

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. OPERE GEOTECNICHE

## PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

**LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA**  
**NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA**  
**LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA**  
**LOTTO 1C BUONABITACOLO – PRAIA**

SOTTOVIA

Elaborati generali

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei sottovia

SCALA:

-

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.

RC2A    C1    R    11    CL    SL0000    001    C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E.Sellari 	Dic-2021	G.Crisà 	Dic-2021	I.D'Amore 	Dic-2021	L.Berardi Lug-2023
B	Emissione esecutiva	E.Sellari 	Gen-2022	G.Crisà 	Gen-2022	I.D'Amore 	Gen-2022	
C	Emissione esecutiva	E.Sellari 	Lug-2023	G.Crisà 	Lug-2023	I.D'Amore 	Lug-2023	

File: RC2A.C.1.R.11.CL.SL.00.0.0.001.C

n. Elab.:

## Sommario

1	PREMESSA .....	4
2	INTRODUZIONE .....	5
2.1	DESCRIZIONE DEI SOTTOVIA .....	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
4	MATERIALI .....	9
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO .....	11
5.1	MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO .....	11
5.2	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	12
6	SOTTOVIA TIPO 1 .....	13
6.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA .....	14
6.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA .....	17
6.3	MODELLAZIONE ADOTTATA .....	18
6.4	ANALISI DEI CARICHI .....	21
6.4.1	<i>Peso proprio della struttura (PP)</i> .....	21
6.4.2	<i>Permanenti Portati (PERM)</i> .....	21
6.4.3	<i>Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)</i> .....	22
6.4.4	<i>Carichi accidentali e loro ripartizione (ACCM)</i> .....	23
6.4.5	<i>Spinta del sovraccarico (SPACCSX)</i> .....	28
6.4.6	<i>Frenatura e Avviamento (AVV)</i> .....	29
6.4.7	<i>Azione sismica</i> .....	30
6.5	<b>VERIFICA REQUISITI S.T.I.</b> .....	32
6.6	COMBINAZIONI DI CARICO .....	35
6.7	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI .....	39

6.7.1	Diagrammi delle sollecitazioni.....	39
6.7.2	Sintesi sollecitazioni .....	47
7	SOTTOVIA TIPO 2 .....	52
7.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA .....	53
7.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA .....	56
7.3	MODELLAZIONE ADOTTATA .....	57
7.4	ANALISI DEI CARICHI.....	59
7.4.1	Peso proprio della struttura (PP).....	59
7.4.2	Permanenti Portati (PERM).....	59
7.4.3	Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX).....	60
7.4.4	Carichi accidentali e loro ripartizione (ACC).....	61
7.4.5	Spinta del sovraccarico (SPACCSX).....	66
7.4.6	Frenatura e Avviamento (AVV).....	67
7.4.7	Azione sismica .....	67
7.5	VERIFICA REQUISITI S.T.I. ....	70
7.6	COMBINAZIONI DI CARICO .....	74
7.7	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI .....	78
7.7.1	Diagrammi delle sollecitazioni.....	78
7.7.2	Sintesi sollecitazioni .....	86
8	SOTTOVIA TIPO 3 .....	91
8.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA .....	92
8.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA .....	94
8.3	MODELLAZIONE ADOTTATA .....	95
8.4	ANALISI DEI CARICHI.....	97
8.4.1	Peso proprio della struttura (PP).....	97

8.4.2	<i>Permanenti Portati (PERM)</i> .....	97
8.4.3	<i>Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)</i> .....	98
8.4.4	<i>Carichi accidentali e loro ripartizione (ACC)</i> .....	99
8.4.5	<i>Spinta del sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)</i> .....	102
8.4.6	<i>Frenatura e Avviamento (AVV)</i> .....	102
8.4.7	<i>Azione sismica</i> .....	103
<b>8.5</b>	<b>VERIFICA REQUISITI S.T.I.</b> .....	<b>105</b>
8.6	COMBINAZIONI DI CARICO .....	109
8.7	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI .....	115
8.7.1	<i>Diagrammi delle sollecitazioni</i> .....	115
8.7.2	<i>Inviluppo SLU/SLV</i> .....	116

## 1 PREMESSA

La presente progettazione di fattibilità tecnica ed economica ha ad oggetto il **lotto 1c Buonabitacolo – Praia**, parte finale del lotto 1.

Il progetto ferroviario del lotto 1C ha origine in corrispondenza del precedente lotto 1B (punta scambi estrema della stazione di Buonabitacolo lato Reggio Calabria). L'estesa complessiva dell'intervento è di circa 46 km con una velocità di tracciato di 300 km/h, mentre il collegamento a Praia a Mare è caratterizzato da una velocità di tracciato pari a 100km/h.

Il tracciato attraversa i territori di:

- Padula, Montesano sulla Marcellana, Casalbuono e Casaletto Spartano nella provincia di Salerno;
- Lagonegro, Rivello, Trecchina e Maratea nella provincia di Potenza;
- Tortora e Praia a Mare nella provincia di Cosenza.



**Figura 1 Lotto 1c Buonabitacolo – Praia. Corografia dell'intervento**

## 2 INTRODUZIONE

Nella presente relazione di calcolo sono condotte le verifiche, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, relativamente ai sottovia previsti lungo la nuova linea ferroviaria AV “Salerno-Reggio Calabria”, facente parte del nuovo collegamento Buonabitacolo-Praia (Lotto 1c).

### 2.1 Descrizione dei sottovia

Per le viabilità interferenti con la linea ferroviaria, tenendo conto delle quote della linea ferroviaria che si sviluppa in rilevato, si è ritenuto opportuno adottare la soluzione progettuale dei sottovia. Lungo il tracciato sono state identificate tre sezioni tipo definite in funzione della larghezza interna e della categoria della viabilità.

Nella tabella di seguito si riportano i sottovia presenti lungo la tratta in esame, la progressiva chilometrica e la viabilità interferita.

Viabilità	Progressiva	Intersezione	TIPO	Sezione viabilità
(-)	(km)	(-)	(-)	(-)
SL02	km 44+062	NV06	3	8.00m pavimentata
SL03	Linea storica	PT01	1	8.00m pavimentata
SL04	-0+224.24	SP378	2	8.00m pavimentata
SL05	0+060.00	Vicinale pav	1	3.00m pavimentata
SL06	0+346.40	SC PADULA MONTESANO	2	5.00m pavimentata
SL07	0+664.70	Via Cicerchiale	1	4.00m pavimentata
SL08	26+492.75	PT05	1	6,50m pavimentata

**Tabella 1 – Progressive sottovia e viabilità interferite**

Il sottovia TIPO1 è costituito da una struttura scatolare in c.a. a singola canna, caratterizzato da una larghezza utile di 9.00 m e un'altezza libera di 6.15 m. La soletta di fondo ha spessore pari a 1.10 m, mentre i piedritti e la soletta di copertura pari a 1.00 m. La distanza tra il piano del ferro e l'estradosso della soletta superiore varia da un minimo di 1.03 m ad un massimo di 2.21m.

Il sottovia TIPO2 è costituito da una struttura scatolare in c.a. a singola canna, caratterizzato da una larghezza utile di 12.50 m e un'altezza libera di 6.15 m. La soletta di fondo ha spessore pari a 1.50 m, mentre i piedritti e la soletta di copertura pari a 1.40 m. La distanza tra il piano del ferro e l'estradosso della soletta superiore varia da un minimo di 0.96 m ad un massimo di 2.19m.

Il sottovia TIPO 3 è costituito da una struttura scatolare in c.a. a singola canna, caratterizzato da una larghezza utile di 12.50 m e un'altezza libera 6.70 m. La soletta di fondo ha spessore pari a 1.30 m, mentre i piedritti e la soletta di copertura pari a 1.20 m. La distanza tra il piano del ferro e l'estradosso della soletta superiore è pari a circa 1.0m.

### 3      **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Tutte le calcolazioni sono state eseguite nel rispetto della normativa NTC18 attualmente vigente. In particolare si è fatto riferimento:

- L. n. 64 del 2/2/1974 -  
Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- L. n. 1086 del 5/11/1971  
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. 17.01.2018  
Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7  
Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018;
- RFI DTC INC PO SP IFS 001  
Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sottobinario ;
- RFI DTC INC CS SP IFS 001  
Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- EN 1992-1-1-1:2004  
Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules of building;
- RFI DTC SI PS MA IFS 001  
Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - Sezione 2 Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI SP IFS 001  
Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili;
- EC08  
Eurocodice 8;
- Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 della Commissione Europea del 16 maggio 2019  
Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.



- RFI DTC SI CS MA IFS 001: Manuale di progettazione delle opere civili: Sezione 3 Corpo Stradale
- UNI EN 206-1:2006 Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- UNI 11104 Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

#### 4 MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

- Calcestruzzo C (30/37) le cui caratteristiche principali sono:

- Resistenza cilindrica caratteristica:  $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo a compressione semplice:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m, \text{ dove:}$$

$$\alpha_{cc} = 0.85 \text{ e } \gamma_m = 1.5;$$

$$f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza di calcolo a trazione semplice:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m, \text{ dove:}$$

$$\gamma_m = 1.5;$$

$$f_{ctd} = 1,35 \text{ N/mm}^2.$$

- Modulo elastico:  $E_c = 32836 \text{ N/mm}^2$
- Tolleranza di posa del copriferro = **10 mm**;
- Classe di esposizione: **XA1**
- Copriferro = **40 mm**
- Condizioni ambientali: **Aggressive**
- Apertura fessure limite: **w1 = 0.2 mm**

- Acciaio da cemento armato normale **B450C** controllato in stabilimento.

Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} = 450 \text{ Nmm}^2$$

- Resistenza di calcolo dell'acciaio:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ dove:}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = 391 \text{ Nmm}^2$$

- Allungamento
- Modulo di elasticità:
- Sovrapposizioni barre

**D1 > 12%**

**Es=206000 Nmm<sup>2</sup>**

**≥ 50φ**

	<b>LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA</b> <b>LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA</b> <b>LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento dei sottovia</b>	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0000 001	REV. C

## 5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

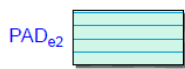
### 5.1 Modello geologico di riferimento

In funzione di quanto riportato nella relazione geologica generale, è possibile suddividere il tracciato nelle seguenti due tratte:

- I<sup>a</sup> tratta (tra ca. le pk 0+000 e 20+000 lotto 1B), quasi interamente in galleria, con copertura media > 100 m e massima di circa 500 m. Il profilo intercetta (dall'alto verso il basso) successioni quaternarie, riconducibili essenzialmente al *Sintema di Auletta*, costituito, per un centinaio di metri, da prevalenti argille omogenee di ambiente fluvio-lacustre, con intercalazioni (subordinate) da metriche a decametriche di conglomerati di ambiente fluviale. Il *Sintema di Auletta* "ricopre" il substrato prequaternario, costituito nella porzione nord-ovest, dai litotipi del Gruppo delle Argille Variegate e nella porzione sud-est dalla formazione sin-orogena del *Monte Sierio*. Sia le *Argille Variegate*, sia la formazione del *Monte Sierio*, poggiano a loro volta sulle rocce calcareo-dolomitiche appartenenti all'Unità Tettonica Alburno-Cervati-Pollino, che affiorano, estremamente tettonizzate, nella soglia settentrionale del Vallo di Diano; tali rocce evidenziano sia in superficie sia nei sondaggi un'elevata fratturazione con associati fenomeni carsici, caratterizzati dalla presenza di abbondante argilla residuale e cavità. La I<sup>a</sup> tratta è caratterizzata complessivamente da una quasi totale assenza di affioramenti superficiali (ad eccezione della soglia del Vallo di Diano, in cui si rinvencono rocce calcareo-dolomitiche), che impedisce una chiara definizione del modello geologico soprattutto per quanto riguarda l'estensione e le caratteristiche della formazione del *Monte Sierio*, per la quale oltre all'assenza di affioramenti superficiali si somma l'assenza di indagini geognostiche profonde.
- II<sup>a</sup> tratta (tra ca. le pk 20+000 lotto 1B e fine tracciato lotto 1B), essenzialmente a giorno (Vallo di Diano). Tale tratta è caratterizzata dalla presenza di significativi spessori di terreni quaternari, costituiti da depositi lacustri eteropici con depositi di conoide alluvionale e in subordine fluviali (*Supersintema del Vallo di Diano*). La falda in questo tratto è prossima al piano campagna.

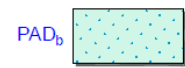
## 5.2 Inquadramento geotecnico

Nella tabella di seguito è riportata la denominazione delle principali unità geotecniche individuate sulla base delle corrispondenti unità geologiche, definite nell'ambito dello studio geologico.



PAD<sub>e2</sub>

### Supersistema del Vallo di Diano



PAD<sub>b</sub>

PAD: Sistema della  
Certosa di Padula

Depositi lacustri costituiti da alternanze di argille grigie e nerastre, limi marroni e, a luoghi, torbe (PADe2); in eteropia a depositi ghiaiosi e ghiaioso-sabbiosi fluviali e di conoide alluvionale costituiti da ghiaie a clasti eterometrici, ben arrotondati, con matrice sabbioso-limosa a luoghi prevalente (PADb).

I valori dei parametri meccanici di progetto, associati alle unità geotecniche di cui sopra, sono definiti, nella Relazione geotecnica generale dalla quale si riportano i parametri significativi del terreno di fondazione e del terreno di rinfianco al fine del dimensionamento dei sottovia.

Formazione di base

**PADe2**

Descrizione come da relazione geotecnica

Argille limose e limi argillosi

Peso specifico terreno  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito terreno  $\phi = 22.0^\circ$

Coesione efficace  $c' = 5.0 \text{ kN/m}^2$

Coesione non drenata  $c_u = 50.0 \text{ kN/m}^2$

Parametri geotecnici del rinterro e del ricoprimento

Peso specifico rinterro  $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$  rilevato ferroviario

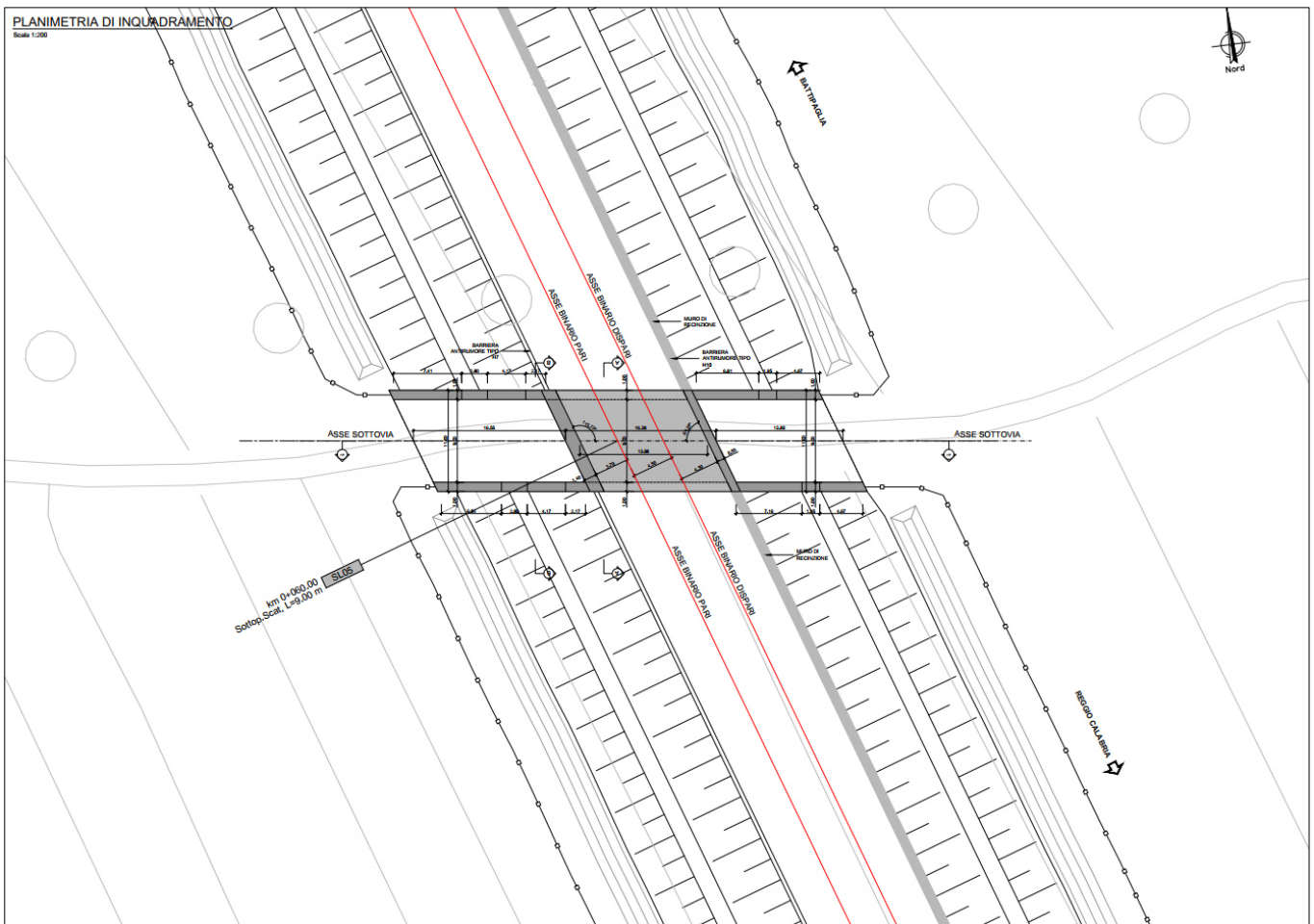
Angolo di attrito rinterro  $\phi = 38.0^\circ$

Coesione efficace  $c' = 0.0 \text{ kN/m}^2$

## 6 SOTTOVIA TIPO 1

Lo scatolare tipo in oggetto permette l'attraversamento della ferrovia da parte della viabilità esistente con larghezza della piattaforma stradale pari a 9.00m. Le dimensioni interne sono pari a 9.00x6.15m.

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico della nuova linea con individuazione del sottovia SL05 facente parte della tipologia in oggetto:



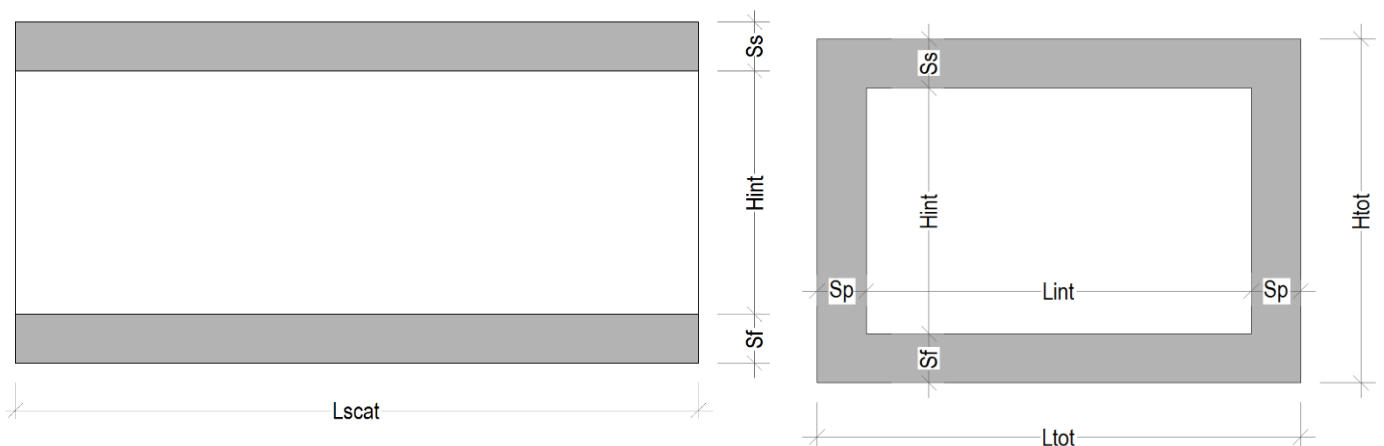
**Figura 2 – Planimetria dell'opera – Sottovia SL05**

## 6.1 Geometria della struttura

Il sottopasso si trova al di sotto della linea ferroviaria esistente ad una distanza fra piano ferro ed estradosso soletta pari ad  $H_{ric}$ , di cui spessore medio ballast più armamento pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro. Esso ha dimensioni interne  $L_{int} \times H_{int}$ , con piedritti di spessore  $S_p$ , soletta inferiore di spessore  $S_f$  e soletta superiore di spessore  $S_s$ . Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura seguente sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

Le caratteristiche geometriche hanno la seguente simbologia:

Larghezza utile	$L_{int}$ [m]
Altezza libera	$H_{int}$ [m]
Spessore piedritti	$S_p$ [m]
Spessore soletta	$S_s$ [m]
Spessore fondazione	$S_f$ [m]
Altezza ballast	$H_b$ [m]
Rinterro (superiore)	$H_r$ [m]
Lunghezza traversa	$L_{tb}$ [m]
Altezza traversa	$H_{tb}$ [m]
Ricoprimento	$H_{ric}$ [m]
Larghezza totale	$L_{tot}$ [m]
Altezza totale	$H_{tot}$ [m]

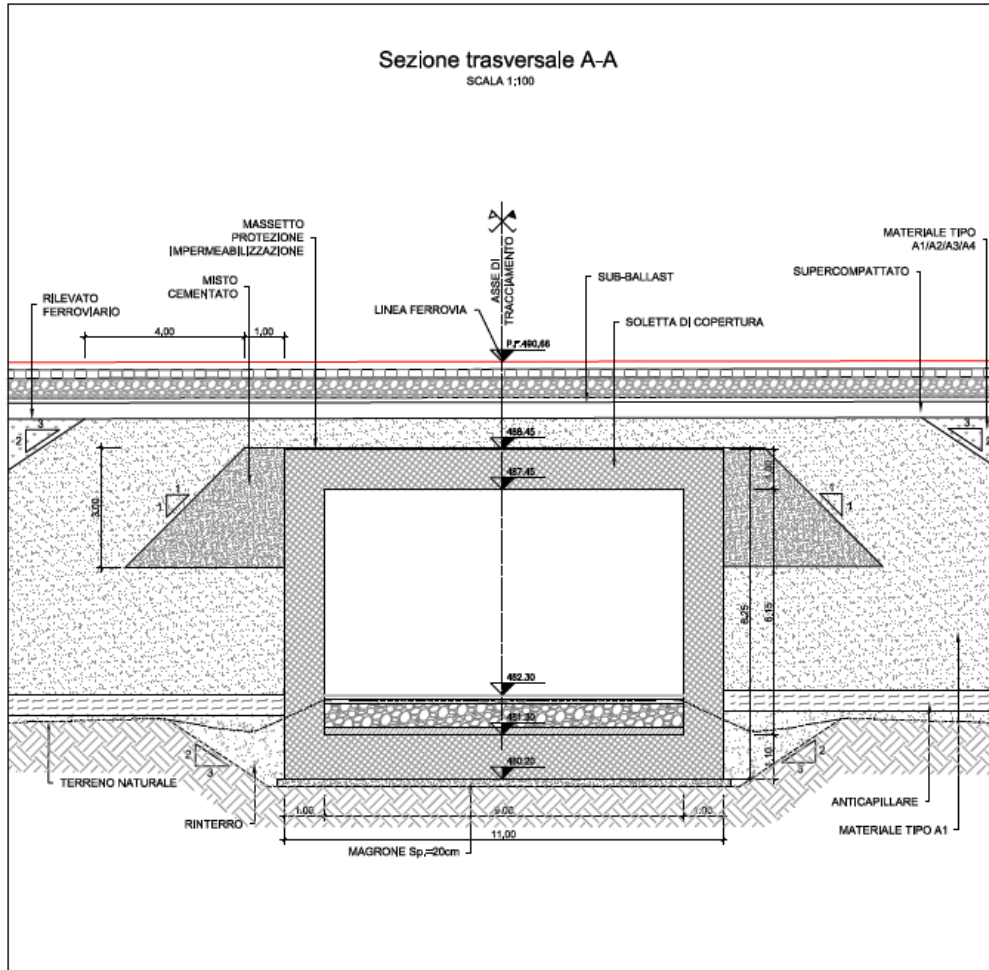


**Figura 3 – Simbologia adottata**

Lunghezza utile	$L_{int}$	9.00 m
Altezza libera	$H_{int}$	6.15 m
Spessore piedritti	$S_p$	1.00 m
Spessore soletta superiore	$S_s$	1.00 m
Spessore fondazione	$S_f$	1.10 m
Altezza ballast	$H_b$	0.80 m
Rinterro (superiore)	$H_r$	3.28 m
Ricoprimento	$H_{ric}$	4.08 m
Lunghezza traversa	$L_{tb}$	2.40 m
Altezza traversa	$H_{tb}$	0.40 m
Larghezza totale	$L_{tot}$	11.00 m
Altezza totale	$H_{tot}$	8.25 m

Ai fini del calcolo si considera un valore massimo del ricoprimento pari a 4.08m e rappresentativo della tipologia in oggetto. Di seguito si riporta la sezione trasversale del sottovia SL05 ove sono riportate le dimensioni strutturali della tipologia 1.





## 6.2 Interazione terreno-struttura

Per la determinazione della costante di sottofondo si fa riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

$$s = B \cdot ct \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$$

dove:

s = cedimento elastico

B = larghezza fondazione

ct = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti da Bowles, 1960

$$ct = 0.853 + 0.534 \ln(L/B) \text{ con } L/B \leq 10$$

$$ct = 2 + 0.0089 (L/B) \text{ con } L/B > 10$$

q = pressione media agente sul terreno

$\sigma_{v0}$  = tensione litostatica verticale alla quota del piano di posa della fondazione

$\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno

E = modulo elastico operativo del terreno

Il valore della costante di sottofondo kw è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato e il corrispondente cedimento, pertanto si ottiene.

$$kw = E / ((1 - \nu^2) \cdot B \cdot ct)$$

Di seguito si riporta la stima della costante di sottofondo per il caso in esame considerando per E il valore indicato per l'unità Geotecnica interessata e per la lunghezza L quella maggiore per questa tipologia di sottovia.

Unità stratigrafica		<b>PADe2</b>
Angolo di attrito	$\Phi$	<b>22 °</b>
Peso specifico	$\gamma$	<b>18.00 kN/m<sup>3</sup></b>
Modulo elastico	E'	<b>17500 kPa</b>
Coefficiente di Poisson	$\nu$	<b>0.3</b>
Lato minore della fondazione	B	<b>11</b>
Lato maggiore della fondazione	L	<b>10</b>

Rapporto dei lati	L/B	0.91
Coefficiente adimensionale	$c_t$	0.802
Costante di sottofondo	$k_w$	2180 kN/m <sup>3</sup>

### 6.3 Modellazione adottata

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello di telaio di lunghezza unitaria su letto di molle alla Winkler, eseguito con il programma di calcolo ad elementi finiti SAP2000. L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

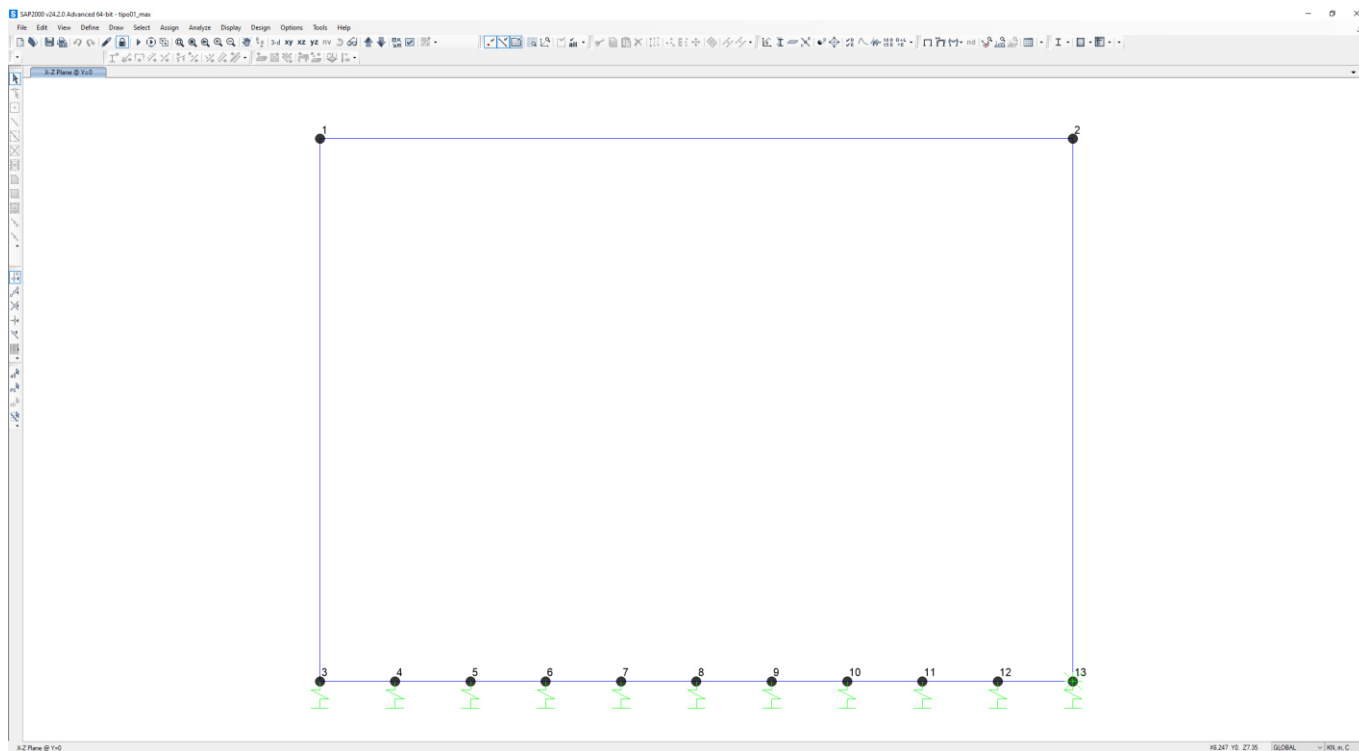
Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Fondazione: base 1.0m x altezza 1.10m

Piedritti: base 1.0m x altezza 1.00m

Soletta aste: base 1.0m x altezza 1.00m

Le caratteristiche geometriche del modello e le coordinate dei nodi sono le seguenti:



Nodo	x	z
1	0	7.2
2	10	7.2
3	0	0
4	1	0
5	2.00	0
6	3.00	0
7	4.00	0
8	5.00	0
9	6.00	0
10	7.00	0
11	8.00	0
12	9.00	0
13	10.00	0

**Figura 4 – Numerazione nodi e aste modello SAP2000**

La soletta inferiore è suddivisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel il caso in esame, si assume un valore del Modulo di reazione  $k_w = 1231 \text{ kN/m}^3$ , valutato in funzione del modulo elastico del terreno e della larghezza fondazione.

### Rigidità molle nodali Sap

Nodi centrali		<b>6,7,8,9,10</b>
Larghezza di influenza	$L_{inf, cen}$	1 m
Rigidità	$k_{cen}$	2180 $\text{kN/m}^2$
Nodi intermedi		<b>4,5,11,12</b>
Larghezza di influenza	$L_{inf, int}$	1 m
Rigidità	$k_{int}$	3269 $\text{kN/m}^2$
Nodi estremità		<b>3, 13</b>
Larghezza di influenza	$L_{inf, est}$	1 m
Rigidità	$k_{est}$	4359 $\text{kN/m}^2$

## 6.4 Analisi dei carichi

Con riferimento al DM 17/01/2018 “NTC2018” - “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

### 6.4.1 Peso proprio della struttura (PP)

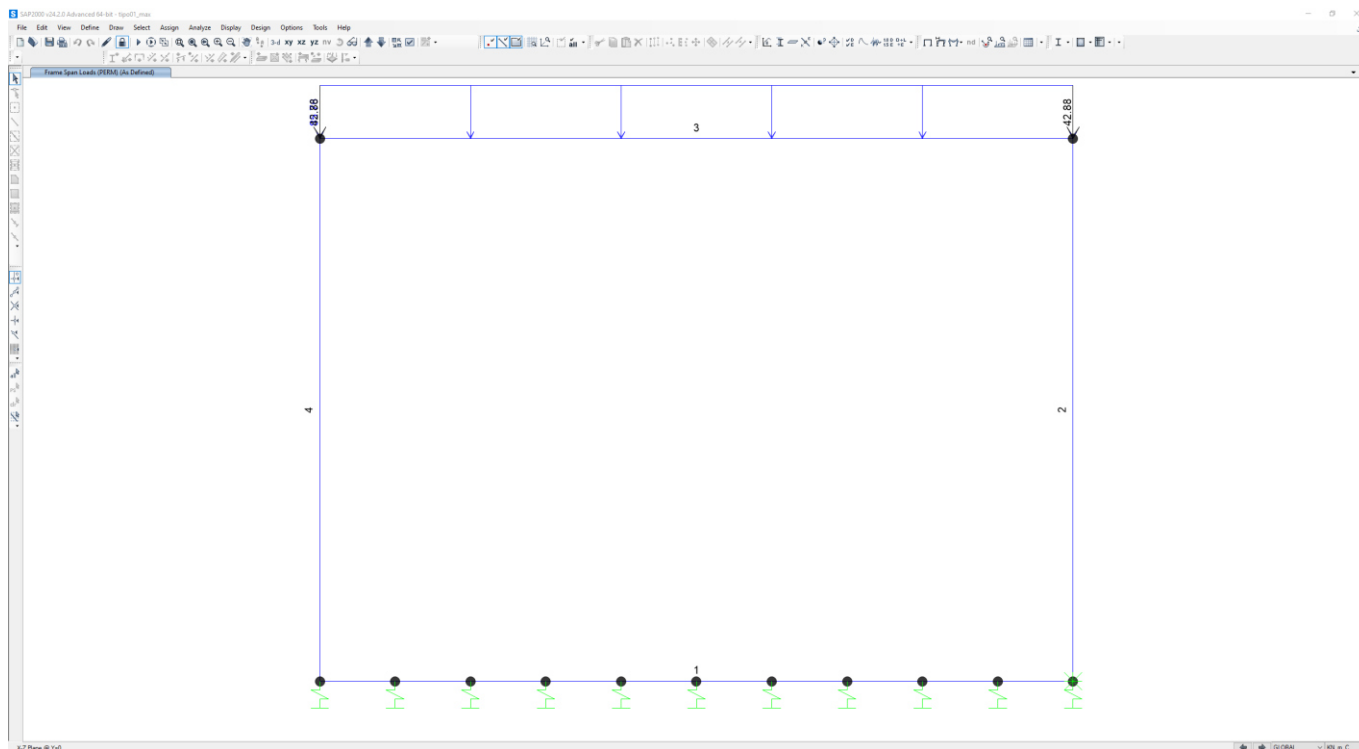
Peso proprio della struttura è valutato automaticamente dal programma di calcolo adottato per l’analisi agli elementi finiti attribuendo al c.a. un peso specifico di 25 kN/m<sup>3</sup>.

### 6.4.2 Permanenti Portati (PERM)

I carichi permanenti portati applicati alla soletta sono i seguenti:

#### Permanenti portati (condizione PERM)

Peso specifico ballast	$\gamma_b$	<b>18.00</b> kN/m <sup>3</sup>
Altezza ballast	$H_b$	0.80 m
Peso ballast	$P_b$	14.40 kN/m <sup>2</sup>
Peso specifico rinterro	$\gamma_r$	<b>20.00</b> kN/m <sup>3</sup>
Altezza rinterro	$H_r$	3.28 m
Peso rinterro	$P_r$	65.60 kN/m <sup>2</sup>
Peso specifico massetto di protezione/pendenza	$\gamma_m$	<b>24.00</b> kN/m <sup>3</sup>
Altezza massetto di protezione/pendenza	$H_m$	<b>0.24</b> m
Peso massetto di protezione/pendenza	$P_m$	5.76 kN/m <sup>2</sup>
Permanente totale	G2p	<b>85.76</b> kN/m <sup>2</sup>
Permanente nodi 1 e 2	G2P	<b>42.88</b> kN/m



**Figura 5 – Condizione di carico PERM**

### 6.4.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

Per lo scatolare si considera il terreno di rinfianco con un angolo di attrito  $\phi' = 38^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20.0$  kN/m<sup>3</sup>, lungo tutta l'altezza della sezione tipo. Il coefficiente di spinta a riposo viene calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene il valore  $K_0 = 0.384$ .

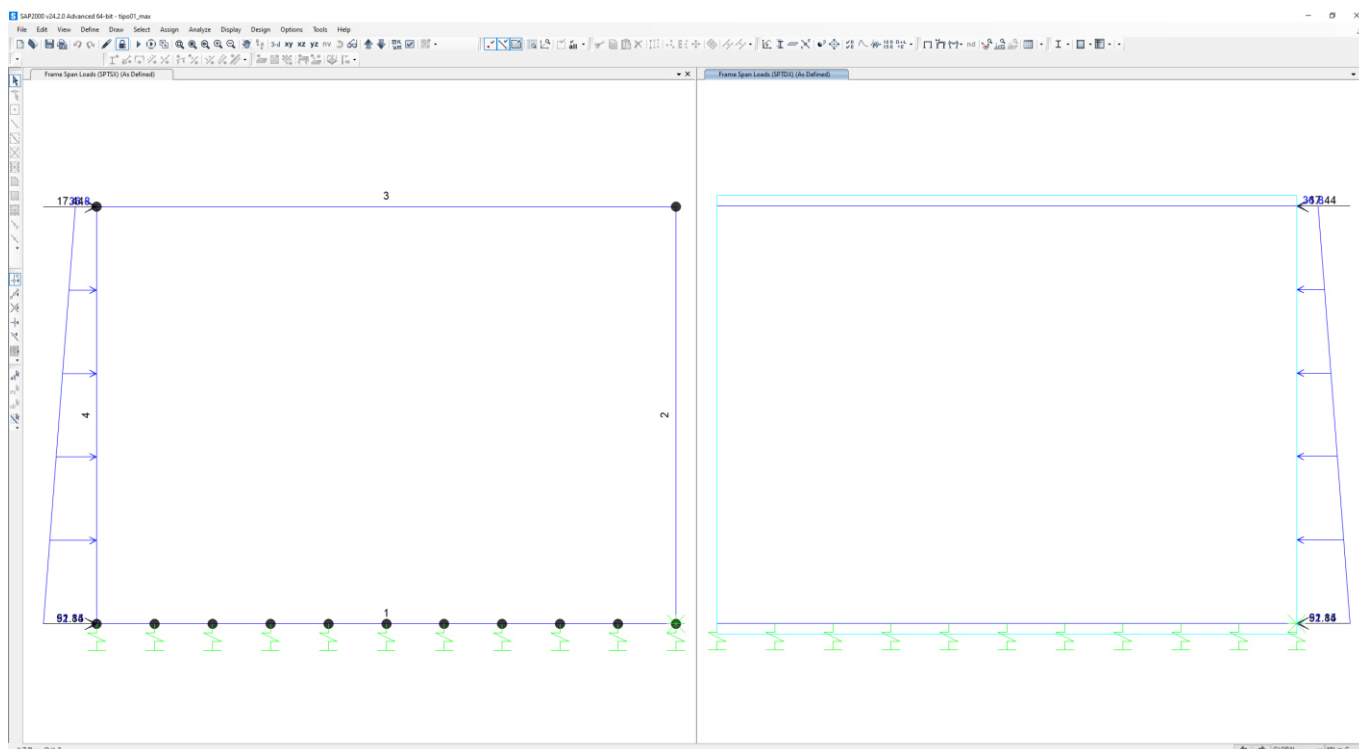
#### Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

Peso specifico terreno	$\gamma_t$	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito rinterro	$\phi$	38 °
coefficiente di spinta a riposo	$k_0$	0.384
Pressione estradosso soletta superiore	P1	32.96 kN/m <sup>2</sup>
Pressione asse soletta superiore	P2	36.80 kN/m <sup>2</sup>
Pressione asse soletta inferiore	P3	92.15 kN/m <sup>2</sup>
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	96.38 kN/m <sup>2</sup>
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	17.44 kN/m

Forza concentrata asse soletta inferiore

F1

**51.84** kN/m



**Figura 6 – Condizione di carico SPTSX e SPTDX**

I carichi concentrati applicati ai nodi della soletta superiore e alla fondazione rappresentano la parte si spinta del terreno esercitata su metà spessore.

Le due condizioni di carico SPTSX e SPTDX vengono applicate al modello con il valore intero; lo sbilanciamento di tali condizioni viene considerato tramite i coefficienti di combinazione (0.6 SPTDX).

#### **6.4.4 Carichi accidentali e loro ripartizione (ACCM)**

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera si considera a favore di sicurezza il carico dovuto al treno LM71 applicato sull'intera soletta rispetto al carico SW/2.



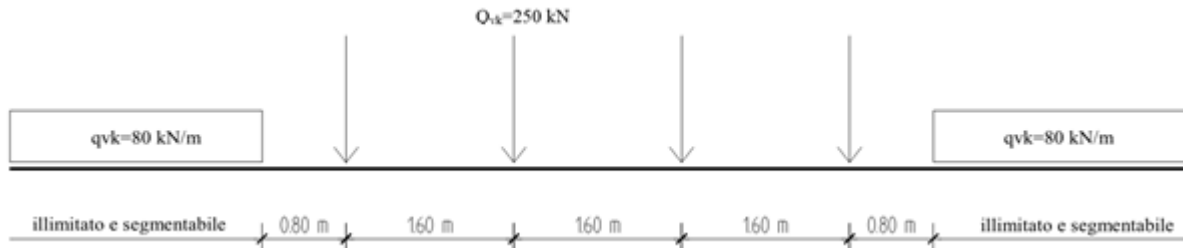


Figura 7 – Carico treno LM71

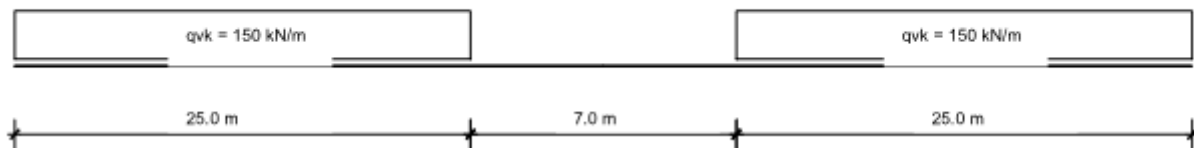
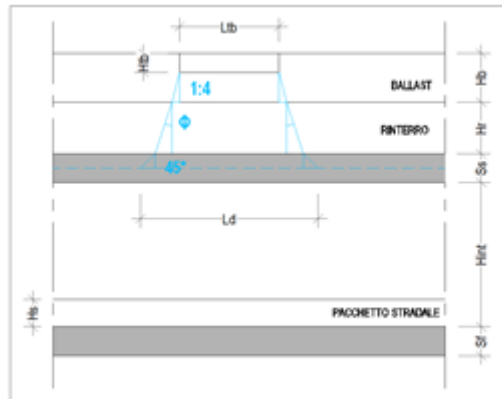


Figura 8 – Carico treno SW/2

Per il calcolo del coefficiente dinamico  $\Phi$  si fa riferimento al §5.2.2.2.3 delle NTC18, considerando linee con ridotto standard manutentivo. Nel caso di scatolari, con o senza solettone di fondo, aventi copertura  $h > 1.0\text{m}$ , il coefficiente dinamico può essere ridotto come segue:

$$\Phi_{rid} = \Phi - (h-1.0)/10 \geq 1.0$$

dove  $h$ , in metri, è l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse ( $H_{ric}$ ). Per le opere con ricoprimenti superiori a 2.50m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

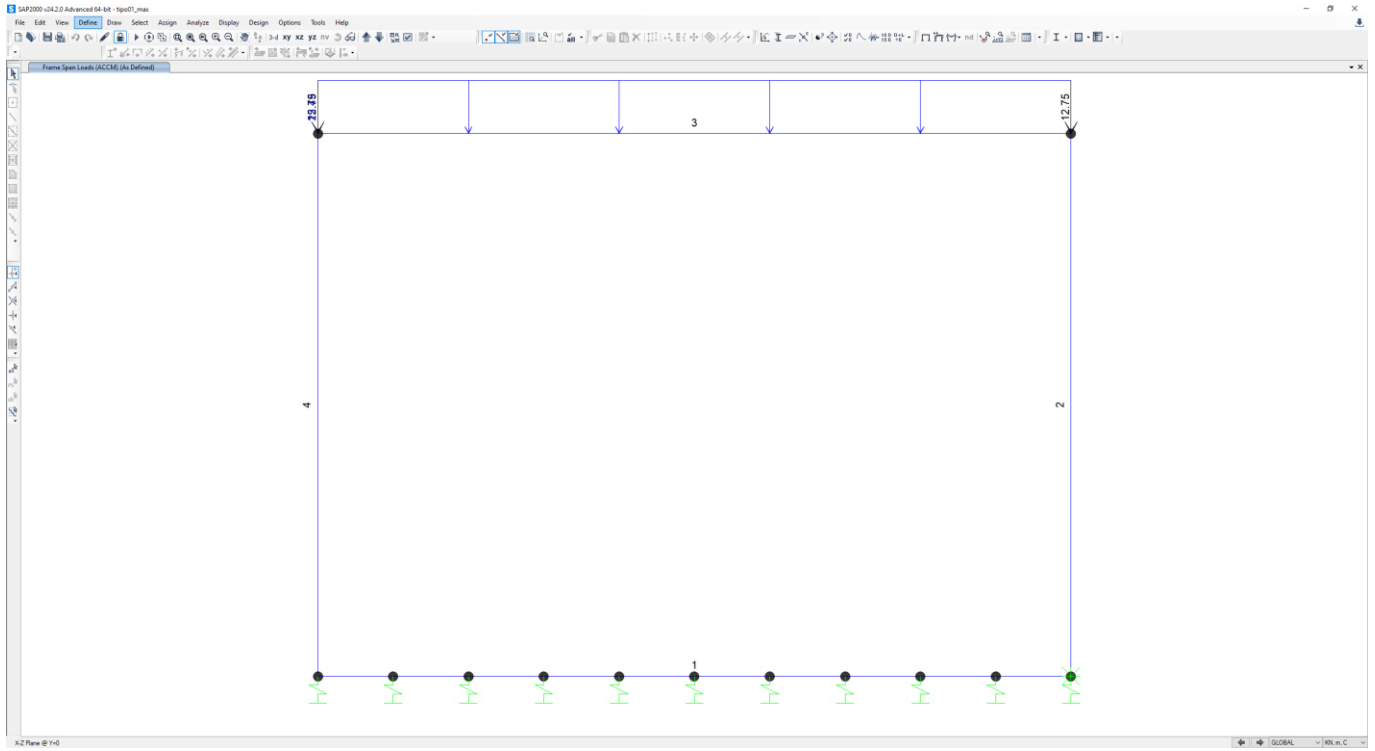


**Figura 9 – Schema di diffusione trasversale dei carichi ferroviari.**

Sia per il calcolo delle sollecitazioni massime in mezzeria della soletta superiore che per quelle massime all'incastro con i piedritti, il carico dovuto al treno LM71 viene distribuito per tutta la soletta.

**Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)**

Lunghezza caratteristica media	$L_m$	<b>8.13</b> m
Numero luci	$n_L$	<b>3</b>
Lunghezza caratteristica	$L_\phi$	10.57 m
Coefficiente di incremento dinamico	$\Phi_3$	<b>1.44</b>
Coefficiente di incremento dinamico ridotto	$\Phi_{3,rid}$	<b>1.29</b>
Coefficiente di adattamento	$\alpha$	<b>1.10</b>
Larghezza di diffusione nel ballast	$L_{db}$	0.2 m
Larghezza di diffusione nel rinterro	$L_{dr}$	5.1 m
Larghezza di diffusione nel cls	$L_{dc}$	1 m
Larghezza trasversale di diffusione del carico	$L_{dv}$	8.73 m
Carico distribuito per treno LM71	$q_1$	<b>80</b> kN/m
Carico concentrato per treno LM71	$Q_1$	<b>250</b> kN
Num. carichi concentrati	$N_{Q1}$	<b>4</b>
Lunghezza applicazione carichi concentrati	$L_{d,Q1}$	<b>6.40</b> m
Carico ripartito verticale per LM71	$P_{q1}$	<b>13.05</b> kN/m <sup>2</sup>
Carico ripartito verticale per LM71	$P_{Q1}$	<b>25.49</b> kN/m <sup>2</sup>
Accidentale nodi 1 e 2	$P_{Q1}$	<b>12.75</b> kN/m



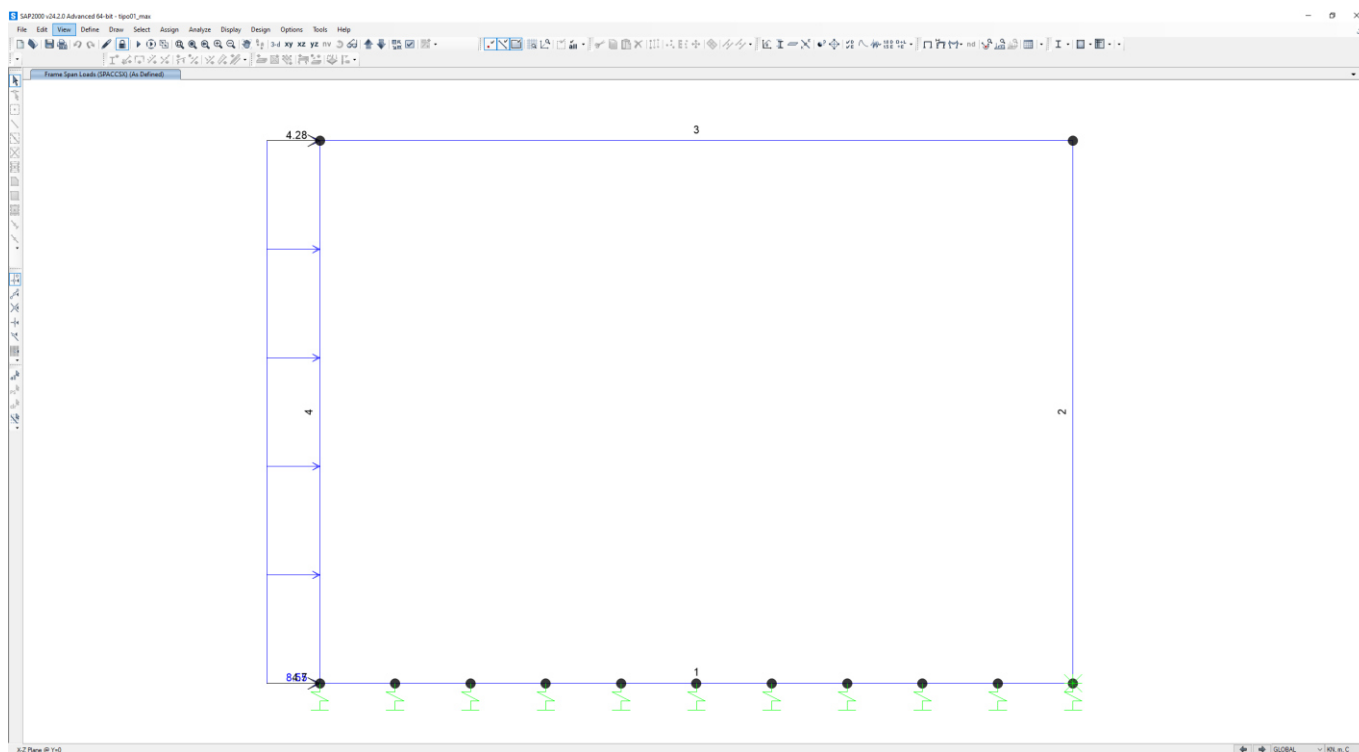
**Figura 10 – Condizione di carico ACCM**

#### 6.4.5 Spinta del sovraccarico (SPACCSX)

Ai fini del calcolo delle spinte ai lati della struttura scatolare si assume il carico verticale da traffico su terrapieno considerando una condizione di spinta in quiete.

##### Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizione SPACCSX)

Larghezza trasversale di diffusione del carico	$L_{do}$	7.73 m
Spinta sul piedritto LM71	$S_{Q1}$	<b>8.55 kN/m<sup>2</sup></b>
Spinta semispessore soletta superiore	$F_{Q1,sup}$	4.28 kN/m
Spinta semispessore soletta inferiore	$F_{Q1,inf}$	4.70 kN/m



**Figura 11 – Condizione di carico SPACCSX**

#### 6.4.6 Frenatura e Avviamento (AVV)

Si applicano alla struttura in esame le forze di avviamento e frenatura, considerando la ripartizione definita in precedenza e i relativi carichi applicati alla soletta di copertura.

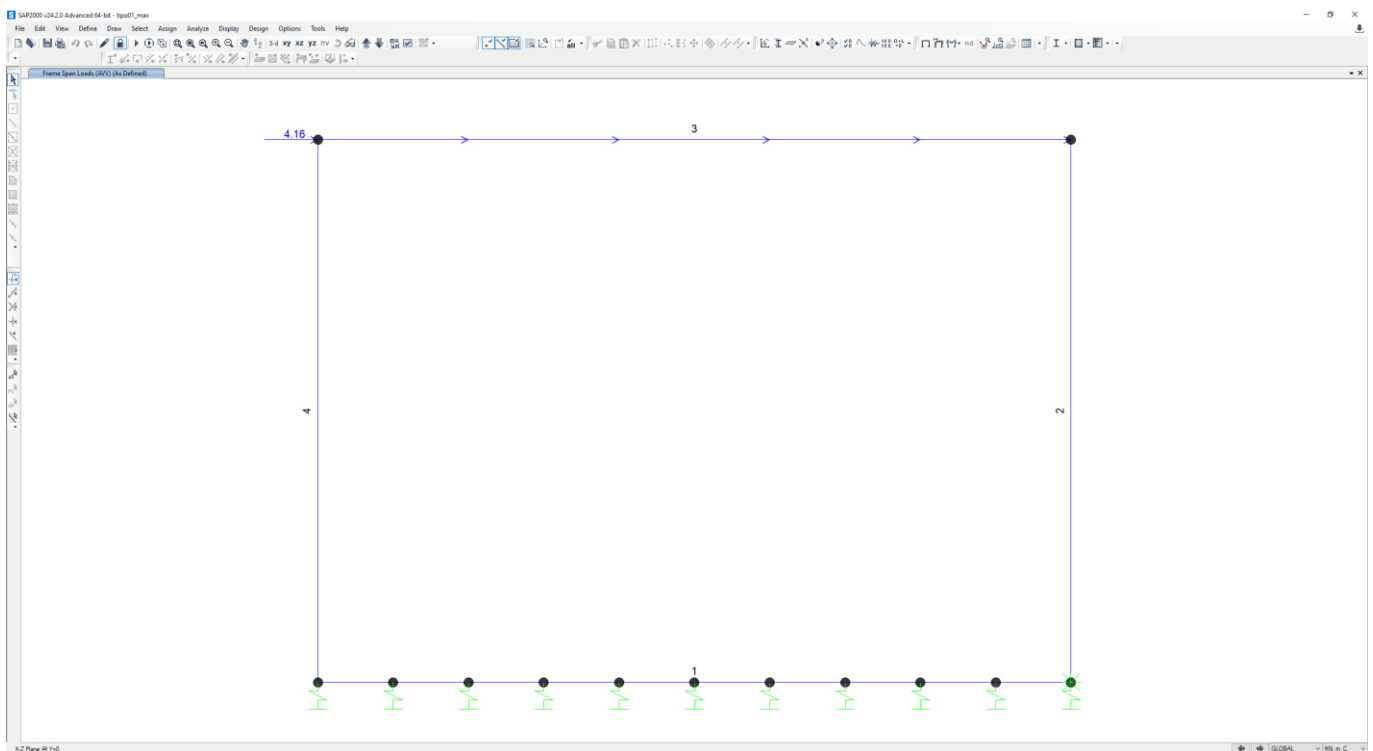
##### Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento/frenatura

$A_v$                       **33** kN/m

Avviamento/frenatura distribuito su soletta superiore

$q_{Av}$                       4.16 kN/m<sup>2</sup>



**Figura 12 – Condizione di carico AVV**

#### 6.4.7 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k_s$ . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \times W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v \times W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Il valore di  $a_{max}$  è stato definito sulla base di analisi di risposta sismica locale, la cui trattazione è riportata nella relazione Geotecnica generale.

$$a_{max} = S * a_g = S_s * S_t * a_g = 0.290$$

Parametri sismici di progetto	$a_{max}$	<b>0.290</b> g
	$k_h$	0.290
	$k_v$	0.145

#### Forza di inerzia (condizione sisma H)

% carico accidentale **20%**

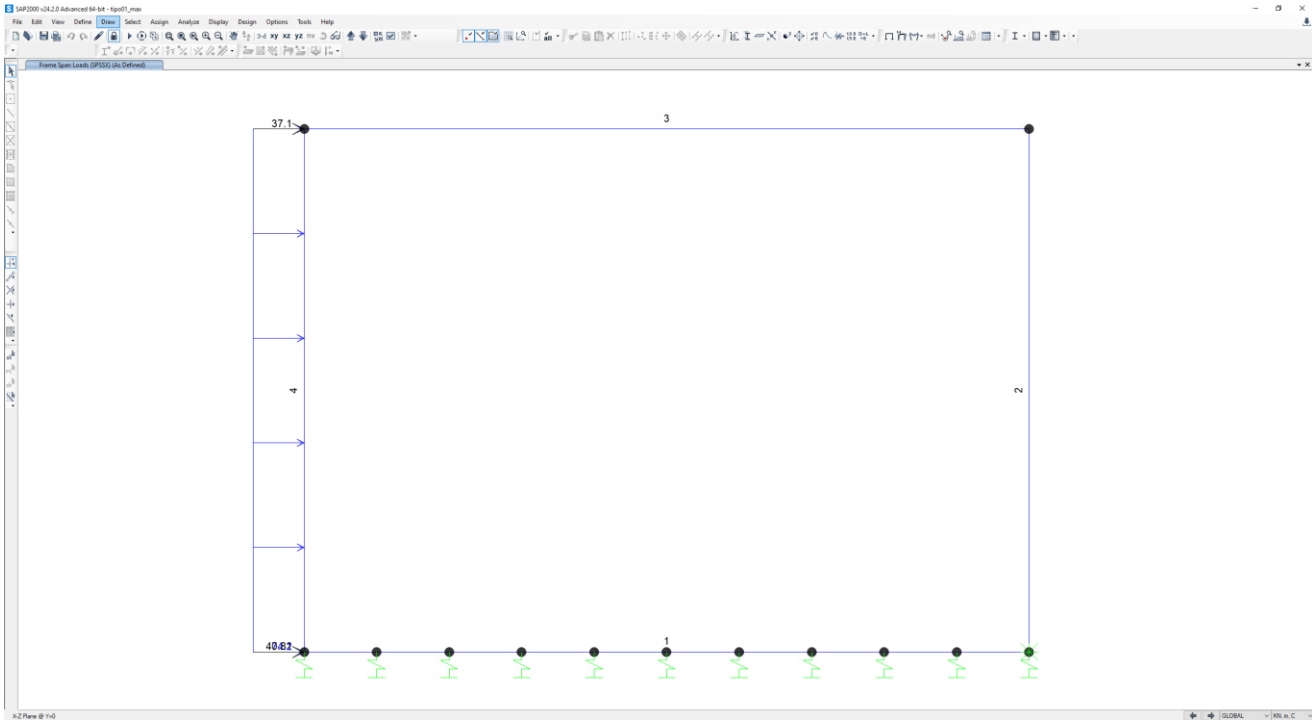
Forza orizzontale su soletta di copertura	$F'_h$	33.60 kN/m <sup>2</sup>
Forza orizzontale sul singolo piedritto	$F''_h$	7.25 kN/m <sup>2</sup>

#### Forza di inerzia (condizione sisma V)

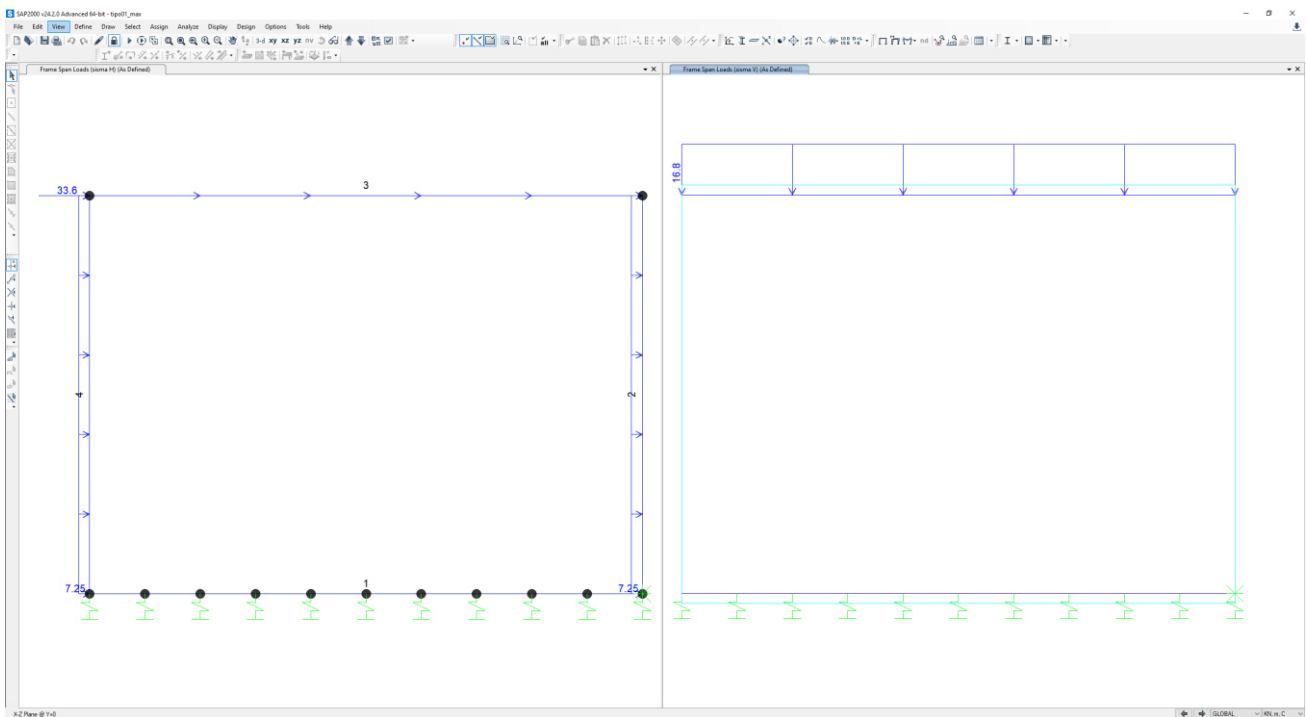
Forza verticale su soletta di copertura	$F''_v$	16.80 kN/m <sup>2</sup>
---	---------	-------------------------

#### Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizione SPSSX)

Spinta sul singolo piedritto	$Q_w$	74.20 kN/m <sup>2</sup>
Forza su nodo superiore	$Q_{w,sup}$	37.10 kN/m
Forza su nodo inferiore	$Q_{w,inf}$	40.81 kN/m



**Figura 13 – Condizione di carico SPSSX**



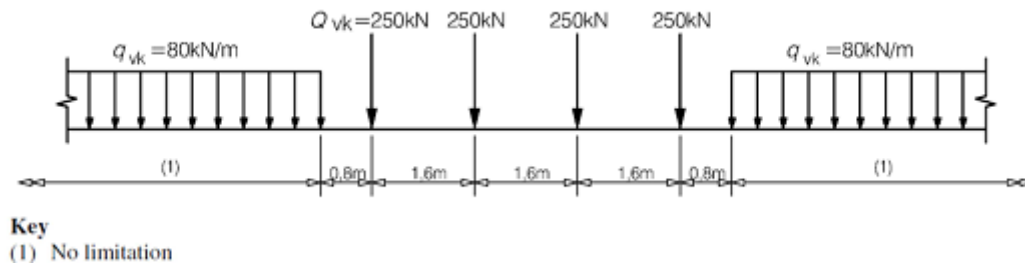
**Figura 14 – Condizione di carico sismaH e sismaV**



## 6.5 Verifica requisiti S.T.I.

Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si da evidenza che l'opera in esame è idonea a sostenere tale carico.

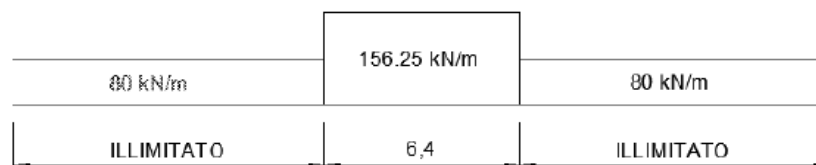
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

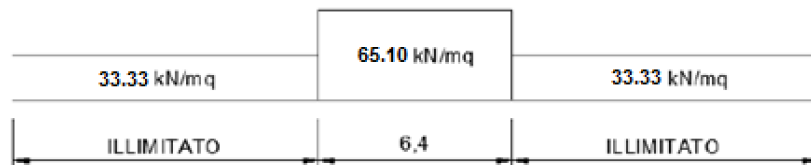
Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando che la distribuzione trasversale dei carichi è su una larghezza massima di 3 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si utilizza una larghezza di progetto pari a 2.60 m in quanto risulta cautelativo rispetto

a quanto previsto dalla norma sopra citata. Si ricava, quindi, il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:

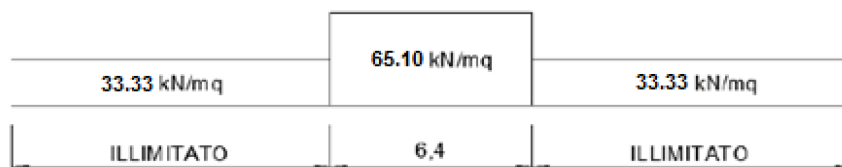


A tali carichi si deve applicare il coefficiente  $\alpha$  relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11  
Fattore alfa ( $\alpha$ ) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa ( $\alpha$ )
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente  $\alpha$  è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P4 per il traffico passeggeri ed F2 per il traffico merci per cui alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



In conclusione nell'opera in oggetto la ripartizione del carico a quota del piano di regolamento è stata effettuata considerando una distribuzione in senso trasversale secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast per cui risulta:

$$Ld = 2.6 + 0.40 / 4 * 2 = \mathbf{2.80 \text{ m}}$$

anziché:

$$Ld = 3.0 + 0.40 / 4 * 2 = \mathbf{3.20 \text{ m}}$$

come previsto dalla EN 1991 – 2:2003/AC:2010 che risulterebbe meno gravoso.

Longitudinalmente invece i carichi assiali sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

A tali carichi è stato applicato un coefficiente  $\alpha$  pari a 1.1 come indicato nel manuale di progettazione per cui in definitiva il carico considerato a quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

$$q1 = 4 * 250 / 6.4 / 2.80 = 55.80 \text{ kN/m}^2$$

$$q2 = 80 / 2.60 = 30.77 \text{ kN/m}^2$$

a vantaggio di sicurezza rispetto ai carichi calcolati con riferimento alle STI.

## 6.6 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con E<sub>Y</sub> e E<sub>Z</sub> rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 2 – Tab. 5.2.V delle NTC18 – coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

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	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	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

Tabella 3 – Tab. 5.2.VI delle NT18 – coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

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
	gr <sub>1</sub>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di carico	gr <sub>2</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr <sub>3</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr <sub>4</sub>	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	F <sub>wk</sub>	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T <sub>k</sub>	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.

Le azioni impiegate nella definizione delle combinazioni di carico sono riepilogate tabella successiva:

peso proprio	<i>DEAD</i>
carichi permanenti sulla soletta superiore (compreso il ballast)	<i>PERM</i>
spinta a riposo del terreno sul piedritto sinistro	<i>SPTSX</i>
spinta a riposo del terreno sul piedritto destro	<i>SPTDX</i>
azione verticale sulla soletta superiore dovuta al treno di carico LM7	<i>ACCM</i>
incremento di spinta dovuta al treno di carico LM71 sul piedritto sinistro	<i>SPACCSX</i>
azione orizzontale di avviamento del treno di carico LM71 sulla soletta superiore	<i>AVV</i>
variazione termica uniforme	<i>TUNI</i>
variazione termica a farfalla sulla soletta superiore	<i>TFAR</i>
ritiro della soletta superiore	<i>RIT</i>
azione sismica orizzontale	<i>sisma H</i>
incremento di spinta sul piedritto sinistro dovuto al sisma	<i>SPSSX</i>
azione sismica verticale	<i>sisma V</i>

Nelle Tabelle seguenti sono elencate le combinazioni di carico impiegate nelle verifiche.

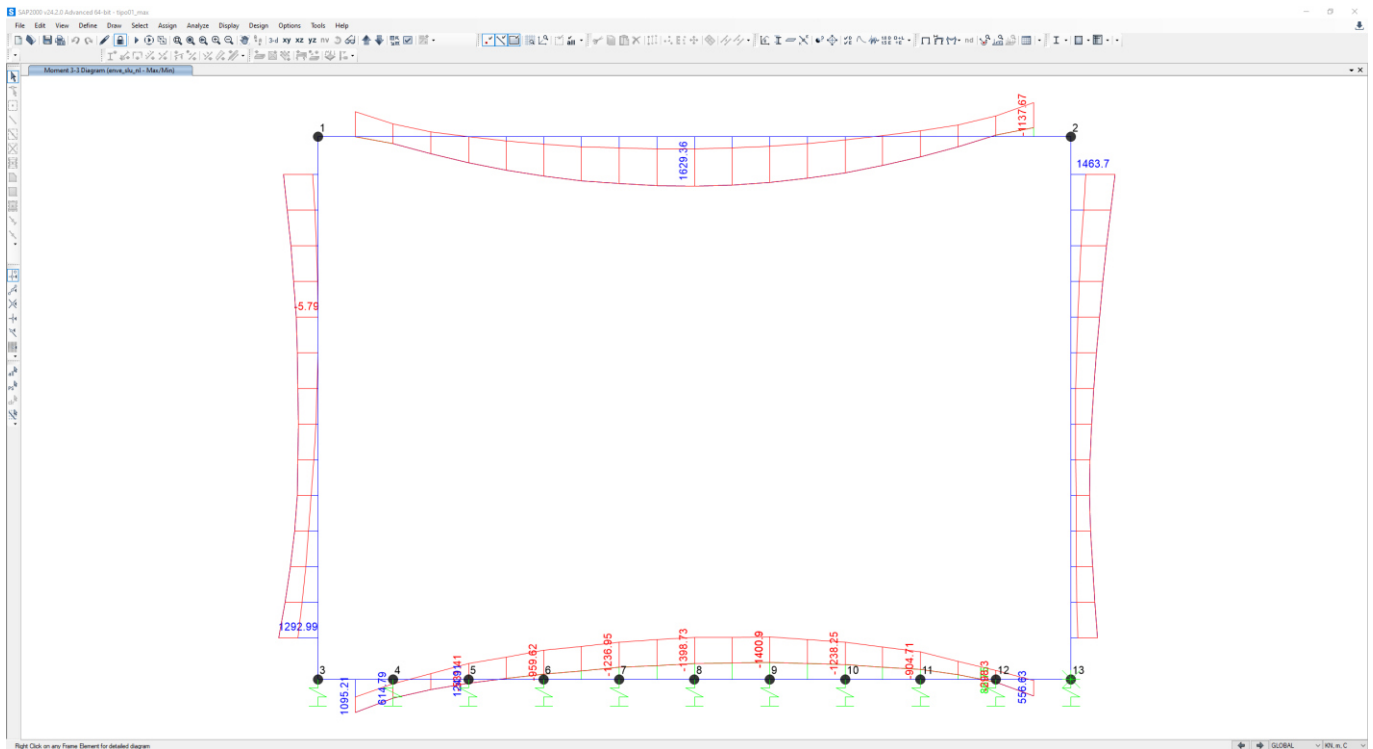
	slu1	slu2	slu3	slu4	slu5	slu6	slu7	slu8	slu9	slu10	slu11	slu12
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1	1	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	1.45	1.45
SPACCSX	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
AVV	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0
TUNI	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	-0.9	0.9	0.9	-0.9
TFAR	0	0.9	0	0	0	0	0.9	0	0.9	-0.9	-0.9	0.9
RIT	0	1.2	0	0	0	0	1.2	0	1.2	0	0	1.2

	sis1	sis2	sis3	sis4	sis5	sis6	sis7	sis8	sis9	sis10	sis11	sis12	sis13	sis14
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCM	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX	0	0	0	0	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0
AVV	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
TUNI	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	-0.5	0.5	-0.5	0.5	-0.5
TFAR	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.5	0.5	-0.5	0.5	-0.5	0.5
RIT	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1
sisma H	1	1	0.3	0.3	1	1	0.3	0.3	1	1	1	1	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0.3	0.3	1	1	0.3	0.3	1	1	1	1	0.3	0.3
sisma V	0.3	-0.3	1	-1	0.3	-0.3	1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3	1	1

	fes1	fes2	fes3	ten1	ten2	ten3	qpe1	qpe2	qpe3
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCM	0.8	0.8	0.8	1	1	1	0	0	0
SPACCSX	0.8	0.8	0.8	1	1	1	0	0	0
AVV	0.8	0.8	0.8	1	1	1	0	0	0
TUNI	0	-0.6	0.6	0	-0.6	0.6	0	-0.5	0.5
TFAR	0	0.6	-0.6	0	0.6	-0.6	0	0.5	-0.5
RIT	0	1	0	0	1	0	0	1	0

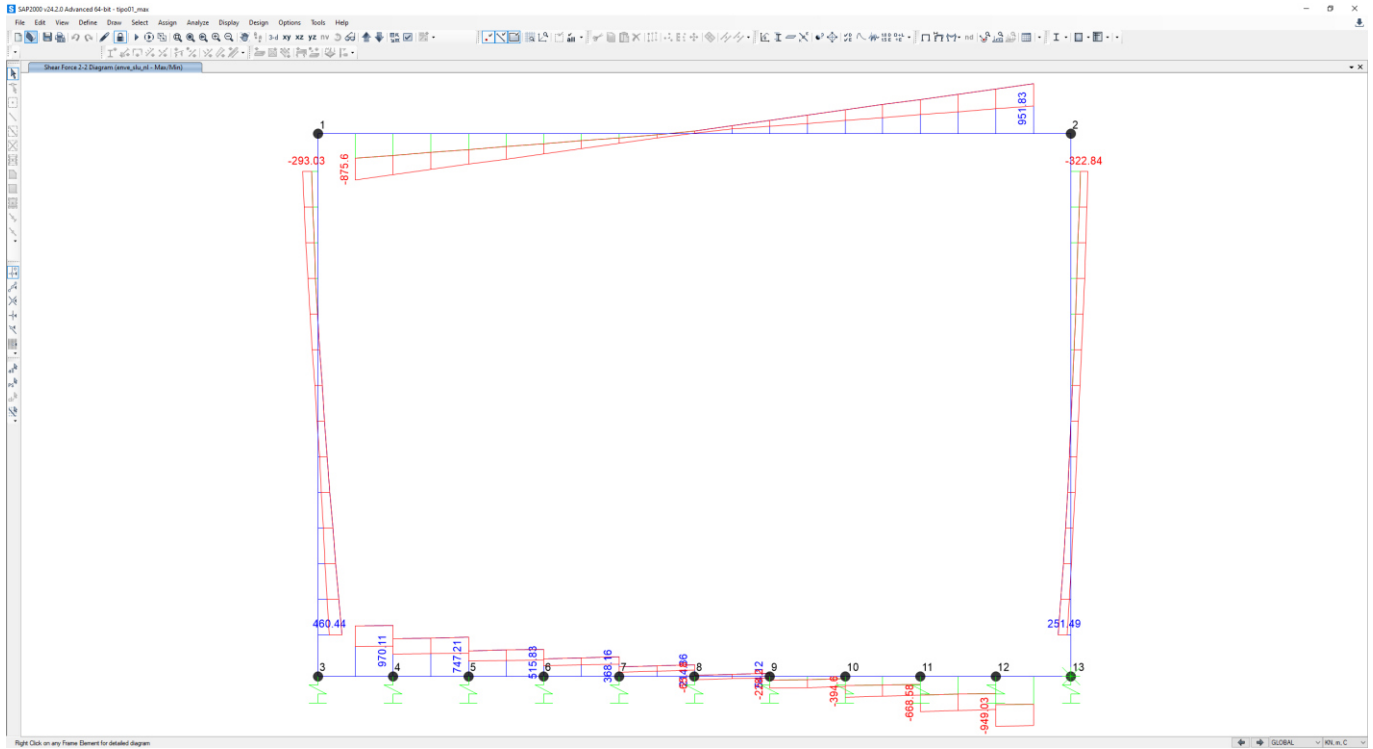
## 6.7 Caratteristiche delle sollecitazioni

### 6.7.1 Diagrammi delle sollecitazioni

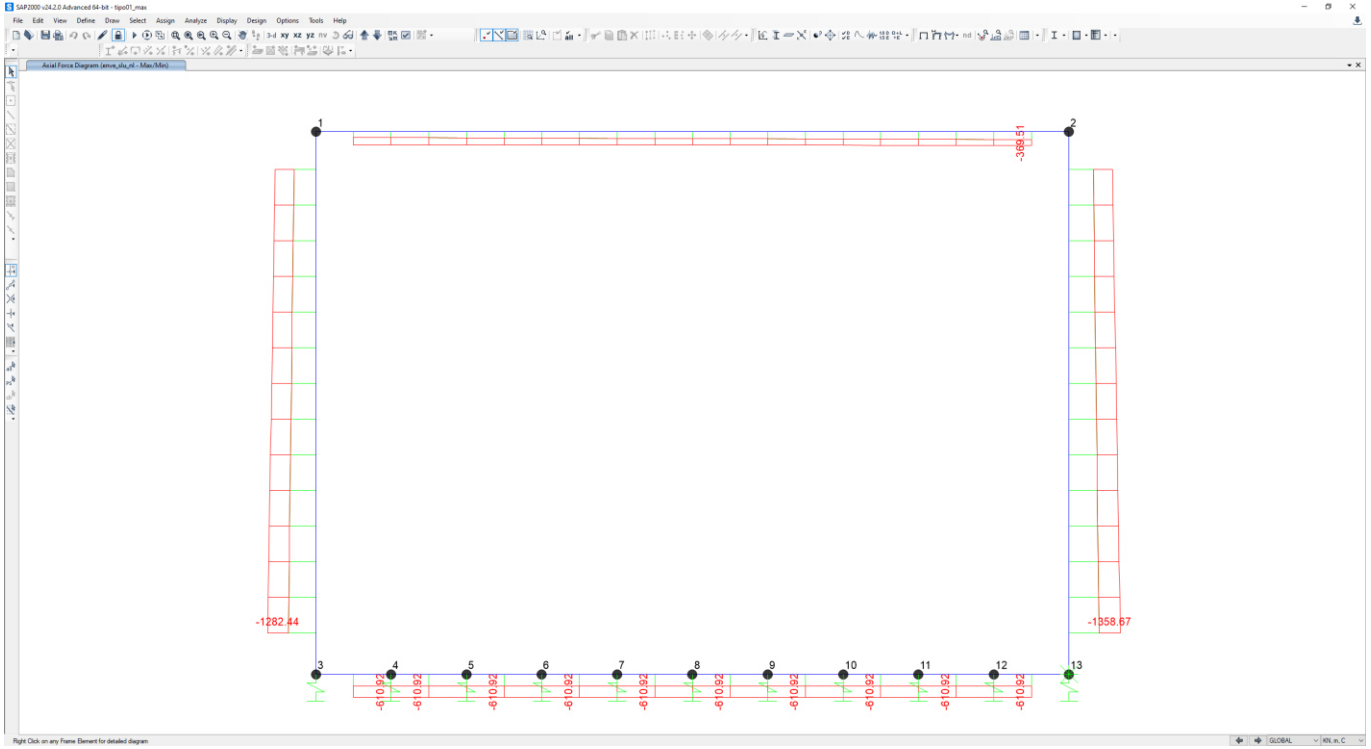


**Figura 15 – Momento Flettente – enve\_SLU**

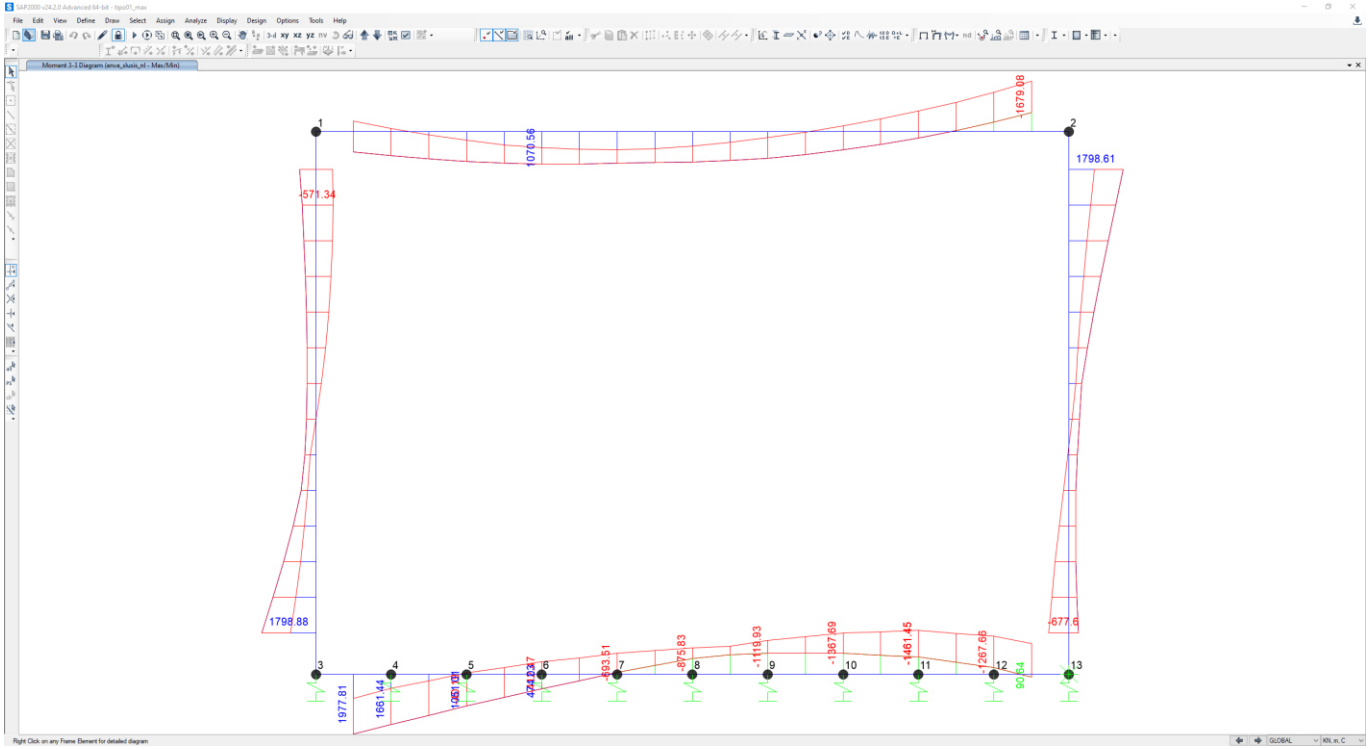




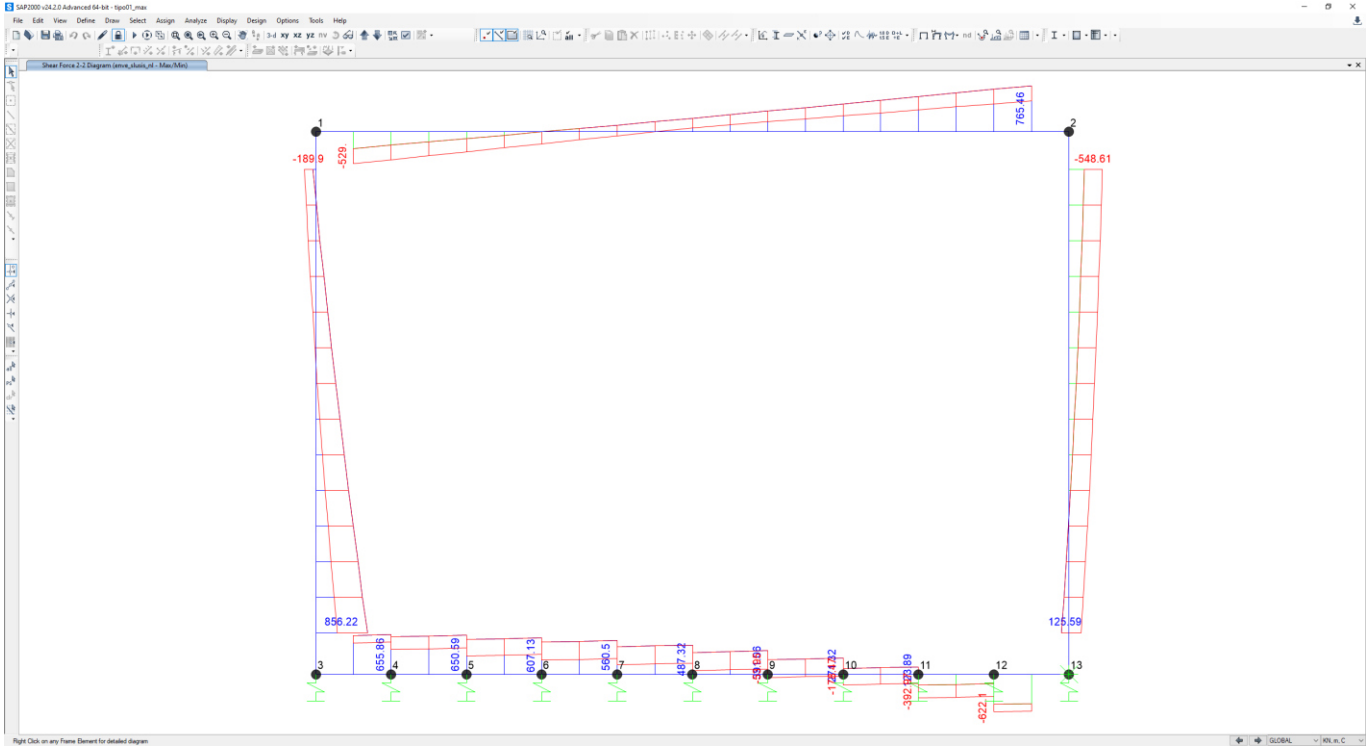
**Figura 16 – Sforzo di taglio – enve\_SLU**



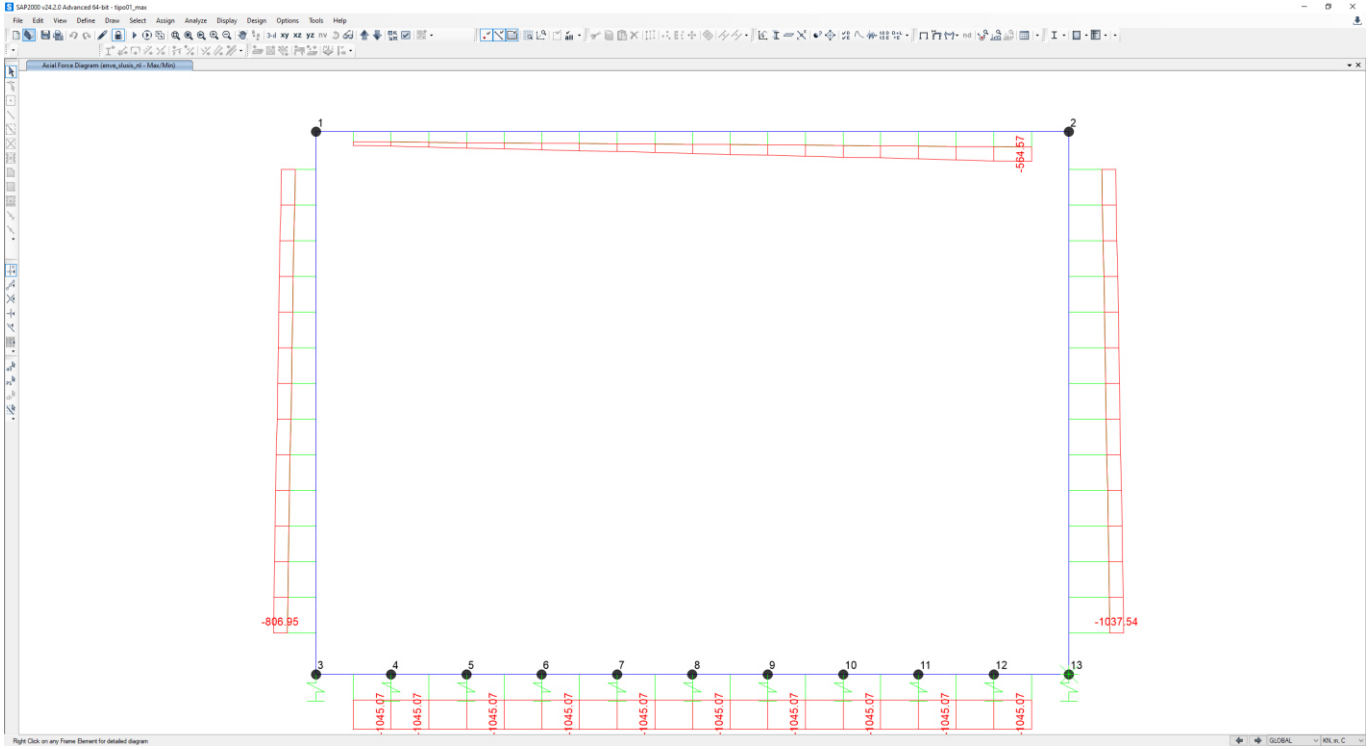
**Figura 17 – Sforzo Normale – enve\_SLU**



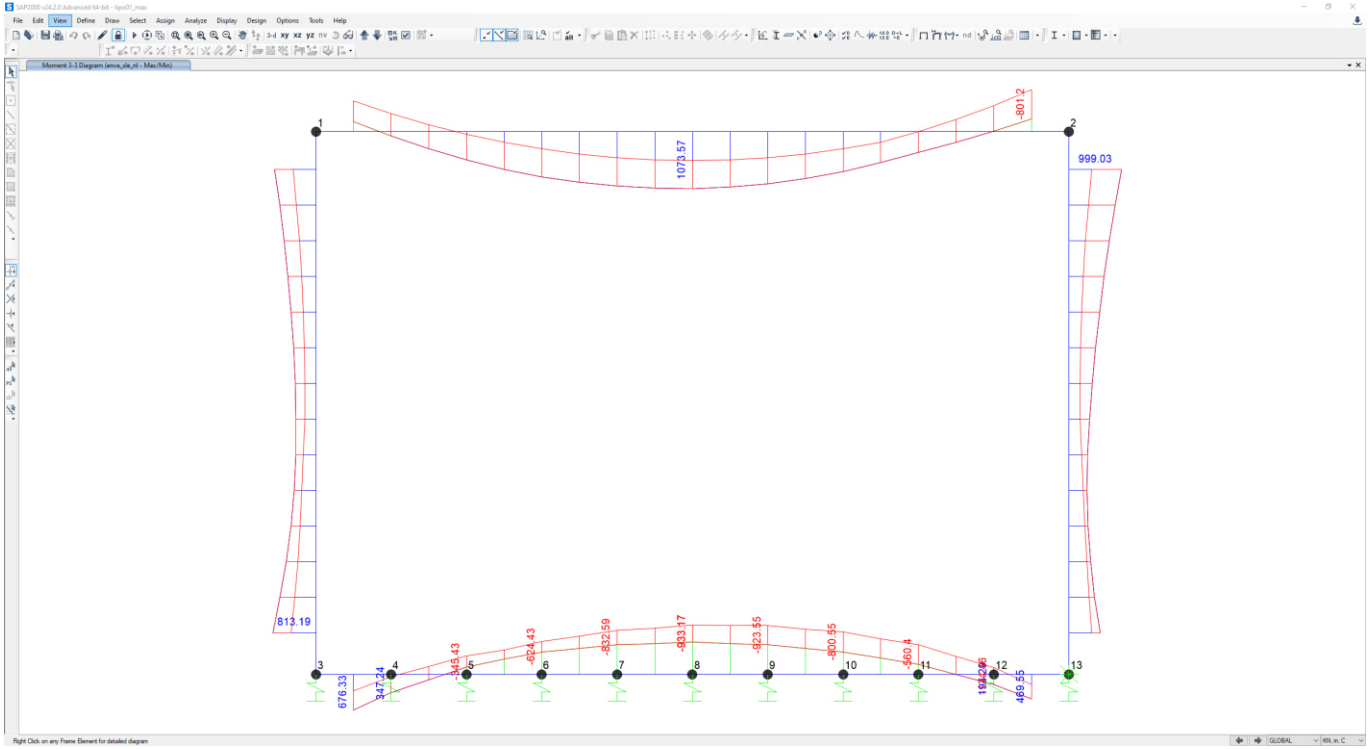
**Figura 18 – Momento Flettente – enve\_SLV**



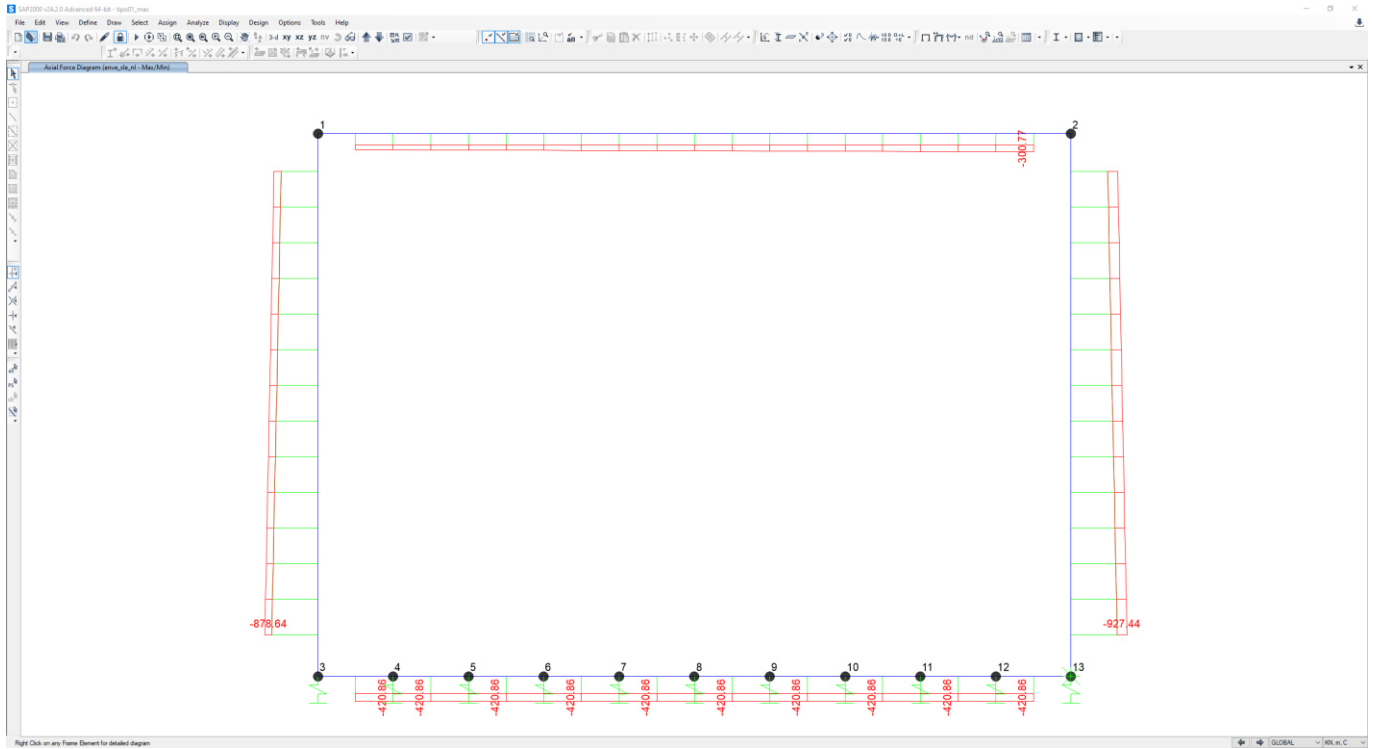
**Figura 19 – Sforzo di taglio – enve\_SLV**



**Figura 20 – Sforzo Normale – enve\_SLV**



**Figura 21 – Momento Flettente – enve\_SLE**



**Figura 22 – Sforzo Normale – enve\_SLE**

### 6.7.2 Sintesi sollecitazioni

#### SOLETTA SUPERIORE

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-273.70	-20.32	<b>1070.56</b>	3	3.00	sis10_nl
M3	min	-564.57	765.46	<b>-1679.08</b>	3	9.50	sis9_nl
V2	max	-537.12	<b>765.46</b>	-1535.16	3	9.50	sis5_nl
V2	min	-228.06	<b>-529.00</b>	-216.80	3	0.50	sis3_nl
P	max	<b>-184.11</b>	-277.19	673.27	3	0.50	sis12_nl
P	min	<b>-564.57</b>	765.46	-1679.08	3	9.50	sis9_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-179.57	21.44	<b>1629.36</b>	3	5.00	slu2_nl
M3	min	-332.95	951.83	<b>-975.35</b>	3	9.50	slu4_nl
V2	max	-332.95	<b>951.83</b>	-975.35	3	9.50	slu4_nl
V2	min	-152.43	<b>-875.60</b>	-292.51	3	0.50	slu2_nl
P	max	<b>-152.43</b>	-875.60	-292.51	3	0.50	slu2_nl
P	min	<b>-369.51</b>	932.42	-907.07	3	9.50	slu5_nl

SLE - RARA TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-204.01	24.40	<b>1073.57</b>	3	5.00	ten2_nl
M3	min	-300.77	637.50	<b>-801.20</b>	3	9.50	ten3_nl
V2	max	-267.84	<b>637.50</b>	-628.49	3	9.50	ten1_nl
V2	min	-230.39	<b>-588.69</b>	-408.88	3	0.50	ten1_nl
P	max	<b>-185.28</b>	-588.69	-196.08	3	0.50	ten2_nl
P	min	<b>-300.77</b>	637.50	-801.20	3	9.50	ten3_nl

	P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
--	---	----	----	-------	---------	------------



SLE - RARA FESSURAZIONE		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-199.10	19.52	<b>1039.10</b>	3	5.00	fes2_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-292.12	609.67	<b>-762.09</b>	3	9.50	fes3_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-259.19	<b>609.67</b>	-589.38	3	9.50	fes1_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-229.23	<b>-570.63</b>	-413.69	3	0.50	fes1_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-184.12</b>	-570.63	-200.90	3	0.50	fes2_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-292.12</b>	609.67	-762.09	3	9.50	fes3_nl

SLE - Q.P. TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-184.97	0.00	<b>872.44</b>	3	5.00	qpe2_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-252.03	-498.39	<b>-576.87</b>	3	0.50	qpe3_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-224.59	<b>498.39</b>	-432.95	3	9.50	qpe1_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-224.59	<b>-498.39</b>	-432.95	3	0.50	qpe1_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-184.97</b>	-498.39	-248.93	3	0.50	qpe2_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-252.03</b>	-498.39	-576.87	3	0.50	qpe3_nl

## PIEDRITTI

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-594.63	852.71	<b>1798.88</b>	4	0.55	sis10_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-987.14	-194.33	<b>-677.60</b>	2	0.55	sis11_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-544.23	<b>856.22</b>	1767.00	4	0.55	sis12_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-883.84	<b>-548.61</b>	1798.61	2	6.70	sis9_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-390.52</b>	-90.18	-397.21	4	6.70	sis6_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-1037.54</b>	-170.40	-607.13	2	0.55	sis5_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-1129.73	-318.31	<b>1463.70</b>	2	6.70	slu11_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-623.08	-14.82	<b>-5.79</b>	4	4.81	slu9_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-1249.09	<b>460.44</b>	1292.99	4	0.55	slu7_nl

V2	min	-1131.76	<b>-322.84</b>	1230.13	2	6.70	slu5_nl
P	max	<b>-575.79</b>	-224.72	441.31	4	6.70	slu8_nl
P	min	<b>-1358.67</b>	96.19	548.57	2	0.55	slu4_nl

SLE - RARA TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-773.74	-266.05	<b>999.03</b>	2	6.70	ten3_nl
M3	min	-784.05	0.03	<b>261.07</b>	4	4.33	ten2_nl
V2	max	-878.64	<b>310.09</b>	813.19	4	0.55	ten2_nl
V2	min	-773.74	<b>-266.05</b>	999.03	2	6.70	ten3_nl
P	max	<b>-724.94</b>	-182.96	622.79	4	6.70	ten1_nl
P	min	<b>-927.44</b>	162.24	475.85	2	0.55	ten1_nl

SLE - RARA FESSURAZIONE		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-740.82	-256.98	<b>949.91</b>	2	6.70	fes3_nl
M3	min	-760.89	-4.98	<b>248.88</b>	4	4.33	fes2_nl
V2	max	-855.48	<b>298.61</b>	769.79	4	0.55	fes2_nl
V2	min	-740.82	<b>-256.98</b>	949.91	2	6.70	fes3_nl
P	max	<b>-701.78</b>	-183.92	617.67	4	6.70	fes1_nl
P	min	<b>-894.52</b>	171.30	482.48	2	0.55	fes1_nl

SLE - Q.P. TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-609.14	-215.23	<b>727.37</b>	2	6.70	qpe3_nl
M3	min	-680.08	-1.82	<b>205.46</b>	2	3.86	qpe2_nl
V2	max	-762.84	<b>247.19</b>	588.47	2	0.55	qpe2_nl
V2	min	-609.14	<b>-215.23</b>	727.37	2	6.70	qpe3_nl
P	max	<b>-609.14</b>	-187.78	597.17	2	6.70	qpe1_nl
P	min	<b>-762.84</b>	207.57	509.00	2	0.55	qpe1_nl

### SOLETTA INFERIORE

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-1041.56	639.17	<b>1977.81</b>	1	0.50	sis10_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-974.49	107.50	<b>-1461.45</b>	1	8.00	sis9_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-520.86	<b>655.86</b>	541.77	1	1.00	sis7_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-549.84	<b>-622.10</b>	-216.98	1	9.00	sis14_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-482.77</b>	640.87	795.65	1	0.50	sis13_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-1045.07</b>	602.57	1966.16	1	0.50	sis12_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-610.92	951.55	<b>1095.21</b>	1	0.50	slu7_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-467.43	20.73	<b>-1400.90</b>	1	6.00	slu11_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-610.92	<b>970.11</b>	614.79	1	1.00	slu7_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-384.11	<b>-949.03</b>	86.75	1	9.00	slu2_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-320.10</b>	933.76	621.24	1	0.50	slu3_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-610.92</b>	951.55	1095.21	1	0.50	slu7_nl

SLE - RARA TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-420.86	651.31	<b>676.33</b>	1	0.50	ten2_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-342.82	114.33	<b>-933.17</b>	1	5.00	ten3_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-420.86	<b>665.06</b>	347.24	1	1.00	ten2_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-420.86	<b>-653.70</b>	50.63	1	9.00	ten2_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-342.82</b>	649.99	500.57	1	0.50	ten3_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-420.86</b>	651.31	676.33	1	0.50	ten2_nl

SLE - RARA FESSURAZIONE		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-407.50	629.79	<b>637.11</b>	1	0.50	fes2_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-329.45	103.41	<b>-900.82</b>	1	5.00	fes3_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-407.50	<b>643.54</b>	318.78	1	1.00	fes2_nl

V2	min	-407.50	<b>-634.46</b>	81.49	1	9.00	fes2_nl
P	max	<b>-329.45</b>	628.47	461.36	1	0.50	fes3_nl
P	min	<b>-407.50</b>	629.79	637.11	1	0.50	fes2_nl

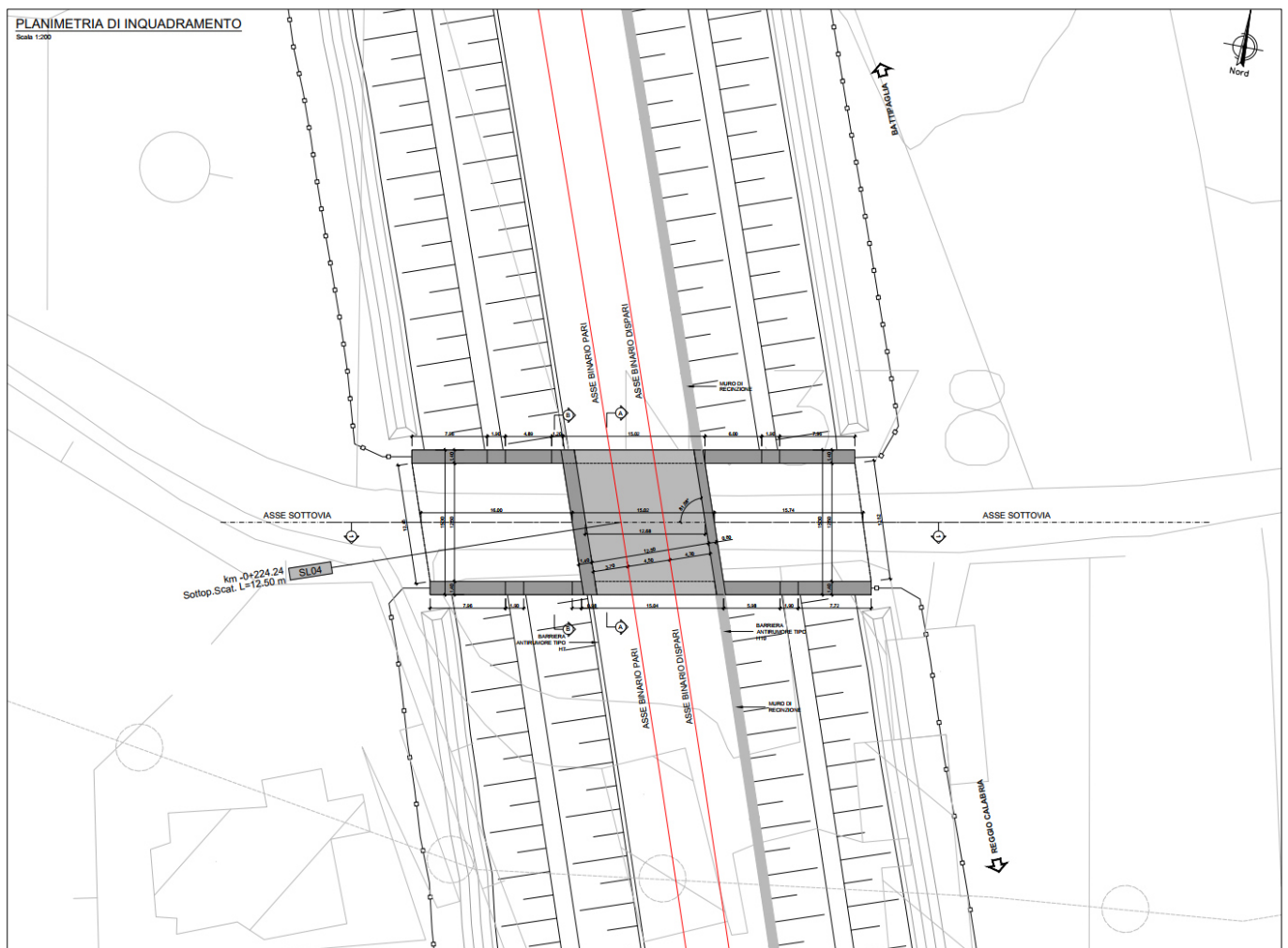
SLE - Q.P. TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-348.55	543.65	<b>469.55</b>	1	0.50	qpe2_nl
M3	min	-281.48	59.77	<b>-761.02</b>	1	5.00	qpe3_nl
V2	max	-348.55	<b>557.39</b>	194.29	1	1.00	qpe2_nl
V2	min	-348.55	<b>-557.39</b>	194.29	1	9.00	qpe2_nl
P	max	<b>-281.48</b>	542.48	315.18	1	0.50	qpe3_nl
P	min	<b>-348.55</b>	543.65	469.55	1	0.50	qpe2_nl

Le sollecitazioni sono compatibili con la resistenza delle sezioni scelte.

## 7 SOTTOVIA TIPO 2

Lo scatolare tipo in oggetto permette l'attraversamento della ferrovia da parte della viabilità esistente con larghezza della piattaforma stradale pari a 12.50m. Le dimensioni interne sono pari a 12.50x 6.15m.

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico della nuova linea con individuazione del sottovia SL04 facente parte della tipologia in oggetto:



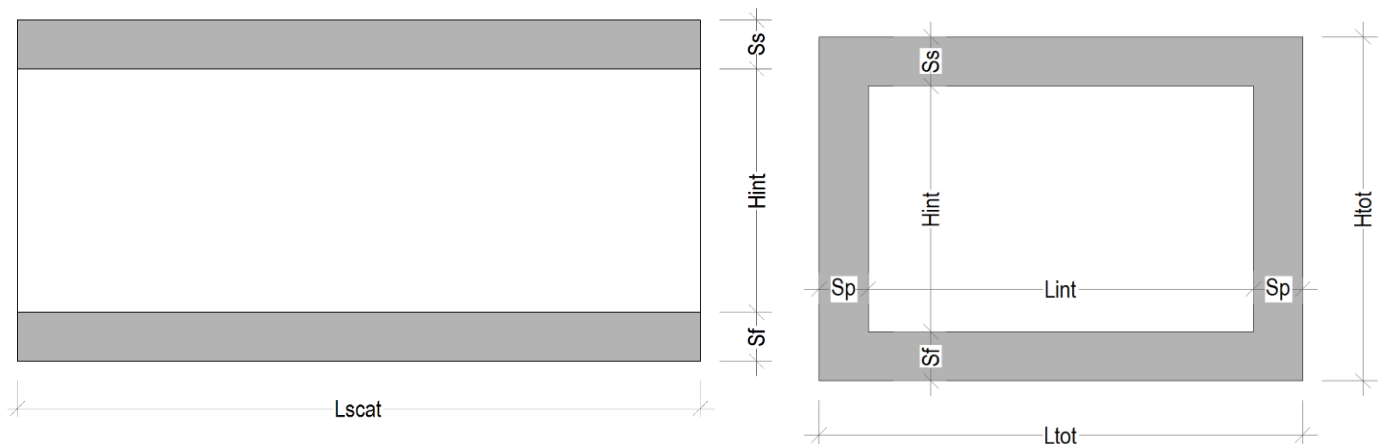
**Figura 23 – Planimetria dell'opera – Sottovia SL04**

## 7.1 Geometria della struttura

Il sottopasso si trova al di sotto della linea ferroviaria esistente ad una distanza fra piano ferro ed estradosso soletta pari ad  $H_{ric}$ , di cui spessore medio ballast più armamento pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro. Esso ha dimensioni interne  $L_{int} \times H_{int}$ , con piedritti di spessore  $S_p$ , soletta inferiore di spessore  $S_f$  e soletta superiore di spessore  $S_s$ . Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura seguente sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

Le caratteristiche geometriche hanno la seguente simbologia:

Larghezza utile	$L_{int}$ [m]
Altezza libera	$H_{int}$ [m]
Spessore piedritti	$S_p$ [m]
Spessore soletta	$S_s$ [m]
Spessore fondazione	$S_f$ [m]
Altezza ballast	$H_b$ [m]
Rinterro (superiore)	$H_r$ [m]
Lunghezza traversa	$L_{tb}$ [m]
Altezza traversa	$H_{tb}$ [m]
Ricoprimento	$H_{ric}$ [m]
Larghezza totale	$L_{tot}$ [m]
Altezza totale	$H_{tot}$ [m]

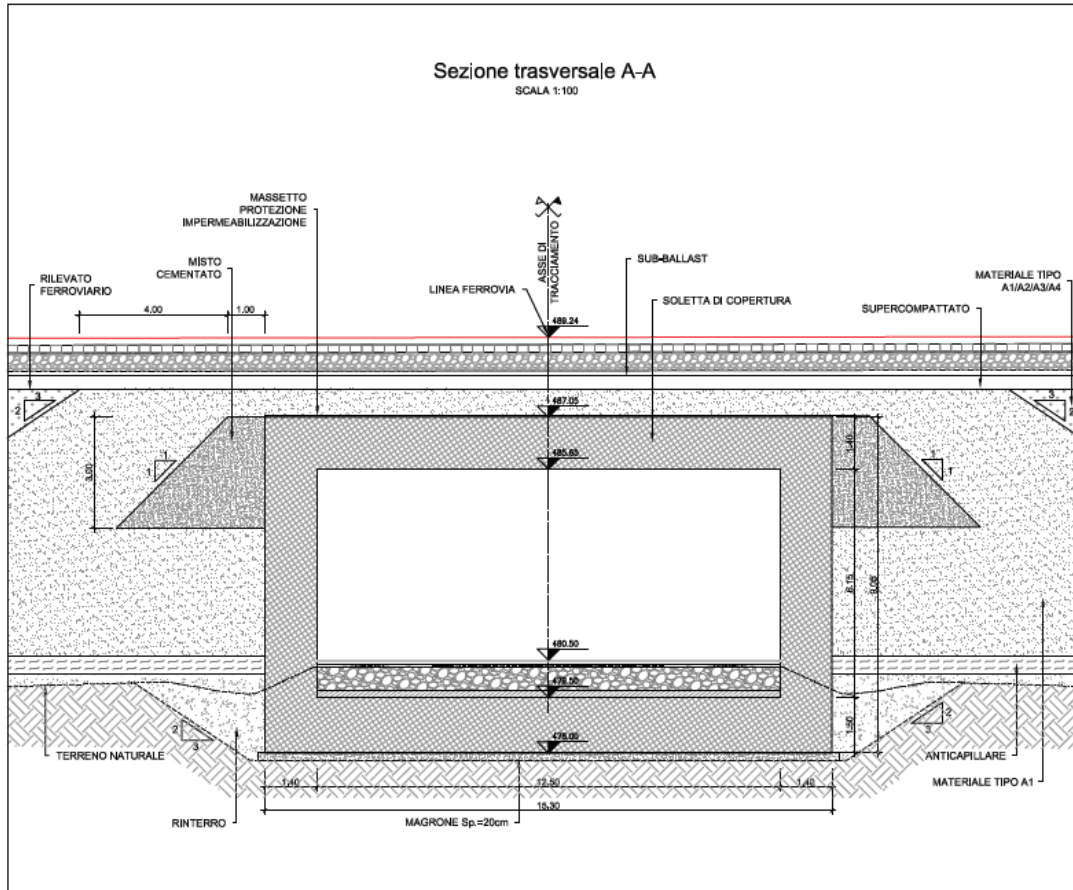


**Figura 24 – Simbologia adottata**

## GEOMETRIA

Lunghezza utile	$L_{int}$	12.50 m
Altezza libera	$H_{int}$	6.15 m
Spessore piedritti	$S_p$	1.40 m
Spessore soletta superiore	$S_s$	1.40 m
Spessore fondazione	$S_f$	1.50 m
Altezza ballast	$H_b$	0.80 m
Rinterro (superiore)	$H_r$	4.18 m
Ricoprimento	$H_{ric}$	4.98 m
Lunghezza traversa	$L_{tb}$	2.40 m
Altezza traversa	$H_{tb}$	0.40 m
Larghezza totale	$L_{tot}$	15.30 m
Altezza totale	$H_{tot}$	9.05 m

Ai fini del calcolo si considera un valore massimo del ricoprimento pari a 4.98m e rappresentativo della tipologia in oggetto. Di seguito si riporta la sezione trasversale del sottovia SL09 ove sono riportate le dimensioni strutturali della tipologia 3.





## 7.2 Interazione terreno-struttura

Per la determinazione della costante di sottofondo si fa riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

$$s = B \cdot ct \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$$

dove:

s = cedimento elastico

B = larghezza fondazione

ct = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti da Bowles, 1960

$$ct = 0.853 + 0.534 \ln(L/B) \text{ con } L/B \leq 10$$

$$ct = 2 + 0.0089 (L/B) \text{ con } L/B > 10$$

q = pressione media agente sul terreno

$\sigma_{v0}$  = tensione litostatica verticale alla quota del piano di posa della fondazione

$\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno

E = modulo elastico operativo del terreno

Il valore della costante di sottofondo kw è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato e il corrispondente cedimento, pertanto si ottiene.

$$kw = E / ((1 - \nu^2) \cdot B \cdot ct)$$

Di seguito si riporta la stima della costante di sottofondo per il caso in esame considerando per E il valore indicato per l'unità Geotecnica interessata e per la lunghezza L quella maggiore per questa tipologia di sottovia.

### Terreno di fondazione

Unità stratigrafica

Angolo di attrito

$\Phi$

PADe2

22 °

Peso specifico

$\gamma$

18.00 kN/m<sup>3</sup>

Modulo elastico

E'

17500 kPa

Coefficiente di Poisson

$\nu$

0.3

Lato minore della fondazione

B

15.3

Lato maggiore della fondazione	L	<b>10</b>
Rapporto dei lati	L/B	0.65
Coefficiente adimensionale	$c_t$	0.626
Costante di sottofondo	$k_w$	2008 kN/m <sup>3</sup>

### 7.3 Modellazione adottata

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello di telaio di lunghezza unitaria su letto di molle alla Winkler, eseguito con il programma di calcolo ad elementi finiti SAP2000. L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Fondazione: base 1.0m x altezza 1.50m

Piedritti: base 1.0m x altezza 1.40m

Soletta: base 1.0m x altezza 1.40m

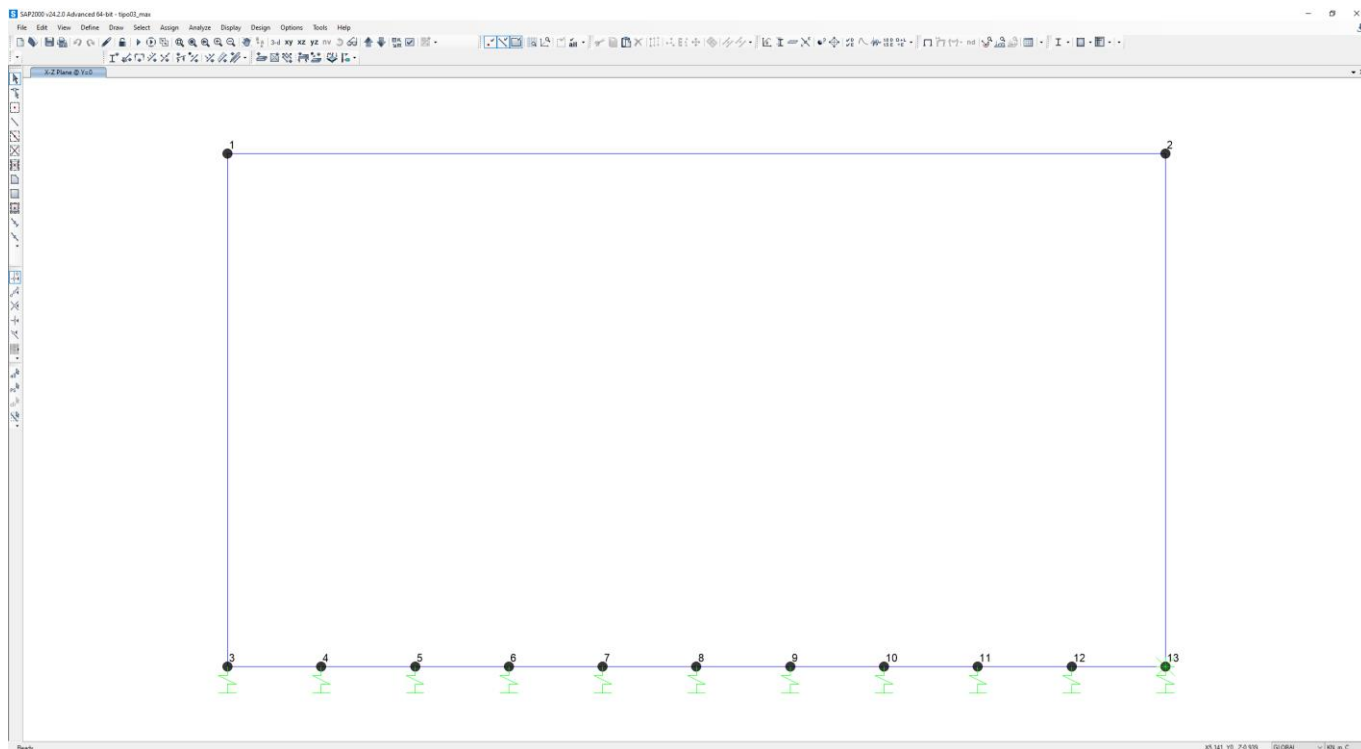
Le caratteristiche geometriche del modello e le coordinate dei nodi sono le seguenti:

**Figura 25 – Numerazione nodi e aste modello SAP2000**

La soletta inferiore è suddivisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel caso in esame, si assume un valore del Modulo di reazione  $k_w = 888 \text{ kN/m}^3$ , valutato in funzione del modulo elastico del terreno e della larghezza fondazione.

#### Rigidità molle nodali

Nodi centrali	$L_{inf} =$	1.22 m
	$k =$	1083 kN/m
Nodi intermedi	$1.5 * k =$	1625 kN/m
Nodi di estremità	$2.0 * k =$	2166 kN/m



Nodo	x	z
1	0	7.6
2	13.9	7.6
3	0	0
4	1.39	0
5	2.78	0
6	4.17	0
7	5.56	0
8	6.95	0
9	8.34	0
10	9.73	0
11	11.12	0
12	12.51	0
13	13.90	0

## 7.4 Analisi dei carichi

Con riferimento al DM 17/01/2018 “NTC2018” - “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

### 7.4.1 Peso proprio della struttura (PP)

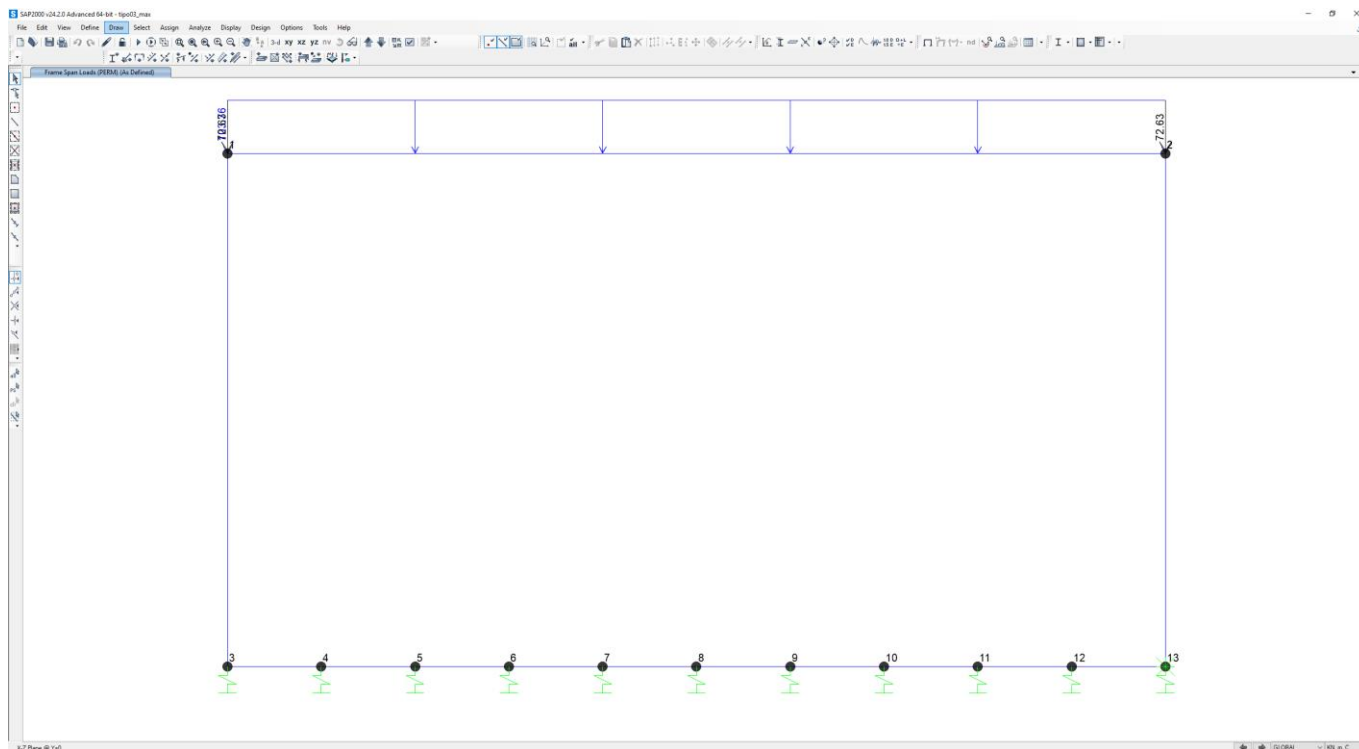
Peso proprio della struttura è valutato automaticamente dal programma di calcolo adottato per l’analisi agli elementi finiti attribuendo al c.a. un peso specifico di 25 kN/m<sup>3</sup>.

### 7.4.2 Permanenti Portati (PERM)

I carichi permanenti portati applicati alla soletta sono i seguenti:

#### Permanenti portati (condizione PERM)

Peso specifico ballast	$\gamma_b$	<b>18.00</b> kN/m <sup>3</sup>
Altezza ballast	$H_b$	0.80 m
Peso ballast	$P_b$	14.40 kN/m <sup>2</sup>
Peso specifico rinterro	$\gamma_r$	<b>20.00</b> kN/m <sup>3</sup>
Altezza rinterro	$H_r$	4.18 m
Peso rinterro	$P_r$	83.60 kN/m <sup>2</sup>
Peso specifico massetto di protezione/pendenza	$\gamma_m$	<b>24.00</b> kN/m <sup>3</sup>
Altezza massetto di protezione/pendenza	$H_m$	<b>0.24</b> m
Peso massetto di protezione/pendenza	$P_m$	5.76 kN/m <sup>2</sup>
Permanente totale	G2p	<b>103.76</b> kN/m <sup>2</sup>
Permanente nodi 1 e 2	G2P	<b>72.63</b> kN/m



**Figura 26 – Condizione di carico PERM**

### 7.4.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

Per lo scatolare si considera il terreno di rinfianco con un angolo di attrito  $\phi' = 38^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20.0$  kN/m<sup>3</sup>, lungo tutta l'altezza della sezione tipo. Il coefficiente di spinta a riposo viene calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene il valore  $K_0 = 0.384$ .

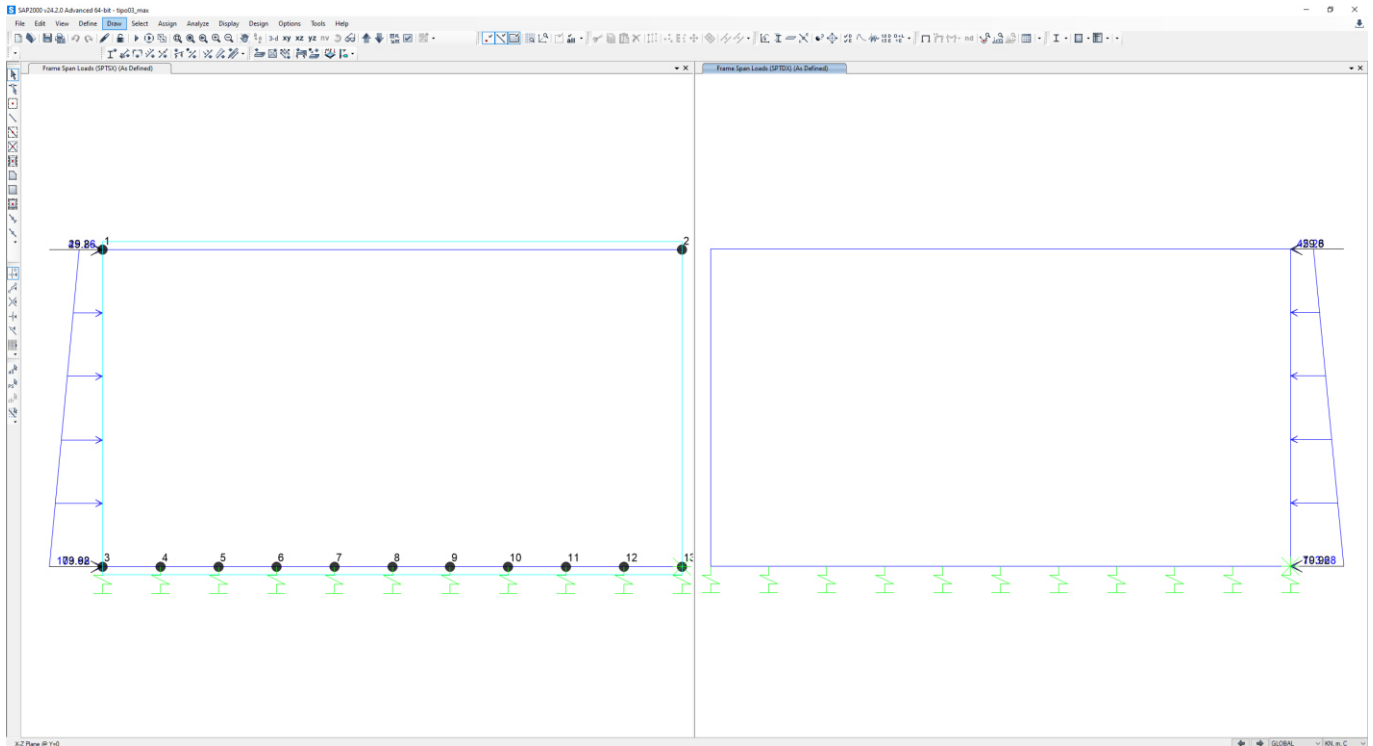
#### Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

Peso specifico terreno	$\gamma_t$	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito rinterro	$\phi$	38 °
coefficiente di spinta a riposo	$k_0$	0.384
Pressione estradosso soletta superiore	P1	39.88 kN/m <sup>2</sup>
Pressione asse soletta superiore	P2	45.26 kN/m <sup>2</sup>
Pressione asse soletta inferiore	P3	103.68 kN/m <sup>2</sup>
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	109.44 kN/m <sup>2</sup>
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	29.80 kN/m

Forza concentrata asse soletta inferiore

F1

79.92 kN/m



**Figura 27 – Condizione di carico SPTSX e SPTDX**

I carichi concentrati applicati ai nodi della soletta superiore e alla fondazione rappresentano la parte si spinta del terreno esercitata su metà spessore.

Le due condizioni di carico SPTSX e SPTDX vengono applicate al modello con il valore intero; lo sbilanciamento di tali condizioni viene considerato tramite i coefficienti di combinazione (0.6 SPTDX).

#### **7.4.4 Carichi accidentali e loro ripartizione (ACC)**

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera si considera a favore di sicurezza il carico dovuto al treno LM71 applicato sull'intera soletta rispetto al carico SW/2.

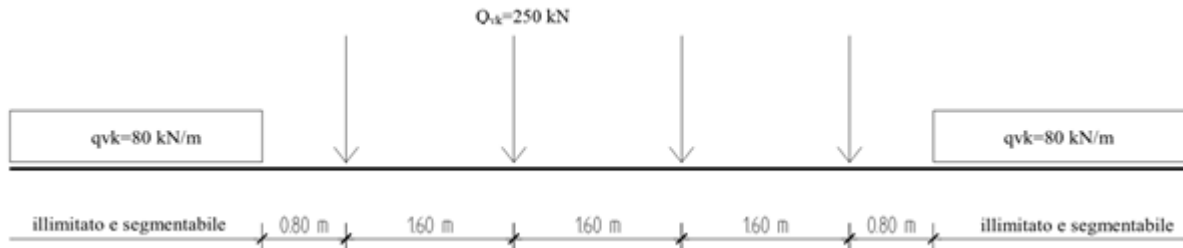


Figura 28 – Carico treno LM71

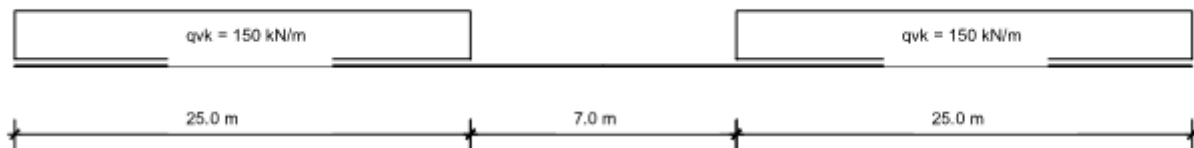
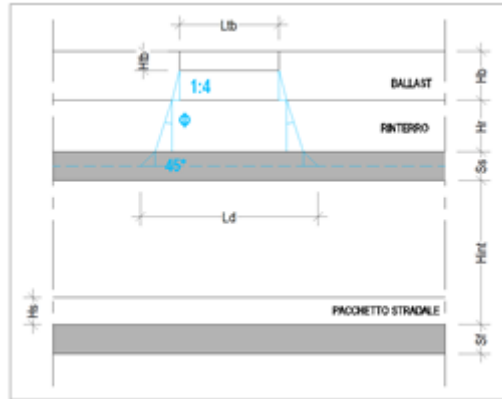


Figura 29 – Carico treno SW/2

Per il calcolo del coefficiente dinamico  $\Phi$  si fa riferimento al §5.2.2.2.3 delle NTC18, considerando linee con ridotto standard manutentivo. Nel caso di scatolari, con o senza solettone di fondo, aventi copertura  $h > 1.0\text{m}$ , il coefficiente dinamico può essere ridotto come segue:

$$\Phi_{rid} = \Phi - (h-1.0)/10 \geq 1.0$$

dove  $h$ , in metri, è l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse ( $H_{ric}$ ). Per le opere con ricoprimenti superiori a 2.50m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.



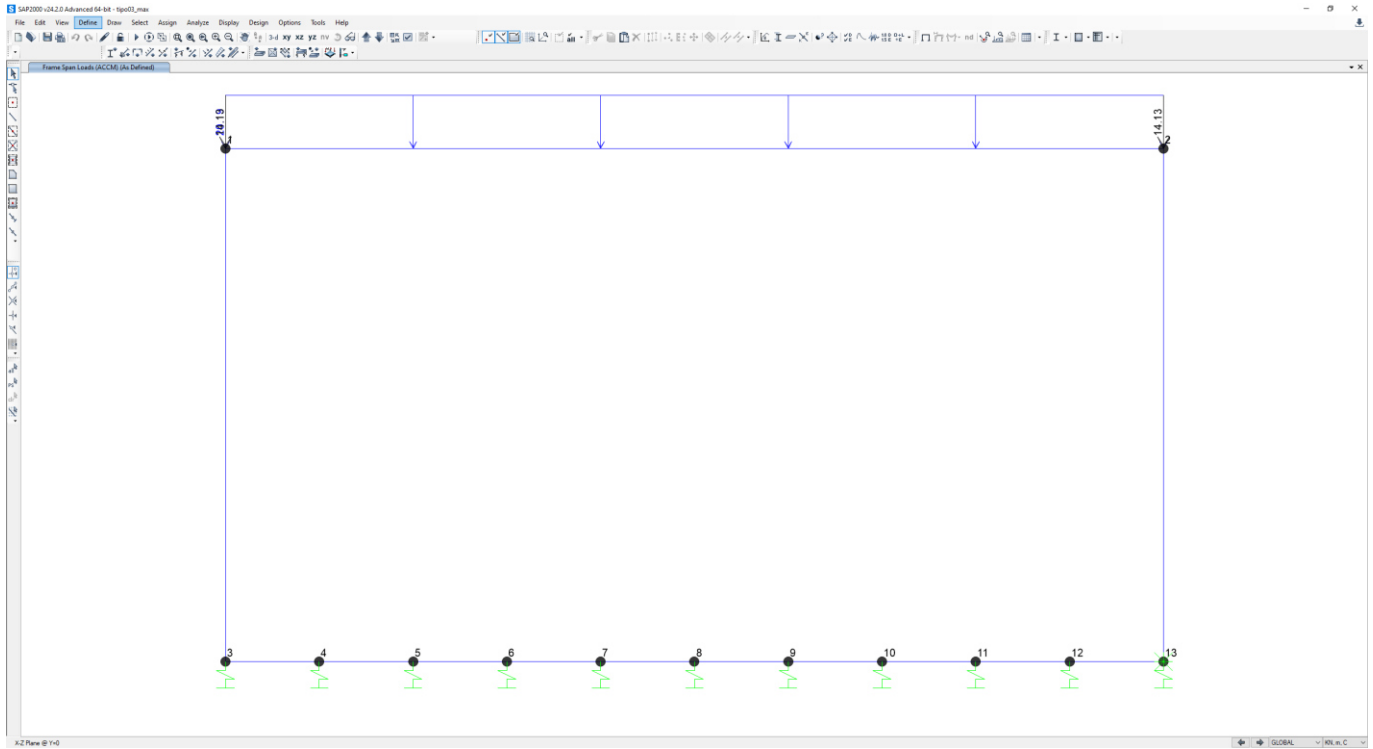
**Figura 30 – Schema di diffusione trasversale dei carichi ferroviari.**

Sia per il calcolo delle sollecitazioni massime in mezzeria della soletta superiore che per quelle massime all'incastro con i piedritti, il carico dovuto al treno LM71 viene distribuito per tutta la soletta.



**Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)**

Lunghezza caratteristica media	$L_m$	<b>9.70</b> m
Numero luci	$n_L$	<b>3</b>
Lunghezza caratteristica	$L_\phi$	12.61 m
Coefficiente di incremento dinamico	$\Phi_3$	<b>1.37</b>
Coefficiente di incremento dinamico ridotto	$\Phi_{3,rid}$	<b>1.24</b>
Coefficiente di adattamento	$\alpha$	<b>1.10</b>
Larghezza di diffusione nel ballast	$L_{db}$	0.2 m
Larghezza di diffusione nel rinterro	$L_{dr}$	6.5 m
Larghezza di diffusione nel cls	$L_{dc}$	1.4 m
Larghezza trasversale di diffusione del carico	$L_{dv}$	10.53 m
Carico distribuito per treno LM71	$q_1$	<b>80</b> kN/m
Carico concentrato per treno LM71	$Q_1$	<b>250</b> kN
Num. carichi concentrati	$N_{Q1}$	<b>4</b>
Lunghezza applicazione carichi concentrati	$L_{d,Q1}$	<b>6.40</b> m
Carico ripartito verticale per LM71	$P_{q1}$	<b>10.34</b> kN/m <sup>2</sup>
Carico ripartito verticale per LM71	$P_{Q1}$	<b>20.19</b> kN/m <sup>2</sup>
Accidentale nodi 1 e 2	$P_{Q1}$	<b>14.13</b> kN/m



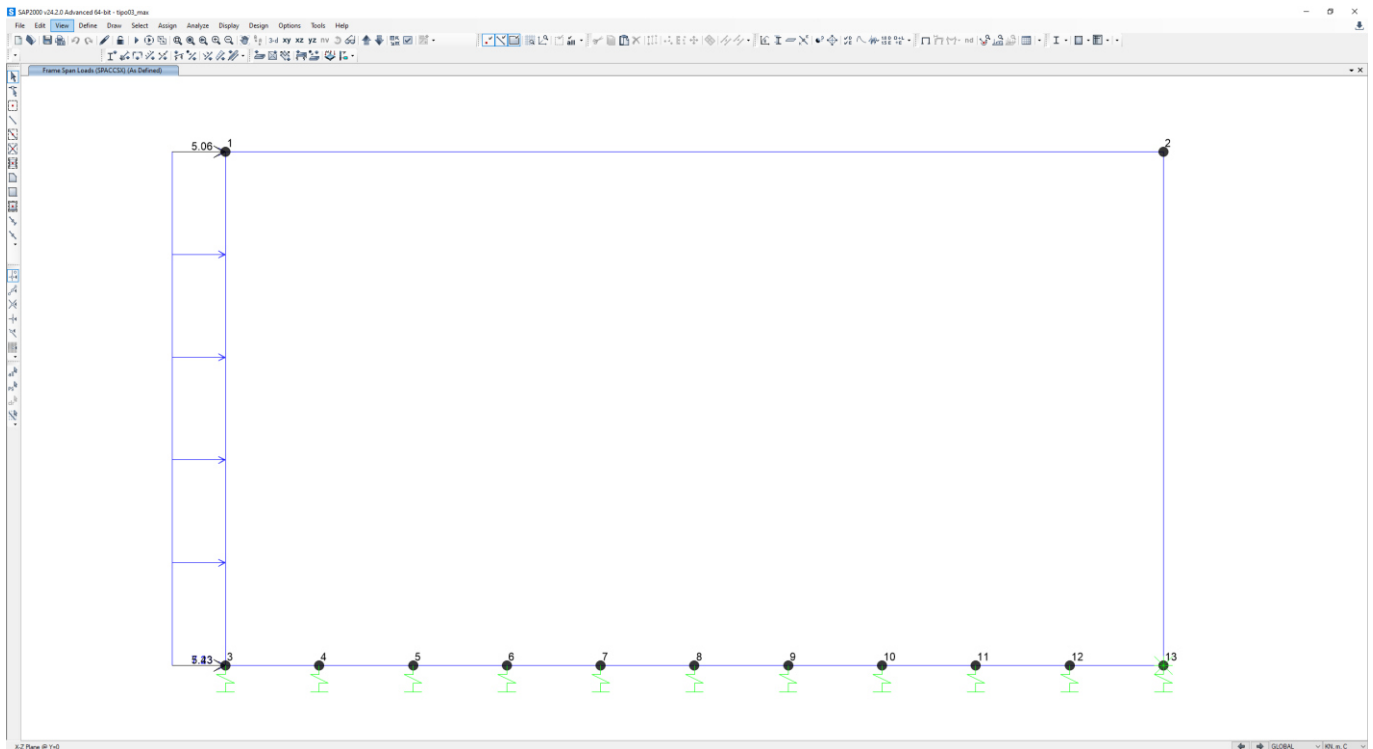
**Figura 31 – Condizione di carico ACC**

#### 7.4.5 Spinta del sovraccarico (SPACCSX)

Ai fini del calcolo delle spinte ai lati della struttura scatolare si assume il carico verticale da traffico su terrapieno considerando una condizione di spinta in quiete.

##### Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizione SPACCSX)

Larghezza trasversale di diffusione del carico	$L_{do}$	9.13 m
Spinta sul piedritto LM71	$S_{Q1}$	7.23 kN/m <sup>2</sup>
Spinta semispessore soletta superiore	$F_{Q1,sup}$	5.06 kN/m
Spinta semispessore soletta inferiore	$F_{Q1,inf}$	5.43 kN/m



**Figura 32 – Condizione di carico SPACCSX**

#### 7.4.6 Frenatura e Avviamento (AVV)

Si applicano alla struttura in esame le forze di avviamento e frenatura, considerando la ripartizione definita in precedenza e i relativi carichi applicati alla soletta di copertura.

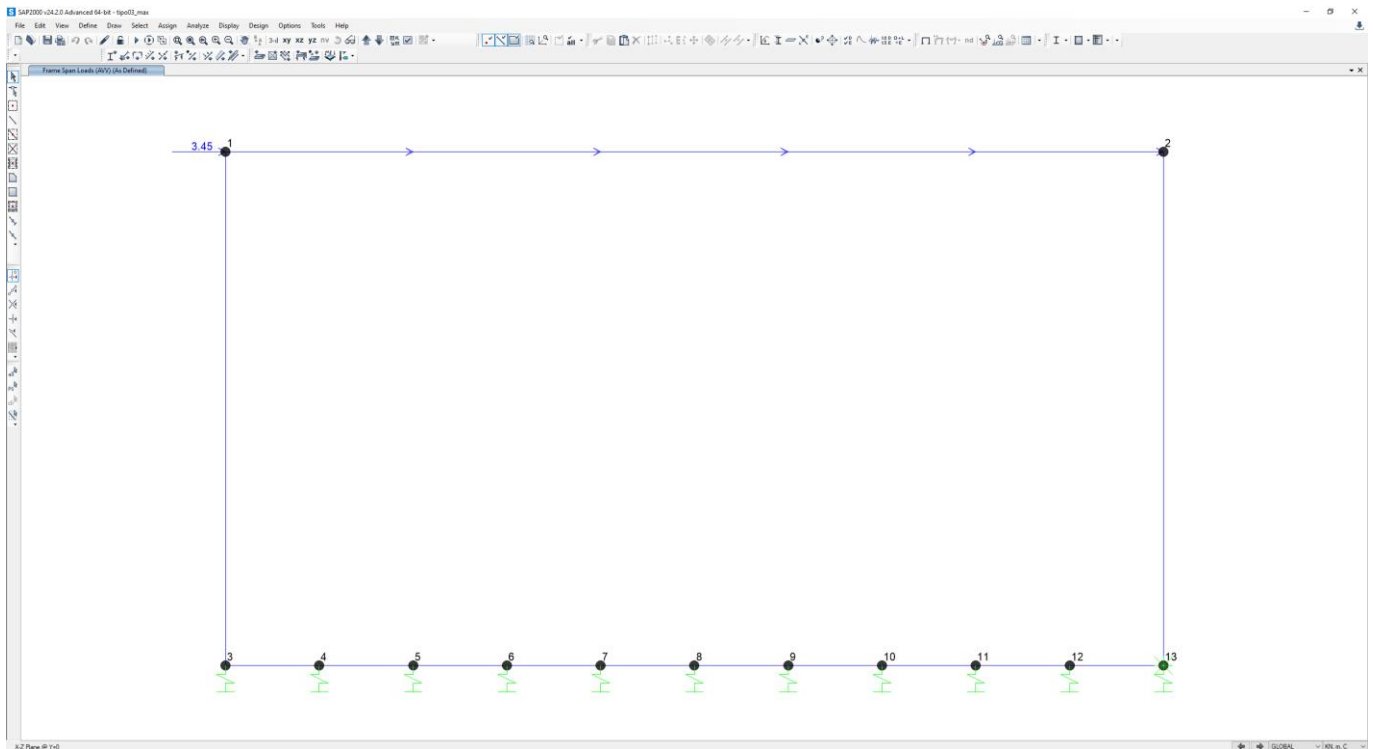
##### Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento/frenatura

$A_v$                       **33** kN/m

Avviamento/frenatura distribuito su soletta superiore

$q_{Av}$                       3.45 kN/m<sup>2</sup>



**Figura 33 – Condizione di carico AVV**

#### 7.4.7 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \times W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v \times W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{max} \times g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Il valore di  $a_{max}$  è stato definito sulla base di analisi di risposta sismica locale, la cui trattazione è riportata nella relazione Geotecnica generale.

$$a_{max} = S * a_g = S_s * S_t * a_g = 0.290$$

#### **Forza di inerzia (condizione sisma H)**

% carico accidentale

**20%**

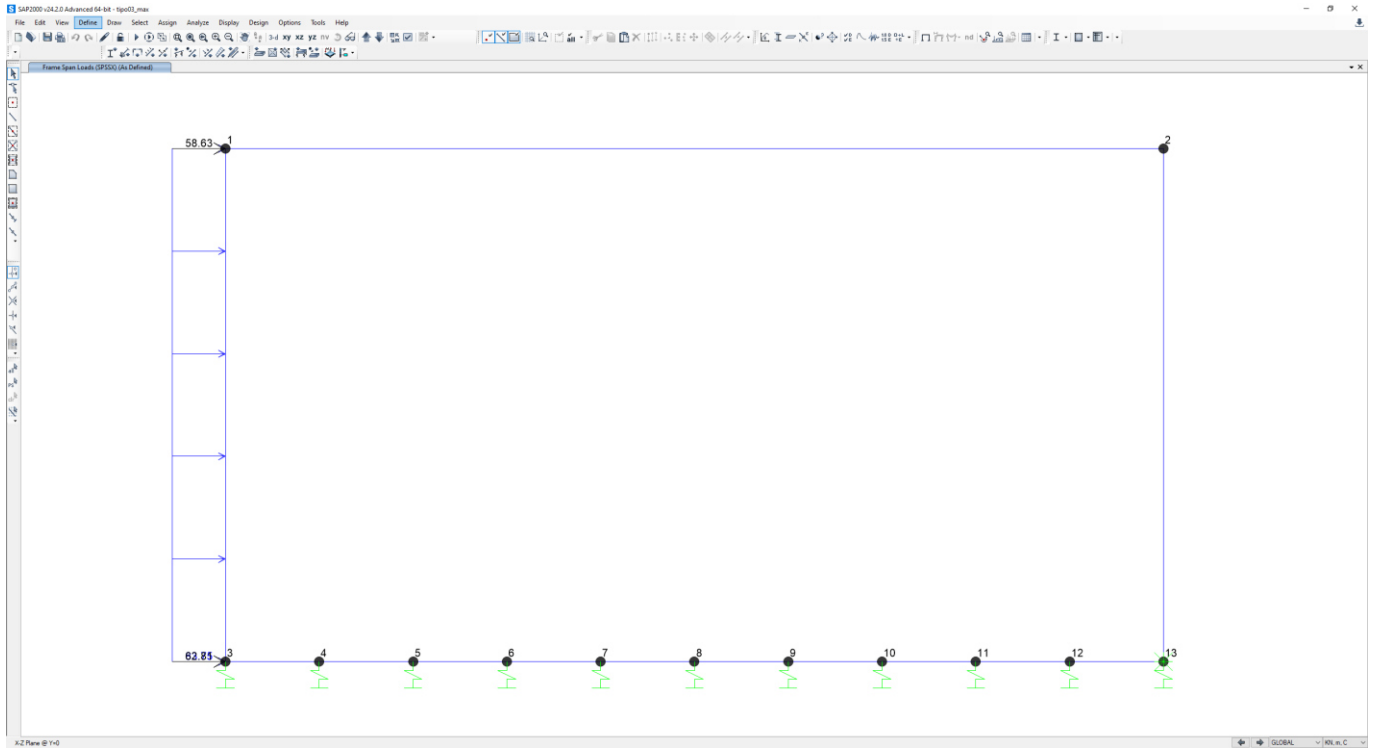
Forza orizzontale su soletta di copertura	$F'_h$	41.41 kN/m <sup>2</sup>
Forza orizzontale sul singolo piedritto	$F''_h$	10.15 kN/m <sup>2</sup>

#### **Forza di inerzia (condizione sisma V)**

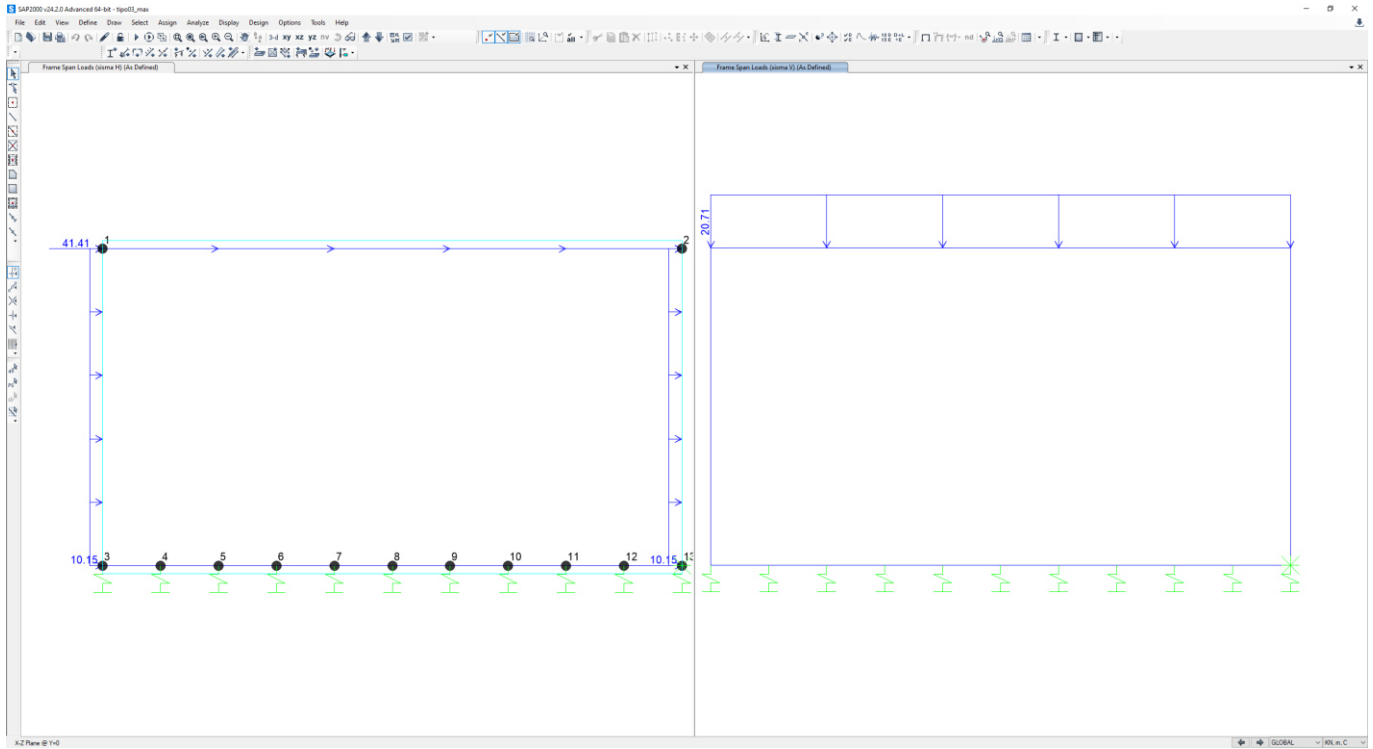
Forza verticale su soletta di copertura	$F''_v$	20.71 kN/m <sup>2</sup>
---	---------	-------------------------

#### **Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizione SPSSX)**

Spinta sul singolo piedritto	$Q_w$	83.75 kN/m <sup>2</sup>
Forza su nodo superiore	$Q_{w,sup}$	58.63 kN/m
Forza su nodo inferiore	$Q_{w,inf}$	62.81 kN/m



**Figura 34 – Condizione di carico SPSSX**

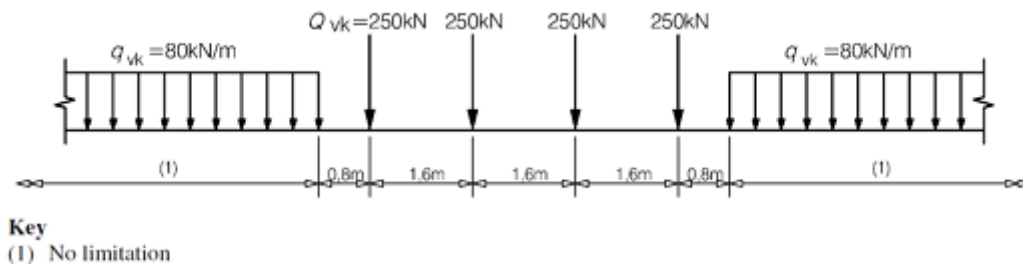


**Figura 35 – Condizione di carico sismaH e sismaV**

## 7.5 Verifica requisiti S.T.I.

Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si dà evidenza che l'opera in esame è idonea a sostenere tale carico.

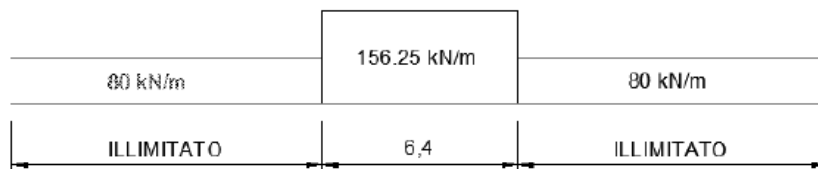
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



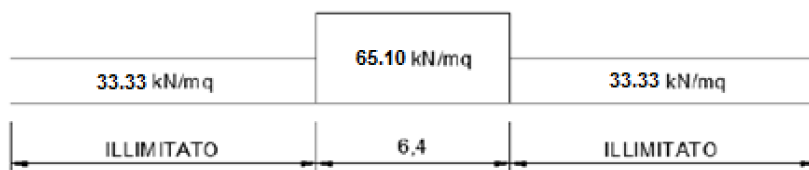
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando che la distribuzione trasversale dei carichi è su una larghezza massima di 3 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si utilizza una larghezza di progetto pari a 2.60 m in quanto risulta cautelativo rispetto a quanto previsto dalla norma sopra citata. Si ricava, quindi, il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



A tali carichi si deve applicare il coefficiente  $\alpha$  relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

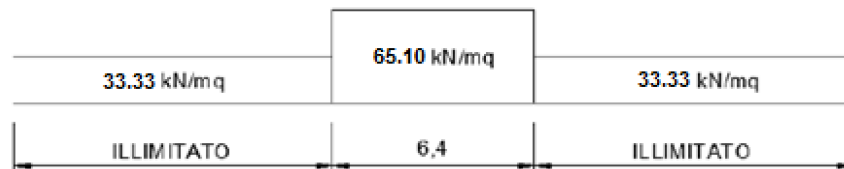


Tabella 11

**Fattore alfa ( $\alpha$ ) per la progettazione di strutture nuove**

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa ( $\alpha$ )
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente  $\alpha$  è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P4 per il traffico passeggeri ed F2 per il traffico merci per cui alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



In conclusione nell'opera in oggetto la ripartizione del carico a quota del piano di regolamento è stata effettuata considerando una distribuzione in senso trasversale secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast per cui risulta:

$$L_d = 2,6 + 0,40 / 4 * 2 = \mathbf{2,80 \text{ m}}$$

anziché:

$$L_d = 3,0 + 0,40 / 4 * 2 = \mathbf{3,20 \text{ m}}$$

come previsto dalla EN 1991 – 2:2003/AC:2010 che risulterebbe meno gravoso.

Longitudinalmente invece i carichi assiali sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

A tali carichi è stato applicato un coefficiente  $\alpha$  pari a 1.1 come indicato nel manuale di progettazione per cui in definitiva il carico considerato a quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

$$q_1 = 4 \cdot 250 / 6.4 / 2.80 = 55.80 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 80 / 2.60 = 30.77 \text{ kN/m}^2$$

a vantaggio di sicurezza rispetto ai carichi calcolati con riferimento alle STI.

## 7.6 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con E<sub>Y</sub> e E<sub>Z</sub> rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 4 – Tab. 5.2.V delle NTC18 – coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

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	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	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

Tabella 5 – Tab. 5.2.VI delle NT18 – coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

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
	gr <sub>1</sub>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	gr <sub>2</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	gr <sub>3</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr <sub>4</sub>	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	F <sub>wk</sub>	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T <sub>k</sub>	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.

Le azioni impiegate nella definizione delle combinazioni di carico sono riepilogate tabella successiva:

peso proprio	<i>DEAD</i>
carichi permanenti sulla soletta superiore (compreso il ballast)	<i>PERM</i>
spinta a riposo del terreno sul piedritto sinistro	<i>SPTSX</i>
spinta a riposo del terreno sul piedritto destro	<i>SPTDX</i>
azione verticale sulla soletta superiore dovuta al treno di carico LM7	<i>ACCM</i>
incremento di spinta dovuta al treno di carico LM71 sul piedritto sinistro	<i>SPACCSX</i>
azione orizzontale di avviamento del treno di carico LM71 sulla soletta superiore	<i>AVV</i>
variazione termica uniforme	<i>TUNI</i>
variazione termica a farfalla sulla soletta superiore	<i>TFAR</i>
ritiro della soletta superiore	<i>RIT</i>
azione sismica orizzontale	<i>sisma H</i>
incremento di spinta sul piedritto sinistro dovuto al sisma	<i>SPSSX</i>
azione sismica verticale	<i>sisma V</i>

Nelle Tabelle seguenti sono elencate le combinazioni di carico impiegate nelle verifiche.

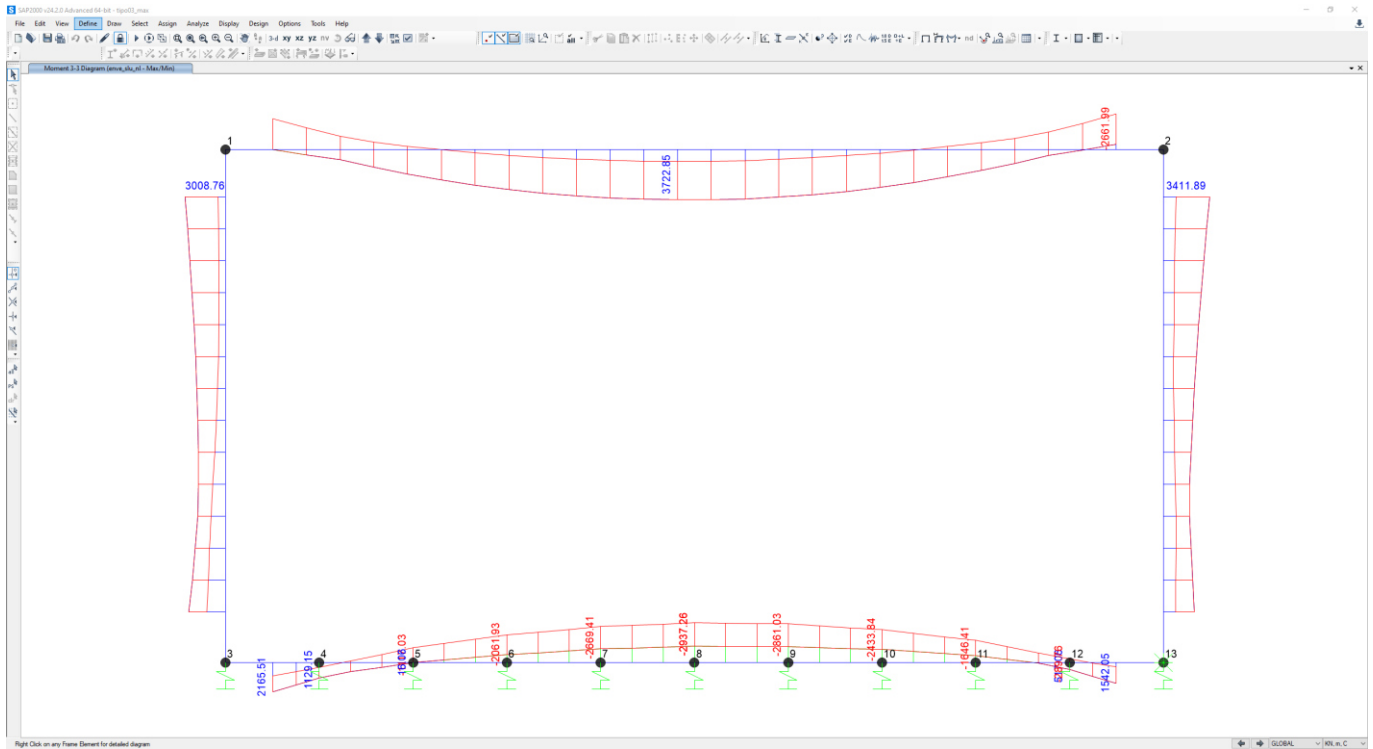
	slu1	slu2	slu3	slu4	slu5	slu6	slu7	slu8	slu9	slu10	slu11	slu12
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1	1	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	1.45	1.45
SPACCSX	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
AVV	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0
TUNI	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	-0.9	0.9	0.9	-0.9
TFAR	0	0.9	0	0	0	0	0.9	0	0.9	-0.9	-0.9	0.9
RIT	0	1.2	0	0	0	0	1.2	0	1.2	0	0	1.2

	sis1	sis2	sis3	sis4	sis5	sis6	sis7	sis8	sis9	sis10	sis11	sis12	sis13	sis14
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCM	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX	0	0	0	0	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0
AVV	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
TUNI	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	-0.5	0.5	-0.5	0.5	-0.5
TFAR	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.5	0.5	-0.5	0.5	-0.5	0.5
RIT	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1
sisma H	1	1	0.3	0.3	1	1	0.3	0.3	1	1	1	1	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0.3	0.3	1	1	0.3	0.3	1	1	1	1	0.3	0.3
sisma V	0.3	-0.3	1	-1	0.3	-0.3	1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3	1	1

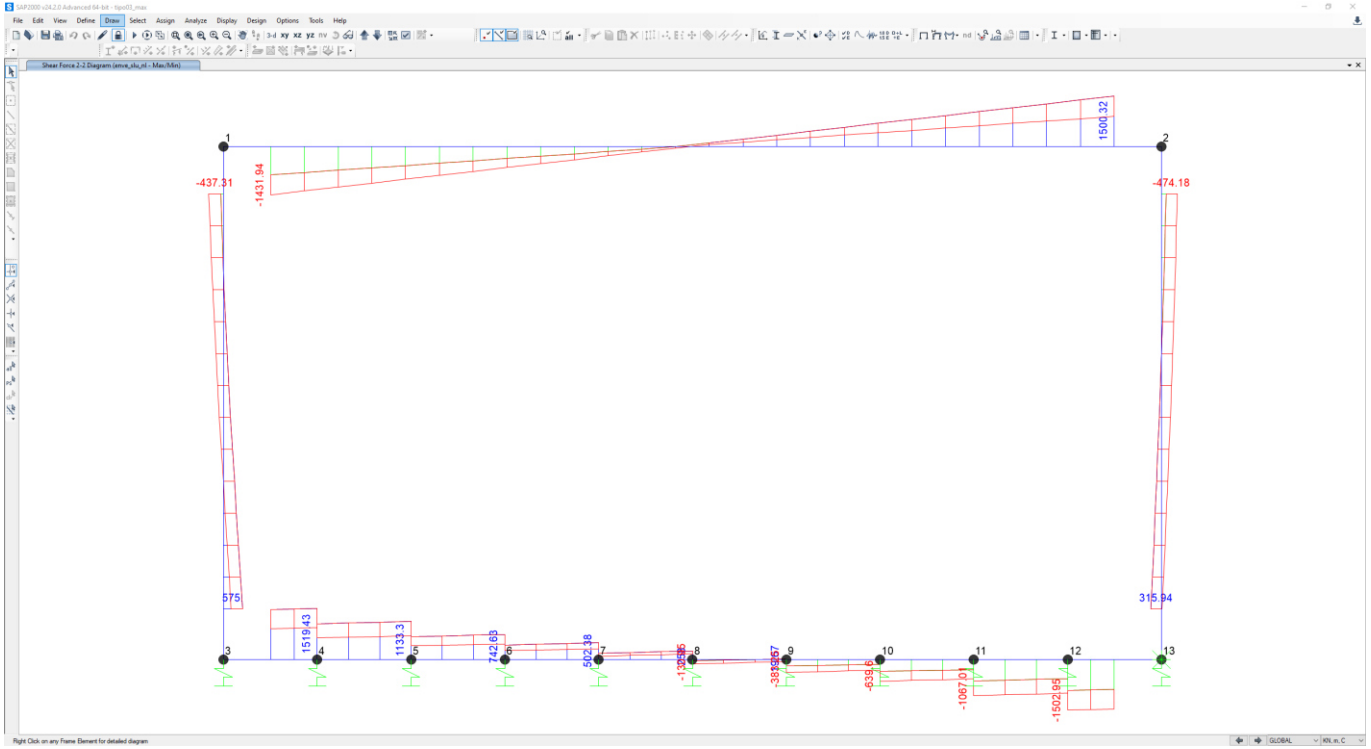
	fes1	fes2	fes3	ten1	ten2	ten3	qpe1	qpe2	qpe3
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCM	0.8	0.8	0.8	1	1	1	0	0	0
SPACCSX	0.8	0.8	0.8	1	1	1	0	0	0
AVV	0.8	0.8	0.8	1	1	1	0	0	0
TUNI	0	-0.6	0.6	0	-0.6	0.6	0	-0.5	0.5
TFAR	0	0.6	-0.6	0	0.6	-0.6	0	0.5	-0.5
RIT	0	1	0	0	1	0	0	1	0

## 7.7 Caratteristiche delle sollecitazioni

### 7.7.1 Diagrammi delle sollecitazioni

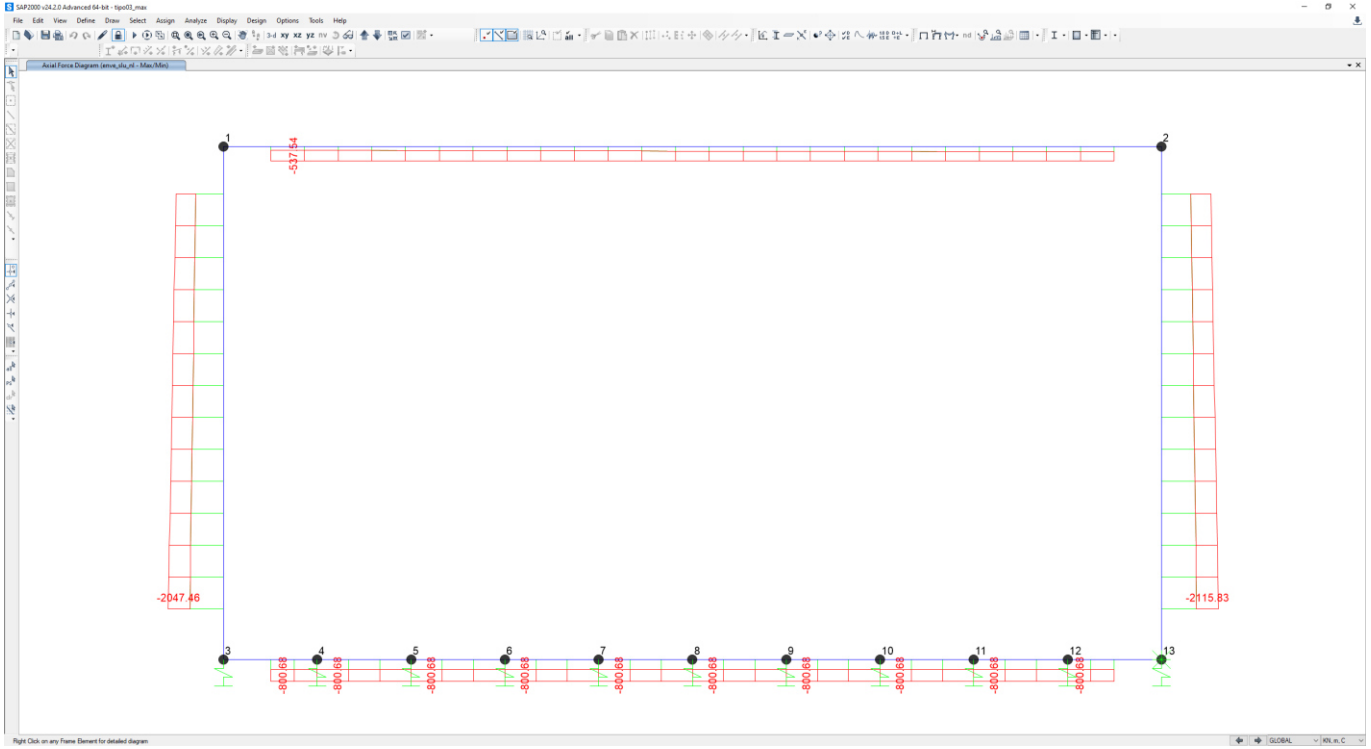


**Figura 36 – Momento Flettente – enve\_SLU**

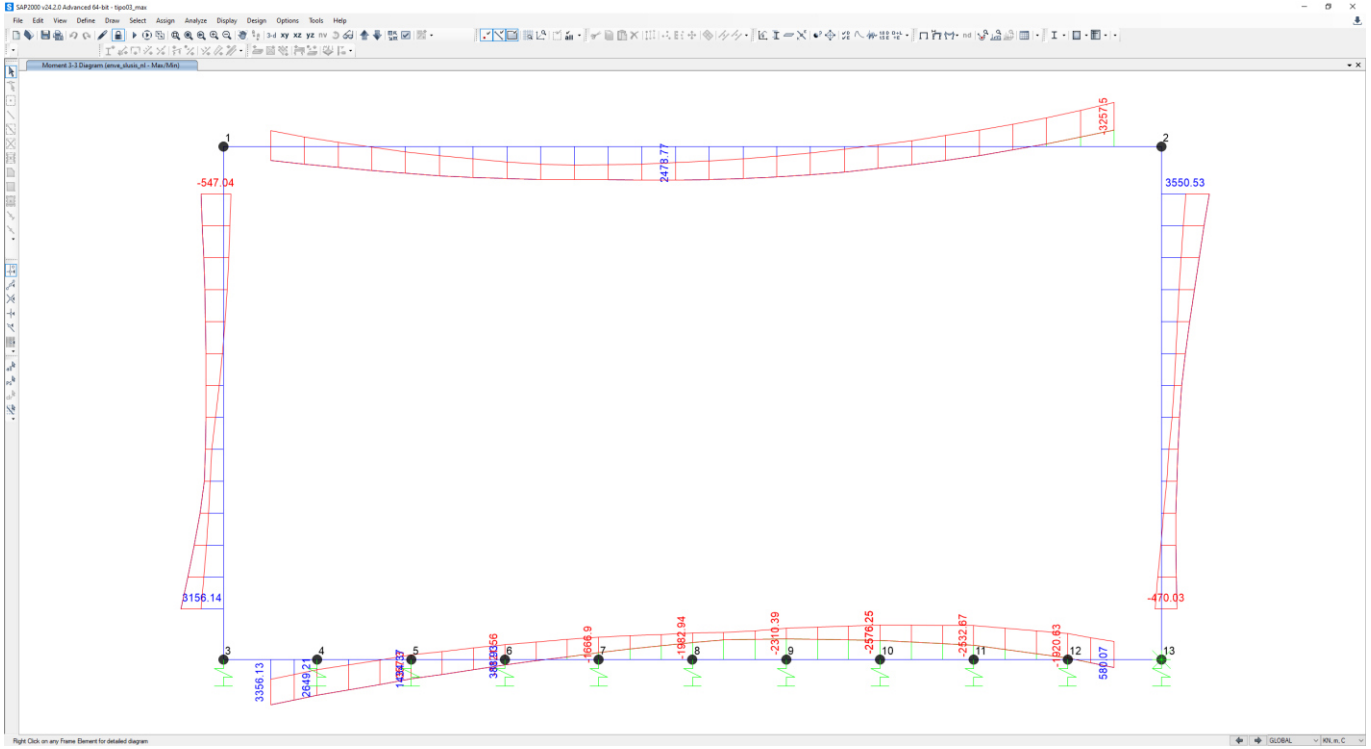


**Figura 37 – Sforzo di taglio – enve\_SLU**

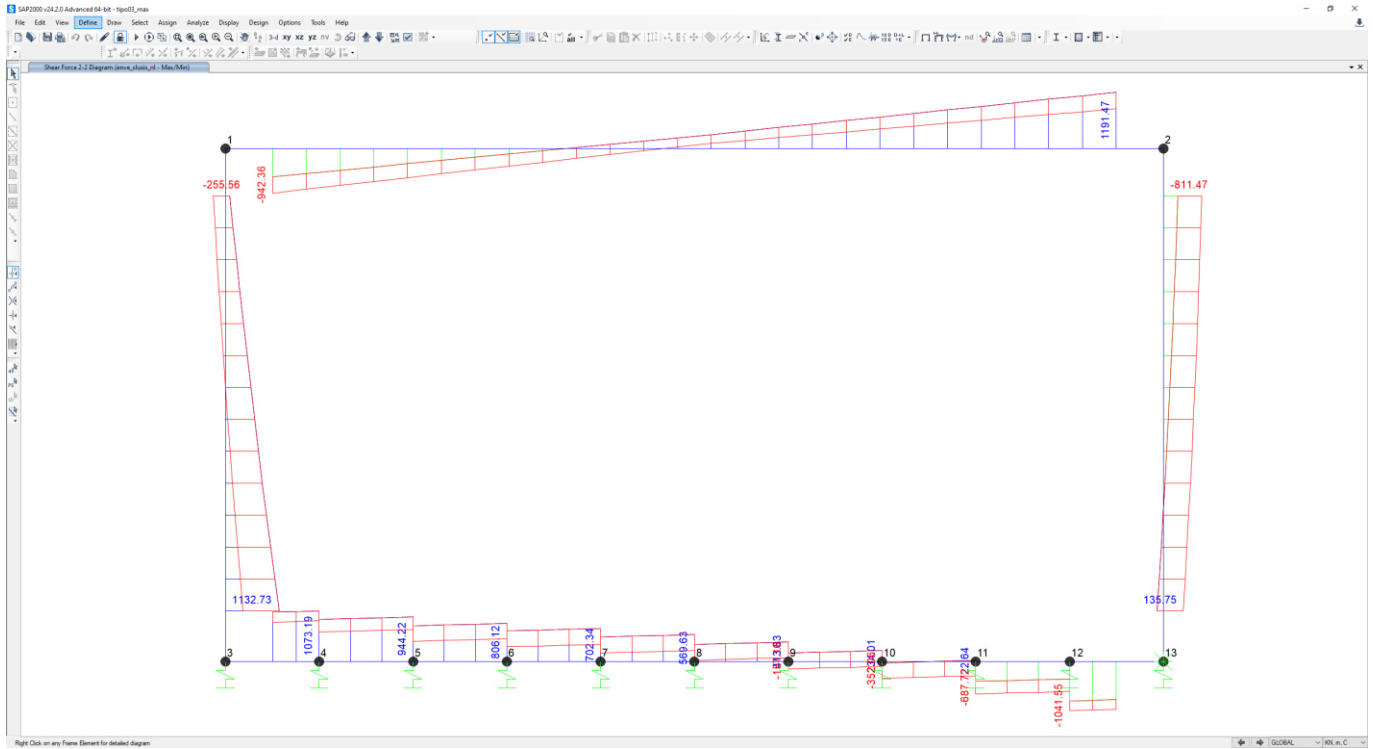




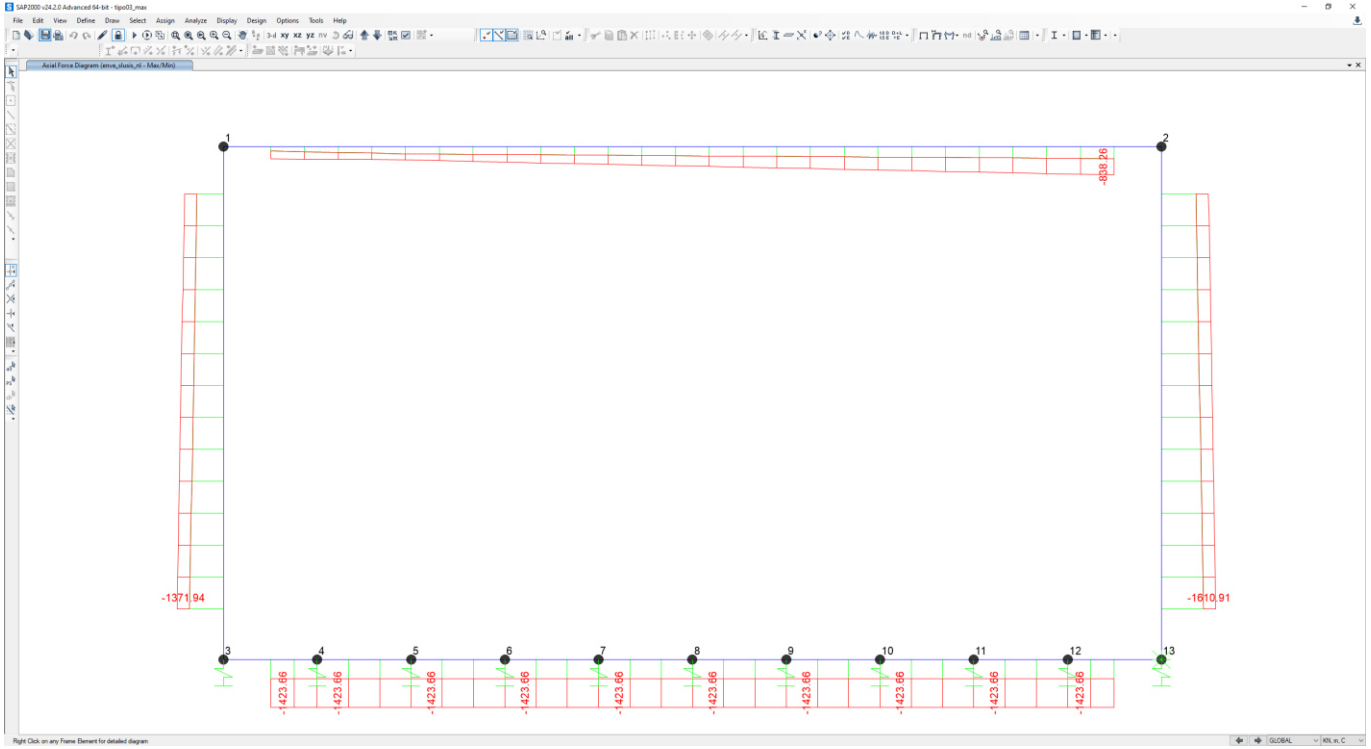
**Figura 38 – Sforzo Normale – enve\_SLU**



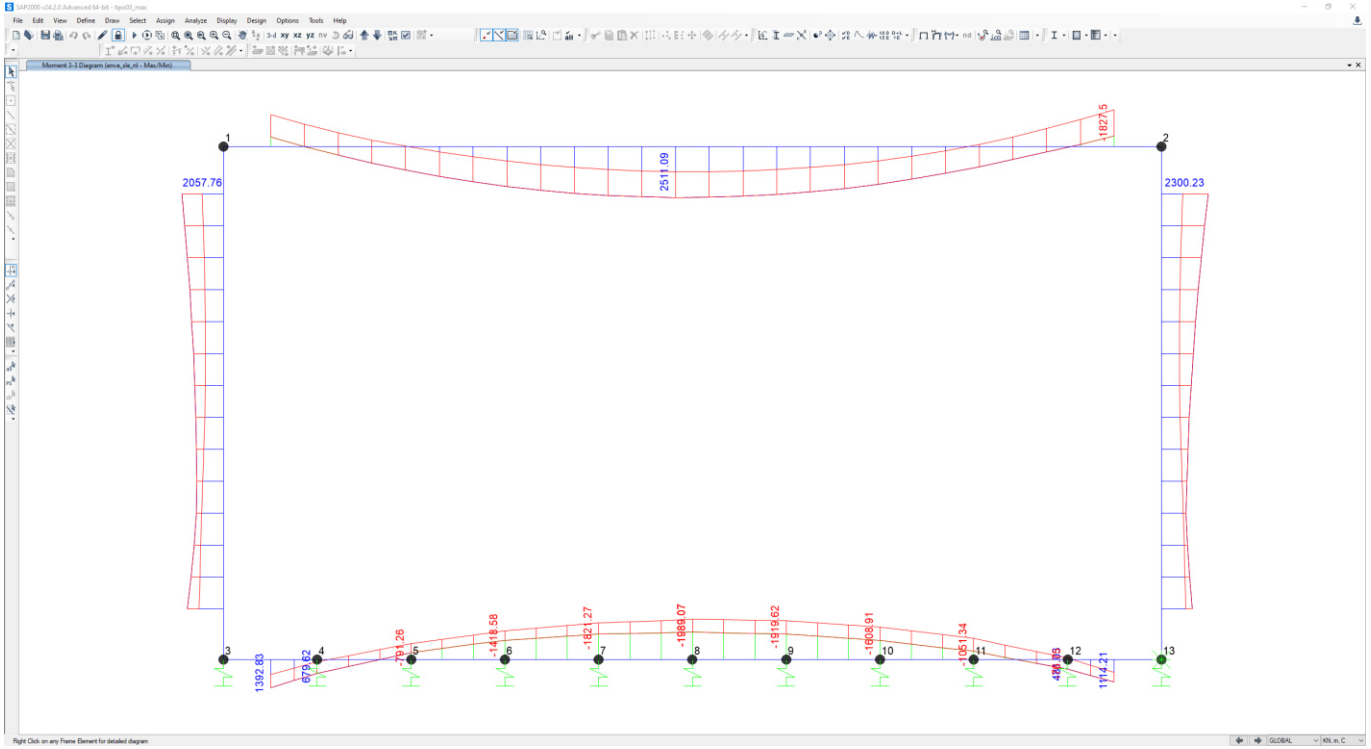
**Figura 39 – Momento Flettente – enve\_SLV**



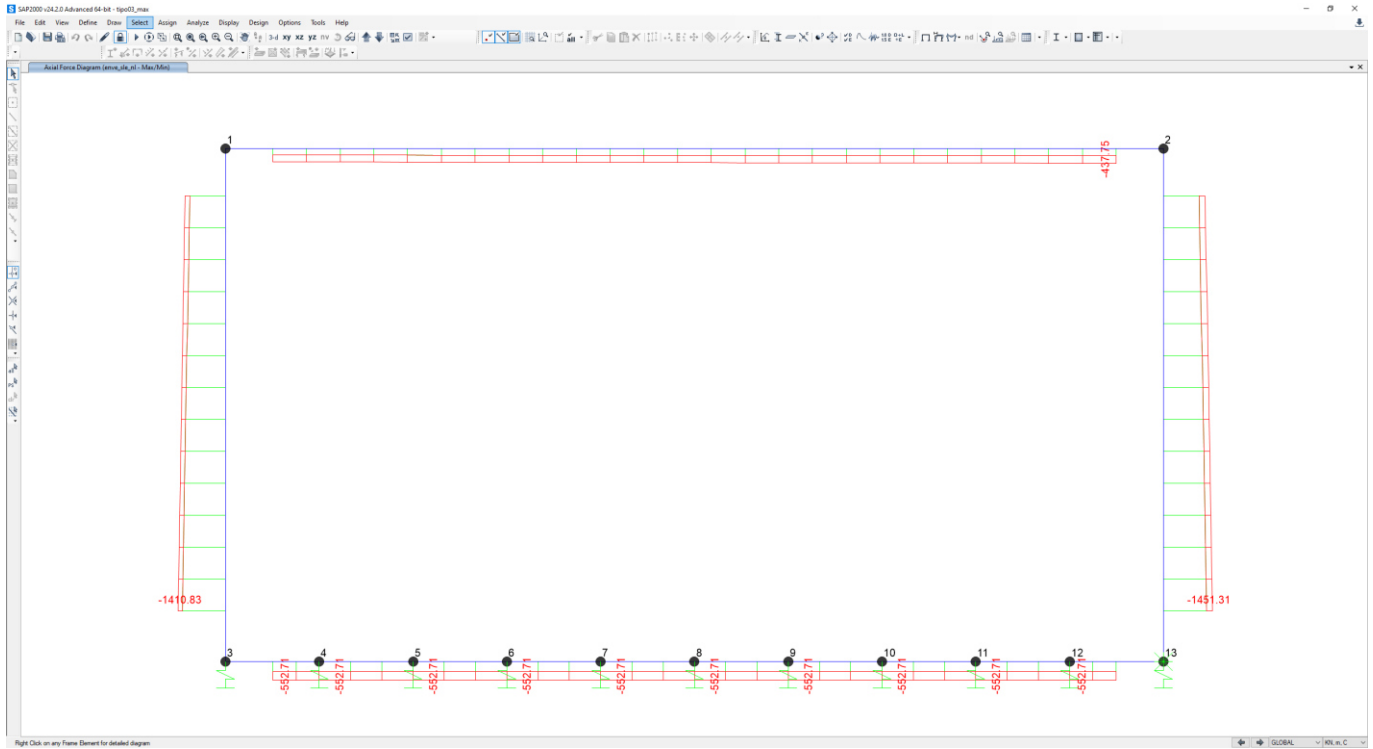
**Figura 40 – Sforzo di taglio – enve\_SLV**



**Figura 41 – Sforzo Normale – enve\_SLV**



**Figura 42 – Momento Flettente – enve\_SLE**



**Figura 43 – Sforzo Normale – enve\_SLE**

### 7.7.2 Sintesi sollecitazioni

#### SOLETTA SUPERIORE

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-269.15	38.60	<b>2478.77</b>	3	6.70	sis14_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-838.26	1191.47	<b>-3257.50</b>	3	13.20	sis9_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-766.06	<b>1191.47</b>	-2840.70	3	13.20	sis5_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-293.21	<b>-942.36</b>	-756.68	3	0.70	sis3_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-129.69</b>	-593.37	1023.21	3	0.70	sis12_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-838.26</b>	1191.47	-3257.50	3	13.20	sis9_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-168.24	-39.04	<b>3722.85</b>	3	6.70	slu2_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-537.54	1481.32	<b>-2661.99</b>	3	13.20	slu11_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-439.00	<b>1500.32</b>	-2031.14	3	13.20	slu4_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-138.26	<b>-1431.94</b>	-690.09	3	0.70	slu2_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-138.26</b>	-1431.94	-690.09	3	0.70	slu2_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-537.54</b>	-27.67	2062.38	3	6.70	slu11_nl

SLE - RARA TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-211.53	-19.50	<b>2511.09</b>	3	6.70	ten2_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-437.75	1013.61	<b>-1827.50</b>	3	13.20	ten3_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-351.12	<b>1013.61</b>	-1327.33	3	13.20	ten1_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-308.03	<b>-973.13</b>	-1074.34	3	0.70	ten1_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-190.85</b>	-973.13	-466.79	3	0.70	ten2_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-437.75</b>	1013.61	-1827.50	3	13.20	ten3_nl

SLE - RARA FESSURAZIONE		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text

M3	max	-206.58	-22.53	<b>2460.57</b>	3	6.70	fes2_nl
M3	min	-428.32	984.33	<b>-1772.96</b>	3	13.20	fes3_nl
V2	max	-341.68	<b>984.33</b>	-1272.80	3	13.20	fes1_nl
V2	min	-307.21	<b>-951.94</b>	-1070.41	3	0.70	fes1_nl
P	max	<b>-190.04</b>	-951.94	-462.86	3	0.70	fes2_nl
P	min	<b>-428.32</b>	984.33	-1772.96	3	13.20	fes3_nl

SLE - Q.P. TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-201.20	-34.69	<b>2175.13</b>	3	6.70	qpe2_nl
M3	min	-376.14	-867.19	<b>-1471.48</b>	3	0.70	qpe3_nl
V2	max	-303.94	<b>867.19</b>	-1054.67	3	13.20	qpe1_nl
V2	min	-303.94	<b>-867.19</b>	-1054.67	3	0.70	qpe1_nl
P	max	<b>-201.20</b>	-867.19	-530.49	3	0.70	qpe2_nl
P	min	<b>-376.14</b>	-867.19	-1471.48	3	0.70	qpe3_nl

## PIEDRITTI

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-1395.72	-811.47	<b>3550.53</b>	2	6.90	sis9_nl
M3	min	-788.93	89.53	<b>-547.04</b>	4	6.90	sis12_nl
V2	max	-1004.11	<b>1132.73</b>	3062.40	4	0.75	sis12_nl
V2	min	-1395.72	<b>-811.47</b>	3550.53	2	6.90	sis9_nl
P	max	<b>-788.93</b>	-13.21	-94.78	4	6.90	sis6_nl
P	min	<b>-1610.91</b>	-344.89	-298.54	2	0.75	sis5_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-1806.33	-474.18	<b>3411.89</b>	2	6.90	slu11_nl
M3	min	-1080.72	13.58	<b>475.20</b>	4	5.48	slu9_nl
V2	max	-2017.08	<b>575.00</b>	2720.16	4	0.75	slu7_nl
V2	min	-1806.33	<b>-474.18</b>	3411.89	2	6.90	slu11_nl



<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-1031.06</b>	-275.39	1307.71	4	6.90	slu8_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-2115.83</b>	77.67	1784.84	2	0.75	slu4_nl

SLE - RARA TENSIONI		<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>M3</b>	<b>Frame</b>	<b>Station</b>	<b>OutputCase</b>
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-1236.13	-376.80	<b>2300.23</b>	2	6.90	ten3_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-1261.86	8.33	<b>987.50</b>	4	5.01	ten2_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-1410.83	<b>386.35</b>	1778.26	4	0.75	ten2_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-1236.13	<b>-376.80</b>	2300.23	2	6.90	ten3_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-1195.65</b>	-232.13	1618.24	4	6.90	ten1_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-1451.31</b>	166.64	1331.87	2	0.75	ten1_nl

SLE - RARA FESSURAZIONE		<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>M3</b>	<b>Frame</b>	<b>Station</b>	<b>OutputCase</b>
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-1201.19	-366.89	<b>2231.16</b>	2	6.90	fes3_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-1235.02	3.90	<b>961.13</b>	4	5.01	fes2_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-1383.99	<b>375.76</b>	1719.92	4	0.75	fes2_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-1201.19	<b>-366.89</b>	2231.16	2	6.90	fes3_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-1168.81</b>	-233.82	1597.66	4	6.90	fes1_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-1416.37</b>	176.56	1323.78	2	0.75	fes1_nl

SLE - Q.P. TENSIONI		<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>M3</b>	<b>Frame</b>	<b>Station</b>	<b>OutputCase</b>
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-1061.44	-312.78	<b>1881.59</b>	2	6.90	qpe3_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-1144.20	3.45	<b>895.63</b>	2	4.53	qpe2_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-1276.62	<b>318.97</b>	1471.01	2	0.75	qpe2_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-1061.44	<b>-312.78</b>	1881.59	2	6.90	qpe3_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-1061.44</b>	-240.58	1515.32	2	6.90	qpe1_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-1276.62</b>	216.23	1291.44	2	0.75	qpe1_nl

### SOLETTA INFERIORE

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-1416.28	1011.59	<b>3356.13</b>	1	0.70	sis10_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-1241.34	217.32	<b>-2576.25</b>	1	9.73	sis9_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-744.92	<b>1073.19</b>	1142.06	1	1.39	sis14_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-744.92	<b>-1041.56</b>	-129.68	1	12.51	sis14_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-569.99</b>	1044.49	1487.08	1	0.70	sis13_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-1423.66</b>	949.04	3311.70	1	0.70	sis12_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-800.68	1484.51	<b>2165.51</b>	1	0.70	slu7_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-469.57	227.87	<b>-2937.26</b>	1	6.95	slu11_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-800.68	<b>1519.43</b>	1129.15	1	1.39	slu7_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-540.93	<b>-1502.95</b>	517.06	1	12.51	slu2_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-374.32</b>	1468.75	1418.29	1	0.70	slu3_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-800.68</b>	1484.51	2165.51	1	0.70	slu7_nl

SLE - RARA TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-552.72	1020.70	<b>1392.83</b>	1	0.70	ten2_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-348.90	146.77	<b>-1989.07</b>	1	6.95	ten3_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-552.72	<b>1046.57</b>	679.62	1	1.39	ten2_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-552.72	<b>-1038.90</b>	360.08	1	12.51	ten2_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-348.90</b>	1017.49	953.79	1	0.70	ten3_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-552.72</b>	1020.70	1392.83	1	0.70	ten2_nl

SLE - RARA FESSURAZIONE		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-539.96	997.54	<b>1342.35</b>	1	0.70	fes2_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-336.14	137.71	<b>-1944.16</b>	1	6.95	fes3_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-539.96	<b>1023.41</b>	645.12	1	1.39	fes2_nl

<b>V2</b>	<b>min</b>	-539.96	<b>-1017.27</b>	389.49	1	12.51	fes2_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-336.14</b>	994.33	903.31	1	0.70	fes3_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-539.96</b>	997.54	1342.35	1	0.70	fes2_nl

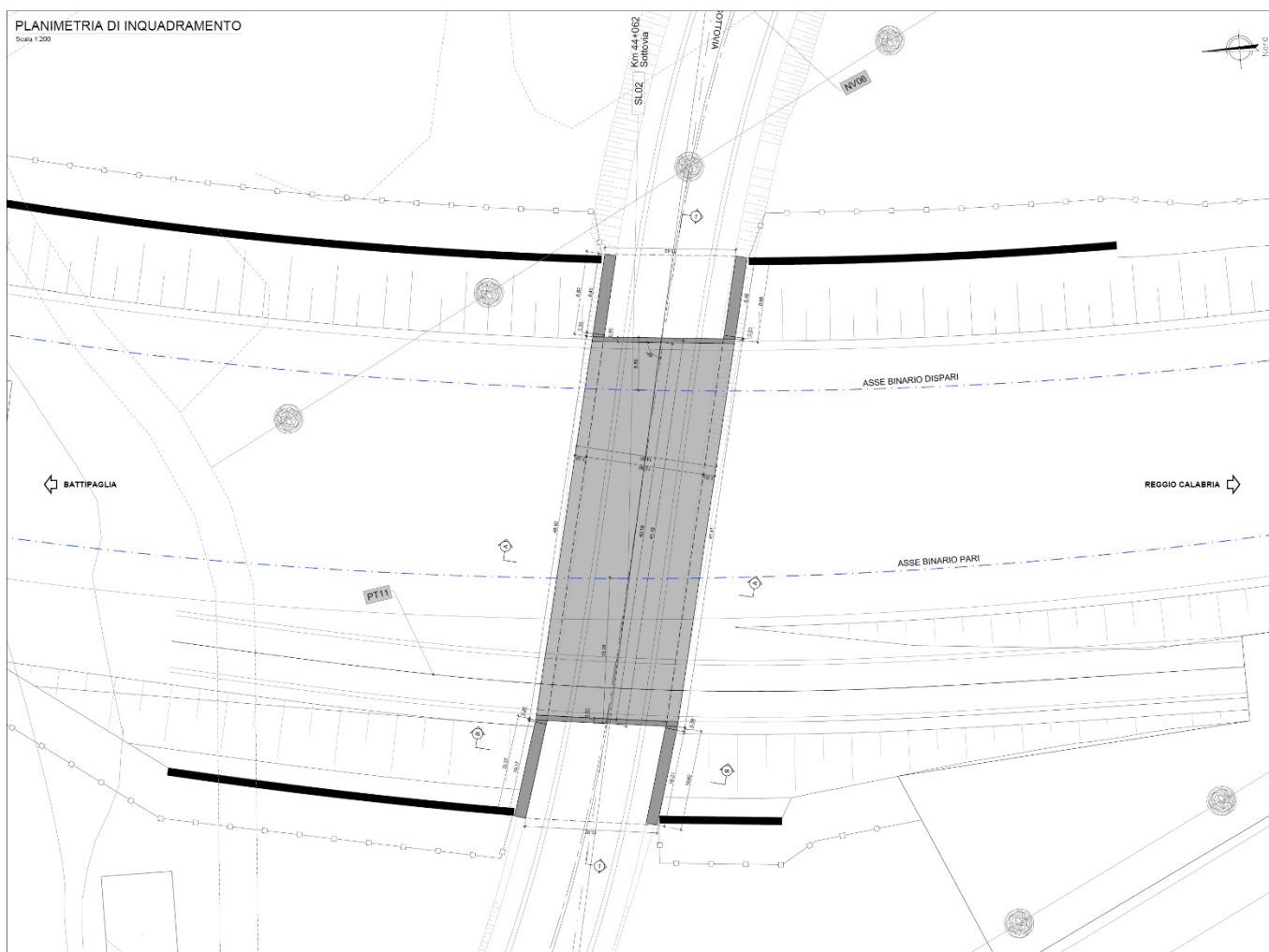
SLE - Q.P. TENSIONI		<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>M3</b>	<b>Frame</b>	<b>Station</b>	<b>OutputCase</b>
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
<b>M3</b>	<b>max</b>	-474.48	904.71	<b>1114.21</b>	1	0.70	qpe2_nl
<b>M3</b>	<b>min</b>	-299.55	101.49	<b>-1739.27</b>	1	6.95	qpe3_nl
<b>V2</b>	<b>max</b>	-474.48	<b>930.58</b>	481.03	1	1.39	qpe2_nl
<b>V2</b>	<b>min</b>	-474.48	<b>-930.58</b>	481.03	1	12.51	qpe2_nl
<b>P</b>	<b>max</b>	<b>-299.55</b>	901.88	727.65	1	0.70	qpe3_nl
<b>P</b>	<b>min</b>	<b>-474.48</b>	904.71	1114.21	1	0.70	qpe2_nl

Le sollecitazioni sono compatibili con la resistenza delle sezioni scelte.

## 8 SOTTOVIA TIPO 3

Lo scatolare tipo in oggetto permette l'attraversamento della ferrovia da parte della nuova viabilità con larghezza della piattaforma stradale pari a 12.50m. Le dimensioni interne sono pari a 12.50x6.70m.

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico della nuova linea con individuazione del sottovia SL02:



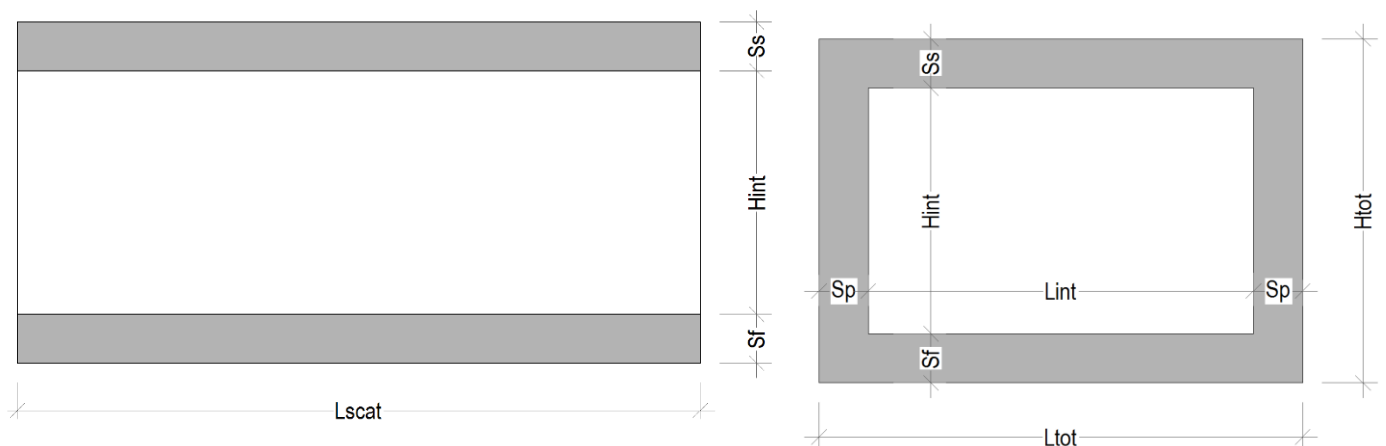
**Figura 44 – Planimetria dell'opera – Sottovia SL02**

## 8.1 Geometria della struttura

Il sottopasso si trova al di sotto della linea ferroviaria esistente ad una distanza fra piano ferro ed estradosso soletta pari ad  $H_{ric}$ , di cui spessore medio ballast più armamento pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro. Esso ha dimensioni interne  $L_{int} \times H_{int}$ , con piedritti di spessore  $S_p$ , soletta inferiore di spessore  $S_f$  e soletta superiore di spessore  $S_s$ . Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura seguente sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

Le caratteristiche geometriche hanno la seguente simbologia:

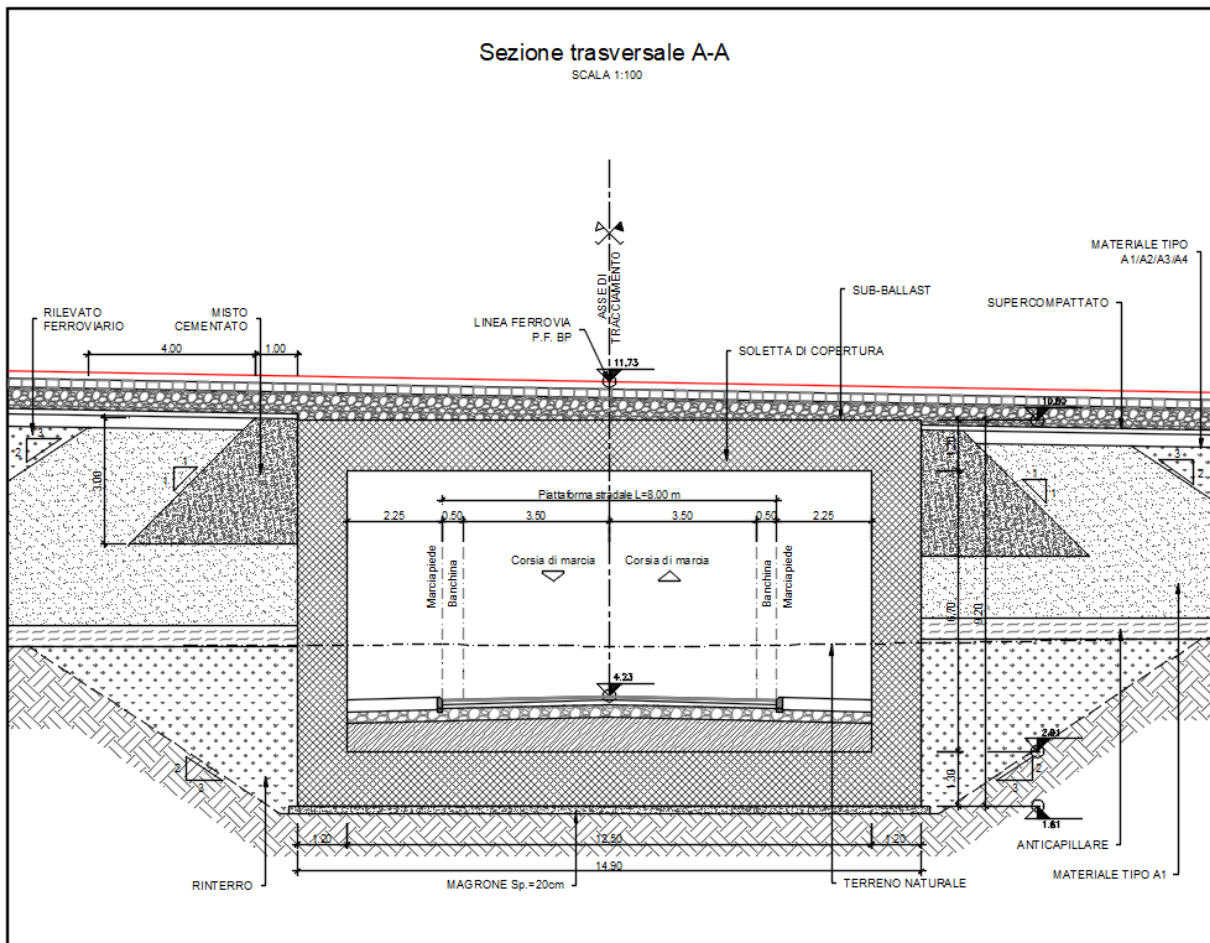
Larghezza utile	$L_{int}$ [m]
Altezza libera	$H_{int}$ [m]
Spessore piedritti	$S_p$ [m]
Spessore soletta	$S_s$ [m]
Spessore fondazione	$S_f$ [m]
Altezza ballast	$H_b$ [m]
Rinterro (superiore)	$H_r$ [m]
Lunghezza traversa	$L_{tb}$ [m]
Altezza traversa	$H_{tb}$ [m]
Ricoprimento	$H_{ric}$ [m]
Larghezza totale	$L_{tot}$ [m]
Altezza totale	$H_{tot}$ [m]



**Figura 45 – Simbologia adottata**

Larghezza interna	Lint =	12.50	m	
Altezza interna	Hint =	6.70	m	
Spessore piedritti	Sp =	1.20	m	
Spessore soletta superiore	Ss =	1.20	m	
Spessore soletta inferiore	Sf =	1.30	m	$Sf = Ss + 10cm$
Altezza ballast	Hb =	0.80	m	
Rinterro	Hr =	0.20	m	
Lunghezza traversa	Ltb =	2.60	m	
Altezza traversa	Htb =	0.40	m	
Ricoprimento	Hric =	1.00	m	
Larghezza totale	Ltot =	14.90	m	
Altezza totale	Htot =	8.65	m	

Di seguito si riporta la sezione trasversale del sottovia SL02 ove sono riportate le dimensioni strutturali.



## 8.2 Interazione terreno-struttura

Per la determinazione della costante di sottofondo si fa riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

$$s = B \cdot c_t \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$$

dove:

s = cedimento elastico

B = larghezza fondazione

$c_t$  = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti da Bowles, 1960

$$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B) \text{ con } L/B \leq 10$$

$$c_t = 2 + 0.0089 (L/B) \text{ con } L/B > 10$$

q = pressione media agente sul terreno

$\sigma_{v0}$  = tensione litostatica verticale alla quota del piano di posa della fondazione

$\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno

E = modulo elastico operativo del terreno

Il valore della costante di sottofondo  $k_w$  è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato e il corrispondente cedimento, pertanto si ottiene.

$$k_w = E / ((1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t)$$

Di seguito si riporta la stima della costante di sottofondo per il caso in esame considerando per E il valore indicato per l'unità Geotecnica interessata e per la lunghezza L quella maggiore per questa tipologia di sottovia.

Unità geotecnica

**S1**

Modulo elastico medio	$E' =$	40000	kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson medio	$\nu =$	0.3	
Larghezza fondazione	$B =$	14.90	m
Lunghezza fondazione	$L =$	41.4	m
Rapporto dei lati	$L/B =$	2.78	

Coefficiente adimensionale                      ct =        1.40  
Costante di sottofondo                              kw =        **2109** kN/m<sup>3</sup>

### 8.3 Modellazione adottata

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello di telaio di lunghezza unitaria su letto di molle alla Winkler, eseguito con il programma di calcolo ad elementi finiti SAP2000. L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

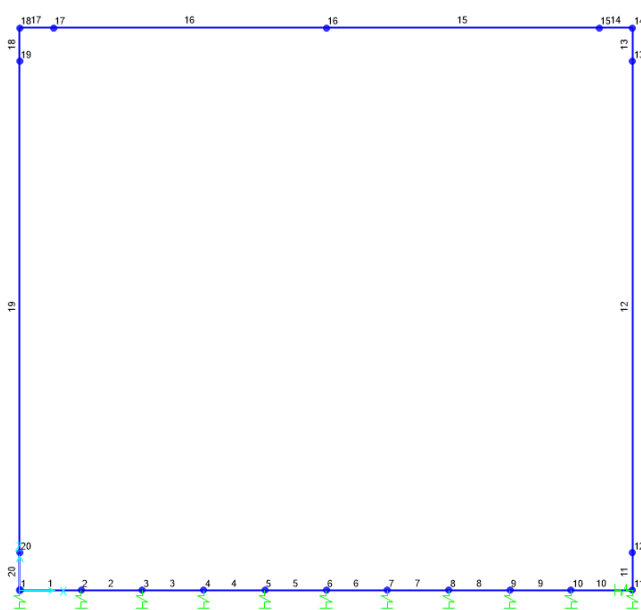
Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Fondazione aste 1÷10:                      base 1.0m x altezza 1.30m

Piedritti aste 11÷13 e 18÷20:            base 1.0m x altezza 1.20m

Soletta aste 14÷17:                        base 1.0m x altezza 1.20m

Le caratteristiche geometriche del modello e le coordinate dei nodi sono le seguenti:



Joint	X	Y	Z
	m	m	m
1	0	0	0
2	1.37	0	0
3	2.74	0	0
4	4.11	0	0
5	5.48	0	0
6	6.85	0	0
7	8.22	0	0
8	9.59	0	0
9	10.96	0	0
10	12.33	0	0
11	13.7	0	0
12	13.7	0	0.65
13	13.7	0	7.35
14	13.7	0	7.95
15	13.1	0	7.95



16	6.85	0	7.95
17	0.6	0	7.95
18	0	0	7.95
19	0	0	7.35
20	0	0	0.65

**Figura 46 – Numerazione nodi e aste modello SAP2000**

La soletta inferiore è suddivisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel il caso in esame, si assume un valore del Modulo di reazione  $k_w = 2109 \text{ kN/m}^3$ , valutato in funzione del modulo elastico del terreno e della larghezza fondazione.

#### **Rigidità molle nodali**

Nodi centrali	$L_{inf} =$	1.37 m
	$k =$	2890 kN/m
Nodi intermedi	$1.5 * k =$	4334 kN/m
Nodi di estremità	$2.0 * k =$	5779 kN/m

## 8.4 Analisi dei carichi

Con riferimento al DM 17/01/2018 “NTC2018” - “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

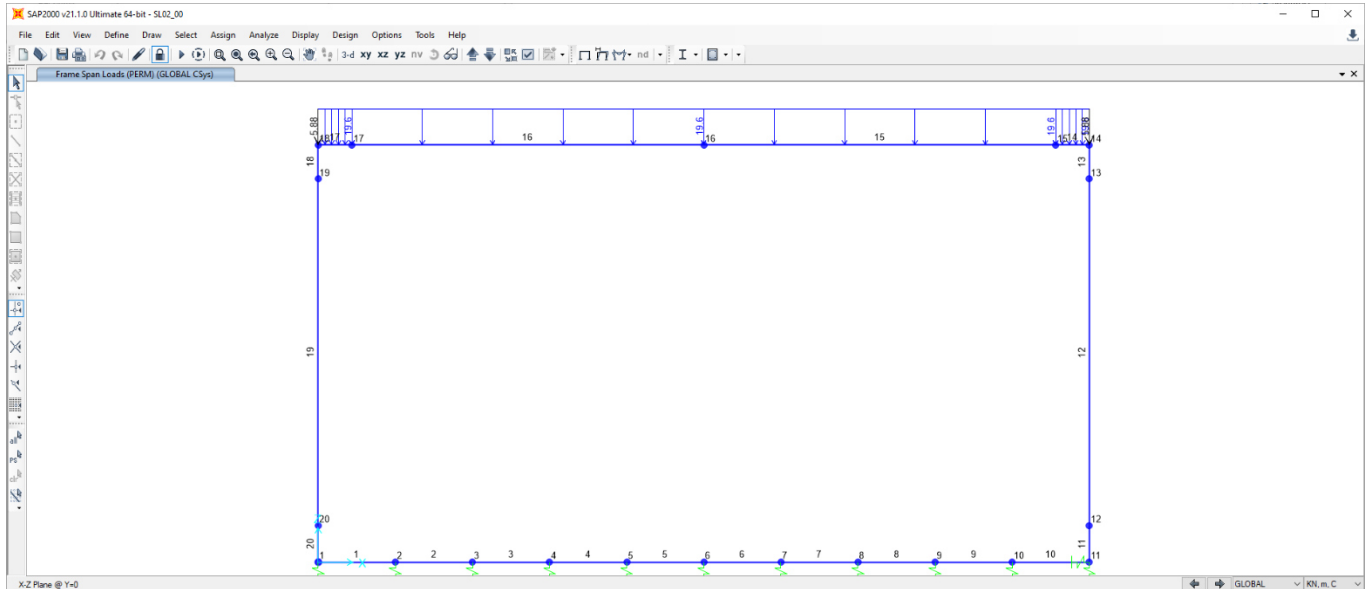
### 8.4.1 Peso proprio della struttura (PP)

Peso proprio della struttura è valutato automaticamente dal programma di calcolo adottato per l’analisi agli elementi finiti attribuendo al c.a. un peso specifico di 25 kN/m<sup>3</sup>.

### 8.4.2 Permanenti Portati (PERM)

I carichi permanenti portati applicati alla soletta sono i seguenti:

Peso specifico ballast	$\gamma_b =$	18.0 kN/m <sup>3</sup>
Altezza ballast	$h_b =$	0.8 m
Peso ballast	$P_b =$	14.4 kN/m <sup>2</sup>
Peso specifico rinterro	$\gamma_r =$	20.0 kN/m <sup>3</sup>
Altezza rinterro	$h_r =$	0.20 m
Peso rinterro	$P_r =$	4.0 kN/m <sup>2</sup>
Peso specifico massetto	$\gamma_m =$	24.0 kN/m <sup>3</sup>
Altezza massetto	$h_m =$	0.05 m
Peso massetto	$P_m =$	1.2 kN/m <sup>2</sup>
Permanente totale	$G_{2perm} =$	19.6 kN/m <sup>2</sup>
Forze di estremità	$G_{2perm} =$	5.88 kN

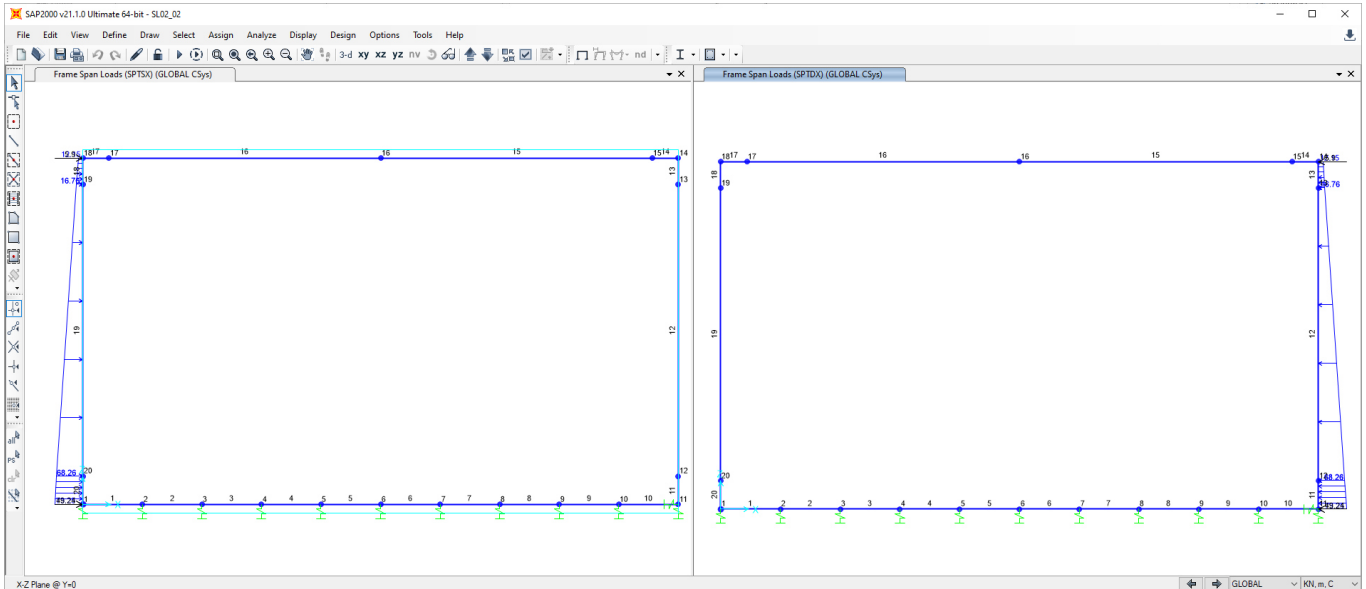


**Figura 47 – Condizione di carico PERM**

### 8.4.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

Per lo scatolare si considera il terreno di rinfianco con un angolo di attrito  $\phi' = 38^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20.0$  kN/m<sup>3</sup>, lungo tutta l'altezza della sezione tipo. Il coefficiente di spinta a riposo viene calcolato utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene il valore  $K_0 = 0.384$ .

Angolo di attrito	$\phi =$	<b>38.0</b> °
Coefficiente di spinta riposo	$k_0 =$	<b>0.384</b>
Pressione estradosso soletta	$P_1 =$	<b>7.53</b> kN/m <sup>2</sup>
Pressione asse soletta	$P_2 =$	<b>12.15</b> kN/m <sup>2</sup>
Pressione asse fondazione	$P_3 =$	<b>73.25</b> kN/m <sup>2</sup>
Pressione intradosso fondazione	$P_4 =$	<b>78.25</b> kN/m <sup>2</sup>
Forza concentrata soletta	$F_1 =$	<b>5.90</b> kN/m
Forza concentrata fondazione	$F_2 =$	<b>49.24</b> kN/m



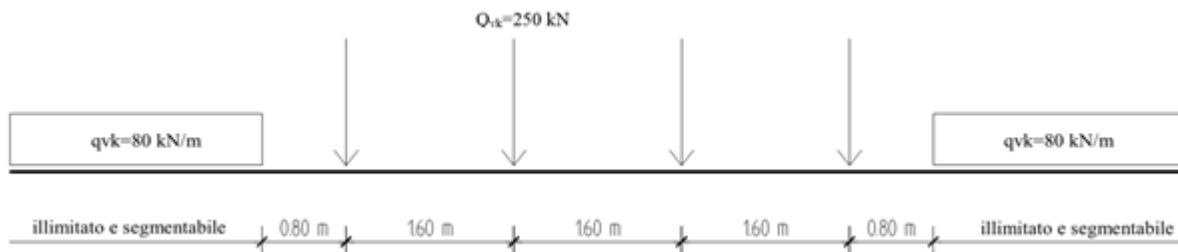
**Figura 48 – Condizione di carico SPTSX e SPTDX**

I carichi concentrati applicati ai nodi della soletta superiore e alla fondazione rappresentano la parte si spinta del terreno esercitata su metà spessore.

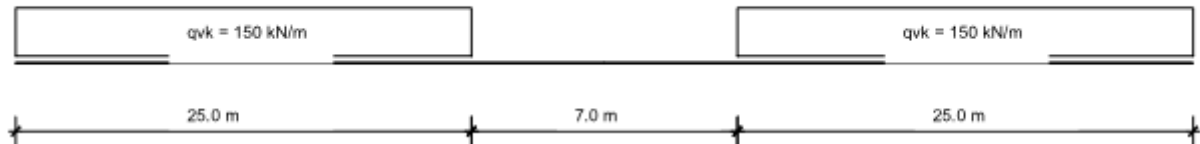
Le due condizioni di carico SPTSX e SPTDX vengono applicate al modello con il valore intero; lo sbilanciamento di tali condizioni viene considerato tramite i coefficienti di combinazione (0.6 SPTDX).

#### 8.4.4 Carichi accidentali e loro ripartizione (ACC)

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera si considera a favore di sicurezza il carico dovuto al treno LM71 applicato sull'intera soletta rispetto al carico SW/2.



**Figura 49 – Carico treno LM71**

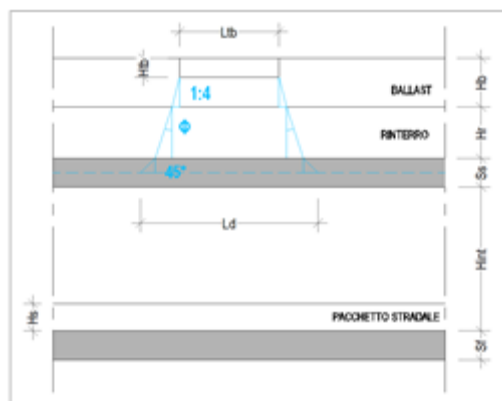


**Figura 50 – Carico treno SW/2**

Per il calcolo del coefficiente dinamico  $\Phi$  si fa riferimento al §5.2.2.2.3 delle NTC18, considerando linee con ridotto standard manutentivo. Nel caso di scatolari, con o senza solettone di fondo, aventi copertura  $h > 1.0\text{m}$ , il coefficiente dinamico può essere ridotto come segue:

$$\Phi_{rid} = \Phi - (h-1.0)/10 \geq 1.0$$

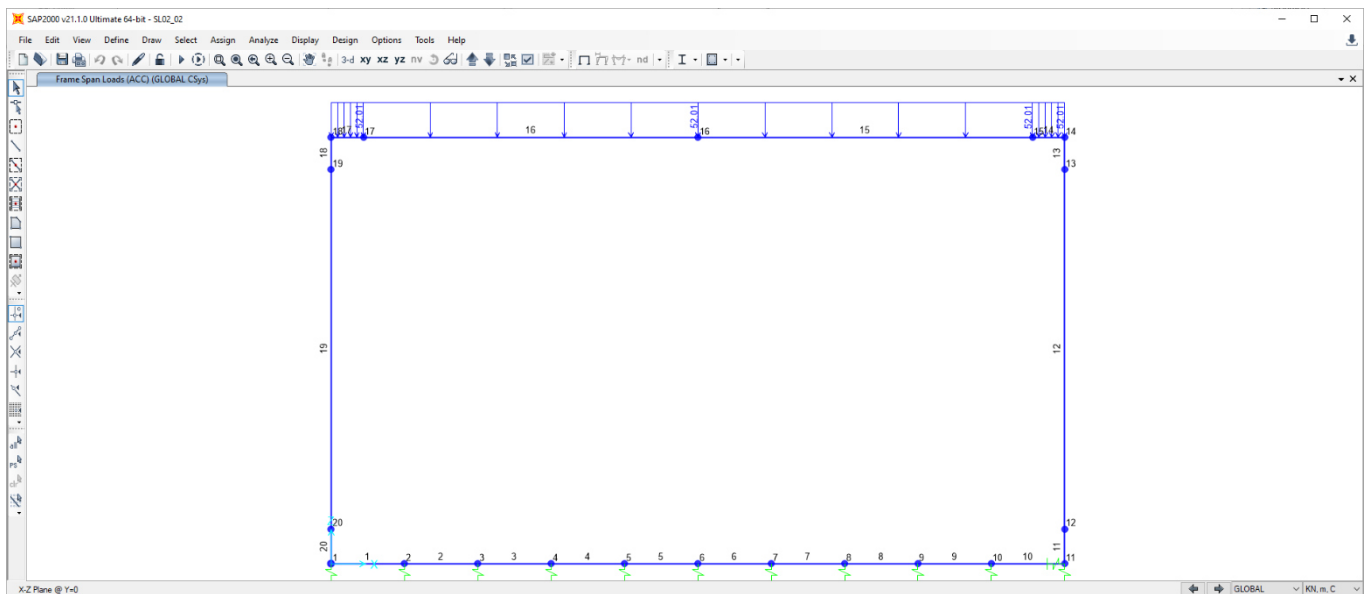
dove  $h$ , in metri, è l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse (Hric). Per le opere con ricoprimenti superiori a 2.50m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.



**Figura 51 – Schema di diffusione trasversale dei carichi ferroviari.**

Sia per il calcolo delle sollecitazioni massime in mezzeria della soletta superiore che per quelle massime all'incastro con i piedritti, il carico dovuto al treno LM71 viene distribuito per tutta la soletta.

Standard manutentivo	RIDOTTO	
Lunghezza caratteristica media	Lm =	9.87 m
Numero luci	nL =	3
Lunghezza caratteristica	L $\phi$ =	12.83 m
Incremento dinamico con ricoprimento	$\Phi 3$ =	1.30
Incremento dinamico ridotto	$\Phi 3$ rid =	1.30
Coefficiente di adattamento	$\alpha$ =	1.10
larghezza diffusione ballast	Ldb =	0.2 m
larghezza diffusione rinterro	Ldr =	0.31 m
larghezza diffusione cls	Ldc =	1.20 m
larghezza di ripartizione	Ld =	4.31 m
Carico distribuito LM71	qvk =	80.00 kN/m
Carico concentrato LM71	Qvk =	250.00 kN
Passo Forze concentrate LM71	a =	1.6 m
Larghezza distribuzione Carichi Qvk	LQvk =	6.4 m
Carico ripartito qvk	Pqv =	26.63 kN/m <sup>2</sup> qvk* $\Phi 3$ * $\alpha$ /Ld
Carico ripartito Qvk	PQv =	52.01 kN/m <sup>2</sup> Qvk* $\Phi 3$ * $\alpha$ /(a*Ld)

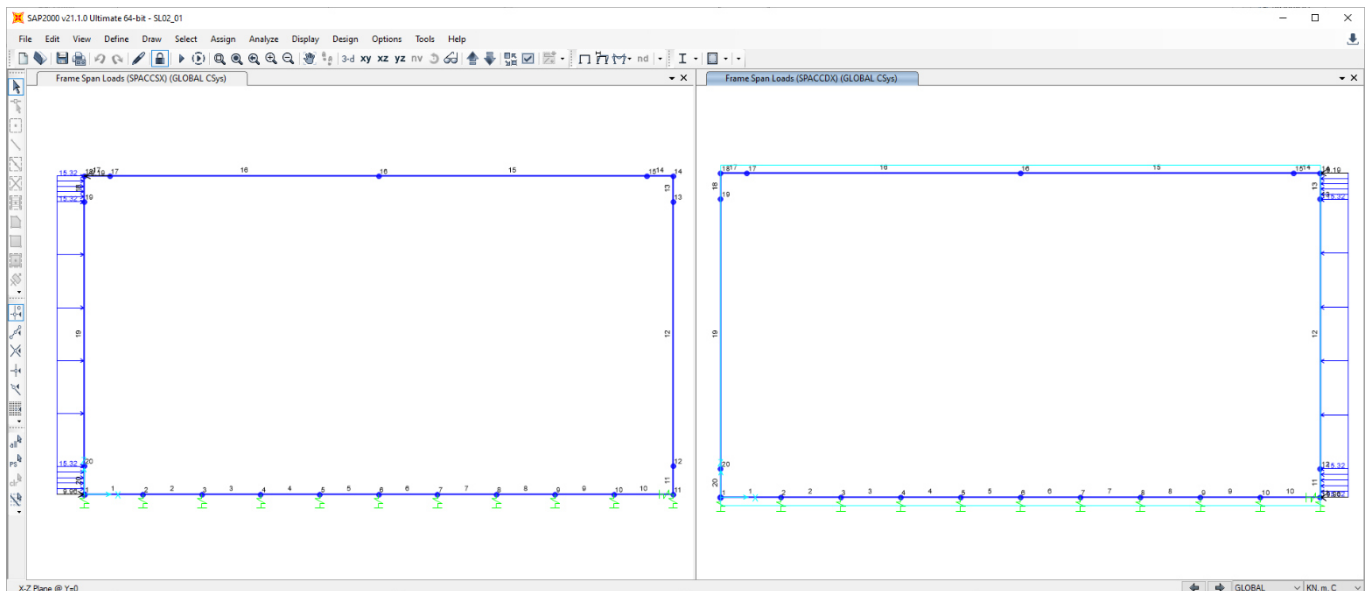


**Figura 52 – Condizione di carico ACC**

#### 8.4.5 Spinta del sovraccarico (SPACCSX e SPACCDX)

Ai fini del calcolo delle spinte ai lati della struttura scatolare si assume il carico verticale da traffico su terrapieno considerando una condizione di spinta in quiete.

Carico concentrato LM71	SQv =	<b>15.32</b> kN/m <sup>2</sup>	$k_0 \cdot Q_{vk} \cdot \alpha / (a \cdot L_d)$
Forza concentrata asse soletta	Fsol =	<b>9.19</b> kN/m	
Forza concentrata asse fondazione	Ffond =	<b>9.96</b> kN/m	

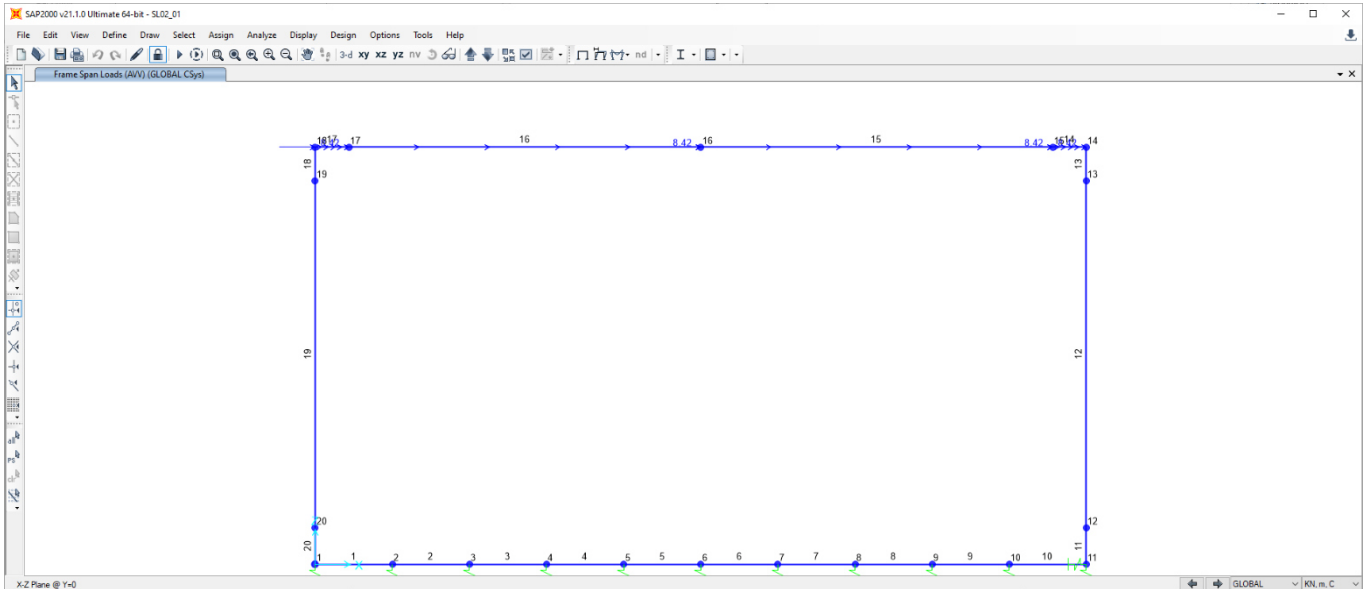


**Figura 53 – Condizione di carico SPACCSX e SPACCDX**

#### 8.4.6 Frenatura e Avviamento (AVV)

Si applicano alla struttura in esame le forze di avviamento e frenatura, considerando la ripartizione definita in precedenza e i relativi carichi applicati alla soletta di copertura.

Avviamento LM71	Av =	<b>33</b> kN/m	
Carico distribuito avviamento LM71	qAv =	<b>8.42</b> kN/m <sup>2</sup>	$\alpha \cdot Av / L_d$



**Figura 54 – Condizione di carico AVV**

#### 8.4.7 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \times W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v \times W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{\max} \times g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Il valore di  $a_{\max}$  è stato definito, allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine relativamente al punto 5 come indicato relazione Geotecnica di riferimento, compreso tra le pk 44+000 e pk44+700 (39.907311, 15.775658, Punto 5). Il suolo sismico assunto per l'unità geotecnica S1 è di tipo C.

$$a_{\max} = S * a_g = S_s * S_t * a_g$$

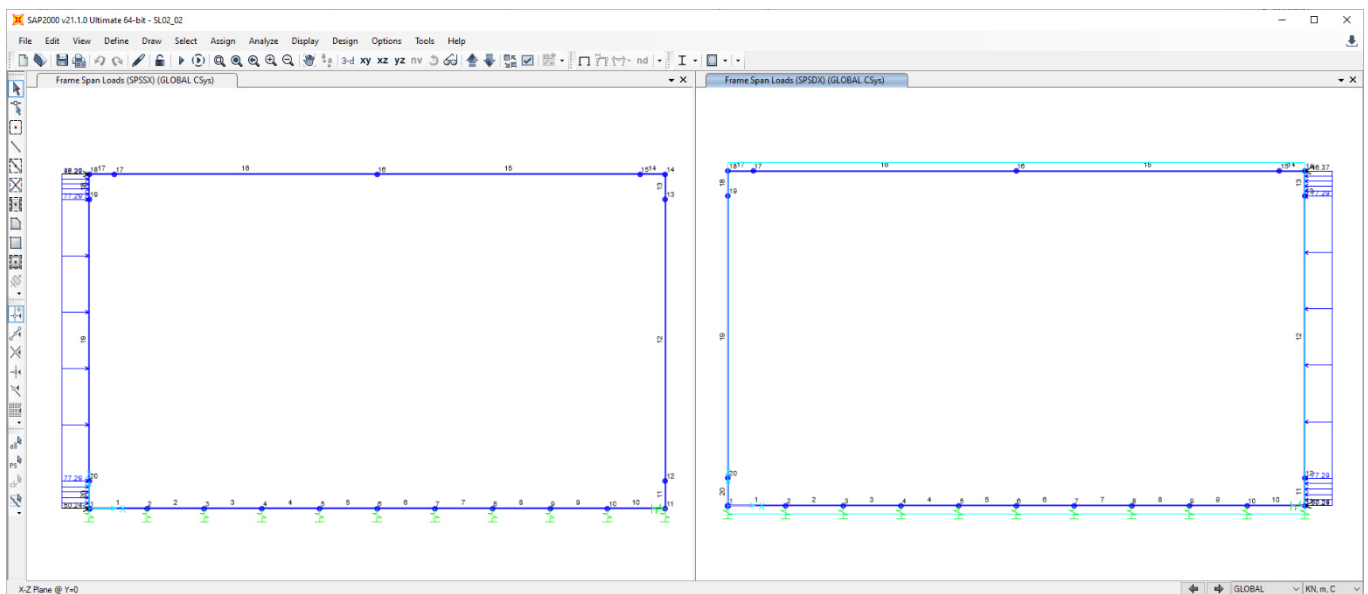


Tipo di suolo		<b>C</b>	
accelerazione di picco	$ag(g) =$	<b>0.296</b>	
Coefficiente di suolo	$S_s =$	<b>1.28</b>	$S = S_s * S_t$
Coefficiente topografico	$S_t =$	<b>1.00</b>	
Coefficiente di spinta orizzontale	$kh =$	<b>0.379</b>	$ag/g_{max} = S * ag/g$
Coefficiente di spinta verticale	$kv =$	<b>0.189</b>	$kh/2$

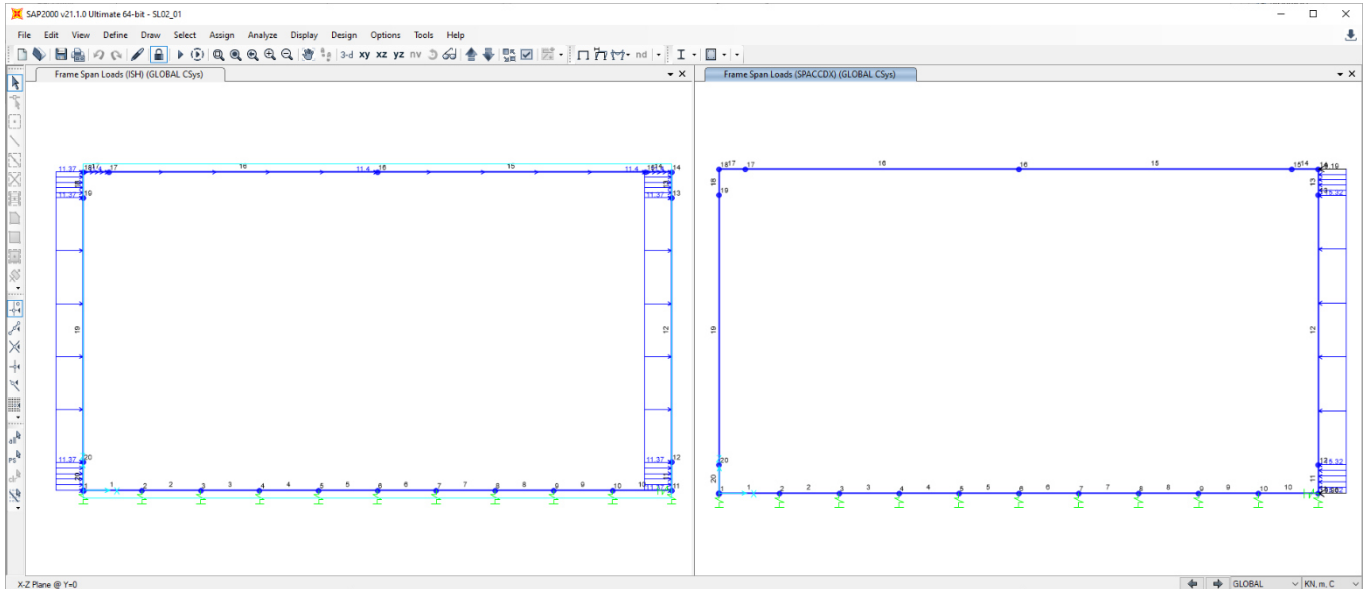
<b>Forze di inerzia - sisma H</b>	<b>ISH</b>	
Percentuale carico mobile	%	<b>20%</b>
Forza orizzontale su soletta	$F_h =$	<b>11.40</b> kN/m <sup>2</sup>
Forza orizzontale su piedritti	$F'h =$	<b>11.37</b> kN/m <sup>2</sup>

<b>Forze di inerzia - sisma V</b>	<b>ISV</b>	
Forza verticale su soletta	$F_v =$	<b>5.70</b> kN/m <sup>2</sup>

<b>Spinta sismica terreno</b>	<b>SPSsx/dx</b>	
Forza distribuita sui piedritti	$E_{sh} =$	<b>77.29</b> kN/m <sup>2</sup>
Forze concentrata soletta	$F_{sol} =$	<b>46.37</b> kN/m
Forze concentrata fondazione	$F_{fond} =$	<b>50.24</b> kN/m



**Figura 55 – Condizione di carico SPSSX e SPSPDX**

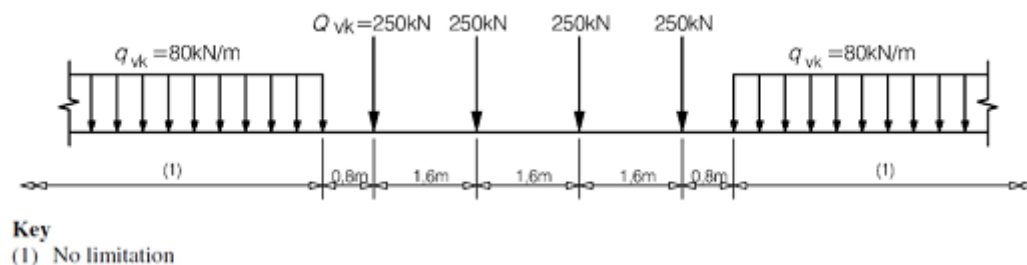


**Figura 56 – Condizione di carico ISH e ISV**

## 8.5 Verifica requisiti S.T.I.

Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si dà evidenza che l'opera in esame è idonea a sostenere tale carico.

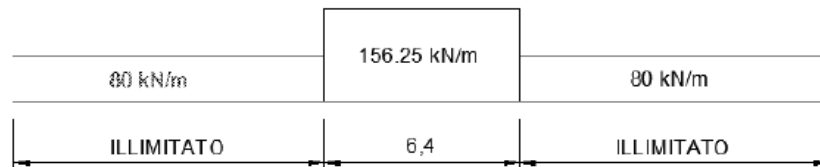
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



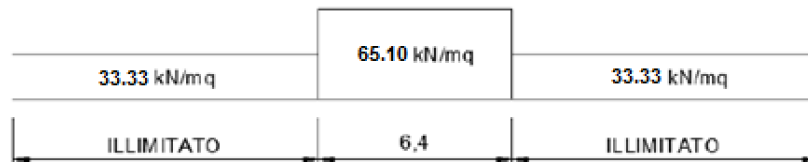
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando che la distribuzione trasversale dei carichi è su una larghezza massima di 3 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si utilizza una larghezza di progetto pari a 2.60 m in quanto risulta cautelativo rispetto a quanto previsto dalla norma sopra citata. Si ricava, quindi, il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



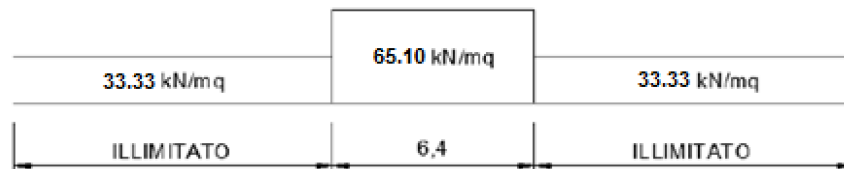
A tali carichi si deve applicare il coefficiente  $\alpha$  relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

**Fattore alfa ( $\alpha$ ) per la progettazione di strutture nuove**

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa ( $\alpha$ )
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente  $\alpha$  è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P4 per il traffico passeggeri ed F2 per il traffico merci per cui alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



In conclusione nell'opera in oggetto la ripartizione del carico a quota del piano di regolamento è stata effettuata considerando una distribuzione in senso trasversale secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast per cui risulta:

$$L_d = 2,6 + 0,40 / 4 * 2 = \mathbf{2,80 \text{ m}}$$

anziché:

$$L_d = 3,0 + 0,40 / 4 * 2 = \mathbf{3,20 \text{ m}}$$

come previsto dalla EN 1991 – 2:2003/AC:2010 che risulterebbe meno gravoso.

Longitudinalmente invece i carichi assiali sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

A tali carichi è stato applicato un coefficiente  $\alpha$  pari a 1.1 come indicato nel manuale di progettazione per cui in definitiva il carico considerato a quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

$$q_1 = 4 \cdot 250 / 6.4 / 2.80 = 55.80 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 80 / 2.60 = 30.77 \text{ kN/m}^2$$

a vantaggio di sicurezza rispetto ai carichi calcolati con riferimento alle STI.

## 8.6 Combinazioni di carico

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 17/01/2018 di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

**Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte**

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	-	1,0 (LM 71" + "SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	0,75 (LM 71" + "SW/0)	1,0 SW/2
≥3	secondo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	0,75 (LM 71" + "SW/0)	1,0 (LM 71" + "SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71" + "SW/0)	-

<sup>(1)</sup> LM71 " + " SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

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.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3. Nella tabella 5.2.III vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari caricati.

I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come  $Q_{ki}$ .

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

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	$\gamma_{Ced}$	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
	$gr_1$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$gr_2$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$gr_3$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	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.





Carico	SLU14	SLU15	SLU16	SLU17	SLU18	SLU19	SLU20	SLU21	SLU22	SLU23	SLU24	SLU25	SLU26
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	0.60	0.60	0.60	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.60	0.60	0.60	0.60
ACC	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0.00	1.45	0.00	1.45	1.45	1.16	1.16	1.16
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00
SPACCDX	1.45	0.00	0.00	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0.00	1.16	1.16	1.16
AVV	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

Carico	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4	SLV5	SLV6	SLV7	SLV8
PP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACC	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
SPACCSX	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
AVV	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
ISH	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30
ISV	0.30	-0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30
SPSSX	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00
SPSDX	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30

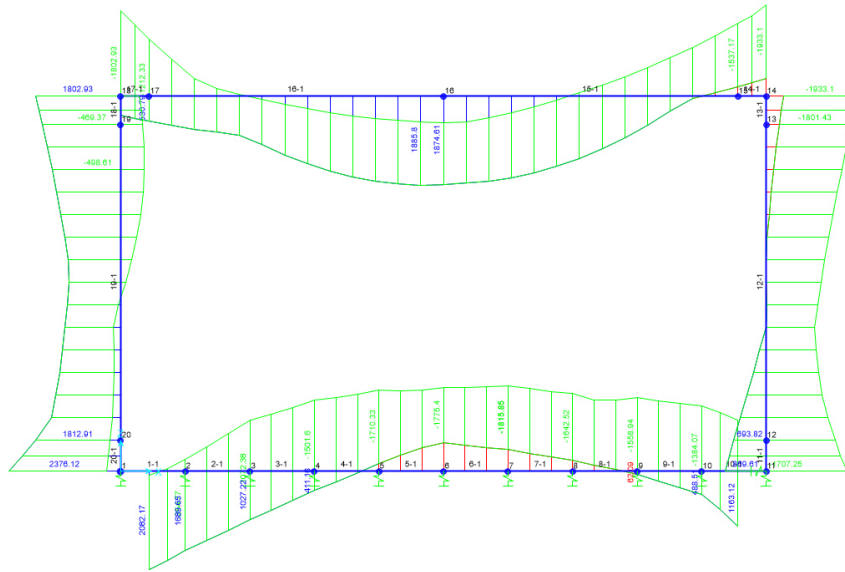
Carico	SLV9	SLV10	SLV11	SLV12	SLV13	SLV14	SLV15	SLV16
PP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
ACC	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
SPACCSX	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
AVV	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
ISH	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30
ISV	0.30	-0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30	-0.30
SPSSX	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00
SPSDX	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30

Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni SH vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni SV per Sisma V=-0.3.

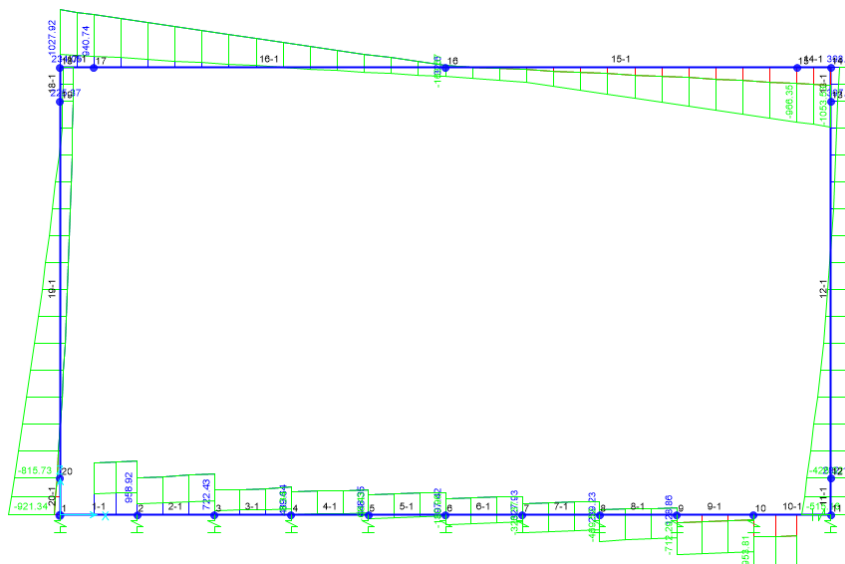
Oltre alle verifiche agli stati limite ultimi di tipo strutturale, sono prese in considerazione anche le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) di cui alle NTC2018, relative a condizioni di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

## 8.7 Caratteristiche delle sollecitazioni

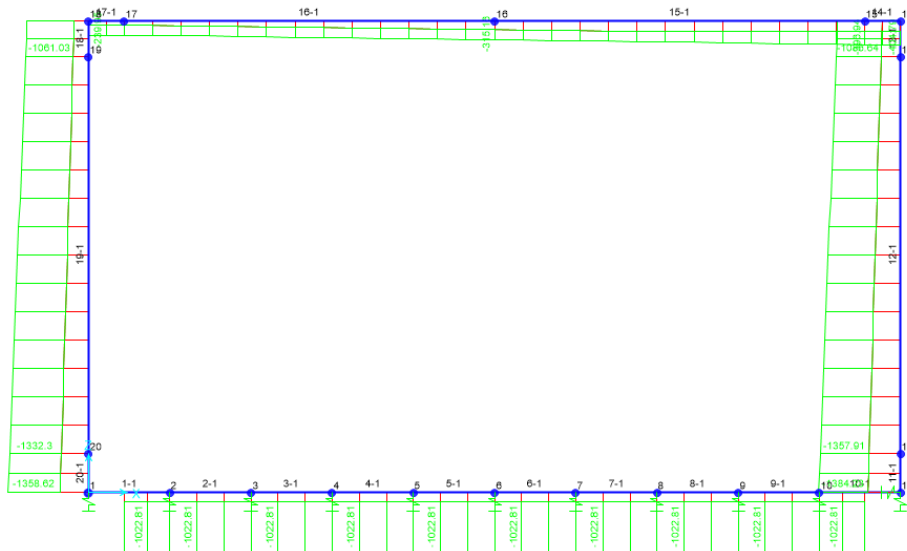
### 8.7.1 Diagrammi delle sollecitazioni



**Figura 57 – Momento Flettente – Inviluppo SLU/SLV**



**Figura 58 – Sforzo di taglio – Inviluppo SLU/SLV**



**Figura 59 – Sforzo Normale – Involuppo SLU/SLV**

### 8.7.2 Involuppo SLU/SLV

Le sollecitazioni massime ottenute sono riportate nella tabella seguente:

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	
1	0.60	INVSLUSLV	Combination	Max	-154.67	925.14	0.00	0.00	0.00	2082.17	1-1	
1	1.37	INVSLUSLV	Combination	Max	-154.67	958.92	0.00	0.00	0.00	1689.65	1-1	
1	0.60	INVSLUSLV	Combination	Min	-1022.81	369.06	0.00	0.00	0.00	85.87	1-1	
1	1.37	INVSLUSLV	Combination	Min	-1022.81	394.08	0.00	0.00	0.00	-254.77	1-1	
6	0.00	INVSLUSLV	Combination	Max	-154.67	283.41	0.00	0.00	0.00	-602.26	6-1	
6	0.91	INVSLUSLV	Combination	Max	-154.67	313.09	0.00	0.00	0.00	-498.12	6-1	
6	1.37	INVSLUSLV	Combination	Max	-154.67	327.93	0.00	0.00	0.00	-456.22	6-1	
6	0.00	INVSLUSLV	Combination	Min	-1022.81	-180.96	0.00	0.00	0.00	-1775.40	6-1	
6	0.91	INVSLUSLV	Combination	Min	-1022.81	-140.90	0.00	0.00	0.00	-1793.22	6-1	
6	1.37	INVSLUSLV	Combination	Min	-1022.81	-120.87	0.00	0.00	0.00	-1815.85	6-1	
10	0.00	INVSLUSLV	Combination	Max	-154.67	-396.42	0.00	0.00	0.00	488.51	10-1	
10	0.77	INVSLUSLV	Combination	Max	-154.67	-371.41	0.00	0.00	0.00	1163.12	10-1	
10	0.00	INVSLUSLV	Combination	Min	-1022.81	-953.81	0.00	0.00	0.00	-1384.07	10-1	
10	0.77	INVSLUSLV	Combination	Min	-1022.81	-920.04	0.00	0.00	0.00	-1086.61	10-1	

15	0.00	INVSLUSLV	Combination	Max	-165.20	-277.35	0.00	0.00	0.00	-197.07	15-1
15	0.48	INVSLUSLV	Combination	Max	-165.20	-253.50	0.00	0.00	0.00	-69.46	15-1
15	1.44	INVSLUSLV	Combination	Max	-165.20	-205.82	0.00	0.00	0.00	306.82	15-1
15	2.40	INVSLUSLV	Combination	Max	-165.20	-158.14	0.00	0.00	0.00	880.01	15-1
15	3.37	INVSLUSLV	Combination	Max	-165.20	-110.45	0.00	0.00	0.00	1318.86	15-1
15	4.33	INVSLUSLV	Combination	Max	-165.20	-62.77	0.00	0.00	0.00	1623.36	15-1
15	5.77	INVSLUSLV	Combination	Max	-147.70	8.76	0.00	0.00	0.00	1840.39	15-1
15	6.25	INVSLUSLV	Combination	Max	-141.83	32.60	0.00	0.00	0.00	1874.61	15-1
15	0.00	INVSLUSLV	Combination	Min	-396.94	-966.35	0.00	0.00	0.00	-1537.17	15-1
15	0.48	INVSLUSLV	Combination	Min	-390.65	-896.49	0.00	0.00	0.00	-1280.21	15-1
15	1.44	INVSLUSLV	Combination	Min	-378.07	-756.78	0.00	0.00	0.00	-814.28	15-1
15	2.40	INVSLUSLV	Combination	Min	-365.48	-617.06	0.00	0.00	0.00	-414.42	15-1
15	3.37	INVSLUSLV	Combination	Min	-352.90	-477.35	0.00	0.00	0.00	-68.44	15-1
15	4.33	INVSLUSLV	Combination	Min	-340.32	-337.64	0.00	0.00	0.00	223.66	15-1
15	5.77	INVSLUSLV	Combination	Min	-321.45	-193.34	0.00	0.00	0.00	551.75	15-1
15	6.25	INVSLUSLV	Combination	Min	-315.16	-163.67	0.00	0.00	0.00	567.77	15-1
16	0.00	INVSLUSLV	Combination	Max	-141.83	32.60	0.00	0.00	0.00	1874.61	16-1
16	0.48	INVSLUSLV	Combination	Max	-135.96	102.46	0.00	0.00	0.00	1885.80	16-1
16	1.44	INVSLUSLV	Combination	Max	-124.22	242.17	0.00	0.00	0.00	1807.43	16-1
16	2.40	INVSLUSLV	Combination	Max	-112.48	381.88	0.00	0.00	0.00	1594.72	16-1
16	3.37	INVSLUSLV	Combination	Max	-100.74	521.60	0.00	0.00	0.00	1247.67	16-1
16	4.33	INVSLUSLV	Combination	Max	-89.00	661.31	0.00	0.00	0.00	821.50	16-1
16	5.77	INVSLUSLV	Combination	Max	-71.39	870.88	0.00	0.00	0.00	620.50	16-1
16	6.25	INVSLUSLV	Combination	Max	-65.52	940.74	0.00	0.00	0.00	530.79	16-1
16	0.00	INVSLUSLV	Combination	Min	-315.16	-163.67	0.00	0.00	0.00	567.77	16-1
16	0.48	INVSLUSLV	Combination	Min	-308.87	-135.65	0.00	0.00	0.00	546.36	16-1
16	1.44	INVSLUSLV	Combination	Min	-296.29	-79.61	0.00	0.00	0.00	469.17	16-1
16	2.40	INVSLUSLV	Combination	Min	-283.71	-23.57	0.00	0.00	0.00	346.12	16-1
16	3.37	INVSLUSLV	Combination	Min	-271.13	32.47	0.00	0.00	0.00	177.23	16-1
16	4.33	INVSLUSLV	Combination	Min	-258.55	88.51	0.00	0.00	0.00	-37.51	16-1
16	5.77	INVSLUSLV	Combination	Min	-239.95	172.58	0.00	0.00	0.00	-776.84	16-1
16	6.25	INVSLUSLV	Combination	Min	-239.95	200.60	0.00	0.00	0.00	-1212.33	16-1
12	0.00	INVSLUSLV	Combination	Max	-531.92	282.19	0.00	0.00	0.00	693.82	12-1
12	0.96	INVSLUSLV	Combination	Max	-503.21	308.39	0.00	0.00	0.00	412.56	12-1
12	1.44	INVSLUSLV	Combination	Max	-488.86	319.91	0.00	0.00	0.00	275.09	12-1
12	1.91	INVSLUSLV	Combination	Max	-474.50	330.37	0.00	0.00	0.00	145.38	12-1

12	2.39	INVSLUSLV	Combination	Max	-460.15	339.78	0.00	0.00	0.00	6.00	12-1
12	2.87	INVSLUSLV	Combination	Max	-445.80	348.13	0.00	0.00	0.00	-8.70	12-1
12	3.35	INVSLUSLV	Combination	Max	-431.45	355.42	0.00	0.00	0.00	13.40	12-1
12	3.83	INVSLUSLV	Combination	Max	-417.09	361.66	0.00	0.00	0.00	10.67	12-1
12	4.31	INVSLUSLV	Combination	Max	-402.74	366.84	0.00	0.00	0.00	-16.05	12-1
12	4.79	INVSLUSLV	Combination	Max	-388.39	372.63	0.00	0.00	0.00	-65.92	12-1
12	5.26	INVSLUSLV	Combination	Max	-374.03	381.38	0.00	0.00	0.00	-102.68	12-1
12	5.74	INVSLUSLV	Combination	Max	-359.68	388.36	0.00	0.00	0.00	-147.07	12-1
12	6.70	INVSLUSLV	Combination	Max	-330.98	397.04	0.00	0.00	0.00	-272.35	12-1
12	0.00	INVSLUSLV	Combination	Min	-1357.91	-426.32	0.00	0.00	0.00	-1461.80	12-1
12	0.96	INVSLUSLV	Combination	Min	-1319.16	-301.41	0.00	0.00	0.00	-1187.51	12-1
12	1.44	INVSLUSLV	Combination	Min	-1299.78	-241.60	0.00	0.00	0.00	-1103.09	12-1
12	1.91	INVSLUSLV	Combination	Min	-1280.41	-183.55	0.00	0.00	0.00	-1059.03	12-1
12	2.39	INVSLUSLV	Combination	Min	-1261.03	-135.45	0.00	0.00	0.00	-1029.98	12-1
12	2.87	INVSLUSLV	Combination	Min	-1241.66	-93.79	0.00	0.00	0.00	-1088.56	12-1
12	3.35	INVSLUSLV	Combination	Min	-1222.28	-54.51	0.00	0.00	0.00	-1160.76	12-1
12	3.83	INVSLUSLV	Combination	Min	-1202.90	-17.60	0.00	0.00	0.00	-1238.81	12-1
12	4.31	INVSLUSLV	Combination	Min	-1183.53	16.93	0.00	0.00	0.00	-1322.18	12-1
12	4.79	INVSLUSLV	Combination	Min	-1164.15	46.82	0.00	0.00	0.00	-1410.39	12-1
12	5.26	INVSLUSLV	Combination	Min	-1144.77	68.94	0.00	0.00	0.00	-1502.93	12-1
12	5.74	INVSLUSLV	Combination	Min	-1125.40	89.63	0.00	0.00	0.00	-1599.28	12-1
12	6.70	INVSLUSLV	Combination	Min	-1086.64	126.74	0.00	0.00	0.00	-1801.43	12-1
19	0.00	INVSLUSLV	Combination	Max	-259.44	225.37	0.00	0.00	0.00	1664.96	19-1
19	0.96	INVSLUSLV	Combination	Max	-288.15	205.81	0.00	0.00	0.00	1458.05	19-1
19	1.44	INVSLUSLV	Combination	Max	-302.50	193.39	0.00	0.00	0.00	1362.45	19-1
19	1.91	INVSLUSLV	Combination	Max	-316.85	179.21	0.00	0.00	0.00	1273.23	19-1
19	2.39	INVSLUSLV	Combination	Max	-331.21	163.26	0.00	0.00	0.00	1191.21	19-1
19	2.87	INVSLUSLV	Combination	Max	-345.56	145.56	0.00	0.00	0.00	1118.77	19-1
19	3.35	INVSLUSLV	Combination	Max	-359.91	126.10	0.00	0.00	0.00	1102.80	19-1
19	3.83	INVSLUSLV	Combination	Max	-374.27	104.87	0.00	0.00	0.00	1134.45	19-1
19	4.31	INVSLUSLV	Combination	Max	-388.62	81.89	0.00	0.00	0.00	1176.67	19-1
19	4.79	INVSLUSLV	Combination	Max	-402.97	57.14	0.00	0.00	0.00	1230.31	19-1
19	5.26	INVSLUSLV	Combination	Max	-417.32	30.64	0.00	0.00	0.00	1296.22	19-1
19	5.74	INVSLUSLV	Combination	Max	-431.68	2.37	0.00	0.00	0.00	1375.23	19-1
19	6.70	INVSLUSLV	Combination	Max	-460.38	-59.44	0.00	0.00	0.00	1812.91	19-1

19	0.00	INVSLUSLV	Combination	Min	-1061.37	39.16	0.00	0.00	0.00	-318.76	19-1
19	0.95	INVSLUSLV	Combination	Min	-1099.67	-41.14	0.00	0.00	0.00	-328.70	19-1
19	1.42	INVSLUSLV	Combination	Min	-1118.83	-94.79	0.00	0.00	0.00	-296.61	19-1
19	1.89	INVSLUSLV	Combination	Min	-1137.98	-150.16	0.00	0.00	0.00	-238.74	19-1
19	2.37	INVSLUSLV	Combination	Min	-1157.14	-207.25	0.00	0.00	0.00	-154.27	19-1
19	2.84	INVSLUSLV	Combination	Min	-1176.29	-266.06	0.00	0.00	0.00	-48.16	19-1
19	3.31	INVSLUSLV	Combination	Min	-1195.44	-326.59	0.00	0.00	0.00	80.95	19-1
19	3.78	INVSLUSLV	Combination	Min	-1214.60	-388.84	0.00	0.00	0.00	228.28	19-1
19	4.26	INVSLUSLV	Combination	Min	-1233.75	-452.81	0.00	0.00	0.00	209.60	19-1
19	4.73	INVSLUSLV	Combination	Min	-1252.91	-518.50	0.00	0.00	0.00	202.00	19-1
19	5.20	INVSLUSLV	Combination	Min	-1272.06	-585.91	0.00	0.00	0.00	206.29	19-1
19	5.68	INVSLUSLV	Combination	Min	-1291.21	-655.04	0.00	0.00	0.00	223.28	19-1
19	6.15	INVSLUSLV	Combination	Min	-1310.37	-725.89	0.00	0.00	0.00	253.79	19-1

Sintesi sollecitazioni massime e minime:

	SLU/SLV	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Fondazione	Text	m	Text	KN	KN	KN-m
Vmax	958.92	1-1	1.37	INVSLUSLV	-154.67	<b>958.92</b>	1 689.65
Vmin	-953.81	10-1	0.00	INVSLUSLV	-1 022.81	<b>-953.81</b>	-1 384.07
Mmax	2 082.17	1-1	0.60	INVSLUSLV	-154.67	925.14	<b>2 082.17</b>
Mmin	-1 815.85	6-1	1.37	INVSLUSLV	-1 022.81	-120.87	<b>-1 815.85</b>

	SLU/SLV	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Soletta	Text	m	Text	KN	KN	KN-m
Vmax	940.74	16-1	6.25	INVSLUSLV	-65.52	<b>940.74</b>	530.79
Vmin	-966.35	15-1	0.00	INVSLUSLV	-396.94	<b>-966.35</b>	-1 537.17
Mmax	1 885.80	16-1	0.48	INVSLUSLV	-135.96	102.46	<b>1 885.80</b>
Mmin	-1 537.17	15-1	0.00	INVSLUSLV	-396.94	-966.35	<b>-1 537.17</b>



	SLU/SLV	Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
	Piedritti	Text	m	Text	KN	KN	KN-m
Vmax	397.04	12-1	6.70	INVSLUSLV	-330.98	<b>397.04</b>	-272.35
Vmin	-815.73	19-1	6.70	INVSLUSLV	-1 332.30	<b>-815.73</b>	222.25
Mmax	1 812.91	19-1	6.70	INVSLUSLV	-460.38	-59.44	<b>1 812.91</b>
Mmin	-1 801.43	12-1	6.70	INVSLUSLV	-1 086.64	126.74	<b>-1 801.43</b>

Le sollecitazioni sono compatibili con la resistenza delle sezioni scelte.