



# PROVINCIA DI BOLOGNA

*Settore Lavori Pubblici*

STRADA

***S.P. 569 "DI VIGNOLA "***

LAVORO

***COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA  
S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P. 78 NEI  
COMUNI DI CREPELLANO E BAZZANO***

ELABORATO

RELAZIONI E CALCOLI STRUTTURE

OPERE D'ARTE PRINCIPALI

VARIANTE ALLA S.P. N° 78 "CASTELFRANCO MONTEVEGLIO"

CAVALCAVIA SU VARIANTE S.P. 569 prog. km 0+664

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI ED ELEVAZIONI

PROGETTAZIONE GENERALE

PROGETTISTA

*Geom. Emanuele Tracchi*

*Dott. Ing. Marco Ferrarini*

*Dott. Ing. Chiara Ferrari*

*P.i.e. Stefano Romagnoli*

*Geom. Federico Vannucchi*

**Servizio  
Progettazione  
e Costruzioni  
Stradali**

DATA **LUGLIO 2013**

N.

**B.2.1.18**

SCALA

-

RIFERIMENTO :

**PROGETTO ESECUTIVO**

PROGETTAZIONE STRUTTURALE



IL DIRIGENTE DEL SERVIZIO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

*Dott. Ing. Pietro Luminasi*

1

09/12/2013

revisione

0

16/07/2013

emissione

REVISIONE

DATA

MODIFICA

QUESTO DISEGNO E LA RELATIVA INVENZIONE SONO DI PROPRIETA' DELL'AMMINISTRAZIONE  
NON NE E' CONSENTITO L'UTILIZZO SE NON SU ESPLICITA AUTORIZZAZIONE  
OGNI DIRITTO A TALE RIGUARDO E' ESPRESSAMENTE RISERVATO ED ESCLUSIVO



1	<b>PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
2	<b>NORMATIVA E RIFERIMENTI .....</b>	<b>8</b>
	2.1 Altri documenti .....	8
3	<b>CRITERI DI CALCOLO .....</b>	<b>9</b>
	3.1 Combinazioni di carico .....	9
	3.1 Programma di calcolo.....	11
4	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>15</b>
	4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni.....	15
	4.2 Conglomerato cementizio pali .....	15
	4.3 Conglomerato cementizio strutturale fond. ed elevaz. ....	15
	4.4 Acciaio per cemento armato .....	16
	4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale .....	16
	4.6 Aderenza barre in c.a. ....	16
5	<b>PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE .....</b>	<b>18</b>
6	<b>GEOMETRIA DELLE SEZIONI TIPO .....</b>	<b>20</b>
	6.1 Modellazione adottata.....	22
7	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>25</b>
	7.1 <b>Analisi dei carichi spalla .....</b>	<b>28</b>
	7.1.1 <i>Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g1) .....</i>	<i>28</i>
	7.1.2 <i>Carichi permanenti portati (g2) .....</i>	<i>28</i>
	7.1.3 <i>Altre azioni permanenti (g3).....</i>	<i>29</i>
	7.1.4 <i>Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo (<math>\epsilon_2</math>) .....</i>	<i>29</i>
	7.1.5 <i>Azioni Variabili da Traffico .....</i>	<i>29</i>
	7.1.6 <i>Azione di neve e vento (q5) .....</i>	<i>32</i>
	7.1.7 <i>Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (q7) .....</i>	<i>34</i>
	7.1.8 <i>Azione di frenamento (q3).....</i>	<i>35</i>
	7.1.9 <i>Azione centrifuga (q4).....</i>	<i>35</i>
	7.1.10 <i>Variazioni termiche (<math>\epsilon_3</math>) .....</i>	<i>35</i>
	7.1.11 <i>Cedimenti appoggi (<math>\epsilon_4</math>).....</i>	<i>36</i>
	7.1.12 <i>Scorrimenti viscosi (<math>\epsilon_2</math>).....</i>	<i>36</i>
	7.2 <b>Analisi dei carichi pila .....</b>	<b>37</b>
	7.2.1 <i>Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g1) .....</i>	<i>37</i>
	7.2.2 <i>Carichi permanenti portati (g2) .....</i>	<i>37</i>

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 2 di 188

7.2.3	<i>Altre azioni permanenti (g3)</i> .....	37
7.2.4	<i>Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo (<math>\varepsilon_2</math>)</i> .....	38
7.2.5	<i>Azioni Variabili da Traffico</i> .....	38
7.2.6	<i>Azione di neve e vento (q5)</i> .....	40
7.2.7	<i>Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (q7)</i> .....	40
7.2.8	<i>Azione di frenamento (q3)</i> .....	40
7.2.9	<i>Azione centrifuga (q4)</i> .....	41
7.2.10	<i>Variazioni termiche (<math>\varepsilon_3</math>)</i> .....	41
7.2.11	<i>Cedimenti appoggi (<math>\varepsilon_4</math>)</i> .....	41
7.2.12	<i>Scorrimenti viscosi (<math>\varepsilon_2</math>)</i> .....	41
7.2.13	<i>Urto veicoli stradali</i> .....	41
7.3	<b>Azioni sismiche (q6)</b> .....	42
7.3.1	<i>Eccentricità masse sismiche</i> .....	44
7.3.2	<i>I rischi di doppio accoppiamento delle frequenze di risonanza di terreno-strutture</i> .....	46
8	<b>CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE</b> .....	47
8.1	<b>Condizioni di carico elementari</b> .....	47
8.2	<b>Combinazioni di calcolo</b> .....	47
8.3	<b>Carichi agenti</b> .....	63
8.4	<b>Azioni interne, deformate e azioni sulle fondazioni</b> .....	83
8.5	<b>Verifiche SLU-SLE</b> .....	94
8.5.1	<i>Verifica a flessione</i> .....	100
8.5.2	<i>Verifica a taglio</i> .....	142
8.5.3	<i>Verifica paraghiaia</i> .....	151
9	<b>VERIFICA A FATICA</b> .....	158
10	<b>VERIFICA GIUNTI</b> .....	162
11	<b>VERIFICA APPOGGI</b> .....	164
12	<b>VERIFICA BAGGIOLO</b> .....	168
13	<b>VERIFICA RITEGNO SISMICO</b> .....	173
14	<b>VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE</b> .....	174
15	<b>CONCLUSIONI</b> .....	185

## Allegati:

- Tabulati di calcolo spalle e pile

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 3 di 188



- Validazione del software PROSAP

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 4 di 188

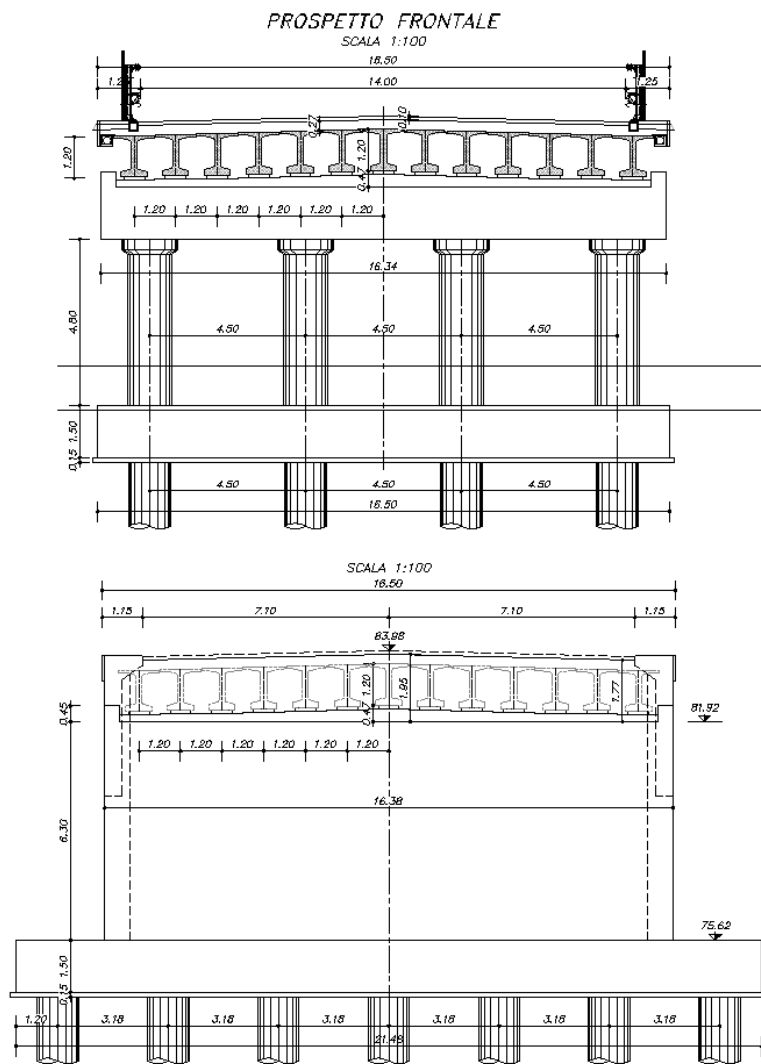
## 1 PREMESSA

Nell'ambito del Progetto Esecutivo relativo al "Completamento della variante generale alla S.P. n.569 e realizzazione delle varianti alla S.P. n.27 "Valle del Samoggia" e alla S.P. n.78 "Castelfranco - Monteveglio" nei Comuni di Bazzano e Crespellano" in Provincia di Bologna, si prevede la realizzazione di n.1 viadotto "Viadotto Nuova SP 78" sulla variante alla SP 78. Esso è costituito da n.2 campate in c.a.p. per il sovrappasso della nuova SP 569 in provincia di Bologna e con agenti i carichi accidentali dello "schema 1" delle NTC'08 e le azioni sismiche.

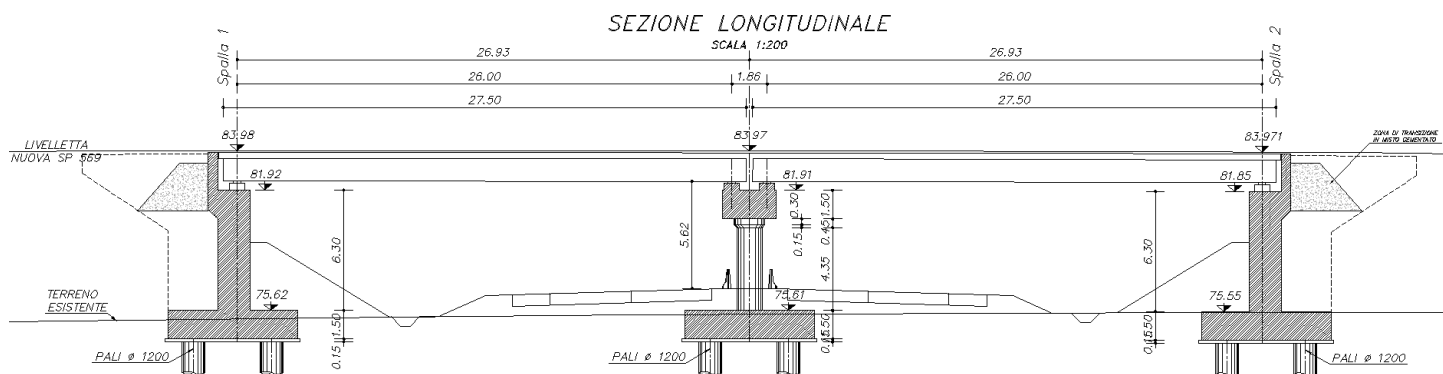


Vista aerea

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 5 di 188

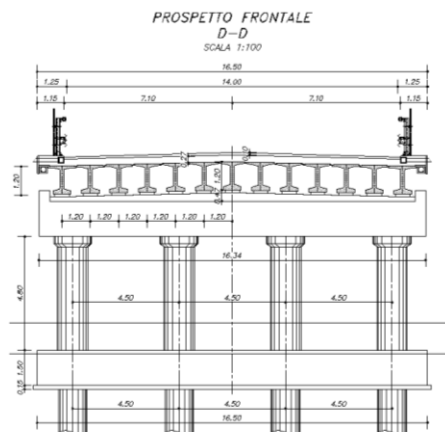
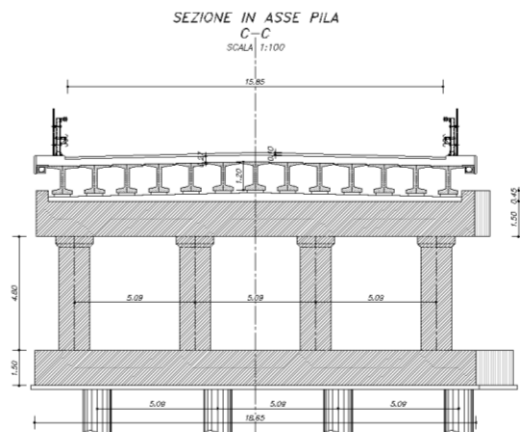


Sezione trasversale



Sezione longitudinale

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 6 di 188



Sezione tipo

Le due campate hanno luce di calcolo 26.00 m; la larghezza complessiva dell'impalcato è di 14.00+1.25x2 m.

Le travi hanno altezza di 1.20 m e sono n.13 interasse 1.20 m in ogni campata.

Per l'impalcato (soletta, travi e traversi) si rimanda alla relazione specifica.

Il sistema strutturale è costituito da luci di adeguata lunghezza e posti al di sopra della quota di progetto dell'asse stradale con franchi sufficienti. Le opere saranno adagiate su un letto di calcestruzzo a basso dosaggio "magrone" di circa 15 cm. Le infrastrutture hanno la sezione per garantire un franco minimo per consentire il transito veicolare. Al di sopra dell'estradosso della soletta si realizza la pavimentazione stradale.

La presente relazione di calcolo prende in considerazione le azioni tipiche di una struttura viaria soggetta alle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti stradali *D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni*.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 7 di 188

## 2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

### 2.1 Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 8 di 188

### 3 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al *D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni)*, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

#### 3.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC.

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

I carichi sono denominati:

- ✓  $G_k$  valore caratteristico del carico permanente, costituito dai pesi propri e dalla pressione del terreno;
- ✓  $Q_k$  valore caratteristico di carichi accidentali di tipo stradale.
- ✓  $E$  azione sismica

Come già anticipato, le verifiche sono tutte effettuate nei riguardi degli stati limite ultimi SLU, sismici SLV e di esercizio SLE.

Gli stati limite introducono dei coefficienti moltiplicativi  $\gamma$  sulle azioni di calcolo, generalmente maggiori dell'unità.

Parimenti per le resistenze dei materiali si introducono dei coefficienti riduttivi applicati alle resistenze dei materiali.

#### Combinazione fondamentale agli SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 9 di 188

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Rara} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Nelle NTC sono contenute diverse tabelle con i coefficienti moltiplicativi da utilizzare per le varie combinazioni SLU ed SLE, si riporta quella per le azioni di calcolo SLU;

*Tabella 6.2.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO $\gamma_F$	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
<i>Permanenti</i>	favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
<i>Permanenti non strutturali</i>	favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.35	1.0
<i>Variabili</i>	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
<i>Variabili da traffico</i> (da Tab. 5.1.V NTC)	favorevole	$\gamma_Q$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

### 3.1 Programma di calcolo

Di seguito si indicano (si riporta l'uscita del programma di calcolo per il modello strutturale) l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

#### **PROSAP**

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2013-04-162)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Dati utente finale:	STIGEA s.r.l.
Codice Utente:	dsi2332
Codice Licenza:	Licenza dsi2332

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <a href="http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm">http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm</a>

Nel prosieguo si indicano tipo di analisi strutturale condotta (statico,dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame **sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica**.

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 11 di 188



Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
<b>Progetto-verifica degli elementi</b>	
Progetto cemento armato	D.M. 14-01-2008
<b>Azione sismica</b>	
Norma applicata per l' azione sismica	D.M. 14-01-2008
<b>Combinazioni dei casi di carico</b>	
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU terreno A1	NO
SLU terreno A2	NO
SLU terreno G	SI
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 12 di 188

$K \cdot u = F$       dove     $K$  = matrice di rigidezza  
                           $u$  = vettore spostamenti nodali  
                           $F$  = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo **TRUSS**                      (biella-D2)
- Elemento tipo **BEAM**                        (trave-D2)
- Elemento tipo **MEMBRANE**                (membrana-D3)
- Elemento tipo **PLATE**                      (piastra-guscio-D3)
- Elemento tipo **BOUNDARY**                (molla)
- Elemento tipo **STIFFNESS**                (matrice di rigidezza)
- Elemento tipo **BRICK**                      (elemento solido)
- Elemento tipo **SOLAIO**                    (macro elemento composto da più membrane)

#### Modalità di presentazione dei risultati.

La presente relazione, oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini:

per i dati in ingresso:

- modello solido della struttura
- numerazione di nodi e ed elementi
- configurazioni di carico statiche
- configurazioni di carico sismiche con baricentri delle masse e eccentricità

per le combinazioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura)

- configurazioni deformate
- diagrammi e involuipi delle azioni interne
- mappe delle tensioni
- reazioni vincolari
- mappe delle pressioni sul terreno

per il progetto-verifica degli elementi

Elaborato	Revisione		Data
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 13 di 188

- diagrammi di armatura
- percentuali di sfruttamento
- mappe delle verifiche più significative per i vari stati limite

#### **Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.**

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .

La presente relazione viene redatta in accordo con il D.M.14-01-2008 (NTC2008).

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 14 di 188

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

### 4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S4 / S5
Copri ferro minimo	-

### 4.2 Conglomerato cementizio pali

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15.87 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 1.89 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1.33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 0.88 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 12.60 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4

### 4.3 Conglomerato cementizio strutturale fond. ed elevaz.

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2.12 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 15 di 188

Classe di esposizione  
Classe di consistenza

XC2 – XC4 – XF2  
S4

#### 4.4 Acciaio per cemento armato

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

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$

#### 4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale

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

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

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a mm, pertanto  $c_{nom} = \text{mm}$ , valore valido per tutte le parti di struttura.

Il copriferro netto minimo considerato per le opere in oggetto è pari a 4 cm.

#### 4.6 Aderenza barre in c.a.

Si valuta la condizione cautelativa di una struttura realizzata con calcestruzzo classe minima C25/30 e acciaio per c.a. B450C sfruttato al 70% con un diametro inferiore a  $\varnothing 32 \text{ mm}$ ; seguono i seguenti valori minimi di lunghezza di ancoraggio per barre in zona tesa e compressa :

$$l_{min} = \frac{1}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \times \phi$$

$$l_{min} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{min\_zona\_tesa}}{\phi} \rightarrow \frac{1}{4} \times \frac{450 \times 0.70}{\frac{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}}{1.5 \times 1.5}} \\ \frac{l_{min\_zona\_compr}}{\phi} \rightarrow \frac{1}{4} \times \frac{450 \times 0.70}{\frac{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}}{1.5}} \end{array} \right\}$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 16 di 188

$I_{\text{min zona tesa}} = [56 \varnothing]_{100\%} = [40 \varnothing]_{70\%}$

$I_{\text{min zona compr}} = [38 \varnothing]_{100\%} = [30 \varnothing]_{70\%}$

Come prescrizione minima, a meno di valutazioni specifiche, si adottano :

$I_{\text{min zona tesa}} = 40 \varnothing$

$I_{\text{min zona compr}} = 30 \varnothing$

Elaborato	Revisione		Data
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 17 di 188

## 5 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Per le caratteristiche geo-meccaniche del terreno si sono assunte le seguenti quantità:

- Peso proprio terreno  $\gamma_t = 19 \text{ KN/m}^3$
- Angolo di attrito interno  $\phi = 30^\circ$
- Coesione  $c = 0 \text{ KPa}$

Il coefficiente di spinta a riposo e attiva per il calcolo delle spinte del terreno vale:

- $K_0 = 1 - \sin\phi = 0.50$
- $K_a = 0.333$

Il modello del terreno di fondazione si assume essere secondo la teoria di *Winkler*.

La costante di sottofondo presa di riferimento per i calcoli è la seguente:

$$K_{w\_v} = 2.00 \text{ daN/cm}^3$$

$$K_{w\_v} = 5.00 \text{ daN/cm}^3$$

Si allega calcolo molle con modello alla Winkler in base alle caratteristiche del suolo e della struttura per due condizioni estremanti (sopra riportate) atte ad ottenere le azioni massime sulle fondazioni :

GEO Fondazione Superficiale \_ Ks Winkler

File Azione

VALUTAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO  
SECONDO VESIC' (1961)

File: 7\317\_molle\_v1.VES Data: 12-04-2013

LAVORO: GEO Fondazioni  
Calcolo Geotecnico

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI IN INGRESSO.

B = 5 (m) - Larghezza della Fondazione

H = 1 (m) - Spessore della Fondazione

J = 1.00000 (m<sup>4</sup>) - Momento di Inerzia della Sezione (1/12 BH<sup>3</sup> sez. rettangolare)

Es = 85 (MN/m<sup>2</sup>) - Modulo elastico del suolo

$\mu$  = 0.3 - Coefficiente di Poisson

Ef = 30000 (MN/m<sup>2</sup>) - Modulo elastico della fondazione

CALCOLO DI Ks

$K_s = 1/B * 0.65 * [(Es * B^4) / (Ef * J)]^{1/2} * Es / (1 - \mu^2)$

= 12,7351 (MN/m<sup>3</sup>)

= 1,2735 (daN/cm<sup>3</sup>)

DIFFERENZIAZIONE DI Ks PER FONDAZIONI A PLATEA, SECONDO BOWLES (1988)

Ks = 12,7351 (MN/m<sup>3</sup>) - Al centro della platea

Ks = 25,4702 (MN/m<sup>3</sup>) - Ai nodi di bordo degli elementi discreti

Ks = 19,1027 (MN/m<sup>3</sup>) - Valore Mediano

Programma GEOSLU

Molla k= 2 daN/cmc

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 18 di 188

GEO Fondazione Superficiale \_ Ks Winkler

File Azione

VALUTAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO  
SECONDO VESIC' (1961)

File: 7\317\_molle\_v1.VES Data: 12-04-2013

LAVORO: GEO Fondazioni  
Calcolo Geotecnico

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI IN INGRESSO.

B = 4 (m) - Larghezza della Fondazione  
H = 1 (m) - Spessore della Fondazione  
J = 0.3333 (m<sup>4</sup>) - Momento di Inerzia della Sezione (1/12 BH<sup>3</sup> sez. rettangolare)  
Es = 150 (MN/m<sup>2</sup>) - Modulo elastico del suolo  
μ = 0.3 - Coefficiente di Poisson  
Ef = 30000 (MN/m<sup>2</sup>) - Modulo elastico della fondazione

CALCOLO DI Ks

$$K_s = 1/B * 0.65 * [(E_s * B^4) / (E_f * J)]^{1/2} * E_s / (1 - \mu^2)$$

= 29,9638 (MN/m<sup>3</sup>)  
= 2,9964 (daN/cm<sup>3</sup>)

DIFFERENZIAZIONE DI Ks PER FONDAZIONI A PLATEA, SECONDO BOWLES (1988)

Ks = 29,9638 (MN/m<sup>3</sup>) - Al centro della platea  
Ks = 59,9277 (MN/m<sup>3</sup>) - Ai nodi di bordo degli elementi discreti  
Ks = 44,9458 (MN/m<sup>3</sup>) - Valore Mediano

Programma GEOSLU

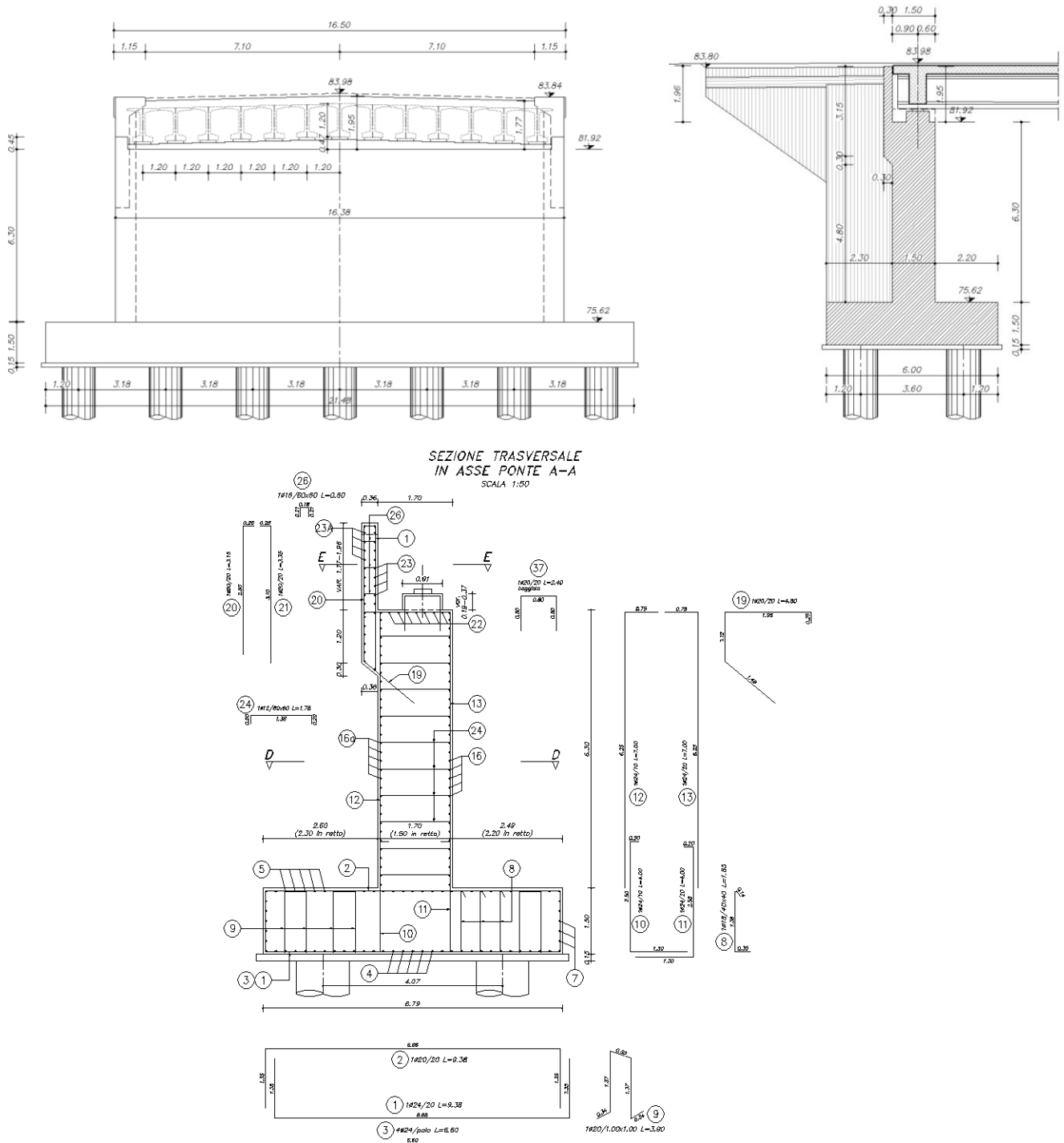
Molla k= 5 daN/cmc

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 19 di 188



## 6 GEOMETRIA DELLE SEZIONI TIPO

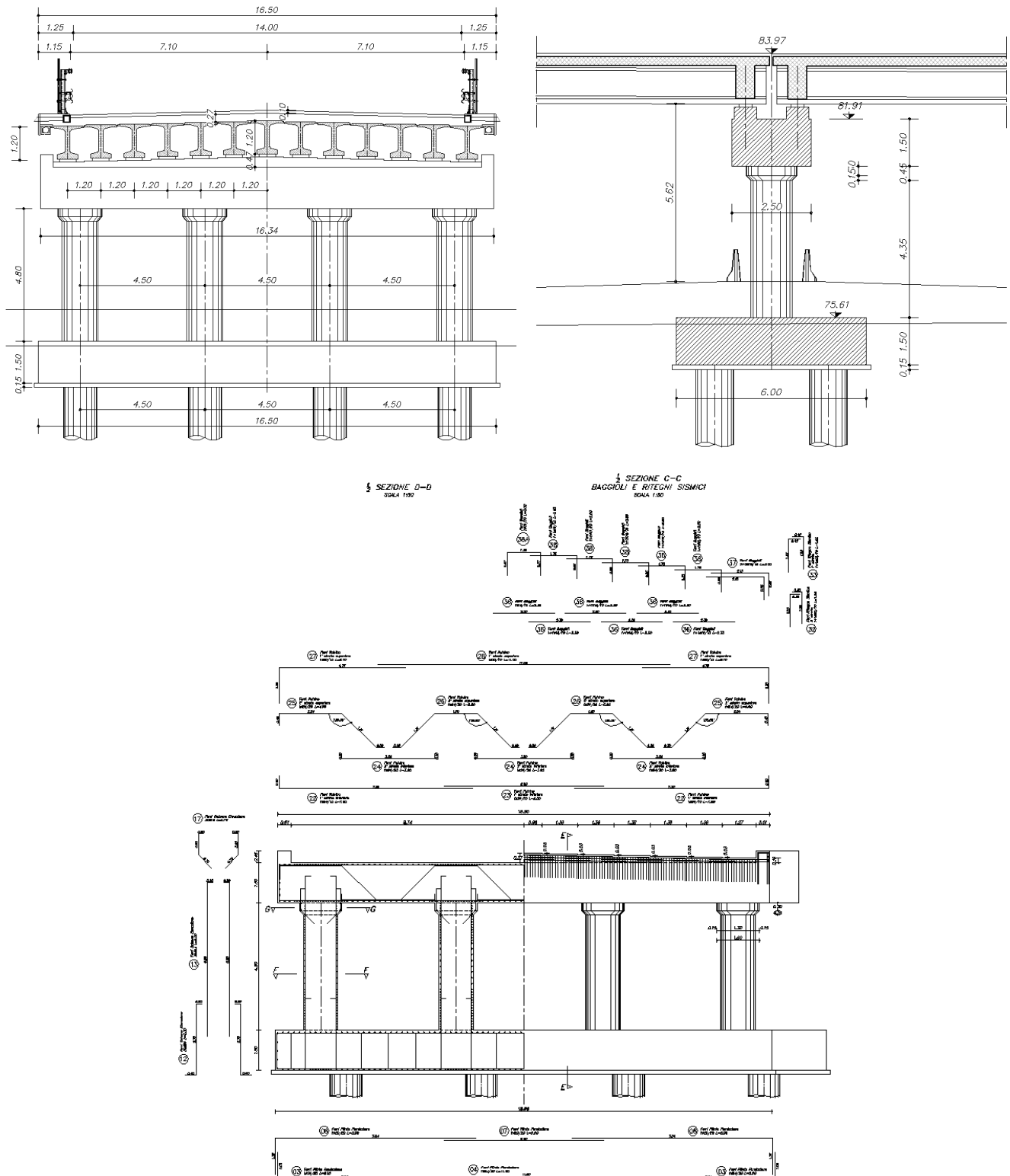
### SEZIONE Spalla



La sezione tipo ha spessore : 150 plinto, 150 cm elevazione e 30 cm paraghiaia.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 20 di 188

SEZIONE Pila



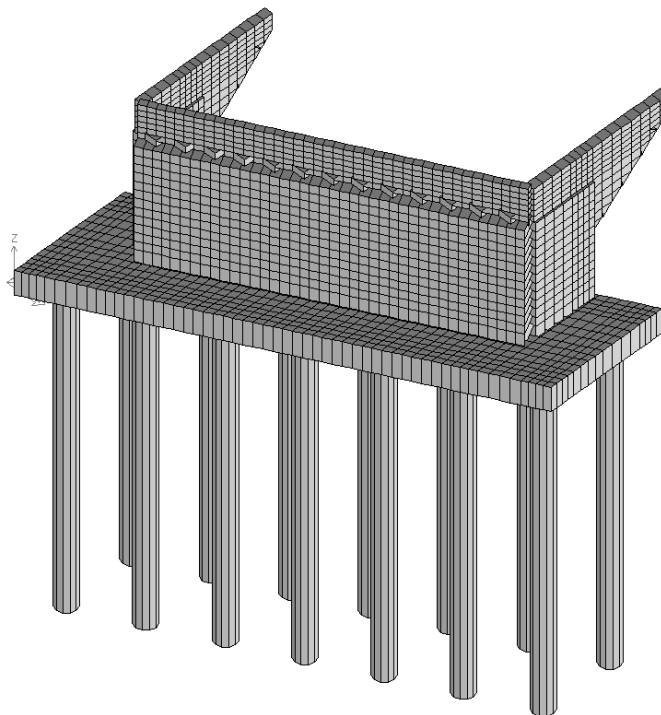
La sezione tipo ha spessore : 150 cm plinto, 130 cm colonna elevazione e 150 cm pulvino.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 21 di 188

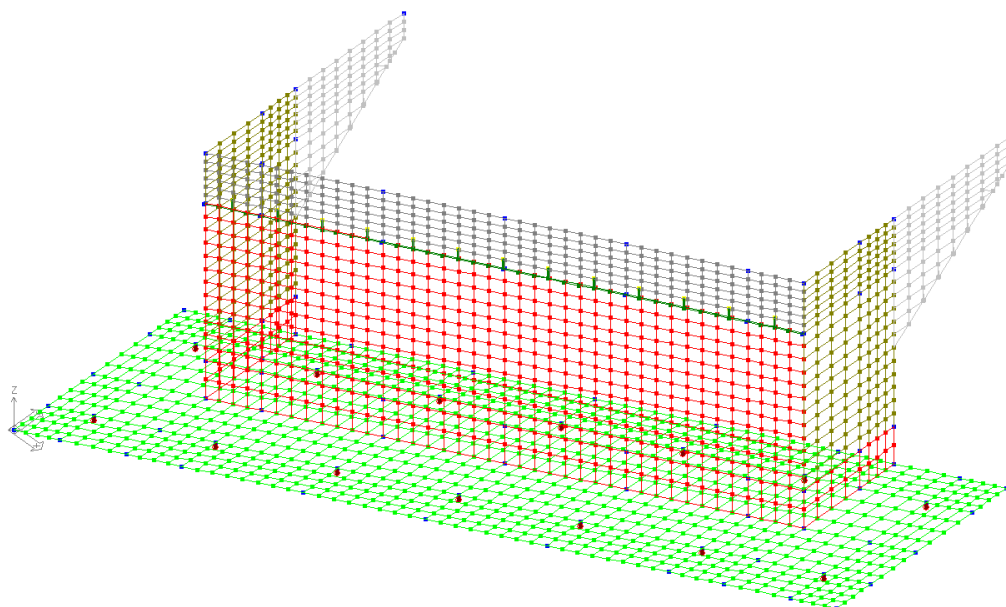
## 6.1 Modellazione adottata

Si riportano delle immagini con la modellazione adottata per l'analisi agli elementi finiti:

### SPALLA



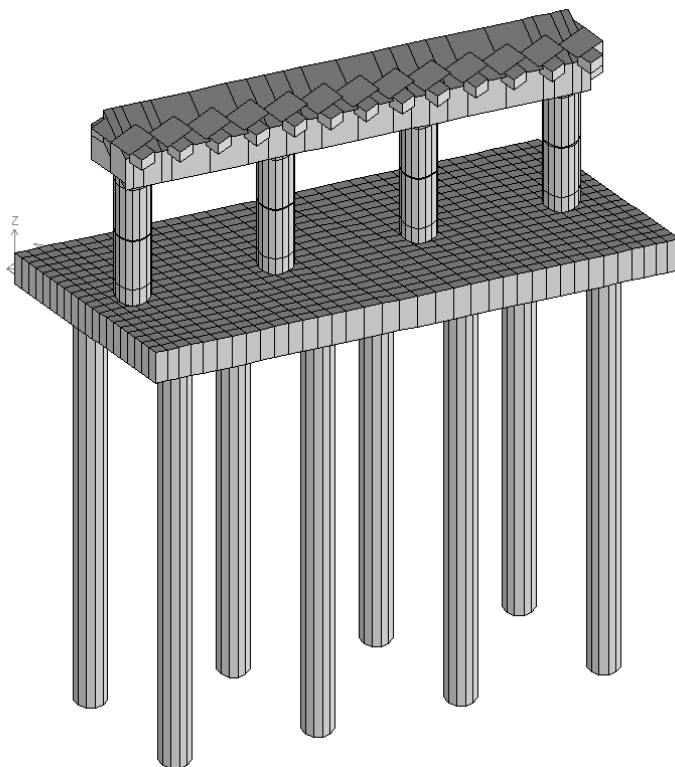
Rendering



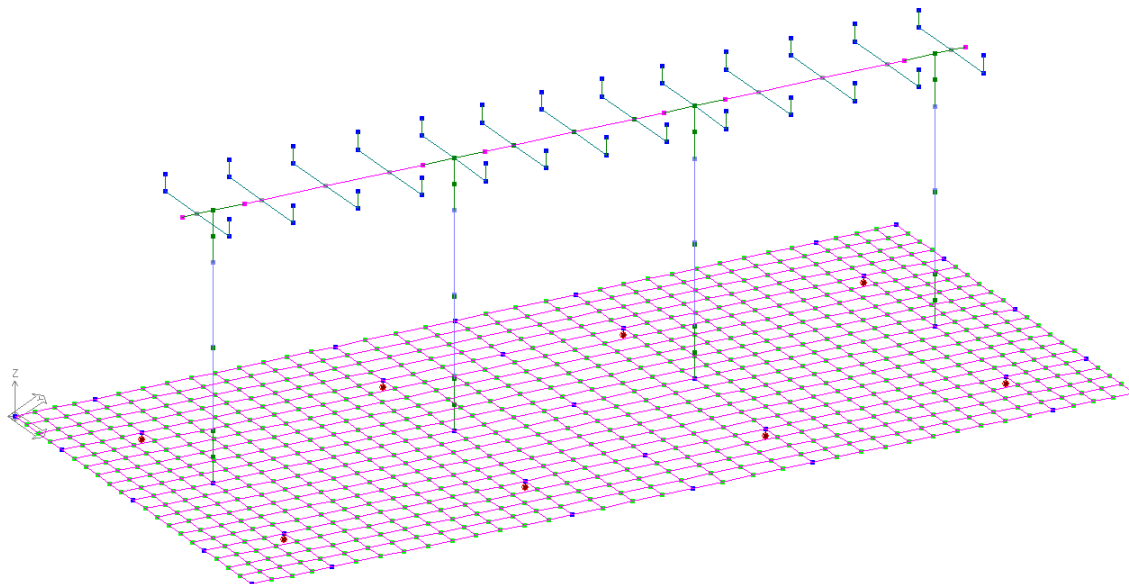
Modello FEM 3D

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 22 di 188

**PILA**



Rendering



Modello FEM 3D

Il vincolo alla base è realizzato con pali con molle alla Winkler, in particolare si tratta di beam immerso in suolo elastico multistrato alla Winkler.

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 23 di 188

Si sono adottati n. due modelli FEM distinti per impalcato e spalla-pila; per l'analisi della spalla si sono applicate le forze derivanti dai carichi gravanti sull'impalcato, le quali vengono successivamente trasformate in masse per l'analisi modale. Data l'elevata rigidezza di spalla e impalcato si ritengo trascurabili i modi associati ai moti rotazionali dell'impalcato il quale tende a manifestarsi come un piano rigido senza mutare il comportamento dei modi della spalla.

Il modello dell'impalcato è implementato in ENG 8.31 e nel post-processor GRID per l'analisi di geometrie in pianta a parallelogramma. Le azioni sismiche per le verifiche delle strutture portanti dell'impalcato non sono dimensionanti rispetto alle azioni di peso proprio, carichi permanenti e carichi da traffico.

In particolare per generare le azioni da applicare al modello della spalla si adotta un foglio di calcolo che partendo dalla geometria e dei carichi di normativa genera le azioni da applicare agli appoggi del modello della spalla e la matrice delle combinazioni relative alle NTC'08.

Si conclude osservando che le masse associate ai modi significativi relativi al modello della sola spalla e di spalle e impalcato sono del tutto analoghe, quindi si può procedere nell'analisi adottando il modello della sola spalla-pila in cui si supera l'85% minimo di masse associate ai modi analizzati da normativa ed in particolare tutti i modi principali risultano considerati.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 24 di 188

## 7 ANALISI DEI CARICHI

Seguono le analisi dei carichi per spalle e pile.

Per l'analisi della geometria e dei carichi agenti sulla struttura si è adottato un foglio di calcolo (di cui si riportano le parti essenziali) che conduce alle azioni da applicare agli appoggi del modello FEM ed alla matrice delle combinazioni.

Le unità di misura sono per le forze "kN", per le distanze "m" e segue per i momenti "kNm", se non diversamente indicato.

L'analisi parte dall'input della geometria e carichi (peso proprio, permanenti, corsie da traffico, vento, frenamento, attrito, centrifuga, sismica, urto e spinte di terreno-carico accidentale e sismica) dell'impalcato (considerando le eccentricità trasversali di pesi propri, permanenti e accidentali e la mobilità dei carichi da traffico anche in senso longitudinale per ottenere le condizioni di verifica più sfavorevoli), per procedere quindi con l'analisi delle permutazioni delle corsie di carico da traffico (eccentricità massima o sforzo normale massimo) sino ad ottenere le combinazioni di verifica relative alla normativa NTC'08.

Seguono le visualizzazioni principali dal foglio di calcolo sopra citato :

Premesse e cautele :			
N.B. :			
1)	Il foglio funziona per ponti di 1° Categoria (non 2° e 3° tipo passerelle pedonali) !!!!!		
2)	si inserisce in PILA la geom. dell'impalcato		
3)	si inserisce parte della geom. Nella spalla SOLO se si calcola una spalla		
4)	inserire le ordinate dello spettro di risposta $S_d(q_{strutt}, T_{opera})$ nel foglio COMB per spalla e pila		
5)	nelle matrici "CASI-CAR" va copiato il caso in esame per PALI e BASE-ELEV		
6)	nelle matrici "COMB_spalla" e "COMB_pila" va copiato il set di gamma in uso		
7)	nelle matrici "Ver-N_pali-elevaz" vanno copiati i valori massimi in analisi per PALI e BASE-ELEV		
8)	Per il sisma corretto vanno messi i fattori long, trasv e vert. in "COMB_spalla" e "COMB_pila" a destra		
9)	vanno inseriti i valori con carattere rosso		
10)	per scegliere approccio A1 o approccio A2 nel foglio COMB pila o spalla copiare i valori a destra della matrice		

### Premesse

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 25 di 188







## 7.1 Analisi dei carichi spalla

Segue l'analisi della spalla.

### 7.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g1)

I peso propri della struttura elaborati in automatico dal programma di calcolo.

Sono esplicitati nel foglio di calcolo già sopra riportato e in seguito riportati come carichi del modello FEM.

### 7.1.2 Carichi permanenti portati (g2)

I carichi permanenti portati (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) risultano i seguenti :

Barriere di sicurezza  $Q_{barr\_sic} = 1.50 \text{ kN/m}$

Parapetti  $Q_{parap} = 0.50 \text{ kN/m}$

Veletta in c.a.  $Q_{veletta} = 1.00 \text{ kN/m}$

CARICHI PERMANENTI					
campata 1	N		e		$M_{trav} = N \times e$
pavimentazione	578,08	x	0,000	=	0,00
soletta	1531,41	x	0,000	=	0,00
travi	1830,42	x	0,000	=	0,00
traversi	195,75	x	0,000	=	0,00
marciapiede sinistro	64,45	x	-7,625	=	-491,46
marciapiede destro	64,45	x	7,625	=	491,46
finiture in sinistra	41,25	x	-7,625	=	-314,53
finiture in destra	41,25	x	7,625	=	314,53
-	-		-		-
	4347,06		0,000		0,00
-	-		-		-
campata 2	N		e		$M_{trav} = N \times e$
pavimentazione	578,08	x	0,000	=	0,00
soletta	1531,41	x	0,000	=	0,00
travi	1830,42	x	0,000	=	0,00
traversi	195,75	x	0,000	=	0,00
marciapiede sinistro	64,45	x	-7,625	=	-491,46
marciapiede destro	64,45	x	7,625	=	491,46
finiture in sinistra	41,25	x	-7,625	=	-314,53
finiture in destra	41,25	x	7,625	=	314,53
-	-		-		-

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 28 di 188

4347,06	0,000	0,00
-	-	-

### 7.1.3 Altre azioni permanenti (g3)

Le spinte delle terre ed idrauliche sono presenti sulla struttura in oggetto :

La spinta idraulica non è agente sulla struttura in oggetto.

SPINTA DEL TERRENO LONG.					
coeff.spinta attiva	0,333				
coeff.spinta riposo	0,5				
altezza terreno tot	9,8 m				
Altezza terreno elav.	8,3 m	H			Mlong.
Elevaz. Alla base	spinta a riposo	4384,85	x	2,77	12131,41
	spinta attiva	2920,31	x	2,77	8079,52
Plinto	spinta a riposo	6112,95	x	3,27	19968,96
	spinta attiva	4071,22	x	3,27	13299,33

SOVRACCARICO ACC. LONG.		H			Mlong.
Base Elevaz.	20 kN/m <sup>2</sup>	740,73	x	4,15	3074,01
Plinto	valore del sovraccarico 20 kN/m <sup>2</sup>	874,59	x	4,9	4285,50

### 7.1.4 Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo (ε2)

Gli effetti del ritiro non sono dimensionanti per la struttura in oggetto.

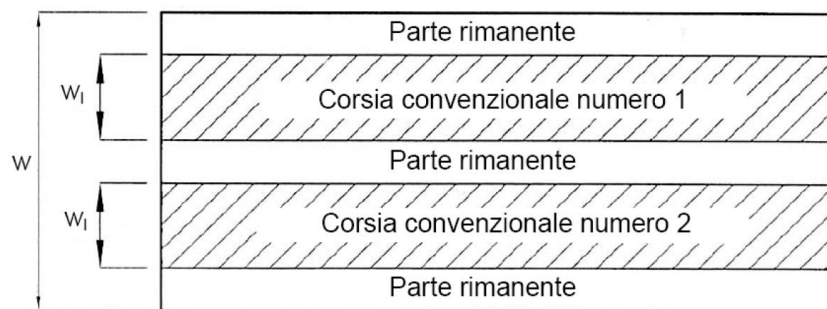
### 7.1.5 Azioni Variabili da Traffico

Il ponte è stato studiato facendo riferimento ai carichi dati dal D.M. 14.01.2008 per i ponti di I<sup>a</sup> Categoria, secondo quanto previsto dalle NTC 2008 par. 5.1.3.3, di cui seguono gli estratti.

Le larghezze *w* delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nella figure sottostanti tratte dalle Norme Tecniche. Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 29 di 188



**Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie**

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

Si riportano di seguito gli schemi di carico considerati. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici:

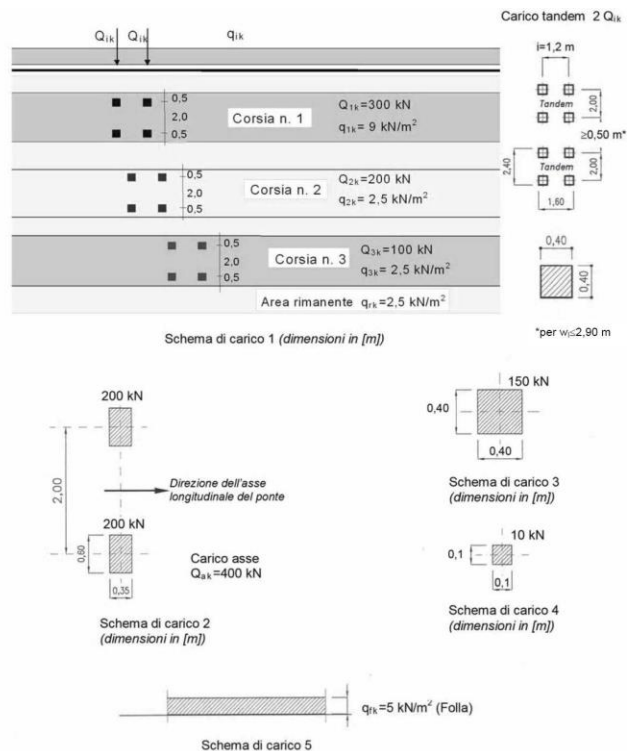
**SC1 -Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

**SC2 -Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

**SC4 -Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

**SC5 -Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di  $5,0 \text{ kN/m}^2$ . Il valore di combinazione è invece di  $2,5 \text{ kN/m}^2$ . Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 30 di 188



Sovraccarico sui marciapiedi:

il sovraccarico della folla è pari a  $q_{fk} = 5 \text{ kN/mq}$

Si determinano i valori caratteristici delle azioni dovute al traffico secondo la tabella 5.1.IV delle Norme Tecniche 2008:

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 <sup>(*)</sup>						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 <sup>(**)</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 <sup>(***)</sup>	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

<sup>(\*)</sup> Ponti di 3ª categoria  
<sup>(\*\*)</sup> Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
<sup>(\*\*\*)</sup> Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Q1k =	300,00 kN	q1k =	9,00 kN/mq	Carichi NTC 2008
Q2k =	200,00 kN	q2k =	2,50 kN/mq	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 31 di 188

Q3k =	100,00 kN	qrk = q3k	=	2,50 kN/mq
Qfk =	5,00 kN/mq	$\Delta q1k=q1k-qrk$		6,50 kN/mq

Stesa di carico COND.1 e COND.2 :			COND. 1 (parz): 1 o 2 colonne di carico
Q2k (66% di Q1k)	1,00	0,00	COND. 2 (tot) : 2 o 3 colonne di carico
Q3k (33% di Q1k)	0,00	1,00	
100%(Qfk)	1,00	1,00	

CARICHI ACCIDENTALI		I carichi sono ancora al netto del coefficiente dinamico indicato accanto			
1 campata carica L=		27,50			
condizione 1		N		e	$M_{trav} = N \times e$
Qfk =	SX	85,94	x	-7,625	= -655,27
Q1k =		586,91	x	-5,100	= -2993,24
Q2k = 66% di Q1k =		391,27	x	-1,700	= -665,16
Q3k = 33% di Q1k =		0,00	x	1,700	= 0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		240,63	x	-3,500	= -842,19
Dq1k=q1k-qrk		268,13	x	-5,100	= -1367,44
		-		-	-
$\phi = 1,000$		1			
		572,87		-4,147	= -6 523,30
		-		-	-
condizione 2		N		e	$M_{trav} = N \times e$
come caso COND.1		1572,87	x	=	= -6523,30
Qfk =		85,94	x	7,625	= 655,27
Q3k = 33% di Q1k =		195,64	x	1,700	= 332,58
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		240,63	x	3,500	= 842,19
		-		-	-
$\phi = 1,000$		2095,07		-2,240	= -4693,26
		-		-	-

### 7.1.6 Azione di neve e vento (q5)

Si riporta dalla normativa (par. 5.1.3.7) :

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione della neve è trascurabile rispetto all'azione dei carichi accidentali mobili.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 32 di 188

Carichi neve e vento - 2 S.I. s.r.l.

File Relazione Informazioni su...

Localizzazione intervento

Regione: EMILIA-ROMAGNA

Provincia: BOLOGNA

Località: BAZZANO

Ricerca

Altitudine s.l.m. (m): 93.00

Normativa di riferimento

☒ D.M. 14/01/2008 (N.T.C.)

☐ D.M. 16/01/1996

Unità di misura

☒ Unità peso = kN

☐ Unità peso = daN

Neve

Vento

Impostazione dati di calcolo

Impostazione dati di calcolo

Neve - Zona: I - Mediterranea

Vento - Zona: 2 - Emilia Romagna

## Vento

Htrave = 1,20 m

S soletta = 0,27 m

S coppella = 0,00 m

h imp + solett = 1,47 m

S pavim = 0,10 m

H mezzo in transito = 3,00 m

H inv = 4,57 m

Regione = Emilia Romagna

Zona = 2

as = 1,00 m

ao = 750,00 m

ka = 0,015 1/s

v<sub>bo</sub> = 25,00 m/sec

v<sub>b</sub> = v<sub>bo</sub> + k<sub>a</sub> x (a<sub>s</sub>-a<sub>o</sub>) = 25,00 m/sec

q<sub>ref</sub> = 390,63 N/mq

0,39 kN/mq

Classe di rugosità = D

Categoria esposizione = II

Kr = 0,19

Ct = 1,00

Zo = 0,05 m

Zmin = 4,00 m

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 33 di 188

**Calcolo  $c_1$**  (EN1991-1-4) pag. 37 :

$B = 14,00$  m  
 $D_{tot} = H_{inv} = 4,57$  m  
 $B / D_{tot} = 3,06$   
 $c_1 = 1,80$

Si conclude :

$C_p = 1,00$   
 $C_d = 1,00$   
 $C_e = 2,21$   
 $C_t = 1,00$   
 $Cl(EN1991-1-4) = 1,80$   
 $q_b = 0,39$  kN/mq  
 $P_v = 1,55$  kN/mq  
 $H_{car} = 4,57$  m  
 $H_{scar} = 1,57$  m  
 $F_{trav_vento\_car} = 7,10$  kN/m  
 $b_{car} = 2,29$  m  
 $M_{car} = 16,23$  kNm/m  
 $F_{trav_vento\_scar} = 2,44$  kN/m  
 $b_{scar} = 0,79$  m  
 $M_{scar} = 1,92$  kNm/m

Si adotta a favore di sicurezza la pressione del vento pari a 2.50 kN/mq.

### 7.1.7 Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (q7)

Si assume un'aliquota pari al 3% dei carichi verticali permanenti:

#### Resistenza parassita apparecchi d'appoggio

$$H = 0,03 \cdot (N_{pp} + N_{perm})$$

$q_{Npp} + N_{perm} = 4\,347,06$  kN  
 $L = 27,50$  m  
 $B = 14,00$  m

$H_{attrito\_tot} = 130,41$  kN

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 34 di 188

### 7.1.8 Azione di frenamento (q3)

Si riporta dalla normativa (par. 5.13.5) :

#### Azione di frenatura (ponti 1° cat.)

$$H_f = 0.6 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L < 900 \text{ kN}$$

$w_l =$	3,00	m
$Q_{1k} =$	300,00	kN
$q_{1k} =$	9,00	kN/m
$L_{tot} =$	27,50	m
$H_{x\_long\_fren} =$	434,25	kN
$H_{x\_fren\_calc} =$	434,25	kN

### 7.1.9 Azione centrifuga (q4)

Si riporta dalla normativa (par. 5.1.3.6) :

#### Azione centrifuga

	$R_{curva} =$	9 999 999,00	m
	$Q_v =$	$= \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$	
	$Q_{ik} =$	600,00	kN
	$Q_v =$	1 200,00	kN
Se $R < 200 \text{ m}$	$Q_{v,1} =$	240,00	kN
$200 \leq R \leq 1500 \text{ m}$	$Q_{v,2} =$	0,00	kN/m
		$= 40 \times 2 \times Q_{ik} / R$	
$R > 1500 \text{ m}$	$Q_{v,3} =$	0,00	kN/m
	$H_{y\_centrif\_calc} =$	0,00	kN/m

### 7.1.10 Variazioni termiche (ε3)

Segue la valutazione delle azioni per l'azione di differenza di temperatura differenziale ed uniforme fra trave e soletta :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 35 di 188



Var. uniforme  $\Delta T_{\text{unif}} = \pm 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Var. differenziale  $\Delta T_{\text{diff}} = \pm 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$

#### 7.1.11 Cedimenti appoggi ( $\epsilon 4$ )

Essendo la struttura isostatica i cedimenti non generano azioni interne ma solo deformazioni compatibili con lo schema di vincolo.

#### 7.1.12 Scorrimenti viscosi ( $\epsilon 2$ )

Non sono dimensionanti per la struttura in oggetto.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 36 di 188

## 7.2 Analisi dei carichi pila

Segue l'analisi della pila (in analogia con quanto già riportato per la spalla).

### 7.2.1 Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali (g1)

I peso propri della struttura elaborati in automatico dal programma di calcolo.

Sono esplicitati nel foglio di calcolo già sopra riportato e in seguito riportati come carichi del modello FEM.

### 7.2.2 Carichi permanenti portati (g2)

I carichi permanenti portati (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) risultano i seguenti :

<u>Campata 1 :</u>	L =	27,50				
pavimentazione			578,08	x	0,000	= 0,00
soletta			1531,41	x	0,000	= 0,00
travi			1830,42	x	0,000	= 0,00
traversi			195,75	x	0,000	= 0,00
marciapiede sinistro			64,45	x	-7,625	= -491,46
marciapiede destro			64,45	x	7,625	= 491,46
finiture in sinistra			41,25	x	-7,625	= -314,53
finiture in destra			41,25	x	7,625	= 314,53
			-			-
$\Phi =$	1,000		4347,06		0,000	= 0,00
			-			-
<u>Campata 2 :</u>	L =	27,50				
pavimentazione			578,08	x	0,000	= 0,00
soletta			1531,41	x	0,000	= 0,00
travi			1830,42	x	0,000	= 0,00
traversi			195,75	x	0,000	= 0,00
marciapiede sinistro			64,45	x	-7,625	= -491,46
marciapiede destro			64,45	x	7,625	= 491,46
finiture in sinistra			41,25	x	-7,625	= -314,53
finiture in destra			41,25	x	7,625	= 314,53
			-			-
$\Phi =$	1,000		4347,06		0,000	= 0,00
			-			-

### 7.2.3 Altre azioni permanenti (g3)

Le spinte delle terre ed idrauliche non sono presenti sulla struttura in oggetto.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 37 di 188

## 7.2.4 Effetti reologici: ritiro del calcestruzzo ( $\epsilon_2$ )

Gli effetti del ritiro non sono dimensionanti per la struttura in oggetto.

## 7.2.5 Azioni Variabili da Traffico

Sono i seguenti :

Q1k =	300,00 kN	q1k =	9,00 kN/mq	Carichi NTC 2008
Q2k =	200,00 kN	q2k =	2,50 kN/mq	
Q3k =	100,00 kN	qrk = q3k =	2,50 kN/mq	
Qfk =	5,00 kN/mq	$\Delta q1k = q1k - qrk$	6,50 kN/mq	

Stesa di carico COND.1 e COND.2 :		
Q2k (66% di Q1k)	1,00	0,00
Q3k (33% di Q1k)	0,00	1,00
100%(Qfk)	1,00	1,00

COND. 1 (parz): 1 o 2 colonne di carico

COND. 2 (tot) : 2 o 3 colonne di carico

1 CAMPATA CARICA (L = 27,50 metri)

condizione 1

Qfk =	SX	85,94	x	-7,625	=	-655,27
Q1k =		586,91	x	-5,100	=	-2993,24
Q2k = 66% di Q1k =		391,27	x	-1,700	=	-665,16
Q3k = 33% di Q1k =		0,00	x	1,700	=	0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		240,63	x	-3,500	=	-842,19
$\Delta q1k = q1k - qrk$		268,13	x	-5,100	=	-1367,44
$\Phi =$	1,000	1 572,87		-4,147		-6 523,30

condizione 2

come caso COND.1		1572,87	x		=	-6523,30
Qfk =	DX	85,94	x	7,625	=	655,27
Q3k = 33% di Q1k =		195,64	x	1,700	=	332,58
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =	parte mancante	240,63	x	3,500	=	842,19
$\Phi =$	1,000	2095,07		-2,240		-4693,26

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 38 di 188

2 CAMPATE CARICHE (L =

55,00 metri)

(campata di lunghezza  
condizione 1

27,50 metri)

Qfk =	SX	85,94	x	-7,625	=	-655,27
Q1k =		293,45	x	-5,100	=	-1496,62
Q2k = 66% di Q1k =		195,64	x	-1,700	=	-332,58
Q3k = 33% di Q1k =		0,00	x	1,700	=	0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		240,63	x	-3,500	=	-842,19
$\Delta q1k=q1k-qrk$		268,13	x	-5,100	=	-1367,44

$\Phi =$	1,000	-	1083,78	-4,331	-	-4694,10
		-			-	

(campata di lunghezza  
condizione 1

27,50 metri)

Qfk =	SX	85,94	x	-7,625	=	-655,27
Q1k =		293,45	x	-5,100	=	-1496,62
Q2k = 66% di Q1k =		195,64	x	-1,700	=	-332,58
Q3k = 33% di Q1k =		0,00	x	1,700	=	0,00
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =		240,63	x	-3,500	=	-842,19
$\Delta q1k=q1k-qrk$		268,13	x	-5,100	=	-1367,44

$\Phi =$	1,000	-	1083,78	-4,331	-	-4694,10
		-			-	

condizione 2

(campata di lunghezza

27,50 metri)

come caso COND.1		1083,78	x		=	-4694,10
Qfk =	DX	85,94	x	7,625	=	655,27
Q3k = 33% di Q1k =		97,82	x	1,700	=	166,29
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =	parte mancante	240,63	x	3,500	=	842,19

$\Phi =$	1,000	-	1508,16	-2,009	-	-3030,35
		-			-	

(campata di lunghezza

27,50 metri)

come caso COND.1		1083,78	x		=	-4694,10
Qfk =	DX	85,94	x	7,625	=	655,27
Q3k = 33% di Q1k =		97,82	x	1,700	=	166,29
qrk (di Q1k Q2k e Q3k) =	parte mancante	240,63	x	3,500	=	842,19

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 39 di 188

$\Phi =$	1,000	-	1508,16	-2,009	-	-3030,35
----------	-------	---	---------	--------	---	----------

## 7.2.6 Azione di neve e vento (q5)

Sono i seguenti :

Pressione del vento = azione del vento	2,50 kN/mq	Da calc. in base a zona e quota (è caut.)
altezza ingombro impalcato scarico		1,8
altezza ingombro impalcato carico		4,62
coefficiente forma		1,00
impalcato scarico		121,69
1 campata carica	60,84	
	158,81	
		219,66
2 campate cariche		317,63
altezza baggioli e appoggi		0,30
braccio impalcato scarico (pulvino)		1,19
braccio impalcato carico (pulvino)		2,61

## 7.2.7 Resistenze passive dei vincoli: azione di attrito degli appoggi (q7)

Si assume un'aliquota pari al 3% dei carichi verticali permanenti:

attrito agli appoggi	percentuale di attrito 3 %	3,00%	130,41
----------------------	----------------------------	-------	--------

## 7.2.8 Azione di frenamento (q3)

Si riporta dalla normativa (par. 5.13.5) :

frenamento	stesa per frenamento (1 campata)	55,00
	stesa per frenamento (2 campate)	55,00
	frenamento (1 campata)	508,50
	frenamento (2 campate)	508,50
	braccio (pulvino)	0,30

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 40 di 188

### 7.2.9 Azione centrifuga (q4)

E' già stata riportata.

### 7.2.10 Variazioni termiche (ε3)

E' già stata riportata.

### 7.2.11 Cedimenti appoggi (ε4)

Essendo la struttura isostatica i cedimenti non generano azioni interne ma solo deformazioni compatibili con lo schema di vincolo.

### 7.2.12 Scorrimenti viscosi (ε2)

Non sono dimensionanti per la struttura in oggetto.

### 7.2.13 Urto veicoli stradali

Tale azione comporta n.2 forze orizzontali non concomitanti in direzione del traffico ed ortogonale posizionate ad un'altezza di 1.25 m sopra il piano stradale :

Flong = 1000 kN

Ftrasv = 0.50 x Flong = 500 kN

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 41 di 188

### 7.3 Azioni sismiche (q6)

Si riportano i parametri sismici adottati.

Comune: Bazzano

Provincia: Bologna

Coordinate geografiche:

Long. (E) = 11°,0656

Latit. (N) = 44°,5095



Per la spalla :

$$q_x = q_y = q_z = 1.00$$

Per la pila :

$$q_x = q_y = 1.50$$

$$q_z = 1.00$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 42 di 188

Parametri NTC'08 :

Aztec Informatica ® \* Aztec Sisma 10.0

Ricerca il Comune

n°	Comune	Prov	Latitudine	Longitudine
----	--------	------	------------	-------------

Località

Comune

Provincia

Regione

Latitudine

44,5095000

Longitudine

11,0656000

< Indietro

Avanti >

Informazioni azienda

Esegui nuovo calcolo >>

Chiudi

Aztec Informatica s.r.l. \* Corso Umberto, 43 \* 87050 Casole Bruzio (CS) \* www.aztec.it

Aztec Informatica ® \* Aztec Sisma 10.0

Tipo Opera

Tipo di costruzione

☐ Opere provvisorie

☒ Opere ordinarie, opere infrastrutturali di importanza normale

☐ Grandi opere di importanza strategica

Vita Nominale -  $V_N$

50

anni

Classe d'uso

☐ I - Presenza occasionale di persone

☐ II - Normali affollamenti, industrie non pericolose

☐ III - Affollamenti significativi, industrie pericolose

☒ IV - Opere strategiche, industrie molto pericolose

Vita di Riferimento -  $V_R$

100

anni

< Indietro

Avanti >

Informazioni azienda

Esegui nuovo calcolo >>

Chiudi

Aztec Informatica s.r.l. \* Corso Umberto, 43 \* 87050 Casole Bruzio (CS) \* www.aztec.it

Aztec Informatica ® \* Aztec Sisma 10.0

Parametri sismici

	$T_R$ [anni]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$F_0$ [--]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0,692	2,492	0,272
SLD	101	0,857	2,475	0,280
SLV	949	2,000	2,396	0,313
SLC	1950	2,457	2,447	0,321

ID Punto 1 = 16726  
ID Punto 2 = 16948  
ID Punto 3 = 16949  
ID Punto 4 = 16727

Dati sismici rilevati correttamente.

16726

16727

16948

16949

< Indietro

Avanti >

Informazioni azienda

Esegui nuovo calcolo >>

Chiudi

Aztec Informatica s.r.l. \* Corso Umberto, 43 \* 87050 Casole Bruzio (CS) \* www.aztec.it

Elaborato

Ponte Nuova S.P.78

Revisione

1

Data

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Pagina 43 di 188



Per la determinazione dell'azione sismica agente sulla struttura si sono considerate le seguenti ipotesi di calcolo:

- Vita utile  $V_u = 50$  anni
- Classe d'uso tipo IV con  $C_u = 2.00$
- $V_r = 100$  anni
- Categoria sottosuolo: C
- Pendenza dei pendii tipo T1 con  $h/H=0.000$
- SLU adottato SLV con  $pr = 10\%$

Nel modello di calcolo si adottano i seguenti moltiplicatori :

$$a_g/g = 0.204$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

$$S = S_s \times S_t = 1.403$$

$$\xi_{orizz} = a_g/g \times S = 0.288 \text{ g}$$

La sovraspinta sismica del terreno, a favore di sicurezza, è calcolata secondo il modello di Wood secondo un andamento costante rettangolare :

$$D_{terra\_sisma} = (a_{gmax} \times S_s \times S_t) \times \gamma_{terra} \times H$$

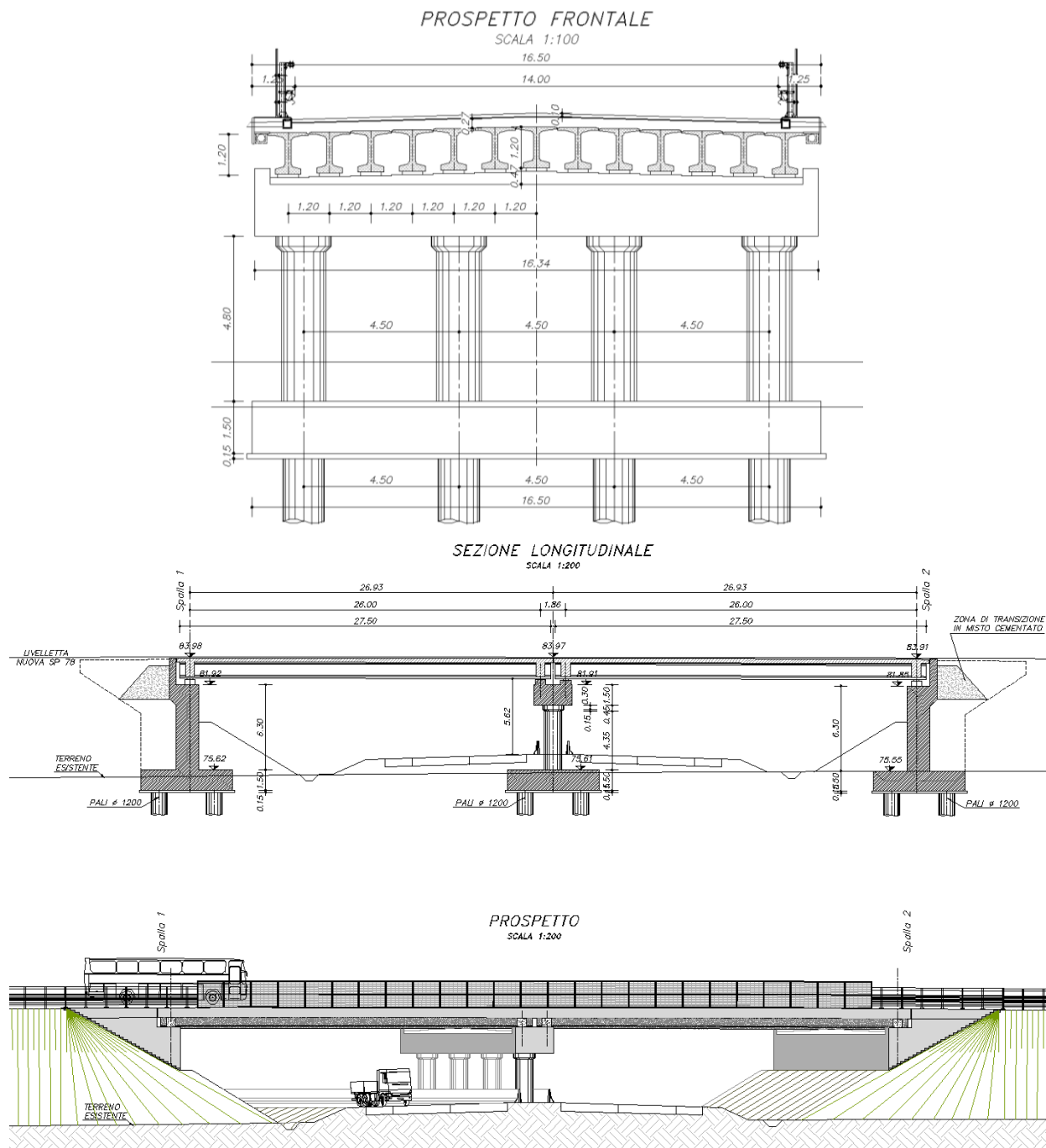
Tale azioni agiscono sui pesi propri, permanenti e spinta del terreno.

### 7.3.1 Eccentricità masse sismiche

Si riporta il calcolo dei momenti torcenti generati dall'eccentricità delle masse sismiche nel piano (Paragrafo P.7.3.3.1 e per i ponti P.7.9.3 delle NTC'08) per concludere che il fenomeno è trascurabile (ordine di variazioni delle forze sismiche del 4%) e pari quindi alla precisione dei calcoli condotti .

Segue l'analisi per l'impalcato in oggetto (Caso D – New SP 27) :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 44 di 188



X = long

Y = trasv

$L_{\text{long}} = 27.00 \text{ m}$

$B_{\text{trasv}} = 16.00 \text{ m}$

$L_{\text{app}} = 26.00 \text{ m}$

$e_x = 0.03 \times 27.00 = 0.81 \text{ m}$

$e_y = 0.03 \times 16.00 = 0.48 \text{ m}$

$a_{\text{gmax}} = 0.20 \text{ g} \times 1.405 \times 1.000 = 0.285 \text{ g}$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 45 di 188

$$P_{p\_impalcato} = 2 \times 4347.06 = 8694.21 \text{ kN}$$

$$F_{orizz\_sisma} = P_{p\_impalcato} \times a_{gmax} = 2477.82 \text{ kN}$$

$$M_{Torc\_ex} = F_{orizz\_sisma} \times e_x = 2007.04 \text{ kNm}$$

$$M_{Torc\_ey} = F_{orizz\_sisma} \times e_y = 1189.35 \text{ kNm}$$

$$\Delta F_{M\_torc\_ex} =$$

$$\Delta F_{M\_torc\_ey} = M_{Torc\_ey} / L_{app} = 77.19 \text{ kN/fila appoggi}$$

$$\% \Delta F_{M\_torc} = \Delta F_{M\_torc\_max} / F_{orizz\_sisma} \times 100 = 3 \%$$

Trascurabile

Si conclude che la variazione delle forze orizzontali sismiche dovuta all'eccentricità delle masse è trascurabile (inferiore al 4%).

### 7.3.2 I rischi di doppio accoppiamento delle frequenze di risonanza di terreno-strutture

In base alle indicazioni riportate nella relazione geologica allegata, in particolare al paragrafo P.7.5.8 si afferma che si devono valutare i possibili effetti di risonanza terreno-struttura, ma essi non sono un pericolo reale per le opere in oggetto avendo ottenuto le frequenze delle strutture (circa 7 Hz) pari a circa la metà rispetto alla frequenza indicata dal geologo pari a circa 17 Hz.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 46 di 188

## 8 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

### 8.1 Condizioni di carico elementari

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CDC	Tipo	Descrizione
1	G <sub>1k</sub>	Peso proprio della struttura
2	G <sub>2k</sub>	Carichi Permanenti Portati (comprese spinte terreno)
3	Q <sub>1k</sub>	Carico mobile
4	Q <sub>2k</sub>	Sovraccarico Accidentale di tipo Stradale
5	E	Sisma

### 8.2 Combinazioni di calcolo

Sono stati costruiti due modelli di calcolo per gli scatolari.

La condizione peggiore per gli scatolari è la presenza asimmetrica della spinta laterale del terreno e del sovraccarico accidentale, oltre ovviamente alla presenza di pesi propri, permanenti e accidentali da traffico (Approccio 1).

Si considera anche l'azione sismica e la verifica in condizione GEO per il terreno di fondazione.

#### Combinazioni SLU

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.U.					
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5
PESO PROPRIO	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Permanenti Portati	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Carico Mobile DM 08	0,00	1,35	0,00	1,35	1,01
Sovraccarico Accidentale Stradale	0,00	0,00	1,35	1,01	1,35

#### Combinazioni SLE

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.		
DESCRIZIONI	1	2
PESO PROPRIO	1,00	1,00
Permanenti Portati	1,00	1,00
Carico Mobile DM 08	1,00	0,75
Sovraccarico Accidentale Stradale	0,75	1,00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.		
DESCRIZIONI	1	2
PESO PROPRIO	1,00	1,00
Permanenti Portati	1,00	1,00
Carico Mobile DM 08	0,75	0,00
Sovraccarico Accidentale Stradale	0,00	0,75

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
PESO PROPRIO	1,00
Permanenti Portati	1,00
Carico Mobile DM 08	0,00
Sovraccarico Accidentale Stradale	0,00

Segue la tabella delle combinazioni di input nel programma di calcolo.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 47 di 188

[illegible]

## Combinazioni per Spalla modello in PROSAP

Pagina 48 di 188

PILA		Casi	LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC08	LC09	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	LC16	LC17	LC18	LC19	LC20	LC21	LC22
N°	Cod. Ver.	Combinazioni per Pila modello in PROSAP																						
		Combin.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	C1_SLU_1	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
2	C2_SLU_2	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
3	C3_SLU_3	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
4	C4_SLU_4	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
5	C5_SLU_5	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
6	C6_SLU_6	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
7	C7_SLU_7	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
8	C8_SLU_8	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
9	C9_SLU_9	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
10	C10_SLU_10	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
11	C11_SLU_11	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
12	C12_SLU_12	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
13	C13_SLU_13	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
14	C14_SLU_14	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
15	C15_SISMA1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
16	C16_SISMA2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
17	C17_SISMA3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
18	C18_SISMA4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
19	C19_SISMA5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
20	C20_SISMA6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
21	C21_SISMA7	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
22	C22_SISMA8	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
23	C23_SISMA9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
24	C24_SISMA10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
25	C25_SISMA11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
26	C26_SISMA12	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
27	C27_SIE_PARA_1_1	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
28	C28_SIE_PARA_2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
29	C29_SIE_PARA_3	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
30	C30_SIE_PARA_4	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
31	C31_SIE_PARA_5	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
32	C32_SIE_PARA_6	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
33	C33_SIE_PARA_7	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
34	C34_SIE_PARA_8	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
35	C35_SIE_PARA_9	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
36	C36_SIE_PARA_10	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
37	C37_SIE_PARA_11	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
38	C38_SIE_PARA_12	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
39	C39_SIE_FREQ_1	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
40	C40_SIE_FREQ_2	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
41	C41_SIE_FREQ_3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
42	C42_SIE_FREQ_4	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
43	C43_SIE_FREQ_5	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
44	C44_SIE_FREQ_6	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
45	C45_SIE_FREQ_7	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
46	C46_SIE_FREQ_8	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
47	C47_SIE_O.P._1	4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
48	C48_SLU_ure trav.	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
49	C49_SLU_ure long.	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	

## Combinazioni per Pila modello in PROSAP

Seguono gli output delle impostazioni del modello FEM implementato relativi a carichi, casi di carico e combinazioni (congruenti con le indicazioni sopra riportate ed alle valutazioni del foglio di calcolo).

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 49 di 188

## SPALLA

### Carichi

Tipo		carico concentrato nodale					
Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
3	Cp impalcato - CN:Fz=-3.344e+04	0.0	0.0	-3.344e+04	0.0	0.0	0.0
8	Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-4081.00 My=-1.429e+06	0.0	0.0	-4081.00	0.0	-1.429e+06	0.0
9	Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-5966.00 My=-7.559e+05	0.0	0.0	-5966.00	0.0	-7.559e+05	0.0
10	Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.144e+04 My=-4.514e+06	0.0	0.0	-1.144e+04	0.0	-4.514e+06	0.0
11	Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-1.479e+04 My=-3.362e+06	0.0	0.0	-1.479e+04	0.0	-3.362e+06	0.0
12	Cacc folla SX imp - CN:Fz=-661.00 My=-5.041e+05	0.0	0.0	-661.00	0.0	-5.041e+05	0.0
13	Cacc folla DX imp - CN:Fz=-661.00 My=5.041e+05	0.0	0.0	-661.00	0.0	5.041e+05	0.0
14	Frenamento -Y - CN:Fy=-2912.00	0.0	-2912.00	0.0	0.0	0.0	0.0
15	Vento carico -X - CN:Fx=-1222.00 My=-3.188e+05	-1222.00	0.0	0.0	0.0	-3.188e+05	0.0
16	Vento scar -X - CN:Fx=-468.00 My=-5.569e+04	-468.00	0.0	0.0	0.0	-5.569e+04	0.0
17	Attrito -Y - CN:Fy=-1003.00	0.0	-1003.00	0.0	0.0	0.0	0.0

Tipo		carico variabile generale			
Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
1	Cp terra sopra dentro h=8.30 m. - QV:var x - Qz - Area X - X Qz Area L2=0.0	0.0	-1.58	2200.00	-1.58
2	Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area X - X Qz Area L2=0.0	0.0	-0.57	2200.00	-0.57
4	S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.62	980.00	0.0
5	S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	-0.62	980.00	0.0
6	S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	0.62	980.00	0.0
7	S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	-0.07	980.00	-0.07
18	S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.54	980.00	-0.54
21	S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.07	980.00	-0.07

### Casi di carico

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto	D3 :da 1083 a 1114 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1115 a 1146 Azione : Cp terra sopra dentro h=8.30 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1147 a 1178 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1179 a 1210 Azione : Cp terra sopra dentro h=8.30 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1211 a 1242 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1243 a 1274 Azione : Cp terra sopra dentro h=8.30 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1275 a 1338 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1339 a 1402 Azione : Cp terra sopra dentro h=8.30 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1403 a 1466 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1467 a 1530 Azione : Cp terra sopra dentro h=8.30 m. - QV:var x -

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 50 di 188

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			Qz - Area
			D3 :da 1531 a 1594 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1595 a 1658 Azione : Cp terra sopra dentro h=8.30 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1659 a 1722 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1723 a 1786 Azione : Cp terra sopra dentro h=8.30 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1787 a 1818 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1819 a 1850 Azione : Cp terra sopra dentro h=8.30 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1851 a 1882 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1883 a 1914 Azione : Cp terra sopra dentro h=8.30 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1915 a 1946 Azione : Cp terra sopra fuori h=3.00 m. - QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1947 a 1978 Azione : Cp terra sopra dentro h=8.30 m. - QV:var x - Qz - Area
3	Gk	CDC=Gk - Cp impalcato n.1 campata	Nodo:da 1146 a 1158 Azione : Cp impalcato - CN:Fz=-3.344e+04
4	Qk	CDC=Qk - S terra tergo	D3 :da 1 a 354 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 355 a 450 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 451 a 546 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 547 a 786 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 787 a 834 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 835 a 882 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 883 a 930 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 931 a 970 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 971 a 972 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 973 a 975 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 976 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 977 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 978 a 984 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 986 a 990 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 991 a 1025 Azione : S terra ka +X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1026 a 1032 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1034 a 1042 Azione : S terra ka -X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 2091 a 2216 Azione : S terra ka -Y - QV:var z - Qy - Area
5	Qk	CDC=Qk - S sovrac. Qacc tergo	D3 :da 1 a 354 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 451 a 546 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 547 a 786 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 787 a 834 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 883 a 930 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 971 a 972 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 : 976 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 978 a 984 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 986 a 990 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1026 a 1032 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1034 a 1042 Azione : S Qacc ka - X - QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 2091 a 2216 Azione : S Qacc ka -Y - QV:var z - Qy - Area
6	Qk	CDC=Qk - Q1k Emax - NO su spalla	Nodo:da 1146 a 1158 Azione : Cacc 1 NO impalcato - CN:Fz=-4081.00 My=-1.429e+06
7	Qk	CDC=Qk - Q1k Mmax - NO su spalla	Nodo:da 1146 a 1158 Azione : Cacc 2 NO impalcato - CN:Fz=-5966.00 My=-7.559e+05
8	Qk	CDC=Qk - Q1k Emax - su spalla	Nodo:da 1146 a 1158 Azione : Cacc 3 SI impalcato - CN:Fz=-1.144e+04 My=-4.514e+06
9	Qk	CDC=Qk - Q1k Mmax - su spalla	Nodo:da 1146 a 1158 Azione : Cacc 4 SI impalcato - CN:Fz=-1.479e+04 My=-3.362e+06
10	Qk	CDC=Qk - Folla SX	Nodo:da 1146 a 1158 Azione : Cacc folla SX imp - CN:Fz=-661.00 My=-5.041e+05
11	Qk	CDC=Qk - Folla DX	Nodo:da 1146 a 1158 Azione : Cacc folla DX imp - CN:Fz=-661.00 My=5.041e+05
12	Qk	CDC=Qk - Frenamento	Nodo:da 1146 a 1158 Azione : Frenamento -Y - CN:Fy=-2912.00
13	Qk	CDC=Qk - Vento carico	Nodo:da 1146 a 1158 Azione : Vento carico -X - CN:Fx=-1222.00 My=-3.188e+05
14	Qk	CDC=Qk - Vento scarico	Nodo:da 1146 a 1158 Azione : Vento scar -X - CN:Fx=-468.00 My=-

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 51 di 188



CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			5.569e+04
15	Qk	CDC=Qk - Attrito	Nodo:da 1146 a 1158 Azione : Attrito -Y - CN:Fy=-1003.00
16	Qk	CDC=Qk - Ss terra sovraspinta sisma	D3 :da 1 a 354 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 547 a 786 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 2091 a 2216 Azione : S sovraspinta sisma terra -Y - QV:var z - Qy - Area
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0) +Y long	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto
			partecipazione:2.00 per 3 CDC=Gk - Cp impalcato n.1 campata
18	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. 0) + X Trasv	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Gk - Cp impalcato n.1 campata
19	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) verticale +Z Vert	come precedente CDC sismico

## Combinazioni

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	C1_SLU_1	
2	SLU	C2_SLU_2	
3	SLU	C3_SLU_3	
4	SLU	C4_SLU_4	
5	SLU	C5_SLU_5	
6	SLU	C6_SLU_6	
7	SLU	C7_SLU_7	
8	SLU	C8_SLU_8	
9	SLU	C9_SLU_9	
10	SLU	C10_SLU_10	
11	SLU	C11_SLU_11	
12	SLU	C12_SLU_12	
13	SLU	C13_SLU_13	
14	SLU	C14_SLU_14	
15	SLU	C15_Sisma_1	
16	SLU	C16_Sisma_2	
17	SLU	C17_Sisma_3	
18	SLU	C18_Sisma_4	
19	SLU	C19_Sisma_5	
20	SLU	C20_Sisma_6	
21	SLU	C21_Sisma_7	
22	SLU	C22_Sisma_8	
23	SLU	C23_Sisma_9	
24	SLU	C24_Sisma_10	
25	SLU	C25_Sisma_11	
26	SLU	C26_Sisma_12	
27	SLE(r)	C27_SLE_r_1	
28	SLE(r)	C28_SLE_r_2	
29	SLE(r)	C29_SLE_r_3	
30	SLE(r)	C30_SLE_r_4	
31	SLE(r)	C31_SLE_r_5	
32	SLE(r)	C32_SLE_r_6	
33	SLE(r)	C33_SLE_r_7	
34	SLE(r)	C34_SLE_r_8	
35	SLE(r)	C35_SLE_r_9	
36	SLE(r)	C36_SLE_r_10	
37	SLE(r)	C37_SLE_r_11	
38	SLE(r)	C38_SLE_r_12	
39	SLE(f)	C39_SLE_f_1	
40	SLE(f)	C40_SLE_f_2	
41	SLE(f)	C41_SLE_f_3	
42	SLE(f)	C42_SLE_f_4	
43	SLE(f)	C43_SLE_f_5	
44	SLE(f)	C44_SLE_f_6	
45	SLE(f)	C45_SLE_f_7	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 52 di 188

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
46	SLE(f)	C46_SLE_f_8	
47	SLE(p)	C47_SLE_gp_1	
48	SLU	C48_SLU_Urto_long	
49	SLU	C49_SLU_Urto_trasv	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	0.0	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
4	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	1.35	1.35	0.0	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
5	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.35	0.0	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
7	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
8	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
9	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
10	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
11	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
12	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
13	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
14	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
15	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	1.07	0.32	0.63	0.0	0.0							
16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	1.07	0.63	0.0	0.0							
17	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	0.32	2.10	0.0	0.0							
18	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-1.07	0.32	0.63	0.0	0.0							
19	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	-1.07	0.63	0.0	0.0							
20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	0.32	0.32	-2.10	0.0	0.0							
21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.07	1.07	-0.32	-0.63	0.0	0.0							
22	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-0.32	1.07	-0.63	0.0	0.0							
23	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-0.32	-0.32	2.10	0.0	0.0							
24	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-1.07	-0.32	-0.63	0.0	0.0							
25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-0.32	-1.07	-0.63	0.0	0.0							
26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.07	-0.32	-0.32	-2.10	0.0	0.0							
27	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
28	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
29	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 53 di 188

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
33	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
34	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
36	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.75	0.75	0.0	1.00	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
37	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.75	0.75	0.0	1.00	0.0
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
41	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
42	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.75	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
43	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
44	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
46	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
47	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
48	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0							
49	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							

## PILA

### Carichi

Tipo	carico concentrato nodale						
Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
2	Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04	0.0	0.0	-3.344e+04	0.0	0.0	0.0
3	Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06	0.0	0.0	-1.144e+04	-4.514e+06	0.0	0.0
4	Attrito L=26.00 m - CN:Fx=-1003.00	-1003.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	Vento scarico 2 campate 100% - CN:Fy=-68.00 Mx=-5.569e+04	0.0	-68.00	0.0	-5.569e+04	0.0	0.0
6	Vento carico 2 campate 100% - CN:Fy=-1222.00 Mx=-3.188e+05	0.0	-1222.00	0.0	-3.188e+05	0.0	0.0
7	Frenamento -X L=26.00 m - CN:Fx=-1956.00	-1956.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06	0.0	0.0	-1.479e+04	-3.362e+06	0.0	0.0
9	Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04	0.0	0.0	-3.344e+04	0.0	0.0	0.0
11	Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp.- CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05	0.0	0.0	-661.00	-5.041e+05	0.0	0.0
14	Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06	0.0	0.0	-3914.00	-1.700e+06	0.0	0.0
16	Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06	0.0	0.0	-5764.00	-1.052e+06	0.0	0.0
17	Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05	0.0	0.0	-661.00	5.041e+05	0.0	0.0
18	Urto TRASV - CN:Fy=1.000e+05	0.0	1.000e+05	0.0	0.0	0.0	0.0
19	Urto LONG - CN:Fx=-5.000e+04	-5.000e+04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tipo	carico variabile generale				
Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
1	Cp terra Htmedio=1.15 m - QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	0.0	-0.22	1600.00	-0.22

### Casi di carico

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto	D3 :da 1 a 720 Azione : Cp terra Htmedio=1.15 m - QV:var x - Qz - Area
3	Gk	CDC=Gk - Cp impalcato n.2 campate	Nodo: 484 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 486 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 495 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 497 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 506 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 508 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 517 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 519 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 533 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 535 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 537 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 539 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 541 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 543 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 549 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 551 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 553 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 555 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 557 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 559 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 55 di 188

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			Nodo: 565 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 567 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 569 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 571 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 573 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
			Nodo: 575 Azione : Cp impalcato CAP 13 travi Lc1=26 m - CN:Fz=-3.344e+04
4	Qk	CDC=Qk - Cacc 1 camp. cond.1	Nodo: 484 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
			Nodo: 495 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
			Nodo: 506 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
			Nodo: 517 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
			Nodo: 533 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
			Nodo: 537 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
			Nodo: 541 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
			Nodo: 549 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
			Nodo: 553 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
			Nodo: 557 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
			Nodo: 565 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
			Nodo: 569 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
			Nodo: 573 Azione : Cacc 1 camp cond.1 senza folla - CN:Fz=-1.144e+04 Mx=-4.514e+06
5	Qk	CDC=Qk - Cacc 1camp. cond.2	Nodo: 484 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
			Nodo: 495 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
			Nodo: 506 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
			Nodo: 517 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
			Nodo: 533 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
			Nodo: 537 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
			Nodo: 541 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
			Nodo: 549 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
			Nodo: 553 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
			Nodo: 557 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
			Nodo: 565 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
			Nodo: 569 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
			Nodo: 573 Azione : Cacc 1 camp.cond.2 senza folla - CN:Fz=-1.479e+04 Mx=-3.362e+06
6	Qk	CDC=Qk - Cacc 2 camp. cond.1	Nodo: 484 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 486 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 495 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 497 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 506 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 508 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 517 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 519 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 533 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 535 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 537 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 539 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 541 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 543 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 549 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 551 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 553 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 555 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 56 di 188

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			Nodo: 557 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 559 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 565 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 567 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 569 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 571 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 573 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
			Nodo: 575 Azione : Cacc 2camp.26+26 m altro lato cond 1 senza folla - CN:Fz=-3914.00 Mx=-1.700e+06
7	Qk	CDC=Qk - Cacc. 2camp.cond.2	Nodo: 484 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 486 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 495 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 497 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 506 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 508 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 517 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 519 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 533 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 535 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 537 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 539 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 541 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 543 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 549 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 551 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 553 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 555 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 557 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 559 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 565 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 567 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 569 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 571 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 573 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06
			Nodo: 575 Azione : Cacc. 2 camp. 26+26 m altro lato cond.2 senza folla - CN:Fz=-5764.00 Mx=-1.052e+06

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 57 di 188

[illegible]

Elaborato	Revisione		Data
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 58 di 188

[illegible]

Elaborato	Revisione		Data
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 59 di 188



CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			Nodo: 553 Azione : Attrito L=26.00 m - CN:Fx=-1003.00
			Nodo: 555 Azione : Attrito L=26.00 m - CN:Fx=-1003.00
			Nodo: 557 Azione : Attrito L=26.00 m - CN:Fx=-1003.00
			Nodo: 559 Azione : Attrito L=26.00 m - CN:Fx=-1003.00
			Nodo: 565 Azione : Attrito L=26.00 m - CN:Fx=-1003.00
			Nodo: 567 Azione : Attrito L=26.00 m - CN:Fx=-1003.00
			Nodo: 569 Azione : Attrito L=26.00 m - CN:Fx=-1003.00
			Nodo: 571 Azione : Attrito L=26.00 m - CN:Fx=-1003.00
			Nodo: 573 Azione : Attrito L=26.00 m - CN:Fx=-1003.00
			Nodo: 575 Azione : Attrito L=26.00 m - CN:Fx=-1003.00
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. 0) +X LONG	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=Gk - Cp terreno sopra plinto
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Gk - Cp impalcato n.2 campate
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0) +Y TRASV	come precedente CDC sismico
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) verticale +Z	come precedente CDC sismico
17	Qk	CDC=Qk - Folla sx 1 campata	Nodo: 484 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
			Nodo: 495 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
			Nodo: 506 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
			Nodo: 517 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
			Nodo: 533 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
			Nodo: 537 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
			Nodo: 541 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
			Nodo: 549 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
			Nodo: 553 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
			Nodo: 557 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
			Nodo: 565 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
			Nodo: 569 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
			Nodo: 573 Azione : Folla sx 1 camp. L26.00 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=-5.041e+05
18	Qk	CDC=Qk - Folla dx 1 campata	Nodo: 484 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
			Nodo: 495 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
			Nodo: 506 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
			Nodo: 517 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
			Nodo: 533 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
			Nodo: 537 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
			Nodo: 541 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
			Nodo: 549 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
			Nodo: 553 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
			Nodo: 557 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
			Nodo: 565 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
			Nodo: 569 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
			Nodo: 573 Azione : Folla dx 1 camp. L26 m altra camp. - CN:Fz=-661.00 Mx=5.041e+05
19	Qk	CDC=Qk - Urto TRASV	Nodo: 521 Azione : Urto TRASV - CN:Fy=1.000e+05
20	Qk	CDC=Qk - Urto LONG	Nodo: 521 Azione : Urto LONG - CN:Fx=-5.000e+04

## Combinazioni

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	C1_SLU_1	
2	SLU	C2_SLU_2	
3	SLU	C3_SLU_3	
4	SLU	C4_SLU_4	
5	SLU	C5_SLU_5	
6	SLU	C6_SLU_6	
7	SLU	C7_SLU_7	
8	SLU	C8_SLU_8	
9	SLU	C9_SLU_9	
10	SLU	C10_SLU_11	
11	SLU	C12_SLU_12	
12	SLU	C13_SLU_13	
13	SLU	C14_SLU_14	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 60 di 188

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
14	SLU	C15_SISMA1	
15	SLU	C16_SISMA2	
16	SLU	C17_SISMA3	
17	SLU	C18_SISMA4	
18	SLU	C19_SISMA5	
19	SLU	C20_SISMA6	
20	SLU	C21_SISMA7	
21	SLE(r)	C22_SLE_RARA_1_	
22	SLE(r)	C23_SLE_RARA_2_	
23	SLE(r)	C24_SLE_RARA_3_	
24	SLE(r)	C25_SLE_RARA_4_	
25	SLE(r)	C26_SLE_RARA_5_	
26	SLE(r)	C27_SLE_RARA_6_	
27	SLE(r)	C28_SLE_RARA_7_	
28	SLE(r)	C29_SLE_RARA_8_	
29	SLE(r)	C30_SLE_RARA_9_	
30	SLE(r)	C31_SLE_RARA10	
31	SLE(r)	C32_SLE_RARA_11	
32	SLE(r)	C33_SLE_RARA_12	
33	SLE(f)	C34_SLE_FREQ_1_	
34	SLE(f)	C35_SLE_FREQ_2_	
35	SLE(f)	C36_SLE_FREQ_3_	
36	SLE(f)	C37_SLE_FREQ_4_	
37	SLE(f)	C38_SLE_FREQ_5_	
38	SLE(f)	C39_SLE_FREQ_6_	
39	SLE(f)	C40_SLE_FREQ_7_	
40	SLE(f)	C41_SLE_FREQ_8_	
41	SLE(p)	C42_SLE_Q.P._1_	
42	SLU	C43 - SLU urto trasv.	
43	SLU	C44 - SLU urto long.	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
2	1.35	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0								
3	1.35	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.35	1.35	0.0	0.0								
4	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
5	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.35	0.0	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
6	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
7	1.35	1.35	1.35	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
8	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
9	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	1.35	0.90	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
10	1.35	1.35	1.35	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
11	1.35	1.35	1.35	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
12	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
13	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
14	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
15	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
16	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30

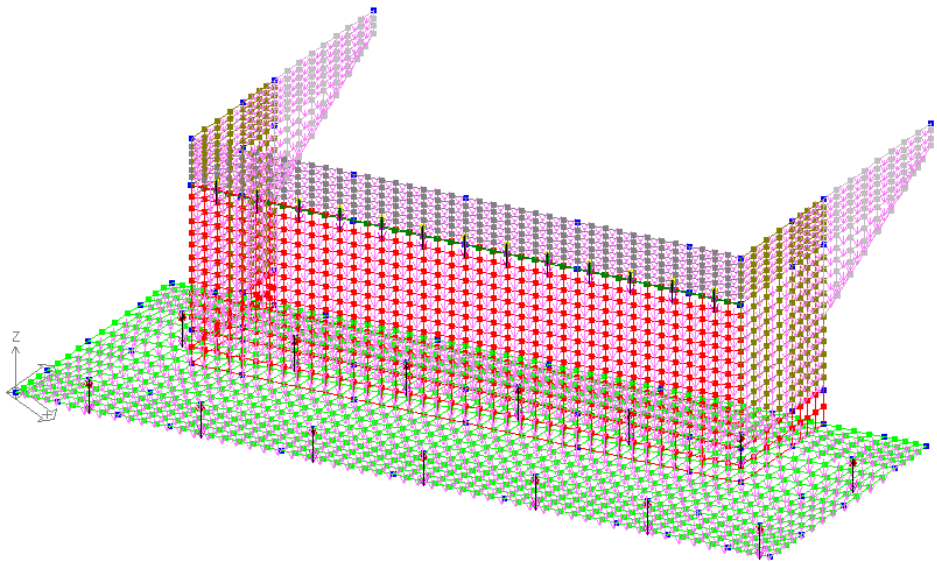
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 61 di 188

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0								
17	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	-0.30	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
18	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.30	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
19	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0								
20	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0								
21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0								
22	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0								
23	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
24	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
25	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
26	1.00	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
27	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
28	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
29	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0								
30	1.00	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.75	0.75	0.0	0.0								
31	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
32	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.75	0.75	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
33	1.00	1.00	1.00	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0								
34	1.00	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.75	0.75	0.0	0.0								
35	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
36	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.75	0.75	0.75	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
37	1.00	1.00	1.00	0.56	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
38	1.00	1.00	1.00	0.0	0.56	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
39	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.56	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
40	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.56	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
41	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
42	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0								
43	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00								

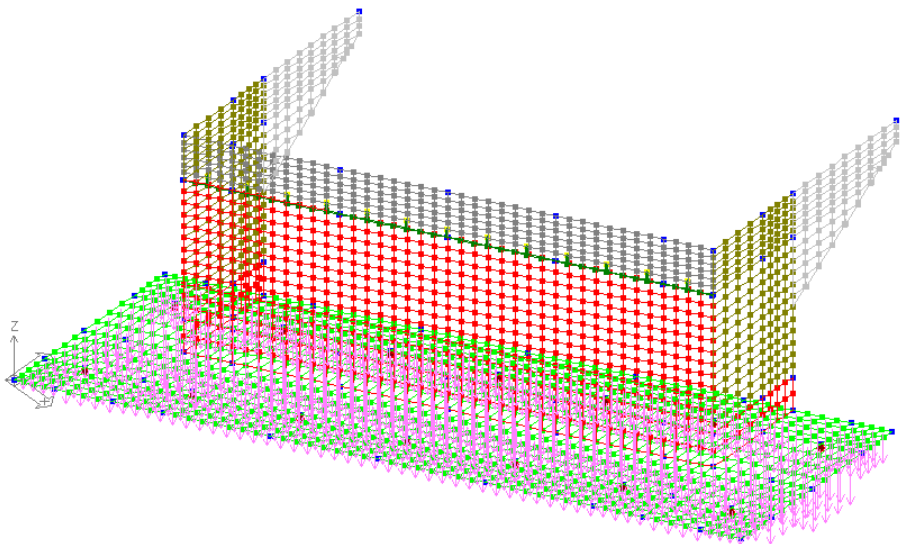
8.3 Carichi agenti

Si riportano i carichi applicati per ogni caso di carico adottato, con riferimento alle combinazioni sopra già esplicitate (avendo ottimizzato le visualizzazioni grafiche) :

**SPALLA**

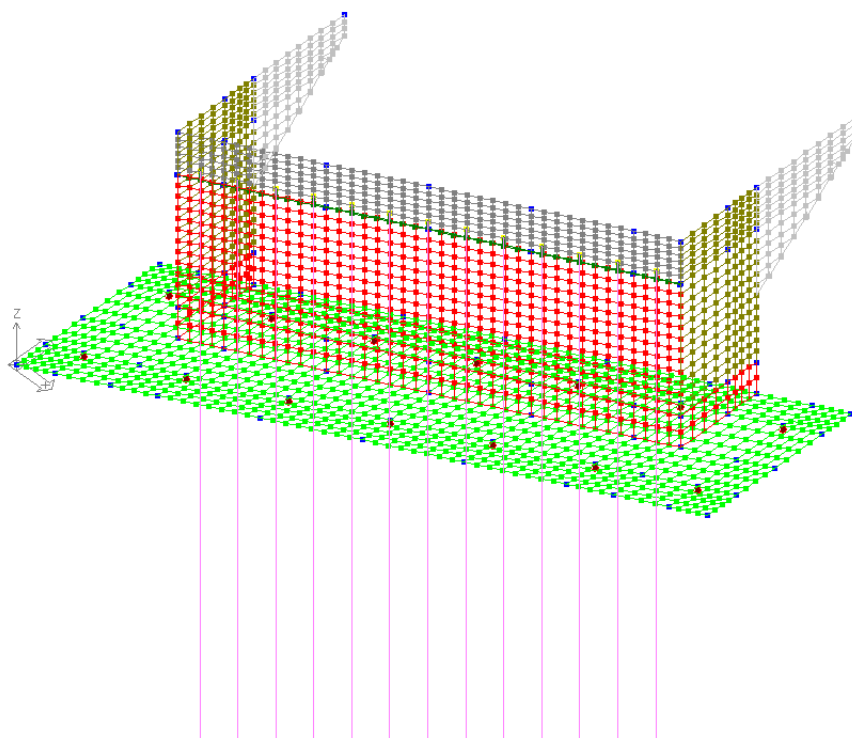


Peso proprio

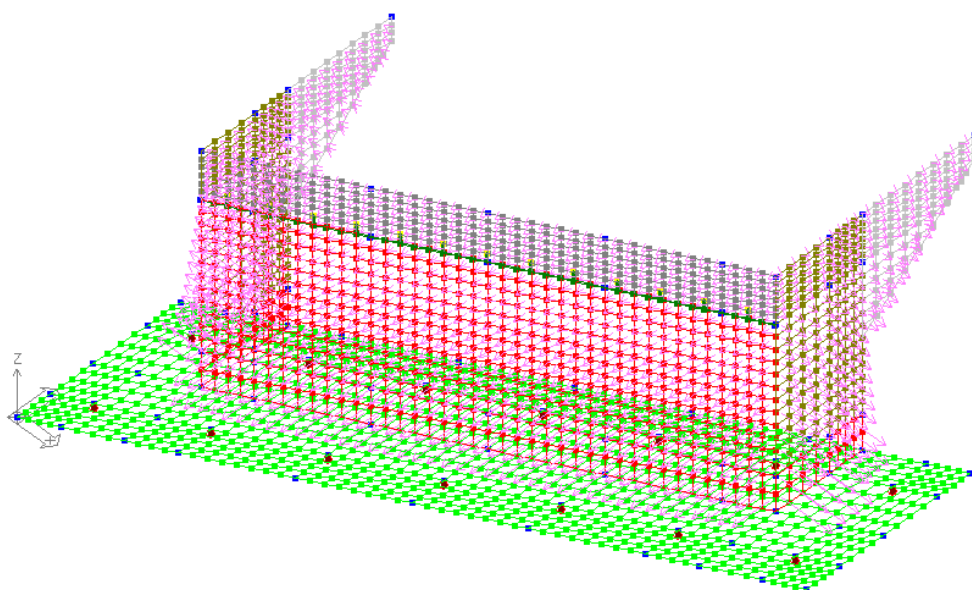


Carico permanente terreno sopra plinto

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 63 di 188

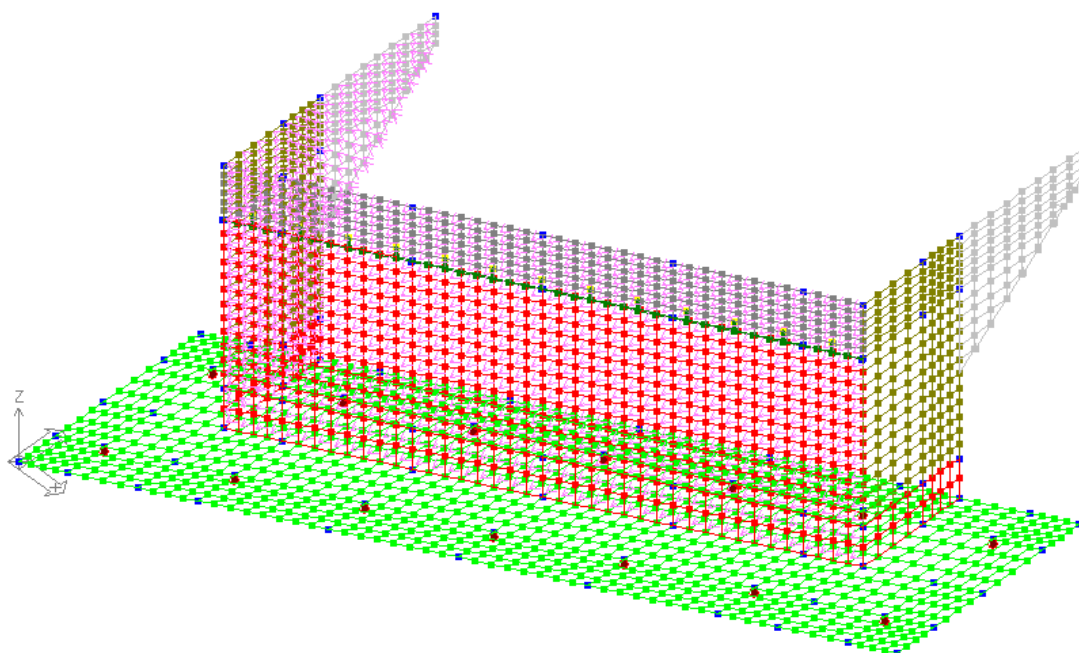


Carico permanente impalcato

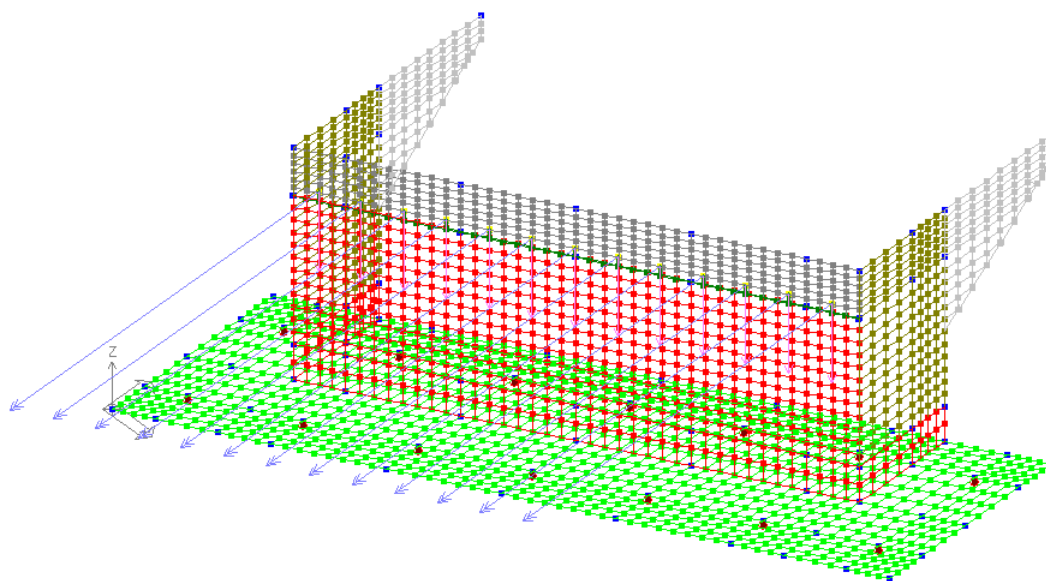


Spinta terreno a tergo

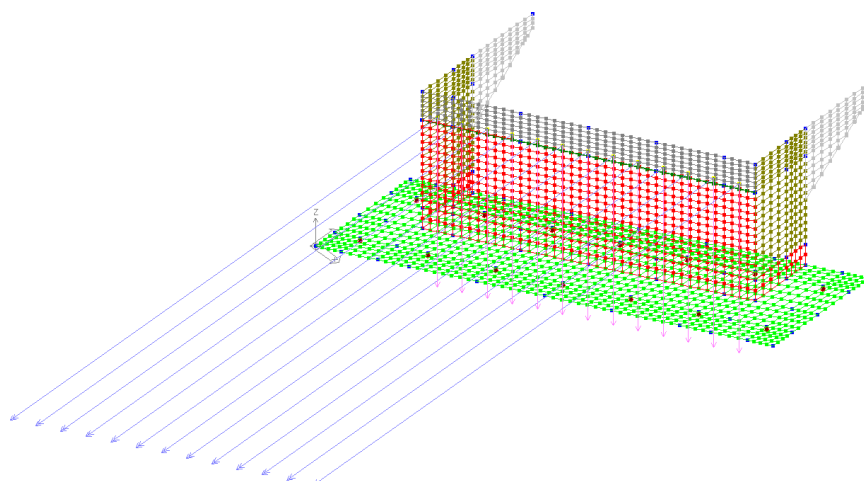
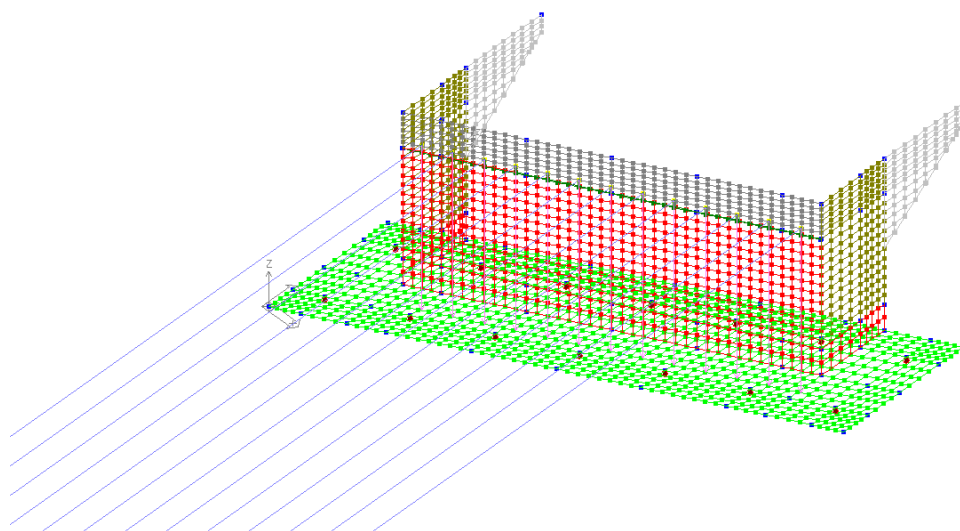
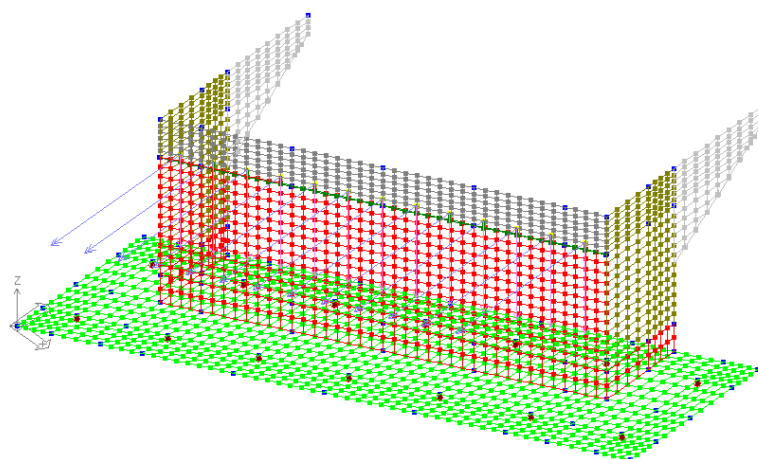
<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 64 di 188



Spinta sovraccarico accidentale a tergo



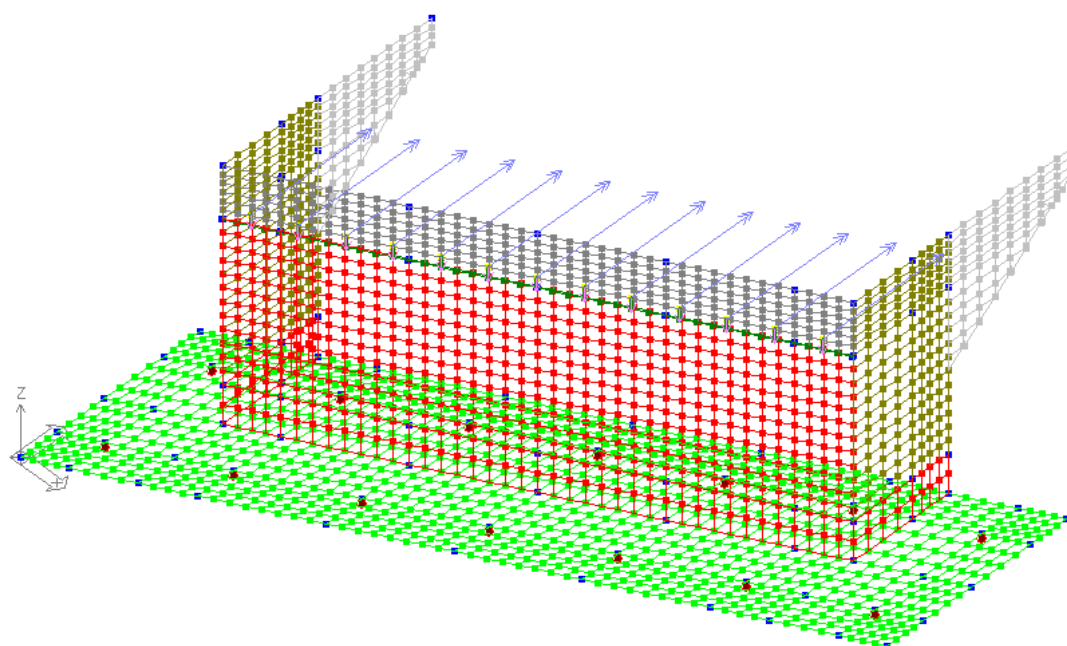
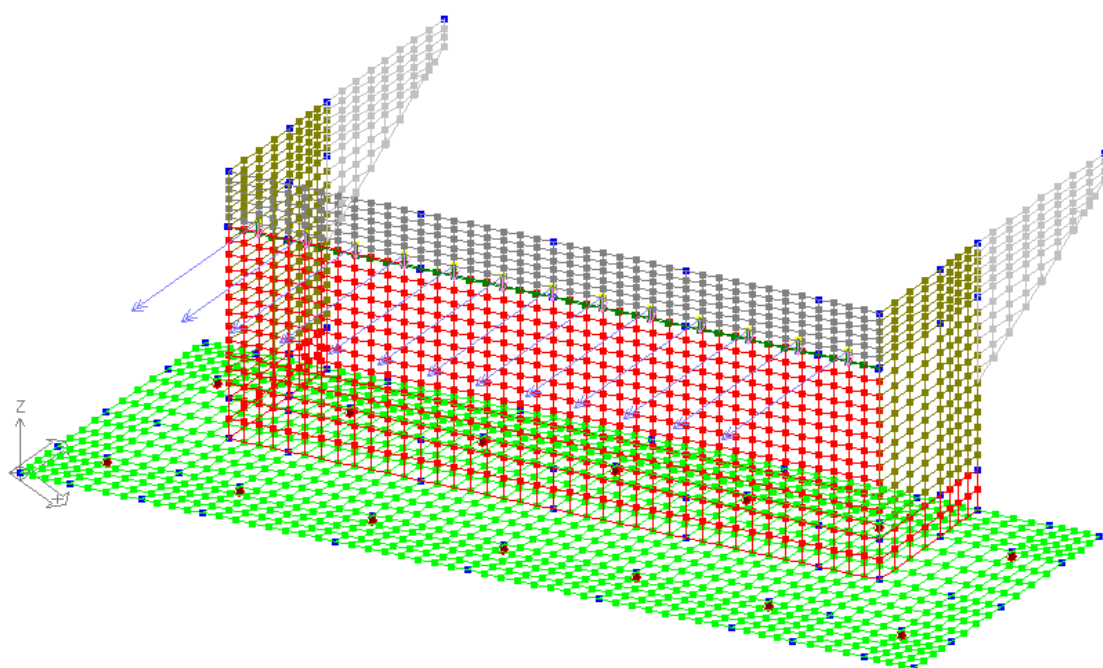
Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 65 di 188



Qacc traffico sup – Schema 1 (con casi di corsie da traffico traslate in senso trasversale e longitudinale per avere le azioni corrispondenti ad azione normale massima e momento torcente massimo)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 66 di 188

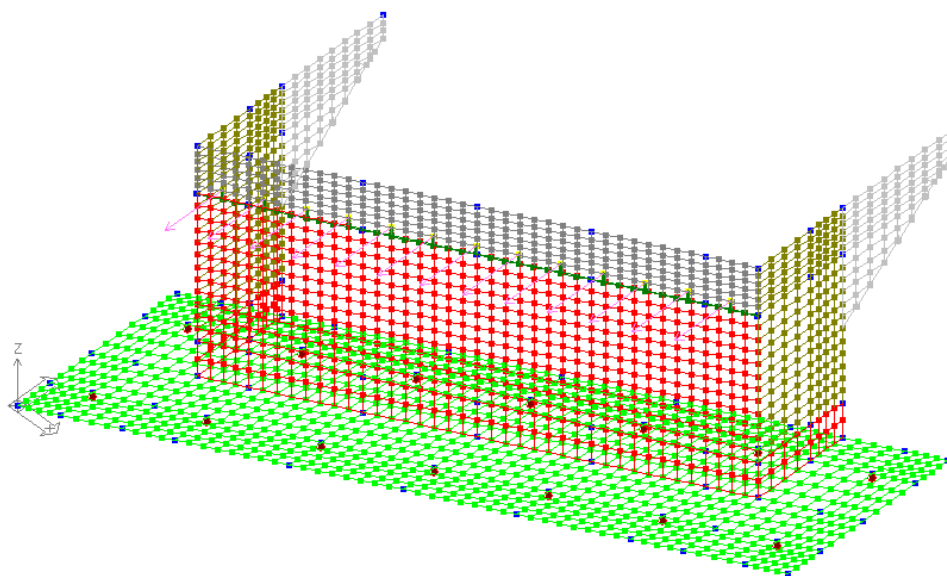




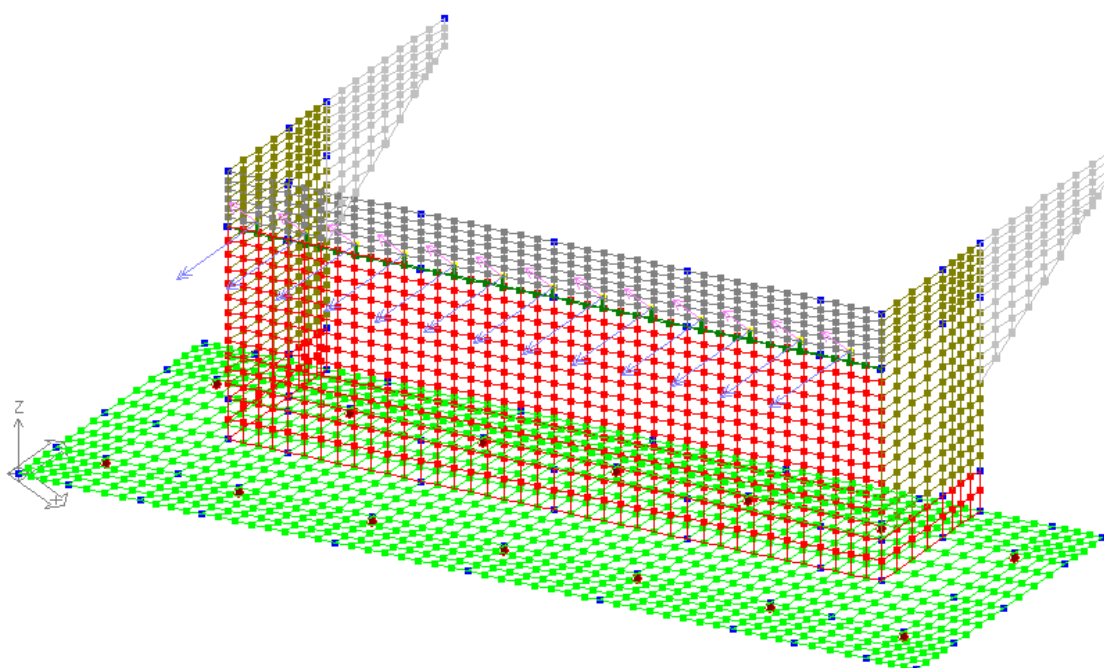
Folla a destra ed a sinistra

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 67 di 188

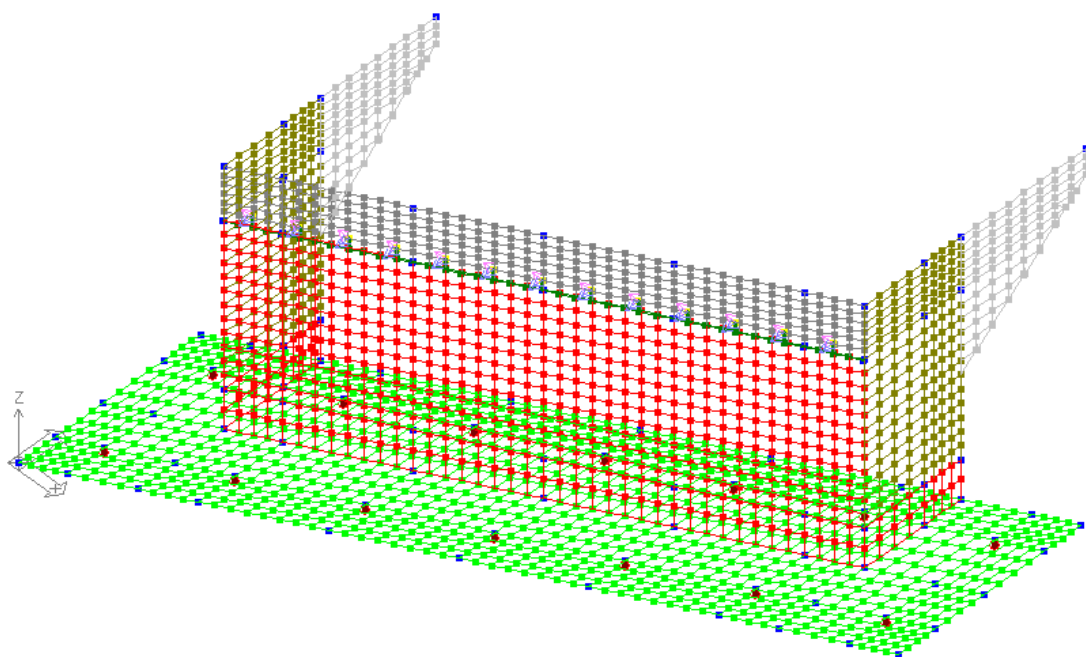




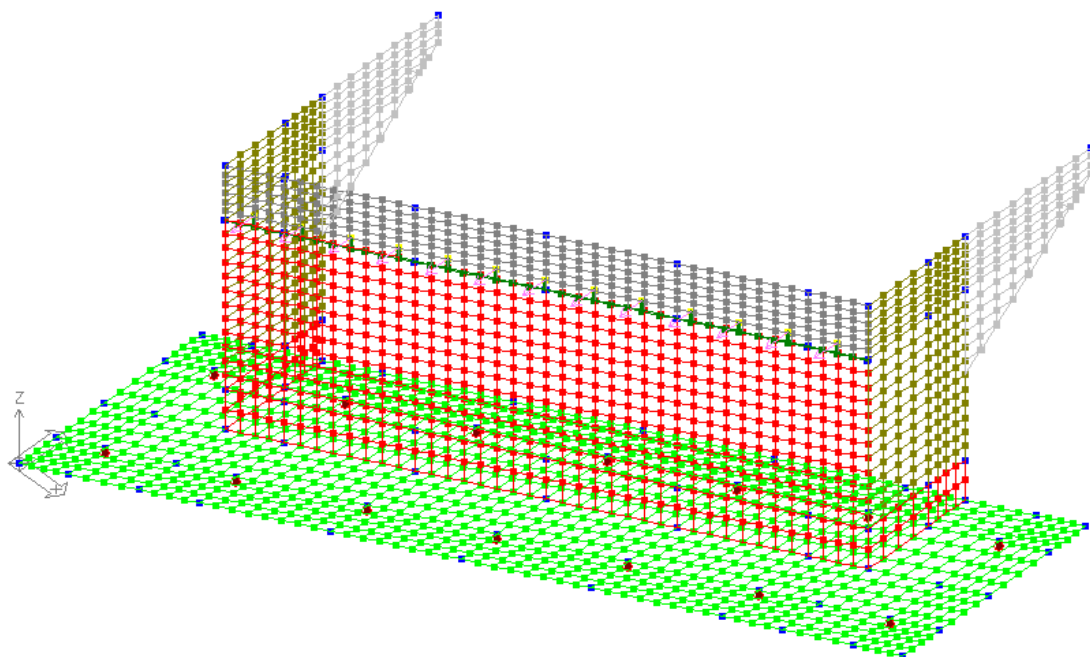
### Frenamento



<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 68 di 188

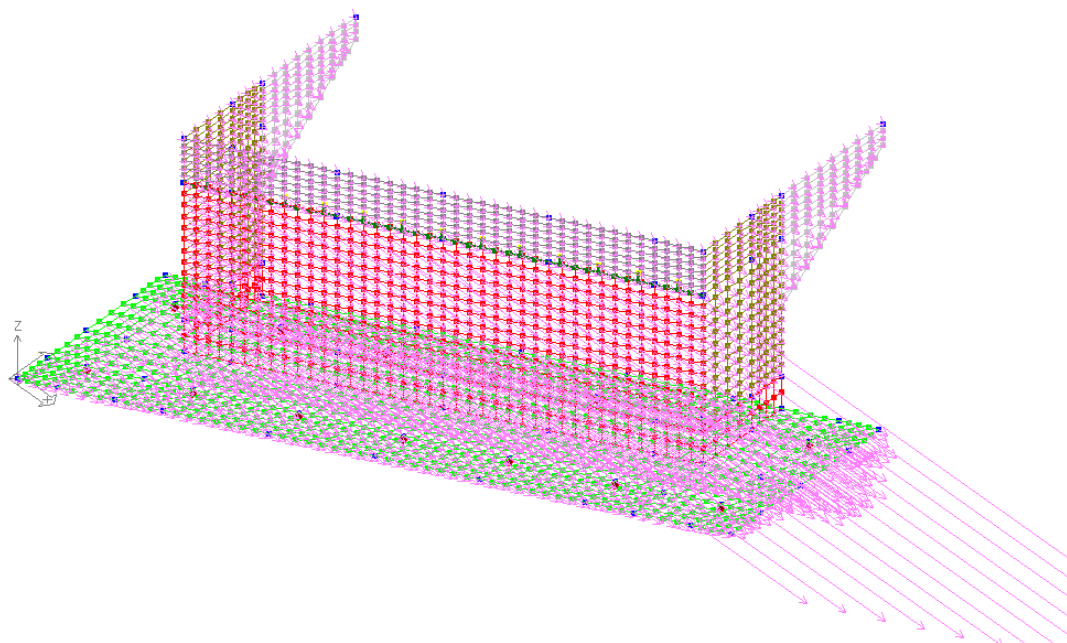


Vento a impalcato carico e scarico

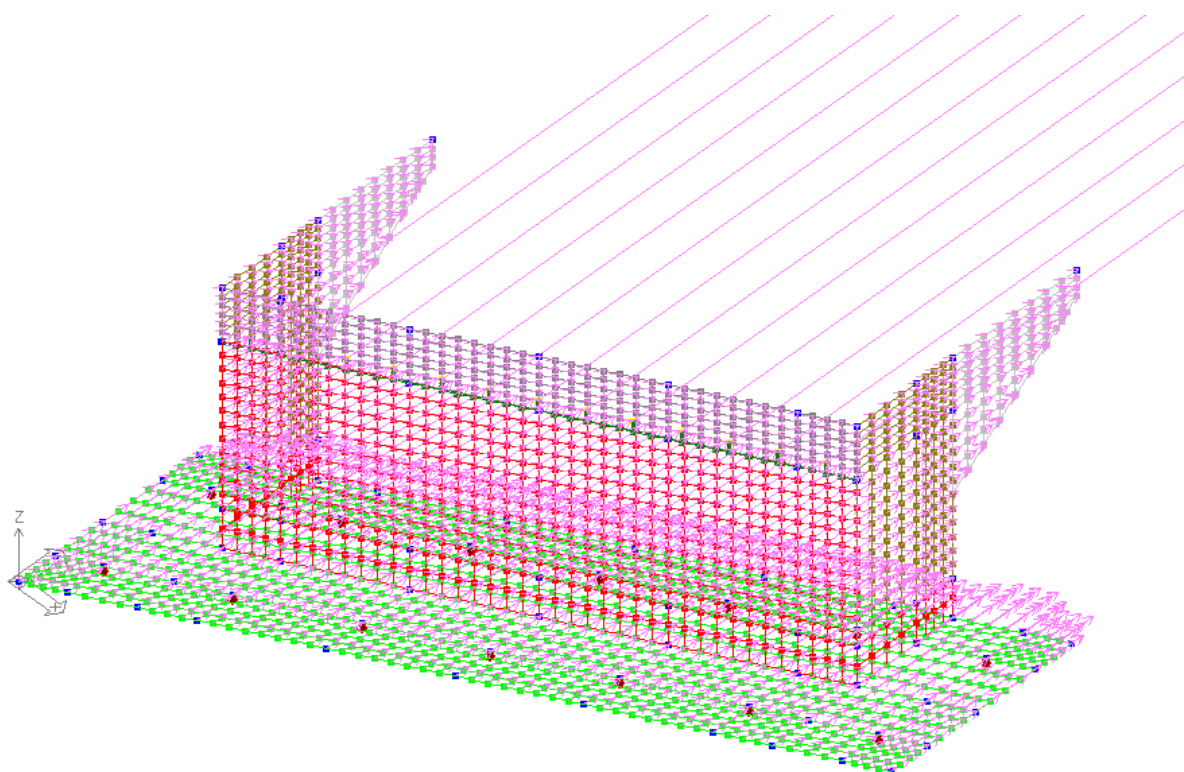


Attrito

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 69 di 188

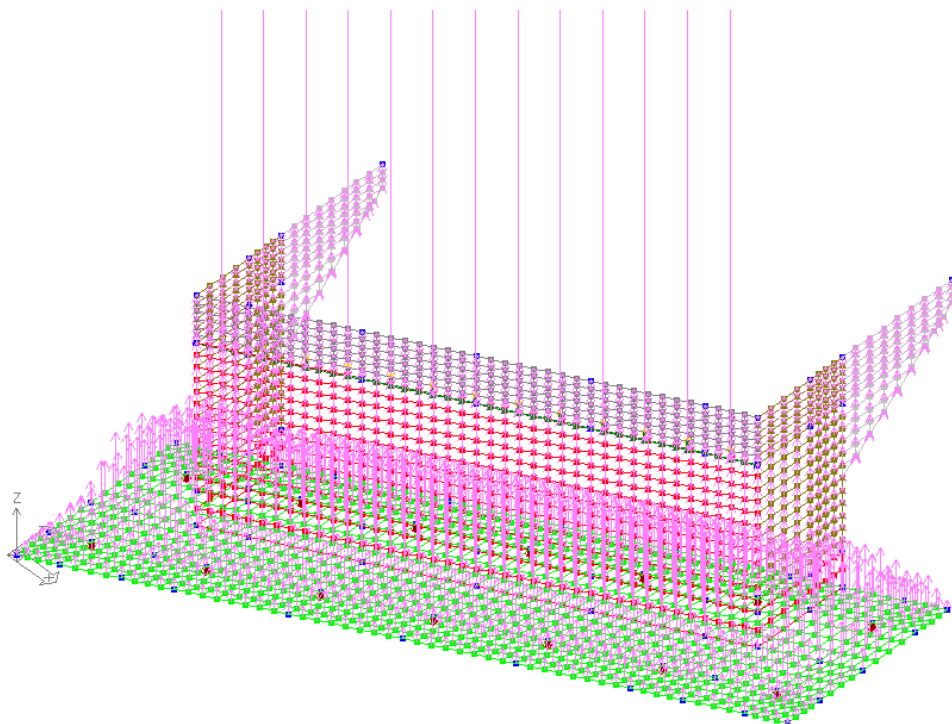


Sisma X

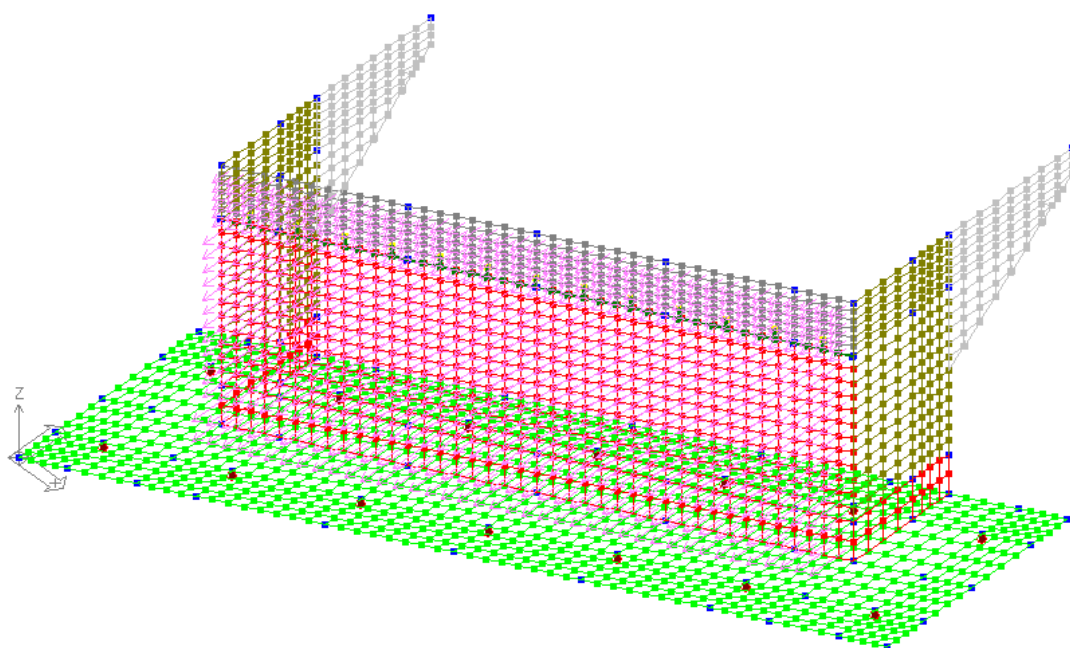


Sisma y

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 70 di 188



Sisma Z

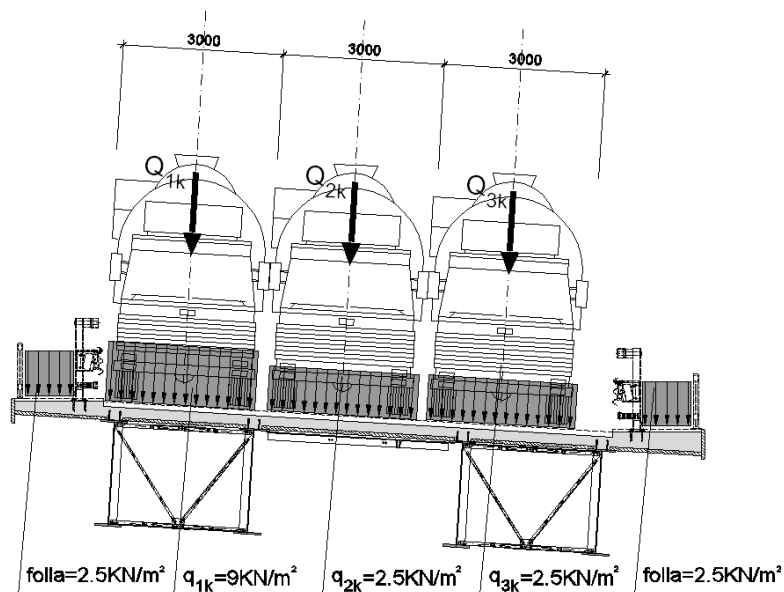


Sovraspinta sisma terra (formulazione di Wood con forma rettangolare)

Si riportano le immagini esplicative delle condizioni di carico da traffico adottate sia in senso trasversale che longitudinale :

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 71 di 188

### DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI SULL'IMPALCATO



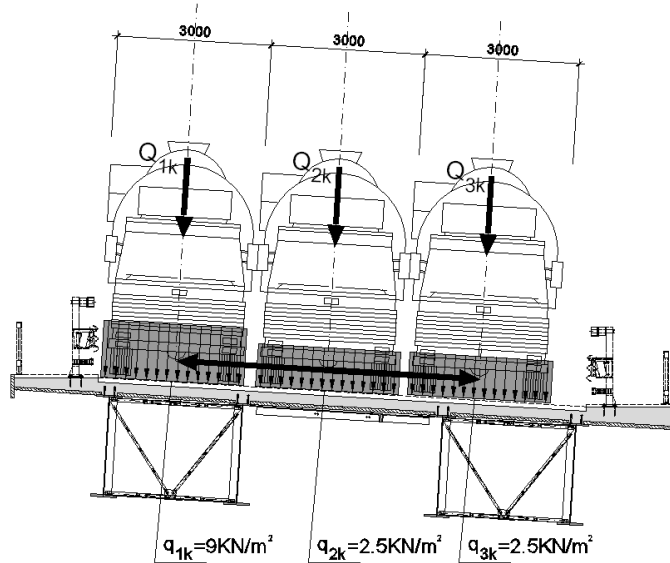
$$Q_{1k} = 300 \times 2 = 600 \text{ kN}$$

$$Q_{2k} = 200 \times 2 = 400 \text{ kN}$$

$$Q_{3k} = 100 \times 2 = 200 \text{ kN}$$

### DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI SULLA SOLETTA: TRASLAZIONE

#### IN SENSO TRASVERSALE ALL'IMPALCATO



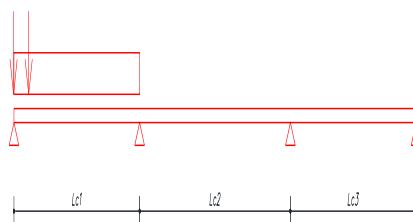
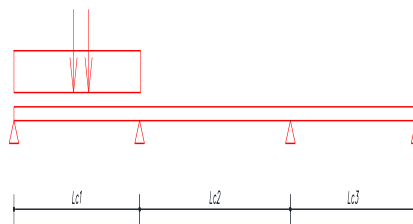
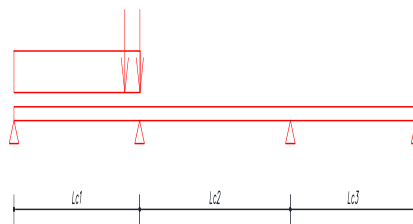
$$Q_{1k} = 300 \times 2 = 600 \text{ kN}$$

$$Q_{2k} = 200 \times 2 = 400 \text{ kN}$$

$$Q_{3k} = 100 \times 2 = 200 \text{ kN}$$

### DISPOSIZIONE CARICHI MOBILI SULL'IMPALCATO IN SENSO LONGITUDINALE

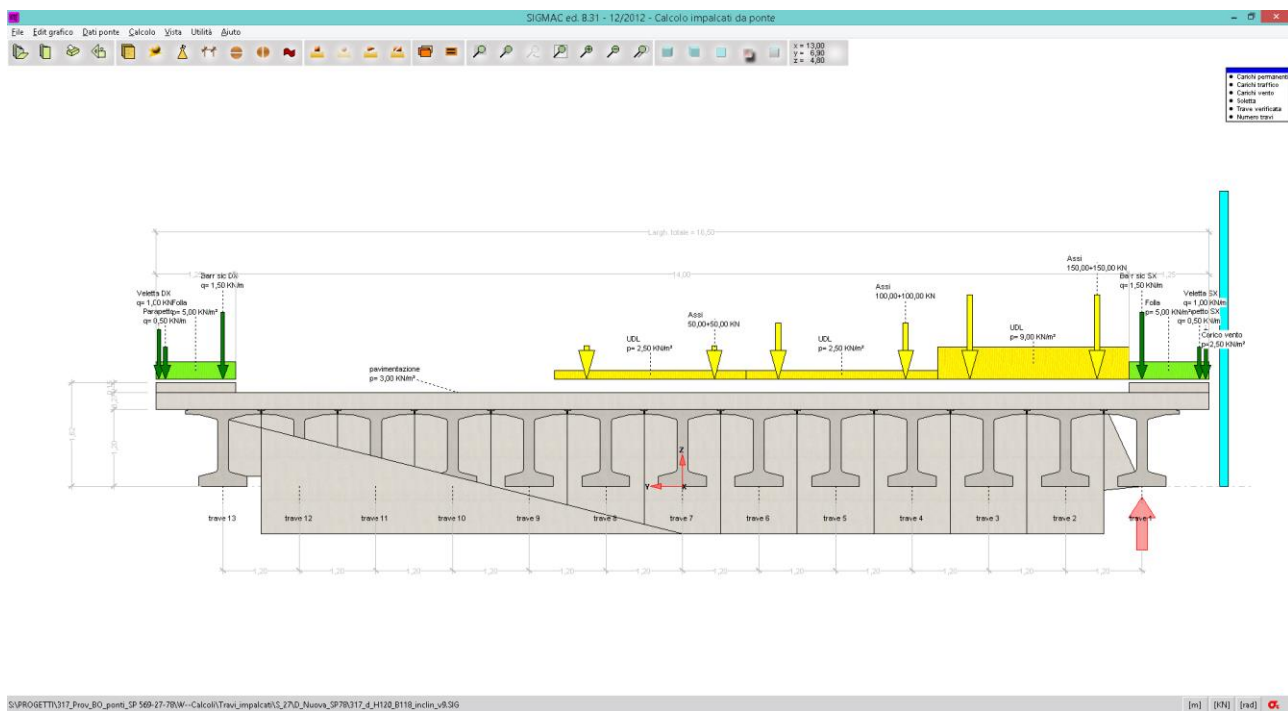
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 72 di 188



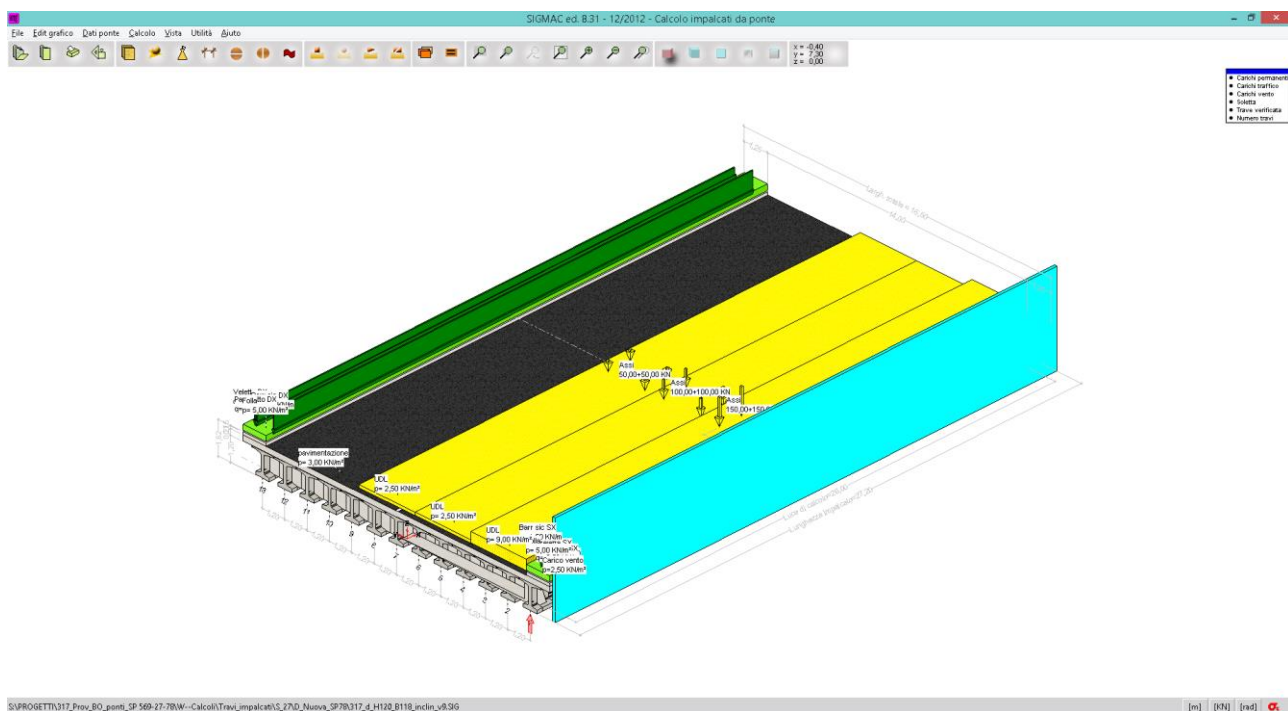
Seguono le immagini tratte dal programma ENG 8.31 (per gli impalcati) con la disposizione delle corsie di carico :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 73 di 188





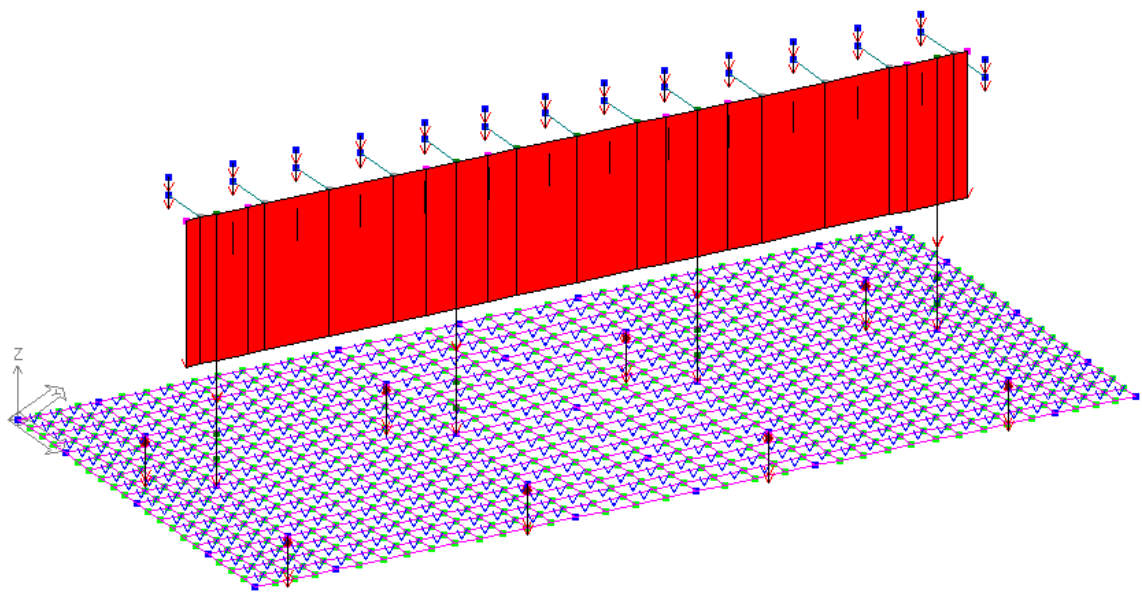
Sezione trasversale



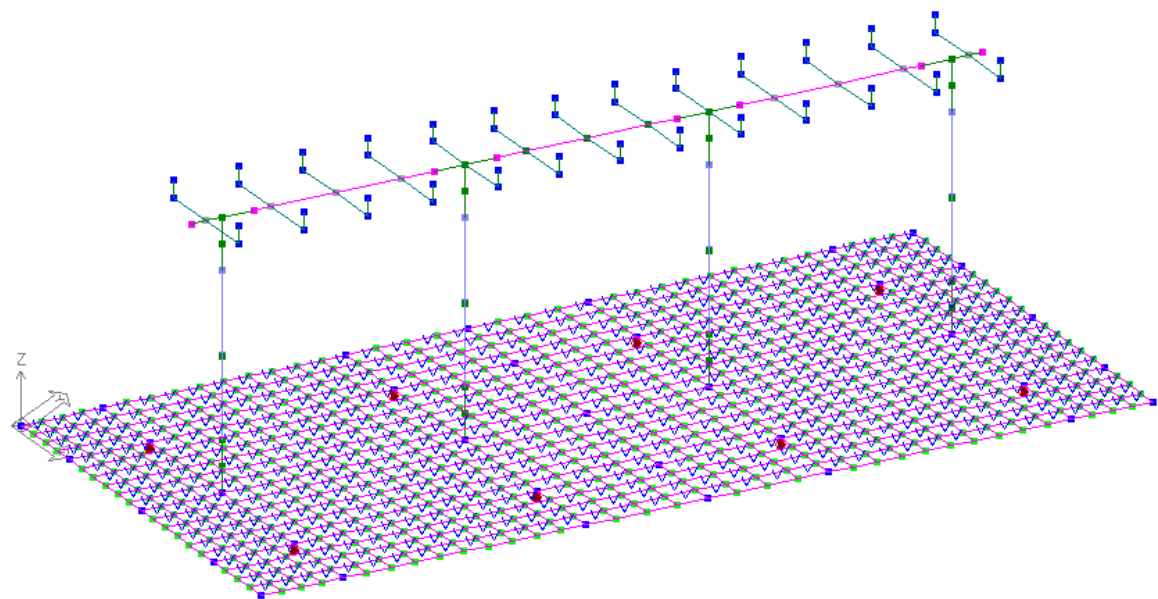
Vista assonometrica

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 74 di 188

**PILA (in analogia alla spalla)**



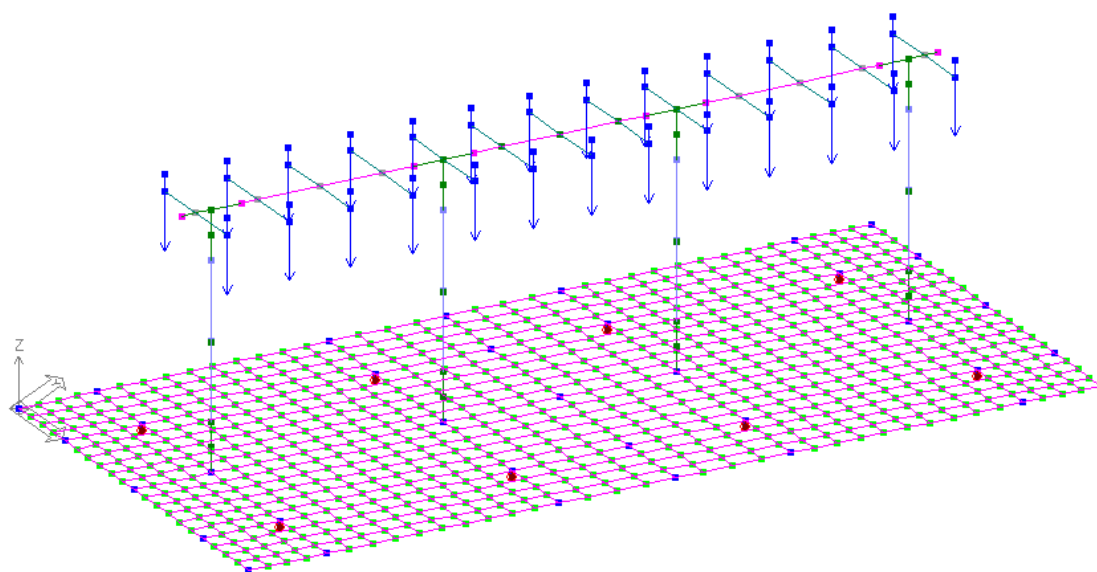
Peso proprio



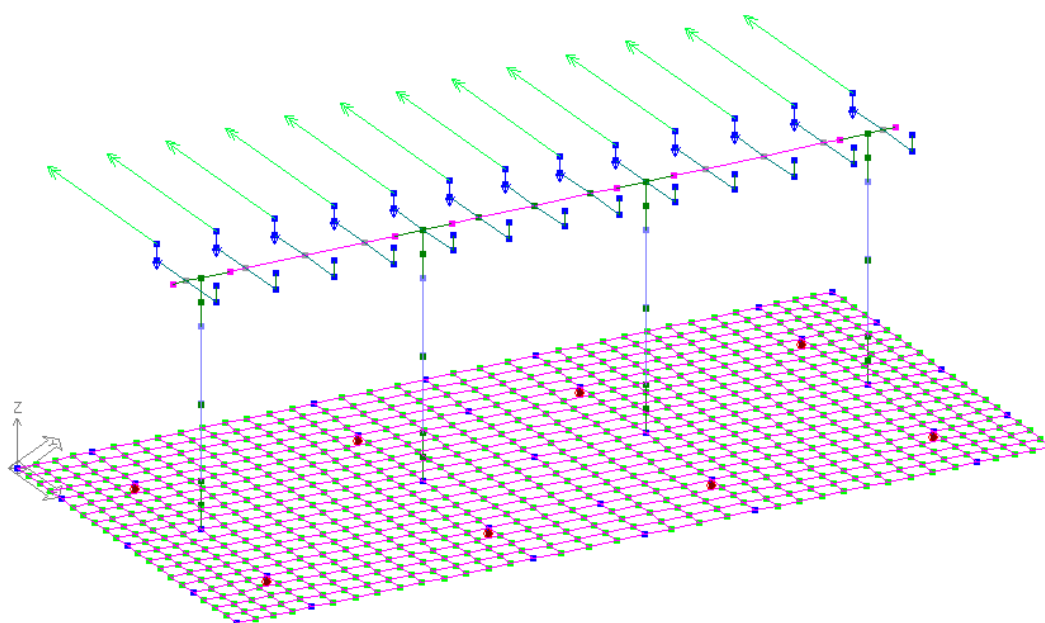
Carico permanente terreno su plinto

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 75 di 188

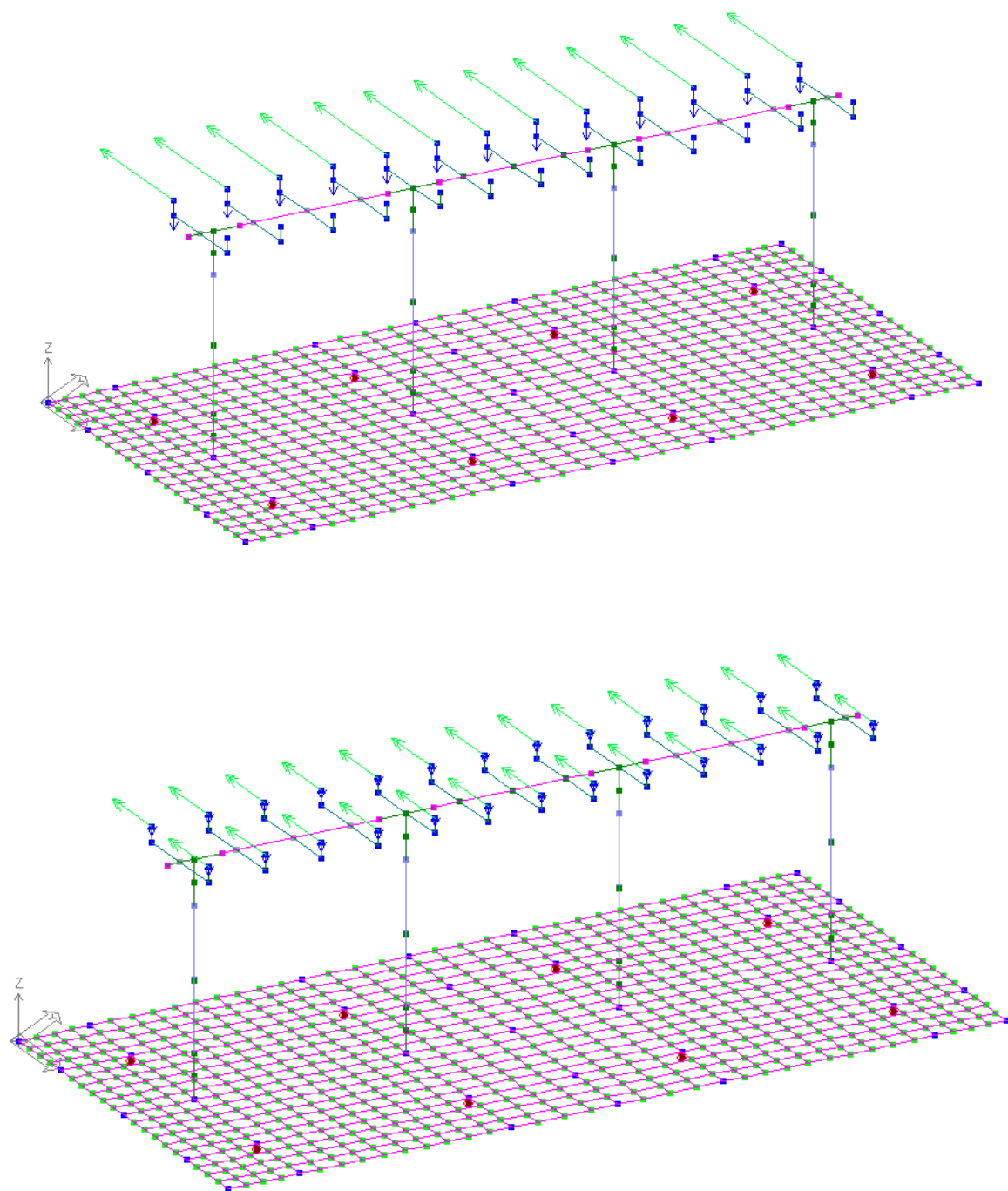




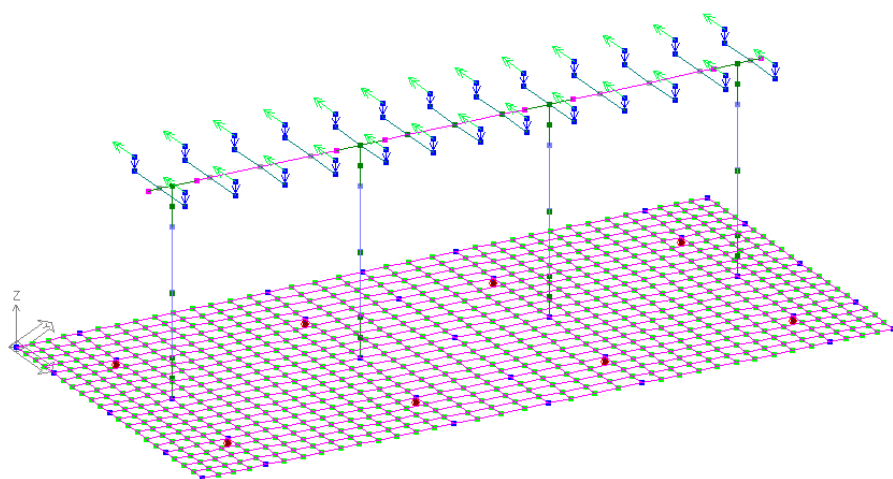
Carico permanente impalcato



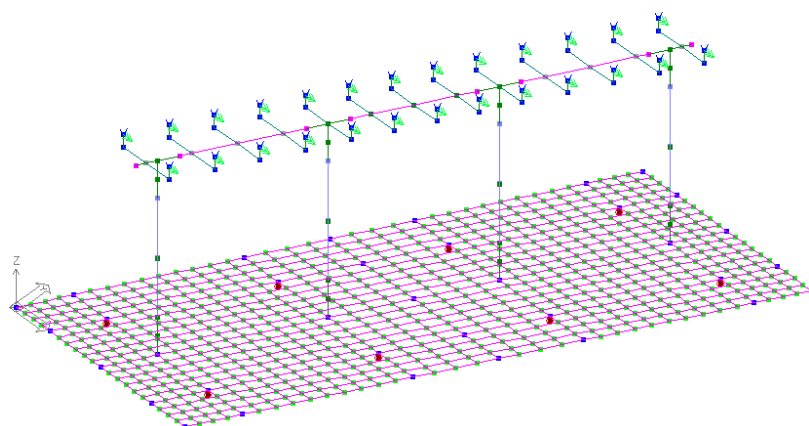
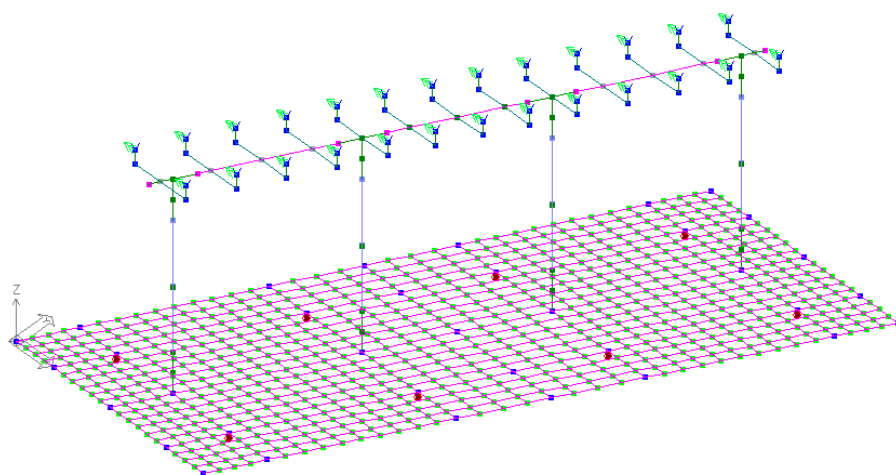
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 76 di 188



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 77 di 188

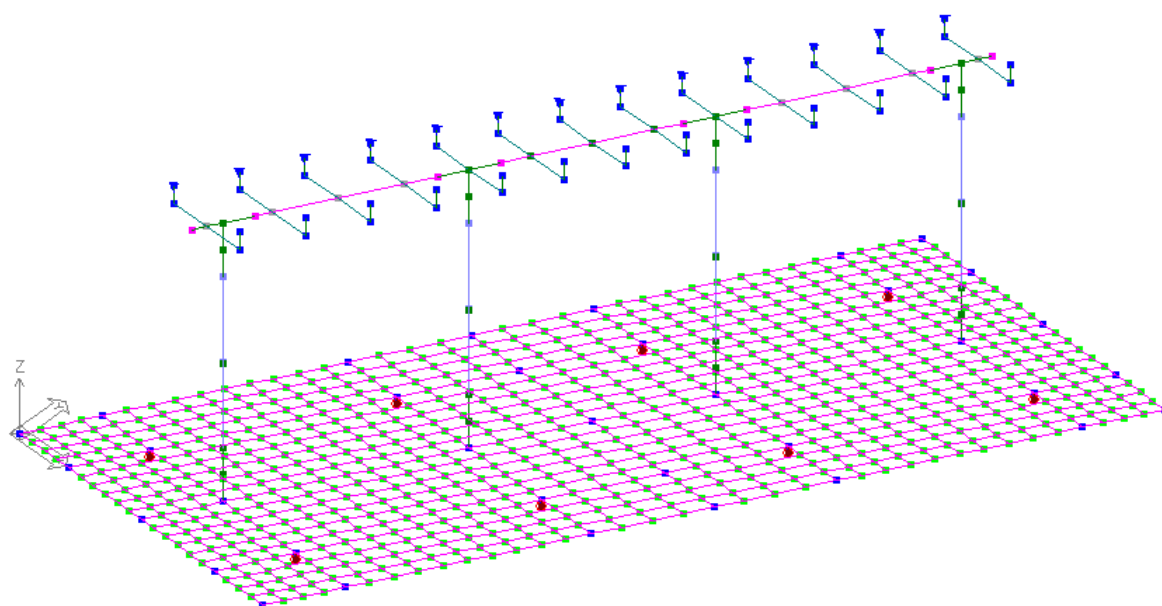


Qacc traffico sup – Schema 1

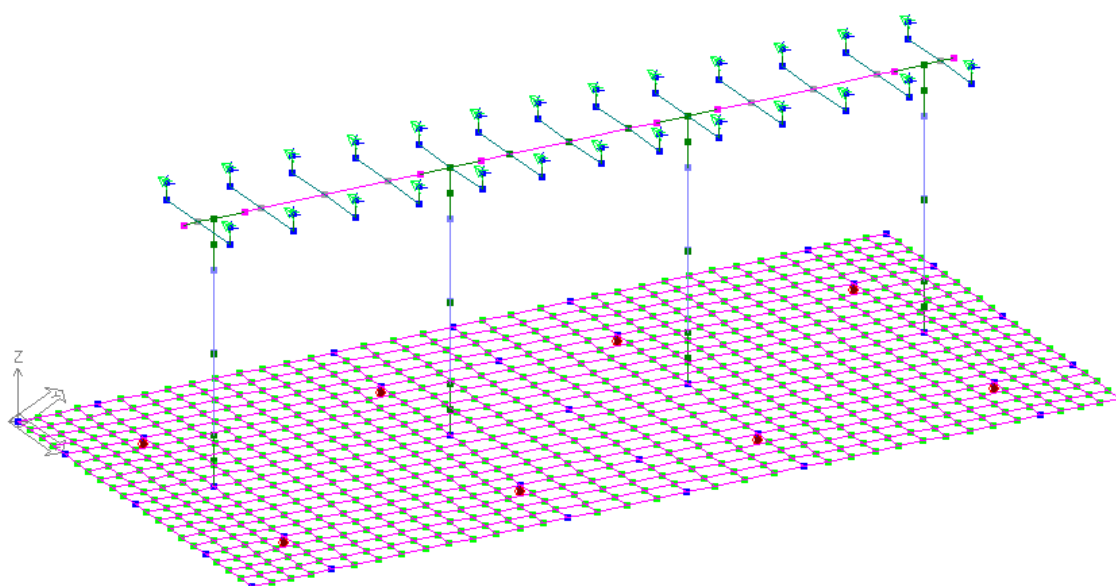


Folla

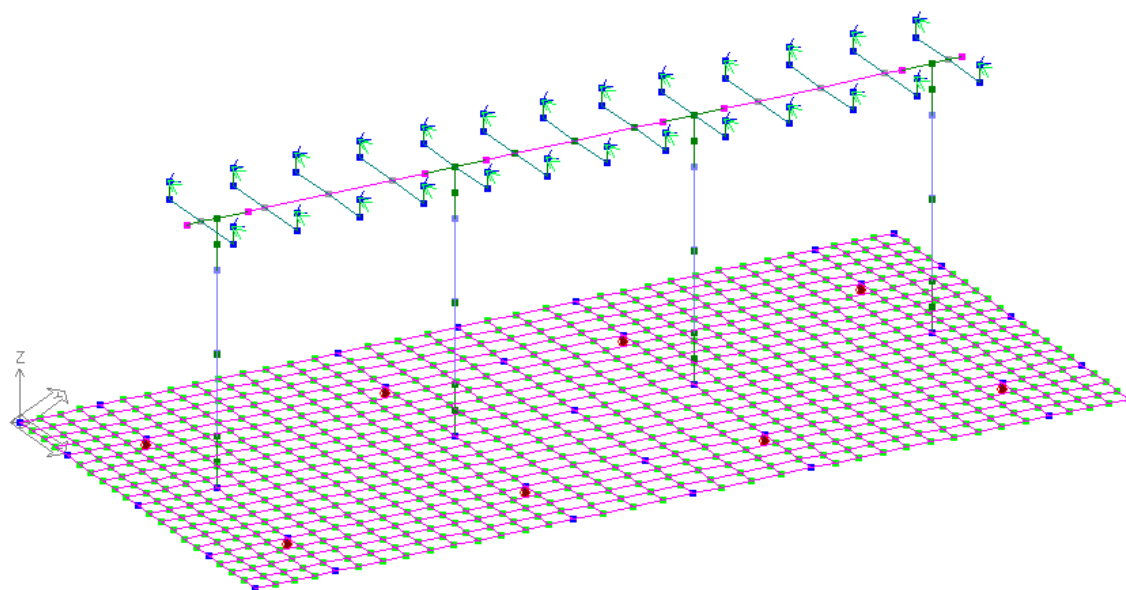
<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 78 di 188



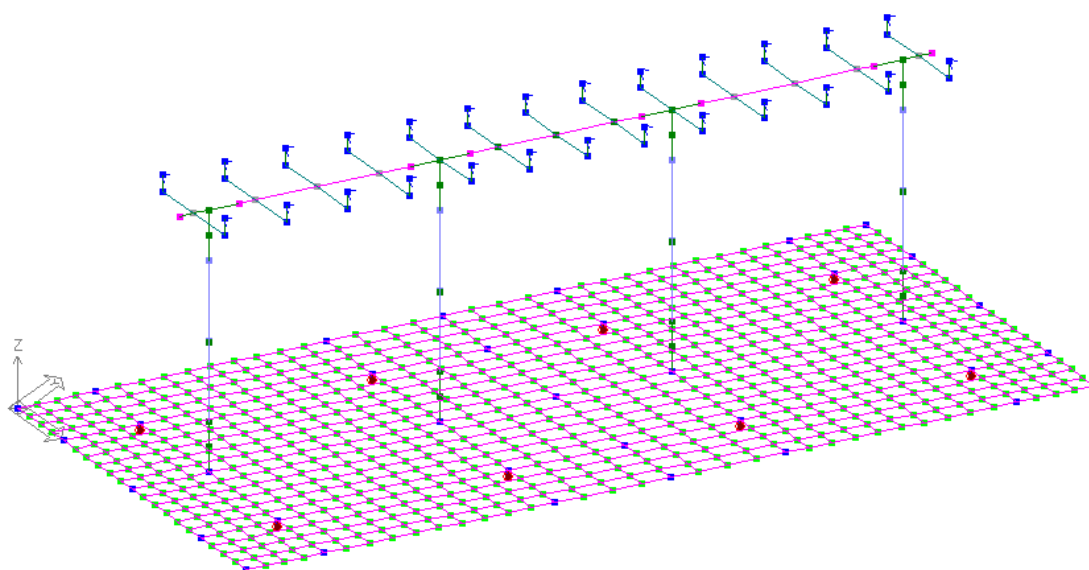
Frenamento



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 79 di 188

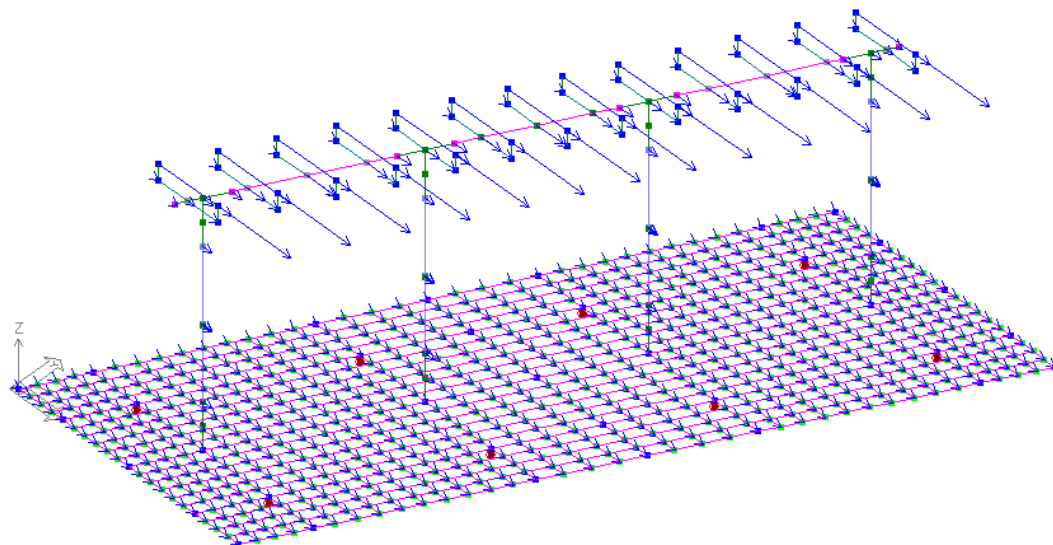


Vento

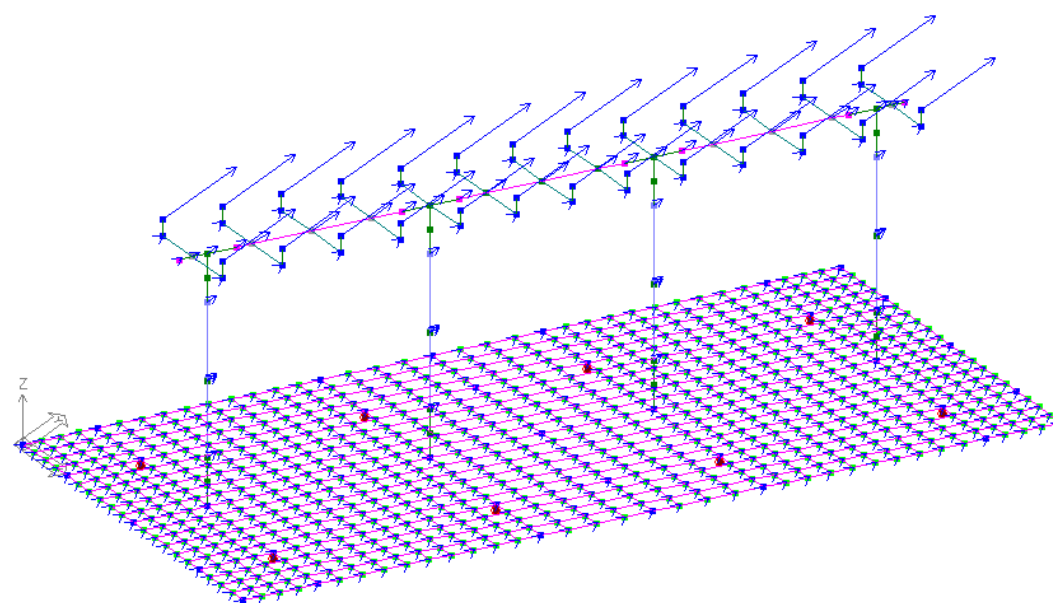


Attrito

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 80 di 188

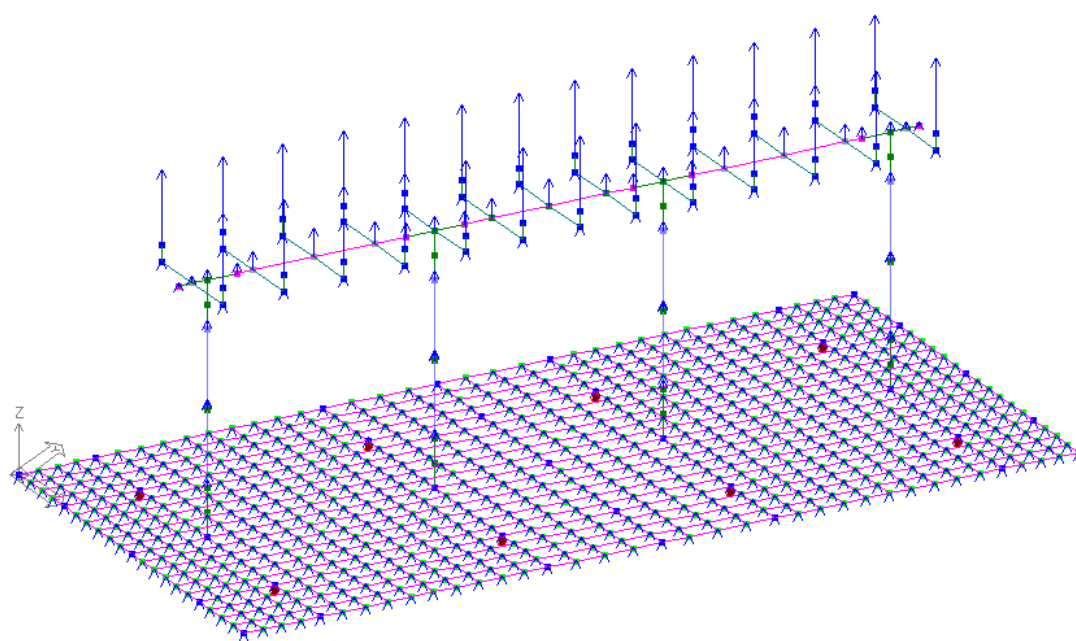


Sisma X



Sisma Y

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 81 di 188



Sisma Z

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 82 di 188

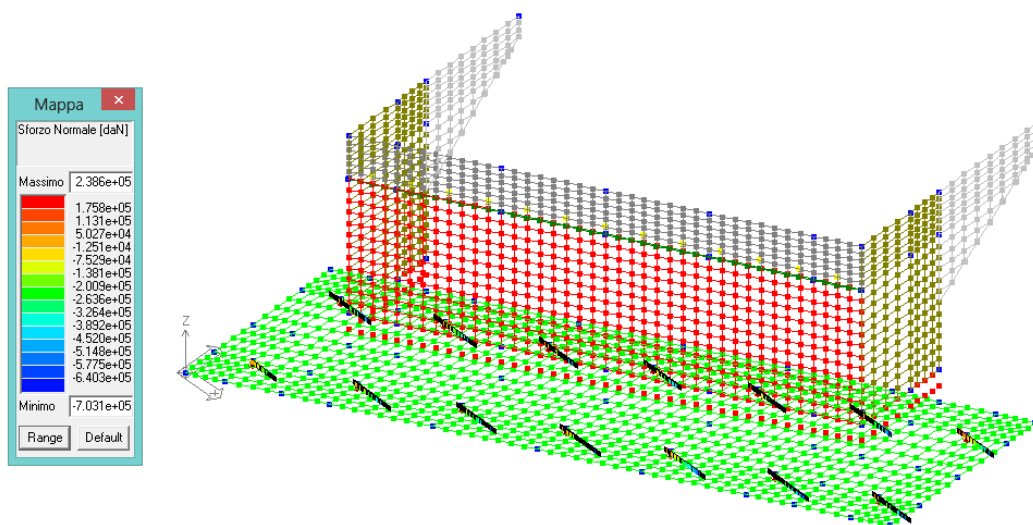
## 8.4 Azioni interne, deformate e azioni sulle fondazioni

Si riportano gli involuipi delle azioni interne.

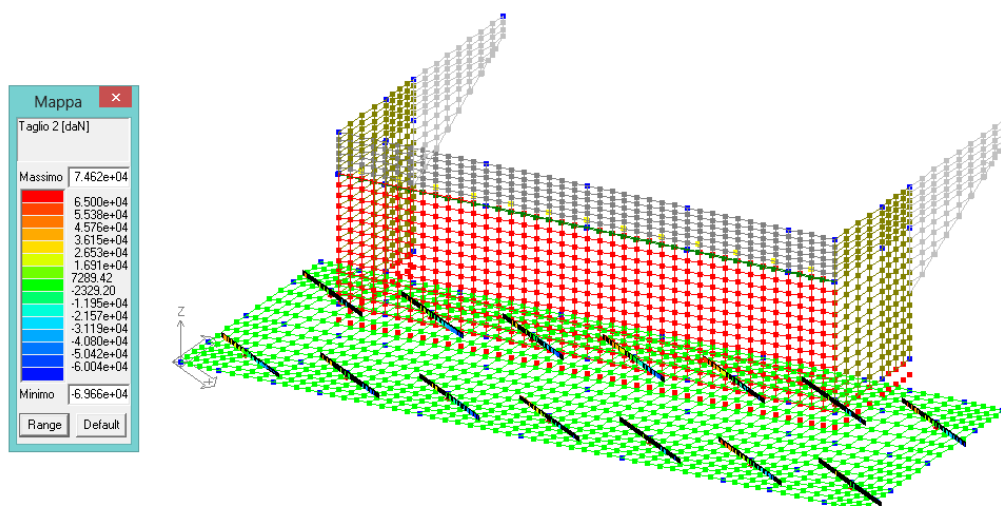
Per i pali di fondazione si riportano le azioni massime di involucro relative a tutte le combinazioni e lungo il palo medesimo in direzione verticale; seguono anche le azioni interne massime per gli altri elementi strutturali costituiti da shell (plinto, elevazione, muri di risvolto, paraghiaia ed orecchi) e beam (pali e baggioli) avendo proceduto all'ottimizzazione delle visualizzazioni grafiche.

### SPALLA

#### Pali



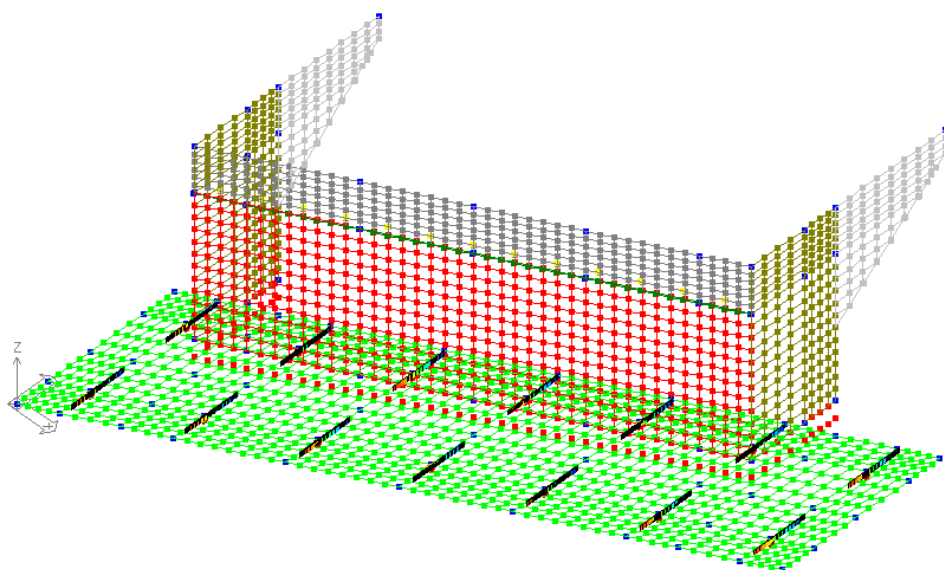
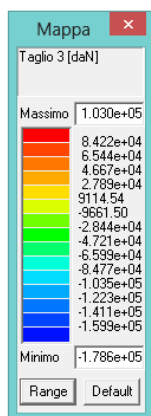
N (daN)



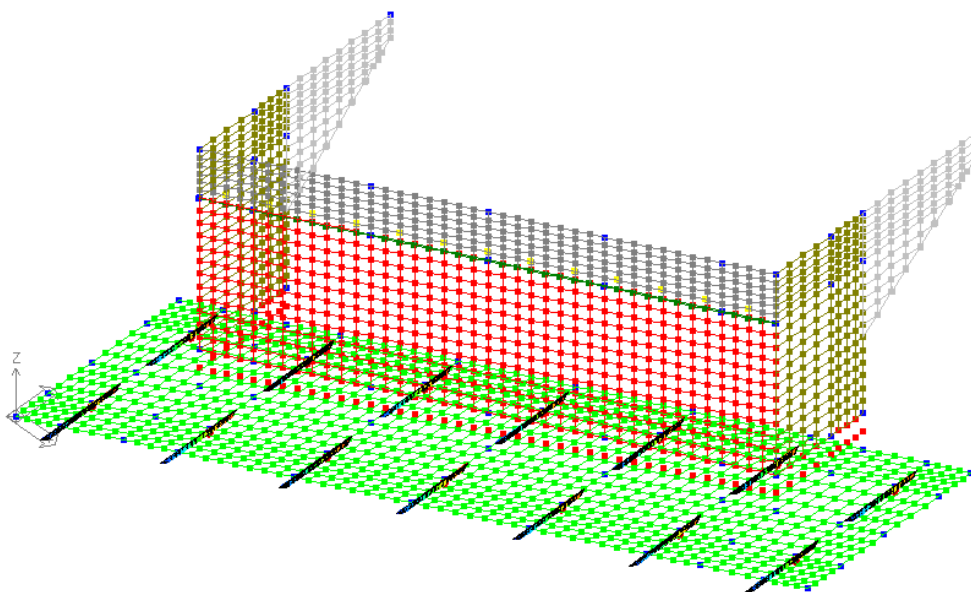
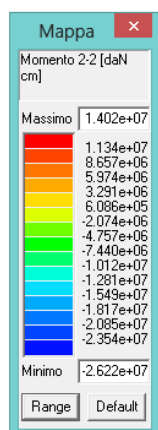
T2 (daN)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 83 di 188



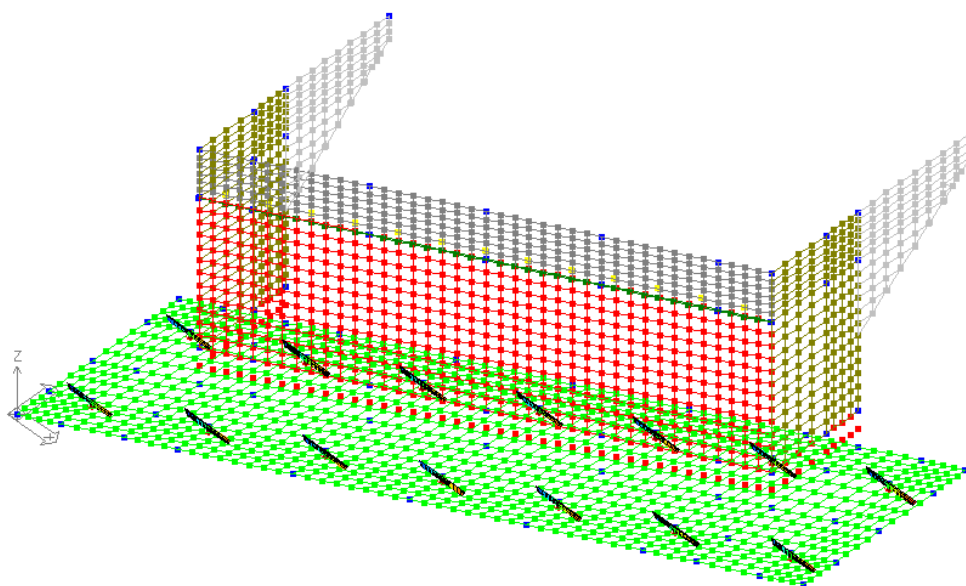
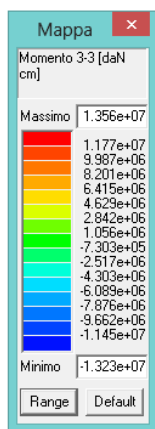


T3 (daN)



M2 (daNcm)

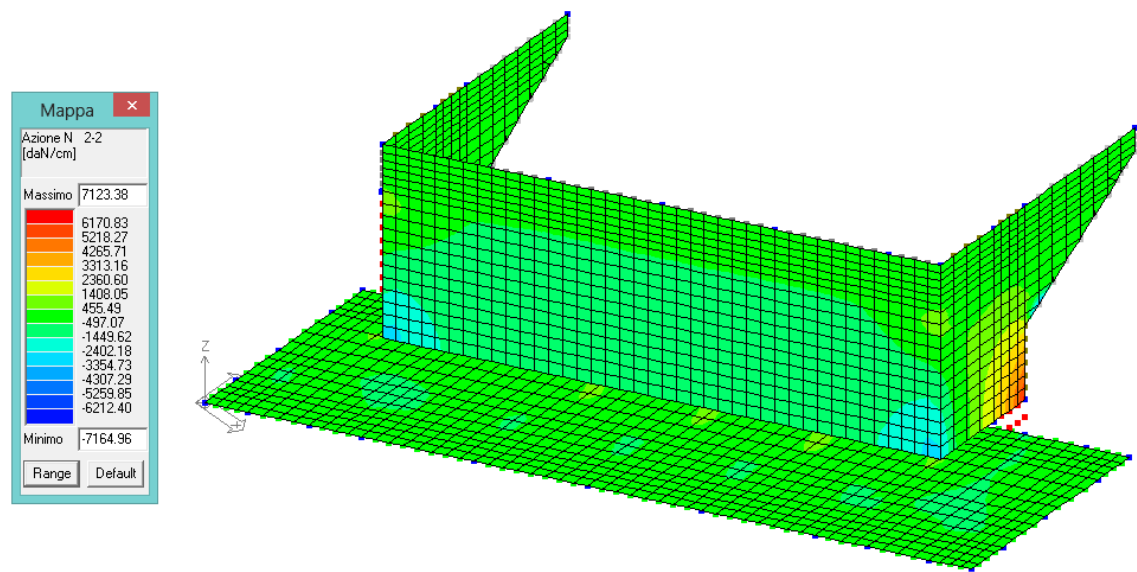
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 84 di 188



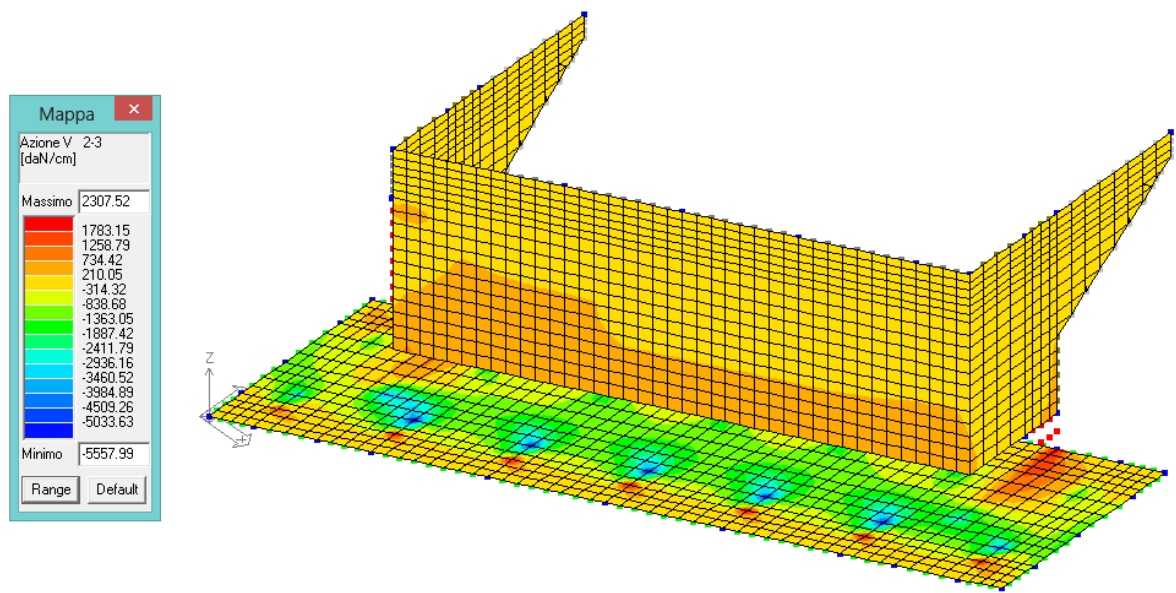
M3 (daNcm)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 85 di 188

Shell

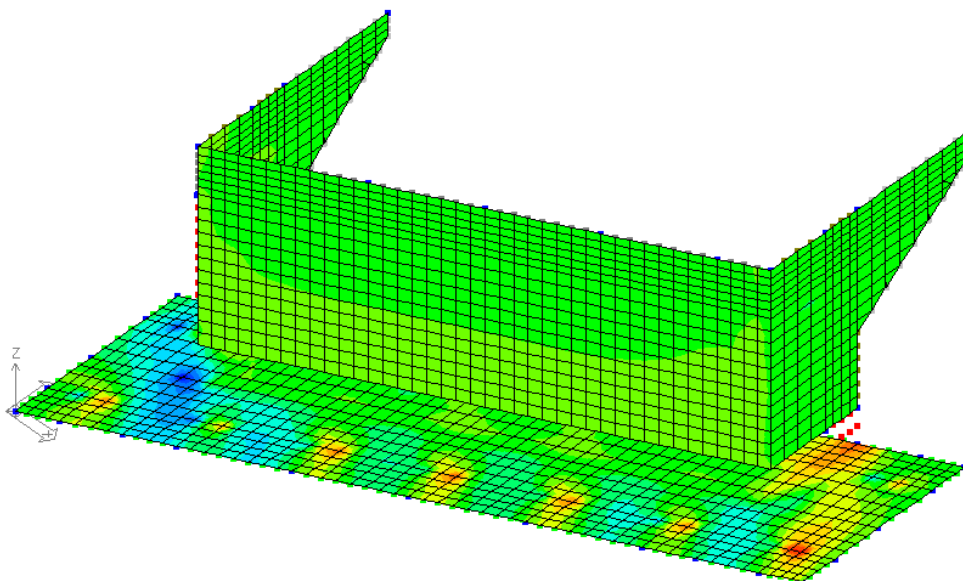
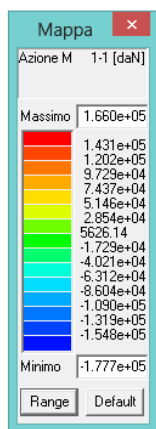


N (daN/cm)

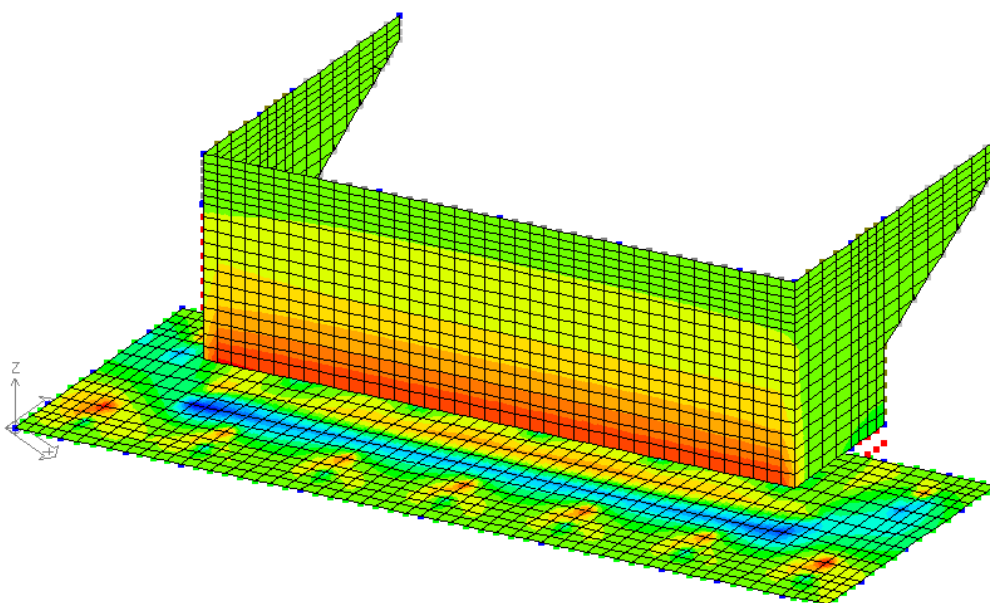
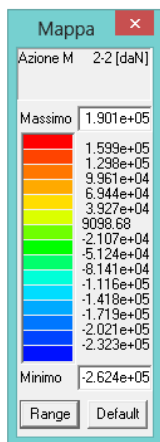


T2 (daN/cm)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 86 di 188



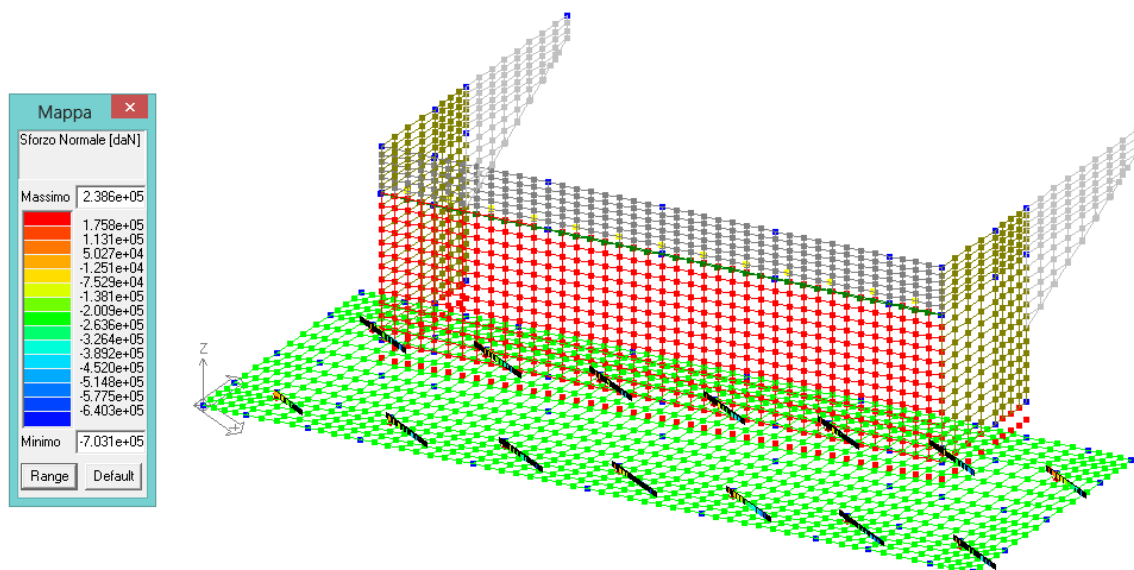
M2 (daNcm/cm)



M3 (daNcm/cm)

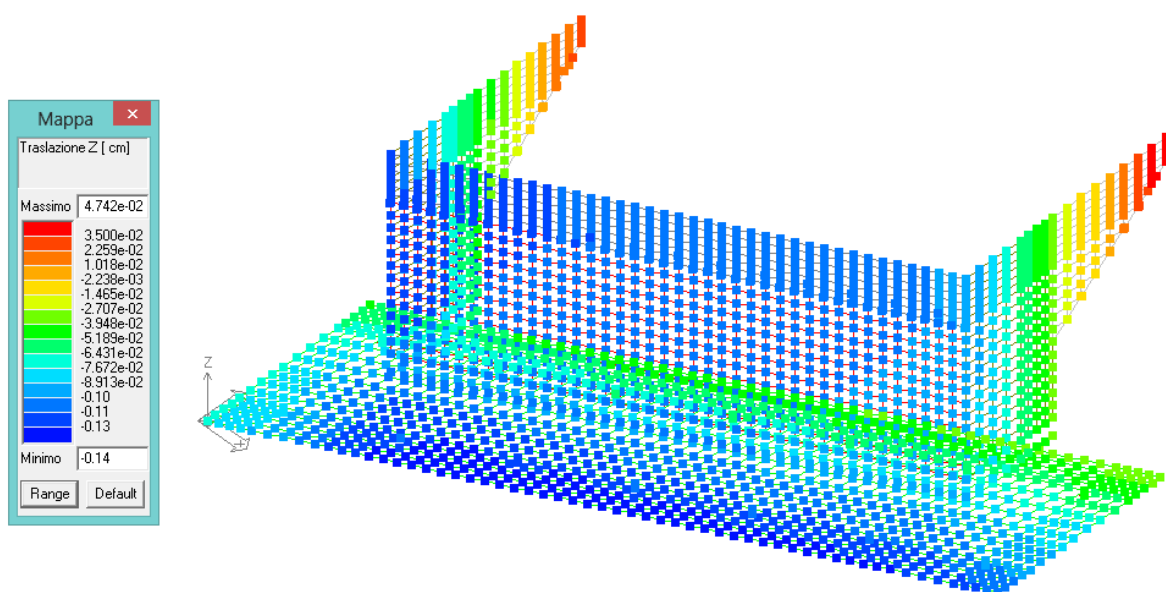
Si riportano le pressioni massime agli SLU-GEO sui pali di fondazione :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 87 di 188



N (daN)

Si riportano le deformate massime agli SLE rare :

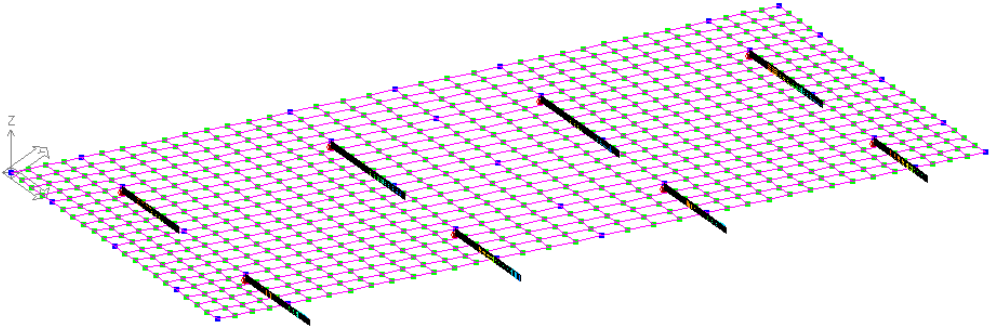
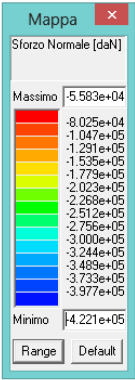


Spostamento  $\Delta z$  (cm)

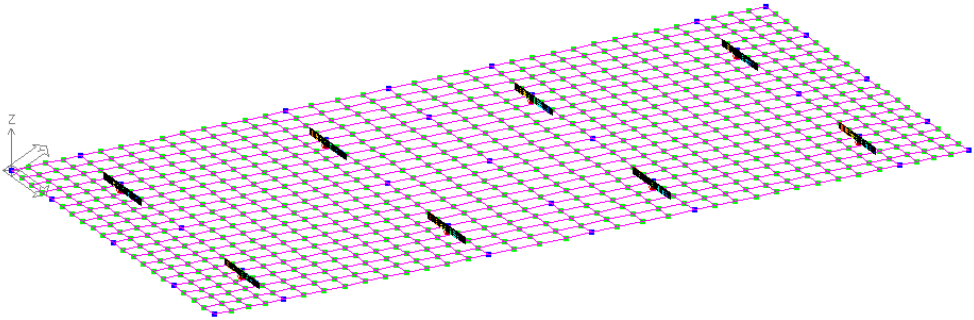
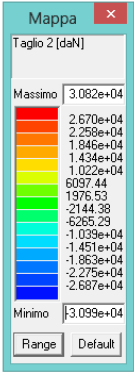
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 88 di 188

**PILA (in analogia alla spalla)**

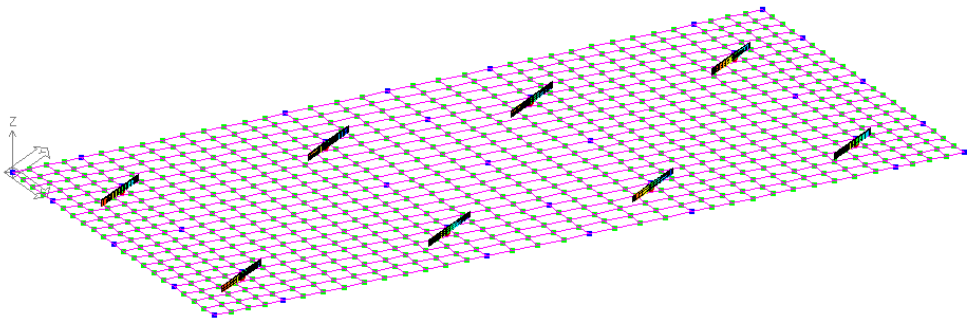
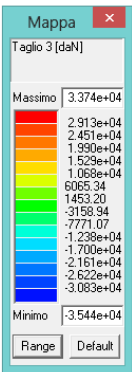
**Pali**



N (daN)

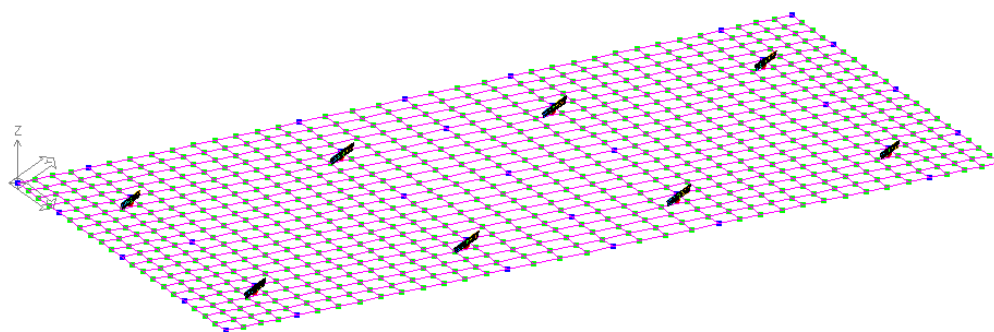
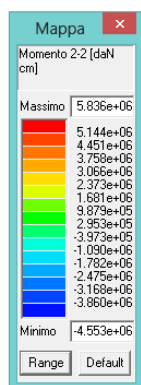


T2 (daN)

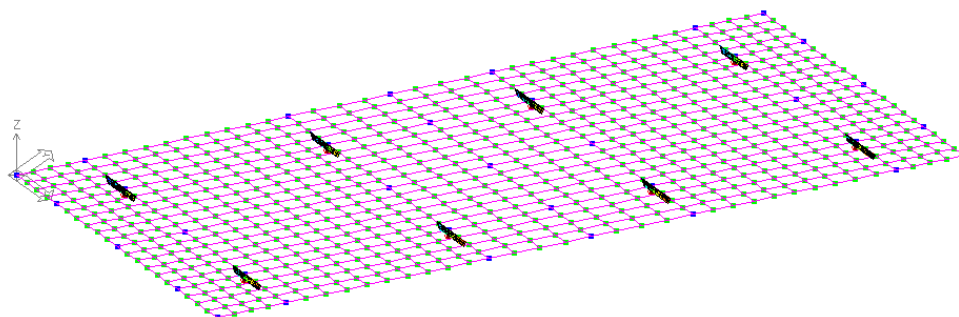
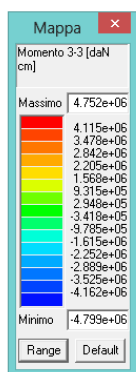


T3 (daN)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 89 di 188



M2 (daNcm)

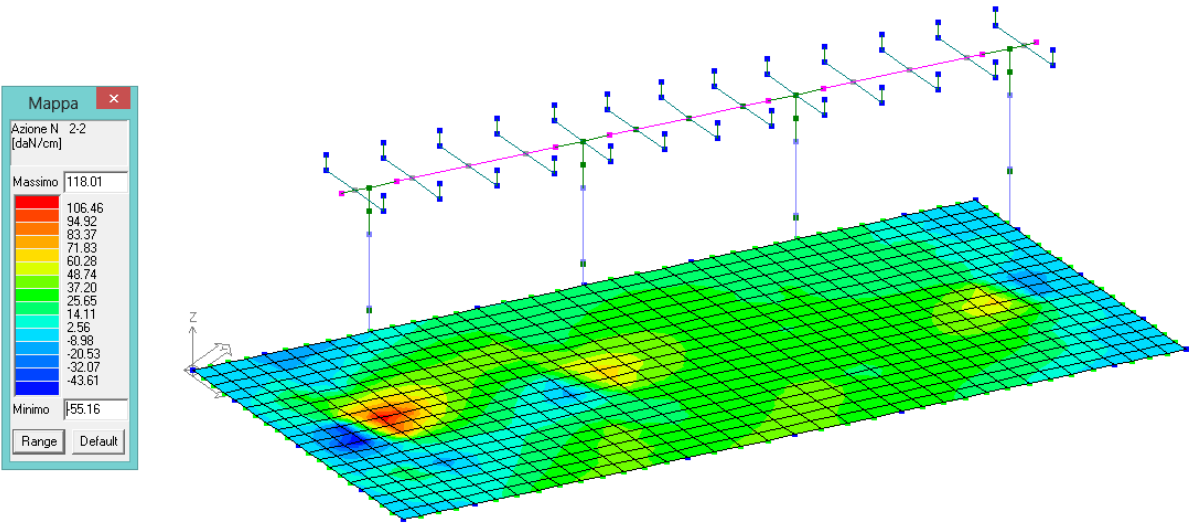


M3 (daNcm)

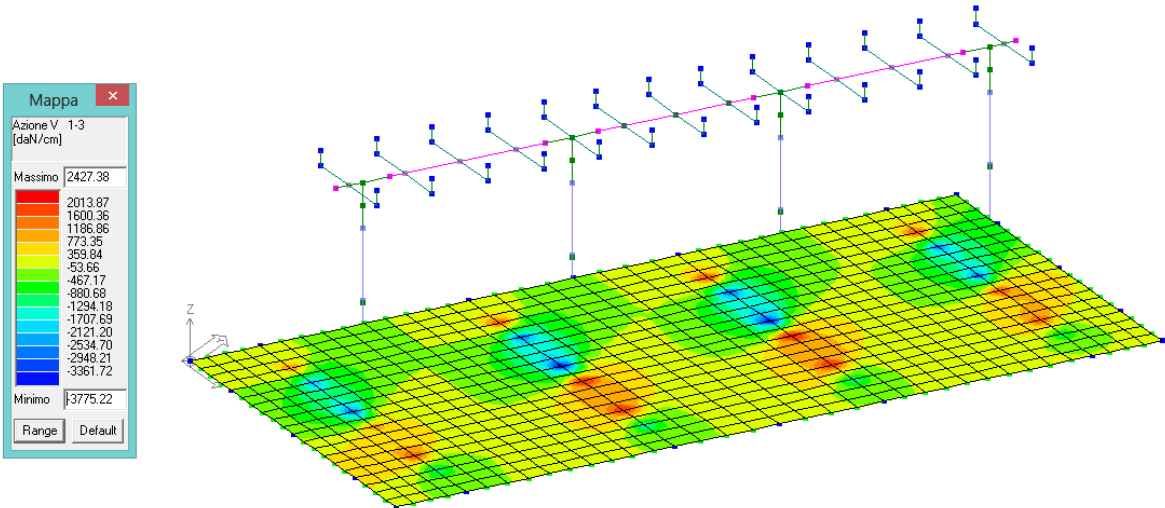
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 90 di 188



Shell

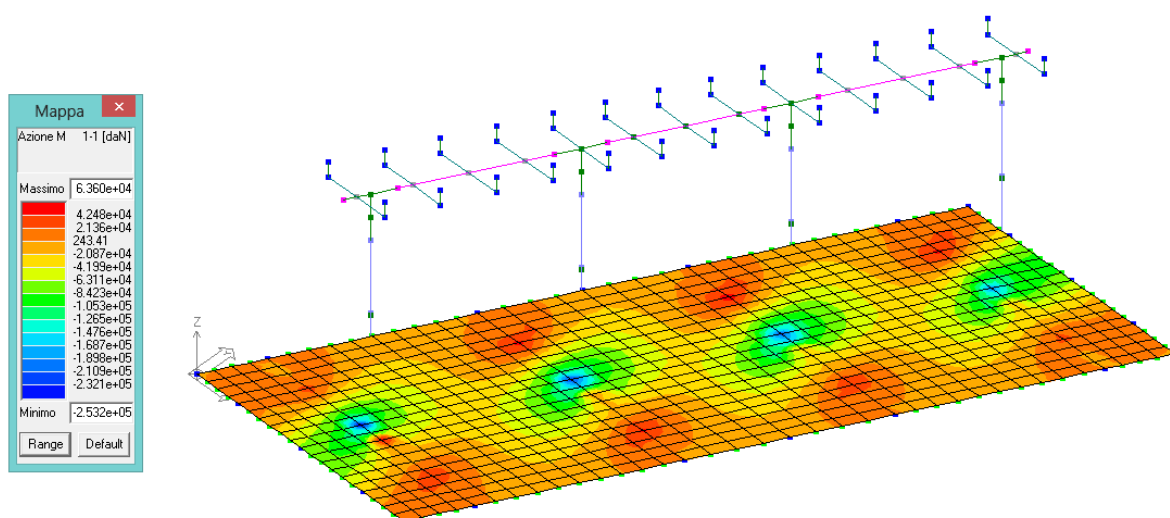


N (daN/cm)

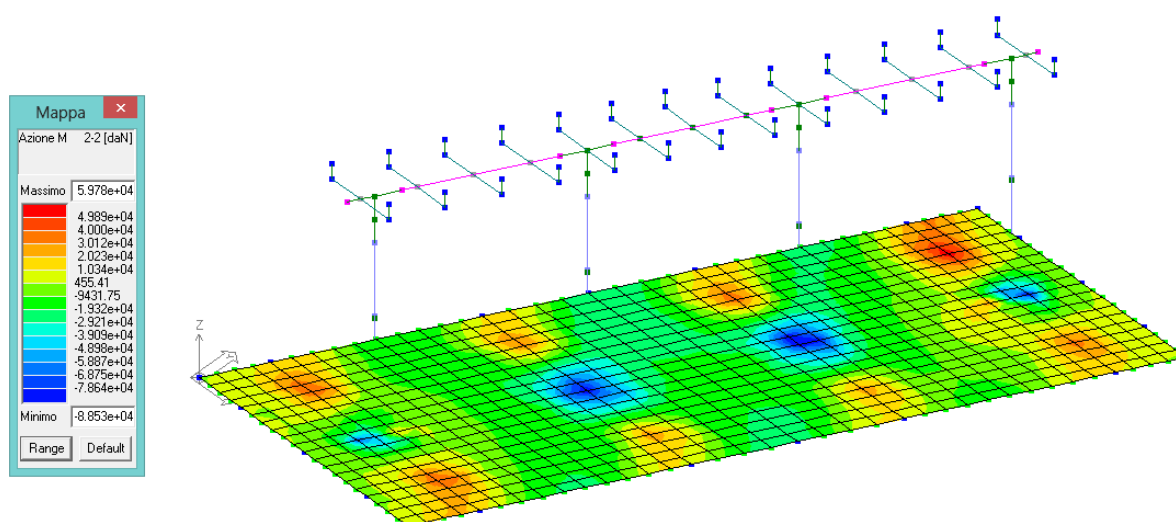


T2 (daN/cm)





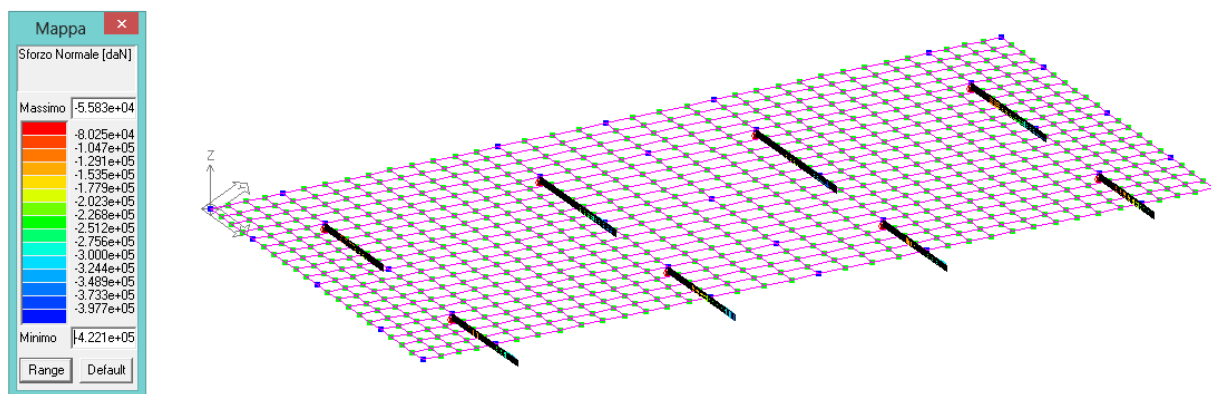
M2 (daNcm/cm)



M3 (daNcm/cm)

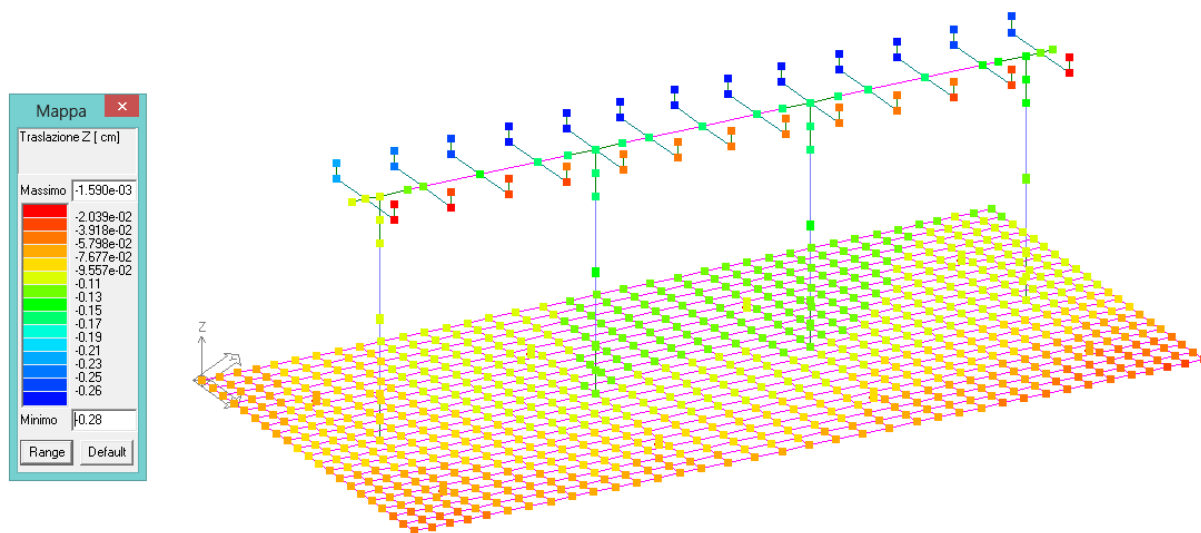
Si riportano le pressioni massime agli SLU-GEO sui pali di fondazione :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 92 di 188



N (daN)

Si riportano le deformate massime agli SLE rare :



Spostamento  $\Delta z$  (cm)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 93 di 188

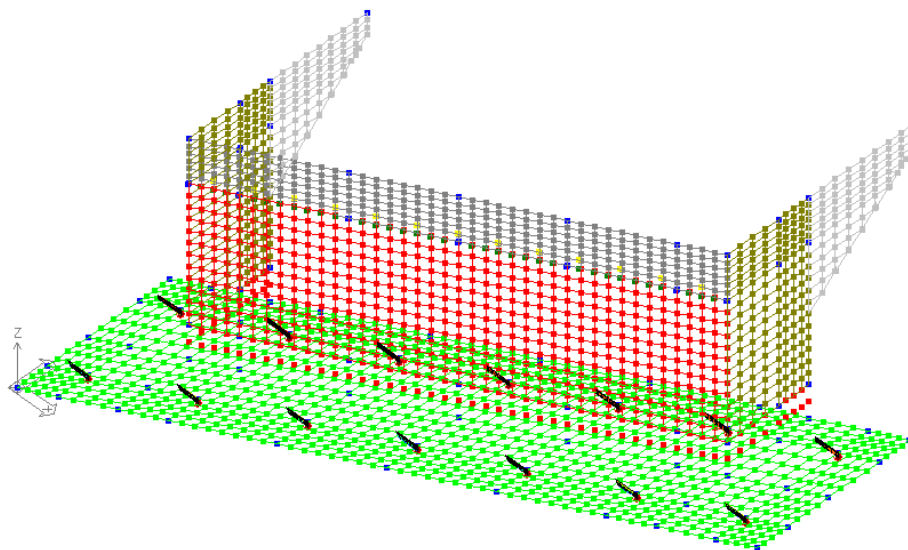
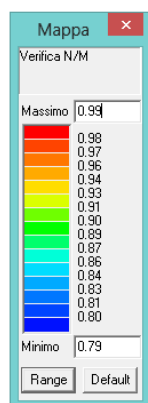
## 8.5 Verifiche SLU-SLE

Si riportano le verifiche degli elementi strutturali in base agli involuپی delle azioni interne sopra riportati .

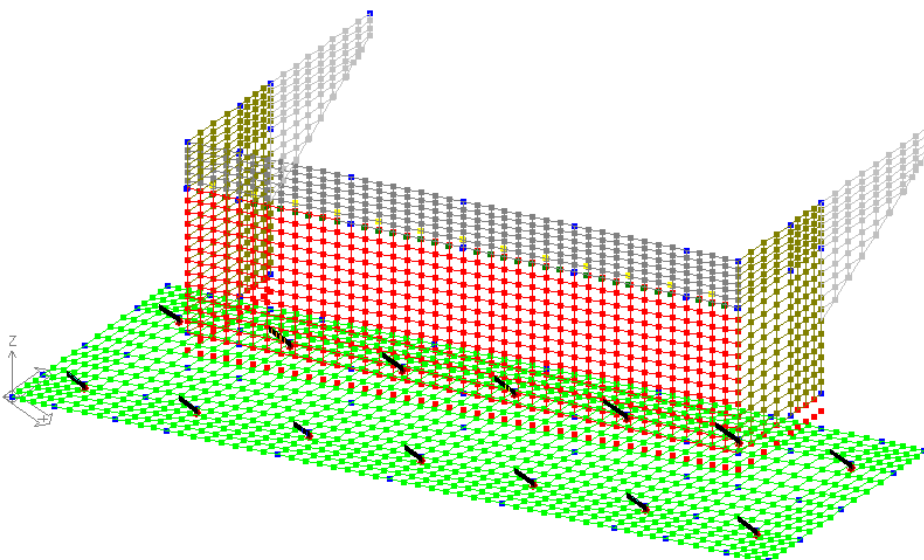
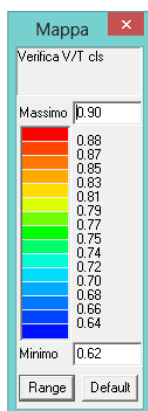
Si riportano per i vari elementi strutturali le verifiche del C.A. del software di calcolo PROSAP. Nel seguito si riportano comunque le verifiche esplicite (per presso-flessione e taglio) delle singole sezioni con indicazione di azioni agenti, armature e geometrie, avendo sempre proceduto all'ottimizzazione delle immagini.

### SPALLA

#### Pali



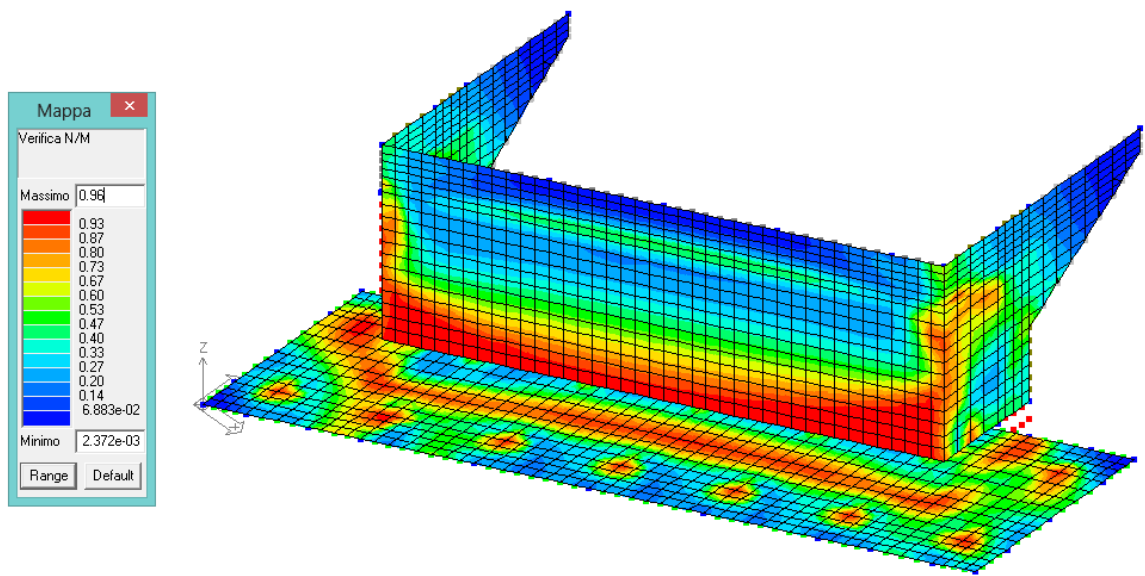
Verifica N/M SLU



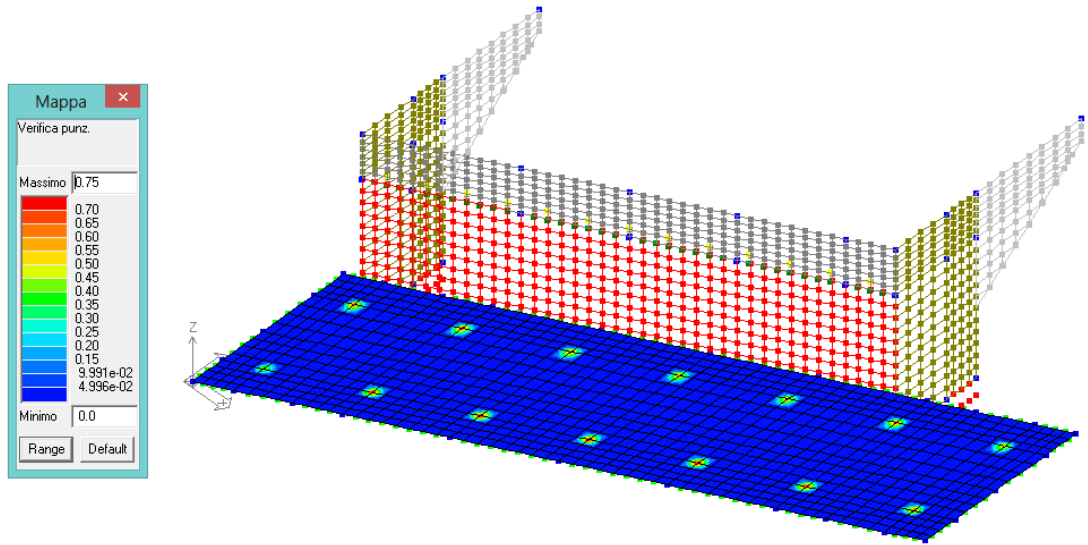
Verifica V/T SLU

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 94 di 188

Shell



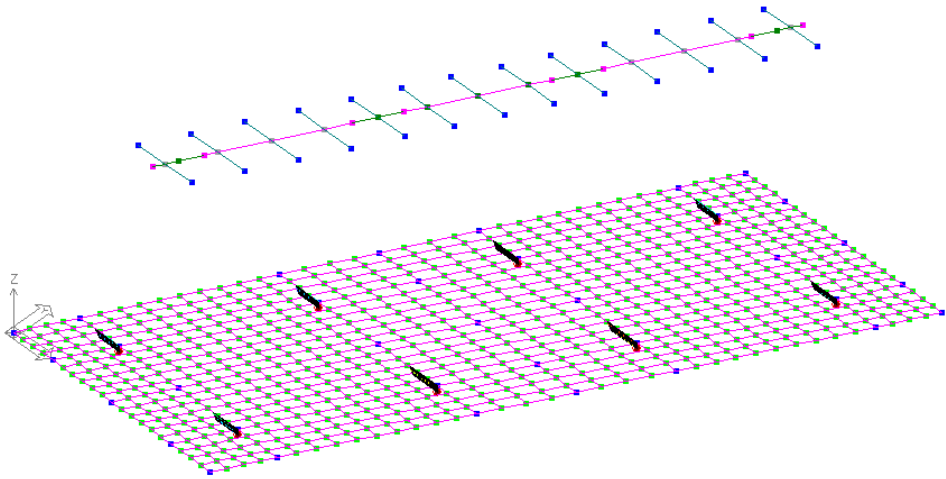
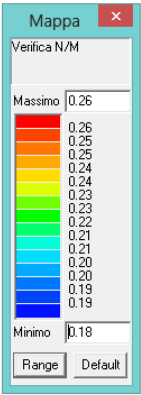
Verifica N/M SLU



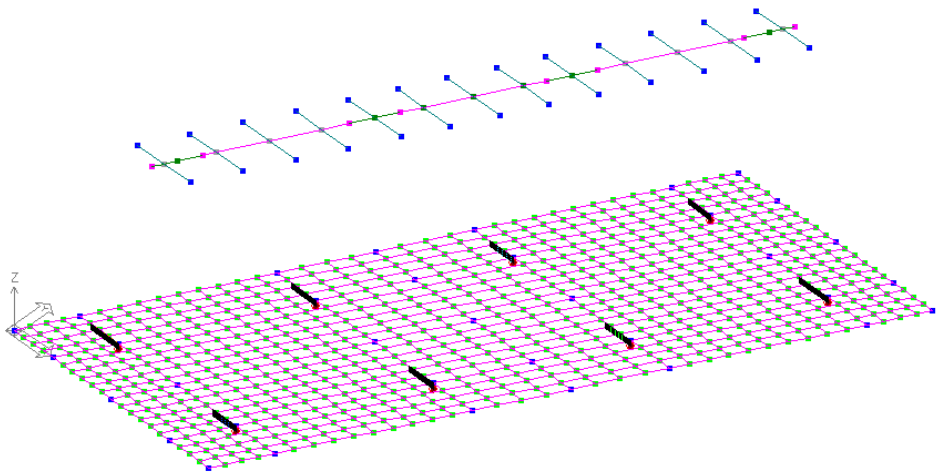
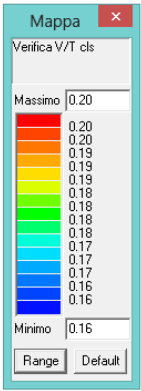
Verifica punzonamento SLU

**PILA**

**Pali**



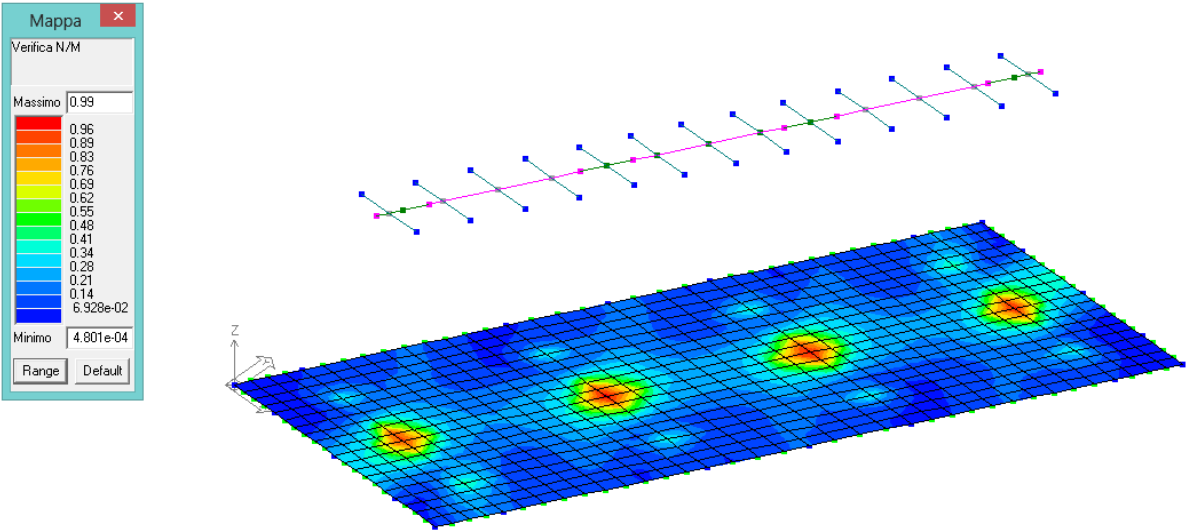
Verifica N/M SLU



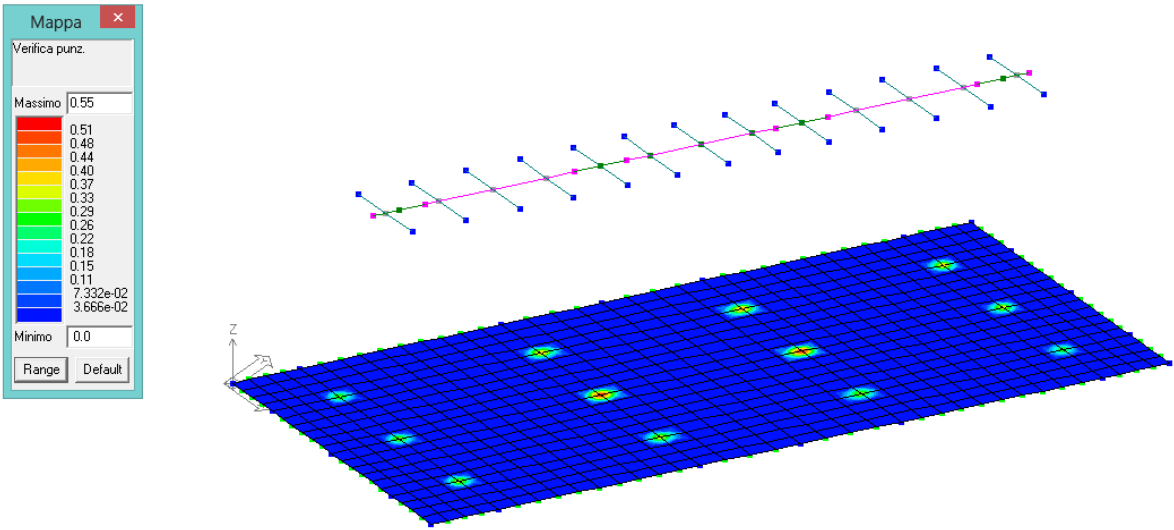
Verifica V/T SLU

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 96 di 188

Shell



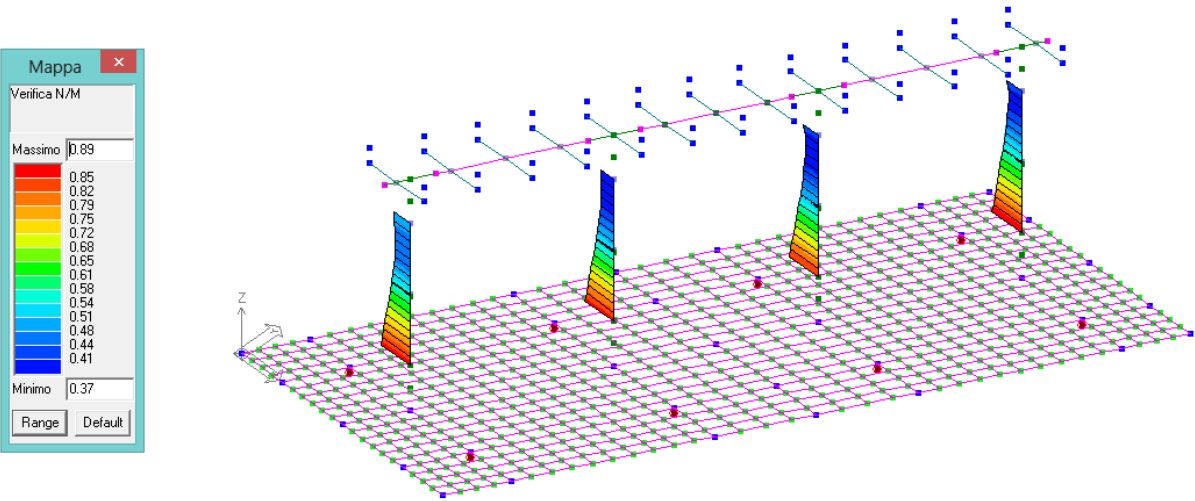
Verifica N/M SLU



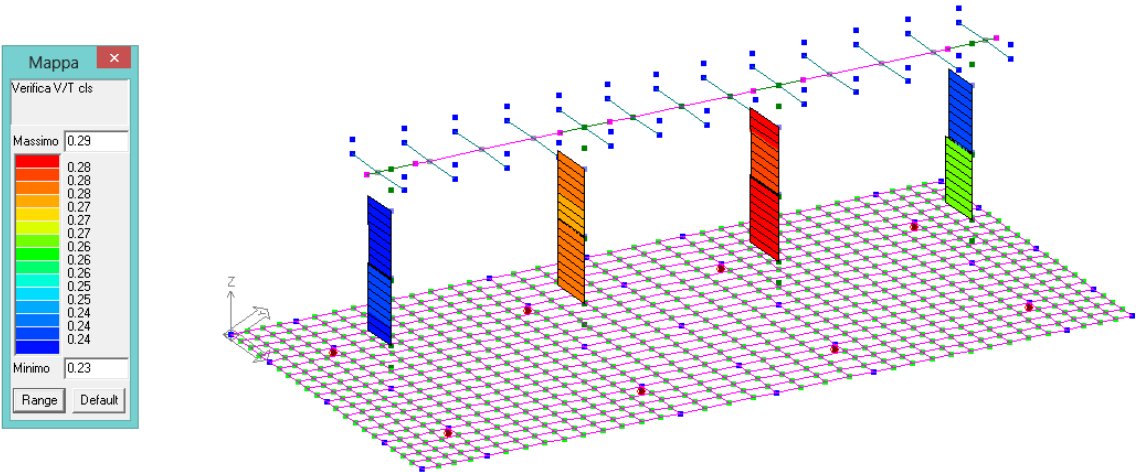
Verifica punzonamento SLU

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 97 di 188

Colonne



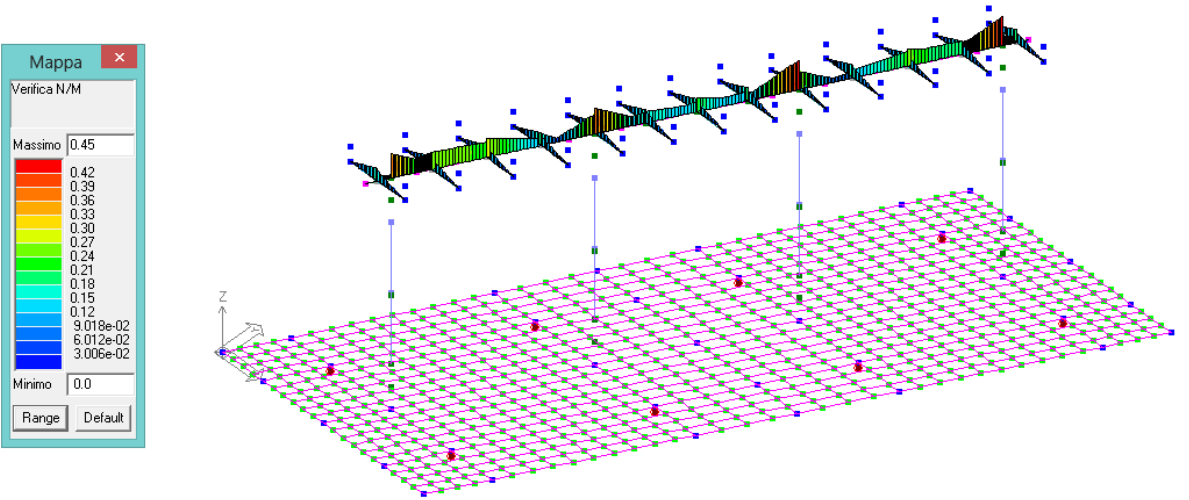
Verifica N/M SLU



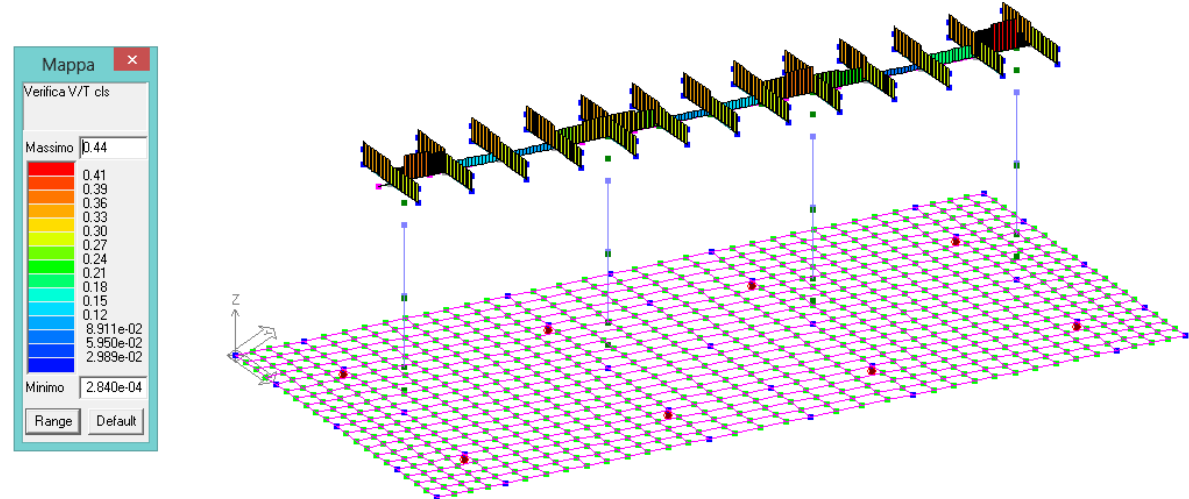
Verifica V/T SLU

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 98 di 188

Pulvino



Verifica N/M SLU



Verifica V/T SLU

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 99 di 188



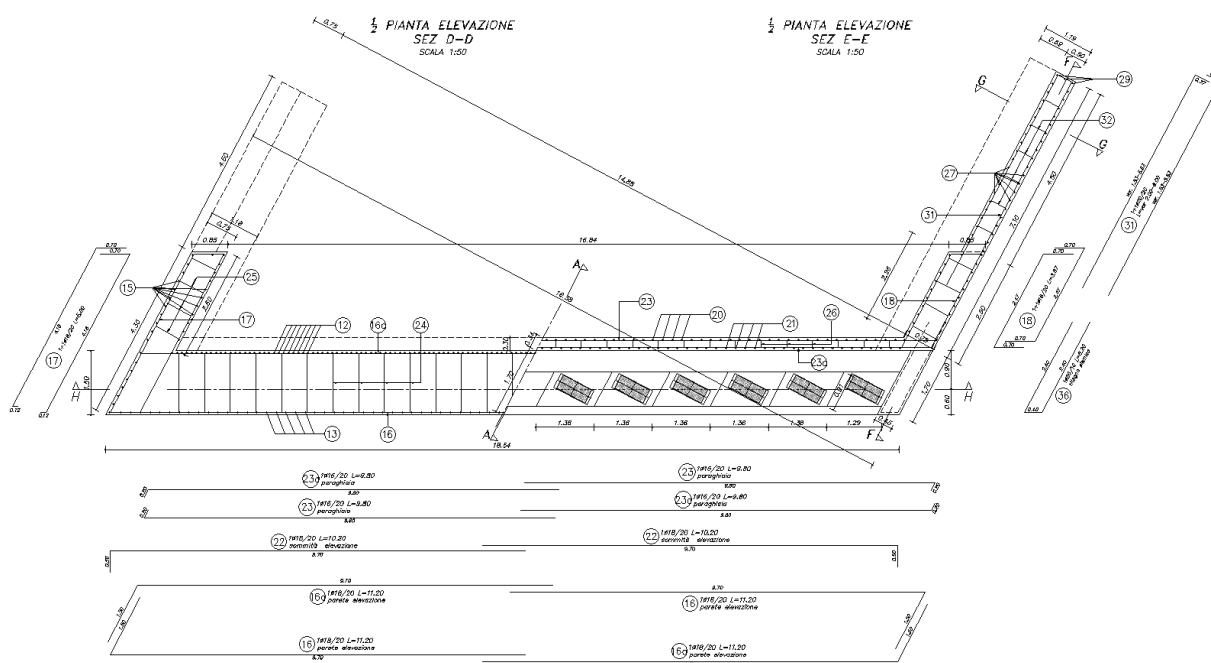
## 8.5.1 Verifica a flessione

### SPALLA

La struttura è armata con :

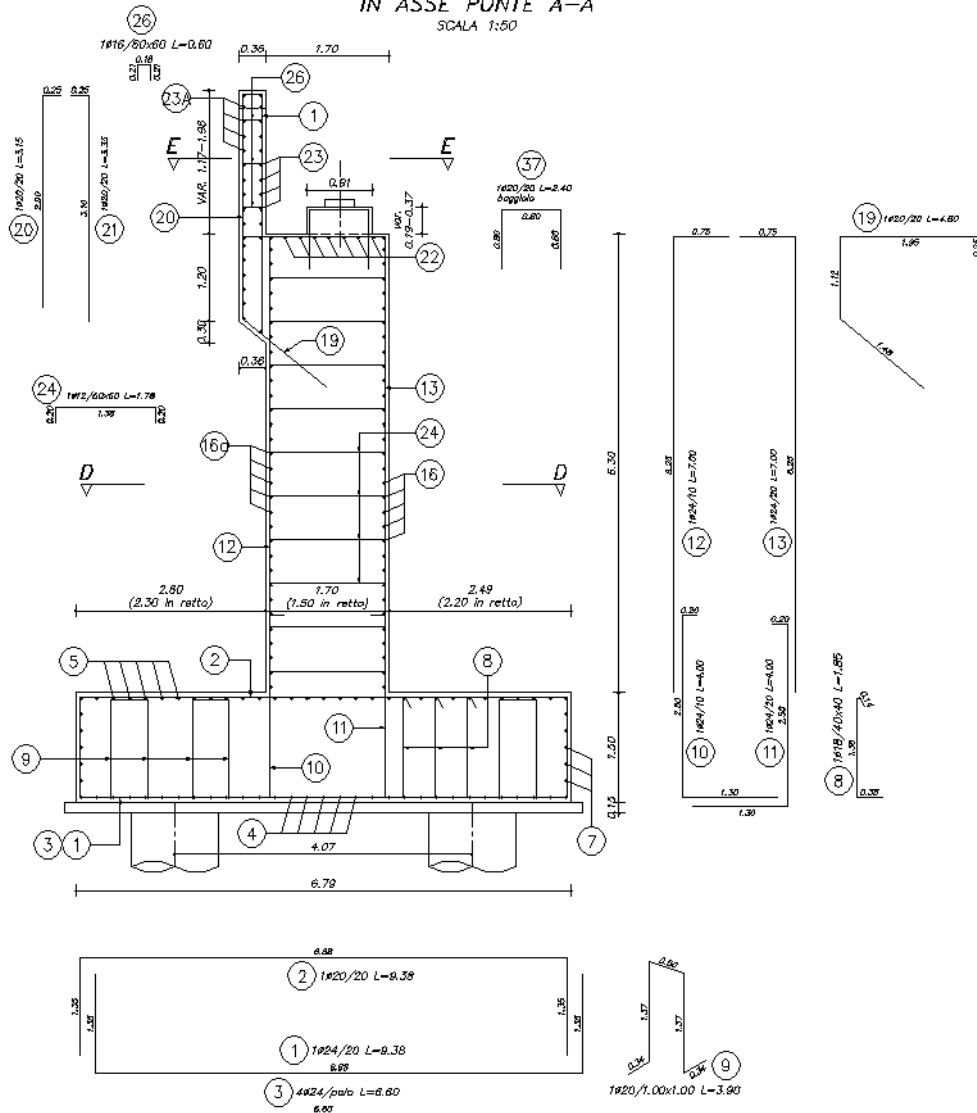
- Pali -  $\varnothing$  1200 l=29.00 m gabbia 1 \_38  $\varnothing$  26, spirale  $\varnothing$  12/20 raffittita a  $\varnothing$  12/10 per 2.50 m dalla sommità, anello  $\varnothing$  24/200 - gabbia 2 \_24  $\varnothing$  20, spirale  $\varnothing$  12/20, anello  $\varnothing$  24/200 - gabbia 3\_ 24  $\varnothing$  16, spirale  $\varnothing$  12/20, anello  $\varnothing$  24/200
- Plinto s=150 cm - as inf. long. e trasv.  $\varnothing$  24/20 - as sup. long. e trasv.  $\varnothing$  20/20 - as agg. inf. long. 4 $\varnothing$  24/palo; staffe  $\varnothing$  18/40x40 cm per L = 100 cm dal filo
- Elevazione s=150 cm - as vert. int.  $\varnothing$  24/10 e est.  $\varnothing$  24/20 - as oriz. int. e est.  $\varnothing$  18/20
- Muro di risvolto s=75 cm - as  $\varnothing$  20/20
- Orecchio s=50 cm - as  $\varnothing$  20/20
- Paragliaia s=30 cm - as vert.  $\varnothing$  20/20, as oriz.  $\varnothing$  16/20
- Baggioli min 70x70 - as  $\varnothing$  20/20, staffe  $\varnothing$  16/10
- Ritegno sismico min. 40 cm - as  $\varnothing$  20/10 doppio strato

Seguono le verifiche per le sezioni più sollecitate. In particolare per ogni elemento strutturale si estrapolano le azioni massime di involucro e si conducono le verifiche SLU-SLE per materiali e armature adottati.



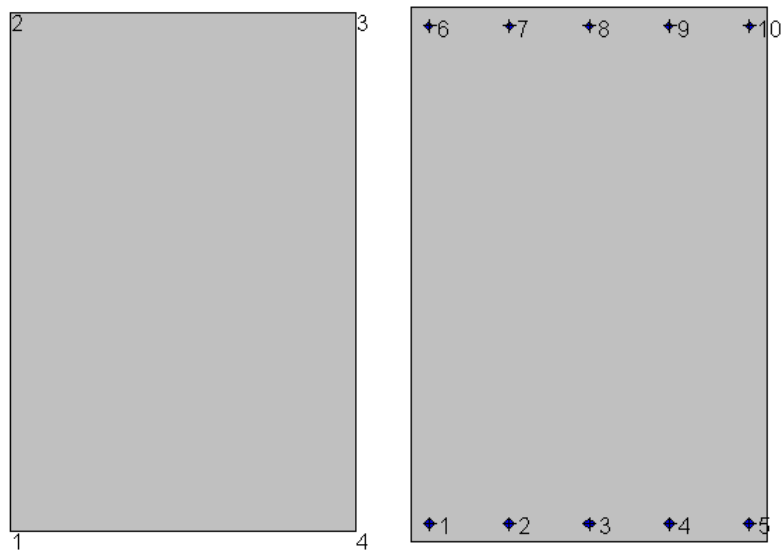
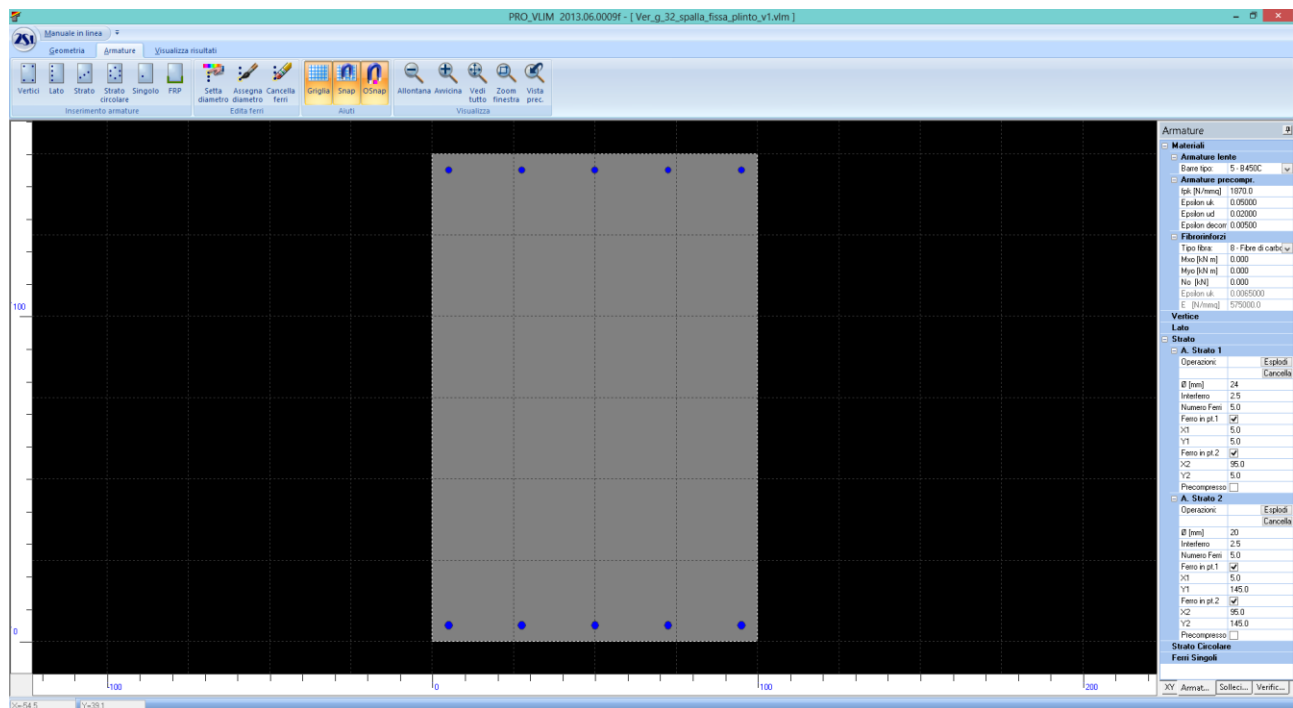
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 100 di 188

SEZIONE TRASVERSALE  
IN ASSE PONTE A-A  
SCALA 1:50



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 101 di 188

## Plinto



### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	150,0
3	100,0	150,0
4	100,0	0,0

### Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 102 di 188

1	5,0	5,0	4,5	no
2	27,5	5,0	4,5	no
3	50,0	5,0	4,5	no
4	72,5	5,0	4,5	no
5	95,0	5,0	4,5	no
6	5,0	145,0	3,1	no
7	27,5	145,0	3,1	no
8	50,0	145,0	3,1	no
9	72,5	145,0	3,1	no
10	95,0	145,0	3,1	no

#### Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

#### Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

#### Materiali:

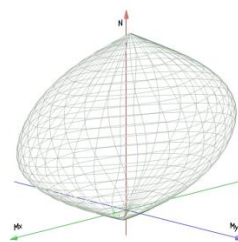
##### Calcestruzzo classe: C32/40

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

##### Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30  
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012  
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



#### Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1499,8	189,3	0,0	Completamente tesa
27956,0	-189,3	0,0	Completamente compressa
0,0	1260,5	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-881,1	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	705,5	Fibre di sinistra tese

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 103 di 188

0,0      0,0      -705,5      Fibre di destra tese

### Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	949,8	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,750	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1260,5	0,0	0,750	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	949,8	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,750	OK
1	0,0	949,8	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	949,8	0,0	N	0,0	1260,5	0,0	0,750	OK

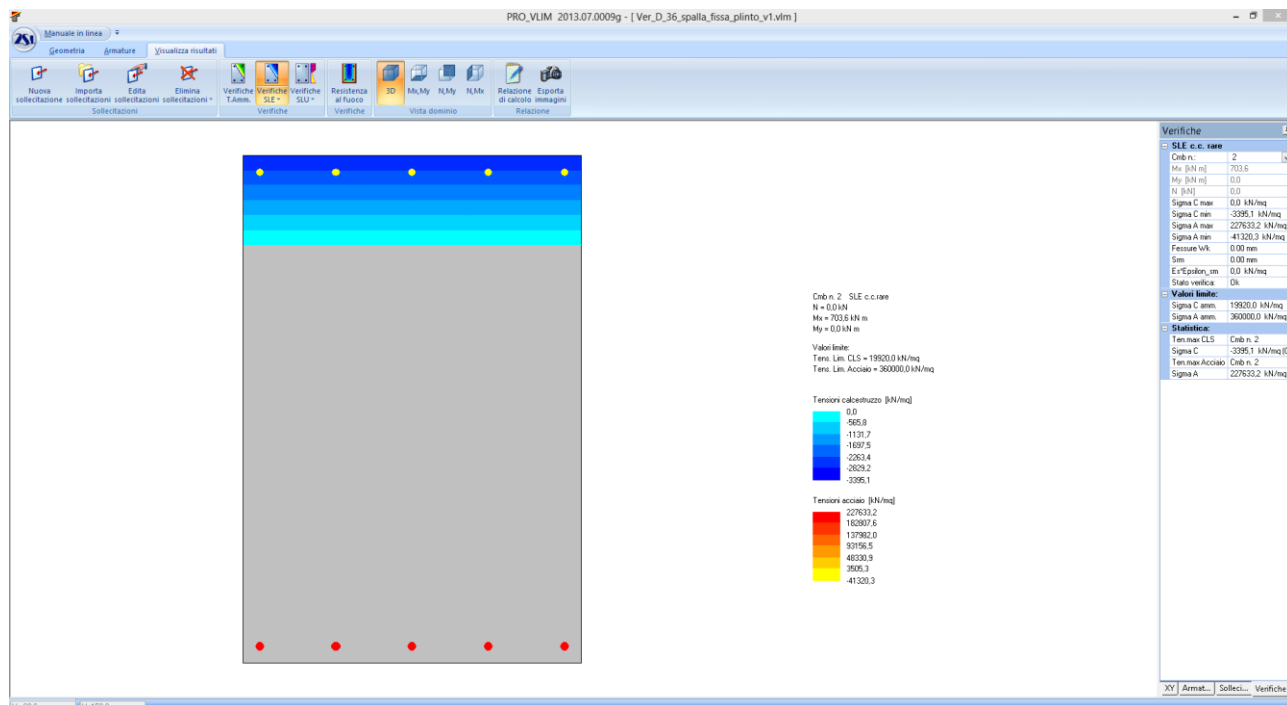
### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 19920,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

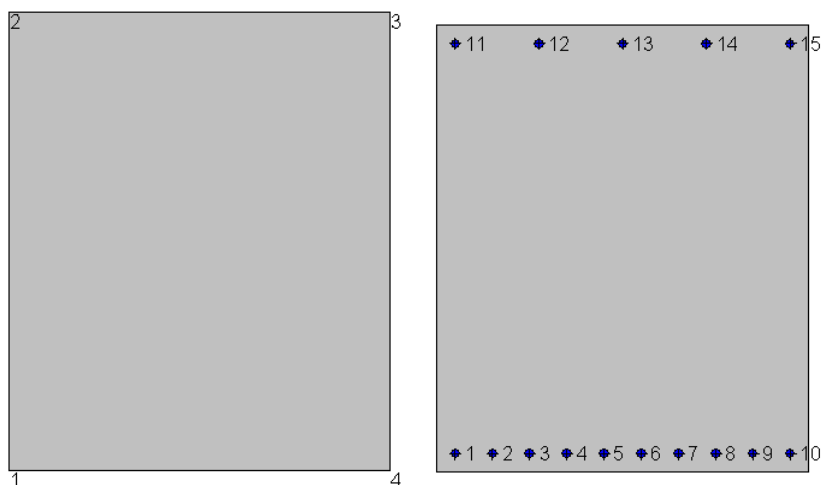
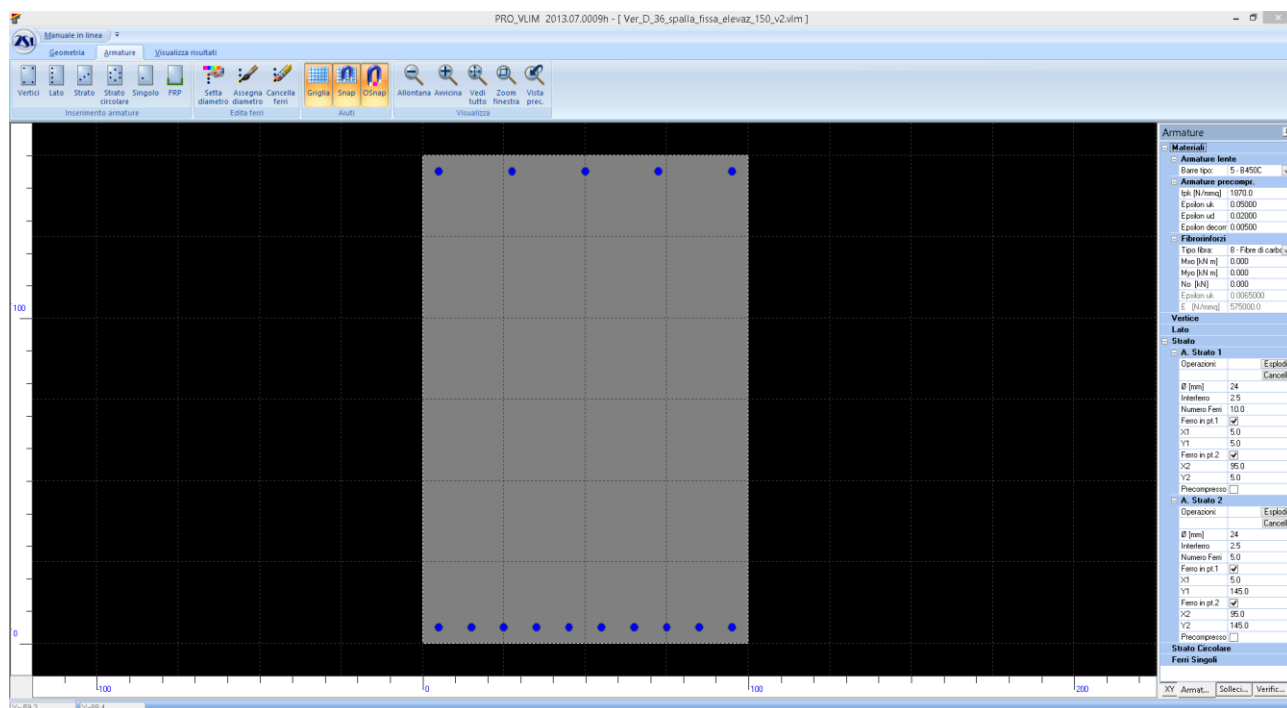
Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	703,6	0,0	0,0	-3395,1	0,17	227633,2	0,63



Tensioni – Comb. rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 104 di 188

## Elevazione 150 cm



### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	150,0
3	100,0	150,0
4	100,0	0,0

### Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	4,5	no
2	15,0	5,0	4,5	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 105 di 188

3	25,0	5,0	4,5	no
4	35,0	5,0	4,5	no
5	45,0	5,0	4,5	no
6	55,0	5,0	4,5	no
7	65,0	5,0	4,5	no
8	75,0	5,0	4,5	no
9	85,0	5,0	4,5	no
10	95,0	5,0	4,5	no
11	5,0	145,0	4,5	no
12	27,5	145,0	4,5	no
13	50,0	145,0	4,5	no
14	72,5	145,0	4,5	no
15	95,0	145,0	4,5	no

#### Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

#### Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

#### Materiali:

##### Calcestruzzo classe: C32/40

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>

$E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

##### Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

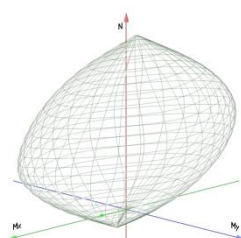
$E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



#### Caratteristiche limite della sezione:

$N_u$	$M_{xu}$	$M_{yu}$
kN	kN m	kN m
-2655,3	619,6	0,0

#### Stato Sez.

Completamente tesa

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 106 di 188

29111,6	-619,6	0,0	Completamente compressa
0,0	2497,1	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-1260,2	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	1182,9	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-1182,9	Fibre di destra tese

### Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	1572,9	0,0	P	0,0	2497,1	0,0	0,630	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	2497,1	0,0	0,630	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	1572,9	0,0	P	0,0	2497,1	0,0	0,630	OK
1	0,0	1572,9	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	1572,9	0,0	N	0,0	2497,1	0,0	0,630	OK

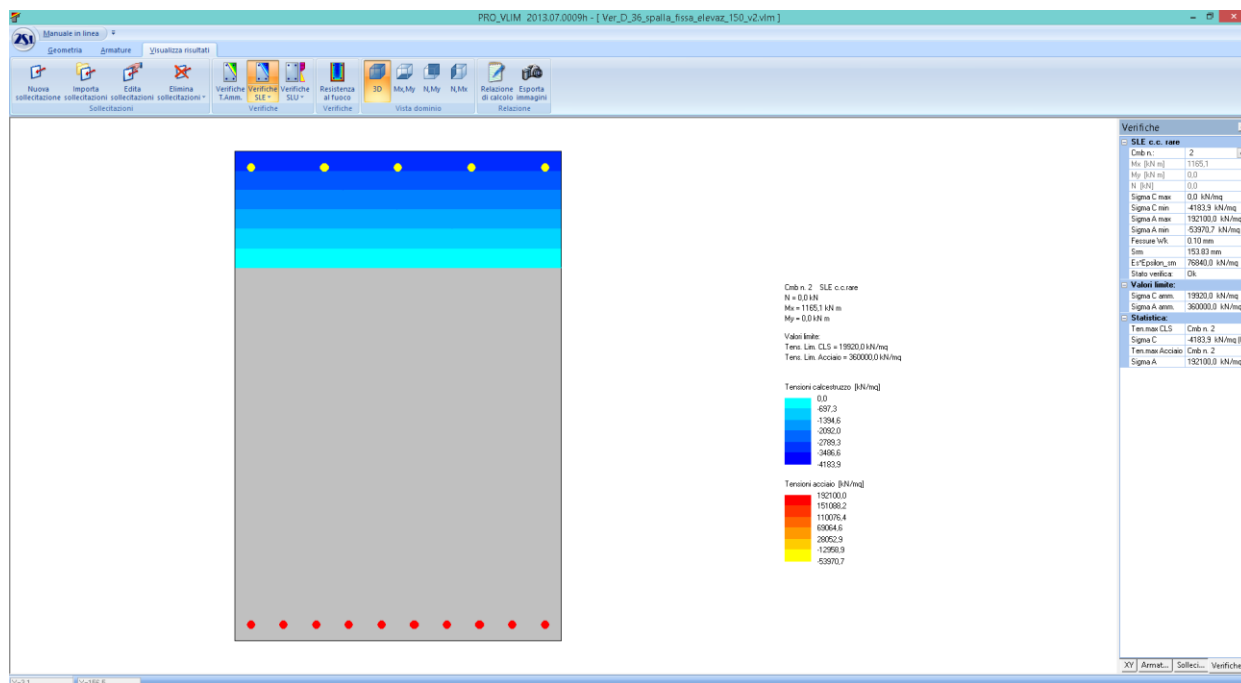
### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 19920,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

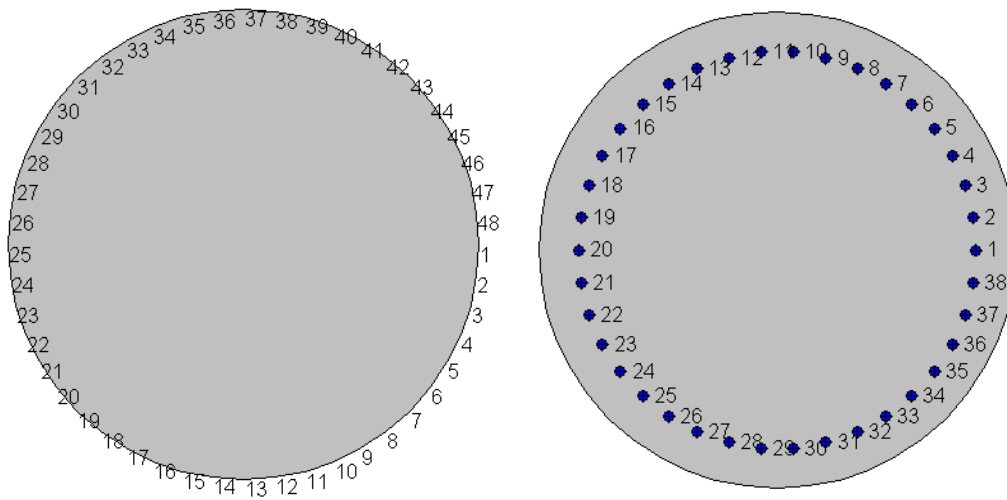
Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	1165,1	0,0	0,0	-4183,9	0,21	192100,0	0,53



Tensioni – Comb. Rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 107 di 188





Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	120,0	60,0
2	119,5	52,2
3	118,0	44,5
4	115,4	37,0
5	112,0	30,0
6	107,6	23,5
7	102,4	17,6
8	96,5	12,4
9	90,0	8,0

## ----- RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

10	83,0	4,6
11	75,5	2,0
12	67,8	0,5
13	60,0	0,0
14	52,2	0,5
15	44,5	2,0
16	37,0	4,6
17	30,0	8,0
18	23,5	12,4
19	17,6	17,6
20	12,4	23,5
21	8,0	30,0
22	4,6	37,0
23	2,0	44,5
24	0,5	52,2
25	0,0	60,0
26	0,5	67,8
27	2,0	75,5
28	4,6	83,0
29	8,0	90,0
30	12,4	96,5
31	17,6	102,4
32	23,5	107,6
33	30,0	112,0
34	37,0	115,4
35	44,5	118,0
36	52,2	119,5
37	60,0	120,0
38	67,8	119,5
39	75,5	118,0
40	83,0	115,4
41	90,0	112,0
42	96,5	107,6
43	102,4	102,4
44	107,6	96,5
45	112,0	90,0
46	115,4	83,0
47	118,0	75,5
48	119,5	67,8

**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	110,0	60,0	5,3	no
2	109,3	68,2	5,3	no
3	107,3	76,2	5,3	no
4	104,0	83,8	5,3	no
5	99,5	90,7	5,3	no
6	93,9	96,8	5,3	no
7	87,3	101,9	5,3	no
8	80,1	105,8	5,3	no
9	72,3	108,5	5,3	no
10	64,1	109,8	5,3	no
11	55,9	109,8	5,3	no
12	47,7	108,5	5,3	no
13	39,9	105,8	5,3	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 109 di 188

14	32,7	101,9	5,3	no
15	26,1	96,8	5,3	no
16	20,5	90,7	5,3	no
17	16,0	83,8	5,3	no
18	12,7	76,2	5,3	no
19	10,7	68,2	5,3	no
20	10,0	60,0	5,3	no
21	10,7	51,8	5,3	no
22	12,7	43,8	5,3	no
23	16,0	36,2	5,3	no
24	20,5	29,3	5,3	no
25	26,1	23,2	5,3	no
26	32,7	18,1	5,3	no
27	39,9	14,2	5,3	no
28	47,7	11,5	5,3	no
29	55,9	10,2	5,3	no
30	64,1	10,2	5,3	no
31	72,3	11,5	5,3	no
32	80,1	14,2	5,3	no
33	87,3	18,1	5,3	no
34	93,9	23,2	5,3	no
35	99,5	29,3	5,3	no
36	104,0	36,2	5,3	no
37	107,3	43,8	5,3	no
38	109,3	51,8	5,3	no

#### Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

#### Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

#### Materiali:

##### Calcestruzzo classe: C28/35

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm<sup>2</sup>

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm<sup>2</sup>

$E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

##### Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

$E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

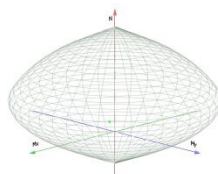
$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 110 di 188



### Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu
kN	kN m	kN m
-7894,7	0,0	0,0
26427,3	0,0	0,0
0,0	3327,9	0,0
0,0	-3327,9	0,0
0,0	0,0	3323,8
0,0	0,0	-3323,8

### Stato Sez.

Completamente tesa  
Completamente compressa  
Fibre inferiori tese  
Fibre superiori tese  
Fibre di sinistra tese  
Fibre di destra tese

### Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	2048,6	-175,0	-691,7	P	11845,9	-1012,1	-3999,4	0,170	OK
				M	24551,2	-174,8	-690,8	0,080	
				N	2048,6	-944,6	-3732,9	0,180	
2	2465,2	-206,8	-691,6	P	13315,8	-1117,0	-3735,8	0,180	OK
				M	24529,6	-206,6	-690,8	0,100	
				N	2465,2	-1128,6	-3774,6	0,180	
3	2635,8	-219,7	-708,6	P	13653,3	-1138,1	-3670,4	0,190	OK
				M	24477,0	-219,5	-707,8	0,110	
				N	2635,8	-1176,6	-3794,5	0,190	
4	2599,0	-222,5	-704,1	P	13572,6	-1161,9	-3677,2	0,190	OK
				M	24485,8	-222,2	-703,3	0,110	
				N	2599,0	-1194,8	-3781,2	0,190	
5	2898,6	-223,5	-719,7	P	14328,4	-1104,7	-3557,5	0,200	OK
				M	24445,8	-223,2	-718,9	0,120	
				N	2898,6	-1193,1	-3842,4	0,190	
6	2852,0	-227,7	-713,5	P	14243,9	-1137,3	-3563,2	0,200	OK
				M	24458,1	-227,5	-712,6	0,120	
				N	2852,0	-1220,6	-3824,2	0,190	
7	2451,3	-212,0	-711,7	P	13027,0	-1126,8	-3781,9	0,190	OK
				M	24474,7	-211,8	-710,9	0,100	
				N	2451,3	-1124,1	-3772,9	0,190	
8	2439,4	-213,5	-709,8	P	13001,5	-1137,9	-3782,8	0,190	OK
				M	24478,6	-213,3	-709,0	0,100	
				N	2439,4	-1133,3	-3767,6	0,190	
9	2648,0	-214,9	-720,0	P	13584,5	-1102,3	-3693,5	0,190	OK
				M	24451,5	-214,6	-719,2	0,110	
				N	2648,0	-1136,9	-3809,7	0,190	
10	2628,7	-217,4	-716,7	P	13549,2	-1120,5	-3694,1	0,190	OK
				M	24458,1	-217,2	-715,9	0,110	
				N	2628,7	-1152,9	-3800,7	0,190	
11	2655,1	-212,8	-675,8	P	14107,2	-1130,7	-3590,6	0,190	OK
				M	24565,3	-212,6	-675,0	0,110	
				N	2655,1	-1194,3	-3792,8	0,180	
12	2643,1	-214,2	-673,9	P	14085,4	-1141,7	-3591,2	0,190	OK
				M	24568,9	-214,0	-673,1	0,110	
				N	2643,1	-1204,0	-3787,2	0,180	
13	2851,7	-215,6	-684,1	P	14608,2	-1104,5	-3504,4	0,190	OK
				M	24542,0	-215,4	-683,3	0,120	
				N	2851,7	-1206,7	-3828,6	0,180	
14	2832,5	-218,2	-680,8	P	14578,6	-1122,9	-3504,3	0,190	OK
				M	24548,2	-217,9	-680,0	0,110	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 111 di 188

15	5468,5	749,6	1122,5	N	2832,5	-1223,8	-3819,2	0,180	
				P	14765,6	2024,1	3030,9	0,370	OK
				M	22864,8	749,7	1122,6	0,240	
16	3360,9	895,9	1056,1	N	5468,5	2436,1	3647,9	0,310	
				P	10474,6	2792,1	3291,4	0,320	OK
				M	22771,0	896,1	1056,3	0,150	
17	3881,7	386,0	720,0	N	3360,9	2656,6	3131,6	0,340	
				P	16071,3	1598,3	2981,2	0,240	OK
				M	24277,0	385,6	719,3	0,160	
18	-2347,8	-509,5	-1655,4	N	3881,7	1979,9	3693,1	0,190	
				P	-3014,9	-654,2	-2125,7	0,780	OK
				M	-4166,7	-509,2	-1654,6	0,560	
19	5431,3	-578,8	325,9	N	-2347,8	-734,9	-2387,7	0,690	
				P	19805,3	-2110,4	1188,3	0,270	OK
				M	24681,7	-578,0	325,4	0,220	
20	4466,8	366,1	692,5	N	5431,3	-3817,7	2149,6	0,150	
				P	17464,1	1431,5	2707,4	0,260	OK
				M	24366,4	365,8	691,7	0,180	
21	6263,2	375,8	819,3	N	4466,8	1996,7	3776,4	0,180	
				P	18821,4	1129,3	2462,0	0,330	OK
				M	24054,0	375,4	818,4	0,260	
22	-1515,9	372,0	-905,9	N	6263,2	1852,3	4038,2	0,200	
				P	-3273,5	803,2	-1956,2	0,460	OK
				M	-5822,4	372,3	-906,6	0,260	
23	-551,4	-573,0	-1528,6	N	-1515,8	1073,7	-2614,8	0,350	
				P	-1016,0	-1055,8	-2816,7	0,540	OK
				M	-4391,6	-572,7	-1528,0	0,120	
24	-1553,0	-956,5	-1958,6	N	-551,4	-1108,7	-2957,9	0,520	
				P	-1905,6	-1173,6	-2403,2	0,810	OK
				M	-3117,1	-957,0	-1959,7	0,500	
25	554,6	-1102,7	-1892,2	N	-1553,0	-1233,6	-2526,1	0,770	
				P	905,9	-1801,2	-3090,8	0,610	OK
				M	20546,8	-1102,5	-1891,8	0,030	
26	33,8	-592,9	-1556,2	N	554,6	-1754,4	-3010,4	0,630	
				P	67,8	-1190,8	-3125,6	0,500	OK
				M	22031,9	-592,5	-1555,3	0,000	
48	1957,7	-117,5	-418,1	N	33,8	-1187,2	-3116,3	0,500	
				P	15645,4	-938,7	-3340,9	0,120	OK
				M	25291,3	-117,3	-417,3	0,080	
49	1957,7	-117,5	-418,1	N	1957,7	-1036,2	-3687,8	0,110	
				P	15645,4	-938,7	-3340,9	0,120	OK
				M	25291,3	-117,3	-417,3	0,080	
				N	1957,7	-1036,2	-3687,8	0,110	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
24	-1553,0	-956,5	-1958,6	P	-1905,6	-1173,6	-2403,2	0,810	OK
18	-2347,8	-509,5	-1655,4	M	-4166,7	-509,2	-1654,6	0,560	OK
24	-1553,0	-956,5	-1958,6	N	-1553,0	-1233,6	-2526,1	0,770	OK

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 17400,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
27 OK	-161,6	-524,0	1950,6	-3895,5	0,22	-51889,7	0,14
28 OK	-163,6	-520,8	1923,4	-3870,3	0,22	-51531,2	0,14
29 OK	-164,4	-532,3	2145,3	-4023,8	0,23	-53902,2	0,15
30 OK	-167,5	-527,7	2110,8	-3988,7	0,23	-53414,0	0,15
31 OK	-155,3	-523,7	1826,2	-3840,6	0,22	-50895,5	0,14
32 OK	-156,4	-522,3	1817,3	-3831,3	0,22	-50767,4	0,14
33 OK	-157,4	-529,9	1972,2	-3929,7	0,23	-52333,0	0,15

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 112 di 188

34	OK	-159,3	-527,5	1957,9	-3913,8	0,22	-52115,7	0,14
35	OK	-156,0	-500,8	1982,3	-3772,1	0,22	-50470,9	0,14
36	OK	-157,5	-498,4	1961,8	-3752,6	0,22	-50194,9	0,14
37	OK	-158,0	-507,0	2128,3	-3873,3	0,22	-52032,1	0,14
38	OK	-160,4	-503,5	2102,4	-3846,5	0,22	-51660,8	0,14

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure:  $W_{kL} = 0,30$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
39	OK	-139,1	-492,0	1940,4	0,00
40	OK	-140,6	-489,6	1920,0	0,00
41	OK	-141,2	-498,2	2086,4	0,00
42	OK	-143,5	-494,7	2060,5	0,00
43	OK	-104,6	-423,1	1935,7	0,00
44	OK	-104,6	-423,1	1935,7	0,00
45	OK	-104,6	-423,1	1935,7	0,00
46	OK	-104,6	-423,1	1935,7	0,00

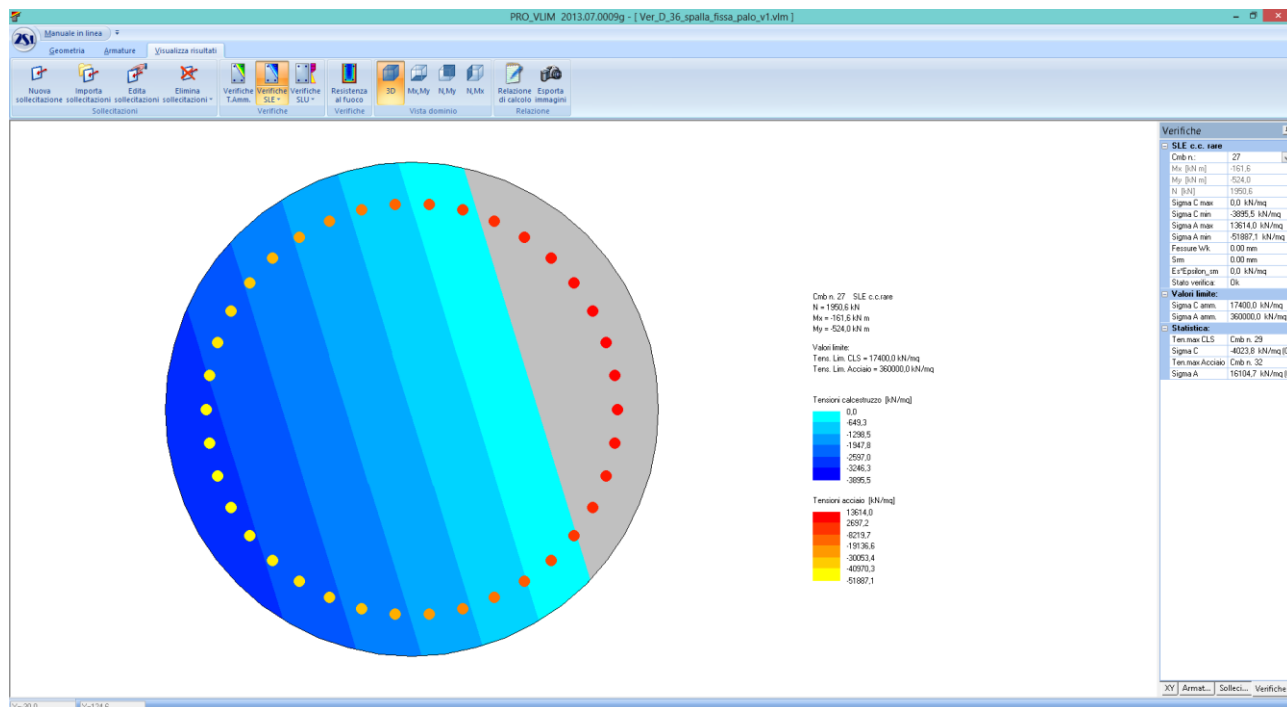
### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 13050,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,20$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
47	OK	-103,4	-418,1	1957,7	-3262,5	0,25	0,00



Tensioni – Comb. Rare

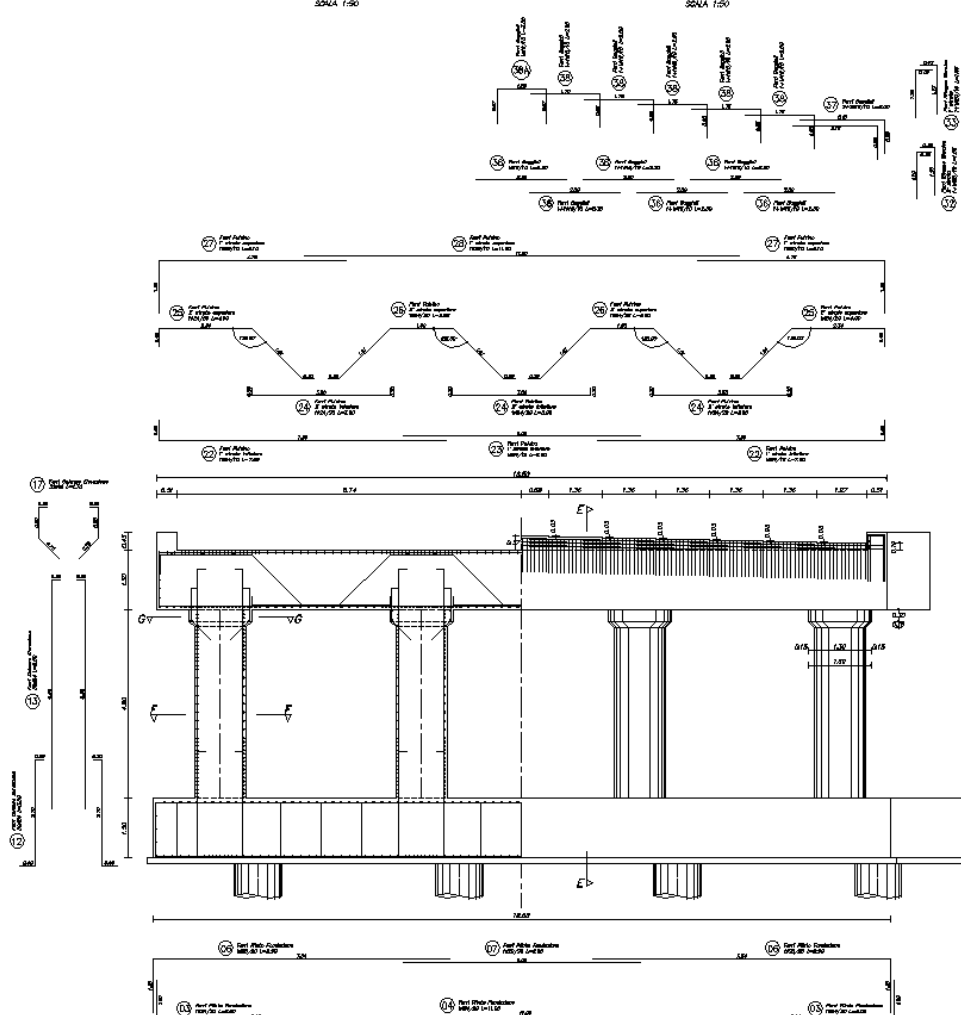
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 113 di 188

La struttura è armata con :

- Pali -  $\varnothing$  1200 l=22.00 m gabbia 1\_ 24  $\varnothing$  26, spirale  $\varnothing$  12/20 raffittita a  $\varnothing$  12/10 per 2.50 m dalla sommità, anello  $\varnothing$  24/200 - gabbia 2\_ 24  $\varnothing$  20, spirale  $\varnothing$  12/20, anello  $\varnothing$  24/200 - gabbia 3\_ 24  $\varnothing$  16, spirale  $\varnothing$  12/20, anello  $\varnothing$  24/200
- Plinto s=150 cm - as inf. long. e trasv.  $\varnothing$  24/20 - as sup. long. e trasv.  $\varnothing$  20/20 - as agg. inf. long. 4 $\varnothing$  24/palo, staffe  $\varnothing$  18/40x40 cm per L = 100 cm dal filo
- Elevazione colonne s=130 cm - as vert. n.30  $\varnothing$  24 - as oriz.  $\varnothing$  16/20 raffittito per 1.50 m agli estremi a  $\varnothing$  16/10
- Pulvino colonne 290x150 - asinf  $\varnothing$  24/10+ $\varnothing$  24/20 pieg e assup  $\varnothing$  20/10 + $\varnothing$  24/20 pieg, staffe  $\varnothing$  18/4 br/20 cm correnti e  $\varnothing$  18/4 br/10 cm per 1.00 m da ogni parte di asse pila
- Baggioli min 70x70 - as  $\varnothing$  20/20, staffe  $\varnothing$  16/10
- Ritegno sismico min. 40 cm - as  $\varnothing$  20/10 doppio strato

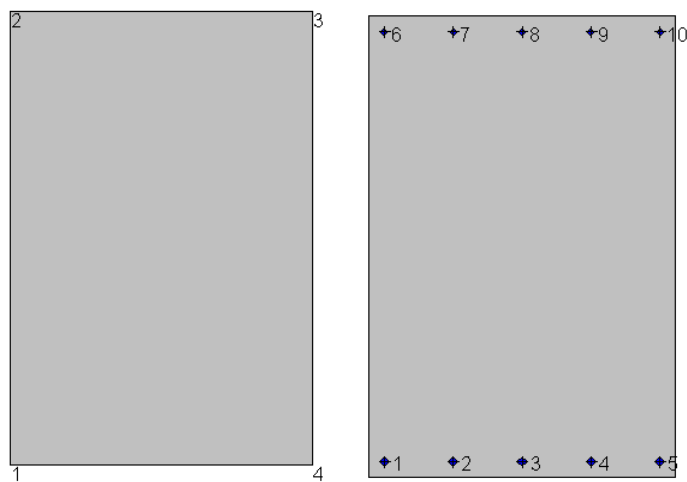
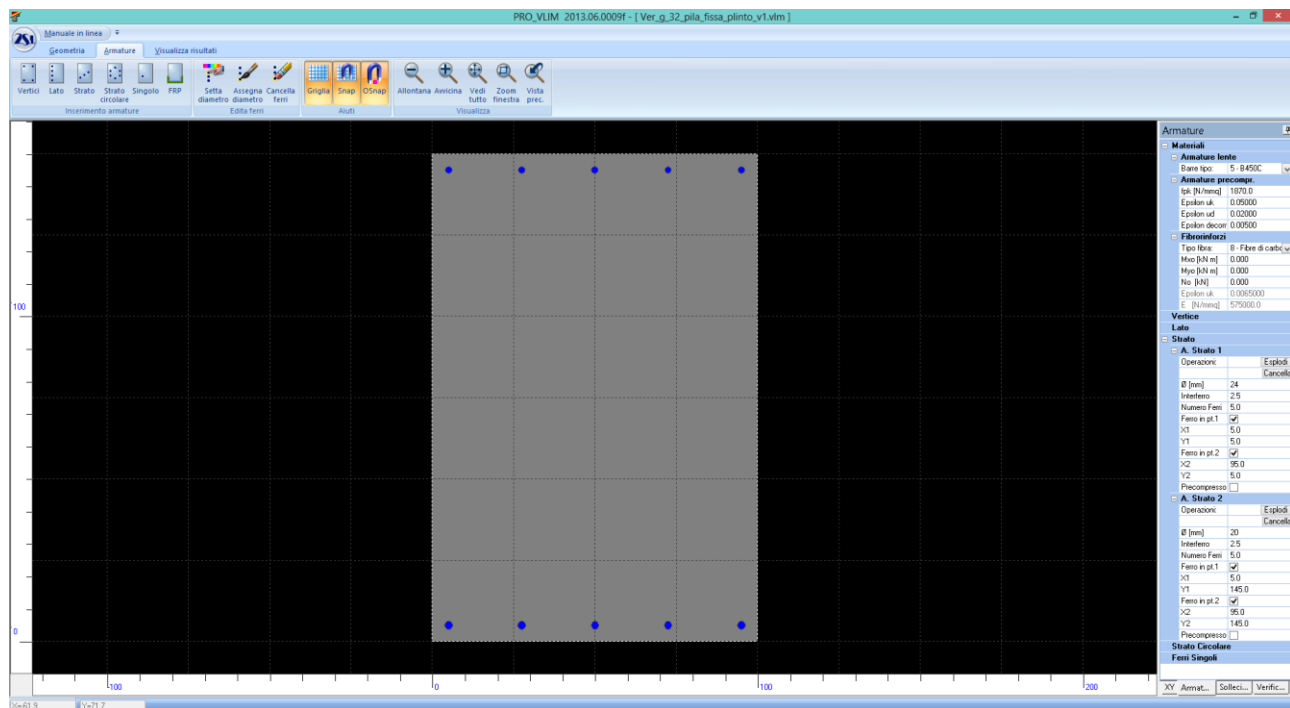
SEZIONE D-D

**SEZIONE C-C**  
**BAGGIOLI E RITEGNI SISMICI**



Elaborato	Revisione		Data
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 114 di 188

## Plinto



### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	150,0
3	100,0	150,0
4	100,0	0,0

### Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/h)
1	5,0	5,0	4,5	no
2	27,5	5,0	4,5	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 115 di 188



3	50,0	5,0	4,5	no
4	72,5	5,0	4,5	no
5	95,0	5,0	4,5	no
6	5,0	145,0	3,1	no
7	27,5	145,0	3,1	no
8	50,0	145,0	3,1	no
9	72,5	145,0	3,1	no
10	95,0	145,0	3,1	no

#### Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

#### Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

#### Materiali:

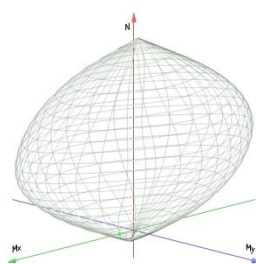
##### Calcestruzzo classe: C32/40

R<sub>ck</sub> (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>  
f<sub>ck</sub> (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>  
f<sub>ctm</sub> (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>  
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>  
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>  
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

##### Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f<sub>yk</sub> (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
f<sub>kt</sub> (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
ε<sub>uk</sub> (deformazione di rottura) = 0.075  
G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>  
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30  
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012  
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



#### Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1499,8	189,3	0,0	Completamente tesa
27956,0	-189,3	0,0	Completamente compressa
0,0	1260,5	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-881,1	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	705,5	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-705,5	Fibre di destra tese

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 116 di 188

### Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:  
 Verifica per  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  e  $N_u$  proporzionali (sigla verifica: P)  
 Verifica con rapporto  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  assegnato (sigla verifica: M)  
 Verifica con  $N_u$  costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	0,0	1023,6	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,810	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1260,5	0,0	0,810	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	0,0	1023,6	0,0	P	0,0	1260,5	0,0	0,810	OK
1	0,0	1023,6	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	1023,6	0,0	N	0,0	1260,5	0,0	0,810	OK

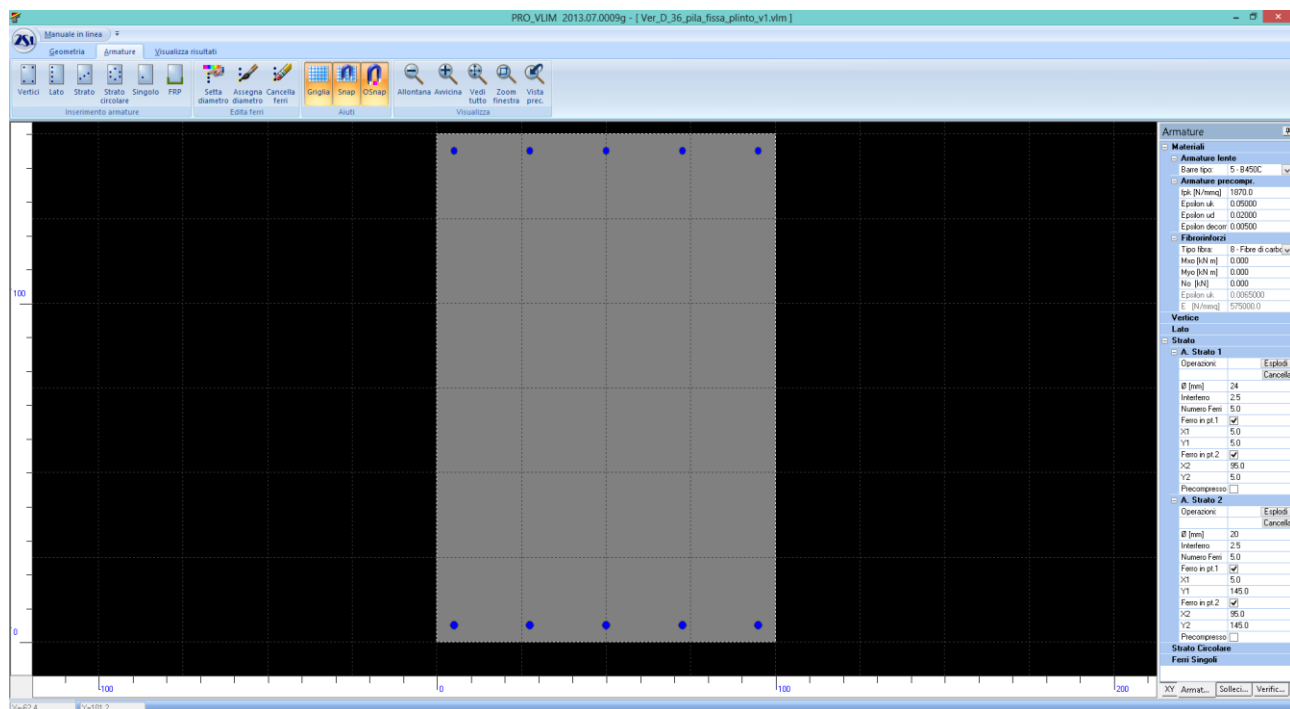
### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 19920,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

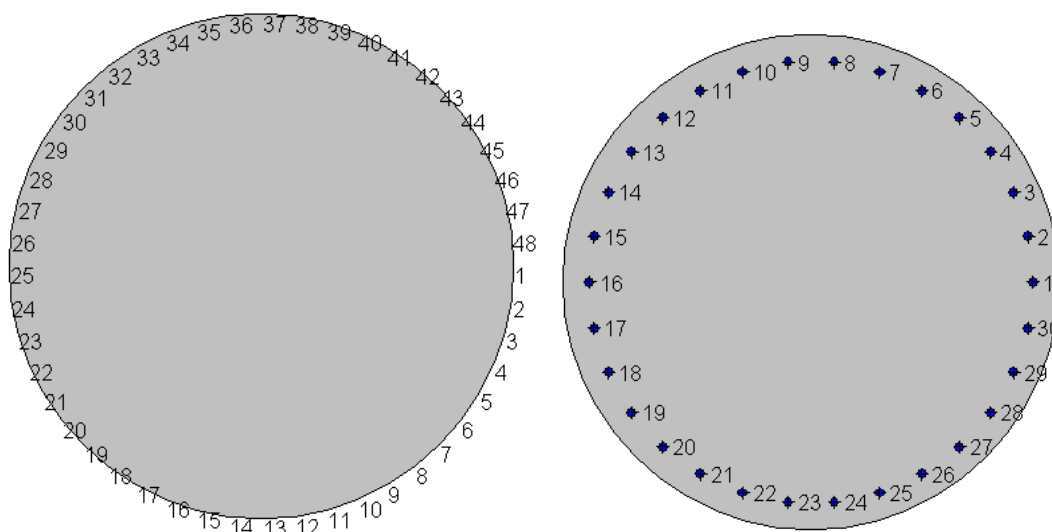
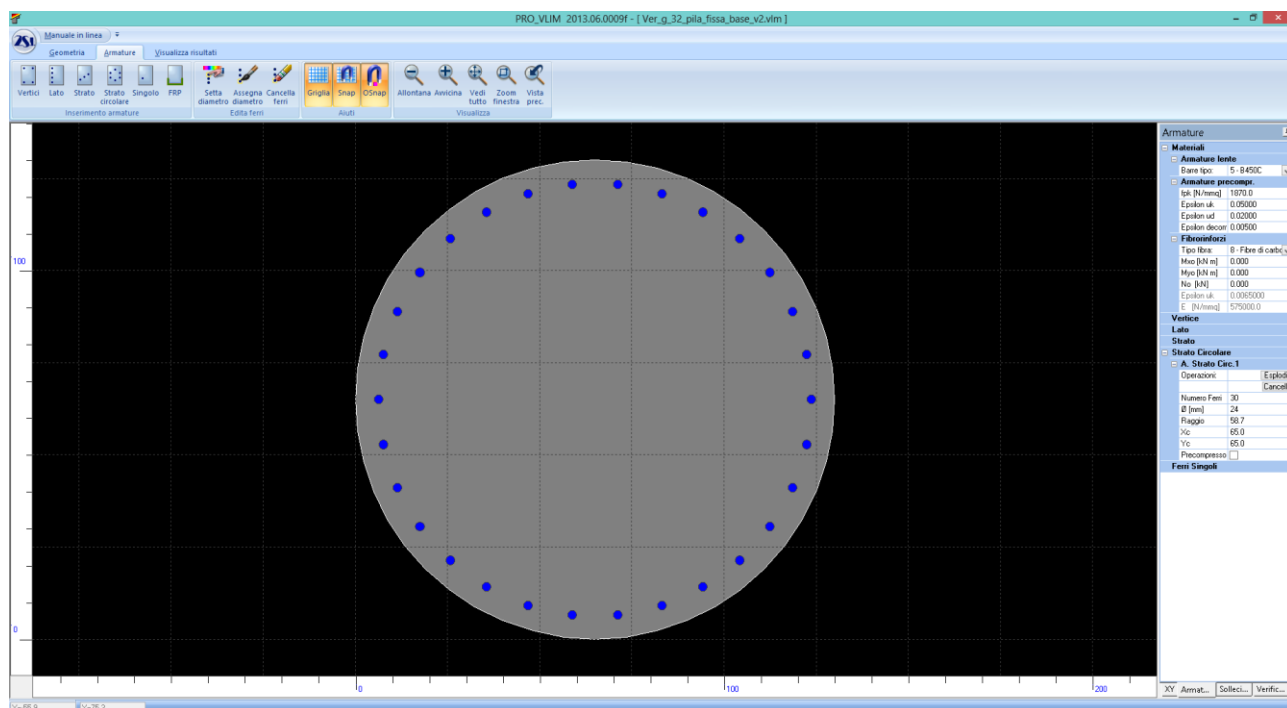
Cmb	Mx kN m	My kN m	N kN	$\sigma_c$ kN/mq	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$ kN/mq	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato 2 OK	758,2	0,0	0,0	-3658,5	0,18	245298,0	0,68



Tensioni – Comb. rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 117 di 188

## Elevazione colonne



### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	130,0	65,0
2	129,4	56,5
3	127,8	48,2
4	125,1	40,1
5	121,3	32,5
6	116,6	25,4
7	111,0	19,0
8	104,6	13,4

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 118 di 188

9	97,5	8,7
10	89,9	4,9
11	81,8	2,2
12	73,5	0,6
13	65,0	0,0
14	56,5	0,6
15	48,2	2,2
16	40,1	4,9
17	32,5	8,7
18	25,4	13,4
19	19,0	19,0
20	13,4	25,4
21	8,7	32,5
22	4,9	40,1
23	2,2	48,2
24	0,6	56,5
25	0,0	65,0
26	0,6	73,5
27	2,2	81,8
28	4,9	89,9
29	8,7	97,5
30	13,4	104,6
31	19,0	111,0
32	25,4	116,6
33	32,5	121,3
34	40,1	125,1
35	48,2	127,8
36	56,5	129,4
37	65,0	130,0
38	73,5	129,4
39	81,8	127,8
40	89,9	125,1
41	97,5	121,3
42	104,6	116,6
43	111,0	111,0
44	116,6	104,6
45	121,3	97,5
46	125,1	89,9
47	127,8	81,8
48	129,4	73,5

**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	123,0	65,0	4,5	no
2	121,7	77,1	4,5	no
3	118,0	88,6	4,5	no
4	111,9	99,1	4,5	no
5	103,8	108,1	4,5	no
6	94,0	115,2	4,5	no
7	82,9	120,2	4,5	no
8	71,1	122,7	4,5	no
9	58,9	122,7	4,5	no
10	47,1	120,2	4,5	no
11	36,0	115,2	4,5	no
12	26,2	108,1	4,5	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 119 di 188

13	18,1	99,1	4,5	no
14	12,0	88,6	4,5	no
15	8,3	77,1	4,5	no
16	7,0	65,0	4,5	no
17	8,3	52,9	4,5	no
18	12,0	41,4	4,5	no
19	18,1	30,9	4,5	no
20	26,2	21,9	4,5	no
21	36,0	14,8	4,5	no
22	47,1	9,8	4,5	no
23	58,9	7,3	4,5	no
24	71,1	7,3	4,5	no
25	82,9	9,8	4,5	no
26	94,0	14,8	4,5	no
27	103,8	21,9	4,5	no
28	111,9	30,9	4,5	no
29	118,0	41,4	4,5	no
30	121,7	52,9	4,5	no

#### Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

#### Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

#### Materiali:

##### Calcestruzzo classe: C32/40

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>

$E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

##### Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

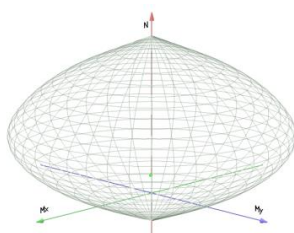
$E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 120 di 188

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu
kN	kN m	kN m
-5310,7	0,0	0,0
30210,8	0,0	0,0
0,0	2700,6	0,0
0,0	-2700,6	0,0
0,0	0,0	2704,7
0,0	0,0	-2704,7

**Stato Sez.**

Completamente tesa  
 Completamente compressa  
 Fibre inferiori tese  
 Fibre superiori tese  
 Fibre di sinistra tese  
 Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	4442,4	-288,8	-288,8	P	24783,8	-1610,9	-1610,9	0,180	OK
				M	29263,3	-288,2	-288,2	0,150	
				N	4442,4	-2970,8	-2970,8	0,100	
2	5149,0	1516,8	-815,1	P	14365,8	4232,0	-2274,1	0,360	OK
				M	26127,3	1515,9	-814,6	0,200	
				N	5149,0	3845,9	-2066,7	0,390	
3	5346,4	1348,8	-706,5	P	16039,0	4046,4	-2119,6	0,330	OK
				M	26604,2	1347,8	-706,0	0,200	
				N	5346,4	3905,4	-2045,8	0,340	
4	4977,7	1032,3	-543,2	P	18005,3	3734,0	-1964,9	0,280	OK
				M	27456,7	1031,3	-542,7	0,180	
				N	4977,7	3831,5	-2016,2	0,270	
5	5218,9	623,8	-339,2	P	22523,8	2692,1	-1464,1	0,230	OK
				M	28547,2	622,9	-338,7	0,180	
				N	5218,9	3848,4	-2092,9	0,160	
6	4951,5	1627,1	-738,1	P	13572,4	4459,9	-2023,1	0,360	OK
				M	25968,7	1626,1	-737,6	0,190	
				N	4951,5	3935,8	-1785,4	0,410	
7	5076,8	1552,5	-689,1	P	14356,3	4390,1	-1948,7	0,350	OK
				M	26180,2	1551,4	-688,6	0,190	
				N	5076,8	3976,8	-1765,2	0,390	
8	4792,9	1214,1	-501,0	P	16437,6	4163,8	-1718,3	0,290	OK
				M	27103,3	1213,0	-500,6	0,180	
				N	4792,9	3960,6	-1634,4	0,310	
9	4929,2	1041,7	-398,9	P	18343,9	3876,8	-1484,6	0,270	OK
				M	27578,0	1040,6	-398,5	0,180	
				N	4929,2	4032,2	-1544,1	0,260	
10	4930,3	1082,1	-431,6	P	17925,2	3934,4	-1569,2	0,270	OK
				M	27458,5	1081,2	-431,2	0,180	
				N	4930,3	4010,3	-1599,5	0,270	
11	5055,6	1007,6	-382,7	P	18909,4	3768,6	-1431,3	0,270	OK
				M	27667,9	1006,6	-382,3	0,180	
				N	5055,6	4063,8	-1543,4	0,250	
12	4771,7	669,2	-310,2	P	21615,6	3031,4	-1405,0	0,220	OK
				M	28479,2	668,3	-309,7	0,170	
				N	4771,7	3882,7	-1799,6	0,170	
13	4908,1	496,8	-319,0	P	23316,8	2360,3	-1515,6	0,210	OK
				M	28831,2	496,0	-318,5	0,170	
				N	4908,1	3629,4	-2330,4	0,140	
14	3142,7	-2056,9	987,5	P	6342,4	-4151,1	1993,0	0,490	OK
				M	24780,6	-2054,9	986,6	0,130	
				N	3142,7	-3469,3	1665,7	0,590	
15	3301,2	676,6	-964,9	P	13690,2	2805,9	-4001,3	0,240	OK
				M	27429,8	676,0	-964,0	0,120	
				N	3301,2	2236,7	-3189,5	0,300	
16	3063,6	-337,9	-199,1	P	22923,7	-2528,6	-1490,0	0,130	OK
				M	29302,3	-337,2	-198,7	0,100	
				N	3063,6	-3296,8	-1942,7	0,100	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 121 di 188

17	3438,8	1959,8	-1186,3	P	7096,5	4044,3	-2448,1	0,480	OK
				M	24758,6	1957,6	-1185,0	0,140	
				N	3438,8	3365,5	-2037,2	0,580	
18	3370,3	2838,8	-1965,9	P	3988,3	3359,2	-2326,4	0,840	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	3370,3	3219,3	-2229,5	0,880	
19	3075,9	-2237,7	1660,0	P	4706,6	-3424,1	2540,1	0,650	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	3075,9	-3073,9	2280,3	0,730	
20	3517,3	-353,6	-228,6	P	23347,1	-2347,0	-1517,6	0,150	OK
				M	29233,3	-352,9	-228,2	0,120	
				N	3517,3	-3322,7	-2148,4	0,110	
42	3598,4	233,9	-507,6	P	21580,1	1402,7	-3044,2	0,170	OK
				M	28907,9	233,5	-506,6	0,120	
				N	3598,4	1665,2	-3613,9	0,140	
43	3244,7	222,8	-210,9	P	24646,5	1692,1	-1602,0	0,130	OK
				M	29504,5	222,1	-210,3	0,110	
				N	3244,7	2817,0	-2667,0	0,080	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
18	3370,3	2838,8	-1965,9	P	3988,3	3359,2	-2326,4	0,840	OK
2	5149,0	1516,8	-815,1	M	26127,3	1515,9	-814,6	0,200	OK
18	3370,3	2838,8	-1965,9	N	3370,3	3219,3	-2229,5	0,880	OK

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 19920,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
21 OK	1227,7	-652,1	3817,5	-8515,0	0,43	-117203,9	0,33
22 OK	1103,2	-571,6	3963,7	-7688,2	0,39	-106703,9	0,30
23 OK	868,8	-450,7	3690,6	-6240,6	0,31	-87304,6	0,24
24 OK	566,2	-269,4	3869,2	-4877,6	0,24	-69319,5	0,19
25 OK	1310,9	-596,0	3672,1	-8816,9	0,44	-120433,4	0,33
26 OK	1255,5	-559,6	3765,2	-8421,3	0,42	-115457,1	0,32
27 OK	1004,2	-419,9	3554,3	-6759,9	0,34	-93723,0	0,26
28 OK	876,3	-344,1	3655,6	-6050,7	0,30	-84669,9	0,24
29 OK	970,5	-416,6	3680,1	-6626,4	0,33	-92130,8	0,26
30 OK	877,2	-356,2	3789,7	-6136,7	0,31	-85937,3	0,24
31 OK	701,4	-265,5	3584,9	-5170,8	0,26	-72964,8	0,20
32 OK	474,4	-129,6	3718,9	-4276,1	0,21	-61140,0	0,17

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure:  $W_kL = 0,30$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_kL < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
33 OK	1033,1	-650,8	3694,8	0.00	0,00
34 OK	939,8	-590,5	3804,4	0.00	0,00
35 OK	764,0	-499,8	3599,6	0.00	0,00
36 OK	537,0	-363,8	3733,6	0.00	0,00
37 OK	1093,4	-607,5	3584,5	0.05	0,16
38 OK	1052,1	-580,3	3654,0	0.00	0,00
39 OK	864,5	-476,0	3496,5	0.00	0,00
40 OK	768,9	-419,4	3572,2	0.00	0,00

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 122 di 188

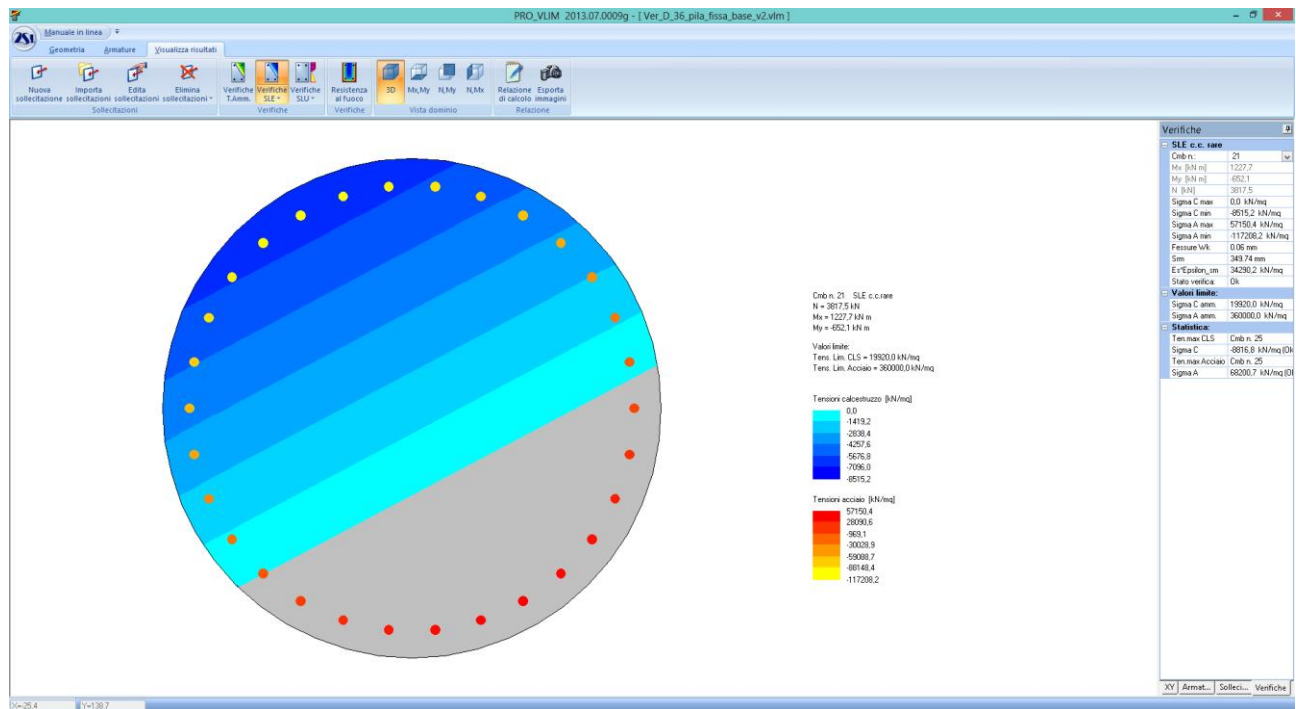
## Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 14940,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,20 \text{ mm}$  (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	Wk/WkL
n. e stato 41 OK	kN m -48,6	kN m -99,4	kN 3290,7	kN/mq -2568,1	0,17	mm 0.00	0,00

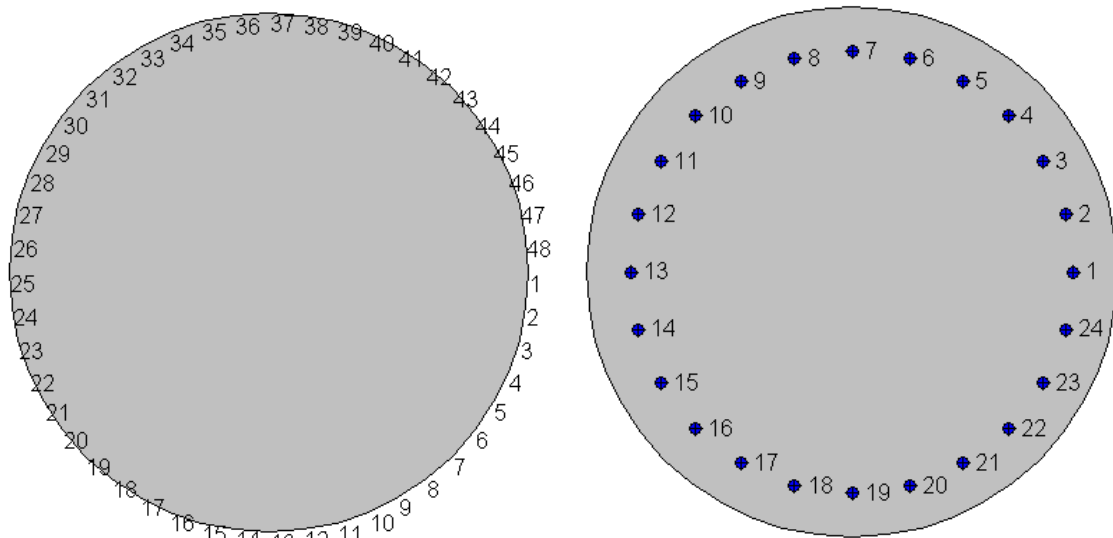
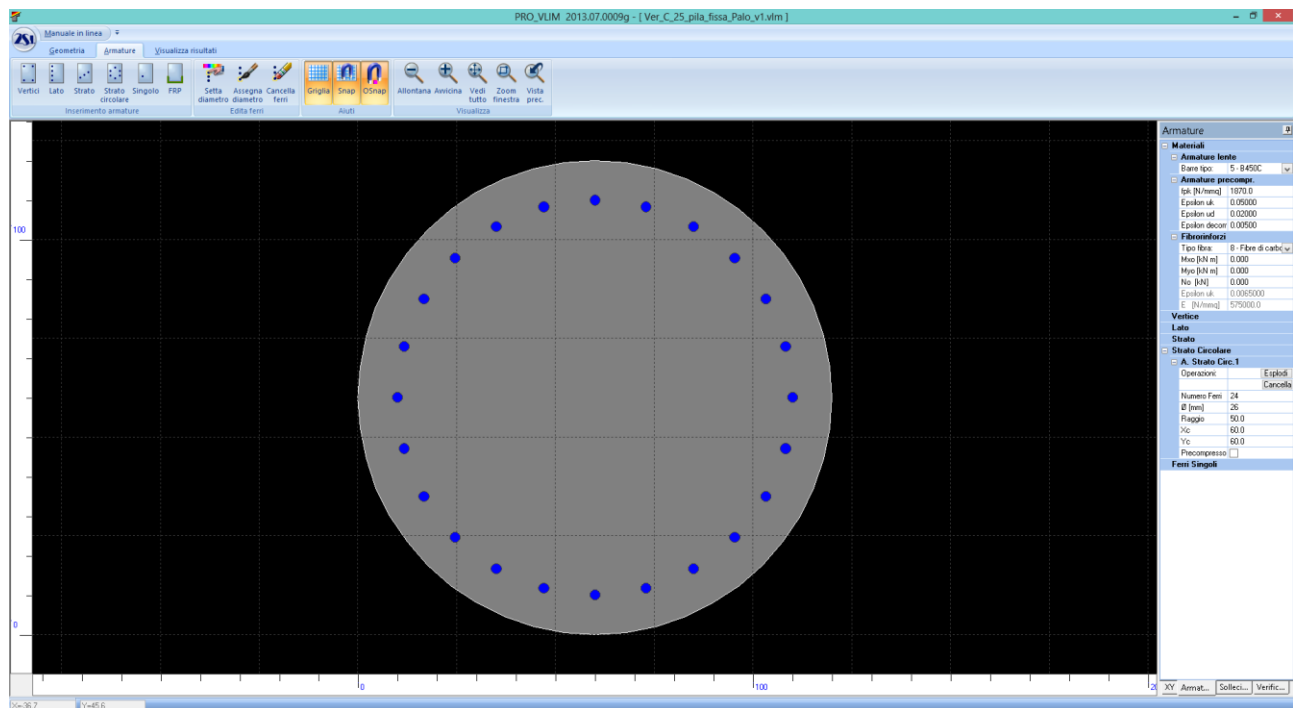


Tensioni – Comb. rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 123 di 188



## Palo



### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	120,0	60,0
2	119,5	52,2
3	118,0	44,5
4	115,4	37,0
5	112,0	30,0
6	107,6	23,5
7	102,4	17,6

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 124 di 188

8	96,5	12,4
9	90,0	8,0
10	83,0	4,6
11	75,5	2,0
12	67,8	0,5
13	60,0	0,0
14	52,2	0,5
15	44,5	2,0
16	37,0	4,6
17	30,0	8,0
18	23,5	12,4
19	17,6	17,6
20	12,4	23,5
21	8,0	30,0
22	4,6	37,0
23	2,0	44,5
24	0,5	52,2
25	0,0	60,0
26	0,5	67,8
27	2,0	75,5
28	4,6	83,0
29	8,0	90,0
30	12,4	96,5
31	17,6	102,4
32	23,5	107,6
33	30,0	112,0
34	37,0	115,4
35	44,5	118,0
36	52,2	119,5
37	60,0	120,0
38	67,8	119,5
39	75,5	118,0
40	83,0	115,4
41	90,0	112,0
42	96,5	107,6
43	102,4	102,4
44	107,6	96,5
45	112,0	90,0
46	115,4	83,0
47	118,0	75,5
48	119,5	67,8

**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	110,0	60,0	5,3	no
2	108,3	72,9	5,3	no
3	103,3	85,0	5,3	no
4	95,4	95,4	5,3	no
5	85,0	103,3	5,3	no
6	72,9	108,3	5,3	no
7	60,0	110,0	5,3	no
8	47,1	108,3	5,3	no
9	35,0	103,3	5,3	no
10	24,6	95,4	5,3	no
11	16,7	85,0	5,3	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 125 di 188

12	11,7	72,9	5,3	no
13	10,0	60,0	5,3	no
14	11,7	47,1	5,3	no
15	16,7	35,0	5,3	no
16	24,6	24,6	5,3	no
17	35,0	16,7	5,3	no
18	47,1	11,7	5,3	no
19	60,0	10,0	5,3	no
20	72,9	11,7	5,3	no
21	85,0	16,7	5,3	no
22	95,4	24,6	5,3	no
23	103,3	35,0	5,3	no
24	108,3	47,1	5,3	no

#### Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

#### Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

#### Materiali:

##### Calcestruzzo classe: C28/35

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm<sup>2</sup>

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm<sup>2</sup>

$E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

##### Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

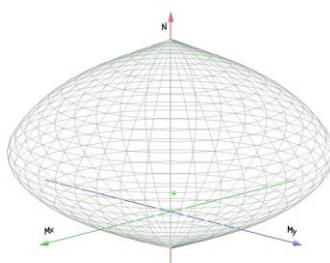
$E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



#### Caratteristiche limite della sezione:

$N_u$	$M_{xu}$	$M_{yu}$
kN	kN m	kN m
-4986,1	0,0	0,0

#### Stato Sez.

Completamente tesa

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 126 di 188

23518,7	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	2220,0	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-2220,0	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	2220,0	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-2220,0	Fibre di destra tese

### **Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	3361,2	-201,7	201,7	P	19209,6	-1152,6	1152,6	0,170	OK
				M	22773,6	-201,2	201,2	0,150	
				N	3361,2	-2231,4	2231,4	0,090	
2	4182,8	-251,0	-251,0	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,220	OK
				M	22588,5	-250,5	-250,5	0,180	
				N	4182,8	-2344,9	-2344,9	0,110	
3	4213,5	-252,8	-252,8	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,220	OK
				M	22581,6	-252,4	-252,4	0,190	
				N	4213,5	-2348,3	-2348,3	0,110	
4	3957,9	-237,5	-237,5	P	19209,7	-1152,6	-1152,6	0,210	OK
				M	22639,2	-237,0	-237,0	0,170	
				N	3957,9	-2316,2	-2316,2	0,100	
5	3935,6	-236,1	-236,1	P	19209,7	-1152,6	-1152,6	0,200	OK
				M	22644,2	-235,7	-235,7	0,170	
				N	3935,6	-2313,1	-2313,1	0,100	
6	4149,2	-249,0	-249,0	P	19209,7	-1152,6	-1152,6	0,220	OK
				M	22596,1	-248,5	-248,5	0,180	
				N	4149,2	-2341,3	-2341,3	0,110	
7	4179,8	-250,8	-250,8	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,220	OK
				M	22589,1	-250,3	-250,3	0,180	
				N	4179,8	-2344,6	-2344,6	0,110	
8	3948,1	-236,9	-236,9	P	19209,7	-1152,6	-1152,6	0,200	OK
				M	22641,4	-236,4	-236,4	0,170	
				N	3948,1	-2314,9	-2314,9	0,100	
9	3955,5	-237,3	-237,3	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,210	OK
				M	22639,7	-236,9	-236,9	0,170	
				N	3955,5	-2315,9	-2315,9	0,100	
10	3901,4	-234,1	-234,1	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,200	OK
				M	22651,9	-233,6	-233,6	0,170	
				N	3901,4	-2308,4	-2308,4	0,100	
11	3931,9	-235,9	-235,9	P	19209,7	-1152,6	-1152,6	0,200	OK
				M	22645,0	-235,4	-235,4	0,170	
				N	3931,9	-2312,6	-2312,6	0,100	
12	3700,2	-222,0	-222,0	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,190	OK
				M	22697,2	-221,5	-221,5	0,160	
				N	3700,2	-2280,3	-2280,3	0,100	
13	3707,6	-222,5	-222,5	P	19209,7	-1152,6	-1152,6	0,190	OK
				M	22695,6	-222,0	-222,0	0,160	
				N	3707,6	-2281,4	-2281,4	0,100	
14	1529,0	294,7	453,5	P	10031,8	1933,5	2975,5	0,150	OK
				M	22097,0	294,3	452,9	0,070	
				N	1529,0	1476,4	2272,1	0,200	
15	2733,2	291,0	583,6	P	13160,8	1401,0	2810,2	0,210	OK
				M	21803,1	290,6	583,0	0,120	
				N	2733,2	1348,7	2705,4	0,220	
16	2198,1	131,9	254,7	P	17234,3	1034,1	1996,6	0,130	OK
				M	22769,9	131,6	254,0	0,100	
				N	2198,1	1330,1	2568,2	0,100	
17	3451,9	-423,9	-387,1	P	15773,2	-1937,1	-1768,9	0,220	OK
				M	22009,1	-423,3	-386,6	0,160	
				N	3451,9	-2345,3	-2141,7	0,180	
18	3734,4	-258,9	-224,1	P	18909,0	-1310,7	-1134,5	0,200	OK
				M	22623,3	-258,3	-223,6	0,160	
				N	3734,4	-2445,0	-2116,4	0,110	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 127 di 188

19	1498,0	-251,9	-350,3	P	11656,4	-1960,3	-2726,1	0,130	OK
				M	22388,6	-251,5	-349,8	0,070	
				N	1498,0	-1578,3	-2194,8	0,160	
20	2491,7	149,5	260,6	P	17654,7	1059,3	1846,4	0,140	OK
				M	22733,1	149,2	260,0	0,110	
				N	2491,7	1476,7	2574,0	0,100	
42	2727,1	-163,6	213,3	P	18602,3	-1116,1	1454,9	0,150	OK
				M	22817,7	-163,3	212,8	0,120	
				N	2727,1	-1837,0	2394,6	0,090	
43	2658,2	-199,4	-159,5	P	18714,4	-1403,7	-1122,9	0,140	OK
				M	22853,5	-198,9	-159,1	0,120	
				N	2658,2	-2344,0	-1875,0	0,080	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
2	4182,8	-251,0	-251,0	P	19209,6	-1152,6	-1152,6	0,220	OK
3	4213,5	-252,8	-252,8	M	22581,6	-252,4	-252,4	0,190	OK
15	2733,2	291,0	583,6	N	2733,2	1348,7	2705,4	0,220	OK

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 17400,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
21 OK	-86,9	-27,7	3142,8	-2820,0	0,16	-41207,3	0,11
22 OK	-93,2	-23,3	3165,5	-2861,0	0,16	-41762,6	0,12
23 OK	-97,1	-23,0	2976,2	-2734,9	0,16	-39828,3	0,11
24 OK	-110,0	-15,2	2959,7	-2776,7	0,16	-40267,2	0,11
25 OK	-130,9	-31,3	3118,9	-3009,8	0,17	-43534,9	0,12
26 OK	-134,1	-29,0	3141,6	-3039,2	0,17	-43945,5	0,12
27 OK	-139,2	-27,1	2969,5	-2930,5	0,17	-42255,4	0,12
28 OK	-145,2	-23,6	2975,0	-2960,7	0,17	-42607,0	0,12
29 OK	-95,9	-50,4	2970,1	-2771,1	0,16	-40268,8	0,11
30 OK	-100,6	-47,1	2987,2	-2797,2	0,16	-40609,7	0,11
31 OK	-103,5	-46,9	2845,2	-2701,9	0,16	-39137,9	0,11
32 OK	-113,2	-41,1	2832,8	-2724,7	0,16	-39408,7	0,11

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure:  $W_{kL} = 0,30$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
33 OK	-86,8	14,9	3055,5	0,00	0,00
34 OK	-91,5	18,2	3072,5	0,00	0,00
35 OK	-94,4	18,4	2930,5	0,00	0,00
36 OK	-104,1	24,2	2918,1	0,00	0,00
37 OK	-119,7	12,2	3036,2	0,00	0,00
38 OK	-122,2	13,9	3053,2	0,00	0,00
39 OK	-126,0	15,3	2924,7	0,00	0,00
40 OK	-130,4	17,9	2928,8	0,00	0,00

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

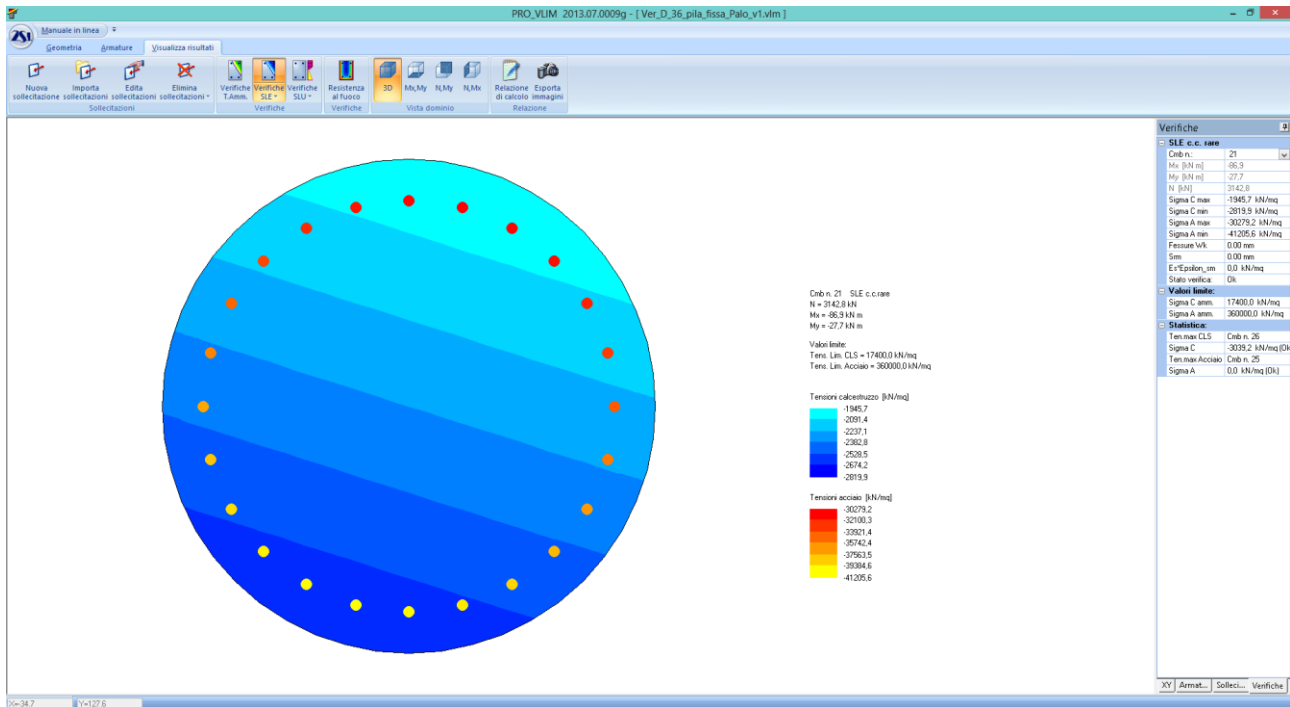
Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 13050,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 128 di 188

Fessure:  $WkL = 0,20 \text{ mm}$  (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

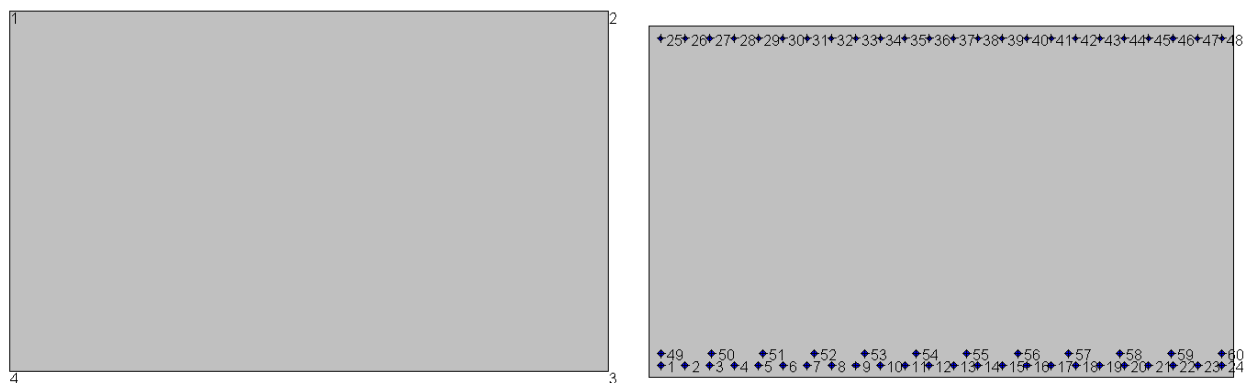
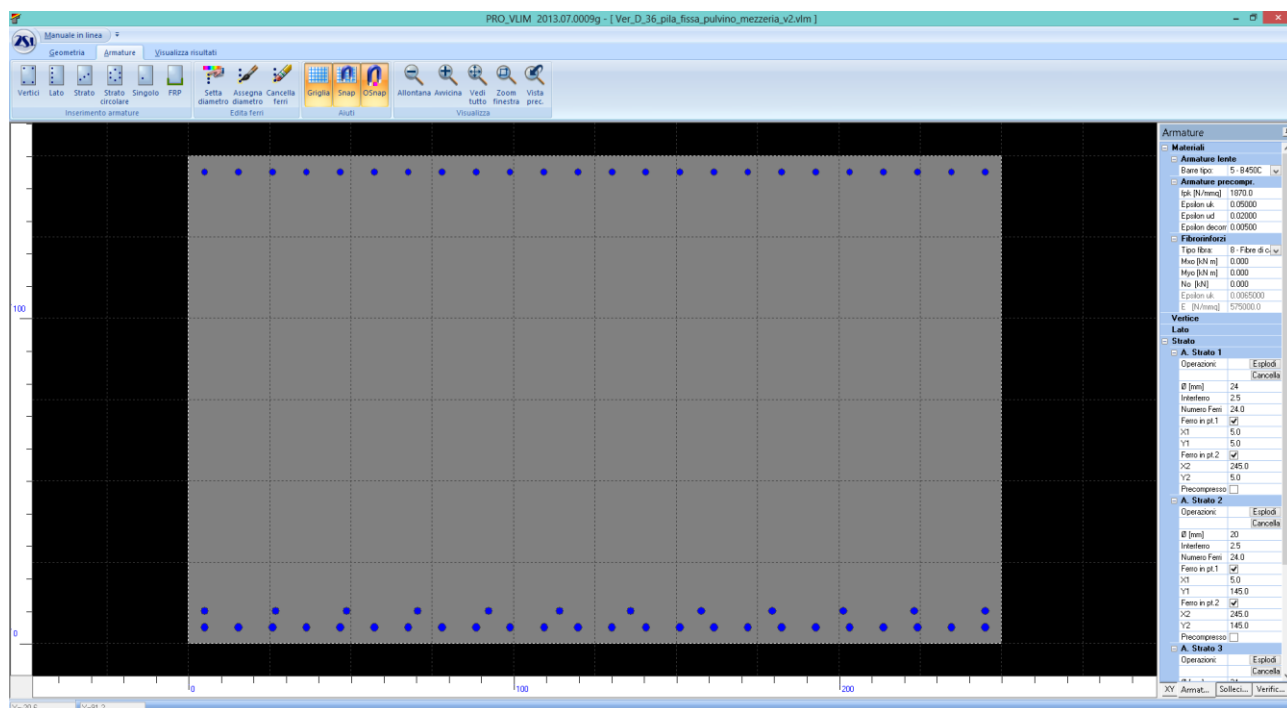
Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
41 OK	-64,6	33,2	2490,5	-2236,3	0,17	0.00	0,00



Tensioni – Comb. rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 129 di 188

## Pulvino mezzeria



### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	150,0
2	250,0	150,0
3	250,0	0,0
4	0,0	0,0

### Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	4,5	no
2	15,4	5,0	4,5	no
3	25,9	5,0	4,5	no
4	36,3	5,0	4,5	no
5	46,7	5,0	4,5	no
6	57,2	5,0	4,5	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 130 di 188

7	67,6	5,0	4,5	no
8	78,0	5,0	4,5	no
9	88,5	5,0	4,5	no
10	98,9	5,0	4,5	no
11	109,3	5,0	4,5	no
12	119,8	5,0	4,5	no
13	130,2	5,0	4,5	no
14	140,7	5,0	4,5	no
15	151,1	5,0	4,5	no
16	161,5	5,0	4,5	no
17	172,0	5,0	4,5	no
18	182,4	5,0	4,5	no
19	192,8	5,0	4,5	no
20	203,3	5,0	4,5	no
21	213,7	5,0	4,5	no
22	224,1	5,0	4,5	no
23	234,6	5,0	4,5	no
24	245,0	5,0	4,5	no
25	5,0	145,0	3,1	no
26	15,4	145,0	3,1	no
27	25,9	145,0	3,1	no
28	36,3	145,0	3,1	no
29	46,7	145,0	3,1	no
30	57,2	145,0	3,1	no
31	67,6	145,0	3,1	no
32	78,0	145,0	3,1	no
33	88,5	145,0	3,1	no
34	98,9	145,0	3,1	no
35	109,3	145,0	3,1	no
36	119,8	145,0	3,1	no
37	130,2	145,0	3,1	no
38	140,7	145,0	3,1	no
39	151,1	145,0	3,1	no
40	161,5	145,0	3,1	no
41	172,0	145,0	3,1	no
42	182,4	145,0	3,1	no
43	192,8	145,0	3,1	no
44	203,3	145,0	3,1	no
45	213,7	145,0	3,1	no
46	224,1	145,0	3,1	no
47	234,6	145,0	3,1	no
48	245,0	145,0	3,1	no
49	5,0	10,0	4,5	no
50	26,8	10,0	4,5	no
51	48,6	10,0	4,5	no
52	70,5	10,0	4,5	no
53	92,3	10,0	4,5	no
54	114,1	10,0	4,5	no
55	135,9	10,0	4,5	no
56	157,7	10,0	4,5	no
57	179,5	10,0	4,5	no
58	201,4	10,0	4,5	no
59	223,2	10,0	4,5	no
60	245,0	10,0	4,5	no

**Normativa di riferimento:**

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 131 di 188



D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

**Materiali:**

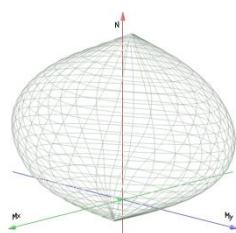
**Calcestruzzo classe: C32/40**

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30  
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012  
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-9323,2	2289,5	0,0	Completamente tesa
79873,2	-2289,5	0,0	Completamente compressa
0,0	8737,8	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-4147,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	9866,6	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-9866,6	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:  
Verifica per  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  e  $N_u$  proporzionali (sigla verifica: P)  
Verifica con rapporto  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  assegnato (sigla verifica: M)  
Verifica con  $N_u$  costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	218,4	1261,3	-3,4	P	1703,9	9839,0	-26,2	0,130	OK
				M	74014,7	1256,7	-3,3	0,000	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 132 di 188

2	269,1	1827,3	42,5	N	218,4	8880,6	-23,7	0,140	
				P	1422,0	9657,1	224,3	0,190	OK
				M	73039,5	1822,5	42,3	0,000	
3	269,5	1704,9	41,0	N	269,1	8912,3	207,0	0,200	
				P	1538,1	9731,3	233,8	0,170	OK
				M	73249,3	1700,9	40,9	0,000	
4	259,2	1778,2	33,8	N	269,5	8912,5	214,1	0,190	
				P	1406,3	9647,5	183,1	0,180	OK
				M	73124,5	1773,4	33,7	0,000	
5	258,6	1625,8	28,3	N	259,2	8906,2	169,0	0,200	
				P	1548,8	9738,8	169,5	0,170	OK
				M	73387,4	1621,0	28,2	0,000	
6	252,8	1579,4	107,8	N	258,6	8905,9	155,0	0,180	
				P	1558,6	9737,5	664,4	0,160	OK
				M	73460,2	1576,7	107,6	0,000	
7	254,0	1520,2	107,2	N	252,8	8896,3	607,0	0,180	
				P	1634,9	9785,6	690,2	0,150	OK
				M	73561,5	1517,9	107,1	0,000	
8	242,2	1494,7	100,7	N	254,0	8896,7	627,5	0,170	
				P	1580,3	9751,5	657,0	0,150	OK
				M	73605,6	1492,4	100,5	0,000	
9	243,5	1440,9	98,4	N	242,2	8889,6	598,9	0,170	
				P	1656,1	9799,5	669,2	0,150	OK
				M	73698,3	1438,5	98,2	0,000	
10	248,9	1604,2	17,8	N	243,5	8890,3	607,1	0,160	
				P	1507,1	9712,7	108,0	0,160	OK
				M	73424,9	1599,5	17,8	0,000	
11	250,1	1545,0	17,3	N	248,9	8900,0	98,9	0,180	
				P	1579,8	9759,2	109,3	0,160	OK
				M	73526,8	1540,3	17,2	0,000	
12	238,4	1519,6	10,8	N	250,1	8900,8	99,7	0,170	
				P	1525,4	9724,7	69,0	0,160	OK
				M	73570,8	1514,8	10,7	0,000	
13	239,6	1465,7	8,5	N	238,4	8893,3	63,1	0,170	
				P	1597,4	9770,8	56,4	0,150	OK
				M	73663,6	1461,0	8,4	0,000	
14	135,2	1351,5	-312,3	N	239,6	8894,2	51,3	0,160	
				P	928,3	9277,9	-2144,0	0,150	OK
				M	73837,7	1350,2	-312,0	0,000	
15	186,2	1519,5	94,6	N	135,2	8771,5	-2026,9	0,150	
				P	1162,5	9485,3	590,5	0,160	OK
				M	73563,9	1516,8	94,4	0,000	
16	136,8	1109,1	-48,2	N	186,2	8853,9	551,2	0,170	
				P	1170,7	9493,6	-412,8	0,120	OK
				M	74270,6	1106,4	-48,1	0,000	
17	188,4	512,1	309,5	N	136,8	8824,0	-383,7	0,130	
				P	3835,4	10427,0	6301,1	0,050	OK
				M	75270,6	511,5	309,1	0,000	
18	196,6	787,0	435,8	N	188,4	8470,5	5118,7	0,060	
				P	2455,5	9830,2	5442,6	0,080	OK
				M	74792,6	786,2	435,3	0,000	
19	101,9	475,0	-319,9	N	196,6	8543,0	4730,0	0,090	
				P	2006,0	9353,3	-6299,1	0,050	OK
				M	75332,7	474,4	-319,5	0,000	
20	193,7	1237,1	-54,7	N	101,9	8319,4	-5602,8	0,060	
				P	1521,7	9718,2	-429,4	0,130	OK
				M	74050,9	1234,4	-54,5	0,000	
42	62,4	1044,0	-122,0	N	193,7	8861,1	-391,5	0,140	
				P	542,6	9074,3	-1060,0	0,110	OK
				M	74376,8	1042,4	-121,8	0,000	
43	183,3	906,0	-111,7	N	62,4	8762,8	-1023,6	0,120	
				P	2026,5	10018,5	-1234,9	0,090	OK
				M	74613,2	904,5	-111,5	0,000	
				N	183,3	8839,8	-1089,6	0,100	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
2	269,1	1827,3	42,5	P	1422,0	9657,1	224,3	0,190	OK
1	218,4	1261,3	-3,4	M	74014,7	1256,7	-3,3	0,000	OK

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 133 di 188

2	269,1	1827,3	42,5	N	269,1	8912,3	207,0	0,200	OK
---	-------	--------	------	---	-------	--------	-------	-------	----

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 19920,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
21 OK	1347,0	47,5	199,8	-1813,0	0,09	59873,2	0,17
22 OK	1256,2	46,4	200,1	-1697,4	0,09	55523,2	0,15
23 OK	1310,6	41,1	192,5	-1755,3	0,09	58184,5	0,16
24 OK	1197,7	37,1	192,0	-1607,1	0,08	52733,0	0,15
25 OK	1164,1	95,9	187,8	-1657,5	0,08	52647,2	0,15
26 OK	1120,1	95,6	188,7	-1601,6	0,08	50521,8	0,14
27 OK	1101,2	90,7	180,0	-1568,4	0,08	49740,4	0,14
28 OK	1061,2	89,0	180,9	-1515,3	0,08	47769,5	0,13
29 OK	1216,0	31,6	187,5	-1620,2	0,08	53594,7	0,15
30 OK	1148,0	30,8	187,8	-1533,6	0,08	50333,7	0,14
31 OK	1188,7	26,8	182,1	-1576,9	0,08	52328,4	0,15
32 OK	1104,1	23,7	181,7	-1465,8	0,07	48241,3	0,13

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure:  $W_{kL} = 0,30$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
33 OK	1249,8	62,9	192,8	0,00	0,00
34 OK	1181,8	62,1	193,0	0,00	0,00
35 OK	1222,5	58,1	187,3	0,00	0,00
36 OK	1137,9	55,1	187,0	0,00	0,00
37 OK	1111,6	99,2	183,7	0,00	0,00
38 OK	1078,8	98,9	184,4	0,00	0,00
39 OK	1064,6	95,3	177,9	0,00	0,00
40 OK	1034,8	94,0	178,6	0,00	0,00

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

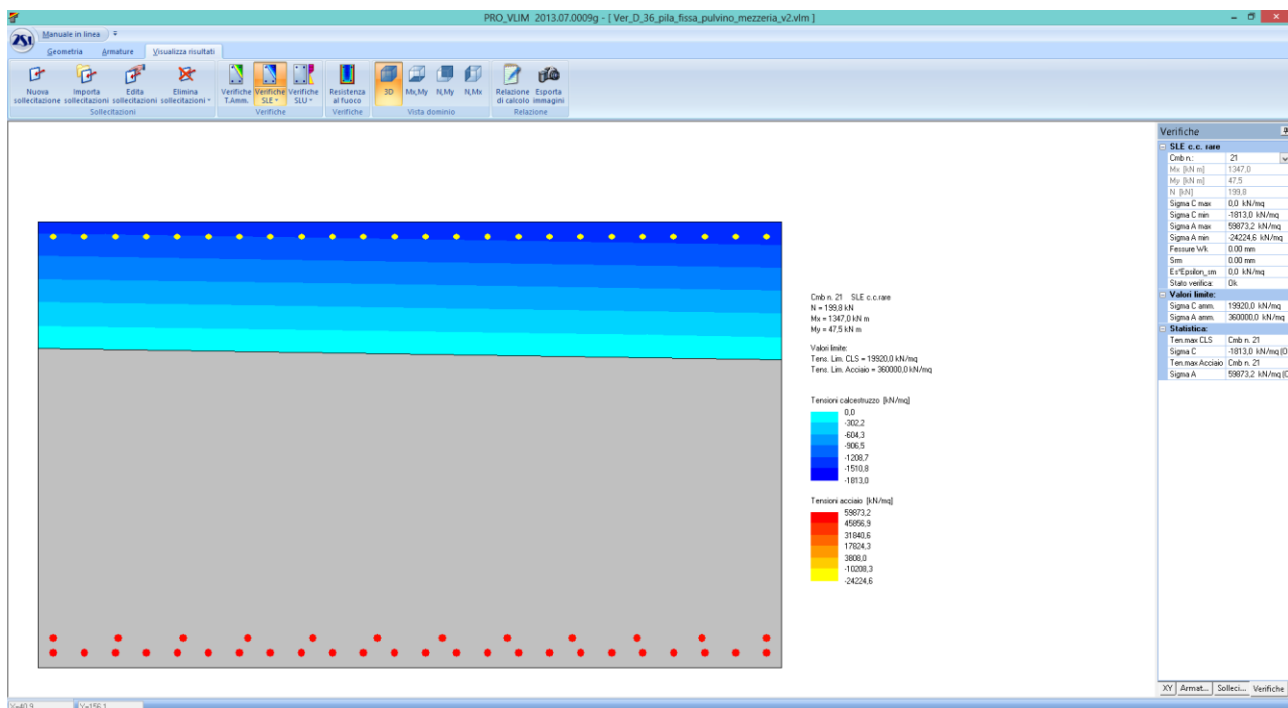
Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 14940,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,20$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
41 OK	931,8	-1,4	161,8	-1209,3	0,08	0,00	0,00

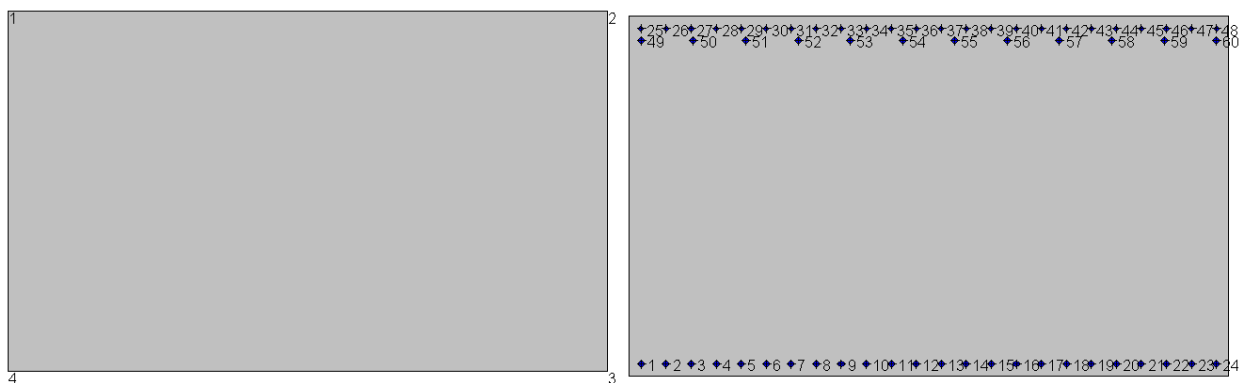
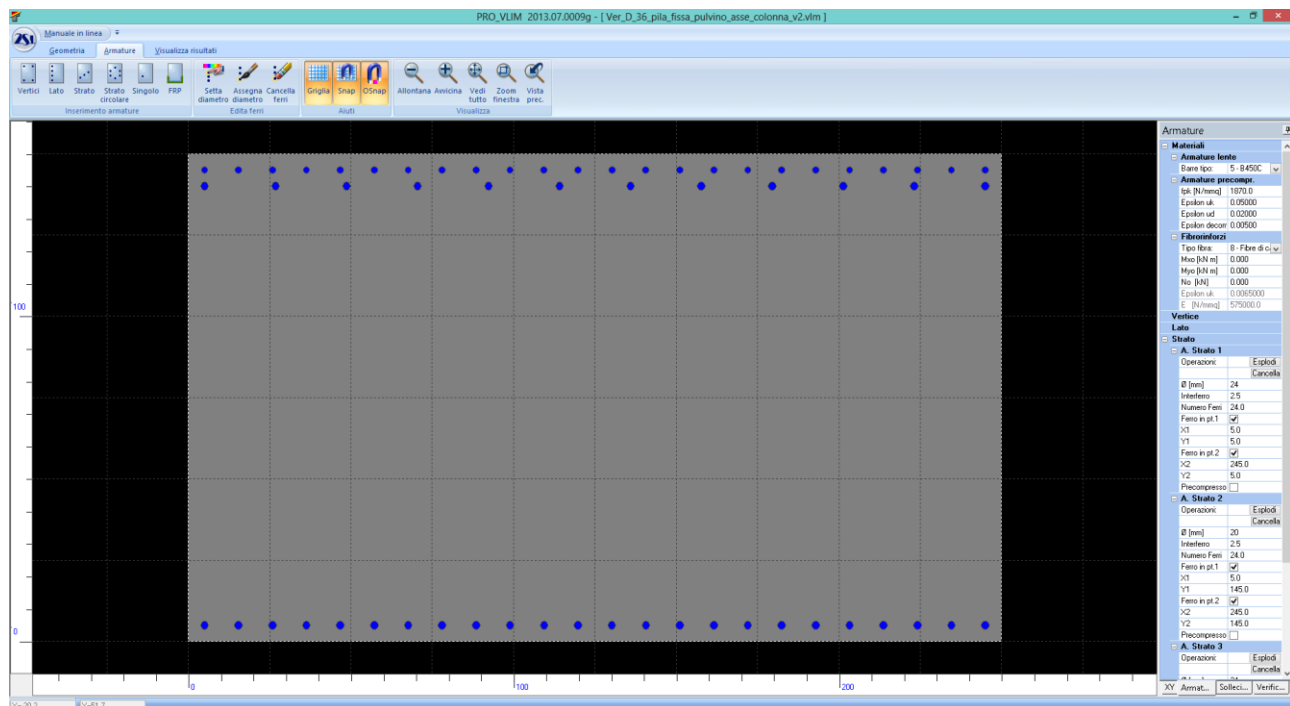
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 134 di 188



Tensioni – Comb. rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 135 di 188

## Pulvino asse colonna



### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	150,0
2	250,0	150,0
3	250,0	0,0
4	0,0	0,0

### Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	4,5	no
2	15,4	5,0	4,5	no
3	25,9	5,0	4,5	no
4	36,3	5,0	4,5	no
5	46,7	5,0	4,5	no
6	57,2	5,0	4,5	no

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 136 di 188

7	67,6	5,0	4,5	no
8	78,0	5,0	4,5	no
9	88,5	5,0	4,5	no
10	98,9	5,0	4,5	no
11	109,3	5,0	4,5	no
12	119,8	5,0	4,5	no
13	130,2	5,0	4,5	no
14	140,7	5,0	4,5	no
15	151,1	5,0	4,5	no
16	161,5	5,0	4,5	no
17	172,0	5,0	4,5	no
18	182,4	5,0	4,5	no
19	192,8	5,0	4,5	no
20	203,3	5,0	4,5	no
21	213,7	5,0	4,5	no
22	224,1	5,0	4,5	no
23	234,6	5,0	4,5	no
24	245,0	5,0	4,5	no
25	5,0	145,0	3,1	no
26	15,4	145,0	3,1	no
27	25,9	145,0	3,1	no
28	36,3	145,0	3,1	no
29	46,7	145,0	3,1	no
30	57,2	145,0	3,1	no
31	67,6	145,0	3,1	no
32	78,0	145,0	3,1	no
33	88,5	145,0	3,1	no
34	98,9	145,0	3,1	no
35	109,3	145,0	3,1	no
36	119,8	145,0	3,1	no
37	130,2	145,0	3,1	no
38	140,7	145,0	3,1	no
39	151,1	145,0	3,1	no
40	161,5	145,0	3,1	no
41	172,0	145,0	3,1	no
42	182,4	145,0	3,1	no
43	192,8	145,0	3,1	no
44	203,3	145,0	3,1	no
45	213,7	145,0	3,1	no
46	224,1	145,0	3,1	no
47	234,6	145,0	3,1	no
48	245,0	145,0	3,1	no
49	5,0	140,0	4,5	no
50	26,8	140,0	4,5	no
51	48,6	140,0	4,5	no
52	70,5	140,0	4,5	no
53	92,3	140,0	4,5	no
54	114,1	140,0	4,5	no
55	135,9	140,0	4,5	no
56	157,7	140,0	4,5	no
57	179,5	140,0	4,5	no
58	201,4	140,0	4,5	no
59	223,2	140,0	4,5	no
60	245,0	140,0	4,5	no

**Normativa di riferimento:**

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 137 di 188

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

**Materiali:**

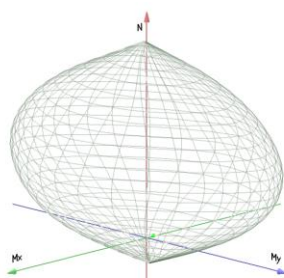
**Calcestruzzo classe: C28/35**

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm<sup>2</sup>  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30  
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012  
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



**Caratteristiche limite della sezione:**

$N_u$	$M_{xu}$	$M_{yu}$	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-9323,2	-472,1	0,0	Completamente tesa
70948,2	472,1	0,0	Completamente compressa
0,0	5924,1	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-6976,5	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	9941,7	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-9941,7	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:  
Verifica per  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  e  $N_u$  proporzionali (sigla verifica: P)  
Verifica con rapporto  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  assegnato (sigla verifica: M)  
Verifica con  $N_u$  costante (sigla verifica: N)

Cmb.	$N$	$M_x$	$M_y$	Tipo	$N_u$	$M_{xu}$	$M_{yu}$	$S_d/S_u$	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 138 di 188

1	288,2	-1725,7	1,9	P	1311,3	-7851,5	8,6	0,220	OK
				M	67330,3	-1721,7	1,9	0,000	
				N	288,2	-7170,1	7,8	0,240	
2	283,7	-2211,1	66,0	P	979,0	-7629,8	227,9	0,290	OK
				M	66494,6	-2206,8	65,9	0,000	
				N	283,7	-7166,0	214,0	0,310	
3	296,0	-2130,5	63,2	P	1068,4	-7689,2	228,1	0,280	OK
				M	66633,2	-2126,4	63,1	0,000	
				N	296,0	-7174,3	212,9	0,300	
4	274,7	-2119,9	46,4	P	989,5	-7637,3	167,0	0,280	OK
				M	66652,2	-2115,8	46,3	0,000	
				N	274,7	-7160,3	156,6	0,300	
5	290,1	-2010,6	34,8	P	1113,7	-7720,0	133,6	0,260	OK
				M	66840,2	-2006,7	34,7	0,000	
				N	290,1	-7170,8	124,1	0,280	
6	254,3	-1891,5	96,0	P	1030,0	-7662,2	388,9	0,250	OK
				M	67041,9	-1887,7	95,8	0,000	
				N	254,3	-7145,0	362,7	0,260	
7	262,0	-1857,8	95,1	P	1085,7	-7699,0	394,2	0,240	OK
				M	67100,0	-1853,8	94,9	0,000	
				N	262,0	-7150,2	366,1	0,260	
8	246,0	-1774,6	80,0	P	1065,4	-7686,1	346,5	0,230	OK
				M	67242,3	-1771,2	79,8	0,000	
				N	246,0	-7139,9	321,8	0,250	
9	254,5	-1743,2	75,2	P	1128,1	-7727,8	333,2	0,230	OK
				M	67297,6	-1739,0	75,0	0,000	
				N	254,5	-7145,7	308,1	0,240	
10	253,4	-1871,5	44,8	P	1038,5	-7669,7	183,5	0,240	OK
				M	67079,1	-1867,3	44,7	0,000	
				N	253,4	-7146,0	170,9	0,260	
11	261,1	-1837,8	43,9	P	1095,0	-7707,2	184,0	0,240	OK
				M	67136,7	-1833,8	43,8	0,000	
				N	261,1	-7151,2	170,7	0,260	
12	245,1	-1754,6	28,8	P	1074,9	-7694,2	126,1	0,230	OK
				M	67279,1	-1751,1	28,7	0,000	
				N	245,1	-7140,8	117,0	0,250	
13	253,6	-1723,2	23,9	P	1138,6	-7736,6	107,3	0,220	OK
				M	67334,1	-1719,0	23,9	0,000	
				N	253,6	-7146,5	99,2	0,240	
14	385,7	-2512,1	-188,6	P	1192,5	-7767,3	-583,0	0,320	OK
				M	65967,3	-2508,4	-188,3	0,010	
				N	385,7	-7230,9	-542,8	0,350	
15	455,9	-2975,0	62,8	P	1190,9	-7770,9	164,1	0,380	OK
				M	65171,8	-2971,0	62,8	0,010	
				N	455,9	-7281,7	153,8	0,410	
16	274,6	-1887,8	-30,8	P	1124,1	-7726,9	-126,2	0,240	OK
				M	67052,0	-1883,5	-30,8	0,000	
				N	274,6	-7160,5	-117,0	0,260	
17	43,7	-51,1	192,0	P	2710,5	-3170,1	11905,8	0,020	OK
				M	70109,8	-51,1	191,9	0,000	
				N	43,7	-2570,4	9653,3	0,020	
18	150,1	-887,5	268,4	P	1317,0	-7789,4	2356,0	0,110	OK
				M	68728,8	-886,4	268,1	0,000	
				N	150,1	-7026,7	2125,3	0,130	
19	19,7	-27,9	-198,5	P	1076,2	-1528,6	-10859,1	0,020	OK
				M	70145,7	-27,9	-198,4	0,000	
				N	19,7	-1390,8	-9880,0	0,020	
20	356,3	-2046,9	-24,5	P	1373,8	-7892,4	-94,4	0,260	OK
				M	66778,8	-2042,7	-24,4	0,000	
				N	356,3	-7215,4	-86,3	0,280	
42	-23,3	-1775,6	-266,5	P	-90,5	-6902,6	-1035,8	0,260	OK
				M	-7461,9	-1774,9	-266,4	0,000	
				N	-23,3	-6947,6	-1042,6	0,260	
43	265,7	-1211,2	-244,5	P	1783,1	-8128,1	-1641,0	0,150	OK
				M	68186,9	-1209,8	-244,3	0,000	
				N	265,7	-7130,6	-1439,6	0,170	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
------	---------	------------	------------	------	----------	-------------	-------------	-------	--------

Elaborato	Revisione		Data
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 139 di 188



15	455,9	-2975,0	62,8	P	1190,9	-7770,9	164,1	0,380	OK
14	385,7	-2512,1	-188,6	M	65967,3	-2508,4	-188,3	0,010	OK
15	455,9	-2975,0	62,8	N	455,9	-7281,7	153,8	0,410	OK

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 17400,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
21 OK	-1632,2	58,3	208,7	-2261,9	0,13	90902,4	0,25
22 OK	-1572,5	56,2	217,8	-2182,9	0,13	86991,8	0,24
23 OK	-1564,6	43,8	202,0	-2146,9	0,12	86751,8	0,24
24 OK	-1483,6	35,2	213,4	-2029,5	0,12	81334,2	0,23
25 OK	-1396,3	80,6	186,9	-1991,4	0,11	78285,3	0,22
26 OK	-1371,3	79,9	192,6	-1959,0	0,11	76583,9	0,21
27 OK	-1309,5	68,7	180,8	-1856,5	0,11	73042,8	0,20
28 OK	-1286,2	65,1	187,1	-1821,3	0,10	71347,4	0,20
29 OK	-1424,0	45,2	188,8	-1964,6	0,11	78918,8	0,22
30 OK	-1379,2	43,6	195,7	-1905,4	0,11	75986,8	0,21
31 OK	-1373,3	34,2	183,8	-1878,4	0,11	75806,3	0,21
32 OK	-1312,6	27,8	192,4	-1790,4	0,10	71744,7	0,20

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure:  $W_{kL} = 0,30 \text{ mm}$  (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	Wk	$W_k/W_{kL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
33 OK	-1611,3	58,3	221,2	0,00	0,00
34 OK	-1566,5	56,8	228,1	0,00	0,00
35 OK	-1560,6	47,4	216,2	0,00	0,00
36 OK	-1499,9	41,0	224,7	0,00	0,00
37 OK	-1433,2	75,0	204,8	0,00	0,00
38 OK	-1414,5	74,5	209,1	0,00	0,00
39 OK	-1368,3	66,1	200,2	0,00	0,00
40 OK	-1351,0	63,4	205,0	0,00	0,00

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

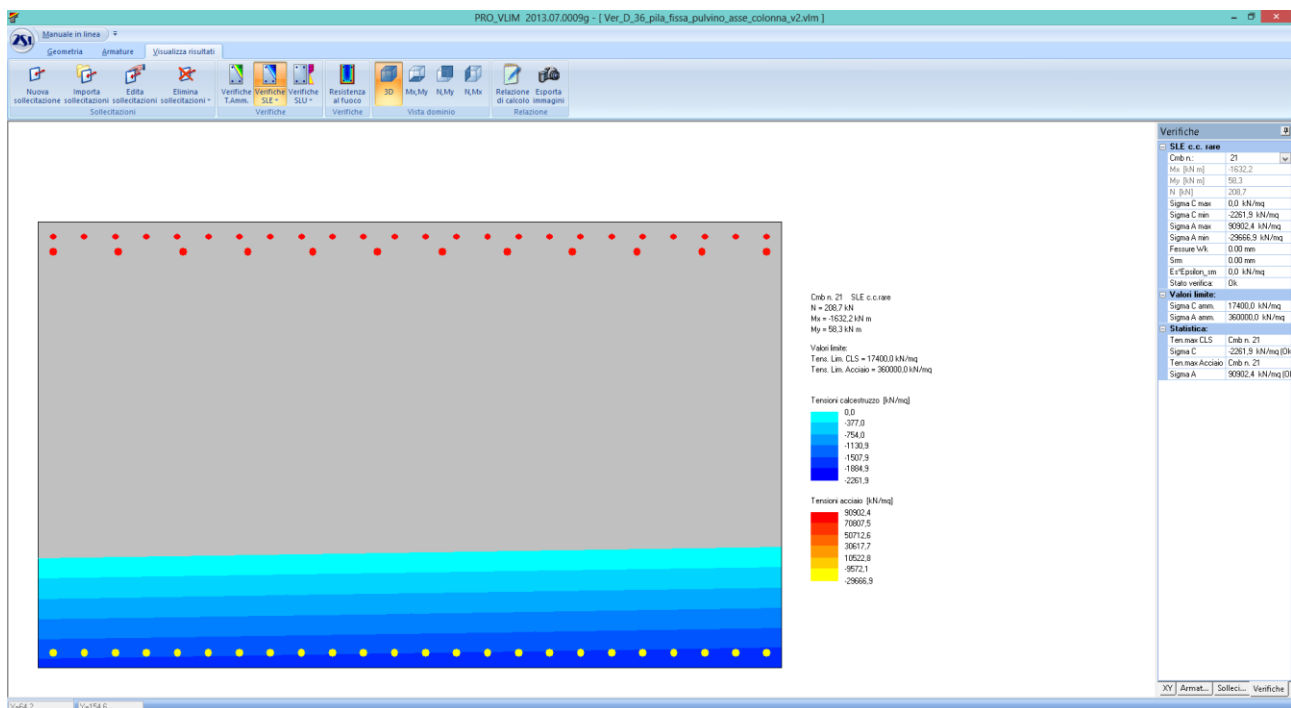
Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 13050,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,20 \text{ mm}$  (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	$W_k/W_{kL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
41 OK	-1281,6	1,7	214,7	-1709,2	0,13	0,00	0,00

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 140 di 188



Tensioni – Comb. rare

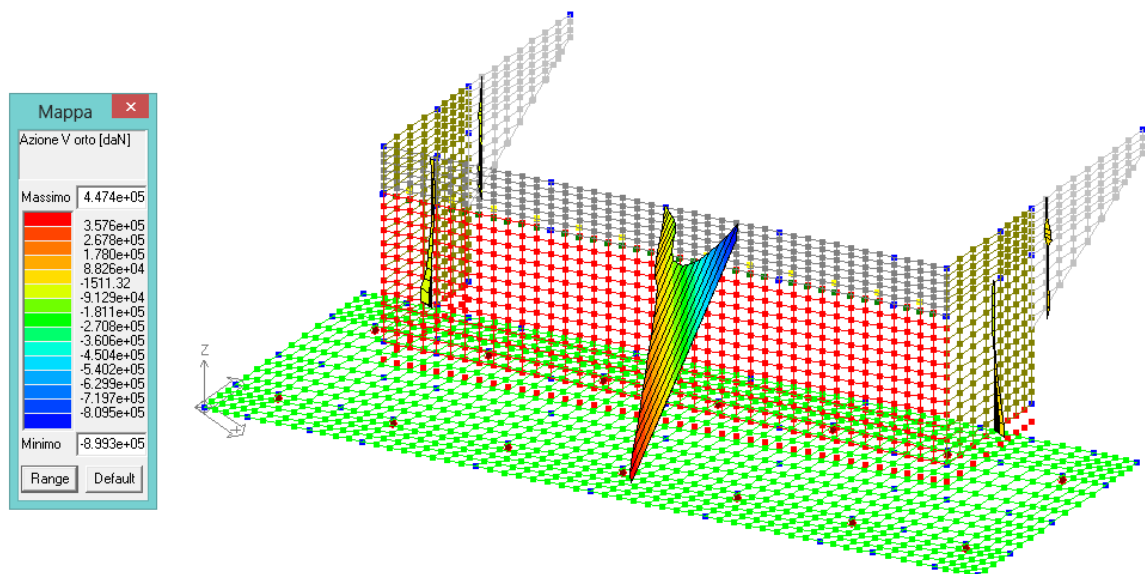
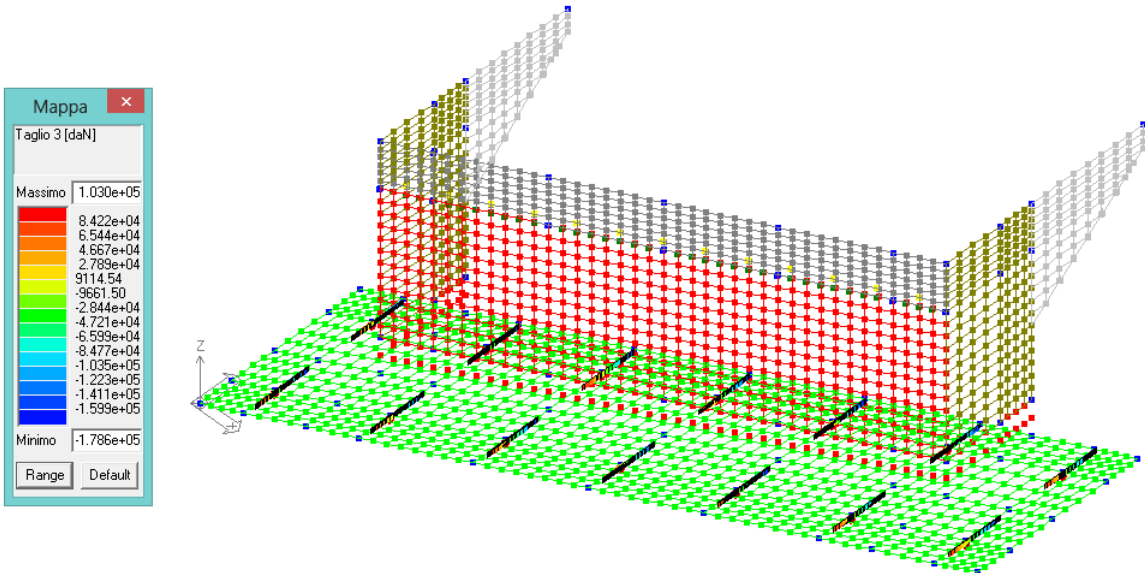
Le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 141 di 188

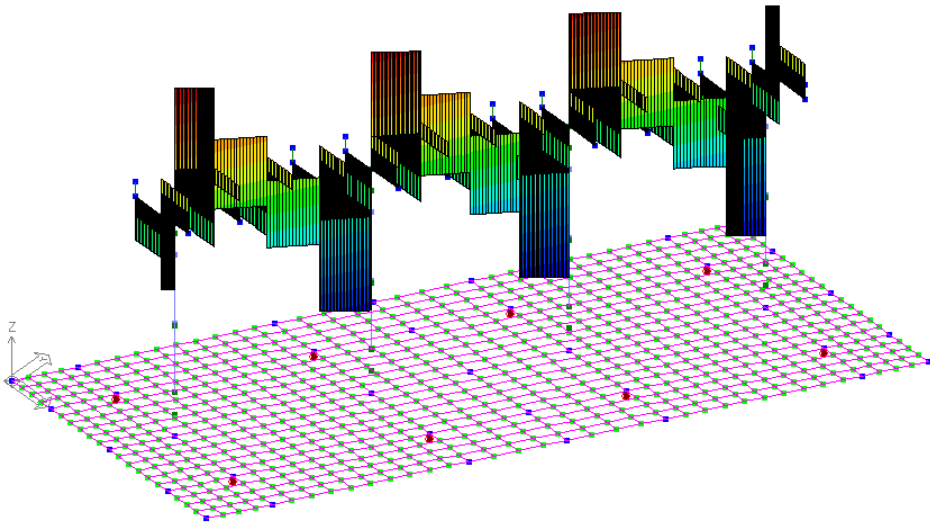
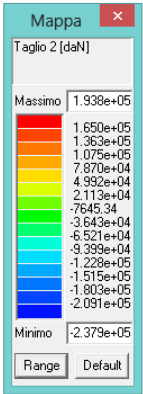
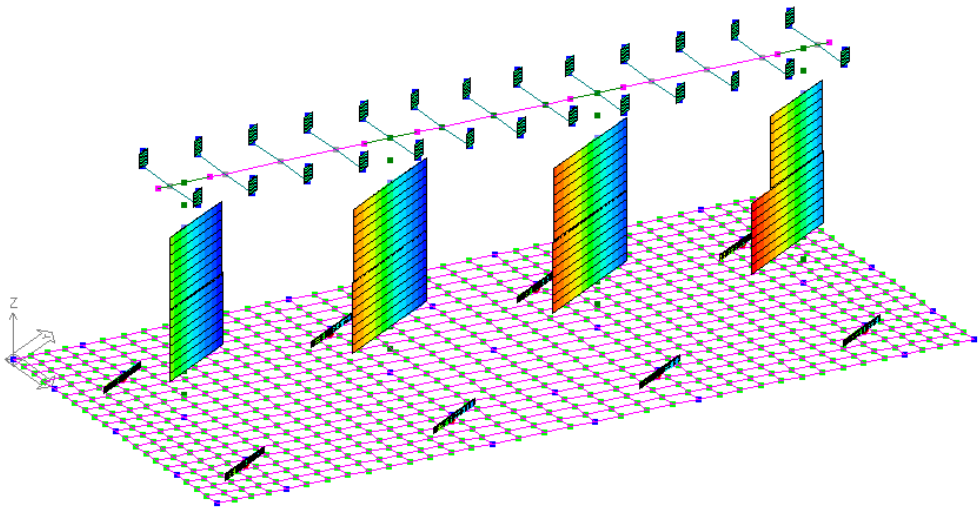
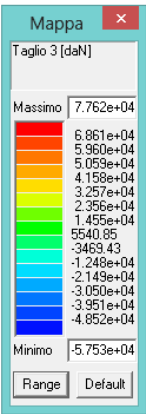
8.5.2 Verifica a taglio

Si riportano le verifiche a taglio per le sezioni analizzate in precedenza.  
I tagli massimi agli SLU agenti sono :

Spalla



**Pila**



Si riporta la verifica :

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 143 di 188

## SPALLA

### Palo

$T_{\max\_filo} = 1786 \text{ kN}$

$T_{\text{amm\_senza\_armatura}} = 394 \text{ kN}$

Verifica a taglio palo di fondazione			
Rck =	35 N/mm <sup>2</sup>		
fck =	28 N/mm <sup>2</sup>		
φ =	1200 mm		
c =	75 mm		
Apalo =	1130973,36 mm <sup>2</sup>		
Armatura :			
Staffe	12 mm		
Passo	90 mm		
Si arma con sole staffe			
Azioni di progetto		<u>Lato C/s</u>	Rad Sessadec.
Tx_max	178600 daN	θ =	0,46365 26,5650
Ty_max	0 daN	Vrd2 =	3669,12 kN
Tmax_slu	1786,00 kN	v =	0,560
		fcd =	18,67 N/mm <sup>2</sup>
B =	1200 mm	Ver.	
d =	1125 mm		
0.9*d =	1012,5 mm	<u>Lato Acciaio-staffe</u>	
ρl =	0 mm <sup>2</sup>	s =	1000 mm
		Asw =	2513 mm <sup>2</sup>
		Afst =	113 mm <sup>2</sup>
Resistenza senza armatura a taglio			
Vrd1 =	394,34 kN	Vrd3 =	1832,65 kN
τrd =	0,337 N/mm <sup>2</sup>	Vwdstaffe =	1438,31 kN
k =	1	fyk =	450 N/mm <sup>2</sup>
fctk,0.05 =	2,02 N/mm <sup>2</sup>	γacc =	1,15
γc =	1,5	fyd =	391,30 N/mm <sup>2</sup>
Occorre armatura a taglio		Ver.	

Si arma con spirale Ø12/20 cm raffittita a Ø12/10 cm per 2.50 m dalla sommità.

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 144 di 188

Plinto

$$T_{\max\_filo} = 745.89 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{amm\_senza\_armatura}} = 463.59 \text{ kN/m}$$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi: peso specifico: tensioni e resistenze momenti (flettente, ecc.) PESI SPECIFICI	kN, kNm, kNm <sup>2</sup> kNm <sup>3</sup> kNm <sup>2</sup> kNm γ = 24 kNm <sup>3</sup> (ds non armato) γ = 25 kNm <sup>3</sup> (ds armato)	LEGENDA 123 dati da inserire 123 valori calcolati risultati verifiche
se $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. minima a taglio se $V_{ed} > V_{Rd, \text{senza arm.}}$ armat. a taglio tale che: $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{con arm.}}$			
Elementi che non richiedono armatura a taglio ( $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ )			
$V_{ed}$ [kN]	463.59	$V_{Rd}$ [kN]	245.89 NON VERIFICATO a. deve armare a taglio
$A_{s, \text{cal}}$	8400		
$\sigma_s$	C32/40		
$R_{s, \text{cal}}$	40.00 (N/mm <sup>2</sup> )		
$f_{s, \text{cal}}$	32.00 (N/mm <sup>2</sup> )		
$f_{s, \text{lim}}$	2.12 (N/mm <sup>2</sup> )		
$\gamma_s$ in uso	1.50		
$V_{Rd}$ [kN]	409.19 [kN]	463.59 [kN]	
$\rho$	0.32		
$k = 1 + (200d)^{-1/4}$	1.37		
$\rho$	0.0015 [puro]		
$A_s$	2.260 [mm <sup>2</sup> ]		
$b_w$	1.000,00 [mm]		
$\sigma_{s, \text{cal}}$	0.00 (N/mm <sup>2</sup> )		
$N_{s, \text{cal}}$	0.00 [kN]		
$A_s$	1.500.000 [mm <sup>2</sup> ]		
$d$	1.460 [mm]		
$h$	1.500 [mm]		
$b$	1.000 [mm]		
$c$	40 [mm]		
Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{a, \text{min}}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2) lunghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace $N_{s, \text{cal}}/A_s$ 0.00 4.426666667 forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva) area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare) altezza utile sezione altezza sezione base sezione copriferro			
Elementi che richiedono armatura a taglio ( $V_{ed} > V_{Rd, \text{senza arm.}}$ )			
$V_{ed}$	7270.80 [kN]		
$f_{td}$	22.13 (N/mm <sup>2</sup> )		
$b_w$	1.000,00 [mm]		
$\alpha_s$	90 °		
$\cot \alpha_s$	0 [puro]		
$\theta$	46 °		
$\cot \theta$	1.00		
resistenza a compressione del ds per il taglio spessore minima anima continua in altezza angolo inclin. delle staffe angolo inclin. bielle compresse $\alpha_c = 1.00$ per membrature non compresse per $0 < \sigma_{ed} < 0.25 f_{td}$ per $0.25 f_{td} < \sigma_{ed} < 0.5 f_{td}$ per $0.5 f_{td} < \sigma_{ed} < f_{td}$			
Staffe			
$V_{ed, \text{top}}$	817.76 [kN]		
$A_{s, \text{top}}$	636 [mm <sup>2</sup> ]		
$s_{st}$	400 [mm]		
$f_{st}$	391.30 (N/mm <sup>2</sup> )		
$\phi_{s, \text{cal}}$	18 [mm]		
$n_{st}$	2.5 [puro]		
$\omega_{st}$	254.47 [mm <sup>2</sup> ]		
$f_{st}$	460 (N/mm <sup>2</sup> )		
$\gamma_s$ in uso	1.15 NTC 2008		
$\Delta$	1000 [mm]		
$n_{st}$	2.50 [puro]		
Taglio resistente staffe Area complessiva staffe passo staffe in senso longitudinale alla trave $f_{td}$ acciaio tipo B460 C Diametro staffe n. bracci verticali Area singolo braccio di staffa acciaio tipo B460 C lunghezza a tratto da armare n° staffe a taglio nel tratto			
Ferti piegati			
$V_{ed, \text{top}}$	0.00 [kN]		
$A_{s, \text{top}}$	402 [mm <sup>2</sup> ]		
$s_{st}$	1000 [mm]		
$f_{st}$	391.30 (N/mm <sup>2</sup> )		
$\phi_{s, \text{cal}}$	18 [mm]		
$n_{st}$	2 [puro]		
$\omega_{st}$	201 [mm <sup>2</sup> ]		
$f_{st}$	460 (N/mm <sup>2</sup> )		
$\gamma_s$ in uso	1.15		
$\Delta$	1000 [mm]		
$\alpha_{f, \text{top}}$	46		
$V_{ed, \text{top}}$	817.76 [kN]		
Taglio resistente ferti piegati (EC2) Area complessiva ferti piegati passo ferti piegati in senso long. $f_{td}$ dell'acciaio dei ferti piegati Diametro ferti piegati n. ferti piegati Area diam. singolo ferro piegato acciaio tipo B460 C lunghezza a tratto da armare inclinaz. ferti piegati			
$V_{ed}$ [kN]	817.76	$V_{Rd}$ [kN]	745.89 VERIFICATO
Verifica armatura trasversale minima $A_{s, \text{min}}$ 1590 [mm <sup>2</sup> ] area armatura a taglio e la lunghezza $\Delta$ $A_{s, \text{min}}$ 1500 [mm <sup>2</sup> /m] VERIFICATO Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe. VERIFICATO			
Verifica passo staffe $s_{st}$ 400 [mm] passo staffe $s_{st, \text{min}}$ 1168 [mm] passo minimo staffe VERIFICATO			

Occorre specifica armatura a taglio pari a staffe  $\phi 18/40 \times 40$  cm per  $L=1.00$  m a partire dal filo dell'elevazione.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 145 di 188

## Elevazione

$T_{\max\_filo} = 549.83 \text{ kN/m}$

$T_{\text{amm\_senza\_armatura}} = 551 \text{ kN/m}$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm <sup>2</sup>	
	peso specifico:	kNm <sup>3</sup>	
	tensioni e resistenze	N/mm <sup>2</sup>	
	momenti (flettente, ecc.)	kNm	
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)		
	$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)		
<div> <div>se <math>V_{sd} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}</math></div> <div>armat. minima a taglio</div> </div>			
<div> <div>se <math>V_{sd} &gt; V_{Rd, \text{senza arm.}}</math></div> <div>armat. a taglio tale che: <math>V_{sd} \leq V_{Rd, \text{con arm.}}</math></div> </div>			
Elementi che non richiedono armatura a taglio			
$V_{1,Ed}$ [kN]	603,15	$V_{Ed}$ [kN]	549,83
Acciaio =	B450C	VERIFICATO armatura a taglio minima	
Cls =	C32/40		
$R_{ct}$ =	40,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{ct}$ =	32,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{ct, \text{ess}}$ =	2,12 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_c$ in uso =	1,30		
$V_{Rd}$ [kN]	603,15	$V_{Ed}$ [kN]	551,19
$\nu_{tr}$ =	0,32		
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,37	$\leq 2$	1,37
$\rho =$	0,0031 [puro]	$\leq 0,02$	0,0031
$A_{st}$ =	4520 [mm <sup>2</sup> ]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{d, \text{tr}}$ oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2)	
$b_w$ =	1000,00 [mm]	larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace	
$\sigma_{cp}$ =	0,40 [N/mm <sup>2</sup> ]	$N_{Ed}/A_c$	0,40
$N_{Ed}$ =	600,00 [kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)	
$A_c$ =	1500000 [mm <sup>2</sup> ]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)	
$d$ =	1460 [mm]	altezza utile sezione	
$h$ =	1500 [mm]	altezza sezione	
$b$ =	1000 [mm]	base sezione	
$\phi_s$ =	40 [mm]	copilferro	

LEGENDA

123 dati da inserire

123 valori calcolati

valori notevoli

risultati verifiche

Non occorre specifica armatura a taglio.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 146 di 188

## PILA

### Palo

$$T_{\max\_filo} = 354.40 \text{ kN}$$

$$T_{\text{amm\_senza\_armatura}} = 394.34 \text{ kN}$$

Verifica a taglio palo di fondazione			
Rck =	35 N/mm <sup>2</sup>		
fck =	28 N/mm <sup>2</sup>		
φ =	1200 mm		
c =	75 mm		
Apalo =	1130973,36 mm <sup>2</sup>		
Armatura :			
Staffe	12 mm		
Passo	200 mm		
Azioni di progetto		Si arma con sole staffe	
Tx_max	35440 daN	Lato C/s	
Ty_max	0 daN	θ =	0,46365 Rad 26,5650 Sessadec.
Tmax_slu	354,40 kN	Vrd2 =	3669,12 kN
		v =	0,560
		fcd =	18,67 N/mm <sup>2</sup>
B =	1200 mm	Ver.	
d =	1125 mm		
0.9*d =	1012,5 mm	Lato Acciaio-staffe	
pl =	0 mm <sup>2</sup>	s =	1000 mm
		Asw =	1131 mm <sup>2</sup>
		Afst =	113 mm <sup>2</sup>
Resistenza senza armatura a taglio			
Vrd1 =	394,34 kN	Vrd3 =	1 041,58 kN
τ <sub>rd</sub> =	0,337 N/mm <sup>2</sup>	Vwdstaffe =	647,24 kN
k =	1	fyk =	450 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ctk,0.05</sub> =	2,02 N/mm <sup>2</sup>	γ <sub>acc</sub> =	1,15
γ <sub>c</sub> =	1,5	f <sub>yd</sub> =	391,30 N/mm <sup>2</sup>
Ver.		Ver.	

Si arma con spirale Ø12/20 cm raffittita a Ø12/10 cm per 2.50 m dalla sommità.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 147 di 188



Plinto

$T_{\max\_filo} = 573.88 \text{ kN/m}$

$T_{\text{amm\_senza\_armatura}} = 463 \text{ kN/m}$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi: peso specifico: tensioni e resistenze momenti (flettenti, ecc.) $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ (cls non armato) $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (cls armato)	kN, kNm, kNm <sup>2</sup> kNm <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> kNm	LEGENDA 123 dati da inserire 123 valori calcolati valori notevoli risultati verifiche
PESI SPECIFICI			
<div> <div>se <math>V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}</math> armat. minima a taglio</div> <div>se <math>V_{ed} &gt; V_{Rd, \text{senza arm.}}</math> armat. a taglio tale che: <math>V_{ed} \leq V_{Rd, \text{con arm.}}</math></div> </div>			
Elementi che non richiedono armatura a taglio ( $V_{ed} \leq V_{Rd, \text{senza arm.}}$ )			
$V_{ed}$ [kN]	463.59	$V_{Rd}$ [kN]	573.88 NON VERIFICATO si deve armare a taglio
Acciaio	B400C		
Clas	C32/40		
$R_{yk}$	40.00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{yk}$	32.00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{yk, \text{ass}}$	2.12 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_{\text{in uso}}$	1.50		
$V_{ed}$ [kN]	409.19	$V_{Rd}$ [kN]	463.59
$\gamma_{\text{in uso}}$	0.32		
$k = 1 + (200d)^{-0.5}$	1.37	$\leq 2$	1.37
$\rho$	0.0015 [puro]	$\leq 0.02$	0.0015
$A_s$	2.260 [mm <sup>2</sup> ]		
$b_w$	1.000,00 [mm]		
$\sigma_{yk}$	0.00 [N/mm <sup>2</sup> ]	$N_{yk}/A_s$	0.00 4.42666667
$N_{yk}$	0.00 [kN]		
$A_s$	1.500.000 [mm <sup>2</sup> ]		
$d$	1.460 [mm]		
$h$	1.500 [mm]		
$b$	1.000 [mm]		
$c$	40 [mm]		
<p>Area armat. in trazione che si estende per non meno di <math>d + l_{\text{anc}}</math> oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2)</p> <p>lunghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace</p> <p>forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)</p> <p>area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)</p> <p>altezza utile sezione</p> <p>altezza sezione</p> <p>base sezione</p> <p>copriferro</p>			
Elementi che richiedono armatura a taglio ( $V_{ed} > V_{Rd, \text{senza arm.}}$ )			
$V_{ed}$	7270.80 [kN]		
$f_{yk}$	22.13 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$b_w$	1.000,00 [mm]		
$\alpha_c$	90°		
$\cot \alpha_c$	0 [puro]		
$\theta$	45°		
$\cot \theta$	1.00		
<p>resistenza a compressione del cls per il taglio</p> <p>spessore minima anima continua in altezza</p> <p>angolo inclin. dell'e staffe</p> <p>angolo inclin. bielle compresse</p> <p><math>\cot \theta &lt; 2.5</math> VERIFICATO</p>			
<p>Staffe</p> <p><math>V_{ed, \text{tr}}</math> 817.78 [kN] Taglio resistente staffe</p> <p><math>A_{s, \text{tr}}</math> 638 [mm<sup>2</sup>] Area complessiva staffe</p> <p><math>s_{tr}</math> 400 [mm] passo staffe in senso longitudinale alla trave</p> <p><math>f_{yk}</math> 391.30 [N/mm<sup>2</sup>] <math>f_{yk}</math> acciaio tipo B400C</p> <p><math>\Phi_{s, \text{tr}}</math> 18 [mm] Diametro staffe</p> <p><math>n_{s, \text{tr}}</math> 2.5 [puro] n. bracci verticali</p> <p><math>\sigma_{yk}</math> 254.47 [N/mm<sup>2</sup>] Area singolo braccio di staffe</p> <p><math>f_{yk}</math> 450 [N/mm<sup>2</sup>] acciaio tipo B400C</p> <p><math>\gamma_{\text{in uso}}</math> 1.15 NTC 2008</p> <p><math>\Delta</math> 1000 [mm] lunghezza a tratto da armare</p> <p><math>n_s</math> 2.50 [puro] n° staffe a taglio nel tratto</p>			
<p>Fermi piegati</p> <p><math>V_{ed, \text{tr}}</math> 0.00 [kN] Taglio resistente fermi piegati (EC2)</p> <p><math>A_{s, \text{tr}}</math> 402 [mm<sup>2</sup>] Area complessiva fermi piegati</p> <p><math>s_{tr}</math> 1000 [mm] passo fermi piegati in senso long.</p> <p><math>f_{yk}</math> 391.30 [N/mm<sup>2</sup>] <math>f_{yk}</math> dell'acciaio dei fermi piegati</p> <p><math>\Phi_{s, \text{tr}}</math> 18 [mm] Diametro fermi piegati</p> <p><math>n_{tr}</math> 2 [puro] n. fermi piegati</p> <p><math>\sigma_{yk}</math> 201 [N/mm<sup>2</sup>] Area diam. singolo ferro piegato</p> <p><math>f_{yk}</math> 450 [N/mm<sup>2</sup>] acciaio tipo B400C</p> <p><math>\gamma_{\text{in uso}}</math> 1.15</p> <p><math>\Delta</math> 1000 [mm] lunghezza a tratto da armare</p> <p><math>\alpha_{1, \text{tr}}</math> 45° 0.7854 [°] - [rad] inclinaz. fermi piegati</p> <p><math>V_{ed, \text{tr}}</math> 817.78 [kN]</p>			
$V_{ed}$ [kN]	817.78	$V_{Rd}$ [kN]	573.88 VERIFICATO
Verifica armatura trasversale minima			
$A_{s, \text{tr}}$	1590 [mm <sup>2</sup> ]		
$A_{s, \text{tr}}$	1500 [mm <sup>2</sup> ]		
Verifica passo staffe			
$s_{tr}$	400 [mm]		
$s_{tr, \text{min}}$	1168 [mm]		
$n_s$	3 [puro]		
<p>area armatura a taglio stile lunghezza <math>\Delta</math></p> <p>Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe. VERIFICATO</p> <p>passo staffe</p> <p>passo minimo staffe</p> <p>n. staffe nel tratto (<math>n_{s, \text{min}}=3</math>) NON VERIFICATO</p>			

Si arma con staffe  $\varnothing 18/40 \times 40 \text{ cm}$  per  $L = 100 \text{ cm}$  dal filo.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 148 di 188

### Elevazione colonne

$T_{\max\_filo} = 776.20 \text{ kN}$

$T_{\text{amm\_senza\_armatura}} = 523 \text{ kN}$

Verifica a taglio palo di fondazione			
Rck =	40	N/mm <sup>2</sup>	
fck =	32	N/mm <sup>2</sup>	
φ =	1300	mm	
c =	40	mm	
Apalo =	1327322,9	mm <sup>2</sup>	
Armatura :			
Staffe	12	mm	
Passo	200	mm	
Si arma con sole staffe			
Azioni di progetto		<u>Lato C/s</u>	Rad Sessadec.
T <sub>x_max</sub>	77620	daN	θ = 0,46365 26,5650
T <sub>y_max</sub>	0	daN	V <sub>rd2</sub> = 4906,13 kN
T <sub>max_slu</sub>	776,20	kN	v = 0,540
			f <sub>cd</sub> = 21,33 N/mm <sup>2</sup>
B =	1300	mm	Ver.
d =	1260	mm	
0.9*d =	1134	mm	<u>Lato Acciaio-staffe</u>
ρ <sub>l</sub> =	0	mm <sup>2</sup>	s = 1000 mm
			A <sub>sw</sub> = 1131 mm <sup>2</sup>
			A <sub>fst</sub> = 113 mm <sup>2</sup>
Resistenza senza armatura a taglio			
V <sub>rd1</sub> =	523,02	kN	V <sub>rd3</sub> = 1 247,92 kN
τ <sub>rd</sub> =	0,368	N/mm <sup>2</sup>	V <sub>wdstaffe</sub> = 724,91 kN
k =	1		f <sub>yk</sub> = 450 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ctk,0.05</sub> =	2,21	N/mm <sup>2</sup>	γ <sub>acc</sub> = 1,15
γ <sub>c</sub> =	1,5		f <sub>yd</sub> = 391,30 N/mm <sup>2</sup>
Occorre armatura a taglio		Ver.	

Si arma con spirale Ø16/20 cm o con anelli Ø16/20 cm, raffittiti agli estremi a 10 cm.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 149 di 188

## Pulvino

$$T_{\max\_filo} = 2379 \text{ kN}$$

$$T_{\text{amm\_senza\_armatura}} = 1196 \text{ kN}$$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi: peso specifico: tensioni e resistenze momenti (flettente, ecc.)	kN, kNm, kNm <sup>2</sup> kNm <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> kNm	LEGENDA 123 dati da inserire 123 valori calcolati valori notevoli risultati verifiche
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (ds non armato) $\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (ds armato)		
se $V_{ed} \leq V_{Rd1}$ senza arm. armat. minima a taglio se $V_{ed} > V_{Rd1}$ senza arm. armat. a taglio tale che: $V_{ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2}$			
<b>Elementi che non richiedono armatura a taglio</b> ( $V_{ed} \leq V_{Rd1}$ senza arm.)			
$V_{ed}$ [kN]	1196,48	<	$V_{Rd1}$ [kN] = 2379,00 <b>NON VERIFICATO</b> si deve armare a taglio
Acciaio =	B400C		
Classe =	C32/40		
$R_{yk}$ =	40,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{yk}$ =	32,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{yk,des}$ =	2,12 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_{c, in uso}$ =	1,30		
$V_{Rd1}$ [kN]	1196,48		1158,87 [kN]
$\eta_{min}$ =	0,32		
$k = 1 + (200d)^{-1/4}$	1,37	$\leq 2$	1,37
$\rho = 0,0025$ [puro]		$\leq 0,02$	0,0025
$A_s$ =	9 040 [mm <sup>2</sup> ]		
$b_w$ =	2 500,00 [mm]		
$\sigma_{yk}$ =	0,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$N_{yk}$ =	0,00 [kN]		
$A_s$ =	3 750 000 [mm <sup>2</sup> ]		
$d$ =	1 490 [mm]		
$h$ =	1 500 [mm]		
$b$ =	2 500 [mm]		
$c$ =	40 [mm]		
Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{d, max}$ oltre la sez. consid. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2)			
larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace $N_{yk}/A_c$ 0,00 4,42666667			
forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva) area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare) altezza utile sezione altezza sezione base sezione coprifondo			
<b>Elementi che richiedono armatura a taglio</b> ( $V_{ed} > V_{Rd1}$ senza arm.)			
$V_{ed}$ [kN]	18177,00		
$f_{yk}$ =	22,13 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$b_w$ =	2 500,00 [mm]		
$\alpha_c$ =	90°		
$\cot \alpha_c$ =	0 [puro]		
$\theta$ =	45°		
$\cot \theta$ =	1,00		
resistenza a compressione del ds per il taglio spessore minima anima continua in altezza angolo inclin. delle staffe angolo inclin. bielle compresse $\cot \theta < 2,5$ <b>VERIFICATO</b>			
<b>Staffe</b>			
$V_{Rd1}$ [kN]	5233,85		
$A_{s, max}$ =	1018 [mm <sup>2</sup> ]		
$s_{max}$ =	100 [mm]		
$f_{yk}$ =	391,30 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\phi_{s, max}$ =	18 [mm]		
$n_{s, max}$ =	4 [puro]		
$\omega_{s, max}$ =	254,47 [mm <sup>2</sup> ]		
$f_{yk}$ =	450 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_{c, in uso}$ =	1,15		
$\Delta$ =	1000 [mm]		
$n_s$ =	10,00 [puro]		
Taglio resistente staffe Area complessiva staffe passo staffe in senso longitudinale alla trave $f_{yk}$ acciaio tipo B400C Diametro staffe n. bracci verticali Area singolo braccio di staffa acciaio tipo B400C lunghezza a tratto da armare n° staffe a taglio nel tratto			
<b>Fermi piegati</b>			
$V_{Rd1}$ [kN]	0,00		
$A_{s, max}$ =	402 [mm <sup>2</sup> ]		
$s_{max}$ =	1000 [mm]		
$f_{yk}$ =	391,30 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\phi_{s, max}$ =	16 [mm]		
$n_{s, max}$ =	2 [puro]		
$\omega_{s, max}$ =	201 [mm <sup>2</sup> ]		
$f_{yk}$ =	450 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_{c, in uso}$ =	1,15		
$\Delta$ =	1000 [mm]		
$\alpha_{f, p}$ =	45°		
$V_{Rd1}$ [kN]	5233,85		
Taglio resistente fermi piegati (EC2) Area complessiva fermi piegati passo fermi piegati in senso long. $f_{yk}$ dell'acciaio dei fermi piegati Diametro fermi piegati n. fermi piegati Area diam. singolo ferro piegato acciaio tipo B400C lunghezza a tratto da armare inclinaz. fermi piegati			
$V_{ed}$ [kN]	5233,85	>	$V_{Rd1}$ [kN] = 2379,00 <b>VERIFICATO</b>
<b>Verifica armatura trasversale minima</b>			
$A_{s, min}$ =	10179 [mm <sup>2</sup> ]		
$A_{s, min}$ =	3750 [mm <sup>2</sup> ]		
area armatura a taglio nella lunghezza $\Delta$ <b>VERIFICATO</b>			
<b>Verifica passo staffe</b>			
$s_{max}$ =	100 [mm]		
$s_{min}$ =	1188 [mm]		
$n_s$ =	10 [puro]		
passo staffe passo minimo staffe n. staffe nel tratto ( $n_{s, max}=3$ ) <b>VERIFICATO</b>			

Si arma con staffe  $\varnothing 18/4$  br/20 cm raffittite passo 10 cm per  $L = 100$  cm da asse pila.

Le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 150 di 188

### 8.5.3 Verifica paraghiaia

Si riportano le verifiche per il paraghiaia spessore minimo 30 cm, altezza massima 2.36 m e calcestruzzo C32/40 in ambiente aggressivo armato con  $\varnothing 20/20$  cm e ripartizione  $\varnothing 16/20$  cm.

La geometria massima dell'opera in oggetto è di altezza massima 2.00 m e spessore 30 cm. Seguono i carichi relativi :

$$N_{pp} = 0.30 \times 2.00 \times 25 = 15.00 \text{ kN/m}$$

Spinta del terreno a tergo:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$h_{tot} = 2.00 \text{ m}$$

$$q_{t\_ka} = \gamma_t \times h_{tot} \times k_a = 9.52 \text{ kN/mq}$$

$$Hq_{t\_ka} = q_{t\_ka} \times h/2 = 9.52 \text{ kN/m}$$

$$Mq_{t\_ka} = Hq_{t\_ka} \times h/3 = 6.35 \text{ kNm/m}$$

Spinta del sovraccarico accidentale sul terreno a tergo:

$$q_{acc} = 20 \text{ kN/mq}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$q_{acc\_ka} = q_{acc} \times k_a = 4.76 \text{ kN/mq}$$

$$Hq_{acc\_ka} = q_{acc} \times h = 9.52 \text{ kN/m}$$

$$Mq_{acc\_ka} = Hq_{acc} \times h/2 = 9.52 \text{ kNm/m}$$

Sovraspinta sismica del terreno a tergo (Wood):

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$h_t^* = 2.00 \text{ m}$$

$$a_g/g = 0.205$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

$$\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t = 11.52 \text{ kN/mq}$$

$$H\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t \times h = 23.03 \text{ kN/m}$$

$$M\Delta q_{ss} = H\Delta q_{ss} \times h/2 = 23.03 \text{ kNm/m}$$

Frenamento-paraghiaia:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 151 di 188

$$H_{fren} = Q_{1k} \times 0.60 = 180 \text{ kN}$$

$$L_{trasv\_min} = 9.00 \text{ m}$$

$$N_{fren} = Q_{1k}/L_{trasv} = 33.33 \text{ kN/m}$$

$$H_{fren} = H_{fren}/L_{trasv} = 20.00 \text{ kN/m}$$

$$M_{fren} = H_{fren} \times h = 40.00 \text{ kNm/m}$$

Le azioni di verifica adottate a favore di sicurezza sono quelle per la geometria massima assoluta :

$$N_{pp} = 0.30 \times 2.36 \times 25 = 17.70 \text{ kN/m}$$

Spinta del terreno a tergo:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$h_{tot} = 2.36 \text{ m}$$

$$q_{t\_ka} = \gamma_t \times h_{tot} \times k_a = 11.23 \text{ kN/mq}$$

$$H_{q_{t\_ka}} = q_{t\_ka} \times h/2 = 13.25 \text{ kN/m}$$

$$M_{q_{t\_ka}} = H_{q_{t\_ka}} \times h/3 = 10.42 \text{ kNm/m}$$

Spinta del sovraccarico accidentale sul terreno a tergo:

$$q_{acc} = 20 \text{ kN/mq}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$q_{acc\_ka} = q_{acc} \times k_a = 4.76 \text{ kN/mq}$$

$$H_{q_{acc\_ka}} = q_{acc} \times h = 11.23 \text{ kN/m}$$

$$M_{q_{acc\_ka}} = H_{q_{acc\_ka}} \times h/2 = 23.67 \text{ kNm/m}$$

Sovraspinta sismica del terreno a tergo (Wood):

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$h_t^* = 2.36 \text{ m}$$

$$a_g/g = 0.205$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

$$\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t = 13.59 \text{ kN/mq}$$

$$H\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t \times h = 32.08 \text{ kN/m}$$

$$M\Delta q_{ss} = H\Delta q_{ss} \times h/2 = 37.86 \text{ kNm/m}$$

Frenamento-paraghiaia:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 152 di 188

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$H_{fren} = Q_{1k} \times 0.60 = 180 \text{ kN}$$

$$L_{trasv\_min} = 9.00 \text{ m}$$

$$N_{fren} = Q_{1k}/L_{trasv} = 33.33 \text{ kN/m}$$

$$H_{fren} = H_{fren}/L_{trasv} = 20.00 \text{ kN/m}$$

$$M_{fren} = H_{fren} \times h = 47.20 \text{ kNm/m}$$

Le combinazioni di verifica sono le seguenti :

### **SLE**

$$N_{SLE} = 51.00 \text{ kN/m}$$

$$H_{SLE} = 44.48 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLE} = 81.29 \text{ kNm/m}$$

### **SLU**

$$N_{SLU} = 68.85 \text{ kN/m}$$

$$H_{SLU} = 60.05 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLU} = 109.74 \text{ kNm/m}$$

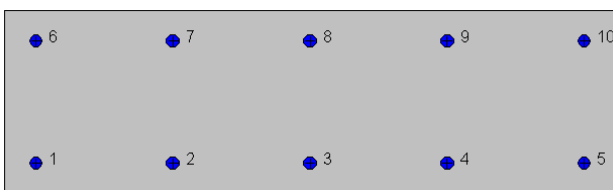
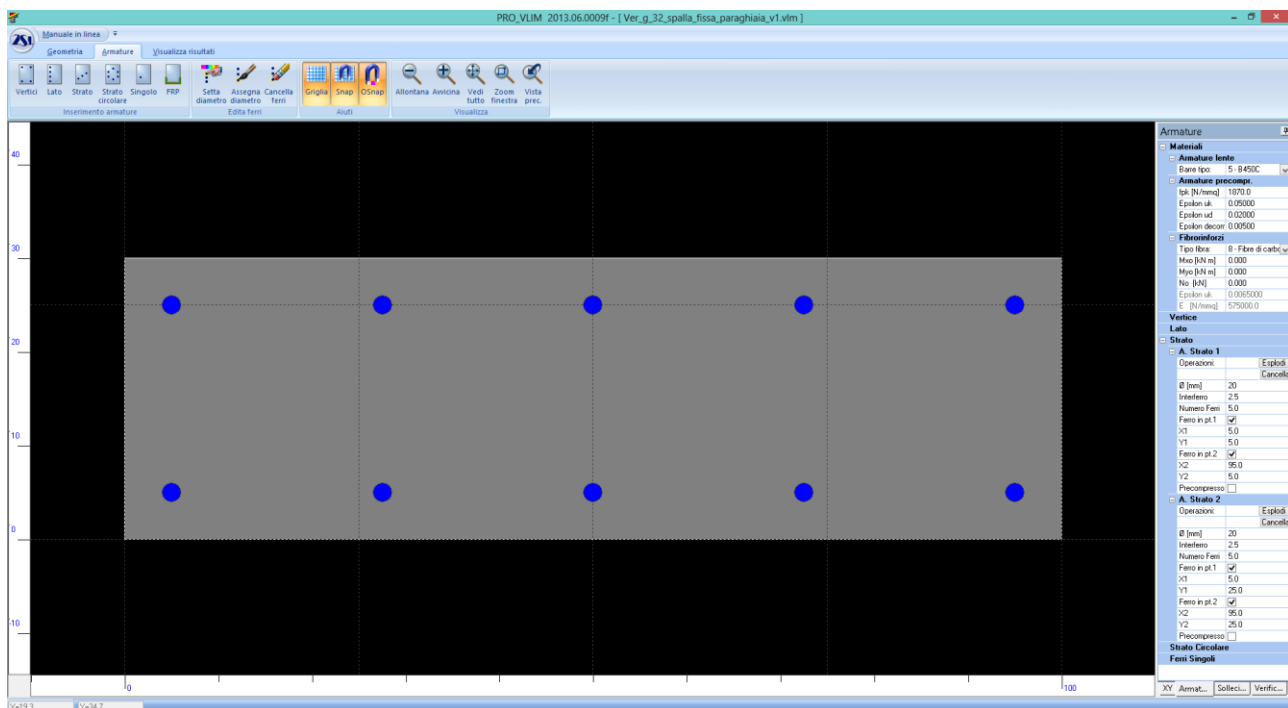
### **SLV**

$$N_{SLV} = 17.70 \text{ kN/m}$$

$$H_{SLV} = 45.33 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLV} = 48.28 \text{ kNm/m}$$

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 153 di 188



### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	30,0
3	100,0	30,0
4	100,0	0,0

### Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	3,1	no
2	27,5	5,0	3,1	no
3	50,0	5,0	3,1	no
4	72,5	5,0	3,1	no
5	95,0	5,0	3,1	no
6	5,0	25,0	3,1	no
7	27,5	25,0	3,1	no
8	50,0	25,0	3,1	no
9	72,5	25,0	3,1	no
10	95,0	25,0	3,1	no

### Normativa di riferimento:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 154 di 188

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

**Materiali:**

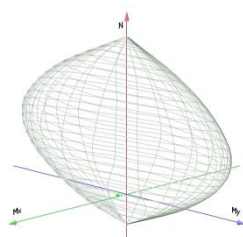
**Calcestruzzo classe: C32/40**

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012  
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1229,3	0,0	0,0	Completamente tesa
6520,6	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	143,4	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-143,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	537,2	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-537,2	Fibre di destra tese

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:  
 Verifica per  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  e  $N_u$  proporzionali (sigla verifica: P)  
 Verifica con rapporto  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  assegnato (sigla verifica: M)  
 Verifica con  $N_u$  costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	68,9	109,7	0,0	P	96,2	153,4	0,0	0,710	OK
				M	5473,6	109,6	0,0	0,010	

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 155 di 188



3	17,7	48,3	0,0	N	68,9	150,6	0,0	0,730	OK
				P	54,7	149,1	0,0	0,320	
				M	6056,8	48,2	0,0	0,000	
				N	17,7	145,3	0,0	0,330	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	68,9	109,7	0,0	P	96,2	153,4	0,0	0,710	OK
1	68,9	109,7	0,0	M	5473,6	109,6	0,0	0,010	OK
1	68,9	109,7	0,0	N	68,9	150,6	0,0	0,730	OK

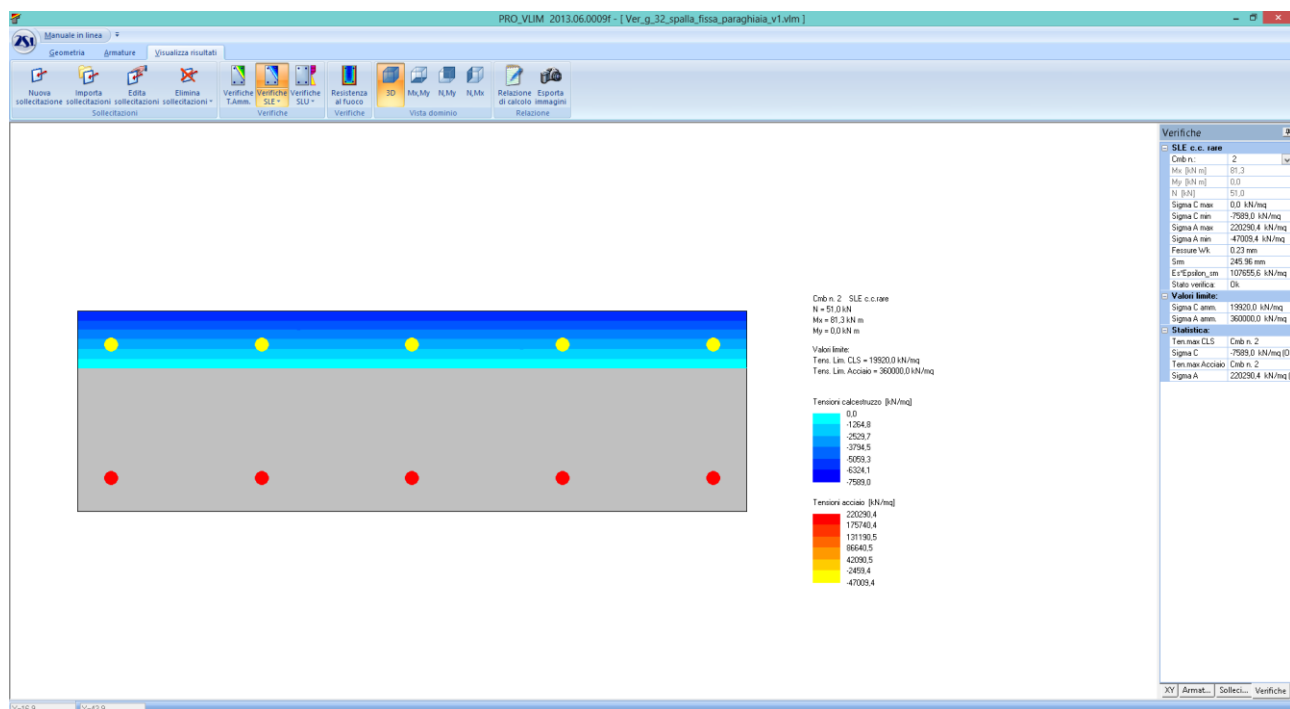
### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 19920,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	81,3	0,0	51,0	-7589,0	0,38	220290,4	0,61



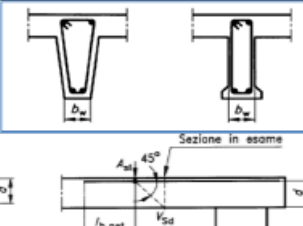
Tensioni – Comb. Rare

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 156 di 188

Segue la verifica a taglio:

$$T_{\max\_SLU} = 60.05 \text{ kN}$$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm <sup>2</sup>	<b>LEGENDA</b> 123 dati da inserire 123 valori calcolati valori notevoli risultati verifiche
	peso specifico:	kNm <sup>3</sup>	
	tensioni e resistenze	N/mm <sup>2</sup>	
PESI SPECIFICI	momenti (flettente, ecc.)	kNm	
	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)		
	$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)		
se $V_{sd} \leq V_{Rd, \min}$ armat. minima a taglio			
se $V_{sd} > V_{Rd, \min}$ armat. a taglio tale che: $V_{sd} \leq V_{Rd, \min}$			
Elementi che non richiedono armatura a taglio			
$V_{Ed} [\text{kN}] =$	157,15	$V_{Ed} [\text{kN}] =$	60,05 VERIFICATO armatura a taglio minima
Acciaio =	B460C		
Clas =	C32/40		
$R_{yk} =$	40,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{yk} =$	32,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{yk, \text{ass}} =$	2,12 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_c$ in uso =	1,30		
$V_{Rd} [\text{kN}] =$	157,15 [kN]		132,38 [kN]
$V_{Rd, \min} =$	0,51		
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,88	$\leq 2$	1,88
$\rho =$	0,0060 [puro]	$\leq 0,02$	0,0060 0,02
$A_{st} =$	1570 [mm <sup>2</sup> ]		
$b_w =$	1000,00 [mm]		
$\sigma_{cp} =$	0,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$N_{Ed} =$	0,00 [kN]		
$A_c =$	300000 [mm <sup>2</sup> ]		
$d =$	260 [mm]		
$h =$	300 [mm]		
$b =$	1000 [mm]		
$c =$	40 [mm]		
			copriferno



Non occorre specifica armatura a taglio; l'armatura di ripartizione prevista è  $\varnothing 16/20 \text{ cm.}$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 157 di 188

## 9 VERIFICA A FATICA

In base alle indicazioni contenute nel paragrafo P.5.1.4 e P.5.2.3 delle NTC'08 per opera stradale :

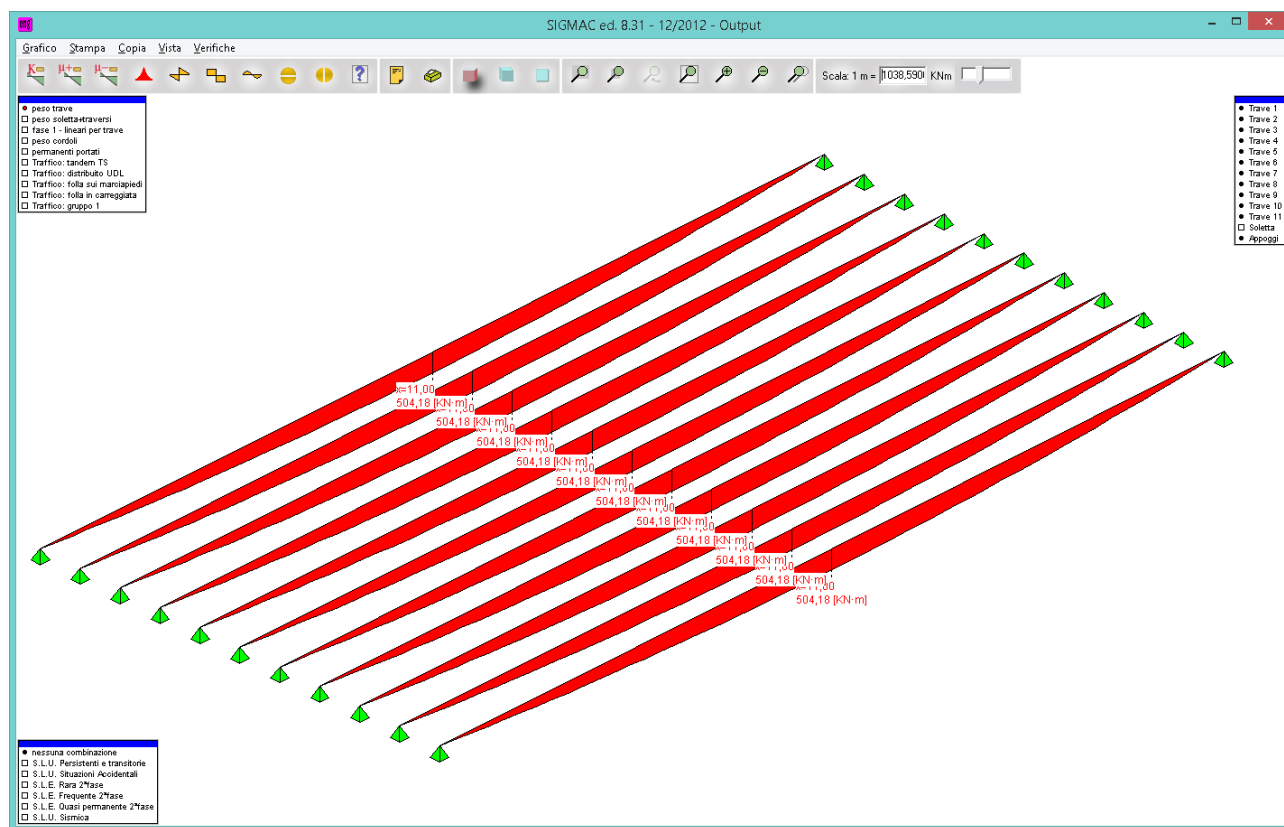
### 5.1.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche.

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si potrà far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

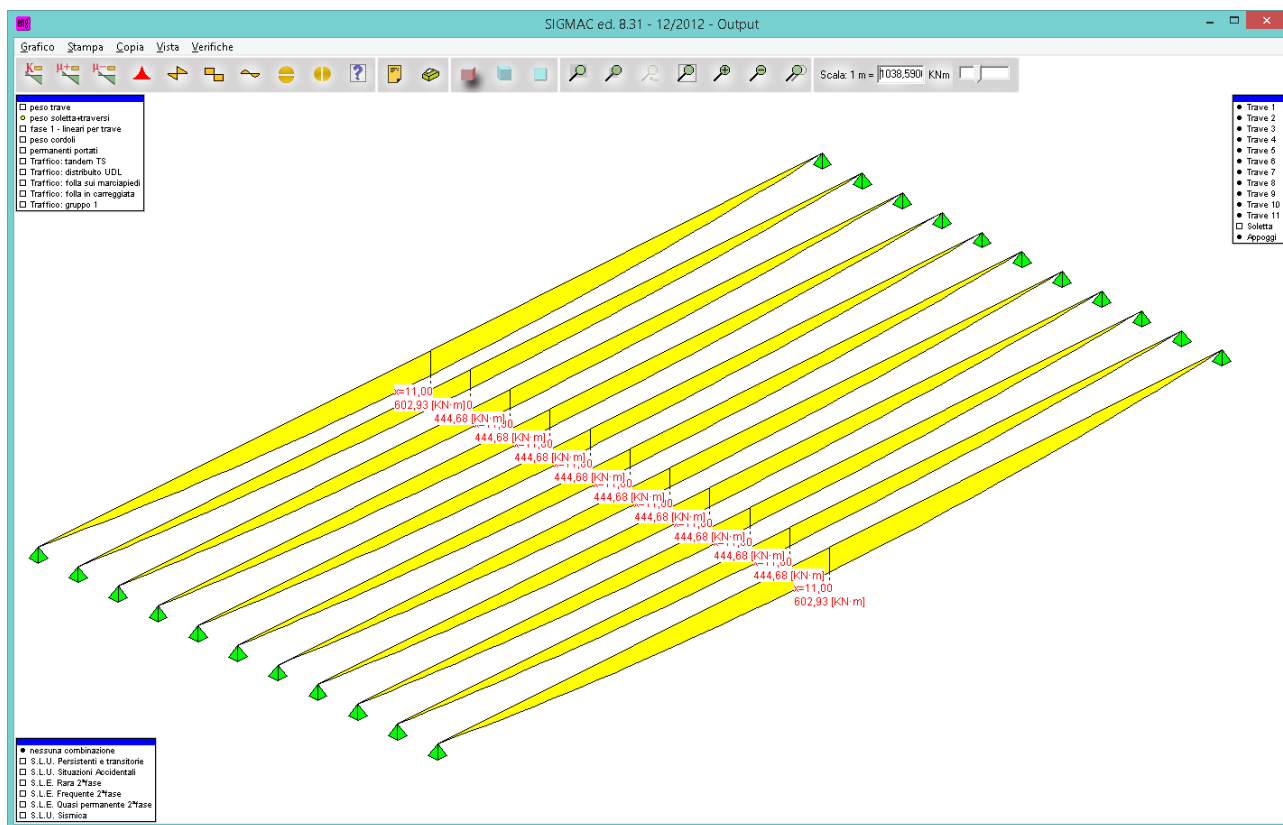
si ritiene che il fenomeno di tensioni variabili conseguenti a carichi ciclici (nel caso in oggetto per carichi da traffico) non è significativo trattandosi di strutture e dettagli costruttivi non sensibili a tale fenomeno in quanto le tensioni costanti derivanti da pesi propri e permanenti sono significative rispetto a quelle dei carichi accidentali e la struttura è massiccia ed isostatica (riducendo quindi il possibile verificarsi del fenomeno di inversione delle tensioni).

Si riportano i diagrammi del momenti per i diversi casi di carico delle travi in c.a.p. a sostegno di quanto sopra espresso :

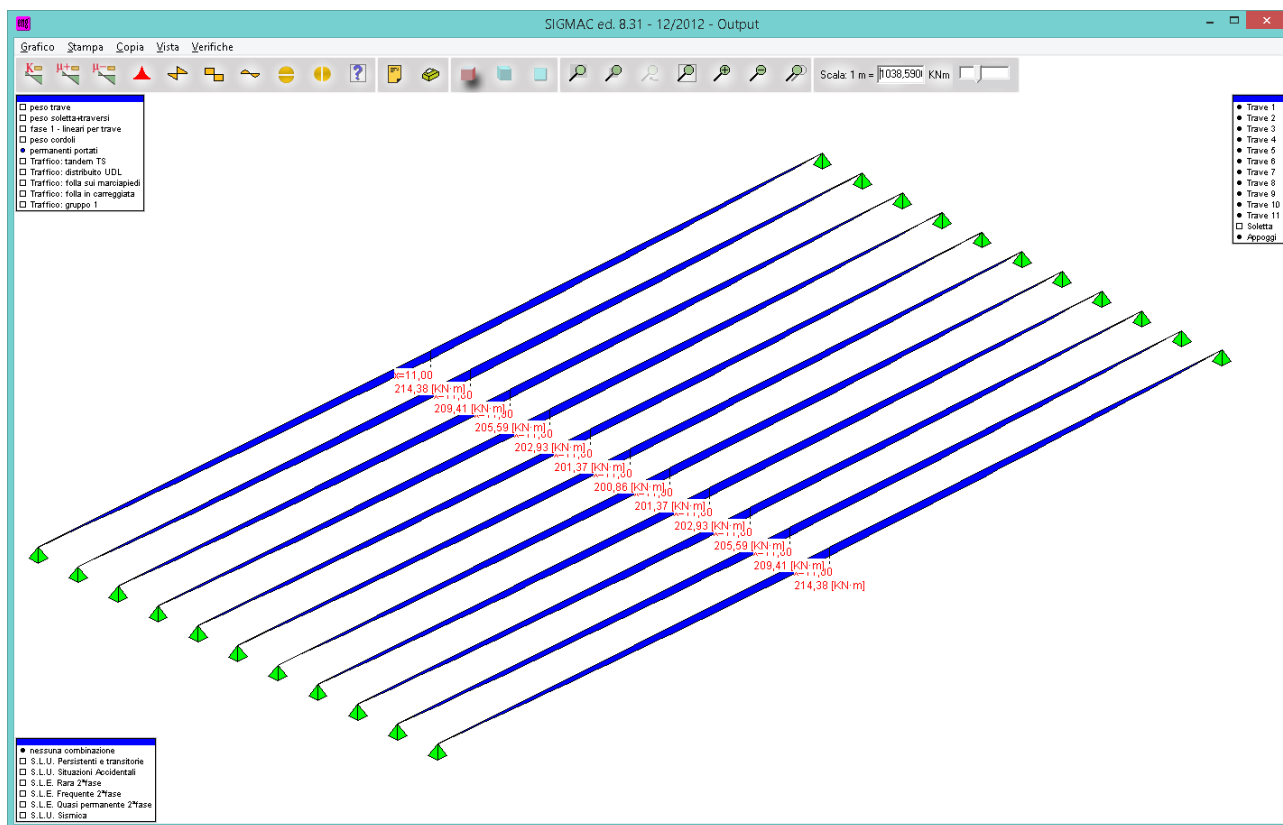


Momento da peso trave

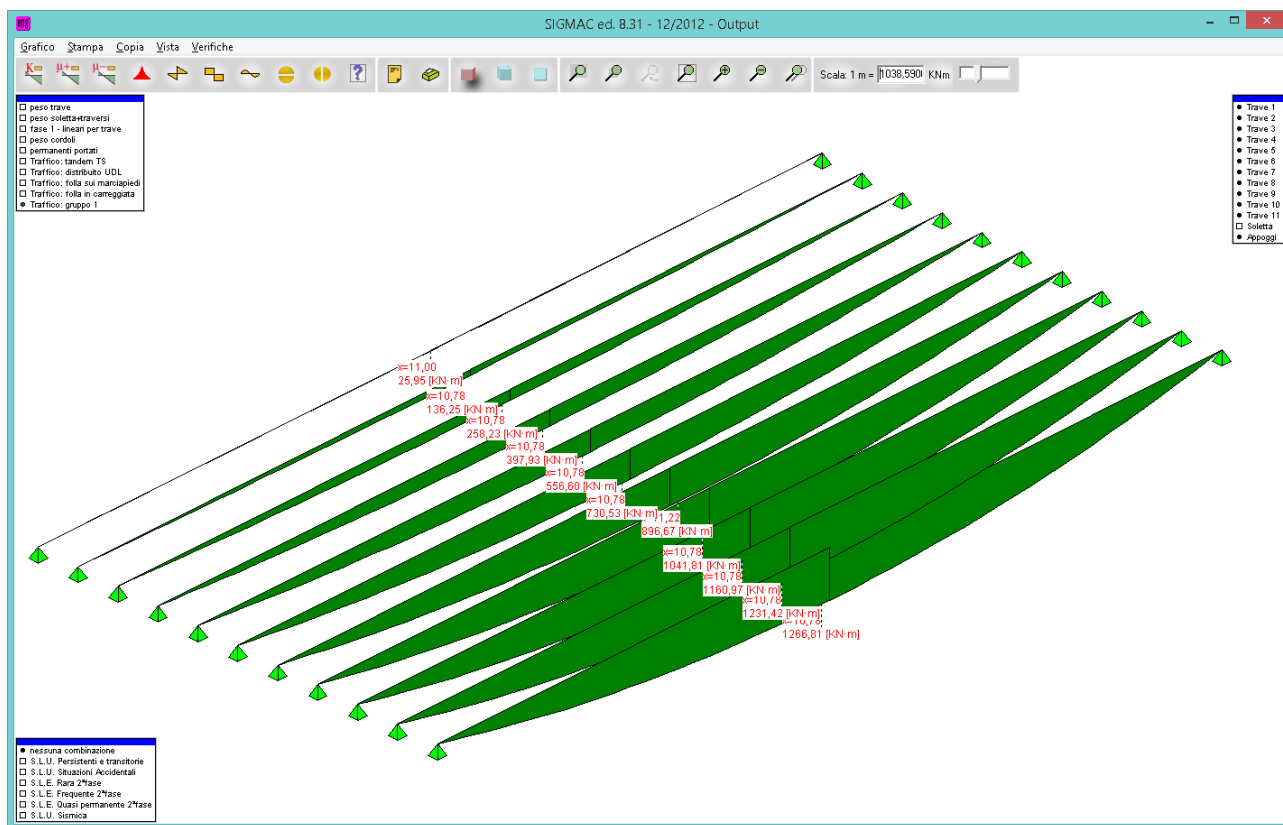
Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 158 di 188



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 159 di 188



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 160 di 188



Momento da carichi da traffico sulla trave in c.a.p.

In particolare i carichi accidentali da traffico generano azioni cicliche per l'impalcato (anche se non dimensionati per quanto sopra riportato specie avendo nella combinazione a fatica per vita illimitata l'intensità ridotta al 30 e 70 % del valore caratteristico) ma non per le sottostrutture massicce (pile e spalle). Se si adotta la verifica a vita illimitata con il modello 1 seguono i seguenti carichi accidentali ridotti del 30% e 70 % rispettivamente per la tipologia di concentrati e distribuiti :

$Q_{ik}$	$Q_{ik}$	$q_{ik}$		
■	■	50	Corsia n. 1	$Q_{ik}=210 \text{ KN}$ $q_{ik}= 2.7 \text{ KN/m}^2$
		200		
■	■	50		
■	■	50	Corsia n. 2	$Q_{ik}=140 \text{ KN}$ $q_{ik}= 0.75 \text{ KN/m}^2$
		200		
■	■	50		
■	■	50	Corsia n. 3	$Q_{ik}=70 \text{ KN}$ $q_{ik}= 0.75 \text{ KN/m}^2$
		200		
■	■	50		

Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

In conclusione si afferma che le verifiche a fatica per le opere in oggetto non sono rilevanti.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 161 di 188

## 10 VERIFICA GIUNTI

Si riporta la verifica dei giunti di impalcato.

I giunti sono disposti in corrispondenza di ogni pila e spalla, la verifica è condotta valutando la dilatazione minima consentita come prodotto di lunghezza impalcato (L), coefficiente di dilatazione ( $\alpha$ ) e delta T termico (Dt) e si indica nell'ultima colonna un giunto con dilatazione consentita (DL) superiore rispetto a quella calcolata (DL min).

### Spalla e pila

GIUNTI DI DILATAZIONE TERMICI PER IMPALCATI						
OPERE	DL min (mm)	L (m)	alfa (puro)	Dt (°C)	DL (mm)	
d-36 "Nuovo SP78" - SP01-SP02	+/- 10	27,50	0,000012	30	+/-	15
d-36 "Nuovo SP78" - P01	+/- 10	27,50	0,000012	30	+/-	15

Le verifiche sono soddisfatte :

DL = 15 mm > 10 mm

Si riportano le caratteristiche del giunto tipo RAN dal catalogo FIP:

### GIUNTI STRADALI IN GOMMA ARMATA

#### DESCRIZIONE

Sono giunti normalmente costituiti da una struttura in elastomero nella quale, mediante il processo di vulcanizzazione o altro processo tecnologico, vengono inseriti dei profili metallici atti a modificare, in determinati punti, la rigidità o la capacità portante della struttura elastomerica.

Si distinguono due fondamentali sottogruppi in funzione del meccanismo con cui viene ottenuta la capacità di dilatazione/contrazione del giunto e precisamente:

- deformando elasticamente, con sollecitazione di tipo tagliente, idonee zone elastomeriche opportunamente predisposte;
- deformando elasticamente dei profili elastomerici la cui studiata geometria viene modificata da sollecitazioni normalmente flessionali.

Caratteristica di questa tipologia di giunti è la presenza, a livello della superficie trafficata, di una serie di varchi trasversali necessari allo sviluppo delle deformazioni elastiche richieste.



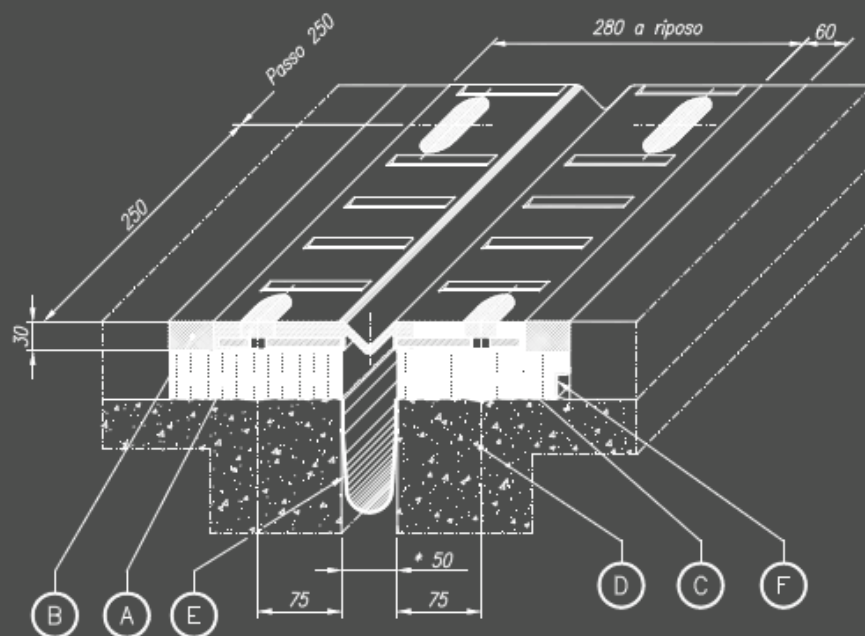
Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 162 di 188

## ► RAN

Giunto di dilatazione ed impermeabilità costituito da:

- moduli in gomma armata a norme CNR 10018/85 realizzati mediante due piastre unite per vulcanizzazione ad un coprivarco in gomma di tenuta e smaltimento acque superficiali;
- sistema di ancoraggio meccanico realizzato mediante tasselli di acciaio ad espansione o zanche multidirezionali e tirafondi o barre filettate, a seconda delle esigenze di cantiere;
- scossalina di raccolta acque in hypalon;
- profilo a "L" in acciaio inox per drenaggio acque di sottopavimentazione;
- massetti di malta epossidica di raccordo fra gli elementi di giunto e la pavimentazione bituminosa.

### RAN 50 S



\* varco medio

POS.	DESCRIZIONE	MATERIALE
A	Sigillatura	EPOBLOCK ME LEGANTE
B	Massetto laterale	EPOBLOCK ME 3C
C	Allettamento	MALTA CEMENTIZIA FIBRORINFORZATA
D	Ancoraggio M12	
E	Scossalina	Hypalon
F	Profilo di drenaggio a "L"	X5 CrNi 1810-UNI 8317

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 163 di 188



## 11 VERIFICA APPOGGI

Gli appoggi sono disposti alle estremità di ogni trave e si adotta un foglio di calcolo per valutare gli involuipi delle azioni massime orizzontali e verticali agli SLU e SLV per quindi poter adottare il modello tipo FIP da catalogo.

Si riportano le parti essenziali del foglio di calcolo:

RIPARTIZIONE TRAVI D'IMPALCATO											
N.13 travi =		13	Sdi^2 =		262,08 mq	i =	1,20 m	N1 stese di carico trav.		L= 27,50 m	
IMPALCATO N.13 TRAVI Pp+Cp											
N. travi	di		N =	4 347,06 kN		Mtrasv =	0,00 kNm		e trasv =	0,00 m	
	m		kN		r(i)		kN		f(i)		kN
13	7,20	trave nr. 1	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
13	6,00	trave nr. 2	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
13	4,80	trave nr. 3	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
13	3,60	trave nr. 4	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
13	2,40	trave nr. 5	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
13	1,20	trave nr. 6	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
13	0,00	trave nr. 7	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
13	-1,20	trave nr. 8	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
13	-2,40	trave nr. 9	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
13	-3,60	trave nr. 10	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
13	-4,80	trave nr. 11	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
13	-6,00	trave nr. 12	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
13	-7,20	trave nr. 13	4 347,06	x	0,077	=	334,39	x	1,000	=	334,39
				1,000			4 347,06				4 347,06
IMPALCATO N.13 TRAVI Cacc											
CASO 1 CAMPATA CARICA TOT 100%											
N. travi	di		N =	2 095,07 kN		Mtrasv =	4 693,26 kNm		e trasv =	2,24 m	
	m		kN		r(i)		kN		f(i)		kN
13	7,20	trave nr. 1	2 095,07	x	0,138	=	290,09	x	1,000	=	290,09
13	6,00	trave nr. 2	2 095,07	x	0,128	=	268,61	x	1,000	=	268,61
13	4,80	trave nr. 3	2 095,07	x	0,118	=	247,12	x	1,000	=	247,12
13	3,60	trave nr. 4	2 095,07	x	0,108	=	225,63	x	1,000	=	225,63
13	2,40	trave nr. 5	2 095,07	x	0,097	=	204,14	x	1,000	=	204,14
13	1,20	trave nr. 6	2 095,07	x	0,087	=	182,65	x	1,000	=	182,65
13	0,00	trave nr. 7	2 095,07	x	0,077	=	161,16	x	1,000	=	161,16
13	-1,20	trave nr. 8	2 095,07	x	0,067	=	139,67	x	1,000	=	139,67
13	-2,40	trave nr. 9	2 095,07	x	0,056	=	118,18	x	1,000	=	118,18
13	-3,60	trave nr. 10	2 095,07	x	0,046	=	96,69	x	1,000	=	96,69
13	-4,80	trave nr. 11	2 095,07	x	0,036	=	75,20	x	1,000	=	75,20
13	-6,00	trave nr. 12	2 095,07	x	0,026	=	53,71	x	1,000	=	53,71
13	-7,20	trave nr. 13	2 095,07	x	0,015	=	32,22	x	1,000	=	32,22
				1,000			2 095,07				2 095,07
IMPALCATO N.13 TRAVI Cacc											
CASO 1 CAMPATA CARICA 50%											
N. travi	di		N =	1 572,87 kN		Mtrasv =	6 523,30 kNm		e trasv =	4,15 m	
	m		kN		r(i)		kN		f(i)		kN
13	7,20	trave nr. 1	1 572,87	x	0,191	=	300,20	x	1,000	=	300,20
13	6,00	trave nr. 2	1 572,87	x	0,172	=	270,33	x	1,000	=	270,33
13	4,80	trave nr. 3	1 572,87	x	0,153	=	240,46	x	1,000	=	240,46
13	3,60	trave nr. 4	1 572,87	x	0,134	=	210,60	x	1,000	=	210,60
13	2,40	trave nr. 5	1 572,87	x	0,115	=	180,73	x	1,000	=	180,73
13	1,20	trave nr. 6	1 572,87	x	0,096	=	150,86	x	1,000	=	150,86
13	0,00	trave nr. 7	1 572,87	x	0,077	=	120,99	x	1,000	=	120,99
13	-1,20	trave nr. 8	1 572,87	x	0,058	=	91,12	x	1,000	=	91,12
13	-2,40	trave nr. 9	1 572,87	x	0,039	=	61,25	x	1,000	=	61,25
13	-3,60	trave nr. 10	1 572,87	x	0,020	=	31,38	x	1,000	=	31,38
13	-4,80	trave nr. 11	1 572,87	x	0,001	=	1,52	x	1,000	=	1,52
13	-6,00	trave nr. 9	1 572,87	x	-0,018	=	-28,35	x	1,000	=	-28,35
13	-7,20	trave nr. 10	1 572,87	x	-0,037	=	-58,22	x	1,000	=	-58,22
				1,000			1 572,87				1 572,87

Si riporta la verifica degli appoggi tipo Elastofip High tutti modello EF-HIGH 225-23 per le n.2 campate come da tabella seguente.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 164 di 188

Spalla e pila – Appoggi

APPOGGI PER IMPALCATI - CARICHI MINIMI PER GLI APPARECCHI																	
SLE	OPERE		$\Phi_{in}$		$(P_p+C_p)$ semi-impalcato		Stesa Caric.horiz.[m]	$\beta$ -	$N_{pp+cp}$ Singolo app.[kN]	$N_{cacc\_stat}$ Singolo app.[kN]	Fren.long [kN]	Vento $t_{trav}$ [kN]	$N_{pacc\_mpres}$ Singolo app.[kN]	$N_{acc}$ Singolo app.[kN]	$T_{trav}$ Singolo app.[kN]	$T_{long}$ Singolo app.[kN]	
			$L_{min}$	$L_{max}$	$L_{min}[kN]$	$L_{max}[kN]$											
	[N. di appoggi reagenti per le azioni agenti]																
SPALLE E PILE FISSE															13	13	13
SP Fissa n.1 (27.50x1) - 13 travi															634,59	12,22	33,40
P fissa n.1 (27.50x2) - 13 travi															634,59	12,22	16,70
N.B.: le reazioni per Pp+Cp e per Cacc_stat devono essere calcolate per la reazione massima sulla trave in base alla ripartizione trasversale ed al n. delle colonne di carico che occupano la sezione																	
SLU	OPERE		$\Phi_{in}$		$(P_p+C_p)$ semi-impalcato		Stesa Caric.horiz.[m]	$\beta$ -	$N_{pp+cp}$ Singolo app.[kN]	$N_{cacc\_stat}$ Singolo app.[kN]	$C_{s\ max}$ -	$I$ -	$N_{pacc\_mpres}$ Singolo app.[kN]	$N_{acc}$ Singolo app.[kN]	$T_{trav}$ Singolo app.[kN]	$T_{long}$ Singolo app.[kN]	
			$L_{min}$	$L_{max}$	$L_{min}[kN]$	$L_{max}[kN]$											
	[N. di appoggi reagenti per le azioni agenti]																
SPALLE E PILE FISSE															13	26	26
SP Fissa n.1 (27.50x1) - 13 travi															856,70	229,73	229,73
P fissa n.1 (27.50x2) - 13 travi															856,70	229,73	229,73
N.B.: le reazioni per Pp+Cp e per Cacc_stat devono essere calcolate per la reazione massima sulla trave in base alla ripartizione trasversale ed al n. delle colonne di carico che occupano la sezione																	

$Rd = 230\text{ kN} > Sd = 229.73\text{ kN}$

Le verifiche sono soddisfatte in base al catalogo della FIP.

Si riportano le caratteristiche degli appoggi impiegati da catalogo FIP:

### COMPONENTI DELL'APPOGGIO

#### ELEMENTI

Facendo riferimento allo sketch illustrativo, si suggerisce che nel caso di appoggio con due zanche d'ancoraggio queste vengano posizionate sull'asse trasversale dell'appoggio, nel caso siano quattro andranno nei vertici, mentre nel caso di sei come da sketch. Se il numero di zanche risultasse superiore, si consiglia una disposizione comunque simmetrica rispetto agli assi.

E' sconsigliabile la disposizione di due o più appoggi accostati nella direzione longitudinale della trave.

#### MATERIALI

Gli appoggi in catalogo sono dimensionati secondo la norma europea UNI EN 1337-3 nella quale vengono classificati come appoggi di tipo C.

L'elastomero che costituisce il nucleo è in gomma naturale (NR) o gomma cloroprenica (CR), durezza  $60\pm5$  ShA.

Al suo interno piastre di rinforzo in acciaio di categoria S275 o superiore, spessore minimo 2 mm. Le piastre di ancoraggio sono in acciaio di categoria S275 o superiore.

#### ACCESSORI

Ogni apparecchio d'appoggio è fornito di un'etichetta identificativa nella quale vengono riportate le principali informazioni sullo stesso.

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 165 di 188	

**EF  
HIGH**

CARICO VERTICALE  
NOMINALE

MASSIMA FORZA  
ORIZZONTALE

DEFORMAZIONE  
EQUIVALENTE A  $F_{xy}$

RIGIDEZZA  
ORIZZONTALE

RIGIDEZZA VERTICALE

NUMERO STRATI IN  
ELASTOMERO

SIGLA	$F_{zd}$ kN	$F_{xy}$ kN	$v_{eq}$ mm	$K_o$ kN/mm	$K_v$ kN/mm	n n
EF 25-3	250	30	20,3	1,48	227	3
EF 50-5	500	50	20,8	2,40	610	3
EF 75-8	750	80	35,6	2,25	760	5
EF 100-10	1000	100	44,4	2,25	922	6
EF 125-13	1250	130	40,4	3,22	993	4
EF 150-15	1500	150	41,9	3,58	1195	4
EF 175-18	1750	180	47,9	3,94	1285	4
EF 200-20	2000	200	46,9	4,27	1464	4
EF 225-23	2250	230	46,7	4,92	1834	4
EF 250-25	2500	250	47,6	5,25	2023	4
EF 275-28	2750	280	43,8	6,40	1994	3
EF 300-30	3000	300	44,1	6,80	2193	3
EF 325-33	3250	330	48,9	6,75	2024	3
EF 350-35	3500	350	49,0	7,15	2217	3
EF 375-38	3750	380	53,6	7,08	2173	3
EF 400-40	4000	400	53,3	7,50	2387	3
EF 450-45	4500	450	57,0	7,89	2441	3
EF 500-50	5000	500	76,0	6,58	2323	4
EF 550-55	5500	550	79,2	6,95	2547	4
EF 600-60	6000	600	95,2	6,30	2577	5
EF 650-65	6500	650	98,3	6,62	2796	5
EF 700-70	7000	700	107,7	6,50	3261	6
EF 750-75	7500	750	125,0	6,00	3242	7
EF 800-80	8000	800	138,3	5,79	2849	7
EF 850-85	8500	850	149,5	5,68	3216	8
EF 900-90	9000	900	156,9	5,74	3177	8
EF 950-95	9500	950	175,9	5,40	3144	9
EF 1000-100	10000	1000	194,9	5,13	3126	10
EF 1100-105	11000	1050	192,5	5,45	3016	9
EF 1200-110	12000	1100	192,1	5,73	3295	9
EF 1300-115	13000	1150	191,7	6,00	3581	9
EF 1400-120	14000	1200	185,5	6,47	3515	8
EF 1500-125	15000	1250	192,9	6,48	3422	8
EF 1750-130	17500	1300	169,1	7,69	4167	7
EF 2000-135	20000	1350	175,0	7,71	4202	7



SPESSORE STRATI IN ELASTOMERO	NUMERO LAMIERINI IN ACCIAIO	SPESSORE LAMIERINI IN ACCIAIO	DIMENSIONI NUCLEO IN ELASTOMERO ARMATO	DIMENSIONI IN PIANTA PIASTRA INFERIORE IN ACCIAIO	DIAMETRO PERNO	SPORGENZA PERNO	ZANCHE INFERIORI		INTERASSE TRASVERSALE ZANCHE	ALTEZZA TOTALE APOGGIO	PESO APOGGIO INCLUSI ANCORAGGI
t <sub>i</sub> mm	n <sub>s</sub> n	t <sub>s</sub> mm	a x b mm	X x Y mm	F <sub>p</sub> mm	h <sub>p</sub> mm	n <sub>zan</sub> n      tipo		i mm	H <sub>tot</sub> mm	W kg
7	2	2	150 x 230	170 x 320	55	15	2	1	275	60	14
7	2	2	200 x 280	220 x 370	55	15	2	1	325	60	22
8	4	2	250 x 400	270 x 490	55	15	2	1	445	83	42
8	5	2	300 x 400	320 x 490	55	15	2	1	445	93	53
11	3	2	350 x 450	370 x 540	55	15	4	1	495	88	69
11	3	2	350 x 500	370 x 590	55	15	4	1	545	88	76
12	3	2	350 x 600	370 x 690	55	15	4	1	645	92	91
12	3	2	350 x 650	370 x 780	55	15	2	2	715	97	110
12	3	2	350 x 750	370 x 880	55	15	2	2	815	97	126
12	3	2	350 x 800	370 x 930	55	15	2	2	865	97	133
15	2	2	400 x 800	420 x 930	80	17	4	2	865	92	148
15	2	2	400 x 850	420 x 980	80	17	4	2	915	92	157
17	2	2	450 x 850	470 x 980	80	17	4	2	915	98	178
17	2	2	450 x 900	470 x 1030	80	17	4	2	965	98	188
18	2	2	500 x 850	520 x 980	80	17	4	2	915	101	199
18	2	2	500 x 900	520 x 1030	80	17	4	2	965	101	210
19	2	2	500 x 1000	520 x 1130	80	17	4	2	1065	109	253
20	3	2	650 x 900	670 x 1090	80	17	2	3	995	131	321
20	3	2	650 x 950	670 x 1140	80	17	4	3	1045	136	369
20	4	2	700 x 1000	720 x 1190	80	17	4	3	1095	158	443
20	4	2	700 x 1050	720 x 1240	140	17	4	3	1145	158	463
18	5	2	650 x 1200	670 x 1390	140	17	4	3	1295	168	508
18	6	2	700 x 1200	720 x 1390	140	17	4	3	1295	188	578
20	6	3	750 x 1200	770 x 1390	140	17	4	3	1295	208	675
19	7	2	800 x 1200	820 x 1390	140	17	4	3	1295	216	704
20	7	3	850 x 1200	870 x 1390	140	17	4	3	1295	231	812
20	8	3	900 x 1200	920 x 1390	140	17	4	3	1295	254	911
20	9	3	950 x 1200	970 x 1390	140	17	4	3	1295	277	1015
22	8	3	1000 x 1200	1020 x 1390	140	17	4	3	1295	272	1037
22	8	3	1050 x 1200	1070 x 1390	200	20	6	3	1295	272	1096
22	8	3	1100 x 1200	1120 x 1390	200	20	6	3	1295	272	1147
24	7	3	1150 x 1200	1170 x 1390	200	20	6	3	1295	263	1156
25	7	3	1200 x 1200	1220 x 1390	200	20	6	3	1295	271	1219
25	6	4	1150 x 1300	1170 x 1490	200	20	6	3	1395	249	1250
25	6	4	1200 x 1250	1220 x 1440	200	20	6	3	1345	249	1256

## 12 VERIFICA BAGGIOLO

Si riporta la verifica, a favore di sicurezza, per la geometria minima con le armature previste in precedenza. Il baggiolo in realtà è una striscia continua (a causa della pendenza trasversale) con dimensione minima 70 cm.

Si riporta la verifica del baggiolo per l'azione massima :

$$H \times B = 70 \times 70 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = \phi 20/20 \text{ cm}$$

$$\text{Staffe } \phi 16/20 \text{ cm}$$

$$C32/40$$

$$N_{slu} = 1053 \text{ kN}$$

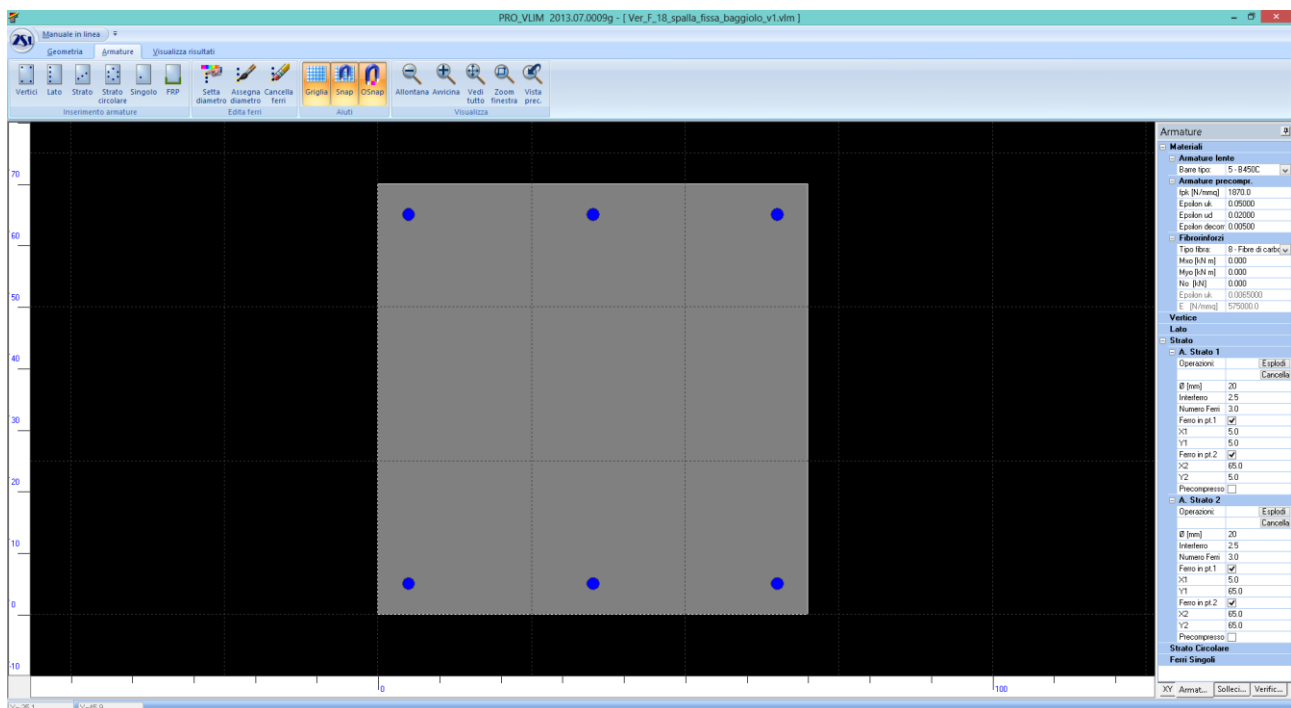
$$H_{slu} = 295 \text{ kN}$$

$$M_{slu} = H_{slu} \times h = 88.50 \text{ kNm}$$

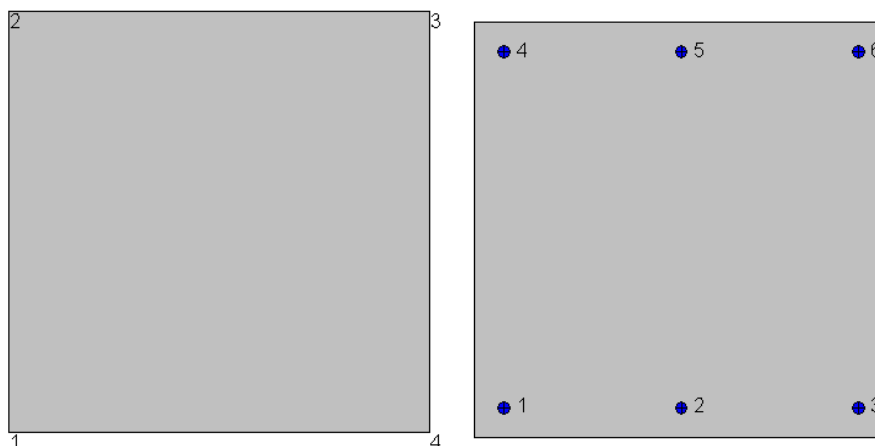
$$N_{sle} = 780 \text{ kN}$$

$$M_{sle} = 65.50 \text{ kNm}$$

Verifica presso-flessione :



Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 168 di 188



#### **Geometria della sezione:**

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	70,0
3	70,0	70,0
4	70,0	0,0

#### **Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	3,1	no
2	35,0	5,0	3,1	no
3	65,0	5,0	3,1	no
4	5,0	65,0	3,1	no
5	35,0	65,0	3,1	no
6	65,0	65,0	3,1	no

#### **Normativa di riferimento:**

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

#### **Note:**

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

#### **Materiali:**

##### **Calcestruzzo classe: C32/40**

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

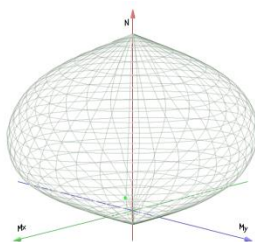
##### **Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 169 di 188

$E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012  
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



#### Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-737,6	0,0	0,0	Completamente tesa
9380,0	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	235,3	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-235,3	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	235,8	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-235,8	Fibre di destra tese

#### Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:  
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)  
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)  
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	1053,0	88,5	0,0	P	7040,4	591,7	0,0	0,150	OK
				M	9048,9	88,4	0,0	0,120	
				N	1052,9	543,0	0,0	0,160	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	1053,0	88,5	0,0	P	7040,4	591,7	0,0	0,150	OK
1	1053,0	88,5	0,0	M	9048,9	88,4	0,0	0,120	OK
1	1053,0	88,5	0,0	N	1052,9	543,0	0,0	0,160	OK

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

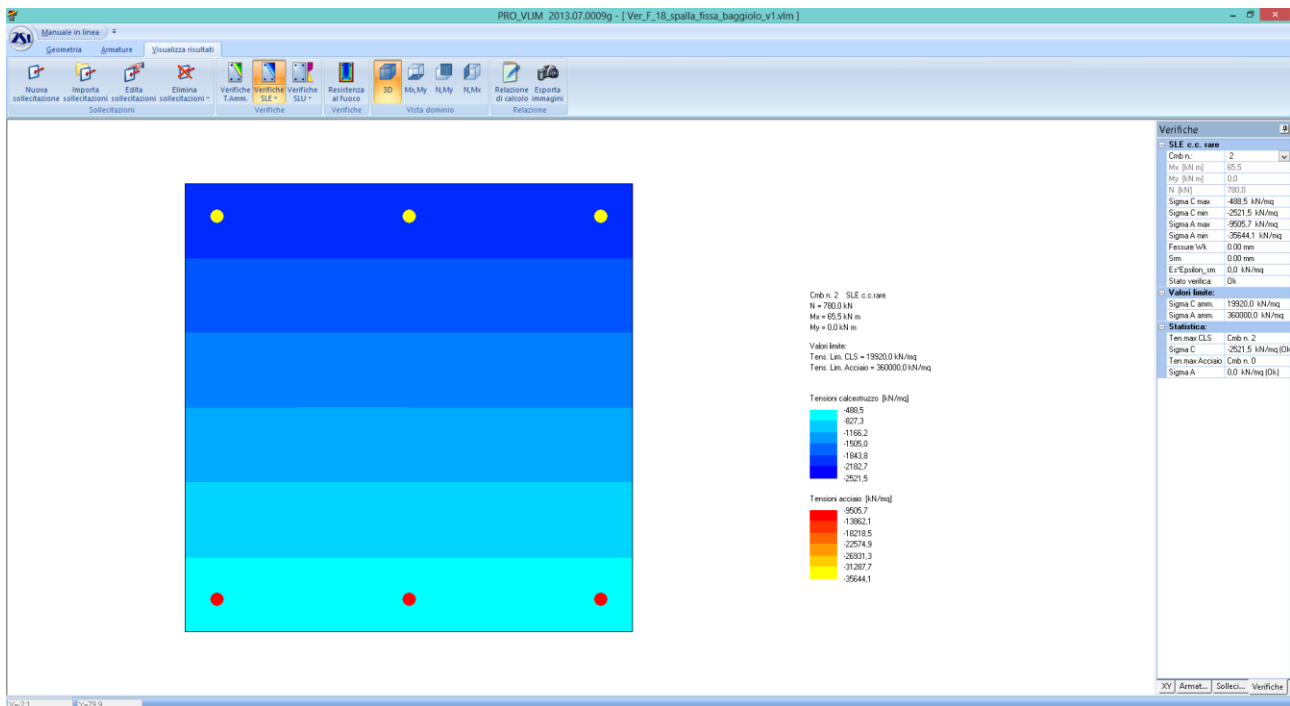
Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 19920,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	65,5	0,0	780,0	-2521,5	0,13	-35644,1	0,10

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 170 di 188



Tensioni SLE

Verifica a taglio :

NTC 2008 - CALCESTRUZZO VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm <sup>2</sup>	
	peso specifico:	kNm <sup>3</sup>	
	tensioni e resistenze	N/mm <sup>2</sup>	
	momenti (flettente, ecc.)	kNm	
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)		
	$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)		
<p>se <math>V_{ed} \leq V_{rd, \text{senza arm.}}</math> armat. minima a taglio</p> <p>se <math>V_{ed} &gt; V_{rd, \text{senza arm.}}</math> armat. a taglio tale che: <math>V_{ed} \leq V_{rd, \text{con arm.}}</math></p>			
Elementi che non richiedono armatura a taglio ( $V_{ed} \leq V_{rd, \text{senza arm.}}$ )			
$V_{ed}$ [kN]	261,15	$V_{ed} < V_{rd}$ [kN]	295,00 NON VERIFICATO si deve armare a taglio
Acciaio =	B460C		
Classe =	C32/40		
$R_{ct}$ =	40,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{ct, \text{eff}}$ =	32,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{ct, \text{eff}}$ =	2,12 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_c$ in uso =	1,50		
$V_{rd}$ [kN]	261,15 [kN]		247,31 [kN]
$V_{rd, \text{senza arm.}}$ =	0,28		
$k = 1 + (200/d)^{1/3}$	1,55	$\leq 2$	1,55
$\rho = 0,0034$ [puro]		$\leq 0,02$	0,0034
$A_{st}$ =	1570 [mm <sup>2</sup> ]		
$b_w$ =	700,00 [mm]		
$\sigma_{cp}$ =	1,02 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$N_{ed}$ =	500,00 [kN]		
$A_c$ =	490.000 [mm <sup>2</sup> ]		
$d$ =	660 [mm]		
$h$ =	700 [mm]		
$b$ =	700 [mm]		
$c$ =	40 [mm]		
<p>Area armat. in trazione che si estende per non meno di <math>d</math> o <math>l_{d, \text{min}}</math> oltre la sez. consid. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a <math>45^\circ</math> che si innestano nella sez. consid.) (EC2)</p> <p>larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace</p> <p>forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)</p> <p>area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)</p> <p>altezza utile sezione</p> <p>base sezione</p> <p>copriferro</p>			



Elementi che richiedono armatura a taglio		$(V_{ed} \geq V_{Rd,lim})$	
$V_{ed} =$	2406,83 [kN]		
$f_{cd} =$	22,13 [N/mm <sup>2</sup> ]	resistenza a compressione del cls per il taglio	
$b_w =$	700,00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza	
$\alpha_c =$	90 °	rad	1,57 angolo inclin. delle staffe
$\cot \alpha_c =$	0 [puro]		
$\theta =$	45 °	rad	0,79 angolo inclin. bielle compresse
$\cot \theta =$	1,00		1 < $\cot \theta$ < 2,5 VERIFICATO

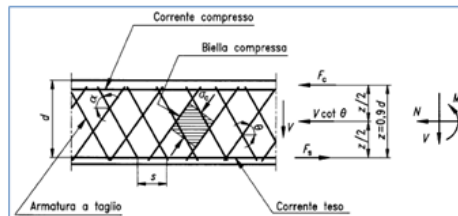
Staffe		0: no 1: si	
$V_{Rd,1p} =$	1168,34 [kN]	Taglio resistente staffe	
$A_{sw,1p} =$	1005 [mm <sup>2</sup> ]	Area complessiva staffe	
$s_w =$	200 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave	
$f_{wd} =$	391,30 [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{wd}$ acciaio tipo B450 C	
$\phi_{sw,1p} =$	16 [mm]	Diametro staffe	
$n_{bracci} =$	5 [puro]	n. bracci verticali	
$\phi_{sw} =$	201,06 [mm <sup>2</sup> ]	Area singolo braccio di staffa	
$f_{yk} =$	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	acciaio tipo B450 C	
$\gamma_s$ in uso =	1,15 NTC 2008		
$\Delta_s =$	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
$n_{st} =$	5,00 [puro]	n° staffe a taglio nel tratto	

Ferri piegati		0: no 1: si	
$V_{Rd,1p} =$	0,00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)	
$A_{sw,1p} =$	402 [mm <sup>2</sup> ]	Area complessiva ferri piegati	
$s_p =$	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.	
$f_{wp} =$	391,30 [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{wp}$ dell'acciaio dei ferri piegati	
$\phi_{wp,1p} =$	16 [mm]	Diametro ferri piegati	
$n_{fp} =$	2 [puro]	n. ferri piegati	
$\phi_{wp} =$	201 [mm <sup>2</sup> ]	Area diam. singolo ferro piegato	
$f_{yk} =$	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	acciaio tipo B450 C	
$\gamma_s$ in uso =	1,15		
$\Delta_s =$	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
$\alpha_{s,p} =$	45 °	0,7854 [°] - [rad]	inclinaz. ferri piegati
$V_{Rd} =$	1168,34 [kN]		

$V_{ed}$ [kN] =	1168,34	>	$V_{Rd}$ [kN] =	295,00	VERIFICATO
<b>Verifica armatura trasversale minima</b>					
$A_{sw} =$	5027 [mm <sup>2</sup> ]		area armatura a taglio sulla lunghezza $\Delta_s$		
$A_{sw,min} =$	1050 [mm <sup>2</sup> ]		VERIFICATO		
Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe. VERIFICATO					
<b>Verifica passo staffe</b>					
$s_w =$	200 [mm]		passo staffe		
$s_{w,min} =$	528 [mm]		passo minimo staffe VERIFICATO		
$n_{st} =$	5 [puro]		n. staffe nel tratto ( $n_{st,min}=3$ ) VERIFICATO		



Risulta  $S_d < R_d$  e le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 172 di 188

### 13 VERIFICA RITEGNO SISMICO

Si riporta la verifica, a favore di sicurezza, per la geometria minima con le armature previste in precedenza.

Si riporta la verifica del ritegno sismico più sollecitato :

H x B = 40 x 150 cm

As =  $\phi 20/10$  cm su 2 strati = 2x(15+15  $\phi 20$ )

Staffe  $\phi 16/20$  cm

C32/40

B450C

Hslu = 295 kN

Hslu\_tot = 295 kN x 10 = 2950 kN

Si verifica a taglio la sola armatura verticale a favore di sicurezza :

$$\tau_s = \frac{4}{3} \cdot \frac{T \cdot 100}{n \cdot A_{\phi 20}} = 2087 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{s\_lim} = 4500/1.15/3^{0.5} = 2259.20 \text{ daN/cm}^2$$

Risulta  $S_d < R_d$  e le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 173 di 188

## 14 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Si riporta la verifica di capacità portante con fondazione profonde.

Si rimanda all'allegata relazione geotecnica per una trattazione completa.

Spalla L=29.00 m

$N_{SLV\_max} = 7031 \text{ kN}$

$N_{Rd\_sisma} = 7346 \text{ kN}$

$N_{SLU\_max} = 4497 \text{ kN}$

$N_{Rd} = 5682 \text{ kN}$

### VERIFICA SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

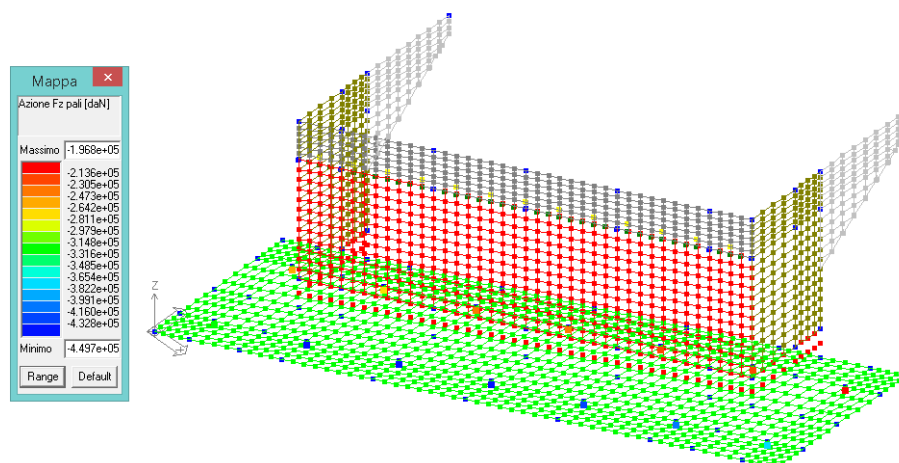
n. rif. prova	CPTU 1	
quota falda	19,500	m
Qs portanza laterale non fattorizzata	12016,5	KN
Qs *portanza laterale fattorizzata con $\xi$ in funz. N° verticali	7752,6	KN
Qs **portanza laterale fattorizzata con $\xi$ e con $\gamma$ s fattore riduttivo della Qs	6741,4	KN
Qp portanza di punta non fattorizzata	2733,3	KN
Qp* portanza di punta fattorizzata con $\xi$ in funz. N° verticali	1763,4	KN
Qp** portanza di punta fattorizzata con $\xi$ e con $\gamma$ p fattore riduttivo della Qp	1306,2	KN
R tot portanza totale non fattorizzata	14749,8	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con $\xi$ e $\gamma$ s e $\gamma$ p	8047,6	KN
R tot** portanza totale fattorizzata con $\xi$ e $\gamma$ s e $\gamma$ p meno il peso del palo	7346,4	KN

### SLV sisma

#### SLU - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
18	19	incoerente (ghiaia)	7897.05	3513.70	2908.95	1103.97	508.95	4108.72	Op mediata con strato inferiore coesivo	PILA 4221
22	23	cosivo (limo+argilla)	10353.18	4606.53	1744.36	662.00	582.47	4686.06	Op dello strato coesivo	SPALLA
25	26	cosivo (limo+sabbia)	11017.89	4902.29	2183.50	828.65	633.36	5097.58	Op dello strato coesivo	
27	28	cosivo (limo)	11405.13	5074.59	1682.11	638.37	667.29	5045.67	Op dello strato coesivo	
28	29	cosivo (limo)	11549.90	5139.00	1706.32	647.56	684.26	5102.30	Op dello strato coesivo	
29	30	incoerente (ghiaia)	12016.51	5346.61	2733.30	1037.31	701.22	5682.70	Op mediata con strato inferiore coesivo	

### SLU



### Nmax SLU (daN)

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 174 di 188

Pila L=22.00 m

$N_{SLV\_max} = 3740 \text{ kN}$

$N_{Rd\_sisma} = 3950 \text{ kN}$

$N_{SLU\_max} = 4221 \text{ kN}$

$N_{Rd} = 4389 \text{ kN}$

#### SISMICA - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot*	NOTE	Q prog
18	19	incoerente (ghiaia)	8090,39	4538,79	2144,05	1024,64	508,95	5054,46	Qp mediata con strato inferiore coesivo	PILA 3800
22	23	coesivo (limo+argilla)	10276,3	5765,09	1053,1	503,26	582,47	5685,88	Qp dello strato coesivo	SPALLA 7031
25	26	coesivo (limo+sabbia)	11487,1	6444,36	1758,4	840,33	633,36	6651,32	Qp dello strato coesivo	
27	28	coesivo (limo)	12351,30	6929,20	1895,05	905,64	667,29	7167,55	Qp dello strato coesivo	
28	29	coesivo (limo)	12798,43	7180,04	1965,24	939,18	684,26	7434,97	Qp dello strato coesivo	
29	30	incoerente (ghiaia)	13460,95	7546,12	2543,14	1263,15	701,22	8108,05	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

#### SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot*	NOTE	Q prog
18	19	incoerente (ghiaia)	7897,05	4430,32	2908,95	1390,18	508,95	5311,55	Qp mediata con strato inferiore coesivo	PILA 3800
22	23	coesivo (limo+argilla)	10353,18	5808,23	1744,36	833,63	582,47	6059,40	Qp dello strato coesivo	SPALLA 7031
25	26	coesivo (limo+sabbia)	11017,89	6181,14	2183,50	1043,99	633,36	6591,27	Qp dello strato coesivo	
27	28	coesivo (limo)	11405,13	6398,29	1682,11	803,88	667,29	6634,98	Qp dello strato coesivo	
28	29	coesivo (limo)	11549,90	6479,61	1706,32	815,44	684,26	6610,80	Qp dello strato coesivo	
29	30	incoerente (ghiaia)	12016,51	6741,38	2733,30	1306,24	701,22	7346,40	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

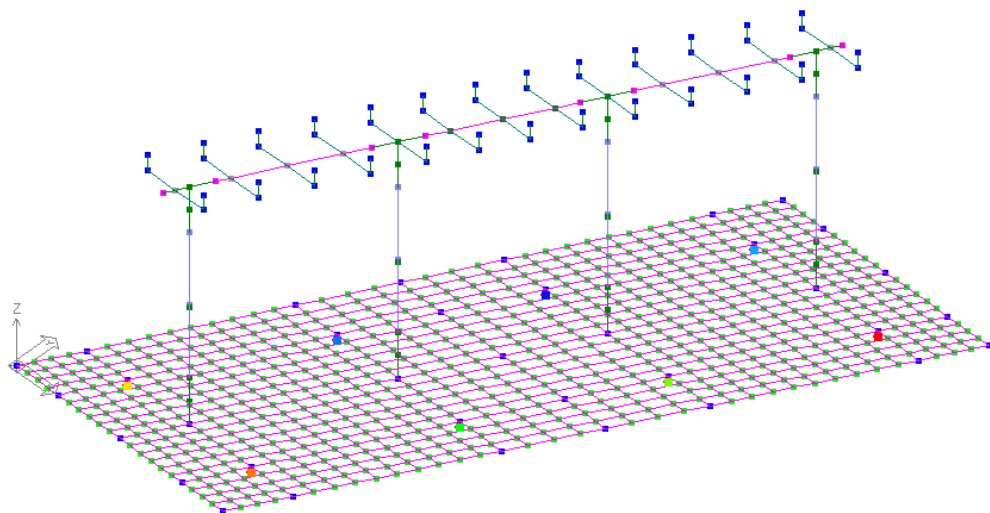
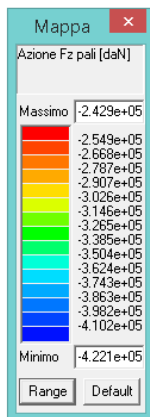
#### SLU - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot*	NOTE	Q prog
18	19	incoerente (ghiaia)	8090,39	3599,73	2144,05	813,68	508,95	3904,46	Qp mediata con strato inferiore coesivo	PILA 4221
22	23	coesivo (limo+argilla)	10276,3	4572,21	1053,1	399,65	582,47	4389,46	Qp dello strato coesivo	SPALLA
25	26	coesivo (limo+sabbia)	11487,1	5111,04	1758,4	667,32	633,36	5145,00	Qp dello strato coesivo	
27	28	coesivo (limo)	12351,30	5495,57	1895,05	719,19	667,29	5547,47	Qp dello strato coesivo	
28	29	coesivo (limo)	12798,43	5694,52	1965,24	746,82	684,26	5756,08	Qp dello strato coesivo	
29	30	incoerente (ghiaia)	13460,95	5984,85	2543,14	1003,09	701,22	6286,72	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

#### SLU - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot*	NOTE	Q prog
18	19	incoerente (ghiaia)	7897,05	3513,70	2908,95	1103,97	508,95	4108,72	Qp mediata con strato inferiore coesivo	PILA 4221
22	23	coesivo (limo+argilla)	10353,18	4905,53	1744,36	662,00	582,47	4686,06	Qp dello strato coesivo	SPALLA
25	26	coesivo (limo+sabbia)	11017,89	4902,29	2183,50	828,65	633,36	5097,58	Qp dello strato coesivo	
27	28	coesivo (limo)	11405,13	5074,59	1682,11	638,37	667,29	5045,67	Qp dello strato coesivo	
28	29	coesivo (limo)	11549,90	5139,00	1706,32	647,56	684,26	5102,30	Qp dello strato coesivo	
29	30	incoerente (ghiaia)	12016,51	5346,51	2733,30	1037,31	701,22	5682,70	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

SLU



Nmax SLU (daN)

Risulta  $S_d < R_d$  e le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 175 di 188

### Verifica Cedimenti palificata in gruppo

Il calcolo dei cedimenti del terreno, in corrispondenza delle opere oggetto di studio dotate di fondazioni profonde, realizzate mediante palificate sotto le pile e le spalle, è stato effettuato seguendo due metodi di calcolo uno "empirico" ed uno "equivalente"; si è poi effettuato un confronto fra i valori ottenuti dall'applicazione dei due metodi e si è utilizzato per la verifica il valore del cedimento più elevato.

I due metodi consistono:

- Il primo nell'effettuazione di un calcolo empirico di massima del cedimento del singolo palo da cui successivamente, per estrapolazione, si è calcolato il cedimento del gruppo di pali;
- il secondo nell'utilizzo del metodo delle equivalenze.

Infatti per calcolare i cedimenti di un gruppo di pali di una palificata si seguono due strade differenti in funzione delle dimensioni della proiezione in pianta della fondazione rispetto alla lunghezza dei pali. In pratica poiché la palificata può essere di piccole o di grandi dimensioni, ossia nel primo caso la lunghezza ed il numero dei pali risultano elevati rispetto alla dimensione in pianta della palificata, nel secondo caso la lunghezza dei pali è ridotta rispetto alle dimensioni della pianta della palificata, si hanno due distinti metodi di calcolo.

Nel caso di palificata piccola lo stato tensionale indotto dal carico nel terreno al di sotto della fondazione risulta ridotto rispetto a quello che verrebbe generato da una fondazione diretta avente dimensioni uguali a quella della palificata, pertanto per il calcolo dei cedimenti, si procede calcolando il cedimento caratteristico del palo isolato e riportandolo (metodo empirico) al gruppo di pali.

Nel caso di palificata estesa, invece, si fa riferimento al concetto di "fondazione equivalente" in quanto lo stato tensionale indotto nel terreno risulta molto simile a quello che verrebbe generato da una fondazione diretta, avente le stesse dimensioni della palificata, e posta ad una profondità pari a:

- 1- L (essendo L la lunghezza del palo) se il terreno presenta un substrato portante ghiaioso sabbioso;
- 2-  $(2/3)L$  se il terreno presente è incoerente o limoso ma non presenta un substrato portante ghiaioso sabbioso;
- 3- L ma con una dimensione maggiorata della base di fondazione se il terreno è argilloso molle o compatto; nel primo caso (argilla compatta) si tiene conto di un'inclinazione della distribuzione tensionale di 4/1 e nel secondo 10/1 (argilla molle).

Nel caso in esame poiché si verifica un caso di fondazione intermedia, si è scelto, a favore di sicurezza, di calcolare il cedimento con entrambi i metodi e di confrontare con il cedimento ammissibile il valore di cedimento più alto ottenuto dai due metodi.

Vediamo i due metodi in dettaglio.

#### **Metodo empirico:**

il metodo consiste nel calcolare anzitutto il cedimento del singolo palo mediante l'applicazione della formula empirica di Meyerhof:

$$w = \frac{(D \cdot Q_{eserc})}{(\lambda \cdot R_{tot})}$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 176 di 188

in cui  $w$  rappresenta il cedimento del singolo palo,  $D$  il diametro del palo,  $Q_{eserc}$  il carico di esercizio (in condizioni SLE) applicato sul palo,  $R_{tot}$  la portanza complessiva del palo non fattorizzata e  $\lambda$  un valore tabellato in funzione della tipologia di palo:

Tipo di palo	Terreno	Valore di $\lambda$
Battuto	Incoerente	60
	Coesivo	120
Trivellato	Incoerente	40
	Coesivo	100
Trivellato pressato	Incoerente	50
	Coesivo	110

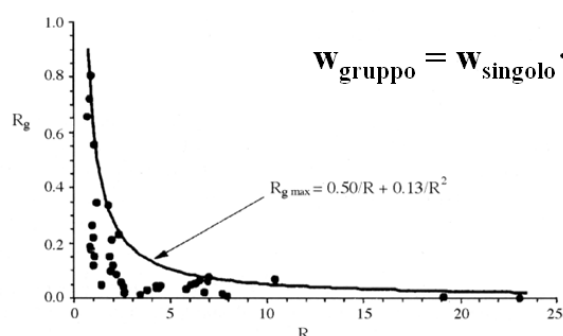
Nei casi esaminati, trattandosi di pali trivellati in terreni misti, con un'alternanza di terreni coesivi ed incoerenti, si è scelto di assumere un valore di  $\lambda$  intermedio più a favore di sicurezza ossia  $\lambda = 60$ .

A partire da tale valore si è calcolato il cedimento del gruppo di pali mediante la formula di Mandolini:

$$w_{gruppo} = w_{sing} \cdot R_g \cdot n$$

In cui il fattore correttivo  $R_g$  viene determinato in funzione di  $R$  mediante il diagramma seguente (metodo di Mandolini):

### Metodo empirico (Mandolini et Al., 1997)



In cui  $R = \sqrt{\left(\frac{n \cdot s}{L}\right)}$  "è il modified aspect ratio" essendo  $n$  il numero dei pali della palificata,  $s$

l'interasse dei pali ed  $L$  la lunghezza dei pali della palificata; oppure, in modo un po' più approssimativo, mediante la formula:

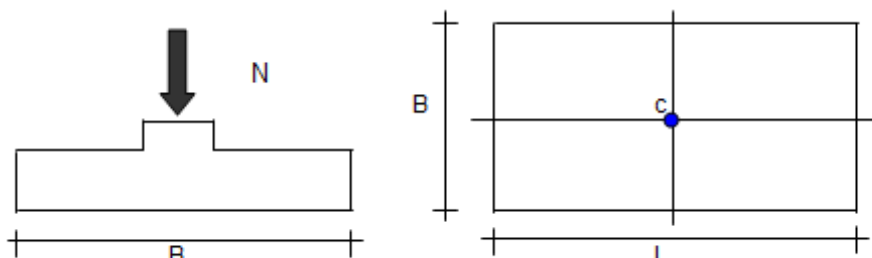
$$R_g = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{R} + \left(\frac{0,13}{R^2}\right)$$

### Metodo delle equivalenze:

Considerando la palificata estesa, si è fatto riferimento al concetto di "fondazione equivalente". Poiché in quasi tutte le opere la stratigrafia del terreno risulta caratterizzata da una forte alternanza di strati coesivi e incoerenti senza la presenza un substrato portante si è utilizzata come profondità della fondazione  $2/3$  la Lunghezza del palo.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 177 di 188

Si è quindi valutata la stratigrafia del terreno presente al di sotto di tale profondità e, per ogni strato di essa, si è calcolato il corrispondente valore del modulo elastico del terreno (a partire dai valori di resistenza alla punta  $q_c$  ottenuti strato per strato dalle prove geotecniche penetrometriche statiche) ed il valore del coefficiente di Poisson.



Successivamente si è potuto calcolare il cedimento della fondazione equivalente mediante foglio di calcolo excel in funzione della teoria di H. G. Poulos E.H. Davis, ricorrendo ai seguenti dati di input:

1. dimensione della fondazione:

{ larghezza B  
lunghezza L

2. carico totale di esercizio applicato sulla fondazione N in KN

3. stratigrafia al di sotto dei  $2/3 L$  metri, indicando per ogni strato il valore del modulo elastico E del terreno ed il coefficiente di Poisson.

Le relazioni utilizzate nel calcolo sono le seguenti:

**Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)**

$$\Delta\sigma_z = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_x = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_y = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_z - \nu_i(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y))\Delta z_i / E_i)$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 178 di 188

Infine sono stati calcolati i cedimenti differenziali.

Generalmente se la dimensione minore in pianta della fondazione (B) è dell'ordine di alcuni metri (tipicamente  $5\text{ m} \leq B \leq 15\text{ m}$ ) ed è minore della lunghezza L dei pali ( $B/L < 1$ ) la rigidezza flessionale della piastra di fondazione può risultare molto elevata, (ed in genere si tende appunto a realizzare tale condizione) pertanto i cedimenti differenziali risultano assai ridotti e possono essere trascurati.

Il metodo di calcolo adoperato per la loro determinazione è quello di Mandolini:

**Metodo empirico (Mandolini et Al., 1997)**

### **Cedimento differenziale**

$$R_{ds} = \frac{\Delta w}{w_{\text{gruppo}}}$$

$$R_{ds,\max} = 0.36 \cdot R^{0.32}$$

### **Cedimenti assoluti e differenziali ammissibili**

Dopo avere stimato l'entità dei cedimenti di una fondazione superficiale occorre valutarne l'ammissibilità.

Il problema è molto complesso per i seguenti motivi:

- Innanzitutto l'entità e la distribuzione del carico trasmesso dalla fondazione al terreno non sono affatto certe, sia perché possono variare nel tempo sia perché dipendono dall'interazione terreno – fondazione – struttura in elevazione.
- Occorre poi considerare che una parte del cedimento può essere dovuto a cause diverse dal carico trasmesso dalla fondazione, in primo luogo dai carichi trasmessi da fondazioni vicine, appartenenti o meno allo stesso complesso strutturale, poi dalle oscillazioni di falda, dal rigonfiamento e/o dal ritiro dei terreni argillosi, da movimenti franosi, dallo scavo di una galleria a piccola profondità, da vibrazioni etc..
- A tutto ciò si aggiunge l'incertezza della stima dei cedimenti, legata sia al modello geotecnico, necessariamente semplificato, sia al metodo di calcolo.

Pertanto, in seguito a tali premesse, i cedimenti delle varie palificate, risultanti dai calcoli, possono essere considerati compatibili con le tipologie di struttura da realizzarsi tenendo conto di limiti (pari 6 -10 % del Diametro del palo) imposti dal buon senso.

infatti:

$$D=120\text{ cm} \longrightarrow w = 4,68\text{ cm} < 7,2 -12\text{ cm}.$$

Vediamo ora nel dettaglio il calcolo effettuato per ogni opera:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 179 di 188



## PONTE SU NUOVA SP 569 – OPERA D - PILA

### Metodo empirico:

Diametro palo D (cm)	120
Qs (KN)	10353,18
Qb (KN)	1744,36
Ppalo (KN)	582,465
Rtot (KN) Portanza tot palo SLE (coeff 1)	11515,07

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 8 \\ s = 3,6 \\ L = 22 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow w_{\text{palo}} = 0,43 \text{ cm} \longrightarrow w_{\text{palificata}} = 1,84 \text{ cm e } \delta = 0,38 \text{ cm}$$

### Metodo delle equivalenze:

Essendo la lunghezza dei pali  $L = 22 \text{ m}$ , la profondità del piano di posa della fondazione equivalente risulta a 14,67 metri dal Piano Campagna e la stratigrafia è la seguente:

stratigrafia	Profondità inferiore (m)	h strato	$\phi'k$	cu (KN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{\text{sat}}$ (KN/m <sup>3</sup> )
ghiaia in matrice sabbiosa	20,60	5,93	41,50		22,3
limo + argilla	23,20	2,60	12,95	104	20,5
limo con lenti sabbiose	27,20	4,00	17,10	150	21,3
limo sabbioso	29,60	2,40	17,20	96	21,4
ghiaia	30,20	0,60	42,00		24,1
limo argilloso - sabbioso	35,00	10,00	15,20	80	20,55

pertanto, calcolati i moduli elastici ed i coefficienti di Poisson ed inserendo le dimensioni della fondazione ed il carico applicato N:

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 6,00 \text{ m} \\ L1 = 18,68 \text{ m} \\ N = 19732 \text{ KN} \end{array} \right.$$

si sono ottenuti i seguenti cedimenti strato per strato e complessivi:

Strato	Litologia	Spessore	da $z_i$	a $z_{i+1}$	$\Delta z_i$	E	$\nu$	$\delta_{ci}$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	ghiaia in matrice limo sabbiosa	5,93	0,0	5,9	0,3	124.840,00	0,25	0,49
2	limo con argilla	2,60	5,9	8,5	0,3	20.000,00	0,35	0,84
3	limo con lenti sabbiose	4,00	8,5	12,5	0,4	15.300,00	0,35	1,09
4	limo sabbioso	2,40	12,5	14,9	0,4	18.600,00	0,35	0,39
5	ghiaia	0,60	14,9	15,5	0,4	136.000,00	0,25	0,01
6	limo argilloso -sabbioso	10,00	15,5	25,5	0,5	23.760,00	0,30	0,7028

$$\delta_{\text{ctot}} = 3,51 \text{ (cm)}$$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 180 di 188

essendo  $3,51 > 1,84$  si è confrontato il cedimento 3,51 con il valore del cedimento ammissibile di  $7,2 - 12$  cm **VERIFICATO**

## PONTE SU NUOVA SP 569 – OPERA D - SPALLA

### Metodo empirico:

Diametro palo D (cm)	120
Qs (KN)	12016,51
Qb (KN)	2733,30
Ppalo (KN)	701,22
Rtot (KN) Portanza tot palo SLE (coeff 1)	14048,59

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 14 \\ s = 3,6 \\ L = 29 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow w_{\text{palo}} = 0,34 \text{ cm} \longrightarrow w_{\text{palificata}} = 2,17 \text{ cm e } \delta = 0,39 \text{ cm}$$

### Metodo delle equivalenze:

Essendo la lunghezza dei pali  $L = 29$  m, la profondità del piano di posa della fondazione equivalente risulta a 19,33 metri dal Piano Campagna e la stratigrafia è la seguente:

stratigrafia	Profondità inferiore (m)	h strato	$\phi'k$	cu (KN/m2)	$\gamma_{\text{sat}}$ (KN/m3)
ghiaia in matrice sabbiosa	20,60	1,27	41,50		22,3
limo + argilla	23,20	2,60	12,95	104	20,5
limo con lenti sabbiose	27,20	4,00	17,10	150	21,3
limo sabbioso	29,60	2,40	17,20	96	21,4
ghiaia	30,20	0,60	42,00		24,1
limo argilloso - sabbioso	35,00	10,00	15,20	80	20,55

pertanto, calcolati i moduli elastici ed i coefficienti di Poisson ed inserendo le dimensioni della fondazione ed il carico applicato N:

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 6,00 \text{ m} \\ L1 = 24,32 \text{ m} \\ N = 33530 \text{ KN} \end{array} \right.$$

si sono ottenuti i seguenti cedimenti strato per strato e complessivi:

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 181 di 188

Strato	Litologia	Spessore	da $z_i$	a $z_{i+1}$	$\Delta z_i$	E	$\nu$	$\delta_{ci}$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	ghiaia in matrice limo sabbiosa	1,27	0,0	1,3	0,3	124.840,00	0,25	0,17
2	limo con argilla	2,60	1,3	3,9	0,3	20.000,00	0,35	1,70
3	limo con lenti sabbiose	4,00	3,9	7,9	0,4	15.300,00	0,35	2,55
4	limo sabbioso	2,40	7,9	10,3	0,4	18.600,00	0,35	0,90
5	ghiaia	0,60	10,3	10,9	0,4	136.000,00	0,25	0,03
6	limo argilloso -sabbioso	10,00	10,9	20,9	0,5	23.760,00	0,30	1,5394

$$\delta_{\text{tot}} = 6,89 \quad (\text{cm})$$

essendo  $6,89 > 2,17$  si è confrontato il cedimento 6,89 con il valore del cedimento ammissibile di 7,2 – 12 cm **VERIFICATO**

I cedimenti sono verificati.

#### Verifica a Liquefazione

Si ritiene, data la natura dei terreni e delle strutture in oggetto, che i terreni interessati dalle opere non siano sensibili al fenomeno della liquefazione.

Si fa riferimento al sondaggio S1.

NUOVA SP 78

Prova S1:

Falda = -19.50 m

Frazione limo-argillosa = 45 %

$a_{g\max} = 0.21 \text{ g}$

N. colpi  $\text{SPT}_{\min} = 20$

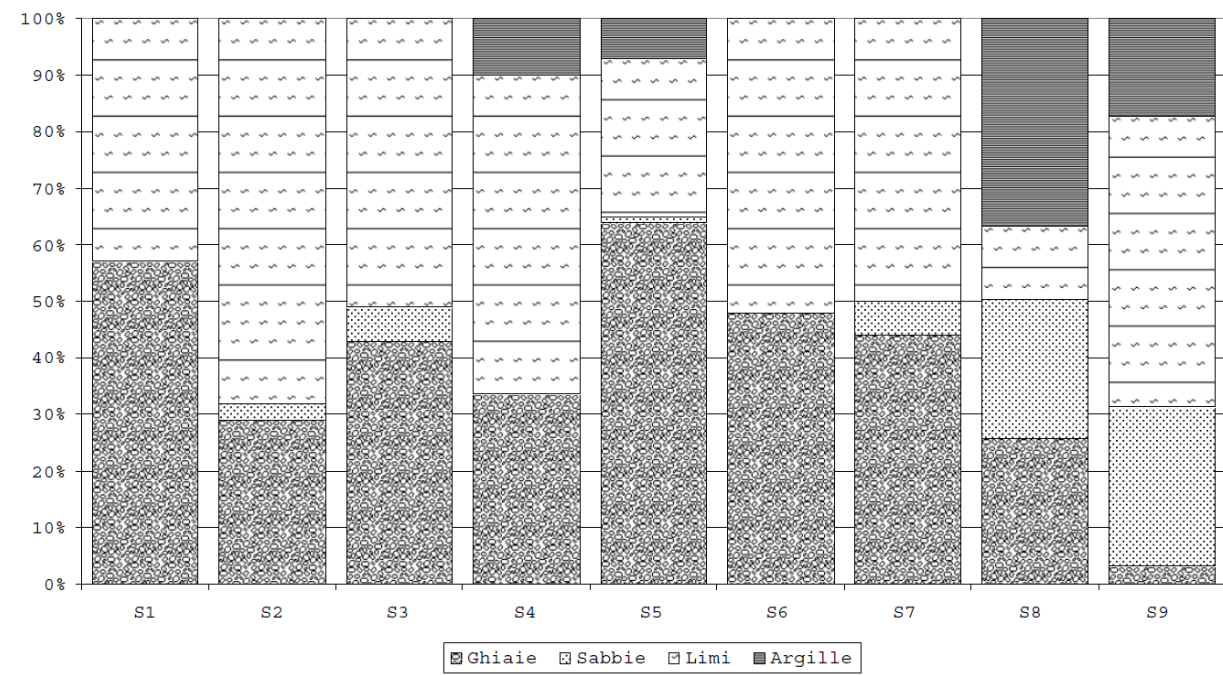
$\gamma_{\text{terreno}} = 19 \text{ kN/mc}$

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 182 di 188

CPTU n. 1 – SONDAGGIO n. 1 – OPERA D – ponte su nuova SP 569

CPTU 1 – S1	falda -19,5 dal P.C.			
stratigrafia	Quota finale strato (m)	cu <sub>k</sub> (KN/m2)	γ - γ sat (KN/m3)	φ <sub>k</sub>
terreno superficiale limoso	1,00	213,37	21,3	33,4
limo marrone	3,40	180,00	20,8	28,2
ghiaia in matrice sabbiosa	11,00		22,36	36,5
ghiaia in matrice limo sabbiosa	12,00		24,72	44,5
ghiaia grossa in matrice sabbiosa	17,40		24,1	41,5
ghiaia in matrice di sabbia limosa	19,00		22,5	42
ghiaia in matrice sabbiosa	20,80		22,3	41,5
limo + argilla	23,20	104,00	20,5	12,95
limo con lenti sabbiose	27,20	150,00	21,3	17,1
limo sabbioso	29,60	96,00	21,4	17,2
ghiaia	30,20		24,1	42
limo argilloso	30,50	80,00	20,1	13
limo sabbioso	31,00	80,00	21	17,4

Distribuzione granulometrica



Dalla verifica secondo “Seed e Idriss” si ha:

Elaborato	Revisione	Data	
Ponte Nuova S.P.78	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 183 di 188

Metodo di calcolo	<input checked="" type="radio"/> Seed e Idriss <input type="radio"/> Tokimatsu e Yoshimi
-------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------

Immissione Dati	
Profondità di calcolo (m)	20
Profondità della falda dal p. c. (m)	19.5
Peso di volume del terreno (t/mc)	19
Numero di colpi SPT o SCPT	20
Frazione argillosa (%)	45
Accelerazione sismica massima (g)	0.21

Calcola

Risultati	
Pressione totale del terreno (kg/cmq)	38,00
Pressione efficace del terreno (kg/cmq)	37,95
Fattore correttivo per la frazione argillosa (%)	8,50
Numero di colpi standard corretto Na	9,3797
Resistenza alla liquefazione (R)	0,1279
Sforzo di taglio normalizzato (T)	0,0957
Coefficiente di sicurezza ( $F_s = R / T$ )	1,3373
Il deposito non è liquefacibile	

Si conclude che i terreni interessati dalle opere non sono liquefacibili.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 184 di 188

## 15 CONCLUSIONI

Le analisi svolte mediante modellazione agli elementi finiti secondo la normativa tecnica *D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni*, mostrano la possibilità di adottare tale tipo di soluzione strutturale.

Come detto in premessa, le strutture saranno realizzate in opera in conglomerato cementizio armato, e dovranno avere quantitativo di armatura almeno pari a quanto indicato in seguito:

SPALLA	Incidenza armatura (daN/m <sup>3</sup> )
1 – Pali $\phi$ 1200 mm	170
2 – Plinto s=150 cm	80
3 – Elevazione s=150 cm	90
4 – Muri di risvolto s=75 cm	100
5 – Orecchio s=50 cm	120
6 – Paraghiaia s=30 cm	90
7 – Baggioli	200
8 – Ritegni sismici	200

PILA	Incidenza armatura (daN/m <sup>3</sup> )
1 – Pali $\phi$ 1200 mm	120
2 – Plinto s=150 cm	80
3 – Elevazione $\phi$ 130 cm	120
4 – Pulvino s=120 cm	160
5 – Baggioli	200
6 – Ritegni sismici	200

A seguire si riportano i tabulati di calcolo e la validazione del software impiegato.

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 185 di 188

**Spalla fissa**

Per i tabulati si faccia riferimento al supporto informatico allegato.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 186 di 188

**Pila fissa**

Per i tabulati si faccia riferimento al supporto informatico allegato.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 187 di 188



## Validazione software PROSAP

Seguono i certificati di validazione dei software indicati nella relazione, in conformità alle disposizioni contenute nel paragrafo 10.2 del D.M 14/01/2008.

**Dichiarazione del produttore-distributore di PRO\_SAP PROfessional SAP  
riguardante l'affidabilità del codice (D.M. 14/01/2008 - Paragrafo 10.2)**

# Dichiarazione affidabilità



**Origine e caratteristiche dei codici di calcolo**  
**Titolo:** PRO\_SAP PROfessional Structural Analysis Program  
**Autore-Produttore:** 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

**Affidabilità dei codici**

**- Inquadramento teorico della metodologia**  
L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico). Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

 **Elemento tipo TRUSS (asta)\***

 **Elemento tipo BEAM (trave)\***

 **Elemento tipo MEMBRANE (membrana)\***

 **Elemento tipo PLATE (piastra-guscio)\***

 **Elemento tipo BRICK (solido)\***

 **Elemento tipo BOUNDARY (molla)\***

 **Elemento tipo STIFFNESS**  
(matrice di rigidità)

\* anche non lineare

**- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità**  
2S.I. ha verificato, in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna e con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:  
"http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm"

**- Filtri di autodiagnostica**  
Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

**Garanzia di qualità**  
Dal 1 dicembre 1999 2S.I. ha prodotto un manuale di qualità in funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001. Tutte le attività dell'azienda sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute. In relazione alla attività di validazione dei prodotti software si dichiara inoltre quanto segue:  
- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;  
- la fase di implementazione degli algoritmi è continuamente validata con strumenti automatici (tools di sviluppo) e attraverso confronti;  
- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.  
Nella produzione del solutore fem 2S.I. implementa componenti sviluppati da Computing Objects SARL spin-off dell'École Centrale Paris, France. E' disponibile la documentazione di affidabilità di tali componenti all'indirizzo web:  
[http://www.2si.it/software/download/manuali/pro\\_sap\\_quaderni/Affidabilita/benchmarks\\_e\\_sap.zip](http://www.2si.it/software/download/manuali/pro_sap_quaderni/Affidabilita/benchmarks_e_sap.zip)



Software e Servizi  
per l'Ingegneria s.r.l.

P.ta Schiatti, 8 - 44121 Ferrara (FE)  
Tel. 0532/20.00.91 - Fax 0532/20.00.86 - [www.2si.it](http://www.2si.it) - [info@2si.it](mailto:info@2si.it)

Rev. n. 4 del 07/10/2010

## PRO SAP

PROfessional Structural Analysis Program

Elaborato	Revisione	Data
Ponte Nuova S.P.78	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 188 di 188