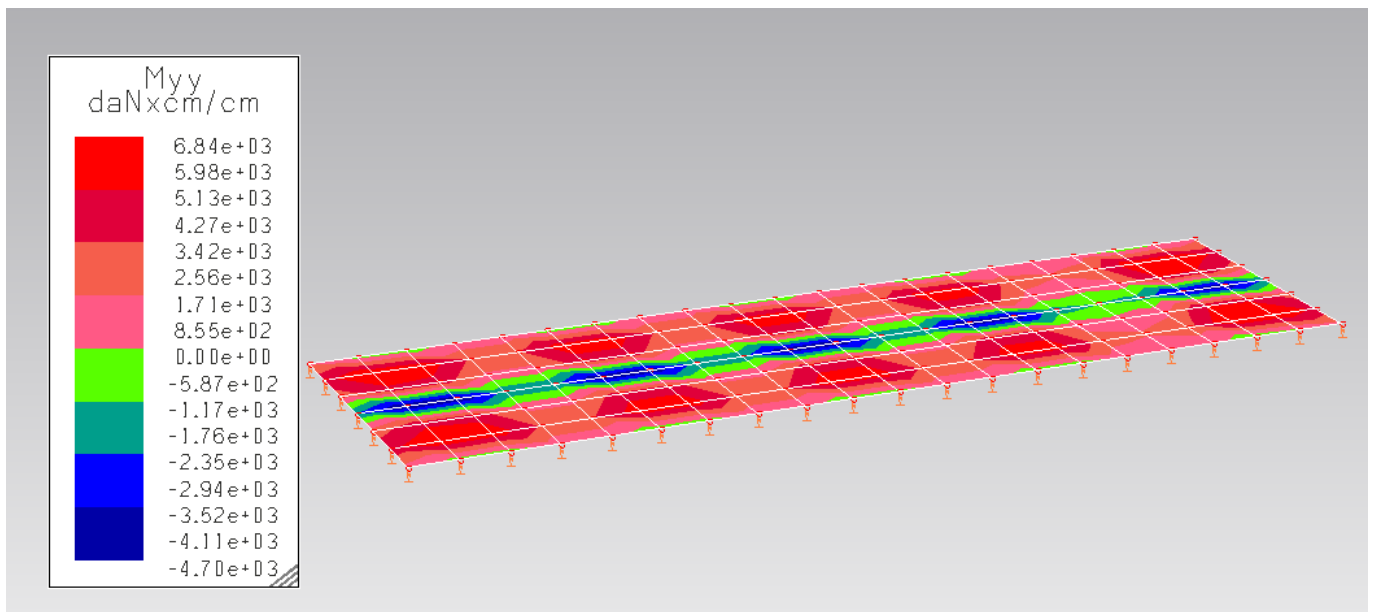
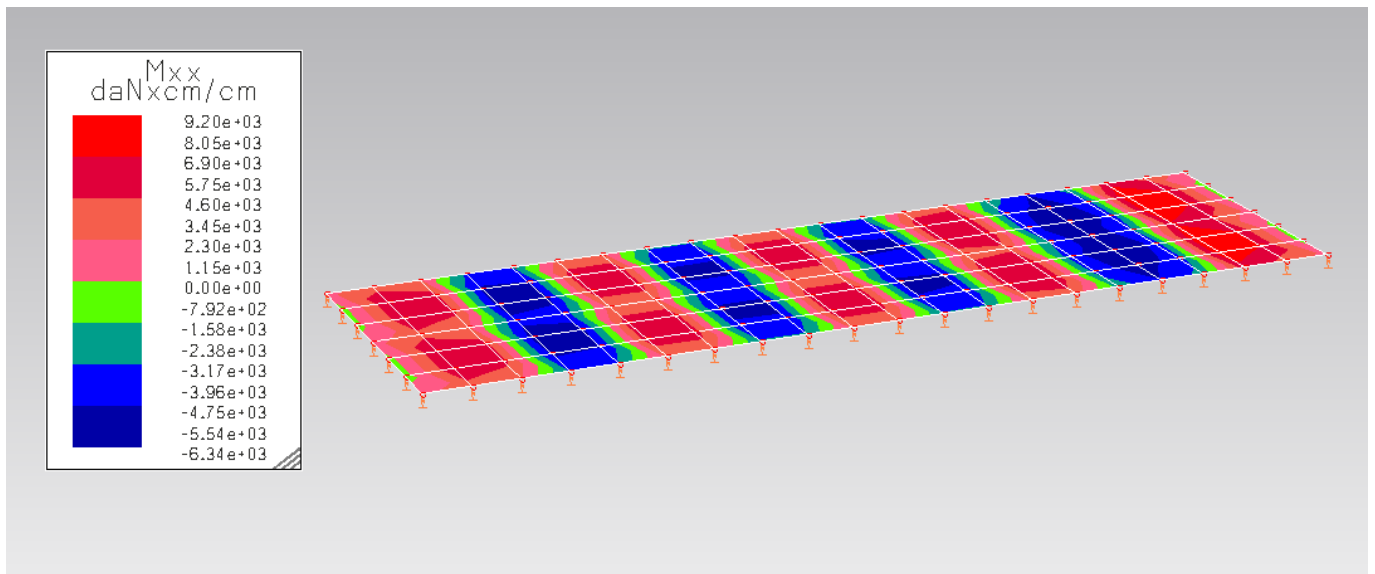
### 7.2.1.2 Verifica geotecnica(q<sub>NTC2018</sub>)

platea 6x20 m di spessore 40 cm C35/45 arm sup  $\Phi 16/20$  arm inf  $\Phi 20/20$

carico SLU su singolo piedino  $140 \times 1000/4 = 35000daN$

48

### 7.2.1.3 Verifica strutturale (q<sub>NTC2018</sub>)



$$M_u = +9200 \text{ daNcm/cm}$$

$$A_s = M_u / [f_{yk} / \gamma_m 0.9d] = 9200 \times 100 / (4400 / 1.15 \times 0.9 \times 38) = 7 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{inf} = 5\Phi 20 = 15.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

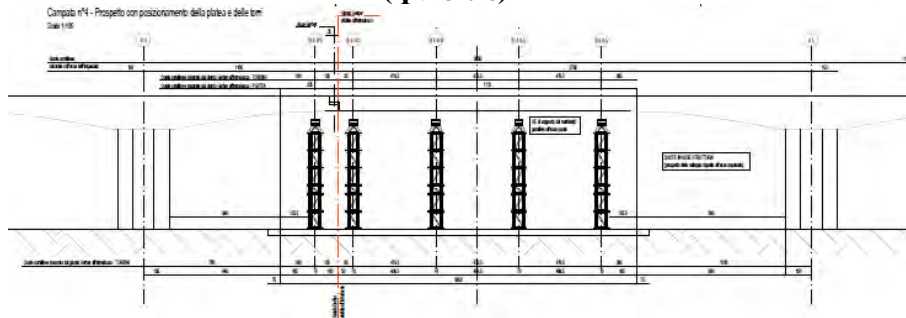
$$IR = M_y / M_d = 44\%$$

$$M_u = -9200 \text{ daNcm/cm}$$

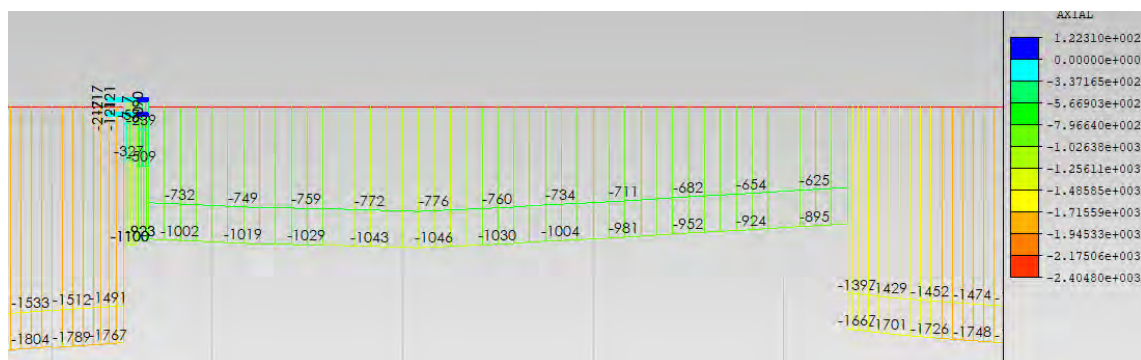
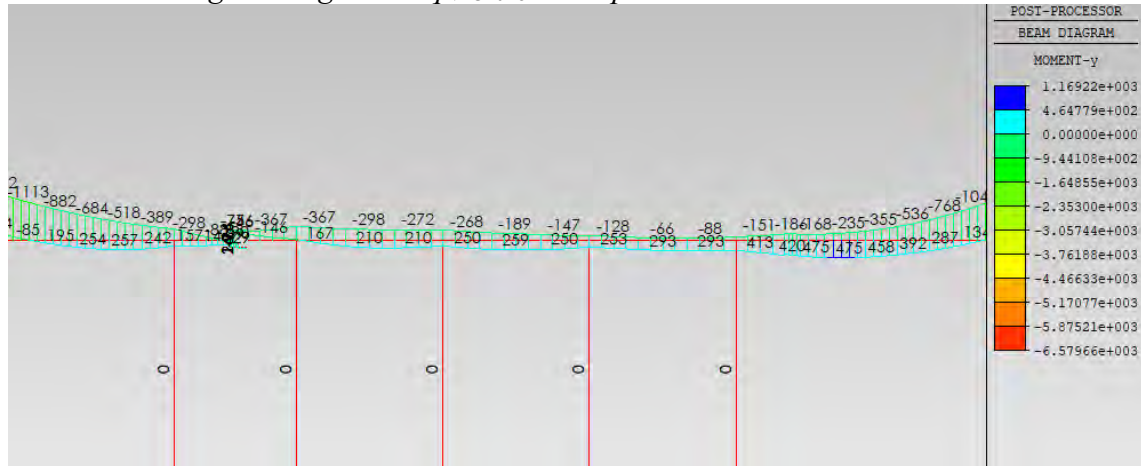
$$A_s = M_u / [f_{yk} / \gamma_m 0.9d] = 6340 \times 100 / (4400 / 1.15 \times 0.9 \times 38) = 4.8 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{inf} = 5\Phi 16 = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$IR = M_y / M_d = 48\%$$

### 7.2.1.4 VERIFICA CAMPATA( $q_{NTC2018}$ )



Comb SLU  $1.35g_0 + 1.35g_1 + 1.35q_{NTC2018} + 1.00 \text{ post-tens}$



Comb SLU  $1.35g_0 + 1.35g_1 + 1.35q_{NTC2018} + 1.00 \text{ post-tens}$

Mat: cls C40/50-LC2-  $f_c = \alpha_{cc} f_{ck} / FC / \gamma_c = 0.85 \cdot 0.83 R_{ck} / 1.2 / \gamma_c = 19.59 \text{ MPa}$

acciaio lento FeB38k  $f_{yd} = f_y / (\gamma_s FC) = f_y / (1.15 \cdot 1.2) = 2753 \text{ MPa}$

Armatura sezione: ferri longitudinali  $18\Phi 20$  inf  $\Phi 10/20$  sup staffe  $\Phi 16/20$

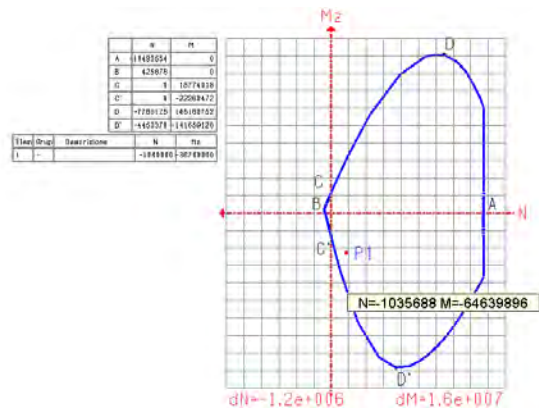
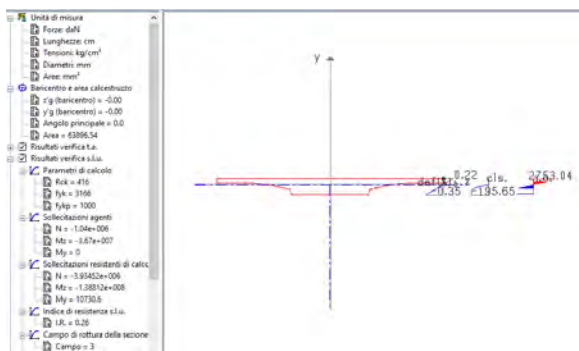
cavi  $f_{pt}/f_{pk} 180/160 \text{ n}^\circ 20 \text{ } 8\Phi 6'' A = 1.39 \text{ cm}^2 f_{pt \infty; 75\%} = 825 \text{ MPa}$  (efficienza cavi 75%)

$M_u = -367 \text{ tm}$

$N_u = -1045 \text{ t}$

$IR = M_{Ed} / M_{Rd} = 56\%$

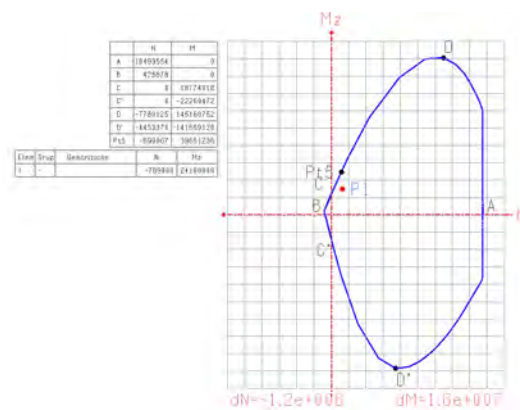
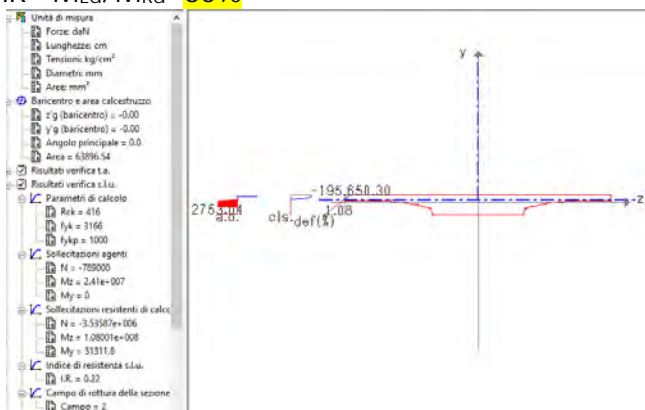




$$M_u = +293 \text{ tm}$$

$$N_u = -776 \text{ t}$$

$$I.R. = M_{Ed}/M_{Rd} = 60\%$$



## 7.3 VERIFICA INCASTRO

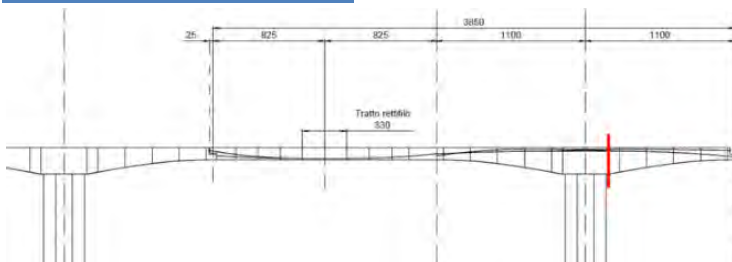


Grafico M(tm) cavi tensionati 100%

Comb SLU  $1.35g_0 + 1.35g_1 + 1.35q_{NTC2018} + 1.00 \text{ post-tens}$

## 7.3.1 VERIFICA INCASTRO q NTC 2018

$$M_u = -4565 \text{ tm} - N_u = -2900 \text{ t} - T_u = 739 \text{ t}$$

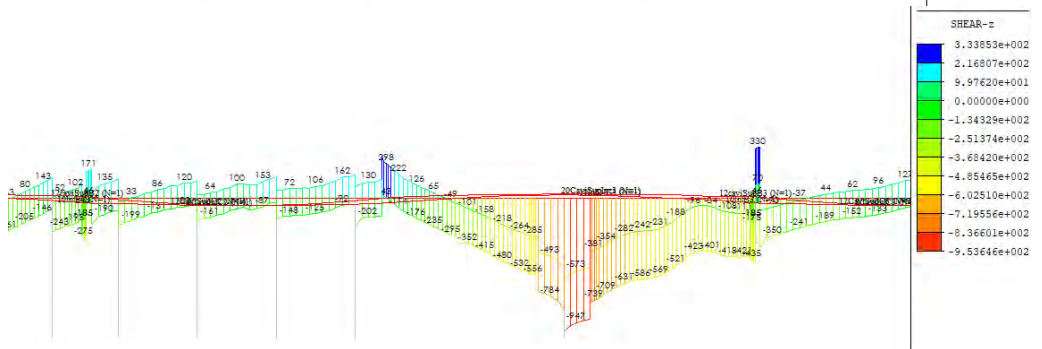
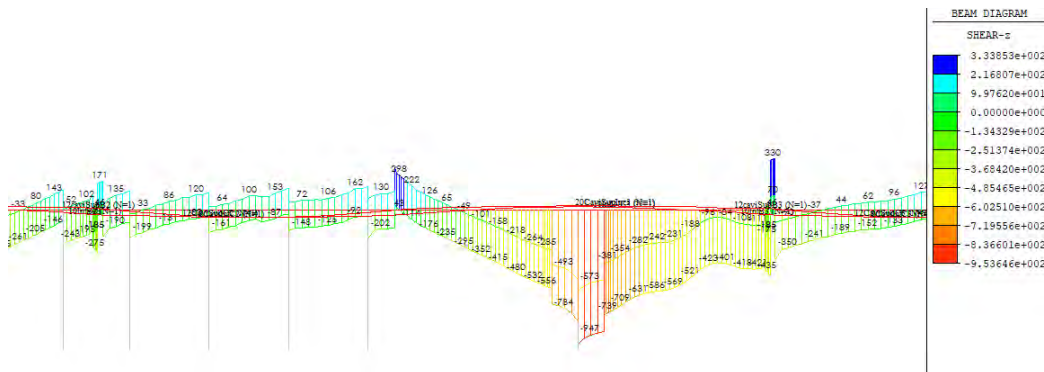
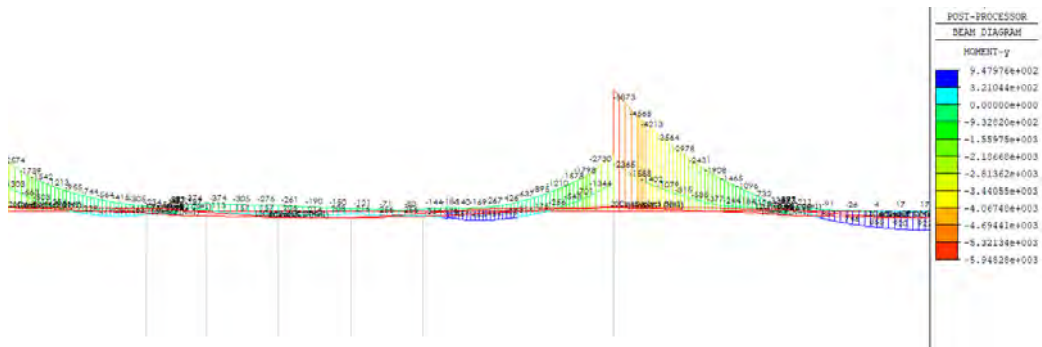
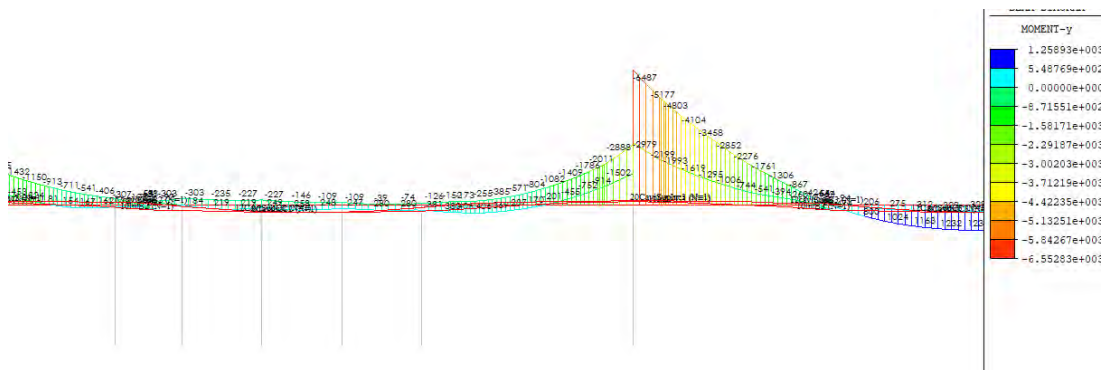
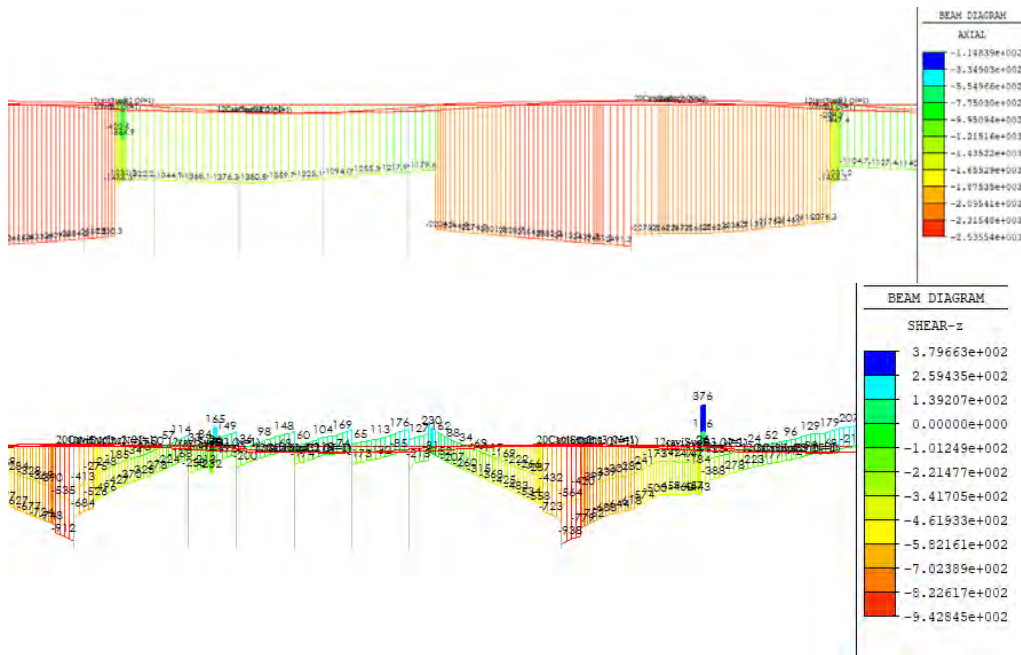


Grafico M(tm) cavi tensionati **60%**  
 Comb SLU  $1.35g_0 + 1.35g_1 + 1.35q_{NTC2018} + 1.00 \text{ post-tens}$







Verifica a FLESSIONE incastro SLU- LC1

$M_u = -5177 \text{ tm}$

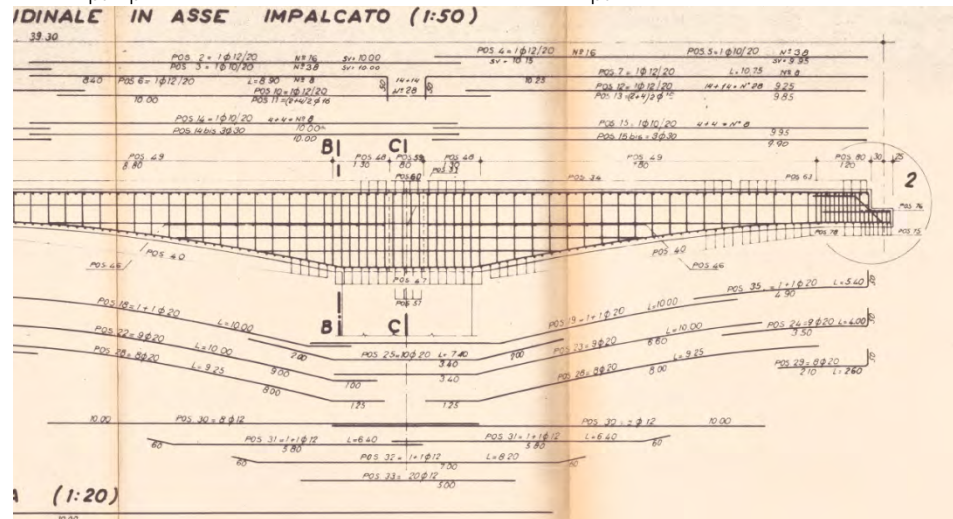
$N_u = -2273 \text{ t}$

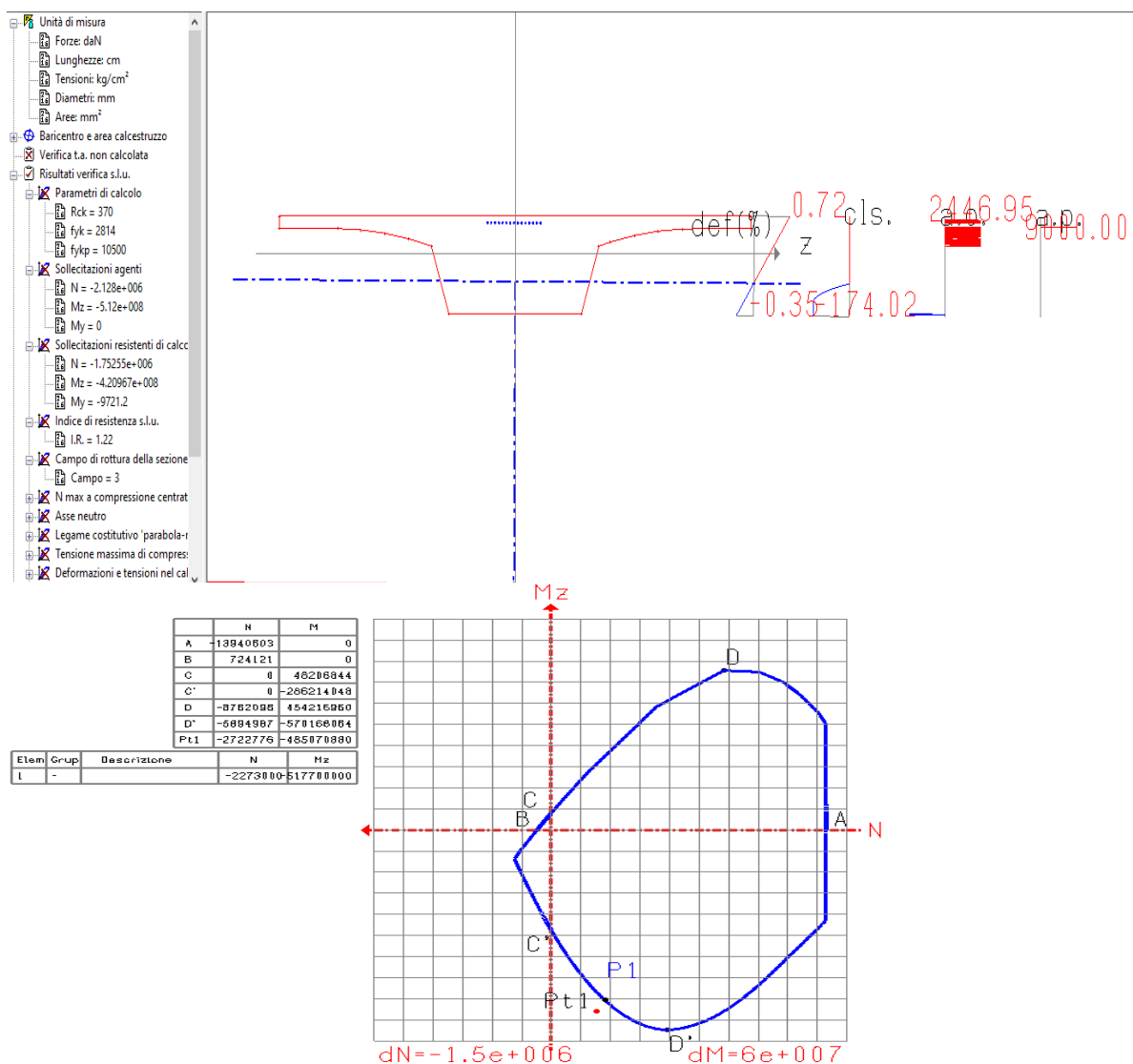
cls C40/50-LC2-  $f_c = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 0,83 R_{ck} / 1,35 / \gamma_c = 17,4 \text{ MPa}$

acciaio lento FeB38k  $f_{yd} = f_y / (\gamma_s \cdot FC) = f_y / (1,15 \times 1,35) = 2447 \text{ MPa}$

Armatura sez: ferri longitudinali inf 20 $\Phi$ 20 sup 12 $\Phi$ 20 staffe  $\Phi$ 16/20 (10 bracci)

cavi  $f_{pt}/f_{pk} 180/160 \text{ n}^\circ 30 \text{ } 8\Phi 6'' A = 1,39 \text{ cm}^2 f_{pt\infty} = 979 \text{ MPa}$





La verifica non è soddisfatta per un indice di resistenza di  $IR = IR = M_c / M_d = 120\%$  ( $M_{Ed} / M_{Rd}$ )

Verifica a TAGLIO incastro SLU- LC1

$T_u = 938t$

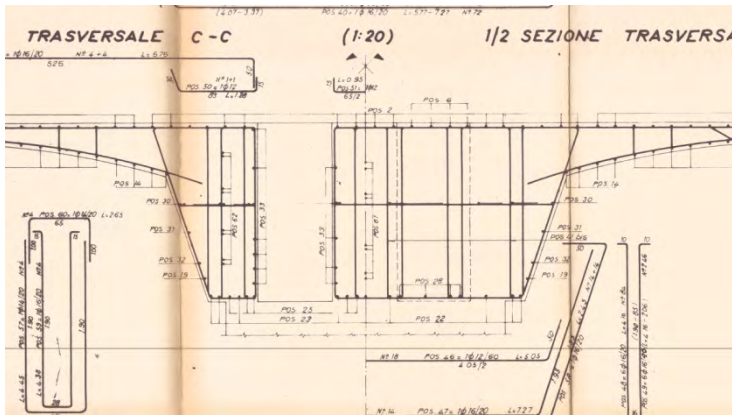
$N_u = -2273t$

cls C40/50-LC2-  $f_{ck} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 0.83 R_{ck} / 1.35 / \gamma_c = 17.4 \text{ MPa}$

acciaio lento FeB38k  $f_{yd} = f_y / (\gamma_s \cdot \gamma_c) = f_y / (1.15 \cdot 1.35) = 2447 \text{ MPa}$

Armatura sez: ferri longitudinali inf 20Φ20 sup 12Φ20 staffe Φ16/20 (10 bracci)

cavi  $f_{pt} / f_{pk} 180/160 \text{ n}^\circ 30 \text{ } 8\Phi 6'' \text{ } A = 1.39 \text{ cm}^2 \text{ } f_{pt} = 979 \text{ MPa}$



$V_{Ed}$ valore di progetto del taglio s.l.u. (daN)	938000	$d = h - c =$	192.0	cm				
$N_{Ed}$ (s.l.u.) forza comp. o precomp. (daN)	2273000	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 =$	1.32					
$h$ altezza della sezione (cm)	195	$A_{s1} =$	53.4	cm <sup>2</sup>	area armatura lenta a trazione			
$b_w$ base della sezione (cm)	340	$\rho_1 = A_{s1}/(b_w d) \leq 0,02 =$	0.001		rapporto geometrico armatura longitudinale			
$c$ ricoprimento (cm)	3	$A_c =$	66300.0	cm <sup>2</sup>				
$R_{ck}$ res. cubica (MPa)	37	$0,2 f_{cd} =$	3.5	Mpa				
diametro staffe di progetto (mm)	16	$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c \leq 0,2 f_{cd} =$	3.4	Mpa				
passo staffe di progetto (cm)	20	$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} =$	0.30	Mpa				
$d$ arm. inf. a traz. (mm)	20	$(v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d =$	5283.3	KN				
$n^\circ$ ferri a trazione	17	$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d =$	4761.1	KN				
$f_{yk}$ (daN/cm <sup>2</sup> )	2810	$V_{Ed} =$			9380.0	KN	(taglio ultimo)	
$n$ bracci staffe	8.0	$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d =$	5283.3	KN			(res. taglio senza arm. agg.)	
$\gamma_c$ cls	1.5	$IR = V_{Ed}/V_{Rd} =$	1.8					
$\gamma_s$ ferro	1.15							
$\alpha_{cc}$ (coeff per azioni di lunga durata)	0.85	se $V_{Ed} > V_{Rd}$						
$\alpha$ (angolo tra staffe e asse long. trave)	90	$A_{sw \text{ prog}} =$		16.1	cm <sup>2</sup>		(arm staffe di progettosin)	
$21.8 < \theta < 45$ inclinazione puntone cls e asse long. trave)	21.8	$V_{Rd} = 0,9 d A_{sw \text{ prog}} / s f_{yd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \sin \alpha > V_{Ed} =$		8485.8	KN		(resistenza arm. trav.)	
		$A_{sw}/s = V_{Ed} / [0,9 d f_{yd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \sin \alpha] < A_{sw \text{ prog}} =$		17.771	cm <sup>2</sup>		(arm staffe necessaria/pas)	
		$IR = V_{Ed}/V_{Rd} =$	1.11					
$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	30.7							
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m =$	17.4							
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	2443.5							
$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} =$	8.7							
		$V_{Rd} = (0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)) > V_{Ed} =$		21099.7	KN		(ver. puntone comp.)	
		$IR = V_{Ed}/V_{Rd} =$	0.4					

La verifica non è soddisfatta per un indice di resistenza di  $IR = M_c/M_d = 110\%$  ( $M_{Ed}/M_{Rd}$ )

### 7.3.2 VERIFICA INCASTRO SBALZO $q$ trans limitata ai mezzi pesanti

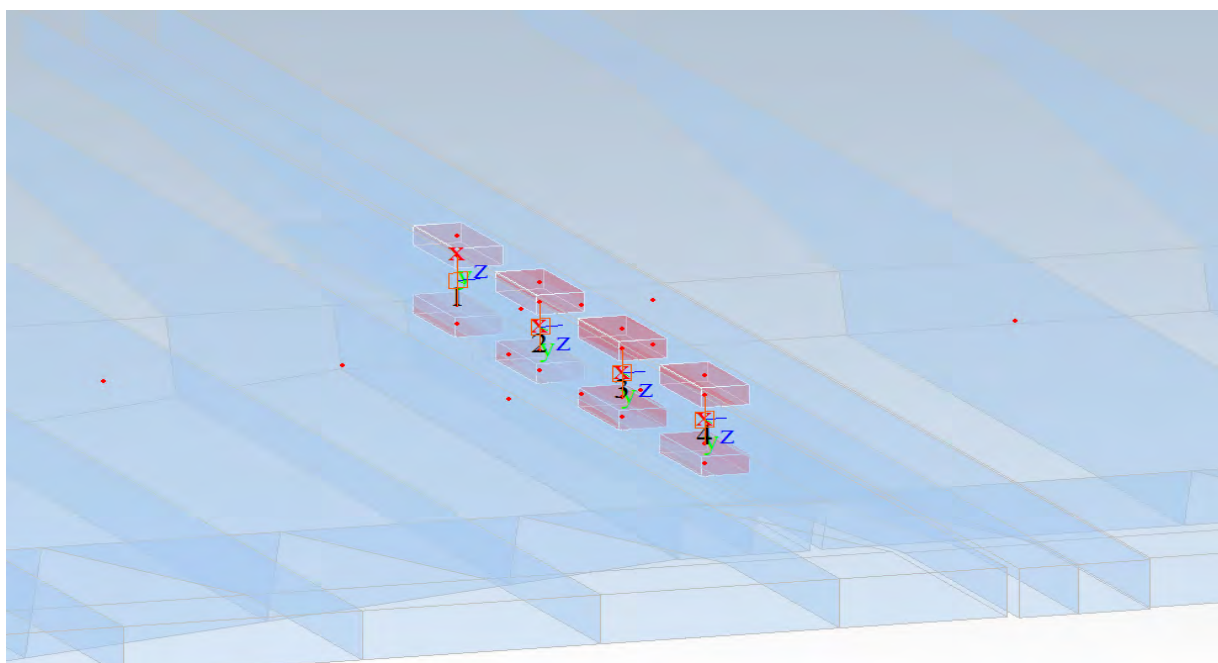
Dalla valutazione del livello di sicurezza statico secondo le norme attuali emergano situazioni critiche tali da rendere necessaria nel breve-medio periodo la progettazione di interventi strutturali finalizzati a raggiungere livelli di sicurezza accettabili. È possibile, al fine garantire una limitata transitabilità sul ponte, nel periodo necessario alla progettazione e realizzazione degli interventi, adottare provvedimenti di limitazione d'uso. In tal caso è possibile assumere nella verifica di sicurezza e quindi dei fattori parziali, un tempo di riferimento  $t_{ref}$  pari a 5 anni, durante il quale viene assicurato il livello di sicurezza minimo allo stato limite.



### ➤ Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti

Tavola 6.3.2= Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti,  $\gamma_D$  per verifiche di trasmissibilità e operatività

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E $COV \leq 0,05$	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.26	1.16	1.10



Verifica a FLESSIONE incastro SLU- LC1

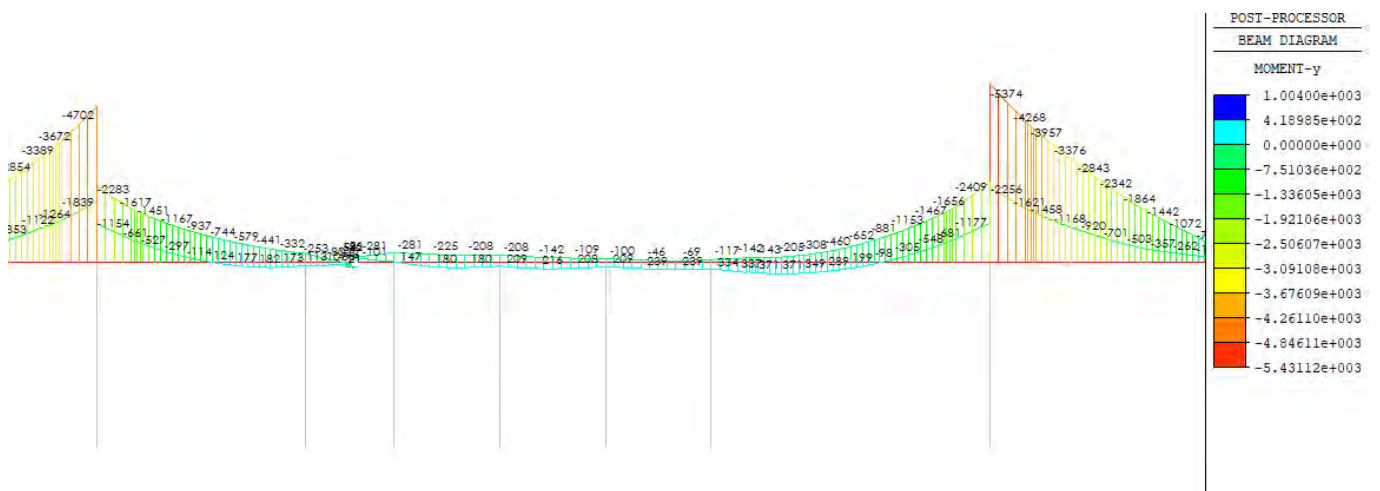
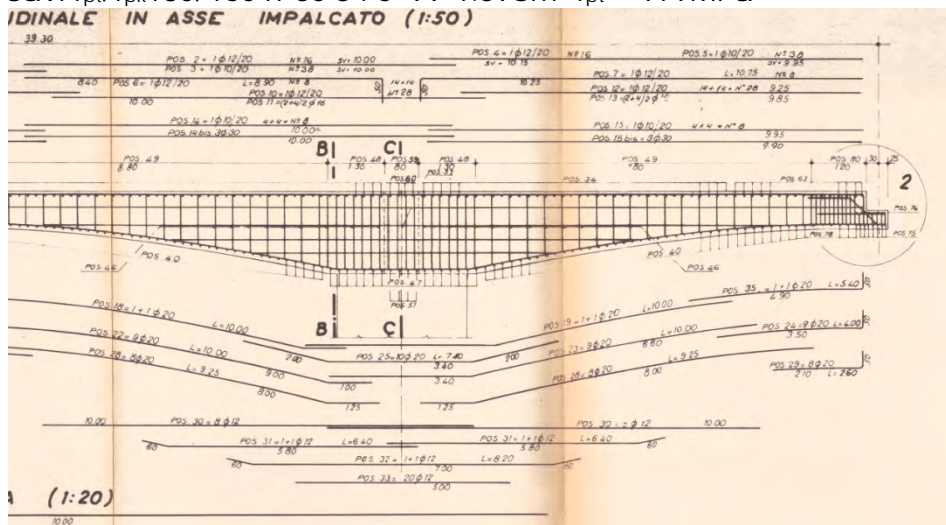
$M_u = -4268 \text{ tm}$

$N_u = -2273 \text{ t}$

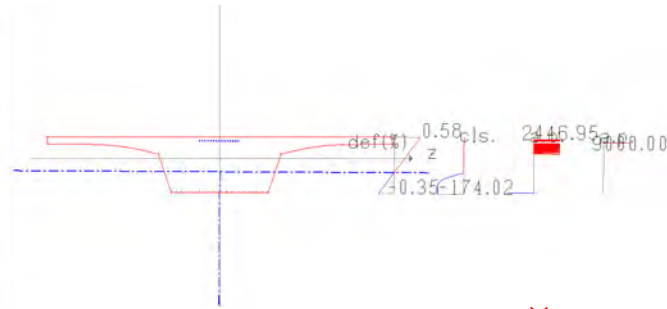
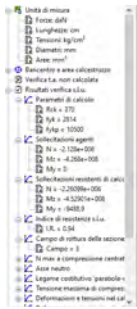
cls C40/50-LC2-  $f_c = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 0,83 R_{ck} / 1,35 / \gamma_c = 17,4 \text{ MPa}$

acciaio lento FeB38k  $f_{yd} = f_y / (\gamma_s \cdot \gamma_c) = f_y / (1,15 \cdot 1,35) = 2447 \text{ MPa}$

Armatura sez: ferri longitudinali inf 20 $\Phi$ 20 sup 12 $\Phi$ 20 staffe  $\Phi$ 16/20 (10 bracci)  
 cavi  $f_{pt}/f_{pk}$  180/160 n°30 8 $\Phi$ 6" A=1.39cm<sup>2</sup>  $f_{pt\infty}$ =979MPa

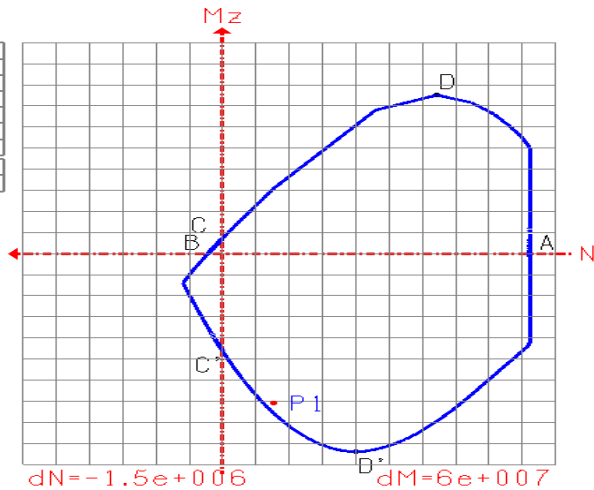






	N	M
A	-13800011	0
B	649645	0
C	0	43247160
C'	0	-276175808
D	-9584415	451828572
D'	-6882875	-565383680

Elem	Grup	Descrizione	N	Mz
1	-		-2273800	426888800



La verifica è soddisfatta per un indice di resistenza di  $IR = IR = M_c / M_d = 94\%$

Verifica a TAGLIO incastro SLU- LC1

$T_u = 794t$

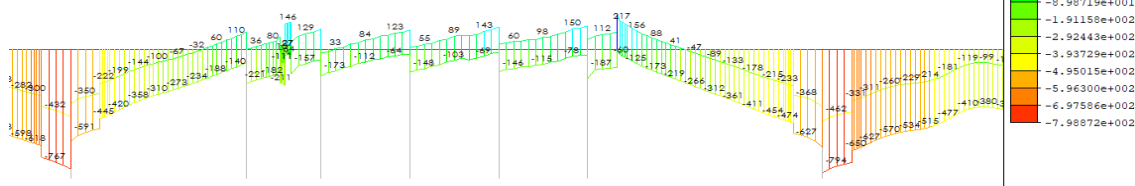
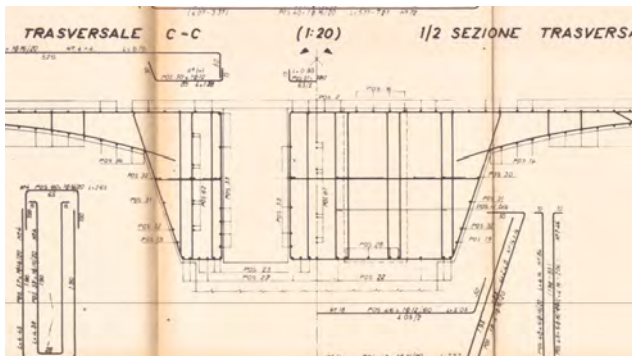
$N_u = -2273t$

cls C40/50-LC2-  $f_c = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 0.83 R_{ck} / 1.35 / \gamma_c = 17.4 \text{ MPa}$

acciaio lento FeB38k  $f_{yd} = f_y / (\gamma_s \gamma_c) = f_y / (1.15 \cdot 1.35) = 2447 \text{ MPa}$

Armatura sez: ferri longitudinali inf 20Φ20 sup 12Φ20 staffe Φ16/20 (10 bracci)

cavi  $f_{pt} / f_{pk} 180/160 \text{ n}^\circ 30 \text{ } 8\Phi 6'' \text{ } A = 1.39 \text{ cm}^2 \text{ } f_{pt\infty} = 979 \text{ MPa}$

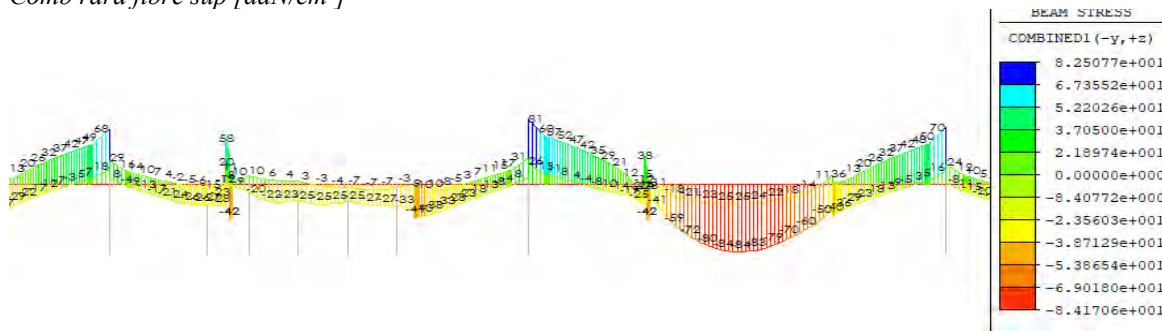


$V_{Ed}$ valore di progetto del taglio s.l.u. (daN)	794000	$d = h - c =$	192.0	cm					
$N_{Ed}$ (shu) forza comp.o precomp.(daN)	2273000	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 =$	1.32						
$h$ altezza della sezione (cm)	195	$A_{s1} =$	53.4	cm <sup>2</sup>	area armatura lenta a trazione				
$b_w$ base della sezione (cm)	340	$\rho_1 = A_{s1}/(b_w d) \leq 0,02 =$	0.001		rapporto geometrico armatura longitudinale				
$c$ ricoprimento (cm)	3	$A_c =$	66300.0	cm <sup>2</sup>					
$R_{ck}$ res.cubica (MPa)	37	$0,2 f_{cd} =$	3.5	Mpa					
diámetro staffe di progetto (mm)	16	$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd} =$	3.4	Mpa					
passo staffe di progetto (cm)	20	$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} =$	0.30	Mpa					
d arm. inf. a traz. (mm)	20	$(v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d =$	5283.3	KN					
n° ferri a trazione	17	$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d =$	4761.1	KN					
$f_{yk}$ (daN/cm <sup>2</sup> )	2810	$V_{Ed} =$	8030.0	KN	(taglio ultimo)				
n bracci staffe	8.0	$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d =$	5283.3	KN	(res. taglio senza arm agg.)				
$\gamma_c$ cls	1.5	$IR = V_{Ed}/V_{Rd} =$	1.5						
$\gamma_s$ ferro	1.15	se $V_{Ed} > V_{Rd}$							
$\alpha_{cc}$ (coeff per azioni di lunga durata)	0.85	$A_{sw,prog} =$	16.1	cm <sup>2</sup>	(arm staffe di progettosing)				
$\alpha$ (angolo tra staffe e asse long.trave)	90	$V_{Rd} = 0,9 d A_{sw,prog} / s f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta) \sin\alpha > V_{Ed} =$	8485.8	KN	(resistenza arm. trasv.)				
$21.8 < \theta < 45$ inclinazione puntone cls e asse long.trave)	21.8	$A_{sw}/s = V_{Ed} / [0.9 d f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta) \sin\alpha] < A_{sw,prog} =$	15.213	cm <sup>2</sup>	(arm staffe necessaria/pass)				
		$IR = V_{Ed}/V_{Rd} =$	0.95						
$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	30.7	$V_{Rd} = (0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)) > V_{Ed} =$	21099.7	KN	(ver. puntone comp.)				
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m =$	17.4	$IR = V_{Ed}/V_{Rd} =$	0.4						
$f_{yk} = f_{yk} / \gamma_s =$	2443.5								
$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} =$	8.7								

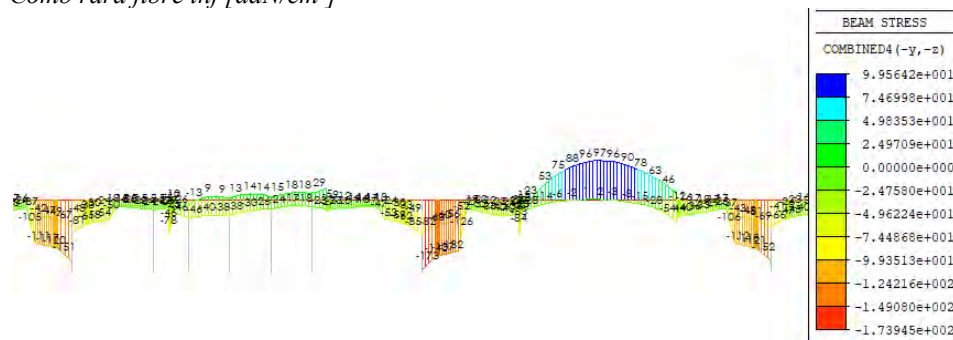
La verifica è soddisfatta per un indice di resistenza di  $IR = IR = M_c/M_d = 95\%$

## VERIFICHE SLE

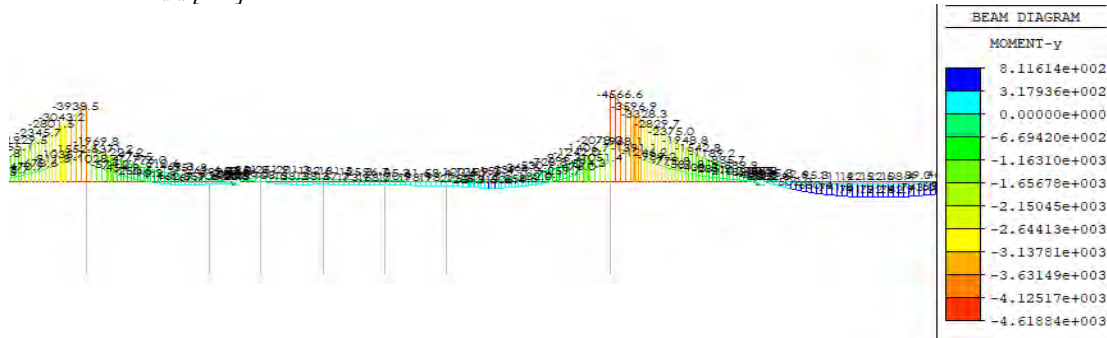
Comb rara fibre sup [daN/cm<sup>2</sup>]



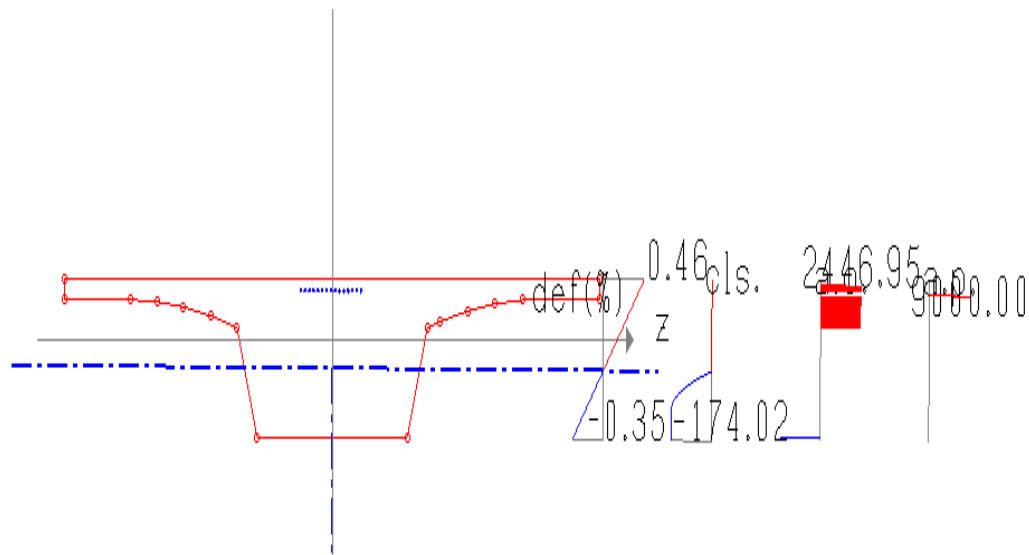
Comb rara fibre inf [daN/cm<sup>2</sup>]



Comb rara  $M_{rara}$  [t/m]



tensioni sez parzializzata [daN/cm<sup>2</sup>]



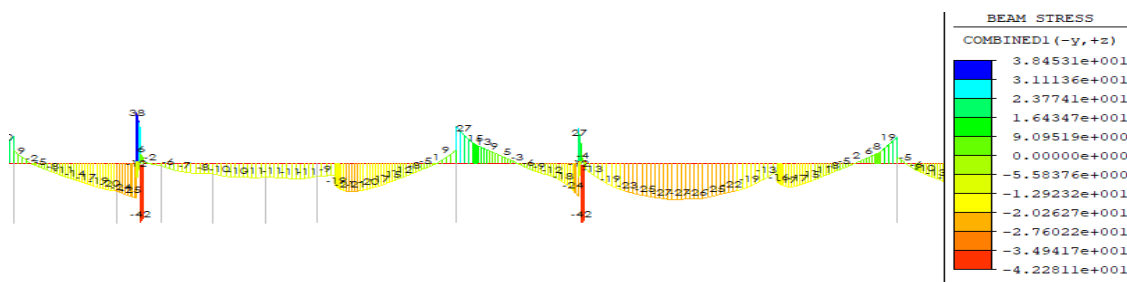
controllo limiti a compressione cls per la limitazione della fessurazione longitudinale

$$\sigma_{C\text{comb rara}} = 174 \text{ daN/cm}^2 < 0.6 f_{ck} = 0.6 \times 0.83 R_{ck} = 184 \text{ daN/cm}^2 - \zeta_{vi} > 1$$

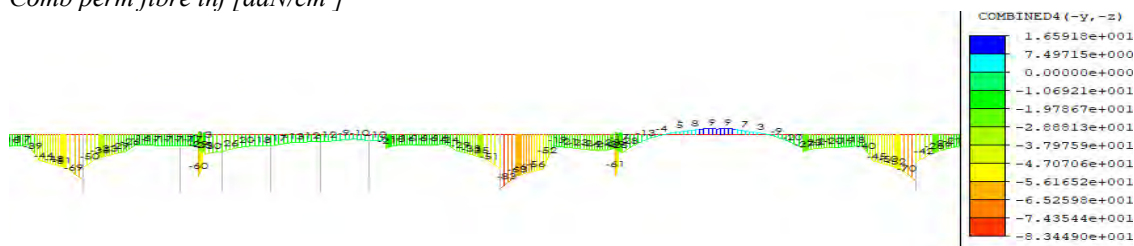
controllo limiti a trazione armatura lenta per la limitazione delle deformazioni permanenti a  $t_{\infty}$

$$\sigma_{S\text{ comb rara}} = 2446 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 3970 = 2447 \text{ daN/cm}^2 - \zeta_{vi} > 1$$

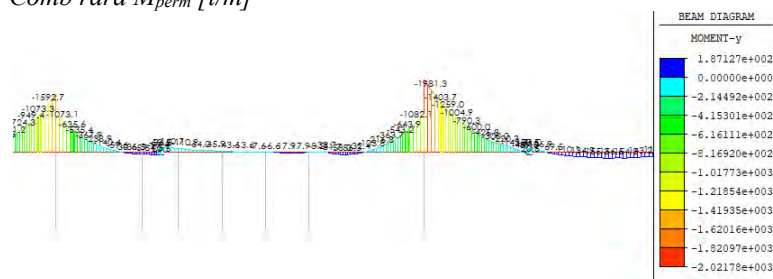
Comb perm fibre sup [daN/cm<sup>2</sup>]



Comb perm fibre inf [daN/cm<sup>2</sup>]

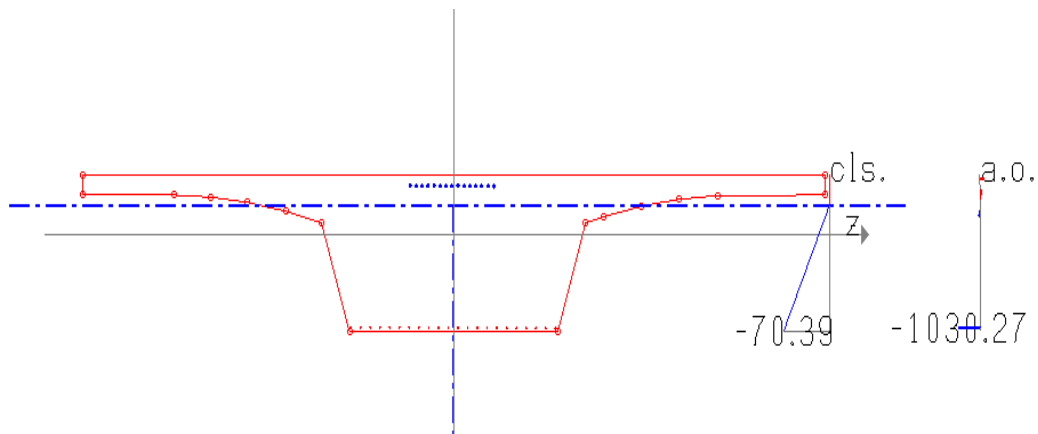


Comb rara  $M_{perm}$  [t/m]



tensioni sez parzializzata [daN/cm<sup>2</sup>]





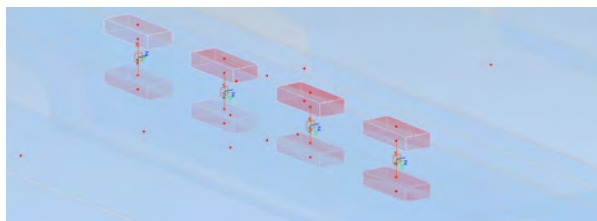
controllo limiti a compressione cls per la limitazione della fessurazione longitudinale  
 $\sigma_{Ccomb\ perm} = 70 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 0.83 R_{ck} = 138 \text{ daN/cm}^2 - \zeta_{vi} > 1$

## PARTE TERZA

### FREQUENZE PROPRIE IMPALCATO

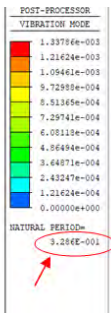
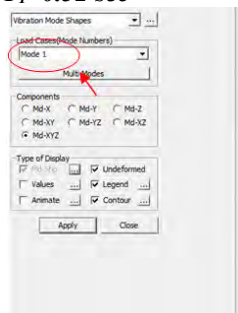
#### IPOTESI APPOGGI BLOCCATI

10.1.1 Ipotesi di appoggi bloccati ( $K_{orizz} = 300 \text{ kN/mm}$ )-impalcato non fessurato

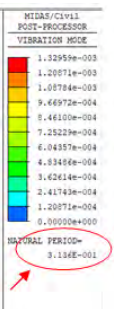


No	Node1	Node2	Type	B Angle ([deg])	SDx (kN/mm)	SDy (kN/mm)	SDz (kN/mm)
1	78	73	GEN	0.00	5000.0000	300.0000	300.0000
2	75	70	GEN	0.00	5000.0000	300.0000	300.0000
3	76	71	GEN	0.00	5000.0000	300.0000	300.0000
4	77	72	GEN	0.00	5000.0000	300.0000	300.0000
5	168	165	GEN	0.00	5000.0000	300.0000	300.0000
6	170	163	GEN	0.00	5000.0000	300.0000	300.0000
7	172	161	GEN	0.00	5000.0000	300.0000	300.0000
8	174	159	GEN	0.00	5000.0000	300.0000	300.0000

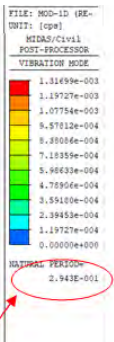
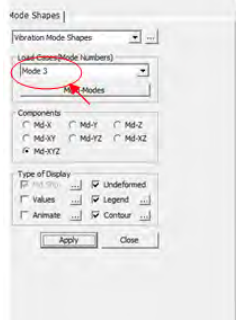
$T_1 = 0.32 \text{ sec}$



$T_2 = 0.31 \text{ sec}$



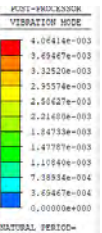
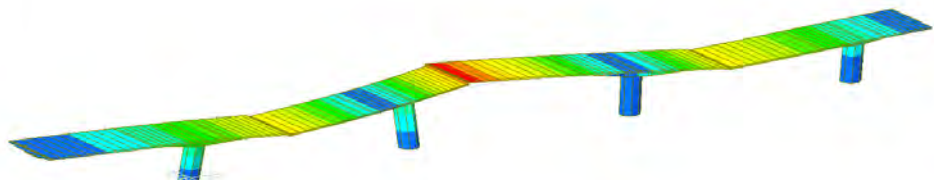
$T_3=0.29 \text{ sec}$



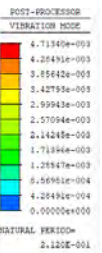
$T_4=0.28 \text{ sec}$  –cerniere su tutti gli appoggi



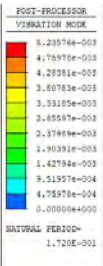
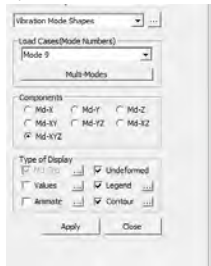
$T_5=0.22 \text{ sec}$



$T_7=0.21 \text{ sec}$

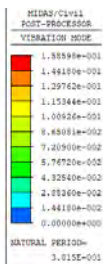
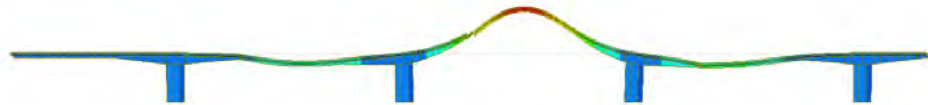
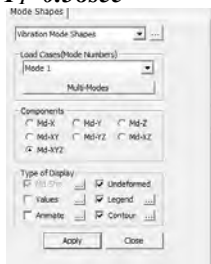


$T_9=0.19 \text{ sec}$

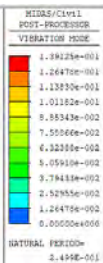
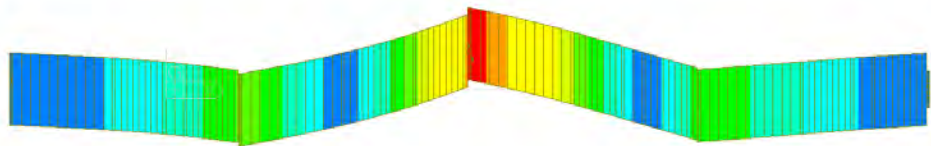


10.1.2 Ipotesi di appoggi bloccati ( $K_{orizz}=300\text{KN/mm}$ )+160T 4 MOTRICI DA 40 T -impalcato non fessurato

$T_1=0.38\text{sec}$



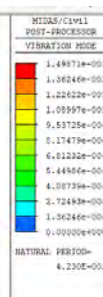
$T_5=0.25 \text{ sec}$



NOTA rispetto all'ipotesi di ponte scarico si modificano in maniera significativa solo i periodi propri dei modi di vibrare che coinvolgono direttamente la campata caricata dai bilici ( $\approx +15\%$ )

10.1.3 Ipotesi di appoggi bloccati ( $K_{orizz}=300\text{KN/mm}$ )-impalcato fessurato ( $E/2$ )

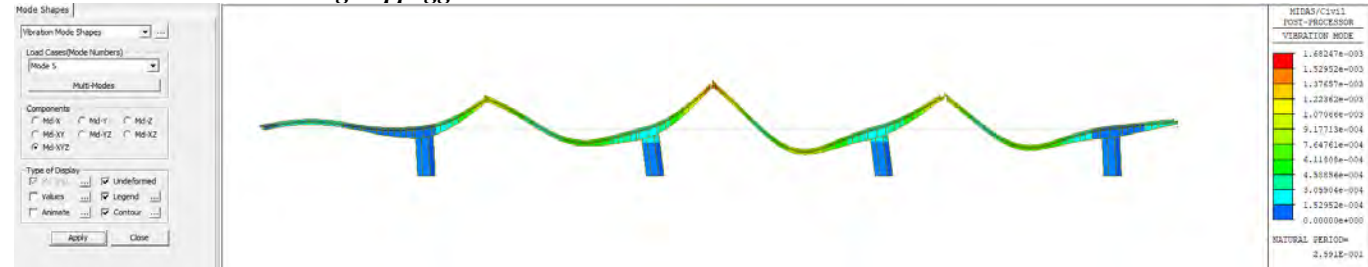
$T_1=0.42 \text{ sec}$



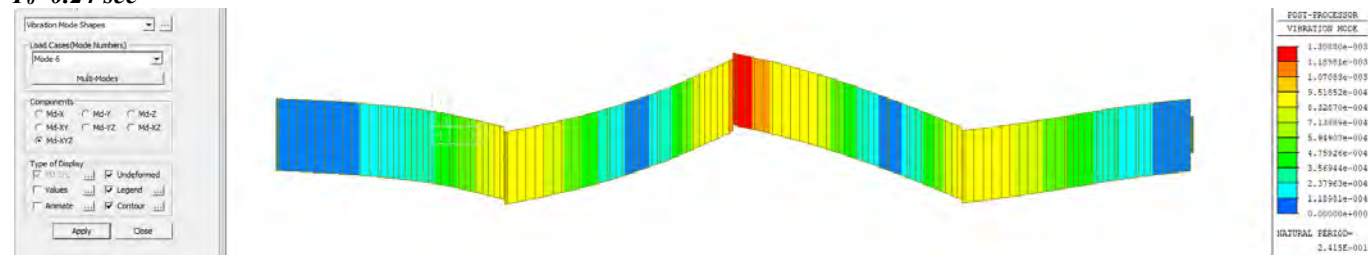
Tutti i modi di vibrare si riconducono a quelli già trattati allo stato non fessurato aumentati di 0.1sec.

Fanno eccezione i modi verticali che impegnano gli appoggi come cerniere e i modi trasversali che, sollecitando meno l'impalcato, mantengono grosso modo le stesse frequenze; vengono di seguito evidenziati tali modi

**$T_5=0.25$  sec –cerniere su tutti gli appoggi**



**$T_6=0.24$  sec**

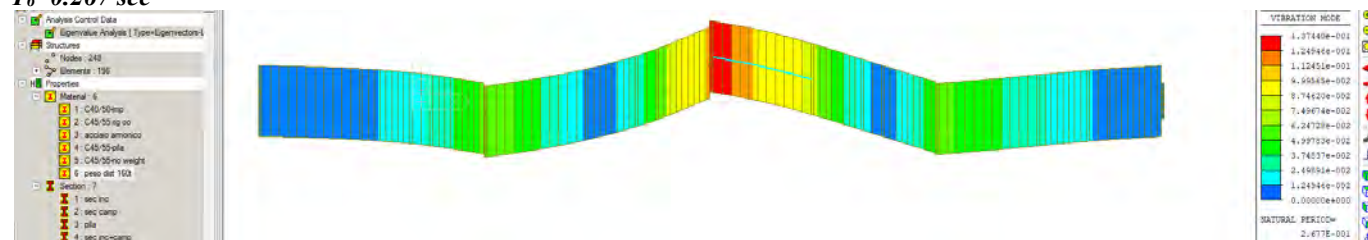


#### 10.1.4 Ipotesi di appoggi bloccati ( $K_{orizz}=300\text{KN/mm}$ )+160t BILICI-impalcato fessurato(E/2)

**$T_7=0.51$ sec**



**$T_8=0.267$  sec**

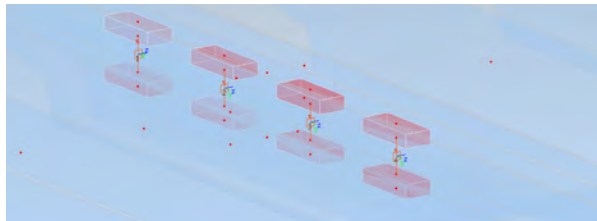


**NOTA** rispetto all'ipotesi di ponte scarico si modificano in maniera significativa solo i periodi propri dei modi di vibrare che coinvolgono direttamente la campata caricata dai MEZZI DA 40T( $\approx +15\%$ )



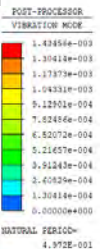
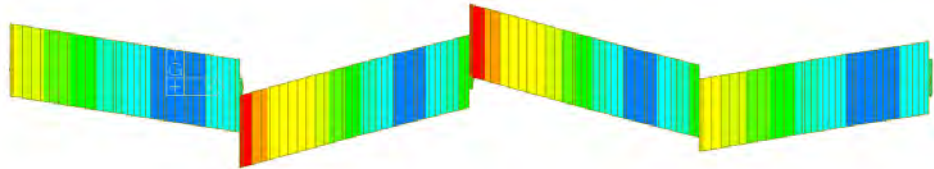
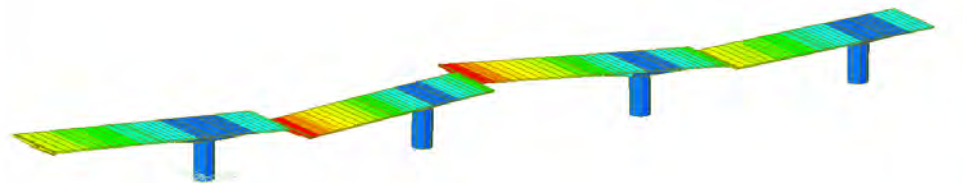
## IPOTESI APPOGGI SCORREVOLI ORIZZONTALMENTE

### 10.2.1 Ipotesi di appoggi cedevoli ( $K_{orizz}=2.7\text{KN/mm}$ )- impalcato non fessurato

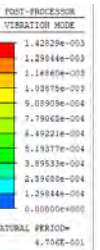
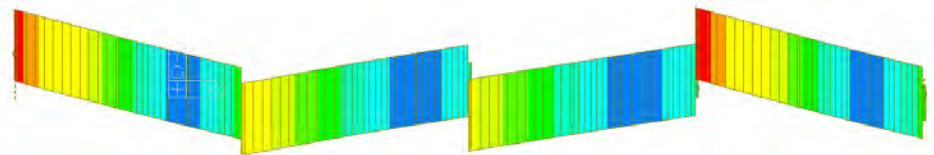
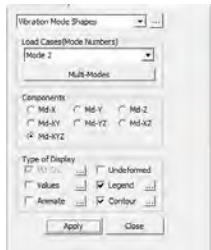


No	Node1	Node2	Type	B Angle (deg)	SDx (kN/mm)	SDy (kN/mm)	SDz (kN/mm)
1	78	73	GEN	0.00	5000.0000	2.7000	2.7000
2	75	70	GEN	0.00	5000.0000	2.7000	2.7000
3	76	71	GEN	0.00	5000.0000	2.7000	2.7000
4	77	72	GEN	0.00	5000.0000	2.7000	2.7000
5	168	165	GEN	0.00	5000.0000	2.7000	2.7000
6	170	163	GEN	0.00	5000.0000	2.7000	2.7000
7	172	161	GEN	0.00	5000.0000	2.7000	2.7000
8	174	159	GEN	0.00	5000.0000	2.7000	2.7000

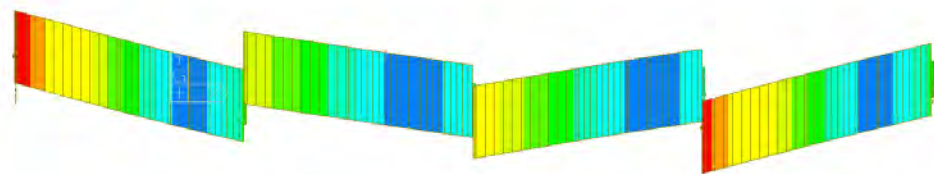
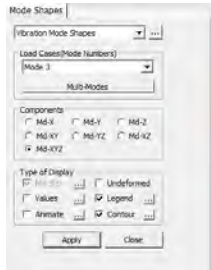
$T_1=0.49 \text{ sec}$



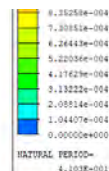
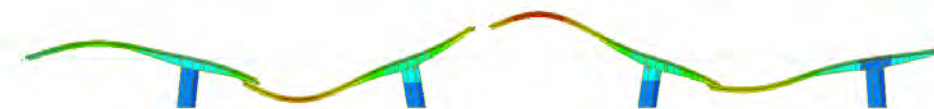
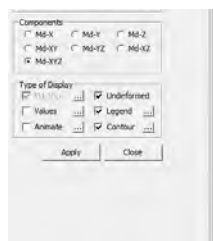
$T_2=0.47 \text{ sec}$



$T_3=0.44 \text{ sec}$

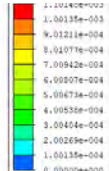
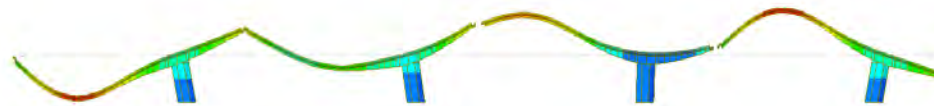


$T_4=0.41 \text{ sec}$  –scorrimento degli appoggi



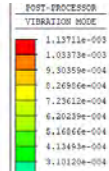
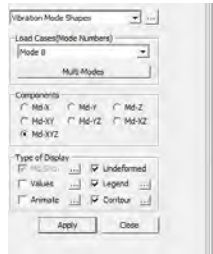
NATURAL PERIOD= 4.103E-001

$T_1=0.33$  sec –scorrimento appoggio centrale+cerniere sugli appoggi laterali



NATURAL PERIOD= 3.364E-001

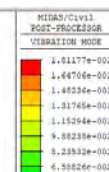
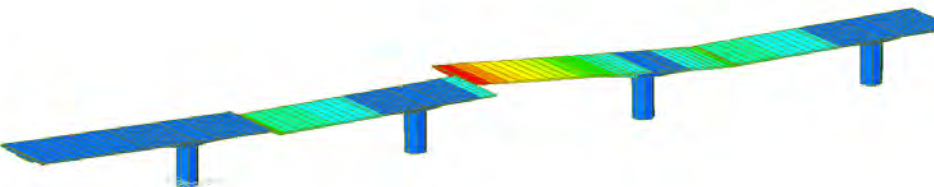
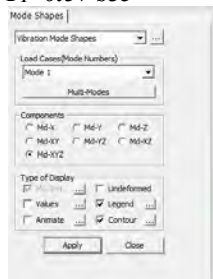
$T_2=0.29$  sec –cerniere su tutti gli appoggi



NATURAL PERIOD= 2.967E-001

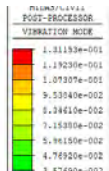
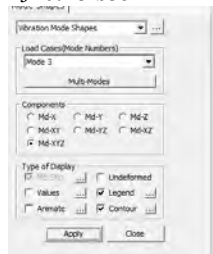
10.2.2 Ipotesi di appoggi cedevoli ( $K_{orizz}=2.7\text{KN/mm}$ )+bilici 160t- impalcato non fessurato

$T_1=0.57$  sec



NATURAL PERIOD= 5.734E-001

$T_3=0.45$  sec

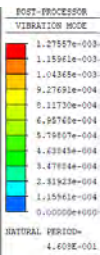
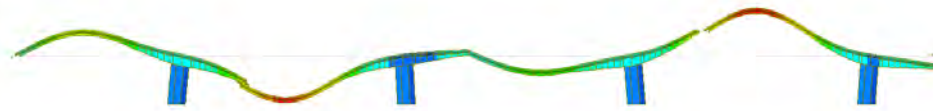
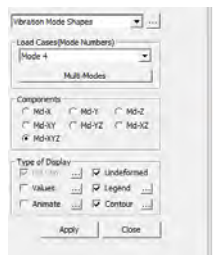


NATURAL PERIOD= 4.505E-001

NOTA rispetto all'ipotesi di ponte scarico si modificano in maniera significativa solo i periodi propri dei modi di vibrare che coinvolgono direttamente la campata caricata dai bilici ( $\approx +15\%$ )

10.2.3 Ipotesi di appoggi cedevoli ( $K_{orizz}=2.7\text{KN/mm}$ )-impalcato fessurato (E/2)

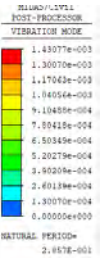
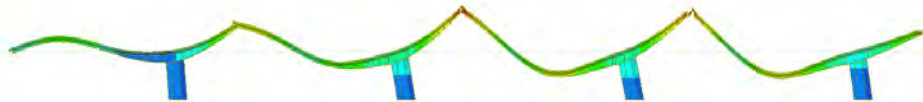
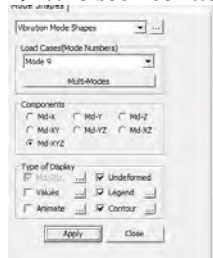
$T_4=0.46$  sec –scorrimento degli appoggi



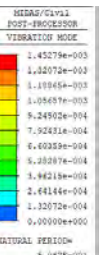
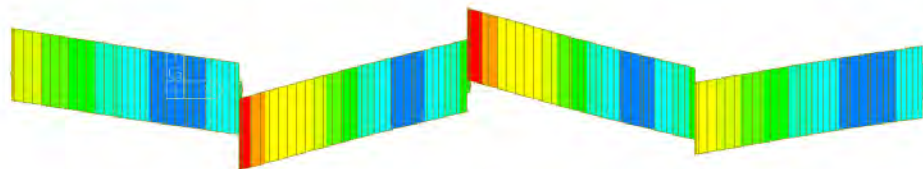
Tutti i modi di vibrare si riconducono a quelli già trattati allo stato non fessurato aumentati di 0.05sec.

Fanno eccezione i modi verticali che impegnano gli appoggi come cerniere e i modi trasversali che, sollecitando meno l'impalcato, mantengono grosso modo le stesse frequenze; vengono di seguito evidenziati tali modi

$T_9=0.28 \text{ sec}$  —cerniere su tutti gli appoggi

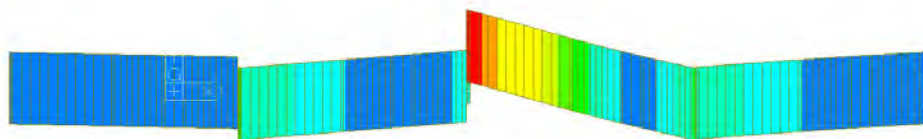
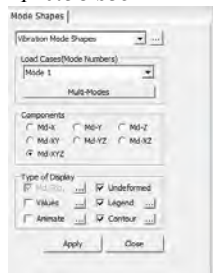


$T_7=0.50 \text{ sec}$

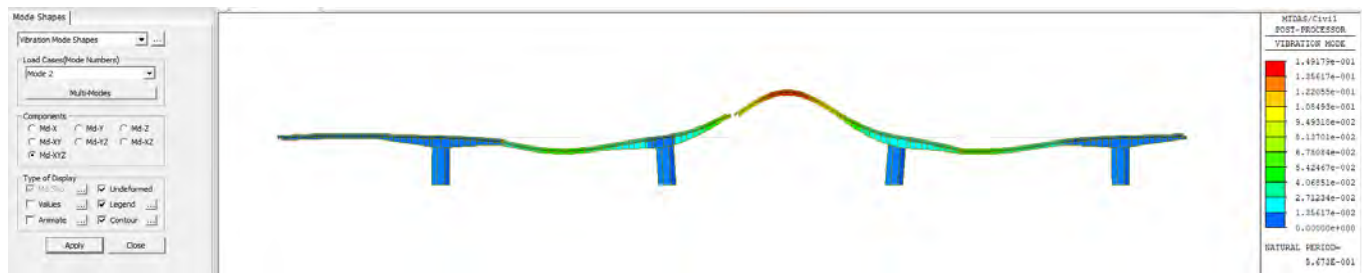


## 10.2.4 Ipotesi di appoggi cedevoli ( $K_{orizz}=2.7\text{KN/mm}$ )+bilici 160t-impalcato fessurato (E/2)

$T_1=0.58 \text{ sec}$



$T_2=0.56 \text{ sec}$



**NOTA** rispetto all'ipotesi di ponte scarico si modificano in maniera significativa solo i periodi propri dei modi di vibrare che coinvolgono direttamente la campata caricata dai bilici ( $\approx +15\%$ )



## PARTE QUARTA

### PRESCRIZIONI DI UTILIZZO DEL VIADOTTO DOPO L'INTERVENTO DI MASSIMA URGENZA OTTOBRE/NOVEMBRE 2024 – MASSIMI CARICHI AMMESSI

Si ritiene concluso con pieno esito favorevole l'iter di verifica strutturale afferente agli interventi di somma urgenza sul viadotto di Pontebba e di esame dei risultati delle prove di carico statiche e dinamiche dell'intero Ponte .

Pertanto si può riaprire la circolazione veicolare a doppio senso di marcia sia per il traffico leggero che pesante con le seguenti limitazioni da estendere anche al viadotto di Pietratagliata in considerazione delle analoghe peculiarità strutturali:

1. Limite massa per asse (compresi i trasporti eccezionali): 12 t;
2. Limite massa (compresi i trasporti eccezionali): 56 t;
3. Limite velocità: 50 km/h.

Ciò per limitare sui due viadotti la densità di carichi mobili sulla piattaforma stradale al massimo a quella corrispondente alla fase 2.2 della Prova di Carico 27.08.2020 (analoga alla densità dei carichi impiegati per le n°21 prove di carico statiche effettuate a Novembre 2024), corrispondente a 160 t massa su una lunghezza di 16,50 m (su n°2 corsie), con esclusione di carichi speciali superiori a tale valore, fintanto che non verranno progettati ed eseguiti i lavori di manutenzione straordinaria dell'opera con la compiuta iniezione dei cavi della campata n°4 da Nord (la n°42 da Sud) e delle altre campate i cui cavi risultassero non iniettati.

Altresì si segnala come possibile rischio per la compromissione dell'opera a causa di deformate permanenti permettere di utilizzare l'opera con la densità di carichi mobili sulla piattaforma stradale corrispondente alla fase 2.3 della Prova di Carico 27.08.2020, corrispondenti a 240 t su una lunghezza di 16,50 m (n°3+3 autocarri affiancati su n°3 corsie).

La riduzione dalla densità di carichi mobili, pur in ossequio a NTC 2018, può essere ottenuta limitando l'utilizzo della piattaforma stradale alle due sole corsie, come peraltro già presenti (segnaletica orizzontale a delimitare n°2 corsie).

Con riferimento alle analisi e verifiche svolte dal sottoscritto a seguito delle prove di carico del mese di Agosto 2020 si conferma anche, lungo tutto lo sviluppo dei due viadotti di Pontebba e Pietratagliata, il divieto di sosta/fermata sulle banchine laterali, nonché del sorpasso.

Con le suddette limitazioni si soddisfano sia la riduzione delle sollecitazioni massime flettenti indotte in campata come una drastica riduzione della sollecitazione su appoggi e denti della sella Gerber che è dovuta principalmente ai carichi massimi eccentrici disposti longitudinalmente sfarfallati rispetto

il giunto che determinano le massime compressioni su un appoggio e il massimo distacco sull' altro con massima sollecitazione dello spinotto del blocco dell'ala.

Le analisi e verifiche svolte e riportate nella presente relazione (rif. NTC2018 e LLGG PONTI 01/07/2022-Livello 4) hanno una validità di 24 mesi decorrenti dall'emissione del Certificato di Regolare Esecuzione degli interventi strutturali provvisori in regime di somma urgenza; entro tale periodo di validità, anche a seguito del periodico monitoraggio dell'opera e dei progressivi approfondimenti conoscitivi, si valuterà la necessità di rideterminare le limitazioni imposte.

## **PROGRAMMA ATTIVITÀ**

### **ATTIVITÀ NEL BREVE PERIODO (3 MESI):**

- 1.1** Si dispone l'installazione di un sistema di monitoraggio degli spostamenti , deformativo e tensionale, per un periodo non inferiore a 24 mesi, con livello di precisione non inferiore a 1/10 mm delle quote assolute delle campate 41, 42 (puntellata), 43 nelle posizioni e con schema con cui si sono rilevati gli spostamenti relativi della prova di carico statica: sui due bordi e in asse pila, Gerber e mezzeria; il sistema di monitoraggio, dovrà essere esteso ad almeno il 20% delle campate (minimo 8) e sicuramente sulle campate 41 , 42 e 43.
- 1.2** Si dispone la chiusura con schiuma riempitiva poliuretanica dei fori eseguiti nelle prospezioni sull'intradosso della campata n°42 del viadotto di Pontebba con tubi di drenaggio da tenere controllati.

### **ATTIVITÀ NEL BREVE-MEDIO PERIODO (6 MESI):**

- 2.1** Si dispone la ripavimentazione stradale con prodotti asfaltici chiusi volta al miglioramento dell'impermeabilizzazione dell'impalcato, delle campate n°41 e n°42 (da Gerber a Gerber).

### **ATTIVITÀ NEL MEDIO PERIODO (12 MESI):**

- 3.1** Redazione del documento di fattibilità delle alternative progettuali (DOCFAP), relativamente all'intero viadotto di Pontebba, dal quale poter estrapolare e sviluppare il documento di indirizzo progettuale (DIP) inerente il primo lotto funzionale da appaltare.
- 3.2** Redazione del progetto di fattibilità tecnico-economica (PFTE) inerente il primo lotto funzionale da appaltare sul quale acquisire tutte le autorizzazioni ed i pareri necessari.

### **ATTIVITÀ NEL MEDIO-LUNGO PERIODO (24/36 MESI):**

- 4.1** Redazione del progetto esecutivo (PE), appalto ed esecuzione del primo lotto funzionale.

### **ATTIVITÀ NEL LUNGO PERIODO (5/10 ANNI):**

- 5.1** Progettazione, appalto ed esecuzione dei restanti lotti funzionali.

*Fine documento*

# VERIFICA DOCUMENTO

DATI DOCUMENTO INFORMATICO	
Data di verifica	28/11/2024
Nome	FVG STRADE PONTEBBA REV FILIPUZZI RELAZIONE STRUTTURALE_REV. 0 COPIA.PDF.P7M
Impronta	5041348A9B4105E2A1EFA670191B44525DD1CAD8DDC6C7AB7979CD81EA4BB955
Dimensione (Byte)	24,165,296

REGISTRAZIONE DI PROTOCOLLO	
Estremi prot.	GEN-GEN-2024-56591-A
Verso	Arrivo
Data registrazione	28/11/2024

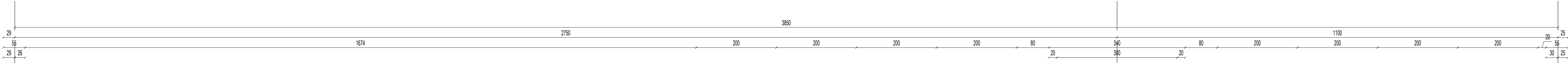
TRASMISSIONE TELEMATICA	
Tipo trasmissione	PEC (posta elettronica certificata)
Casella trasmissione	pieralberto.fadalti@ingpec.eu
Data spedizione	27/11/2024 18:19:40

FIRME DIGITALI	
Numero firme	1

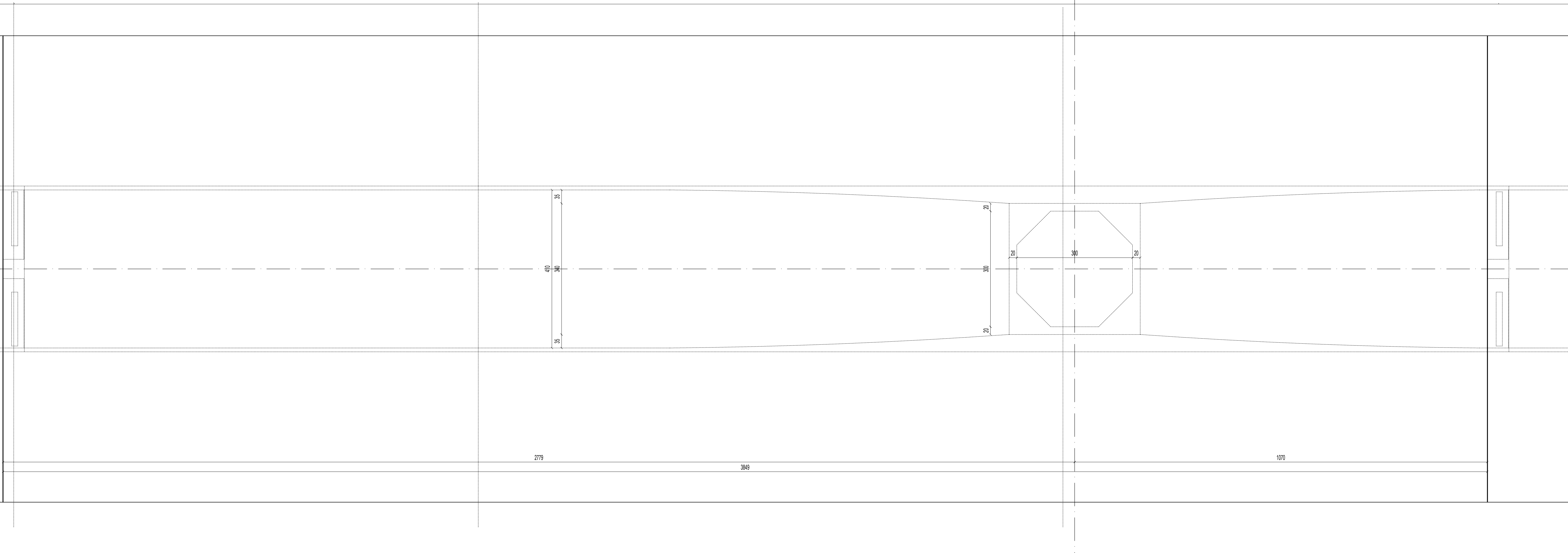
FIRMA 1	
Firmatario	<b>Pieralberto Fadalti</b>
Codice Fiscale	TINIT-FDLPLB45S14H657Q
Codice Identificativo	WSREF-20927355489590
Ente Certificatore	ArubaPEC EU Qualified Certificates CA G1
Organizzazione	
Stato	IT
Algoritmo	SHA-256
Impronta della Firma	52 E3 24 56 CC 6B 4F C3 6C DA F9 96 29 57 5F 7B E9 BA CD 6D E9 E6 BE A9 2B F3 A6 65 F2 57 2F 90 08 45 AC FA 8E A6 AB 71 4E CA CC 10 3C D7 E8 4E 36 55 5A A6 CD 84 C1 2F 11 23 E2 5E 94 5A D5 65 AF 95 F9 CE DA 88 15 5A CD 62 14 12 92 8B DA 44 A1 1B F6 D7 CE E9 4B 86 DA 47 20 3A A4 20 9B 84 7D 38 BB DE 08 78 DE DF BC C1 D8 65 B5 97 75 70 B3 59 DD 03 C3 1A EE D4 5D 8E 46 4C 8A 01 19 2A 78 48 BF 93 EE E7 0B EB FD 39 B9 0E F3 B8 23 30 04 6C 03 F3 CC 95 D4 7D 60 2F C6 85 70 E9 82 B9 5E 84 86 89 99 FD B6 85 A3 A9 85 47 ED 37 03 FE 08 AB 8B E5 BC 7B 4A E8 9E 41 05 72 EC 41 17 DA 8F 27 93 ED 14 D2 64 66 E5 EE 8F E8 80 71 79 53 56 B7 55 A6 50 4E D0 B8 10 B0 A9 65 07 6B 9B 51 E2 29 FC 9C 21 61 41 8C B4 E4 9C 94 34 77 04 C4 EF 5C 39 A5 B6 F3 22 98 AD AE 66 B8 9D 08 50 C5
Data e ora della Firma	27/11/2024 16:40:30 GMT
Validità del certificato	Dal 17/10/2024 13:59:15 GMT al 17/10/2027 13:59:15 GMT
Certificato del Firmatario valido	
Verifica CRL eseguita	
Firma Valida	

*- Pagina lasciata intenzionalmente bianca -*

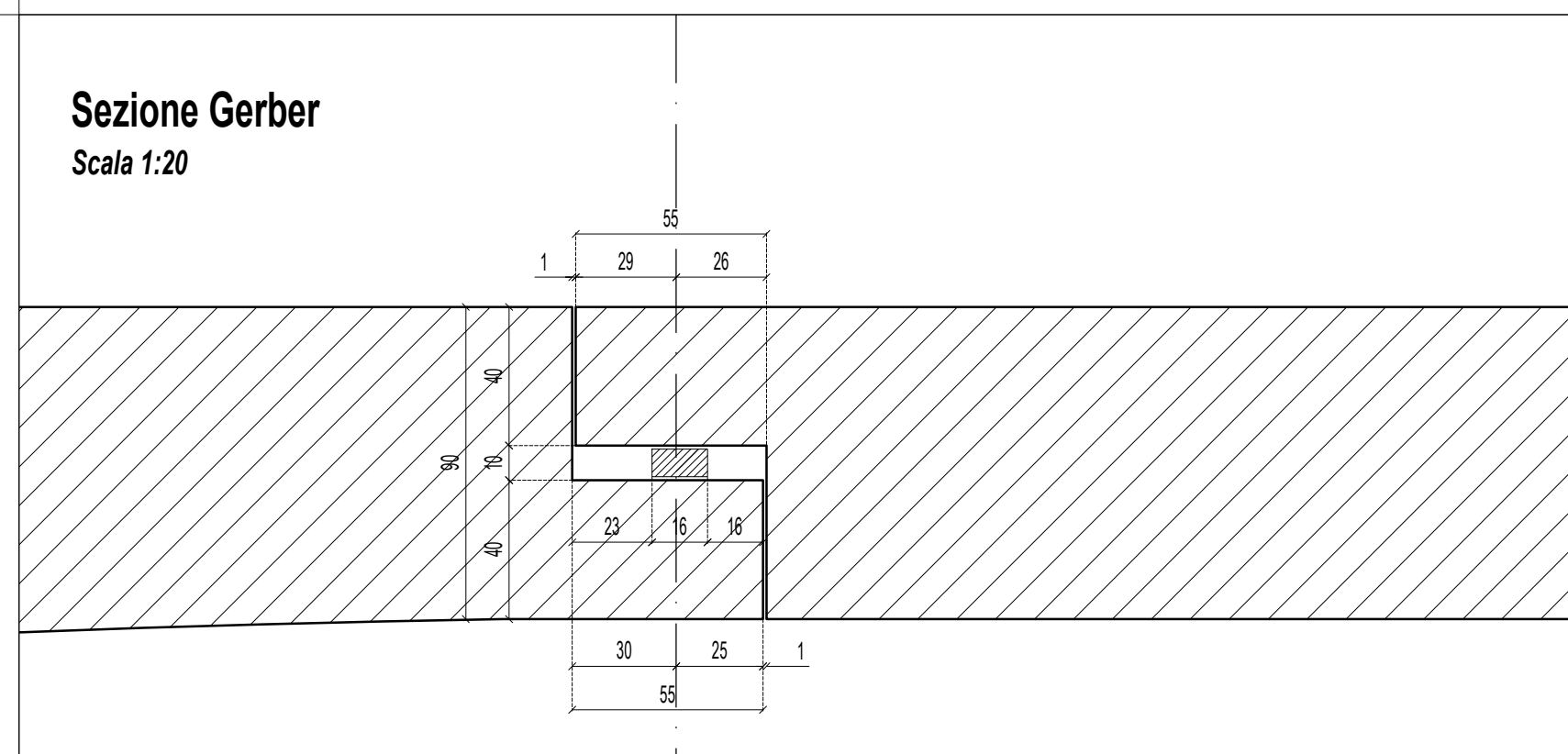
Sezione longitudinale  
Scala 1:50



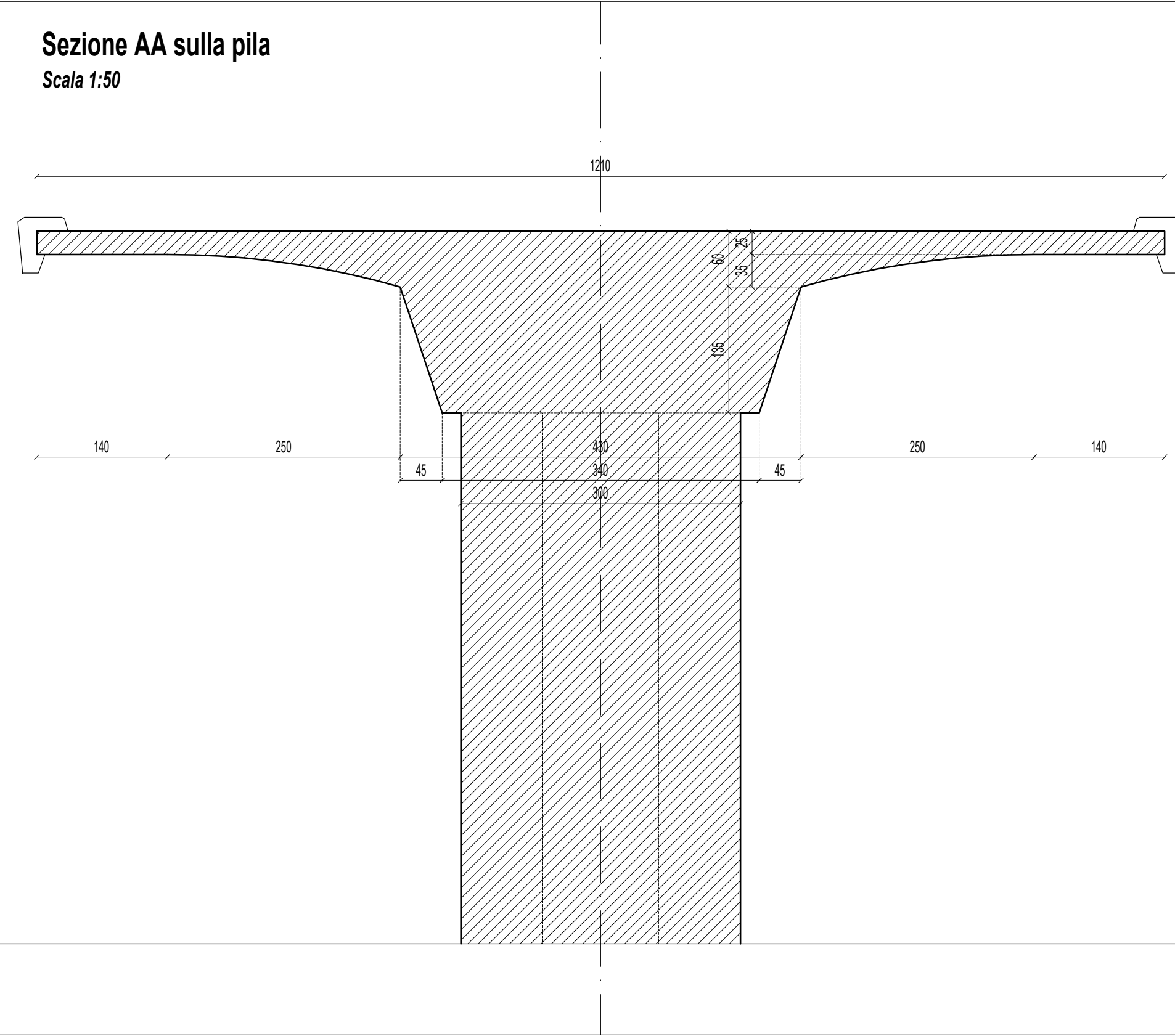
Pianta impalcato  
Scala 1:50



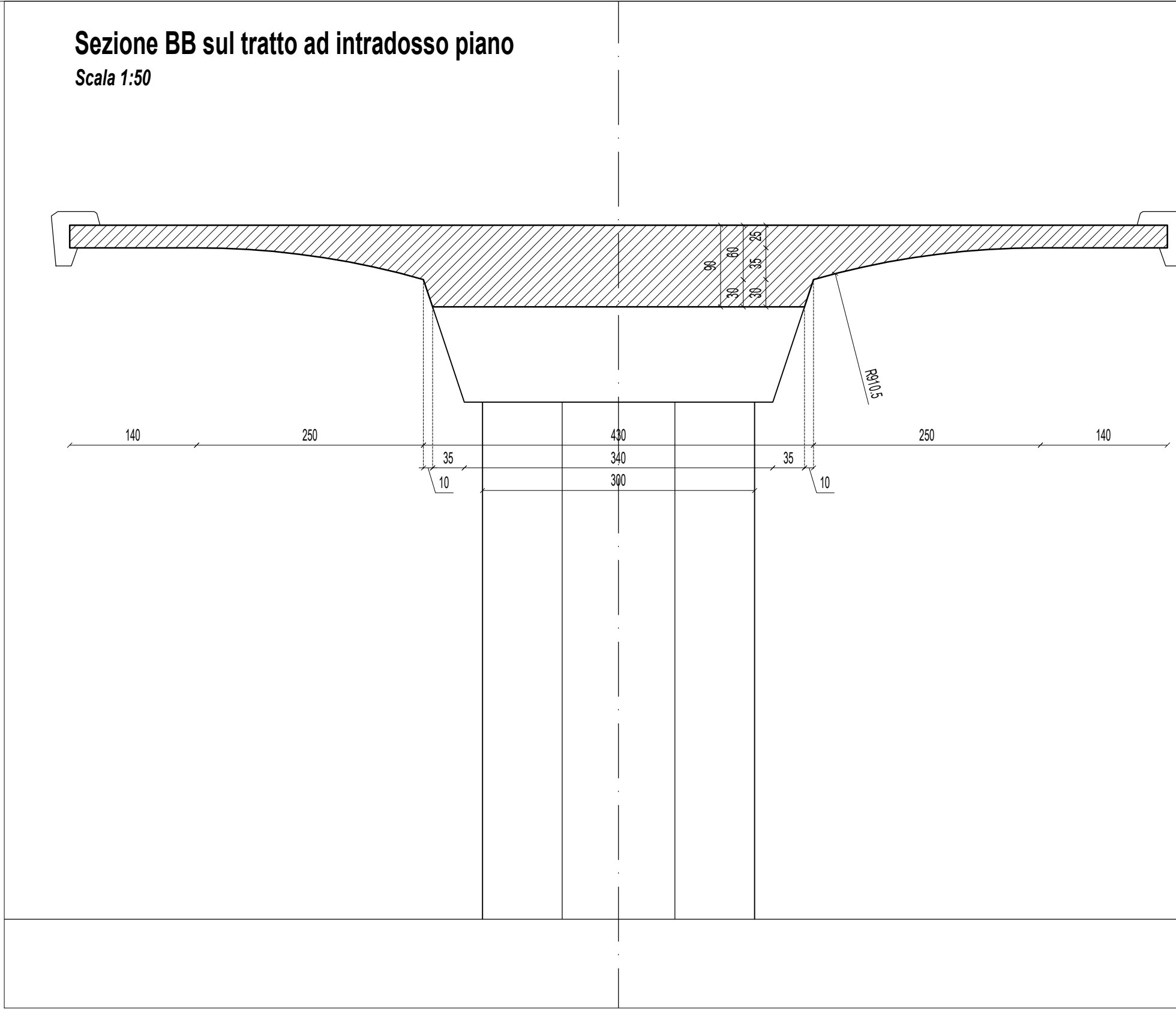
Sezione Gerber  
Scala 1:20



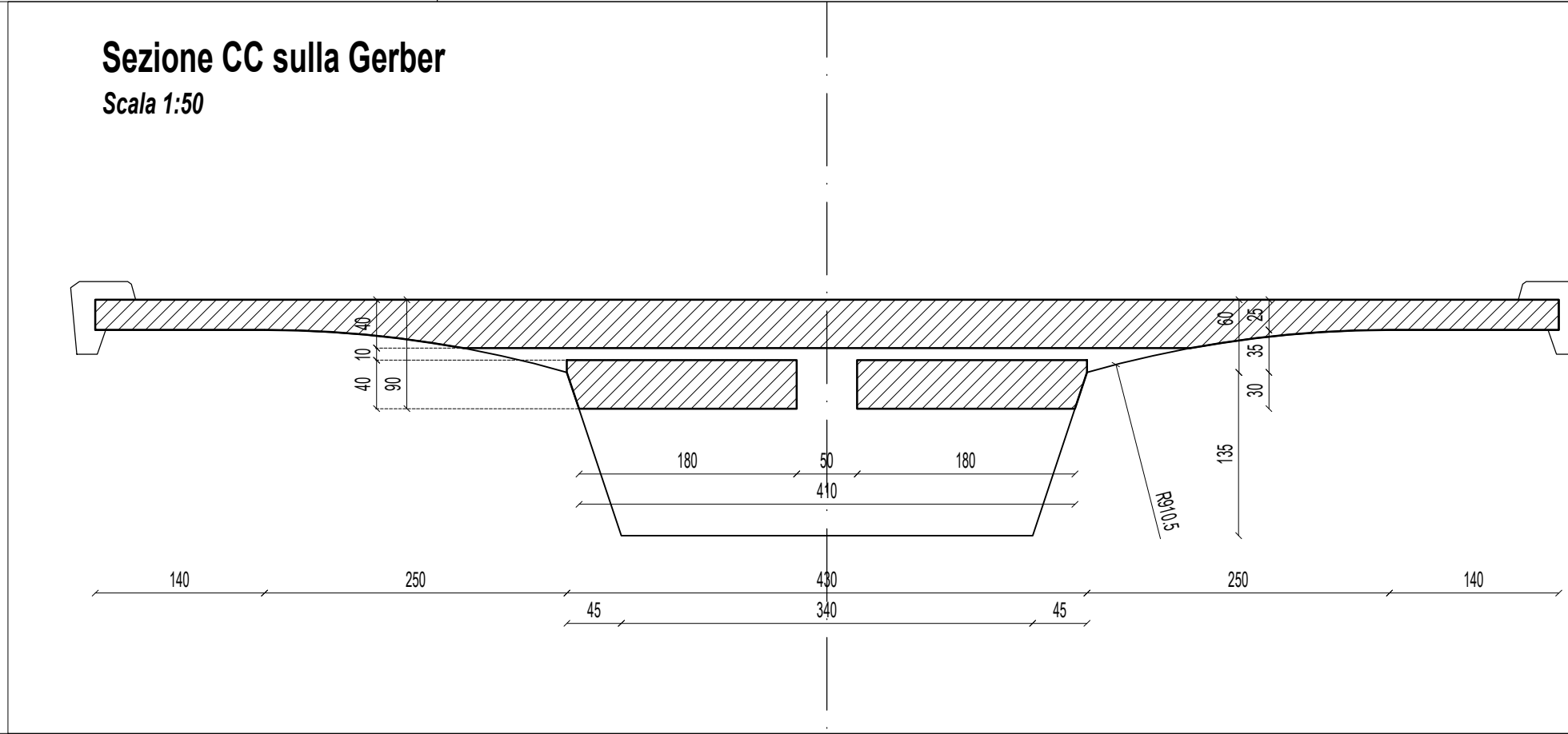
Sezione AA sulla pila  
Scala 1:50



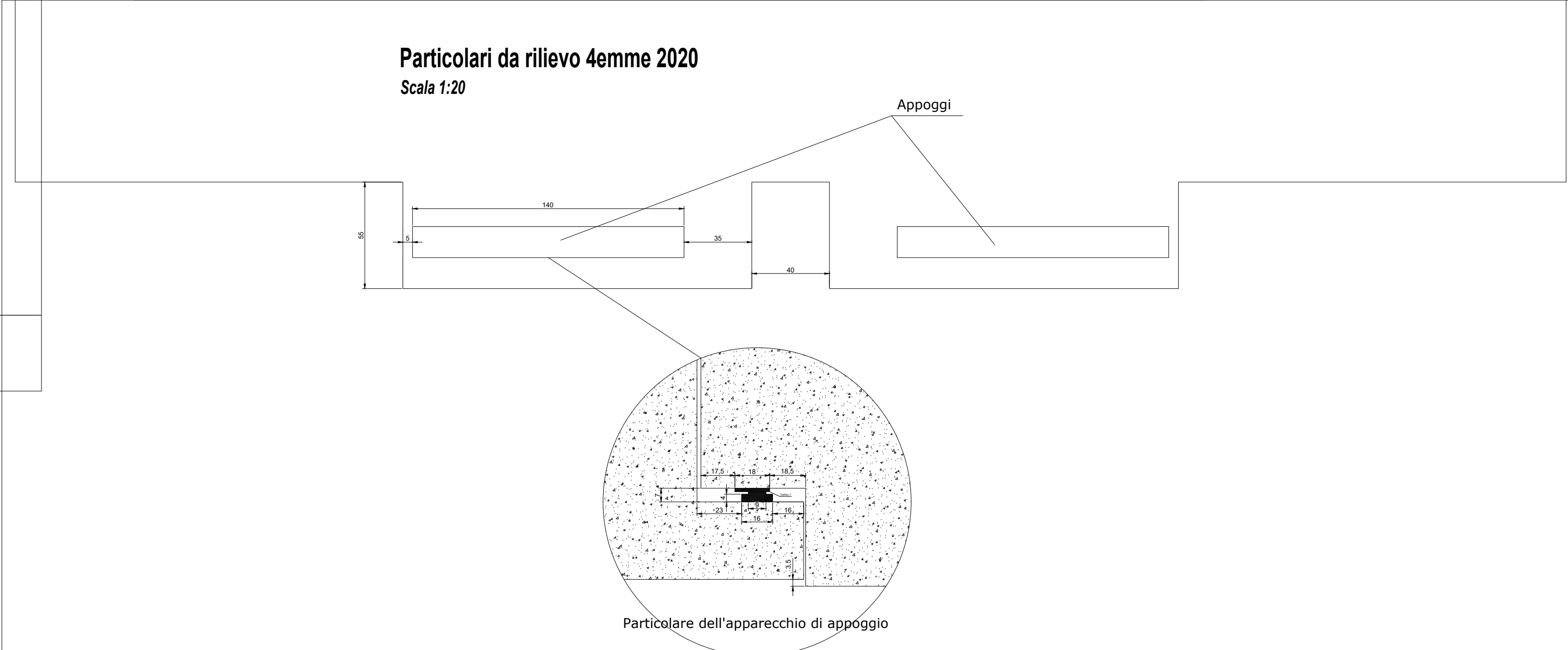
Sezione BB sul tratto ad intradosso piano  
Scala 1:50



Sezione CC sulla Gerber  
Scala 1:50



Particolari da rilievo 4emme 2020  
Scala 1:20



Regione Friuli Venezia Giulia  
Comune di Pontebba

PROGETTO

Viadotto di Pontebba  
Messa in sicurezza della 4a campata dalla spalla Nord

COMMITTENTE

FVG Strade

TITOLO ELABORATO

Carpenterie campata TIPO  
come da Progetto originario

Pontebba - Torri - SdF - D01  
NOME FILE

SCALA  
Varie

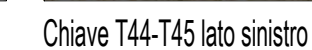
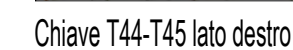
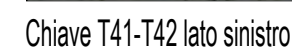
DIM. FOGLIO  
A1

DATA PRIMA EMISSIONE  
10/10/2024

PROGETTISTA  
Ing FADALTI Pieralberto

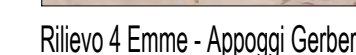
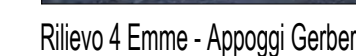
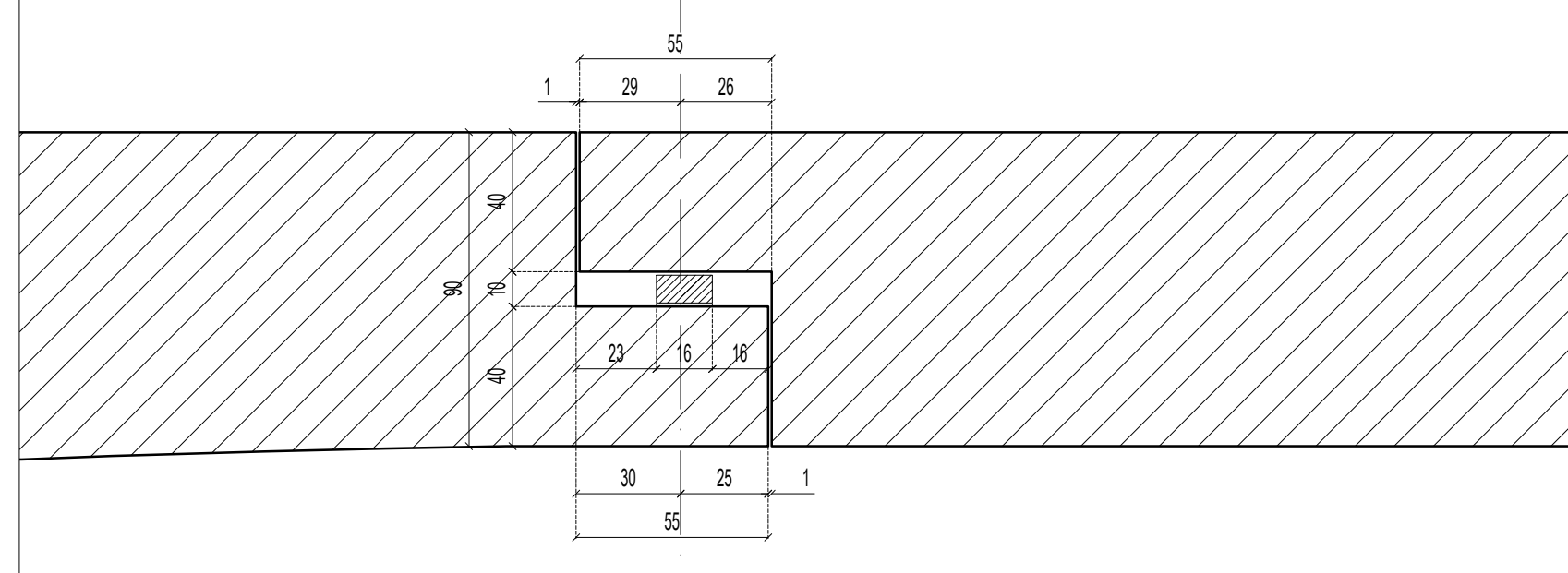
FIRMA COMMITTENTE





Le foto si riferiscono alla estremità estraibile dei dispositivi di aggancio posti alle estremità dell'impalcato, sulle ali della soletta

**Scala 1:20**



0	10/10/2024	Emissione	Zerò	PAF
N° REVISIONE	DATA	OGGETTO	REDATTO	VERIFICATO

**Comune di Pontebba**

22

## PROGETTO

### Messa in sicurezza della 4a campata dalla spalla Nord



**COMMITTENTE**

22

22

TITOLO ELABORATO

come da Progetto originario

11

Pontebba - Torri - SdF - D02

**NOME FILE**

SCALA  
Varie

DIM. FOGLIO  
A1

DATA PRIMA EMISSIONE  
10/10/2024

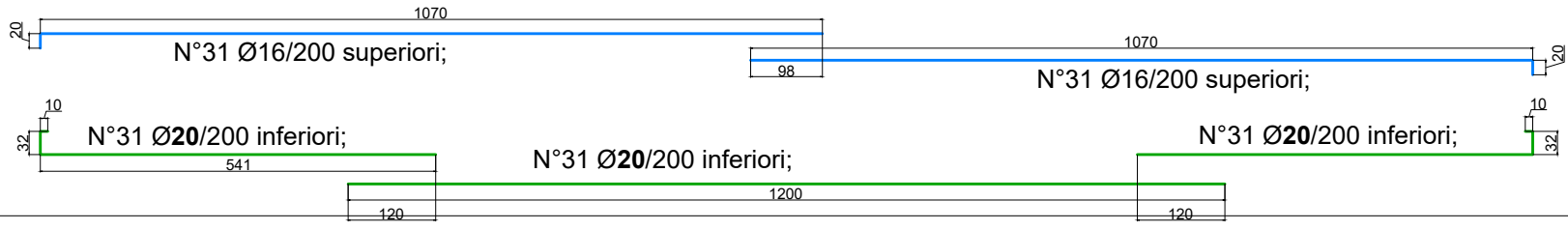
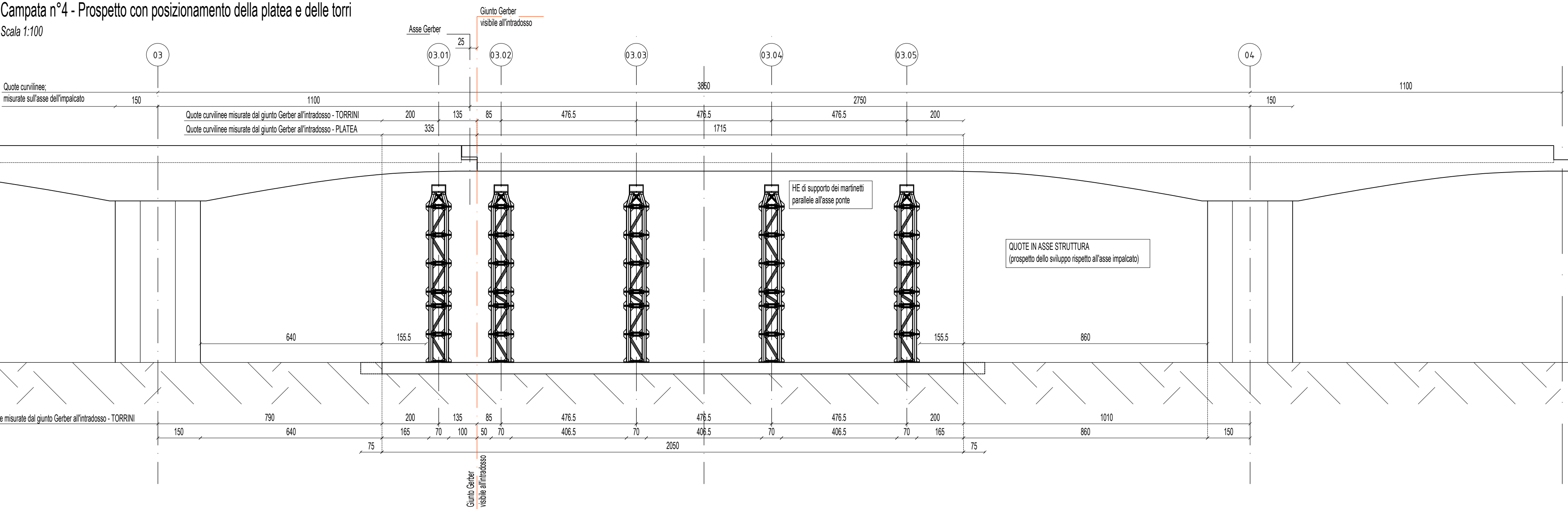
**PROGETTISTA**  
Ing FADALTI Pieralberto

FIRMA COMMITTENTE



Campata n°4 - Prospetto con posizionamento della platea e delle torri

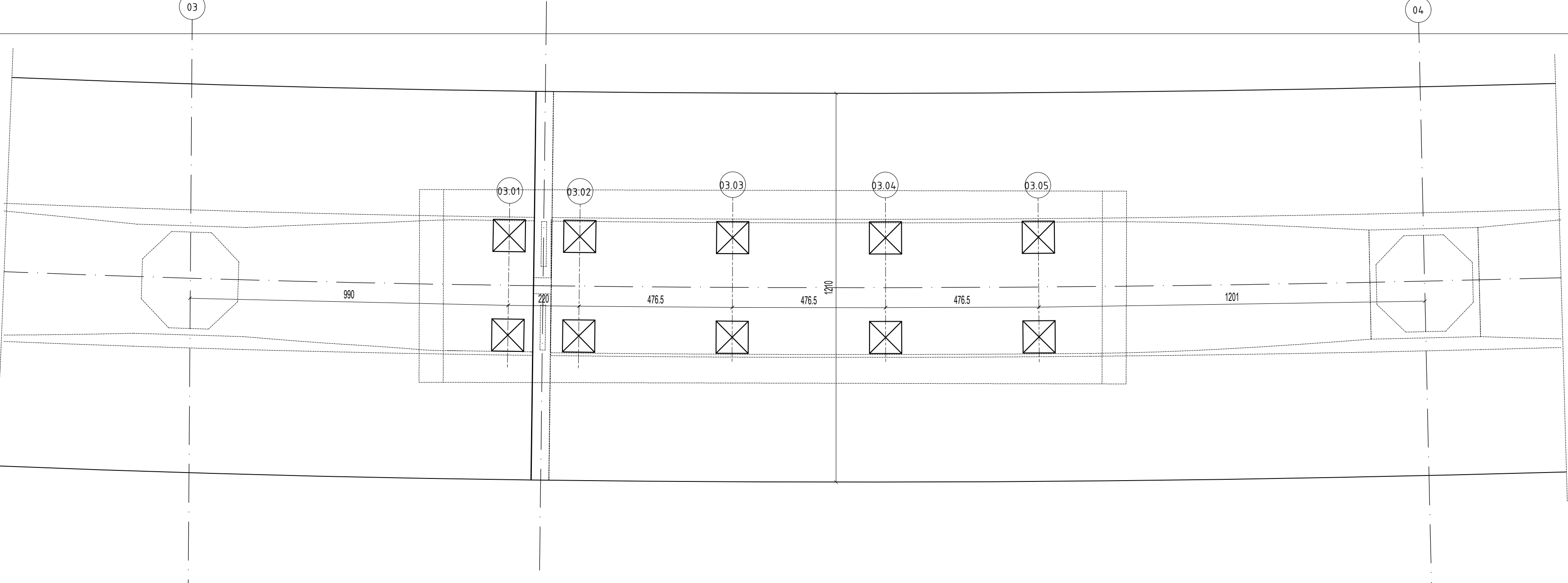
Scala 1:100



Armature longitudinali Ø16/200 superiori;  
Armature longitudinali Ø20/200 inferiori;  
Ganci di sostegno Ø12; n°2/mq.

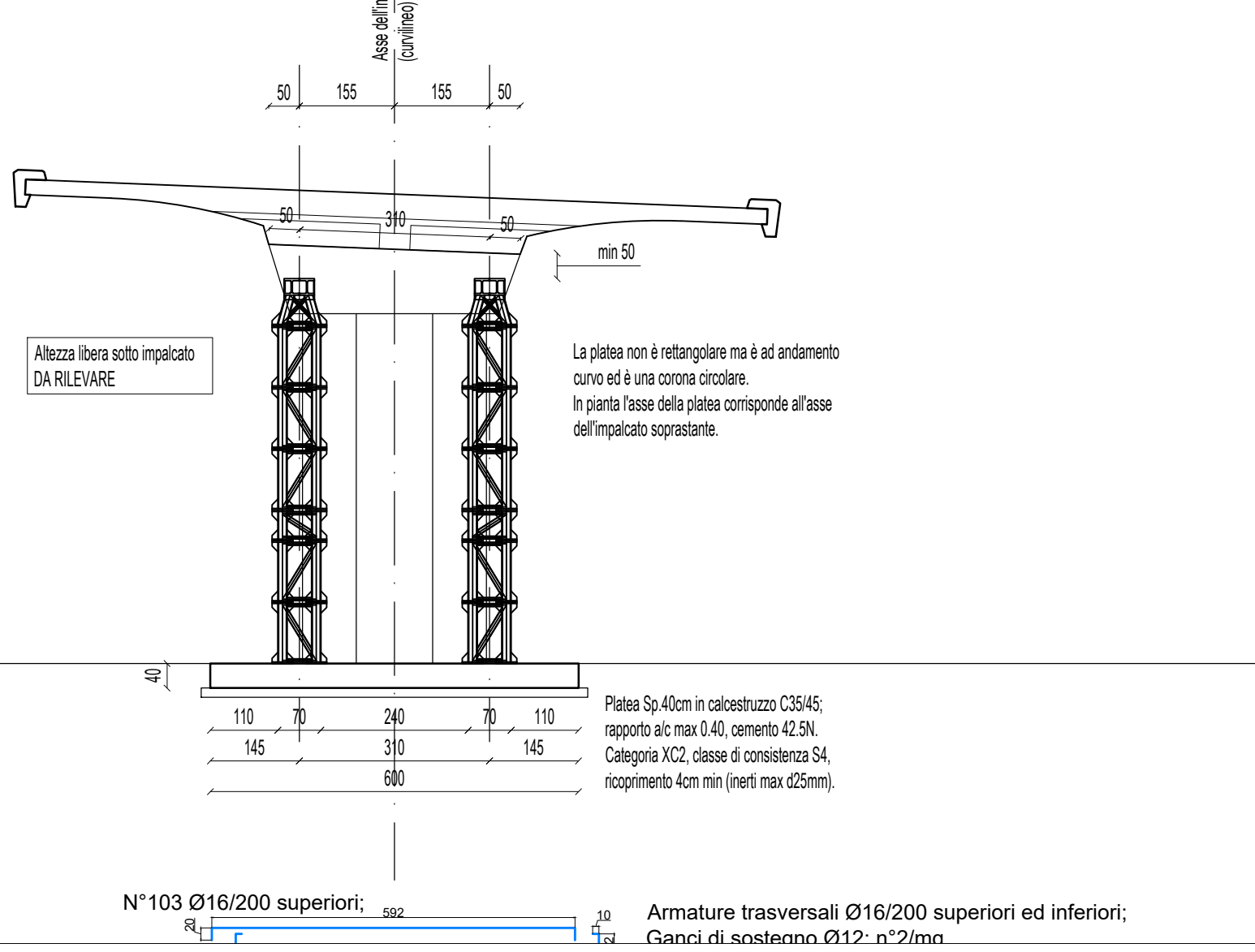
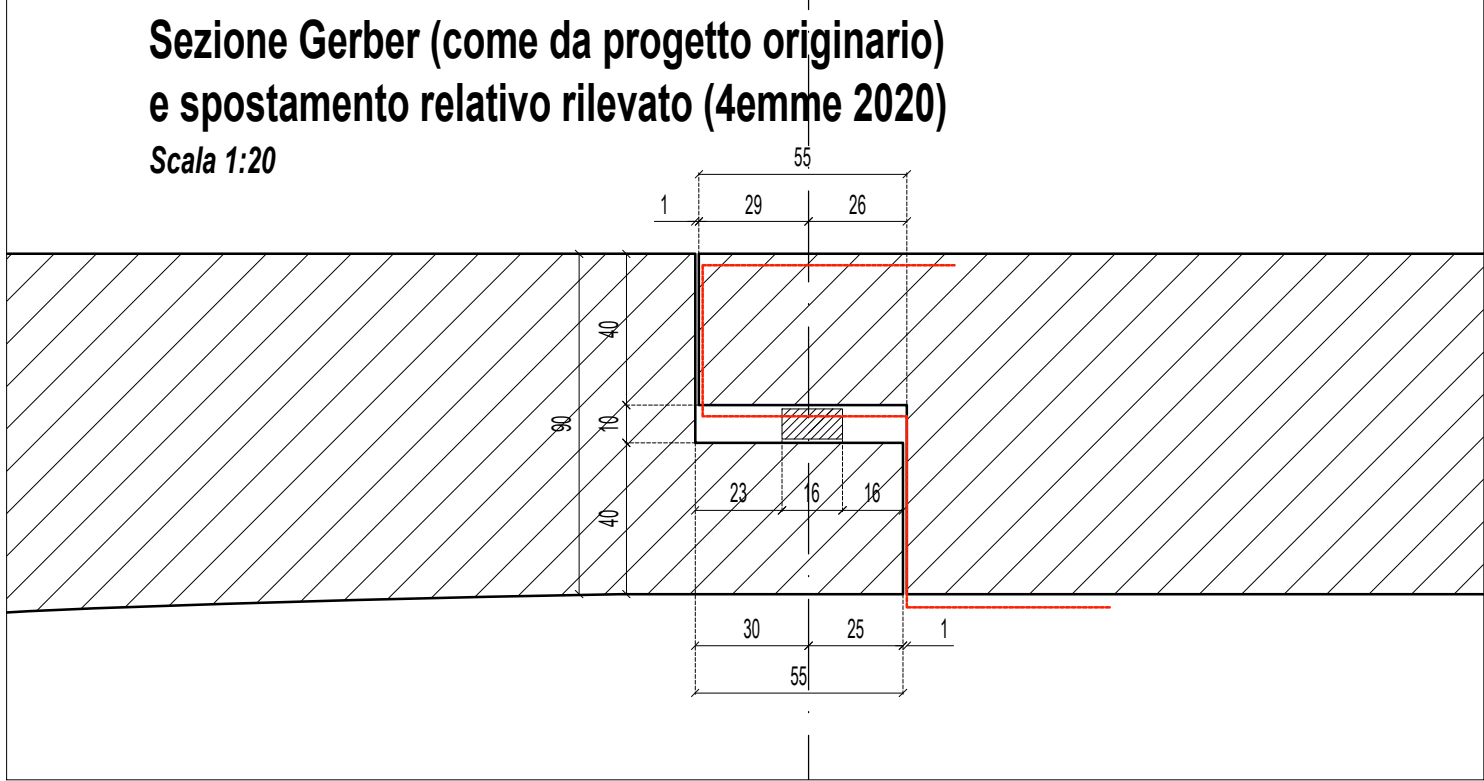
Campata n°4 - Pianta con posizionamento della platea e delle torri

Scala 1:100



Sezione Gerber (come da progetto originario)  
e spostamento relativo rilevato (4emme 2020)

Scala 1:20



3	22/10/2024	Aggiornamento Intervento e suddivisione per Fasi	Zerito	PAF
0	10/10/2024	Emissione	Zerito	PAF
N° REVISIONE	DATA	OGGETTO	REDATTO	VERIFICATO

Regione Friuli Venezia Giulia  
Comune di Pontebba

PROGETTO  
Viadotto di Pontebba  
Messa in sicurezza della 4a campata dalla spalla Nord

COMMITTENTE  
Friuli Venezia Giulia Strade

TITOLO ELABORATO  
FASE 1  
Messa in opera di torri di supporto  
Tracciamenti di torri e platea; carpenterie ed armature della Platea di fondazione

Pontebba - Messa in sicurezza - St - D01\_Fase 1  
NOME FILE

SCALA  
Varie  
DIM. FOGLIO  
A1  
DATA PRIMA EMISSIONE  
10/10/2024

PROGETTISTA  
Ing FADALTI Pieralberto

FIRMA COMMITTENTE