

**PROVINCIA DI BRESCIA  
AREA DEL TERRITORIO  
SETTORE DELLE STRADE E DEI TRASPORTI**



Piazza Tebaldo Brusato, 25121 Brescia (BS) P.IVA 03046380170 C.F. 80008750178 Tel: 0303749886  
e-mail: [viabilit @pec.provincia.bs.it](mailto:viabilit @pec.provincia.bs.it) [segreteriastrade@provincia.brescia.it](mailto:segreteriastrade@provincia.brescia.it)

**PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO**

**D.Lgs. 18 Aprile 2016 n.50 Codice dei contratti pubblici**

**PROGETTO**

**SP79 "SABBIO CHIESE-LUMIZZANE" MANUTENZIONE STRAORDINARIA AI PONTI AL  
KM 32+176 ED AL KM 33+090 IN COMUNE DI BIONE**

**DOCUMENTO**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

**TAV.**

**R3**

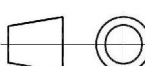
**PROGETTAZIONE**



**STUDIO D'INGEGNERIA CIVILE GIUSTACCHINI**  
Via Bonsignori 166, 25080 Prevalle (BS)  
Tel. / Fax ++39 030 6801893 / ++39 030 6187803  
E-mail [info@ingegneriagiustacchini.eu](mailto:info@ingegneriagiustacchini.eu)  
web [www.ingegneriagiustacchini.eu](http://www.ingegneriagiustacchini.eu)

**TIMBRO E FIRMA**

**GRUPPO DI LAVORO**  
Giustacchini Ing. Pierangelo  
Giustacchini Ing. Damiano  
Bossini Ing. Alberto  
Facchetti Ing. Andrea  
Girelli Geom. Matteo  
Goffi Ing. Viola  
Larovere Geom. Andrea  
Tanghetti Ing. Linda

IL PROGETTISTA:  GIUSTACCHINI PIERANGELO  INGEGNERE			DESCRIZIONE  Relazione di calcolo e fascicolo dei calcoli			
REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVATO	CODICE DOCUMENTO  22199	SCALA	PROIEZIONE  	FOGLIO  A4
01.09.2023	01.09.2023	01.09.2023				
GV	GP	GP				

6					
5					
4					
3					
2					
1					
REV.	DATA	REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVATO	DESCRIZIONE

## INDICE

1	PREMESSA .....	2
2	DESCRIZIONE DEI MANUFATTI EISTENTI.....	2
3	ANALISI STORICO-CRITICA e INDAGINI DIAGNOSTICHE.....	6
4	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO .....	6
4.1	Normativa vigente all'epoca del progetto.....	6
4.2	Normativa attualmente vigente .....	7
5	MATERIALI.....	7
6	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI .....	8
7	INFORMAZIONE SUL CODICE DI CALCOLO .....	9
7.1	Modelli numerici .....	9
7.2	Metodologia di modellazione e analisi.....	9
8	MODELLO DI CALCOLO .....	10
8.1	Circolare LL.PP del 14 febbraio 1962.....	10
8.2	Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, "Norme tecniche per le costruzioni 2018" .....	11
8.3	Combinazioni dei carico.....	20
9	ANALISI e VERIFICHE .....	21
9.1	Modellazione e verifiche ponte P012.....	22
9.1.1	Lista materiali introdotti:.....	22
9.1.2	Elemento a 4 nodi Lista sezioni introdotte:.....	23
9.1.3	Condizioni di carico.....	23
9.1.4	Combinazioni di carico .....	24
9.1.5	Principali risultati e verifiche .....	26
9.2	Modellazione e verifiche ponte P014.....	30
9.2.1	Lista materiali introdotti:.....	30
9.2.2	Elemento a 4 nodi Lista sezioni introdotte:.....	30
9.2.3	Condizioni di carico.....	31
9.2.4	Combinazioni di carico .....	32
9.2.5	Principali risultati e verifiche .....	34
9.3	Sostituzione della barriera di sicurezza .....	40
9.4	Verifica dell'incremento dei carichi in fondazione .....	45
9.4.1	Incremento dei carichi ponte P012.....	45
9.4.2	Incremento dei carichi ponte P014.....	46
10	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI .....	48
11	CONCLUSIONI .....	50
A.	ALLEGATO .....	52
B.	ALLEGATO .....	82

## 1 PREMESSA

La presente relazione viene redatta su incarico della Provincia di Brescia – Area del territorio settore delle strade e dei trasporti al fine di descrivere gli interventi per la manutenzione straordinaria ai ponti al km 32+176 e 33+090 della S.P. 79 “SABBIO CHIESE- LUMEZZANE” nel comune di Bione.

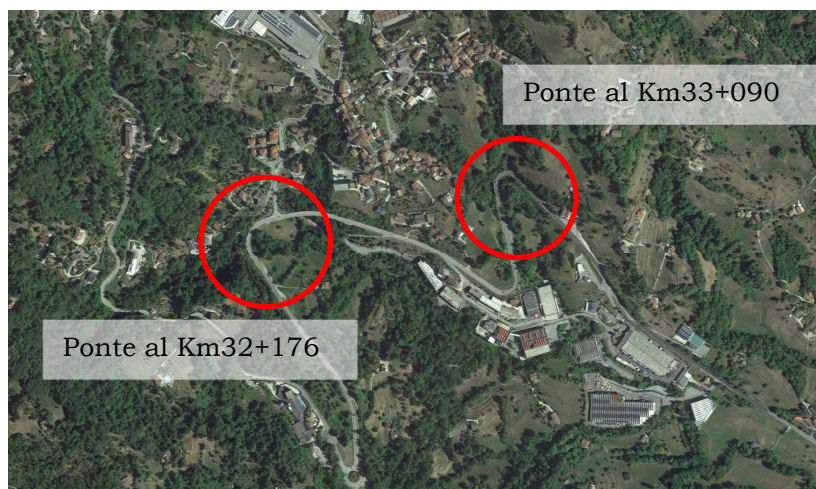
Entrambi i ponti, la cui costruzione viene ipotizzata intorno al 1975-1976 (prove per collaudo sono datate 1977) su progetto degli ingg. Ernesto Segre e Giorgio Pedrazzi, sono caratterizzati da travata continua iperstatica con tre campate l'uno (P012) e tre campate iperstatiche più una isostatica l'altro (P014). Entrambi i ponti sono caratterizzati da asse stradale curvilineo con impalcato costituito da trave a cassone e sbalzi in calcestruzzo armato, anche le spalle e le pile sono in calcestruzzo armato.

La presente relazione contiene:

- l'illustrazione delle caratteristiche e dei dati di input dei manufatti allo stato attuale, accompagnata dalle indagini diagnostiche svolte;
- l'analisi di vulnerabilità dei cavalcavia nella situazione attuale;
- la valutazione della necessità di interventi o meno sui manufatti.

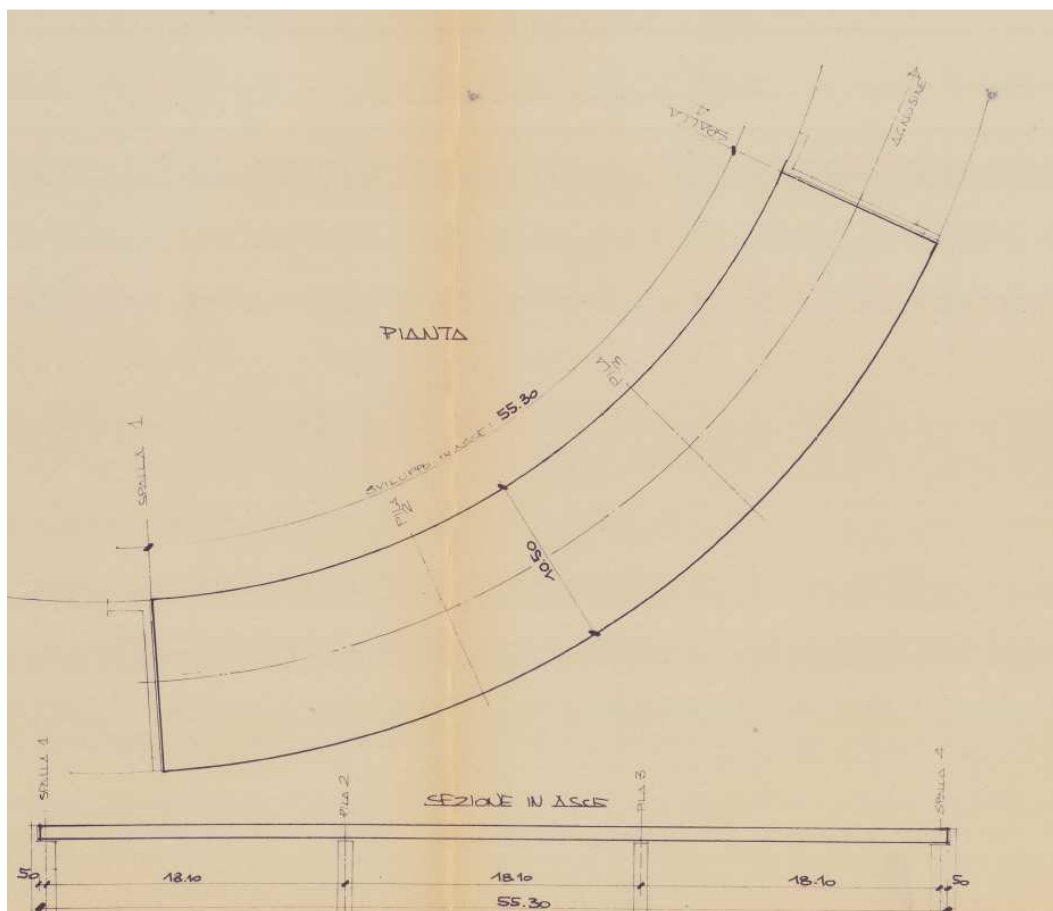
## 2 DESCRIZIONE DEI MANUFATTI EISTENTI

Si riportano di seguito le caratteristiche di entrambi i ponti oggetti della presente relazione. In particolare si indica con P012 il ponte collocato al chilometro 32+176 e con P014 il ponte posto al chilometro 33+090, così come indicato dall'ortofoto riportata di seguito:

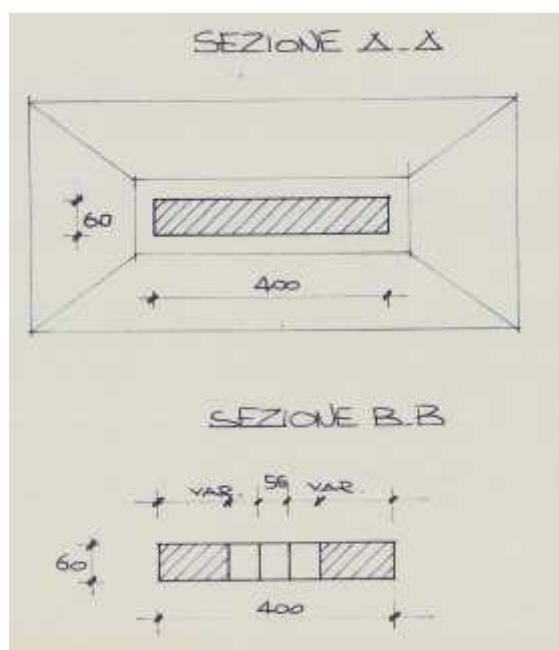
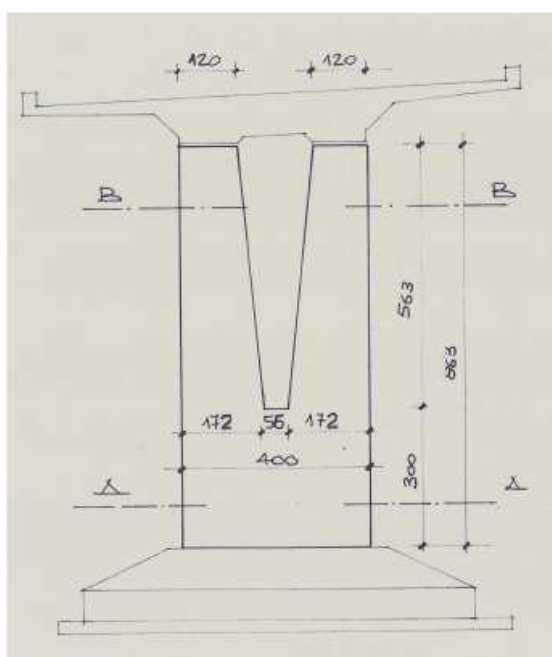
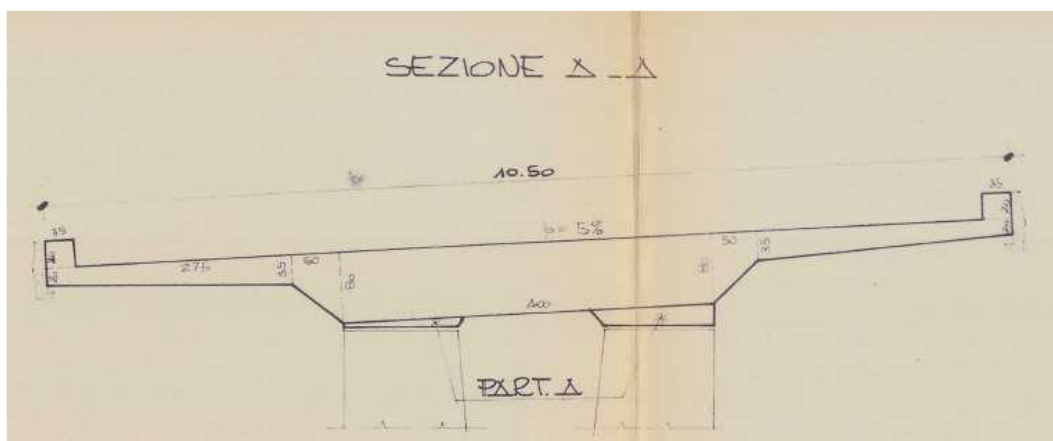


Il manufatto P012 si sviluppa in tre campate di luce 18,10m ciascuna, con un lunghezza complessiva di circa 54m. L'asse stradale risulta curvilineo, con raggio di curvatura pari a 50m, ed inclinato verso l'interno della curva con pendenza del 5-6% per agevolare lo smaltimento delle acque meteoriche. L'impalcato è costituito da soletta piena di spessore 80cm in C.A.P., con larghezza complessiva di 10,50m (considerando anche gli sbalzi laterali della soletta che sono caratterizzati da sezione rastremata con spessore da 20cm a 35cm). L'impalcato risulta in appoggio su due spalle di estremità e su due pile centrali: le pile hanno fusto ad Y che si incastra nel plinto di fondazione con appoggio diretto sul terreno mentre le spalle sono caratterizzate l'una da fondazione diretta e l'altra con fondazione su pozzo. La precompressione dell'impalcato viene effettuata sia longitudinalmente, con cavi da 36Ø7 tipo TECNICAVI, che trasversalmente mediante barre Ø32 tipo MC CALL-TECNICAVI.

Si riportano di seguito alcune immagini relative al progetto esecutivo dell'epoca relative al ponte P012:



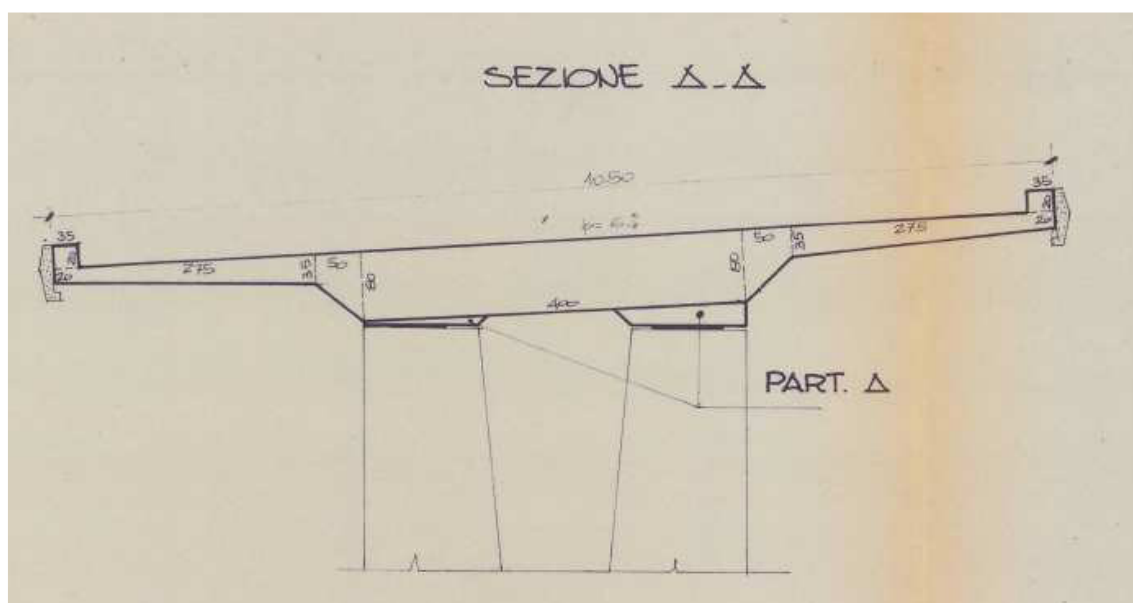
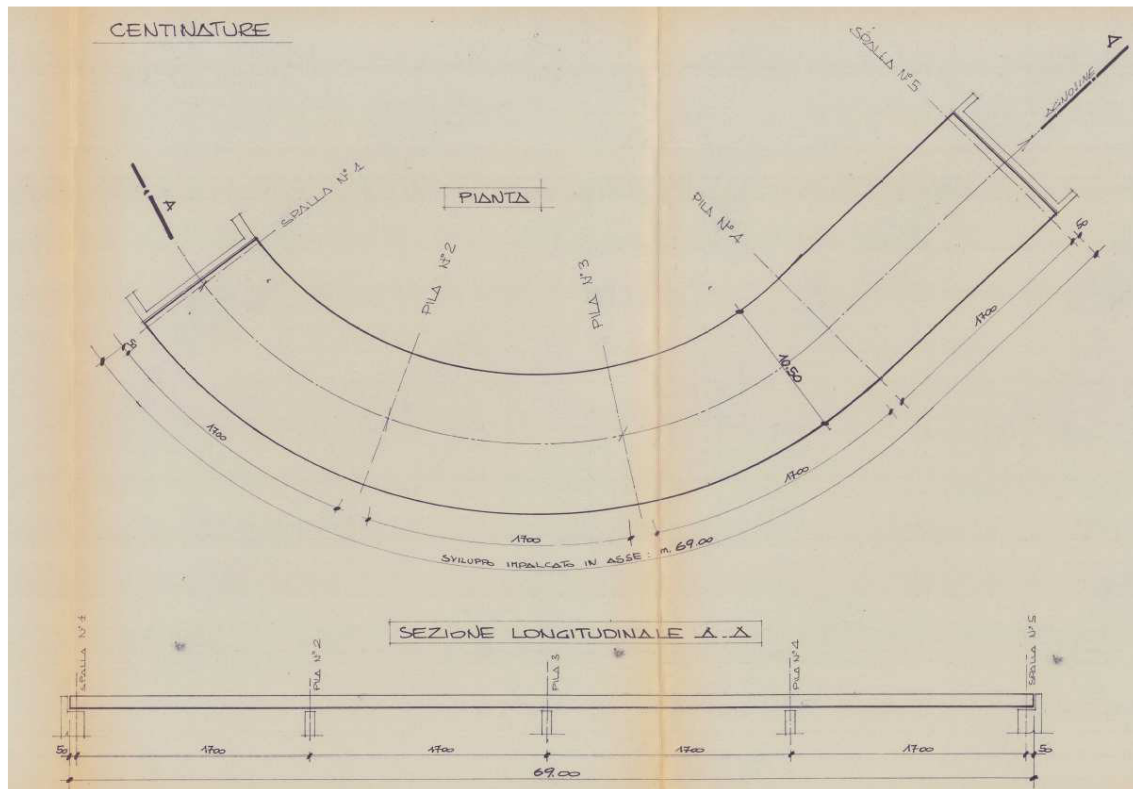




Per quanto riguarda invece il manufatto P014, esso è caratterizzato da struttura iperstatica a tre campate di luce 17,00m ciascuna, più una singola campata con schema isostatico. Il ponte ha lunghezza complessiva di circa 69m. L'asse stradale risulta curvilineo, con raggio di curvatura pari a 30m, ed inclinato verso l'interno della curva con pendenza del 5-6% per agevolare lo smaltimento delle acque meteoriche. Come per il manufatto P012, anche in questo caso l'impalcato è costituito da soletta piena di spessore 80cm in C.A.P., con larghezza complessiva di 10,50m (con sbalzi laterali della soletta caratterizzati da sezione rastremata). L'impalcato risulta in appoggio su due spalle di estremità e su tre pile centrali: le pile hanno i fusti che si connettono alla base, conflueno nel plinto di fondazione con appoggio diretto sul terreno. La precompressione dell'impalcato viene effettuata

sia longitudinalmente, con cavi da 36Ø7 tipo TECNICAVI, che trasversalmente mediante barre Ø32 tipo MC CALL-TECNICAVI.

Si riportano di seguito alcune immagini relative al progetto esecutivo dell'epoca relative al ponte P014:



### **3 ANALISI STORICO-CRITICA e INDAGINI DIAGNOSTICHE**

Entrambi i progetti esecutivi dei ponti sono datati 1976 (in particolare le tavole riportano la data 09.07.76 per il P012 e 25.04.76 per il P014) e rappresentano, così come indicato nel cartiglio, una sostituzione rispetto al prot. n.75/109. I progetti in possesso contengono elaborati grafici e, per il manufatto P012, anche la relazione di calcolo da cui si ricavano importanti informazioni relative alle carpenterie, alle armature ed a tutti i materiali impiegati. Le caratteristiche progettuali risultano in linea con quanto rilevabile in sito (anche mediante le indagini diagnostiche eseguite) e con quanto indicato nelle schede n. 267 e n. 271 redatte dall'Università di Brescia, responsabile scientifico ing. Minelli.

Le indagini strutturali vengono svolte dalla società C.G.G S.r.l; in particolare sui due manufatti vengono svolte le seguenti prove:

- *Prove su calcestruzzo:*
  - Determinazione della profondità di carbonatazione;
  - Prove sclerometriche;
  - Prove di estrazione Pull Out;
- *Prove su armature:*
  - Prova di trazione;
  - Prova di durezza Brinell;
- *Verifica stratigrafia*

L'indagine ha portato alla luce una situazione in linea con quanto indicato nella relazione di calcolo degli ingg. Segre e Pedrazzi per quanto concerne la resistenza sia del calcestruzzo impiegato sia delle barre di armatura. Per questo motivo, viste le indagini ed i rilievi eseguiti e viste le resistenze dei materiali, si ritiene raggiunto un livello di conoscenza LC3 con fattore di confidenza FC unitario.

### **4 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO**

#### **4.1 Normativa vigente all'epoca del progetto**

Come specificato nella relazione, i calcoli di progetto fanno riferimento alle seguenti normative:

-Legge 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica”

-Circolare LL.PP. n. 384 del 14/02/1962: Norme relative ai carichi dei ponti stradali

- Per la determinazione delle azioni della forza centrifuga: C.N.R. “Commissione di Studio delle norme tecniche relative al c.a. e al c.a.p.” – Pisa 30/06/76.

#### 4.2 Normativa attualmente vigente

- D.M. 17 Gennaio 2018 e allegate 'Norme tecniche per le Costruzioni'.
- Circolare 21/01/2019 n. 7 / CSLPPI Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle 'Norme tecniche per le Costruzioni' di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti come allegato al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 88/2019, espresso in modalità “agile” a distanza dell'assemblea Generale in data 17.04.2020

### 5 MATERIALI

I materiali di progetto vengono indicati sia nelle tavole di progetto sia nella relazione di calcolo, di cui si riporta un estratto:

2.	<u>MATERIALI E TASSI DI LAVORO</u>
2.1.	<u>Magrone</u> $R'_{bk} \geq 150 \text{ Kg/cm}^2$ .
2.2.	<u>Fondazione, elevazione di pile e spalle</u> $R'_{bk} \geq 300 \text{ Kg/cm}^2$ .
2.3.	<u>Soletta in c.a.p.</u> $R'_{bk} \geq 350 \text{ Kg/cm}^2$ . Si prevede per tutte le classi di cls. l'impiego di cemento 425. La granulometria dovrà essere predeterminata e gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da impurità.
2.4.	<u>Acciaio ordinario.</u> Si prevede l'impiego di FeB 44 K non controllato in stabilimento in tutto conforme a quanto previsto nella normativa vigente per tale tipo di acciaio. Tasso di lavoro ammissibile $\leq 2200 \text{ Kg/cm}^2$ .
2.5.	<u>Acciaio armonico per cavi:</u> $R_{ak} \geq 160 \text{ Kg/mm}^2$ . $R_{ak} (0,2) \geq 145 \text{ Kg/mm}^2$ .
2.6.	<u>Acciaio per barre di precompressione</u> $R_{ak} \geq 100 \text{ Kg/mm}^2$ . $R_{ak} (S) \geq 85 \text{ Kg/mm}^2$ .

Le resistenze dei materiali vengono confermate dai certificati delle prove di accettazione dei materiali svolte in data 15.11.1977 e dai controlli in stabilimento per i fili in acciaio per cemento armato precompresso.

Tali valori di resistenza vengono quindi accertati e confermati mediante indagini distruttive e non distruttive eseguite in situ dalla società C.G.G S.r.l che ha rilasciato i rapporti di prova R/23PC/247 del 27/03/2023 e R/23PC/329 del 30/03/2023.

## **6 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI**

Sulla base di tutte le analisi eseguite e della documentazione disponibile inerente ai manufatti, l'intervento previsto risulta volto al ripristino ed al miglioramento dei parametri di durabilità del calcestruzzo piuttosto che ai parametri di resistenza. Dalle indagini e dai sopralluoghi eseguiti gli impalcati risultano infatti gli elementi che necessitano di interventi manutentivi dovuti alla scarsa impermeabilizzazione degli stessi.

In particolare gli interventi previsti, che come descritto in seguito non riguardano le parti strutturali dei manufatti, sono relativi a:

- Ripristino copriferro e acciaio di armatura nella parti degradate;
- Interventi su impermeabilizzazione e sistemazione dello scarico acque.

Tali interventi vengono eseguiti in maniera da non comportare un aumento dei carichi di progetto e permettere l'impermeabilizzazione della soletta, essendo questo l'aspetto più critico e per il quale risulta necessario intervenire sui due ponti. In questo modo si ottiene un miglioramento delle caratteristiche di durabilità degli impalcati.

Il progetto originario di entrambi i manufatti è stato eseguito in assenza delle azioni sismiche. Si evidenzia che l'analisi in oggetto, riguardando il singolo elemento strutturale "impalcato", non è volta a prevedere l'adeguamento sismico delle strutture nella loro globalità bensì il solo mantenimento o miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti (l'intervento si configurerebbe quindi, secondo NTC2018, come di tipo locale). Per questo motivo l'analisi svolta è di tipo statica e non prende in considerazione le azioni sismiche.

## **7 INFORMAZIONE SUL CODICE DI CALCOLO**

### **ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE**

Titolo: WinStrand

Autore: En.Ex.Sys – Via Tizzano 46/2; Casalecchio di Reno (BO)

Produttore: En.Ex.Sys – Via Tizzano 46/2; Casalecchio di Reno (BO)

Distributore: En.Ex.Sys – Via Tizzano 46/2; Casalecchio di Reno (BO)

Licenza: 1914GSTCCP

Versione: 2023-065

### **AFFIDABILITÀ E CONVALIDA DEL SOFTWARE**

È stata effettuata un'attenta analisi della documentazione fornita dal produttore e descritta in precedenza, estraendo informazioni relative ai limiti e alle modalità di utilizzo del software utilizzato. A seguito di tali attività, è opinione del sottoscritto che gli strumenti informatici utilizzati per tale lavoro forniscano le necessarie garanzie e siano stati utilizzati in contesti e con modalità compatibili con quanto dichiarato dal produttore (si allegano i test di validazione del software).

#### **7.1 Modelli numerici**

Per l'analisi ed il dimensionamento delle strutture in oggetto sono stati impiegati differenti modelli di calcolo, così come rappresentato in seguito. Questi modelli consistono in una struttura composta da elementi unidimensionali (travi) e/o bidimensionali (mesh) disposti in modo da simulare al meglio la situazione reale. I vincoli esterni in corrispondenza delle spalle e delle pile sono sempre stati modellati come cerniere.

#### **7.2 Metodologia di modellazione e analisi**

È stata effettuata la seguente analisi: Analisi statica. La struttura in questione è stata modellata utilizzando un programma agli elementi finiti della En.Ex.Sys. Srl, Via Tizzano 46/2, Casalecchio di Reno (Bologna), denominato WINSTRAND.



## 8 MODELLO DI CALCOLO

### 8.1 Circolare LL.PP del 14 febbraio 1962

Il modello di calcolo della struttura è stato eseguito in seguito all'analisi della relazione di calcolo eseguita all'epoca della progettazione, in modo da valutare in maniera precisa la modalità di calcolo e la tipologia dei carichi impiegati nella progettazione. In particolare, all'epoca della progettazione, era vigente la Circolare LL.PP. del 14 febbraio 1962 "Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali" di cui si riportano alcuni estratti relativi ai carichi mobili verticali da considerare; i ponti risultano appartenere alla 1<sup>a</sup> categoria in quanto sono destinati al transito di carichi civili e militari.

#### A) CLASSIFICA DELLE STRADE.

Ai fini dei carichi da considerarsi per il calcolo dei manufatti, le strade si suddividono in due categorie:

- 1<sup>a</sup> categoria: strade destinate al transito di carichi civili e militari;
- 2<sup>a</sup> categoria: strade destinate al transito dei soli carichi civili (strade di interesse locale e vicinale).

#### B) SCHEMI DI CARICO:

- schema 1: colonna indefinita di autocarri da 12 tonn.
- schema 2: rullo compressore isolato da 18 tonn.
- schema 3: folla compatta in ragione di 400 kg/m<sup>2</sup>.
- schema 4: treno indefinito di carichi militari da 61,5 tonn.
- schema 5: treno indefinito di carichi militari da 32 tonn.
- schema 6: carico militare isolato da 74,5 tonn.

La larghezza di ingombro trasversale degli schemi n. 1 e 2 è di m. 3,11, quella degli schemi 4, 5 e 6 è di m. 3,50.

#### C) SCHEMI DI CARICO DA ADOTTARE NEL CALCOLO DEI PONTI DELLE STRADE.

##### 1<sup>a</sup> Categoria:

— uno schema militare: il più gravoso tra gli schemi 4, 5 e 6 affiancato da una o più colonne di autocarri (schema 1) e folla compatta (schema 3) sui marciapiedi.

##### 2<sup>a</sup> Categoria:

La più sfavorevole delle seguenti condizioni:

- una o più colonne indefinite di autocarri (schema 1) e folla compatta (schema 3) sui marciapiedi.
- uno o più rulli compressori (schema 2) affiancati e folla compatta (schema 3) sui marciapiedi.

#### D) SOVRASTRUTTURE STRADALI.

Per la sovrastruttura stradale (compresa la pavimentazione) dovrà considerarsi un carico permanente calcolato in relazione al tipo di sovrastruttura adottata, e comunque non inferiore a 200 km/mq.

## II

#### A) AZIONE DINAMICA.

Per tener conto delle azioni dinamiche, per luci comprese da 0 a 100 m., i carichi accidentali dovranno essere moltiplicati per il coefficiente:

$$\phi = 1 + (100 - L)^2 : 100 (250 - L)$$

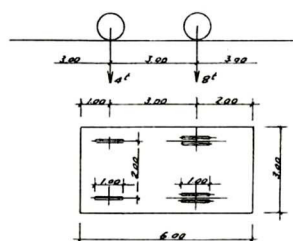
Ove  $L$ , espressa in metri, è: per la struttura principale la distanza fra gli appoggi a terra; per le solette e le nervature la luce corrispondente.

Per  $L \geq 100$  m. si dovrà assumere  $\phi = 1$ .

#### CARICHI CIVILI

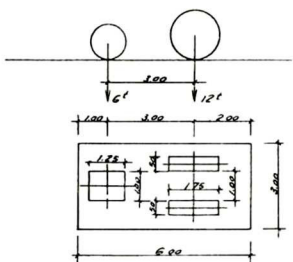
##### SCHEMA

Colonna indefinita di autocarri da 12 t



##### SCHEMA 2

Rullo compressore isolato da 18 t



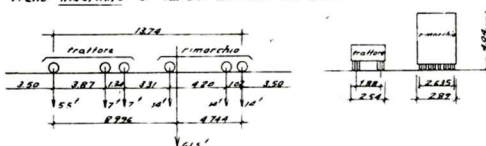
##### SCHEMA 3

Folla compatta (400 Kg/m²)

#### CARICHI MILITARI

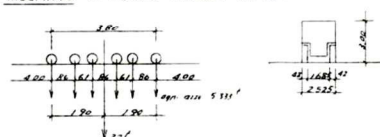
##### SCHEMA 4

Treno indefinito di carichi militari da 615 t



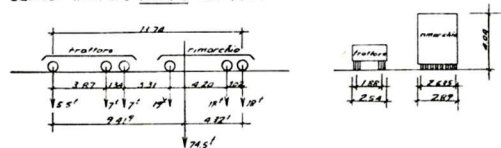
##### SCHEMA 5

Treno indefinito di carichi militari da 12 t



##### SCHEMA 6

Carica militare isolata da 745 t



La precompressione delle solette è stata invece valutata come carico verticale e come carico orizzontale, determinando il conseguente effetto torcente sulle solette. La tensione al martinetto viene valutata pari a 130 kg/mm².

## 8.2 Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, “Norme tecniche per le costruzioni 2018”

L'analisi dello stato di fatto e la valutazione dei possibili interventi sugli impalcati sono quindi stati valutati secondo normativa vigente. In accordo con il DM 17/01/2018 i manufatti vengono classificati secondo paragrafo 5.1.3.3.4 delle NTC2018 come “ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore”.

In particolare per i ponti in oggetto la normativa prevede di considerare i seguenti carichi:

### - Carichi permanenti:

I carichi sono costituiti dal peso proprio della soletta con porzione centrale di spessore 80cm e sbalzi laterali di spessore 20cm. Per i carichi permanenti portati

si distingue la situazione pre-intervento da quella post-intervento, considerando il rinforzo che verrà eseguito in corrispondenza dell'impalcato descritto al paragrafo 9.2.6 della relazione. I carichi possono essere quindi così riassunti:

Analisi carichi permanenti:

Descrizione	Carico pre-intervento
Peso proprio soletta sp. 80cm	2000 daN/mq
Peso proprio soletta sp. 20cm	500 daN/mq
Carichi permanenti portati	300 daN/mq

Descrizione	Carico post-intervento (cordolo)
Peso proprio soletta sp. 80cm	2000 daN/mq
Peso proprio soletta sp. 85cm (campata isostatica)	2125 daN/mq
Peso proprio soletta sp. 25cm	625 daN/mq
Carichi permanenti portati zona sp.80cm	385 daN/mq
Carichi permanenti portati zona sp. 85cm (campata isostatica)	265 daN/mq
Carichi permanenti portati zona sp.25cm	265 daN/mq

- **Carichi mobili – carichi verticali ( $q_1$ ):**

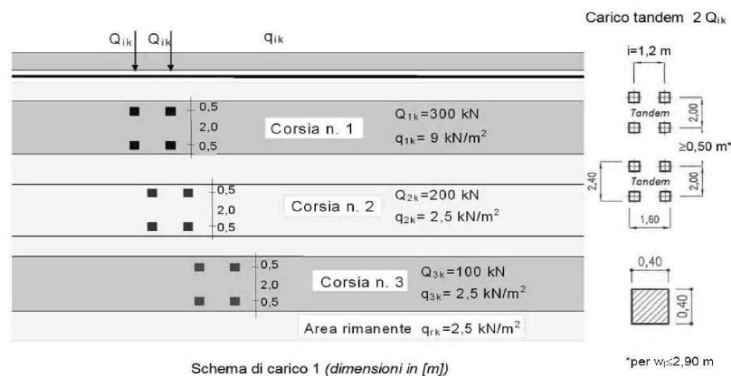
In funzione dei carichi ammessi al transito e come descritto precedentemente, i manufatti in oggetto vengono classificati secondo paragrafo 5.1.3.3.4 delle NTC2018 come “ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore”.

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi.

Nel caso in oggetto, la larghezza della superficie carrabile è pari a 10,50m così suddivisa:

- 0,75 m = Area rimanente n.1
- 3,00 m = Corsia n.1
- 3,00 m = Corsia n.2
- 3,00 m = Corsia n.3
- 0,75 m = Area rimanente n.2

Essendo le opere in oggetto dei ponti con traffico veicolare, vengono applicati sull'impalcato carichi mobili costituiti da forze concentrate in tandem e carichi uniformemente distribuiti sulla superficie carrabile secondo quanto riportato nello *Schema di Carico 1* definito dalla normativa.



Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

- **Azioni variabili da traffico: incremento dinamico ( $q_2$ )**

L'effetto dinamico per pavimentazioni stradali di media rugosità è incluso nei carichi mobili come descritto al punto 5.1.3.4 delle NTC 2018 e, non essendoci interruzioni della continuità strutturale della soletta, non è necessario incrementare i carichi mobili.

- **Azioni variabili da traffico: azione longitudinale di frenamento o di accelerazione ( $q_3$ )**

La forza di frenamento viene calcolata come definito al paragrafo 5.1.3.5 delle NTC 2018 secondo la seguente formula valida per i ponti di prima categoria:

$$- \quad 180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{k1}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

*Ponte P012:* Considerando una luce pari a 54 m e la larghezza della corsia convenzionale pari a 3,00 m si ottiene una forza di frenamento pari a:

$$0,6 (600 \text{ kN}) + 0,1 \times (9 \text{ kN/mq}) \cdot (3,00\text{m}) \cdot (54\text{m}) = 50580 \text{ daN}$$

*Ponte P014:* Considerando una luce pari a 69 m e la larghezza della corsia convenzionale pari a 3,00 m si ottiene una forza di frenamento pari a:

$$0,6 (600 \text{ kN}) + 0,1 \times (9 \text{ kN/mq}) \cdot (3,00\text{m}) \cdot (69\text{m}) = 54630 \text{ daN}$$

Di conseguenza la forza uniformemente distribuita, applicata a livello della pavimentazione e agente lungo l'asse della corsia caricata è pari a:

$$\text{Ponte P012:} \quad q_3 = 50580 \text{ daN} / 54 \text{ m} = 940 \text{ daN/m}$$

$$\text{Ponte P014:} \quad q_3 = 54630 \text{ daN} / 69 \text{ m} = 792 \text{ daN/m}$$

- **Azioni variabili da traffico: azione centrifuga ( $q_4$ )**

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III delle NTC2018, essendo  $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$  il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

$$q_4 = 0,2 \cdot Q_v = 0,2 \cdot 1200 \text{ kN} = 240 \text{ kN}$$

- **Carichi della neve ( $q_5$ ):**

Così come indicato al paragrafo 5.1.3.7 delle NTC2018, per le azioni della neve vale quanto riportato al Capitolo 3 della normativa stessa. Inoltre, salvo che per i ponti coperti, il carico della neve si considera non concomitante con i carichi da traffico. Le sollecitazioni dovute alla neve, di conseguenza, risultano minori e non dimensionanti rispetto a quelle dei carichi mobili da traffico.

- **Azioni sismiche (E):**

Così come riportato sopra, l'analisi viene svolta secondo quanto previsto dal paragrafo 8.4.1 delle NTC2018 per gli interventi di tipo "locale". Per questo motivo non vengono prese in considerazione le azioni dovute al sisma.

- **Carico eccezionale:**

Su richiesta della Provincia di Brescia, oltre ai carichi mobili previsti da NTC2018, sono stati valutati anche gli effetti del transito di un carico eccezionale sui manufatti. Le valutazioni sono state eseguite secondo gli schemi forniti dalla Provincia, così riassumibili:

**SCHEMA A-CONVOGLIO 108 TON**

Peso massimo assi 13 ton - lunghezza convoglio 16,50 m

Condizioni di transito: Transito in asse corsia isolato, traffico nel senso opposto presente con unica esclusione di altri T.E. (traffico leggero).

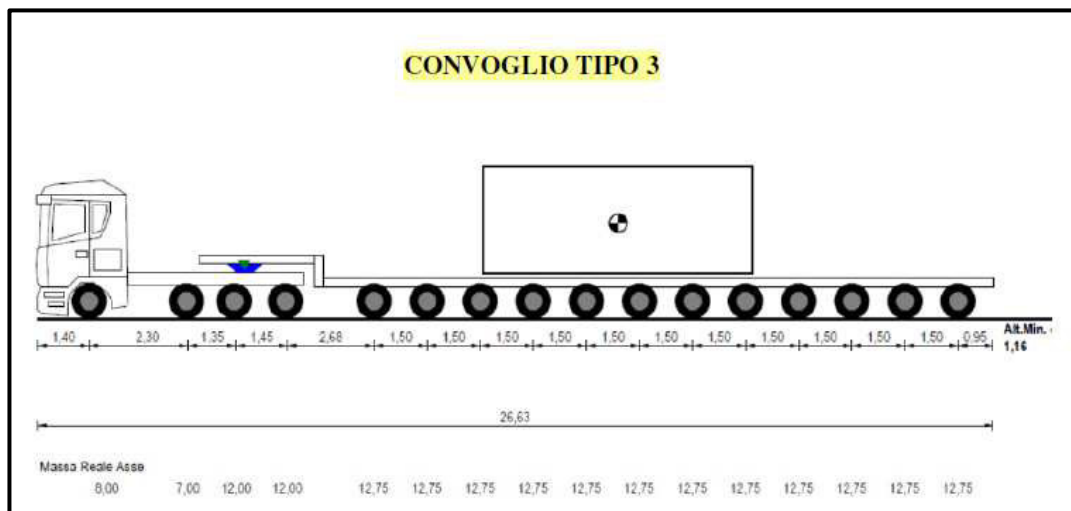
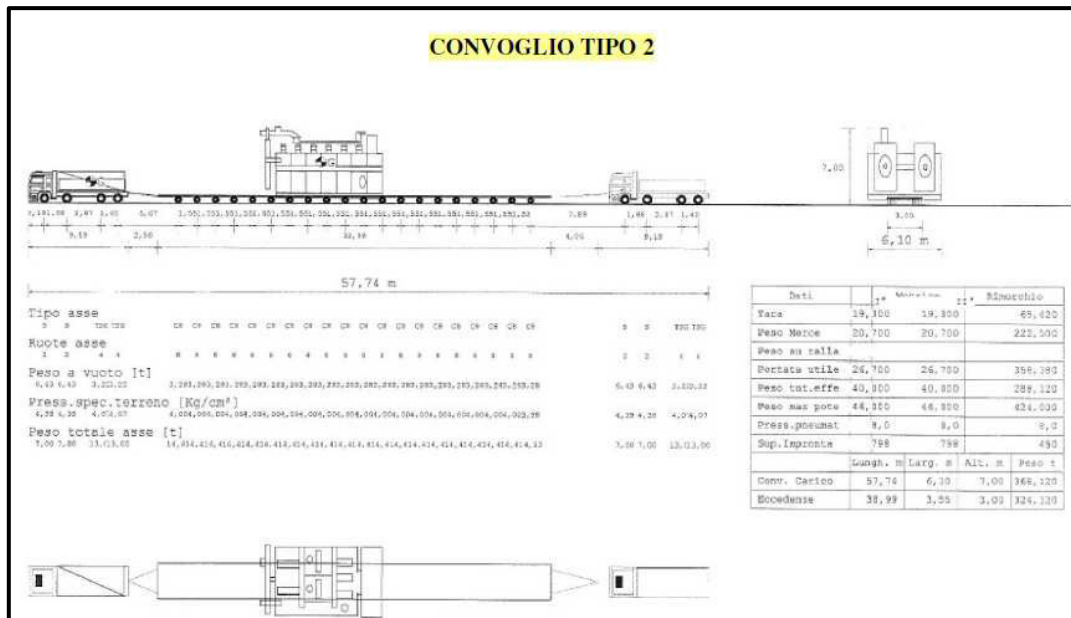
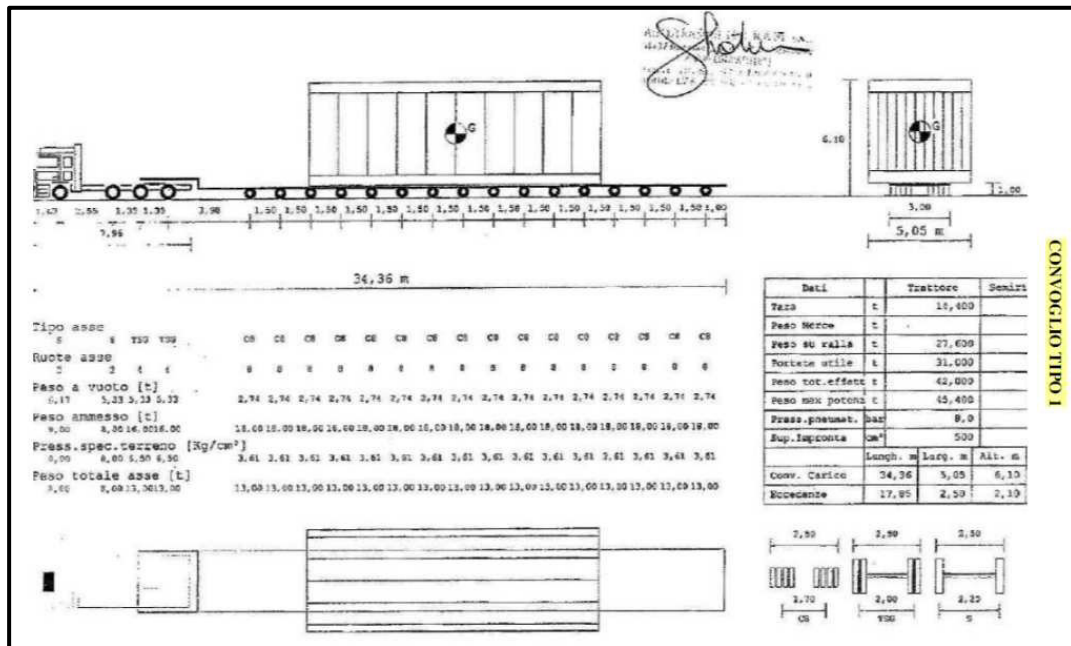
**SCHEMA B-CARICO ECCEZIONALE OLTRE 108 TON**

Si riportano di seguito gli schemi da utilizzare, in funzione delle seguenti condizioni:

- transito isolato del convoglio (non contemporaneo ad altri carichi accidentali significativi)
- transito in asse carreggiata (transito eccentrico rispetto all'asse trasversale dell'impalcato)

In sostanza è possibile considerare un convoglio tipo con carico su n. 18 assi di 13-14 tonnellate e distanza tra assi di 1,50 m, con motrice di peso complessivo 45ton su lunghezza 10m.

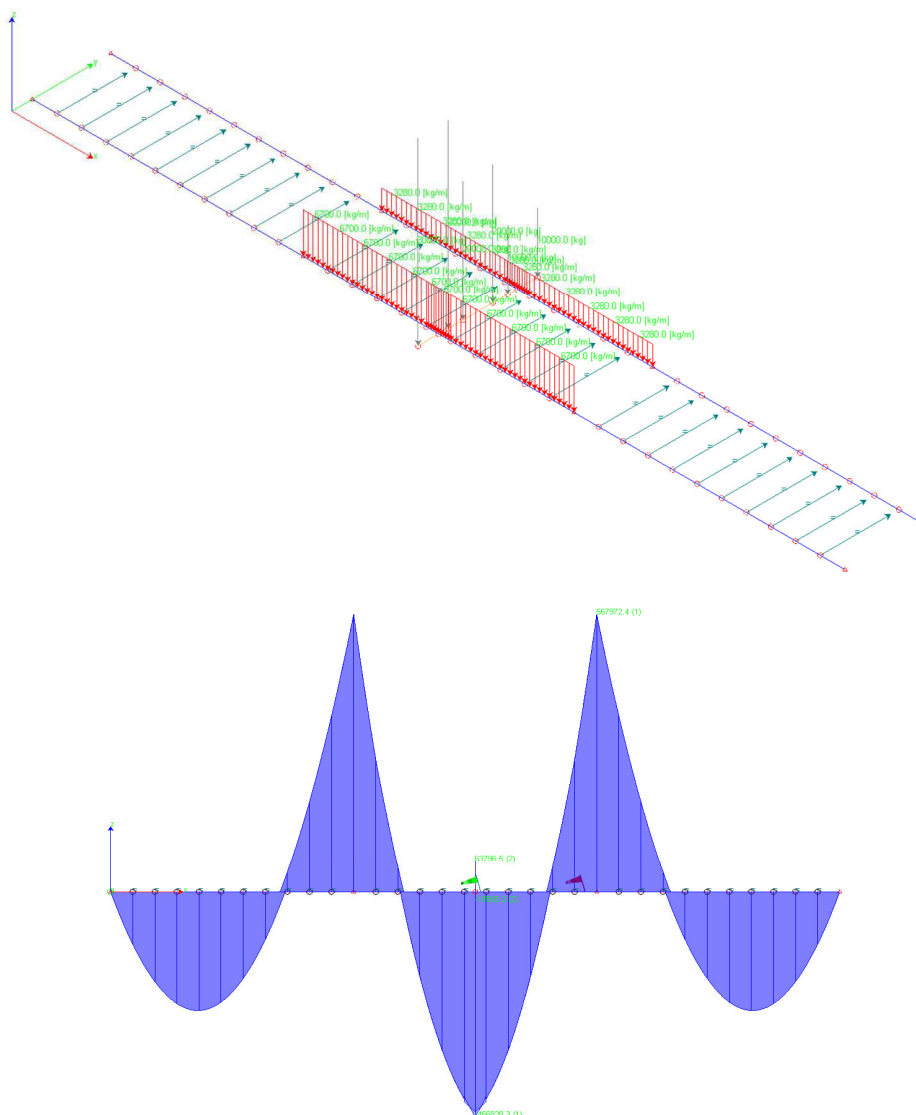




Si procede quindi al confronto tra le sollecitazioni generate sull'impalcato dagli schemi di carico secondo normativa e secondo gli schemi richiesti dalla Provincia. Come dimostrato in seguito, si ottiene che gli schemi secondo NTC2018 risultano maggiormente cautelativi rispetto a quelli forniti dalla Provincia di Brescia e per questo motivo verranno tralasciati nello studio e nel dimensionamento generale degli impalcati. Si precisa che il confronto viene eseguito sul modello "semplificato" con l'impalcato modellato come singole travi (si riporta in seguito la verifica della corrispondenza tra modello a travi e modello a mesh – *Paragrafo 10*) e per il solo caso del ponte P012 in quanto l'analisi del manufatto P014 condurrebbe alle medesime conclusioni.

#### *Confronto sollecitazioni:*

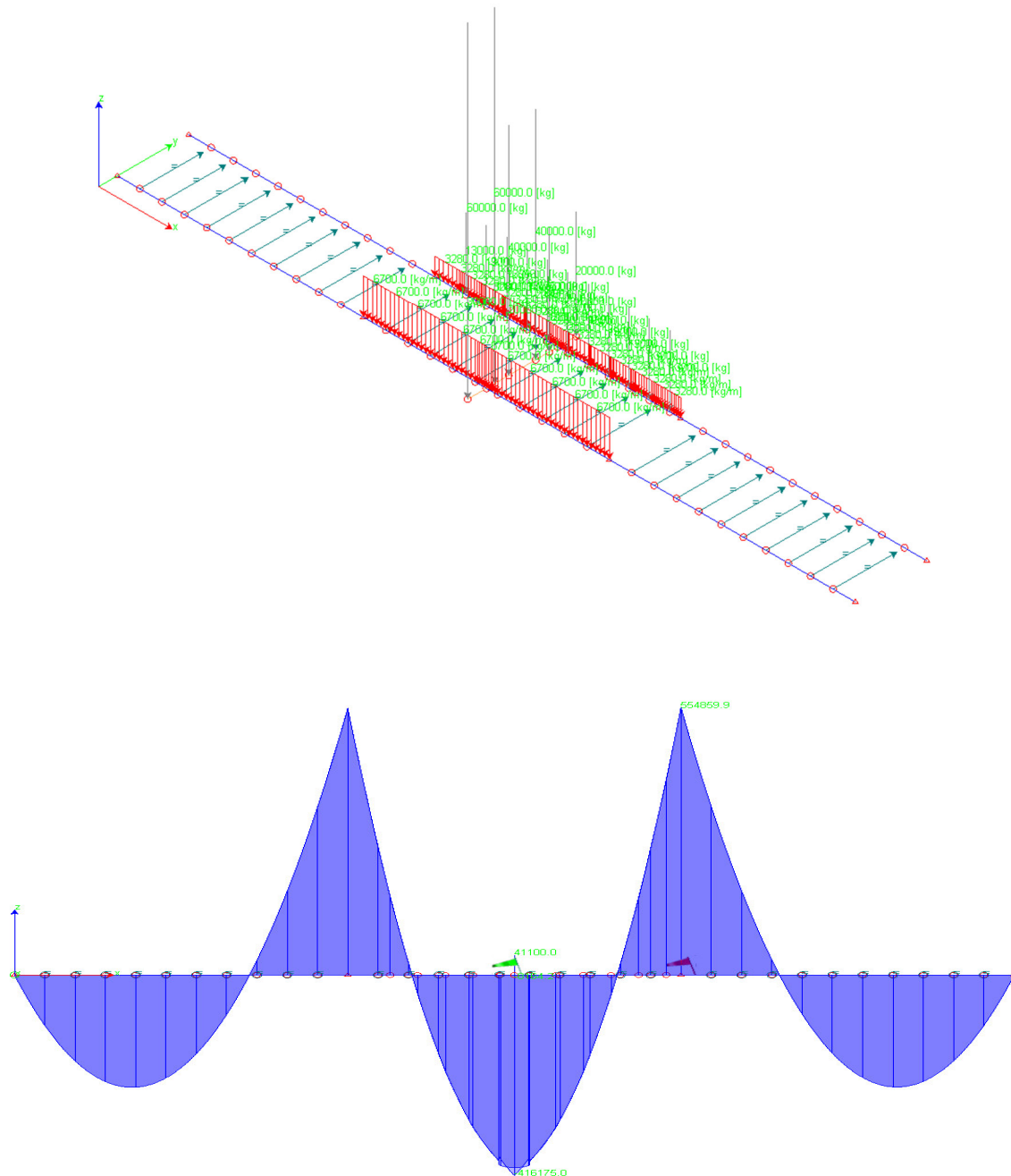
- Carichi da normativa NTC2018



$$M_{Ed(-)} = 567972,4 \text{ daNm} \cdot 2 = 1135944,8 \text{ daNm}$$

$$M_{Ed(+)} = 456828,3 \text{ daNm} \cdot 2 = 913656,6 \text{ daNm}$$

- Carico Eccezionale – Schema A

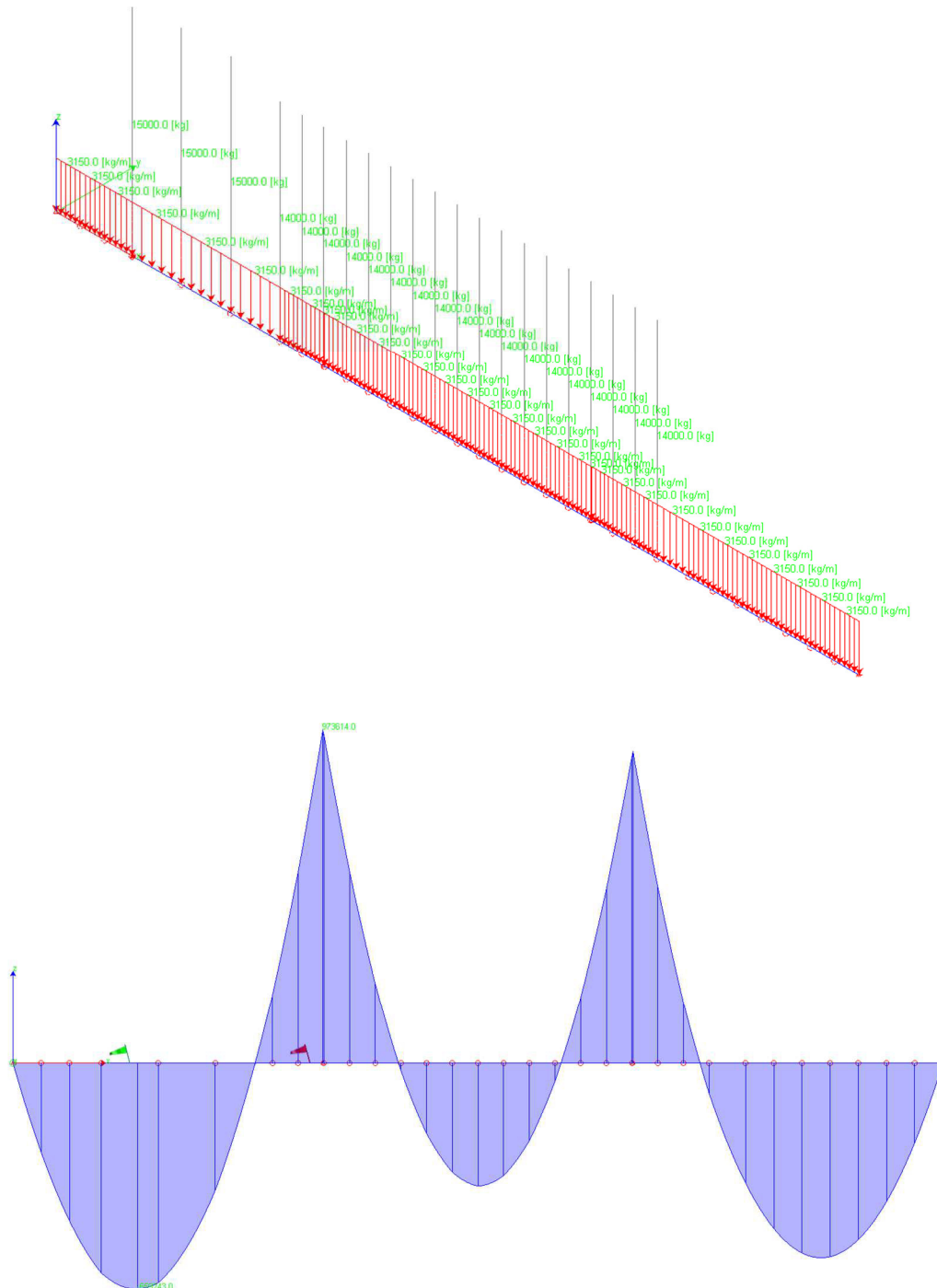


$$M_{Ed(-)} = 554859,9 \text{ daNm} \cdot 2 = 1109719,8 \text{ daNm} < 1135944,8 \text{ daNm}$$

$$M_{Ed(+)} = 416175,0 \text{ daNm} \cdot 2 = 832350 \text{ daNm} < 913656,6 \text{ daNm}$$

- Carico Eccezionale – Schema B

Per una maggiore semplicità di applicazione dei carichi, lo schema B viene modellato utilizzando una sola trave a cui vengono applicati i carichi richiesti dalla Provincia.



$$M_{Ed(-)} = 973614 \text{ daNm} < 1135944,8 \text{ daNm}$$

$$M_{Ed(+)} = 659243 \text{ daNm} < 913656,6 \text{ daNm}$$

### 8.3 Combinazioni dei carico

Nel capitolo 5 delle NTC2018 al paragrafo 5.1.3.14 si riportano i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni agli SLU ed i coefficienti di combinazione per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali di cui si riportano due estratti tabellari:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>m</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, secondo quanto riportato al paragrafo 5.1.3.14 le combinazioni riportate nella tabella seguente:

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti pedonali						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

## Schemi di carico

Per entrambi i manufatti sono stati considerati differenti schemi di carico al fine di ottenere le massime sollecitazioni. In particolare viene studiata la disposizione dei carichi in modo da massimizzare le sollecitazioni in corrispondenza dell'impalcato, in quanto risulta essere l'elemento più critico per entrambi i ponti in oggetto. A tale fine, i carichi vengono disposti secondo lo *Schema di Carico 1* definito da normativa; essendo l'asse dei ponti curvi, la posizione della "corsia 1" e dei relativi carichi viene alternata al fine di massimizzare le sollecitazioni dell'impalcato sia in campata sia all'appoggio.

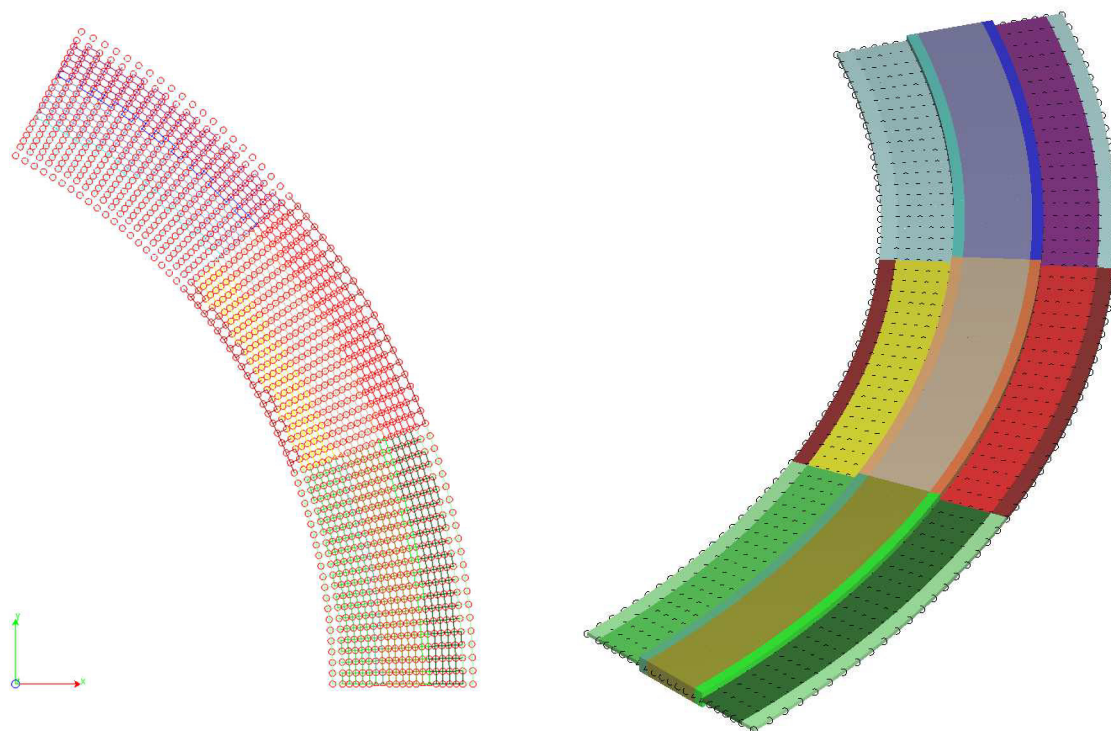
## 9 ANALISI e VERIFICHE

Alla luce di tutte le considerazioni svolte sopra, è stata effettuata dapprima la verifica delle strutture esistenti secondo la normativa vigente, in modo da valutare la necessità o meno di interventi di rafforzamento strutturale dell'impalcato. Si riportano di seguito la modellazione, le analisi e le verifiche effettuate su entrambi i manufatti.



## 9.1 Modellazione e verifiche ponte P012

Si riporta di seguito il modello eseguito per questo ponte:



*Modello ponte P012*

Come descritto sopra i carichi applicati sono quelli relativi a:

- Peso proprio della struttura
- Permanente portato
- Carichi mobili da traffico
- Azione di frenamento
- Azione centrifuga

L'analisi svolta è di tipo statica.

### 9.1.1 Lista materiali introdotti:

Materiale Numero	Info	Tipo	E [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\alpha$ 1/[1/°C]	Peso Specifico [kg/m <sup>3</sup> ]
1	Calcestruzzo	Calcestruzzo	300000.0	0.12	0.000012	2500.0

### 9.1.2 Elemento a 4 nodi Lista sezioni introdotte:

Sez. Mat. Spessore [cm]

1	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsie Lateralì - Sp.20cm (Campata 1)SigmaZ=0
2	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsia 1 - Sp.20cm (Campata 1)SigmaZ=0
3	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 1 - Sp.80cm (Campata 1)SigmaZ=0
4	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 2 - Sp.80cm (Campata 1)SigmaZ=0
5	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 3 - Sp.80cm (Campata 1)SigmaZ=0
6	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsia 3 - Sp.20cm (Campata 1)SigmaZ=0
7	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsie Lateralì - Sp.20cm (Campata centrale)SigmaZ=0
8	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsia 1 - Sp.20cm (Campata centrale)SigmaZ=0
9	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 1 - Sp.80cm (Campata centrale)SigmaZ=0
10	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 2 - Sp.80cm (Campata centrale)SigmaZ=0
11	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 3 - Sp.80cm (Campata centrale)SigmaZ=0
12	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsia 3 - Sp.20cm (Campata centrale)SigmaZ=0
13	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsie Lateralì - Sp.20cm (Campata 2)SigmaZ=0
14	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsia 1 - Sp.20cm (Campata 2)SigmaZ=0
15	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 1 - Sp.80cm (Campata 2)SigmaZ=0
16	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 2 - Sp.80cm (Campata 2)SigmaZ=0
17	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 3 - Sp.80cm (Campata 2)SigmaZ=0
18	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsia 3 - Sp.20cm (Campata 2)SigmaZ=0

### 9.1.3 Condizioni di carico

Le condizioni di carico impiegate sono n.10:

Condizione	
1	Peso Proprio

Condizione	
2	Permanente portato
3	Variabile traffico distribuito (Corsia Interna)
4	Variabile Traffico Tandem (Corsia Interna)
5	Variabile traffico distribuito (Corsia Esterna)
6	Variabile Traffico Tandem (Corsia Esterna)
7	Variabile traffico distribuito (Corsia Centrale)
8	Variabile Traffico Tandem (Corsia Centrale)
9	Forza Frenamento
10	Forza Centrifuga

#### 9.1.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico impiegate sono n.22:

##### Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero	
1	SLU Gruppo 1 (Corsia Interna)
2	SLU Gruppo 1 (Corsia Esterna)
3	SLU Gruppo 1 (Corsia Centrale)
4	SLU Gruppo 2a (Corsia Interna)
5	SLU Gruppo 2a (Corsia Esterna)
6	SLU Gruppo 2a (Corsia Centrale)
7	SLU Gruppo 2b (Corsia Interna)
8	SLU Gruppo 2b (Corsia Esterna)
9	SLU Gruppo 2b (Corsia Centrale)

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1.35	1.5	1.35	1.35						
2	1.35	1.5			1.35	1.35				
3	1.35	1.5					1.35	1.35		
4	1.35	1.5	0.54	1.013					1.35	
5	1.35	1.5			0.54	1.013			1.35	
6	1.35	1.5					0.54	1.013	1.35	
7	1.35	1.5	0.54	1.013						1.35
8	1.35	1.5			0.54	1.013				1.35
9	1.35	1.5					0.54	1.013		1.35

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero	
10	SLE RARE Gruppo 1 (Corsia Interna)
11	SLE RARE Gruppo 1 (Corsia Esterna)
12	SLE RARE Gruppo 1 (Corsia Centrale)
13	SLE RARE Gruppo 2a (Corsia Interna)
14	SLE RARE Gruppo 2a (Corsia Esterna)
15	SLE RARE Gruppo 2a (Corsia Centrale)
16	SLE RARE Gruppo 2b (Corsia Interna)
17	SLE RARE Gruppo 2b (Corsia Esterna)
18	SLE RARE Gruppo 2b (Corsia Centrale)

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10	1	1	1	1						
11	1	1			1	1				
12	1	1					1	1		
13	1	1	0.4	0.75					1	
14	1	1			0.4	0.75			1	
15	1	1					0.4	0.75	1	
16	1	1	0.4	0.75						1
17	1	1			0.4	0.75				1
18	1	1					0.4	0.75		1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero	
19	SLE FREQ. Gruppo 1 (Corsia Interna)
20	SLE FREQ. Gruppo 1 (Corsia Esterna)
21	SLE FREQ. Gruppo 1 (Corsia Centrale)

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6	7	8
19	1	1	0.4	0.75				
20	1	1			0.4	0.75		
21	1	1					0.4	0.75

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero	
22	SLE QP

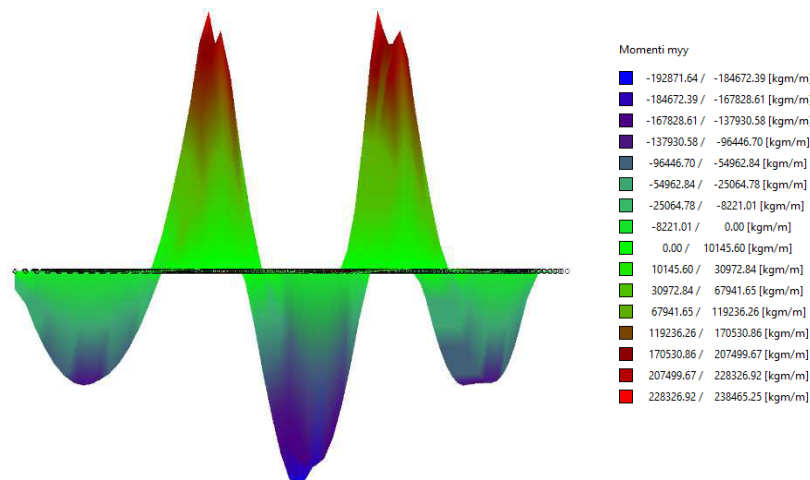
Comb.\Cond	1	2
22	1	1

**9.1.5 Principali risultati e verifiche**

L'analisi condotta sull'impalcato ha permesso di giungere ai risultati riportati di seguito, relativi alle sollecitazioni massime.

Inviluppo sollecitazioni:

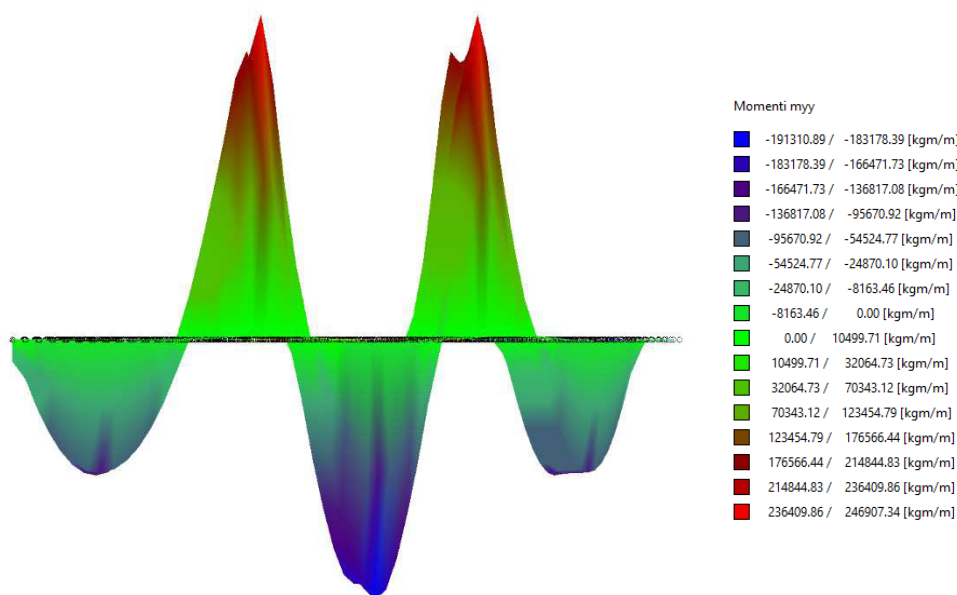
- *Myy max – campata: SLU 1 (SLU Gruppo 1 Corsia Interna)*



Il valore finale della sollecitazione si ottiene moltiplicando il valore massimo ottenuto da modello per la lunghezza della porzione resistente dell'impalcato, pari a circa 4m (porzione della soletta caratterizzata da spessore maggiore pari a sp.80cm). Si specifica che tale approccio risulta in favore di sicurezza.

$$M_{yy,max} (C1) = 192871,64 \text{ daNm/m} \cdot 4\text{m} = \mathbf{771486,56 \text{ daNm}}$$

- *Myy max – appoggio: SLU 2 (SLU Gruppo 1 Corsia Esterna)*



Anche in questo caso si ottiene il valore finale della sollecitazione moltiplicando il valore massimo ottenuto da modello per la lunghezza della porzione resistente dell'impalcato, pari a circa 4m, sempre con un approccio a favore di sicurezza.

$$M_{yy,max} (A1) = 236409,86 \text{ daNm/m} \cdot 4\text{m} = \mathbf{945639,44 \text{ daNm}}$$

Si procede quindi alla verifica della sezione in corrispondenza dell'appoggio e della campata considerando le armature del ponte esistente ed i relativi parametri, dedotti dagli elaborati relativi al progetto originario. Si ottiene quindi:

- *Verifica a flessione – campata*

La verifica viene condotta con il software VCA SLU del professor Gelfi:



Verifica C.A. S.L.U. - File: P012 Campata\_NO RINFORZO

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

Titolo: Sezione campata P012

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-65	45
2	-325	60
3	-325	80
4	725	80
5	725	60
6	465	45

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali: FeB44k C28/35

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  373.9 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  15.87 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.87 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{cl}$  1.971

M<sub>xRd</sub> 9.693 kNm  
 $\sigma_c$  -15.87 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  373.9 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  19.02 ‰  
d 70 cm  
x 10.88 x/d 0.1554  
 $\delta$  0.7

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

Armatura Precompressione: N° cavi 8 Zoom

N°	As [cm <sup>2</sup> ]	x [cm]	y [cm]	$\sigma_{pe}$ [MPa]
1	13.85	15	10	769
2	13.85	65	10	769
3	13.85	115	10	769
4	13.85	165	10	769
5	13.85	235	10	769
6	13.85	285	10	769

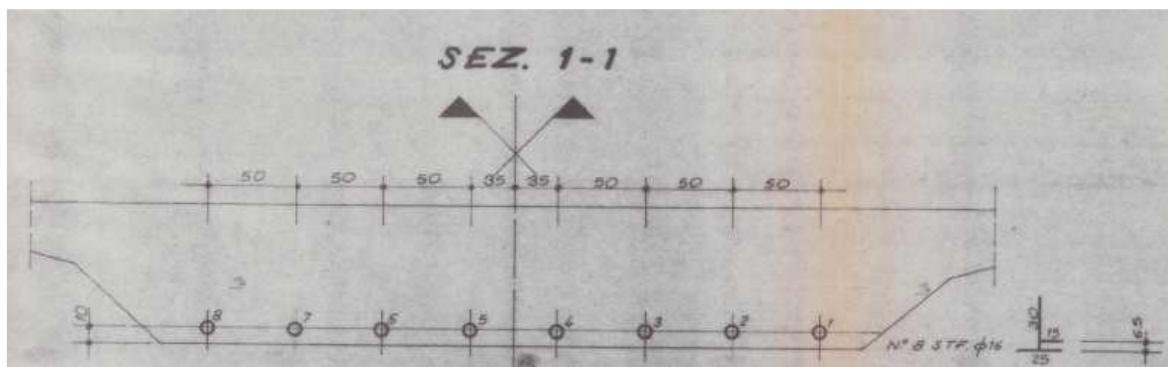
Tipo cavo: Cavi Prete:  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  
 $f_{yd}$  1.261 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  6  
 $\epsilon_{syd}$  6.305 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  769 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_{sp}$  1.261 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{sp}$  22.86 ‰ compresa predef.

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

Oltre all'armatura lenta si inserisce anche quella di precompressione, la cui tensione viene epurata dalle perdite dovute alla viscosità, al ritiro ed al rilassamento a cui sono sottoposti i cavi.

Si riporta di seguito la sezione di riferimento per l'armatura precompressa esistente, inserita in VCA SLU:



Di conseguenza si ottiene:

$$MRd = 969300 \text{ daNm} > MEd = M_{yy,max} (C1) = 771486,56 \text{ daNm} \quad \text{Verificato}$$

• Verifica a flessione – appoggio

La verifica viene condotta con il software VCA SLU del professor Gelfi:

**Verifica C.A. S.L.U. - File: P012 Appoggio\_NO RINFORZO**

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

**Titolo:** Sezione appoggio P012

**N° Vertici:** 8 **Zoom** **N° barre:** 2 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-225	60
2	-225	80
3	825	80
4	825	60
5	565	45
6	500	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	22,62	300	10
2	22,62	300	70

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

**Armatura Precompressione**  
**N° cavi:** 15 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ <sub>sp</sub> [MPa]
1	13,85	10	70	874
2	13,85	50	70	874
3	13,85	90	70	874
4	13,85	130	70	874
5	13,85	170	70	874
6	13,85	210	70	874

**Sollecitazioni S.L.U.**  
**Metodo n**  
 N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
 M<sub>Ed</sub> 0 kNm

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**Materiali**  
**FeB44k** **C28/35**  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 373,9 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15,87 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,87 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6667  
 τ<sub>cl</sub> 1,971

**M** xRd -13.359 kN m  
 σ<sub>c</sub> -15,87 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 373,9 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 2,177 ‰  
 d 70 cm  
 x 43,16 x/d 0,6165  
 δ 1

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

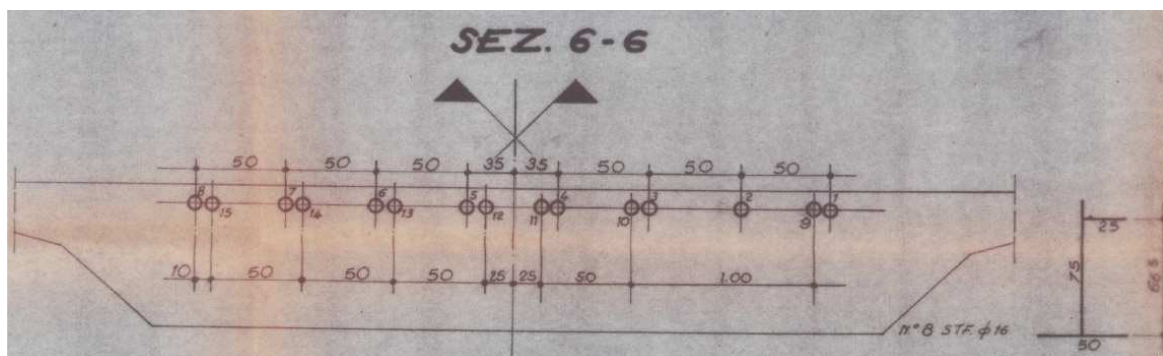
**Tipo cavo**  
 Cavi Appoi  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰  
 f<sub>yd</sub> 1.261 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6  
 ε<sub>syd</sub> 6,305 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub> 874 N/mm²

σ<sub>sp</sub> 1.261 N/mm²  
 ε<sub>sp</sub> 6,547 ‰ compressa predef.

☒ Precompresso

Oltre all'armatura lenta si inserisce anche quella di precompressione, la cui tensione viene epurata dalle perdite dovute alla viscosità, al ritiro ed al rilassamento a cui sono sottoposti i cavi.

Si riporta di seguito la sezione di riferimento per l'armatura precompressa esistente, inserita in VCA SLU:

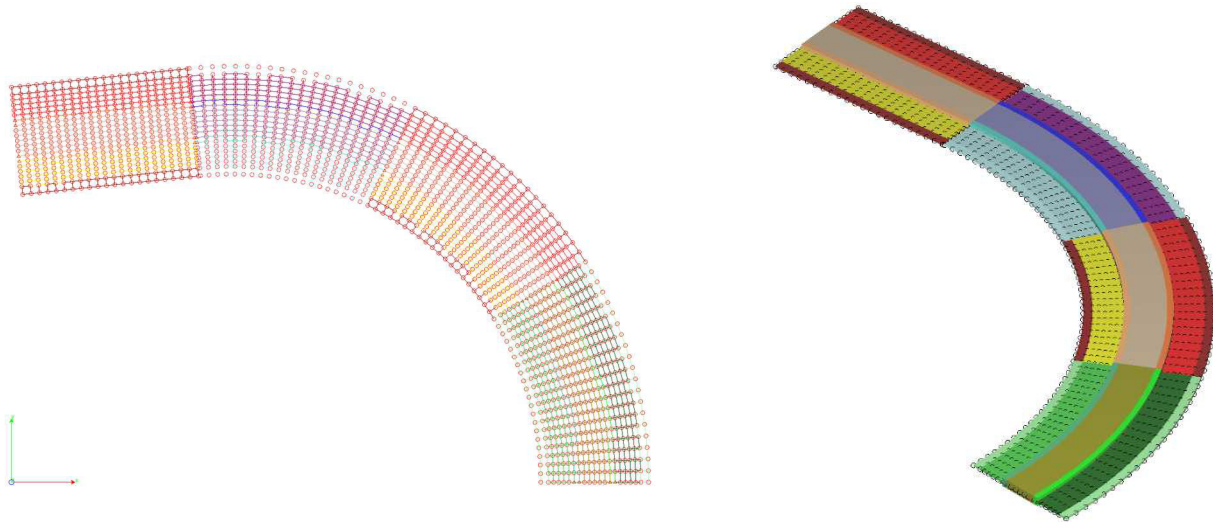


Di conseguenza si ottiene:

$$MRd = 1335900 \text{ daNm} > MEd = M_{yy, \max} (A1) = 945639,44 \text{ daNm} \quad \text{Verificato}$$

## 9.2 Modellazione e verifiche ponte P014

Si riporta di seguito il modello eseguito per questo ponte:



*Modello ponte P014*

Come descritto sopra i carichi applicati sono quelli relativi a:

- Peso proprio della struttura
- Permanente portato
- Carichi mobili da traffico
- Azione di frenamento
- Azione centrifuga

L'analisi svolta è di tipo statica.

### 9.2.1 Lista materiali introdotti:

Materiale Numero	Info	Tipo	E [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\alpha$ 1/[1/°C]	Peso Specifico [kg/m <sup>3</sup> ]
1	Calcestruzzo	Calcestruzzo	300000.0	0.12	0.000012	2500.0

### 9.2.2 Elemento a 4 nodi Lista sezioni introdotte:

Sez. Mat. Spessore [cm]

1	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsie Laterali - Sp.20cm (Campata 1)SigmaZ=0
2	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsia 1 - Sp.20cm (Campata 1)SigmaZ=0

3	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 1 - Sp.80cm (Campata 1)SigmaZ=0
4	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 2 - Sp.80cm (Campata 1)SigmaZ=0
5	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 3 - Sp.80cm (Campata 1)SigmaZ=0
6	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsia 3 - Sp.20cm (Campata 1)SigmaZ=0
7	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsie Lateralì - Sp.20cm (Campata centrale)SigmaZ=0
8	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsia 1 - Sp.20cm (Campata centrale)SigmaZ=0
9	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 1 - Sp.80cm (Campata centrale)SigmaZ=0
10	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 2 - Sp.80cm (Campata centrale)SigmaZ=0
11	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 3 - Sp.80cm (Campata centrale)SigmaZ=0
12	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsia 3 - Sp.20cm (Campata centrale)SigmaZ=0
13	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsie Lateralì - Sp.20cm (Campata 2)SigmaZ=0
14	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsia 1 - Sp.20cm (Campata 2)SigmaZ=0
15	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 1 - Sp.80cm (Campata 2)SigmaZ=0
16	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 2 - Sp.80cm (Campata 2)SigmaZ=0
17	1	s= 80 [cm]	Mesh isotropa Corsia 3 - Sp.80cm (Campata 2)SigmaZ=0
18	1	s= 20 [cm]	Mesh isotropa Corsia 3 - Sp.20cm (Campata 2)SigmaZ=0

### 9.2.3 Condizioni di carico

Le condizioni di carico impiegate sono n.10:

Condizione	
1	Peso Proprio
2	Permanente portato
3	Variabile traffico distribuito (Corsia Interna)
4	Variabile Traffico Tandem (Corsia Interna)

Condizione	
5	Variabile traffico distribuito (Corsia Esterna)
6	Variabile Traffico Tandem (Corsia Esterna)
7	Variabile traffico distribuito (Corsia Centrale)
8	Variabile Traffico Tandem (Corsia Centrale)
9	Forza Frenamento
10	Forza Centrifuga

#### 9.2.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico impiegate sono n.22:

##### Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero	
1	SLU Gruppo 1 (Corsia Interna)
2	SLU Gruppo 1 (Corsia Esterna)
3	SLU Gruppo 1 (Corsia Centrale)
4	SLU Gruppo 2a (Corsia Interna)
5	SLU Gruppo 2a (Corsia Esterna)
6	SLU Gruppo 2a (Corsia Centrale)
7	SLU Gruppo 2b (Corsia Interna)
8	SLU Gruppo 2b (Corsia Esterna)
9	SLU Gruppo 2b (Corsia Centrale)

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1.35	1.5	1.35	1.35						
2	1.35	1.5			1.35	1.35				
3	1.35	1.5					1.35	1.35		
4	1.35	1.5	0.54	1.013					1.35	

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	1.35	1.5			0.54	1.013			1.35	
6	1.35	1.5					0.54	1.013	1.35	
7	1.35	1.5	0.54	1.013						1.35
8	1.35	1.5			0.54	1.013				1.35
9	1.35	1.5					0.54	1.013		1.35

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero	
10	SLE RARE Gruppo 1 (Corsia Interna)
11	SLE RARE Gruppo 1 (Corsia Esterna)
12	SLE RARE Gruppo 1 (Corsia Centrale)
13	SLE RARE Gruppo 2a (Corsia Interna)
14	SLE RARE Gruppo 2a (Corsia Esterna)
15	SLE RARE Gruppo 2a (Corsia Centrale)
16	SLE RARE Gruppo 2b (Corsia Interna)
17	SLE RARE Gruppo 2b (Corsia Esterna)
18	SLE RARE Gruppo 2b (Corsia Centrale)

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10	1	1	1	1						
11	1	1			1	1				
12	1	1					1	1		
13	1	1	0.4	0.75					1	
14	1	1			0.4	0.75			1	
15	1	1					0.4	0.75	1	
16	1	1	0.4	0.75						1
17	1	1			0.4	0.75				1
18	1	1					0.4	0.75		1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero	
19	SLE FREQ. Gruppo 1 (Corsia Interna)
20	SLE FREQ. Gruppo 1 (Corsia Esterna)
21	SLE FREQ. Gruppo 1 (Corsia Centrale)



Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6	7	8
19	1	1	0.4	0.75				
20	1	1			0.4	0.75		
21	1	1					0.4	0.75

### Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero	
22	SLE QP

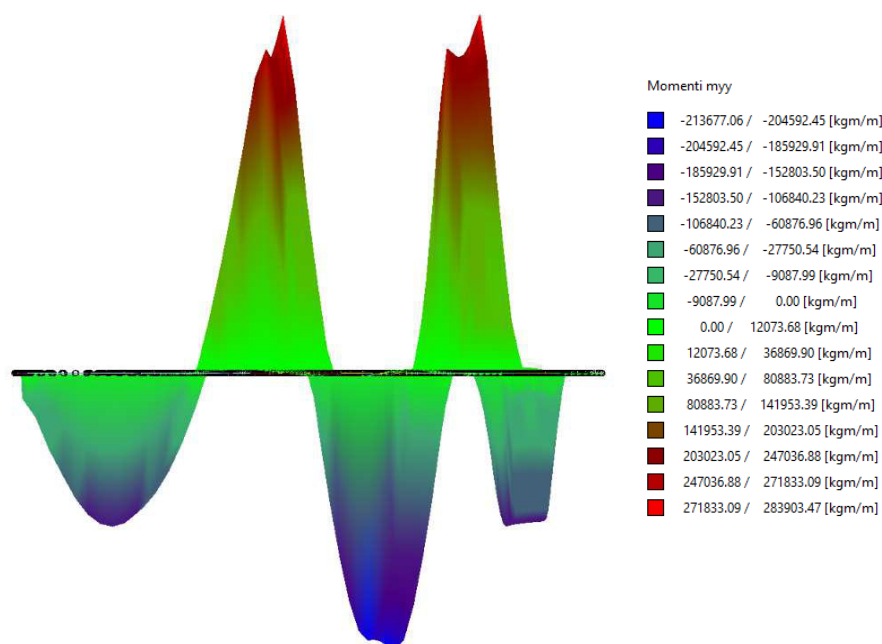
Comb.\Cond	1	2
22	1	1

### 9.2.5 Principali risultati e verifiche

L'analisi condotta sull'impalcato ha permesso di giungere ai risultati riportati di seguito, relativi alle sollecitazioni massime. Si evidenzia che le sollecitazioni vengono suddivise tra quelle della porzione del ponte caratterizzato da n.3 campate e la porzione a singola campata isostatica.

#### Inviluppo sollecitazioni:

- *Myy max – appoggio e campata: SLU 2 (SLU Gruppo 1 Corsia Esterna)*



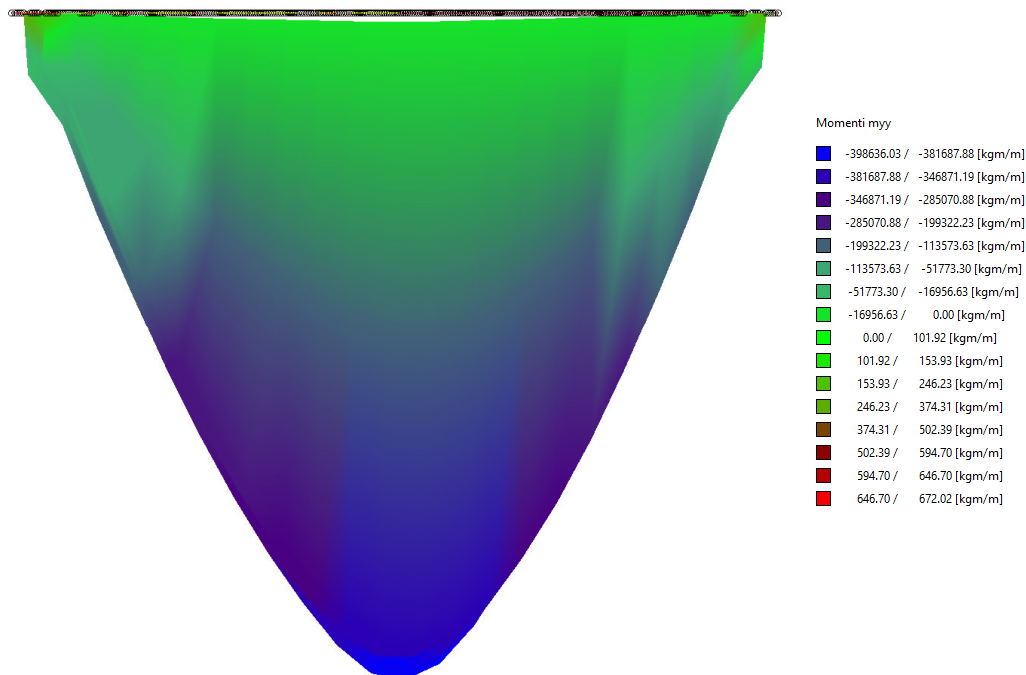


Si determina quindi il valore massimo del momento sollecitante:

$$\mathbf{M_{yy,max} (C2)} = 213677,06 \text{ daNm/m} \cdot 4\text{m} = \mathbf{854708,24 \text{ daNm}}$$

$$\mathbf{M_{yy,max} (A2)} = 271833,09 \text{ daNm/m} \cdot 4\text{m} = \mathbf{1087332,36 \text{ daNm}}$$

- *Myy max – campata singola: SLU 2 (SLU Gruppo 1 Corsia Esterna)*



$$\mathbf{M_{yy,max} (C3)} = 398636,03 \text{ daNm/m} \cdot 4\text{m} = \mathbf{1594544,12 \text{ daNm}}$$

Si procede quindi alla verifica della sezione in corrispondenza dell'appoggio e della campata considerando le armature del ponte esistente ed i relativi parametri, dedotti dagli elaborati relativi al progetto originario. Si ottiene quindi:

- *Verifica a flessione – campata (porzione di ponte su 3 campate)*

La verifica viene condotta con il software VCA SLU del professor Gelfi:

Verifica C.A. S.L.U. - File: P014 Campata\_NO RINFORZO

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

Titolo: Sezione campata P014

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-65	45
2	-325	60
3	-325	80
4	725	80
5	725	60
6	465	45

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	22,62	200	10
2	22,62	200	70

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

Armatura Precompressione  
 N° cavi: 7 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ <sub>sp</sub> [MPa]
1	13,85	20	10	769
2	13,85	80	10	769
3	13,85	140	10	769
4	13,85	200	10	769
5	13,85	260	10	769
6	13,85	320	10	769

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali  
 FeB44k C28/35  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 373,9 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15,87 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,87 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6667  
 τ<sub>c1</sub> 1,971

M<sub>xRd</sub> 8.623 kN m  
 σ<sub>c</sub> -15,87 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 373,9 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 21,72 ‰  
 d 70 cm  
 x 9,713 x/d 0,1388  
 δ 0,7

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

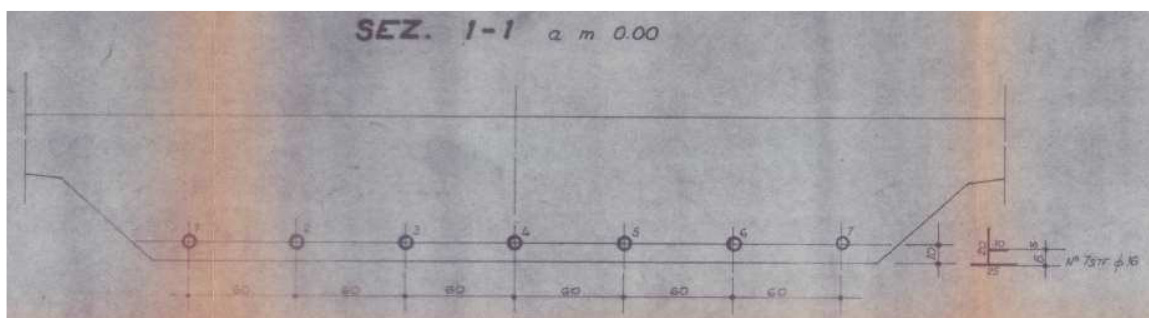
Tipo cavo  
 Cavi Prete:  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰  
 f<sub>yd</sub> 1.261 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6  
 ε<sub>syd</sub> 6,305 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub> 769 N/mm²

σ<sub>sp</sub> 1.261 N/mm²  
 ε<sub>sp</sub> 25,57 ‰ compressa predef.

☒ Precompresso

Oltre all'armatura lenta si inserisce anche quella di precompressione, la cui tensione viene epurata dalle perdite dovute alla viscosità, al ritiro ed al rilassamento a cui sono sottoposti i cavi.

Si riporta di seguito la sezione di riferimento per l'armatura precompressa esistente, inserita in VCA SLU:



Di conseguenza si ottiene:

$$MRd = 862300 \text{ daNm} > MEd = M_{yy, \max} (C2) = 854708,24 \text{ daNm} \quad \text{Verificato}$$

- Verifica a flessione – appoggio

La verifica viene condotta con il software VCA SLU del professor Gelfi:

Verifica C.A. S.L.U. - File: P014 Appoggio\_NO RINFORZO

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

**Titolo:** Sezione appoggio P014

**N° Vertici** 8 **Zoom** **N° barre** 2 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-225	60
2	-225	80
3	825	80
4	825	60
5	565	45
6	500	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	22,62	300	10
2	22,62	300	70

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

**Armatura Precompressione**  
**N° cavi** 14 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	$\sigma_{sp}$ [MPa]
1	13,85	110	70	874
2	13,85	120	70	874
3	13,85	150	70	874
4	13,85	160	70	874
5	13,85	200	70	874
6	13,85	210	70	874

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N Ed 0 kN  
 M xEd 0 kNm  
 M yEd 0 kNm

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

**Materiali**  
 FeB44k C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  373,9 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  15,87 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,87 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6667  
 $\tau_{c1}$  1,971

**M** xRd -13.152 kNm  
 $\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  373,9 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  2,303 ‰  
 d 70 cm  
 x 42,22 x/d 0,6032  
 $\delta$  1

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

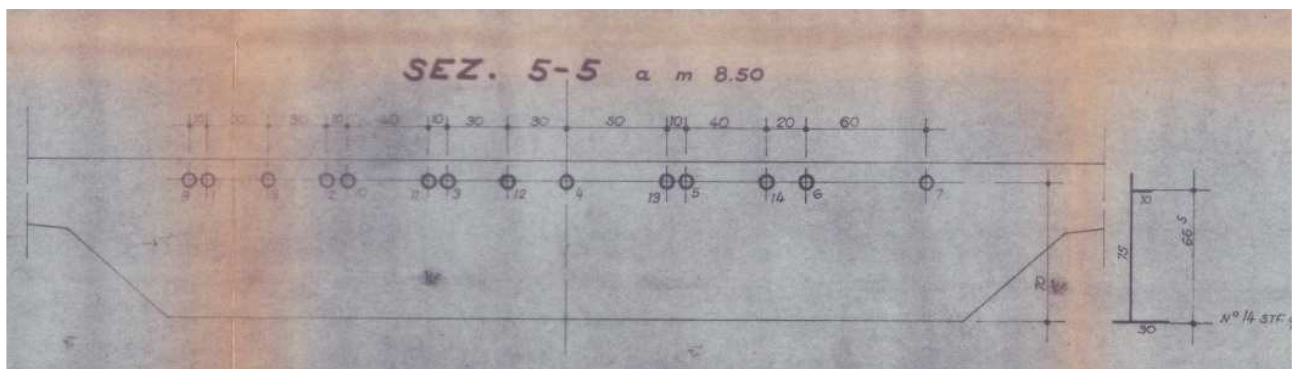
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

**Armatura Precompressione**  
 Tipo cavo  
 Cavi Appoi  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  
 $f_{yd}$  1.261 N/mm²  
 $E_s/E_c$  6  
 $\epsilon_{syd}$  6,305 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  874 N/mm²  
 $\sigma_{sp}$  1.261 N/mm²  
 $\epsilon_{sp}$  6,673 ‰ compressa predef.

**N° rett.** 100  
☒ Precompresso

Oltre all'armatura lenta si inserisce anche quella di precompressione, la cui tensione viene epurata dalle perdite dovute alla viscosità, al ritiro ed al rilassamento a cui sono sottoposti i cavi.

Si riporta di seguito la sezione di riferimento per l'armatura precompressa esistente, inserita in VCA SLU:



Di conseguenza si ottiene:

$$MRd = 1315200 \text{ daNm} > MEd = M_{yy,max} (A2) = 1087332,36 \text{ daNm} \quad \text{Verificato}$$

- *Verifica a flessione – campata (porzione di ponte su singola campata)*

La verifica viene condotta con il software VCA SLU del professor Gelfi:

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione CAP\_mezzeria isostatica NO RINFORZO**

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

**Titolo:** Sezione mezzeria - Campata isostatica P014

**N° Vertici:** 8 **Zoom** **N° barre:** 2 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-65	45
2	-325	60
3	-325	80
4	725	80
5	725	60
6	465	45

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	22,62	200	10
2	22,62	200	70

**Armatura Precompressione**

**N° cavi:** 14 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	$\sigma_{sp}$ [MPa]
1	13,85	15	10	769
2	13,85	45	10	769
3	13,85	75	10	769
4	13,85	105	10	769
5	13,85	135	10	769
6	13,85	165	10	769

**Sollecitazioni**

S.L.U. **Metodo n**

**N** Ed 0 **0** kN  
**M** xEd 8707 **900** kNm  
**M** yEd 0 **0**

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Cavo snervato

**Materiali**

**FeB44k** **C28/35**

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  373,9 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  15,87 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,87 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6667  
 $\tau_{c1}$  1,971

**M** xRd 15.772 kN m

$\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  373,9 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  9,949 ‰  
d 70 cm  
x 18,22 x/d 0,2602  
 $\delta$  0,7653

**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

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

**N° rett.** 100

**Precompressione** ☒

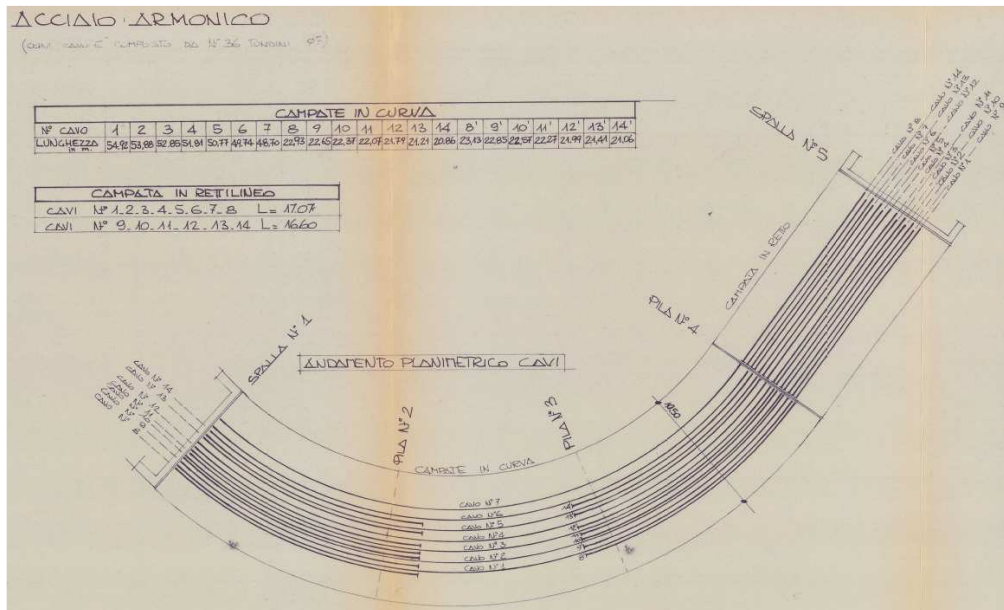
**Cavi Prete:**

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  
 $f_{yd}$  1.261 N/mm²  
 $E_s/E_c$  6  
 $\epsilon_{syd}$  6,305 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  769 N/mm²

$\sigma_{sp}$  1.261 N/mm²  
 $\epsilon_{sp}$  13,79 ‰ compressa predef.

Oltre all'armatura lenta si inserisce anche quella di precompressione, la cui tensione viene epurata dalle perdite dovute alla viscosità, al ritiro ed al rilassamento a cui sono sottoposti i cavi.

Tra la documentazione disponibile non è stato possibile ricavare la sezione di questa parte di ponte. Tuttavia è stato possibile ricavare il numero delle armature nella planimetria riportata di seguito; la posizione dei cavi d'armatura precompressa si ipotizza a 10cm dall'estradosso inferiore della sezione, in coerenza con quanto eseguito per altre porzioni di ponte sottoposte a momento positivo:



Di conseguenza si ottiene:

$$MRd = 1577200 \text{ daNm} < MEd = M_{yy,max} (C3) = 1594544,12 \text{ daNm}$$

Non Verificato

Vista la verifica non soddisfatta si procede quindi alla valutazione del rinforzo estradossale dell'impalcato considerando un aumento di sezione resistente con getto integrativo di spessore 5cm realizzato con calcestruzzo di classe C28/35 e armato con rete Ø6/20x20cm:

Verifica C.A. S.L.U. - File: NUOVOSezione CAP\_mezzeria isostatica RINFORZO

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

Titolo: Sezione mezzeria - Campata isostatica P014

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 3 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-65	45
2	-325	60
3	-325	85
4	725	85
5	725	60
6	465	45

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 0 kN  
M Ed: 0 kNm  
M yEd: 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M xRd: 17 026 kNm

Materiali: FeB44k C28/35

$E_{su}$ : 67,5 %  $E_{c2}$ : 2 %  
 $f_{yd}$ : 373,9 N/mm<sup>2</sup>  $E_{cu}$ : 3,5 %  
 $E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 15,87 %  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8 ?  
 $E_{syd}$ : 1,87 %  $\sigma_{c,adm}$ : 11  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0,6667  
 $\tau_{c1}$ : 1,971

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

Armatura Precompressione: N° cavi: 14 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	$\sigma_{s,adm}$ [MPa]
1	13,85	15	10	769
2	13,85	45	10	769
3	13,85	75	10	769
4	13,85	105	10	769
5	13,85	135	10	769
6	13,85	165	10	769

Tipo cavo: Cavi Prete

$E_{su}$ : 67,5 %  
 $f_{yd}$ : 1 261 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$ : 6  
 $E_{syd}$ : 6,305 %  
 $\sigma_{s,adm}$ : 769 N/mm<sup>2</sup>

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n  
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett: 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 10 cm Col. modello

$\sigma_{sp}$ : 1 261 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{sp}$ : 14,63 ‰ compressa predef.

Precompresso

$$MRd = 1702600 \text{ daNm} > MEd = M_{yy,max} (C3) = 1594544,12 \text{ daNm} \text{ Verificato}$$



### 9.3 Sostituzione della barriera di sicurezza

Fra gli interventi previsti vi è anche l'installazione di nuove barriere di sicurezza omologate di classe H2 in funzione della tipologia della strada SP79 Sabbio Chiese - Lumezzane, classificata come di "Tipo F". Si opta tuttavia per installare una barriera di sicurezza omologata di classe H3, al fine di minimizzare gli interventi sugli accessi privati posti nelle vicinanze di entrambi i viadotti. L'utilizzo di barriere di classe H3 consente infatti di avere una lunghezza di sviluppo minore rispetto all'utilizzo di barriere di classe H2, secondo quanto previsto dai certificati di omologazione/crash test delle barriere in merito alla lunghezza minima necessaria al corretto funzionamento delle stesse. L'installazione della barriera prevede il rifacimento del cordolo laterale dell'impalcato; tuttavia, dovendo adeguare la sezione dell'impalcato in corrispondenza del cordolo risulta necessario anche rinforzare l'interna porzione delle mensole che formano gli sbalzi dell'impalcato in quanto rappresentano un elemento critico nei confronti della flessione dovuta alle azioni sui cordoli. Si evidenzia che tra la struttura esistente e la nuova struttura non si dispongono armature di connessione a taglio ma si prevede l'utilizzo di un sistema di "connessione chimica".

Per la verifica del cordolo laterale vengono prese in considerazione le azioni previste dal paragrafo 3.6.3.3.2 per valutare l'azione da urto. Così come indicato negli elaborati grafici, si prescrive l'utilizzo di un guard rail di classe H3 in acciaio S275JR con momento di plasticizzazione massimo pari a 50 kNm (già amplificato secondo normativa del coefficiente 1,5).

Considerando:

$F = 50 \text{ kN}$  e  $H_{min.} = 1,00\text{m}$

Si ottiene:

$M_{Ed} = 50 \text{ kNm}$  e  $T_{Ed} = 50 \text{ kN}$

#### Verifica a sollecitazioni composte: Torsione e Taglio

La verifica viene eseguita considerando la resistenza del calcestruzzo della porzione esistente di cordolo pari a C28/35 e acciaio per calcestruzzo ad aderenza migliorata

B450C. Viene eseguita la verifica nei confronti delle sollecitazioni torcenti in accordo con il paragrafo 4.1.2.3.6., applicando la formula 4.1.40 per le sollecitazioni composte (torsione e taglio).

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1,00$$

Come evidenziato negli elaborati grafici, si prevede di realizzare un cordolo di dimensioni 50cmx45(h)cm, utilizzando come armatura n.5+5 armature longitudinali Ø14 e staffe Ø14/20cm. Si ottiene quindi:

$$V_{Rd} = V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\Phi) / (1 + \text{ctg}^2\Phi) = 519,66 \text{ kN}$$

$$T_{Rd} = T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\Phi / (1 + \text{ctg}^2\Phi) = 82,17 \text{ kNm}$$

Verifica sollecitazioni composte:

$$T_{Ed}/T_{Rcd} + V_{Ed}/V_{Rcd} = 0,70 \text{ Verificato}$$

#### Verifica barre d'armatura e lunghezza d'ancoraggio

$$T_{Ed} = M_{Ed} / b = 50 \text{ kNm} / 0,4\text{m} = 125 \text{ kN}$$

$$T_{Rd} = n^\circ \cdot f_{yd} \cdot A_s = 5 \cdot 3913 \text{ daN/cm}^2 \cdot 1,54\text{cm}^2 = 300 \text{ kN} \text{ Verificato}$$

Lunghezza minima di ancoraggio:

$$L_{\min.} = T_{Ed} / (n^\circ_{\text{barre}} \cdot \pi \cdot D \cdot f_{Bd}) = 125 \text{ kN} / (5 \cdot \pi \cdot 14\text{mm} \cdot 2,90 \text{ MPa}) = 196\text{mm}$$

#### Verifica a flessione dell'impalcato

Si procede quindi alla verifica a flessione dell'impalcato in quanto dovendo adeguare la sezione dell'impalcato in corrispondenza del cordolo risulta necessario anche rinforzare l'interna porzione delle mensole.

Per la verifica della flessione si considera la sezione più debole dell'impalcato, ovvero quella di spessore 20cm. Dapprima la verifica viene eseguita in assenza del rinforzo in corrispondenza della soletta dell'impalcato e, successivamente, si ripete la verifica considerando anche il nuovo rinforzo.



La sezione esistente è composta da armatura secondaria costituita da Ø12/20cm superiori e inferiori; si ottiene quindi:

**Titolo:** Verifica mensola esistente

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	5,65	3
			2	5,65	17

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 FeB44k C28/35  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 373,9 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15,87 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ‰  
 ε<sub>syd</sub> 1,87 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6667  
 τ<sub>c1</sub> 1,971

**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

**Calcoli**  
 M<sub>Rd</sub> -35,75 kNm  
 σ<sub>c</sub> -15,87 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 373,9 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 21,25 ‰  
 d 17 cm  
 x 2,404 x/d 0,1414  
 ξ 0,7

☐ Precompresso

$M_{Rd} = 3575 \text{ daNm} < M_{Ed} = 5000 \text{ daNm}$  **Non Verificato**

Per quanto riguarda invece il rinforzo, si prevede di aumentare superiormente lo spessore della soletta di 5cm, armando il rinforzo con Ø12/20cm. Risulta necessario eseguire tale rinforzo in corrispondenza di tutta la porzione di impalcato caratterizzato da schema statico a mensola rispetto alla sezione centrale di spessore maggiore pari a 80cm. Di conseguenza risulta:

**Titolo:** Intervento rinforzo mensola impalcato

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5,65	8
			2	5,65	21
			3	5,65	2,5

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 FeB44k C28/35  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 373,9 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15,87 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ‰  
 ε<sub>syd</sub> 1,87 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6667  
 τ<sub>c1</sub> 1,971

**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

**Calcoli**  
 M<sub>Rd</sub> -78,13 kNm  
 σ<sub>c</sub> -15,87 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 373,9 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 18,29 ‰  
 d 22,5 cm  
 x 3,614 x/d 0,1606  
 ξ 0,7

☐ Precompresso

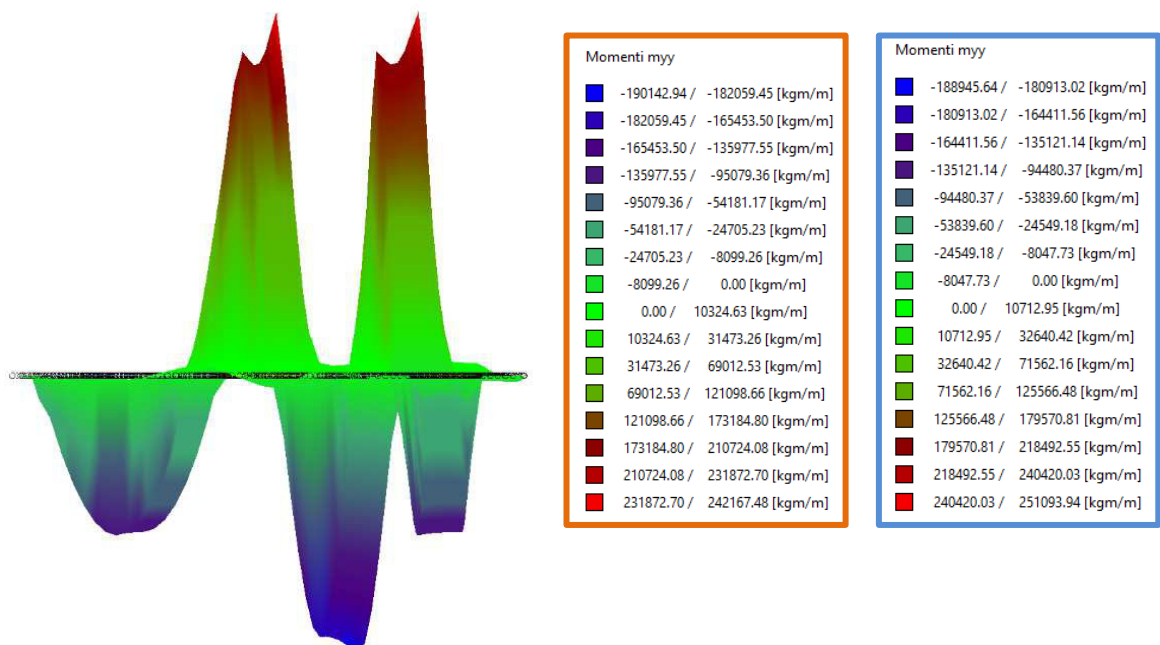
$M_{Rd} = 7813 \text{ daNm} > M_{Ed} = 5000 \text{ daNm}$  **Verificato**

Questo intervento implica l'aumento dei carichi permanenti così come riportato al paragrafo 8.2., di cui si riporta un estratto; si precisa che nel caso della campata isostatica del ponte P014 il rinforzo viene eseguito non solo in corrispondenza delle mensole ma anche della porzione centrale dell'impalcato:

Descrizione	Carico post-intervento (cordolo)
Peso proprio soletta sp. 80cm	2000 daN/mq
Peso proprio soletta sp. 85cm (campata isostatica)	2125 daN/mq
Peso proprio soletta sp. 25cm	625 daN/mq
Carichi permanenti portati zona sp.80cm	385 daN/mq
Peso proprio soletta sp. 85cm (campata isostatica)	265 daN/mq
Carichi permanenti portati zona sp.25cm	265 daN/mq

Si riportano di seguito i valori dei momenti che si ottengono sull'impalcato confrontandoli con i valori resistenti analizzati ai paragrafi 9.1.5 e 9.2.5.

- Ponte P012



**Slu 1: Myy,max (C1) = 190142,94 daNm/m · 4m = 760571,76 daNm**

**Slu 2: Myy,max (A1) = 240420,03 daNm/m · 4m = 961680,12 daNm**

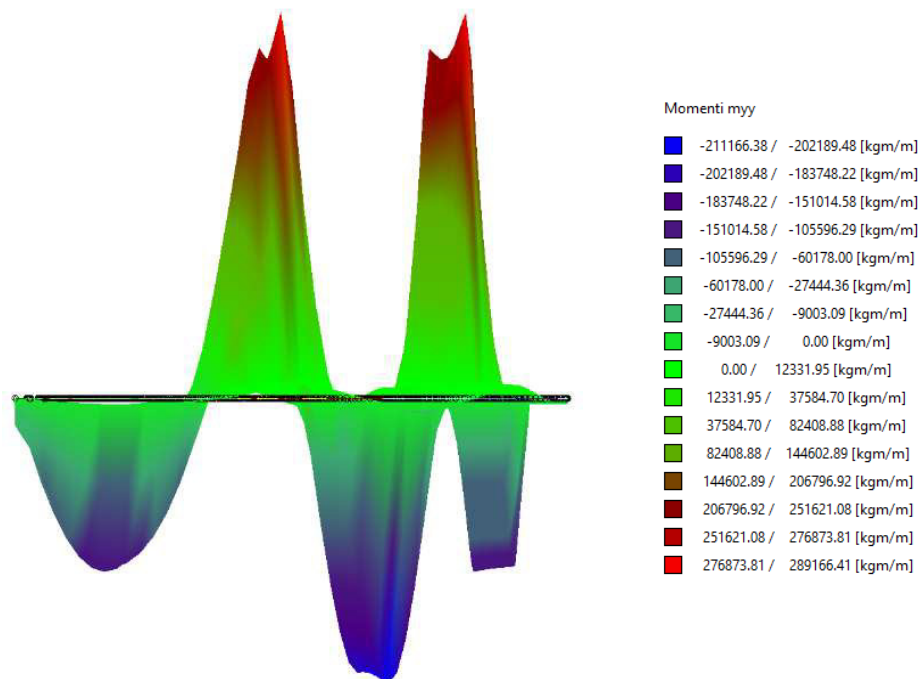
Verifica sezione in campata:

**MRd = 969300 daNm** > MEd = M<sub>yy,max</sub> (C1) = **760571,76 daNm** Verificato

Verifica sezione all'appoggio:

**MRd = 1335900 daNm** > MEd = M<sub>yy,max</sub> (A1) = **961680,12 daNm** Verificato

- Ponte P014



**M<sub>yy,max</sub> (C2) = 211166,38 daNm/m · 4m = 844665,52 daNm**

**M<sub>yy,max</sub> (A2) = 276873,81 daNm/m · 4m = 1107495,24 daNm**

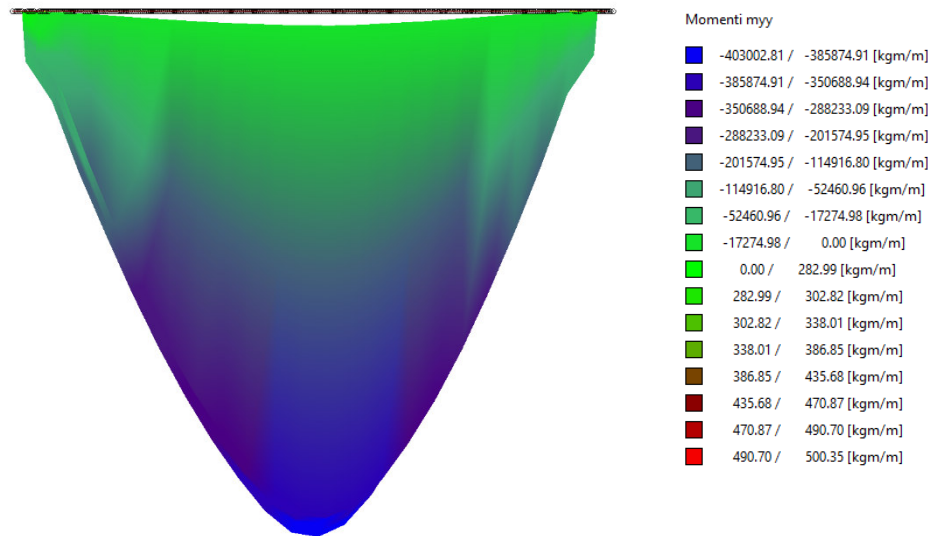
Verifica sezione in campata:

**MRd = 862300 daNm** > MEd = M<sub>yy,max</sub> (C2) = **844665,52 daNm** Verificato

Verifica sezione all'appoggio:

**MRd = 1315200 daNm** > MEd = M<sub>yy,max</sub> (A2) = **1107495,24 daNm** Verificato

Verifiche in corrispondenza della campata isostatica:



$$M_{yy,max} (C3) = 403002,81 \text{ daNm/m} \cdot 4\text{m} = \mathbf{1612011,24 \text{ daNm}}$$

Verifica sezione in campata:

$$MRd = \mathbf{1702600 \text{ daNm}} > MEd = M_{yy,max} (C3) = \mathbf{1612011,24 \text{ daNm}} \quad \underline{\text{Verificato}}$$

#### 9.4 Verifica dell'incremento dei carichi in fondazione

Gli interventi analizzati per i due manufatti sono stati analizzati e sviluppati come “riparazioni o interventi locali” secondo il paragrafo 8.4.1 delle NTC2018. Si procede ora alla verifica della correttezza di tale ipotesi, valutando che l'incremento dei carichi globali verticali in fondazione si mantenga entro il limite ammesso da normativa del 10%

##### 9.4.1 Incremento dei carichi ponte P012

Stato di Fatto

- Peso proprio soletta sp.80cm = 2000 daN/mq
- Peso proprio soletta sp.20cm = 500 daN/mq
- Carichi permanenti portati = 300 daN/mq

1. Carico totale area spessore 80cm:

$$(2000 + 300) \text{ daN/mq} \cdot 54\text{m} \cdot 4\text{m} = \mathbf{496800 \text{ daN}}$$

2. Carico totale area spessore 20cm:

$$(500 + 300) \text{ daN/mq} \cdot 54\text{m} \cdot 3,25\text{m} \cdot 2 = \mathbf{280800 \text{ daN}}$$

3. *Carico totale spalle e pile ponte*

*(in favore di sicurezza si assimilano le spalle alle pile da ponte):*

$$70 \text{ mc} \cdot 2500 \text{ daN/mc} = \mathbf{175000 \text{ daN}}$$

**Carico totale stato di fatto = 952600 daN**

Stato di Progetto

- Peso proprio soletta sp.80cm = 2000 daN/mq
- Peso proprio soletta sp.25cm = 625 daN/mq
- Carichi permanenti portati zona sp. 80cm = 385 daN/mq
- Carichi permanenti portati zona sp. 25cm = 265 daN/mq

4. *Carico totale area spessore 80cm:*

$$(2000 + 385) \text{ daN/mq} \cdot 54\text{m} \cdot 4\text{m} = \mathbf{515160 \text{ daN}}$$

5. *Carico totale area spessore 25cm:*

$$(625 + 265) \text{ daN/mq} \cdot 54\text{m} \cdot 3,25\text{m} \cdot 2 = \mathbf{312390 \text{ daN}}$$

6. *Carico totale spalle e pile ponte (analogo allo stato di fatto):*

$$70 \text{ mc} \cdot 2500 \text{ daN/mc} = \mathbf{175000 \text{ daN}}$$

**Carico totale stato di progetto = 1002550 daN**

Si ottiene quindi:

$$1002550 \text{ daN} / 952600 \text{ daN} = 1,05 < 1,10 \quad \mathbf{Verificato}$$

**9.4.2 Incremento dei carichi ponte P014**

Stato di Fatto

- Peso proprio soletta sp.80cm = 2000 daN/mq
- Peso proprio soletta sp.20cm = 500 daN/mq
- Carichi permanenti portati = 300 daN/mq

Stato di Progetto

- Peso proprio soletta sp.80cm = 2000 daN/mq
- Peso proprio soletta sp.85cm (campata isostatica)= 2125 daN/mq

- Peso proprio soletta sp.25cm = 625 daN/mq
- Carichi permanenti portati zona sp. 80cm = 385 daN/mq
- Carichi permanenti portati zona sp. 85cm = 265 daN/mq
- Carichi permanenti portati zona sp. 25cm = 265 daN/mq

7. *Carico totale area spessore 80cm:*

$$(2000 + 300) \text{ daN/mq} \cdot 69\text{m} \cdot 4\text{m} = \mathbf{634800 \text{ daN}}$$

8. *Carico totale area spessore 20cm:*

$$(500 + 300) \text{ daN/mq} \cdot 69\text{m} \cdot 3,25\text{m} \cdot 2 = \mathbf{358800 \text{ daN}}$$

9. *Carico totale spalle e pile ponte*

*(in favore di sicurezza si assimilano le spalle alle pile da ponte):*

$$60 \text{ mc} \cdot 2500 \text{ daN/mc} + 15 \text{ mc} \cdot 2500 \text{ daN/mc} = \mathbf{187500 \text{ daN}}$$

**Carico totale stato di fatto = 1181100 daN**

#### Stato di Progetto

- Peso proprio soletta sp.80cm = 2000 daN/mq
- Peso proprio soletta sp.25cm = 625 daN/mq
- Carichi permanenti portati zona sp. 80cm = 385 daN/mq
- Carichi permanenti portati zona sp. 25cm = 265 daN/mq

10. *Carico totale area spessore 80cm:*

$$(2000 + 385) \text{ daN/mq} \cdot 52\text{m} \cdot 4\text{m} = \mathbf{496000 \text{ daN}}$$

11. *Carico totale area spessore 85cm:*

$$(2125 + 265) \text{ daN/mq} \cdot 17\text{m} \cdot 4\text{m} = \mathbf{162520 \text{ daN}}$$

12. *Carico totale area spessore 25cm:*

$$(625 + 265) \text{ daN/mq} \cdot 69\text{m} \cdot 3,25\text{m} \cdot 2 = \mathbf{399165 \text{ daN}}$$

13. *Carico totale spalle e pile ponte (analogo allo stato di fatto):*

$$60 \text{ mc} \cdot 2500 \text{ daN/mc} + 15 \text{ mc} \cdot 2500 \text{ daN/mc} = \mathbf{187500 \text{ daN}}$$

**Carico totale stato di progetto = 1245185 daN**

Si ottiene quindi:

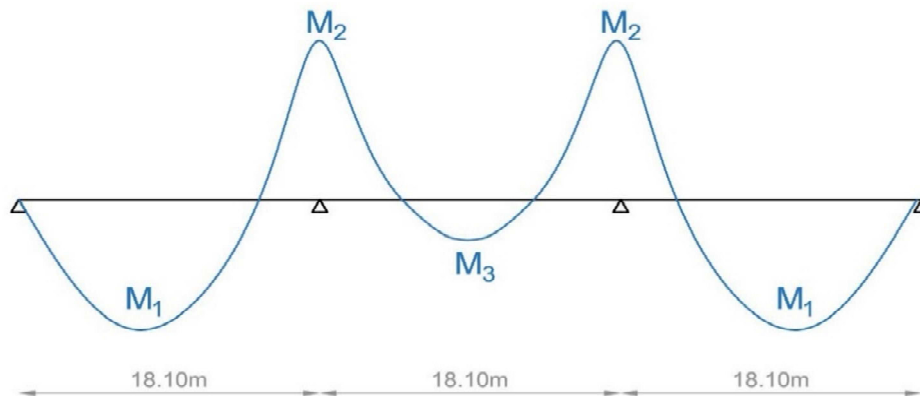
$$1245185 \text{ daN} / 1181100 \text{ daN} = 1,05 < 1,10 \quad \mathbf{Verificato}$$

## 10 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Si procede infine alla valutazione dell'accettabilità dei calcoli condotti eseguendo il confronto tra le diverse modellazioni condotte fino a quella impiegata nei precedenti paragrafi per la valutazione della sicurezza strutturale degli impiegati.

Si evidenzia che tale confronto viene eseguito, per semplicità di calcolo, considerando un solo carico distribuito pari a 200 kg/mq.

### 1. Trave iperstatica a tre campate

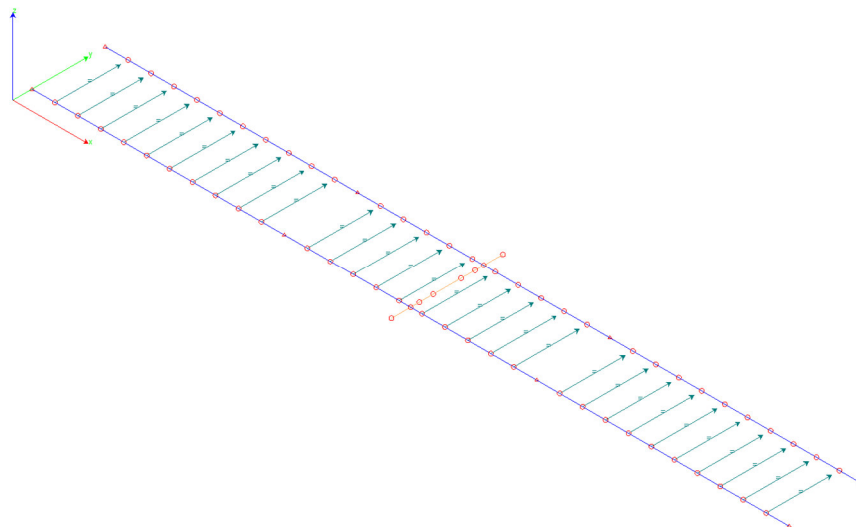


$$M_1 = (q \cdot l^2 / 12,5) \cdot 10,50m = \mathbf{55038,50 \text{ kgm}}$$

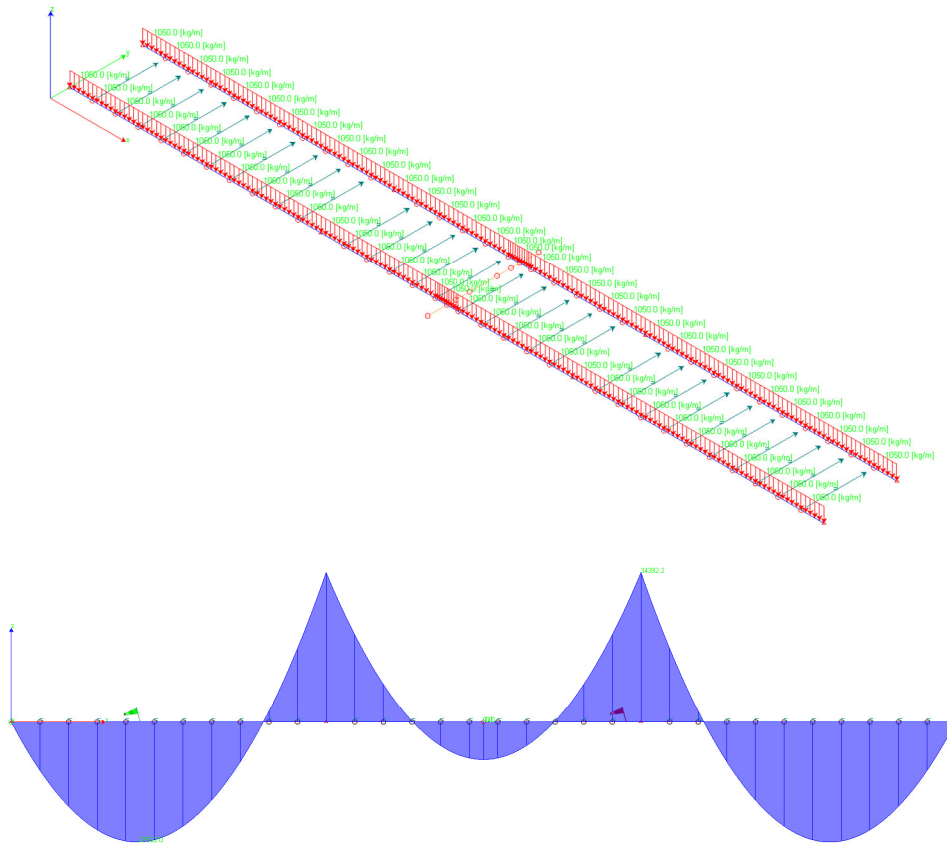
$$M_2 = (q \cdot l^2 / 10) \cdot 10,50m = \mathbf{68798,10 \text{ kgm}}$$

$$M_3 = (q \cdot l^2 / 40) \cdot 10,50m = \mathbf{17199,5 \text{ kgm}}$$

### 2. Modellazione FEM singole travi





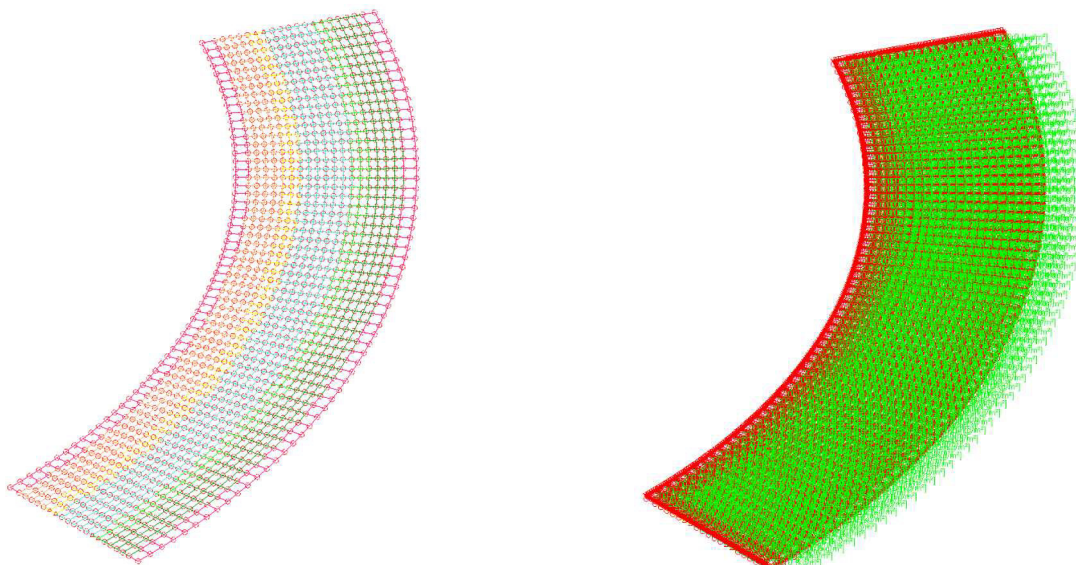


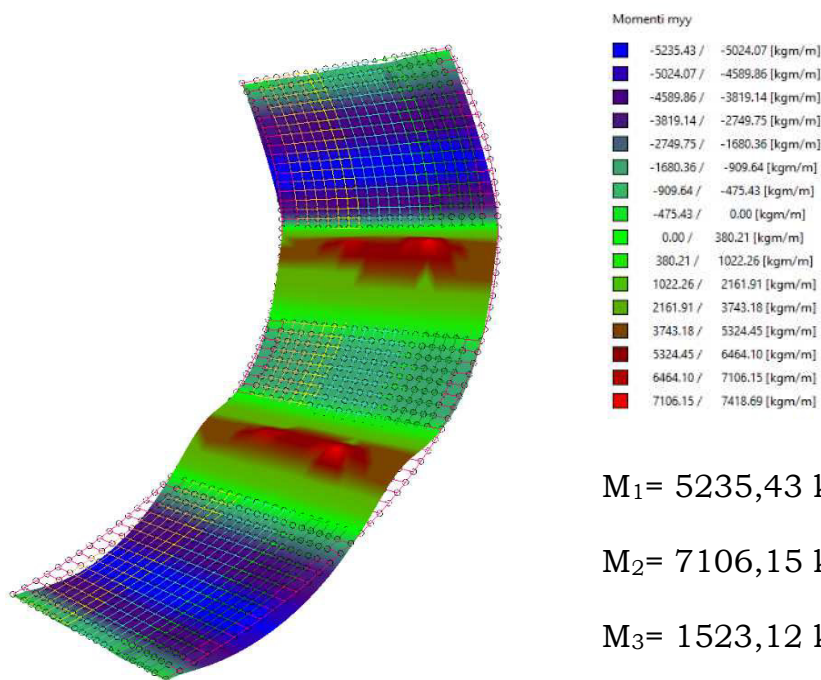
$$M_1 = 27522 \text{ kgm} \cdot 2 = \mathbf{55044 \text{ kgm}}$$

$$M_2 = 34392 \text{ kgm} \cdot 2 = \mathbf{68784 \text{ kgm}}$$

$$M_3 = 8606,8 \text{ kgm} \cdot 2 = \mathbf{17213,6 \text{ kgm}}$$

### 3. Modellazione FEM a mesh





$$M_1 = 5235,43 \text{ kgm} \cdot 10,5\text{m} = \mathbf{54972,02 \text{ kgm}}$$

$$M_2 = 7106,15 \text{ kgm} \cdot 10,5\text{m} = \mathbf{74613,53 \text{ kgm}}$$

$$M_3 = 1523,12 \text{ kgm} \cdot 10,5\text{m} = \mathbf{15992,76 \text{ kgm}}$$

Visti i risultati ottenuti, del tutto compatibili, si ritiene che il giudizio di compatibilità dei risultati abbia esito positivo.

## 11 CONCLUSIONI

Visti i risultati dei calcoli si può concludere che la struttura oggetto di studio della presente relazione è idonea a sopportare le azioni indotte dai carichi di progetto, secondo NTC2018. Nuovamente si evidenzia che le verifiche di resistenza sono state eseguite soltanto in corrispondenza dell'impalcato in quanto è risultato, dai rilievi e dalle indagini diagnostiche condotte in sito, l'elemento maggiormente critico per entrambi i manufatti. Gli altri elementi dei ponti non presentano infatti lesioni e/o segnali che denotino perdita di resistenza e durabilità.

Diverso invece il caso degli impalcati, che sebbene non presentino attualmente segnali di perdita di capacità portante, presentano invece fenomeni connessi al deterioramento del calcestruzzo con diffuse aree che presentano distacco del copriferro dovuto ad infiltrazioni di acqua.

Gli interventi sono quindi volti a migliorare le condizioni legate alla durabilità delle solette, intervenendo sull'impermeabilizzazione degli impalcati. Le verifiche condotte hanno infatti dimostrato che, da un punto di vista strutturale, questi ultimi risultano adeguati a quanto previsto dalle NTC2018 anche in assenza di

interventi volti all'aumento della loro resistenza, fatta eccezione per la sola porzione di ponte P014 su campata isostatica. Si precisa infine che tutte le opere previste sui manufatti vengono studiate in maniera da non alterare significativamente la risposta strutturale degli stessi ed, in particolare, si pone attenzione circa il possibile aumento dei carichi verticali, contenendolo entro il limite del 10% ammesso da normativa.

I tabulati dei risultati delle varie combinazioni sono a disposizione presso lo studio in via Bonsignori 166, 25080 Prevalle (BS), o è possibile richiederli per mezzo fax 0306187803 o mail [info@ingegneriagiustacchini.eu](mailto:info@ingegneriagiustacchini.eu)

Prevalle, 01/09/2023

Il Tecnico

Ing. Pierangelo Giustacchini



## A. ALLEGATO

### (software validation)

Documento relativo a: Affidabilità del Codice di calcolo WinStrand

Ditta produttrice: En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

Campo di applicazione: analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare.

Il cap. 10 del Decreto del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 14 Gennaio 2008 fornisce le istruzioni relative alla Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo, cui il progettista delle strutture deve attenersi nella redazione degli elaborati progettuali.

Il punto 10.2 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo specifica:

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità.

Nella fase di stesura della relazione di calcolo, utilizzando i tabulati provenienti da codici di calcolo, è demandato al progettista il compito di analisi preliminare della documentazione:

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Il presente documento costituisce assieme alle stampe degli esempi documento di validazione dei software prodotti dalla En.Ex.sys srl.

#### Benchmark

Il controllo della affidabilità delle analisi numeriche è stato condotto su una serie di esempi di letteratura la cui soluzione sia esprimibile in forma chiusa, allo scopo di verificare l'affidabilità del software.

Gli esempi condotti, corredati della fonte di riferimento, dei risultati numerici e dei file dati permettono la riproduzione integrale degli stessi da parte degli utenti.

- Frequenze naturali di vibrazione di una trave appoggiata
- Frequenze naturali di vibrazione di una trave a mensola
- Frequenza naturale di vibrazione di un oscillatore semplice
- Trave piana con estremi incastrati
- Sistema piano di aste sospese
- Stato tensionale di una trave inflessa
- Stato tensionale di una trave inflessa
- Sistema piano di aste sospese
- Trave a mensola soggetta a momento torcente concentrato
- Telaio piano
- Trave reticolare piana
- Controllo dell'analisi condotta considerando il comportamento monolatero degli elementi biella - trave

- Aste piane e carico termico
- Flessione in una piastra circolare

**Test 001 - Frequenze naturali di vibrazione di una trave appoggiata**

**Fonte:** Ray, W. Clough, Joseph Penzien - **Dynamics of Structures**; Mc Graw-Hill Book Company, cap. 18

**Tipi di analisi:** dinamica modale

**Descrizione schema statico:** trave a sezione costante isostaticamente vincolata con due appoggi semplici soggetta al solo peso proprio.

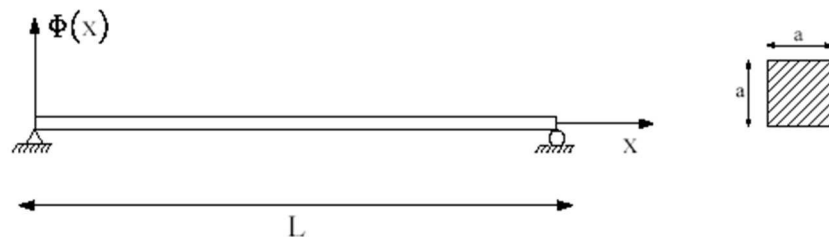


Fig. 1 Schema statico

**Obiettivo:** determinare i primi tre modi di vibrare.

**Dati:**

$$E = 2100000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$a = 30 \text{ [cm]}$$

$$L = 10 \text{ [m]}$$

$$P_p = 706.5 \text{ [Kg/m]}$$

**Modello:** La trave reale viene modellata con 20 elementi finiti di uguale lunghezza. I nodi di estremità vengono vincolati in modo da lasciare libera solo la rotazione  $Y$ . Per tutti i nodi restanti si lascia libera la rotazione  $Y$  e le traslazioni nel piano  $XZ$ .

**File dati:** [Test 001](#)

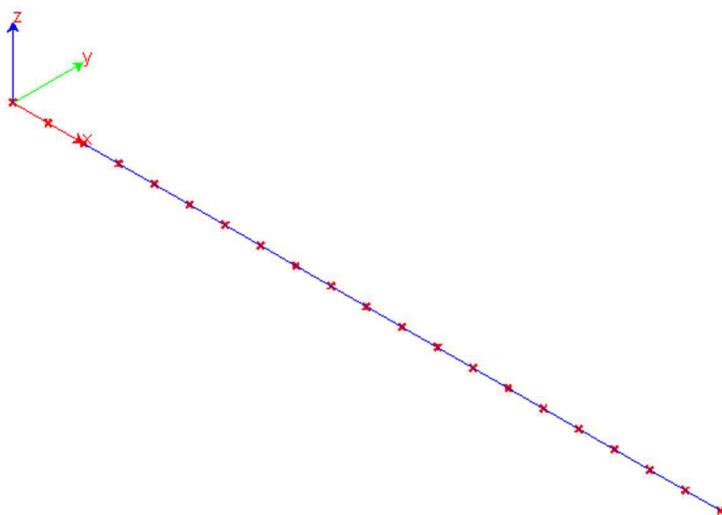


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

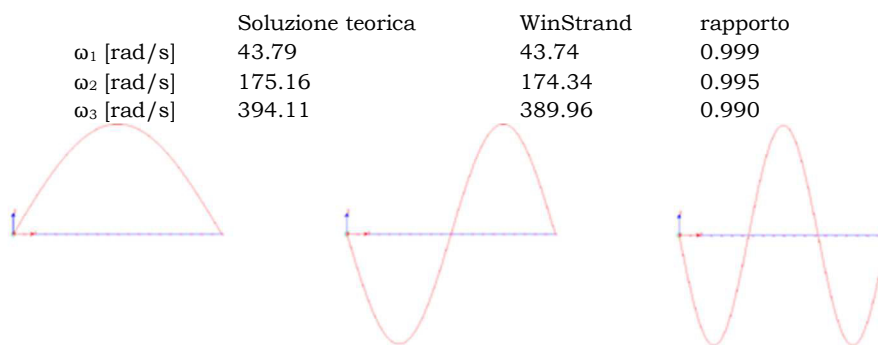


Fig. 3 Prime tre forme modali

**Creazione:** Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

**Ultima Revisione:** Giovedì 09 Novembre, 2006

### Test 002 - Frequenze naturali di vibrazione di una trave a mensola

**Fonte:** Ray, W. Clough, Joseph Penzien - **Dynamics of Structures**; Mc Graw-Hill Book Company, cap. 1

**Tipi di analisi:** dinamica modale

**Descrizione schema statico:** trave a sezione costante con un estremo incastrato e l'altro libero soggetta al solo peso proprio.

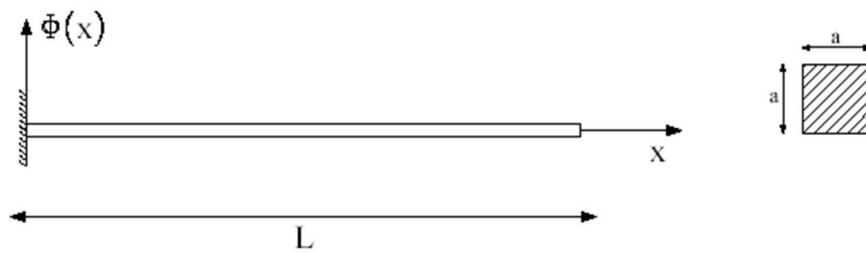


Fig. 1 Schema statico

**Obiettivo:** determinare i primi tre modi di vibrare.

**Dati:**

$$E = 2100000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$a = 30 \text{ [cm]}$$

$$L = 10 \text{ [m]}$$

$$P_p = 706.5 \text{ [Kg/m]}$$

**Modello:** La trave reale viene modellata con 20 elementi finiti di uguale lunghezza. Il primo nodo di estremità viene vincolato completamente in modo da bloccare tutti i gradi di libertà. Per tutti i nodi restanti si lascia libera la rotazione  $Y$  e le traslazioni nel piano  $XZ$ .

**File dati:** [Test 002](#)

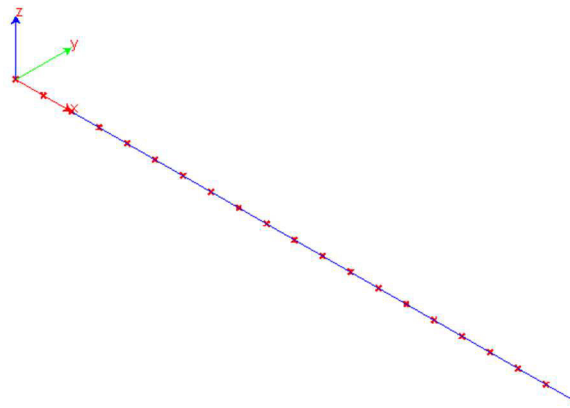


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$\omega_1$ [rad/s]	15.60	15.57	0.998
$\omega_2$ [rad/s]	97.76	97.00	0.992
$\omega_3$ [rad/s]	273.76	269.52	0.985



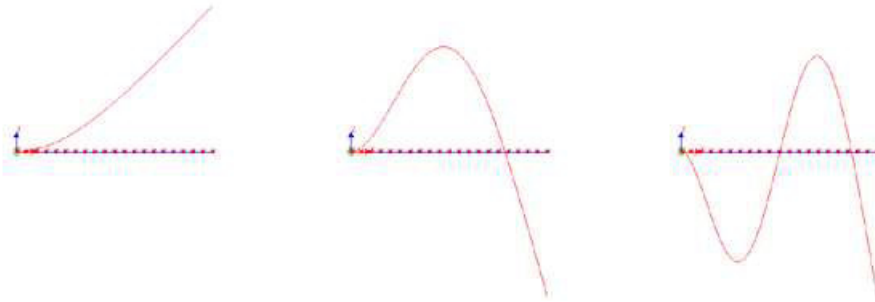


Fig. 3 Prime tre forme modali

**Creazione:** Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

**Ultima Revisione:** Giovedì 09 Novembre, 2006

### **Test 003 - Frequenza naturale di vibrazione di un oscillatore semplice**

Fonte: W. T. Thomson - Vibrazioni Meccaniche Teoria ed applicazioni; Tamburini editore Milano

Tipi di analisi: dinamica modale

**Descrizione schema statico:** sistema dinamico ad un solo grado di libertà formato da una molla con un estremo vincolato connessa nell'altro estremo ad una massa. La molla è considerata priva di massa e con rigidezza  $K$ .

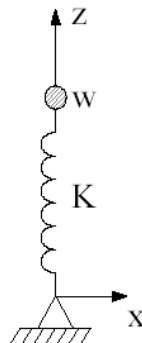


Fig. 1 Schema statico

**Obiettivo:** determinare il periodo proprio del sistema.

**Dati:**

**$K = 857.18$**  [Kg/m]

**$w = 1.13$**  [Kg] (**2.5** [lb])

**$g = 9.81$**  [m/sec<sup>2</sup>]

**Modello:** Per simulare la molla si è impiegato un elemento pilastro (in direzione  $Z$ ) con rigidezza assiale **EA/L** pari a quella della molla. La lunghezza **L** della molla è arbitraria. Il primo nodo di estremità viene vincolato completamente in modo da bloccare tutti i gradi di libertà. L'estremo

opposto ha un solo grado di libertà libero nella direzione di traslazione Z. La massa è modellata con una forza concentrata  $P_z$  in testa al pilastro pari a  $w$ .

**File dati:** [Test 003](#)



Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$\omega_1$ [rad/s]	86.085	86.120	1.0000

**Creazione:** Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

**Ultima Revisione:** Giovedì 09 Novembre, 2006

#### **Test 004 - Trave piana con estremi incastrati**

Fonte: Timoshenko - Strength of Material, Part I, Elementary Theory and Problems, pag. 26, problem 10

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: asta prismatica di sezione costante incastrata agli estremi e soggetta alle azioni assiali  $F_1$  ed  $F_2$  in corrispondenza di due sezioni intermedie.

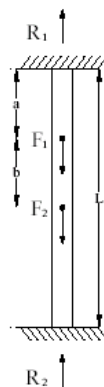


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: determinare le reazioni vincolari R1 ed R2 trascurando il peso delle aste.

Dati:

$$E = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$L = 24.5 \text{ [m]}$$

$$a = b = 0.3 L = 7.62 \text{ [m]}$$

$$A = 100 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$F1 = 2.0 \text{ [t]}$$

$$F2 = 0.45349 \text{ [t]}$$

Modello: I nodi vengono inseriti in corrispondenza delle estremità vincolate e dei due punti di applicazione delle forze F1 ed F2.

File dati: [Test 004](#)

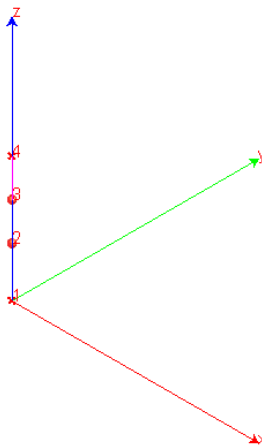


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
R <sub>1</sub> [Kg]	408.23	408.23	1.000
R <sub>2</sub> [Kg]	272.15	272.15	1.000

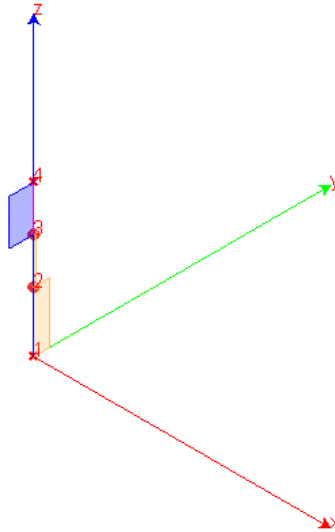


Fig. 3 Diagramma sforzo normale nelle aste: asta 1-2 compressa, asta 3-4 tesa

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

Ultima Revisione: Giovedì 09 Novembre, 2006

### **Test 005 - Sistema piano di aste sospese**

Fonte: Timoshenko - Strength of Material, Part I, Elementary Theory and Problems, pag. 10, problem 2

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: struttura simmetrica costituita da due aste inclinate connesse sull'asse di simmetria e vincolate sulle due estremità rimanenti (vedi Fig. 1). Le aste sono di acciaio con lunghezza  $L$  e sezione trasversale pari ad  $A$ . Il carico concentrato  $F$  agisce sulla sezione di simmetria.

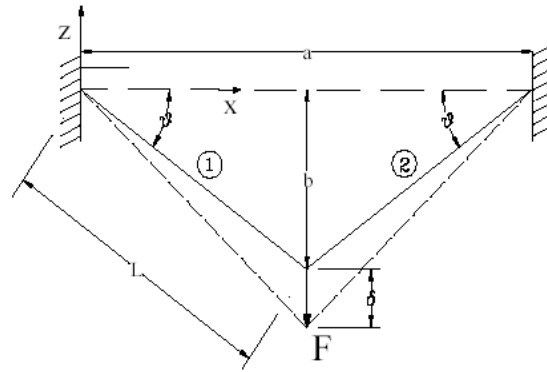


Fig. 1 Schema statico

**Obiettivo:** determinare il valore della tensione  $\sigma$  in ciascuna delle aste e lo spostamento  $\delta$  della sezione di simmetria trascurando il peso delle aste.

**Dati:**

**E** = 2068428 [Kg/cm<sup>2</sup>]

**L** = 457.20 [cm]

**$\theta$**  = 30 [°]

**A** = 3.23 [cm<sup>2</sup>]

F = 2267 [kg]

Modello: La distanza tra i nodi di estremità è calcolata pari ad  $a = 2L \cos \theta$ . La freccia con cui posizionare il nodo intermedio vale  $b = L \sin \theta$ .

File dati: [Test 005](#)

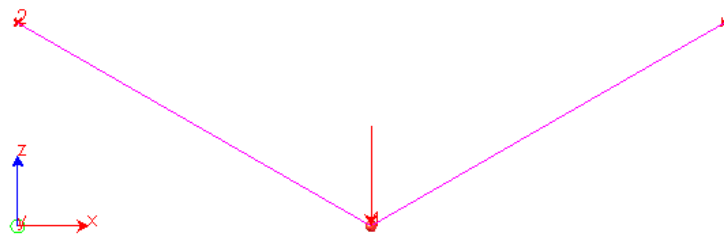


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

Soluzione teorica

WinStrand

rapporto

$\sigma$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	689.5	701.86	1.018
$\delta$ [mm]	3.048	3.103	1.018

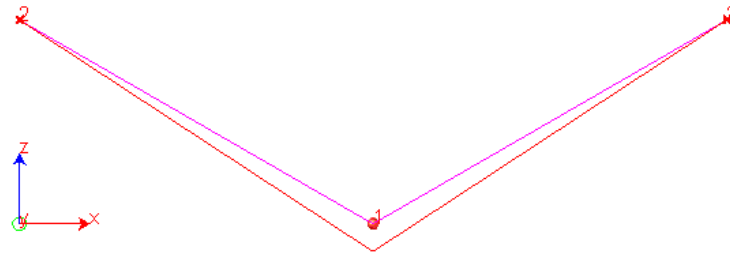


Fig. 3 Deformata

**Creazione:** Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

**Ultima Revisione:** Giovedì 09 Novembre, 2006

### Test 006 - Stato tensionale di una trave inflessa

Fonte: Timoshenko - Strength of Material, Part I, Elementary Theory and Problems, pag. 98, problem 4

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: trave isostatica di luce  $L$  con due sbalzi di luce  $a$  soggetti al carico distribuito di intensità  $w$ . La trave ha sezione a doppio T con sezione trasversale pari ad  $A$ .

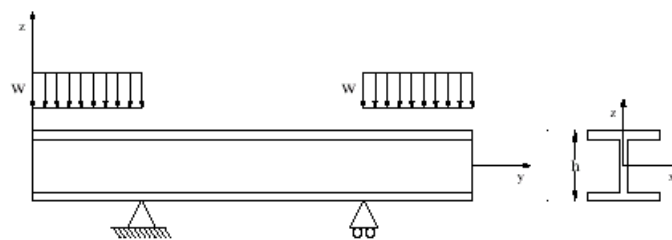


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: determinare nella sezione di mezzzeria il valore della tensione  $\sigma_{max}$  e dello spostamento verticale  $\delta$  trascurando il peso delle aste.

Dati:

$$E = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$L = 609.6 \text{ [cm]}$$

$$a = 304.8 \text{ [cm]}$$

$$h = 76.2 \text{ [cm]}$$

$$A = 326.77 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$J = 328488 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$w = 14.88 \text{ [t/m]}$$

Modello: I due nodi di estremità e quello in posizione mediana sono liberi. Il primo nodo nella posizione del primo vincolo ha un solo grado di libertà libero (rotazione Y) mentre il nodo in corrispondenza del secondo vincolo ha due gradi di libertà (rotazione Y e traslazione X).

File dati: [Test 006](#)



Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$\sigma$ [cm <sup>2</sup> ]	786	802	1.020
$\delta$ [mm]	4.620	4.725	1.023

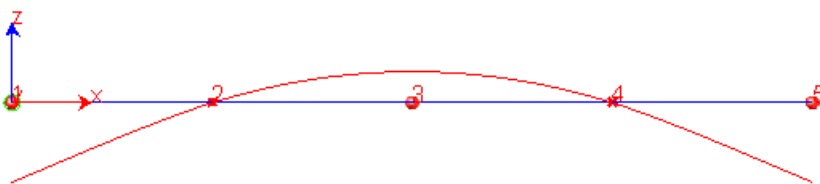


Fig. 3 Deformata

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

Ultima Revisione: Giovedì 09 Novembre, 2006

**Test 007 - Stato tensionale di una trave inflessa**



Fonte: Cremonesi - Manuale Ingegneria Civile, ESAC, SEZ. I, pag. 82

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: trave con incastro sul primo estremo e carrello sull'estremo opposto. La trave con sezione trasversale circolare con diametro  $d$  e luce  $L$  è soggetta al carico uniformemente distribuito  $q$  su tutta la campata.

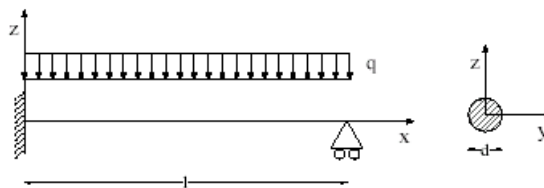


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: determinare nella sezione incastrata il valore del momento flettente  $M_a$  e nella sezione opposta il valore del taglio  $V_b$ . Si trascura il peso delle aste.

Dati:

$$E = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$L = 50.8 \text{ [cm]}$$

$$d = 3.81 \text{ [cm]}$$

$$q = 1.784 \text{ [t/m]}$$

Modello: La trave viene modellata con due aste in serie. Il nodo sulla prima estremità viene incastrato (zero gradi di libertà), quello in posizione mediana è totalmente libero, il nodo sull'estremità opposta ha due gradi di libertà liberi (rotazione  $Y$  e traslazione  $X$ ).

**File dati:** [Test 007](#)

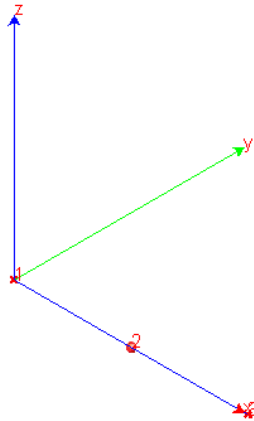


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
Ma [tm]	0.057	0.057	1.000
Vb [Kg]	340.19	340.17	1.000

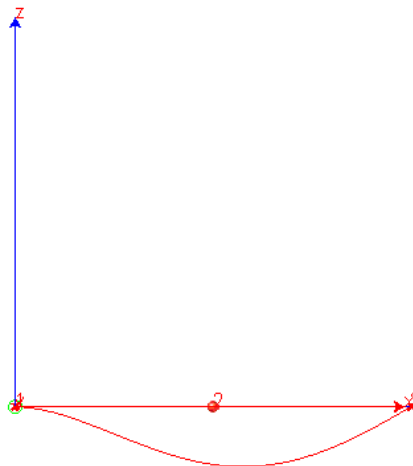


Fig. 3 Deformata

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

Ultima Revisione: Giovedì 09 Novembre, 2006

**Test 008 - Sistema piano di aste sospese**

Fonte: W. Nash, Strength of Material, pag. 28, prob. 2.3

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: una barra orizzontale infinitamente rigida, caricata con due forze concentrate  $F$ , è sospesa in tre punti con le aste verticali descritte in Fig. 1. Le due aste più esterne sono in acciaio mentre quella intermedia è in rame. Nel punto di sospensione le tre aste sono incastrate.

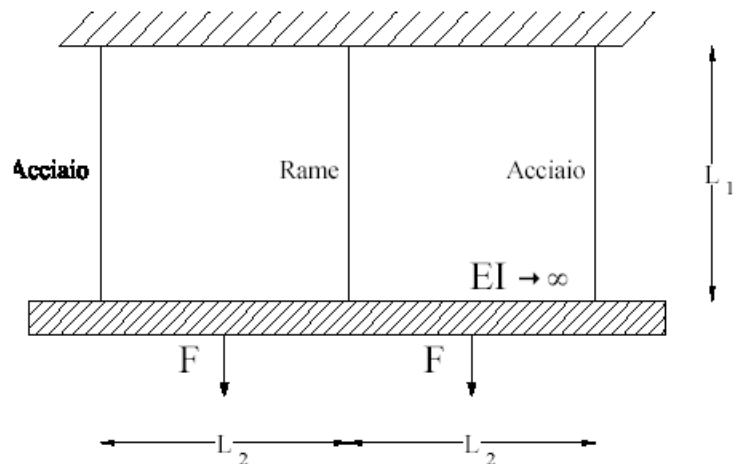


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: determinare lo sforzo assiale in ciascuna delle tre aste. Si trascura il peso delle aste.

Dati:

$$E_{\text{acc}} = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$E_{\text{rame}} = 1172110 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$L_1 = 213.36 \text{ [cm]}$$

$$L_2 = 304.80 \text{ [cm]}$$

$$A_{\text{acc}} = 3.2258 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\text{rame}} = 9.6774 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$F = 5.44 \text{ [t]}$$

Modello: Il sistema simmetrico è descritto con 8 nodi di cui 3 nei punti di sospensione delle aste verticali, 3 nelle intersezioni delle aste verticali con la barra orizzontale e 2 nei punti di applicazione dei carichi  $F$ . Tra i suddetti nodi si connettono 7 aste con le relative caratteristiche. I tre nodi di sospensione sono completamente vincolati (zero gradi di libertà). Tutti gli altri nodi

posso spostarsi nel piano X-Z e ruotare intorno ad Y. La barra infinitamente rigida è simulata assegnando un modulo elastico di quattro ordini di grandezza maggiore rispetto agli altri.

File dati: [Test 008](#)

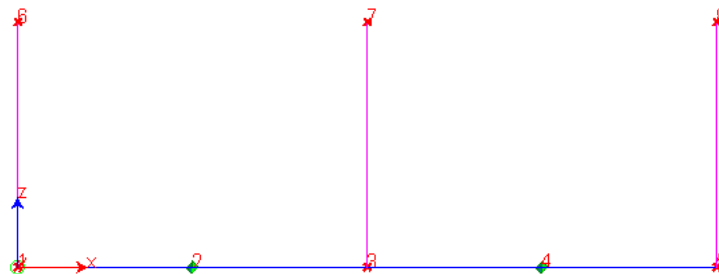


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
R6=R8 [t]	2.94	2.99	1.017
R7 [t]	4.98	4.90	0.984

R5, R6 ed R7 sono le reazioni verticali nei rispettivi nodi. Tali valori eguagliano gli sforzi normali nelle corrispondenti aste.

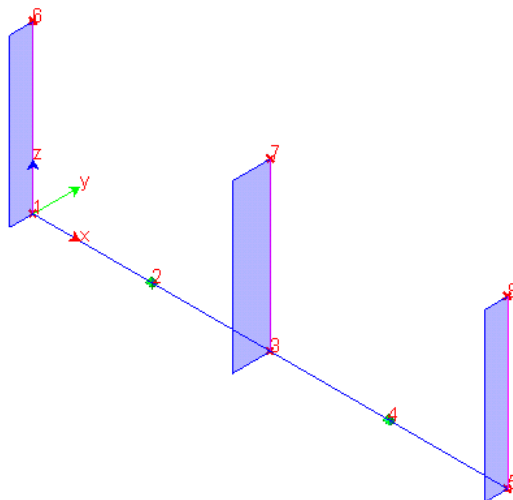


Fig. 3 Diagrammi degli sforzi normali

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

Ultima Revisione: Giovedì 09 Novembre, 2006

**Test 009 - Trave a mensola soggetta a momento torcente concentrato**

Fonte: NAFEMS, Background to Benchmarks, 1993, test LE5

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: trave con incastro sul primo estremo e libera sull'estremo opposto. La trave con sezione trasversale a Z di spessore  $t$  e luce  $L$  è soggetta in corrispondenza della sezione sull'estremità libera ad una coppia torcente generata dalla presenza di due forze di taglio  $S$  concentrate sulle ali.

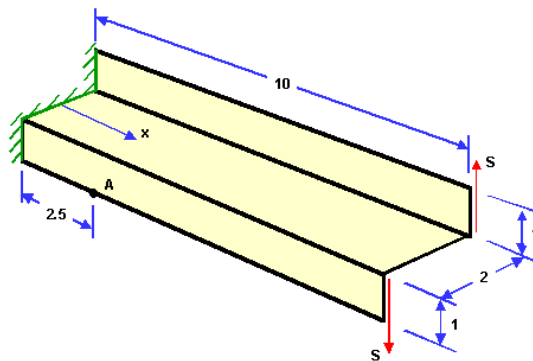


Fig. 1 Schema statico

**Obiettivo:** determinare nel punto A la tensione normale  $\sigma_x$  nella sezione trasversale condotta in  $x=2,5$  m dall'incastro. Si trascura il peso della trave.

**Dati:**

**E** = 2100000 [Kg/cm<sup>2</sup>]

**$\nu$**  = 0.3

**L** = 10 [m]

**t** = 0.1 [m]

**S** = 0.6 [MN]

Modello: La trave viene modellata con una mesh uniforme di 24 elementi piani connessi a 36 nodi. I nodi per  $x=0$  sono tutti incastrati (zero gradi di libertà) mentre i rimanenti risultano totalmente liberi.

**File dati:** [Test 009](#)

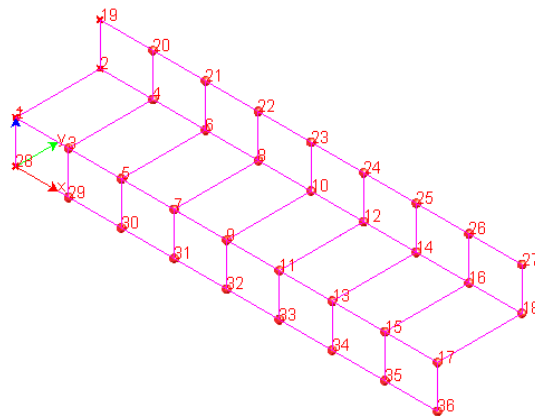


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

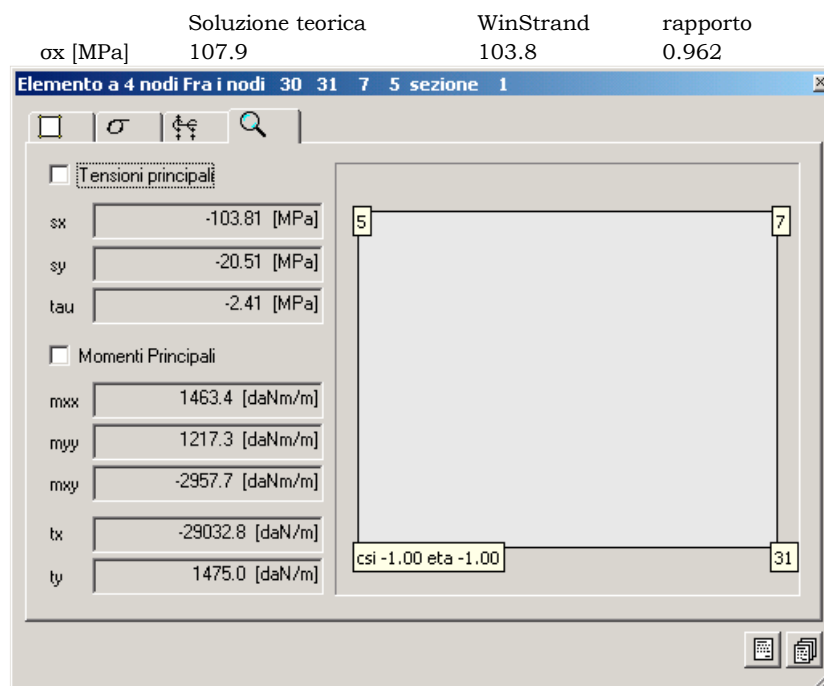


Fig. 3 Il valore puntuale nel nodo 30

**Creazione:** Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

**Ultima Revisione:** Giovedì 09 Novembre, 2006

**Test 010 - Telaio piano**

Fonte: Timoshenko, Strength of Material, Part I, Elementary Theory and Problems, pag. 188

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: Portale incastrato alla base dei ritti e caricato nella mezzeria del traverso con un carico concentrato P. Lo schema è staticamente indeterminato.

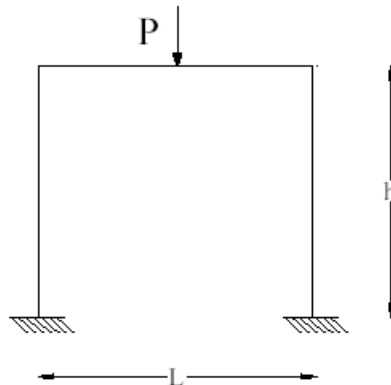


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: determinare le reazioni verticali alla base dei ritti. Si trascura il peso delle aste.

Dati:

$$E = 2068428 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$L = 3.04 \text{ [m]}$$

$$h = 2.54 \text{ [m]}$$

$$A.\text{rit} = 25.80 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A.\text{trav} = 51.61 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$P = 0.45 \text{ [t]}$$

Modello: I due nodi alla base del portale vengono vincolati in modo da lasciare libera solo la rotazione Z. I nodi rimanenti sono completamente liberi. Il carico P viene applicato al nodo inserito in mezzeria del traverso.

File dati: [Test 010](#)



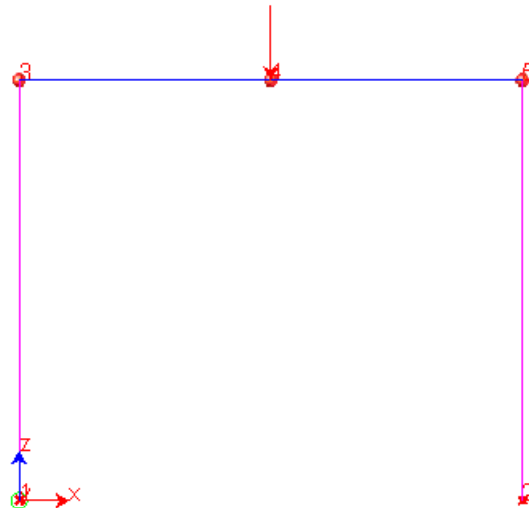


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
$R1 = R2$ [t]	0.225	0.225	1.000

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

Ultima Revisione: Giovedì 09 Novembre, 2006

### Test 011 - Trave reticolare piana

Fonte: Timoshenko, Strength of Material, Part I, Elementary Theory and Problems, pag. 188

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: La trave reticolare piana è formata da 9 aste di legno ed è vincolata esternamente con una cerniera ed un carrello. I vincoli interni tra le aste sono cerniere. La struttura è soggetta ai carichi esterni  $P_z$  e  $P_x$ .

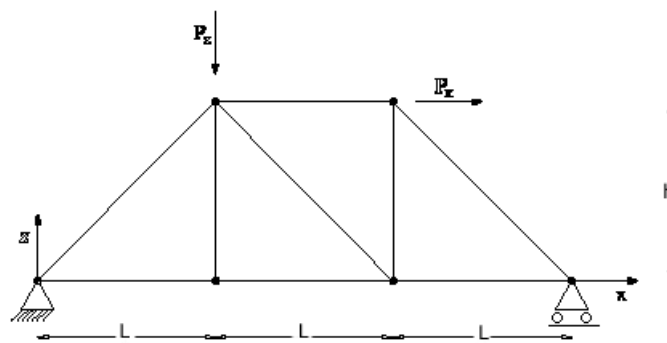


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: determinare gli spostamenti nodali associati alla configurazione di carico assegnata. Si trascura il peso delle aste.

Dati:

$$E = 141900 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$L = 6.096 \text{ [m]}$$

$$h = 4.572 \text{ [m]}$$

$$A = 929.03 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$P_x = 8.90 \text{ [t]}$$

$$P_z = 4.45 \text{ [t]}$$

**Modello:** Il nodo 1 ha un solo grado di libertà libero (rotazione Y). Il nodo 4 ha due gradi di libertà liberi (rotazione Y e traslazione X). I nodi rimanenti sono vincolati a spostarsi nel piano X-Z ( $U_x$ ,  $U_z$ ,  $R_y$  liberi).

**File dati:** [Test 011](#)

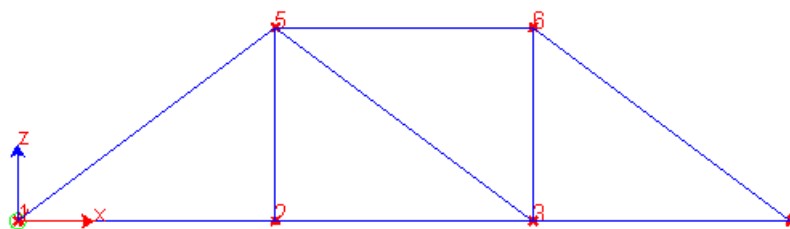


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

Ux nodo	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
1 [mm]	0.00	0.00	1.000
2 [mm]	0.45	0.46	1.022
3 [mm]	0.90	0.91	1.011
4 [mm]	1.12	1.14	1.018
5 [mm]	0.91	0.92	1.011
6 [mm]	1.09	1.11	1.018

Tab. 1 Spostamenti Ux

Uz nodo	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
1 [mm]	0.00	0.00	1.000
2 [mm]	-1.33	-1.35	1.015
3 [mm]	-0.76	-0.77	1.013
4 [mm]	0.00	0.00	1.000
5 [mm]	-1.33	-1.35	1.015
6 [mm]	-0.63	-0.64	1.016

Tab. 2 Spostamenti Uz

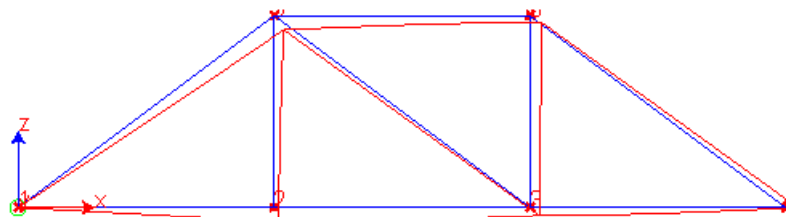


Fig. 3 Deformata

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

Ultima Revisione: Giovedì 09 Novembre, 2006

### **Test 012 - Controllo dell'analisi condotta considerando il comportamento monolatero degli elementi biella - trave**

Fonte: Test interno EnExSys

Tipi di analisi: statica non lineare (effetti dovuti al comportamento monolatero delle aste)

Descrizione schema statico: Trave reticolare tipo Monier vincolata isostaticamente esternamente e soggetta a 10 kN per ogni nodo del corrente superiore.

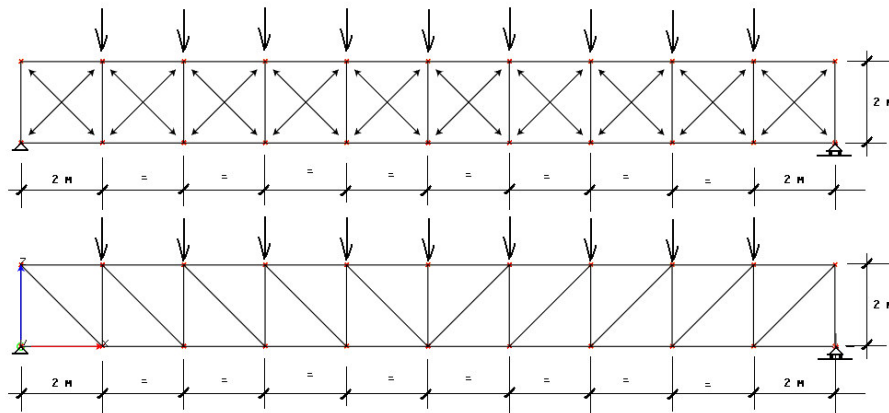


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: Confrontare i risultati ottenuti nei due schemi statici: controllare che i risultati ottenuti in una struttura staticamente determinata ed in una iperstatica coincidano.

Dati:

$$E = 2100000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\text{Area correnti estradosso} = 45.33 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Area correnti intradosso} = 45.33 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Area diagonali} = 38.85 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Area montanti} = 38.85 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Carico nodali applicato} = 10 \text{ [kN]} \text{ nodo per un totale di } 90 \text{ [kN]}$$

Modello: La trave reale viene modellata con elementi finiti tipo biella. Le travi sono vincolate a muoversi nel piano x-z globale e sono esternamente isostatiche (nodo in basso a sinistra vincolato alla traslazione globalmente e nodo in basso a destra libero di spostarsi solo in direzione X).

**File dati:** [Test 012](#)

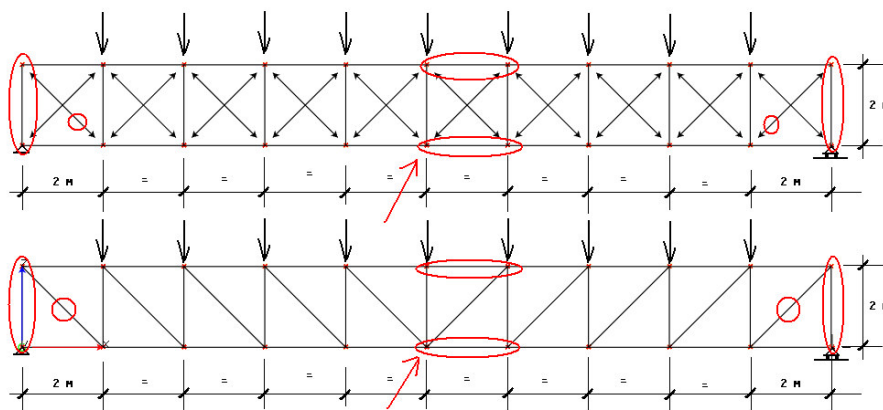


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

Soluzione teorica (semplice modello isostatico):

Reazione vincolare, sforzo nel primo montante:  $(9 \times 10 \text{ kN} / 2) = 45 \text{ [kN]}$

Sforzo assiale in un corrente in mezzeria:  $(10 \times 45 - 8 \times 10 - 6 \times 10 - 4 \times 10 - 2 \times 10) / 2 = 125 \text{ [kN]}$

Sforzo nel primo diagonale:  $45 / \cos(45^\circ) = 63.639 \text{ [kN]}$

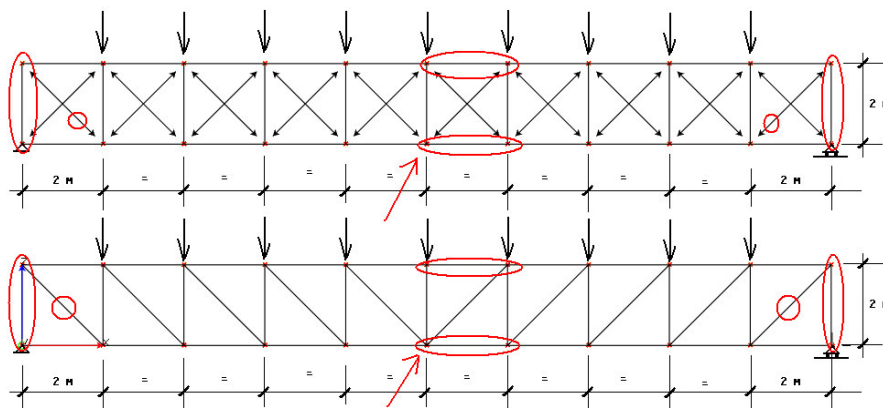


Fig. 3 Aste oggetto del confronto

Sforzo assiale	Soluzione teorica	WinStrand Modello Isostatico	WinStrand Modello Iperstatico	rapporto
Nell'asta centrale del corrente superiore [kN]	125	125	125	1
Nell'asta centrale del corrente inferiore [kN]	125	125	125	1
Nel primo montante a sinistra [kN]	45	45	45	1
Nel primo montante a destra [kN]	45	45	45	1

Sforzo assiale	Soluzione teorica	WinStrand Modello Isostatico	WinStrand Modello Iperstatico	rapporto
Nel primo diagonale a sinistra [kN]	63.639	63.639	63.639	1
Nel primo diagonale a destra [kN]	63.639	63.639	63.639	1
Spostamento del nodo centrale [mm]	-6.786	-6.786	-6.786	1

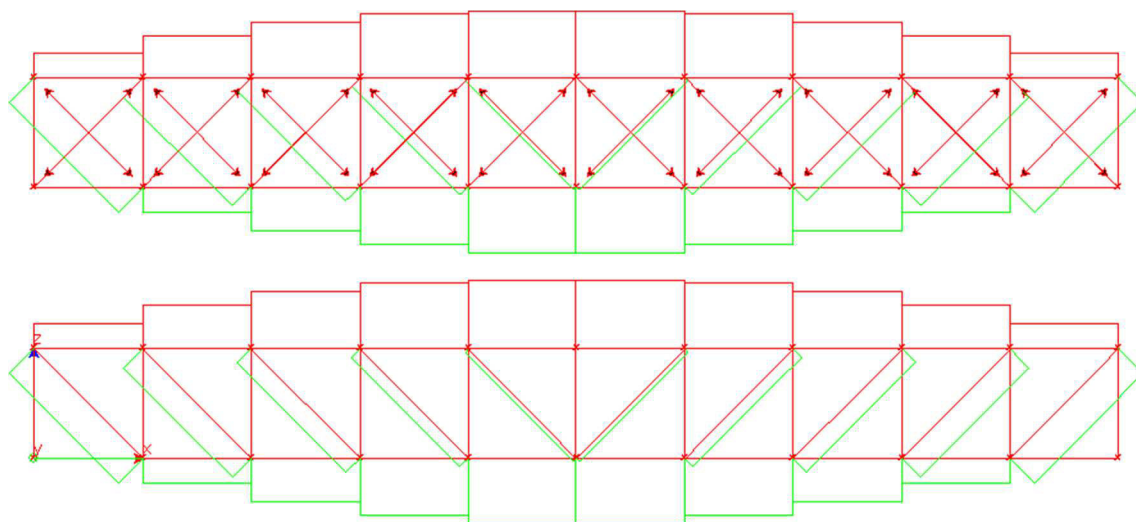


Fig. 4 Diagramma dello sforzo assiale

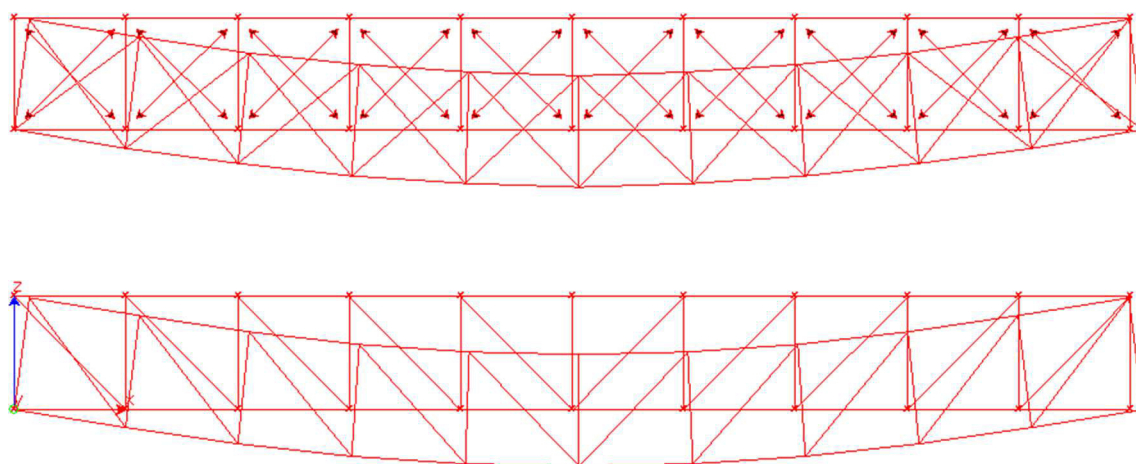


Fig. 5 Deformata

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

Ultima Revisione: Giovedì 09 Novembre, 2006

### Test 013 - Aste piane e carico termico

Fonte: R. D. Cook, D. S. Malkus, M.E. Plesha, Concepts and applications of finite element analysis, III ed., J. Wiley & Sons, pag. 57

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: Tre aste uguali in serie formano un sistema incastrato alle estremità con luce pari a  $3L$ . Solo le prime due aste sono soggette ad una variazione termica uniforme  $DT$ .

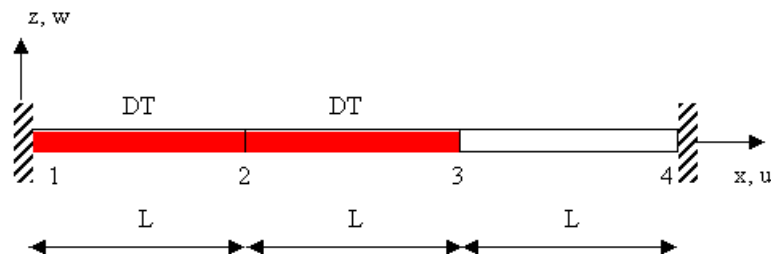


Fig. 1 Schema statico

Obiettivo: determinare lo spostamento orizzontale della sezione 3 e lo sforzo assiale  $N_{12}$ ,  $N_{23}$ ,  $N_{34}$  in ciascuna delle tre aste.

Dati:

$$E = 2100000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\nu = 0.33$$

$$L = 100 \text{ [cm]}$$

$$A = 25 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\alpha = 0.000012 \text{ [1/}^\circ\text{C]}$$

$$DT = 833.333 \text{ [}^\circ\text{C]}$$

Modello: I nodi 1 e 4 sono incastrati (zero gradi di libertà) mentre gli altri intermedi risultano totalmente liberi. Il carico termico è applicato alle aste 1-2 e 2-3.

File dati: [Test 013](#)



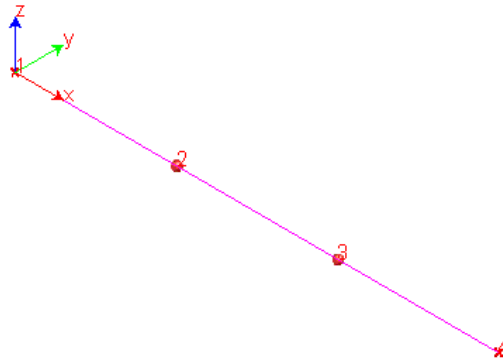


Fig. 2 Modello

Analisi dei risultati:

Sforzo assiale	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
u3 [cm]	2/3	0.67	1.000
N <sub>12</sub> , N <sub>23</sub> , N <sub>34</sub> [t]	350.0	350.0	1.000

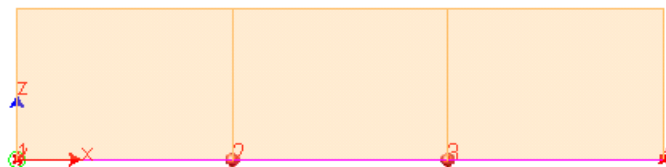


Fig. 3 Diagramma sforzo normale nelle aste.

Creazione: Giovedì 09 Novembre, 2006

EnExSys InForma Supporto Tecnico

Ultima Revisione: Giovedì 09 Novembre, 2006

### Test 014 - Flessione in una piastra circolare

Fonte: Cremonesi - Manuale Ingegneria Civile, ESAC, SEZ. II, pag. 114

Tipi di analisi: statica lineare

Descrizione schema statico: Piastra circolare sottile di raggio  $a$  e spessore  $t$  soggetta a diverse condizioni di vincolo sul contorno e di carico.

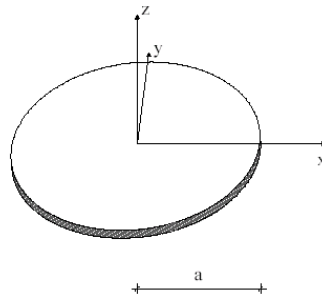


Fig. 1 Schema statico

**Obiettivo:** determinare l'abbassamento  $w$  del centro della piastra, trascurando il peso della piastra, nei seguenti casi:

carico uniformemente distribuito  $q_0$  su tutta la piastra e contorno incastrato;

carico concentrato  $P$  applicato nel centro della piastra e contorno incastrato;

carico uniformemente distribuito  $q_0$  su tutta la piastra e contorno appoggiato.

**Dati:**

**E** = 2100000 [Kg/cm<sup>2</sup>]

$\nu$  = 0.3

**a** = 1.50 [m]

**t** = 3 [cm]

**q<sub>0</sub>** = 10 [t/m<sup>2</sup>]

**P** = 2 [t]

**Modello:** La piastra viene modellata nei tre casi sempre nello stesso modo e cioè con una mesh di elementi piani a 4 nodi. Nella direzione radiale sono presenti 8 intervalli mentre lungo il perimetro sono presenti 20 intervalli per un totale di 150 elementi finiti.

**File dati:** [Test 014 A](#), [Test 014 B](#), [Test 014 C](#)

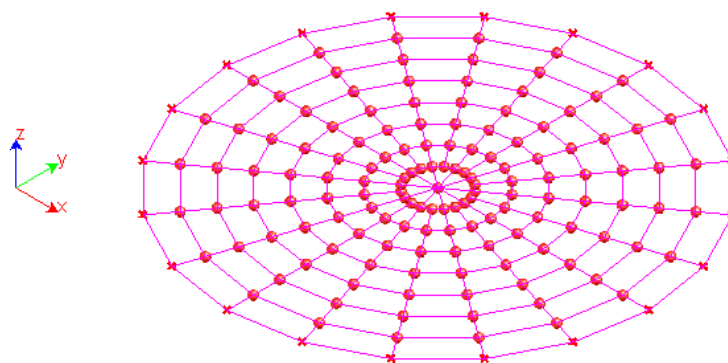


Fig. 2 Modello

Caso A - carico uniformemente distribuito  $q_0$  su tutta la piastra e contorno incastrato

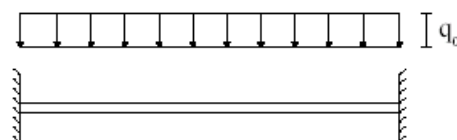


Fig. 3 Schema del caso A

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
w [mm]	15.20	15.25	1.003

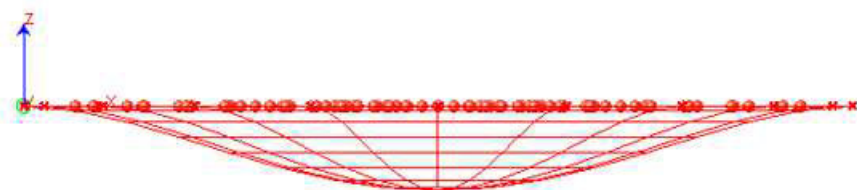


Fig. 4 Deformata del caso A

Caso B - carico concentrato  $P$  applicato nel centro della piastra e contorno incastrato

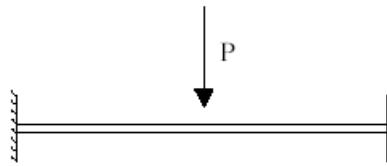


Fig. 5 Schema del caso B

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
w [mm]	1.725	1.722	0.998



Fig. 6 Deformata del caso B

*Caso C - carico uniformemente distribuito  $q_0$  su tutta la piastra e contorno  
appoggiato*

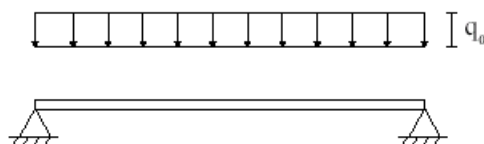


Fig. 7 Schema del caso C

Analisi dei risultati:

	Soluzione teorica	WinStrand	rapporto
w [mm]	61.96	61.88	0.999

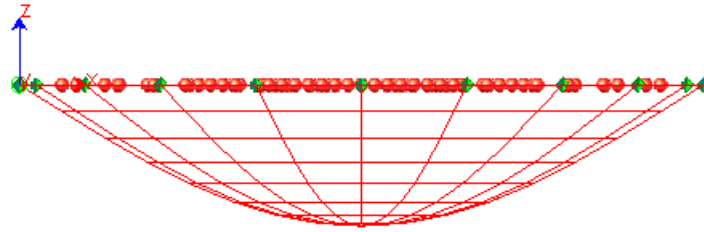


Fig. 8 Deformata del caso C

**Creazione:** Giovedì 09 Novembre, 2006

## **B. ALLEGATO**

### **(risultati indagini diagnostiche)**

Si allegano alla presente relazione i risultati di prova elaborati dalla società C.G.G per i due ponti in oggetto ed in particolare:

- RAPPORTO DI PROVA N° R/23PC/247 per il ponte al km 32+176 (P012)
- RAPPORTO DI PROVA N° R/23PC/329 per il ponte al km 33+090 (P014)