

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 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO

SOTTOVIA

Elaborati generali

Relazione tecnico descrittiva e predimensionamento dei sottovia

SCALA:

-

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

RC2A B1 R 11 CL SL0000 001 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E.Sellari 	Dic-2021	G. Cusa 	Dic-2021	I.D'Amore 	Dic-2021	L.Berardi Sett-2023
B	Emissione esecutiva	E.Sellari 	Lug-2023	G. Cusa 	Lug-2023	I.D'Amore 	Lug-2023	
C	Emissione esecutiva	M.Gerbasio 	Sett-2023	G. Cusa 	Sett-2023	I.D'Amore 	Sett-2023	



File: RC2A.B.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	VERIFICA REQUISITI S.T.I.	32
6.6	COMBINAZIONI DI CARICO	35
6.7	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI	39

6.7.1	<i>Diagrammi delle sollecitazioni</i>	39
6.7.2	<i>Sintesi sollecitazioni</i>	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	<i>Peso proprio della struttura (PP)</i>	59
7.4.2	<i>Permanenti Portati (PERM)</i>	59
7.4.3	<i>Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)</i>	60
7.4.4	<i>Carichi accidentali e loro ripartizione (ACC)</i>	61
7.4.5	<i>Spinta del sovraccarico (SPACCSX)</i>	66
7.4.6	<i>Frenatura e Avviamento (AVV)</i>	67
7.4.7	<i>Azione sismica</i>	68
7.5	VERIFICA REQUISITI S.T.I.	70
7.6	COMBINAZIONI DI CARICO	73
7.7	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI	77
7.7.1	<i>Diagrammi delle sollecitazioni</i>	77
7.7.2	<i>Sintesi sollecitazioni</i>	85
8	SOTTOVIA TIPO 3	90
8.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	91
8.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	94
8.3	MODELLAZIONE ADOTTATA	95
8.4	ANALISI DEI CARICHI	97
8.4.1	<i>Peso proprio della struttura (PP)</i>	97

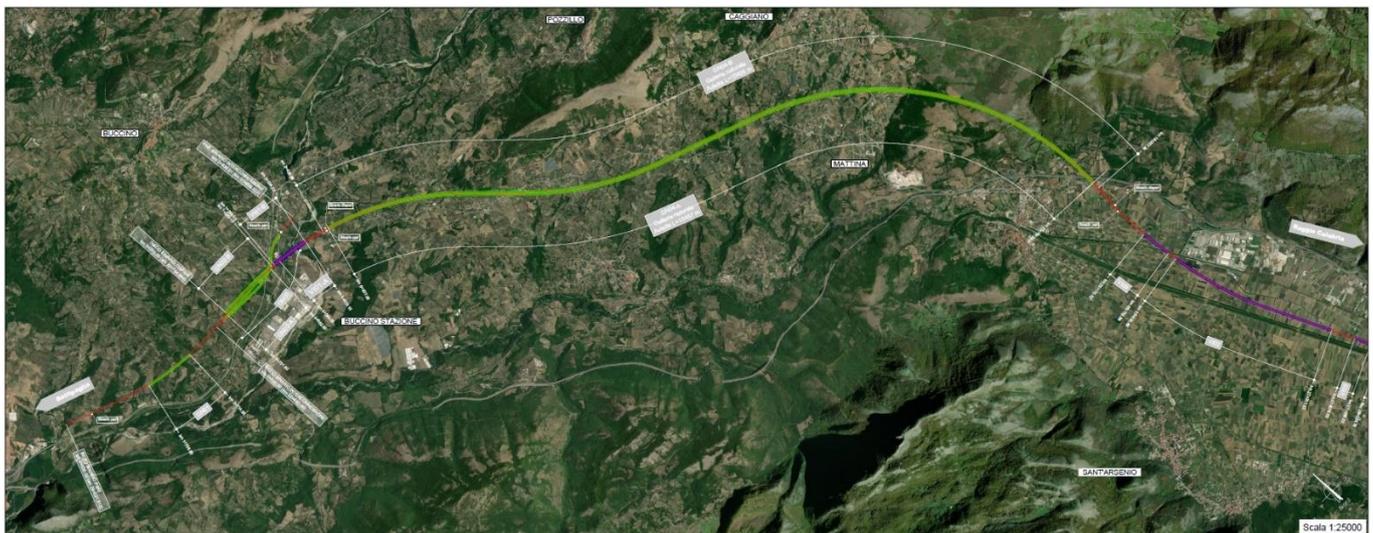
8.4.2	<i>Permanenti Portati (PERM)</i>	97
8.4.3	<i>Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)</i>	98
8.4.4	<i>Carichi accidentali e loro ripartizione (ACC)</i>	99
8.4.5	<i>Spinta del sovraccarico (SPACCSX)</i>	104
8.4.6	<i>Frenatura e Avviamento (AVV)</i>	105
8.4.7	<i>Azione sismica</i>	105
8.5	VERIFICA REQUISITI S.T.I.	108
8.6	COMBINAZIONI DI CARICO	112
8.7	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI	116
8.7.1	<i>Diagrammi delle sollecitazioni</i>	116
8.7.2	<i>Sintesi sollecitazioni</i>	124

1 PREMESSA

La presente progettazione di fattibilità tecnica ed economica ha ad oggetto il **lotto 1b Romagnano – Buonabitacolo**, che integra quanto previsto nell'ambito del lotto precedente (1a Battipaglia-Romagnano) realizzando di fatto il doppio binario fino alla stazione di Buonabitacolo e completando l'interconnessione di Romagnano con il ramo relativo al binario pari.

Il tracciato del presente lotto si sviluppa in doppio binario per circa 50 km con una velocità di tracciato di 300 km/h, tranne che per il ramo dell'Interconnessione di Romagnano con innesto sulla LS Battipaglia – Potenza C.le, progettato a 100 km/h. Dato l'assetto finale previsto nel precedente lotto, l'inizio dell'intervento è ubicato in punti diversi, iniziando il binario pari laddove nel lotto 1a era previsto il passaggio doppio/singolo binario, mentre invece il binario dispari inizia a partire dal punto in cui nell'altro lotto era presente la deviazione verso la LS Battipaglia – Potenza C.le (ramo dispari della Interconnessione di Romagnano).

Il tracciato attraversa i territori di Buccino, Auletta, Caggiano, Polla, Atena Lucana, Sant'Arzenio, Sala Consilina, Sassano e Padula, tutti nella Provincia di Salerno.



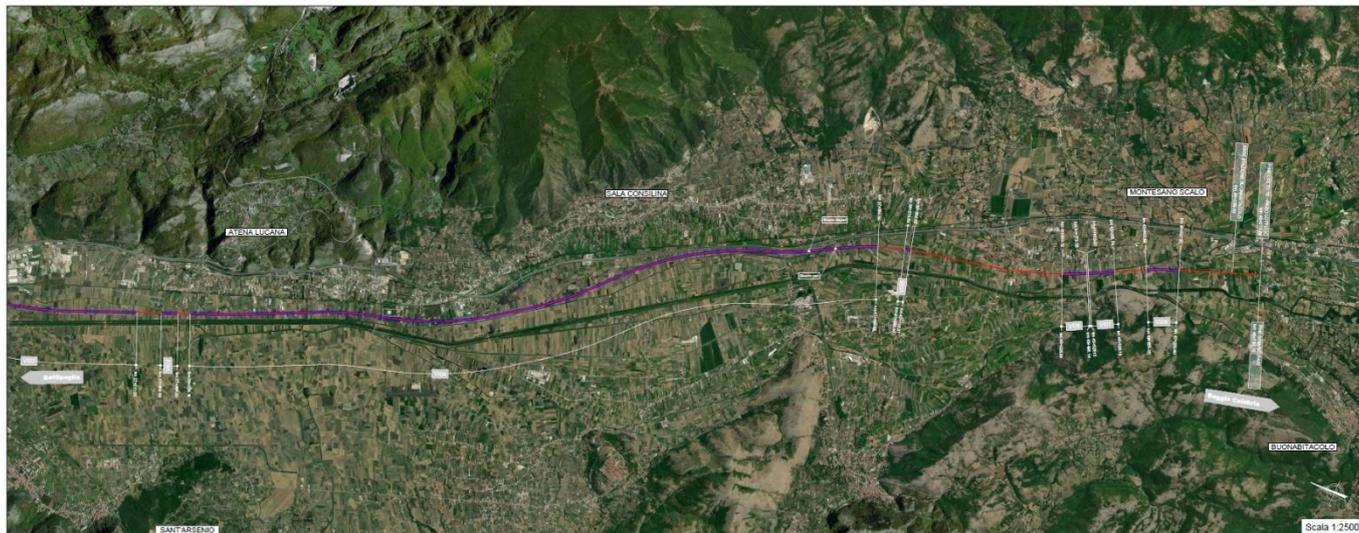


Figura 1 Lotto 1b Romagnano-Buonabitacolo. Corografia dell'intervento

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 Romagnano-Buonabitacolo (Lotto 1b).

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)	(-)	(-)	(-)
SL01	22+856,60	Vicinale pav.	2	5.00m pavimentata
SL02	23+152,50	Vicinale sterrata	1	3.00m sterrata
SL20	41+881,90	NV46	1	6.50m pavimentata
SL21	42+225,40	Vicinale sterrata	2	3.00m sterrata

SL12	42+840,20	Vicinale pav.	3	4.00m pavimentata
SL13	43+260,45	Vicinale sterrata	1	4.00m sterrata
SL14	43+551,50	NV15-A	1	4.00m sterrata
SL16	44+232,10	Vicinale pav.	2	7.50m pavimentata
SL22	44+602,85	Vicinale sterrata	1	3.00m sterrata
SL23	47+553,70	SC LA MANNI	3	5.00m pavimentata
SL24	48+686,17	Vicinale sterrata	1	3.00m sterrata

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 0.24 m ad un massimo di 3.28m.

Il sottovia TIPO2 è costituito da una struttura scatolare in c.a. a singola canna, caratterizzato da una larghezza utile di 11.00 m e un'altezza libera di 6.15 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 varia da un minimo di 0.28 m ad un massimo di 1.49m.

Il sottovia TIPO3 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 2.42 m ad un massimo di 4.18m.

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 Nmm²

≥ 50φ

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^a 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^a 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^a 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.

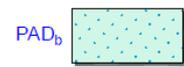
5.2 Inquadramento geotecnico

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_{e2}

Supersistema del Vallo di Diano



PAD_b

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 SL02 facente parte della tipologia in oggetto:

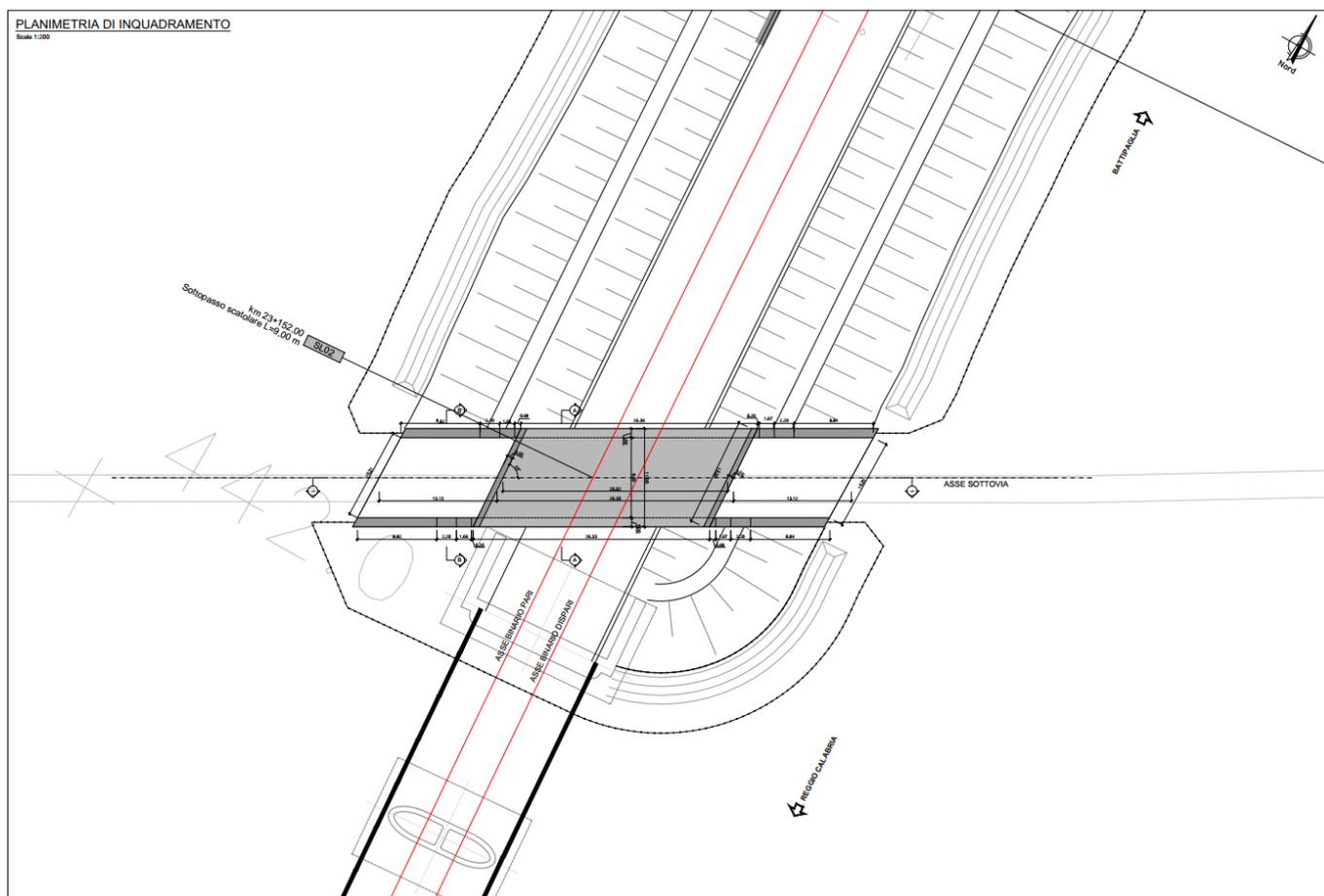


Figura 2 – Planimetria dell'opera – Sottovia SL02

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]

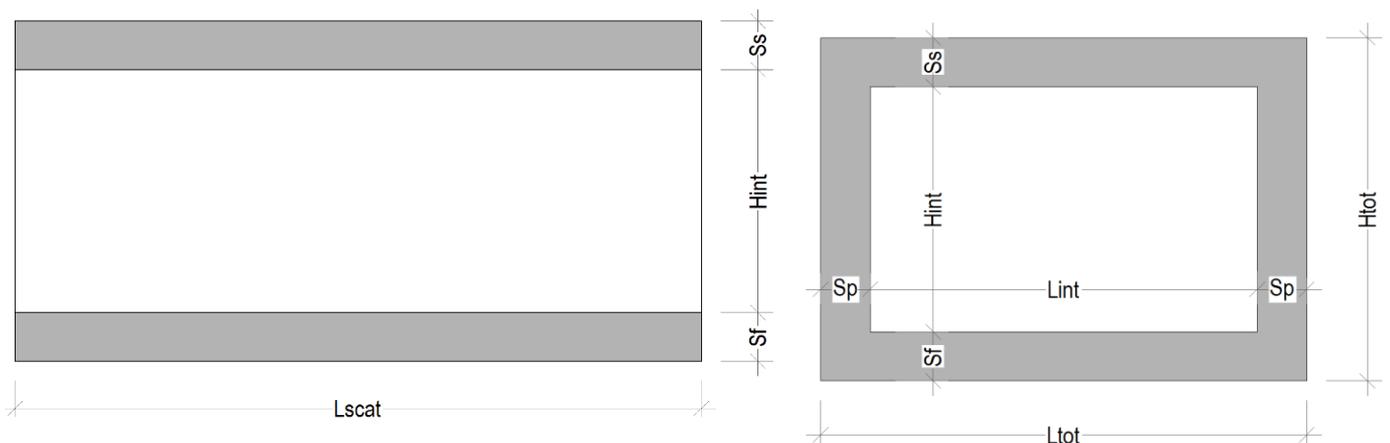
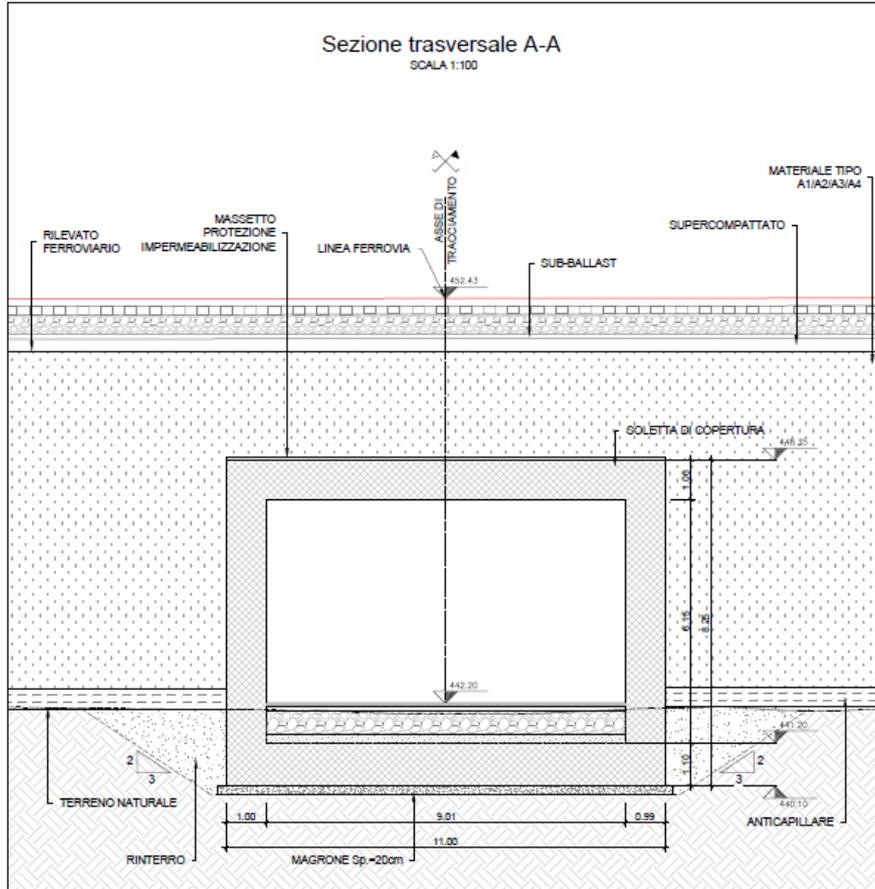


Figura 3 – Simbologia adottata

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 SL02 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

σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota del piano di posa della fondazione

ν = 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		PADe2
Angolo di attrito	Φ	22 °
Peso specifico	γ	18.00 kN/m³
Modulo elastico	E'	17500 kPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3
Lato minore della fondazione	B	11
Lato maggiore della fondazione	L	10

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

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.

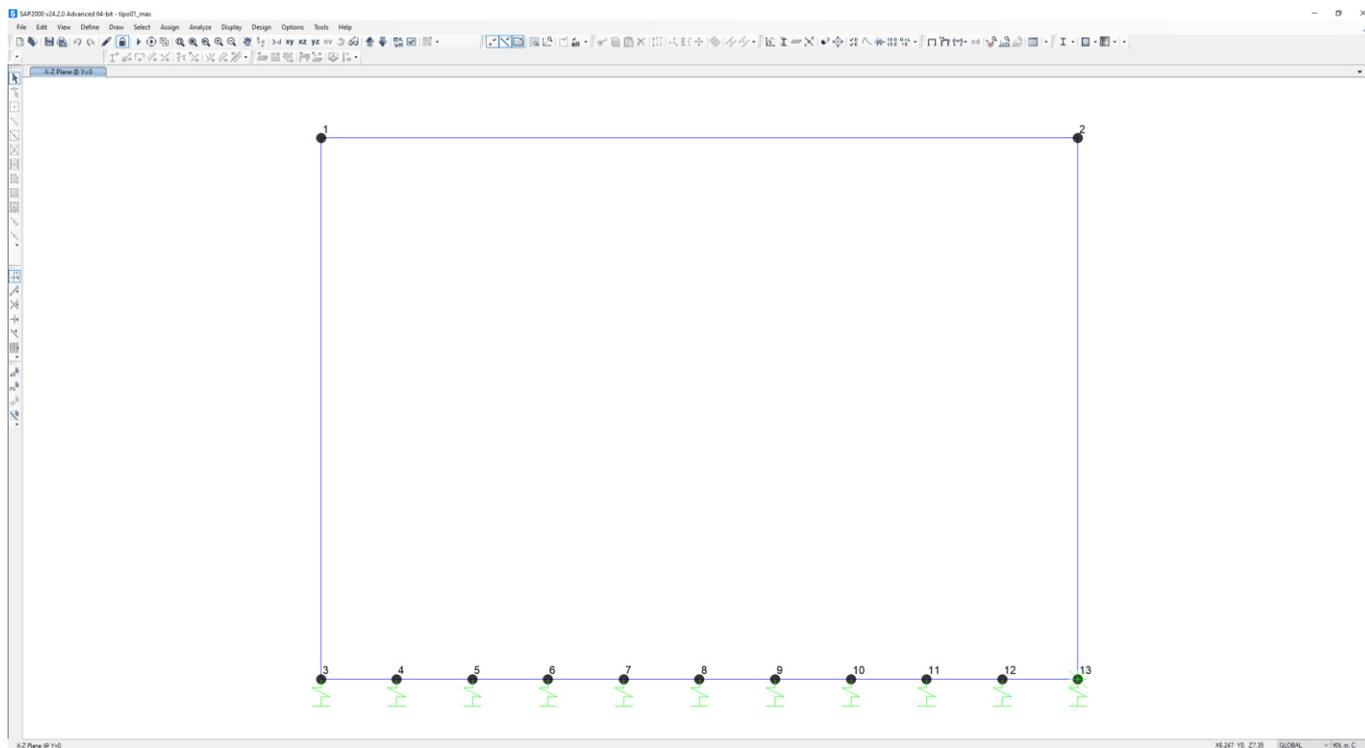
Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

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		6,7,8,9,10
Larghezza di influenza	$L_{inf, cen}$	1 m
Rigidità	k_{cen}	2180 kN/m^2
Nodi intermedi		4,5,11,12
Larghezza di influenza	$L_{inf, int}$	1 m
Rigidità	k_{int}	3269 kN/m^2
Nodi estremità		3, 13
Larghezza di influenza	$L_{inf, est}$	1 m
Rigidità	k_{est}	4359 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/m³.

6.4.2 Permanenti Portati (PERM)

I carichi permanenti portati applicati alla soletta sono i seguenti:

Permanenti portati (condizione PERM)

Peso specifico ballast	γ_b	18.00 kN/m ³
Altezza ballast	H_b	0.80 m
Peso ballast	P_b	14.40 kN/m ²
Peso specifico rinterro	γ_r	20.00 kN/m ³
Altezza rinterro	H_r	3.28 m
Peso rinterro	P_r	65.60 kN/m ²
Peso specifico massetto di protezione/pendenza	γ_m	24.00 kN/m ³
Altezza massetto di protezione/pendenza	H_m	0.24 m
Peso massetto di protezione/pendenza	P_m	5.76 kN/m ²
Permanente totale	G2p	85.76 kN/m ²
Permanente nodi 1 e 2	G2P	42.88 kN/m

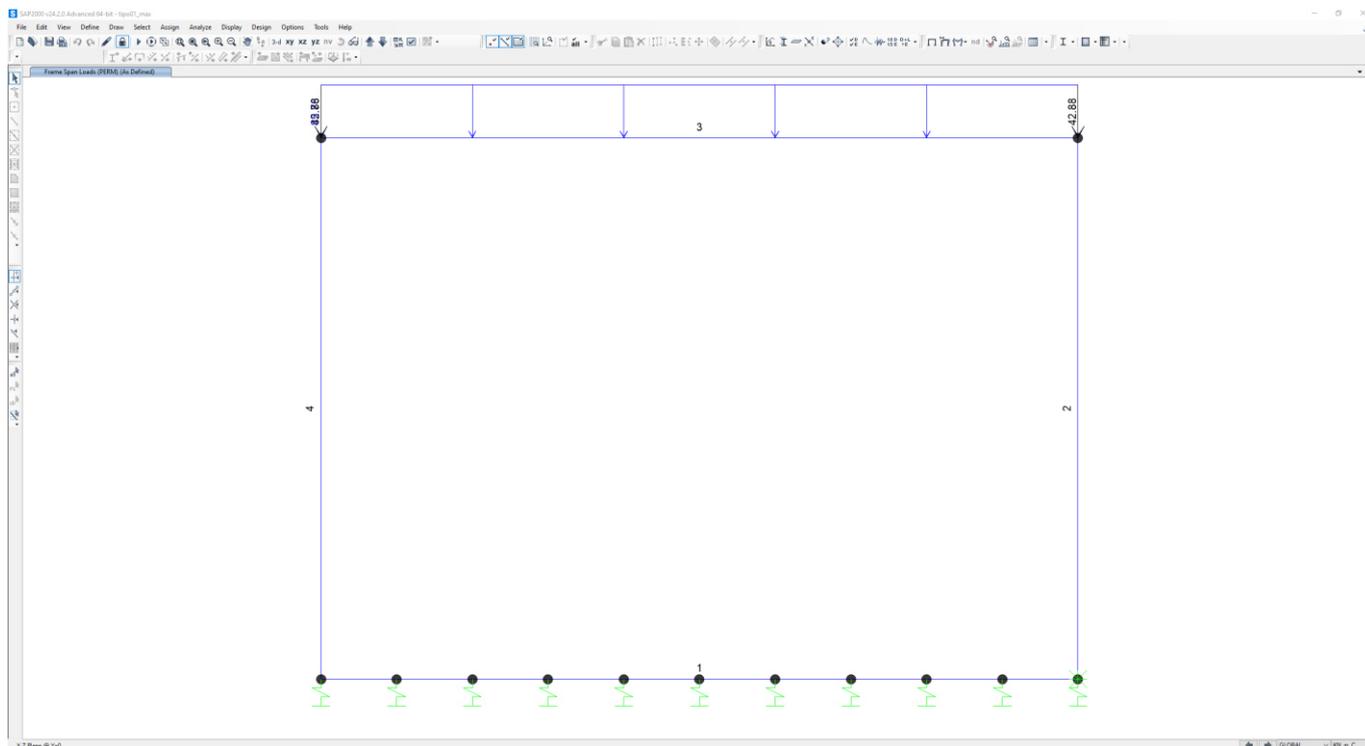


Figura 5 – Condizione di carico PERM

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/m³, 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	γ_t	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito rinterro	ϕ	38 °
coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.384
Pressione estradosso soletta superiore	P1	32.96 kN/m ²
Pressione asse soletta superiore	P2	36.80 kN/m ²
Pressione asse soletta inferiore	P3	92.15 kN/m ²
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	96.38 kN/m ²
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	17.44 kN/m

Forza concentrata asse soletta inferiore

F1

51.84 kN/m

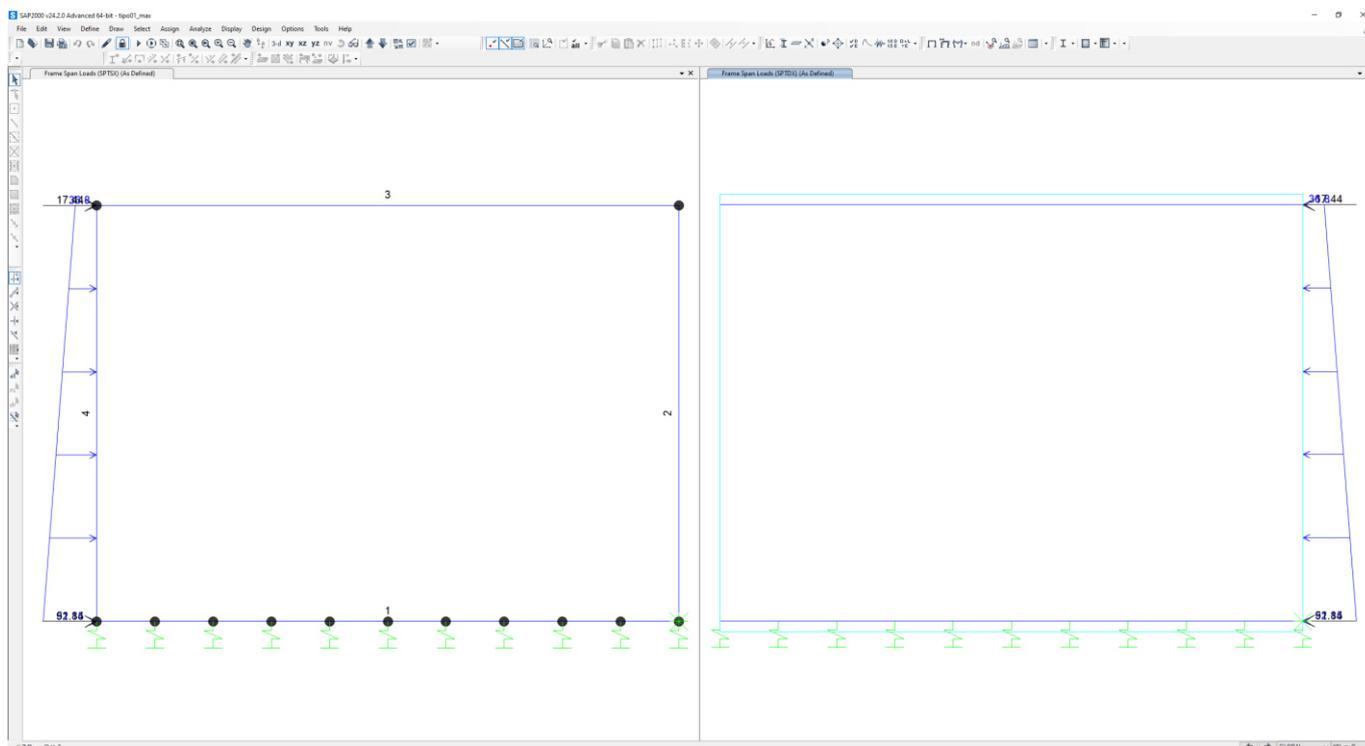


Figura 6 – Condizione di carico SPTSX e SPTDX

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.

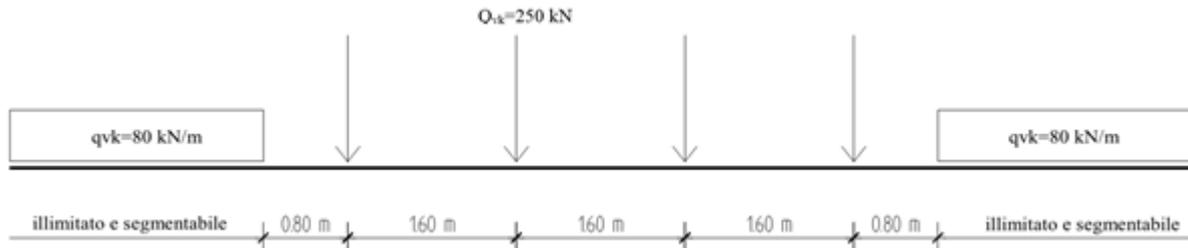


Figura 7 – Carico treno LM71

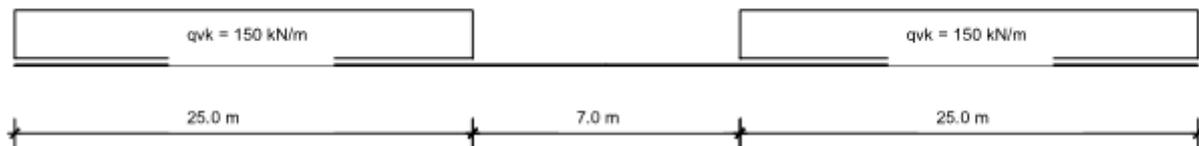


Figura 8 – Carico treno SW/2

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ 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.

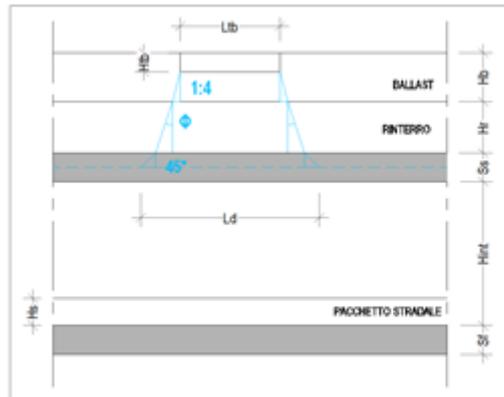


Figura 9 – Schema di diffusione trasversale dei carichi ferroviari.

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	8.13 m
Numero luci	n_L	3
Lunghezza caratteristica	L_ϕ	10.57 m
Coefficiente di incremento dinamico	Φ_3	1.44
Coefficiente di incremento dinamico ridotto	$\Phi_{3,rid}$	1.29
Coefficiente di adattamento	α	1.10
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	80 kN/m
Carico concentrato per treno LM71	Q_1	250 kN
Num. carichi concentrati	N_{Q1}	4
Lunghezza applicazione carichi concentrati	$L_{d,Q1}$	6.40 m
Carico ripartito verticale per LM71	P_{q1}	13.05 kN/m ²
Carico ripartito verticale per LM71	P_{Q1}	25.49 kN/m ²
Accidentale nodi 1 e 2	P_{Q1}	12.75 kN/m

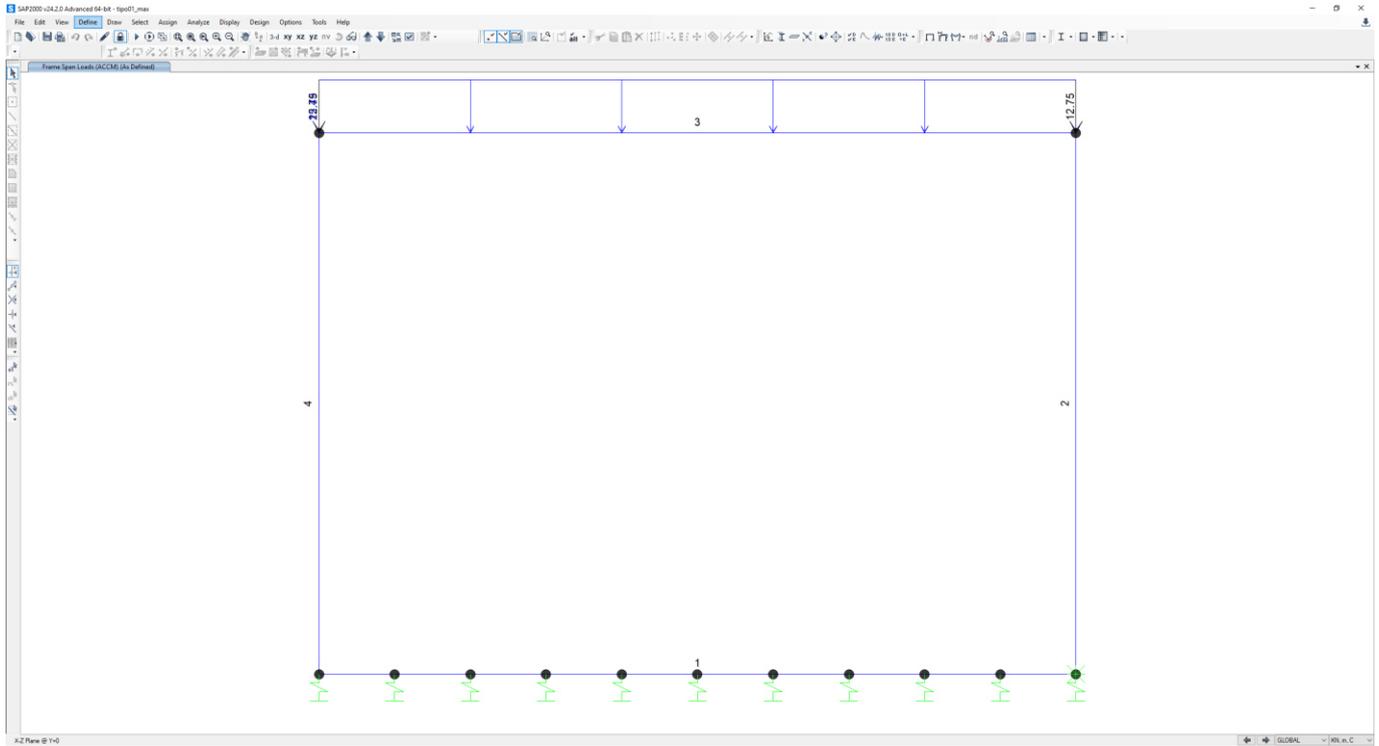


Figura 10 – Condizione di carico ACCM

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}	8.55 kN/m²
Spinta semispessore soletta superiore	$F_{Q1,sup}$	4.28 kN/m
Spinta semispessore soletta inferiore	$F_{Q1,inf}$	4.70 kN/m

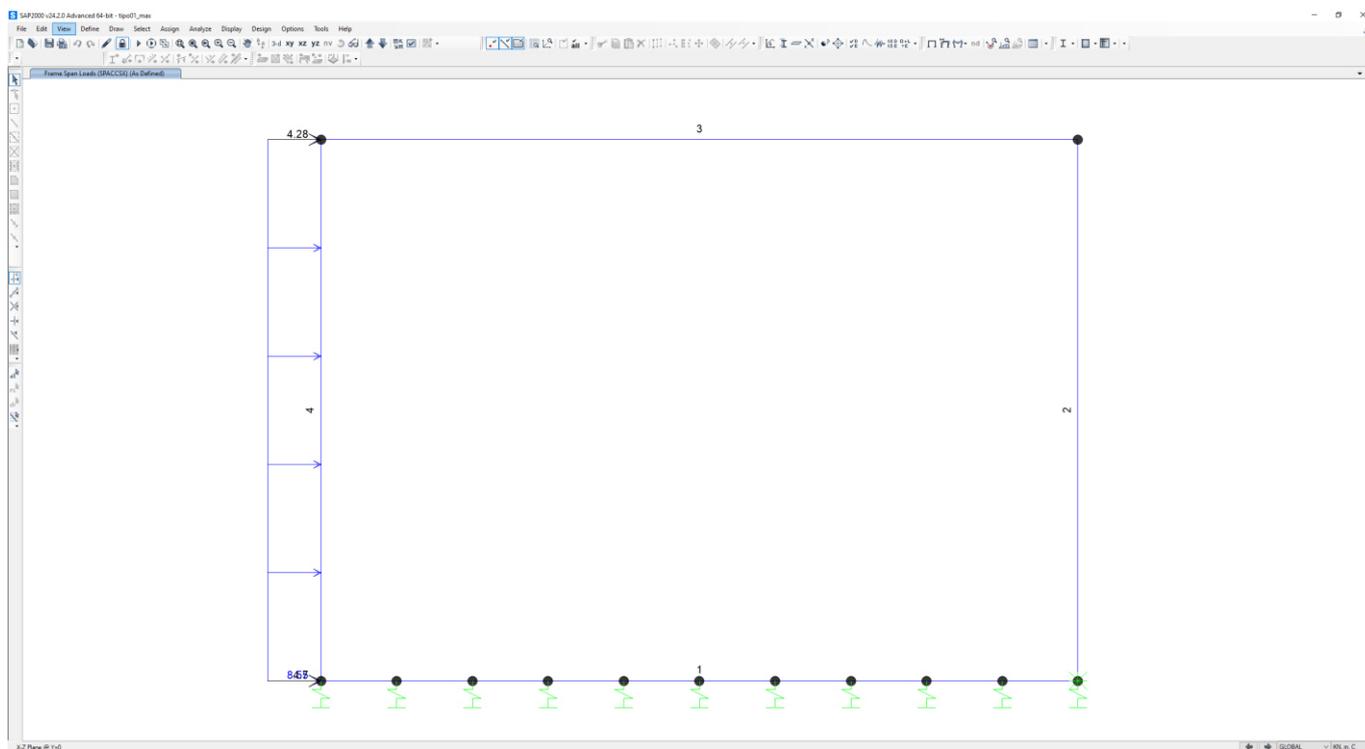


Figura 11 – Condizione di carico SPACCSX

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/m²

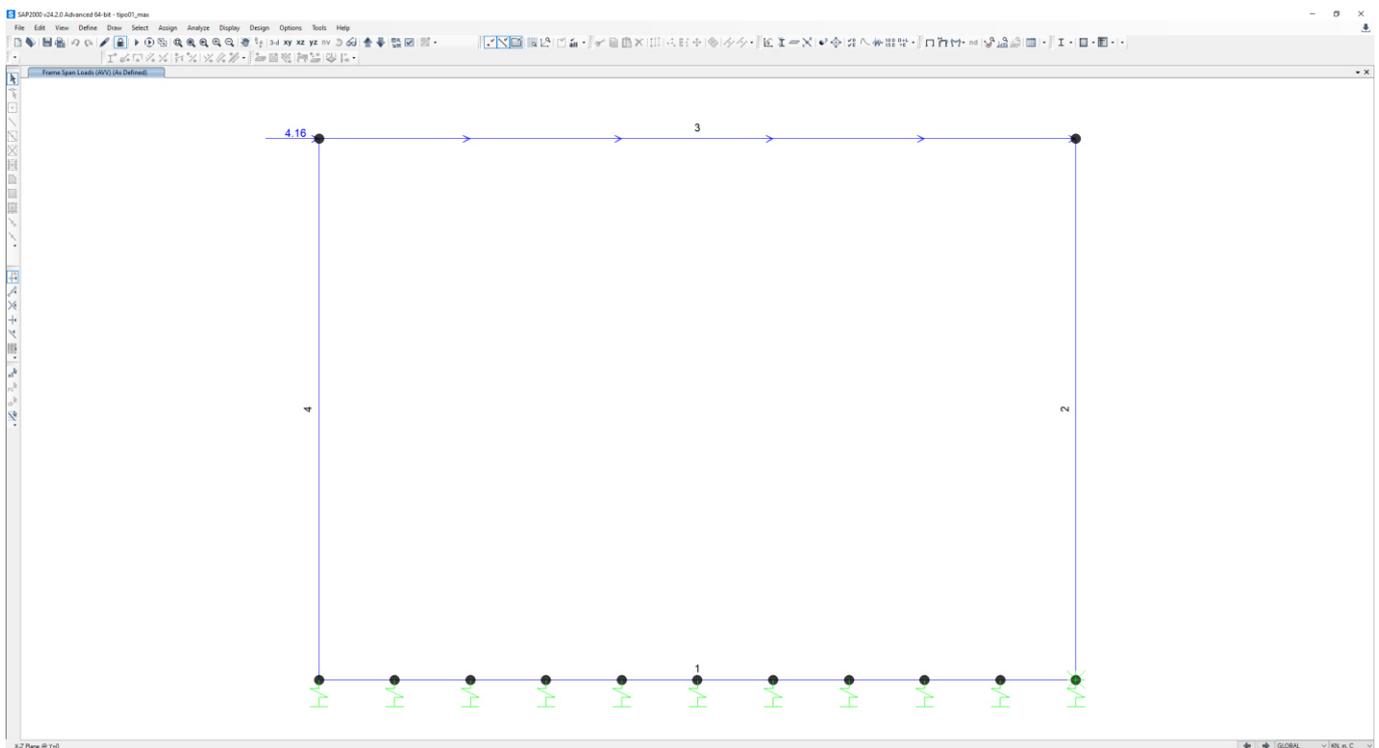


Figura 12 – Condizione di carico AVV

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 . 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.

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

Parametri sismici di progetto	a_{max}	0.290 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 ²
Forza orizzontale sul singolo piedritto	F''_h	7.25 kN/m ²

Forza di inerzia (condizione sisma V)

Forza verticale su soletta di copertura	F''_v	16.80 kN/m ²
---	---------	-------------------------

Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizione SPSSX)

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

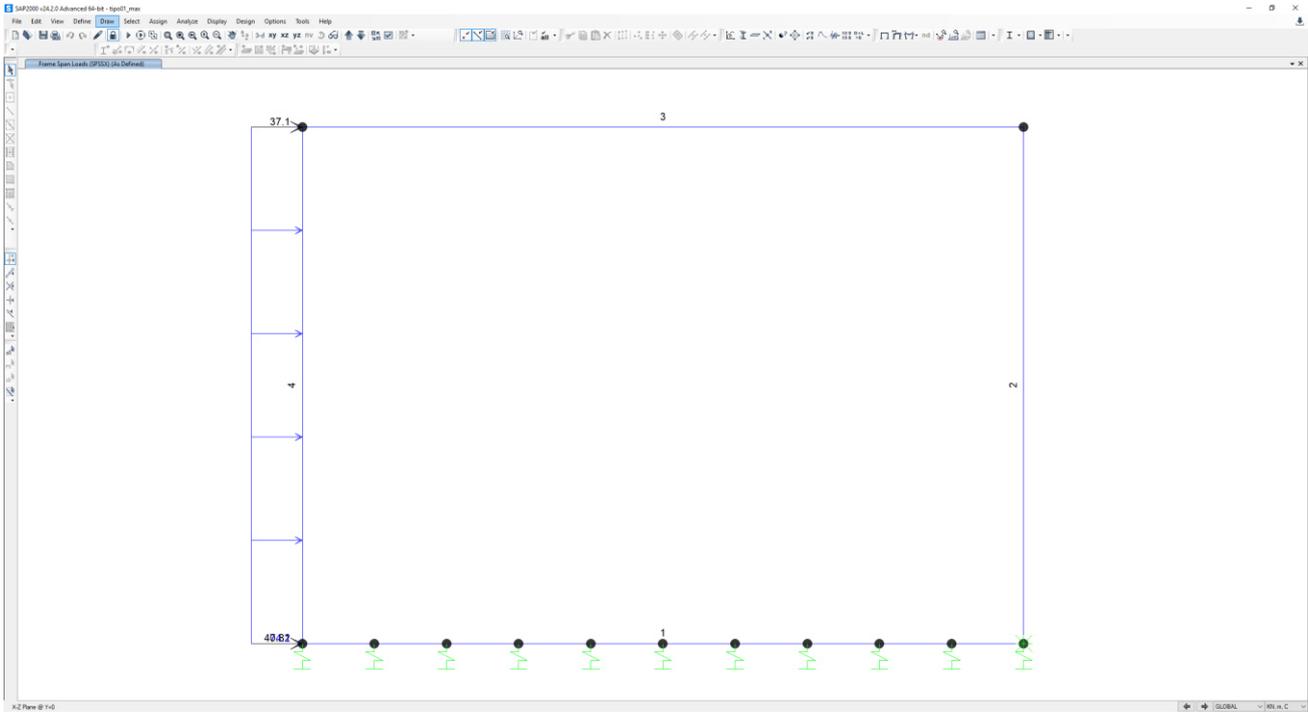


Figura 13 – Condizione di carico SPSSX

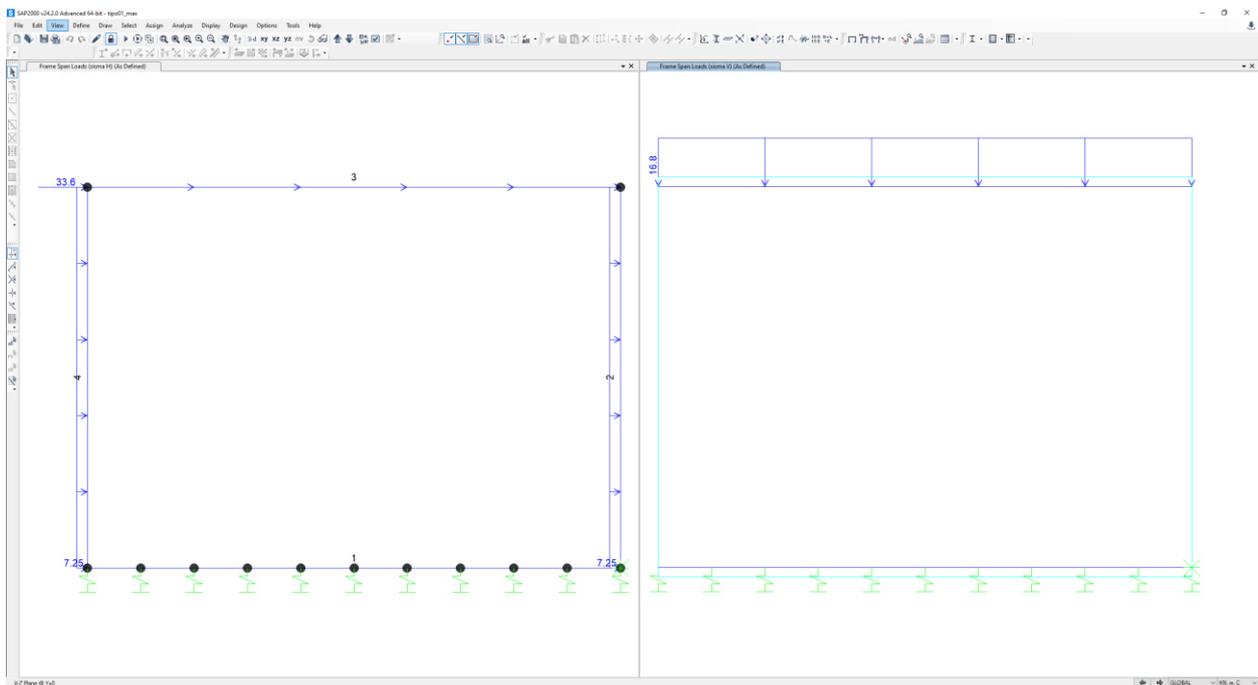
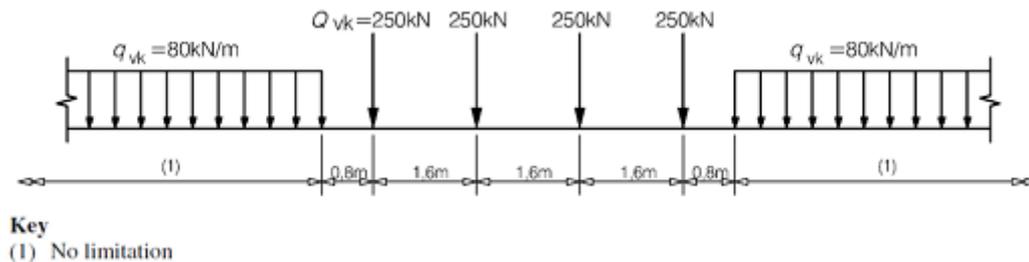


Figura 14 – Condizione di carico sismaH e sismaV

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.

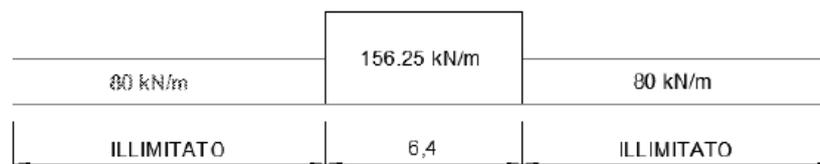
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



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.

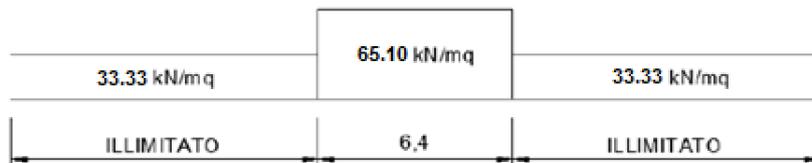
Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

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



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:

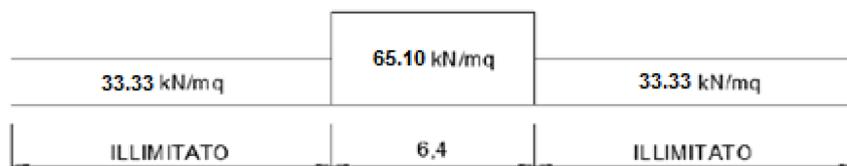


A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11
Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
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 α 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:

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

anziché:

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

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 α 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_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ 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 ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

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

⁽²⁾ 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.

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

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

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 3 – Tab. 5.2.VI delle NT18 – coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	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

⁽¹⁾ 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.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_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

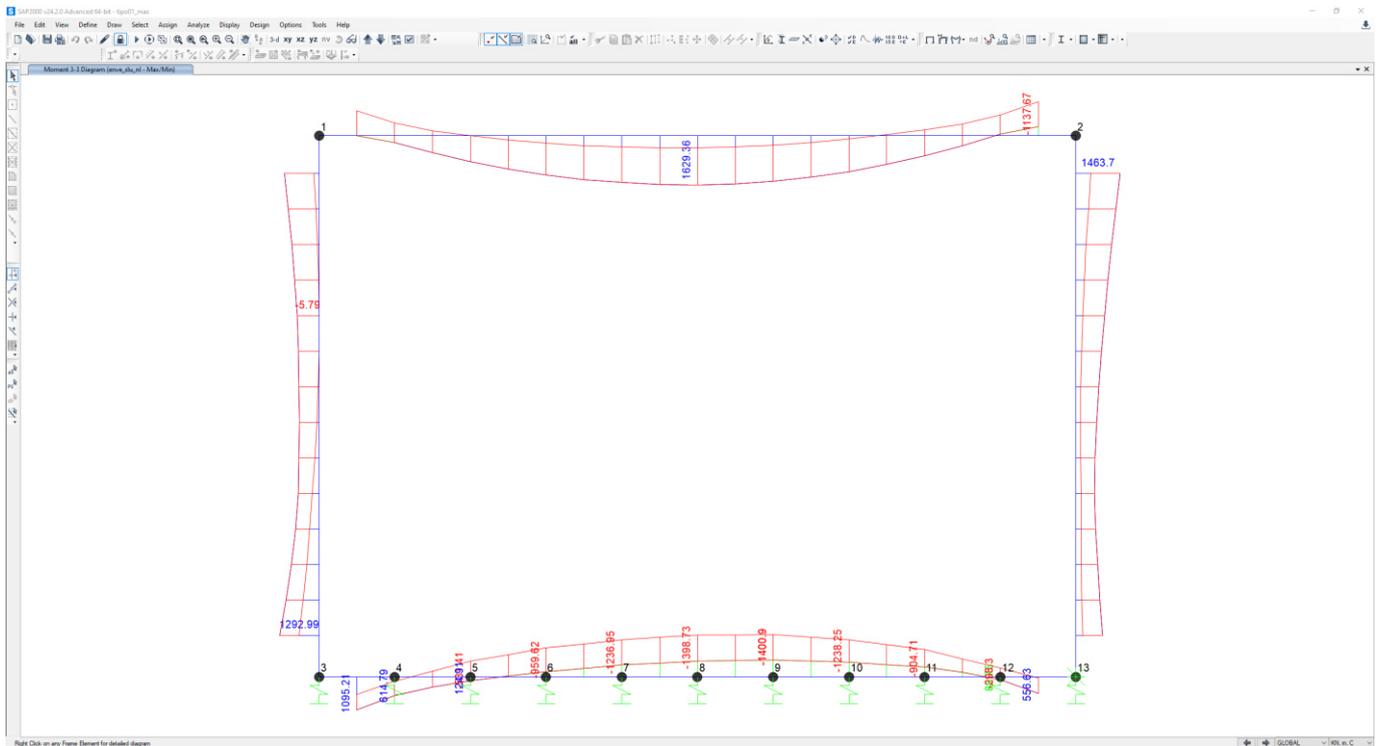


Figura 15 – Momento Flettente – enve_SLU

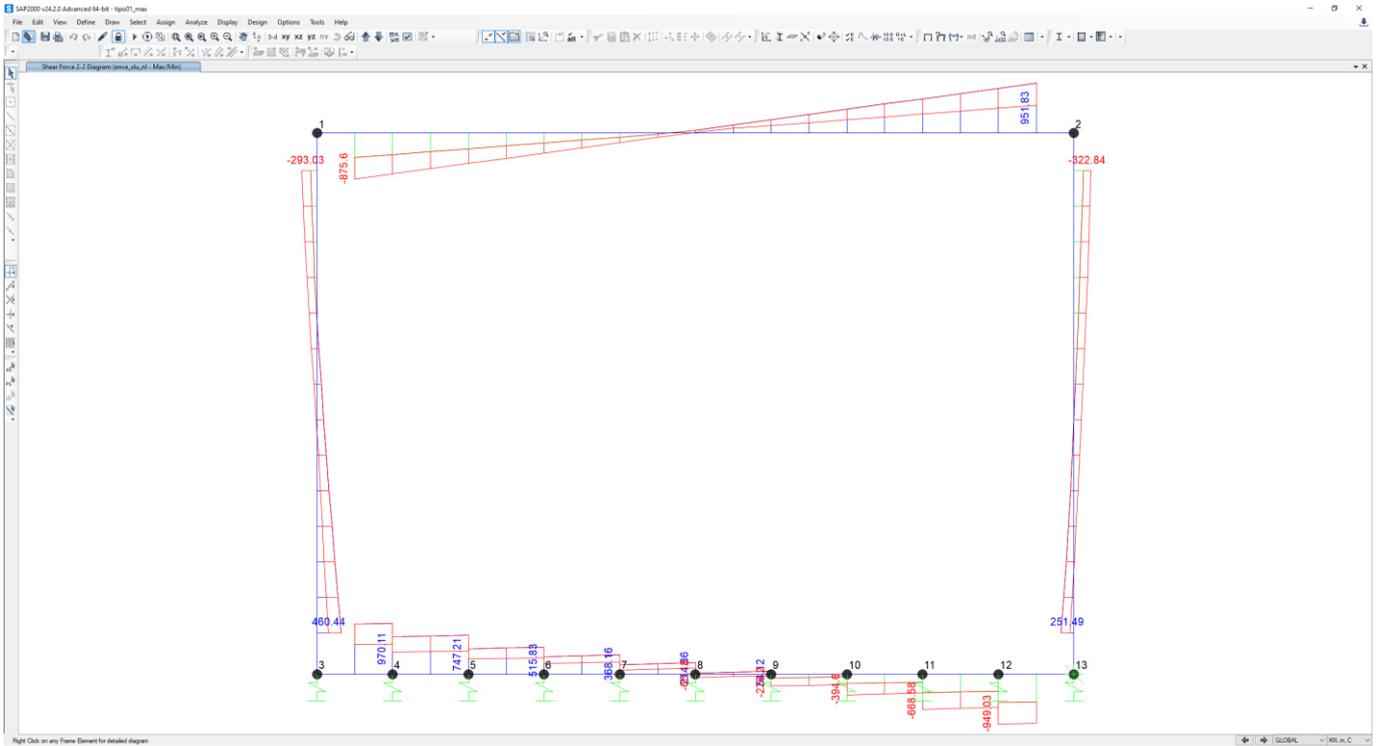


Figura 16 – Sforzo di taglio – enve_SLU

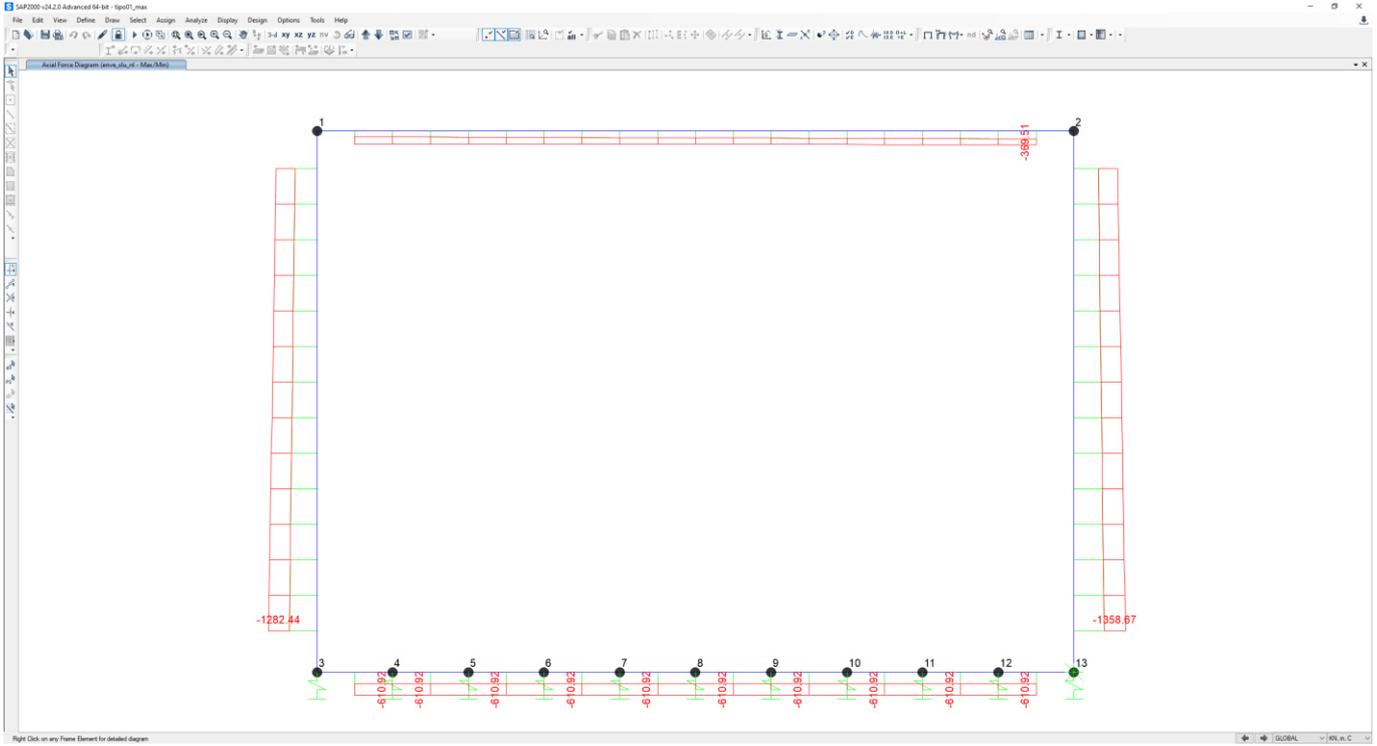


Figura 17 – Sforzo Normale – enve_SLU

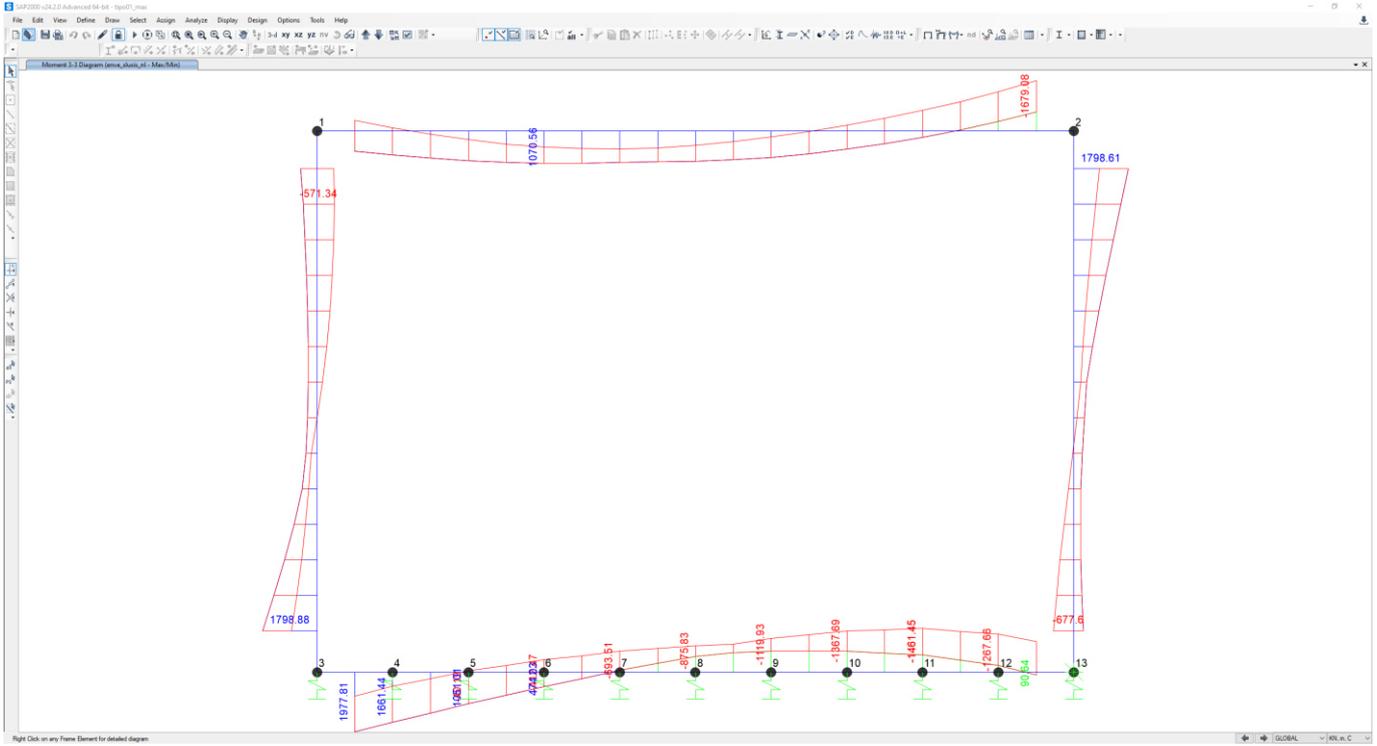


Figura 18 – Momento Flettente – enve_SLV

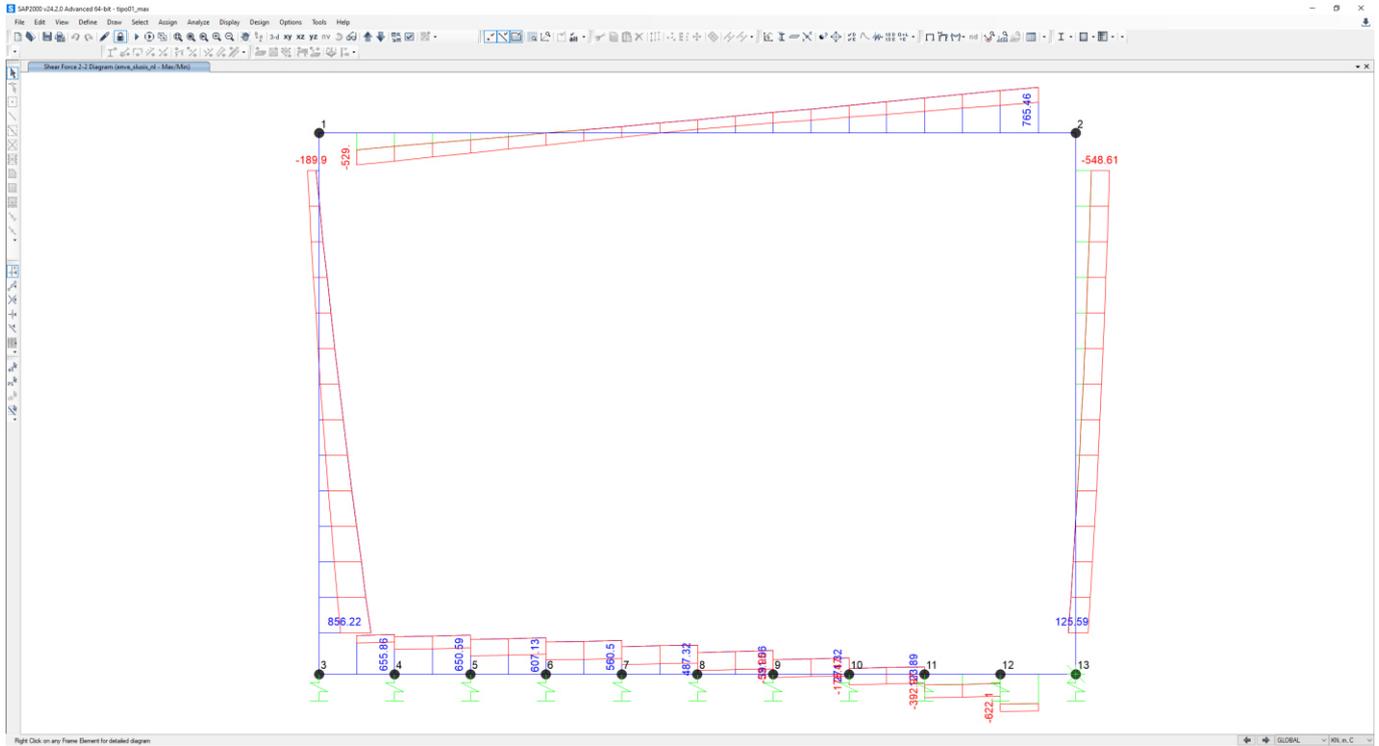


Figura 19 – Sforzo di taglio – enve_SLV

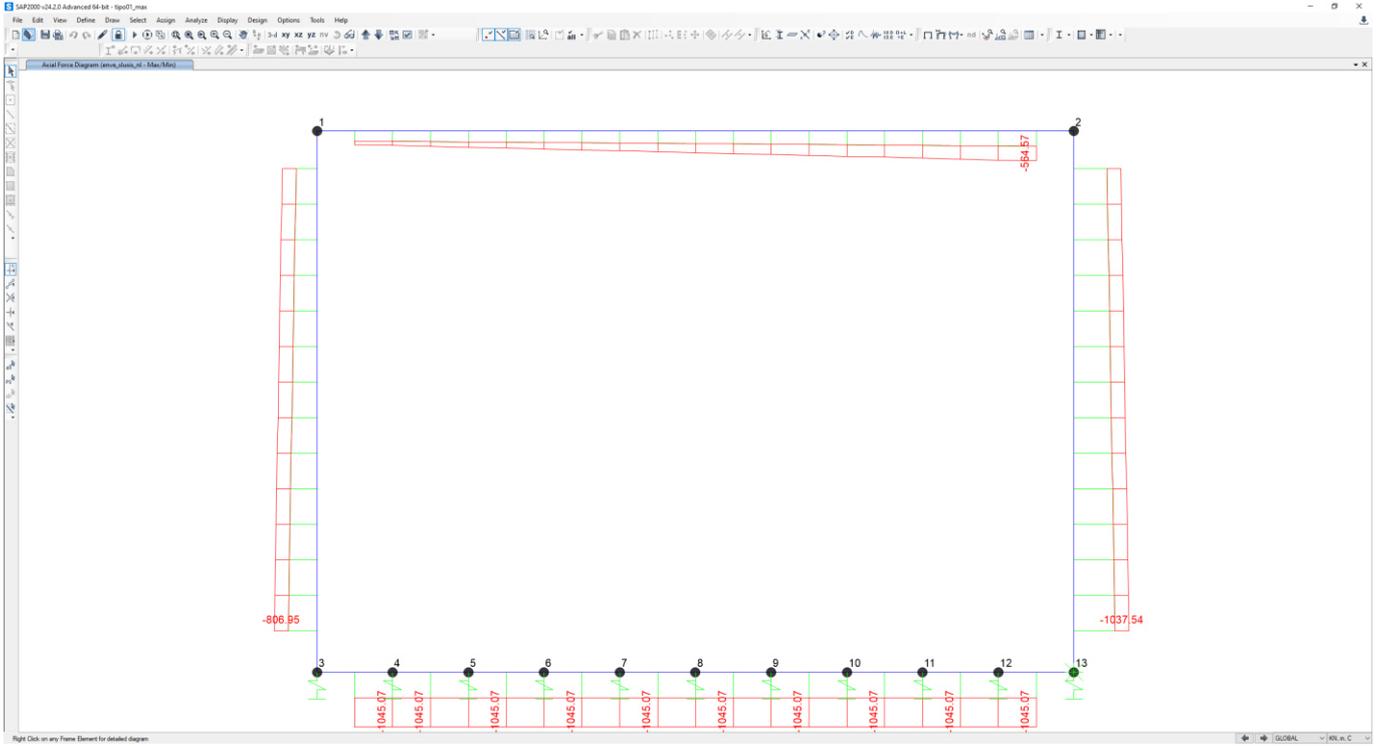


Figura 20 – Sforzo Normale – enve_SLV

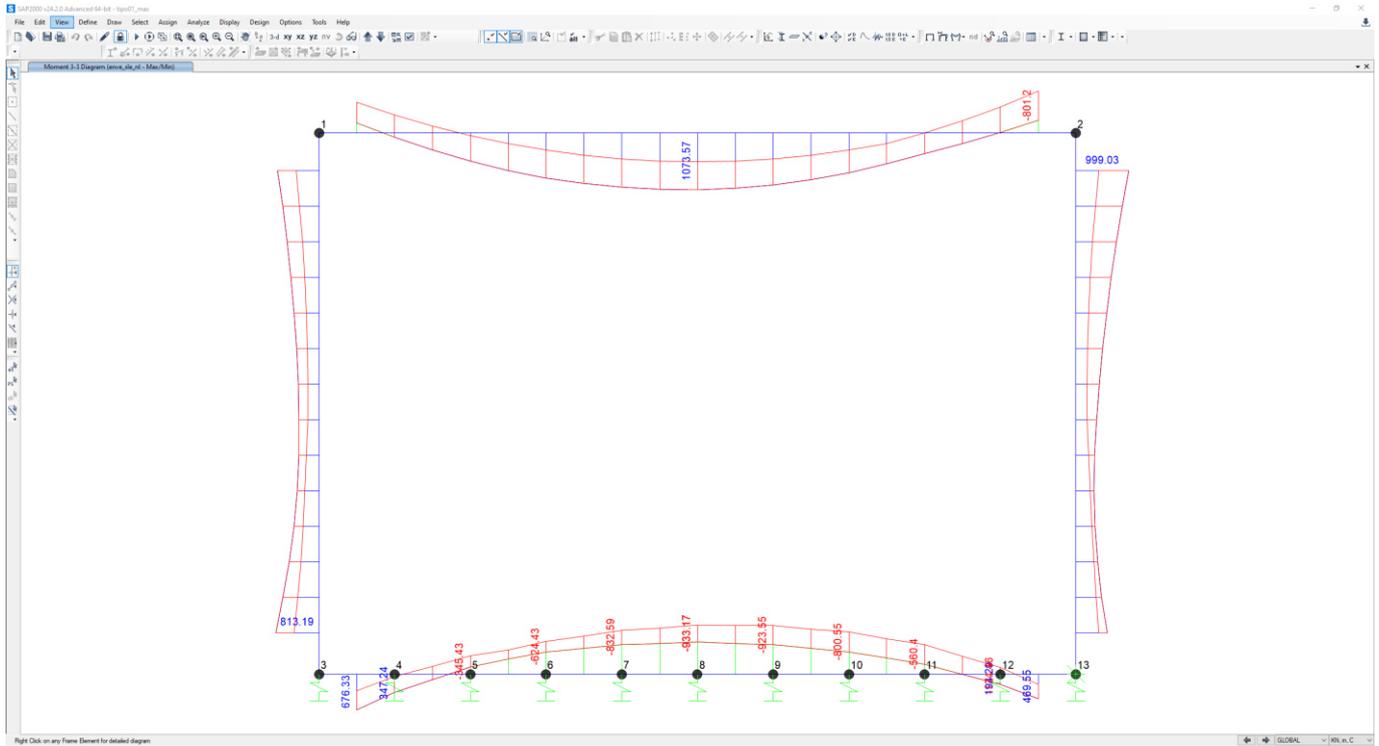


Figura 21 – Momento Flettente – enve_SLE

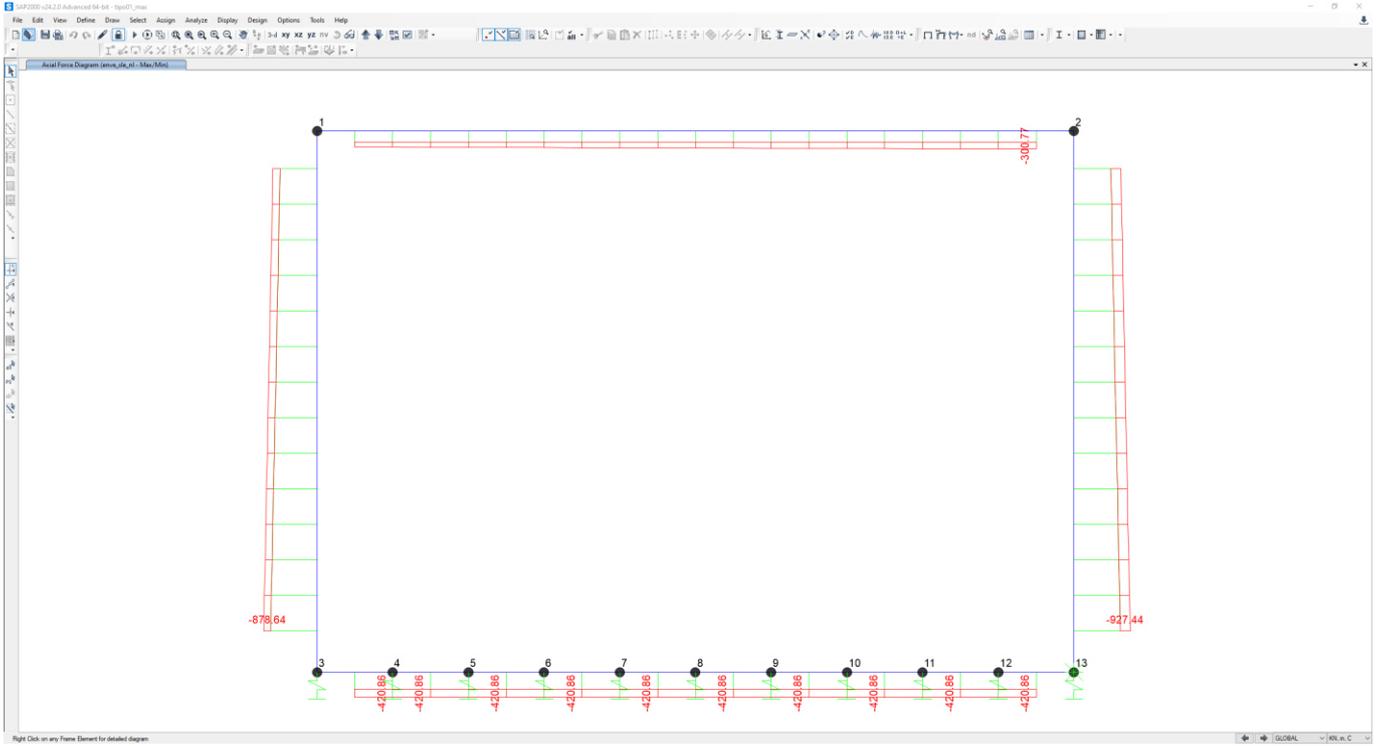


Figura 22 – Sforzo Normale – enve_SLE

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	1070.56	3	3.00	sis10_nl
M3	min	-564.57	765.46	-1679.08	3	9.50	sis9_nl
V2	max	-537.12	765.46	-1535.16	3	9.50	sis5_nl
V2	min	-228.06	-529.00	-216.80	3	0.50	sis3_nl
P	max	-184.11	-277.19	673.27	3	0.50	sis12_nl
P	min	-564.57	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	1629.36	3	5.00	slu2_nl
M3	min	-332.95	951.83	-975.35	3	9.50	slu4_nl
V2	max	-332.95	951.83	-975.35	3	9.50	slu4_nl
V2	min	-152.43	-875.60	-292.51	3	0.50	slu2_nl
P	max	-152.43	-875.60	-292.51	3	0.50	slu2_nl
P	min	-369.51	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	1073.57	3	5.00	ten2_nl
M3	min	-300.77	637.50	-801.20	3	9.50	ten3_nl
V2	max	-267.84	637.50	-628.49	3	9.50	ten1_nl
V2	min	-230.39	-588.69	-408.88	3	0.50	ten1_nl
P	max	-185.28	-588.69	-196.08	3	0.50	ten2_nl
P	min	-300.77	637.50	-801.20	3	9.50	ten3_nl

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

M3	max	-199.10	19.52	1039.10	3	5.00	fes2_nl
M3	min	-292.12	609.67	-762.09	3	9.50	fes3_nl
V2	max	-259.19	609.67	-589.38	3	9.50	fes1_nl
V2	min	-229.23	-570.63	-413.69	3	0.50	fes1_nl
P	max	-184.12	-570.63	-200.90	3	0.50	fes2_nl
P	min	-292.12	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
M3	max	-184.97	0.00	872.44	3	5.00	qpe2_nl
M3	min	-252.03	-498.39	-576.87	3	0.50	qpe3_nl
V2	max	-224.59	498.39	-432.95	3	9.50	qpe1_nl
V2	min	-224.59	-498.39	-432.95	3	0.50	qpe1_nl
P	max	-184.97	-498.39	-248.93	3	0.50	qpe2_nl
P	min	-252.03	-498.39	-576.87	3	0.50	qpe3_nl

PIEDRITTI

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

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-1129.73	-318.31	1463.70	2	6.70	slu11_nl
M3	min	-623.08	-14.82	-5.79	4	4.81	slu9_nl
V2	max	-1249.09	460.44	1292.99	4	0.55	slu7_nl
V2	min	-1131.76	-322.84	1230.13	2	6.70	slu5_nl
P	max	-575.79	-224.72	441.31	4	6.70	slu8_nl

P	min	-1358.67	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	999.03	2	6.70	ten3_nl
M3	min	-784.05	0.03	261.07	4	4.33	ten2_nl
V2	max	-878.64	310.09	813.19	4	0.55	ten2_nl
V2	min	-773.74	-266.05	999.03	2	6.70	ten3_nl
P	max	-724.94	-182.96	622.79	4	6.70	ten1_nl
P	min	-927.44	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	949.91	2	6.70	fes3_nl
M3	min	-760.89	-4.98	248.88	4	4.33	fes2_nl
V2	max	-855.48	298.61	769.79	4	0.55	fes2_nl
V2	min	-740.82	-256.98	949.91	2	6.70	fes3_nl
P	max	-701.78	-183.92	617.67	4	6.70	fes1_nl
P	min	-894.52	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	727.37	2	6.70	qpe3_nl
M3	min	-680.08	-1.82	205.46	2	3.86	qpe2_nl
V2	max	-762.84	247.19	588.47	2	0.55	qpe2_nl
V2	min	-609.14	-215.23	727.37	2	6.70	qpe3_nl
P	max	-609.14	-187.78	597.17	2	6.70	qpe1_nl
P	min	-762.84	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
M3	max	-1041.56	639.17	1977.81	1	0.50	sis10_nl
M3	min	-974.49	107.50	-1461.45	1	8.00	sis9_nl
V2	max	-520.86	655.86	541.77	1	1.00	sis7_nl
V2	min	-549.84	-622.10	-216.98	1	9.00	sis14_nl
P	max	-482.77	640.87	795.65	1	0.50	sis13_nl
P	min	-1045.07	602.57	1966.16	1	0.50	sis12_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-610.92	951.55	1095.21	1	0.50	slu7_nl
M3	min	-467.43	20.73	-1400.90	1	6.00	slu11_nl
V2	max	-610.92	970.11	614.79	1	1.00	slu7_nl
V2	min	-384.11	-949.03	86.75	1	9.00	slu2_nl
P	max	-320.10	933.76	621.24	1	0.50	slu3_nl
P	min	-610.92	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
M3	max	-420.86	651.31	676.33	1	0.50	ten2_nl
M3	min	-342.82	114.33	-933.17	1	5.00	ten3_nl
V2	max	-420.86	665.06	347.24	1	1.00	ten2_nl
V2	min	-420.86	-653.70	50.63	1	9.00	ten2_nl
P	max	-342.82	649.99	500.57	1	0.50	ten3_nl
P	min	-420.86	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
M3	max	-407.50	629.79	637.11	1	0.50	fes2_nl
M3	min	-329.45	103.41	-900.82	1	5.00	fes3_nl
V2	max	-407.50	643.54	318.78	1	1.00	fes2_nl
V2	min	-407.50	-634.46	81.49	1	9.00	fes2_nl
P	max	-329.45	628.47	461.36	1	0.50	fes3_nl

P	min	-407.50	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	469.55	1	0.50	qpe2_nl
M3	min	-281.48	59.77	-761.02	1	5.00	qpe3_nl
V2	max	-348.55	557.39	194.29	1	1.00	qpe2_nl
V2	min	-348.55	-557.39	194.29	1	9.00	qpe2_nl
P	max	-281.48	542.48	315.18	1	0.50	qpe3_nl
P	min	-348.55	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 8.50m. Le dimensioni interne sono pari a 11.00x6.15m.

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico della nuova linea con individuazione del sottovia SL21 facente parte della tipologia in oggetto:

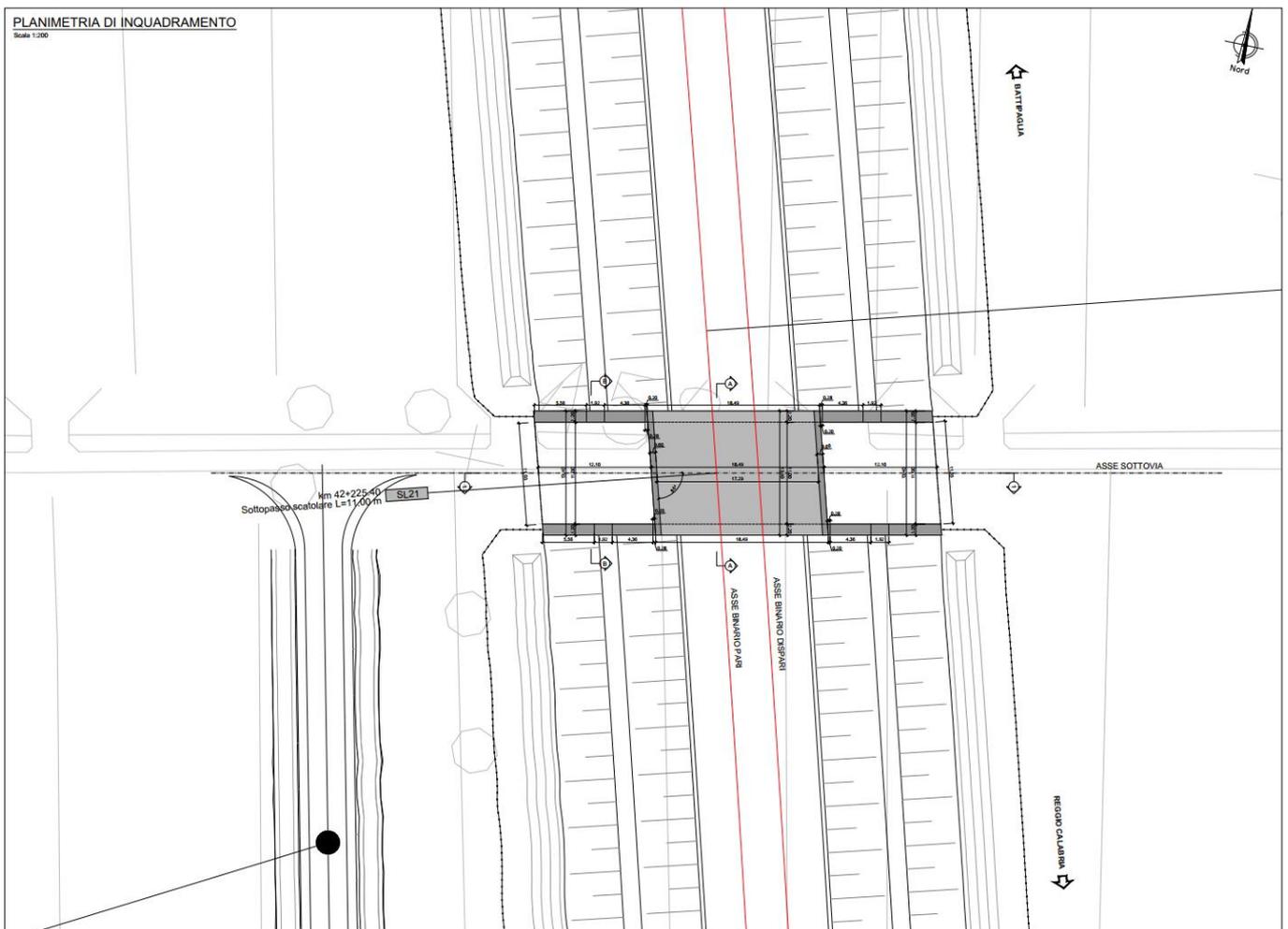


Figura 23 – Planimetria dell'opera – Sottovia SL21

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]

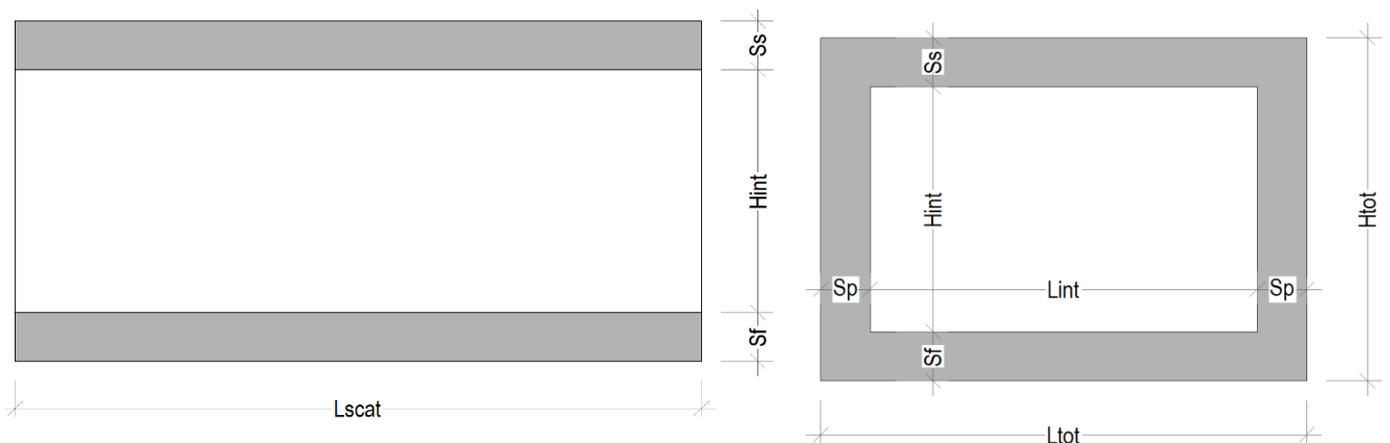
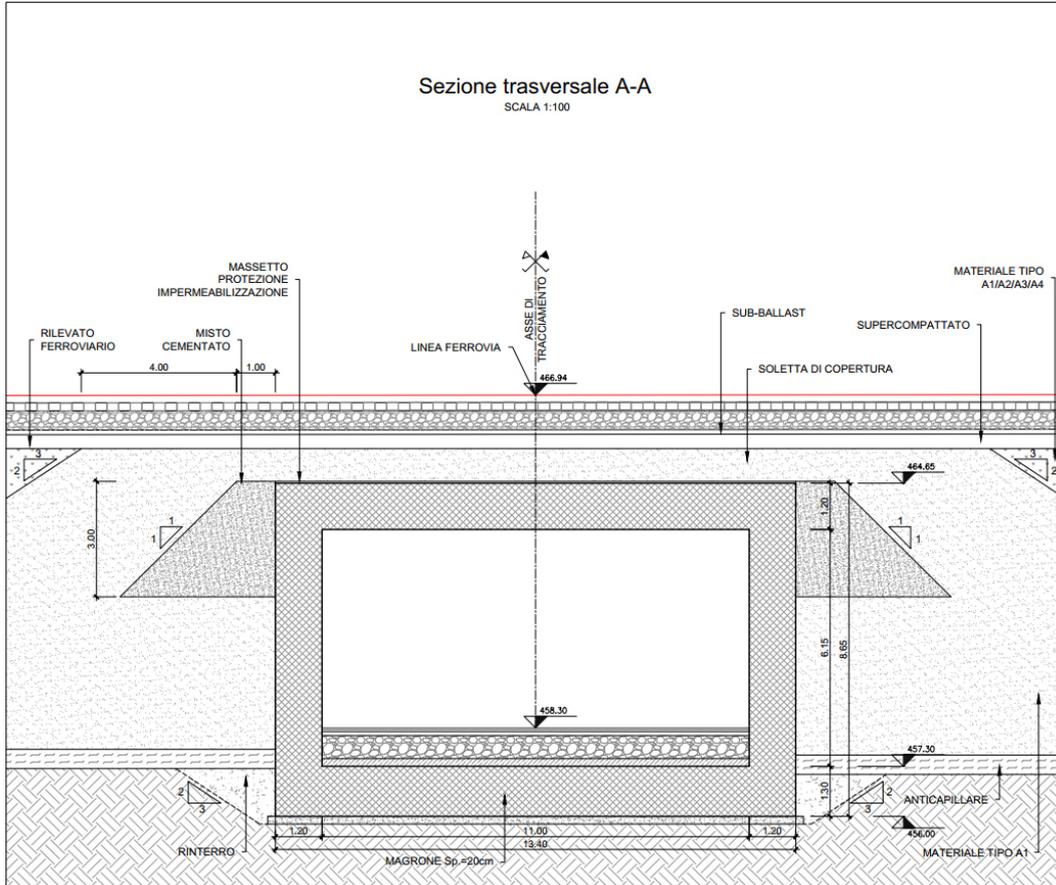


Figura 24 – Simbologia adottata

Lunghezza utile	L_{int}	11.00 m
Altezza libera	H_{int}	6.15 m
Spessore piedritti	S_p	1.20 m
Spessore soletta superiore	S_s	1.20 m
Spessore fondazione	S_f	1.30 m
Altezza ballast	H_b	0.80 m
Rinterro (superiore)	H_r	1.49 m
Ricoprimento	H_{ric}	2.29 m
Lunghezza traversa	L_{tb}	2.40 m
Altezza traversa	H_{tb}	0.40 m
Larghezza totale	L_{tot}	13.40 m
Altezza totale	H_{tot}	8.65 m

Ai fini del calcolo si considera un valore massimo del ricoprimento pari a 2.29m e rappresentativo della tipologia in oggetto. Di seguito si riporta la sezione trasversale del sottovia SL08 ove sono riportate le dimensioni strutturali della tipologia 2.



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

σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota del piano di posa della fondazione

ν = 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		PADe2
Angolo di attrito	Φ	22 °
Peso specifico	γ	18.00 kN/m ³
Modulo elastico	E'	17500 kPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3
Lato minore della fondazione	B	13.4

Lato maggiore della fondazione	L	10
Rapporto dei lati	L/B	0.75
Coefficiente adimensionale	c_t	0.697
Costante di sottofondo	k_w	2060 kN/m ³

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 1.30m

Piedritti: base 1.0m x altezza 1.20m

Soletta: base 1.0m x altezza 1.20m

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 $k_w = 1327 \text{ kN/m}^3$, valutato in funzione del modulo elastico del terreno e della larghezza fondazione.

Rigidità molle nodali Sap

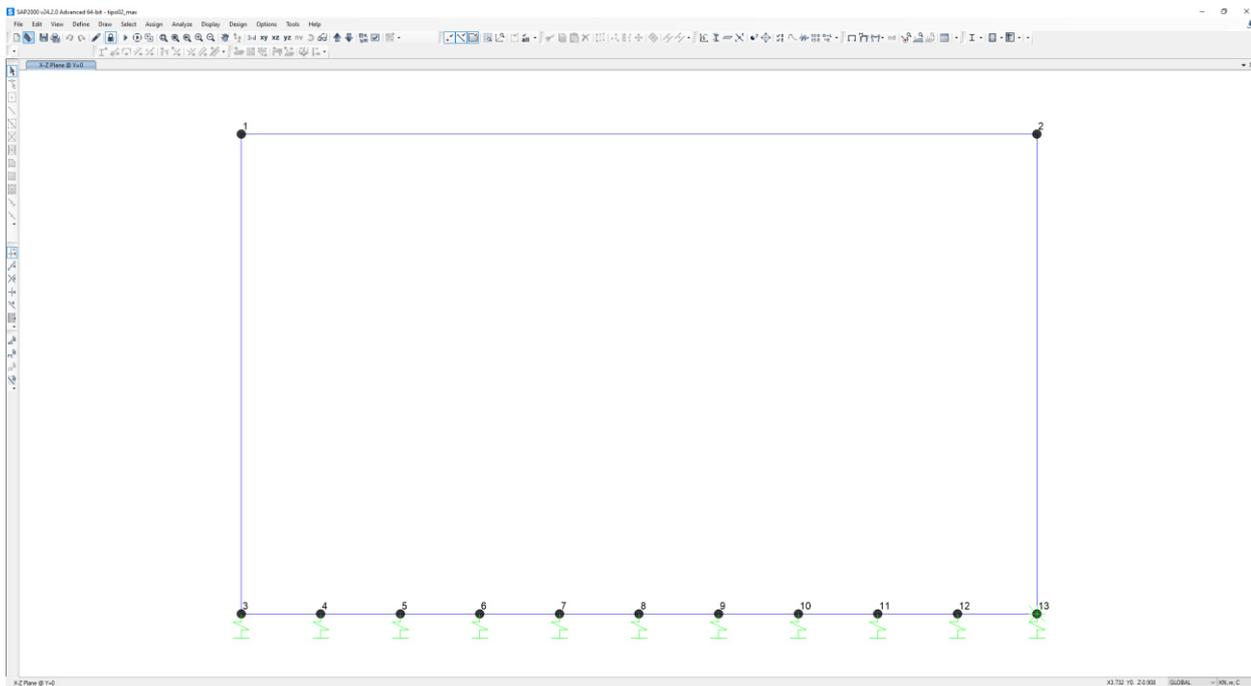
Nodi centrali		6,7,8,9,10
Larghezza di influenza	$L_{inf, cen}$	1.22 m
Rigidità	k_{cen}	2513 kN/m ²
Nodi intermedi		4,5,11,12
Larghezza di influenza	$L_{inf, int}$	1.22 m
Rigidità	k_{int}	3770 kN/m ²
Nodi estremità		3, 13

Larghezza di influenza

$L_{inf,est}$ 1.21 m

Rigidezza

k_{est} 4985 kN/m²



Nodo	x	z
1	0	7.4
2	12.2	7.4
3	0	0
4	1.22	0
5	2.44	0
6	3.66	0
7	4.88	0
8	6.10	0
9	7.32	0
10	8.54	0
11	9.76	0
12	10.98	0
13	12.20	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/m³.

7.4.2 Permanenti Portati (PERM)

I carichi permanenti portati applicati alla soletta sono i seguenti:

Permanenti portati (condizione PERM)

Peso specifico ballast	γ_b	18.00 kN/m ³
Altezza ballast	H_b	0.80 m
Peso ballast	P_b	14.40 kN/m ²
Peso specifico rinterro	γ_r	20.00 kN/m ³
Altezza rinterro	H_r	1.49 m
Peso rinterro	P_r	29.80 kN/m ²
Peso specifico massetto di protezione/pendenza	γ_m	24.00 kN/m ³
Altezza massetto di protezione/pendenza	H_m	0.24 m
Peso massetto di protezione/pendenza	P_m	5.76 kN/m ²
Permanente totale	G2p	49.96 kN/m ²
Permanente nodi 1 e 2	G2P	29.98 kN/m

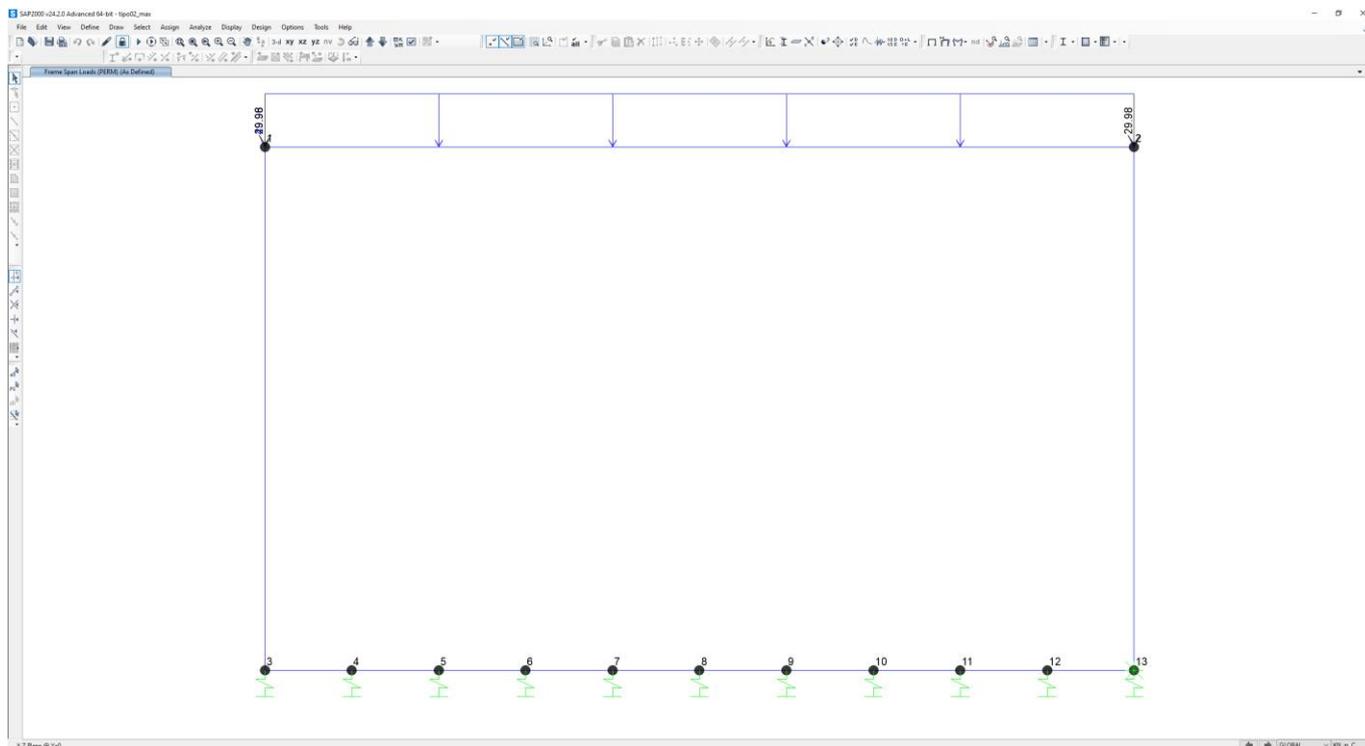


Figura 26 – Condizione di carico PERM

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/m³, 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	γ_t	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito rinterro	ϕ	38 °
coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.384
Pressione estradosso soletta superiore	P1	19.20 kN/m ²
Pressione asse soletta superiore	P2	23.81 kN/m ²
Pressione asse soletta inferiore	P3	80.70 kN/m ²
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	85.69 kN/m ²
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	12.90 kN/m

Forza concentrata asse soletta inferiore

F1

54.08 kN/m

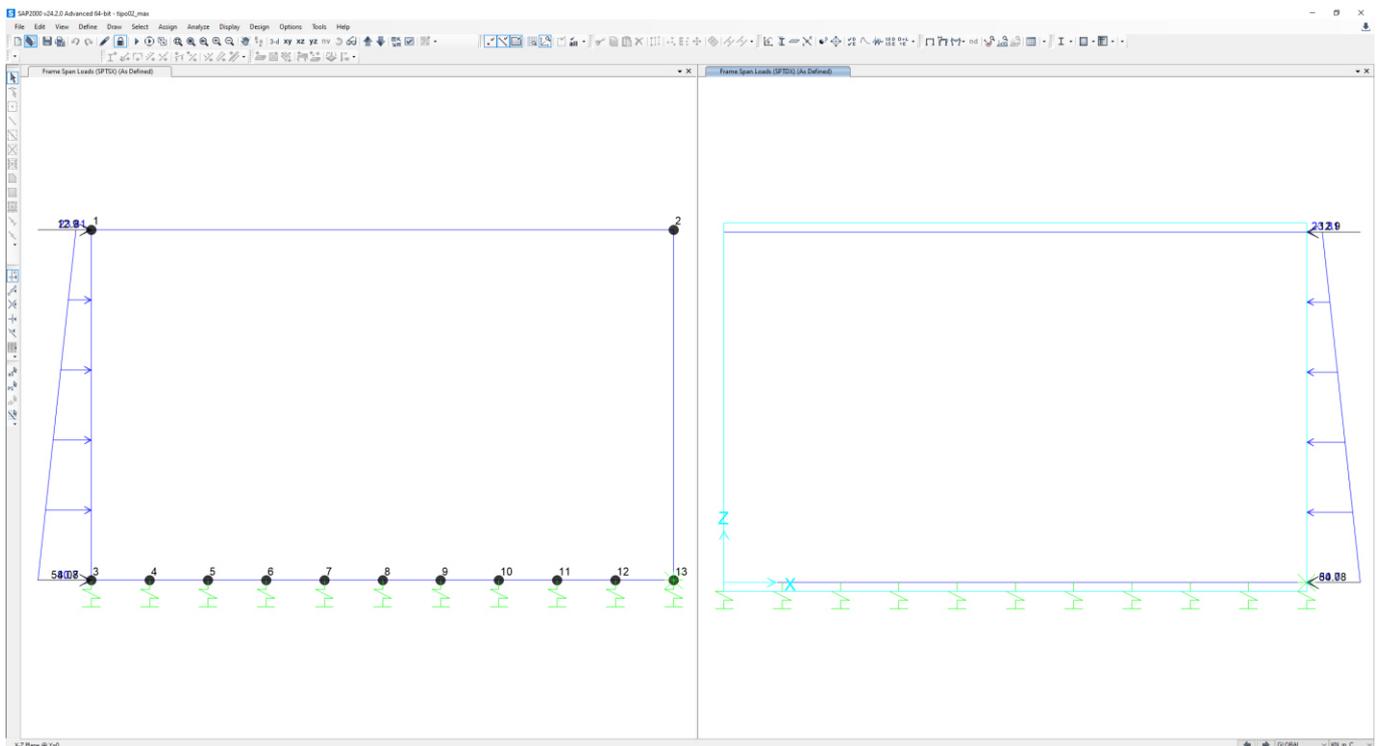


Figura 27 – Condizione di carico SPTSX e SPTDX

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.

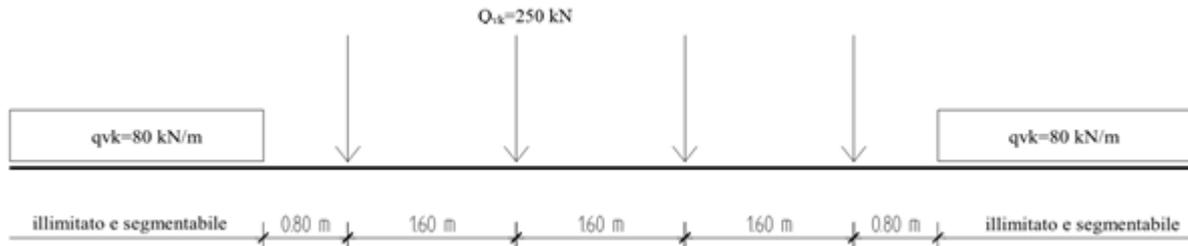


Figura 28 – Carico treno LM71

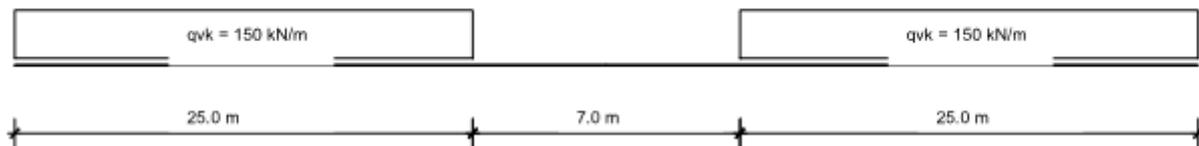


Figura 29 – Carico treno SW/2

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ 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.

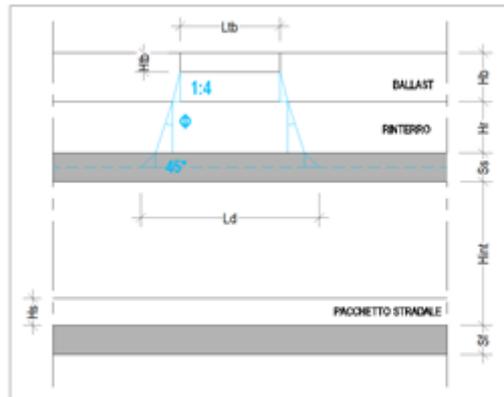


Figura 30 – Schema di diffusione trasversale dei carichi ferroviari.

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	9.00 m
Numero luci	n_L	3
Lunghezza caratteristica	L_ϕ	11.70 m
Coefficiente di incremento dinamico	Φ_3	1.40
Coefficiente di incremento dinamico ridotto	$\Phi_{3,rid}$	1.26
Coefficiente di adattamento	α	1.10
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	0.2 m
Larghezza di diffusione nel rinterro	L_{dr}	2.3 m
Larghezza di diffusione nel cls	L_{dc}	1.2 m
Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{dv}	6.13 m
Carico distribuito per treno LM71	q_1	80 kN/m
Carico concentrato per treno LM71	Q_1	250 kN
Num. carichi concentrati	N_{Q1}	4
Lunghezza applicazione carichi concentrati	$L_{d,Q1}$	6.40 m
Carico ripartito verticale per LM71	P_{q1}	18.10 kN/m ²
Carico ripartito verticale per LM71	P_{Q1}	35.36 kN/m ²
Accidentale nodi 1 e 2	P_{Q1}	21.21 kN/m

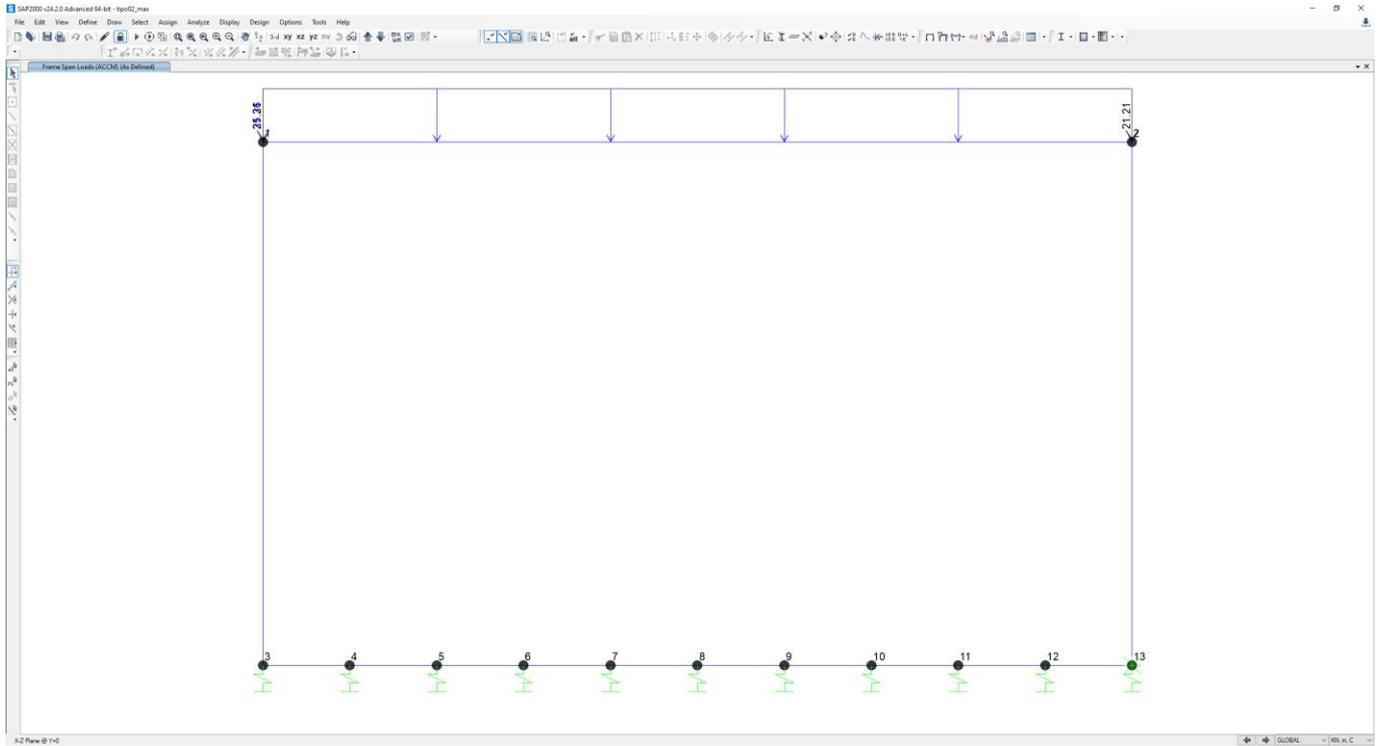


Figura 31 – Condizione di carico ACCM

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}	4.93 m
Spinta sul piedritto LM71	S_{Q1}	13.40 kN/m ²
Spinta semispessore soletta superiore	$F_{Q1,sup}$	8.04 kN/m
Spinta semispessore soletta inferiore	$F_{Q1,inf}$	8.71 kN/m

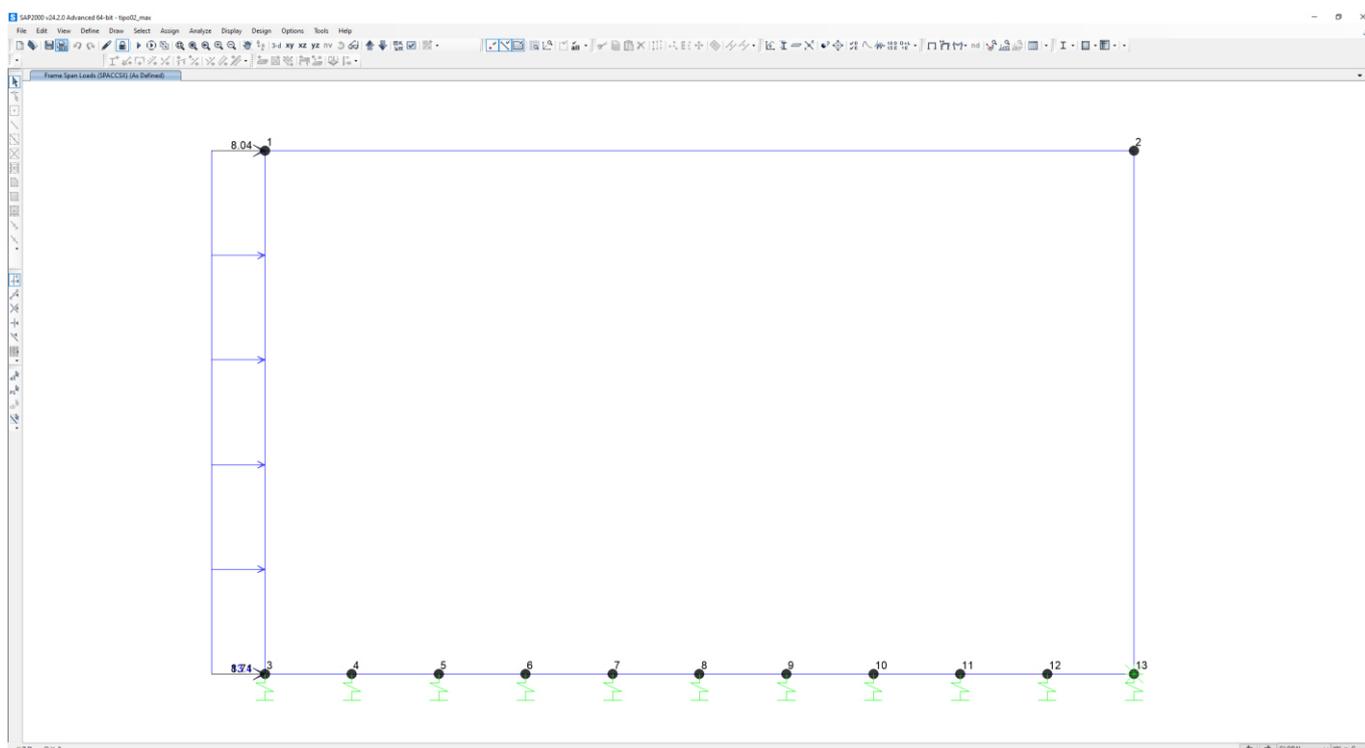


Figura 32 – Condizione di carico SPACCSX

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} 5.92 kN/m²

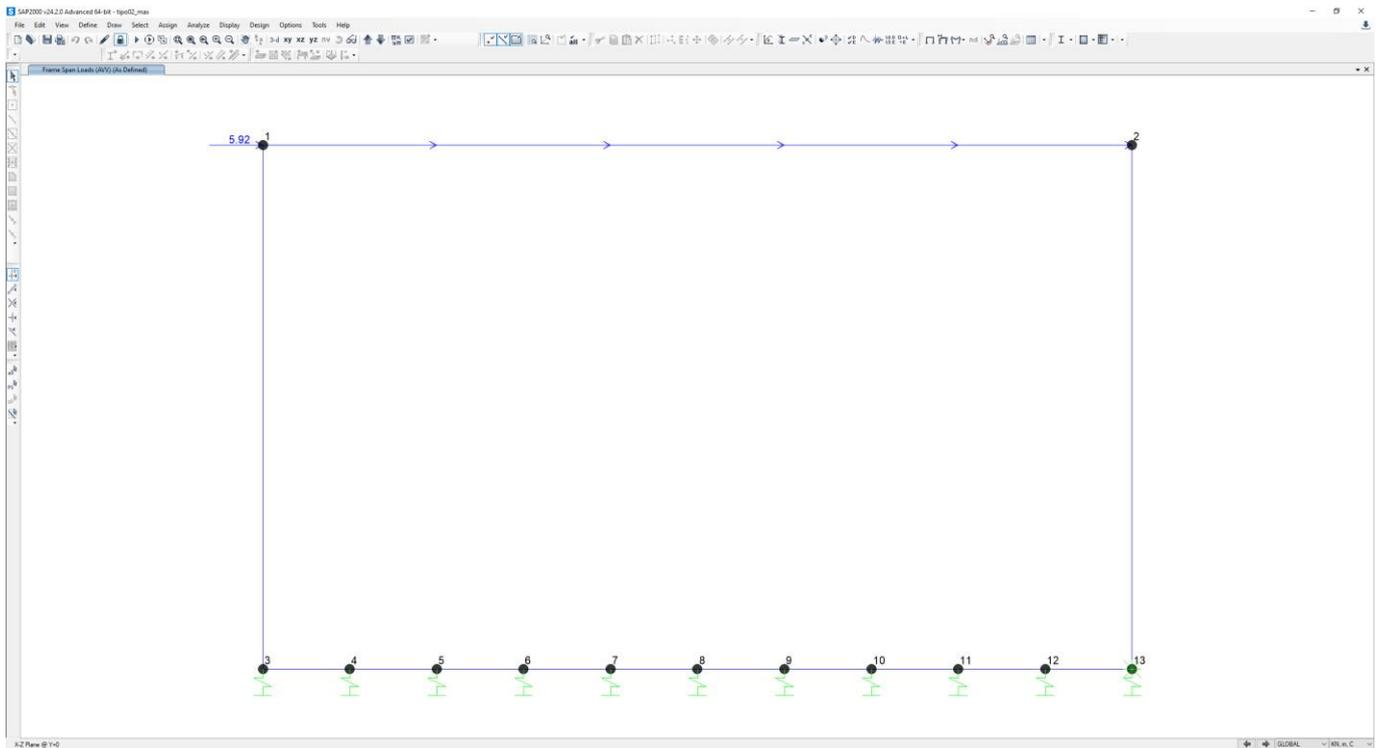


Figura 33 – Condizione di carico AVV

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.

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

Parametri sismici di progetto	a_{max}	0.290 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	25.24 kN/m ²
Forza orizzontale sul singolo piedritto	F''_h	8.70 kN/m ²

Forza di inerzia (condizione sisma V)

Forza verticale su soletta di copertura	F''_v	12.62 kN/m ²
---	---------	-------------------------

Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizione SPSSX)

Spinta sul singolo piedritto	Q_w	66.71 kN/m ²
Forza su nodo superiore	$Q_{w,sup}$	40.03 kN/m
Forza su nodo inferiore	$Q_{w,inf}$	43.36 kN/m

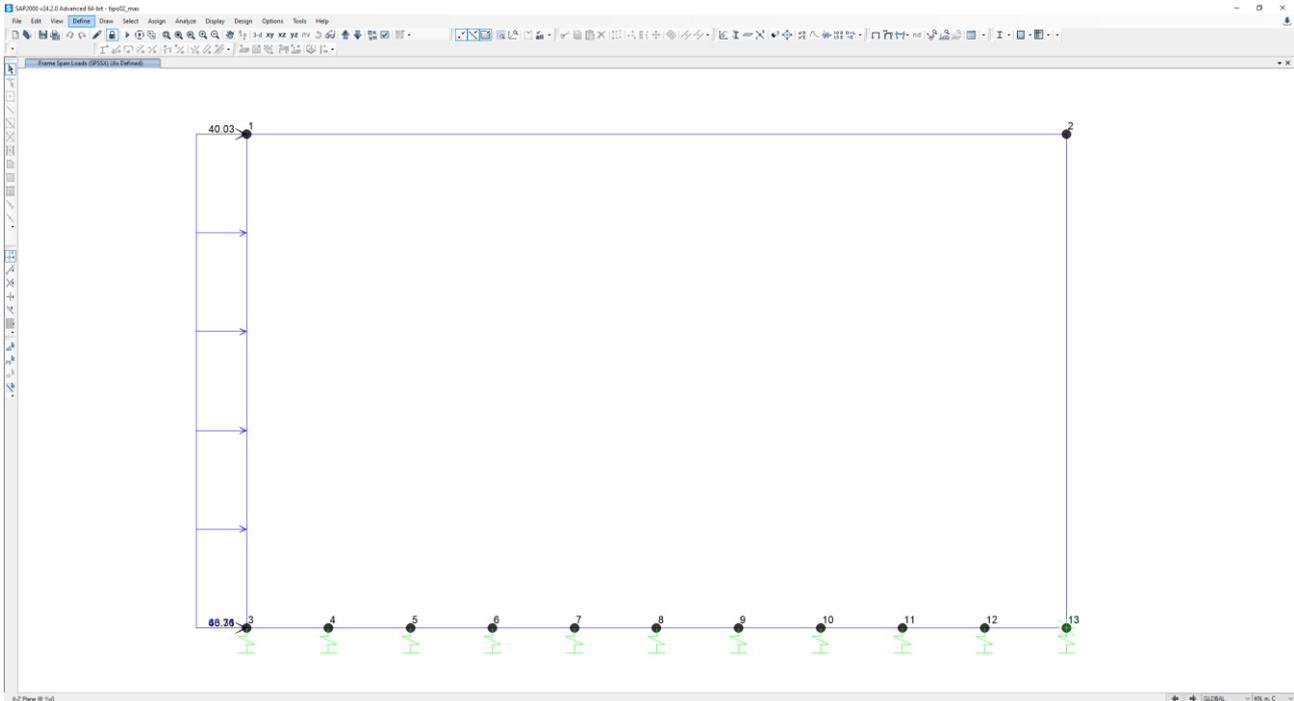


Figura 34 – Condizione di carico SPSSX

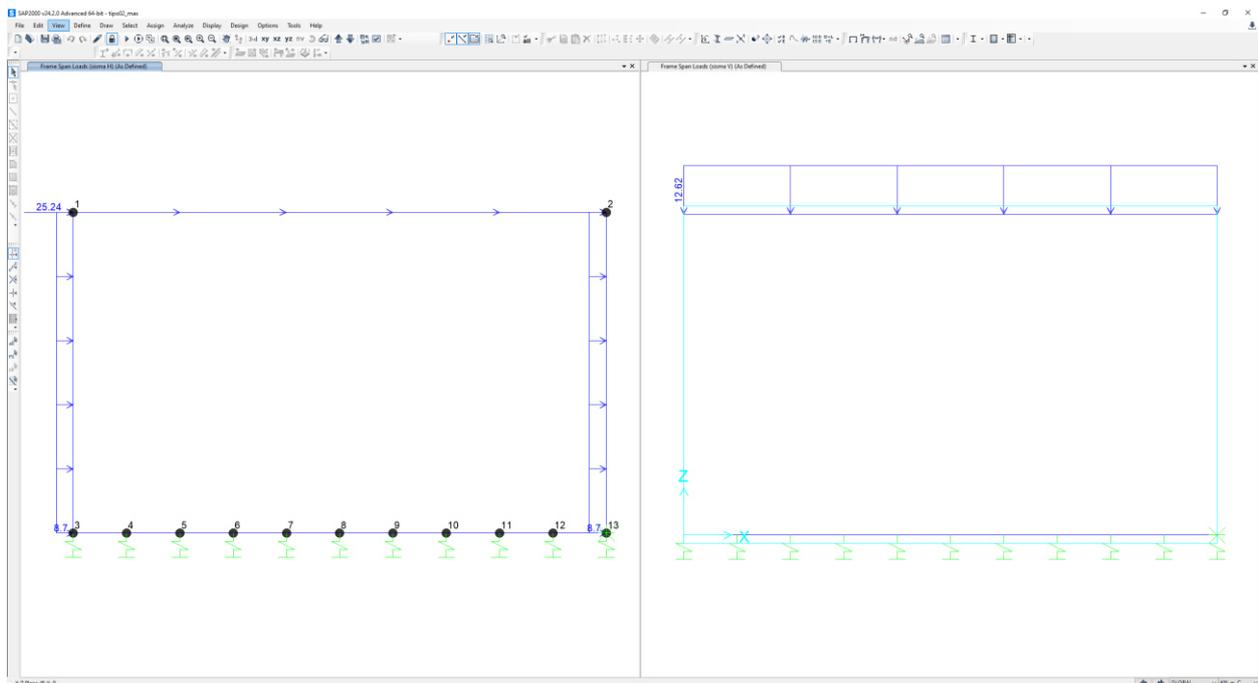
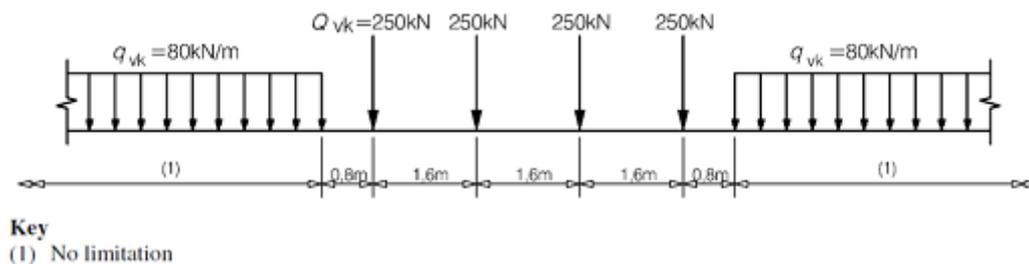


Figura 35 – Condizione di carico sismaH e sismaV

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.

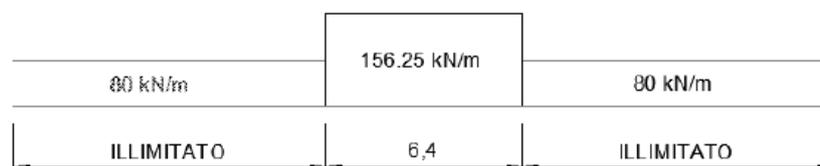
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



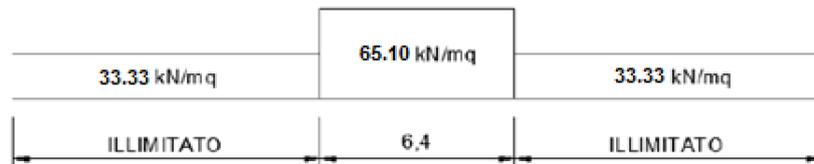
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

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:



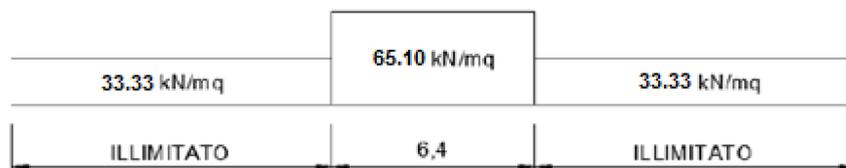
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
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 α 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:

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

anziché:

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

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 α 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.

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_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ 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 ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

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

⁽²⁾ 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.

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

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

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5 – Tab. 5.2.VI delle NT18 – coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{wk}	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 _k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 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.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_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

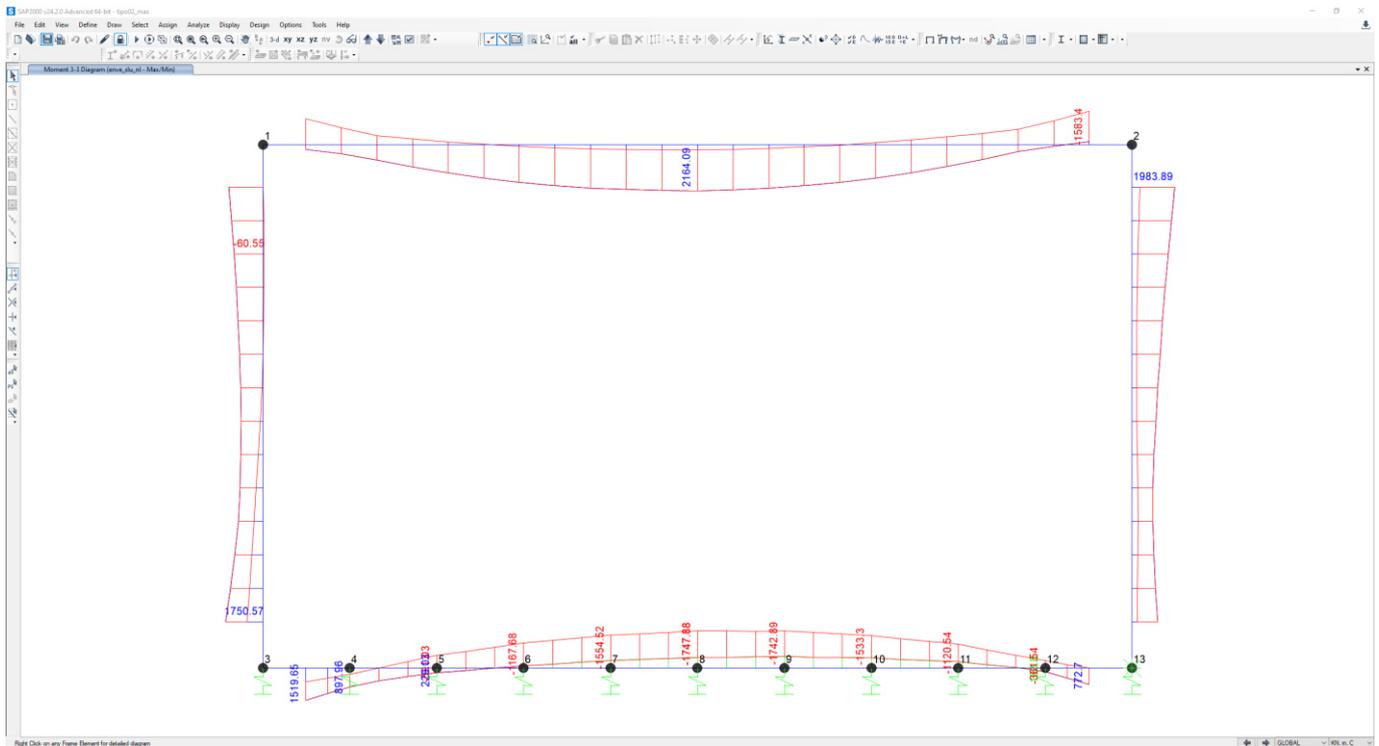


Figura 36 – Momento Flettente – enve_SLU

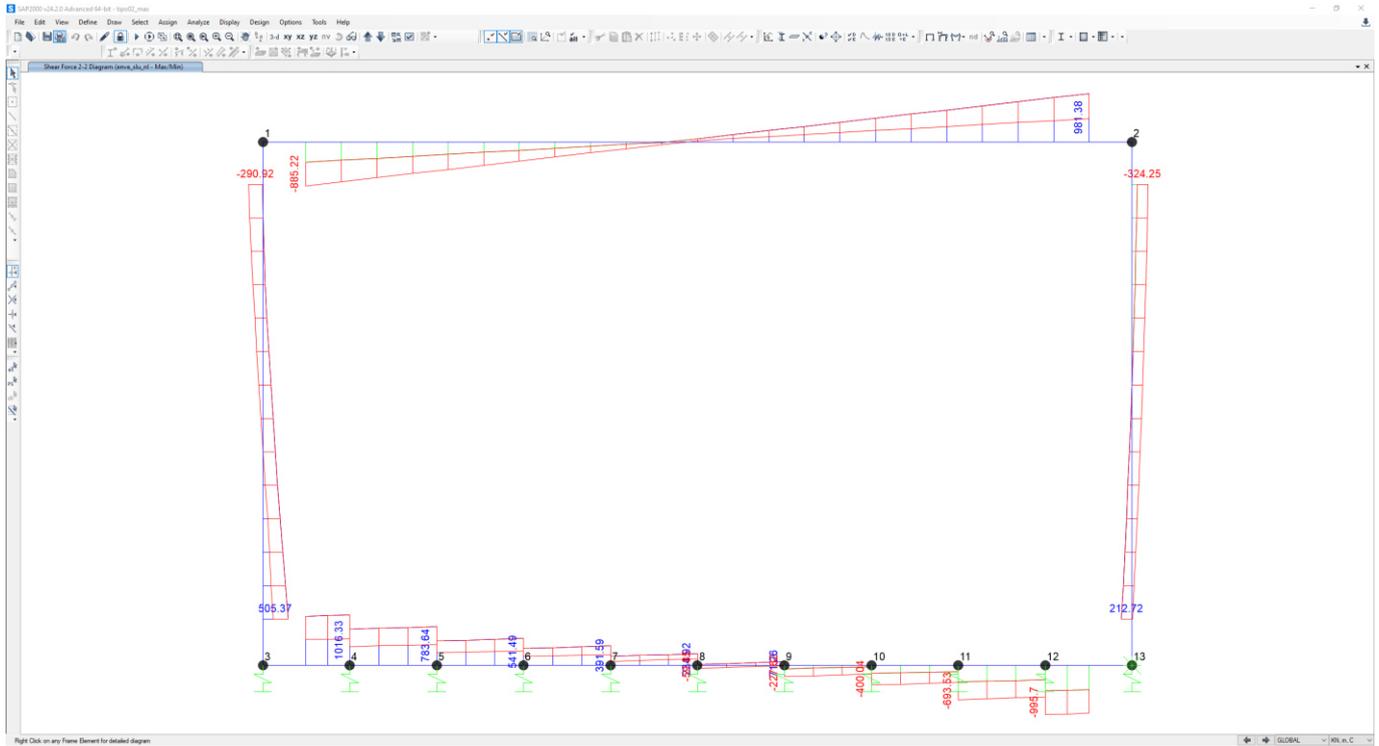


Figura 37 – Sforzo di taglio – enve_SLU

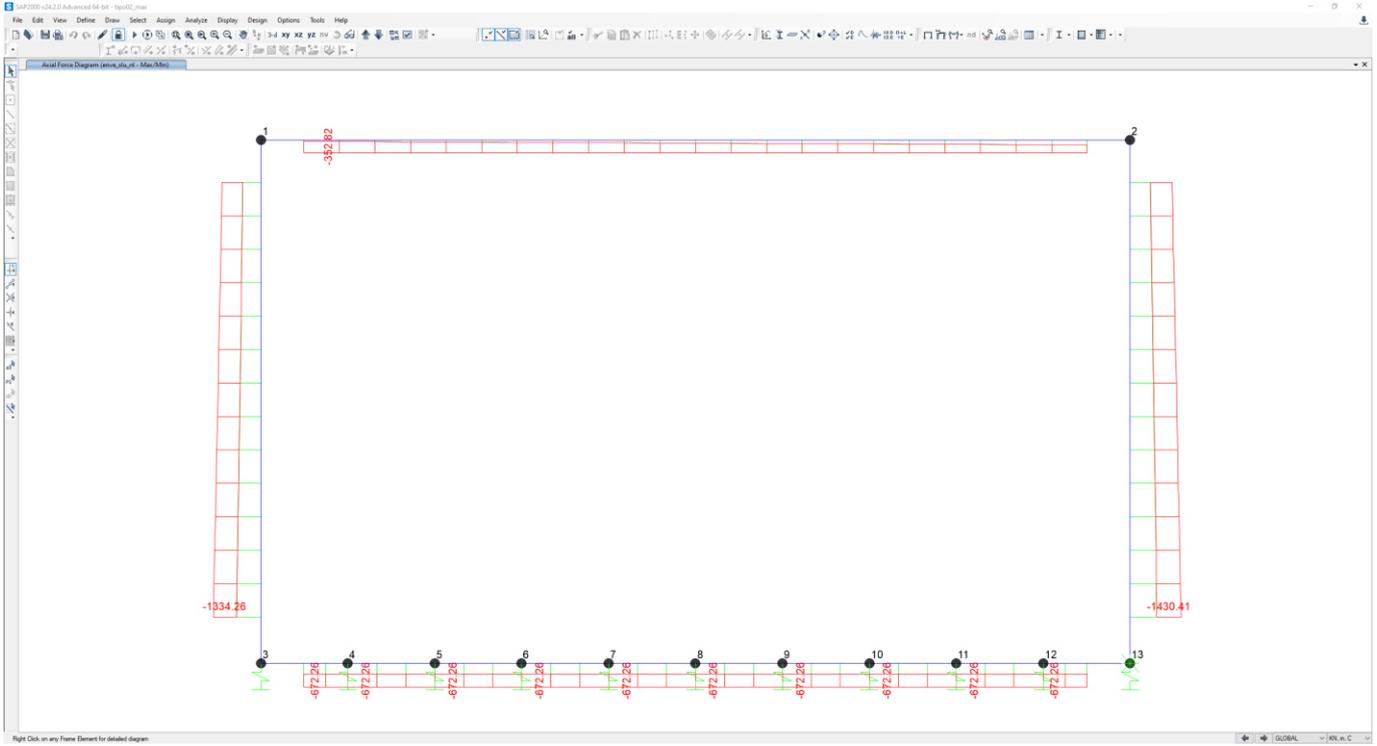


Figura 38 – Sforzo Normale – enve_SLU

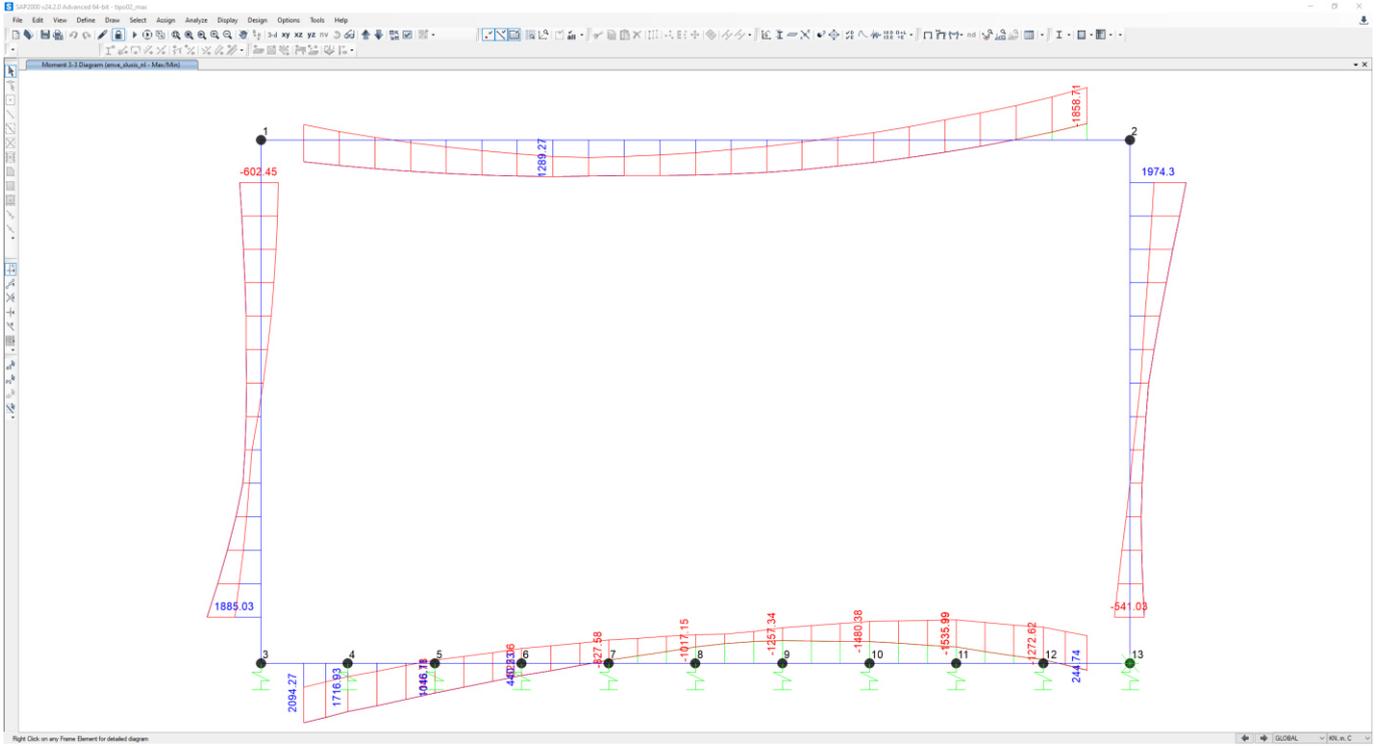


Figura 39 – Momento Flettente – enve_SLV

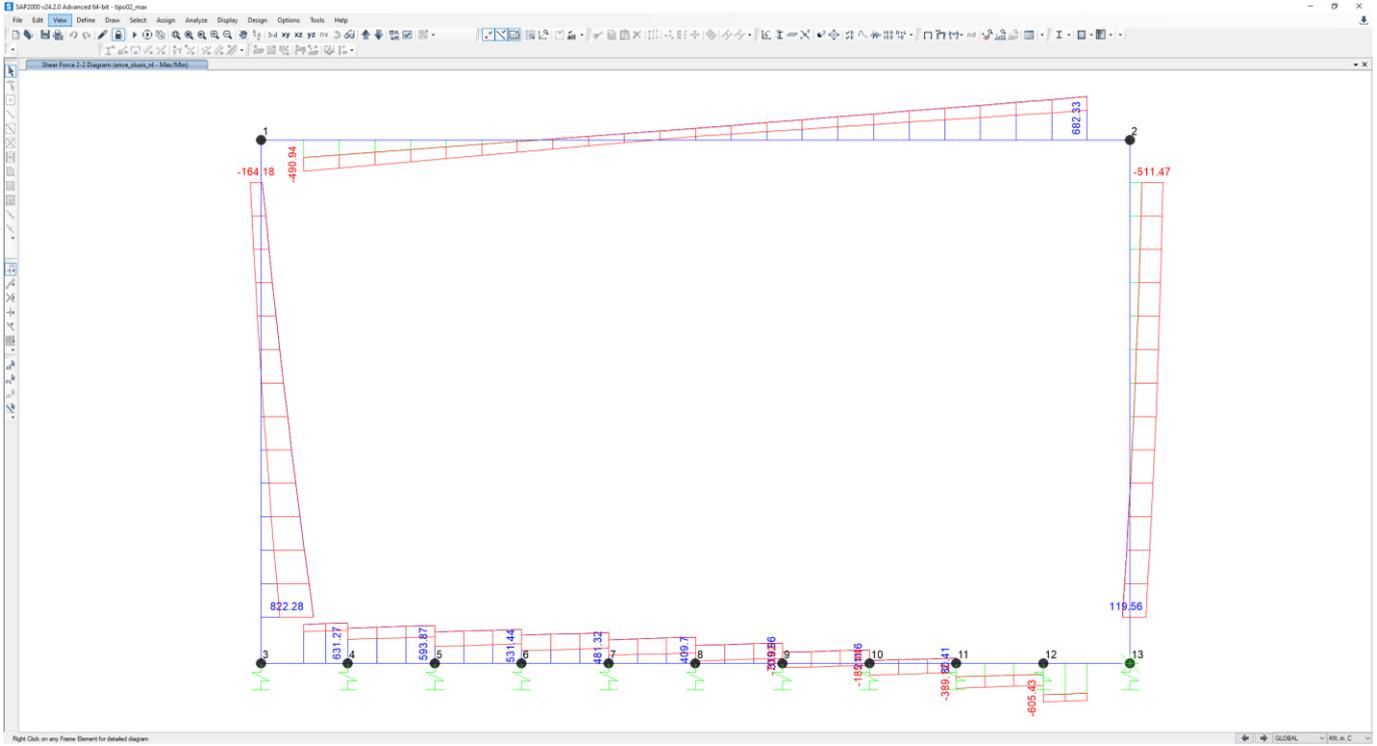


Figura 40 – Sforzo di taglio – enve_SLV

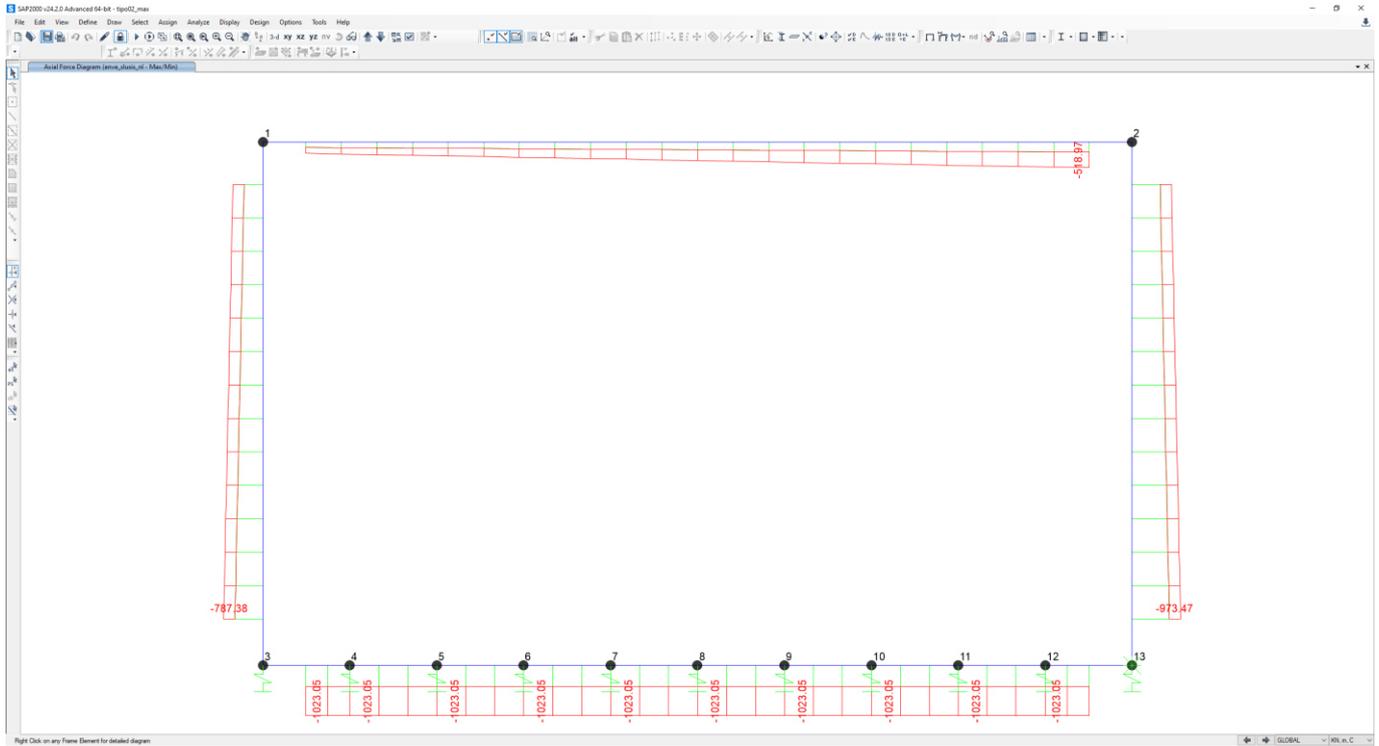


Figura 41 – Sforzo Normale – enve_SLV

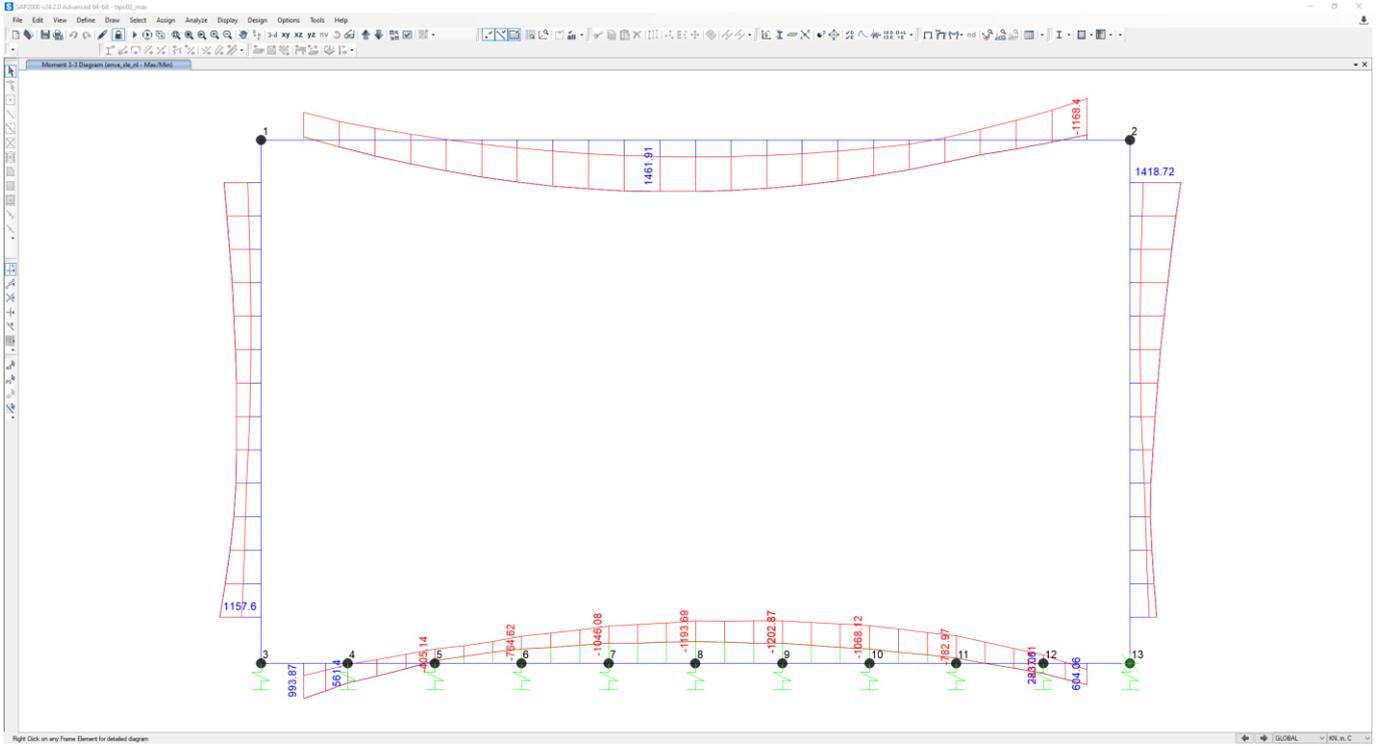


Figura 42 – Momento Flettente – enve_SLE

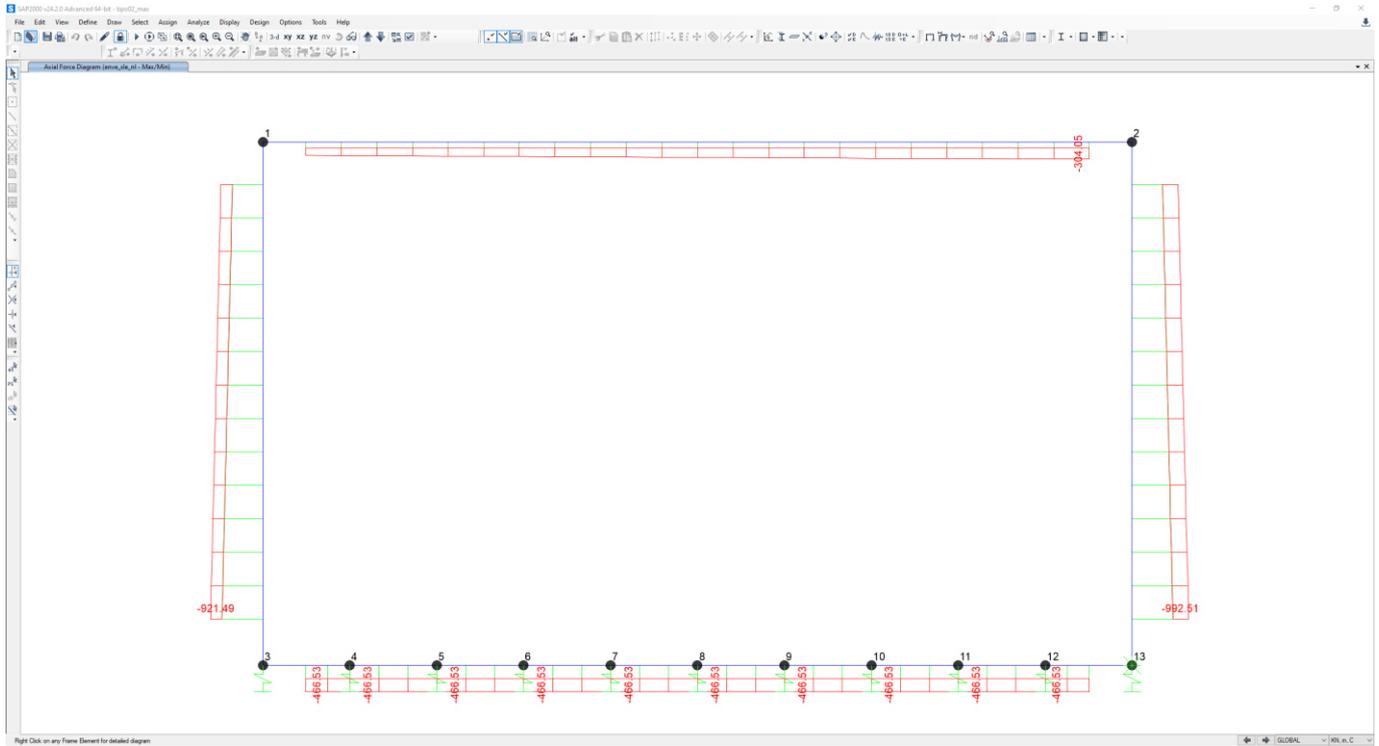


Figura 43 – Sforzo Normale – enve_SLE

7.7.2 Sintesi sollecitazioni

SOLETTA SUPERIORE

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-207.21	1.27	1289.27	3	4.10	sis10_nl
M3	min	-518.97	682.33	-1858.71	3	11.60	sis9_nl
V2	max	-472.29	682.33	-1600.84	3	11.60	sis5_nl
V2	min	-176.91	-490.94	-278.16	3	0.60	sis3_nl
P	max	-110.01	-490.94	48.47	3	0.60	sis14_nl
P	min	-518.97	682.33	-1858.71	3	11.60	sis9_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-89.60	31.60	2164.09	3	6.10	slu2_nl
M3	min	-316.24	981.38	-1293.75	3	11.60	slu4_nl
V2	max	-316.24	981.38	-1293.75	3	11.60	slu4_nl
V2	min	-42.36	-885.22	-183.37	3	0.60	slu2_nl
P	max	-42.36	-885.22	-183.37	3	0.60	slu2_nl
P	min	-345.16	968.31	-1236.32	3	11.60	slu5_nl

SLE - RARA TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-136.25	-22.14	1461.91	3	5.60	ten2_nl
M3	min	-304.05	669.70	-1168.40	3	11.60	ten3_nl
V2	max	-248.03	669.70	-858.96	3	11.60	ten1_nl
V2	min	-182.87	-598.68	-468.35	3	0.60	ten1_nl
P	max	-106.63	-598.68	-90.15	3	0.60	ten2_nl
P	min	-304.05	669.70	-1168.40	3	11.60	ten3_nl

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

M3	max	-128.40	-25.71	1390.74	3	5.60	fes2_nl
M3	min	-289.09	623.71	-1090.89	3	11.60	fes3_nl
V2	max	-233.07	623.71	-781.45	3	11.60	fes1_nl
V2	min	-180.94	-566.89	-468.97	3	0.60	fes1_nl
P	max	-104.71	-566.89	-90.76	3	0.60	fes2_nl
P	min	-289.09	623.71	-1090.89	3	11.60	fes3_nl

SLE - Q.P. TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-106.33	0.00	1064.47	3	6.10	qpe2_nl
M3	min	-219.92	-439.73	-729.29	3	0.60	qpe3_nl
V2	max	-173.24	439.73	-471.42	3	11.60	qpe1_nl
V2	min	-173.24	-439.73	-471.42	3	0.60	qpe1_nl
P	max	-106.33	-439.73	-144.79	3	0.60	qpe2_nl
P	min	-219.92	-439.73	-729.29	3	0.60	qpe3_nl

PIEDRITTI

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-789.03	-511.47	1974.30	2	6.80	sis9_nl
M3	min	-377.07	21.84	-602.45	4	6.80	sis12_nl
V2	max	-561.52	822.28	1844.22	4	0.65	sis12_nl
V2	min	-789.03	-511.47	1974.30	2	6.80	sis9_nl
P	max	-377.07	-45.06	-315.96	4	6.80	sis6_nl
P	min	-973.47	-198.11	-442.95	2	0.65	sis5_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-1149.81	-324.25	1983.89	2	6.80	slu11_nl
M3	min	-531.09	-14.80	-60.55	4	5.85	slu9_nl
V2	max	-1301.30	505.37	1750.57	4	0.65	slu7_nl
V2	min	-1149.81	-324.25	1983.89	2	6.80	slu11_nl

P	max	-502.72	-182.44	463.96	4	6.80	slu8_nl
P	min	-1430.41	27.37	766.81	2	0.65	slu4_nl

SLE - RARA TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-808.07	-279.03	1418.72	2	6.80	ten3_nl
M3	min	-779.61	8.69	390.69	4	5.38	ten2_nl
V2	max	-921.50	344.20	1157.60	4	0.65	ten2_nl
V2	min	-808.07	-279.03	1418.72	2	6.80	ten3_nl
P	max	-737.05	-134.66	760.27	4	6.80	ten1_nl
P	min	-992.51	97.18	606.97	2	0.65	ten1_nl

SLE - RARA FESSURAZIONE		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-753.59	-263.36	1321.74	2	6.80	fes3_nl
M3	min	-739.34	2.89	364.70	4	5.38	fes2_nl
V2	max	-881.22	325.71	1074.15	4	0.65	fes2_nl
V2	min	-753.59	-263.36	1321.74	2	6.80	fes3_nl
P	max	-696.77	-136.66	739.82	4	6.80	fes1_nl
P	min	-938.04	112.85	606.36	2	0.65	fes1_nl

SLE - Q.P. TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-535.67	-191.35	887.87	2	6.80	qpe3_nl
M3	min	-592.43	-10.21	283.96	2	4.91	qpe2_nl
V2	max	-720.12	242.43	728.88	2	0.65	qpe2_nl
V2	min	-535.67	-191.35	887.87	2	6.80	qpe3_nl
P	max	-535.67	-144.66	658.02	2	6.80	qpe1_nl
P	min	-720.12	175.53	603.93	2	0.65	qpe1_nl

SOLETTA INFERIORE

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-1019.40	602.60	2094.27	1	0.60	sis10_nl
M3	min	-905.81	65.41	-1535.99	1	9.76	sis9_nl
V2	max	-541.34	631.27	717.82	1	1.22	sis14_nl
V2	min	-541.34	-605.43	-124.38	1	10.98	sis14_nl
P	max	-427.75	609.16	848.09	1	0.60	sis13_nl
P	min	-1023.05	569.03	2075.98	1	0.60	sis12_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-672.26	989.13	1519.65	1	0.60	slu7_nl
M3	min	-427.74	185.25	-1747.88	1	6.10	slu11_nl
V2	max	-672.26	1016.33	897.96	1	1.22	slu7_nl
V2	min	-416.46	-995.70	163.80	1	10.98	slu2_nl
P	max	-308.16	972.44	905.54	1	0.60	slu3_nl
P	min	-672.26	989.13	1519.65	1	0.60	slu7_nl

SLE - RARA TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-466.53	687.47	993.87	1	0.60	ten2_nl
M3	min	-334.27	27.35	-1202.87	1	7.32	ten3_nl
V2	max	-466.53	707.61	561.40	1	1.22	ten2_nl
V2	min	-466.53	-692.92	51.26	1	10.98	ten2_nl
P	max	-334.27	685.23	704.12	1	0.60	ten3_nl
P	min	-466.53	687.47	993.87	1	0.60	ten2_nl

SLE - RARA FESSURAZIONE		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-444.56	651.53	919.40	1	0.60	fes2_nl
M3	min	-312.30	124.90	-1130.76	1	6.10	fes3_nl
V2	max	-444.56	671.68	509.20	1	1.22	fes2_nl

V2	min	-444.56	-659.92	101.09	1	10.98	fes2_nl
P	max	-312.30	649.29	629.64	1	0.60	fes3_nl
P	min	-444.56	651.53	919.40	1	0.60	fes2_nl

SLE - Q.P. TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-347.33	507.66	604.06	1	0.60	qpe2_nl
M3	min	-233.74	61.27	-862.21	1	6.10	qpe3_nl
V2	max	-347.33	527.81	283.06	1	1.22	qpe2_nl
V2	min	-347.33	-527.81	283.06	1	10.98	qpe2_nl
P	max	-233.74	505.69	349.18	1	0.60	qpe3_nl
P	min	-347.33	507.66	604.06	1	0.60	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 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 SL23 facente parte della tipologia in oggetto:

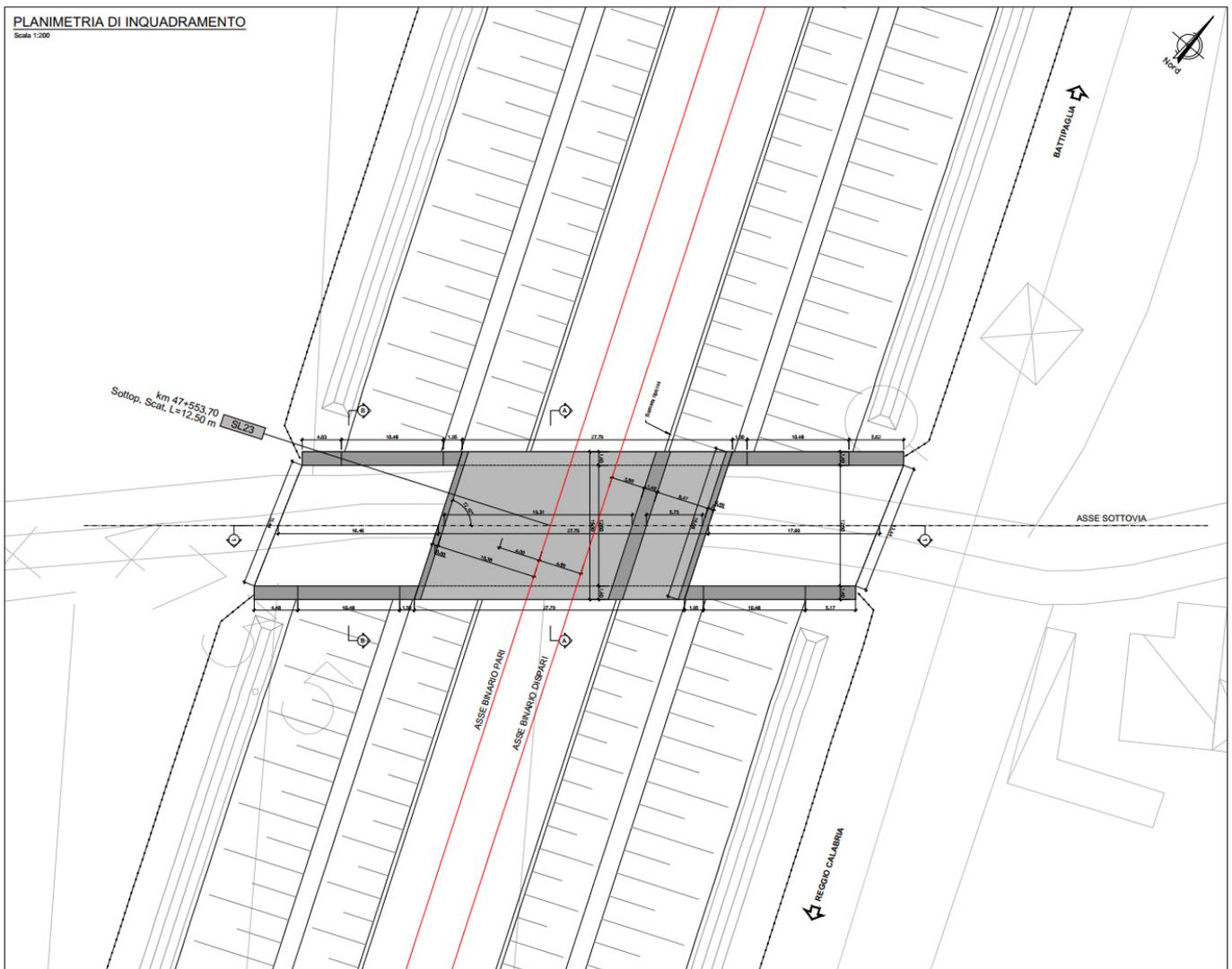


Figura 44 – Planimetria dell'opera – Sottovia SL23

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]

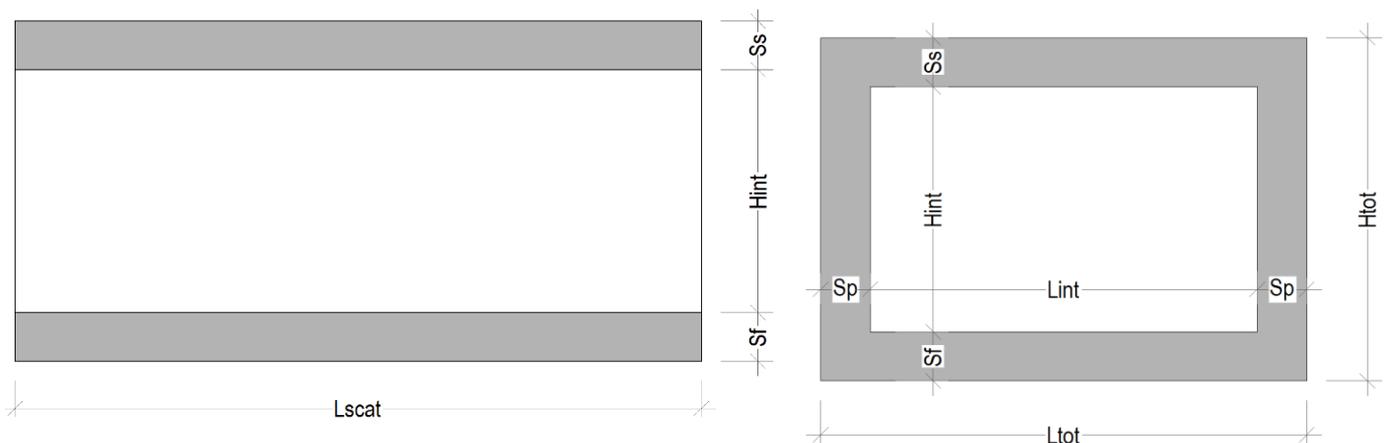


Figura 45 – Simbologia adottata

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.

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:

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

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

σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota del piano di posa della fondazione

ν = 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		PADe2
Angolo di attrito	Φ	22 °
Peso specifico	γ	18.00 kN/m ³
Modulo elastico	E'	17500 kPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3
Lato minore della fondazione	B	15.3

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

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: base 1.0m x altezza 1.50m

Piedritti: base 1.0m x altezza 1.40m

Soletta: base 1.0m x altezza 1.40m

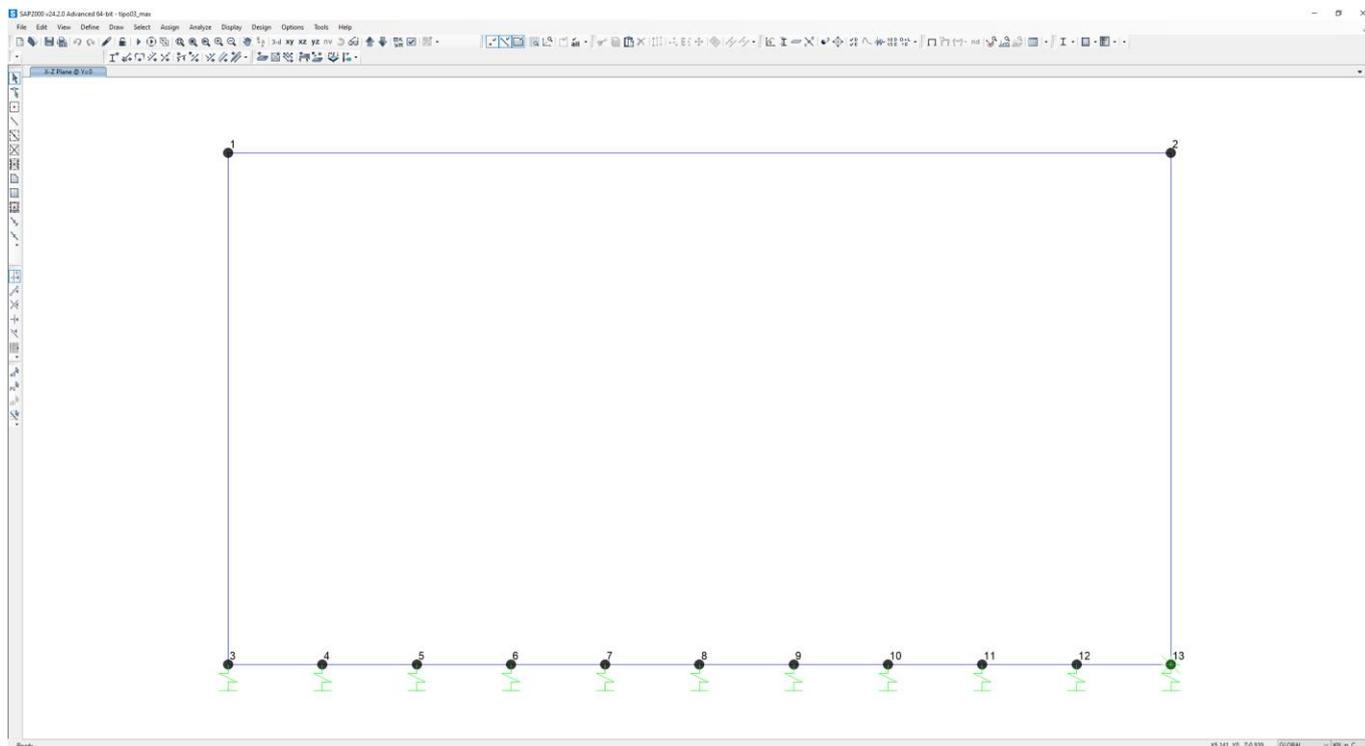
Le caratteristiche geometriche del modello e le coordinate dei nodi sono le seguenti:

Figura 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 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

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/m³.

8.4.2 Permanenti Portati (PERM)

I carichi permanenti portati applicati alla soletta sono i seguenti:

Permanenti portati (condizione PERM)

Peso specifico ballast	γ_b	18.00 kN/m ³
Altezza ballast	H_b	0.80 m
Peso ballast	P_b	14.40 kN/m ²
Peso specifico rinterro	γ_r	20.00 kN/m ³
Altezza rinterro	H_r	4.18 m
Peso rinterro	P_r	83.60 kN/m ²
Peso specifico massetto di protezione/pendenza	γ_m	24.00 kN/m ³
Altezza massetto di protezione/pendenza	H_m	0.24 m
Peso massetto di protezione/pendenza	P_m	5.76 kN/m ²
Permanente totale	G2p	103.76 kN/m ²
Permanente nodi 1 e 2	G2P	72.63 kN/m

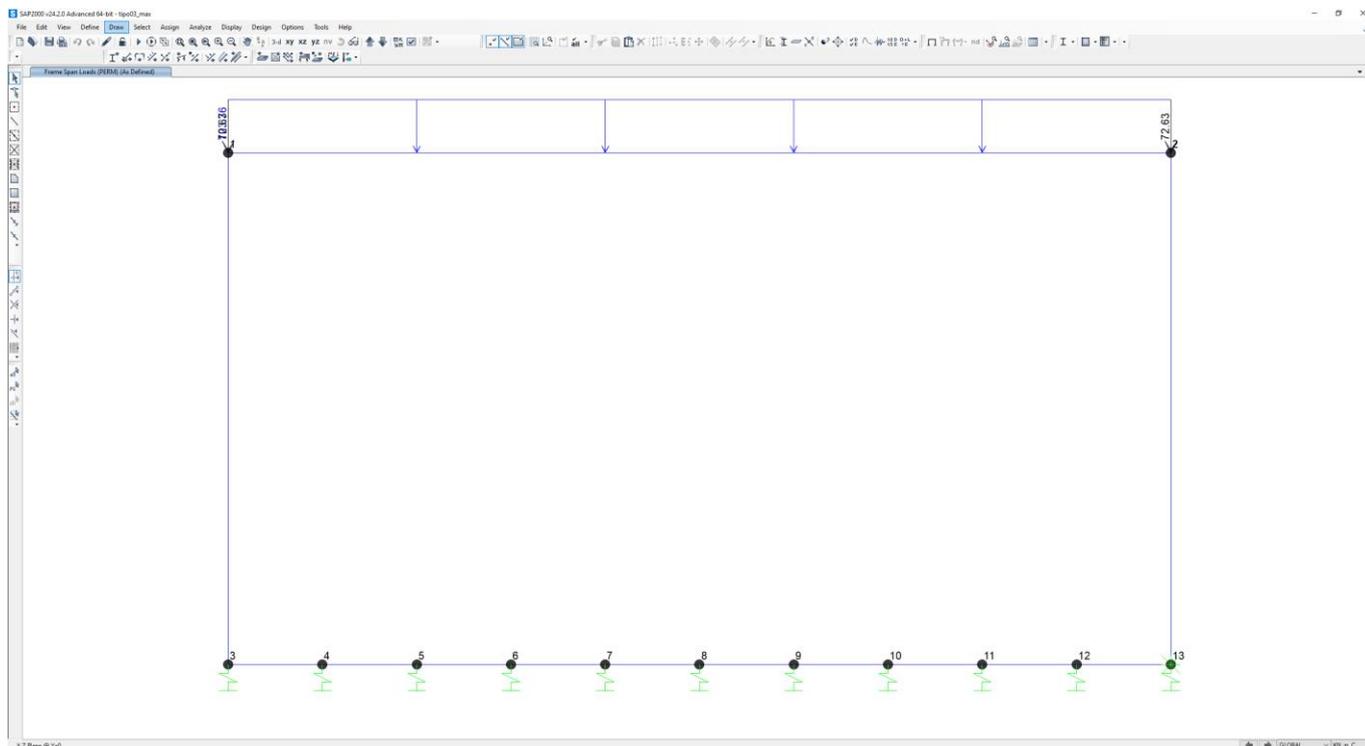


Figura 47 – Condizione di carico PERM

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/m³, 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	γ_t	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito rinterro	ϕ	38 °
coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.384
Pressione estradosso soletta superiore	P1	39.88 kN/m ²
Pressione asse soletta superiore	P2	45.26 kN/m ²
Pressione asse soletta inferiore	P3	103.68 kN/m ²
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	109.44 kN/m ²
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	29.80 kN/m

Forza concentrata asse soletta inferiore

F1

79.92 kN/m

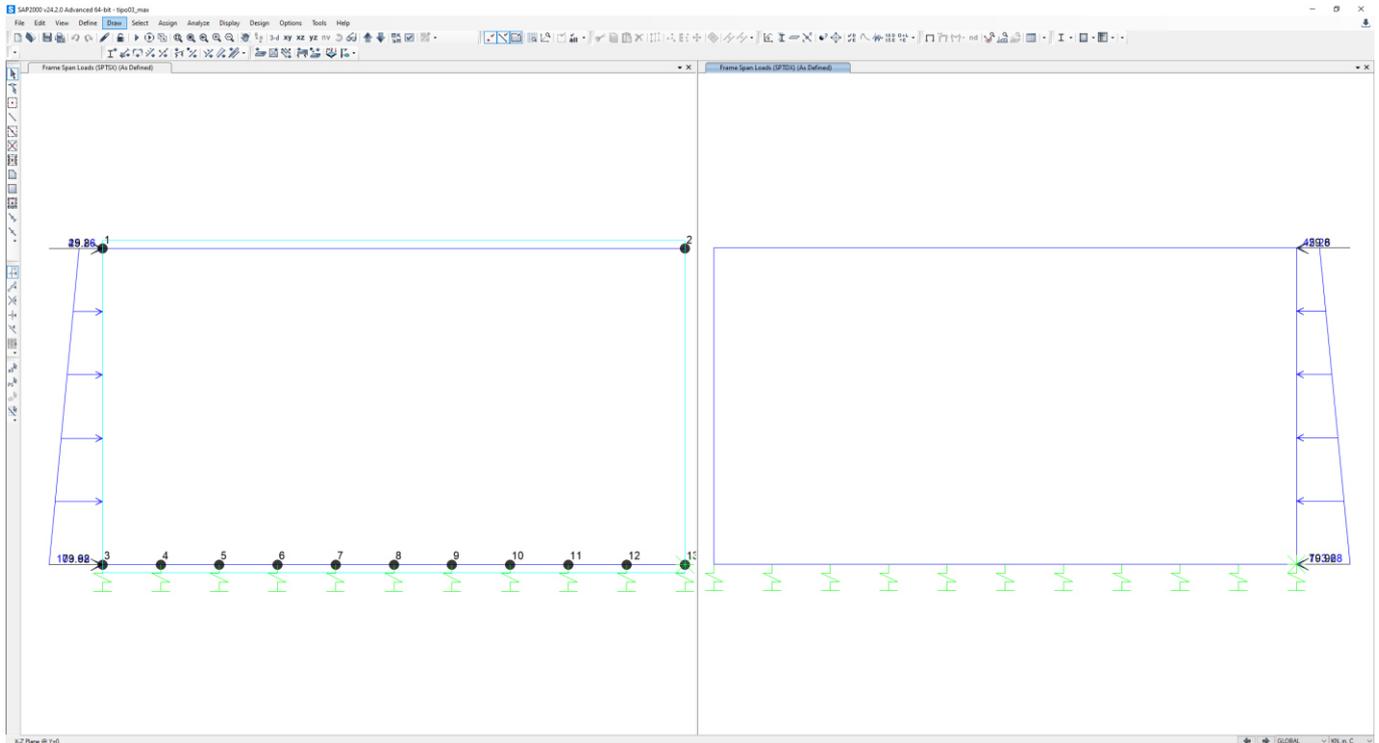


Figura 48 – Condizione di carico SPTSX e SPTDX

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.

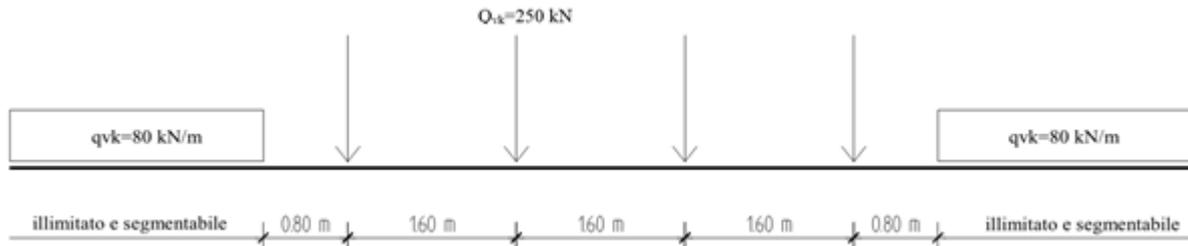


Figura 49 – Carico treno LM71

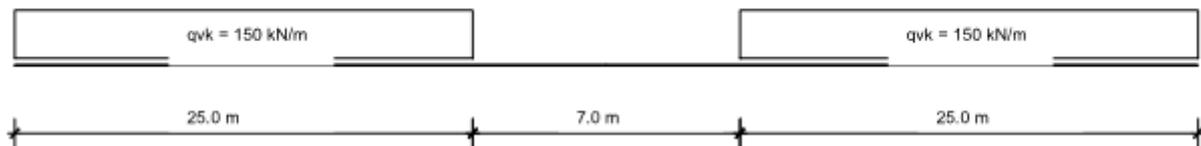


Figura 50 – Carico treno SW/2

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ 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.

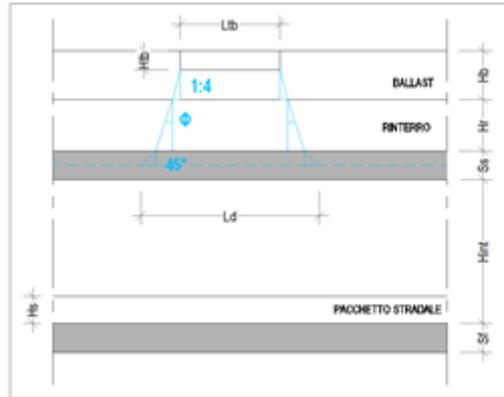


Figura 51 – Schema di diffusione trasversale dei carichi ferroviari.

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.

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

Lunghezza caratteristica media	L_m	9.70 m
Numero luci	n_L	3
Lunghezza caratteristica	L_ϕ	12.61 m
Coefficiente di incremento dinamico	Φ_3	1.37
Coefficiente di incremento dinamico ridotto	$\Phi_{3,rid}$	1.24
Coefficiente di adattamento	α	1.10
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	80 kN/m
Carico concentrato per treno LM71	Q_1	250 kN
Num. carichi concentrati	N_{Q1}	4
Lunghezza applicazione carichi concentrati	$L_{d,Q1}$	6.40 m
Carico ripartito verticale per LM71	P_{q1}	10.34 kN/m ²
Carico ripartito verticale per LM71	P_{Q1}	20.19 kN/m ²
Accidentale nodi 1 e 2	P_{Q1}	14.13 kN/m

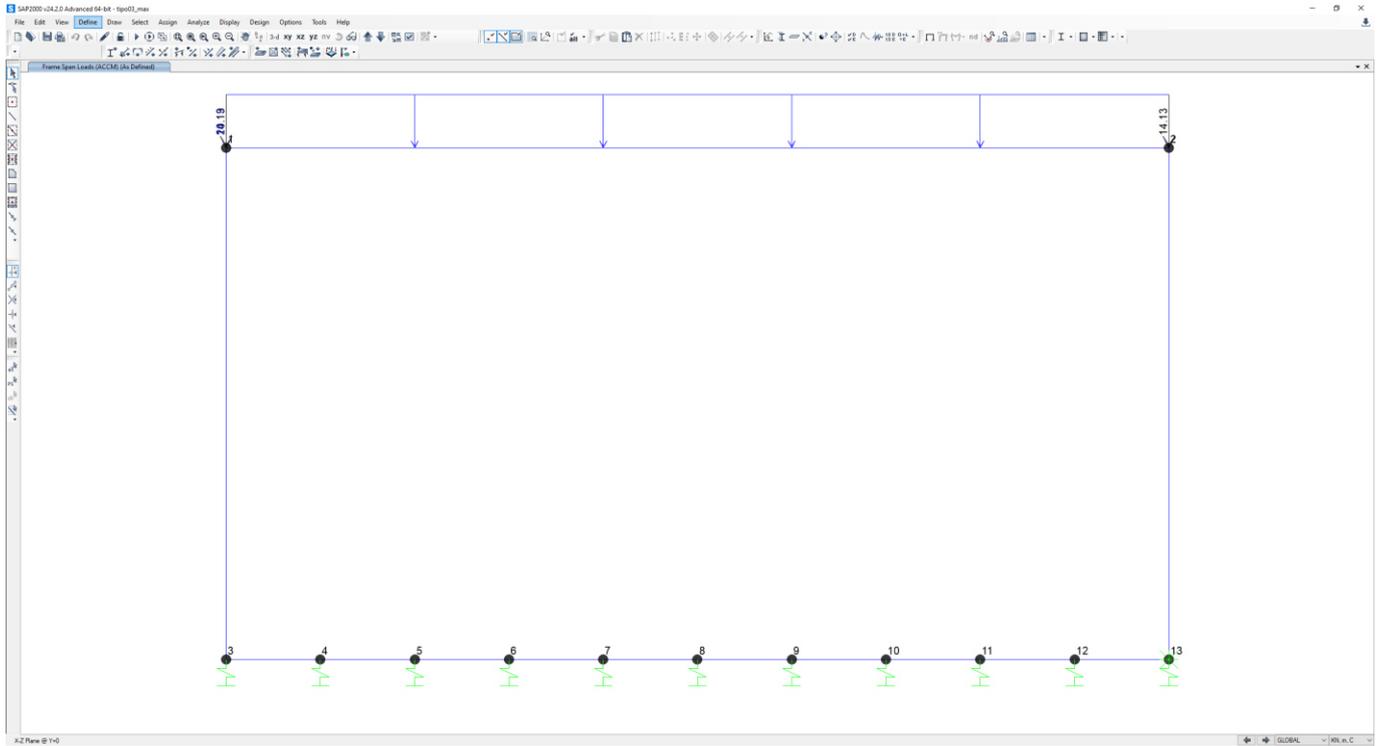


Figura 52 – Condizione di carico ACC

8.4.5 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/m²
Spinta semispessore soletta superiore	$F_{Q1,sup}$	5.06 kN/m
Spinta semispessore soletta inferiore	$F_{Q1,inf}$	5.43 kN/m

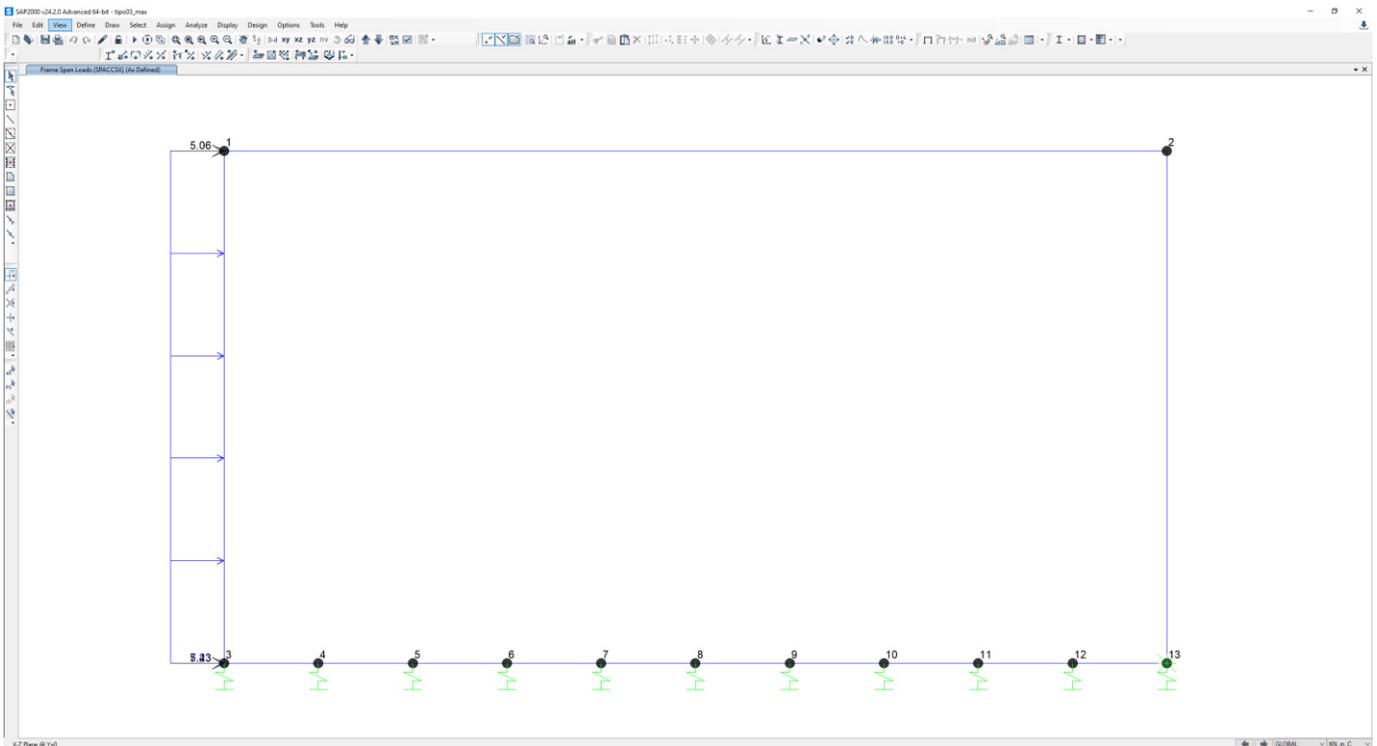


Figura 53 – Condizione di carico SPACCSX

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.

Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento/frenatura	A_v	33 kN/m
Avviamento/frenatura distribuito su soletta superiore	q_{Av}	3.45 kN/m ²

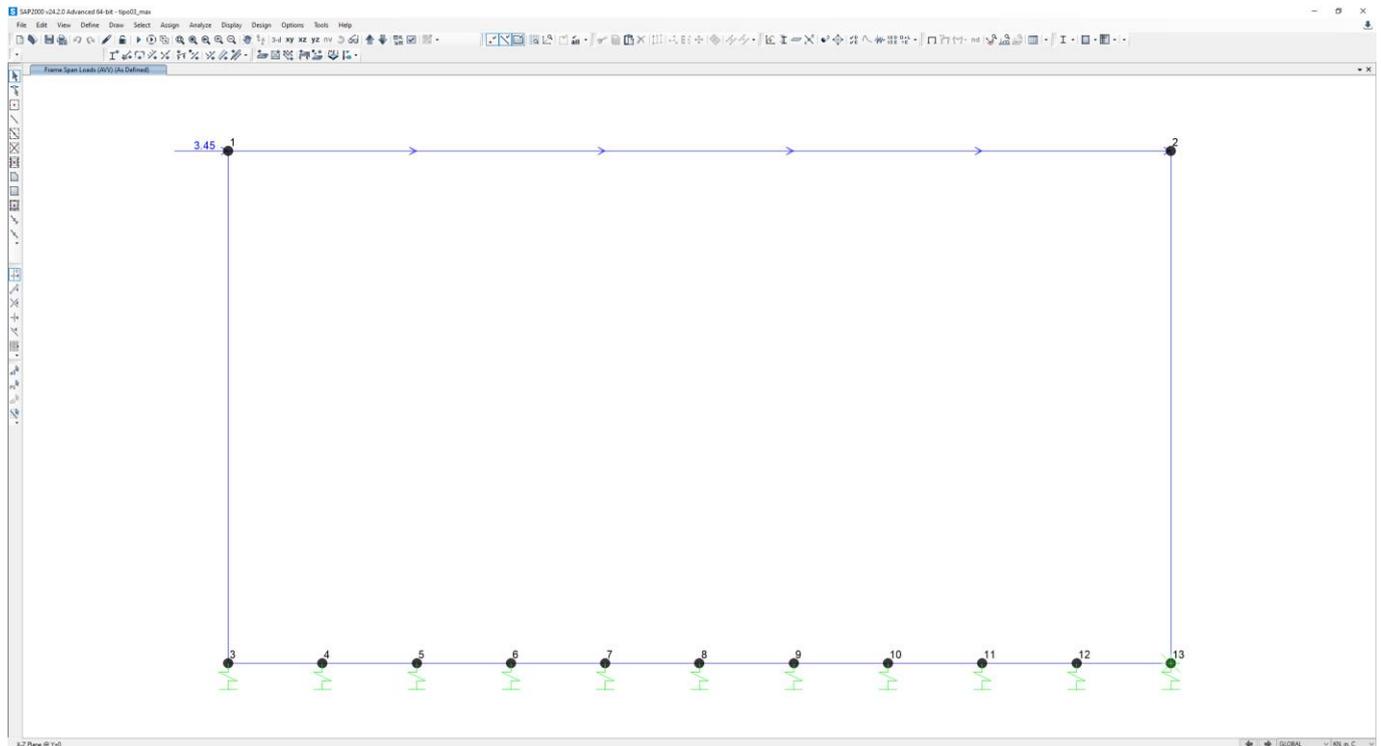


Figura 54 – Condizione di carico AVV

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 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 ²
Forza orizzontale sul singolo piedritto	F''_h	10.15 kN/m ²

Forza di inerzia (condizione sisma V)

Forza verticale su soletta di copertura	F''_v	20.71 kN/m ²
---	---------	-------------------------

Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizione SPSSX)

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

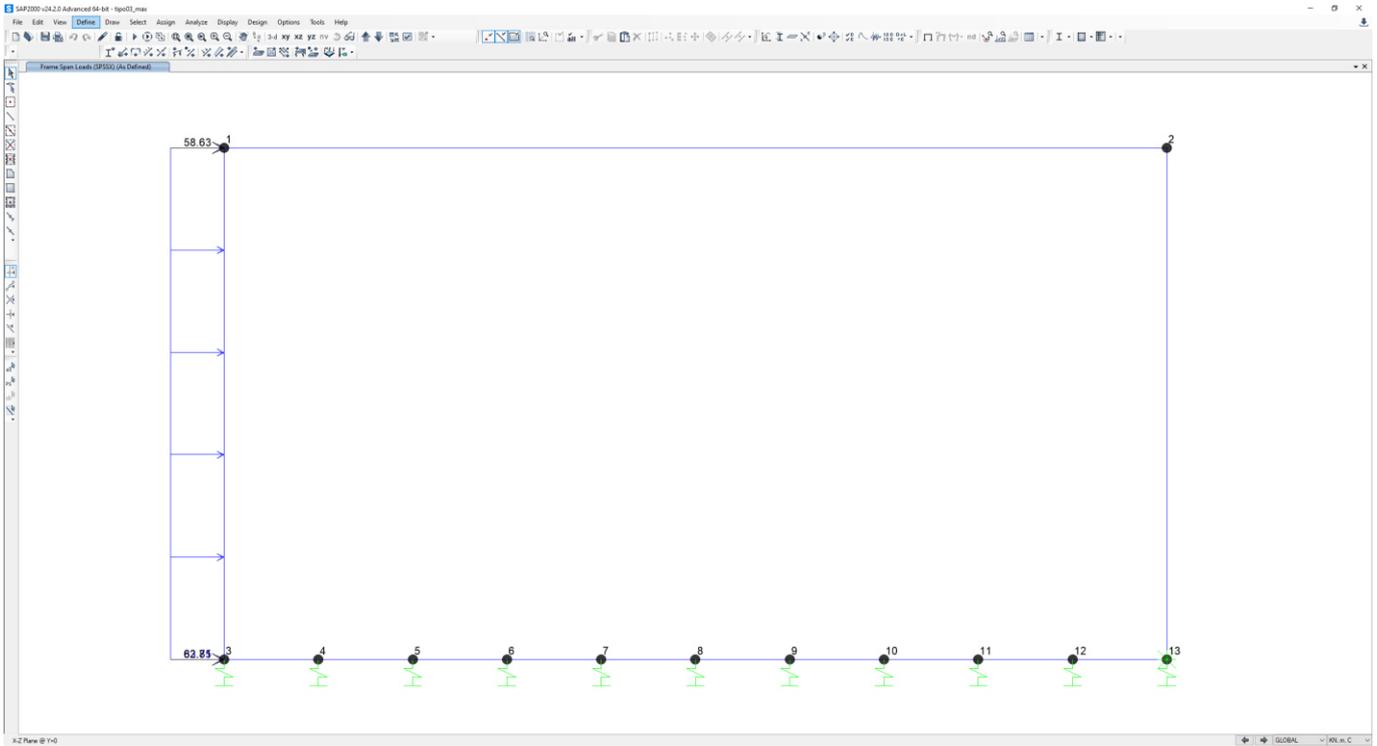


Figura 55 – Condizione di carico SPSSX

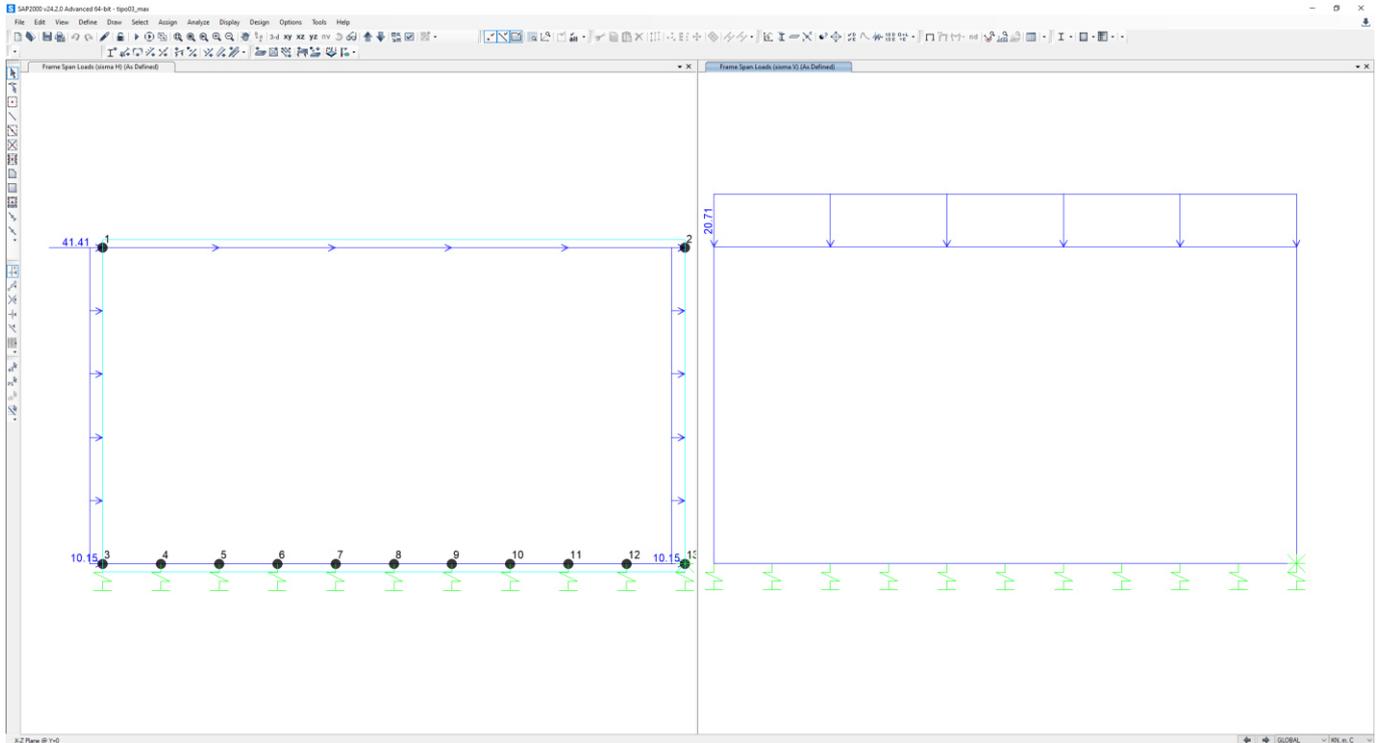
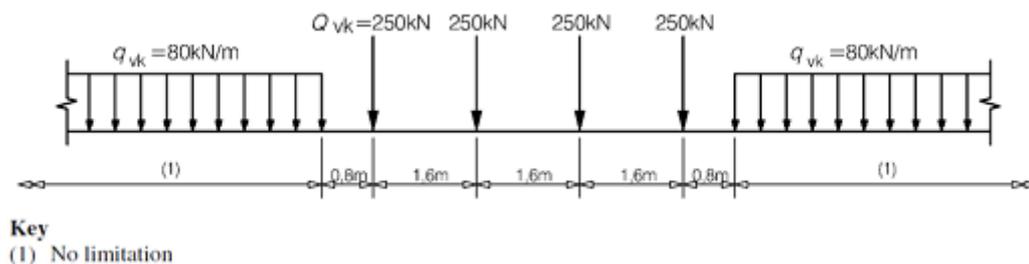


Figura 56 – Condizione di carico sismaH e sismaV

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.

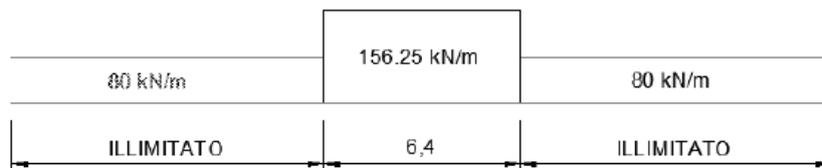
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



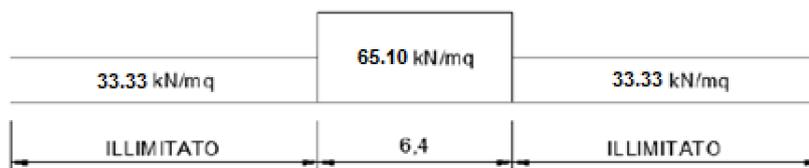
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

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:



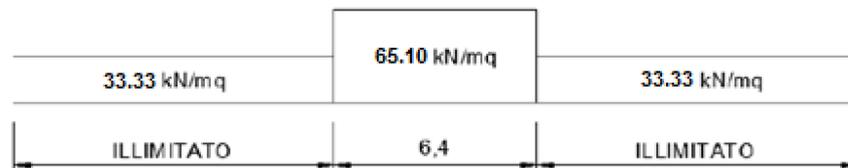
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
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 α 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 α 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

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_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 6 – 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 ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

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

⁽²⁾ 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.

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

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

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 7 – Tab. 5.2.VI delle NT18 – coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	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_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 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.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_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

8.7 Caratteristiche delle sollecitazioni

8.7.1 Diagrammi delle sollecitazioni

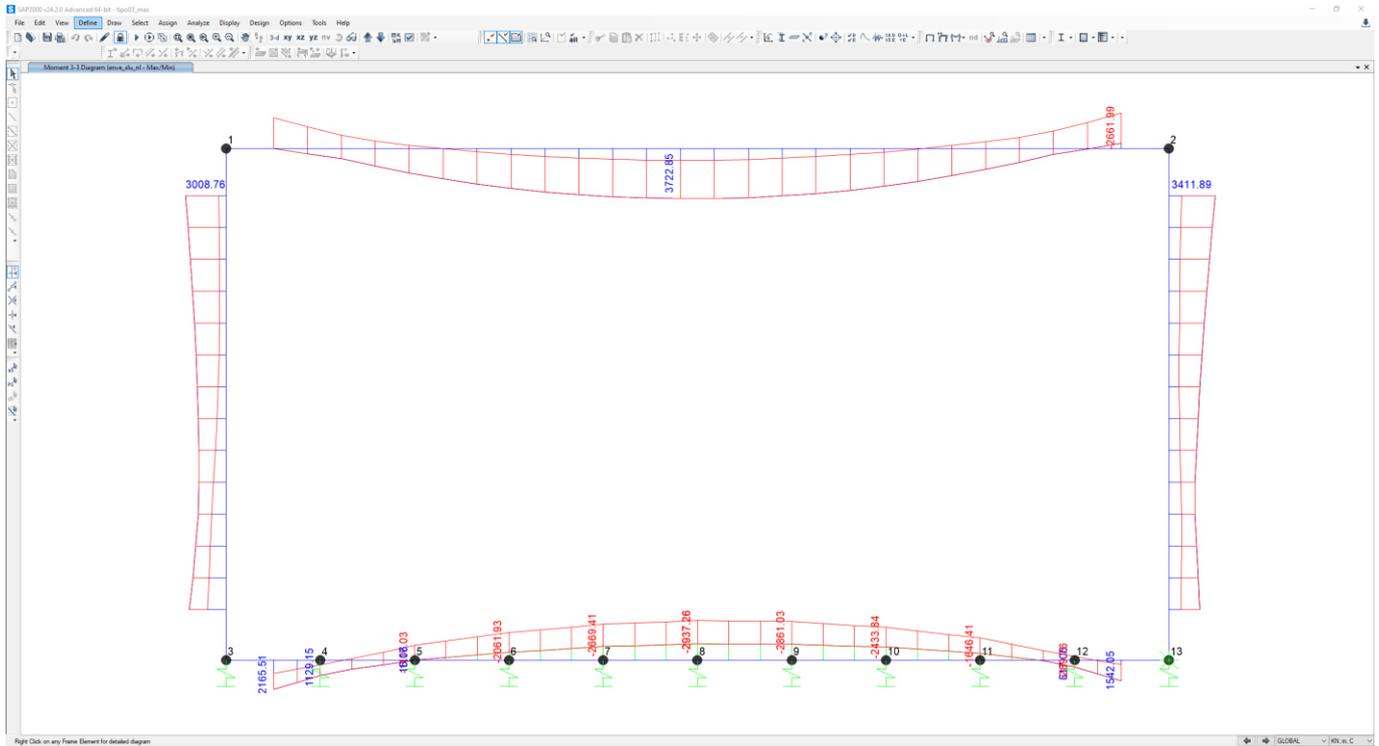


Figura 57 – Momento Flettente – enve_SLU

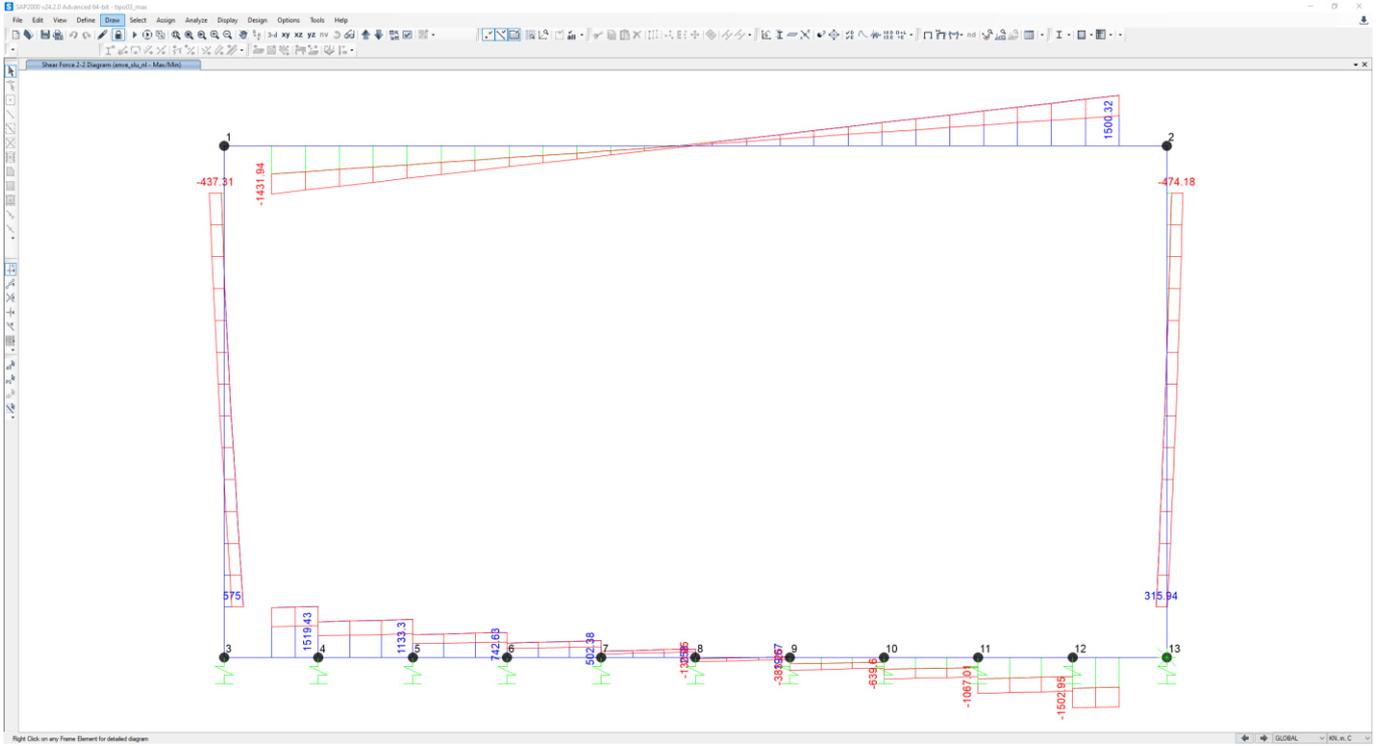


Figura 58 – Sforzo di taglio – enve_SLU

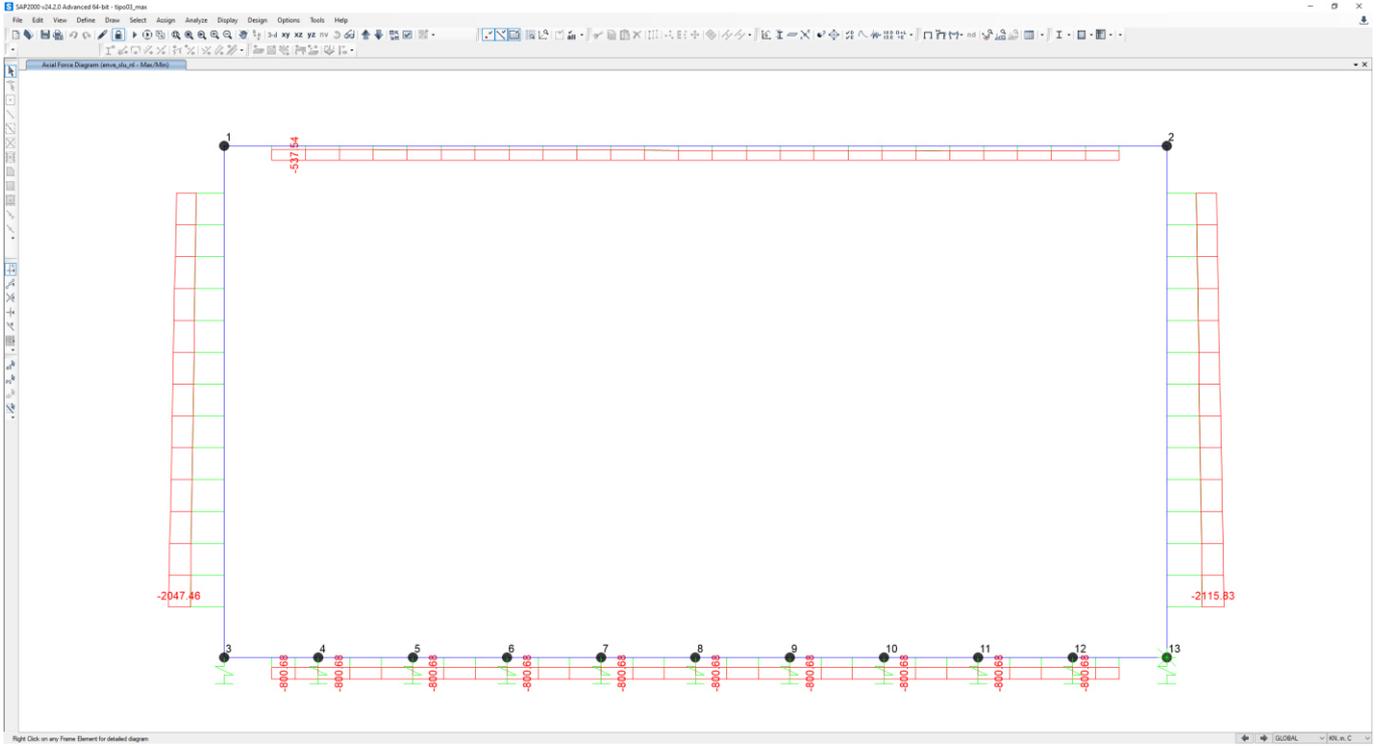


Figura 59 – Sforzo Normale – enve_SLU

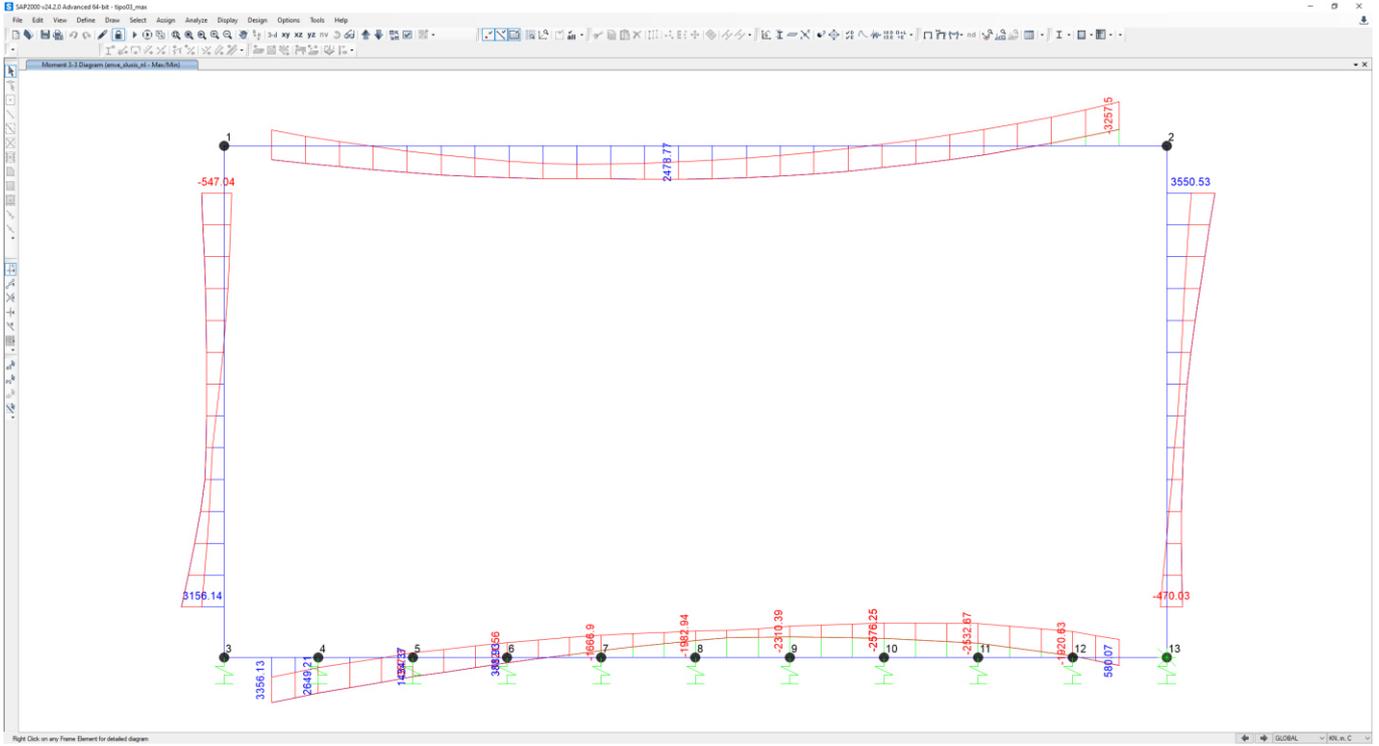


Figura 60 – Momento Flettente – enve_SLV

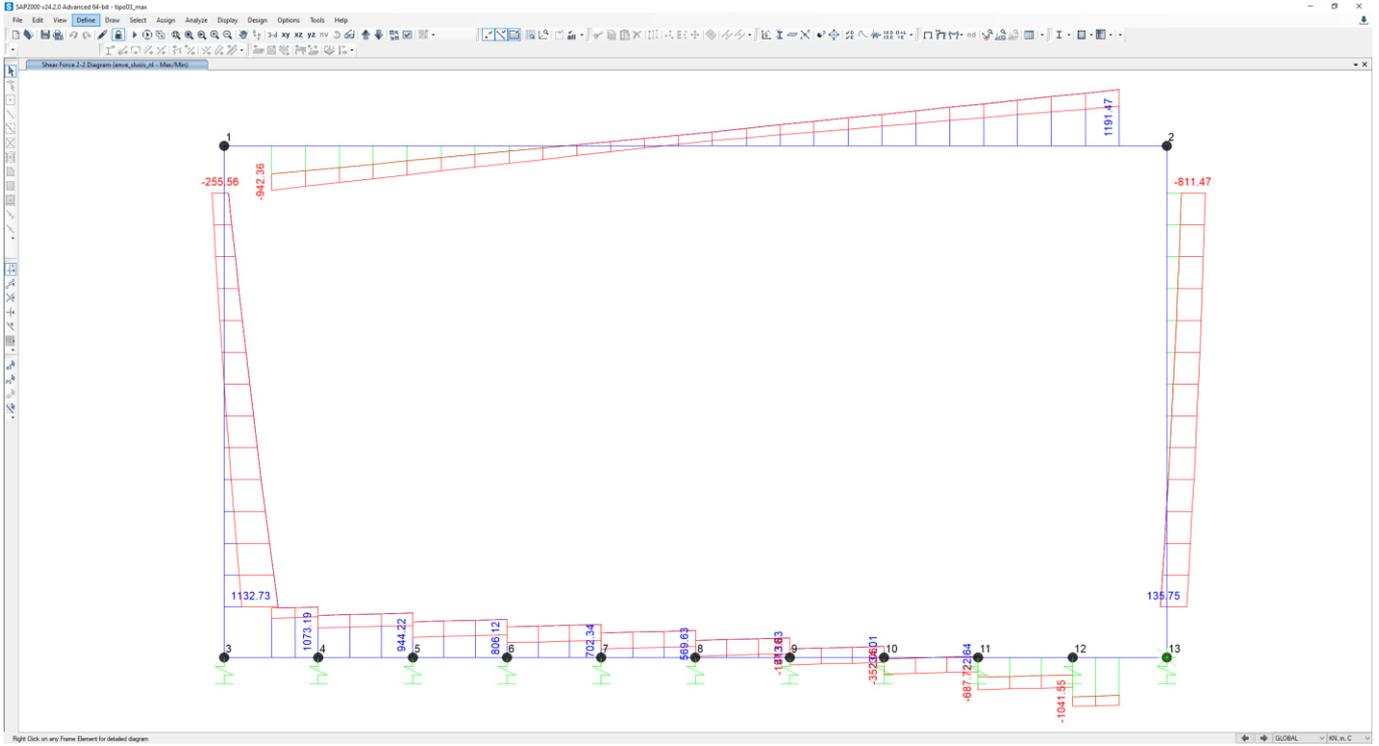


Figura 61 – Sforzo di taglio – enve_SLV

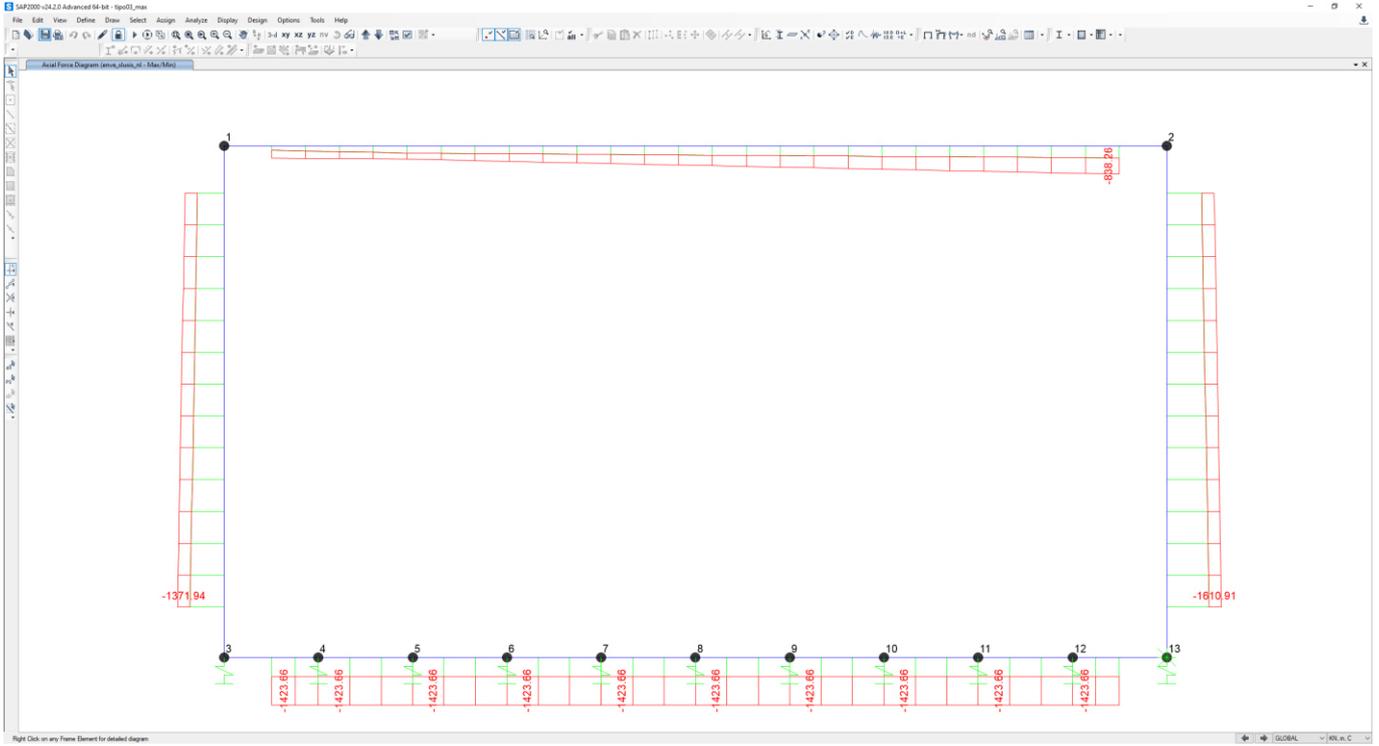


Figura 62 – Sforzo Normale – enve_SLV

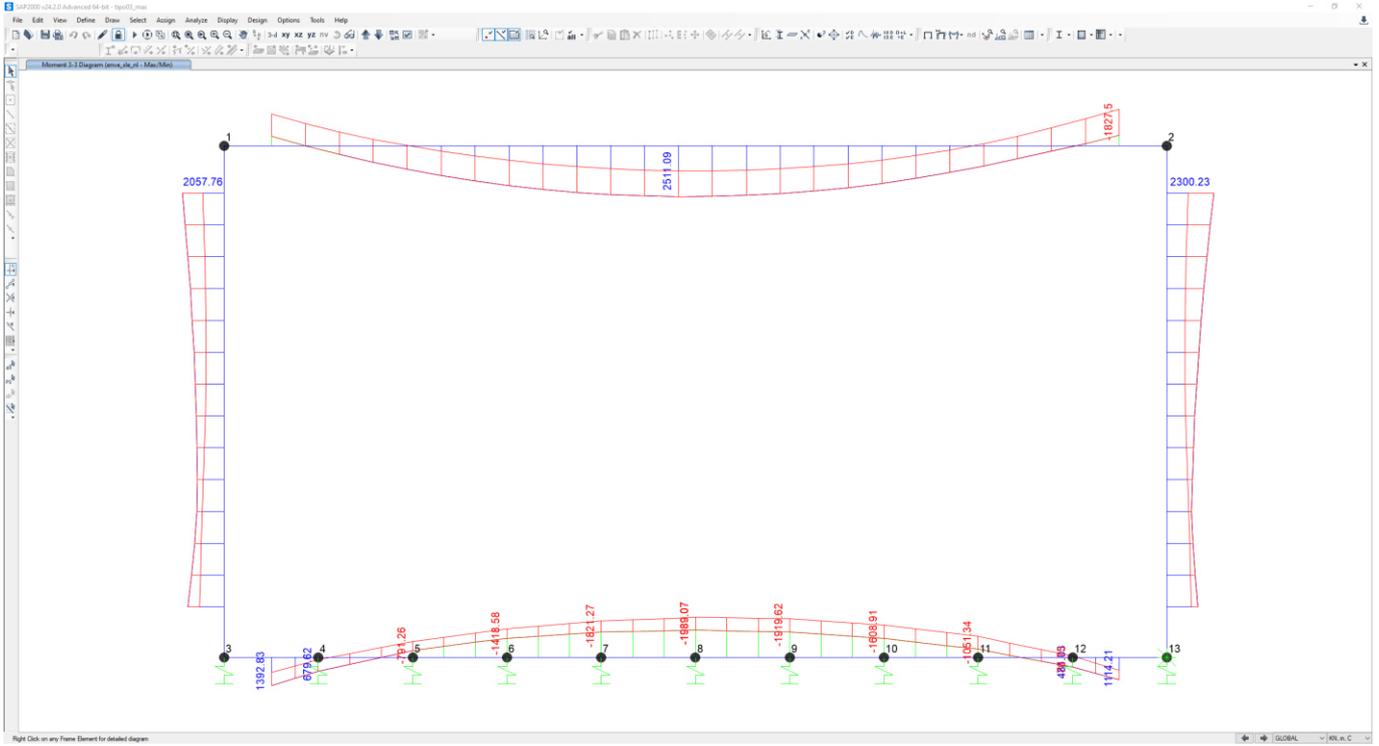


Figura 63 – Momento Flettente – enve_SLE

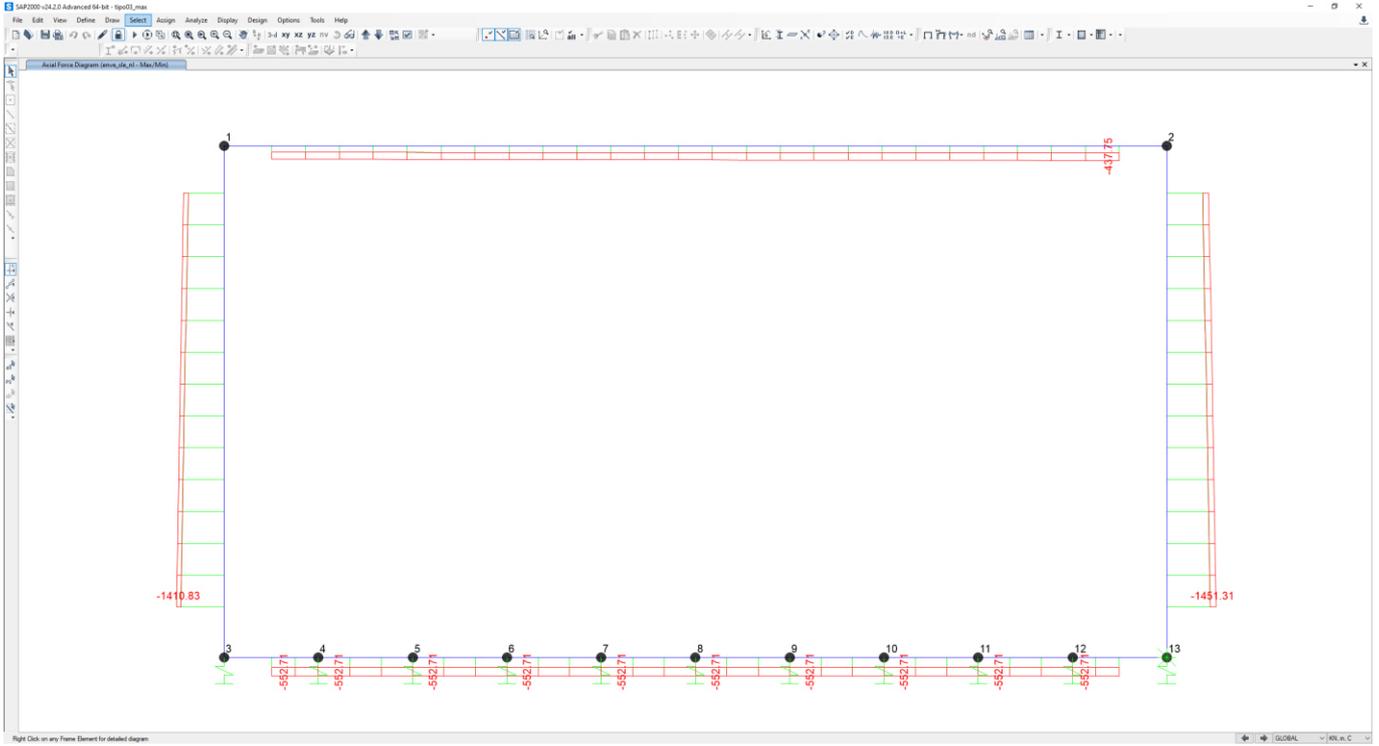


Figura 64 – Sforzo Normale – enve_SLE

8.7.2 Sintesi sollecitazioni

SOLETTA SUPERIORE

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

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-168.24	-39.04	3722.85	3	6.70	slu2_nl
M3	min	-537.54	1481.32	-2661.99	3	13.20	slu11_nl
V2	max	-439.00	1500.32	-2031.14	3	13.20	slu4_nl
V2	min	-138.26	-1431.94	-690.09	3	0.70	slu2_nl
P	max	-138.26	-1431.94	-690.09	3	0.70	slu2_nl
P	min	-537.54	-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
M3	max	-211.53	-19.50	2511.09	3	6.70	ten2_nl
M3	min	-437.75	1013.61	-1827.50	3	13.20	ten3_nl
V2	max	-351.12	1013.61	-1327.33	3	13.20	ten1_nl
V2	min	-308.03	-973.13	-1074.34	3	0.70	ten1_nl
P	max	-190.85	-973.13	-466.79	3	0.70	ten2_nl
P	min	-437.75	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	2460.57	3	6.70	fes2_nl
M3	min	-428.32	984.33	-1772.96	3	13.20	fes3_nl
V2	max	-341.68	984.33	-1272.80	3	13.20	fes1_nl
V2	min	-307.21	-951.94	-1070.41	3	0.70	fes1_nl
P	max	-190.04	-951.94	-462.86	3	0.70	fes2_nl
P	min	-428.32	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	2175.13	3	6.70	qpe2_nl
M3	min	-376.14	-867.19	-1471.48	3	0.70	qpe3_nl
V2	max	-303.94	867.19	-1054.67	3	13.20	qpe1_nl
V2	min	-303.94	-867.19	-1054.67	3	0.70	qpe1_nl
P	max	-201.20	-867.19	-530.49	3	0.70	qpe2_nl
P	min	-376.14	-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	3550.53	2	6.90	sis9_nl
M3	min	-788.93	89.53	-547.04	4	6.90	sis12_nl
V2	max	-1004.11	1132.73	3062.40	4	0.75	sis12_nl
V2	min	-1395.72	-811.47	3550.53	2	6.90	sis9_nl
P	max	-788.93	-13.21	-94.78	4	6.90	sis6_nl
P	min	-1610.91	-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	3411.89	2	6.90	slu11_nl
M3	min	-1080.72	13.58	475.20	4	5.48	slu9_nl
V2	max	-2017.08	575.00	2720.16	4	0.75	slu7_nl
V2	min	-1806.33	-474.18	3411.89	2	6.90	slu11_nl

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

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

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

SLE - Q.P. TENSIONI		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-1061.44	-312.78	1881.59	2	6.90	qpe3_nl
M3	min	-1144.20	3.45	895.63	2	4.53	qpe2_nl
V2	max	-1276.62	318.97	1471.01	2	0.75	qpe2_nl
V2	min	-1061.44	-312.78	1881.59	2	6.90	qpe3_nl
P	max	-1061.44	-240.58	1515.32	2	6.90	qpe1_nl
P	min	-1276.62	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
M3	max	-1416.28	1011.59	3356.13	1	0.70	sis10_nl
M3	min	-1241.34	217.32	-2576.25	1	9.73	sis9_nl
V2	max	-744.92	1073.19	1142.06	1	1.39	sis14_nl
V2	min	-744.92	-1041.56	-129.68	1	12.51	sis14_nl
P	max	-569.99	1044.49	1487.08	1	0.70	sis13_nl
P	min	-1423.66	949.04	3311.70	1	0.70	sis12_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-800.68	1484.51	2165.51	1	0.70	slu7_nl
M3	min	-469.57	227.87	-2937.26	1	6.95	slu11_nl
V2	max	-800.68	1519.43	1129.15	1	1.39	slu7_nl
V2	min	-540.93	-1502.95	517.06	1	12.51	slu2_nl
P	max	-374.32	1468.75	1418.29	1	0.70	slu3_nl
P	min	-800.68	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
M3	max	-552.72	1020.70	1392.83	1	0.70	ten2_nl
M3	min	-348.90	146.77	-1989.07	1	6.95	ten3_nl
V2	max	-552.72	1046.57	679.62	1	1.39	ten2_nl
V2	min	-552.72	-1038.90	360.08	1	12.51	ten2_nl
P	max	-348.90	1017.49	953.79	1	0.70	ten3_nl
P	min	-552.72	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
M3	max	-539.96	997.54	1342.35	1	0.70	fes2_nl
M3	min	-336.14	137.71	-1944.16	1	6.95	fes3_nl
V2	max	-539.96	1023.41	645.12	1	1.39	fes2_nl
V2	min	-539.96	-1017.27	389.49	1	12.51	fes2_nl

P	max	-336.14	994.33	903.31	1	0.70	fes3_nl
P	min	-539.96	997.54	1342.35	1	0.70	fes2_nl

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

Le sollecitazioni sono compatibili con la resistenza delle sezioni scelte.