

Variante alla SS12 da Buttapietra  
alla tangenziale SUD di Verona

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. VE92

PROGETTAZIONE:	MANDATARIA:		MANDANTI:		No.Do. e Servizi s.r.l. Società di Ingegneria	
RAGGRUPPAMENTO				IDRO.STRADE s.r.l.		
PROGETTISTI						

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Ing. Antonino Alvaro – SIGECO ENGINEERING srl  
Ordine Ingegneri Provincia di Cosenza n. A282

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Arch. Giuseppe Luciano – SIGECO ENGINEERING srl  
Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. A2316

I GEOLOGI:

Dott. Geol. Domenico Carrà – SIGECO Eng. srl Ordine Geologi della Calabria n. 641  
Dott. Geol. Francesco Molinaro – SIGECO Eng. srl Ordine Geologi della Calabria n. 1063

VISTO:IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Antonio Marsella

IL PROGETTISTA:

Arch. Giuseppe Luciano – SIGECO Eng. srl Ordine Architetti di Reggio Cal. n. A2316  
Ing. Francesco Tucci – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A922  
Ing. Carmine Guido – NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A1379  
Ing. Sandro D'Agostini – Ordine Ingegneri Belluno n. A457  
Ing. Antonio Barci – BARCI Eng. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A1003

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Ing. Giovanni Costa – Steel Project Engineering – Ordine Ingegneri Livorno n. A1632  
Arch. Alessandra Alvaro – SIGECO Eng. srl Ordine Architetti Cosenza n. A1490  
Ing. Gaetano Zupo – SIGECO Eng. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5385  
Geom. Giuseppe Crispino – SIGECO Eng. srl Collegio Geometri Potenza n. 2296  
Ing. Paola Tucci – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5488  
Ing. Mario Perri – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A3784  
Arch. Simona Tucci – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A1637  
Ing. Roberto Scrivano – NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A2061  
Ing. Emiliano Domestico – NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5501  
Geol. Carolina Simone – NO.DO. e Serv. srl Ordine Geologi della Calabria n. 730  
Ing. Giorgio Barci – BARCI Eng. srl Ordine Ingegneri Prov. di Cosenza n. A5873  
Dott.ssa Laura Casadei – Kora s.r.l. –Iscr. el. Operatori abilitati Archeologia Prev. n. 2248

PROTOCOLLO:

DATA:

**SV 03 - SOVRAPASSO CA' DI DAVID - SOTTOPASSO ALLA FF.SS. MONOLITE A SPINTA CA' DI DAVID**

**Relazione tecnica e di calcolo**

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REV.	SCALA:
		T00CV03STRRE01A				
CO VE0029 D 2001		CODICE ELAB. T00CV03STRRE01			A	-
D						
C						
B						
A	EMISSIONE	07/01/2022	SPE	AC	GC	-
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>3</b>
1.1	DESCRIZIONE GENERALE.....	3
1.2	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	5
<b>2</b>	<b>RIFERIMENTI DI CALCOLO</b> .....	<b>6</b>
2.1	NORMATIVE.....	6
2.2	UNITÀ DI MISURA.....	7
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E COEFFICIENTI DI SICUREZZA</b> .....	<b>8</b>
3.1	MATERIALI .....	8
3.1.1	<i>Calcestruzzo</i> .....	8
3.1.2	<i>Acciaio per c.a.</i> .....	8
3.2	RESISTENZE DI PROGETTO .....	8
3.2.1	<i>Calcestruzzo</i> .....	8
3.2.2	<i>Acciaio da c.a.</i> .....	8
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO</b> .....	<b>10</b>
4.1	STRATO DI RICOPRIMENTO .....	10
4.2	STRATO DI RINFIANCO.....	10
4.3	STRATO DI BASE.....	10
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA</b> .....	<b>11</b>
<b>6</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA</b> .....	<b>13</b>
6.1	CARICHI DI PROGETTO STRUTTURA SCATOLARE.....	13
6.1.1	<i>Calcolo del carico sulla calotta - Pressione Geostatica</i> .....	13
6.1.2	<i>Spinta sui piedritti</i> .....	13
6.1.3	<i>Carico permanente</i> .....	14
6.1.4	<i>Traffico ferroviario e stradale</i> .....	15
6.1.5	<i>Azione di avviamento e frenatura</i> .....	25
6.1.6	<i>Azione sismica</i> .....	27
6.2	CRITERI DI VERIFICA .....	30
6.2.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi</i> .....	30
6.2.2	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio</i> .....	32
<b>7</b>	<b>DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE E DEL CODICE DI CALCOLO DELLO SCATOLARE</b> .....	<b>34</b>
7.1	GEOMETRIA SCATOLARE.....	34
7.2	MODELLO DI CALCOLO .....	35
7.3	CONDIZIONI DI CARICO.....	36
7.3.1	<i>Convenzioni adottate</i> .....	36
7.3.2	<i>Simbologia adottata e unità di misura</i> .....	36
7.3.3	<i>Condizioni di carico</i> .....	37
7.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	39
7.4.1	<i>Simbologia adottata</i> .....	39
7.4.2	<i>Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche</i> .....	39
7.4.3	<i>Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche</i> .....	40
7.4.4	<i>Combinazioni di carico</i> .....	41
7.5	INVILUPPO PRESSIONI TERRENO.....	71
<b>8</b>	<b>VERIFICHE DELLO SCATOLARE</b> .....	<b>72</b>
8.1	SLU – PRESSOFLESSIONE.....	73

8.1.1	Fondazione.....	73
8.1.2	Traverso di Copertura .....	74
8.1.3	Piedritto .....	75
8.2	SLU – TAGLIO.....	76
8.3	SLE.....	80
8.3.1	SLE-Verica dei limiti delle tensioni di esercizio .....	82
8.3.2	SLE-Verica a fessurazione.....	83
8.3.3	Verifiche di deformabilità.....	90
<b>9</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE .....</b>	<b>92</b>
<b>10</b>	<b>DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2).....</b>	<b>93</b>
10.1	TIPO DI ANALISI SVOLTA.....	93
10.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO .....	93
10.3	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO .....	93
10.4	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI .....	94
10.5	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE.....	94
10.6	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	94
<b>11</b>	<b>VERIFICA DELLA PLATEA DI VARO.....</b>	<b>95</b>
11.1	MODELLO FEM.....	98
11.2	ANALISI DEI CARICHI .....	100
11.2.1	<i>Peso proprio</i> .....	100
11.2.2	<i>Pesi portati</i> .....	100
11.2.3	<i>Spinta</i> .....	101
11.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	102
11.4	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	103
11.4.1	<i>Ipotesi di calcolo</i> .....	103
11.4.2	<i>Verifiche a flessione della platea di fondazione</i> .....	108
11.4.3	<i>Verifiche a taglio</i> .....	109
11.4.4	<i>Verifica della mensola tozza</i> .....	113

## 1 INTRODUZIONE

### 1.1 DESCRIZIONE GENERALE

Nel presente documento vengono riportate le principali caratteristiche geometriche ed il calcolo strutturale del sottovia scatolare situato dalla PK.171.64 alla PK.268.65 Variante alla SS 12 da Buttapietra alla tangenziale SUD di Verona Sovrappasso Ca' di David.

Il manufatto consiste in una struttura scatolare in c.a. gettata in opera avente dimensioni interne, misurate ortogonalmente al suo asse, 15.40 x 9.00 m, e spessori pari a 1.20 m per piedritti, 1.30 m per la soletta superiore e 1.40 m per la soletta inferiore. Lo spessore del ricoprimento, costituito dalla sovrastruttura e dal ballast, misurato in corrispondenza dell'asse stradale, è circa pari a 2.0 m. L'opera risulta avere una lunghezza in pianta di circa 97.00 m.

La presente relazione riporta prima la descrizione delle opere in oggetto, definisce le norme adottate ed i materiali impiegati, identifica i carichi agenti ed infine riporta le verifiche nelle sezioni maggiormente sollecitate. Per quanto riguarda le verifiche, si omettono quelle geotecniche in quanto pienamente rappresentative quelle del rilevato stradale tipico, caratterizzato da maggiori sollecitazioni non essendo "alleggerito" dalla presenza della struttura scatolare.

Si riportano di seguito la pianta e le sezioni maggiormente significative del manufatto in esame.

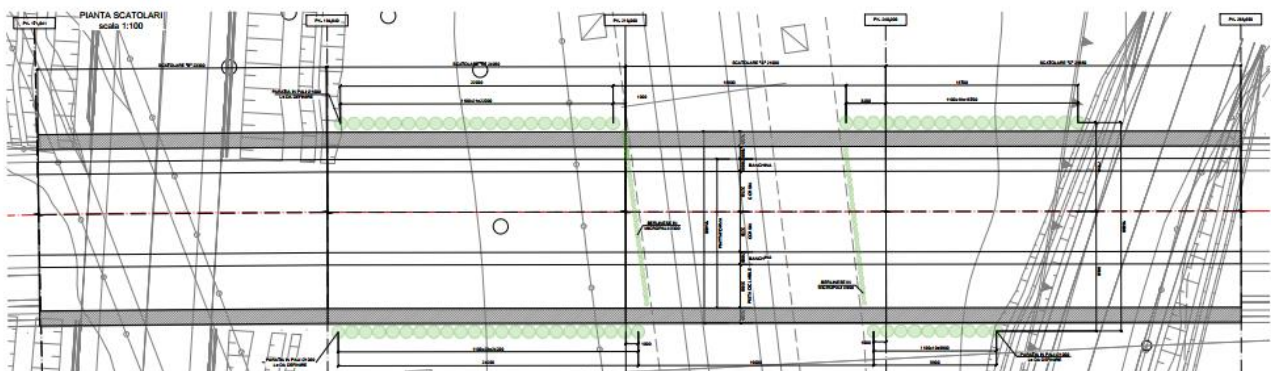


Figura 1.1. Pianta sottovia

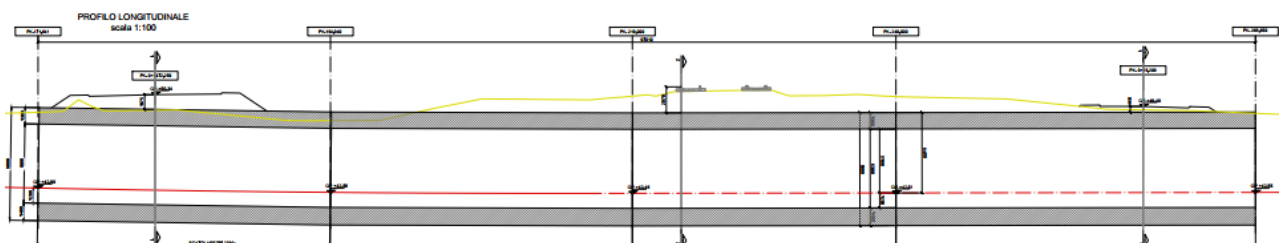


Figura 1.2. Sezione longitudinale del sottovia

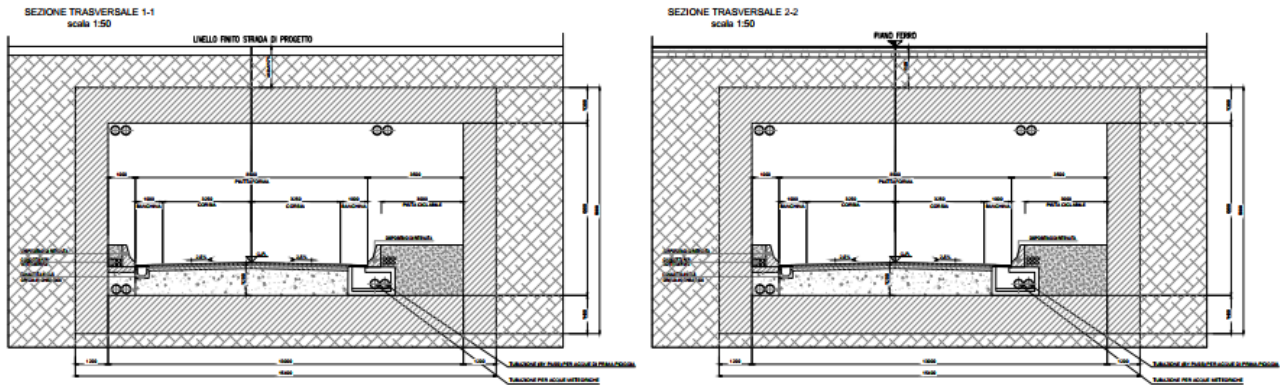


Figura 1.3. Sezione trasversale del sottovia

## 1.2 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

La vita nominale di una struttura  $V_N$  è definita nel punto 2.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018 come il *numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.*

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella 2.4.I del D.M. 17 gennaio 2018. Nel caso in esame, la costruzione è di **tipo 2** e è caratterizzata quindi dalla vita nominale  $V_N = 50$  anni.

Tabella 1-1. Vita nominale.

Tipi di Costruzione		$V_N$ [anni]
1	Opere provvisorie - Opere Provvisionali - Strutture in fase costruttiva.	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.	$\geq 100$

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, il punto 2.4.2 del D.M. 17 gennaio 2018 prevede che le costruzioni siano suddivise tra 4 classi d'uso, definite nella seguente tabella.

Tabella 1-2. Classi d'uso.

Classe d'uso	
<b>Classe I</b>	Costruzioni con la presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<b>Classe II</b>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<b>Classe III</b>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<b>Classe IV</b>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

La struttura in esame rientra nella **Classe IV**, quindi il suo coefficiente d'uso  $C_u$  è pari a 2.

Il periodo di riferimento è quindi pari a:

$$V_R = C_u V_N = 2.0 * 50 = 100 \text{ anni}$$

## 2 RIFERIMENTI DI CALCOLO

### 2.1 NORMATIVE

Nella redazione del progetto strutturale si fa riferimento al quadro normativo ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018. Il riferimento principale per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture, le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali di impalcato sarà pertanto:

- **D.M. 17 gennaio 2018** - *"Norme tecniche per le costruzioni"* con la relativa circolare applicativa del 11 febbraio 2019 n. 617 - *"Istruzione per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni"*.

Nei casi in cui le enunciate normative italiane si presentino carenti di informazioni in relazione a particolari studi specifici, si fa riferimento a normative europee e al sistema degli eurocodici, in particolare:

- **UNI EN 1990:2006 - EUROCODICE 0** - *"Criteri generali di progettazione strutturale"* con il relativo NAD del 24.09.2010;
  - **UNI EN 1991-1-1:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-1** - *"Azioni sulle strutture - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici"* con il relativo NAD del 24.09.2010;
  - **UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1** - *"Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici"* con il relativo NAD del 24.09.2010;
  - ;
  - **UNI EN 1997-1:2005 - EUROCODICE 7 parte 1** - *"Progettazione geotecnica - Regole generali"* con il relativo NAD del 24.09.2010;
  - **UNI EN 1998-1:2005 - EUROCODICE 8 parte 1** - *"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici"* con il relativo NAD del 24.09.2010;
  - **UNI EN 1998-2:2011 - EUROCODICE 8 parte 2** - *"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti"* con il relativo NAD del 24.09.2010;
  - **UNI EN 1998-5:2005 - EUROCODICE 8 parte 5** - *"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"* con il relativo NAD del 25.02.2011.
- **Norme ferroviarie: Manuale Progettazione Parte I - Disposizioni generali**

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale calcestruzzo armato, si considerano:

- **UNI EN 206:2016** - *"Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità"*;
- **UNI 11104:2016** - *"Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206"*;
- **UNI EN 10080:2005** - *"Acciaio saldabile per cemento armato - Generalità"*.

Per l'esecuzione delle strutture, si considerano le regole contenute nei seguenti documenti:

- **UNI EN 13670** - *"Esecuzione di strutture di calcestruzzo"*;

## 2.2 UNITÀ DI MISURA

Salvo diverse specificazioni, le unità di misura correntemente utilizzate, in conformità al sistema degli eurocodici ed al D.P.R. n. 802 del 12 agosto 1982 e s.m.i., sono:

- forze e carichi: [kN], [kN/m], [kN/m<sup>2</sup>];
- massa specifica: [kg/m<sup>3</sup>];
- peso specifico: [kN/m<sup>3</sup>];
- tensioni e resistenze: [kN/cm<sup>2</sup>], [N/mm<sup>2</sup>], [kPa], [MPa];
- momenti: [kN cm], [kN m].



## 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E COEFFICIENTI DI SICUREZZA

### 3.1 MATERIALI

#### 3.1.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo classe	C35/45
Classe di consistenza slump	S4
Classe di esposizione	XC2
Dimensione massima degli aggregati	$D_{max} = 20\text{mm}$
Copriferro minimo	$c_{min} = 50\text{mm}$
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

#### 3.1.2 Acciaio per c.a.

Acciaio B450C	
tensione di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
tensione di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{yd} = 390 \text{ N/mm}^2$
Allungamento	$(A_{gt})_k = 7\%$
deformazione massima	$y_{,u} = 1\%$

### 3.2 RESISTENZE DI PROGETTO

#### 3.2.1 Calcestruzzo

Classe	C35/45
Fattore di età	$\alpha_{cc} = 0.85$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
Tensione di progetto a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 19.83 \text{ N/mm}^2$

#### 3.2.2 Acciaio da c.a.

Acciaio B450C	
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di snervamento	$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$

### 3.2.2.1 Copriferro

Per copriferro delle armature si intende la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

La protezione dell'armatura contro la corrosione si basa sulla presenza continua di un ambiente alcalino ottenuto con un adeguato spessore di calcestruzzo di buona qualità, correttamente maturato. Lo spessore di copriferro dipende sia dalle condizioni ambientali che dalla qualità del calcestruzzo.

Pertanto, il progetto dovrà contenere tutte le indicazioni costruttive per realizzare e controllare il copriferro.

Il valore minimo dello spessore di copriferro è determinato in base ai requisiti di aderenza, di durabilità ed eventuale resistenza al fuoco.

Si forniscono, nel seguito, i valori minimi del copriferro da adottare per i diversi elementi strutturali. Nei casi in cui le condizioni ambientali siano aggressive e molto aggressive, ai sensi della tab.4.1.III del DM 17.01.2018, il copriferro minimo indicato in tabella va aumentato rispettivamente di 10 mm e di 20 mm (ad eccezione dei pali).

## 4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

### 4.1 STRATO DI RICOPRIMENTO

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	1.27	[m]
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>q</sup> ]

### 4.2 STRATO DI RINFIANCO

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23.33	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>q</sup> ]
Costante di Winkler	6.00	[kg/cm <sup>q</sup> /cm]

### 4.3 STRATO DI BASE

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	18.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	18.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	30.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>q</sup> ]
Costante di Winkler	3.50	[kg/cm <sup>q</sup> /cm]
Tensione limite	20.00	[kg/cm <sup>q</sup> ]

## 5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il progetto in esame ricade a Napoli (NA). La pericolosità sismica, in accordo alle NTC 2018, è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite al § 3.2.1 NTC 2018, nel periodo di riferimento VR come definito al § 2.4.3 NTC 2018.

Considerando:

- un periodo di riferimento VR = 100 anni, ottenuto moltiplicando la vita nominale VN = 50 anni per il coefficiente d'uso CU = 2.0 corrispondente a costruzioni di classe IV,
- uno stato limite di salvaguardia della vita (SLV) corrispondente a una probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR pari al 10%

Sulla base di quanto sopra riportato, i terreni presenti nell'area in esame appartengono alla categoria di sottosuolo B.

Per quanto riguarda il coefficiente topografico, per configurazioni topografiche semplici, è possibile adottare la classificazione come da Tabella 3.2.IV delle NTC 2018; nel caso in esame (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ) si considera la categoria T1.

Il coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

con:

- $S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica
- $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica

viene definito in accordo alle espressioni ed ai valori forniti nelle Tab. 3.2.V e 3.2.VI dell NTC 2018:

Si riportano di seguito i dati impiegati per il calcolo della spinta sismica.

Identificazione del sito

Latitudine 45.343778

Longitudine 11.002204

Comune Buttapietra

Provincia Verona

Regione Veneto

Punti di interpolazione del reticolo 12952 - 12951 - 13173 – 13174

Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera ordinaria

Vita nominale 50 anni

Classe d'uso IV - Opere strategiche ed industrie molto pericolose

Vita di riferimento 100 anni

## 6 CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA

### 6.1 CARICHI DI PROGETTO STRUTTURA SCATOLARE

#### 6.1.1 Calcolo del carico sulla calotta - Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 30.00°.

#### 6.1.2 Spinta sui piedritti

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove  $p_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

### 6.1.3 Carico permanente

#### 6.1.3.1 Soletta di copertura

Il sovraccarico permanente dovuto allo spessore dello strato di pavimentazione stradale e dell'eventuale rinterro è pari a:

##### 1) Ballast

Spessore totale Ballast  $s = 0.80 \text{ m}$

Pressione equivalente  $q_p = 18\text{kN/m}^3 \cdot 0.80\text{m} = 14.40 \text{ kN/m}^2$

##### 2) Rinterro

Spessore rinterro  $S_r = 1.27\text{m}$

Pressione equivalente  $q_p = 20\text{kN/m}^3 \cdot 1.27\text{m} = 25.40 \text{ kN/m}^2$

#### 6.1.3.2 Soletta di fondo

Per la soletta di fondazione si considera un carico permanente dovuto al peso della pavimentazione del sottovia pari a:

Spessore medio totale  $s = 1.15\text{m}$

Spessore pacchetto stradale  $s_p = 0.11\text{m}$

Spessore magrone  $S_r = 1.04\text{m}$

Pressione equivalente  $q_p = 24\text{kN/m}^3 \cdot 1.15\text{m} = 27.60 \text{ kN/m}^2$

Dispositivo di ritenuta  $q_p = 24\text{kN/m}^3 \cdot 0.6\text{m} = 14.4 \text{ kN/m}^2$  (distribuita su 1m)

Pista ciclabile  $q_{pp} = 24\text{kN/m}^3 \cdot 1.24\text{m} = 29.76 \text{ kN/m}^2$  (distribuita su 3.5m)

## 6.1.4 Traffico ferroviario e stradale

### 6.1.4.1 Soletta di copertura

Viene dimensionata la sezione più sollecitata, quella cioè in cui avviene il transito dei carichi ferroviari. Si valuta l'effettiva diffusione dei carichi in relazione al ricoprimento di progetto e allo spessore strutturale della soletta. Facendo riferimento al Manuale di Progettazione delle Opere ferroviarie e alle NTC2018 si prendono in considerazione 2 tipi di carico:

- Treno di carico LM71

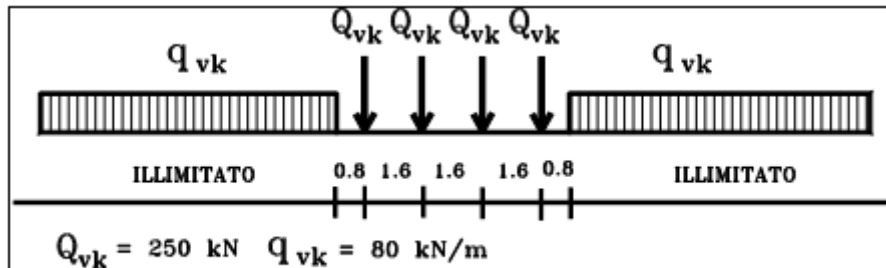


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM 71

- Treno di carico SW/2

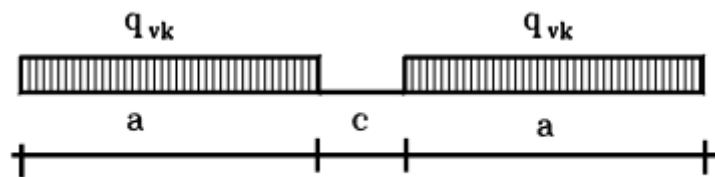


Figura 5.2.2 - Treno di carico SW

Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Le norme indicano di utilizzare una diffusione nel Ballast con pendenza 4:1.

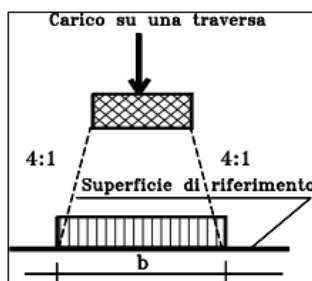
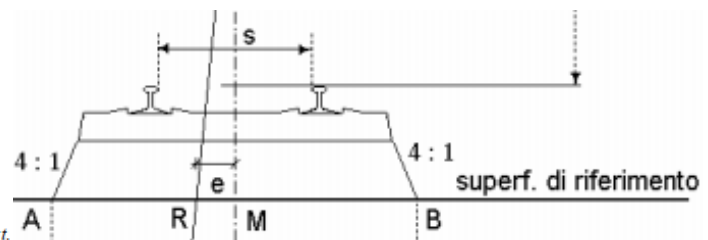
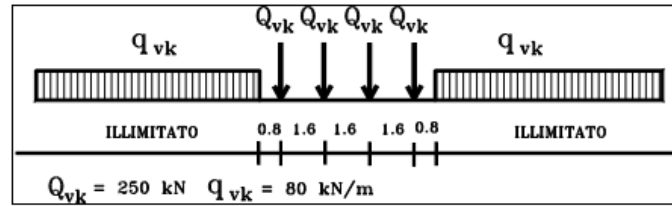


Figura 5.2.4 - Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast.





**s=1435mm**



**Caso 1: LM71**

Ingombro carico Tandem	BxL	=	1.435 x 6.40m
Spessore ballast	Sp	=	0.80m
Spessore ricoprimento	sr	=	1.27 m
Spessore soletta	ss	=	1.30 m
Diffusione nel ballast	Δb	=	2*80cm / 4 = 40cm
Angolo di diffusione nel ricoprimento	αs	=	35°
Angolo di diffusione nella soletta	αs	=	45°
Diffusione totale	Δ	=	2x1.27xtan(35°)+0.40m+2x1.30/2xtan(45°) = = 3.47 m
Impronta diffusa	B'xL'	=	(1.435+3.47) x (6.40+3.47) = = 4.905x9.87m

Cautelativamente si considera il carico tandem distribuito solo su 6.4m per non considerare la sovrapposizione con quello distribuito.

Pressione equivalente associata al treno di carico LM71 ( $Q_{vk}$ )  
 $q = 1000 / 4.905 / 6.4 = 31.86 \text{ kN/m}^2$

Pressione equivalente associata al treno di carico LM71 ( $q_{vk}$ )  
 $q = 80 / 4.905 = 16.31 \text{ kN/m}^2$

Quindi sostanzialmente sulla soletta agisce un carico uniformemente distribuito di 16.31kN/m<sup>2</sup> a cui va aggiunto un carico distribuito su 6.4m di (31.86-16.31)=15.55 kN/m<sup>2</sup> che va applicato nella posizione più sfavorevole.

Poiché il carico diffuso risulta comunque applicato ad una porzione della luce di calcolo (6.4m su 14.2m di luce), al fine di un confronto numerico con il caso di massimo ricoprimento si procede valutando un carico uniforme ovvero applicato a tutta la luce netta di calcolo (14.20m), equivalente in termini di momento flettente e taglio, secondo la procedura di seguito illustrata:

Individuazione delle linee di influenza associate alle azioni interne (taglio, momento massimo e minimo). Tenuto in conto della tipologia di struttura (monolitica/scatolare), la soletta è trattata considerando gli scenari limite di elemento in semplice appoggio ed incastrato all'estremità.

Ricerca della posizione longitudinale dell'impronta di carico (diffusa) che massimizza le azioni interne.

Calcolo delle azioni interne massime.

Valutazione dei carichi uniformi equivalenti secondo le formulazioni

#### Schema in semplice appoggio

$$q_{eq,Mmax} = 8 \times M_{max} / L^2$$

$$q_{eq,Vmax} = 2 \times V_{max} / L$$

#### Schema incastrato

$$q_{eq,Mmax} = 24 \times M_{max} / L^2$$

$$q_{eq,Mmin} = 12 \times M_{min} / L^2$$

$$q_{eq,Vmax} = 2 \times V_{max} / L$$

**TRAVE DOPPIAMENTE INCASTRATA**

Momento minimo all'incastro

$L = 14.2$  (m)  
 $a = 2$  (m)  
 $c = 6.4$  (m)  
 $b = 5.8$  (m)

$p = 15.55$  (kN/m<sup>2</sup>)

$M_A = -186.32$  (kNm) (minimo momento all'incastro)

$p_{eq} = 12 M_A / L^2 = 11.09$  (kN/m<sup>2</sup>) (carico equivalente)

Momento massimo in mezzeria

$L = 14.2$  (m)  
 $a = 3.9$  (m)  
 $c = 6.4$  (m)  
 $b = 3.9$  (m)  
 $x = L/2 = 7.1$  (m) (mezzeria)

$p = 15.55$  (kN/m<sup>2</sup>)

$M_A = -164.69$  (kNm)

$M_B = -164.69$  (kNm)

$R_A = 49.76$  (kN)

$M_x = 108.99$  (kNm) (massimo momento in mezzeria)

$p_{eq} = 24 M_x / L^2 = 12.97$  (kN/m<sup>2</sup>) (carico equivalente)

Taglio massimo

$L = 14.2$  (m)  
 $a = 0$  (m)  
 $c = 6.4$  (m)  
 $b = 7.8$  (m)

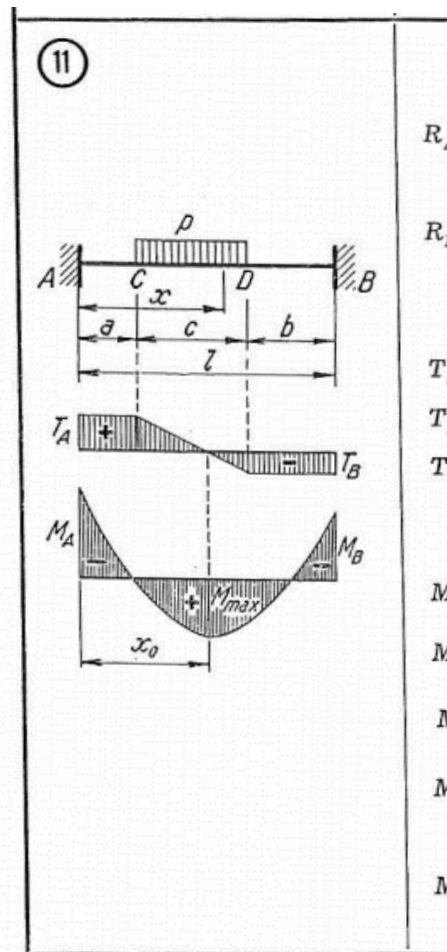
$p = 15.55$  (kN/m<sup>2</sup>)

$M_A = -159.43$  (kNm)

$M_B = -63.343$  (kNm)

$R_A = V_{max} = 83.86$  (kN) (taglio massimo)

$p_{eq} = 2 V_{max} / L = 11.81$  (kN/m<sup>2</sup>) (carico equivalente)



**TRAVE APPOGGIATA**

Momento massimo in mezzeria

- L= 14.2 (m)
- a = 3.9 (m)
- c = 6.4 (m)
- b = 3.9 (m)
- x = L/2 = 7.1 (m) (mezzeria)

p= 15.55 (kN/m<sup>2</sup>)

M<sub>max</sub> = 273.68 (kNm) (massimo momento in mezzeria)

p<sub>eq</sub> = 8 M<sub>max</sub> / L<sup>2</sup> = 10.86 (carico equivalente)

Taglio massimo

- L= 14.2 (m)
- a = 0 (m)
- c = 6.4 (m)
- b = 7.8 (m)

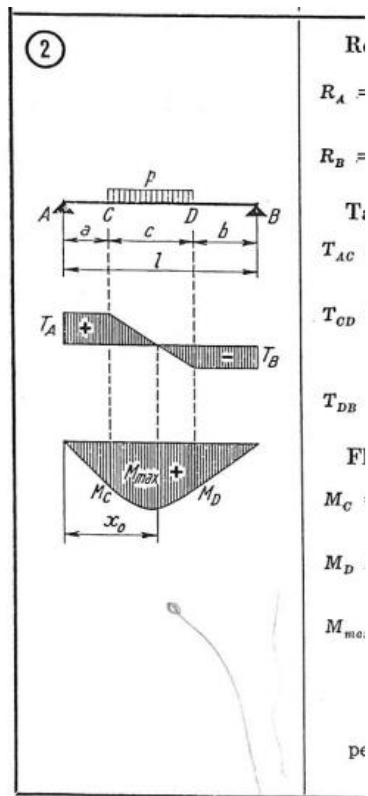
p= 15.55 (kN/m<sup>2</sup>)

R<sub>A</sub> = V<sub>max</sub> = 77.09 (kN) (taglio massimo)

p<sub>eq</sub> = 2 V<sub>max</sub> / L = 10.86 (kN/m<sup>2</sup>) (carico equivalente)

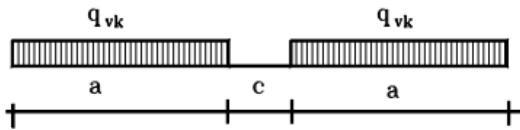
Carico equivalente massimo

p<sub>eq</sub> = Max(p<sub>eq,i</sub>) = 12.97 (kN/m<sup>2</sup>) (carico equivalente applicato sul traverso)



Nella tabella successiva si riassumono i dati ottenuti, dando evidenza del massimo carico equivalente.

Schema statico	Azione massimizzata	Valore massimo calcolato	Carico equivalente
[-]	[-]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Incastro	M-	-186.3 kNm/m	11.09
Incastro	M+	109 kNm/m	12.97
Incastro	V	83.9 kN/m	11.81
Appoggio	M+	273.7 kNm/m	10.86
Appoggio	V	77.1 kN/m	10.86

**Caso 2: SW2**


Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Spessore ballast	$s_p$	=	0.80m
Spessore ricoprimento	$s_r$	=	1.27 m
Spessore soletta	$s_s$	=	1.30 m
Diffusione nel ballast	$\Delta b$	=	$2 \cdot 80\text{cm} / 4 = 40\text{cm}$
Angolo di diffusione nel ricoprimento	$\alpha_s$	=	$35^\circ$
Angolo di diffusione nella soletta	$\alpha_s$	=	$45^\circ$
Diffusione totale	$\Delta$	=	$2 \times 1.27 \times \tan(35^\circ) + 0.40\text{m} + 2 \times 1.30 / 2 \times \tan(45^\circ) =$ $= 3.47 \text{ m (le 2 strisce non si sovrappongono)}$
Impronta diffusa	$B' \times L'$	=	$(1.435 + 3.47) \times (25.00 + 3.47) =$ $= 4.905 \times 28.87\text{m}$
Pressione equivalente associata al treno di carico SW/2	$q$	=	$150 \cdot 25 / 4.905 / 28.87 = 26.50 \text{ kN/m}^2$

**Quadro di raffronto**

Con riferimento ai carichi valutati in precedenza, si procede con un raffronto in termini di sovraccarico totale in copertura considerando i contributi associati al ricoprimento e al traffico veicolare ottenendo i seguenti valori totali:

- Caso 1 (LM71):**  $q_{tot} = 12.97 + 16.31 = 29.28 \text{ kN/m}^2$  applicato sulla soletta  
 $q_{tot} = 16.31 * 4.905 / 1.835 = 43.60 \text{ kN/m}^2$  applicato sul terreno  
 (diffusione solo nel ballast)
- Caso 2 (SW2):**  $q_{tot} = 26.50 \text{ kN/m}^2$  applicato sulla soletta  
 $q_{tot} = 26.50 * 4.905 / 1.835 = 70.85 \text{ kN/m}^2$  applicato sul terreno  
 (diffusione solo nel ballast)

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente "α" che deve assumersi come da tabella seguente:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

*Tab. 2.5.1.4.1-1 Coefficiente "α"*

- Caso 1 (LM71):**  $q_{tot} = 29.28 \text{ kN/m}^2 * 1.10 = 32.21 \text{ kN/m}^2$  applicato sulla soletta  
 $q_{tot} = 43.60 \text{ kN/m}^2 * 1.10 = 47.96 \text{ kN/m}^2$  applicato sul terreno  
 (diffusione solo nel ballast)

Risultando i due scenari di calcolo pressoché analoghi per il carico da applicare direttamente alla soletta, mentre differiscono sostanzialmente per il carico applicato al terreno che schematizza il carico distribuito.

Si procede facendo riferimento al solo **Caso 2** in quanto più gravoso per la maggiore incidenza del carico sul terreno circostante, tuttavia, cautelativamente, alla soletta verrà applicato il carico corrispondente al **Caso 1** che è più gravoso.

**Effetti dinamici**

In accordo al 5.2.2.3.3 delle NTC2018 bisogna considerare gli effetti di amplificazione dinamica  $\phi$ .

I coefficienti di incremento dinamico  $\Phi$  che aumentano l'intensità dei modelli di carico teorici si assumono pari a  $\Phi_2$  o  $\Phi_3$ , in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:

(a) per linee con elevato standard manutentivo:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (5.2.6)$$

(b) per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad (5.2.7)$$

dove:

$L_\phi$  rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab. 5.2.II.

4	<p>4.1 Solette superiori e traversi di impalcato a sezione scatolare o a graticcio di travi.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- nella direzione trasversale alle travi principali</li> <li>- nella direzione longitudinale</li> </ul> <p>- mensole trasversali supportanti carichi ferroviari: se <math>e &gt; 0,50</math> m, essendo <math>e</math> la distanza fra l'asse della rotaia più esterna e il filo esterno dell'anima più esterna della struttura principale longitudinale, occorre uno studio specifico.</p>	<p>3 volte la luce della soletta</p> <p>3 volte la luce della soletta d'impalcato o, se minore, la lunghezza caratteristica della trave principale</p> <p>3 volte la distanza fra le anime della struttura principale longitudinale</p>
---	---	---

Cautelativamente si prende in considerazione il caso b), quindi  $\phi_3$  ed  $L_\phi = 3 \cdot 14.2\text{m} = 42.6\text{m}$

$$\phi_3 = 1.07$$

In definitiva viene applicato un carico dovuto al passaggio dei veicoli ferroviari pari a:

$$q_{\text{tot}} = 32.21 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.07 = 34.47 \text{ kN/m}^2 \quad \text{applicato sulla soletta}$$

$$q_{\text{tot}} = 70.85 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.07 = 75.80 \text{ kN/m}^2 \quad \text{applicato sul terreno}$$

### 6.1.4.2 Soletta di fondo

Gli effetti del traffico sulla soletta di fondo sono valutati con riferimento alla disposizione più sfavorevole delle Corsie Convenzionali.

Sulla base delle dimensioni del modello di carico e degli spessori del ricoprimento, si considerano le strisce di carico, dovute alla sovrapposizione tra asse tandem e carico distribuito, come illustrato di seguito.

A favore di sicurezza considera uno spessore medio di pavimentazione e magrone pari a 115cm.

Per evitare di considerare sovrapposizioni di carico, le impronte dei carichi tandem si considerano distribuite trasversalmente per un massimo di 3m (larghezza della corsia convenzionale).

Impronta asse tandem = 2.40m x 2.00m

Diffusione = 185cm per parte (diffusione a 45° nel magrone e nella pavimentazione ed in metà spessore della fondazione)

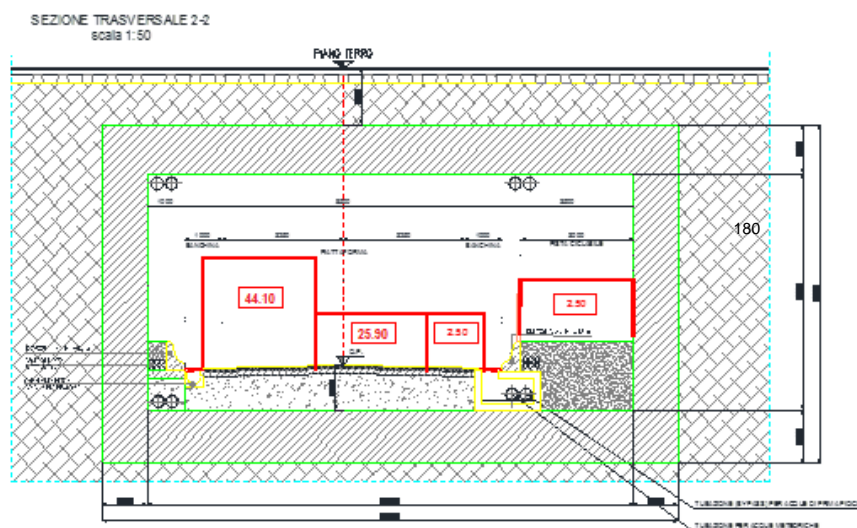
Impronta diffusa =  $\min(2.40+2*1.85 ; 3.00)\text{m} \times (2.00+2*1.85)\text{m} = 3.00\text{m} \times 5.70\text{m}$

**Carico totale corsia 1**  $q_{p1} = 600 \text{ kN} / (3.00\text{m} \times 5.70\text{m}) + 9.00 \text{ kN/m}^2 = 44.10 \text{ kN/m}^2$

**Carico totale corsia 1**  $q_{p2} = 400 \text{ kN} / (3.00\text{m} \times 5.70\text{m}) + 2.50 \text{ kN/m}^2 = 25.90 \text{ kN/m}^2$

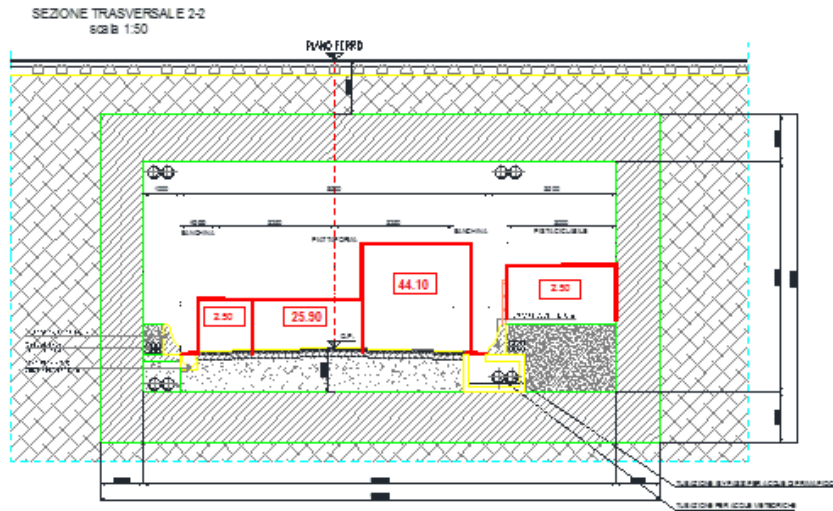
**Area rimanente**  $q_p = 2.50 \text{ kN/m}^2$

**Pista ciclabile**  $q_p = 2.50 \text{ kN/m}^2$

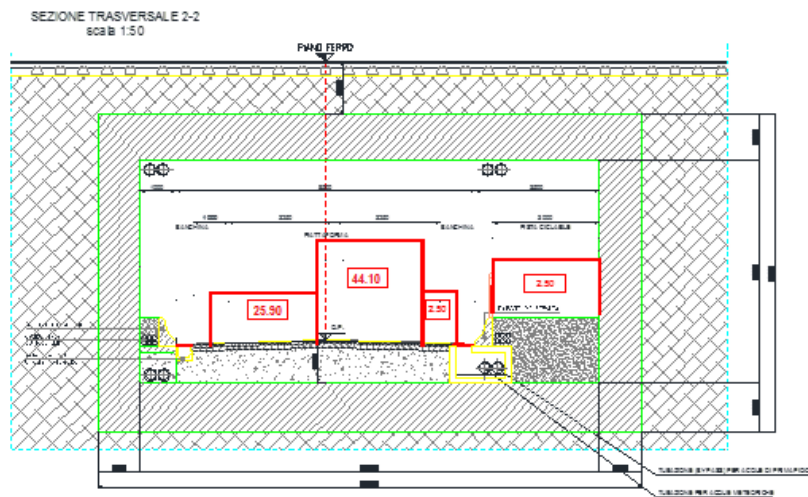


**Figura 6-1:** Schema forze sulla soletta di fondo – Configurazione 1





**Figura 6-2:** Schema forze sulla soletta di fondo – Configurazione 2



**Figura 6-3:** Schema forze sulla soletta di fondo – Configurazione 3

### 6.1.4.3 Sovraccarico su rilevato

Si faccia riferimento al paragrafo precedente.

### 6.1.5 Azione di avviamento e frenatura

Secondo il D.M. 17/01/2018 le azioni di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento:  $Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN}$  per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2

frenatura:  $Q_{lb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN}$  per modelli di carico LM 71, SW/0

$Q_{lb,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}]$  per modelli di carico SW/2

Si considera il carico maggiore pari a 35kN/m

Nel caso in oggetto risulta:

$$0.6 \times 2 \times 300 + 0.1 \times 9 \times 3 \times (13.6 \text{ m}) = 400 < 900 \Rightarrow Q_3 = 400 \text{ kN.}$$

Considerando la diffusione fino a metà spessore di soletta si ha che:

Spessore ballast	$s_p$	=	0.80m
Spessore ricoprimento	$s_r$	=	1.27 m
Spessore soletta	$s_s$	=	1.30 m
Diffusione nel ballast	$\Delta_b$	=	$2 \cdot 80\text{cm} / 4 = 40\text{cm}$
Angolo di diffusione nel ricoprimento	$\alpha_s$	=	$35^\circ$
Angolo di diffusione nella soletta	$\alpha_s$	=	$45^\circ$
Diffusione totale	$\Delta$	=	$2 \times 1.27 \times \tan(35^\circ) + 0.40\text{m} + 2 \times 1.30 / 2 \times \tan(45^\circ) =$ $= 3.47 \text{ m}$
Carico da frenatura	$q_f$	=	$35 \text{ kN/m} / 3.47\text{m} = 10.1 \text{ kN/m}$

Cautelativamente il carico di frenatura viene considerato con coefficiente 1 in concomitanza al carico verticale (gruppo 1).

Tab. 5.2.IV - *Valutazione dei carichi da traffico*

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc...)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

## 6.1.6 Azione sismica

Stante la rigidità del manufatto, l'effetto sismico associato alle spinte delle terre nonché all'inerzia delle masse permanenti è valutato nell'ipotesi di "comportamento rigido".

### 6.1.6.1 Incremento dinamico di spinta del terreno

L'incremento dinamico della spinta del terreno è valutato secondo la formulazione di Wood ovvero:

- Incremento in termini di pressione  $\Delta p_d = \alpha \times \gamma \times H$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Incremento in termini di forza  $\Delta P_d = \alpha \times \gamma \times H^2$  [kN/m]

dove:

- $\alpha = (a_g/g) \times S_s \times S_T$
- $a_g$  = accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
- $S_s$  = coefficiente relativo all'effetto di amplificazione stratigrafica
- $S_T$  = coefficiente relativo all'effetto di amplificazione topografica

Di seguito si riporta il calcolo della pressione di riferimento, rimandando al cap.5 per la caratterizzazione sismica di dettaglio.

Altezza struttura	$H_s$	=	$1.40+6.30+1.30 = 9.00\text{m}$
Altezza del ricoprimento (massima)	$H_r$	=	$1.27 \text{ m}$
Altezza totale	$H$	=	$9.00+1.27 = 10.27\text{m}$
Accelerazione massima adimensionalizzata	$\alpha$	=	$a_g/g \times S_s \times \beta_m \times S_t = 0.259$
Incremento di pressione da applicare sull'altezza H	$\Delta p_d$	=	$\alpha \times \gamma \times H = 0.259 \times 20 \times 10.27 = 53.20 \text{ kN/m}^2$

### 6.1.6.2 Forze inerziali

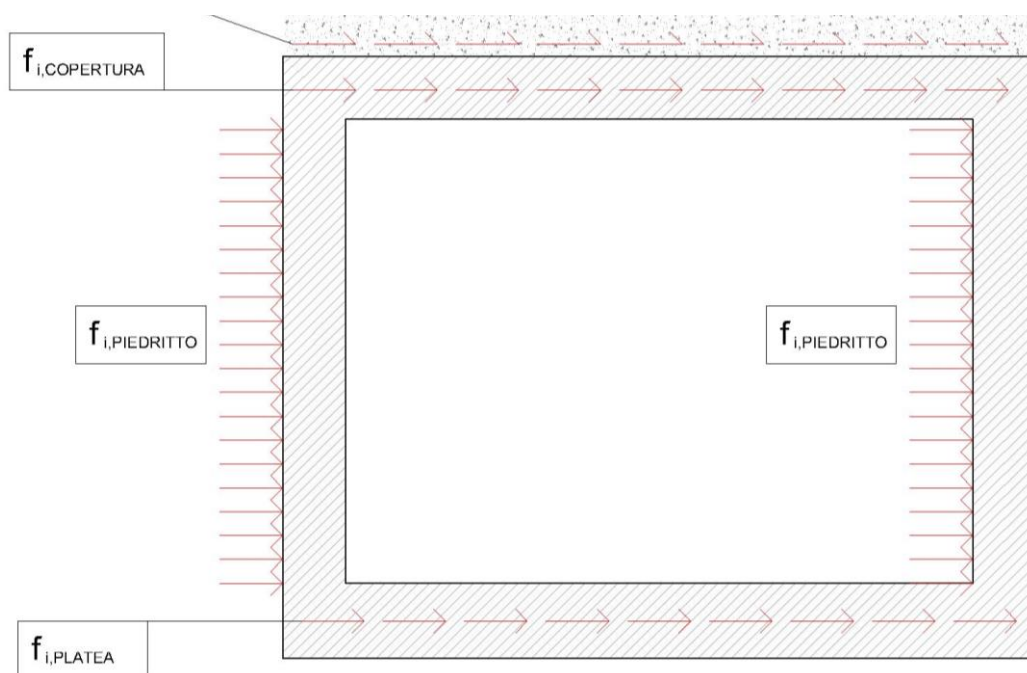
Le forze inerziali sono valutate nell'ipotesi di comportamento rigido ( $T=0$ ) ovvero:

$$F_I = (a_g/g) \times S_S \times S_T \times W$$

dove:

- $a_g$  = accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
- $S_S$  = coefficiente relativo all'effetto di amplificazione stratigrafica
- $S_T$  = coefficiente relativo all'effetto di amplificazione topografica
- $W$  = peso dell'elemento

Di seguito si riporta il calcolo della pressione di riferimento, rimandando al cap.5 per la caratterizzazione sismica di dettaglio. Per quanto riguarda gli effetti inerziali associati al sisma verticale, si considera il 50% di quelli orizzontali.



**Figura 6-4:** Schema forze inerziali (ORIZZONTALI)

Platea di fondazione

Spessore platea	$S_{\text{PLATEA}}$	1.40 m
Inerzia per unità di superficie	$f_{i,\text{PLATEA}} = 0,259 \cdot g_{\text{cls}} \cdot s_{\text{PLATEA}}$	9.065 kN/m <sup>2</sup>
Dimensione elemento	B	14.20 m
Inerzia orizzontale per unità di lunghezza:	$F_{i,\text{PLATEA (H)}} = f_{i,\text{PLATEA}} \cdot B$	128.72 kN/m
Inerzia verticale per unità di lunghezza	$F_{i,\text{PLATEA (V)}} = 0.5 \cdot F_{i,\text{PLATEA (H)}}$	64.36 kN/m

Piedritto

Spessore piedritto	$S_{\text{PIEDRITTO}}$	1.20 m
Inerzia per unità di superficie	$f_{i,\text{PIEDRITTO}} = 0,259 \cdot g_{\text{cls}} \cdot s_{\text{PIEDRITTO}}$	7.77 kN/m <sup>2</sup>
Dimensione elemento	H	7.65 m
Inerzia orizzontale per unità di lunghezza:	$F_{i,\text{PIEDRITTO (H)}} = f_{i,\text{PIEDRITTO}} \cdot H$	59.44 kN/m
Inerzia verticale per unità di lunghezza	$F_{i,\text{PIEDRITTO (V)}} = 0.5 \cdot F_{i,\text{PIEDRITTO (H)}}$	29.72 kN/m

Copertura

Spessore copertura	$S_{\text{COPERTURA}}$	1.30 m
Inerzia per unità di superficie	$f_{i,\text{COPERTURA}} = 0,259 \cdot g_{\text{cls}} \cdot s_{\text{COPERTURA}}$	8.4175 kN/m <sup>2</sup>
Dimensione elemento	B	14.20 m
Inerzia orizzontale per unità di lunghezza:	$F_{i,\text{COPERTURA (H)}} = f_{i,\text{COPERTURA}} \cdot B$	119.53 kN/m
Inerzia verticale per unità di lunghezza	$F_{i,\text{COPERTURA (V)}} = 0.5 \cdot F_{i,\text{COPERTURA (H)}}$	59.76 kN/m

Ricoprimento

Si fa riferimento al caso di ricoprimento massimo cui è associato un peso equivalente di		20.00 kN/m <sup>2</sup>
Inerzia per unità di superficie	$f_{i,\text{RICOPRIMENTO}} = 0,259 \cdot P_{\text{eq}}$	5.18 kN/m <sup>2</sup>
Dimensione elemento	B	13.20 m
Inerzia orizzontale per unità di lunghezza:	$F_{i,\text{RICOPRIMENTO (H)}} = f_{i,\text{RICOPRIMENTO}} \cdot B$	68.38 kN/m
Inerzia verticale per unità di lunghezza	$F_{i,\text{RICOPRIMENTO (V)}} = 0.5 \cdot F_{i,\text{RICOPRIMENTO (H)}}$	34.19 kN/m

## 6.2 CRITERI DI VERIFICA

### 6.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi

Le verifiche vengono effettuate secondo NTC2018 - Approccio 1. La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che si individuano nelle diverse combinazioni di carico. Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerano due famiglie di combinazioni (indicate come A1-M1 e A2-M2) generate con le seguenti modalità:

caso A1-M1: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti ( $\gamma_G, \gamma_Q$ ) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno.

caso A2-M2: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati i carichi variabili e vengono ridotte le caratteristiche di resistenza del terreno ( $tg(\phi), c' o cu$ ) secondo i coefficienti parziali ( $\gamma_{tan\phi}, \gamma_c, \gamma_{cu}, \gamma_u$ ) definiti da normativa. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al paragrafo 5.2.3.2 del D.M.17/01/08.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Cd}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni**

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$g_{r1}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di carico	$g_{r2}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(2)</sup>	-
	$g_{r3}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(3)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

**Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni**

	Azioni	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(1)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 <sup>(1)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(1)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(1)</sup>	0,80	0,0

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

<sup>(3)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Nei successivi paragrafi saranno condotte le verifiche per le condizioni di carico più gravose (considerando le combinazioni di carico che portano rispettivamente ai valori massimi di azione assiale, momento flettente e taglio), nelle sezioni significative.



## 6.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni (D.M. del 17.01.2018 par.2.5.3):

$$\text{Rara} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Frequente} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Nel caso dei ponti ferroviari nella precedente espressione, si assumerà, per i carichi dovuti al transito dei convogli, un coefficiente  $\psi_2 = 0,2$ , quando rilevante.

### Verifica dei valori limite delle tensioni

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

### Verifica delle deformazioni

Considerando la presenza dei treni di carico LM71, SW/0, SW/2, incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non deve eccedere il valore  $L/600$ .

Per tutte le tipologie di ponti e per qualsiasi velocità lo spostamento orizzontale, conseguente all'inflessione per carichi verticali, del piano di regolamento o di posa del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa delle rotaie, dovrà risultare non superiore a 8 mm.

### Verifica a fessurazione

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

a)  $\delta f < w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;

b)  $\delta f < w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

I valori limite di apertura della fessura calcolato allo stato limite di apertura delle fessure sono pari a:

$w_1 = 0.2$  mm

$w_2 = 0.3$  mm

$w_3 = 0.4$  mm

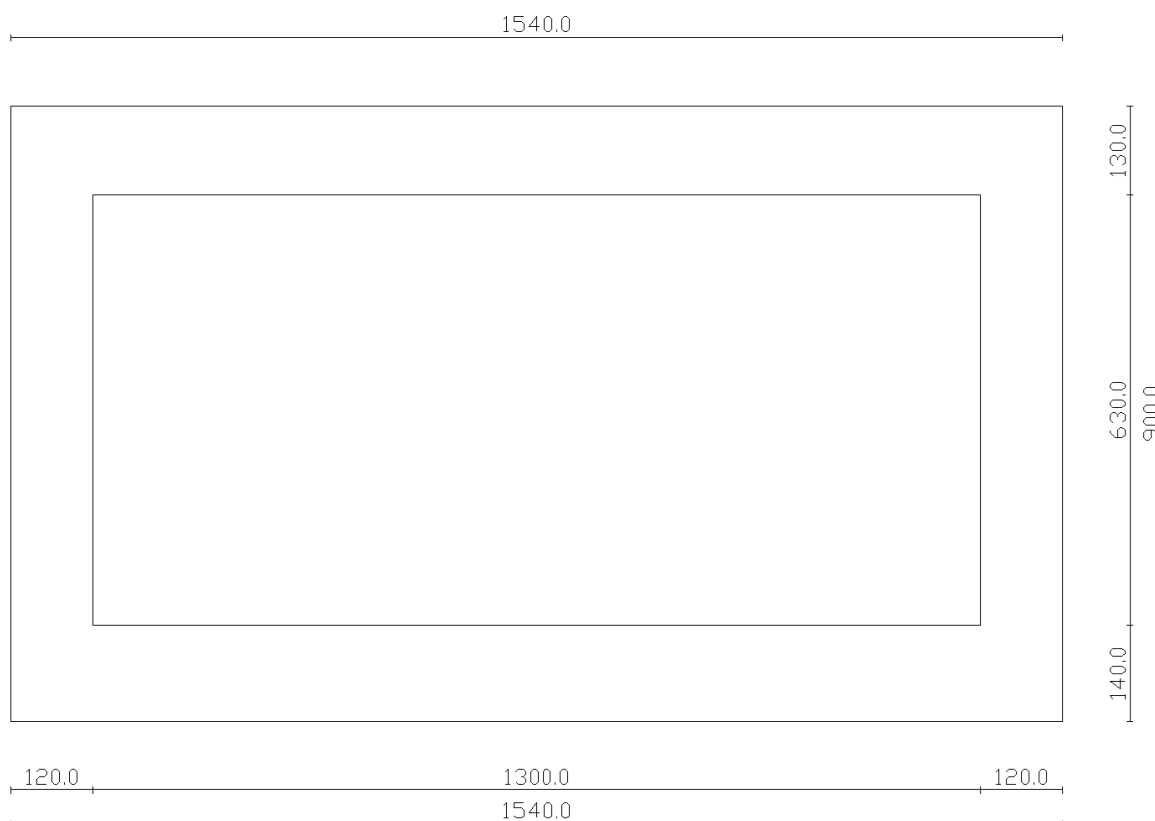
.

## 7 DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE E DEL CODICE DI CALCOLO DELLO SCATOLARE

Si sviluppa modello di calcolo mediante il software SCAT14 della AZTEC.

### 7.1 GEOMETRIA SCATOLARE

Si riporta di seguito la sezione di calcolo dello scatolare.



Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	9.00	[m]
Larghezza esterna	15.40	[m]
Spessore piedritto sinistro	1.20	[m]
Spessore piedritto destro	1.20	[m]
Spessore fondazione	1.40	[m]
Spessore trasverso	1.30	[m]

## 7.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello del telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

Il modello considerato per l'analisi è quello di uno scatolare di profondità unitaria (1.00 m) soggetto alle azioni da traffico stradale di norma e a quelle permanenti.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.



## 7.3 CONDIZIONI DI CARICO

### 7.3.1 Convenzioni adottate

Si riportano di seguito le convenzioni adottate per la definizione delle condizioni di carico

- Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
- Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
- Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
- Coppie concentrate positive se antiorarie
- Ascisse X (espresse in m) positive verso destra
- Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto
- Carichi concentrati espressi in kN
- Coppie concentrate espressi in kNm
- Carichi distribuiti espressi in kN/m

### 7.3.2 Simbologia adottata e unità di misura

Si riportano di seguito la simbologia e le unità di misura adottate per le forze concentrate e per quelle distribuite.

#### Forze concentrate

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
$F_y$	componente Y del carico concentrato
$F_x$	componente X del carico concentrato
M	momento

#### Forze distribuite

$X_i, X_f$	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
$Y_i, Y_f$	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
$V_{ni}$	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
$V_{nf}$	componente normale del carico distribuito nel punto finale
$V_{ti}$	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
$V_{tf}$	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
$D_{te}$	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
$D_{ti}$	variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

### 7.3.3 Condizioni di carico

Nel seguito sono riportate le condizioni di carico considerate.

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (Ballast (copertura))

Distr	Terreno	$X_i = -9.00$	$X_f = 24.40$	$V_{ni} = 14.40$	$V_{nf} = 14.40$		
-------	---------	---------------	---------------	------------------	------------------	--	--

Condizione di carico n° 8 (Pavimentazione+massetto (fond))

Distr	Fondaz.	$X_i = 1.20$	$X_f = 14.20$	$V_{ni} = 27.60$	$V_{nf} = 27.60$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i = 1.20$	$X_f = 2.20$	$V_{ni} = 14.40$	$V_{nf} = 14.40$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i = 10.70$	$X_f = 14.20$	$V_{ni} = 24.00$	$V_{nf} = 24.00$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$

Condizione di carico n° 9 (Traffico 1 (fond))

Distr	Fondaz.	$X_i = 2.20$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 44.10$	$V_{nf} = 44.10$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i = 5.20$	$X_f = 8.20$	$V_{ni} = 25.90$	$V_{nf} = 25.90$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i = 8.20$	$X_f = 14.20$	$V_{ni} = 2.50$	$V_{nf} = 2.50$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$

Condizione di carico n° 10 (Traffico 2 (fond))

Distr	Fondaz.	$X_i = 7.70$	$X_f = 10.70$	$V_{ni} = 44.10$	$V_{nf} = 44.10$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i = 4.70$	$X_f = 7.70$	$V_{ni} = 25.90$	$V_{nf} = 25.90$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i = 10.70$	$X_f = 14.20$	$V_{ni} = 2.50$	$V_{nf} = 2.50$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i = 1.20$	$X_f = 4.70$	$V_{ni} = 2.50$	$V_{nf} = 2.50$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$

Condizione di carico n° 11 (Traffico 3 (fond))

Distr	Fondaz.	$X_i = 6.20$	$X_f = 9.20$	$V_{ni} = 44.10$	$V_{nf} = 44.10$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i = 3.20$	$X_f = 6.20$	$V_{ni} = 25.90$	$V_{nf} = 25.90$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i = 9.20$	$X_f = 14.20$	$V_{ni} = 2.50$	$V_{nf} = 2.50$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$

Condizione di carico n° 12 (Traffico ferroviario)

Distr	Terreno	$X_i = -9.00$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 75.80$	$V_{nf} = 75.80$		
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_f = 15.40$	$V_{ni} = 34.47$	$V_{nf} = 34.47$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$
Distr	Terreno	$X_i = 15.40$	$X_f = 24.40$	$V_{ni} = 75.80$	$V_{nf} = 75.80$		

Condizione di carico n° 13 (Frenatura -)

Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_f = 15.40$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{nf} = 0.00$	$V_{ti} = -10.10^*$	$V_{tf} = -10.10^*$
-------	----------	--------------	---------------	-----------------	-----------------	---------------------	---------------------

Condizione di carico n° 14 (Frenatura +)

Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_f = 15.40$	$V_{ni} = 0.00$	$V_{nf} = 0.00$	$V_{ti} = 10.10^*$	$V_{tf} = 10.10^*$
-------	----------	--------------	---------------	-----------------	-----------------	--------------------	--------------------

\*Carico Tangenziale dovuto alla frenatura.

## 7.4 COMBINAZIONI DI CARICO

### 7.4.1 Simbologia adottata

Si riportano di seguito le convenzioni adottate per la definizione delle combinazioni di carico

$\gamma$	Coefficiente di partecipazione della condizione
$\Psi$	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione
$\gamma_{G1sfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{G1fav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{G2sfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
$\gamma_{G2fav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

### 7.4.2 Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.35
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1.50
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.35
Variabili da traffico ferroviario	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00
Variabili da traffico ferroviario	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.45
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1.20



Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00

### 7.4.3 Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1fav}$	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Q1sfav}$	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00
Variabili da traffico ferroviario	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00
Variabili da traffico ferroviario	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00

#### 7.4.4 Combinazioni di carico

##### Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

##### Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Traffico 1 (fond)	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.45	0.80	1.16

##### Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Traffico 1 (fond)	Sfavorevole	1.35	0.75	1.01
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.45	1.00	1.45

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Traffico 2 (fond)	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.45	0.80	1.16

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Traffico 2 (fond)	Sfavorevole	1.35	0.75	1.01
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.45	1.00	1.45

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Traffico 3 (fond)	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.45	0.80	1.16

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Traffico 3 (fond)	Sfavorevole	1.35	0.75	1.01
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.45	1.00	1.45

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.45	1.00	1.45
Frenatura -	Sfavorevole	1.45	1.00	1.45

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.45	1.00	1.45
Frenatura +	Sfavorevole	1.45	1.00	1.45

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



Combinazione n° 22 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico 1 (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 27 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico 1 (fond)	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 28 SLE (Quasi Permanente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 29 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico 1 (fond)	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 30 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 31 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico 2 (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 32 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico 2 (fond)	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 33 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico 2 (fond)	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 34 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico 3 (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 35 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico 3 (fond)	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 36 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico 3 (fond)	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 37 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 38 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 39 SLE (Quasi Permanente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 40 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 41 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 42 SLE (Quasi Permanente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 43 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 44 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 45 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



Combinazione n° 46 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 47 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 48 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 49 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 50 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 51 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 52 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 53 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 54 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 55 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 56 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 57 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 58 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 59 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 60 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 61 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 62 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 63 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 64 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 65 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 66 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 67 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 68 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura -	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 69 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



Combinazione n° 70 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 71 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 72 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 73 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 74 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 75 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 76 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 77 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 78 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

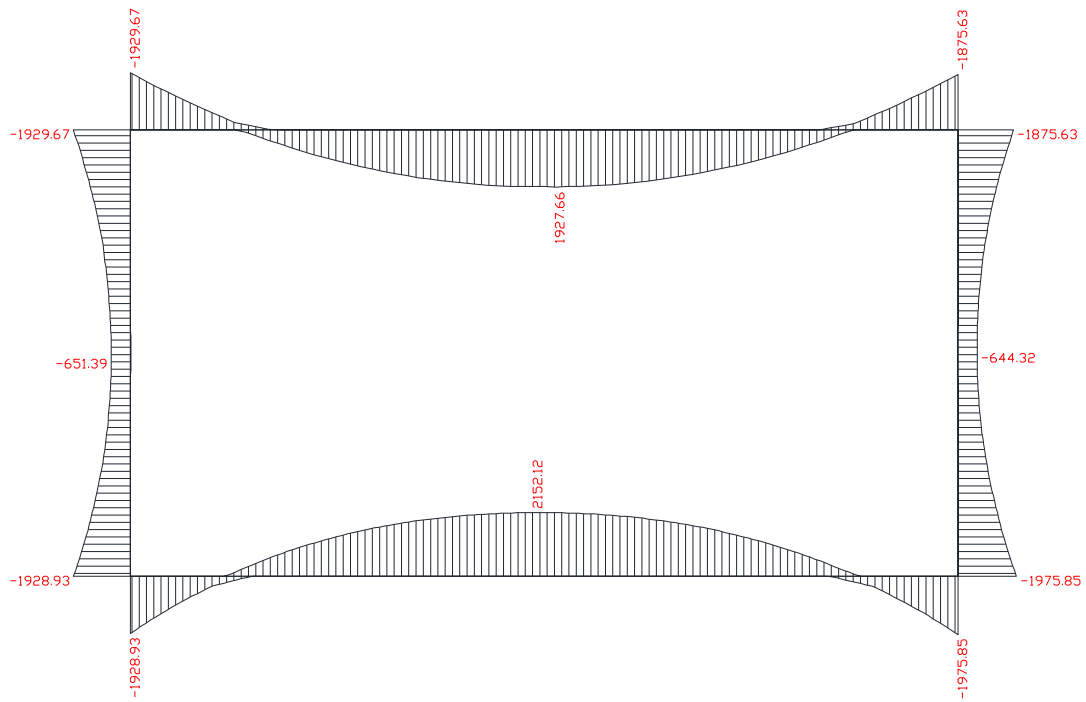
	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 79 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

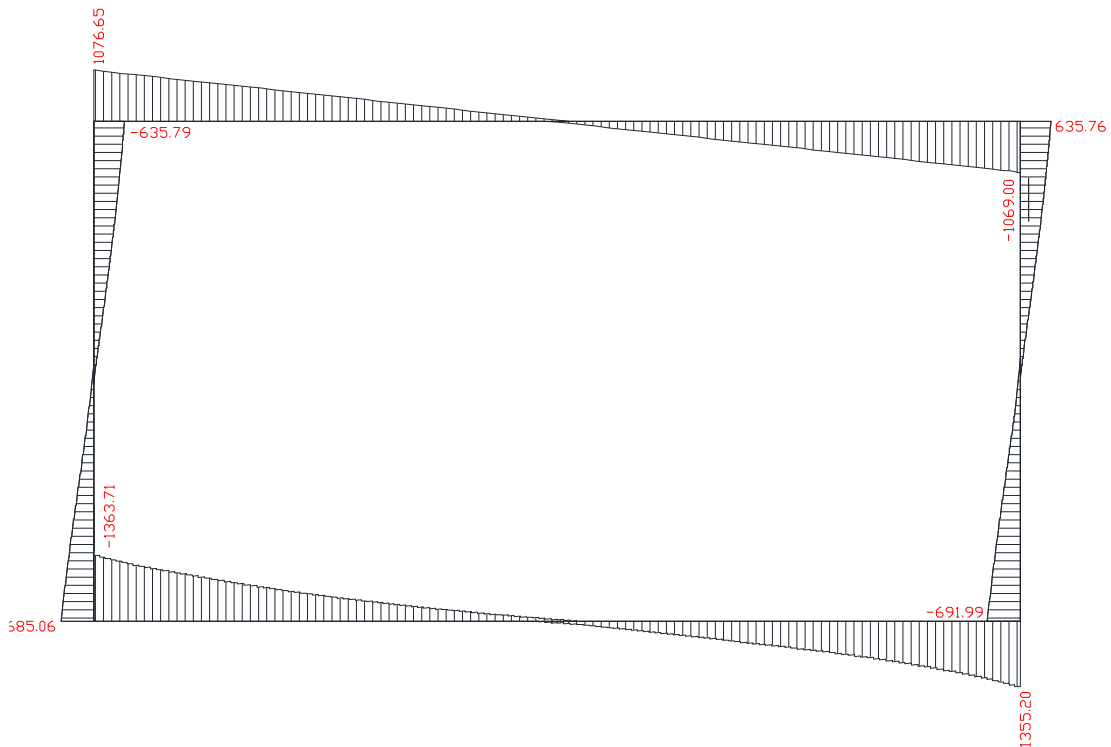
	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 80 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

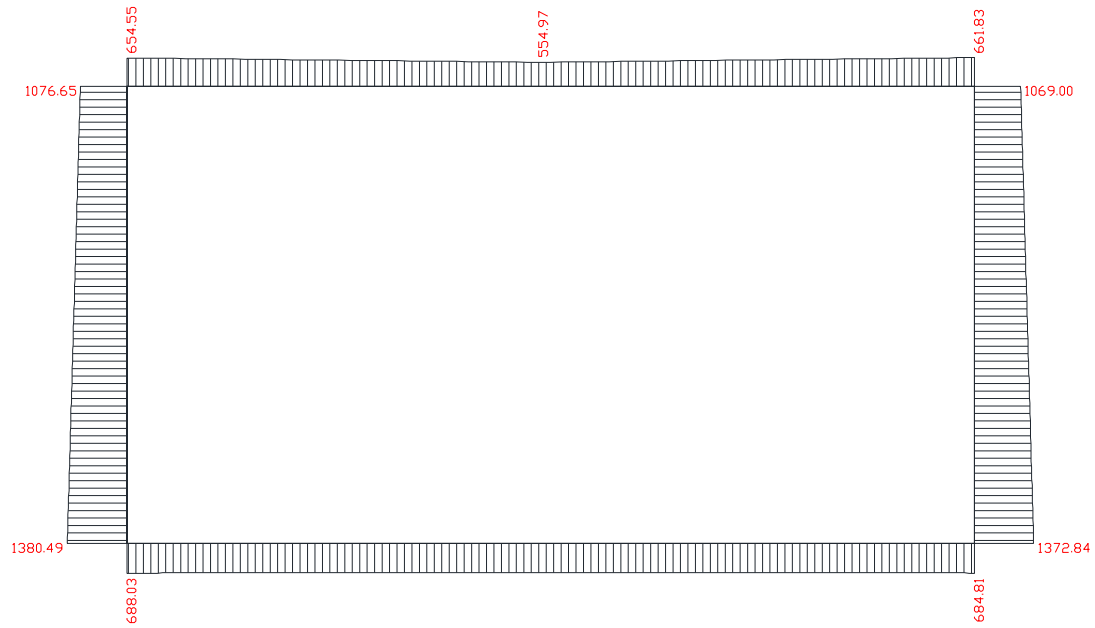
	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast (copertura)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pavimentazione+massetto (fond)	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Traffico ferroviario	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Frenatura +	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



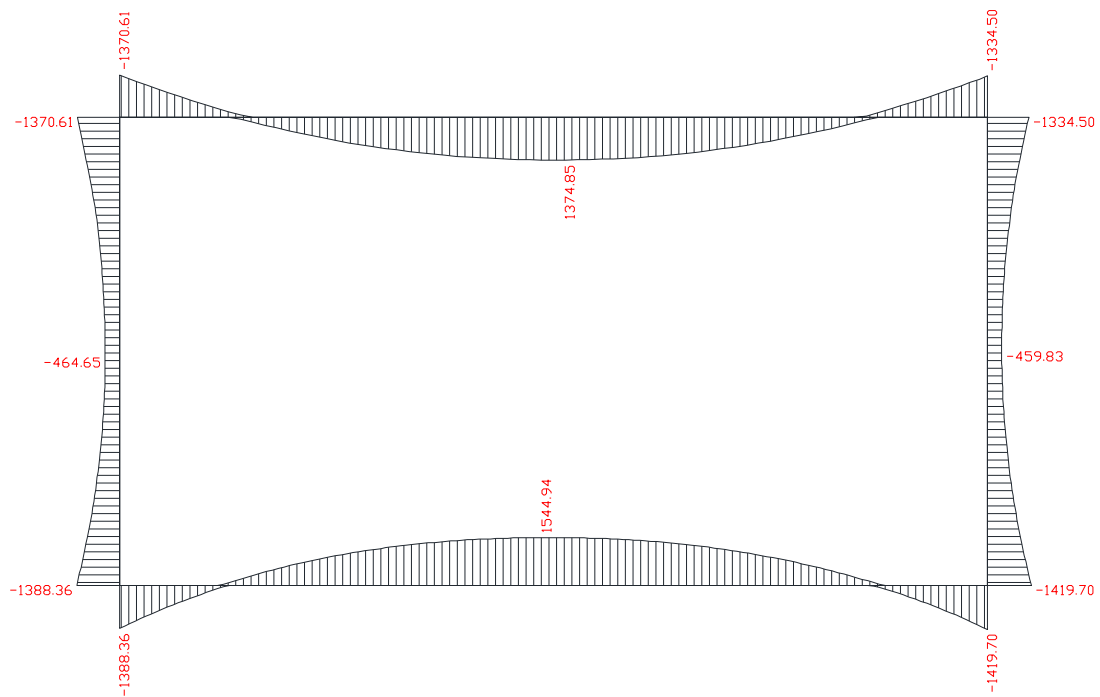
*Inviluppo del momento sugli elementi del sottovia (SLU/SLV)*



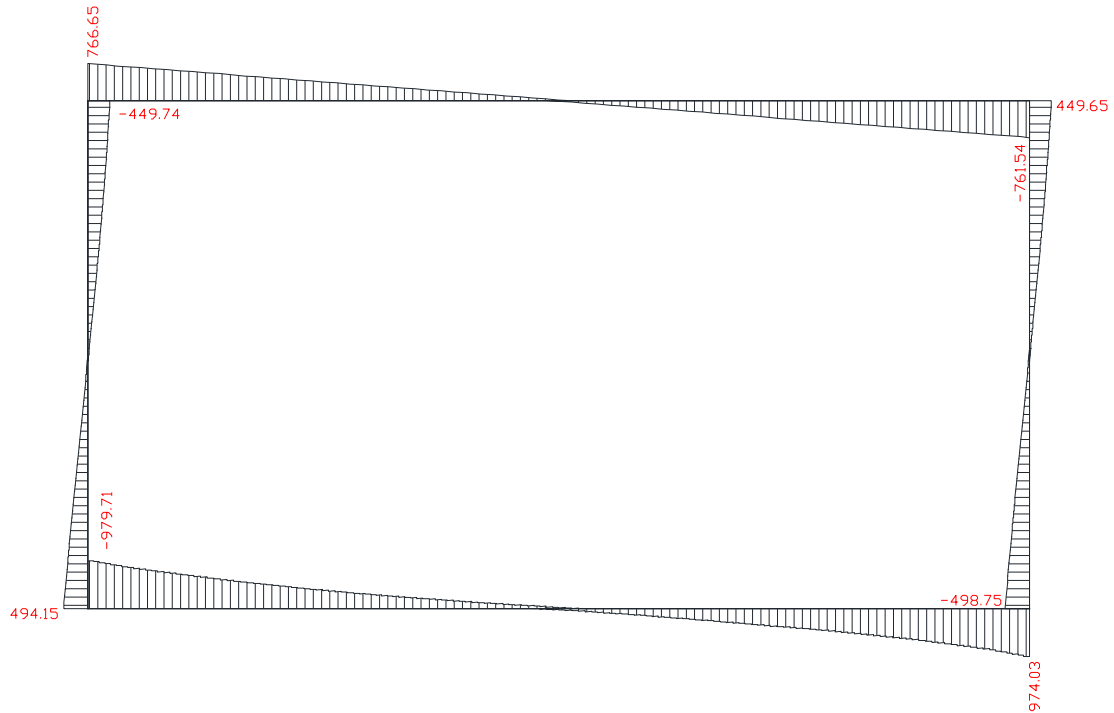
*Inviluppo del taglio sugli elementi del sottovia (SLU/SLV)*



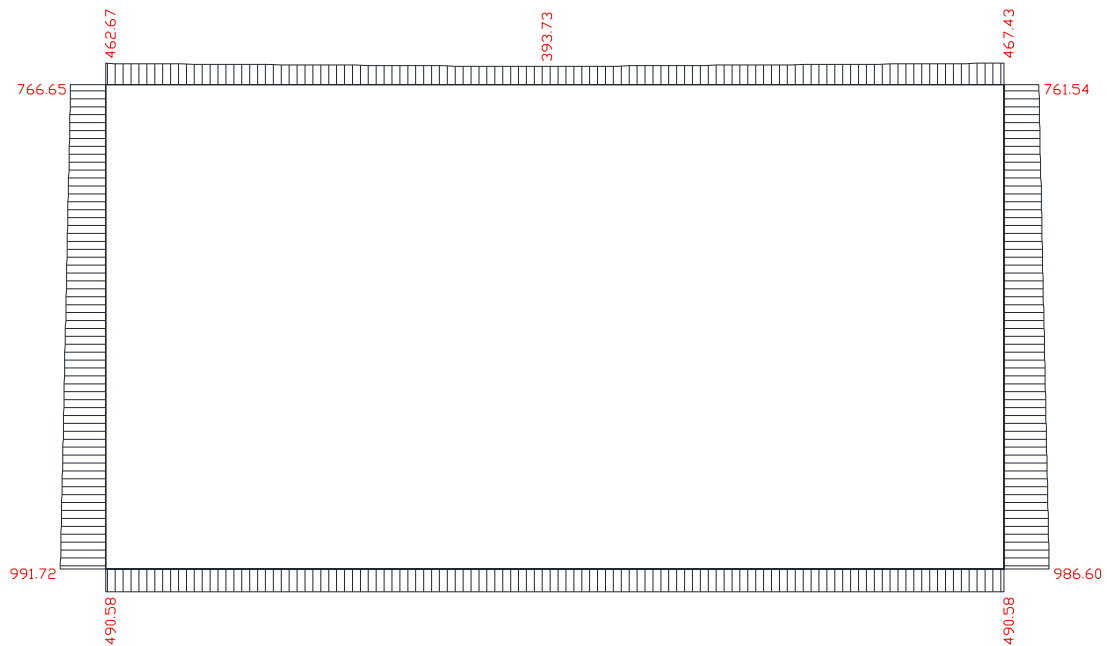
*Inviluppo dello sforzo normale sugli elementi del sottovia (SLU/SLV)*



*Inviluppo del momento sugli elementi del sottovia (SLE\_RARA)*



*Inviluppo del taglio sugli elementi del sottovia (SLE\_RARA)*

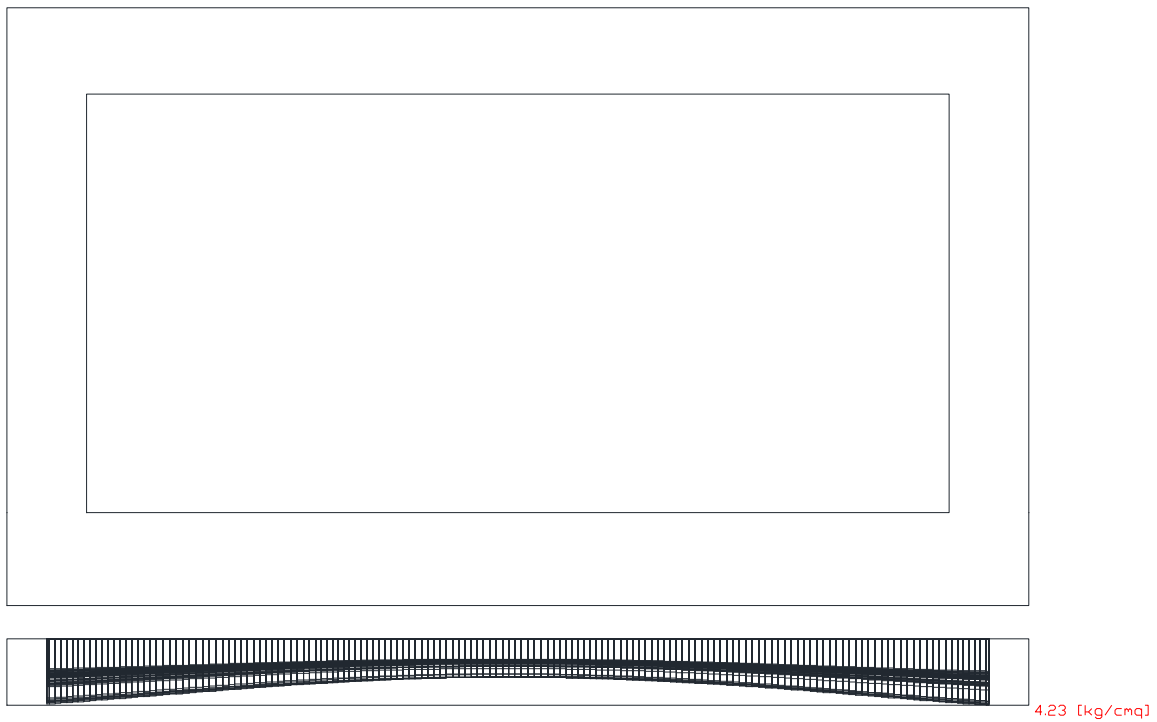


*Inviluppo dello sforzo normale sugli elementi del sottovia (SLE\_RARA)*

## 7.5 INVILUPPO PRESSIONI TERRENO

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

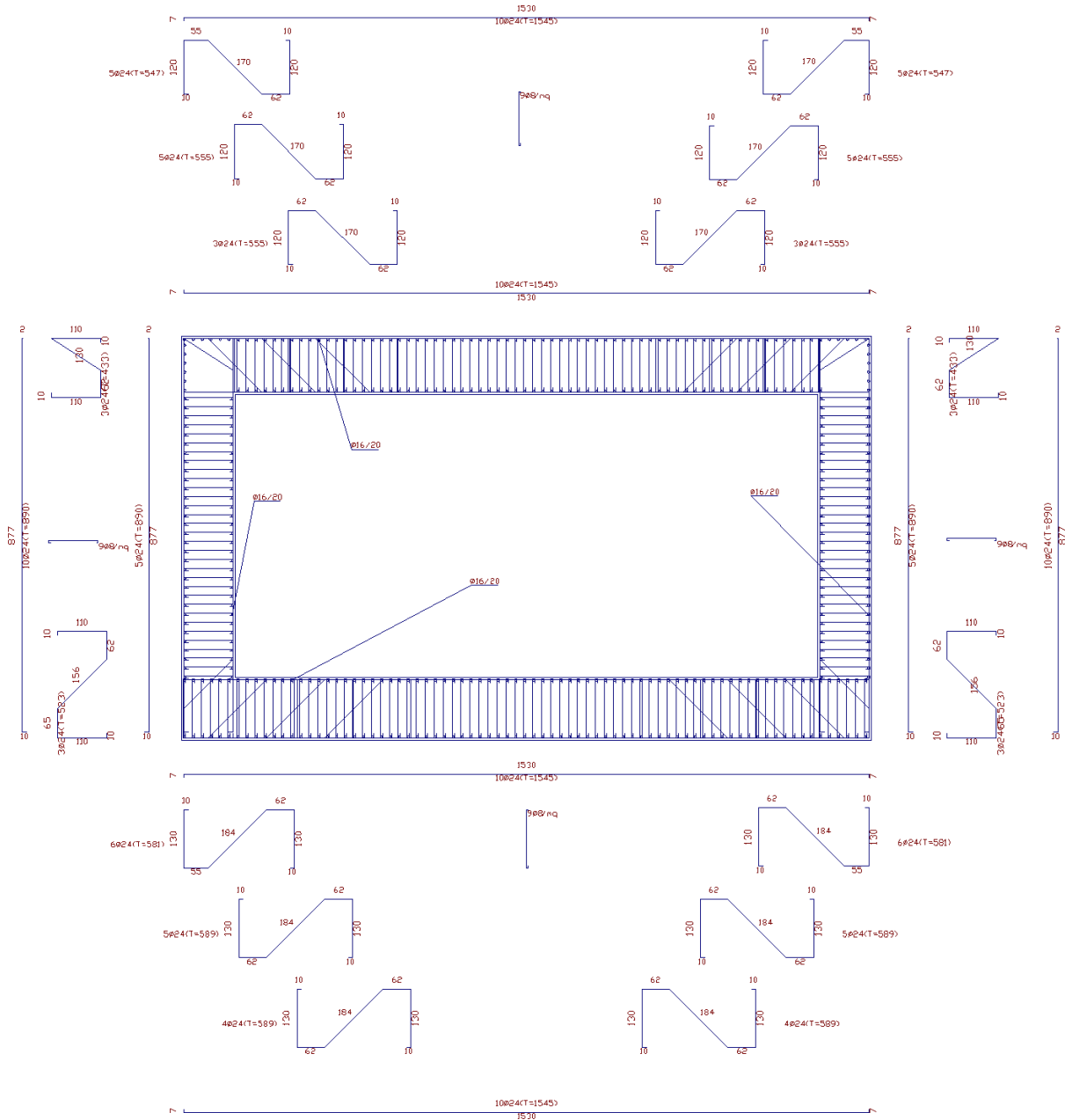
X [m]	$\sigma_{\text{min}}$ [kg/cmq]	$\sigma_{\text{max}}$ [kg/cmq]
0.60	1.92	4.15
4.14	1.49	2.99
7.70	1.30	2.44
11.28	1.58	3.06
14.80	2.06	4.23



*Inviluppo delle pressioni sul terreno di fondazione*



## 8 VERIFICHE DELLO SCATOLARE



## 8.1 SLU – PRESSOFLESSIONE

### 8.1.1 Fondazione

#### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione  $B = 100$  cm

Altezza sezione  $H = 140.00$  cm

A favore di sicurezza non viene preso in considerazione lo sforzo normale di compressione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	140	1	45.24	6.2
			2	45.24	133.8

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.  
 DXF

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

S.L.U.  Metodo n

Sollecitazioni:  $N_{Ed} = 0$  kN,  $M_{xEd} = 2155$  kNm,  $M_{yEd} = 0$  kNm

P.to applicazione N:  $M_{xRd} = -2296$  kNm

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:  S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

Tipo flessione:  Retta  Deviate

N° rett.

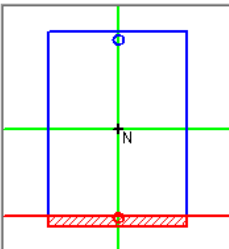
Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**  
 B450C C35/45  
 $\epsilon_{su} = 67.5$  ‰  $\epsilon_{c2} = 2$  ‰  
 $f_{yd} = 391.3$  N/mm²  $\epsilon_{cu} = 3.5$  ‰  
 $E_s = 200000$  N/mm²  $f_{cd} = 19.83$  ‰  
 $E_s/E_c = 15$   $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$  ?  
 $\epsilon_{syd} = 1.957$  ‰  $\sigma_{c,adm} = 13.5$   
 $\sigma_{s,adm} = 255$  N/mm²  $\tau_{co} = 0.8$   
 $\tau_{c1} = 2.257$

$\sigma_c = -19.83$  N/mm²  
 $\sigma_s = 391.3$  N/mm²  
 $\epsilon_c = 3.5$  ‰  
 $\epsilon_s = 58.77$  ‰  
 $d = 133.8$  cm  
 $x = 7.52$   $x/d = 0.0562$   
 $\delta = 0.7$



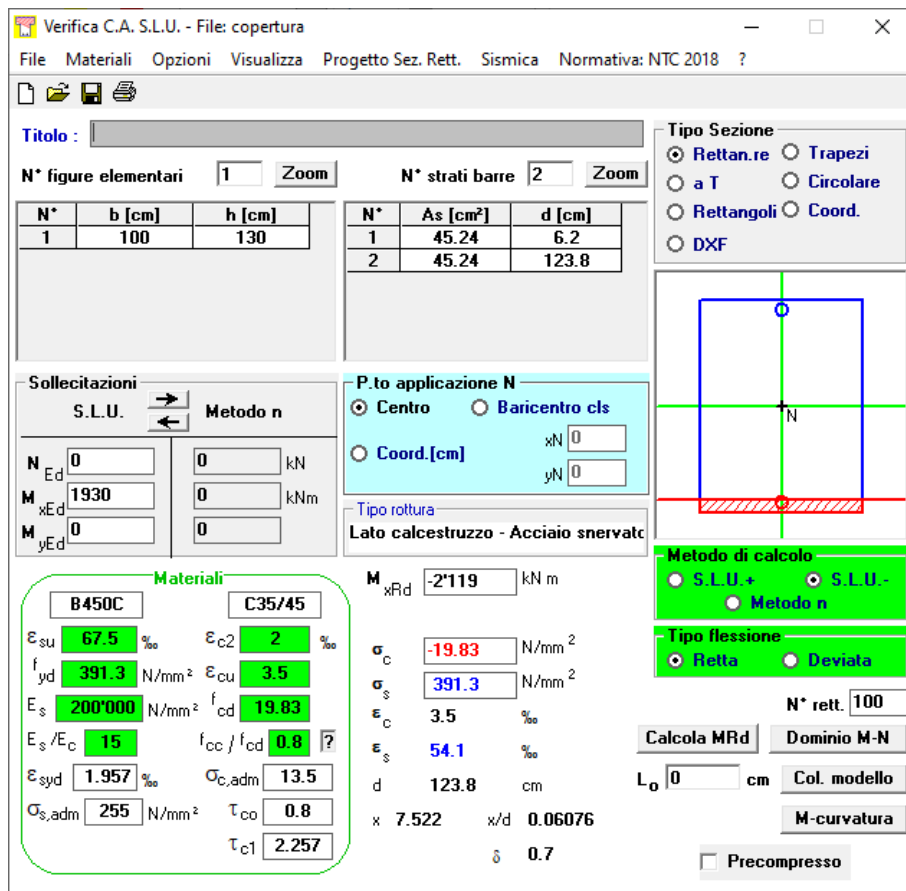
### 8.1.2 Traverso di Copertura

#### Verifica sezioni trasverso di copertura (Inviluppo)

Base sezione  $B = 100$  cm

Altezza sezione  $H = 130.00$  cm

A favore di sicurezza non viene preso in considerazione lo sforzo normale di compressione:



**Verifica C.A. S.L.U. - File: copertura**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO : \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	6.2
2	45.24	123.8

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

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C35/45

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ‰  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>  ‰  
 τ<sub>c1</sub>  ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 σ<sub>c</sub>  N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

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

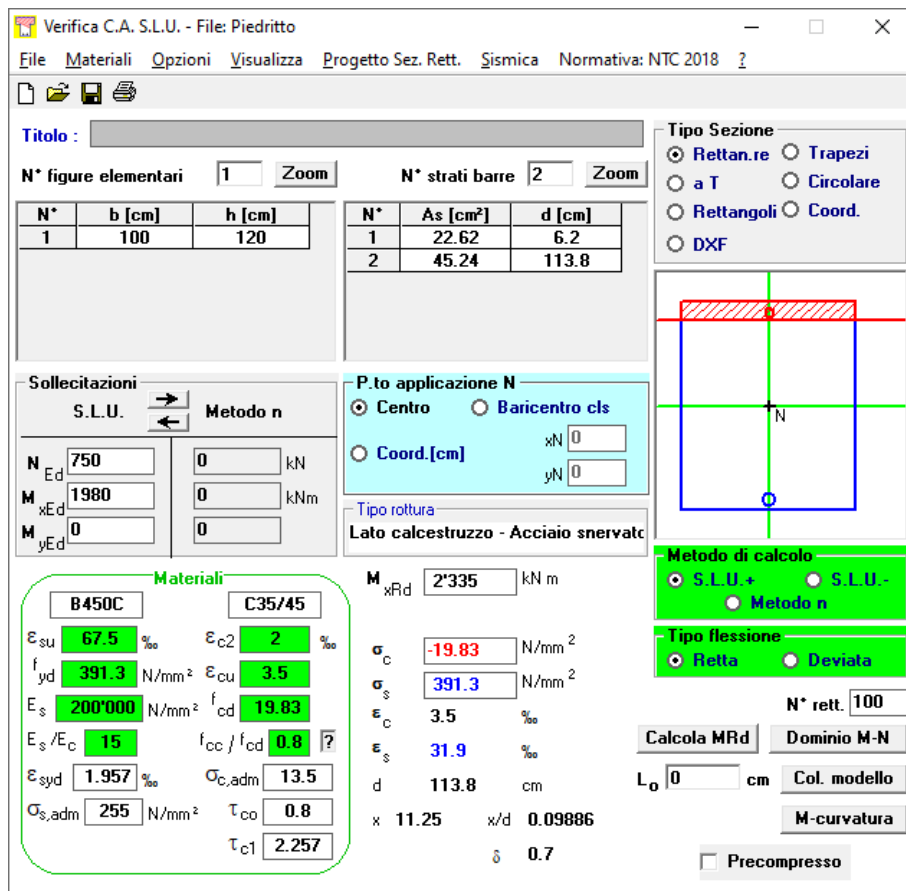
### 8.1.3 Piedritto

#### Verifica sezioni piedritto (Inviluppo)

Base sezione  $B = 100$  cm

Altezza sezione  $H = 120.00$  cm

A favore di sicurezza si considera lo sforzo normale in sommità:



**Verifica C.A. S.L.U. - File: Piedritto**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6.2
2	45.24	113.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 750 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 1980 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 2'335 kN m

σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 31.9 ‰  
 d 113.8 cm  
 x 11.25 x/d 0.09886  
 δ 0.7

Materiali B450C C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

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

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviato

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

## 8.2 SLU – TAGLIO

Le verifiche a taglio sono svolte assumendo i seguenti meccanismi resistenti per le varie sezioni di controllo a seconda della presenza o meno dei ferri piegati (armatura a taglio).

Dove nella verifica viene indicata la resistenza  $V_{Rd}$  viene utilizzata la verifica per sezioni non armate a taglio, altrimenti, dove indicata  $V_{Rcd}$  e  $V_{Rsd}$  viene usata la verifica per sezioni armate a taglio.

### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

***Vmax (incastro) = 1365kN***

***Vmax (sezione non armata a taglio) = 480kN***

X	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$A_{sw}$
0.60	0.00	1403.87	13333.99	27.14
4.14	0.00	935.91	13333.99	18.10
7.70	595.95	0.00	0.00	0.00
11.28	0.00	935.91	13333.99	18.10
14.80	0.00	1403.87	13333.99	27.14

### Verifica sezioni Traverso di copertura (Inviluppo)

***Vmax (incastro) = 1080kN***

***Vmax (sezione non armata a taglio) = 535kN***

X	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$A_{sw}$
0.60	0.00	1173.50	12286.75	22.62
4.15	0.00	704.10	12286.75	13.57
7.70	550.02	0.00	0.00	0.00
11.25	0.00	704.10	12286.75	13.57
14.80	0.00	1173.50	12286.75	22.62

**Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)**

***V<sub>max</sub> (incastro fondazione) = 695kN***

***V<sub>max</sub> (incastro trasverso) = 615kN***

<b>X</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>V<sub>Rsd</sub></b>	<b>V<sub>Rcd</sub></b>	<b>A<sub>sw</sub></b>
0.70	0.00	706.66	11605.52	13.57
2.56	614.81	0.00	0.00	0.00
4.52	603.61	0.00	0.00	0.00
6.49	592.41	0.00	0.00	0.00
8.35	0.00	706.66	11474.49	13.57

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**

***V<sub>max</sub> (incastro fondazione) = 695kN***

***V<sub>max</sub> (incastro trasverso) = 615kN***

<b>X</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>V<sub>Rsd</sub></b>	<b>V<sub>Rcd</sub></b>	<b>A<sub>sw</sub></b>
0.70	0.00	706.66	11602.19	13.57
2.56	613.70	0.00	0.00	0.00
4.52	602.50	0.00	0.00	0.00
6.49	591.30	0.00	0.00	0.00
8.35	0.00	706.66	11471.16	13.57

Per maggiore chiarezza si riporta il calcolo per esteso della sezione di fondazione, sia per la resistenza per elementi privi di armatura a taglio che per elementi provvisti della stessa.

**VERIFICA A TAGLIO**

Sollecitazioni di progetto

$V_{ed} = 1365 \text{ kN}$

Sezione rettangolare (o a T)

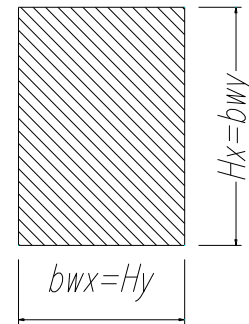
$H = 140 \text{ cm} \quad d = 135 \text{ cm} \quad \text{Altezza utile}$

$b_w = 100 \text{ cm}$

Proprietà cls

$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_c = 1.5$ 
 $f_{ctk} = 2.39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza caratteristica a trazione}$ 
 $f_{ctd} = 1.59 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza di calcolo a trazione}$ 
 $f_{cd} = 21.17 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza di calcolo a compressione}$

Sezione rettangolare



Armatura Tesa Longitudinale

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_a = 1.15$ 
 $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$

**Strato Compresso**

Diam (mm)	24	Passo (cm)	10	Strati	1	$A_{sl,sup} = 45.2 \text{ cm}^2$
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	

**Strato Teso**

Diam (mm)	24	Passo (cm)	10	Strati	1	$A_{sl,inf} = 45.2 \text{ cm}^2$
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	

$c_x = 5 \text{ copriferro (distanza baricentro-bordo cls)}$

$r_f = 0.00323 < 0.02$

Armatura Staffe (angolo 90°)

$f_{ywk} = 450 \text{ N/mm}^2 \quad g_a = 1.15$ 
 $f_{ywd} = 391 \text{ N/mm}^2 \quad a = 45 \text{ (angolo inclinazione staffe)}$ 
 $f_{ywd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$ 

$A_{sl,x} = 27.14 \text{ cm}^2$	Diam (mm)	24	Passo (cm)	130	Braccia	6
$A_{sl,x} = 0.00 \text{ cm}^3$	Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Braccia	1
$A_{sl,y} = 0.00 \text{ cm}^2$	Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Braccia	0

**1) IN ASSENZA DI ARMATURA A TAGLIO**

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$k = 1.385$

$v_{\min} = 0.349 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{cp} = 0.4 \text{ N/mm}^2$

$V_{rd,u,x} = 596 \text{ kN}$

${}^3 V_{sd,u,x} = 1365 \text{ kN}$

Non verificato, occorre armatura a taglio

**2) IN PRESENZA DI ARMATURA A TAGLIO**

Resistenza a taglio in presenza di specifica armatura a taglio

$a_c = 1 \text{ (cautelativamente si trascura la presenza di compressione)}$

$f_{cd} = 10.58 \text{ N/mm}^2$

$q = 45^\circ \text{ (inclinazione bielle cls)}$

$a = 45^\circ \text{ (inclinazione armature trasv. rispetto all'asse trave)}$

*Verifica conglomerato*

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$V_{Rcd} = 12858 \text{ kN}$

${}^3 V_{sd,u,x} = 1365 \text{ kN}$

Verificato

*Verifica armatura trasversale*

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$V_{Rsd} = 1404 \text{ kN}$

${}^3 V_{sd,u,x} = 1365 \text{ kN}$

Verificato

Per le verifiche estese per ogni combinazione si rimanda agli allegati di calcolo forniti in formato elettronico.



### 8.3 SLE

Si riportano di seguito le verifiche per esteso a fessurazione, delle tensioni di esercizio e di deformazione in ogni combinazione, per i vari elementi dello scatolare.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fondazione SLERARA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	140

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	6.2
2	45.24	133.8

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  490 kN  
 M<sub>xEd</sub>  1545 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

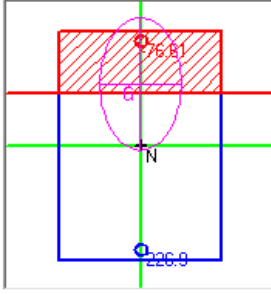
P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali  
 B450C  C35/45  
 ε<sub>su</sub>  % ε<sub>c2</sub>  %  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  %  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  %  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  % σ<sub>c,adm</sub>   
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>   
 τ<sub>c1</sub>

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  %  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

Verifica  
 N° iterazioni:   
 Precompresso



*Involuppo delle tensioni sulla sezione della fondazione (SLE\_RARA)*

Verifica C.A. S.L.U. - File: copertura SLERARA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	45.24	6.2
			2	45.24	123.8

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

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  390 kN  
 M<sub>xEd</sub>  1375 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

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

Materiali  
 B450C C35/45  
 E<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 E<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
 τ<sub>c1</sub>  ‰

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Involuppo delle tensioni sulla sezione del traverso (SLE\_RARA)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Piedritto SLERARA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	22.62	6.2
			2	45.24	113.8

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

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  960 kN  
 M<sub>xEd</sub>  1420 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

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

Materiali  
 B450C C35/45  
 E<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 E<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
 τ<sub>c1</sub>  ‰

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Involuppo delle tensioni sulla sezione del piedritto (SLE\_RARA)

### 8.3.1 SLE-Verifica dei limiti delle tensioni di esercizio

#### Fondazione:

Tensione nelle barre di armatura	228 Mpa	< 0.75 fyk
Tensione nel calcestruzzo	6.10 Mpa	< 0.40 fck

#### Traverso:

Tensione nelle barre di armatura	221 Mpa	< 0.75 fyk
Tensione nel calcestruzzo	8.15 Mpa	< 0.40 fck

#### Piedritto:

Tensione nelle barre di armatura	226 Mpa	< 0.75 fyk
Tensione nel calcestruzzo	6.10 Mpa	< 0.40 fck

### 8.3.2 SLE-Verica a fessurazione

Si riporta di seguito la verifica a fessurazione nella combinazione più gravosa per i vari elementi strutturali.

Per le verifiche per esteso nelle varie combinazioni si rimanda agli allegati di calcolo forniti su supporto informatico.

*Simbologia adottata ed unità di misura*

$N^\circ$      *Indice sezione*

$X$      *Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m*

$M$      *Momento flettente, espresso in kNm*

$V$      *Taglio, espresso in kN*

$N$      *Sforzo normale, espresso in kN*

$A_{fi}$      *Area armatura inferiore, espressa in cm<sup>2</sup>*

$A_{fs}$      *Area armatura superiore, espressa in cm<sup>2</sup>*

$\sigma_{fi}$      *Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in kg/cm<sup>2</sup>*

$\sigma_{fs}$      *Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in kg/cm<sup>2</sup>*

$\sigma_c$      *Tensione nel calcestruzzo, espresse in kg/cm<sup>2</sup>*

$\tau_c$      *Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in kg/cm<sup>2</sup>*

$A_{sw}$      *Area armature trasversali nella sezione, espressa in cm<sup>2</sup>*

**Fondazione:**

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.60	1338.92	490.06	72.38	45.24	619.9	1237.6	46.1
2	4.14	-960.23	490.06	45.24	45.24	1244.1	512.7	38.7
3	7.70	-1543.53	490.06	45.24	45.24	2280.6	793.7	60.8
4	11.28	-833.38	490.06	45.24	45.24	1020.7	450.6	33.8
5	14.80	1419.70	490.06	72.38	45.24	654.2	1329.1	48.7

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fondazione SLERARA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	140

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	6.2
2	45.24	133.8

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.  
 DXF

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  490 kN  
M<sub>xEd</sub>  1545 kNm  
M<sub>yEd</sub>  0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN   
yN

**Materiali**

B450C  C35/45

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>c1</sub>  ‰

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

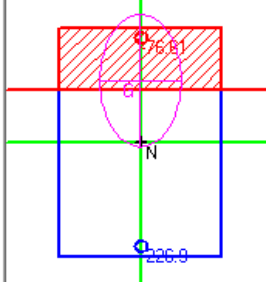
**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso



### Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Tensione nelle barre		$\sigma_{s,MAX} =$	<input type="text" value="228.0"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
		$\sigma_{s,MIN} =$	<input type="text" value="-76.0"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente tipo di carico	<input type="text" value="breve durata"/>	$k_t =$	<input type="text" value="0.6"/>	
Resistenza a trazione media cls		$f_{ctm} =$	<input type="text" value="3.1"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young acciaio		$E_s =$	<input type="text" value="210000.0"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young cls		$E_{cm} =$	<input type="text" value="33643"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
		$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	<input type="text" value="6.24"/>	
Copriferro		$c =$	<input type="text" value="50.0"/>	[mm]
Diametro barre		$\Phi 1 =$	<input type="text" value="24.0"/>	[mm]
Diametro barre		$\Phi 2 =$	<input type="text" value="0.0"/>	[mm]
Diametro equivalente		$\Phi_{eq} =$	<input type="text" value="24"/>	[mm]
Larghezza sezione		$B =$	<input type="text" value="1000.0"/>	[mm]
		$A_{c,eff} =$	<input type="text" value="124000"/>	[mm <sup>2</sup> ]
Numero barre		$n_{b1} =$	<input type="text" value="10"/>	[mm]
Numero barre		$n_{b2} =$	<input type="text" value="0"/>	[mm]
Area armature		$A_s =$	<input type="text" value="4523.9"/>	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto di armatura		$\rho_{eff} =$	<input type="text" value="0.036"/>	
Deformazione media barre		$\epsilon_{sm} =$	<input type="text" value="0.00079"/>	
Tipologia barre	<input type="text" value="barre ad aderenza migliorata"/>	$k_1 =$	<input type="text" value="0.80"/>	
Tipologia sollecitazione	<input type="text" value="flessione"/>	$k_2 =$	<input type="text" value="0.33"/>	
		$k_3 =$	<input type="text" value="3.40"/>	
		$k_4 =$	<input type="text" value="0.425"/>	
Distanza massima fra le fessure		$\Delta_{s,max} =$	<input type="text" value="244.6"/>	[mm]
Ampiezza di calcolo delle fessure		$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{s,max} =$	<input type="text" value="0.19"/>	[mm]
Ampiezza limite fessure		<input type="text" value="w1"/>	<input type="text" value="0.20"/>	[mm]
Verifica		$w1 > w_d$		<b>ok!</b>

Traverso:

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.60	-1370.61	462.67	45.24	67.86	1505.7	713.5	53.7
2	4.15	663.10	426.77	45.24	45.24	402.1	875.3	30.4
3	7.70	1373.93	390.96	45.24	45.24	779.2	2276.2	60.4
4	11.25	769.32	355.15	45.24	45.24	452.6	1144.3	34.6
5	14.80	-1157.90	319.25	45.24	67.86	1316.3	594.0	44.9

Verifica C.A. S.L.U. - File: copertura SLERARA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	6.2
2	45.24	123.8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  390 kN  
 M<sub>xEd</sub>  1375 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

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

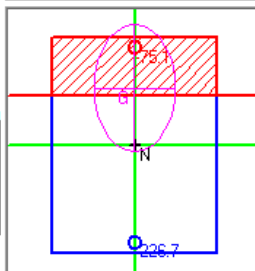
Metodo di calcolo:  S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

Verifica N° iterazioni:   Precompresso

**Materiali**

B450C		C35/45	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200'000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	19.83
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	13.5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.8
		τ <sub>c1</sub>	2.257

σ<sub>c</sub> -6.068 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 226.7 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 1.134 ‰  
 d 123.8 cm  
 x 35.46 x/d 0.2865  
 δ 0.7981



### Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Tensione nelle barre		$\sigma_{s,MAX} =$	<input type="text" value="228.0"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
		$\sigma_{s,MIN} =$	<input type="text" value="-76.0"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente tipo di carico	<input type="text" value="breve durata"/>	$k_t =$	<input type="text" value="0.6"/>	
Resistenza a trazione media cls		$f_{ctm} =$	<input type="text" value="3.1"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young acciaio		$E_s =$	<input type="text" value="210000.0"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young cls		$E_{cm} =$	<input type="text" value="33643"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
		$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	<input type="text" value="6.24"/>	
Copriferro		$c =$	<input type="text" value="50.0"/>	[mm]
Diametro barre		$\Phi 1 =$	<input type="text" value="24.0"/>	[mm]
Diametro barre		$\Phi 2 =$	<input type="text" value="0.0"/>	[mm]
Diametro equivalente		$\Phi_{eq} =$	<input type="text" value="24"/>	[mm]
Larghezza sezione		$B =$	<input type="text" value="1000.0"/>	[mm]
		$A_{c,eff} =$	<input type="text" value="124000"/>	[mm <sup>2</sup> ]
Numero barre		$n_{b1} =$	<input type="text" value="10"/>	[mm]
Numero barre		$n_{b2} =$	<input type="text" value="0"/>	[mm]
Area armature		$A_s =$	<input type="text" value="4523.9"/>	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto di armatura		$\rho_{eff} =$	<input type="text" value="0.036"/>	
Deformazione media barre		$\epsilon_{sm} =$	<input type="text" value="0.00079"/>	
Tipologia barre	<input type="text" value="barre ad aderenza migliorata"/>	$k_1 =$	<input type="text" value="0.80"/>	
Tipologia sollecitazione	<input type="text" value="flessione"/>	$k_2 =$	<input type="text" value="0.33"/>	
		$k_3 =$	<input type="text" value="3.40"/>	
		$k_4 =$	<input type="text" value="0.425"/>	
Distanza massima fra le fessure		$\Delta_{s,max} =$	<input type="text" value="244.6"/>	[mm]
Ampiezza di calcolo delle fessure		$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{s,max} =$	<input type="text" value="0.19"/>	[mm]
Ampiezza limite fessure		<input type="text" value="w1"/>	<input type="text" value="0.20"/>	[mm]
Verifica		$w1 > w_d$		<b>ok!</b>



Piedritto:

N°	X	M	N	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>fs</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>
1	0.70	-1419.70	961.76	22.62	45.24	2110.3	1009.1	75.4
2	2.56	-714.72	906.93	22.62	45.24	731.7	573.8	42.2
3	4.52	-459.83	849.22	22.62	45.24	301.1	382.0	27.5
4	6.49	-662.27	791.52	22.62	45.24	714.1	528.8	39.0
5	8.35	-1157.90	736.69	22.62	45.24	1780.5	871.0	66.1

Verifica C.A. S.L.U. - File: Piedritto SLERARA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

TITOLO :

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6.2
2	45.24	113.8

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>  960 kN  
 M<sub>xEd</sub>  1420 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

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

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali  
 B450C C35/45  
 ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
 τ<sub>c1</sub>  ‰

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

Verifica  
 N° iterazioni:

Precompresso

### Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Tensione nelle barre		$\sigma_{s,MAX} =$	<input type="text" value="221.0"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
		$\sigma_{s,MIN} =$	<input type="text" value="-103.0"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente tipo di carico	<input type="text" value="breve durata"/>	$k_t =$	<input type="text" value="0.6"/>	
Resistenza a trazione media cls		$f_{ctm} =$	3.1	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young acciaio		$E_s =$	<input type="text" value="210000.0"/>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young cls		$E_{cm} =$	33643	[N/mm <sup>2</sup> ]
		$\alpha_e = E_s / E_{cm} =$	6.24	
Copriferro		$c =$	<input type="text" value="50.0"/>	[mm]
Diametro barre		$\Phi 1 =$	<input type="text" value="24.0"/>	[mm]
Diametro barre		$\Phi 2 =$	<input type="text" value="0.0"/>	[mm]
Diametro equivalente		$\Phi_{eq} =$	24	[mm]
Larghezza sezione		$B =$	<input type="text" value="1000.0"/>	[mm]
		$A_{c,eff} =$	124000	[mm <sup>2</sup> ]
Numero barre		$n_{b1} =$	<input type="text" value="10"/>	[mm]
Numero barre		$n_{b2} =$	<input type="text" value="0"/>	[mm]
Area armature		$A_s =$	4523.9	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto di armatura		$\rho_{eff} =$	0.036	
Deformazione media barre		$\epsilon_{sm} =$	0.00075	
Tipologia barre	<input type="text" value="barre ad aderenza migliorata"/>	$k_1 =$	0.80	
Tipologia sollecitazione	<input type="text" value="flessione"/>	$k_2 =$	0.27	
		$k_3 =$	3.40	
		$k_4 =$	0.425	
Distanza massima fra le fessure		$\Delta_{s,max} =$	229.7	[mm]
Ampiezza di calcolo delle fessure		$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{s,max} =$	0.17	[mm]
Ampiezza limite fessure		<input type="text" value="w1"/>	<input type="text" value="0.20"/>	[mm]
Verifica		$w1 > w_d$		<b>ok!</b>

### 8.3.3 Verifiche di deformabilità

Considerando la presenza dei treni di carico LM71, SW/0, SW/2, incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non deve eccedere il valore  $L/600$ . Per tutte le tipologie di ponti e per qualsiasi velocità lo spostamento orizzontale, conseguente all'inflessione per carichi verticali, del piano di regolamento o di posa del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa delle rotaie, dovrà risultare non superiore a 8 mm.

#### Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	$u_{Xmin}$ [cm]	$u_{Xmax}$ [cm]	$u_{Ymin}$ [cm]	$u_{Ymax}$ [cm]
0.60	-0.1350	0.1422	0.5477	1.1858
4.14	-0.1398	0.1380	0.4264	0.8551
7.70	-0.1445	0.1336	0.3707	0.6961
11.28	-0.1490	0.1289	0.4508	0.8738
14.71	-0.1532	0.1241	0.5880	1.2082

#### Inviluppo spostamenti traverso

X [m]	$u_{Xmin}$ [cm]	$u_{Xmax}$ [cm]	$u_{Ymin}$ [cm]	$u_{Ymax}$ [cm]
0.60	-0.1621	0.1930	0.5582	1.2084
4.15	-0.1668	0.1891	0.7031	1.5553
7.70	-0.1712	0.1850	0.7873	1.7304
11.25	-0.1752	0.1805	0.7251	1.5634
14.80	-0.1791	0.1758	0.5984	1.2307

#### Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	$u_{Xmin}$ [cm]	$u_{Xmax}$ [cm]	$u_{Ymin}$ [cm]	$u_{Ymax}$ [cm]
0.70	-0.1350	0.1422	0.5477	1.1858
2.56	-0.1694	0.1259	0.5506	1.1919
4.52	-0.1805	0.1372	0.5534	1.1978
6.49	-0.1819	0.1546	0.5560	1.2034
8.35	-0.1621	0.1930	0.5582	1.2084

#### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	$u_{Xmin}$ [cm]	$u_{Xmax}$ [cm]	$u_{Ymin}$ [cm]	$u_{Ymax}$ [cm]
0.70	-0.1532	0.1241	0.5880	1.2082
2.56	-0.1306	0.1647	0.5908	1.2142
4.52	-0.1362	0.1812	0.5936	1.2201
6.49	-0.1476	0.1883	0.5962	1.2257
8.35	-0.1791	0.1758	0.5984	1.2307

Con:

$u_Y$  = spostamento verticale

$u_X$  = spostamento orizzontale

**Verifica delle frecce verticali**

Traverso:

$$L / 600 = 1540\text{cm} / 600 = 2.57 \text{ cm}$$

$$u_{Y\max} (\text{mezzeria}) = 1.73 \text{ cm} \quad u_{Y\max} (\text{nodo}) = 1.20 \text{ cm} \quad f = 0.53 \text{ cm} < L/600$$

Fondazione:

$$L / 600 = 1540\text{cm} / 600 = 2.57 \text{ cm}$$

$$u_{Y\max} (\text{mezzeria}) = 1.23 \text{ cm} \quad u_{Y\max} (\text{nodo}) = 1.20 \text{ cm} \quad f = 0.20 \text{ cm} < L/600$$

**Verifica delle frecce orizzontali**

Piedritto:

$$u_{X\lim} = 8\text{mm}$$

$$u_{X\max} = 0.20 \text{ cm} < 8\text{mm}$$

## 9 Verifiche geotecniche

### Simbologia adottata

$IC$	Indice della combinazione
$N_c, N_q, N_\gamma$	Fattori di capacità portante
$N_c, N_q, N_\gamma$	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
$q_u$	Portanza ultima del terreno, espressa in [kg/cmq]
$Q_U$	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
$Q_Y$	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
$FS$	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$	$q_u$	$Q_U$	$Q_Y$	FS
1	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.27	110661.07	3326.12	33.27
2	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.81	111463.91	4217.81	26.43
3	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	74.15	111987.20	4288.86	26.11
4	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.29	110681.30	4221.18	26.22
5	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.35	110779.30	4291.39	25.81
6	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.96	111693.57	4214.43	26.50
7	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.85	111530.71	4286.33	26.02
8	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	74.24	112123.79	4061.04	27.61
9	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	72.68	109770.64	4061.04	27.03
10	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.03	110291.71	2672.10	41.28
11	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	72.80	109953.57	2313.10	47.54
12	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.82	111493.34	2672.10	41.72
13	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.77	111405.14	2313.10	48.16
14	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.78	111423.62	2570.73	43.34
15	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.71	111320.07	2211.73	50.33
16	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.03	110299.78	2313.10	47.68
17	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.23	110591.40	2672.10	41.39
18	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	74.02	111793.03	2672.10	41.84
19	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	74.00	111751.35	2313.10	48.31
20	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	72.77	109893.21	2211.73	49.69
21	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.00	110253.11	2570.73	42.89
22	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	72.58	109607.36	2313.10	47.39
23	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	72.83	109992.02	2672.10	41.16
24	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.63	111193.64	2672.10	41.61
25	37.16	22.46	19.32	37.16	22.46	19.32	73.54	111058.94	2313.10	48.01

## 10 Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

### 10.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfianco vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione

L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo degli scatolari viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle pressioni in calotta (per gli scatolari ricoperti da terreno);
- Calcolo della spinta del terreno;
- Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);
- Progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

### 10.2 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Titolo	SCAT - Analisi Strutture Scatolari
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)

### 10.3 AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl 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.

## 10.4 MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

## 10.5 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

## 10.6 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

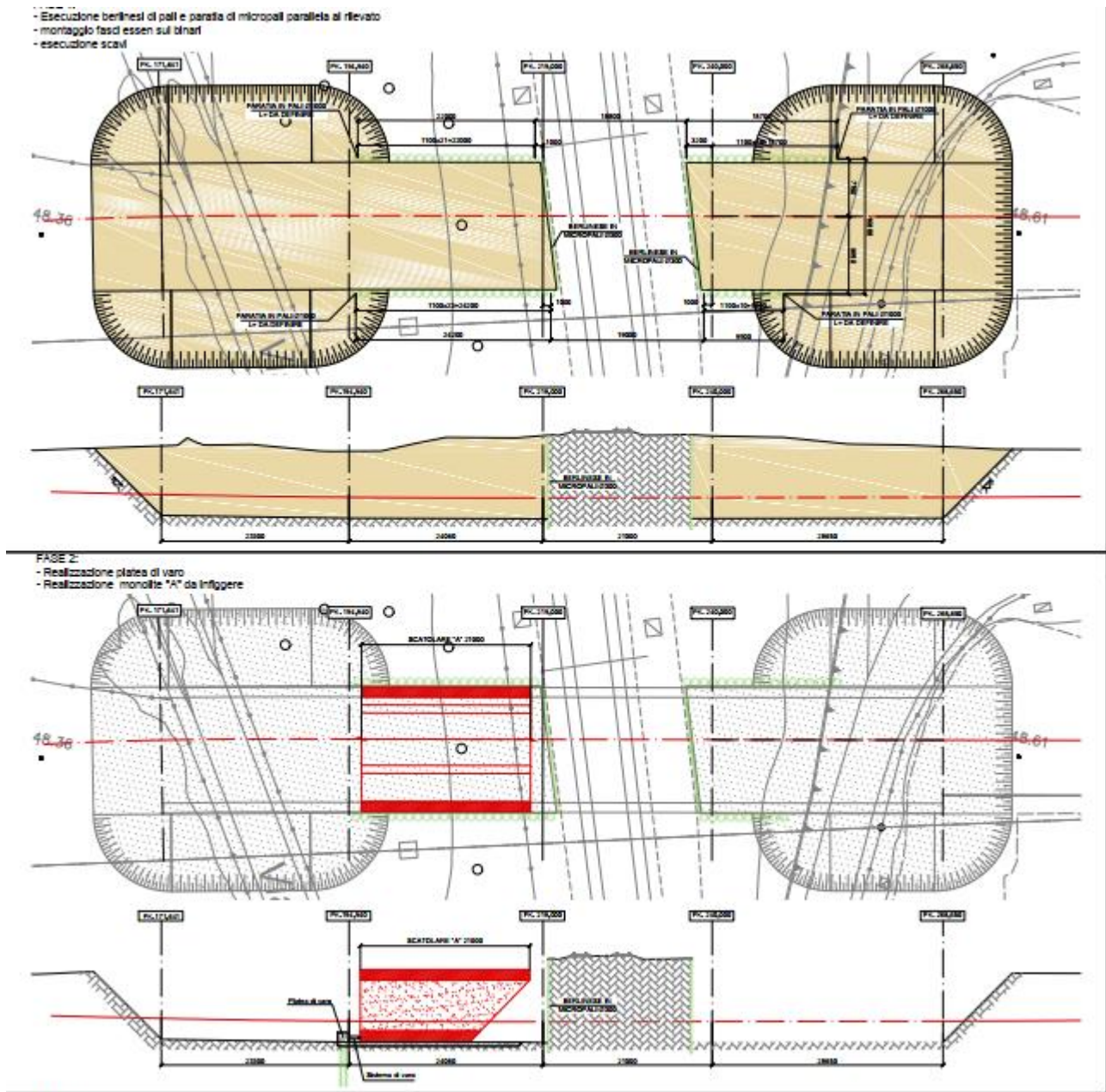
I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

## 11 Verifica della platea di varo

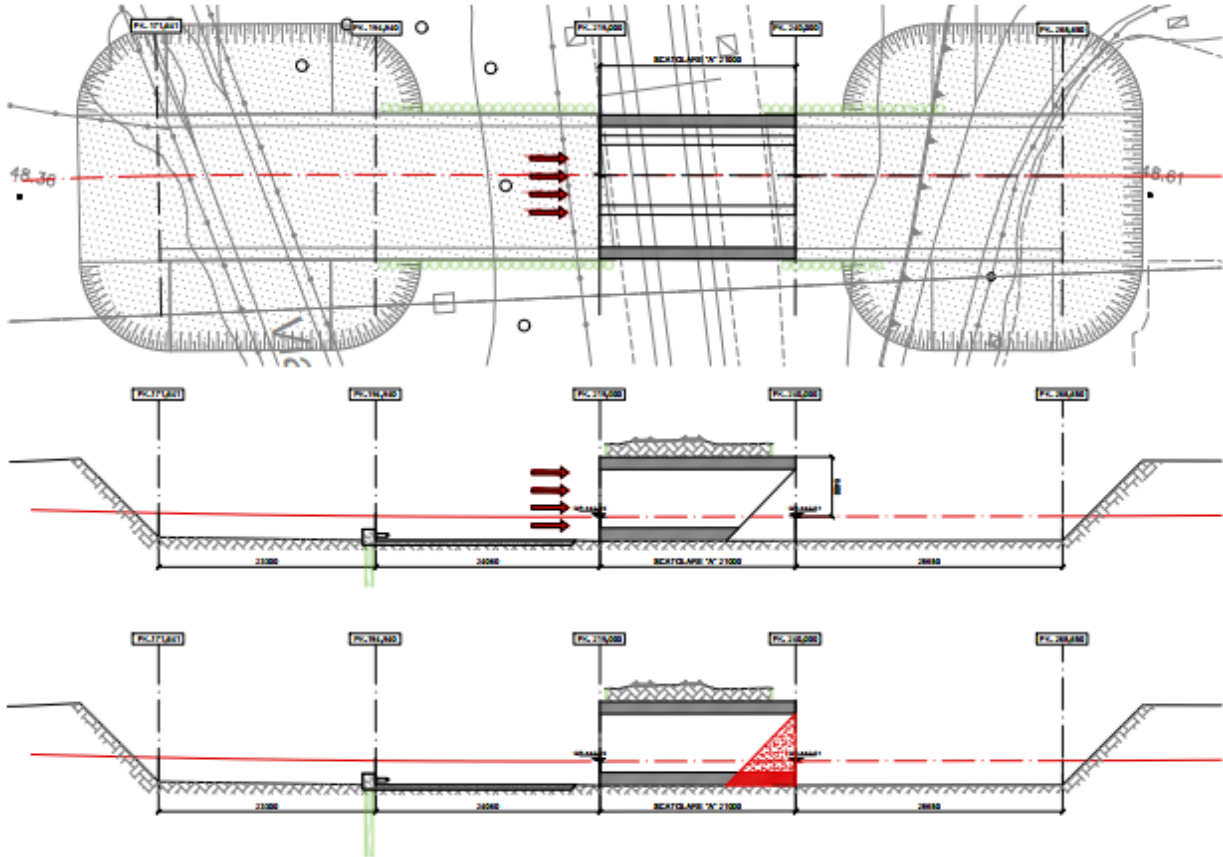
Il varo avviene mediante l'infissione del monolite attraverso la spinta di quest'ultimo con idonei martinetti e lo scorrimento sulla platea di varo, la cui verifica è oggetto del seguente paragrafo.

Si riportano di seguito le fasi illustrate della procedura di varo.

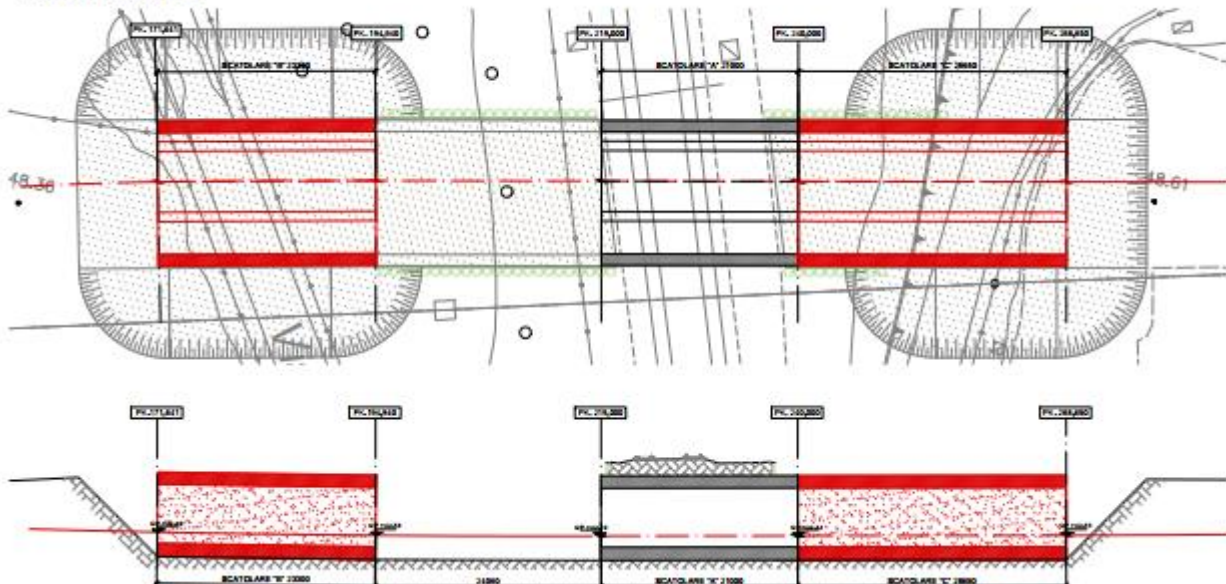




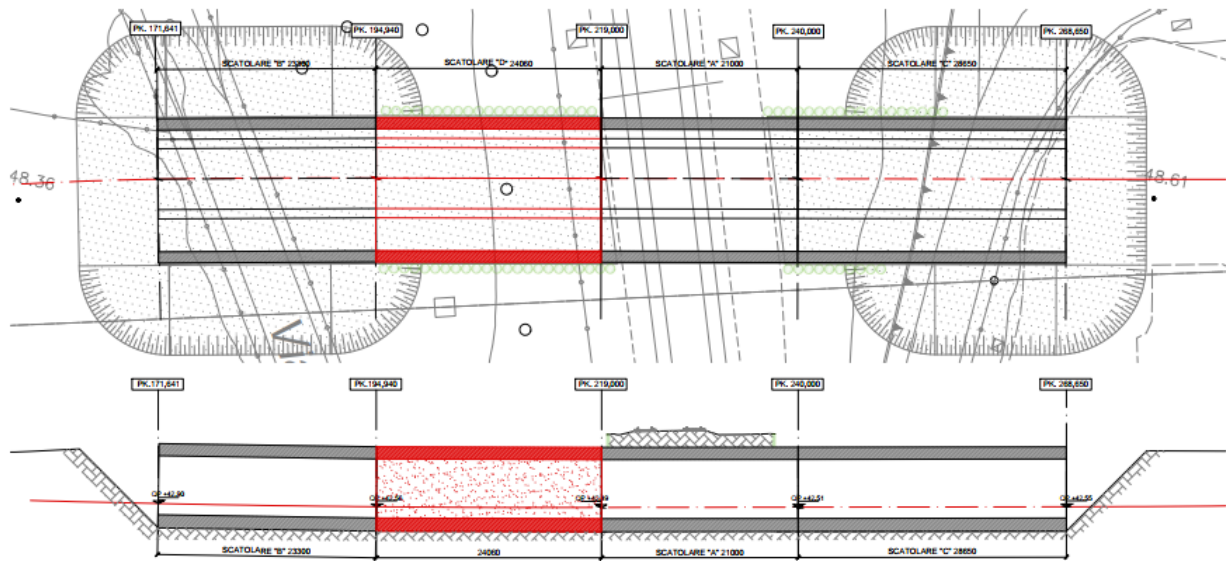
**FASE 3:**  
- Spinta del monolite "A" sotto la ferrovia  
- Demolizione becco di fauto a spinta terminata  
- Ricostruzione sagoma di progetto monolite "A"



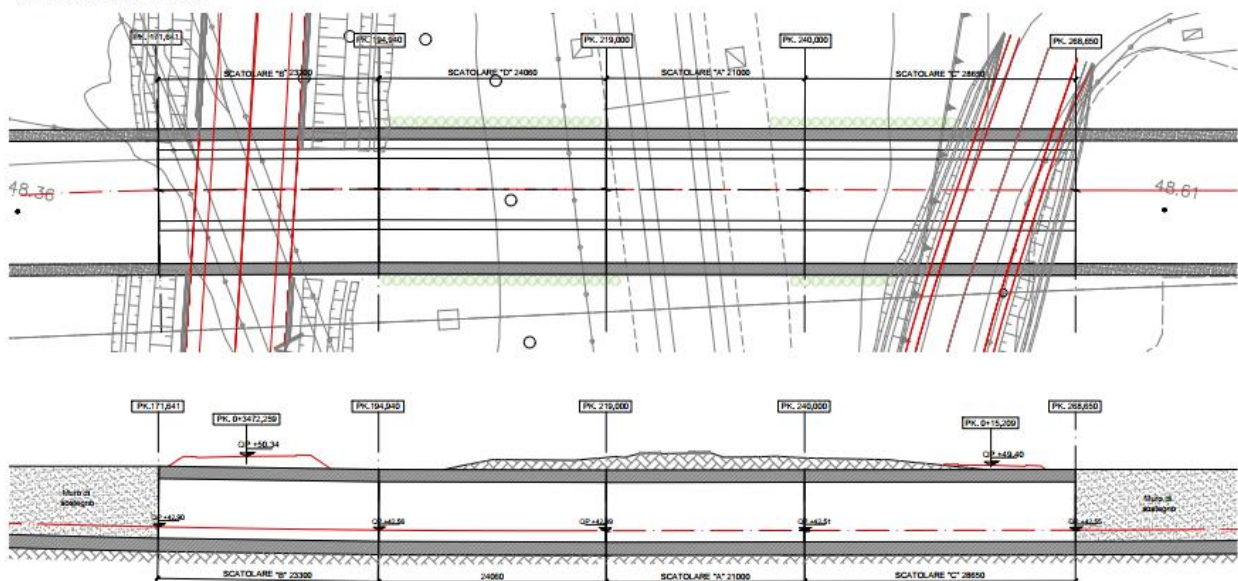
**FASE 4:**  
- Demolizione platea di varo  
- Realizzazione scatolari "B" e "C"



FASE 5:  
- Realizzazione scatolati "D"



FASE 6:  
- Realizzazione muri di sostegno delle rampe di accesso  
- Realizzazione finiture e ritorni



La forza di spinta da applicare mediante i martinetti è stata valutata considerando il 30% di attrito.

Peso monolite  $\approx$  34000 kN

Attrito = 30%

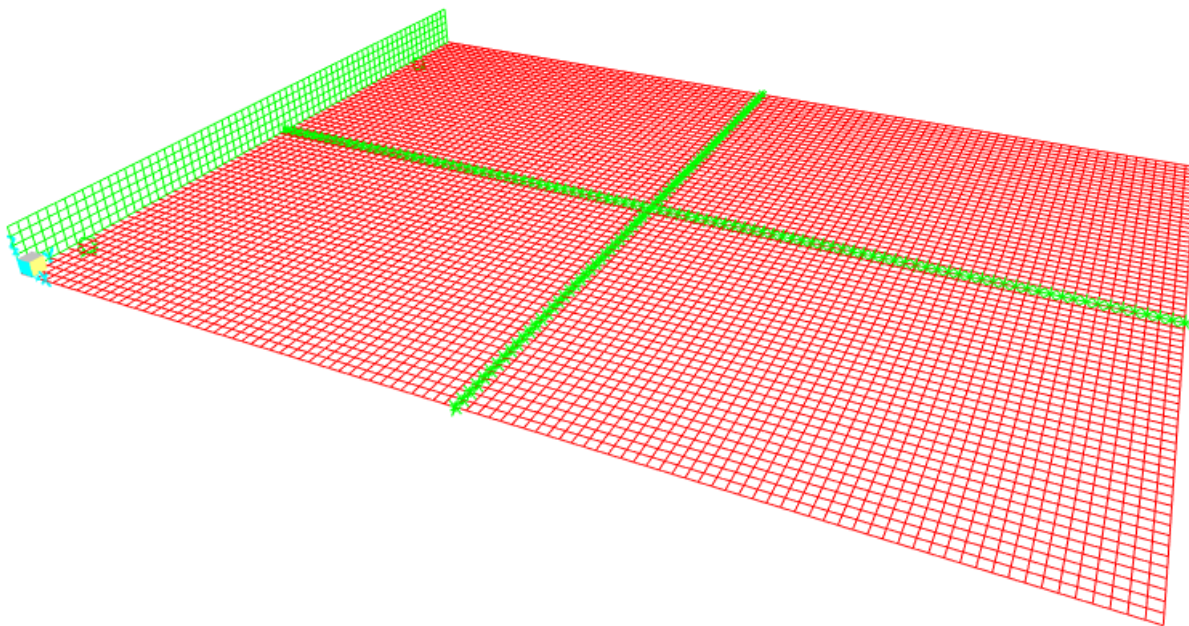
Spinta necessaria = 10200 kN

Si considerano 4 martinetti da 300ton per lato.

## 11.1 MODELLO FEM

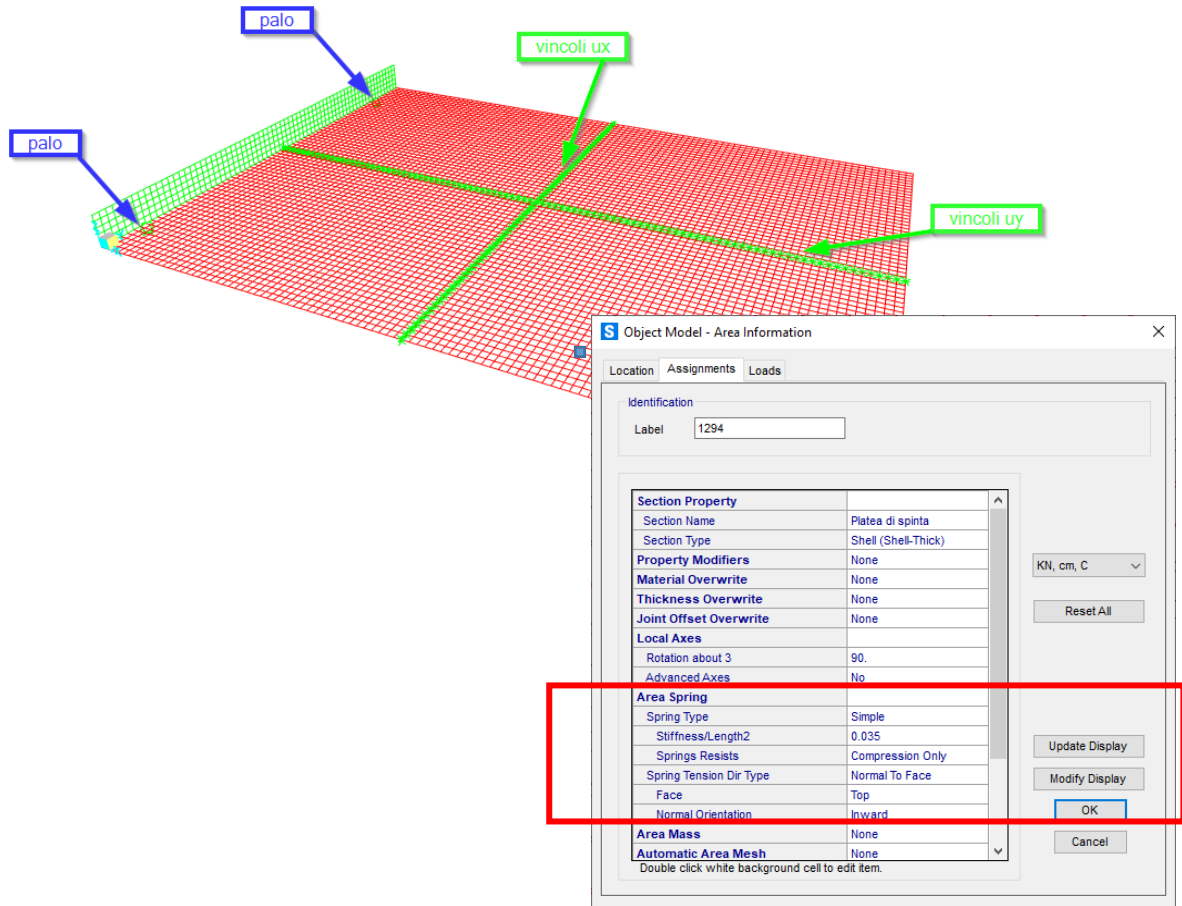
Il modello della platea di varo è stato realizzato in SAP2000 versione 23 attraverso modelli shell della platea e del muro di contrasto dei martinetti, meshati con passo di circa 20/25 cm.

Per la platea è stato ipotizzato uno spessore di 50cm, mentre per il muro di 150cm.



*Modello shell realizzato in SAP2000*

Il modello è stato vincolato mediante una serie di vincoli orizzontali disposti sull'asse baricentrico della platea stessa. I pali posti in corrispondenza dei punti di applicazione del carico dei martinetti sono stati schematizzati come un appoggio verticale fisso. La platea di fondazione è stata invece vincolata verticalmente mediante delle molle reagenti soltanto a compressione di costante pari a quella di Winkler (3.5 kN/cm)



*Vincoli applicati al modello*

## 11.2 ANALISI DEI CARICHI

### 11.2.1 Peso proprio

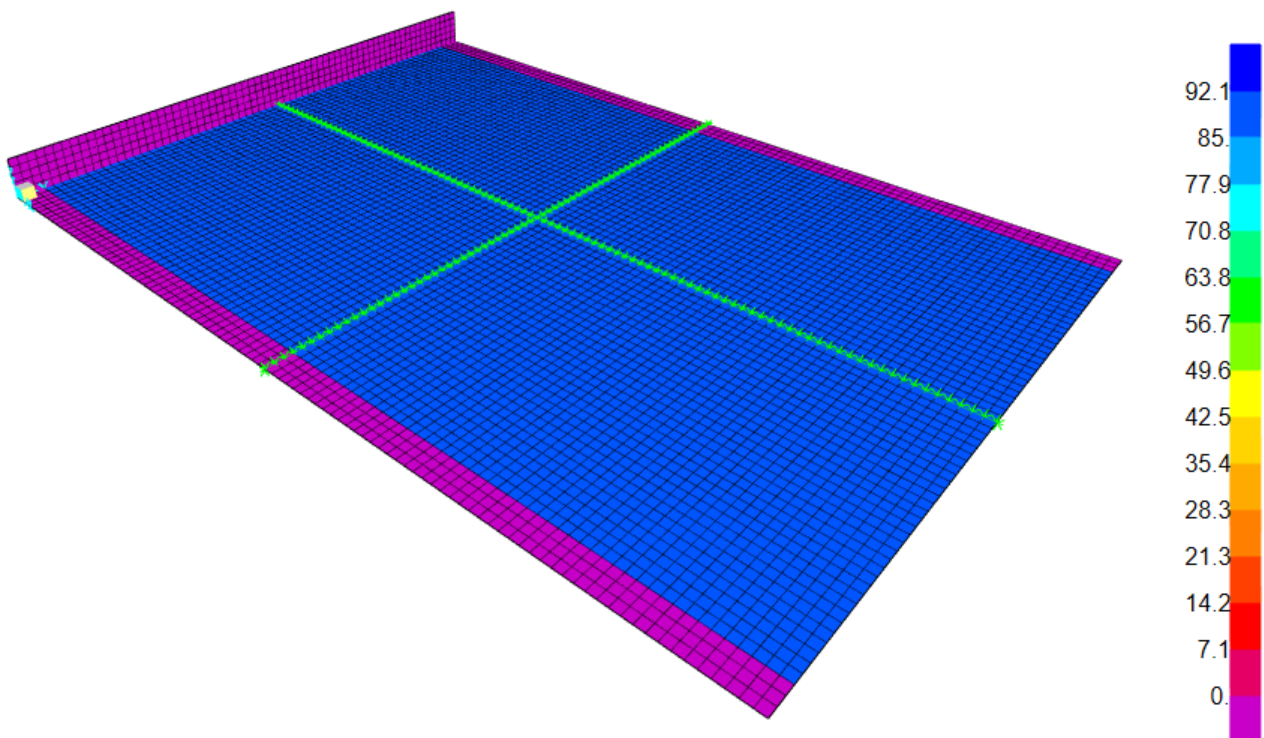
Il peso proprio degli elementi modellati viene calcolato direttamente dal programma di calcolo in base al materiale assegnato ad ogni sezione. Per il calcestruzzo è stato considerato un peso specifico pari a  $25\text{kN/m}^3$ .

### 11.2.2 Pesì portati

Il peso del monolite da infiggere è stato applicato come un carico distribuito sulla platea di fondazione su un'area di  $15.4 \times 24$  m circa.

$$P \approx 34000 \text{ kN}$$

$$p = 34000 \text{ kN} / (15.4 * 24) \text{ mq} \approx 92 \text{ kN/mq}$$



← → GLOBAL v KN, m, C v

*Carico "peso monolite" applicato sulla platea di fondazione*

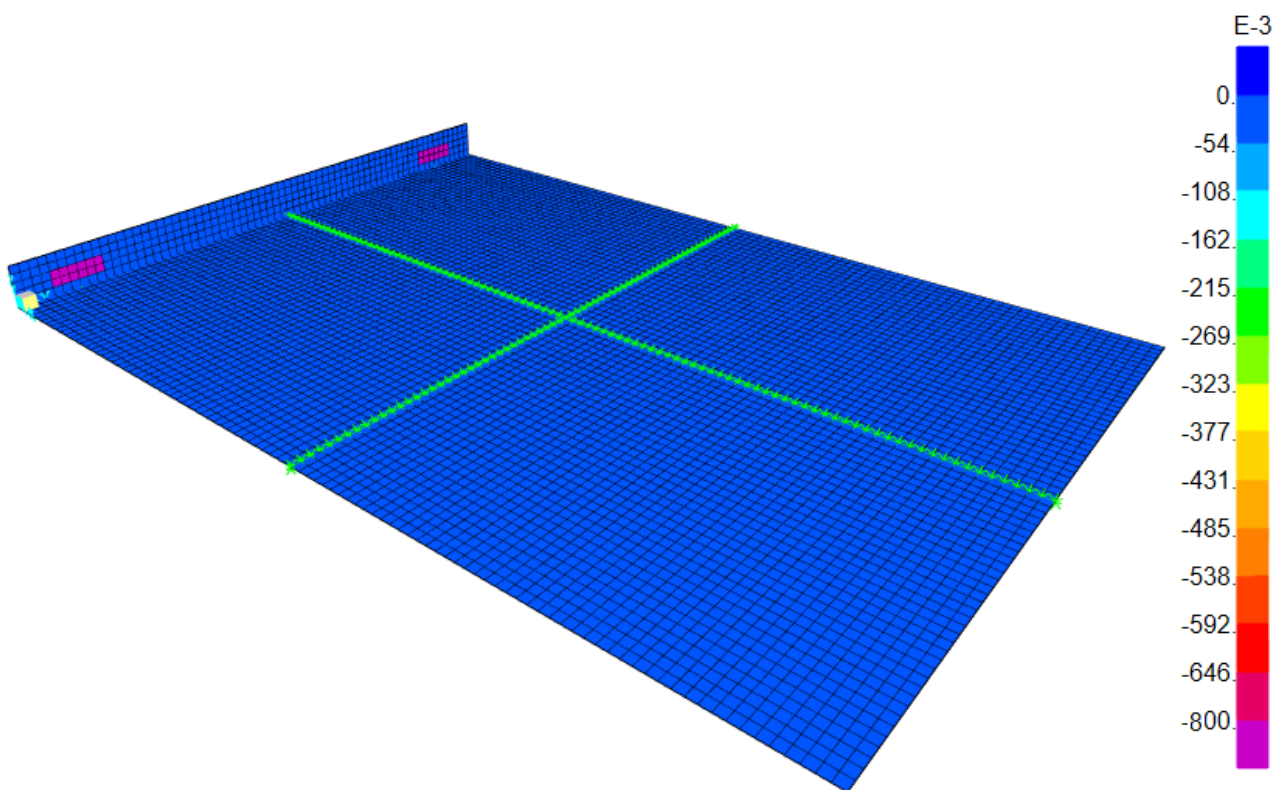
### 11.2.3 Spinta

La spinta applicata dai 4 martinetti per lato è stata suddivisa ipotizzando una diffusione dei singoli martinetti fino ad avere un'impronta di circa 40x40cm.

Pertanto l'area su cui è stata applicata la spinta sul muro di contrasto ha dimensioni di circa (40cm x 160cm).

Spinta TOT per ogni allineamento =  $10400 \text{ kN} / 2 = 5200 \text{ kN}$

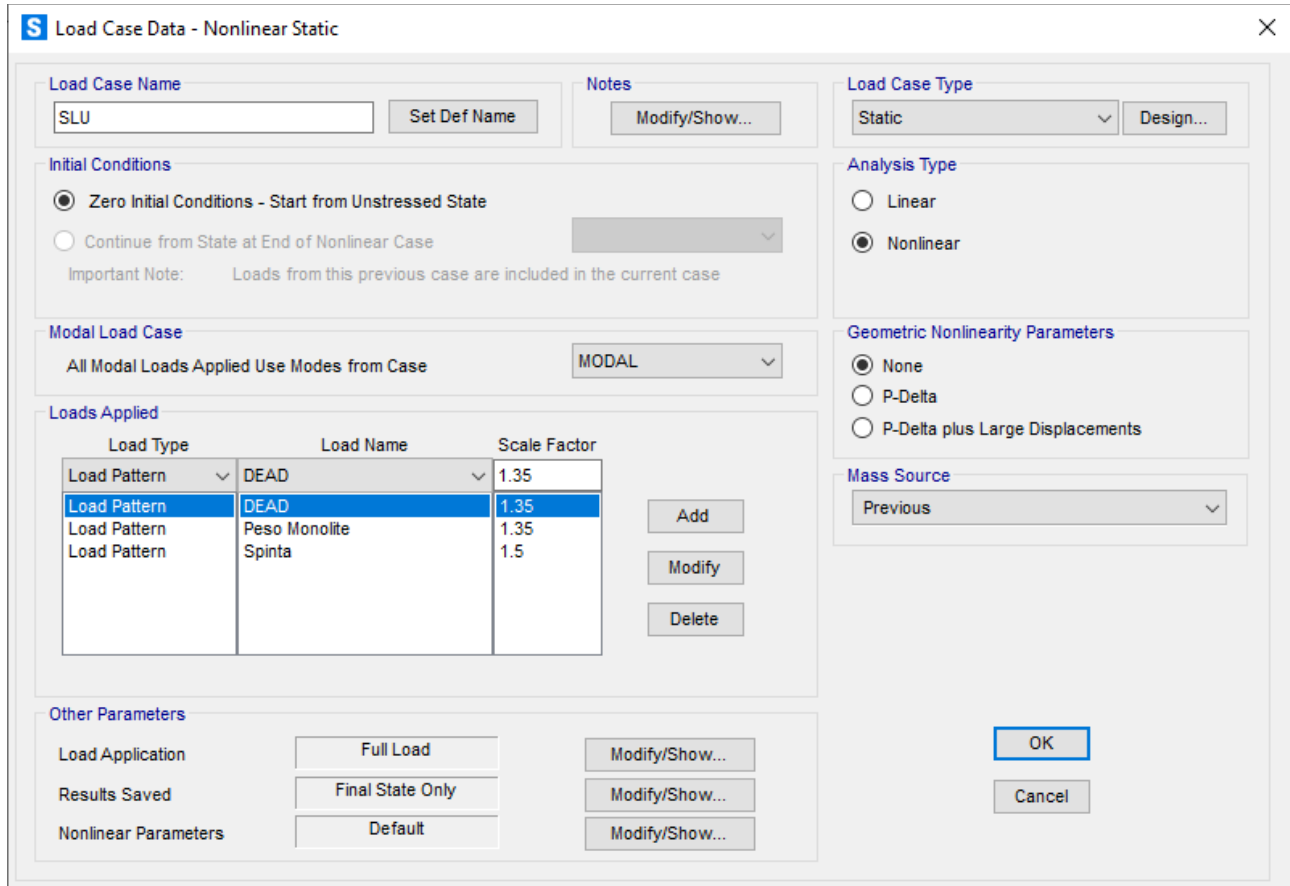
$s = 5200 \text{ kN} / (40\text{cm} \times 160\text{cm}) = 0.8 \text{ kN/cm}^2$



*Carico "spinta" applicata sul muro di contrasto*

### 11.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Per cogliere il comportamento delle molle reagenti solo a compressione è stato considerato un load case non lineare rappresentativo della combinazione dei carichi allo SLU.



**S Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: SLU [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:
   
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
   
 Continue from State at End of Nonlinear Case [Dropdown]
   
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL] [Dropdown]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.35
Load Pattern	DEAD	1.35
Load Pattern	Peso Monolite	1.35
Load Pattern	Spinta	1.5

[Add] [Modify] [Delete]

Geometric Nonlinearity Parameters:
   
 None
   
 P-Delta
   
 P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous [Dropdown]

Other Parameters:
   
Load Application: Full Load [Modify/Show...]
   
Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
   
Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

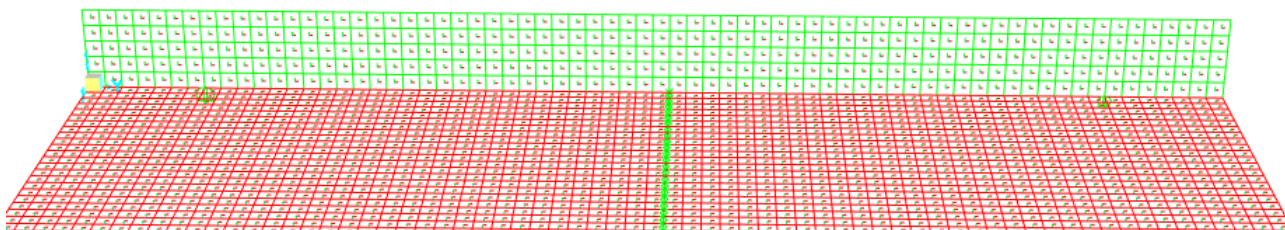
A favore di sicurezza il carico "Spinta" è stato moltiplicato per un  $\gamma = 1.5$ .

## 11.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### 11.4.1 Ipotesi di calcolo

I massimi valori di sollecitazione flettente ed azione di taglio ottenuti per le diverse combinazioni di carico, sono stati utilizzati come dati di progetto per le verifiche di resistenza.

Prima di riportare i diagrammi delle sollecitazioni si procede con una spiegazione dei simboli utilizzati per definire le sollecitazioni stesse.



- Asse 1 = colore rosso
- Asse 2 = colore verde
- Asse 3 = colore ciano (in questo caso ortogonale al piano del foglio)

Si ha che:

- $M_{11}$  è il momento intorno all'asse locale 2 dello shell;
- $M_{22}$  è il momento intorno all'asse locale 1 dello shell;
- $V_{13}$  è il taglio diretto come l'asse locale 3 e distribuito lungo la direzione 1 dello shell;
- $V_{23}$  è il taglio diretto come l'asse locale 3 e distribuito lungo la direzione 2 dello shell.



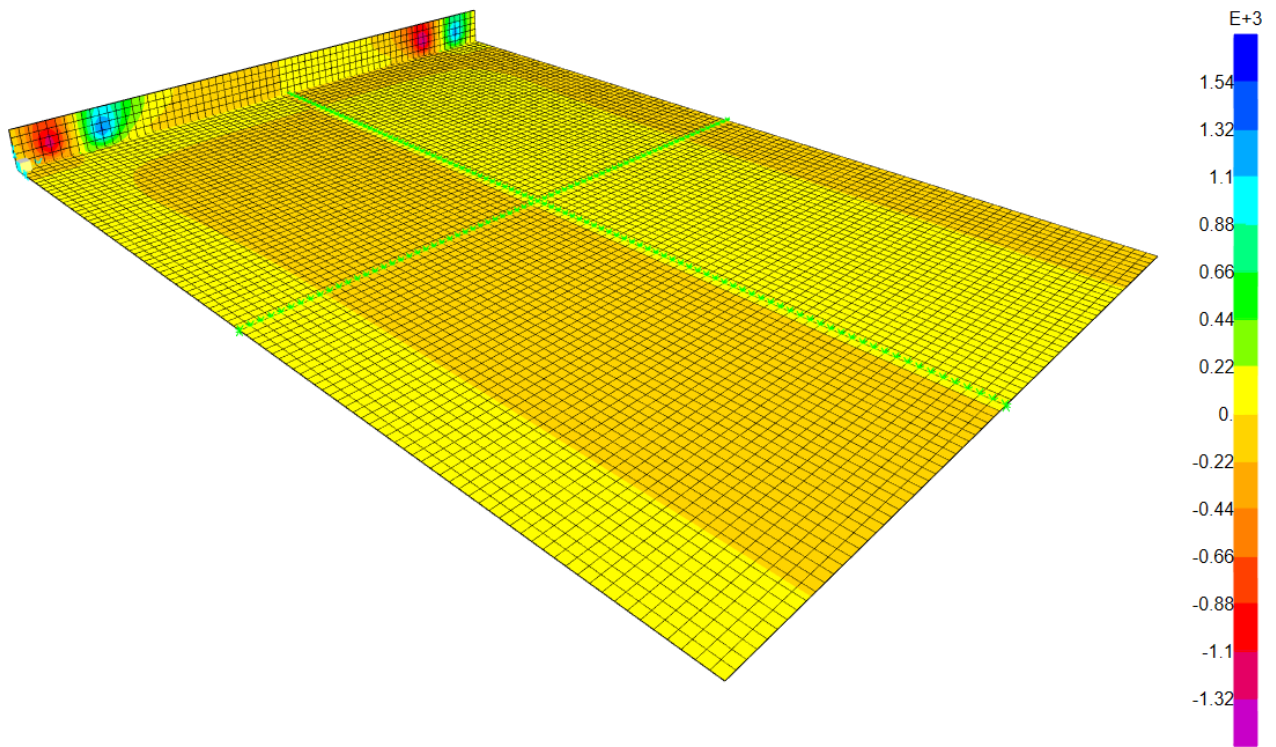
Si precisa che le verifiche di flessione sono state sviluppate effettuando la somma dei momenti flettenti ed i momenti torcenti secondo la seguente convenzione:

$$\begin{aligned} M_{11,TOT} &= m_{11+} + |m_{12}| \\ M_{22,TOT} &= m_{22+} + |m_{12}| \end{aligned} \quad \text{per i momenti positivi (+)}$$
$$\begin{aligned} M_{11,TOT} &= m_{11-} - |m_{12}| \\ M_{22,TOT} &= m_{22-} - |m_{12}| \end{aligned} \quad \text{per i momenti negativi (-)}$$

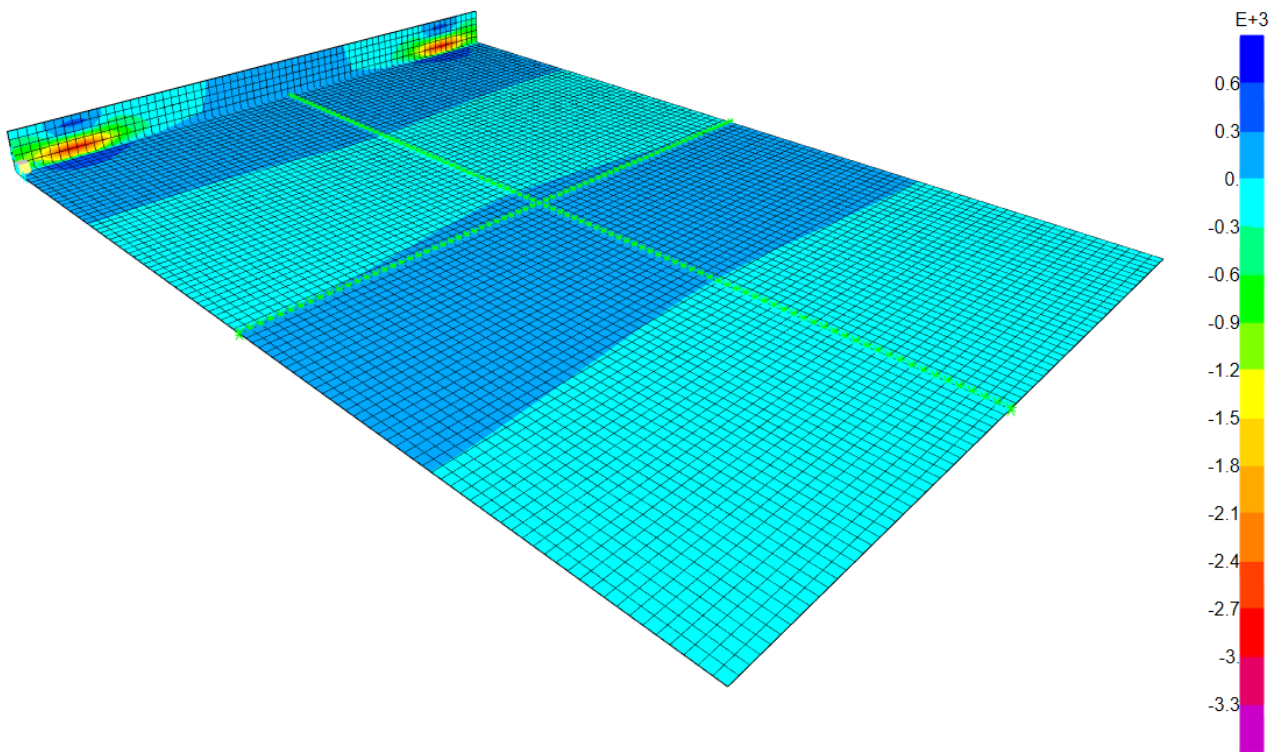
Per la verifica dell'armatura superiore e inferiore è sufficiente imporre che i momenti resistenti siano maggiori od uguali alle espressioni su indicate.

Si precisa che quando la deformazione degli elementi plate è prevalentemente cilindrica, il momento sollecitante agente sulle barre di armatura è il momento flettente principale ( $m_{11}$  o  $m_{22}$  a seconda della zona considerata), il momento torcente si massimizza nelle zone di transizione tra un tipo di deformata cilindrica e l'altra, questo non comporta ad un aumento delle sollecitazioni in valore assoluto, ma un semplice e limitato incremento delle armature di rifinitimento nelle zone di transizione, quando il momento principale agente cambia direzione del vettore.

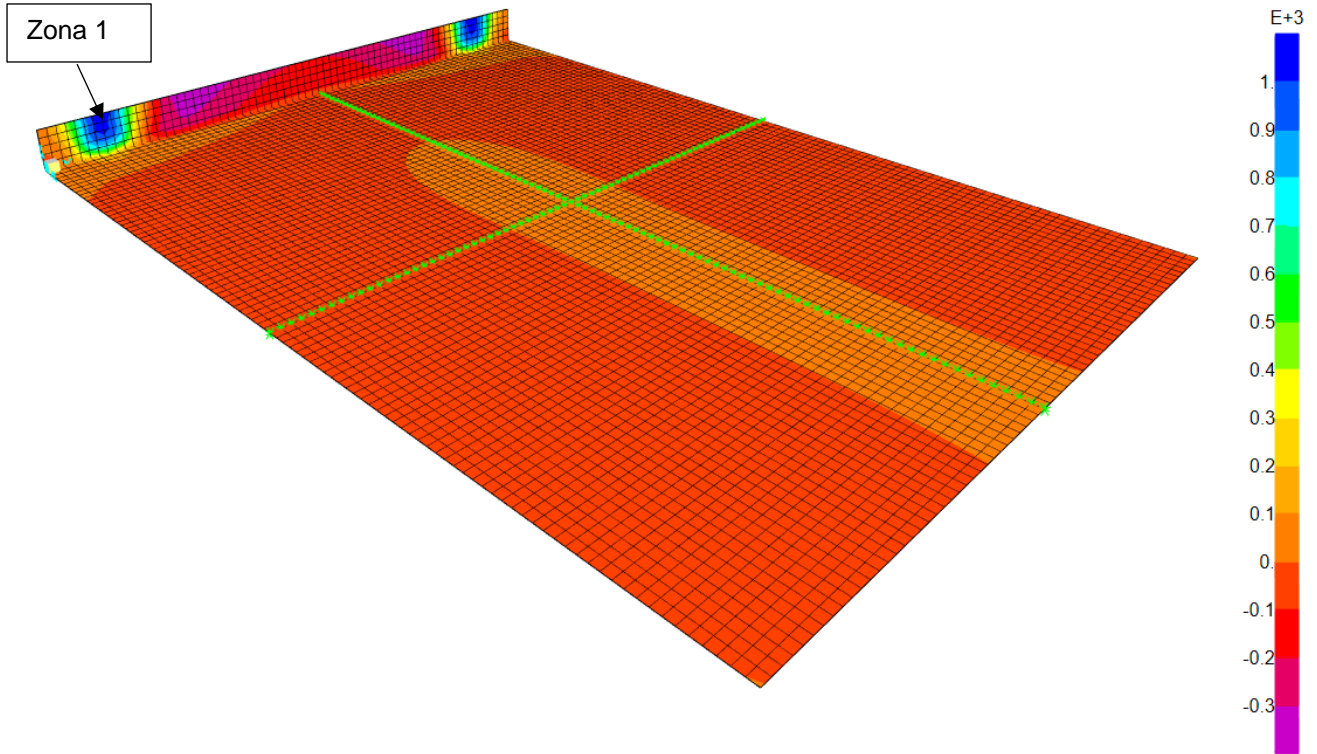
Di seguito sono riportati i valori relativi alle sollecitazioni massimi ottenuti per la combinazione SLU su una striscia unitaria (1m).



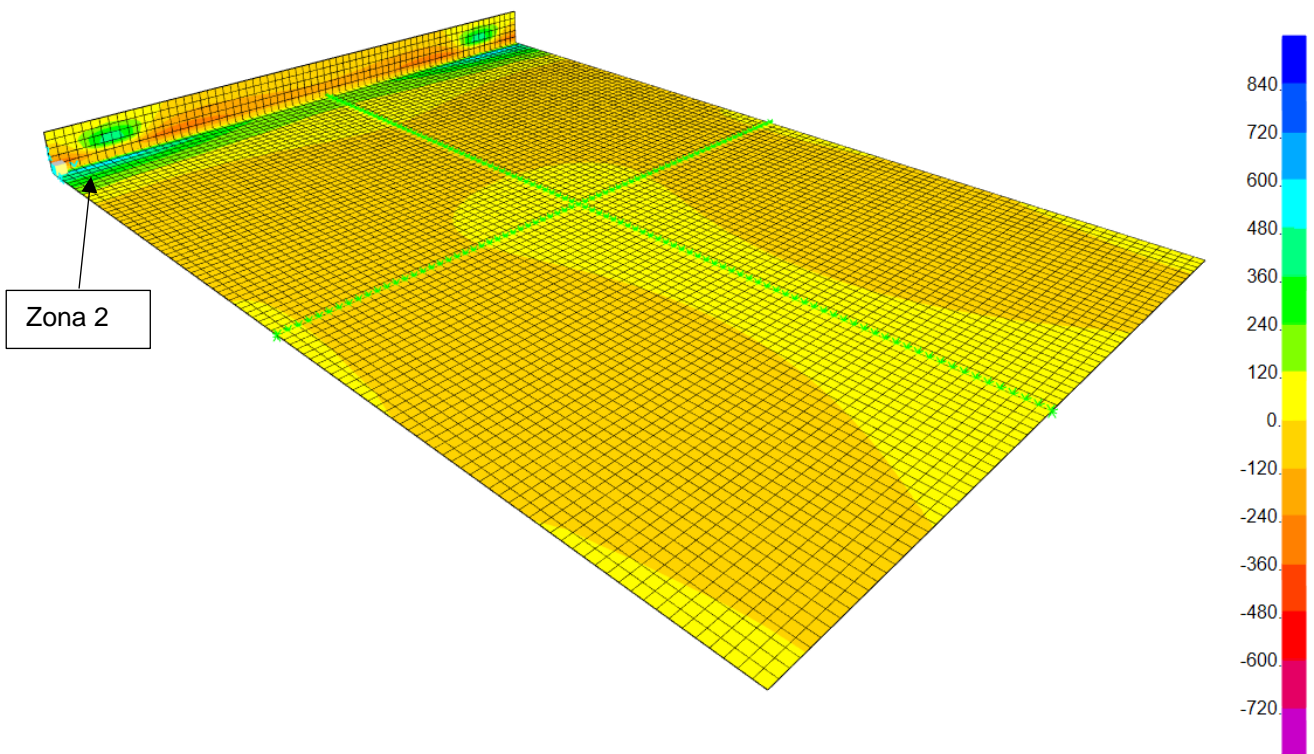
V13 per la combinazione (SLU) [kN/m]



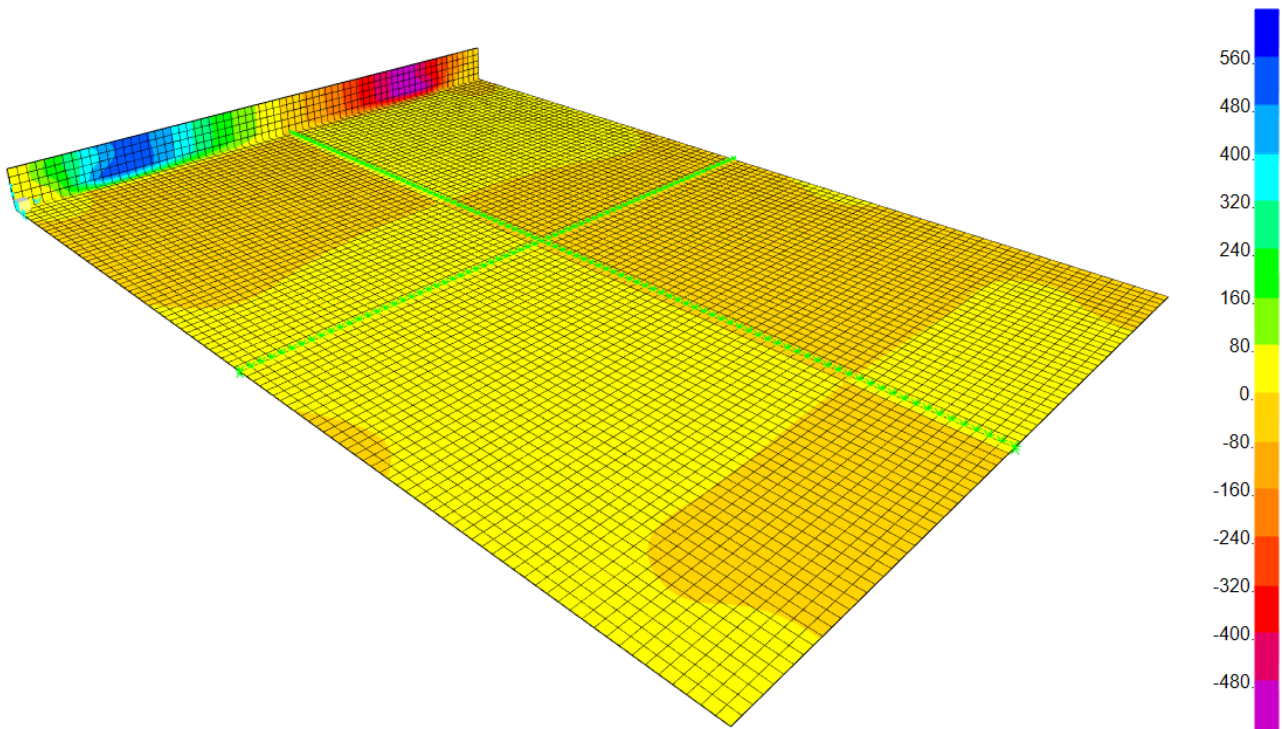
V23 per la combinazione (SLU) [kN/m]



M11 per la combinazione (SLU) [kNm/m]

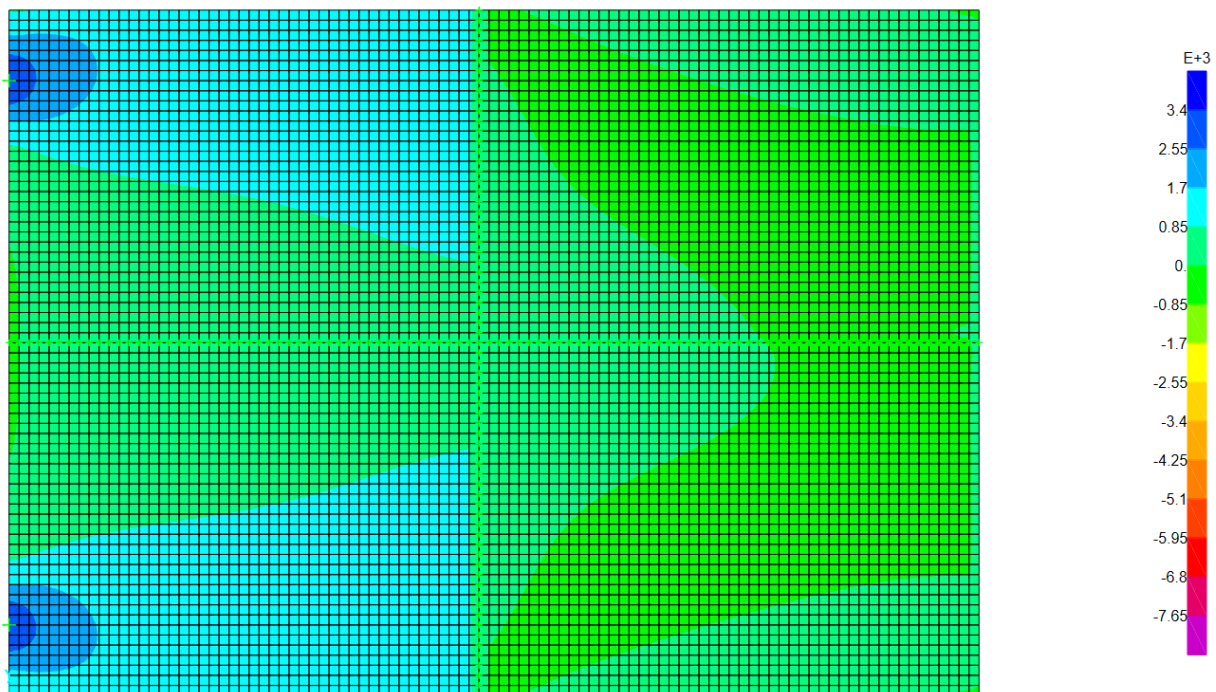


M22 per la combinazione (SLU) [kNm/m]



M12 per la combinazione (SLU) [kNm/m]

Si noti che il momento M12 massimo è subito a ridosso della zona di applicazione del carico più sollecitata, ma, cautelativamente, verrà sommato alle sollecitazioni massime.



F22 per la combinazione (SLU) [kN/m]

### 11.4.2 Verifiche a flessione della platea di fondazione

Si procede alla verifica nella zona indicata nelle immagini come zona 2, la zona della platea di fondazione all'incastro con il muro di contrasto, per una lunghezza di circa 6m (partendo dal muro di contrasto) e per una larghezza a ridosso dei martinetti di 3m.

Il momento M11 è praticamente nullo, nella direzione parallela al muro verranno disposte armature  $\Phi 20$  passo 20cm.

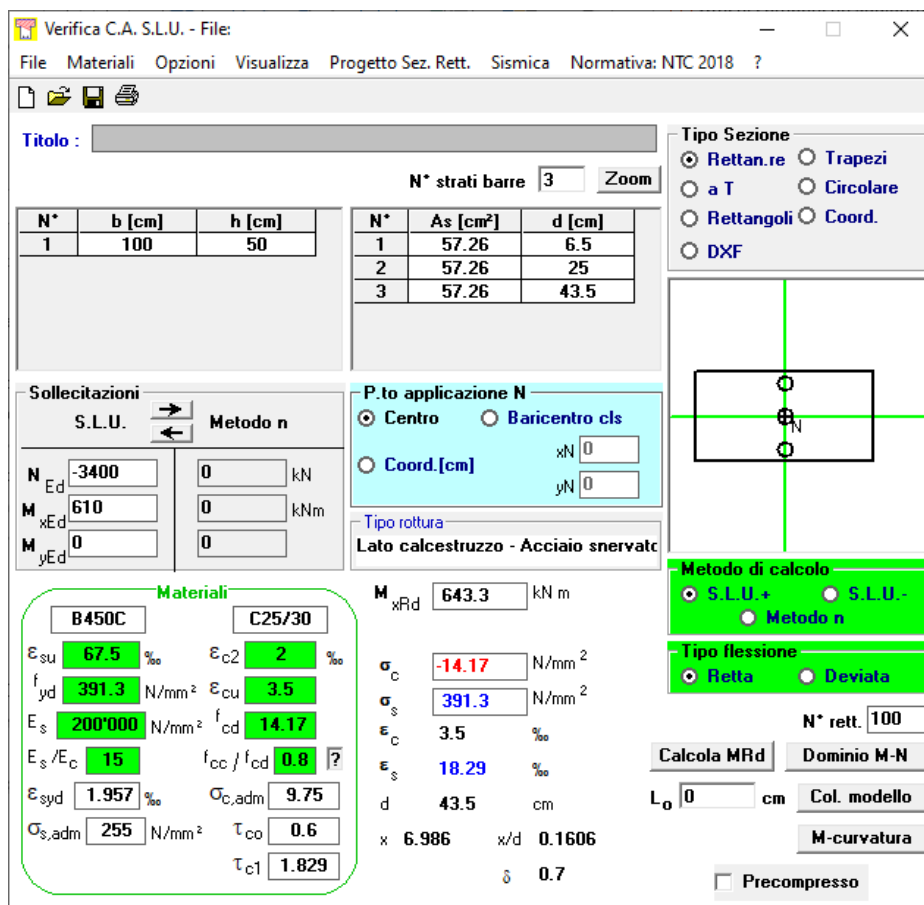
Per la verifica delle armature ortogonali al muro di contrasto si riporta la verifica di seguito.

Il calcestruzzo ipotizzato è del tipo C25/30, essendo un'opera provvisoria da demolire a varo ultimato.

M22+M12 = 610 kNm (momento flettente)

F22 = 3400 kN (trazione)      Sforzo normale di trazione

La sezione sarà armata con 3 ordini di armatura  $\Phi 27/10$ , superiore, baricentrico e inferiore.



**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	57.26	6.5
			2	57.26	25
			3	57.26	43.5

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

N<sub>Ed</sub> -3400    0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 610    0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0    0

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

**Materiali**  
 B450C    C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰     $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²     $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²     $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15     $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰     $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²     $\tau_{co}$  0.6  
                                   $\tau_{c1}$  1.829

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

$M_{xRd}$  643.3 kN m  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  18.29 ‰  
 d 43.5 cm  
 x 6.986    x/d 0.1606  
                                   $\delta$  0.7

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta     Deviata

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

### 11.4.3 Verifiche a taglio

Si procede alla verifica nella zona indicata nelle immagini come zona 2, la zona della platea di fondazione all'incastro con il muro di contrasto, per una lunghezza di circa 6m (partendo dal muro di contrasto) e per una larghezza a ridosso dei martinetti di 3m.

Vengono previste staffe  $\Phi 16$  a passo 20cm.

#### VERIFICA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

$$V_{ed} = 600 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = -3400 \text{ kN} \quad (\text{trazione})$$

Sezione rettangolare (o a T)

$$H = 50 \text{ cm} \quad d = 45 \text{ cm} \quad \text{Altezza utile}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Proprietà cls

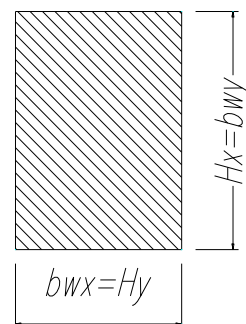
$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_c = 1.5$$

$$f_{ctk} = 1.82 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza caratteristica a trazione}$$

$$f_{ctd} = 1.22 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza di calcolo a trazione}$$

$$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Resistenza di calcolo a compressione}$$

Sezione rettangolare



Armatura Tesa Longitudinale

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_a = 1.15$$

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Strato Compresso

Diam (mm)	27	Passo (cm)	10	Strati	1	$A_{sl,sup} = 57.3 \text{ cm}^2$
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	

Strato Teso

Diam (mm)	27	Passo (cm)	10	Strati	1	$A_{sl,inf} = 114.5 \text{ cm}^2$
Diam (mm)	27	Passo (cm)	10	Strati	1	
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	

$$c_x = 5 \text{ coprifero (distanza baricentro-bordo cls)}$$

$$r_f = 0.02290 < 0.02$$

**Armatura Staffe (angolo 90°)**

$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>	$g_a =$	1.15				
$f_{ywd} =$	391	N/mm <sup>2</sup>	$a =$	90	(angolo inclinazione staffe)			
$f_{ywd} =$	391.3	N/mm <sup>2</sup>						
$A_{sl,x} =$	8.04	cm <sup>2</sup>	Diam (mm)	16	Passo (cm)	20	Braccia	4
$A_{sl,x} =$	0.00	cm <sup>3</sup>	Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Braccia	1
$A_{sl,y} =$	0.00	cm <sup>2</sup>	Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Braccia	0

**2) IN PRESENZA DI ARMATURA A TAGLIO**

Resistenza a taglio in presenza di specifica armatura a taglio

$a_c =$	1	(cautelativamente si trascura la presenza di compressione)
$f_{cd} =$	7.06	N/mm <sup>2</sup>
$q =$	45	° (inclinazione bielle cls)
$a =$	90	° (inclinazione armature trasv. rispetto all'asse trave)

**Verifica conglomerato**

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

$V_{Rcd} =$	1429 kN	<sup>3</sup> $V_{sd,u,x} =$	600 kN	Verificato
-------------	---------	-----------------------------	--------	------------

**Verifica armatura trasversale**

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$V_{Rsd} =$	637 kN	<sup>3</sup> $V_{sd,u,x} =$	600 kN	Verificato
-------------	--------	-----------------------------	--------	------------

Nel senso parallelo al muro di contrasto si ha che:

**VERIFICA A TAGLIO**

Sollecitazioni di progetto

$V_{ed} = 55 \text{ kN}$   
 $N_{ed} = -850 \text{ kN}$  (trazione)

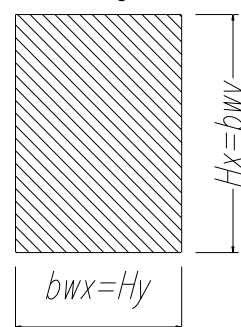
Sezione rettangolare (o a T)

$H = 50 \text{ cm}$   $d = 45 \text{ cm}$  Altezza utile  
 $b_w = 100 \text{ cm}$

Proprietà cls

$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_c = 1.5$   
 $f_{ctk} = 1.82 \text{ N/mm}^2$  Resistenza caratteristica a trazione  
 $f_{ctd} = 1.22 \text{ N/mm}^2$  Resistenza di calcolo a trazione  
 $f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$  Resistenza di calcolo a compressione

Sezione rettangolare



Armatura Tesa Longitudinale

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_a = 1.15$   
 $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$

Strato Compresso

Diam (mm)	20	Passo (cm)	20	Strati	1	$A_{sl,sup} = 15.7 \text{ cm}^2$
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	

Strato Teso

Diam (mm)	20	Passo (cm)	20	Strati	1	$A_{sl,inf} = 15.7 \text{ cm}^2$
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	
Diam (mm)	0	Passo (cm)	20	Strati	1	

$c_x = 5$  copriferro (distanza baricentro-bordo cls)  
 $r_f = 0.00314 < 0.02$



1) **IN ASSENZA DI ARMATURA A TAGLIO**

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1.667$$

$$v_{\min} = 0.376 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = -1.7 \quad \text{N/mm}^2$$

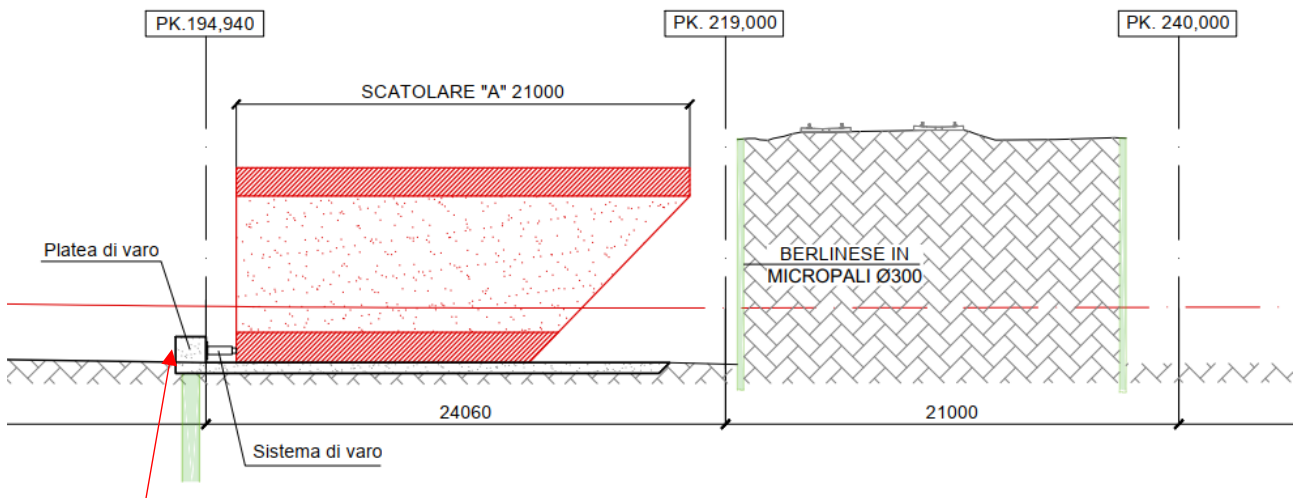
$$V_{rd,x} = 64 \text{ kN}$$

$$^3 V_{sdu,x} = 55 \text{ kN}$$

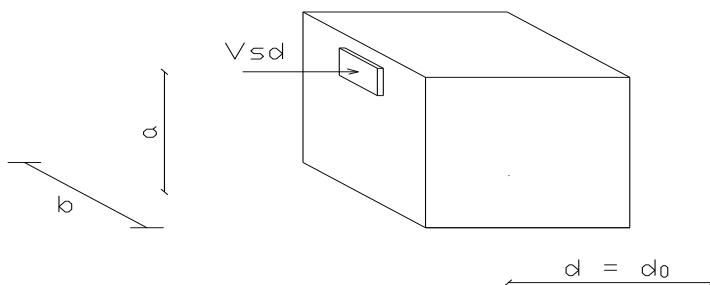
Verificato

### 11.4.4 Verifica della mensola tozza

Si verifica la mensola tozza del muro di contrasto.



Mensola tozza



$V_{sd} =$	5100 kN	
$H_{sd} =$	0 kN	
$b =$	1.6 m	
$d_0 =$	1.45 m	
$d =$	1.45 m	
$a =$	0.8 m	
$\lambda_v =$	0.552	
$f_{yd} =$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	[FeB44k]
$f_{cd} =$	16.60 N/mm <sup>2</sup>	[Rck 30 N/mm <sup>2</sup> ]
$v_{cd} =$	2.198 N/mm <sup>2</sup>	
$K =$	1.070	
$(x/d)_{lim} =$	0.658	

**1) traliccio isostatico**

calcolo  $\beta_{\min} = 0.929544 \text{ rad}$   
 $= 53.26^\circ$

calcolo  $\beta = \arctan [(1,7 + (2,89 - 4K (K - 1,7 \lambda_v))^{0,5}) / 2K]$   
 $= 0.985 \text{ rad}$   
 $= 56.417 > \beta_{\min} = 53.26$   
 $x / d = 2,5 * (1 - a/d * \tan \beta)$   
 $= 0.423$

**VERIFICA SODDISFATTA**

sollecitazioni di calcolo

$NsSd = Vsd / \tan \beta + Hsd = 3386.21 \text{ kN}$   
 $NcSd = Vsd / \sin \beta = 6121.80 \text{ kN}$

resistenze di calcolo

Si considera la seguente armatura :

ARMATURA As1 n° barre = 10  
 $\phi = 27 \text{ mm}$   
 $As1 = 5726 \text{ mm}^2$

ARMATURA As2 n° barre = 10  
 $\phi = 27 \text{ mm}$   
 $As2 = 5726 \text{ mm}^2$

$NsRd = (As1 + As2) * f_{yd} = 4480.82 \text{ kN}$   
 $NcRd = 0,68 * b * x * f_{cd} * \cos \beta = 6121.80 \text{ kN}$

verifica:

$NsRd = 4480.82 \text{ kN} > NsSd = 3386.21 \text{ kN}$   
 $NcRd = 6121.80 \text{ kN} = NcSd = 6121.80 \text{ kN}$

**VERIFICA SODDISFATTA**