



## COMUNE DI ALFONSINE

Provincia di Ravenna

**MEDAGLIA D'ARGENTO AL VALOR CIVILE**  
**MEDAGLIA D'ARGENTO AL VALOR MILITARE**

Area Tecnica - Gestione Associata LLPP  
Alfonsine, Cotignola e Fusignano




Cofinanziato  
dall'Unione europea

### LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE SUL TORRENTE SENIO

PNRR - M2C4 I2.2 - INTERVENTI PER LA RESILIENZA, LA VALORIZZAZIONE DEL  
TERRITORIO E L'EFFICIENZA ENERGETICA DEI COMUNI

**CUP: H27H17001390004**

**Progetto Esecutivo**

Assessore ai LL.PP: Sig. Roberto Laudini		Sindaco: Avv. Riccardo Graziani	
Responsabile Area Tecnica Gestione Associata LLPP Alfonsine, Cotignola e Fusignano			
RUP:Dott. Rodolfo Gaudenzi			
PROGETTISTA COORDINATORE:		Ing. Antonio Tassinari	
PROGETTISTI OPERE STRADALI:		Studio Tassinari e Associati Ing. Antonio Tassinari	
COORD. SICUREZZA PROGETTAZIONE:		Studio Tassinari e Associati Ing. Antonio Tassinari	
		<div><p><b>STUDIO TASSINARI • ASSOCIATI</b> Ingegneria • architettura • infrastrutture</p><p>Viale L. Cilla 54 - 48123 - Ravenna Tel: 0544.218506 - Fax: 0544.248148 www.ingtassinari.it - studio@ingtassinari.it</p></div>	

## ELABORATO:

### Relazione sulle strutture:

Illustrativa sintetica e di calcolo per il miglioramento  
Relazione sui materiali

Codice Intervento: SEN2019	Data: OTTOBRE 2022	Codice Elaborato: <b>E.STR-01</b>
Scala:	File: 19_ALF-002R2_E.STR-01	Revisione: R02

## Sommario

<b>1 - RELAZIONE ILLUSTRATIVA SINTETICA DEGLI ELEMENTI DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....</b>	<b>5</b>
1.2 - NORME DI RIFERIMENTO .....	7
1.3 - INDAGINI SVOLTE .....	8
1.4 - DOCUMENTAZIONE REPERITA PRESSO L'ARCHIVIO ANAS .....	8
1.5 - RILIEVO TOPOGRAFICO DI PRECISIONE CON LASER SCANNER .....	9
(1) <i>Premessa</i> .....	9
(2) <i>Dimensioni e caratteristiche dell'opera.</i> .....	10
(3) <i>Fasi di costruzione</i> .....	10
(4) <i>Elementi di criticità e conseguenti focus di indagine</i> .....	13
1.6 - ANALISI DEI CARICHI .....	14
1.6.1 - <i>Pesi propri strutturali</i> .....	14
1.6.2 - <i>Pesi propri non strutturali</i> .....	14
1.6.3 - <i>Carichi mobili (q1)</i> .....	14
1.6.4 - <i>L'Azione Sismica</i> .....	16
(1) <i>Parametri per la definizione dell'azione sismica</i> .....	16
<b>2 - RELAZIONE SUI MATERIALI .....</b>	<b>19</b>
2.2 - INDAGINI SPERIMENTALI SUI MATERIALI .....	19
(1) <i>Rilievo pacometrico delle armature</i> .....	19
(2) <i>Carotaggi</i> .....	19
(3) <i>Determinazione della profondità di carbonatazione</i> .....	19
(4) <i>Caratterizzazione dinamica della struttura</i> .....	20
(5) <i>Prova di carico sull'impalcato</i> .....	20
2.3 - MATERIALI DI PROGETTO .....	22

2.3.1 - Sistemi di consolidamento e ripristino .....	23
2.3.2 - Sistemi di protezione .....	24
<b>3 - VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI GRAVITAZIONALI .....</b>	<b>26</b>
3.2 - MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI .....	26
3.3 - CARICHI GRAVITAZIONALI .....	28
<b>4 - VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLE AZIONI SISMICHE .....</b>	<b>39</b>
4.2 - STATO ATTUALE .....	39
4.3 - CONDIZIONE DI PROGETTO .....	45
4.1 - INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO .....	45
4.2 - AZIONI SULLE SPALLE .....	51
4.2.1 - Verifica Portata Spalle .....	52
4.3 - AZIONI SUI RITEGNI SISMICI .....	57
4.4 - SOLLECITAZIONI MASSIME SOLETTA .....	59

Figura 1 - Sezione trsversale impalcato centrale .....	6
Figura 2 - Sezione trsversale impalcato laterale .....	6
Figura 3. Stazioni di presa e punti noti .....	9
Figura 4. Discontinuità pulvino.....	11
Figura 5. Discontinuità .....	11
Figura 6. Discontinuità .....	12
Figura 7: Stese di carico.....	15
Figura 8: Spettro Elastico ( $q = 1$ ) componenti Orizzontali SLV.....	17
Figura 9: Spettro Componenti Orizzontali con $q = 1$ SLV.....	17
Figura 10: modello complessivo ad elementi finiti .....	26
Figura 11: pianta impalcato .....	27
Figura 12: modello estruso.....	27
Figura 13: Freccie Teoriche attese con Disposizione Carichi secondo Configurazione 6 .....	28
Figura 14: configurazione di carichi conforme al Caso 6 disposta nel modello .....	29
Figura 15: Momento Flettente Travi Comb. SLE_Rara .....	30
Figura 16: Sforzo Assiale Travi - SLE_Rara.....	30
Figura 17: Momento Flettente Travi indotto dai carichi $G1 + G2 +$ Carichi Prova .....	32
Figura 18: Sforzo Assiale Travi indotto dai carichi $G1 + G2 +$ Carichi Prova .....	32
Figura 19: Momenti Massimi dovuti ai Soli Carichi Mobili D.M. 17.01.2018 .....	33
Figura 20: Sforzi Assiali dovuti ai Soli Carichi Mobili D.M. 17.01.2018 .....	33
Figura 21: Momenti Massimi dovuti ai Soli Carichi relativi alla PROVA DI CARICO (CONFIG. 6) .....	34
Figura 22: Sforzi Assiali dovuti ai Soli Carichi relativi alla PROVA DI CARICO (CONFIG. 6) .....	34
Figura 23: Momento Flettente Involuppo SLU (Con Carichi Mobili D.M. 17.01.2018) .....	35
Figura 24: Sforzo Assiale Involuppo SLU (Con Carichi Mobili D.M. 17.01.2018).....	36
Figura 25. Sezione da verificare.....	36

Figura 26: Taglio Massimo SLU con carichi Mobili D.M. 17.01.2018 .....	37
Figura 27: Tabella con risultati Modali e percentuali di attivazione delle masse .....	40
Figura 28: Modo 1 .....	41
Figura 29: Modo 2 .....	41
Figura 30: Modo 3 .....	41
Figura 31: Modo 4 .....	41
Figura 32: Modo 5 .....	42
Figura 33: verifiche di resistenza con fattore di struttura $q = 1.0$ .....	43
Figura 34: verifiche di resistenza con fattore di struttura $q = 1.0$ .....	44
Figura 35: quadro riassuntivo profondità carbonatazione 4Emme .....	46
Figura 36: pianta impalcato .....	47
Figura 37: verifiche di resistenza con fattore di struttura $q = 1.0$ .....	49
Figura 38: verifiche di resistenza con fattore di struttura $q = 1.0$ .....	50
Figura 39: Reazioni Molle Spalle Condizione SLV X (Dir. Longitudinale) .....	51
Figura 40: Reazioni Molle Spalle Condizione SLV Y (Dir. Trasversale) .....	52
Figura 41: Sezione Spalla da Archivio Anas .....	53
Figura 42: Tagli alla Base delle Pile - SLV X – Dir. Longitudinale .....	57
Figura 43: Tagli alla Base delle Pile - SLV Y – Dir. Trasversale .....	57
Figura 44: Sforzi Assiali Specifici soletta (Porzione Cucitura) Sisma SLV x- Longitudinale .....	59
Figura 45: Sforzi Assiali Specifici soletta (Porzione Cucitura) Sisma SLVx- Longitudinale (Zone di Cucitura sulle Pile) .....	59
Figura 46: .....	60
Figura 47: Sforzi Assiali Specifici soletta dovuti a Sisma SLV y (Trasversale) .....	61

## **1 – Relazione Illustrativa Sintetica degli elementi degli elementi Essenziali del Progetto Strutturale**

L'Amministrazione Comunale di Alfonsine ha affidato allo Studio Tassinari e Associati con sede in via Luigi Cilla, 54 a Ravenna l'incarico della verifica statica e sismica nonché la progettazione degli interventi di manutenzione del ponte (ex SS.16) sul torrente Senio nell'abitato di Alfonsine.

L'intervento si inquadra negli interventi prognati dall'amministrazione per garantire l'adeguata manutenzione e la sicurezza delle opere pubbliche ricadenti nel territorio del Comune di Alfonsine.

Si tratta di opera realizzata negli anni 1987-1988 e poiché all'epoca il territorio del Comune di Alfonsine non rientrava nelle zone considerate sismiche, nel calcolo e nella realizzazione del ponte si è tenuto conto delle azioni verticali e solamente delle azioni orizzontali relative la vento e alla frenatura.

Per stabilire la vulnerabilità sismica è essenziale avere un adeguato livello di conoscenza della geometria, dei materiali impiegati e dello stato di conservazione.

Si è cercato di reperire la documentazione di progetto: purtroppo l'Amministrazione del Comune di Alfonsine non ne era in possesso; trattandosi di strada Statale la competenza era di ANAS.

Seppure con qualche difficoltà si è riusciti ad avere accesso agli atti presso l'archivio ANAS a Roma.

Per avere una precisa idea dello stato di conservazione dell'opera è stato eseguito un attento rilievo geometrico con l'uso di laser scanner ed è stata prodotta documentazione fotografica.

I risultati del rilievo geometrico hanno confermato le informazioni ricavate dalla documentazione conservata presso l'archivio ANAS

Si è potuto avere conferma anche delle modalità esecutive: il ponte è stato realizzato in sostituzione di uno preesistente che doveva essere rialzato per garantire la portata idraulica del torrente Senio e per garantire la viabilità almeno su una carreggiata è stato realizzato in due fasi successive. Prima in affiancamento al ponte esistente è stata realizzata una carreggiata, poi demolito il ponte esistente, è stata realizzata la carreggiata di completamento.

Il rilievo ha evidenziato un giunto di costruzione longitudinale corrispondente alle due diverse fasi di getto della soletta.

Oltre al rilievo è stato dato incarico alla ditta 4EMME per l'esecuzione di prove sui materiali e per la redazione di una accurata relazione dello stato di conservazione.

Sempre a cura della ditta 4EMME il ponte è stato sottoposto a una prova di collaudo che ha riprodotta quella eseguita il 16 settembre 1988; i risultati hanno evidenziato un comportamento elastico dimostrando una intatta capacità di resistenza ai carichi verticali.

Si tratta di un ponte a tre campate dello sviluppo complessivo di circa 43.80 m, pile e spalle sono ruotate di 28° rispetto la perpendicolare all'asse longitudinale.



## 1.2 - Norme di riferimento

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive:

D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.

Circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17.01.2018

In mancanza di una precisa indicazione delle norme tecniche, e rifacendosi al capitolo 1 delle medesime norme che riporta *”....per quanto non espressamente specificato nel presente documento ci si può riferire a normative di comprovata validità ..... In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali che costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo alle presenti norme.”*

### Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1990:2006

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

- UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
- UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

- UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica



- UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti
- UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

Si è inoltre fatto riferimento alle:

***‘LINEE GUIDA E MANUALE APPLICATIVO PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA E IL CONSOLIDAMENTO DEI PONTI ESISTENTI IN C.A.’ – marzo 2009 - Progetto DPC-Reluis 2005-2008.***

### **1.3 - Indagini svolte**

Le indagini per arrivare a una approfondita conoscenza delle caratteristiche strutturali del manufatto sono state eseguite le seguenti attività.

- Esame della documentazione reperita presso l’archivio ANAS
- Rilievo topografico di precisione con laser scanner
- Indagini sperimentali sui materiali
- Prove di caratterizzazione dinamica della struttura
- Prova di carico sull’impalcato
- Modellazione della struttura agli elementi finiti per la valutazione dello stato tensionale.

### **1.4 - Documentazione reperita presso l’archivio ANAS**

Sono stati reperiti i seguenti documenti:

- Relazione tecnica generale
- Disegni contabili con cassetture e armature degli elementi strutturali
- Documenti contabili
- Relazione geotecnica
- Relazione di calcolo
- Risultati della prova di carico sui pali di fondazione
- Relazione di collaudo statico
- Collaudo tecnico amministrativo.

## 1.5 - Rilievo topografico di precisione con laser scanner

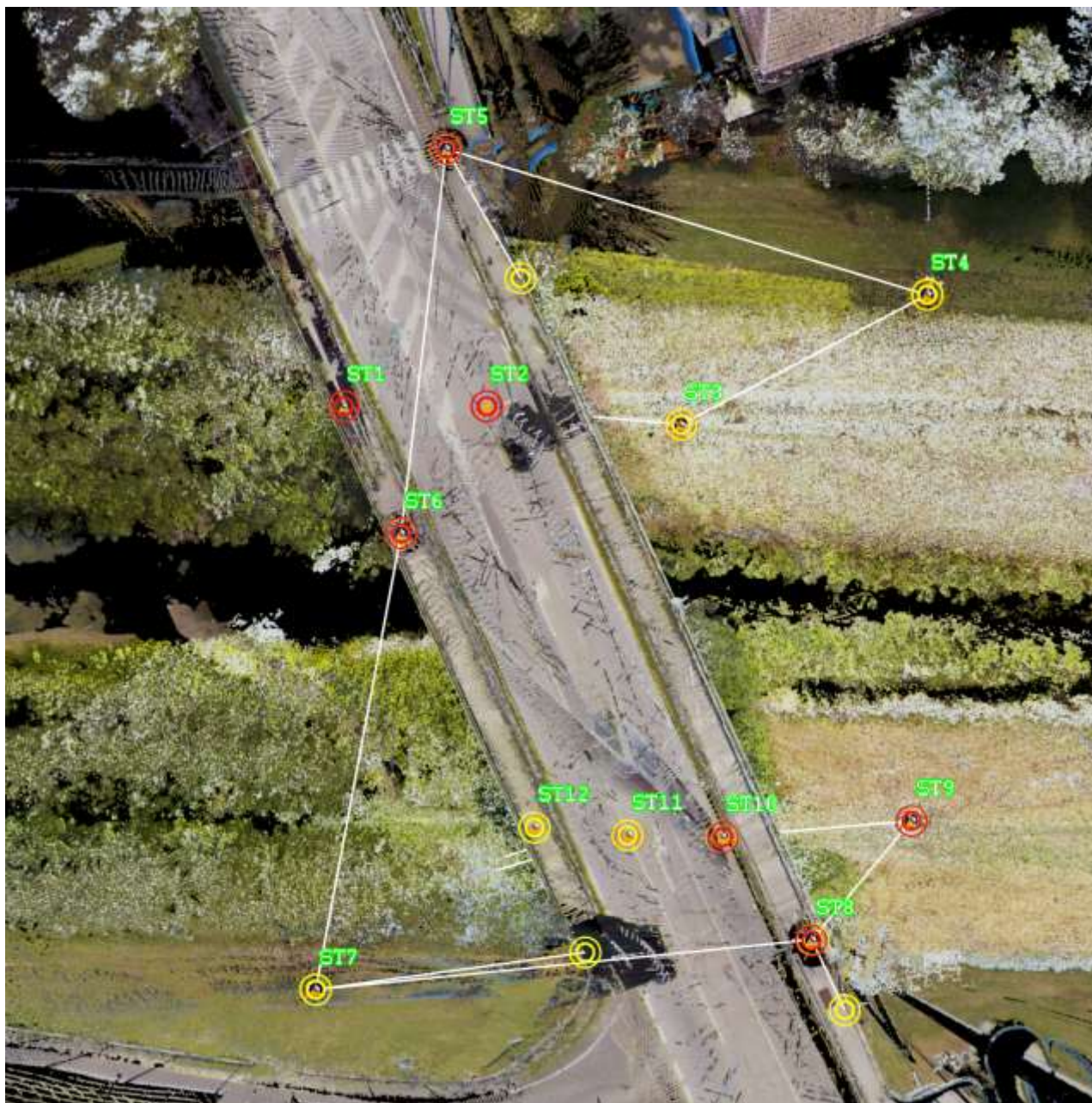


Figura 3. Stazioni di presa e punti noti

### (1) Premessa

Mediante l'elaborazione dei dati è stato possibile ricavare l'esatta geometria strutturale del viadotto rilevando, oltre alle criticità già evidenziate dal Comune in fase di richiesta di offerta, ulteriori elementi che consentono rispettivamente:

- a) di poter ipotizzare con buona approssimazione le scelte costruttive ed alcuni elementi di asimmetria di cui tenere debitamente conto nelle successive fasi;
- b) di poter indirizzare le prove materiali da svolgere sulla struttura.

(2) *Dimensioni e caratteristiche dell'opera.*

L'impalcato presenta n. 3 campate, di cui quelle laterali con luce 9.11 m circa, mentre quella centrale 23.80 m circa, ed un angolo di obliquità in pianta pari a circa 28°.

Trattasi di un graticcio di travi a Y di altezza 100 cm e larghezza ala superiore di 100 cm, collegate da traversi di sezione all'incirca rettangolare con altezza 90 cm e larghezze non rilevabili. I traversi sono presenti in all'estremità delle travi sulle campate laterale, all'estremità ed al centro delle travi per la campata centrale. Quest'ultimo è l'unico di cui è stato possibile rilevare le dimensioni, pari a 30 x 90 cm.

Sopra di esse trova sede la soletta collaborante di spessore non rilevabile e presumibilmente pari a 25 cm.

Ai lati della carreggiata sono presenti le piattaforme per il marciapiede in cui si trova il sicurvia ed il parapetto. Particolarità è la presenza di beole prefabbricate a sormontare il vuoto per il passaggio impianti.

Le travi hanno interasse variabile rispettivamente pari a :

- Sulle campate di estremità variabile da 183 a 188 cm;
- Sulla campata centrale variabile da 100 a 120 cm.

I pulvini hanno dimensione sezione di 100 x 188 cm e lunghezza in asse 16.65 m.

Questi sono sostenuti da n. 5 pali/pila circolari di diametro 1200 mm ed interasse 3.30 m.

Delle spalle è stato possibile rilevare solo la parte visibile: esse presentano larghezza in asse pari a 17.30 m.

(3) *Fasi di costruzione*

Il viadotto è stato realizzato in due fasi successive e sono presenti di fatto due impalcati paralleli, pur se debolmente collegati.

Ciò è dovuto presumibilmente alla necessità, all'epoca della realizzazione, di mantenere in essere il ponte esistente per consentire la viabilità sull'arteria principale dell'abitato che svolge anche funzione di collegamento Ravenna-Ferrara.

Tale discontinuità è ben visibile nei pulvini e nelle spalle:





Figura 4. Discontinuità pulvino

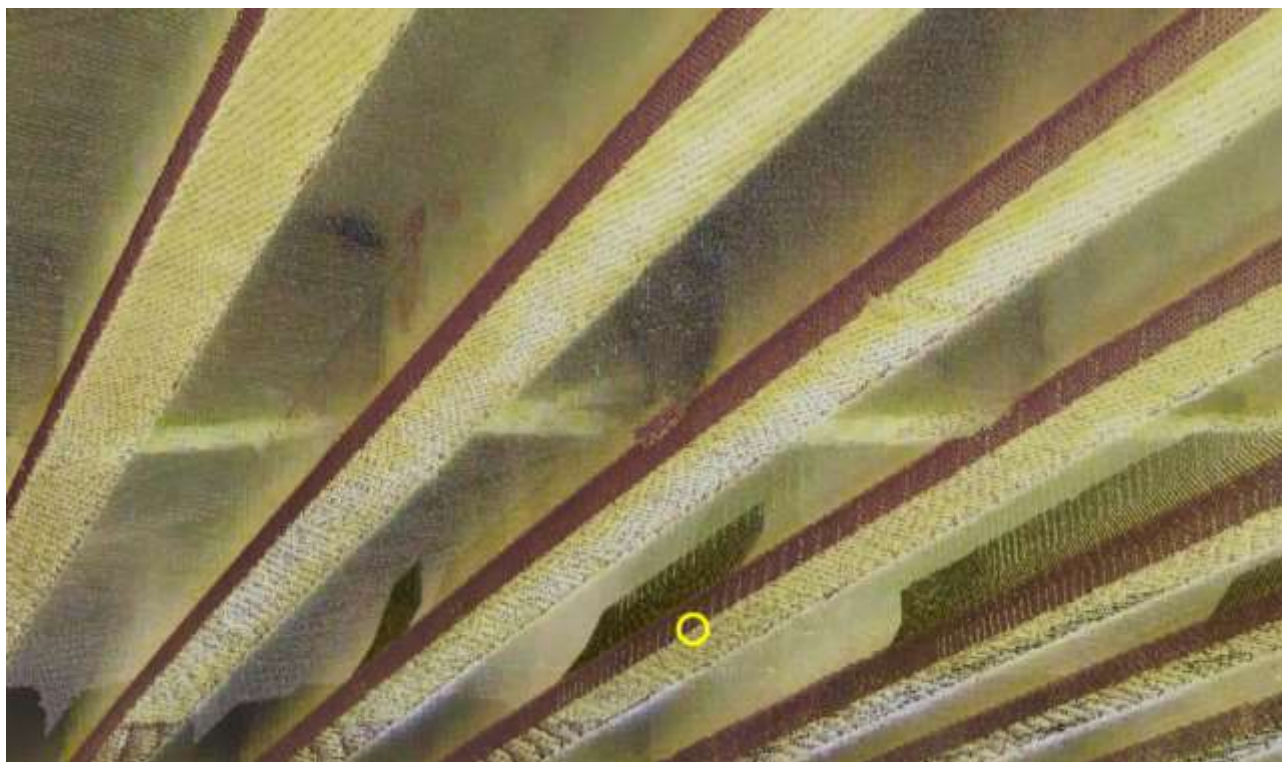


Figura 5. Discontinuità



Figura 6. Discontinuità



(4) *Elementi di criticità e conseguenti focus di indagine*

Dal rilievo visivo e geometrico è stato possibile evidenziare:

- 1 - Generale presenza di infiltrazioni dai giunti longitudinali e dal giunto trasversale di costruzione;
- 2 - Mancanza di pluviali di raccolta delle acque meteoriche;
- 3 - Ammaloramento ed inerbimento dei cordoli lateai la carreggiata e conseguente ostruzione degli scarichi;
- 4 - Scalzamento delle spalle;
- 5 - Deterioramento delle lastre del marciapiede;
- 6 - Mancanza di giunti longitudinali di dilatazione e conseguente degrado della pavimentazione;
- 7 - Deterioramento del copriferro ed esposizione delle armature, in particolare delle parti d'opera in c.a. in opera, ed in particolare i pulvini.

Oltre a quanto sopra, sono stati riscontrati ulteriori elementi di criticità che richiedono ulteriori approfondimenti:

- 1 - Coesistenza, di fatto, di due distinti impalcati (come da rilevato giunto longitudinale) e collegamento tra i medesimi da accertare/verificare;
- 2 - Spalle realizzate sopra manufatti esistenti, probabilmente spalle esistenti.
- 3 - Possibile assenza totale di armature nelle pile, presumibilmente realizzate con casseri in c.a. vibrato poi non armati in opera.

## 1.6 - Analisi dei Carichi

### 1.6.1 - *Pesi propri strutturali*

Poiché tutti gli elementi portanti principali sono realizzati in c.a. e/o c.a.p., si considera un solo peso specifico di riferimento  $\gamma = \gamma_{CLS} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

Lo spessore considerato per la soletta è pari a 20 cm, mentre per lo spessore del marciapiede è stato considerato 40 cm

### 1.6.2 - *Pesi propri non strutturali*

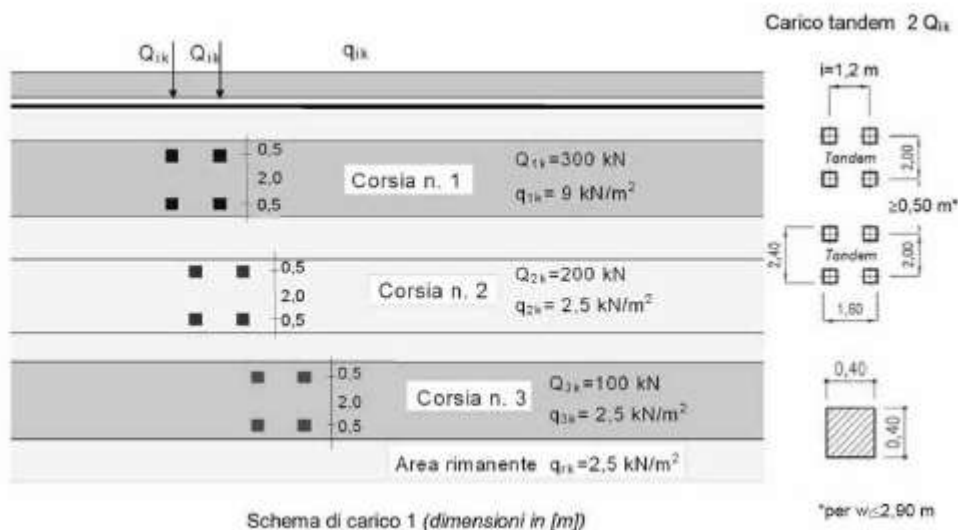
Gard Rail : Peso unitario  $q = 1.50 \text{ kN/m}$

Neri : Peso unitario  $q = 4.00 \text{ kN/m}^2$

### 1.6.3 - *Carichi mobili ( $q_1$ )*

I carichi mobili sono stati assunti in conformità a quanto indicato dalle NTC2018 per ponti di Prima Categoria

In considerazione della larghezza dell'impalcato sono state disposte n. 3 corsie di carico.



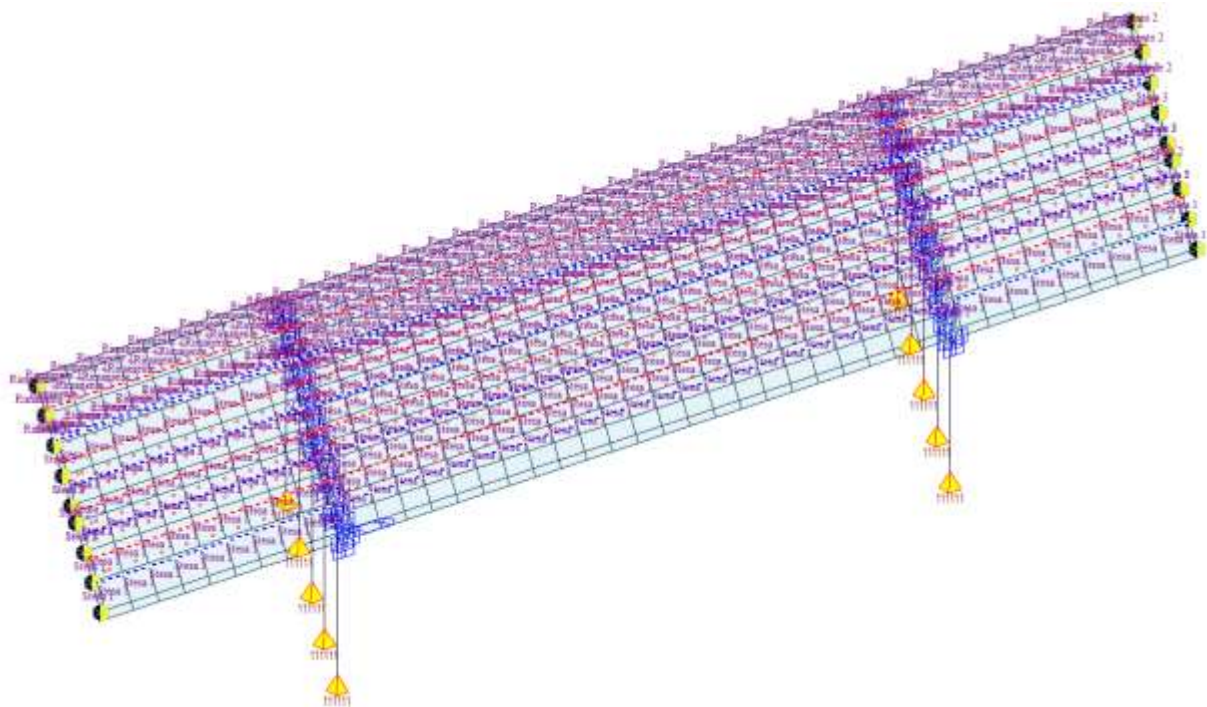


Figura 7: Stese di carico

Si è indirettamente tenuto conto degli effetti di creep e ritiro considerando un valore di pretensione che sconta le perdita dovute alle deformazioni viscosi di calcestruzzo e acciaio.

Tendon	Load Case	Type	Jacking	Stress Begin (N/mm^2)	Stress End (N/mm^2)
T30	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00
T30-Copy	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00
T30-Copy	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00
T30-Copy	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00
T30-Copy	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00
T30-Copy	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00
T30-Copy	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00
T30-Copy	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00
T30-Copy	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00
T30-Copy	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00
T30-Copy	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00
T30-Copy	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00
T30-Copy	Precompr	Stress	Both	1050.00	1050.00

Nel modello le travi sono state considerate con la geometria desumibile dai disegni contabili e riscontrata con il rilievo e sono stati altresì inseriti i trefoli con la geometria e le caratteristiche ricavabili dai disegni contabili.



#### 1.6.4 - *L'Azione Sismica*

##### (1) *Parametri per la definizione dell'azione sismica*

Localizzazione del sito



Categoria topografica: **T1**

Categoria topografica: **T1**

Tipo di Opera 2 → Vita nominale: **Vn = 100 anni**

Classe d'uso: IV (Opera Strategica ai fini interventi Protezione Civile)

Coefficiente d'uso  $C_u = 2.0$

Segue un periodo di riferimento: **Vr = 200 anni**

Per la classificazione sismica si è fatto riferimento ad una Relazione Geologica relativa ad altro intervento ed ubicato a distanza di circa 450 m dal ponte in oggetto. Si allega inoltre anche la Relazione Geotecnica ritrovata nella Documentazione ANAS (1988) e specifica per il ponte in oggetto.

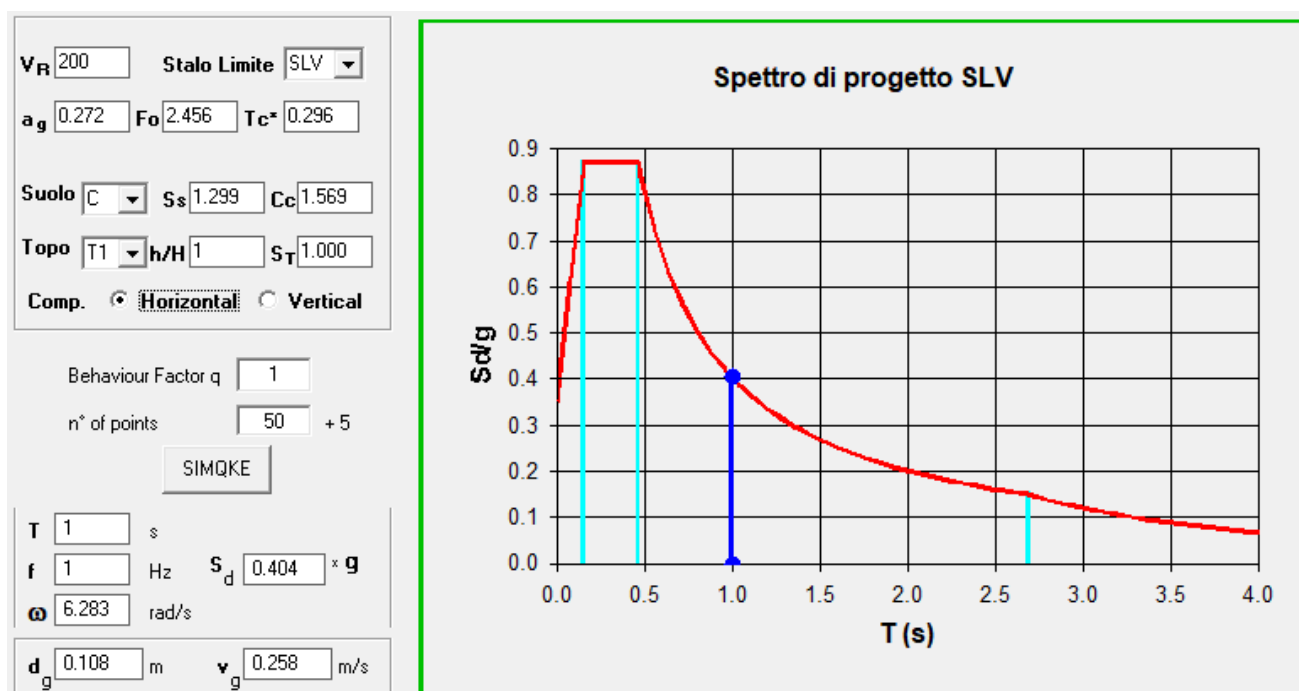


Figura 8: Spettro Elastico ( $q = 1$ ) componenti Orizzontali SLV

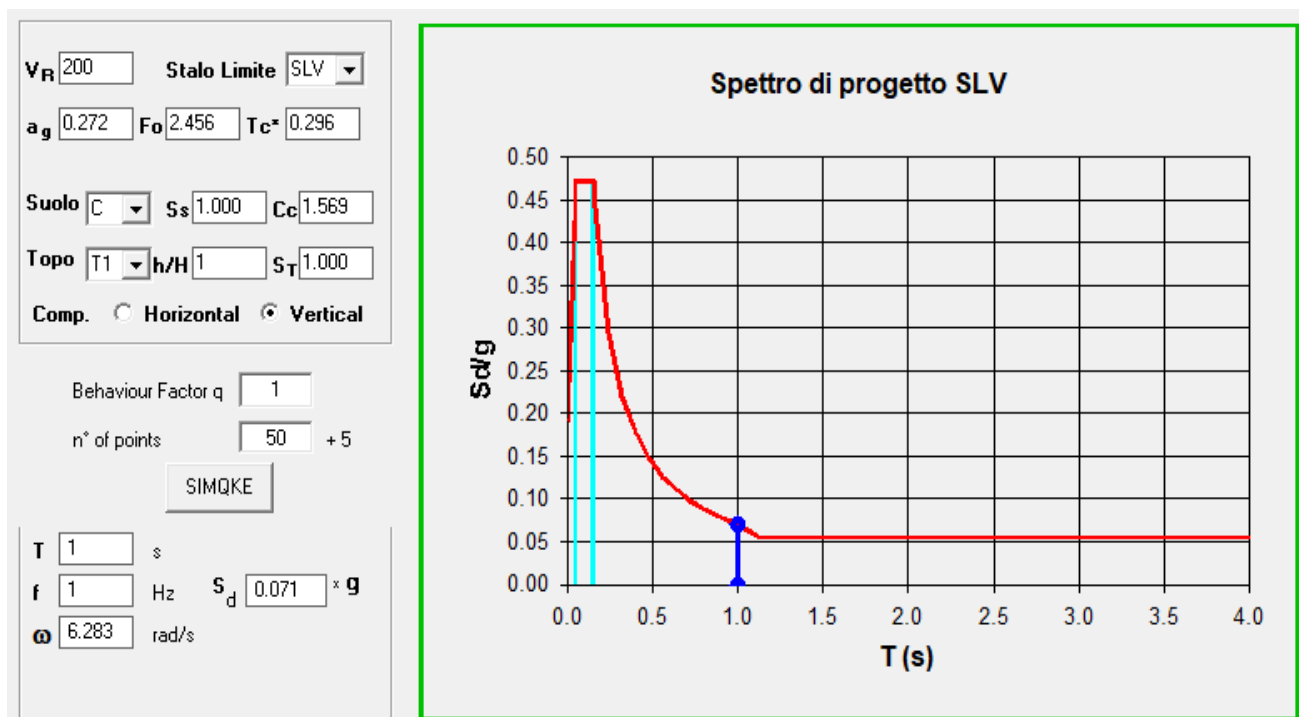


Figura 9: Spettro Componenti Orizzontali con  $q = 1$  SLV

In pratica rappresenta l'azione sismica che si deve applicare ad un ponte di nuova costruzione.

Il ponte in esame è stato costruito negli anni 1987 – 1988 e il comune di Alfonsine non rientrava in zona sismica ed è stato dimensionato (vedi Relazione di calcolo in atti) senza tenere conto di alcuna azione sismica.

La modellazione e la verifica degli elementi strutturali ci fornisce la stima del LIVELLO DI SICUREZZA DELL'OPERA attraverso la definizione dei coefficienti di sicurezza sia nei confronti dei carichi Gravitazionali ( $\xi_{vi}$ ), che nei confronti delle Azioni Sismiche ( $\xi_E$ ) conformemente al § C8.3 Circolare 21/2019.

Sono stati pertanto predisposti rispettivamente:

- 1) Un Modello Globale Complessivo dell'interno ponte allo Stato Attuale;
- 2) Un Modello Globale Complessivo dell'interno ponte nello Stato di Progetto

Attraverso le Analisi e relative verifiche condotte per i 2 modelli è stato possibile quantificare l'incremento dei rispettivi Coefficienti di vulnerabilità in conformità al D.M. 17.01.2018; in particolare, come riportato al paragrafo che segue, con il modello allo Stato Attuale sono state effettuate le principali analisi e verifiche nei confronti dei carichi statici gravitazionali, con valutazione del comportamento relativo all'impalcato durante la Prova di Carico mediante riscontro teorico delle deformazioni effettive misurate in sito.

### Valutazione del Coefficiente di Struttura

**Tab. 7.3.II** – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "B"
<b>Ponti (§ 7.9.2.1)</b>		
<b>Pile in calcestruzzo armato</b>		
Pile verticali inflesse	3,5 $\lambda$	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 $\lambda$	1,2
<b>Pile in acciaio:</b>		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
<b>Spalle</b>		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Le strutture preposte al trasferimento dell'azione sismica fra le fondazioni e l'impalcato sono le Pile e le Spalle ed in particolare:

- In direzione Trasversale si considera uno schema resistente sia del tipo Pile a Telaio che di Spalle in moto col terreno;
- In direzione Longitudinale: appare ragionevole considerare uno schema di trasferimento delle azioni orizzontali pressochè interamente alle Spalle che si muovono con il terreno

**Si considera pertanto il coefficiente di struttura minore delle 2 direzioni assumendo il valore  $q = 1.0$**

## 2 – Relazione sui materiali

### 2.2 - Indagini sperimentali sui materiali

E' stato affidato a ditta specializzata (4EMME Service S.p.A.) il compito di realizzare prove sui materiali che compongono la struttura del ponte. Si rimanda all'elaborato E.GEN-01.B "Relazioni specialistiche allegate: verifica generale e Indagini sperimentali sui materiali" per una dettagliata descrizione di seguito si fornisce una descrizione della tipologia e delle modalità di prova.

#### (1) *Rilievo pacometrico delle armature*

Lo scopo della prova è quello di determinare la posizione delle armature, lo spessore del copriferro e con buona approssimazione il diametro dei ferri facendo scorrere lungo la superficie una sonda emettitrice di campo magnetico collegata ad un'unità di elaborazione digitale ed acustica.

Per eseguire queste indagini è stato utilizzato un pacometro Proceq modello Profometer 5.

#### (2) *Carotaggi*

Lo scopo di questa indagine è di fornire al laboratorio il provino da sottoporre a prova di compressione per determinare la  $R_{mc}$  e verificare, ed eventualmente correggere, i risultati ottenuti con metodi non distruttivi.

Dalla prova sulla carota si potrà ricavare il modulo elastico e lo spessore della carbonatazione.

La strumentazione utilizzata è un carotatore di diametro 100 mm. La forma del cilindro estratto è regolata da UNI 12390-1 e le correlazioni con la resistenza del cls ( $R_{ck}$ ) sono da riferirsi generalmente ad un  $R_{ck}$  cubico di lato 15 cm x 15 cm.

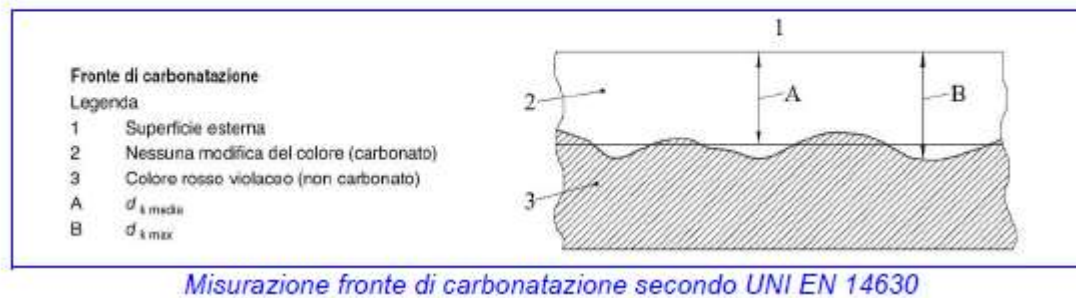
#### (3) *Determinazione della profondità di carbonatazione*

La prova ha lo scopo di determinare la profondità di carbonatazione dello strato superficiale del calcestruzzo.

Il calcestruzzo possiede un valore di pH di circa 12,5, cosa che gli conferisce un carattere fortemente alcalino. Questa forte alcalinità costituisce una protezione naturale dell'armatura contro la corrosione.

Il calcestruzzo carbonatato è fortemente permeabile e riduce la capacità protettiva; fornisce inoltre una durezza superiore che tende ad ingannare i metodi di determinazione della resistenza a compressione misurati con sclerometro.

**RIFERIMENTI**  
**UNI EN 14630**



**(4) Caratterizzazione dinamica della struttura**

Lo scopo dell'indagine dinamica è quello di individuare sperimentalmente le frequenze libere di vibrazione.

I parametri dinamici, essendo legati a tutti gli elementi geometrici e meccanici della struttura, rappresentano un valido strumento di controllo nel tempo dell'eventuale variazione delle condizioni generali.

La misura delle frequenze proprie della struttura è stata eseguita utilizzando 3 tromografi digitali Microsismic 6S costituiti ognuno da una terna accelerometrica e una terna geofonica.

Sensibilità velocimetri:  $\pm 1,5 \div \pm 45,6$  mm/s.

Fondo scala accelerometri:  $\pm 3$  g nella banda 0.5 Hz-1600 Hz per gli assi X e Y e 0.5 Hz- 550 Hz per l'asse Z.

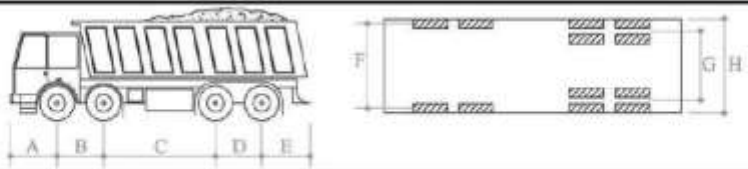
La densità di potenza spettrale del rumore è  $280 \mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$  rms per gli assi X e Y e  $350 \mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$  rms per l'asse Z.

La tipologia è MEMS®.

**(5) Prova di carico sull'impalcato**

La prova di carico ha riprodotto il carico di collaudo descritto nella relazione di collaudo statico del 16 settembre 1988 a firma Ing. Enzo Palermo.

La sollecitazione della struttura è stata ottenuta tramite quattro autocarri a 4 assi di diverso carico e di seguito sono indicati i loro pesi, la denominazione e le misure caratteristiche.

												
Camion a 4 assi												
N°	TARGA	Peso [kN]			Distanze [m]							
		Ant.	Post.	Totale	A	B	C	D	E	F	G	H
1	CA108EP	148,60	245,00	406,60	1,35	1,50	2,60	1,40	1,20	1,90	2,50	2,20
2	ET976FM	138,10	251,80	403,20	1,44	1,87	2,37	1,38	1,51	1,95	2,50	2,10
3	EW760WJ	153,90	246,40	413,60	1,50	1,74	2,60	1,35	1,60	1,85	2,40	2,20
4	DY037RF	154,50	233,20	406,40	1,30	1,95	2,30	1,40	1,35	1,95	2,50	2,10

Sono stati eseguiti 14 cicli di carico e scarico, mantenendo le posizioni sino alla stabilizzazione delle deformazioni; il carico è stato ottenuto posizionando i camion sulla carreggiata in sette differenti condizioni, come indicato di seguito e negli schemi della pagina successiva:

- Configurazione 1 – Camion 1 e 4 sulla campata centrale – lato monte;
- Configurazione 2 – Camion 2 e 2 sulla campata centrale – lato valle;
- Configurazione 3 – Camion 1, 2, 3 e 4 sulla campata centrale e laterali – lato valle;
- Configurazione 4 – Camion 1, 2, 3 e 4 sulla campata centrale e laterali – lato monte;
- Configurazione 5 – Camion 1, 2, 3 e 4 sulla campata centrale – lato monte;
- Configurazione 6 – Camion 1, 2, 3 e 4 sulla campata centrale – lato monte;
- Configurazione 7 – Camion 1 e 3 sulla campata lato Ravenna – lato monte e valle;



Configurazione 1



Configurazione 2



*Configurazione 3*



*Configurazione 4*



*Configurazione 5*



*Configurazione 6*



*Configurazione 7 – estradosso*



*Configurazione 7 – intradosso*

I risultati della prova di carico hanno dimostrato un comportamento elastico della struttura con ritorni pressochè completi al termine dei cicli di scarico e si può pertanto affermare che:

**La struttura per quel che riguarda i carichi verticali dimostra di avere conservato piena efficienza.**

### **2.3 - Materiali di progetto**

Ai fini del raggiungimento del miglioramento sismico, per l'esecuzione degli interventi descritti negli elaborati di progetto, è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

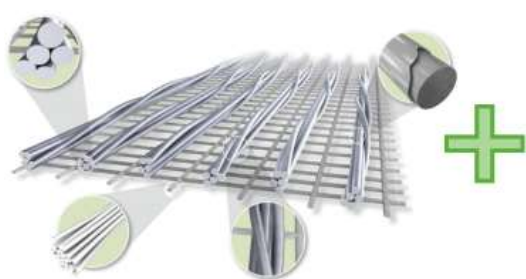


## 2.3.1 - Sistemi di consolidamento e ripristino

- Passivazione dei ferri d'armatura, ripristino monolitico del calcestruzzo ammalorato con riporto del copriferro a spessore centimetrico e regolarizzazione del ripristino stesso mediante l'applicazione di malta certificata, ecocompatibile, tixotropica a base di legante e zirconia a reazione cristallina. Tale malta tipo GEOLITE o equivalente sarà provvista di marcatura CE e conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalla norma EN 1504-7 per la passivazione delle barre di armatura, dalla EN 1504-3 Classe R4, per la ricostruzione volumetrica e la rasatura e dalla EN 1504-2 per la protezione delle superfici, in accordo ai principi 2,3,4,5,7,8 e 11 definiti dalla EN 1504-9. Le prestazioni minime richieste sono riportate nella tabella seguente:

<b>Geomalta tixotropica per passivare, ripristinare, rasare e proteggere strutture il cls – (tipo GeoLite kerakoll)</b>	
Massa volumica dell'impasto	2050 kg/m <sup>3</sup>
Natura mineralogica aggregato	Silatica-carbonatica
Spessore di applicazione	Min 2 mm – Max 40 mm
Temperatura limite di applicazione	Da + 5°C a + 40 °C
Inizio / fine presa	> 70-80 min. (> 200-220 min. a +5 °C) – (> 50-60 min. a +30 °C)
Resistenza a compressione 28 gg	> 50 MPa
Resistenza a trazione per flessione 28 gg	> 8 MPa
Modulo elastico a compressione 28 gg	22 GPa in CC - 20 GPa in PCC
Legame di aderenza 28gg	> 2 MPa

- Sistema composito di rinforzo a matrice inorganica SRG (Steel Reinforced Grout): si tratta di una nuova generazione di sistema composito basato sull'impiego di fibre di acciaio. Il rinforzo avviene mediante placcaggio di confinamento di tessuti in fibra di acciaio galvanizzato UHTSS con geomalta di cui sopra. Tale sistema è provvisto di valutazione Tecnica Europea (ETA) ai sensi dell'art. 26 del Regolamento UE n . 305/2011, è realizzato con tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, formato da micro trefoli di acciaio prodotti secondo norma ISO 16120-1/4 2017 fissati su una micro rete in fibra di vetro o in fibra di basalto.



**Acciaio galvanizzato ad altissima resistenza**



**Matrice minerale per il rinforzo di strutture in c.a. e c.a.p.**





**Dati tessuto non impregnato**

Trefolo 3x2 ottenuto unendo fra loro 5 filamenti, di cui 3 rettilinei e 2 in avvolgimento con elevato angolo di torsione

- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili)	$A_{\text{trefolo}}$	0,538 mm <sup>2</sup>
- n° trefoli/cm		3,14 trefoli/cm
- massa (comprensivo di termosaldatura)		≈ 1200 g/m <sup>2</sup>
- carico di rottura a trazione di un trefolo		> 1500 N
- resistenza a trazione del nastro, valore caratteristico	$\sigma_{\text{nastro}}$	> 3000 MPa
- resistenza a trazione per unità di larghezza		> 4,72 kN/cm
- modulo di elasticità normale del nastro	$E_{\text{nastro}}$	> 190 GPa
- deformazione a rottura del nastro, valore caratteristico	$\epsilon_{\text{nastro}}$	> 1,5%
- spessore equivalente	$t_i$	≈ 0,169 mm

**Sistemi GeoSteel SRG – ETA n° 19/0325**

SRG – GeoLite® &amp; GeoSteel G1200

Caratteristica prestazionale <sup>1</sup>	Metodo di prova		Prestazioni sistema GeoSteel SRG su supporto in calcestruzzo
Tensione limite convenzionale	LG FRCM (§§ 2.1 – 7.2)	$\sigma_{\text{lim,conv}}$	841 MPa
Deformazione limite convenzionale	LG FRCM (§§ 2.1 – 7.1)	$\epsilon_{\text{lim,conv}}$	0,43 %
Modulo elastico del tessuto	LG FRCM (§§ 2.1 – 7.1.1)	$E_f$	195 GPa
Resistenza a compressione della malta (valore caratteristico)	EN 12190	$f_{\text{cmat}}$	>50 MPa (28 gg)
Percentuale in peso delle componenti organiche			<1%
Permeabilità al vapore acqueo	EN ISO 7783-2		Classe I: $s_D < 5$ m

- Esecuzione di cucitura a secco di elementi scollegati in cls mediante inserimento a secco di barre elicoidali in acciaio inox AISI 316 tipo steel dryfix 12 o similari, installate in apposito foro pilota nell'elemento strutturale mediante apposito mandrino, previo trattamento delle strutture ammalorate come sopra descritto. La barra di cucitura deve garantire le caratteristiche minime prestazionali di progetto, ovvero: carico di rottura a trazione  $\geq 28,3$  kN; carico di rottura a taglio  $\geq 17$  kN; modulo elastico  $\geq 150$  GPa; deformazione ultima a rottura  $\geq 3\%$ ; area nominale 29,8 mm<sup>2</sup>

Materiale		acciaio Inox AISI 316	
Diametro nominale	$\varnothing$	12 mm	
Area nominale della barra	$A_{\text{elica}}$	29,8 mm <sup>2</sup>	
Carico di rottura a trazione, valore caratteristico	N	$\geq 28,3$ kN	UNI EN ISO 6892-1:2016
Carico di rottura a taglio della barra	T	$\geq 17$ kN	UNI EN 846-7
Resistenza a trazione in campo elastico ( $\epsilon = 0,2\%$ )	$\sigma_{0,2\%}$	$\geq 690$ MPa	UNI EN ISO 6892-1:2016
Modulo di elasticità della barra, valore medio	$E_{\text{barra}}$	$\geq 150$ GPa	UNI EN ISO 6892-1:2016
Deformazione a rottura della barra, valore caratteristico	$\epsilon_{\text{barra}}$	$\geq 3\%$	UNI EN ISO 6892-1:2016

**2.3.2 - Sistemi di protezione**

Esecuzione di trattamento impermeabilizzante e protettivo delle strutture in calcestruzzo mediante rivestimento mineraleeco-compatibile ad azione osmotica, provvisto di marcatura CE, conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalla EN 1504-2.

<b>Resistenza alla pressione d'acqua:</b>		
- spessore 2 mm	> 3 bar	DIN 1048
- spessore 6 mm	> 7 bar	DIN 1048
Contenimento acqua destinata al consumo umano	conforme (grigio)	EN 14944-1
<b>Captazione, trattamento, adduzione e distribuzione</b>		
acque destinate al consumo umano	conforme (grigio)	D.M. 174-06/04/2004
Resistenza a compressione a 28 gg	> 25 N/mm <sup>2</sup>	EN 196/1
Resistenza all'abrasione a 28 gg	< 3 g, mola H-22, peso 500 g, cicli 200	ASTM D 4060
Resistenza ai solfati	Penetrazione nulla (ione solfato)	UNI 8019
Resistenza ai cloruri	Penetrazione nulla (ione cloruro)	UNI 7928

<b>Protezione e riparazione delle strutture in calcestruzzo secondo EN 1504-2 (C)</b>		
Permeabilità al vapore acqueo	classe I: $s_D < 5 \text{ m}$	EN ISO 7783-2
Assorbimento capillare e permeabilità all'acqua	$w < 0,1 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-0,5}$	EN 1062-3
Forza di aderenza per trazione diretta	> 3 N/mm <sup>2</sup>	EN 1542
Cicli di gelo-disgelo con sali disgelanti	> 0,8 MPa	EN 13687-1

Rigenerazione e protezione finale delle strutture mediante cristallizzazione al supporto di geopittura minerale certificata a base di microparticelle geoattive di silicato, specifica per la rigenerazione e la protezione monolitica a durabilità garantita di calcestruzzi. Provvista di marcatura CE e conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalla Norma EN 1504-2 per la protezione delle superfici e in accordo ai principi 1, 2 e 8 definiti dalla EN 1504-9.

Caratteristica prestazionale	Metodo di prova	Requisiti richiesti EN 1504-2 (C)	Prestazione GeoLite® MicroSilicato
Permeabilità alla CO <sub>2</sub>	EN 1062-6	$s_D (\text{CO}_2) > 50 \text{ m}$	$s_D (\text{CO}_2) > 50 \text{ m}$
Permeabilità al vapore acqueo	EN ISO 7783-2	classe di riferimento	Classe I: $s_D < 5 \text{ m}$
Assorbimento capillare e permeabilità all'acqua	EN 1062-3	$w < 0,1 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-0,5}$	$w < 0,1 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-0,5}$
Forza di aderenza per trazione diretta	EN 1542	$\geq 0,8 \text{ MPa}$	> 0,8 MPa

### 3 – Valutazione della sicurezza nei confronti dei carichi gravitazionali

#### 3.2 - Modellazione agli elementi finiti

Per valutare in dettaglio il comportamento d'insieme della struttura nonché le sollecitazioni nei vari elementi strutturali, si è proceduto con una modellazione FEM dell'intera opera d'arte, comprensiva di impalcato e sottostruttura (Pulvini, Pile e Fondazioni) con monodimensionali tipo "frame" relativi a travi e traversi, collaboranti con soprastanti elementi bidimensionali (shell) per rappresentare la soletta con spessore uniforme  $s=20$  cm; sono state inoltre impostate, sia a livello planimetrico che in elevazione, le quote dei singoli elementi congruenti con la geometria effettiva dell'impalcato.

I vincoli applicati alla struttura nello STATO ATTUALE sono rispettivamente costituiti da:

- Incastri alla base delle pile (in corrispondenza delle fondazioni su pali);
- Vincoli elastici di tipo longitudinale in corrispondenza delle spalle;
- Vincoli interni tipo "Elastic Link" per modellare le connessioni delle Travi ai Pulvini

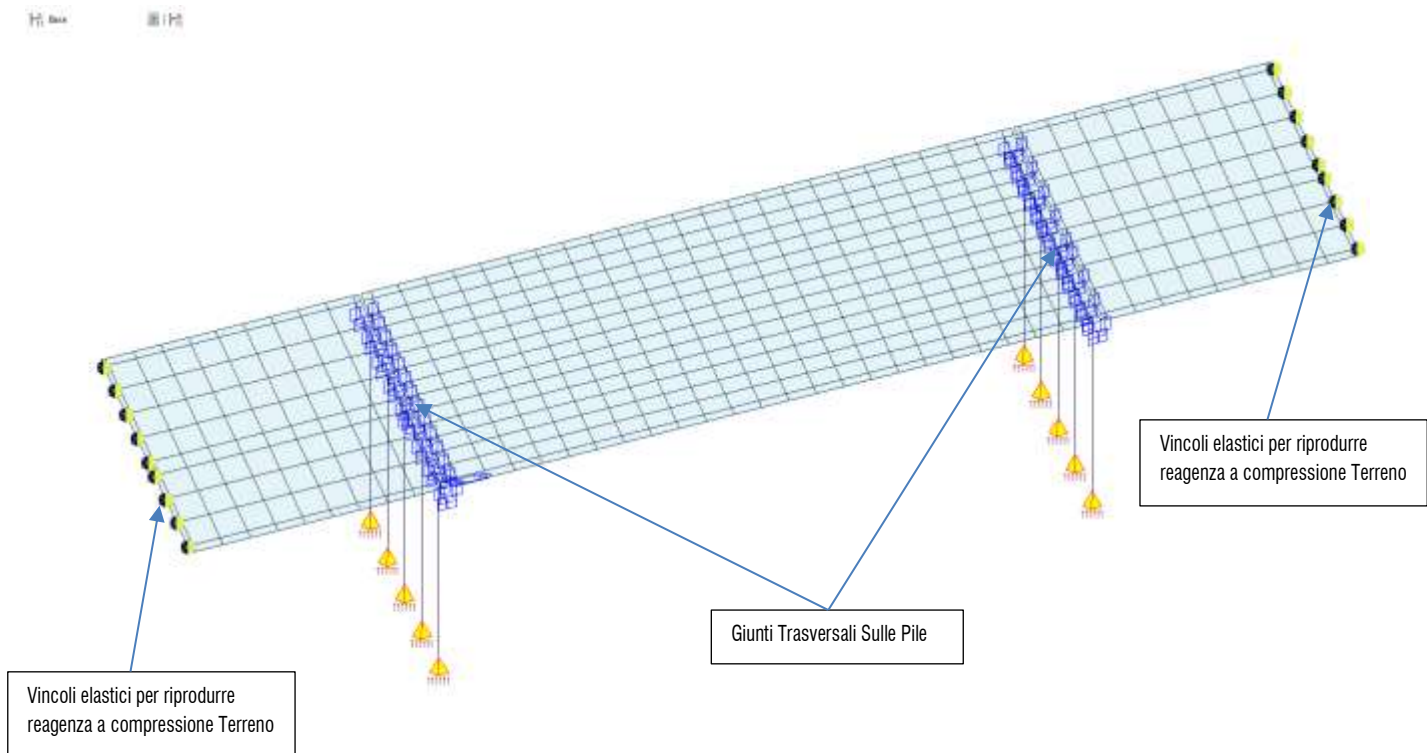
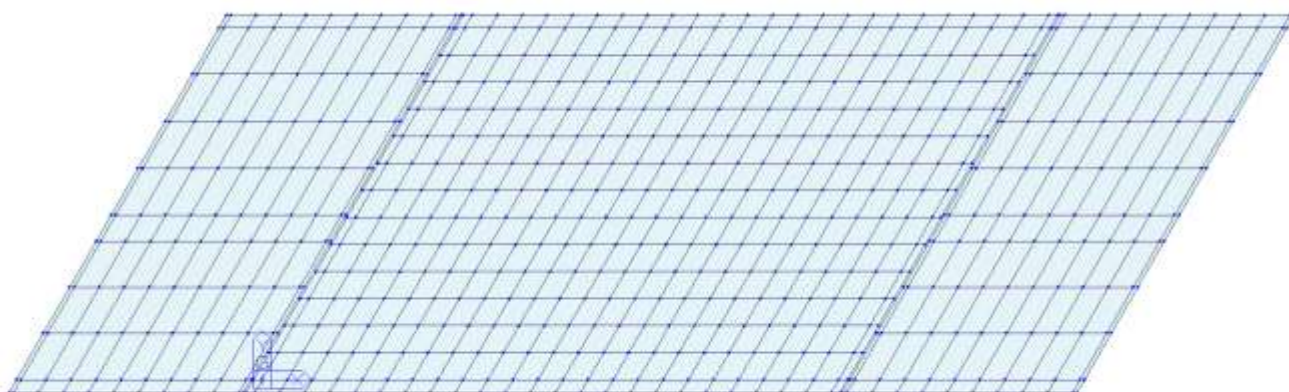


Figura 10: modello complessivo ad elementi finiti



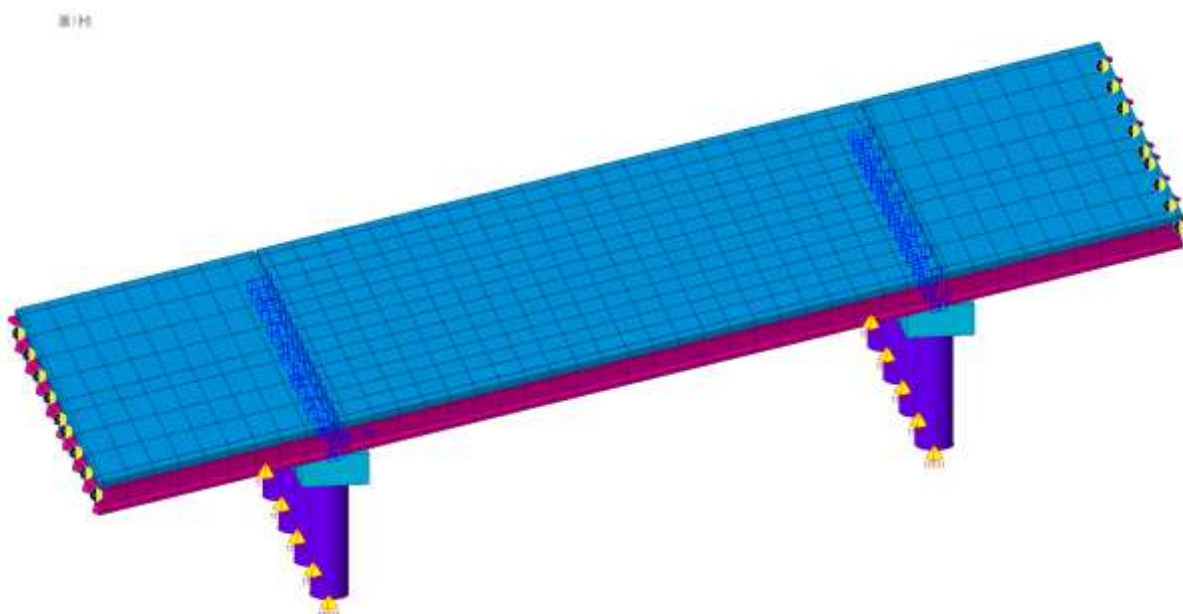


**Figura 11: pianta impalcato**

Nella modellazione allo Stato Attuale, è stata considerata la presenza dei giunti trasversali sulle 2 pile con interruzione della continuità della soletta (Fig. 11), mentre sono stati inseriti dei vincoli elastici in corrispondenza delle Spalle per riprodurre la reazione (a compressione) del terreno ad esse solidale.

Non avendosi chiara evidenza dai rilievi e sopralluoghi in sito della effettiva presenza del giunto strutturale longitudinale (di cui se ne prevede comunque eventualmente l'eliminazione mediante cucitura in sede di progetto) ed analogamente per il giunto trasversale sulle spalle, l'impalcato allo stato Attuale è stato considerato monolitico in senso longitudinale ed altrettanto anche sulle spalle (solidarizzazione anche in questo caso prevista nel progetto).

Con tale modellazione si opera comunque a favore di sicurezza nei confronti dell'INCREMENTO del coefficiente di sicurezza alle Azioni Orizzontali  $\xi_E$  (oggetto di valutazioni riportate ai paragrafi successivi) passando dallo Stato Attuale a quello di Progetto conformemente al vigente D.M. 17.01.2018 e relativa Circolare Applicativa (N° 21/2019).



**Figura 12: modello estruso**

### 3.3 - Carichi Gravitazionali

La valutazione della sicurezza nei confronti dei carichi verticali è stata effettuata:

- 1) Confrontando il valore delle Frecce rilevate durante le prove di carico con i correlati valori teorici attesi
- 2) Ricavando le sollecitazioni complessive indotte applicando i Carichi Mobili Conformi al D.M. 17.01.2018 e confrontandole con le Resistenze di Calcolo desumibili dagli elaborati esecutivi Anas ritrovati;

Per quanto attiene al Punto 1, si riporta, di seguito, il quadro riassuntivo delle Frecce elastiche ottenute durante le prove di carico:

#### 5.4 Risultati dalla configurazione 1 alla 6 dei sensori inclinometrici

Nella tabella seguente sono riportati i valori delle deformazioni assolute rilevate.

Ciclo	Fase	DEFORMAZIONI [mm]	
		Mezzeria Lato Monte	Mezzeria Lato Valle
I	Config. 1	9,23	0,20
II		9,10	0,34
I	Config. 2	0,11	11,17
II		0,20	11,18
I	Config. 3	0,16	11,55
I	Config. 4	10,10	-0,09
I	Config. 5	11,64	2,34
I	<b>Config. 6</b>	<b>15,17</b>	<b>3,39</b>
I	Config. 7	0,00	0,00

Si riporta, di seguito, la valutazione della Freccia Teorica nella Configurazione più gravosa (Configurazione 6)

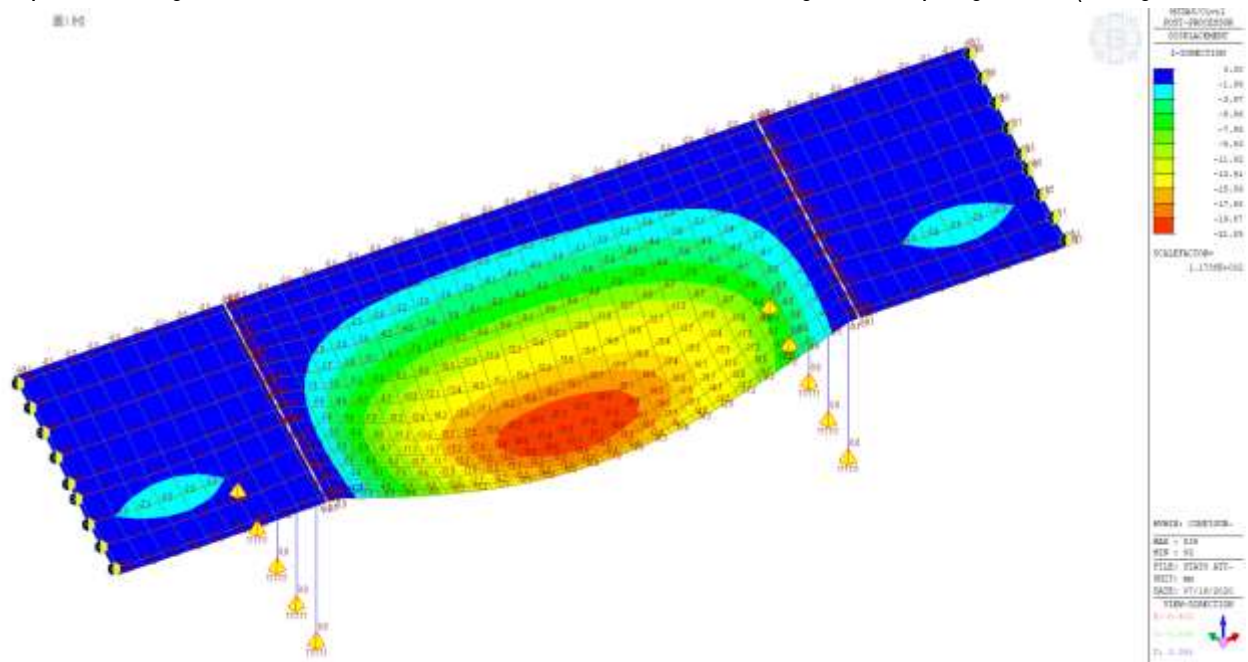


Figura 13: Frecce Teoriche attese con Disposizione Carichi secondo Configurazione 6

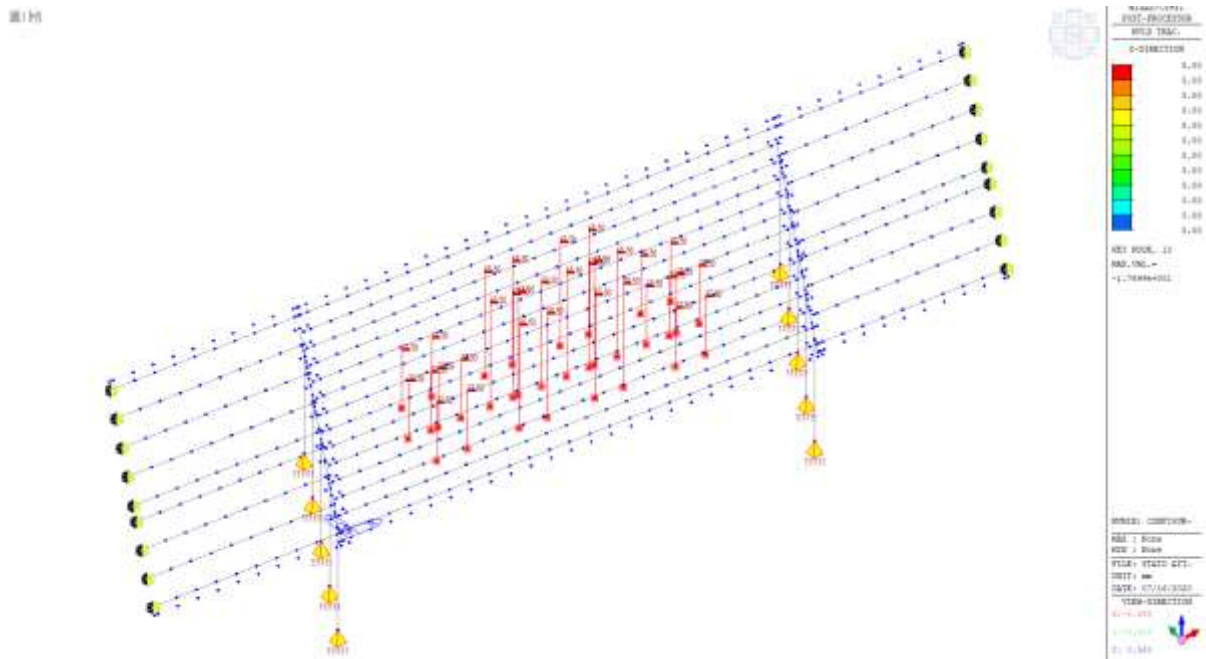


Figura 14: configurazione di carichi conforme al Caso 6 disposta nel modello

Si ricava una Freccia Teorica Attesa massima in mezzeria pari a :

$$F_{\text{max.teorica}} = 21.9 \text{ mm}$$

La freccia corrispondente freccia misurata durante la prova risulta:

$$F_{\text{max.teorica}} = 15.7 \text{ mm} < F_{\text{max.teorica}} = 21.9 \text{ mm}$$

Si può pertanto ritenere positivo l'esito delle Prove di Carico condotte, anche in virtù del ritorno elastico ritrovato.

Si effettua di seguito la valutazione delle sollecitazioni massime di progetto indotte dai carichi esterni considerando l'applicazione dei carichi Mobili secondo norma attuale (D.M. 17.01.2018)

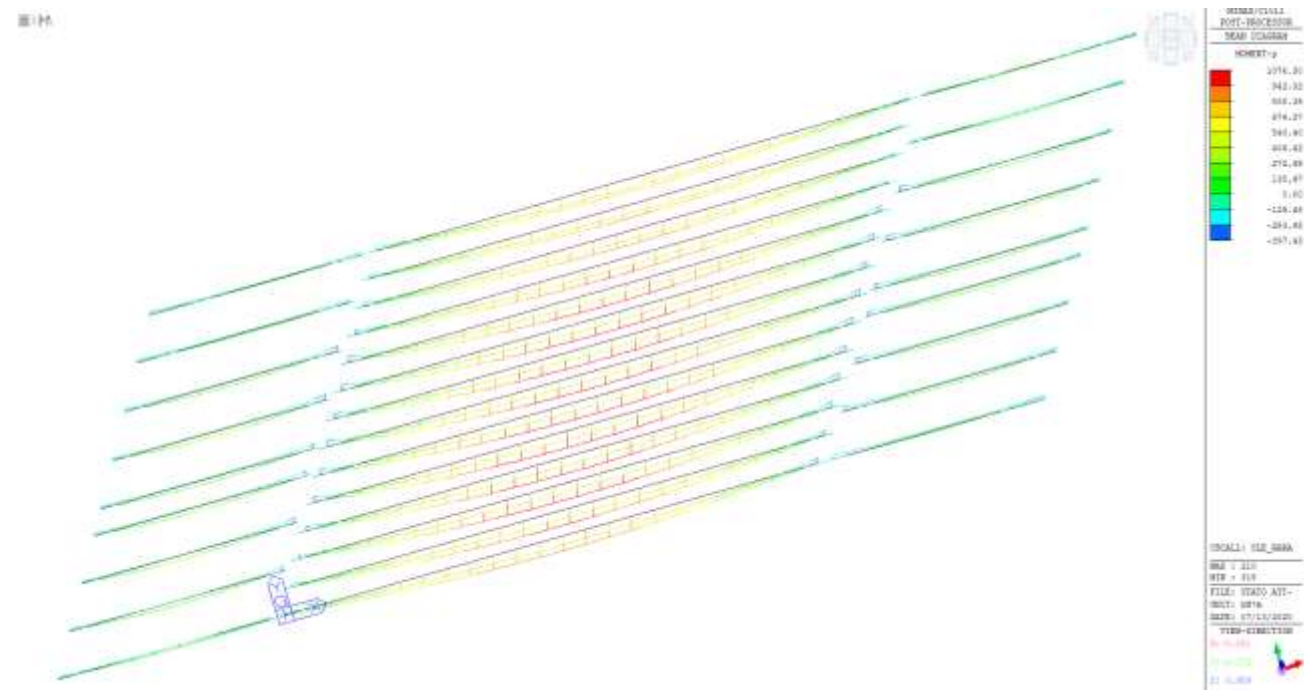


Figura 15: Momento Flettente Travi Comb. SLE\_Rara

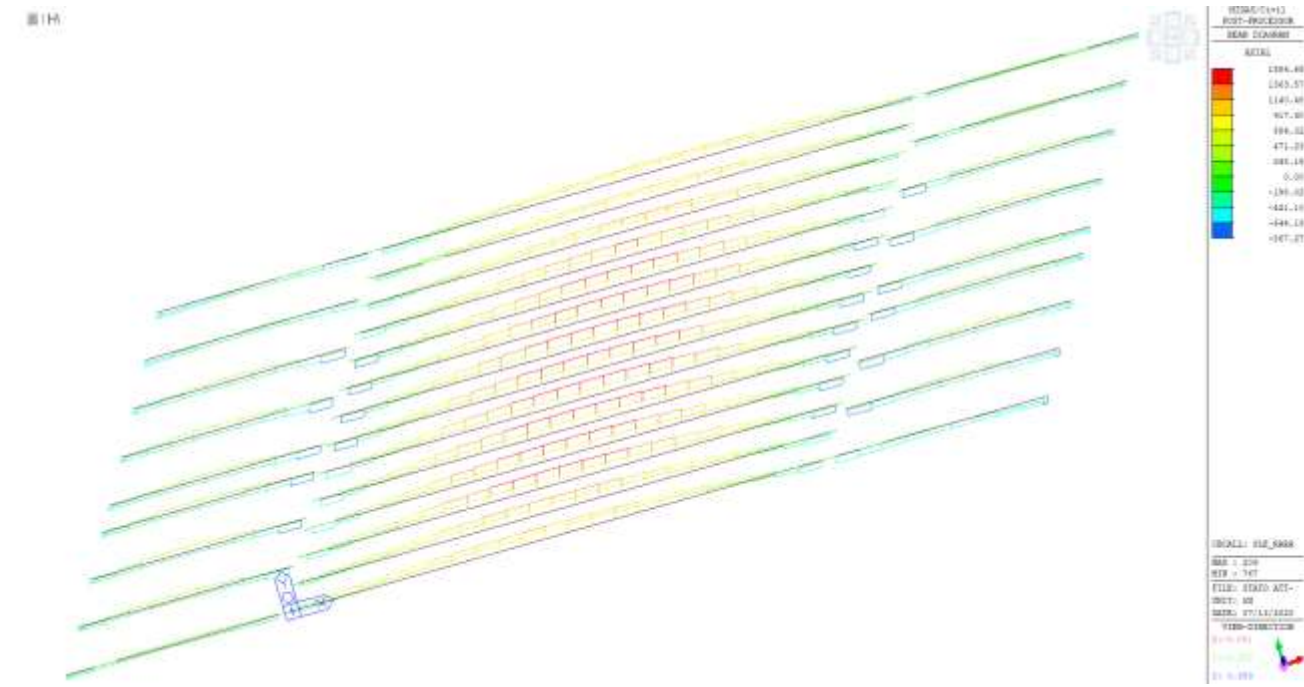
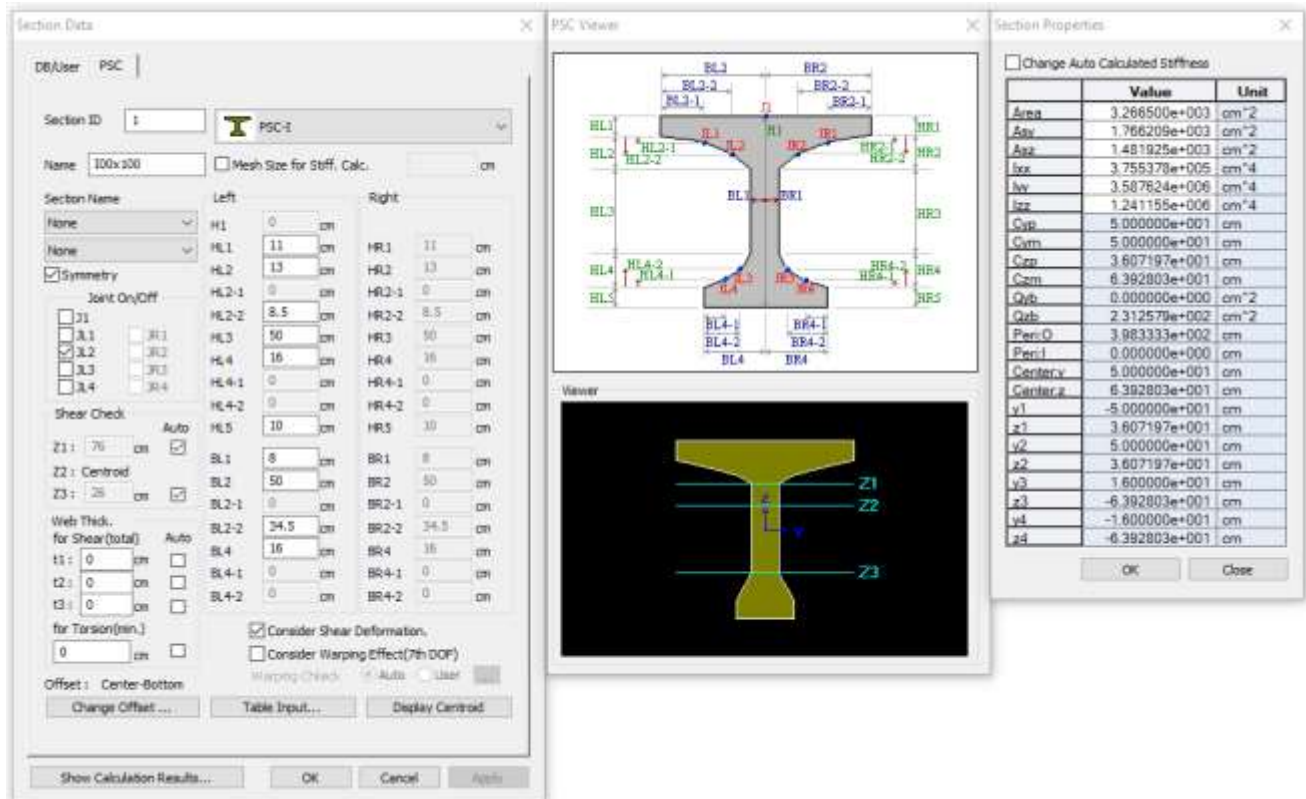


Figura 16: Sforzo Assiale Travi - SLE\_Rara





Il momento flettente complessivo dovuto ai carichi esterni nella mezzeria nella Sezione Complessiva costituita da Trave Prefabbricata + Soletta Collaborante in c.a. vale, considerando l'applicazione dei Carichi conformi a Norma Vigente (D.M. 17.01.2018) ed un braccio di coppia fra Baricentro della Trave precompressa ed asse soletta collaborante pari a (considerando baricentro Trave Prefabbricata a 63.9 cm dal bordo inferiore, come da tabella riassuntiva caratteristiche meccaniche della sezione sopra riportate):

$$h_0 = 120 - 10 - 63.9 = 46.1 \text{ cm}$$

$$M_{SLE\_RaraNTC2018} = 1076.3 \text{ kN*m} + 1586.7 * 0.461 = 1807.8 \text{ kN*m} \quad (\text{Momento Flettente dovuto ai carichi esterni SLE\_Rara})$$

Si riporta, di seguito, per confronto, la valutazione delle sollecitazioni massime indotte dai carichi esterni considerando i Carichi Di Prova (Configurazione 6):



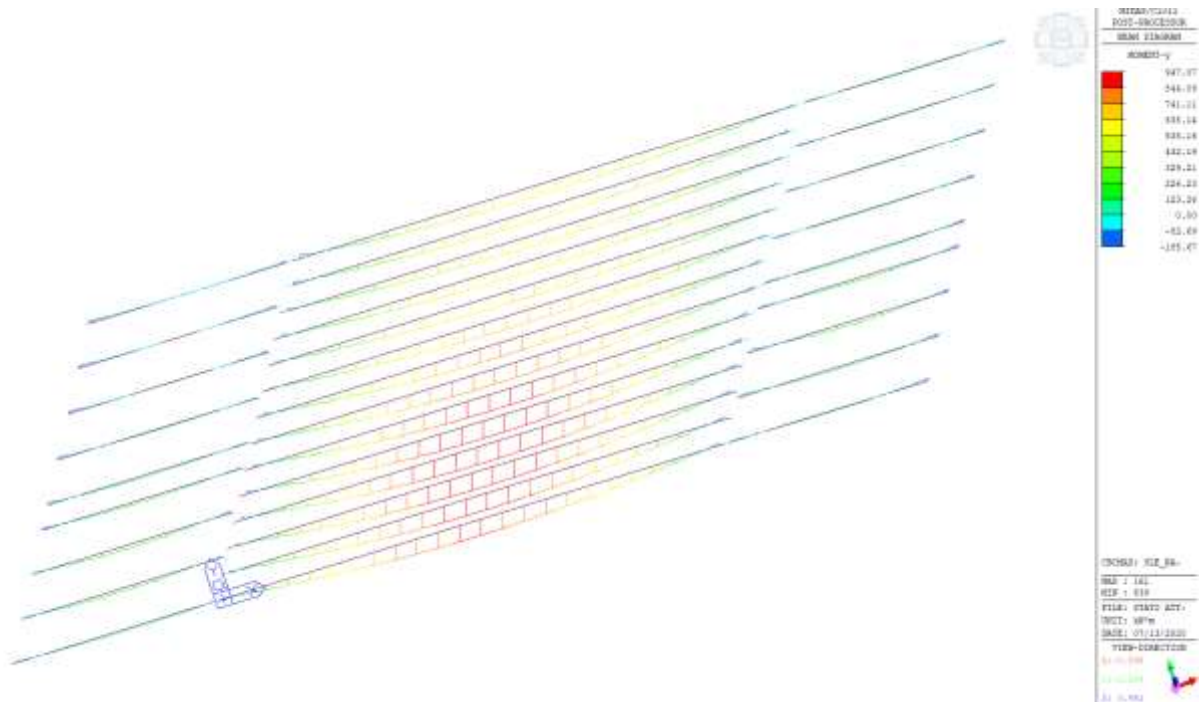


Figura 17: Momento Flettente Travi indotto dai carichi G1 + G2 + Carichi Prova

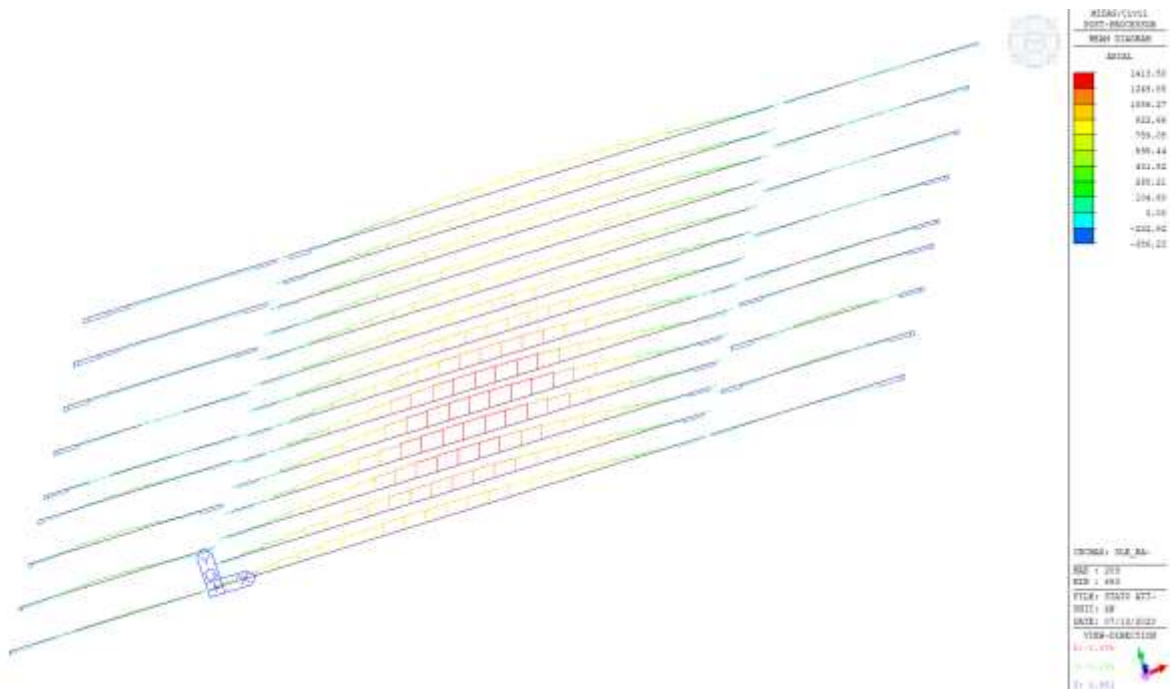


Figura 18: Sforzo Assiale Travi indotto dai carichi G1 + G2 + Carichi Prova

$M_{G1+G2+CaricoProva} = 947.1 \text{ kN}\cdot\text{m} + 1413.5 \cdot 0.461 = 1598.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$  (Momento Flettente dovuto ai carichi esterni durante la prova di carico)

Si ricava, durante la prova di carico, un valor massimo del momento flettente in mezzera trave più sollecitata:

$$M_{SLE\_PROVA} = 1598.7 \text{ kN}\cdot\text{m} \approx 88\% M_{SLE\_RaraNTC2018}$$

Si effettua, di seguito, il confronto in termini di Sollecitazioni Massime indotte dai Soli Carichi Mobili:

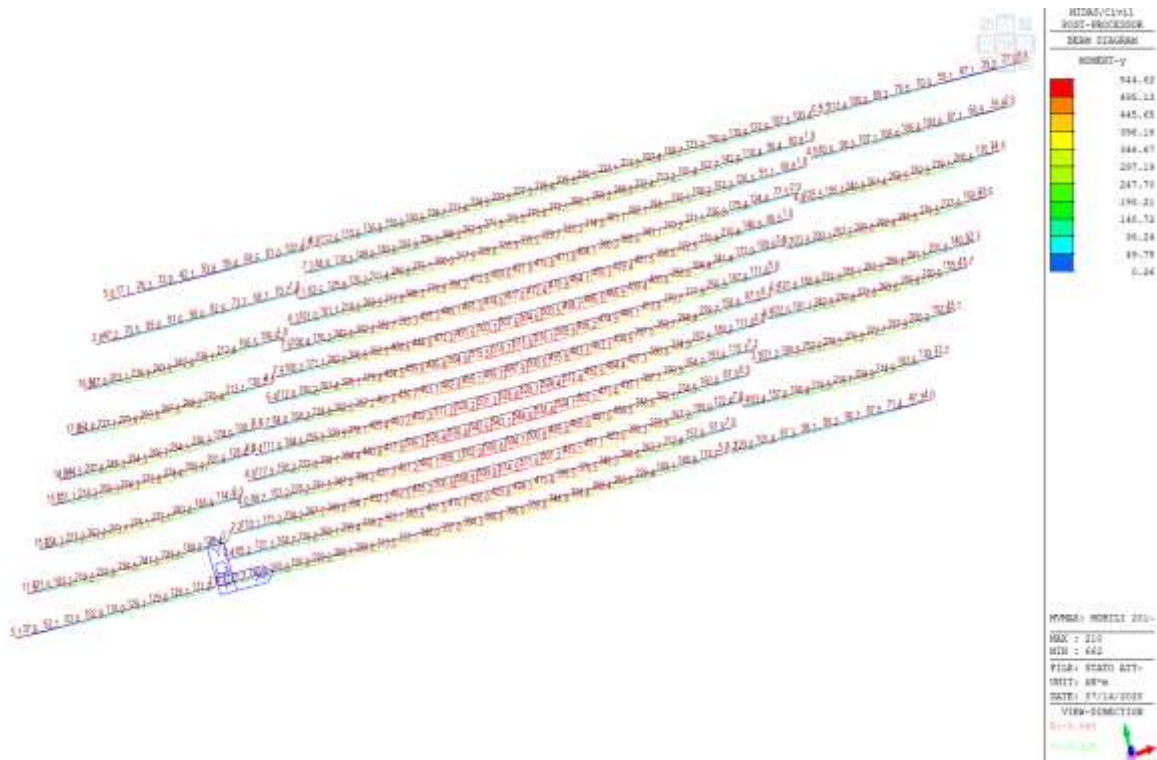


Figura 19: Momenti Massimi dovuti ai Soli Carichi Mobili D.M. 17.01.2018

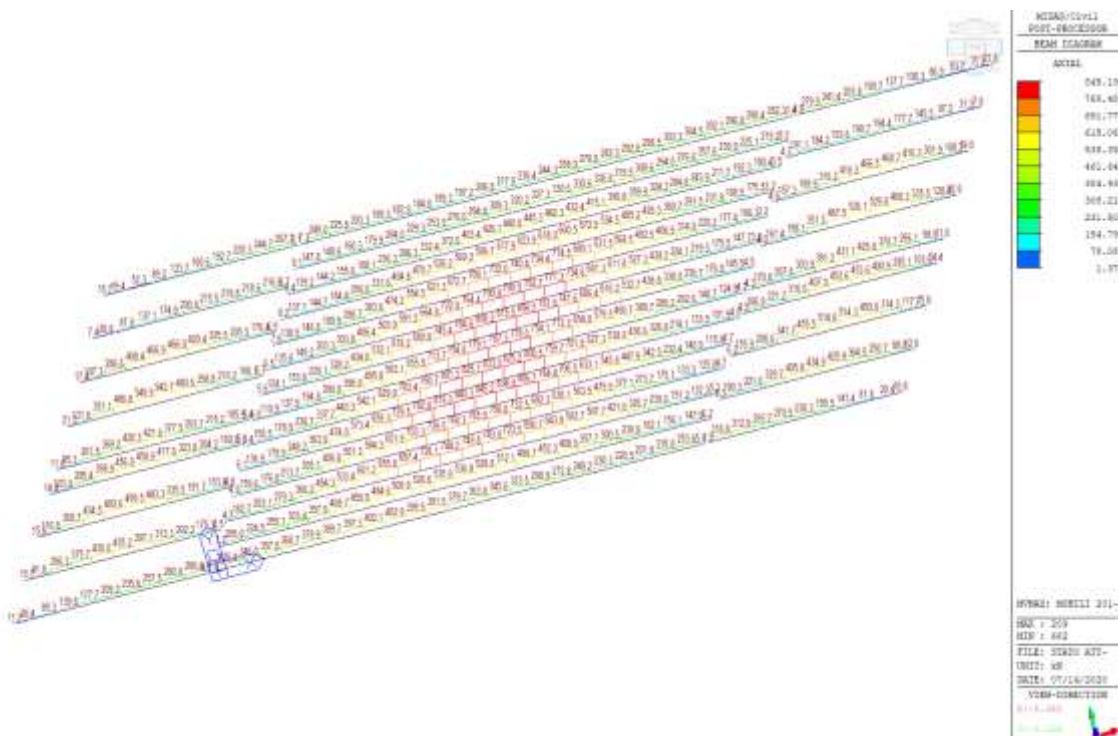


Figura 20: Sforzi Assiali dovuti ai Soli Carichi Mobili D.M. 17.01.2018

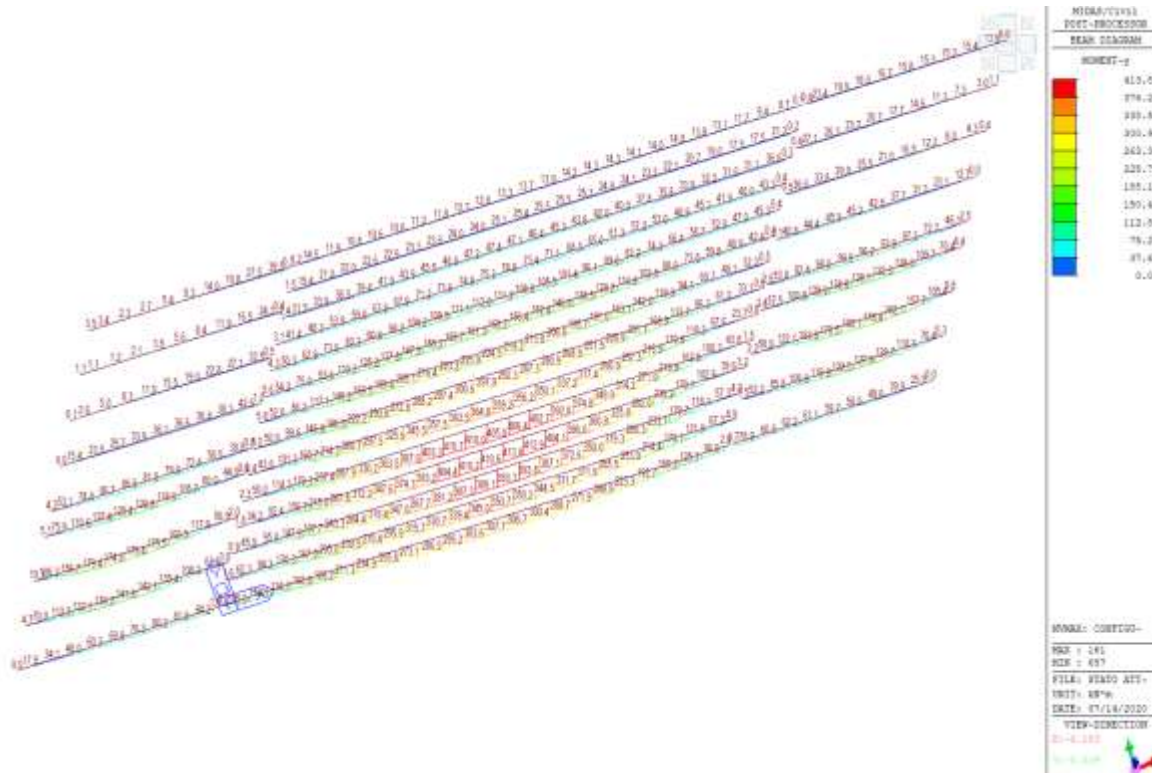


Figura 21: Momenti Massimi dovuti ai Soli Carichi relativi alla PROVA DI CARICO (CONFIG. 6)

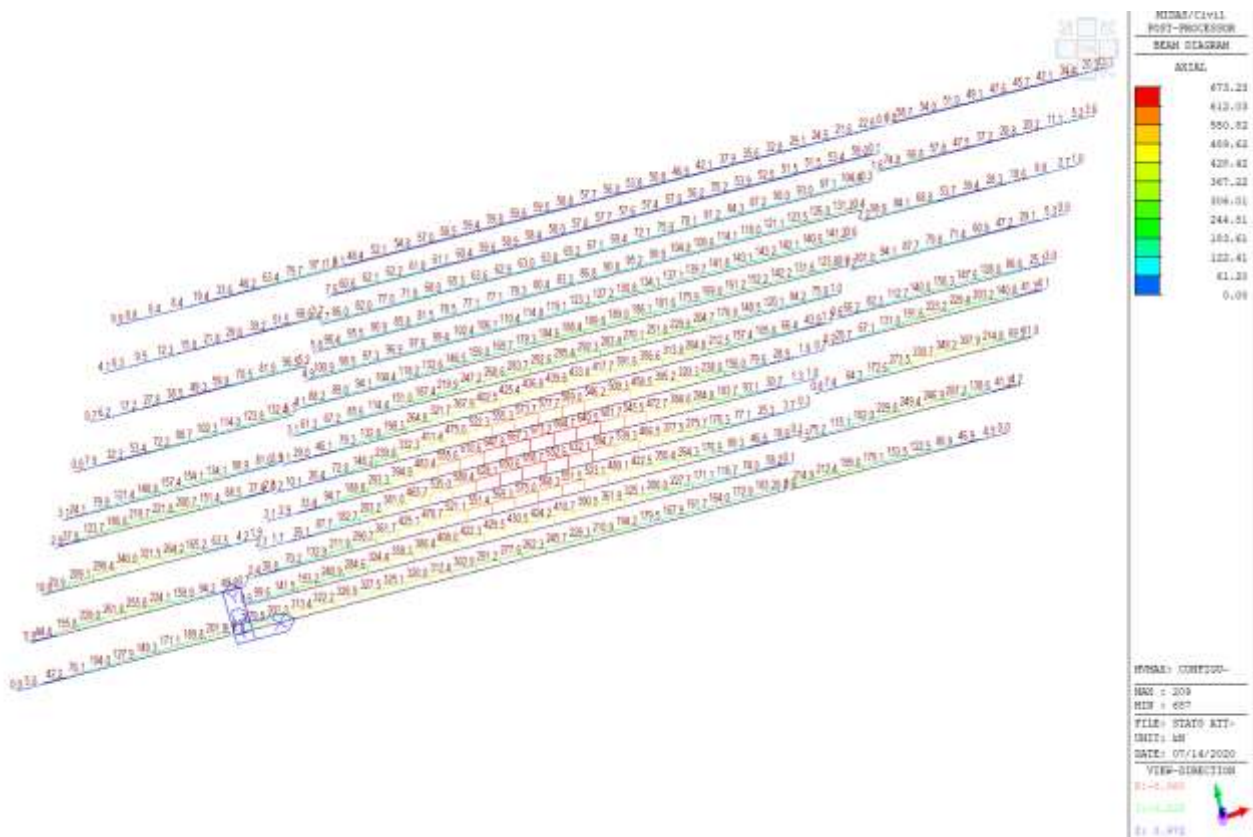


Figura 22: Sforzi Assiali dovuti ai Soli Carichi relativi alla PROVA DI CARICO (CONFIG. 6)





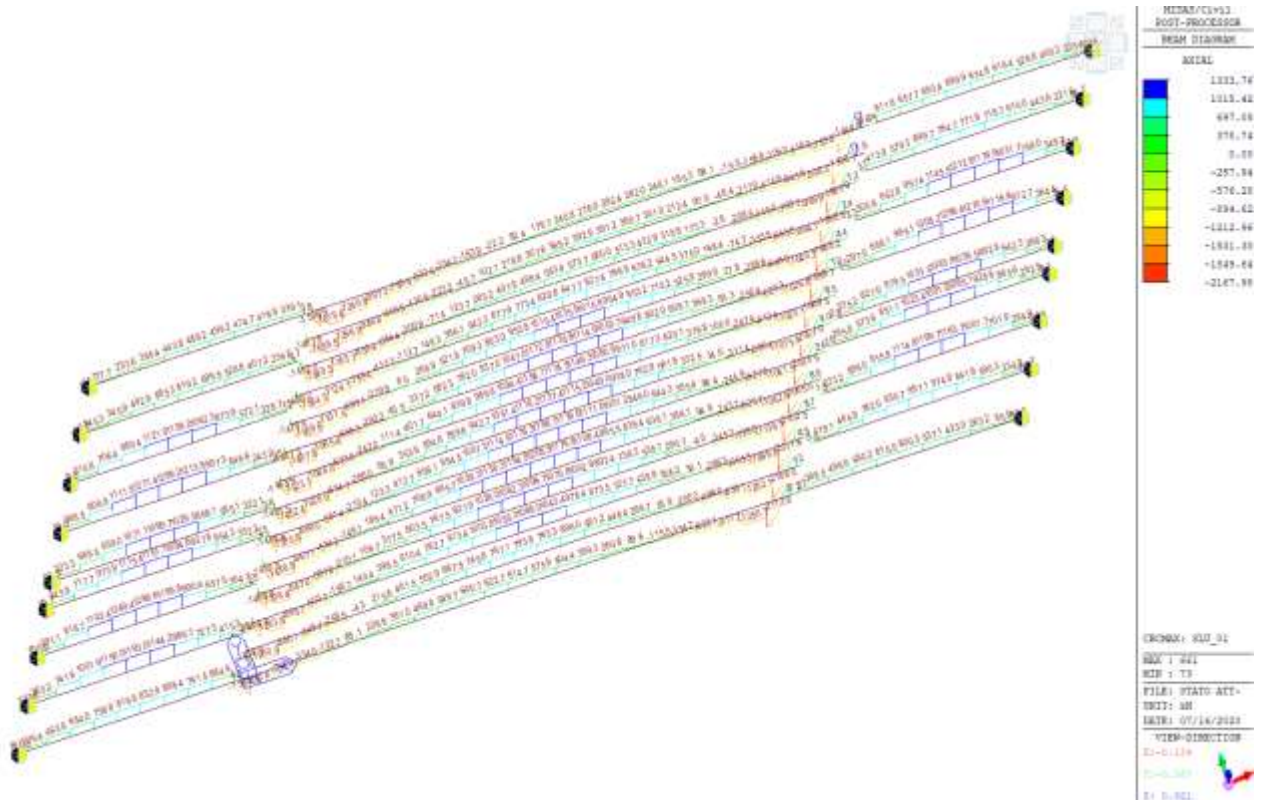


Figura 24: Sforzo Assiale Involuppo SLU (Con Carichi Mobili D.M. 17.01.2018)

$$M_{SLUNT2018} = 1746.5 \text{ kN*m} + 1333.8 * 0.461 = 2361.3 \text{ kN*m} \quad (\text{Max. Momento flettente Mezzeria Campata Centrale})$$

Il Momento Resistente desumibile dalla documentazione Anas di Progetto ritrovata porta alla seguente valutazione di resistenza Flessionale.

Le travi in c.a.p. che realizzano il graticcio a sostegno dell'impalcato sono in semplice appoggio su pulvini e sulle spalle mentre non contribuiscono alla resistenza sismica della struttura.

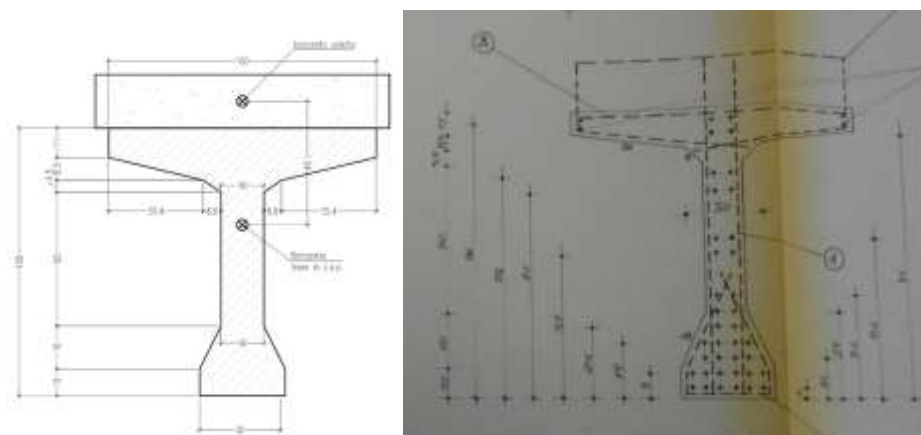


Figura 25. Sezione da verificare

**Titolo:** Verifica trave in mezzeria

**N° Vertici** 14 **Zoom** **N° barre** 3 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	35	0
2	65	0
3	65	10
4	58	26
5	58	76
6	64.6	80.5
7	100	89
8	100	120
9	0	120
10	0	89
11	35.4	80.5
12	42	72
13	42	26
14	35	10

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.16	50	4
2	5.65	50	103
3	5.65	50	116

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

**M<sub>xRd</sub>** 3'810 kN m

**σ<sub>c</sub>** -15.87 N/mm²  
**σ<sub>s</sub>** 391.3 N/mm²  
**ε<sub>c</sub>** 3.5 ‰  
**ε<sub>s</sub>** 7.673 ‰  
**d** 116 cm  
**x** 36.34 **x/d** 0.3132  
**δ** 0.8316

**Tipo Sezione**  
☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☒ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.** 100  
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
**L<sub>0</sub>** 0 cm **Col. modello**

☒ Precompresso

**Armatura Precompressione**  
**N° cavi** 13 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ <sub>sp</sub> [MPa]
9	1.86	50	54	1200
10	1.86	50	71	1200
11	1.86	50	76	1200
12	1.86	50	91	1200
13	1.86	50	96	1200

**Tipo cavo** Trefolo  
**ε<sub>su</sub>** 67.5 ‰  
**f<sub>yd</sub>** 1'452 N/mm²  
**E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>** 6  
**ε<sub>syd</sub>** 7.26 ‰  
**σ<sub>s,adm</sub>** 1452 N/mm²

**σ<sub>sp</sub>** 1'452 N/mm²  
**ε<sub>sp</sub>** 13.67 ‰ compressa predef.

La sezione è verificata avendosi  $M_{Ed} = 2361.3 \text{ kNm} < M_{Rd} = 3810 \text{ kN*m}$

Verifica a taglio in SLU

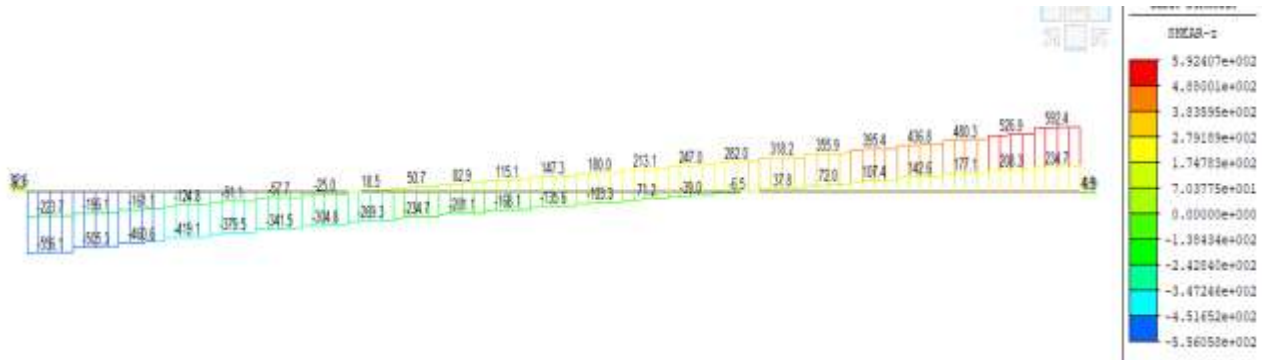
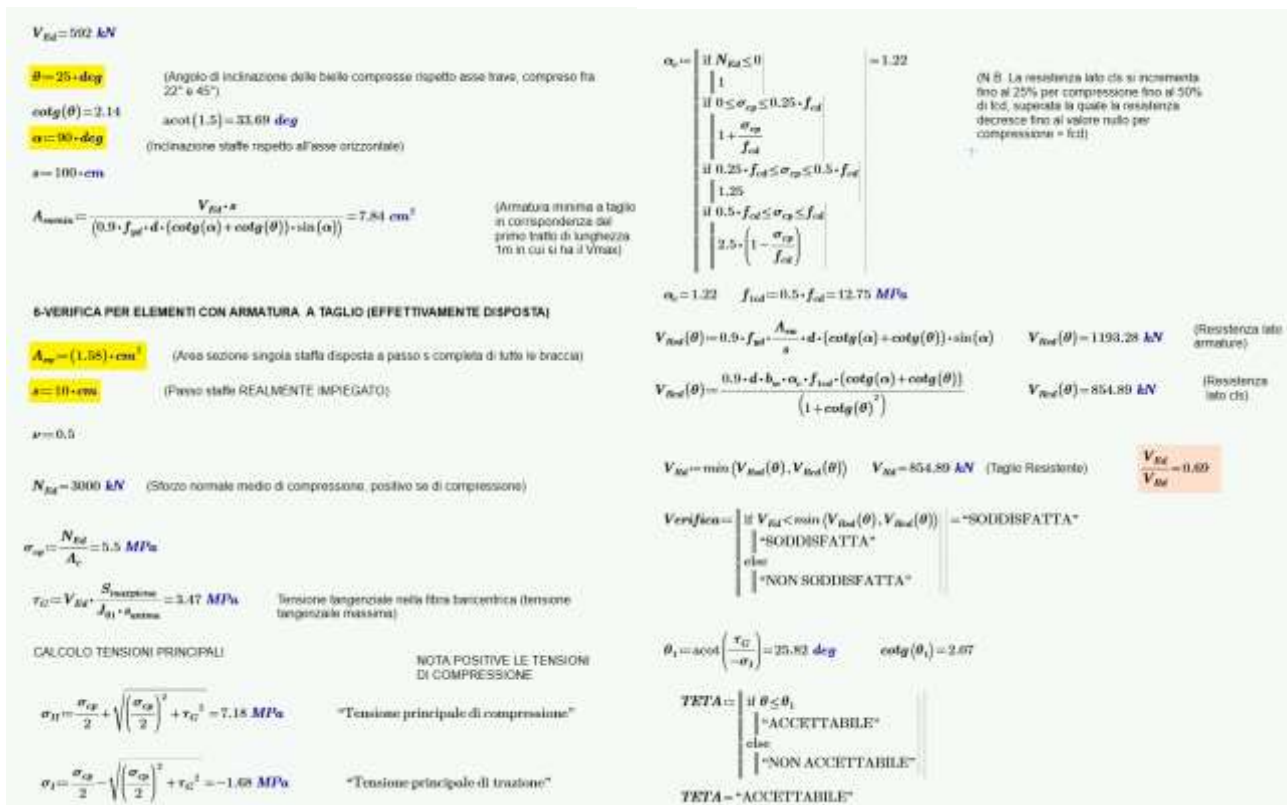
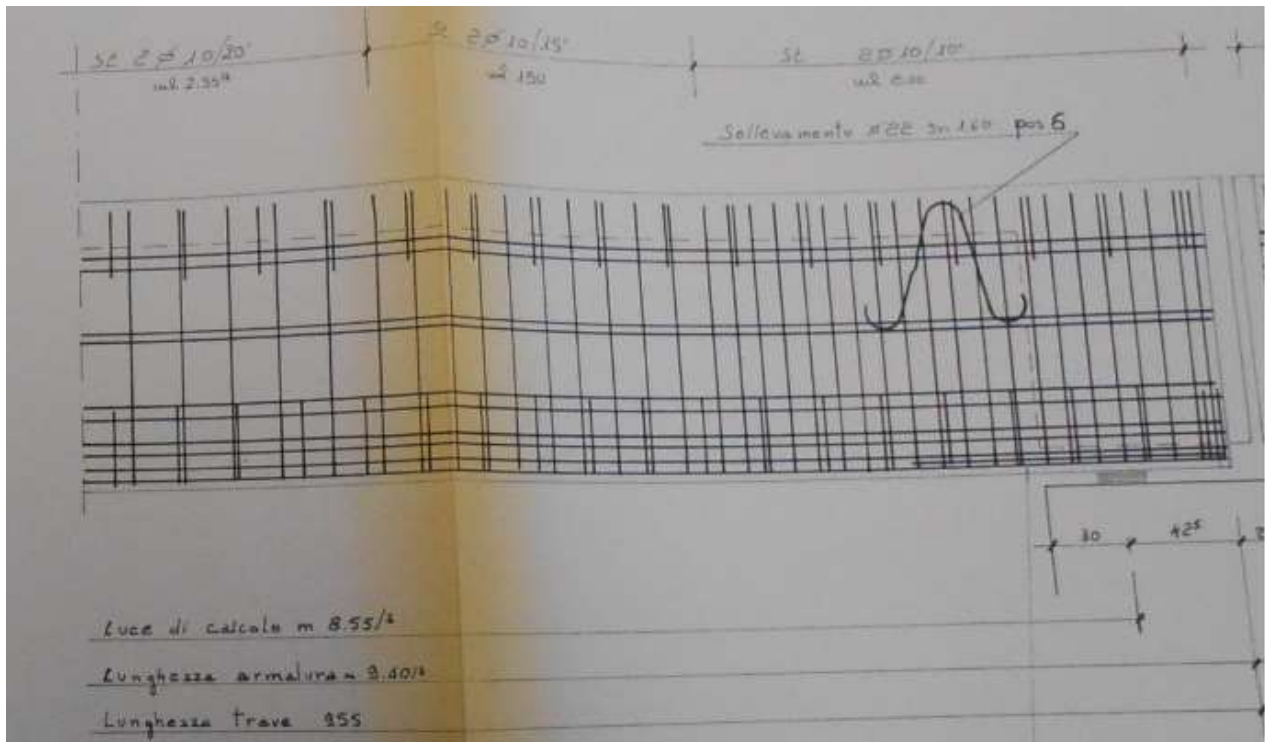


Figura 26: Taglio Massimo SLU con carichi Mobili D.M. 17.01.2018



La verifica a taglio SLU, considerando i carichi mobili di norma NTC2018 è pertanto soddisfatta.

Si può pertanto ragionevolmente ritenere che per quanto attiene ai carichi gravitazionali, l'impalcato in oggetto allo Stato Attuale è adeguato nei confronti dei carichi mobili della nroma vigente (D.M. 17.01.2018 + Circolare 21.01.2019 § 8.3)

$$\Rightarrow \xi_{vj} = 1$$

## 4 – Valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche

### 4.2 - Stato attuale

E' stata effettuata una Analisi Dinamica Lineare Modale a Spettro di risposta secondo NTC 2018 (vedi paragrafo 3.4.2).

Nella modellazione è stato considerato, come anticipato ai paragrafi precedenti, il trasferimento delle azioni orizzontali da impalcato a fondazioni mediante:

- Telai intermedi Pile-Pulvini e Spalle in direzione Trasversale;
- Spalle solidali con il terreno in direzione longitudinale, terreno modellato mediante l'impiego di molle elastiche.

E' stata condotta una Analisi Globale dell'intero impalcato comprensivo delle Pile Intermedie, impiegando una Analisi Dinamica Modale Lineare a Spettro di Risposta.

I principali risultati dell'Analisi Modale eseguita sono i seguenti (periodi propri e percentuali di attivazione:

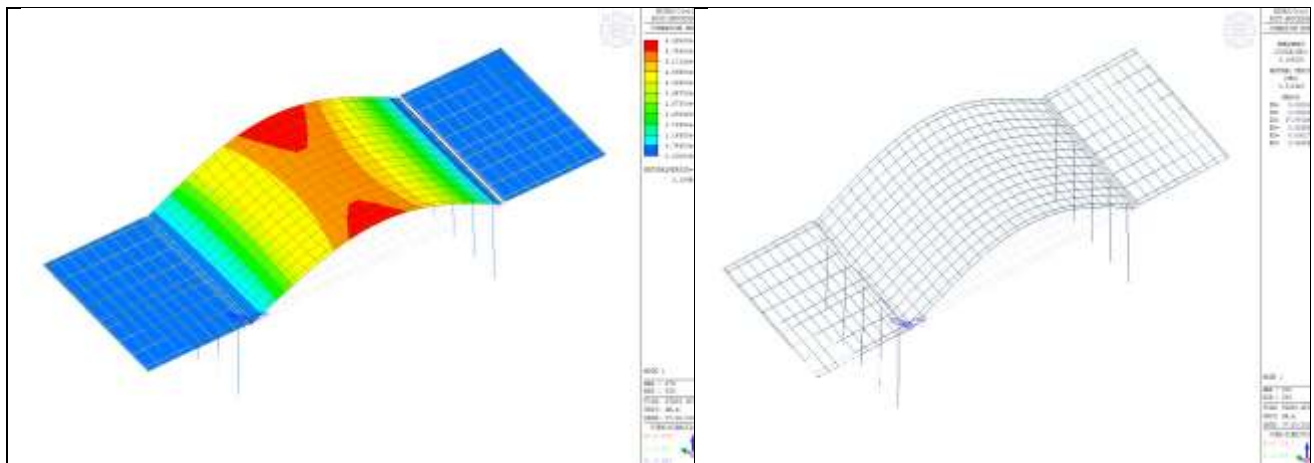
Mode No	Frequency		Period
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	35.254781	5.610973	0.178222
2	35.784768	5.695323	0.175583
3	38.916244	6.193713	0.161454
4	41.006426	6.526375	0.153224
5	49.241123	7.836968	0.127600
6	52.313378	8.325933	0.120107
7	62.535449	9.952826	0.100474
8	71.500465	11.379652	0.087876
9	94.148369	14.984178	0.066737
10	95.984761	15.276449	0.065460
11	98.458353	15.670134	0.063816
12	101.853244	16.210447	0.061689
13	111.290180	17.712382	0.056458
14	112.884591	17.966141	0.055660
15	114.221317	18.178887	0.055009
16	115.776715	18.426437	0.054270
17	120.923088	19.245507	0.051960
18	128.613559	20.469484	0.048853
19	131.286949	20.894967	0.047858
20	145.241204	23.115855	0.043260
21	170.334999	27.109657	0.036887
22	178.019256	28.332645	0.035295
23	184.210814	29.318062	0.034109
24	222.030583	35.337265	0.028299
25	241.046234	38.363700	0.026066
26	303.042618	48.230731	0.020734
27	338.685035	53.903397	0.018552
28	442.876645	70.486007	0.014187
29	450.328050	71.671935	0.013952
30	477.497086	75.996022	0.013159



Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.24	0.24	0.49	0.49	29.96	29.96
2	5.29	5.53	10.51	11.00	2.02	31.99
3	53.82	59.35	29.96	40.96	0.01	32.00
4	0.00	59.35	0.00	40.96	0.05	32.05
5	37.03	96.38	47.49	88.45	0.00	32.05
6	3.51	99.89	9.38	97.83	0.00	32.06
7	0.00	99.89	0.00	97.83	0.11	32.17
8	0.00	99.89	0.00	97.83	0.01	32.18
9	0.02	99.91	0.04	97.88	0.00	32.18
10	0.00	99.91	0.00	97.88	0.01	32.18
11	0.00	99.91	0.06	97.94	0.00	32.18
12	0.00	99.91	0.04	97.98	0.01	32.19
13	0.01	99.92	0.22	98.20	5.86	38.05
14	0.00	99.92	0.13	98.33	20.67	58.72
15	0.01	99.94	0.00	98.33	0.20	58.92
16	0.00	99.94	0.13	98.46	3.68	62.60
17	0.01	99.94	0.06	98.52	0.01	62.61
18	0.00	99.95	0.71	99.23	0.13	62.74
19	0.00	99.95	0.59	99.82	0.07	62.81
20	0.00	99.95	0.02	99.85	0.06	62.87
21	0.00	99.95	0.00	99.85	0.09	62.96
22	0.01	99.96	0.01	99.86	5.44	68.40
23	0.00	99.96	0.01	99.86	6.70	75.10
24	0.01	99.97	0.00	99.86	1.34	76.44
25	0.01	99.98	0.00	99.87	0.83	77.27
26	0.01	99.99	0.06	99.93	0.20	77.47
27	0.00	99.99	0.00	99.93	13.82	91.29
28	0.00	99.99	0.05	99.97	3.08	94.36
29	0.01	99.99	0.02	99.99	3.71	98.07
30	0.01	100.00	0.01	100.00	1.66	99.73

Figura 27: Tabella con risultati Modali e percentuali di attivazione delle masse

Le principali deformate modali ottenute per il modello allo Stato Attuale sono le seguenti:



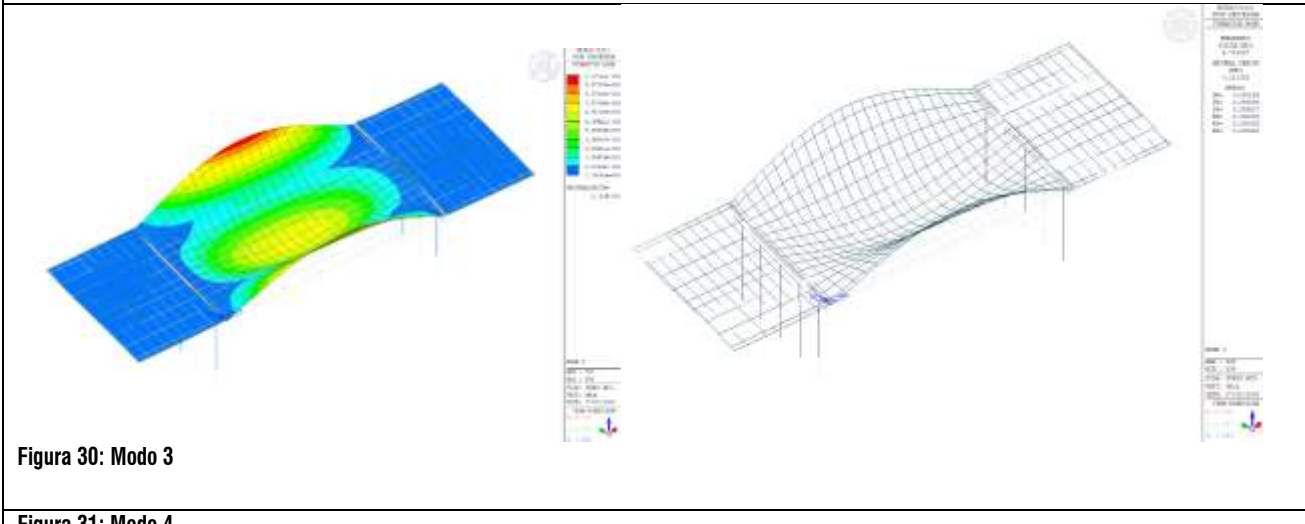
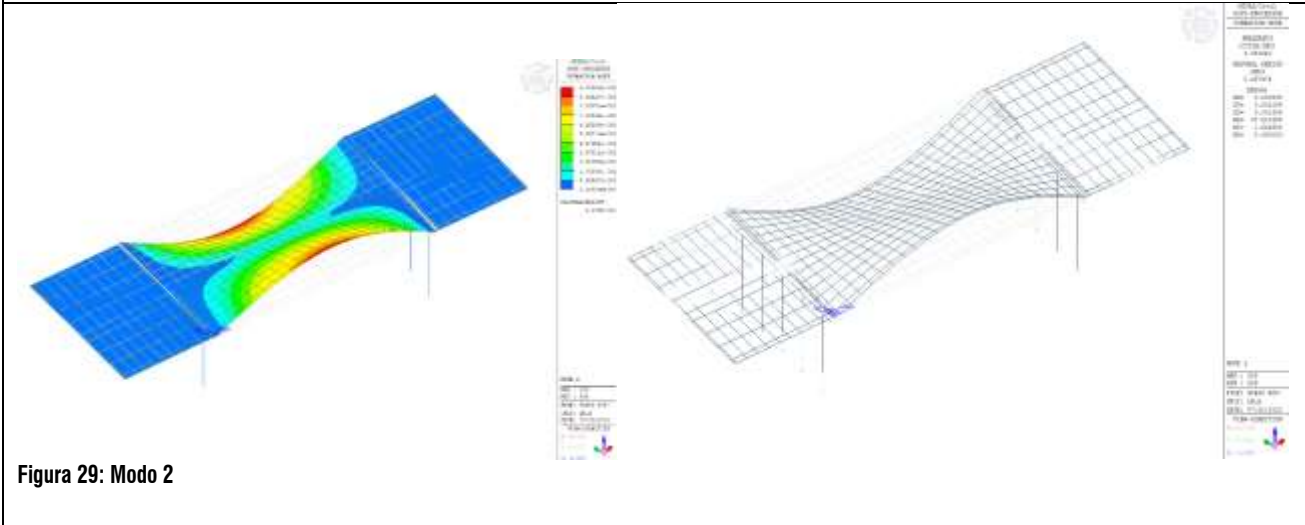
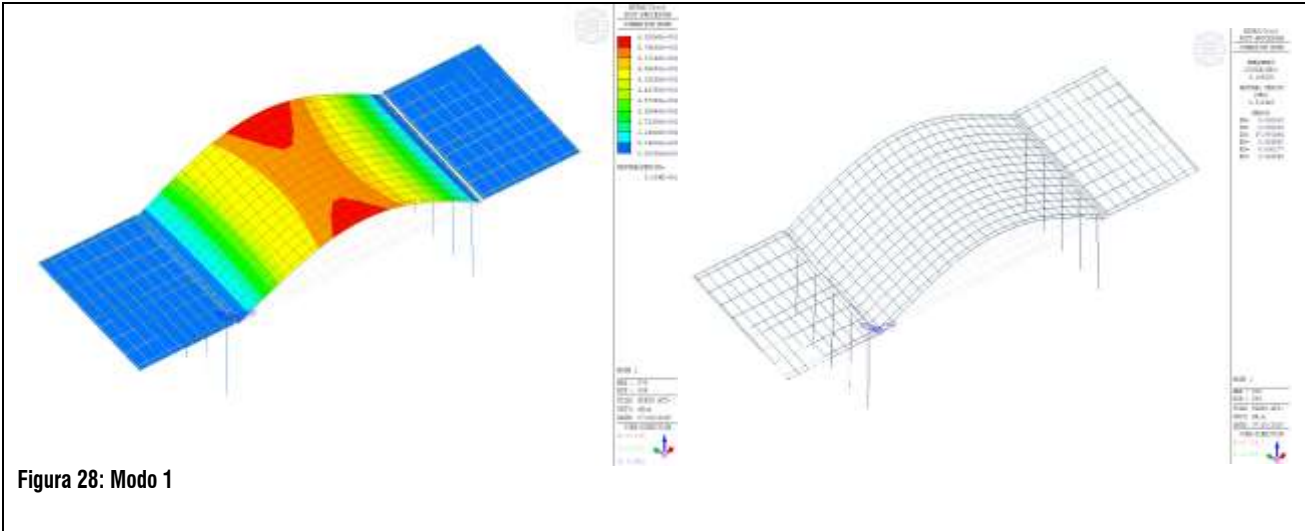
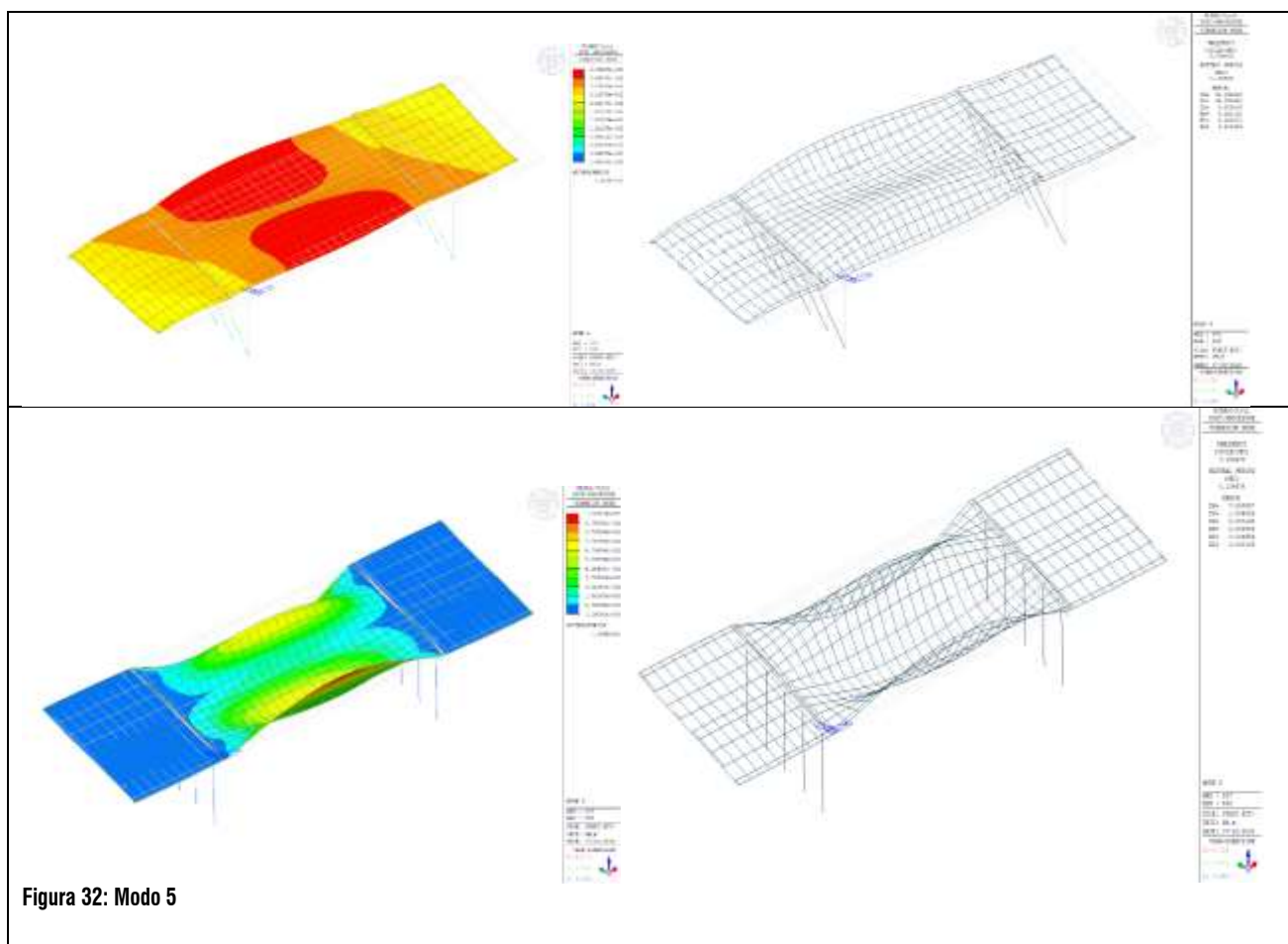


Figura 31: Modo 4

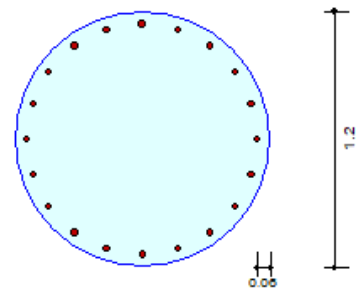


Si riporta, di seguito, la Valutazione della Sicurezza nei confronti delle Azioni Sismiche (Stato Limite SLV) allo STATO ATTUALE, riportando il quadro riassuntivo delle verifiche di resistenza degli elementi strutturali principali quali Pile e Pulvino mediante Analisi Dinamica Lineare a Spettro di Risposta e Combinazioni di Norma Vigente (D.M. 17.01.2018):

## PILE

### 1. Design Condition

Design Code	Eurocode2-2:05										
Unit System	kN, m										
Member Number	916 (PM), 1716 (Shear)										
Material Data	$f_{ck} = 25000$ , $f_{yk} = 430000$ , $f_{yw} = 430000$ KPa										
Column Height	4.9 m										
Section Property	Pila (No : 6)										
Rebar Pattern	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th><th>Pos 1</th><th>Pos 2</th><th>Pos 3</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Layer 1</td><td>20-P22</td><td>--</td><td>--</td></tr> </tbody> </table>				Pos 1	Pos 2	Pos 3	Layer 1	20-P22	--	--
	Pos 1	Pos 2	Pos 3								
Layer 1	20-P22	--	--								
Total Rebar Area $A_{st} = 0.0076 \text{ m}^2$ ( $R_{\text{hoist}} = 0.0067$ )											



### 2. Applied Loads

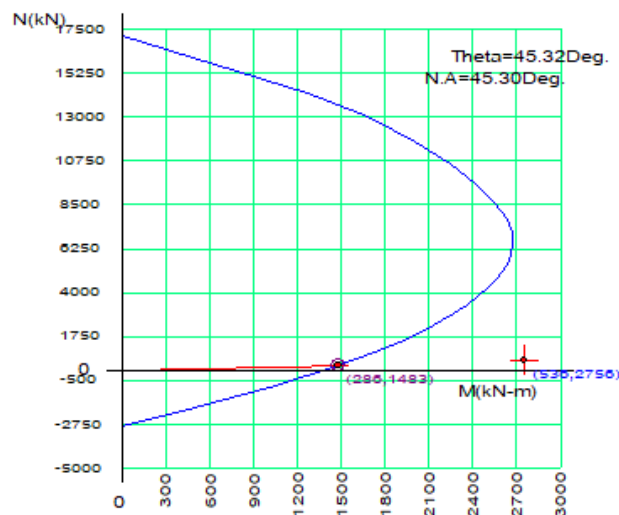
Load Combination 20+ AT (I) Point

$N_{Ed} = 535.964 \text{ kN}$ ,  $M_{Edy} = 1938.47$ ,  $M_{Edz} = 1958.87$ ,  $M_{Ed} = 2755.87 \text{ kN-m}$

### 3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load	$N_{Rdmax}$	$= 17164.7 \text{ kN}$	
Axial Load Ratio	$N_{Ed}/N_{Rd}$	$= 535.964 / 286.152$	$= 1.873 > 1.000 \dots\dots \text{N.G}$
Moment Ratio	$M_{Edy}/M_{Rdy}$	$= 1938.47 / 1042.67$	$= 1.859 > 1.000 \dots\dots \text{N.G}$
	$M_{Edz}/M_{Rdz}$	$= 1958.87 / 1054.40$	$= 1.858 > 1.000 \dots\dots \text{N.G}$
	$M_{Ed}/M_{Rd}$	$= 2755.87 / 1482.87$	$= 1.858 > 1.000 \dots\dots \text{N.G}$

### 4. P-M Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
17164.75	0.00
13017.54	1689.68
10630.56	2246.69
8630.29	2545.55
7056.61	2677.16
5940.02	2665.40
5067.52	2601.43
4274.11	2509.15
3419.71	2369.23
2372.83	2134.70
995.44	1732.97
-758.05	1050.43
-2841.74	0.00

### 5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance	$V_{Ed}$	$= 394.014 \text{ kN}$ (Load Combination 22+)
Shear Strength by Conc	$V_{Rdc}$	$= 401.106 \text{ kN}$
Shear Resistance by Rebar	$V_{Rds}$	$= 913.513 \text{ kN}$ (2.0-P10 @100)
Shear Ratio	$V_{Ed}/V_{Rd}$	$= 394.014 / 401.106 = 0.982 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$

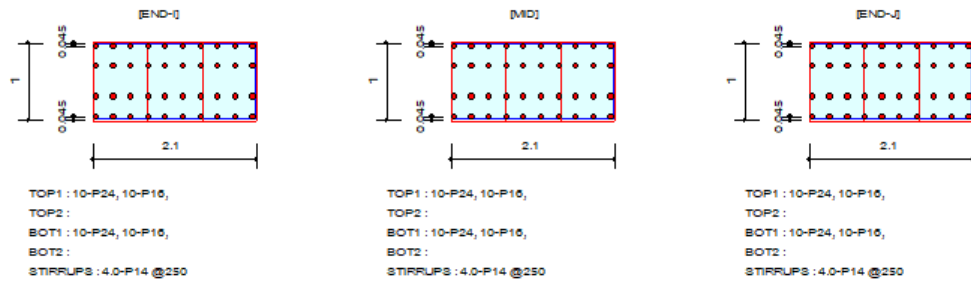
Figura 33: verifiche di resistenza con fattore di struttura  $q = 1.0$

## PULVINI

### 1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2:05  
 Unit System : kN, m  
 Material Data :  $f_{ck} = 25000$ ,  $f_{yk} = 430000$ ,  $f_{yw} = 430000$  KPa  
 Beam Span : 0.826115 m  
 Section Property : Pulvino (No : 5)

### 2. Section Diagram



### 3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment ( $M_{Ed}$ )	1336.83	1352.14	1470.72
(-) Load Combination No.	8	6	6
Factored Strength ( $M_{Rd}$ )	2036.18	2036.18	2036.18
Check Ratio ( $M_{Ed}/M_{Rd}$ )	0.6565	0.6641	0.7223
Positive Moment ( $M_{Ed}$ )	686.86	648.27	595.72
(+) Load Combination No.	6	6	4+
Factored Strength ( $M_{Rd}$ )	2036.18	2036.18	2036.18
Check Ratio ( $M_{Ed}/M_{Rd}$ )	0.3373	0.3184	0.2926
Using Rebar Top ( $A_{s\_top}$ )	0.0065	0.0065	0.0065
Using Rebar Bot ( $A_{s\_bot}$ )	0.0065	0.0065	0.0065

### 4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	4+	4+	4+
Factored Shear Force ( $V_{Ed}$ )	1695.13	1706.72	1712.51
Shear Strength by Conc. ( $V_{Rdc}$ )	675.61	675.61	675.61
Shear Strength by Rebar. ( $V_{Rds}$ )	1558.61	1558.61	1558.61
Using Shear Reinf. ( $A_{sw}$ )	0.0006	0.0006	0.0006
Using Stirrups Spacing	4.0-P14 @250	4.0-P14 @250	4.0-P14 @250
Check Ratio	1.0876	1.0950	1.0987

Figura 34: verifiche di resistenza con fattore di struttura  $q = 1.0$

Si può stimare, ai fini della vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche, un coefficiente di sicurezza minimo:

$$\xi_{E-ATTUALE} = 1/1.873 = 0.53 < 1$$



### 4.3 - Condizione di progetto

E' stata effettuata la Modellazione nella condizione di Progetto, ossia nella condizione successiva agli interventi previsti nel Progetto di Miglioramento e di seguito descritti.

#### 4.1 - Interventi di Miglioramento

Gli interventi che si ritiene opportuno programmare per la mitigazione/eliminazione delle criticità riscontrate possono essere di seguito riassunti:

##### A) INTERVENTI DI TIPO STRUTTURALE

- 1) Realizzazione della **CONTINUITA' TRASVERSALE** mediante eliminazione del giunto longitudinale (individuato dalle 2 porzioni realizzate in tempi diversi) mediante connessioni diffuse sia a livello di impalcato, che in corrispondenza dei pulvini per garantire una effettiva continuità trasversale delle strutture, da realizzarsi, ad esempio, mediante inghisaggi diffusi per tutta la lunghezza degli elementi (soletta di impalcato e pulvini). In tal modo si ovvia contemporaneamente anche alla criticità dovuta alle infiltrazioni dai giunti longitudinali medesimi.
- 2) **Eventuale** realizzazione della **CONTINUITA' LONGITUDINALE** relativamente alla soletta di impalcato mediante eliminazione dei giunti presenti in corrispondenza delle pile e delle spalle, creando una catena cinematica di connessione da spalla a spalla con interposte pile, assicurando in tal modo un comportamento monolitico ed omogeneo all'intero manufatto per tutta l'intera lunghezza, ipotesi che è stata percorsa a livello di modellazione e che ha consentito la valutazione di benefici sostanziali in termini di Indice capacità sismica. In tal modo si ovvia contemporaneamente anche alla criticità dovuta alle infiltrazioni dai giunti trasversali medesimi.
- 3) **RIPRISTINO INTEGRITA' SUPERFICIALE** del calcestruzzo in tutti gli elementi che denotano segni di ammaloramento indotti spesso da carbonatazione con conseguente espulsione dei copriferri e messa a nudo delle armature.

In base ai risultati di prova condotti dal Laboratorio 4 Emme, sono infatti stati rilevati i seguenti spessori medi di carbonatazione nelle carote estratte dei singoli elementi strutturali, come da tabella riassuntiva di seguito richiamata:

**Travi:**  $\Rightarrow$  spessore medio carbonatazione variabile da 10  $\div$  30mm;

**Spalle:**  $\Rightarrow$  spessore medio carbonatazione variabile da 27  $\div$  50mm;

**Pulvino:**  $\Rightarrow$  spessore medio carbonatazione variabile da 25  $\div$  42mm;

**Pilastro-Pila:**  $\Rightarrow$  spessore medio carbonatazione variabile da 37  $\div$  47mm;

Il ripristino superficiale dei vari elementi strutturali si può perseguire mediante applicazione, ad esempio, di geomalte ad alte prestazioni e/o prodotti similari similari previa pulizia/decapatura di tutte le porzioni

ammalorate, con eventuale posa in opera, ad esempio di reti in fibra di vetro o simili nel caso di spessori superiori ai 3-4 cm.

### 3.4.1 Rapporto risultati

A seguire vengono riportati i valori di carbonatazione rilevati sulle carote estratte: in grassetto i massimi rilevati per ogni elemento strutturale.

Elemento	Denominazione	Carbonatazione	
		$d_{k \max}$ [mm]	$d_{k \text{ media}}$ [mm]
Travi	C 6	20	17
	C 7	<b>15</b>	13
	C 8	10	10
	C 9	10	10
	C 11	15	13
	C12	30	30
Spalle	C 1	<b>50</b>	47
	C 2	<b>60</b>	57
	C 13	<b>30</b>	27
	C 14	<b>50</b>	50
Pulvino	C 4	<b>45</b>	42
	C 5	<b>30</b>	25
Soletta	C 10	<b>0</b>	0
Pilastro-pila	C 3	<b>50</b>	47
	C 15	<b>40</b>	37

Figura 35: quadro riassuntivo profondità carbonatazione 4Emme

- 4) **RAFFORZAMENTO DELLE PILE** : l'obiettivo è quello di incrementare la resistenza del calcestruzzo rispetto ai valori medi ottenuti dai carotaggi e si prevede pertanto la realizzazione di un CONFINAMENTO mediante impiego di malte cementizie ad elevate prestazioni (tipo Geomalte o simili) unitamente a Reti di Acciaio ad elevata resistenza, come da particolari grafici riportati nella tavola dei particolari di rinforzo strutturali. Oltre al rinforzo strutturale indicato, le pile verranno protette con specifici prodotti sia nei confronti della Carbonatazione che nei confronti dell'acqua.
- 5) **REALIZZAZIONE DI RITEGNI SISMICI** con lo scopo di limitare i movimenti trasversali e longitudinali delle travi rispetto al pulvino e garantire comunque il vincolamento previsto nei modelli di calcolo impiegati.

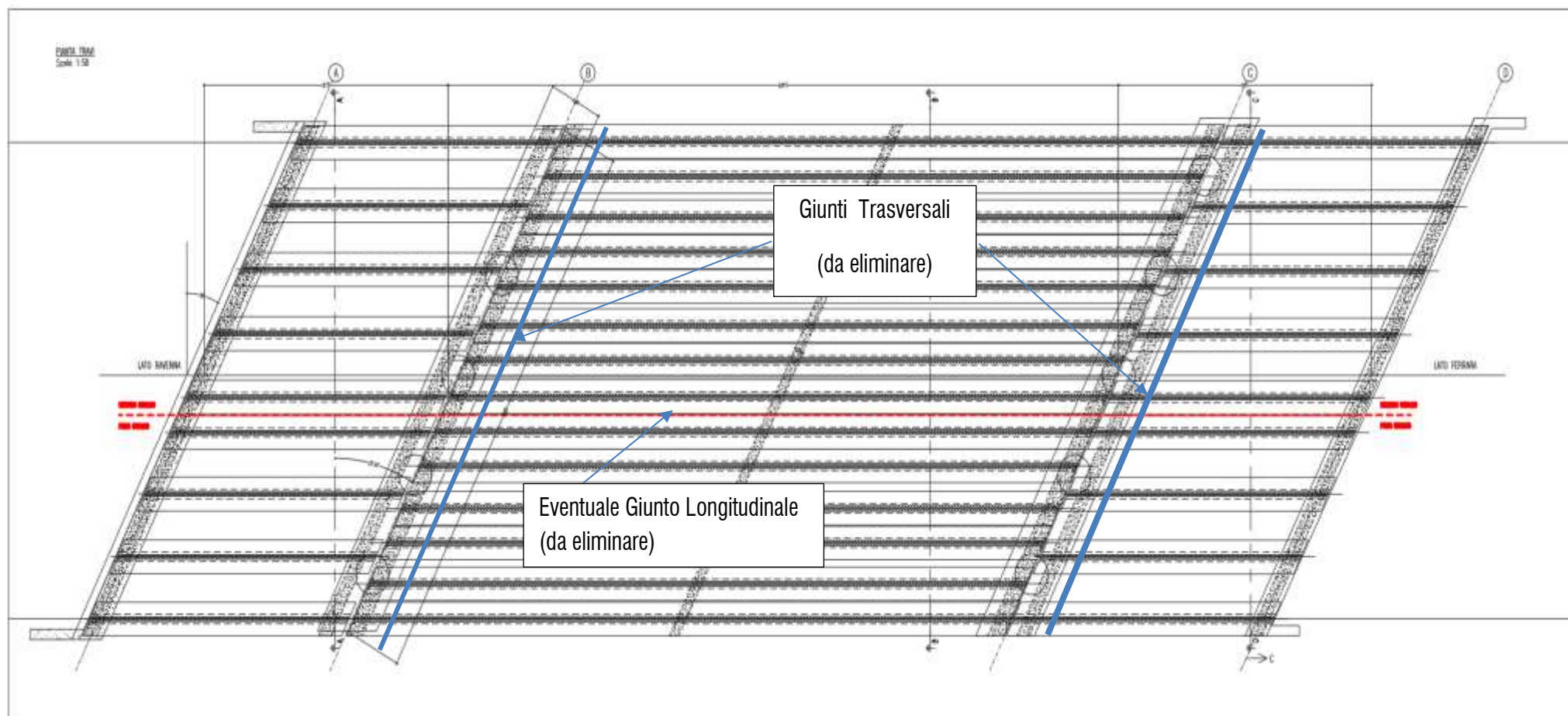


Figura 36: pianta impalcato

## B) INTERVENTI SULLE FINITURE

- 1) Miglioramento e/o realizzazione del sistema di raccolta delle acque meteoriche anche mediante opportuna riprofilatura e sistema di pendenze trasversali del manto bituminoso il cui rifacimento dovrà essere preceduto da posa di idoneo manto bituminoso ad impermeabilizzazione dell'intera soletta di impalcato;
- 2) Ripristino/pulizia cordoli laterali con sistemazione degli scarichi mediante opportuni raccordi con la pavimentazione e realizzazione di eventuali nuovi scarichi;
- 3) Sistemazione della base spalle mediante riprofilatura del terreno con posa di eventuale nuova protezione in massi di protezione;
- 4) Sostituzione delle lastre/beole del marciapiede con nuovi elementi prefabbricati caratterizzati da parametri di durabilità conformi alle normative vigenti;

Valutazione del Coefficiente di sicurezza  $\xi_E$  nei confronti delle azioni sismiche, conformemente al § 8.3 D.M.17.01.2018:

Dal paragrafo 8.3 dell NTC 2018:

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto  $\xi_E$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

## PILE

### 1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2:05

Unit System kN, m

Member Number 916 (PM), 1714 (Shear)

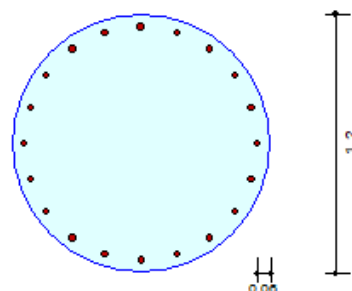
Material Data  $f_{ck} = 25000$ ,  $f_{yk} = 430000$ ,  $f_{yw} = 430000$  KPa

Column Height 4.9 m

Section Property Pila (No : 6)

Rebar Pattern	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	20-P22	--	--

Total Rebar Area  $A_{st} = 0.0076 \text{ m}^2$  ( $R_{hst} = 0.0067$ )



### 2. Applied Loads

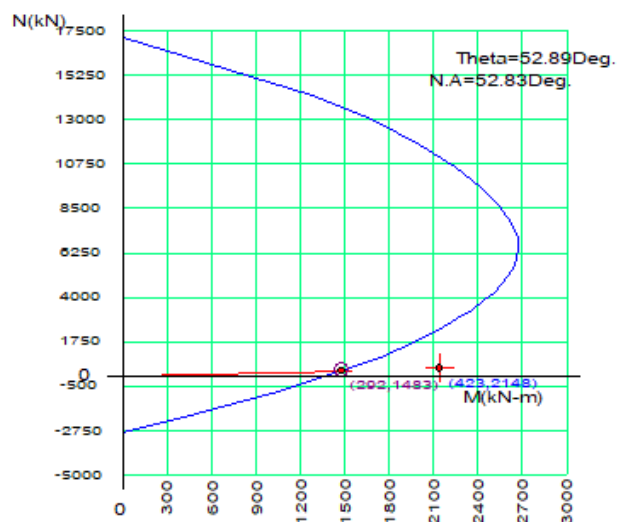
Load Combination 21+ AT (I) Point

 $N_{Ed} = 422.880 \text{ kN}$ ,  $M_{Edy} = 1298.08$ ,  $M_{Edz} = 1711.78$ ,  $M_{Ed} = 2148.30 \text{ kN-m}$ 

### 3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load  $N_{Rdmax} = 17164.7 \text{ kN}$ Axial Load Ratio  $N_{Ed}/N_{Rd} = 422.880 / 292.103 = 1.448 > 1.000 \dots\dots \text{N.G.}$ Moment Ratio  $M_{Edy}/M_{Rdy} = 1298.08 / 894.714 = 1.451 > 1.000 \dots\dots \text{N.G.}$  $M_{Edz}/M_{Rdz} = 1711.78 / 1182.66 = 1.447 > 1.000 \dots\dots \text{N.G.}$  $M_{Ed}/M_{Rd} = 2148.30 / 1482.97 = 1.449 > 1.000 \dots\dots \text{N.G.}$ 

### 4. P-M Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
17164.75	0.00
13015.18	1687.56
10643.59	2247.58
8623.46	2544.82
7057.72	2672.59
5947.05	2663.42
5073.68	2605.65
4282.10	2510.49
3417.02	2366.12
2342.87	2132.31
998.24	1735.23
-764.06	1053.04
-2841.74	0.00

### 5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance  $V_{Ed} = 338.547 \text{ kN}$  (Load Combination 22+)Shear Strength by Conc  $V_{Rdc} = 396.995 \text{ kN}$ Shear Resistance by Rebar  $V_{Rds} = 913.513 \text{ kN}$  (2.0-P10 @100)Shear Ratio  $V_{Ed}/V_{Rd} = 338.547 / 396.995 = 0.853 < 1.000 \dots\dots \text{O.K.}$ Figura 37: verifiche di resistenza con fattore di struttura  $q = 1.0$

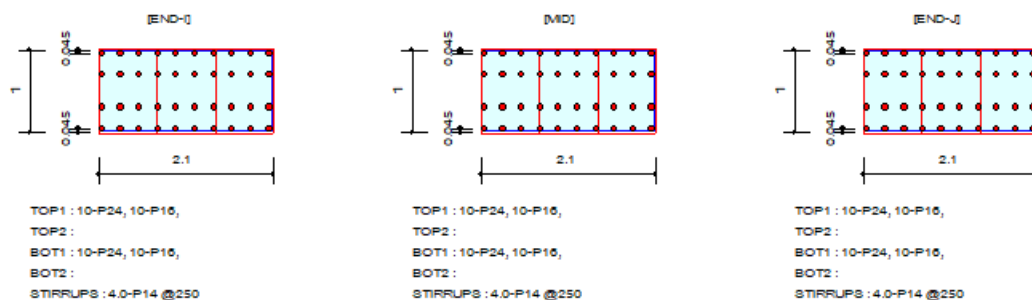


## PULVINI

### 1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2:05  
Unit System : kN, m  
Material Data :  $f_{ck} = 25000$ ,  $f_{yk} = 430000$ ,  $f_{yw} = 430000$  KPa  
Beam Span : 0.826115 m  
Section Property : Pulvino (No : 5)

### 2. Section Diagram



### 3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment ( $M_{Ed}$ )	1451.52	1477.17	1602.21
(-) Load Combination No.	8	6	6
Factored Strength ( $M_{Rd}$ )	2036.18	2036.18	2036.18
Check Ratio ( $M_{Ed}/M_{Rd}$ )	0.7129	0.7255	0.7869
Positive Moment ( $M_{Ed}$ )	1067.76	1063.37	1054.31
(+) Load Combination No.	4+	4+	4+
Factored Strength ( $M_{Rd}$ )	2036.18	2036.18	2036.18
Check Ratio ( $M_{Ed}/M_{Rd}$ )	0.5244	0.5222	0.5178
Using Rebar Top ( $A_{s\_top}$ )	0.0065	0.0065	0.0065
Using Rebar Bot ( $A_{s\_bot}$ )	0.0065	0.0065	0.0065

### 4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	4+	4+	4+
Factored Shear Force ( $V_{Ed}$ )	1559.82	1571.40	1577.20
Shear Strength by Conc. ( $V_{Rdc}$ )	675.61	675.61	675.61
Shear Strength by Rebar ( $V_{Rds}$ )	1712.21	1712.21	1712.21
Using Shear Reinf. ( $A_{sw}$ )	0.0006	0.0006	0.0006
Using Stirrups Spacing	4.0-P14 @250	4.0-P14 @250	4.0-P14 @250
Check Ratio	0.9110	0.9178	0.9211

Figura 38: verifiche di resistenza con fattore di struttura  $q = 1.0$

Si può stimare, ai fini della vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche, un coefficiente di sicurezza minimo:

$\xi_{\text{PROGETTO}} = 1/1.460 = 0.684 < 1$  (Condizione Penalizzante che porta al coefficiente determinato: Azione Trasversale SLV su fusti Pile)

L'incremento del Coefficiente  $\xi_E$  passando dallo Stato Attuale al Progetto è pari a:  $0.684 - 0.533 = 0.151 > 0.1$

Si osserva che il coefficiente di Sicurezza sopra determinato, è stato ottenuto considerando un coefficiente di struttura  $q = 1.0$ , considerando complessivamente per l'intera struttura il coefficiente previsto nel caso di sistema resistente alle azioni orizzontali affidato interamente a Spalle solidali al Terreno che a rigore è l'effettivo comportamento della struttura in direzione LONGITUDINALE. In direzione TRASVERSALE invece, in particolare presso le Pile, si evoca un comportamento più duttile, avendosi una struttura del tipo a Telaio (Trave Pulvino su cinque Pile) e per il quale potrebbe teoricamente adottare un coefficiente  $q=1.5$ , mentre nel calcolo effettuato è stato comunque impiegato comunque il valore più conservativo per le 2 direzioni ossia  $q = 1.0$ .

## 4.2 - Azioni sulle Spalle

Come precedentemente descritto, l'intervento di miglioramento prevede una solidarizzazione longitudinale dell'impalcato che viene connesso in corrispondenza dei giunti sulle pile e sulle spalle. A queste ultime è demandato pertanto il compito principale di assorbire, in particolare, le azioni longitudinali grazie alla presenza del terreno che a tergo delle medesime consente di poter usufruire del contributo di spinta passiva. Si riportano, pertanto, di seguito, le reazioni massime evocate nelle Condizioni Sismiche SLV in corrispondenza delle spalle, ossia le reazioni vincolari in corrispondenza delle molle elastiche disposte in corrispondenza di ogni estremi di trave sulla spalla.

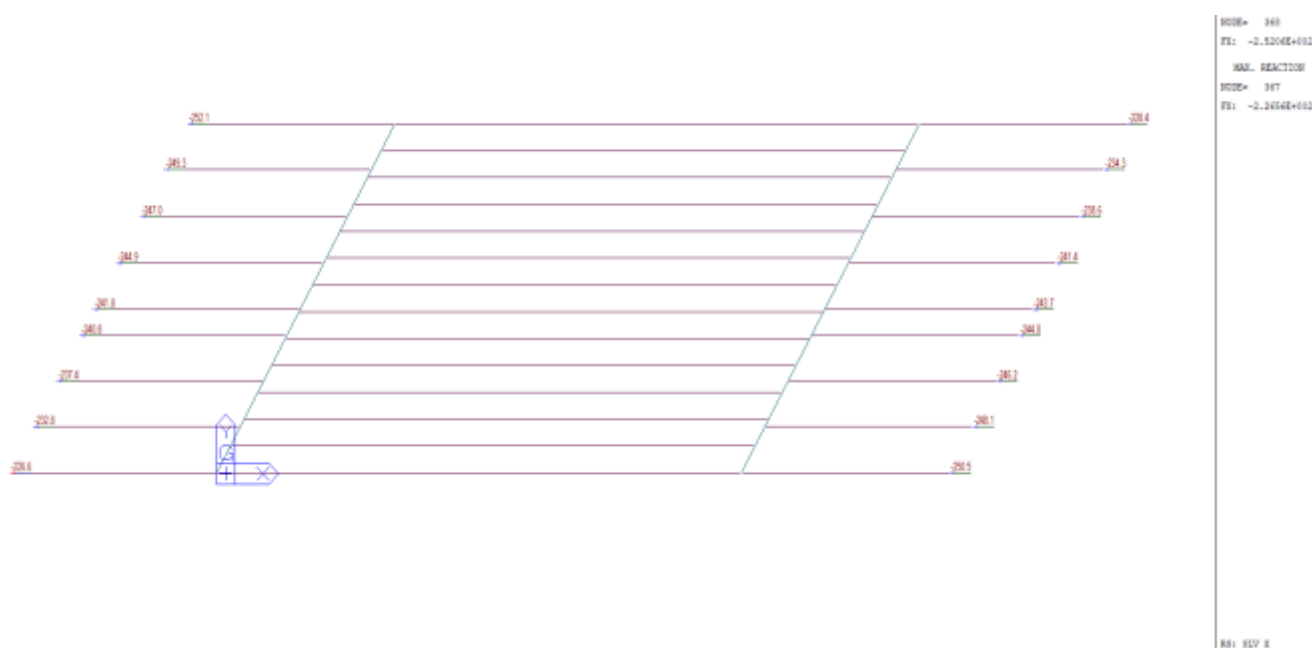


Figura 39: Reazioni Molle Spalle Condizione SLV X (Dir. Longitudinale)

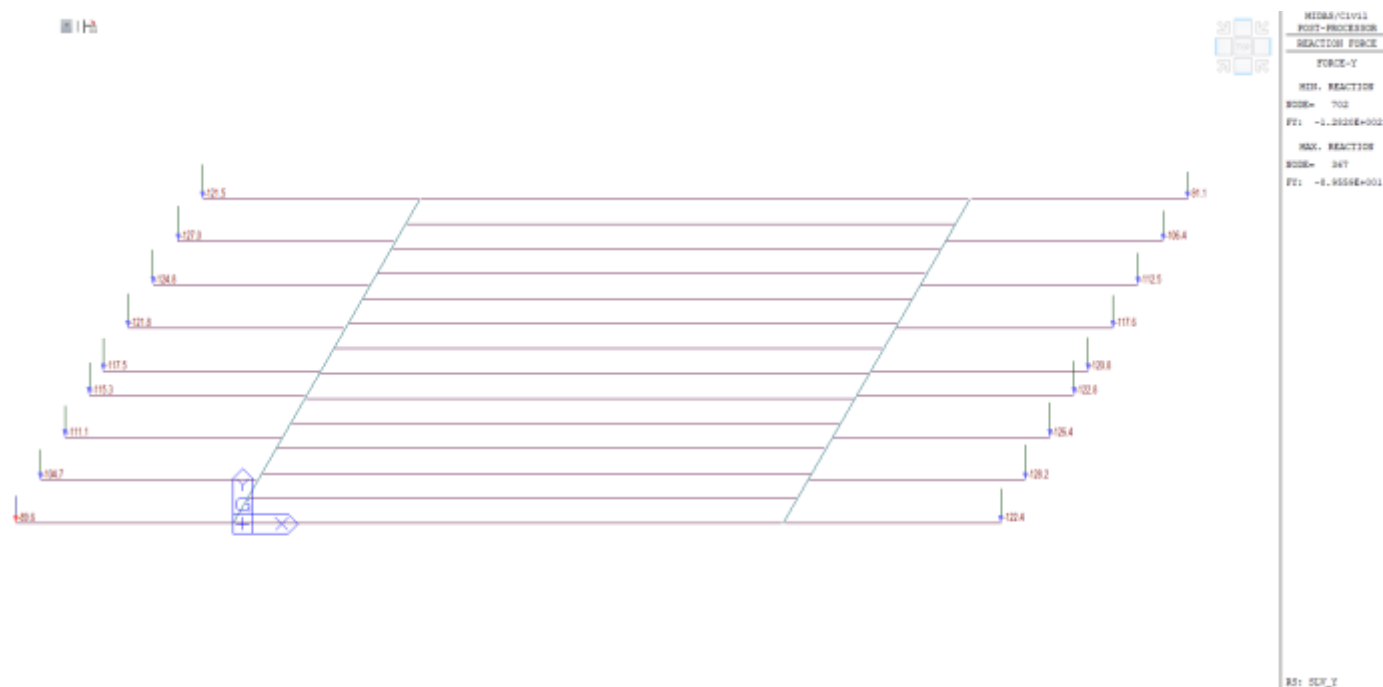


Figura 40: Reazioni Molle Spalle Condizione SLV Y (Dir. Trasversale)

#### 4.2.1 - Verifica Portata Spalle

Si riporta, di seguito, la portata nei confronti dei carichi orizzontali delle Spalle che assorbono, evocando il comportamento a compressione del retrostante terreno, l'aliquota principale del tagliante complessivo Longitudinale e quota parte di quello trasversale. In questa verifica di Portata ai carichi orizzontali delle spalle è stato trascurato, a favore di sicurezza, il contributo resistente offerto dai pali presenti nella fondazione Spalla Lato Ravenna e di quelli eventualmente presenti nella Spalla lato Ferrara.

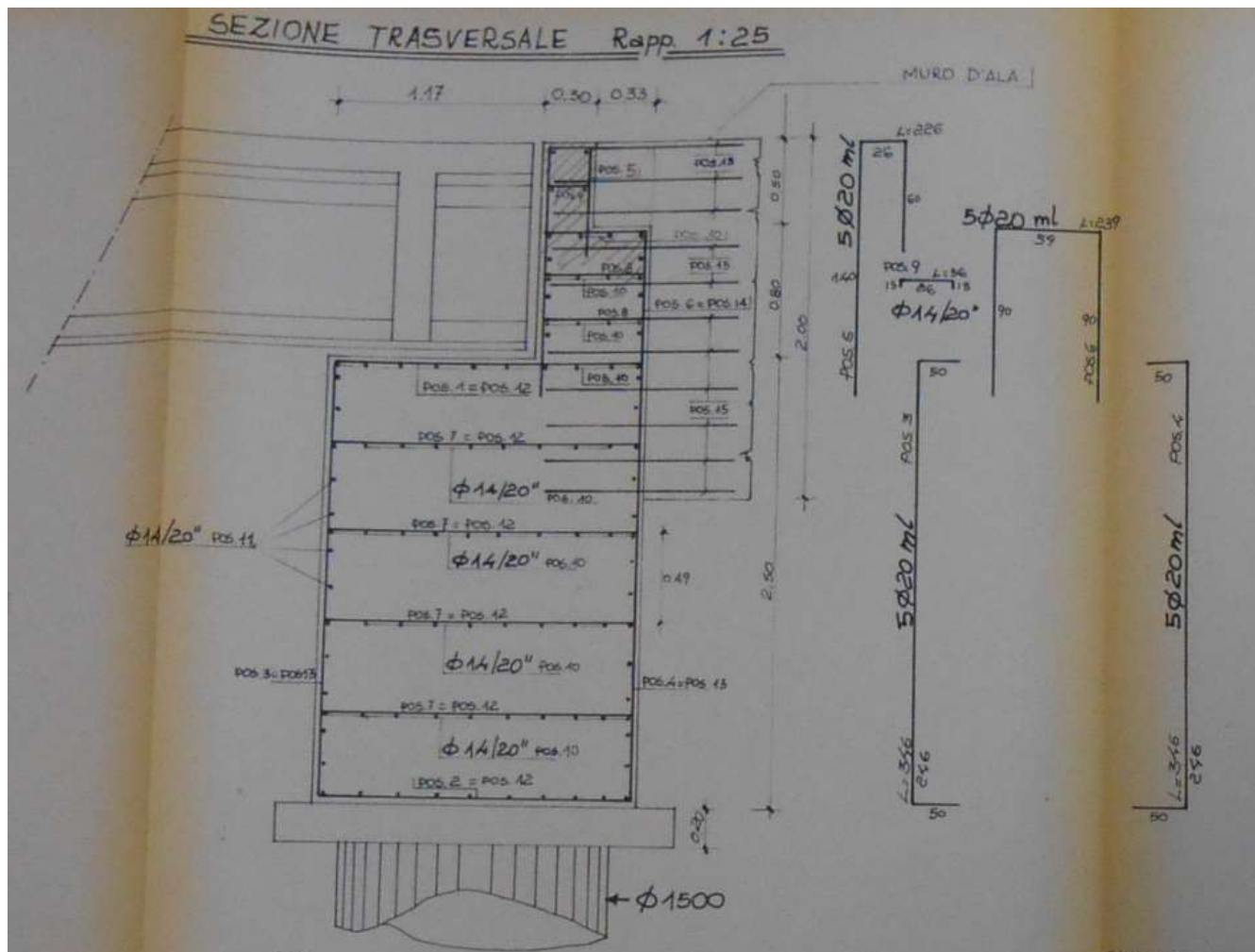
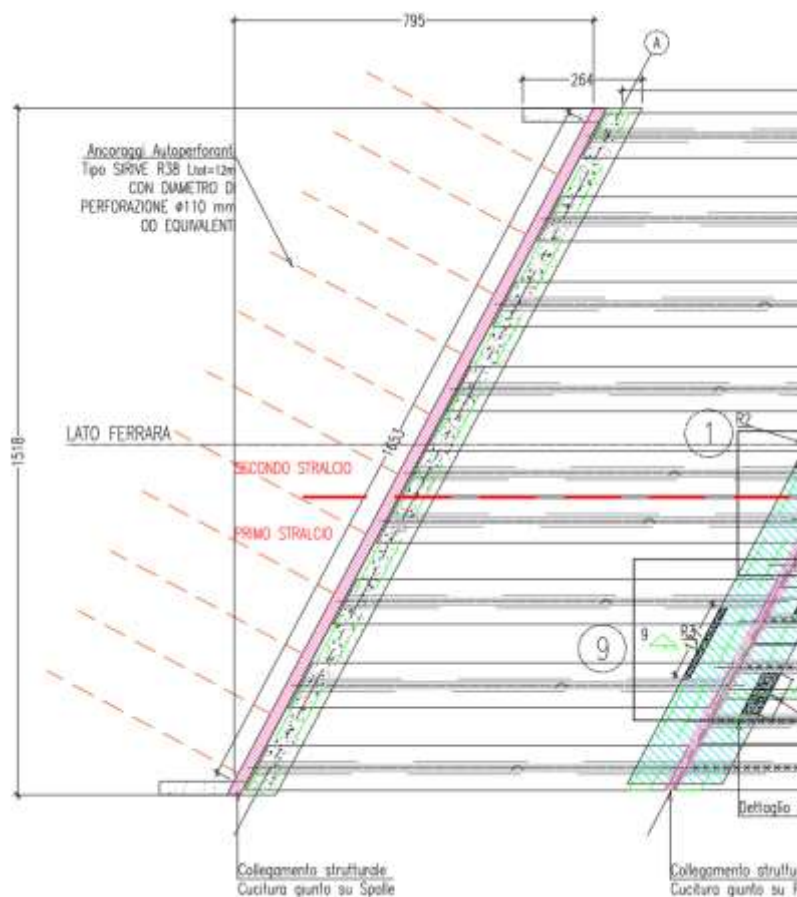


Figura 41: Sezione Spalla da Archivio Anas



Il Tagliante Complessivo Massimo che si ha sulla singola Spalla vale:

### DIREZIONE LONGITUDINALE

Dir Longitudinale SLV X (kN)	
SPALLA SX	SPALLA DX
252.1	228.4
249.3	234.3
247	238.6
244.9	241.4
241.8	243.7
240.8	244
237.4	246.2
232.8	248.1
226.6	250.5
<b>2172.7</b>	<b>2175.2</b>
<b>4347.9</b>	

$V_{Ed, long Tot.} = \Sigma V_{Edi} = 4347.9 \text{ kN}$  Azione Orizzontale Longitudinale Complessiva SLV su singola Spalla

La Capacità Resistente mobilitabile con un meccanismo di Spinta Passiva del Terreno Spalle si ricava mediante applicazione della Teoria di Mononobe-Okabe che porge rispettivamente:



### Spinta in Condizioni STATICHE

- $\phi := 35 \cdot \text{deg}$  Angolo di attrito del terreno  
 $\beta := 0 \cdot \text{deg}$  Inclinazione del paramento murario rispetto alla verticale  
 $i := 0 \cdot \text{deg}$  Inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale  
 $\delta := 24 \cdot \text{deg}$  Angolo di attrito fra muro e terreno

$$K_a := \frac{(\cos(\phi - \beta))^2}{\cos(\beta)^2 \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}}\right)^2} = 0.244$$

Coeff. Spinta Attiva STATICA (Coulomb-Muller-Breslau)

$$K_p := \frac{(\cos(\phi + \beta))^2}{(\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\beta - \delta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}}\right)^2} = 10.35$$

Coeff. Spinta Passiva STATICA (Coulomb-Muller-Breslau)

(Lancellotta formule 8.30-8.21)

### SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI SISMICHE (SLV)

#### TEORIA DI MONONOBE - OKABE

$$a_g := 0.272 \text{ g} \quad S_s := 1.29 \quad S_t := 1 \quad S := S_s \cdot S_t \quad a_{max} := a_g \cdot S = 3.44 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$\beta_m := 1 \quad \text{Coefficiente che tiene conto della deformabilità parete}$$

$$k_h := \frac{\beta_m \cdot a_{max}}{g} = 0.351 \quad \text{Coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v := 0.5 \quad k_h = 0.175 \quad \text{Coefficiente sismico verticale}$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right) = 23.05 \text{ deg}$$

$$K_{aSISM} := \frac{(\cos(\phi - \beta - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\beta + \delta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2} = 0.669$$

$$K_{pSISM} := \frac{(\cos((\phi + \beta) + \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2} = 1.863$$

$$H_t := 4 \text{ m} \quad \text{Altezza Paramento}$$

$$\gamma_t := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso specifico terreno saturo}$$

$$B := 15.2 \cdot \text{m} \quad \text{Larghezza complessiva Spalla}$$

$$p_{maxpassiva} := \gamma_t \cdot H_t \cdot K_{pSISM} = 141.58 \text{ kPa} \quad \text{Pressione max passiva sismica base parete}$$

$$R_{totpassiva} := \frac{1}{2} \cdot B \cdot (1 - k_v) \cdot \gamma_t \cdot K_{pSISM} \cdot H_t^2 = 3548.83 \text{ kN} \quad \text{Risultante Resistenza Passiva in Condizioni Sismiche (SLV)}$$

$$R_{Ed} := 4347.9 \cdot \text{kN} \quad \text{Tagliante Longitudinale Massimo Complessivo SLV dal calcolo MIDAS}$$

$$\xi_{Long} := \frac{R_{totpassiva}}{R_{Ed}} = 0.816$$

Si ricava un Coefficiente di sicurezza nei confronti della Portata Longitudinale pari a :

$$\xi_{Long} = 0.816 < 1$$

## DIREZIONE TRASVERSALE

Dir Trasversale SLV Y (kN)	
SPALLA SX	SPALLA DX
154.6	107.1
163.9	130.6
160.8	140.4
156.2	148.6
149.4	153.9
145.9	157
139.2	162.6
128.9	165.1
105.5	155.4
<b>1304.4</b>	<b>1320.7</b>

$$H_t := 4 \text{ m}$$

Altezza Paramento

$$\gamma_t := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso specifico terreno saturo

$$B := 7.95 \cdot \text{m}$$

Larghezza complessiva Spalla

$$p_{\text{maxpassiva}} := \gamma_t \cdot H_t \cdot K_{pSISM} = 141.58 \text{ kPa} \quad \text{Pressione max passiva sismica base parete}$$

$$R_{\text{lotpassiva}} := \frac{1}{2} \cdot B \cdot (1 - k_v) \cdot \gamma_t \cdot K_{pSISM} \cdot H_t^2 = 1856.13 \text{ kN} \quad \text{Risultante Resistenza Passiva in Condizioni Sismiche (SLV)}$$

$$R_{Ed} := 1321 \cdot \text{kN}$$

Tagliante Longitudinale Massimo Complessivo SLV dal calcolo MIDAS

$$\xi_{\text{Trasv}} := \frac{R_{\text{lotpassiva}}}{R_{Ed}} = 1.405$$

Si ricava un Coefficiente di sicurezza nei confronti della Portata Trasversale pari a:

$$\xi_{\text{Trasv.}} = 1.405 > 1 - \text{Verifica Soddisfatta}$$

### 4.3 - Azioni sui Ritegni Sismici

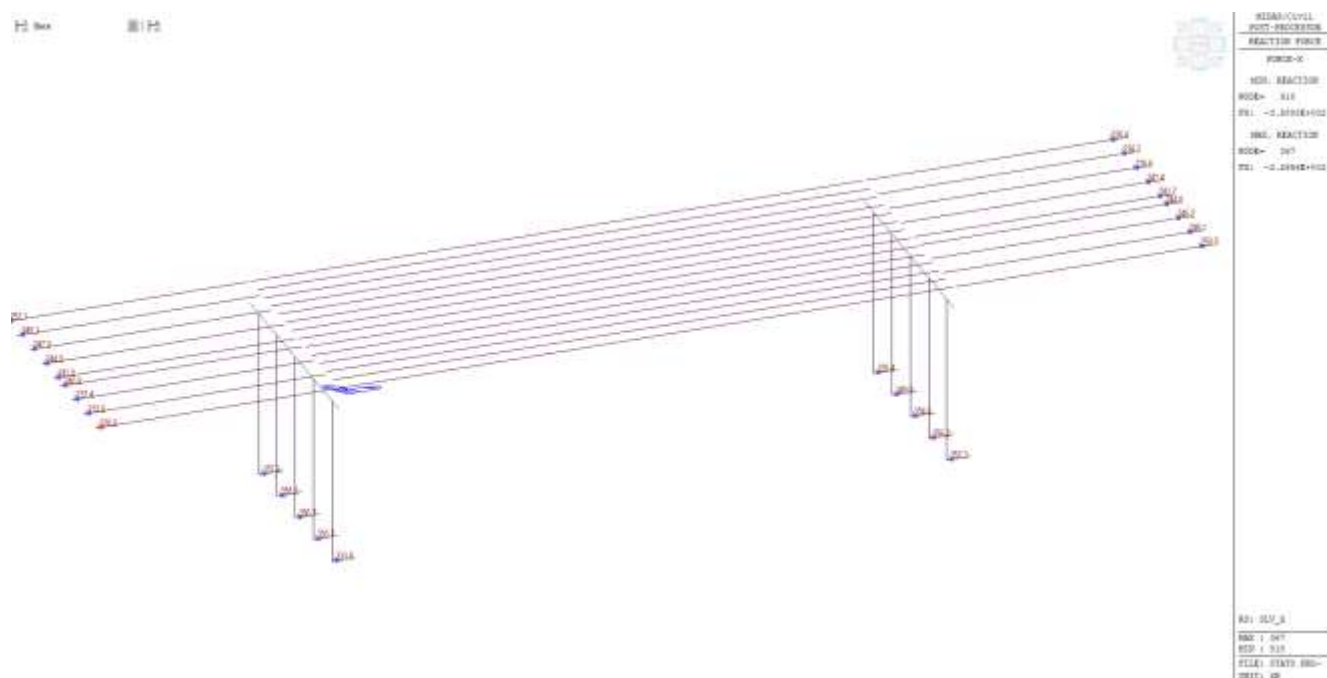


Figura 42: Tagli alla Base delle Pile - SLV X – Dir. Longitudinale

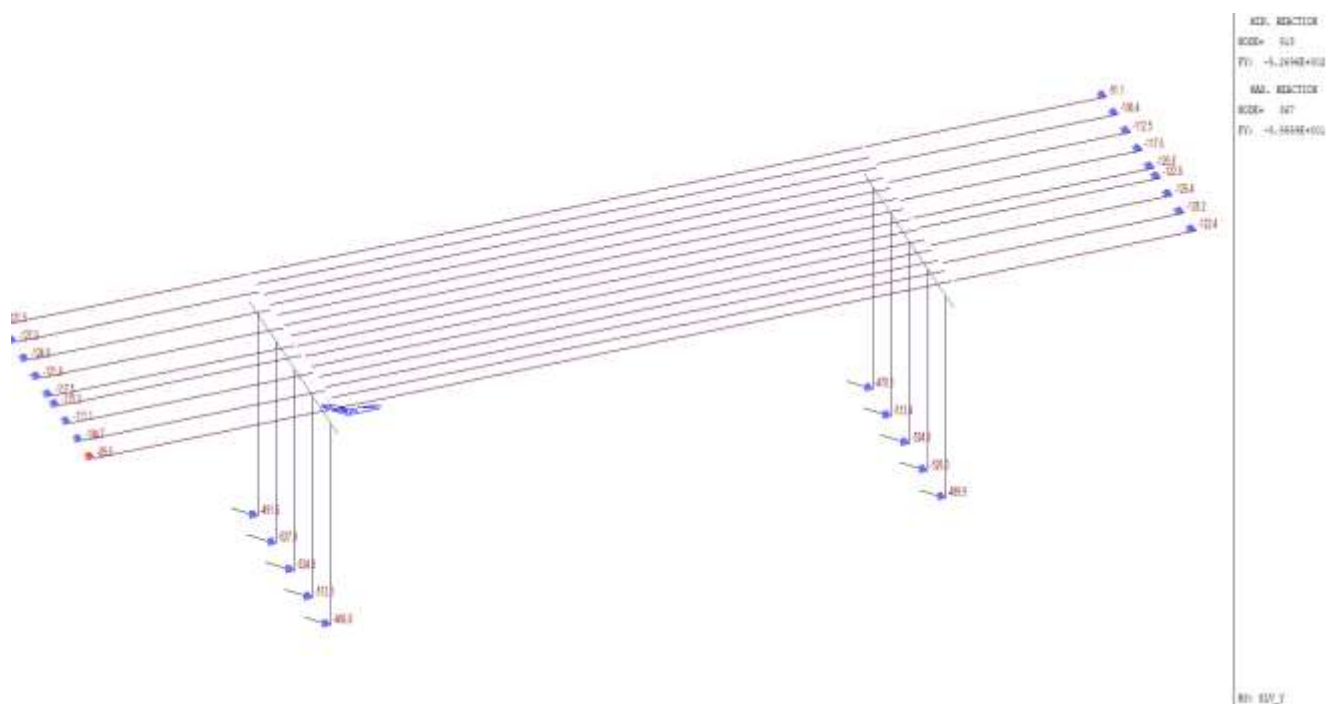


Figura 43: Tagli alla Base delle Pile - SLV Y – Dir. Trasversale

Per il dimensionamento dei ritegni Sismici si considerano le massime azioni taglianti trasmesse alla base di Fusti Pila nelle 2 direzioni principali e si ottiene rispettivamente:

Dir Longitudinale		Dir Trasversale SLV	
SPALLA SX	SPALLA DX	SPALLA SX	SPALLA DX
357.9	336.4	491.6	470.1
358.9	349.9	527	513.4
356.7	354.6	524	524.8
350.7	356	512.5	526
333.9	352.3	466.8	489.9
1758.1	1749.2	3507.3	2524.2

$\Sigma V_{EdLong.} = 1759 \text{ kN}$  Taglio Sollecitante Longitudinale Massimo per ciascuna pila

$\Sigma V_{EdLTrasv.} = 3508 \text{ kN}$  Taglio Sollecitante Trasversale Massimo per ciascuna pila

Il Taglio Sollecitante di Calcolo Complessivo Risultante vale pertanto, per ciascuna Pila:

$V_{Edtot} = (3508^2 + (1758/3)^2)^{0.5} = 3556 \text{ kN}$  Taglio Sollecitante Complessivo per Ciascuna Pila

Il taglio complessivo di calcolo sopra ricavato dovrà essere assorbito mediante ritegni sismici che si prevede realizzare ad estradosso pulvino.

Si disporranno baggioli di ritegno con Inghisaggi effettuati mediante Barre Filettate Classe 8.8 M24 da sigillare con resina tipo Hilti HY 200 con profondità minima di inghisaggio  $> 250 \text{ mm}$  e con portata di calcolo SLU ricavata da manuale tipo HILTI. Si può ricavare, per una Barra M24 con la resina e la profondità sopra indicate una portata di calcolo:

$V_{Rdi} = 75 \text{ kN}$  (Portata minima a Taglio SLU dell'inghisaggio da realizzare con resina tipo Hilti od e equivalente)

Si disporranno pertanto un numero minimo di barre M24 presso ciascun pulvino pari a :

$N_{minInghisaggi} = 3556/75 = 47 \text{ Inghisaggi}$

## 4.4 - Sollecitazioni massime soletta

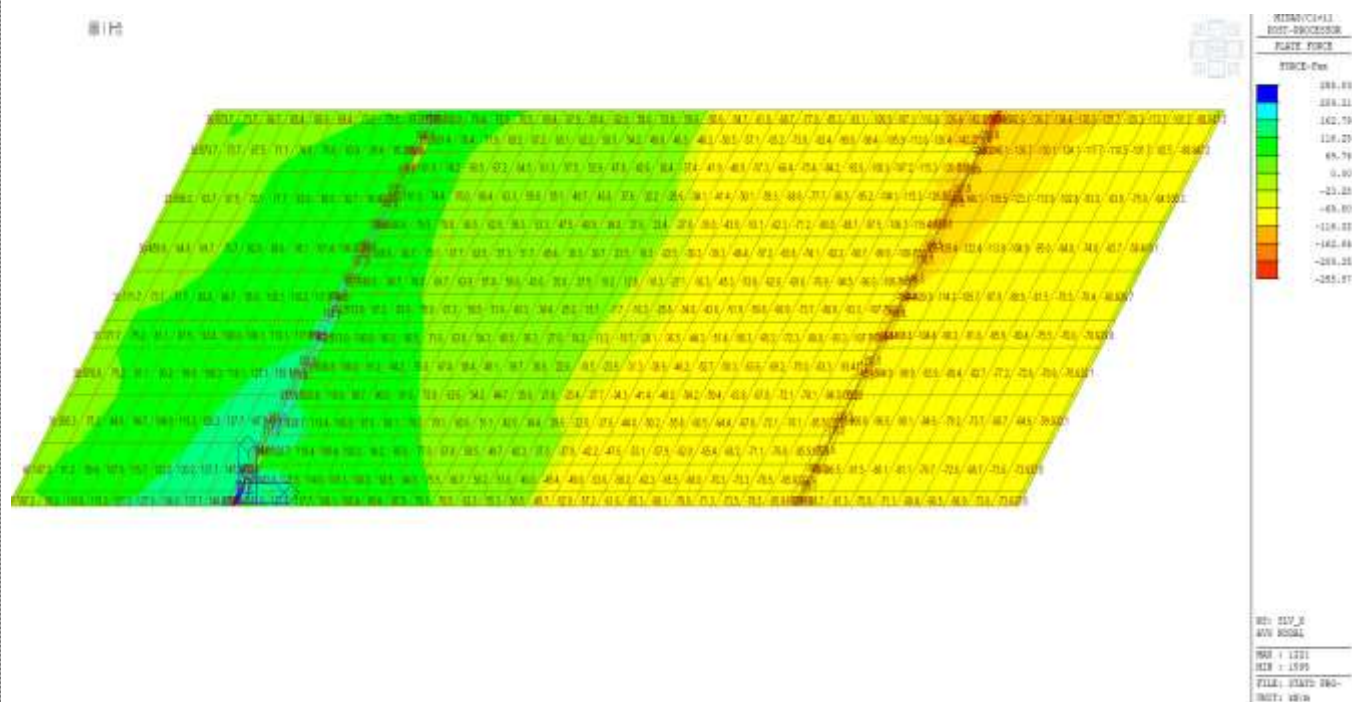


Figura 44: Storz Assiali Specifici soletta (Porzione Cucitura) Sisma SLV x- Longitudinale

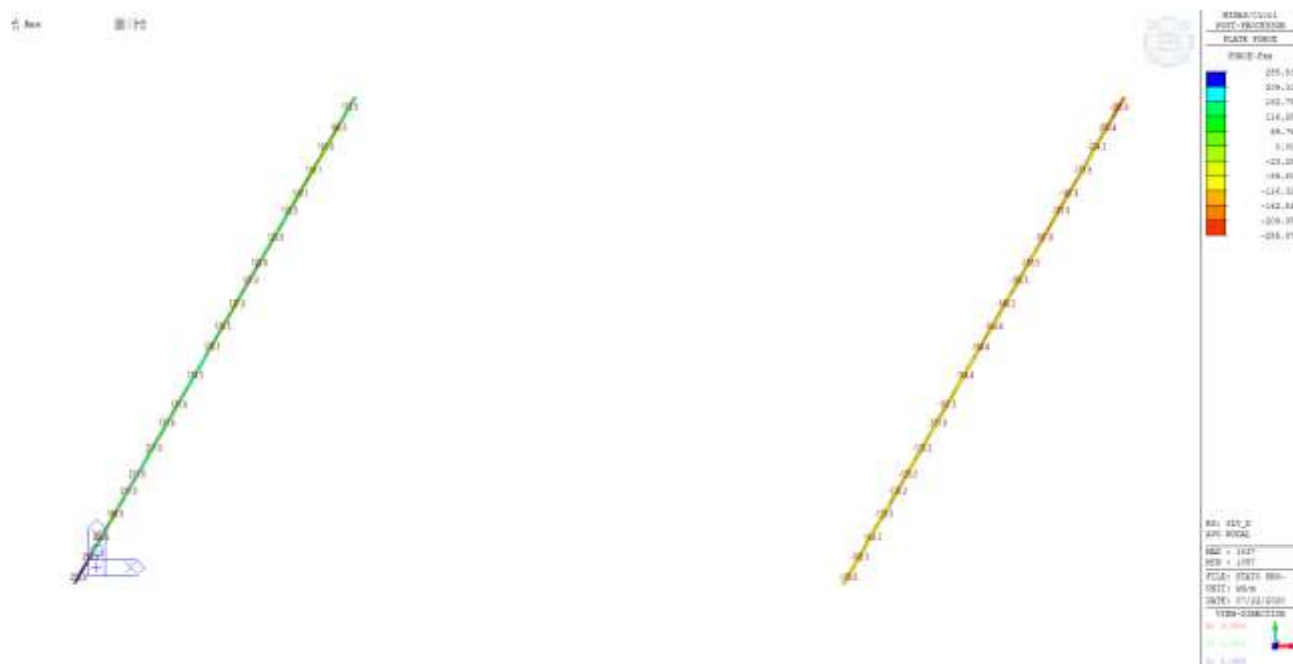


Figura 45: Storz Assiali Specifici soletta (Porzione Cucitura) Sisma SLVx- Longitudinale (Zone di Cucitura sulle Pile)

Si ricavano Sforzi Specifici Normali Massimi di Trazione per la soletta (localizzati in corrispondenza delle Cuciture Giunti Trasversali sulle pile) indotti dalle Azioni Sismiche Orizzontali pari a:

$$S_{Ed} = 256 \text{ kN/m}$$

$$A_{f,min} = 25600/3913 = 6.6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Armatura Minima di progetto da disporre nelle cuciture dei giunti.}$$



In base ai disegni ricavati da Archivi Anas si ricava, per la soletta in oggetto, un'Armatura Longitudinale corrente costituita da  $1 + 1\phi 12/25$  in acciaio FeB44k che porge un quantitativo per striscia unitaria pari a :

$$A_{f,attuale} = 2 \cdot 1.13 / 0.25 = 9.04 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{f,min}$$

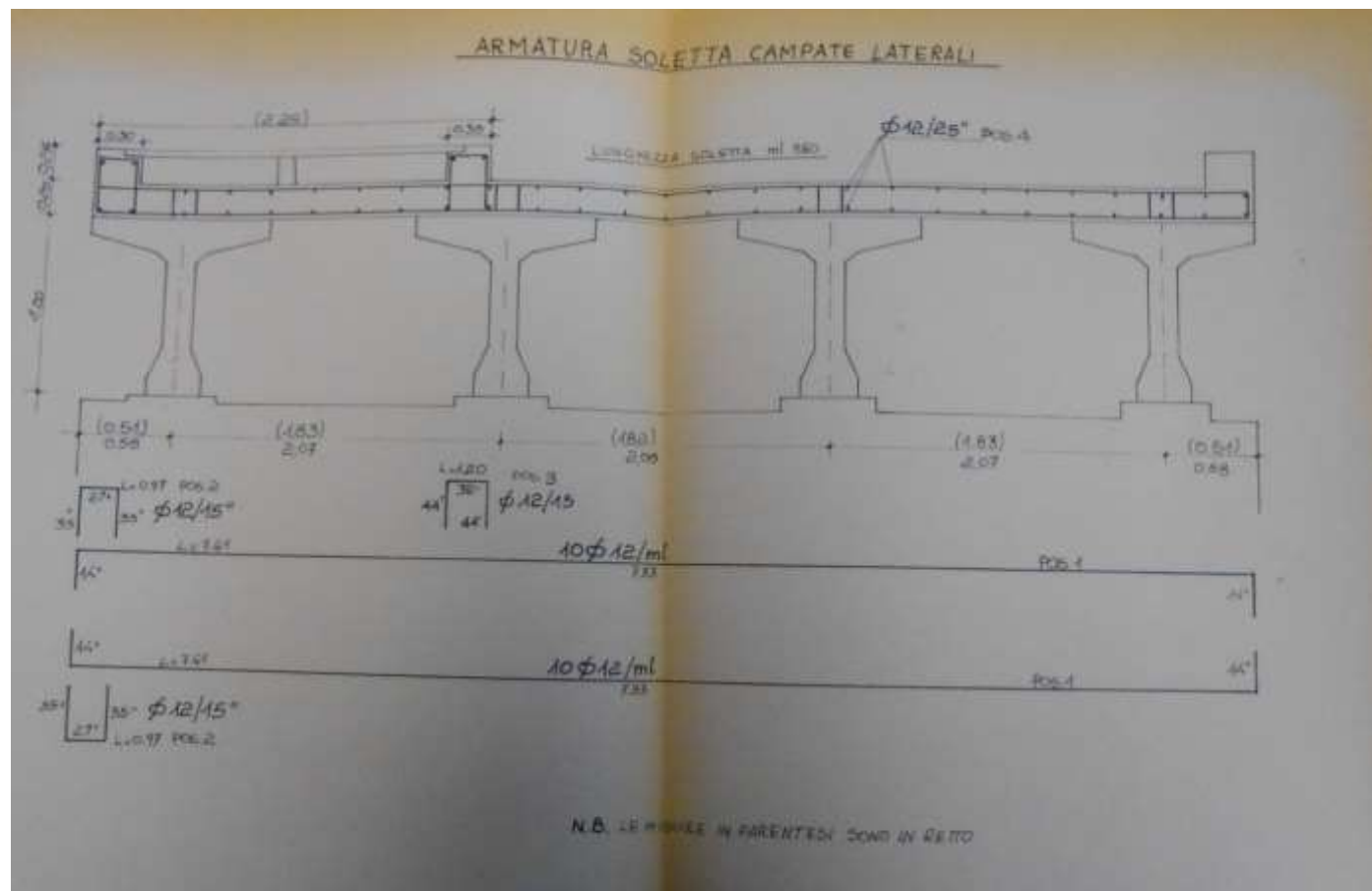


Figura 46:

Si disporranno comunque, a favore di sicurezza, nella zona di cucitura, barre  $\phi 14/25$  inferiormente e superiormente, previa rimozione del calcestruzzo cercando di conservare, per quanto possibile, le armature esistenti.

Si riporta, di seguito, la distribuzione degli sforzi normali longitudinali specifici indotti dalla Componente SLV-Y trasversale, che induce un comportamento membranale della soletta che collega l'intero impalcato, con vincoli trasversali prevalentemente forniti dalle Spalle:

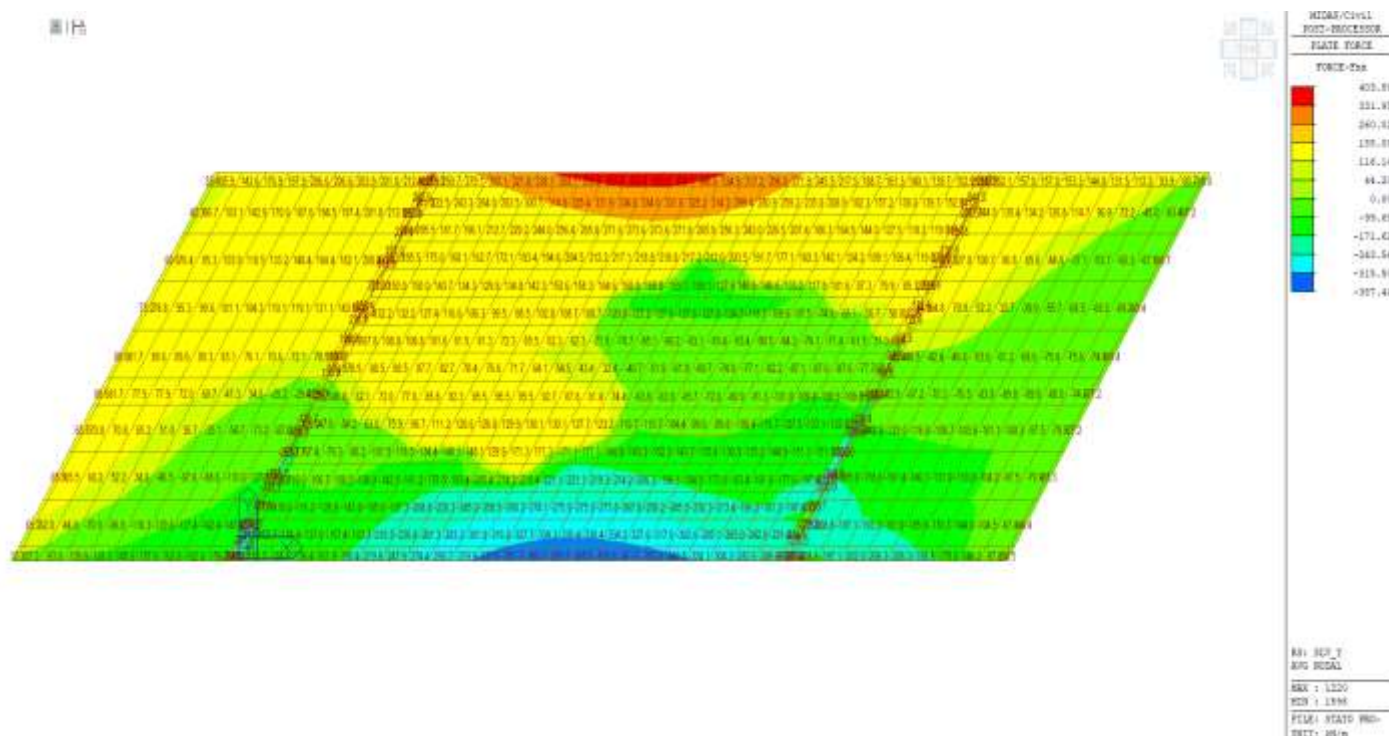


Figura 47: Storzi Assiali Specifici soletta dovuti a Sisma SLV y (Trasversale)

Si ricava in tal caso uno Sforzo Specifico di Trazione Massimo localizzato al Bordo che è pari a :

$$M_{Edmax} = 404 \text{ kN}\cdot\text{m} \times 0.5\text{m} \text{ (ampiezza estensione valor massimo)} = 202 \text{ kN/m}$$

L'armatura presente nel cordolo di bordo è costituita da 6  $\phi 12$  per uno sforzo resistente di calcolo pari a :

$$S_{Rd} = 3913 \cdot 6 \cdot 1.13 / 100 = 265 \text{ kN/m} > S_{Ed}$$