

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
TOMBINI E OPERE MINORI**

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei tombini

SCALA:

-

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

RC2A B1 R 11 RH IN0000 001 B

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



File: RC2A.B.1.R.11.RH.IN.00.0.0.001.B

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	INTRODUZIONE	6
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
4	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA	9
5	MATERIALI	9
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	11
6.1	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	12
7	MODELLAZIONE ADOTTATA	13
8	ANALISI DEI CARICHI	16
8.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (CONDIZIONE DEAD)	16
8.2	PERMANENTI PORTATI (CONDIZIONE PERM)	16
8.3	SPINTA DEL TERRENO (CONDIZIONI SPTSX E SPTDX)	17
8.4	CARICHI ACCIDENTALI	18
8.4.1	<i>Carichi verticali (condizione ACCM)</i>	18
8.4.2	<i>Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizione SPACCSX)</i>	20
8.4.3	<i>Frenatura e avviamento (condizione AVV)</i>	21
8.5	AZIONE TERMICA (CONDIZIONI TUNI E TFAR)	22
8.6	RITIRO (CONDIZIONE RIT)	22
8.7	AZIONE SISMICA	22
8.7.1	<i>Inerzia orizzontale (condizione sisma H)</i>	22
8.7.2	<i>Inerzia verticale (condizione sisma V)</i>	23
8.7.3	<i>Incremento di spinta dovuto al sisma (condizione SPSSX)</i>	24
8.8	VERIFICA REQUISITI S.T.I.	25
9	COMBINAZIONI DI CARICO E RISULTATI DELLE ANALISI	27

10	TOMBINO 3.00 X 3.00 - TIPOLOGICO A.....	31
10.1	MODELLAZIONE ADOTTATA	32
10.2	ANALISI DEI CARICHI.....	35
10.2.1	<i>Peso proprio della struttura (condizione DEAD)</i>	35
10.2.2	<i>Permanenti portati (condizione PERM)</i>	35
10.2.3	<i>Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)</i>	35
10.2.4	<i>Carichi accidentali</i>	36
10.2.5	<i>Azione sismica</i>	37
10.3	RISULTATI DELLE ANALISI.....	38
11	TOMBINO 4.00 X 4.00 - TIPOLOGICO B.....	40
11.1	MODELLAZIONE ADOTTATA	41
11.2	ANALISI DEI CARICHI.....	42
11.2.1	<i>Peso proprio della struttura (condizione DEAD)</i>	42
11.2.2	<i>Permanenti portati (condizione PERM)</i>	42
11.2.3	<i>Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)</i>	43
11.2.4	<i>Carichi accidentali</i>	43
11.2.5	<i>Azione sismica</i>	44
11.3	RISULTATI DELLE ANALISI.....	45
12	TOMBINI DI TRASPARENZA	47
12.1	MODELLAZIONE ADOTTATA	48
12.2	ANALISI DEI CARICHI.....	51
12.2.1	<i>Peso proprio della struttura (condizione DEAD)</i>	51
12.2.2	<i>Permanenti portati (condizione PERM)</i>	51
12.2.3	<i>Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)</i>	51
12.2.4	<i>Carichi accidentali</i>	52
12.2.5	<i>Azione sismica</i>	52



**LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1B ROMAGNANO - BUONABITACOLO
PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA**

Relazione tecnico-descrittiva e di
predimensionamento dei tombini

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1 R 11	RH	IN0000 001	B	3 di 55

12.3 **RISULTATI DELLE ANALISI**.....53

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’Arsenio, Sala Consilina e Padula, tutti nella Provincia di Salerno.



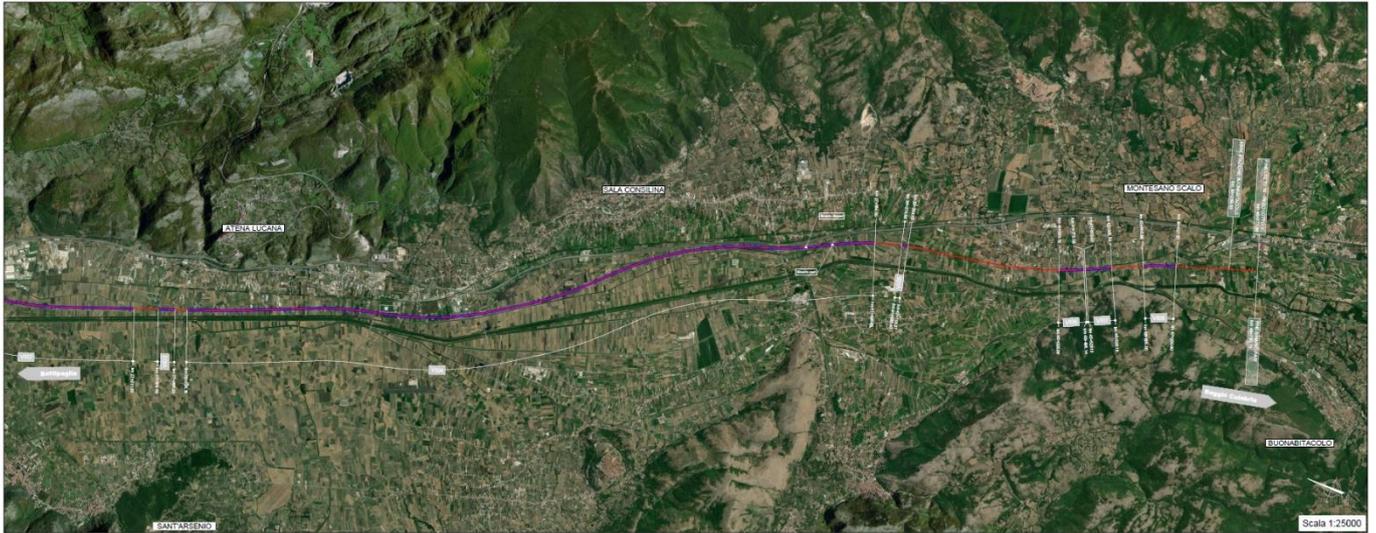


Figura 1 Lotto 1b Romagnano-Buonabitacolo. Corografia dell'intervento

2 INTRODUZIONE

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, dei tombini scatolari lungo la nuova linea ferroviaria AV “Salerno-Reggio Calabria”, facenti parte del nuovo collegamento Romagnano – Buonabitacolo (Lotto 1b).

Quanto riportato di seguito consente di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti dalle opere.

Considerata l'identità di alcune opere dal punto di vista geometrico, viene effettuato un calcolo tipologico per ogni tipologia di tombino nelle condizioni più gravose possibili in termini di strato di ricoprimento sulla soletta superiore, di caratteristiche sismiche e di terreno di fondazione.

Si riassumono nelle tabelle seguenti le principali caratteristiche dei tombini presenti:

WBS	PK	BINARIO	TIPOLOGICO	BASE (m)	ALTEZZA (m)	S1 (m)	S2 (m)	RICOPRIMENTO	TERRENO DI FONDAZIONE
IN01	km 5+095	PARI	B	4.0	4.0	0.5	0.6	6.60	PADe2
IN02	km 22+369	PARI	A	3.0	3.0	0.4	0.5	1.16	PADe2
IN03	km 22+434	PARI	A	3.0	3.0	0.4	0.5	1.86	PADe2
IN04	km 22+511	PARI	A	3.0	3.0	0.4	0.5	2.54	PADe2
IN05	km 22+793	PARI	A	3.0	3.0	0.4	0.5	4.90	PADe2
IN06	km 22+941	PARI	A	3.0	3.0	0.4	0.5	5.20	PADe2
IN07	km 23+084	PARI	A	3.0	3.0	0.4	0.5	7.00	PADe2
IN08	km42+210	PARI	A	3.0	3.0	0.4	0.5	5.70	PADe2
IN09	km42+505	PARI	B	4.0	4.0	0.5	0.6	5.81	PADe2
IN10	km42+886	PARI	A	3.0	3.0	0.4	0.5	7.80	PADb
IN11	km43+960	PARI	A	3.0	3.0	0.4	0.5	4.80	PADb
IN12	km44+218	PARI	A	3.0	3.0	0.4	0.5	4.00	PADe2

Tabella 1 – Riepilogo tombini

WBS	PK	B (m)	H (m)	S _s = S _p (m)	S _r (m)	Canne	TERRENO DI FONDAZIONE
IN51	km 41+519.02	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN52	km 41+569.02	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN53	km 41+619.02	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN54	km 41+668.99	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN55	km 41+718.99	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN56	km 41+769.00	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN57	km 41+819.01	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN58	km 44+630.27	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2

Relazione tecnico-descrittiva e di
predimensionamento dei tombini

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1 R 11	RH	IN0000 001	B	7 di 55

IN59	km 44+679.71	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN60	km 44+728.70	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN61	km 44+778.62	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN62	km 44+827.59	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN63	km 44+876.84	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN64	km 44+926.47	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2
IN65	km 44+975.91	3.00	3.00	0.40	0.50	3	PADe2

Tabella 2 – Riepilogo tombini di trasparenza

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO - BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei tombini	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO IN0000 001	REV. B

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 CS MA IFS 001	Manuale di progettazione delle opere civili- Parte II - Sezione 3 corpo stradale
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.
UNI EN 206-1:2006	Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
UNI 11104	Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 2016-1

4 UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Unità di misura principali

- | | |
|-------------------|--------------------|
| - N (Newton) | unità di forza |
| - m (metro) | unità di lunghezza |
| - kg (kilogrammo) | unità di massa |
| - s (secondo) | unità di tempo |

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

- | | | |
|---------------------------|-----------------------------|------------------------|
| - γ (gamma) | - peso dell'unità di volume | - (kN/m ³) |
| - σ (sigma) | - tensione normale | - (N/mm ²) |
| - τ (tau) | - tensione tangenziale | - (N/mm ²) |
| - ε (epsilon) | - deformazione | |
| - φ (fi) | - angolo di resistenza | - (°) |

5 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: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m = 1.35 \text{ N/mm}^2$
- 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: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ **391 Nmm²**
- Modulo di elasticità **Es=210000 Nmm²**
- Sovrapposizioni barre **≥ 50φ**

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Come riportato nel profilo geotecnico e riepilogato in Tabella 1 e Tabella 2, il terreno di fondazione per le opere in esame, ad eccezione dei tombini IN19 e IN20, è rappresentato dall'unità geotecnica PADe2 i cui parametri, in accordo a quanto riportato nella relazione geotecnica, sono riepilogati in Tabella 3.

Il terreno di fondazione dei tombini IN19 e IN20 è invece rappresentato dall'unità geotecnica PADb.

	PADe2	PADb
Peso specifico γ (kN/m ³)	18.5	19.0
Angolo di attrito φ (°)	22	33
Coesione efficace c' (kPa)	5	5
Coesione non drenata c_u (kPa)	50	-
Modulo di Young E (MPa)	13	25
Permeabilità k (m/s)	5E-8 ÷ 5E-7	1E-6 ÷ 2E-5

Tabella 3 – Parametri geotecnici

Per il rilevato ferroviario si considerano invece i seguenti parametri:

- Peso specifico $\gamma = 20$ kN/m³
- Angolo di attrito $\varphi = 38^\circ$
- Coesione efficace $c' = 0$ kPa

6.1 Interazione terreno-struttura

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

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

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- c_t = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti da Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione)
 $c_t = 0.853 + 0.534 \cdot \ln(L/B)$ rettangolare con $L/B \leq 10$
 $c_t = 2 + 0.0089 \cdot L/B$ rettangolare con $L/B > 10$
- q = pressione media agente sul terreno
- σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico medio del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo k_w viene valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento, pertanto si ottiene:

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

7 MODELLAZIONE ADOTTATA

Il tombino sottopassa la linea ferroviaria ad una distanza fra piano ferro ed estradosso soletta pari ad H_{ric} , di cui spessore medio ballast H_b più armamento pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro H_r . Esso ha dimensioni interne $L_{int} \times H_{int}$, con piedritti e soletta superiore di spessore $S_p = S_s = L_{int}/10 + 10$ cm, soletta inferiore di spessore $S_f = S_s + 10$ cm. Viene esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

Larghezza utile	L_{int}		luce interna scatolare
Altezza libera	H_{int}		altezza interna scatolare
Spessore piedritti	S_p	=	S_s
Spessore soletta	S_s	=	$S_s = L_{int}/10 + 0.1$ m
Spessore fondazione	S_f	=	$S_s + 0.1$ m
Altezza ballast	H_b		
Rinterro (superiore)	H_r		
Ricoprimento	H_{ric}	=	$H_s + H_r$
Lunghezza traversa	L_{tb}		
Altezza traversa	H_{tb}		
Larghezza totale	L_{tot}	=	$L_{int} + 2 * S_p$
Altezza totale	H_{tot}	=	$H_{int} + S_s + S_f$
Larghezza modellata	L_{mod}	=	$L_{int} + 2 * S_p / 2$
Altezza modellata	H_{mod}	=	$H_{int} + S_s / 2 + S_f / 2$
Numero nodi totali	n_{tot}	=	13
Numero nodi superiori	n_{sup}	=	2
Numero nodi inferiori	n_{inf}	=	11
Numero spazi inferiori	n_{spa}	=	10

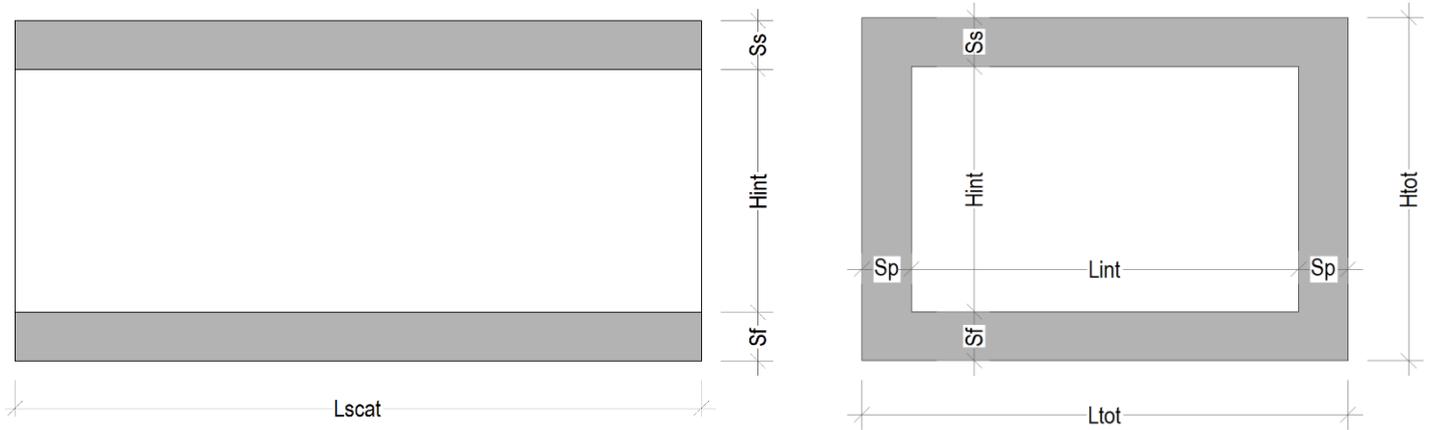


Figura 2 – Simbologia adottata

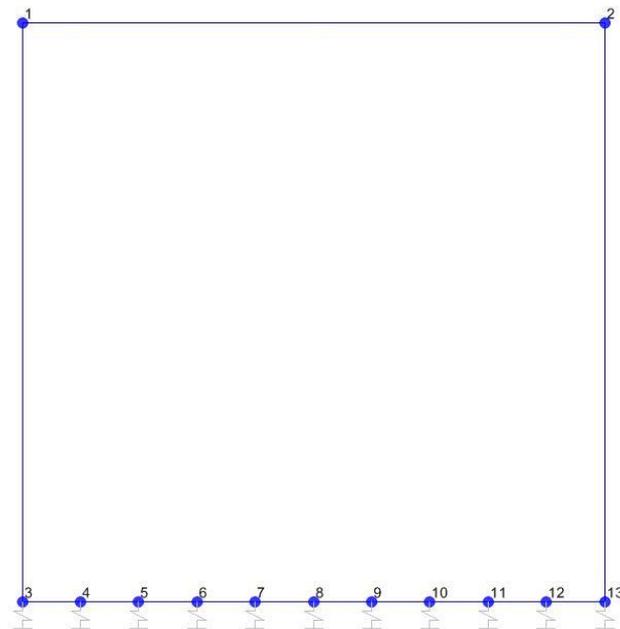


Figura 3 – Numerazione nodi

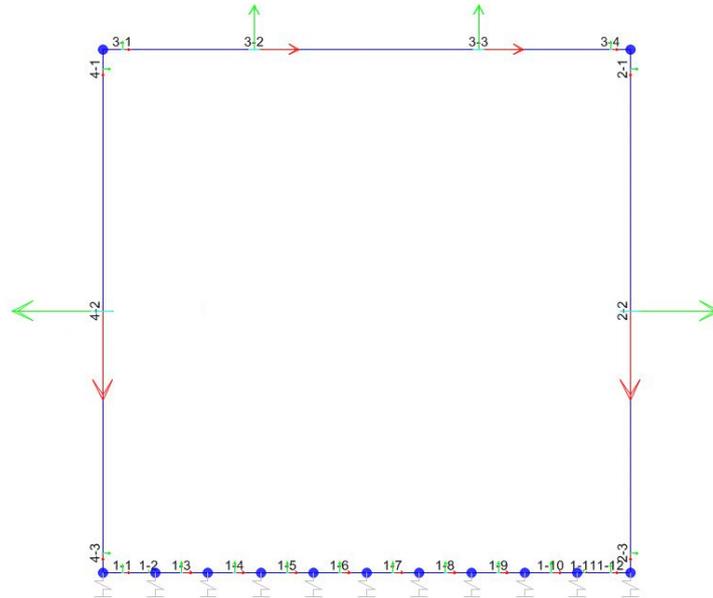


Figura 4 – Numerazione aste

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo. La soletta inferiore viene divisa 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 il valore del modulo di reazione verticale desunto dai parametri della relazione geotecnica.

	k_w		
Nodi centrali	6, 7, 8, 9, 10		
Larghezza di influenza	$L_{inf,cen}$	=	L_{mod} / n_{spa}
Rigidità	k_{cen}	=	$k_w * L_{inf,cen}$
Nodi intermedi	4, 5, 11, 12		
Lunghezza di influenza	$L_{inf,int}$	=	L_{mod} / n_{spa}
Rigidità	k_{int}	=	$1.5 * k_w * L_{inf,int}$
Nodi estremità	1, 13		
Lunghezza di influenza	$L_{inf,est}$	=	$L_{mod} / n_{spa} / 2 + S_p / 2$
Rigidità	k_{est}	=	$2 * k_w * L_{inf,est}$

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il peso proprio delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

$$\text{peso singolo piedritto} \quad P_p \quad = \quad \gamma_{cls} * S_p$$

$$\text{peso soletta superiore} \quad P_s \quad = \quad \gamma_{cls} * S_s$$

$$\text{peso fondazione} \quad P_f \quad = \quad \gamma_{cls} * S_f$$

8.2 Permanenti portati (condizione PERM)

Si considera il peso del ballast, del rinterro e del massetto di protezione.

$$\text{peso specifico ballast} \quad \gamma_b$$

$$\text{altezza ballast} \quad H_b$$

$$\text{peso ballast} \quad P_b \quad = \quad \gamma_b * H_b$$

$$\text{peso specifico rinterro} \quad \gamma_r$$

$$\text{altezza rinterro} \quad H_r$$

$$\text{peso rinterro} \quad P_r \quad = \quad \gamma_r * P_r$$

$$\text{peso specifico massetto di protezione} \quad \gamma_m$$

$$\text{altezza massetto di protezione} \quad H_m$$

$$\text{peso massetto di protezione} \quad P_m \quad = \quad \gamma_m * P_m$$

$$\text{Permanente totale} \quad G_{2p} \quad = \quad P_s + P_r + P_m$$

$$\text{Permanente nodi 1 e 2} \quad G_{2P} \quad = \quad G_{2p} * S_p / 2$$

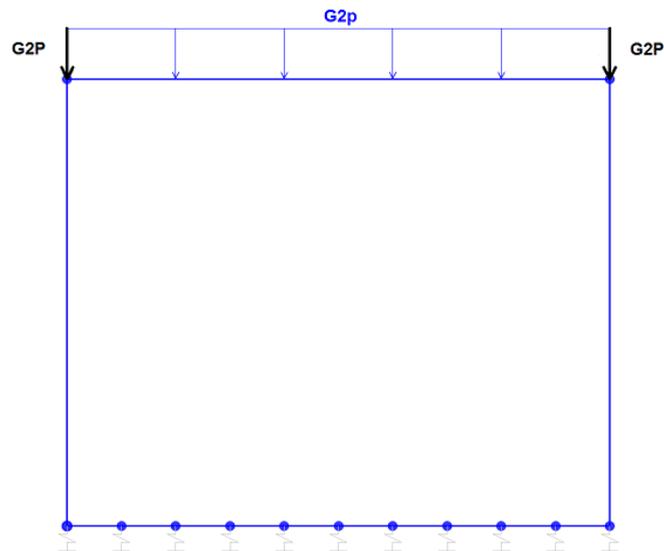


Figura 5 – Condizione di carico PERM

8.3 Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

La spinta sui piedritti viene calcolata considerando un regime di spinta a riposo.

peso specifico terreno	γ_t		
angolo di attrito terreno	φ'		
coefficiente spinta riposo k_0	k_0	=	$1 - \text{sen}\varphi'$
Pressione estradosso soletta superiore	P1	=	$k_0 * G2p$
Pressione asse soletta superiore	P2	=	$k_0 * (G2p + \gamma_r * S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	=	$k_0 * [G2p + \gamma_r * (S_s + H_{\text{int}} + S_f / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	=	$k_0 * (G2p + \gamma_r * H_{\text{tot}})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	=	$(P1 + P2) / 2 * S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	=	$(P3 + P4) / 2 * S_f / 2$

I carichi concentrati nei nodi 1 e 3, per la SPTSX, e 2 e 13, per la SPTDX, rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

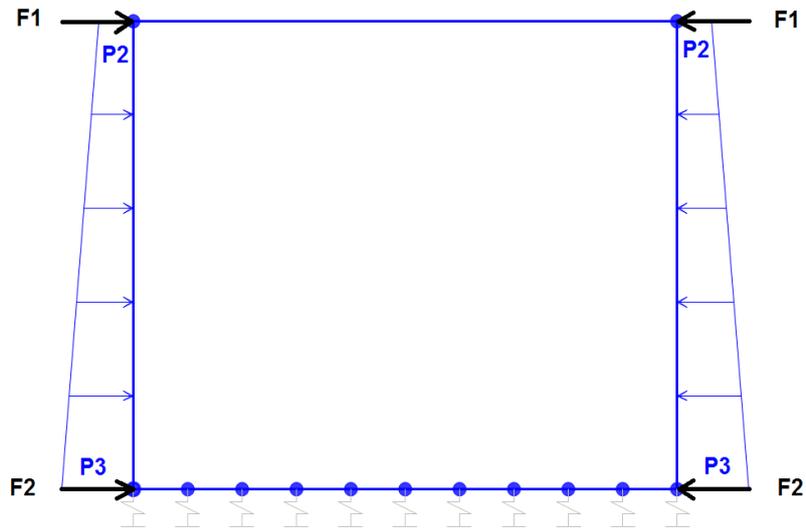


Figura 6 – Condizione di carico SPTSX e SPTDX

8.4 Carichi accidentali

8.4.1 Carichi verticali (condizione ACCM)

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera caso per caso si valuta se considerare il carico dovuto al modello di carico LM71 o SW2.

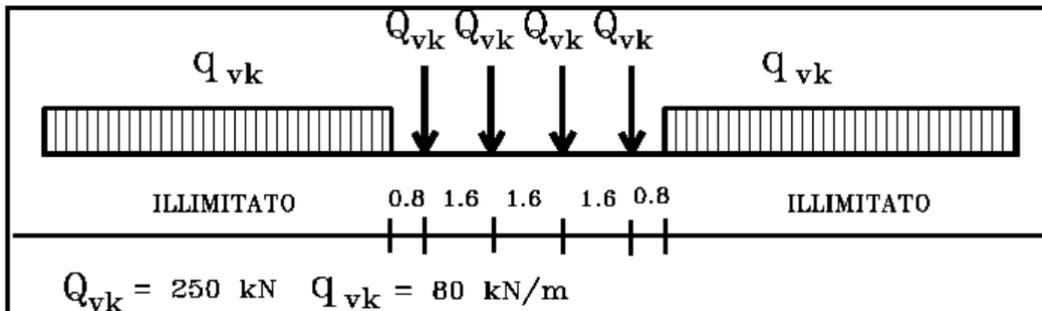


Figura 7 – Modello di carico LM71

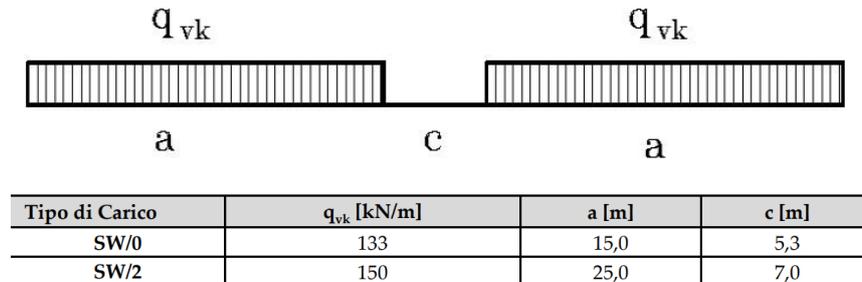


Figura 8 – Modello di carico SW2

Ripartizione dei carichi

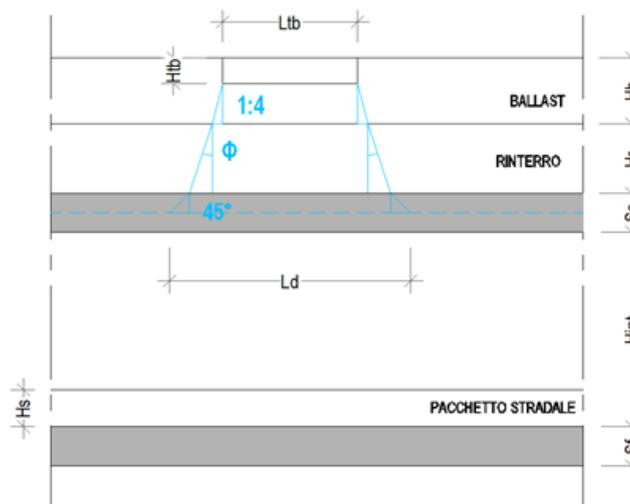


Figura 9 – Schema di diffusione dei carichi ferroviari

Coefficiente di incremento dinamico	Φ	
Coefficiente di adattamento	α	
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	diffusione 1:4 nel ballast
Larghezza di diffusione nel rinterro	L_{dr}	diffusione secondo angolo di attrito
Larghezza di diffusione nel calcestruzzo	L_{dc}	diffusione a 45° nel cls
Larghezza di diffusione trasversale del carico	L_{dv}	= $L_{tb} + L_{db} + L_{dr} + L_{dc}$
Carico distribuito LM71	q_1	= 80 kN/m
Carico concentrato LM71	Q_1	= 250 kN

Num. carichi concentrati LM71	N_{Q1}	=	4
Lunghezza applicazione carichi concentrati LM71	$L_{d,Q1}$	=	6.4 m
Carico ripartito verticale del carico distribuito LM71	P_{q1}	=	$q_1 * \varnothing * \alpha / L_d$
Carico ripartito verticale dei carichi concentrati LM71	P_{Q1}	=	$Q_1 * N_{Q1} * \varnothing * \alpha / (L_{dv} * L_{d,Q1})$
Carico distribuito SW2	q_2	=	150 kN/m
Carico ripartito verticale del carico distribuito SW2	P_{q2}	=	$q_2 * \varnothing * \alpha / L_{dv}$

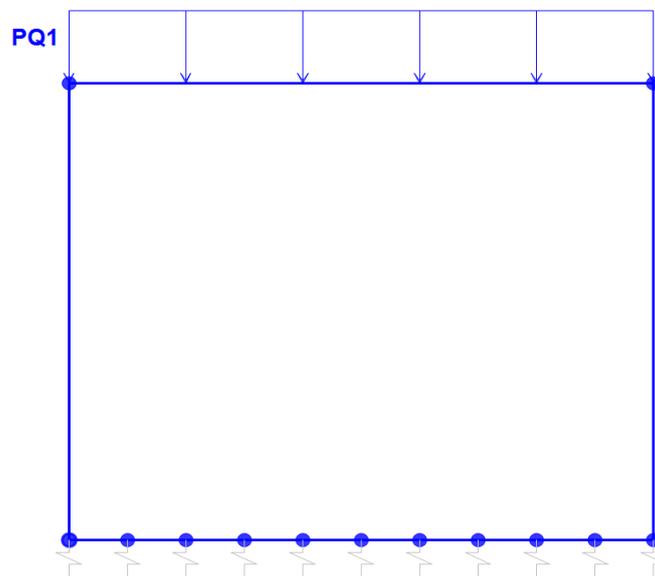


Figura 10 – Condizione di carico ACCM

8.4.2 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizione SPACCSX)

Larghezza di diffusione trasversale del carico	L_{do}	=	$L_{tb} + L_{db} + L_{dr}$
Spinta sul piedritto LM71	S_{Q1}	=	$k_0 * Q_1 * N_{Q1} * \alpha / (L_{do} * L_{d,Q1})$
Spinta sul piedritto SW2	S_{q2}	=	$k_0 * q_2 * \alpha / L_{do}$
Spinta semispessore soletta superiore	$F_{Q,sup}$	=	$S_Q * S_s / 2$
Spinta semispessore soletta inferiore	$F_{Q,inf}$	=	$S_Q * S_f / 2$

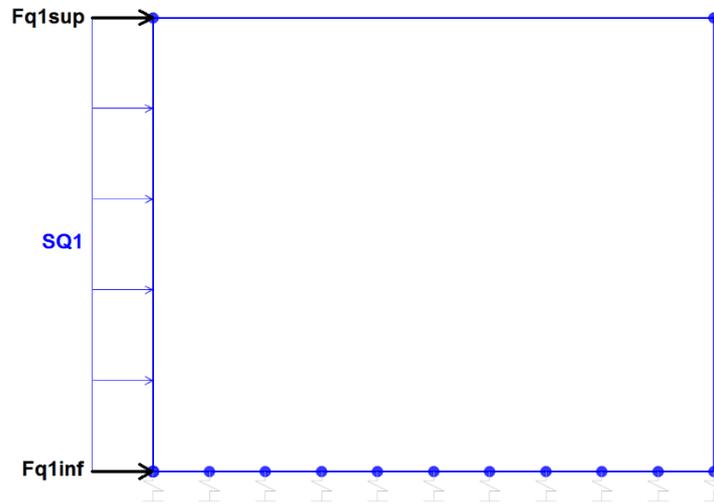


Figura 11 – Condizione di carico SPACCSX

8.4.3 Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento / frenatura

A_v

Avviamento / frenatura distribuito su soletta superiore

$$q_{AV} = A_v * \alpha / L_{dv}$$

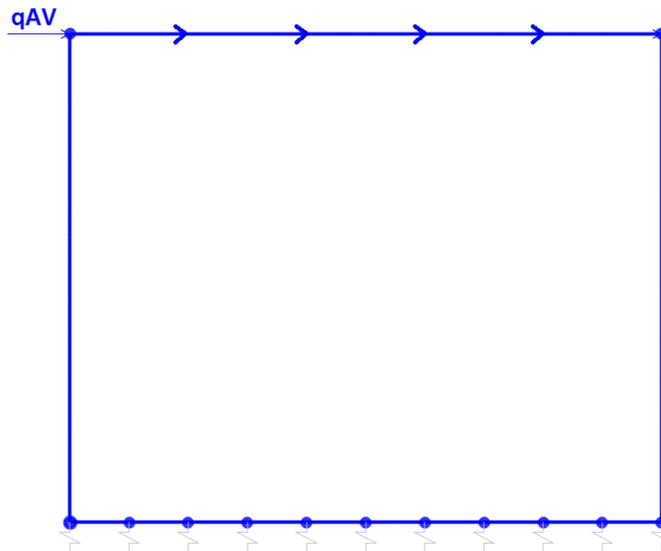


Figura 12 – Condizione di carico AVV

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO - BUONABITACOLO PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei tombini	COMMESSA RC2A	LOTTO B1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO IN0000 001	REV. B

8.5 Azione termica (condizioni TUNI e TFAR)

Alla soletta superiore viene applicata una variazione termica uniforme $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$ ed un gradiente di temperatura tra estradosso ed intradosso pari a $\pm 5^{\circ}\text{C}$, come indicato dalla normativa vigente.

8.6 Ritiro (condizione RIT)

Gli effetti del ritiro sono stati valutati a lungo termine attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$. Tali effetti vengono considerati agenti solo sulla soletta superiore ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a -12°C .

8.7 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 $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v valgono:

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

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

Per il sito in esame si ha:

$$a_{\max} = 0.29 \text{ g}$$

$$k_h = 0.29$$

$$k_v = 0.15$$

8.7.1 Inerzia orizzontale (condizione sisma H)

% carico accidentale

20%

Forza orizzontale su soletta di copertura

$$F'_h = (P_{ss} + G2p + \%Q) * k_h$$

Forza orizzontale su singolo piedritto

$$F''_h = P_p * k_h$$

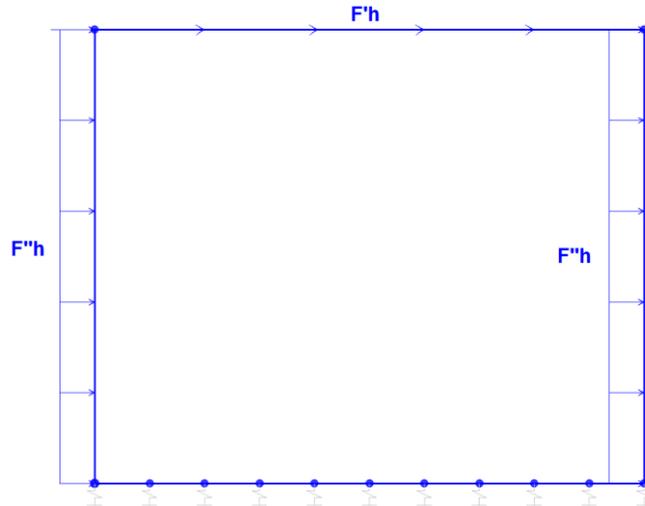


Figura 13 – Condizione di carico sisma H

8.7.2 Inerzia verticale (condizione sisma V)

% carico accidentale

20%

Forza verticale su soletta di copertura

$$F''_v = (P_{ss} + G2p + \%Q) * k_v$$

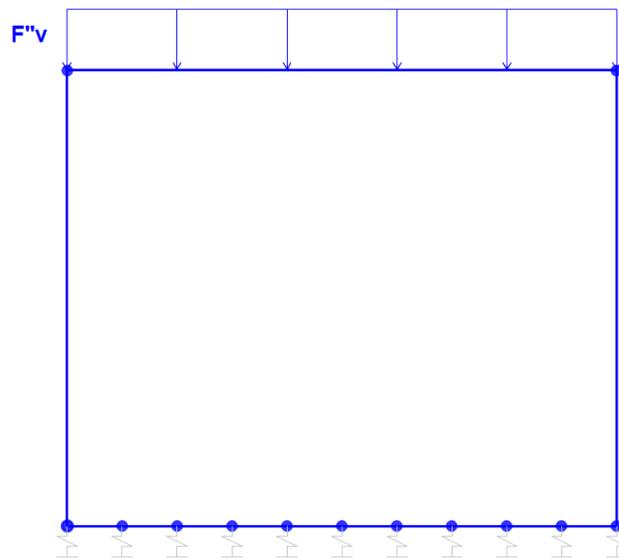


Figura 14 – Condizione di carico sisma V

8.7.3 Incremento di spinta dovuto al sisma (condizione SPSSX)

Forza distribuita sul singolo piedritto	Q_w	=	$a_{max} * \gamma_t * H_{tot}$
Forza su nodo superiore	$Q_{w,sup}$	=	$q_w * S_s / 2$
Forza su nodo inferiore	$Q_{w,inf}$	=	$q_w * S_f / 2$

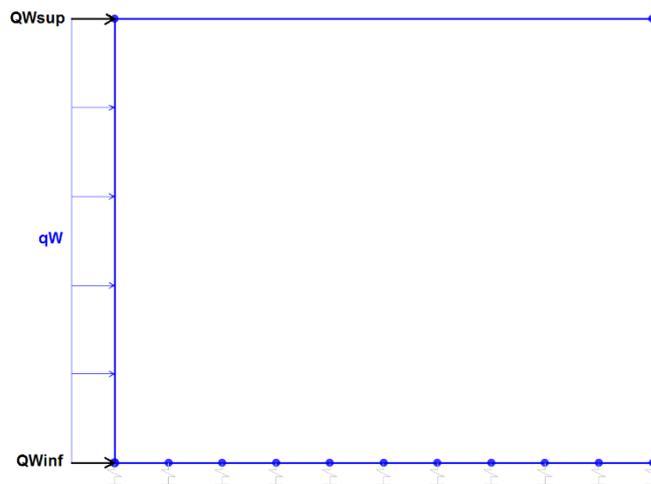
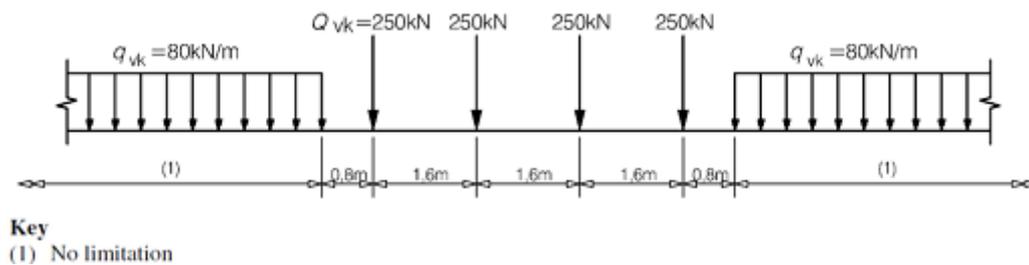


Figura 15 – Condizione di carico SPSSX

8.8 VERIFICA REQUISITI S.T.I.

Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità in modo da verificare che le opere in esame siano idonee a sostenere tale carico.

Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella 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 risulta pari a:



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

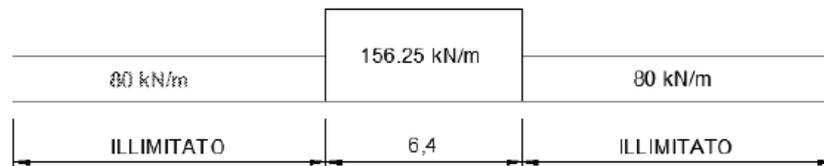


Figura 16 – Modello di carico LM71

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 sospeso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospeso
F1600	1,1

Figura 17 – Tabella 11 - Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

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 i carichi da applicare secondo le S.T.I. sono proprio quelli riportati in Figura 16.

Per il dimensionamento dei tombini per larghezze dell'opera inferiori a 7.5 m si è considerato il modello di calcolo LM71 con un coefficiente di adattamento α pari a 1.1 a vantaggio di sicurezza rispetto a quanto previsto dalle S.T.I..

Per larghezze dell'opera maggiori di 7.5 m si è invece fatto riferimento al modello di carico SW/2 considerando quindi un carico di 150 kN/m. In questo caso secondo le S.T.I. si avrebbe complessivamente sull'opera un carico equivalente pari a $[156.25*6.4+80*(7.5-6.4)]/7.5 = 145$ kN/m e pertanto anche in questo caso è stato considerato un carico complessivamente maggiore.

Tutti i carichi sono stati ripartiti trasversalmente secondo lo schema riportato al paragrafo 8.4.

9 COMBINAZIONI DI CARICO E RISULTATI DELLE ANALISI

Ai fini del predimensionamento 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 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.

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

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

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

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.

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

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

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

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

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

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Tabella 6 – Tab. 5.2. IV delle NT18 – valutazione dei carichi da traffico

Le azioni descritte nel capitolo 8 ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

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>

Tabella 7 – Riepilogo carichi

Nelle tabelle seguenti sono riportate le combinazioni di carico SLU e SLV utilizzate.

	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

Tabella 8 – Combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche

	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

Tabella 9 – Combinazioni di carico agli SLV

10 TOMBINO 3.00 X 3.00 - TIPOLOGICO A

Lungo il nuovo tracciato sono previsti 10 tombini aventi dimensioni 3.00 m x 3.00 m ubicati alle seguenti progressive:

- km 22+369 IN02
- km 22+434 IN03
- km 22+511 IN04
- km 22+793 IN05
- km 22+941 IN06
- km 23+084 IN07
- km 42+210 IN08
- km 42+886 IN10
- km 43+960 IN11
- km 44+218 IN12

Si riporta di seguito lo stralcio planimetrico di progetto con l'individuazione delle opere in oggetto.

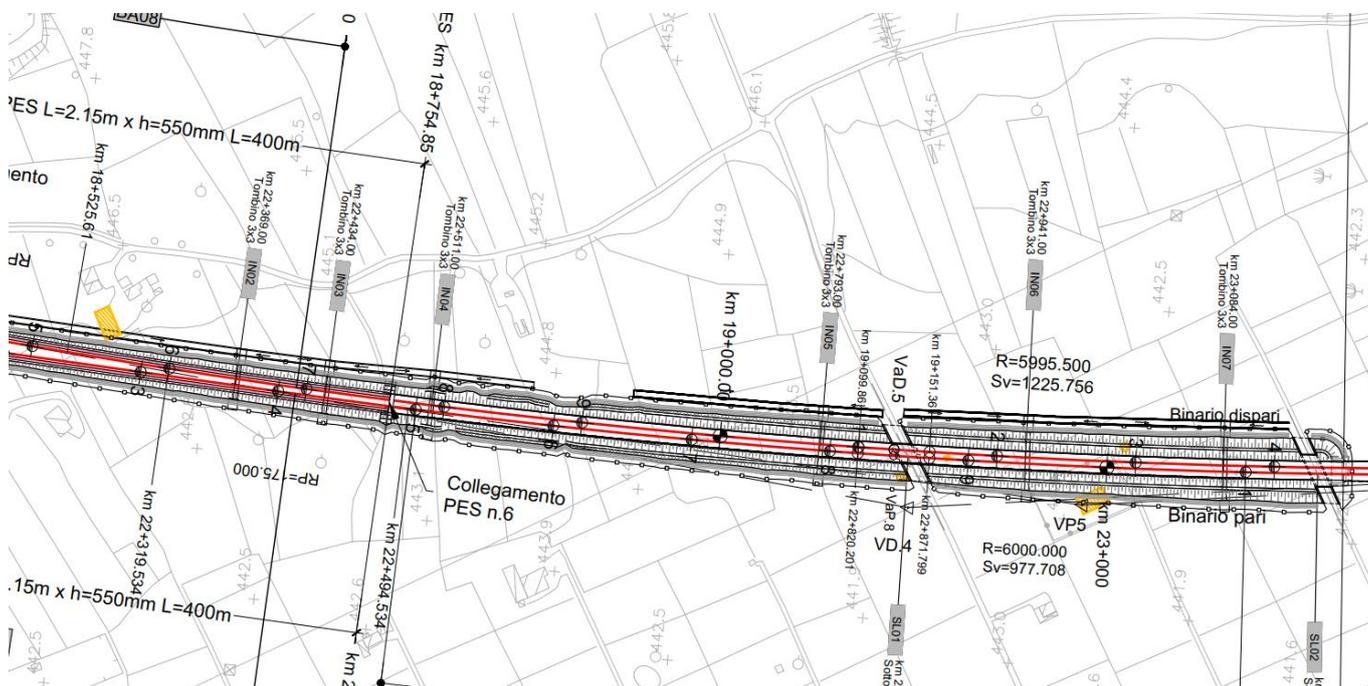


Figura 18 – Individuazione tombini IN02 – IN07

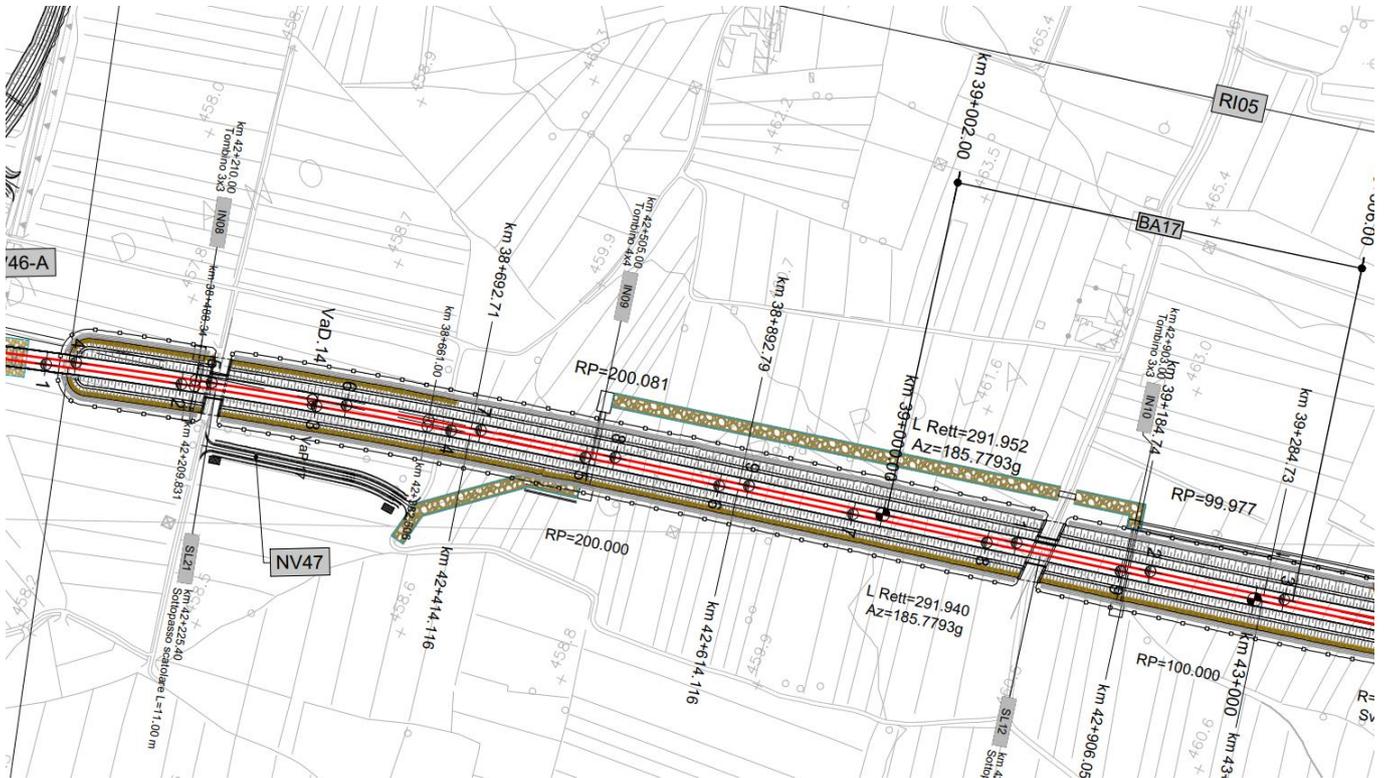


Figura 19 – Individuazione tombini IN08 – IN10

10.1 Modellazione adottata

Il calcolo è stato effettuato nelle condizioni più gravose possibili in termini di strato di ricoprimento sulla soletta superiore, di caratteristiche sismiche e di terreno di fondazione, più precisamente è stato effettuato un involuppo dei parametri sopra elencati.

GEOMETRIA

Larghezza utile	L_{int}	3.00 m
Altezza libera	H_{int}	3.00 m
Spessore piedritti	S_p	0.40 m
Spessore soletta superiore	S_s	0.40 m
Spessore fondazione	S_f	0.50 m
Altezza ballast	H_b	0.80 m
Rinterro (superiore)	H_r	7.80 m
Ricoprimento	H_{ric}	8.60 m

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei tombini

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1 R 11	RH	IN0000 001	B	33 di 55

Lunghezza traversa	L_{tb}	2.60 m
Altezza traversa	H_{tb}	0.40 m
Larghezza totale	L_{tot}	3.80 m
Altezza totale	H_{tot}	3.90 m
Larghezza modellata	L_{mod}	3.40 m
Altezza modellata	H_{mod}	3.45 m
Numero nodi totali	n_{tot}	13
Numero nodi superiori	n_{sup}	2
Numero nodi inferiori	n_{inf}	11
Numero spazi inferiori	n_{spa}	10

Terreno di fondazione

Unità stratigrafica		PADe2
Angolo di attrito	Φ	22 °
Peso specifico	γ	18.50 kN/m ³
Modulo elastico	E'	13000 kPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3
Lato minore della fondazione	B	3.8
Lato maggiore della fondazione	L	30
Rapporto dei lati	L/B	7.89
Coefficiente adimensionale	c_t	1.956
Costante di sottofondo	k_w	1922 kN/m ³

Rigidezza molle nodali Sap

Nodi centrali		6,7,8,9,10
Larghezza di influenza	$L_{inf, cen}$	0.34 m
Rigidezza	k_{cen}	653 kN/m ²
Nodi intermedi		4,5,11,12
Larghezza di influenza	$L_{inf, int}$	0.34 m
Rigidezza	k_{int}	980 kN/m ²
Nodi estremità		3, 13
Larghezza di influenza	$L_{inf, est}$	0.37 m
Rigidezza	k_{est}	1422 kN/m ²

10.2 Analisi dei carichi

10.2.1 Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	25.00 kN/m ³
Peso singolo piedritto	P_p	10.00 kN/m ²
Peso soletta superiore	P_s	10.00 kN/m ²
Peso fondazione	P_f	12.50 kN/m ²

10.2.2 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	7.80 m
Peso rinterro	P_r	156.00 kN/m ²
Peso specifico massetto di protezione/pendenza	γ_m	24.00 kN/m ³
Altezza massetto di protezione/pendenza	H_m	0.05 m
Peso massetto di protezione/pendenza	P_m	1.20 kN/m ²
Permanente totale	G_{2p}	171.60 kN/m ²
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	34.32 kN/m

10.2.3 Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

Peso specifico terreno	γ_t	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito terreno	φ	38 °
coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.384
Pressione estradosso soletta superiore	P_1	65.95 kN/m ²
Pressione asse soletta superiore	P_2	67.49 kN/m ²
Pressione asse soletta inferiore	P_3	94.01 kN/m ²
Pressione intradosso soletta inferiore	P_4	95.93 kN/m ²
Forza concentrata asse soletta superiore	F_1	13.34 kN/m
Forza concentrata asse soletta inferiore	F_1	23.74 kN/m

10.2.4 Carichi accidentali

Si considera il modello di carico LM71 in quanto più gravoso per il caso in esame.

10.2.4.1 Carichi verticali (condizione ACCM)

Coefficiente di incremento dinamico	Φ	1.00	copertura maggiore di 2.50 m
Coefficiente di adattamento	α	1.10	
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	0.2	m
Larghezza di diffusione nel rinterro	L_{dr}	12.2	m
Larghezza di diffusione nel cls	L_{dc}	0.4	m
Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{dv}	15.39	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}	5.72	kN/m ²
Carico ripartito verticale per LM71	P_{Q1}	11.17	kN/m ²
Accidentale nodi 1 e 2	P_{Q1}	2.23	kN/m

10.2.4.2 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizione SPACCSX)

Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{do}	14.99	m
Spinta sul piedritto LM71	S_{Q1}	4.41	kN/m ²
Spinta semispessore soletta superiore	$F_{Q1,sup}$	0.88	kN/m
Spinta semispessore soletta inferiore	$F_{Q1,inf}$	1.10	kN/m

10.2.4.3 Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento/frenatura	A_v	33	kN/m
Avviamento/frenatura distribuito su soletta superiore	q_{Av}	2.36	kN/m ²

10.2.5 Azione sismica

10.2.5.1 Inerzia orizzontale (condizione sisma H)

% carico accidentale		20%
Forza orizzontale su soletta di copertura	F'_h	53.31 kN/m ²
Forza orizzontale sul singolo piedritto	F''_h	2.90 kN/m ²

10.2.5.2 Inerzia verticale (condizione sisma V)

Forza verticale su soletta di copertura	F''_v	26.66 kN/m ²
---	---------	--------------------------------

10.2.5.3 Incremento di spinta dovuto al sisma (condizione SPSSX)

Spinta sul piedritto	Q_w	22.62 kN/m ²
Forza su nodo superiore	$Q_{w,sup}$	4.52 kN/m
Forza su nodo inferiore	$Q_{w,inf}$	5.66 kN/m

10.3 Risultati delle analisi

Nelle immagini a seguire si riportano i digrammi di involuppo delle sollecitazioni.

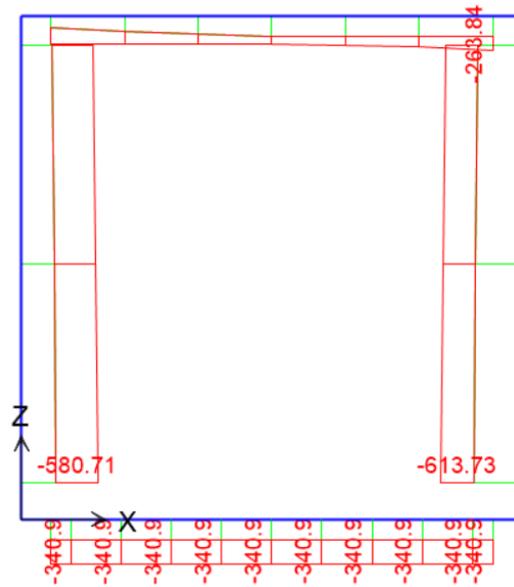


Figura 20 – Sforzo normale

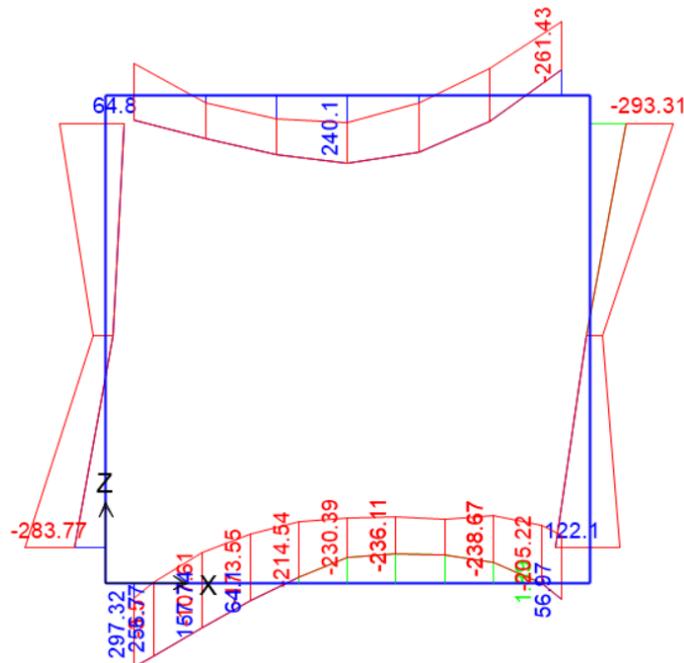


Figura 21 – Momento flettente

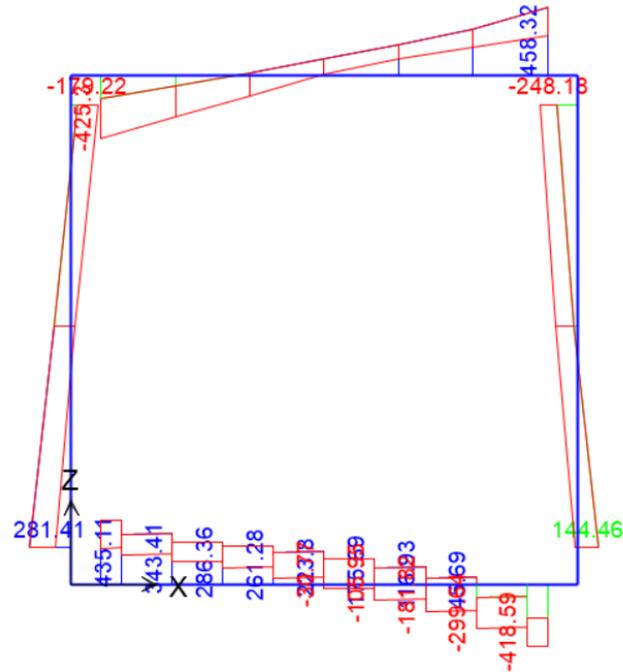


Figura 22 – Sforzo di taglio

Nella tabella che segue si riportano i valori massimi di momento e sforzo di taglio e il minimo valore di sforzo assiale su ciascun elemento.

Frame	P	V2	M3-	M3+
1 - soletta inferiore	155.70	435.11	-238.67	297.32
2 - piedritto destro	336.52	248.18	-293.31	122.10
3 - soletta superiore	87.24	458.32	-261.43	240.10
4 - piedritto sinistro	228.59	281.41	-283.77	64.80

Tabella 10 – Riepilogo sollecitazioni su ciascun elemento

Le sollecitazioni sono compatibili con la resistenza delle sezioni scelte.

11 TOMBINO 4.00 X 4.00 - TIPOLOGICO B

Lungo il nuovo tracciato sono previsti 2 tombini aventi dimensioni 4.00 m x 4.00 m ubicati alle seguenti progressive:

- km 5+095 IN01
- km 42+505 IN09

Si riporta di seguito lo stralcio planimetrico di progetto con l'individuazione delle opere in oggetto.

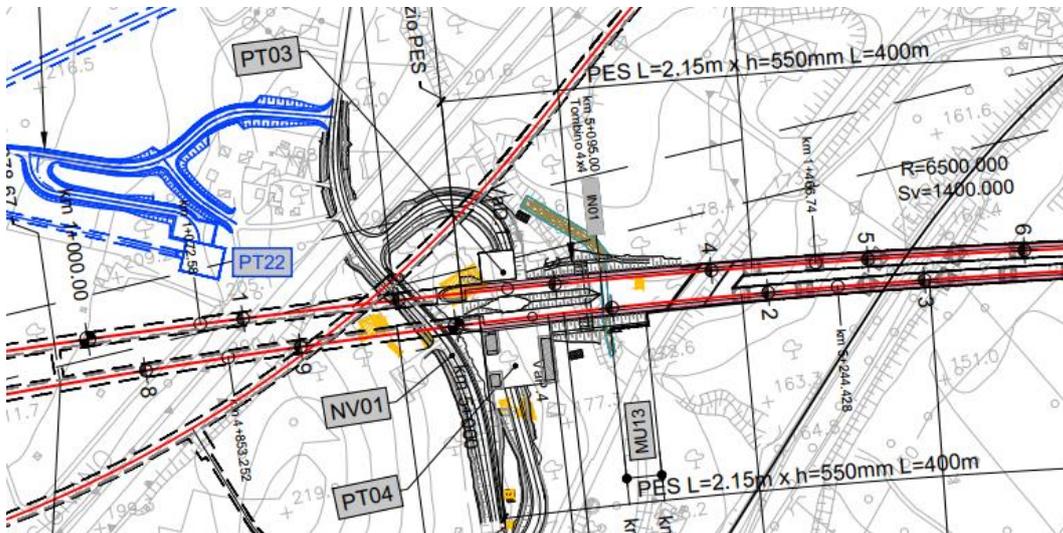


Figura 23 – Individuazione tombini IN01

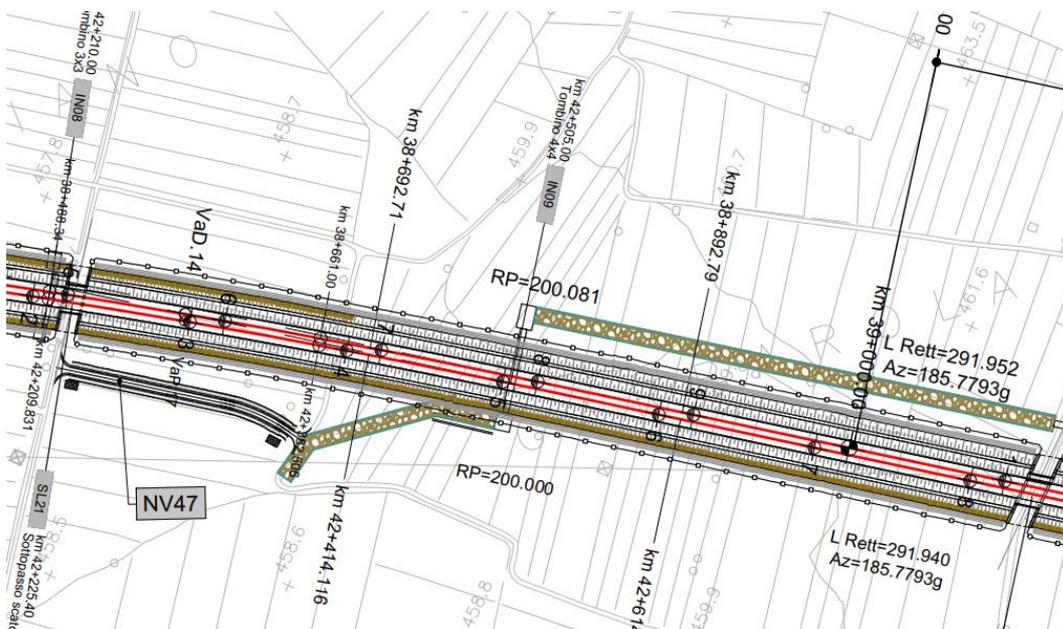


Figura 24 – Individuazione tombino IN09

11.1 Modellazione adottata

Il calcolo è stato effettuato nelle condizioni più gravose possibili in termini di strato di ricoprimento sulla soletta superiore, di caratteristiche sismiche e di terreno di fondazione, più precisamente è stato effettuato un inviluppo dei parametri sopra elencati.

GEOMETRIA

Larghezza utile	L_{int}	4.00 m
Altezza libera	H_{int}	4.00 m
Spessore piedritti	S_p	0.50 m
Spessore soletta superiore	S_s	0.50 m
Spessore fondazione	S_f	0.60 m
Altezza ballast	H_b	0.80 m
Rinterro (superiore)	H_r	5.80 m
Ricoprimento	H_{ric}	6.60 m
Lunghezza traversa	L_{tb}	2.60 m
Altezza traversa	H_{tb}	0.40 m
Larghezza totale	L_{tot}	5.00 m
Altezza totale	H_{tot}	5.10 m
Larghezza modellata	L_{mod}	4.50 m
Altezza modellata	H_{mod}	4.55 m
Numero nodi totali	n_{tot}	13
Numero nodi superiori	n_{sup}	2
Numero nodi inferiori	n_{inf}	11
Numero spazi inferiori	n_{spa}	10

Terreno di fondazione

Unità stratigrafica		PADe2
Angolo di attrito	Φ	22 °
Peso specifico	γ	18.50 kN/m ³
Modulo elastico	E'	13000 kPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3
Lato minore della fondazione	B	5.00
Lato maggiore della fondazione	L	30
Rapporto dei lati	L/B	6.00

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei tombini

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1 R 11	RH	IN0000 001	B	42 di 55

Coefficiente adimensionale	c_t	1.810
Costante di sottofondo	k_w	1579 kN/m ³
Rigidezza molle nodali Sap		
Nodi centrali		6,7,8,9,10
Larghezza di influenza	$L_{inf, cen}$	0.45 m
Rigidezza	k_{cen}	710 kN/m ²
Nodi intermedi		4,5,11,12
Larghezza di influenza	$L_{inf, int}$	0.45 m
Rigidezza	k_{int}	1066 kN/m ²
Nodi estremità		3, 13
Larghezza di influenza	$L_{inf, est}$	0.475 m
Rigidezza	k_{est}	1500 kN/m ²

11.2 Analisi dei carichi

11.2.1 Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	25.00 kN/m ³
Peso singolo piedritto	P_p	12.50 kN/m ²
Peso soletta superiore	P_s	12.50 kN/m ²
Peso fondazione	P_f	15.00 kN/m ²

11.2.2 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	5.80 m
Peso rinterro	P_r	116.00 kN/m ²
Peso specifico massetto di protezione/pendenza	γ_m	24.00 kN/m ³
Altezza massetto di protezione/pendenza	H_m	0.05 m
Peso massetto di protezione/pendenza	P_m	1.20 kN/m ²

Permanente totale	G2p	131.60 kN/m ²
Permanente nodi 1 e 2	G2P	32.90 kN/m

11.2.3 Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

Peso specifico terreno	γ_t	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito terreno	φ	38 °
coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.384
Pressione estradosso soletta superiore	P1	50.58 kN/m ²
Pressione asse soletta superiore	P2	52.50 kN/m ²
Pressione asse soletta inferiore	P3	87.48 kN/m ²
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	89.78 kN/m ²
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	12.88 kN/m
Forza concentrata asse soletta inferiore	F1	26.59 kN/m

11.2.4 Carichi accidentali

Si considera il modello di carico LM71 in quanto più gravoso per il caso in esame.

11.2.4.1 Carichi verticali (condizione ACCM)

Coefficiente di incremento dinamico	Φ	1.00 copertura maggiore di 2.50 m
Coefficiente di adattamento	α	1.10
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	0.2 m
Larghezza di diffusione nel rinterro	L_{dr}	9.1 m
Larghezza di diffusione nel cls	L_{dc}	0.5 m
Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{dv}	12.36 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}	7.12 kN/m ²
Carico ripartito verticale per LM71	P_{Q1}	13.90 kN/m ²
Accidentale nodi 1 e 2	P_{Q1}	3.48 kN/m

11.2.4.2 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizione SPACCSX)

Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{do}	11.86 m
Spinta sul piedritto LM71	S_{Q1}	5.57 kN/m ²
Spinta semispessore soletta superiore	$F_{Q1,sup}$	1.39 kN/m
Spinta semispessore soletta inferiore	$F_{Q1,inf}$	1.67 kN/m

11.2.4.3 Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento/frenatura	A_v	33 kN/m
Avviamento/frenatura distribuito su soletta superiore	q_{Av}	2.94 kN/m ²

11.2.5 *Azione sismica*

11.2.5.1 Inerzia orizzontale (condizione sisma H)

% carico accidentale		20%
Forza orizzontale su soletta di copertura	F'_h	42.60 kN/m ²
Forza orizzontale sul singolo piedritto	F''_h	3.63 kN/m ²

11.2.5.2 Inerzia verticale (condizione sisma V)

Forza verticale su soletta di copertura	F''_v	21.30 kN/m ²
---	---------	--------------------------------

11.2.5.3 Incremento di spinta dovuto al sisma (condizione SPSSX)

Spinta sul piedritto	Q_w	29.58 kN/m ²
Forza su nodo superiore	$Q_{w,sup}$	7.40 kN/m
Forza su nodo inferiore	$Q_{w,inf}$	8.87 kN/m

11.3 Risultati delle analisi

Nelle immagini a seguire si riportano i digrammi di involuppo delle sollecitazioni.

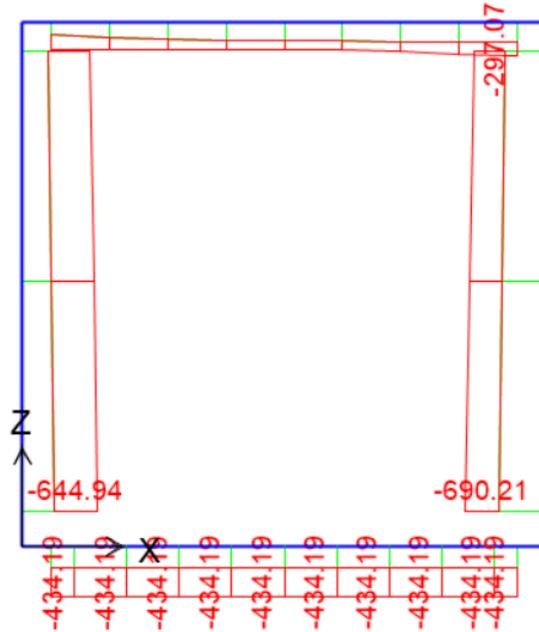


Figura 25 – Sforzo normale

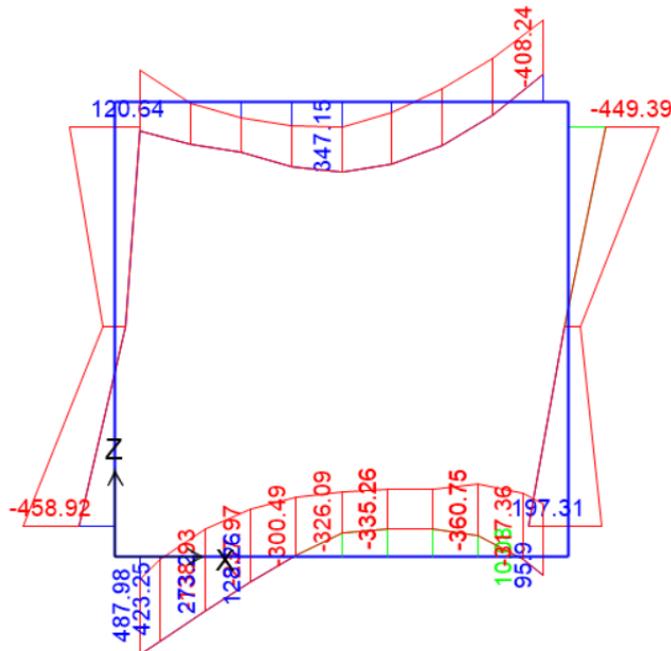


Figura 26 – Momento flettente

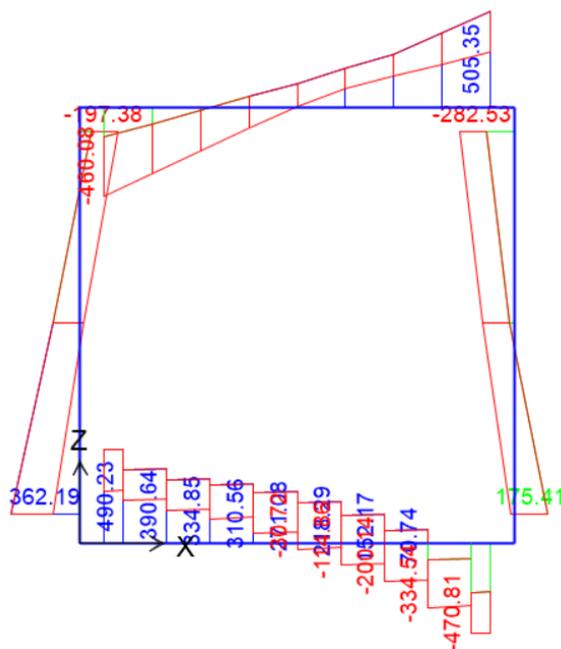


Figura 27 – Sforzo di taglio

Nella tabella che segue si riportano i valori massimi di momento e sforzo di taglio e il minimo valore di sforzo assiale su ciascun elemento.

Frame	P	V2	M3-	M3+
1 - soletta inferiore	191.26	490.23	-360.75	487.98
2 - piedritto destro	358.28	282.53	-449.39	197.31
3 - soletta superiore	107.69	505.35	-408.24	347.15
4 - piedritto sinistro	225.30	362.19	-458.92	120.64

Tabella 11 – Riepilogo sollecitazioni su ciascun elemento

Le sollecitazioni sono compatibili con la resistenza delle sezioni scelte.

12 TOMBINI DI TRASPARENZA

Lungo il nuovo tracciato sono previsti 15 tombini di trasparenza costituiti da 3 canne aventi ciascuna dimensioni 3.00 m x 3.00 m. Tali tombini sono ubicati alle seguenti progressive:

- | | | | |
|----------------|------|----------------|------|
| • km 41+519.02 | IN51 | • km 44+630.27 | IN58 |
| • km 41+569.02 | IN52 | • km 44+679.71 | IN59 |
| • km 41+619.02 | IN53 | • km 44+728.70 | IN60 |
| • km 41+668.99 | IN54 | • km 44+778.62 | IN61 |
| • km 41+718.99 | IN55 | • km 44+827.59 | IN62 |
| • km 41+769.00 | IN56 | • km 44+876.84 | IN63 |
| • km 41+819.01 | IN57 | • km 44+926.47 | IN64 |
| | | • km 44+975.91 | IN65 |

Si riporta di seguito lo stralcio planimetrico di progetto con l'individuazione delle opere in oggetto.

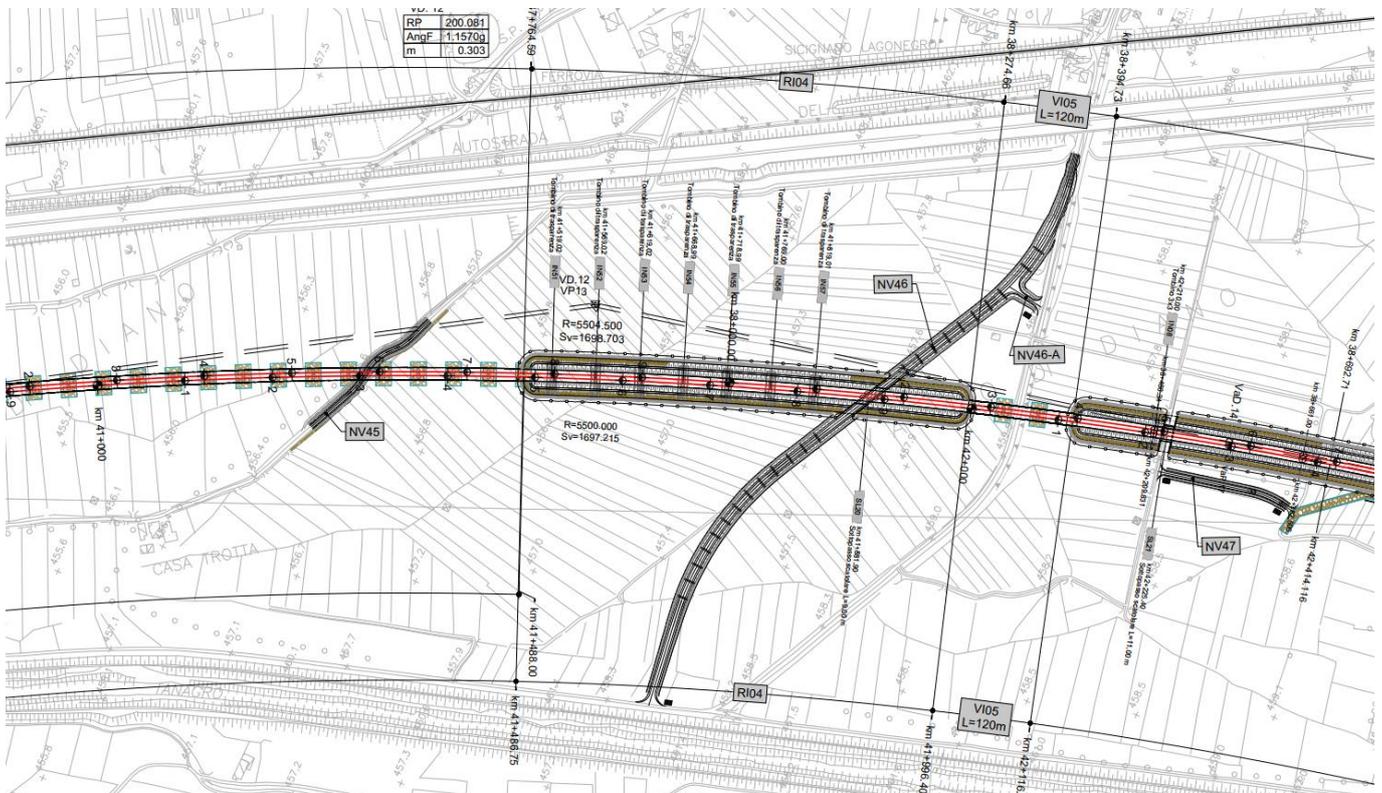


Figura 28 – Individuazione tombini IN51 – IN57

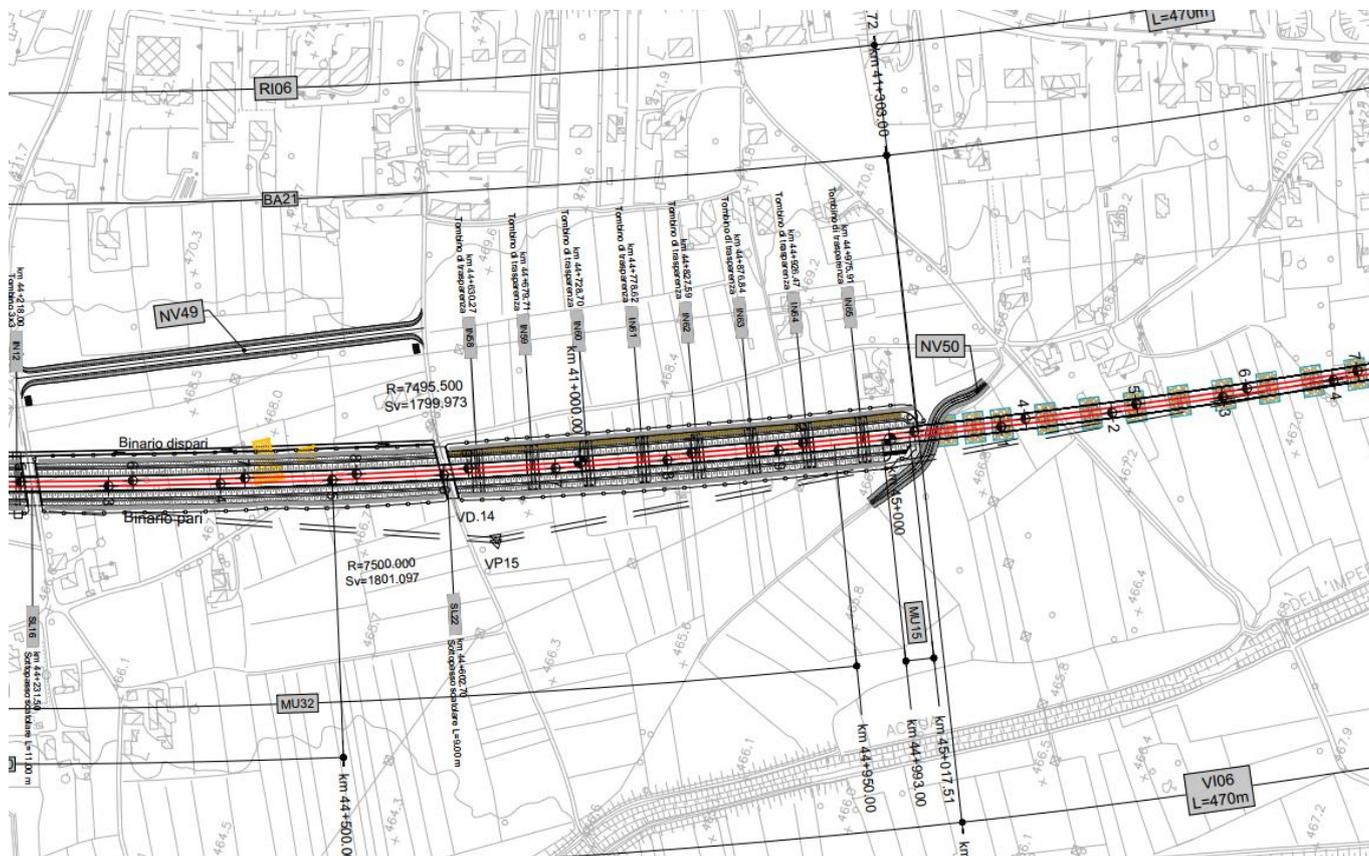


Figura 29 – Individuazione tombini IN58 – IN65

12.1 Modellazione adottata

Il calcolo è stato effettuato nelle condizioni più gravose possibili in termini di strato di ricoprimento sulla soletta superiore, di caratteristiche sismiche e di terreno di fondazione, più precisamente è stato effettuato un involuppo dei parametri sopra elencati.

GEOMETRIA

Numero	N	3
Larghezza utile	L_{int}	3.00 m
Altezza libera	H_{int}	3.00 m
Spessore piedritti	S_p	0.40 m
Spessore soletta superiore	S_s	0.40 m
Spessore fondazione	S_f	0.50 m
Altezza ballast	H_b	0.80 m

Relazione tecnico-descrittiva e di
predimensionamento dei tombini

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	B1 R 11	RH	IN0000 001	B	49 di 55

Rinterro (superiore)	H_r	5.90 m
Ricoprimento	H_{ric}	6.70 m
Lunghezza traversa	L_{tb}	2.60 m
Altezza traversa	H_{tb}	0.40 m
Larghezza totale	L_{tot}	10.60 m
Altezza totale	H_{tot}	3.90 m
Larghezza modellata	L_{mod}	10.20 m
Altezza modellata	H_{mod}	3.45 m
Numero nodi totali	n_{tot}	33
Numero nodi superiori	n_{sup}	2
Numero nodi inferiori	n_{inf}	31
Numero spazi inferiori	n_{spa}	30

Terreno di fondazione

Unità stratigrafica		PADe2
Angolo di attrito	Φ	22 °
Peso specifico	γ	18.50 kN/m ³
Modulo elastico	E'	13000 kPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3
Lato minore della fondazione	B	5.00
Lato maggiore della fondazione	L	30
Rapporto dei lati	L/B	6.00
Coefficiente adimensionale	c_t	1.810
Costante di sottofondo	k_w	1579 kN/m ³

Rigidezza molle nodali Sap

Nodi centrali		da 8 a 28
Larghezza di influenza	$L_{inf, cen}$	0.34 m
Rigidezza	k_{cen}	537 kN/m ²
Nodi intermedi		da 4 a 7 e da 29 a 32
Larghezza di influenza	$L_{inf, int}$	0.34 m
Rigidezza	k_{int}	805 kN/m ²
Nodi estremità		3, 33
Larghezza di influenza	$L_{inf, est}$	0.37 m

Rigidezza

k_{est}

1168 kN/m²

12.2 Analisi dei carichi

12.2.1 Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	25.00 kN/m ³
Peso singolo piedritto	P_p	10.00 kN/m ²
Peso soletta superiore	P_s	10.00 kN/m ²
Peso fondazione	P_f	12.50 kN/m ²

12.2.2 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	5.90 m
Peso rinterro	P_r	118.00 kN/m ²
Peso specifico massetto di protezione/pendenza	γ_m	24.00 kN/m ³
Altezza massetto di protezione/pendenza	H_m	0.05 m
Peso massetto di protezione/pendenza	P_m	1.20 kN/m ²
Permanente totale	G_{2p}	133.60 kN/m ²
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	26.72 kN/m

12.2.3 Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

Peso specifico terreno	γ_t	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito terreno	φ	38 °
coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.384
Pressione estradosso soletta superiore	P_1	51.35 kN/m ²
Pressione asse soletta superiore	P_2	52.88 kN/m ²
Pressione asse soletta inferiore	P_3	79.40 kN/m ²
Pressione intradosso soletta inferiore	P_4	81.33 kN/m ²
Forza concentrata asse soletta superiore	F_1	10.42 kN/m
Forza concentrata asse soletta inferiore	F_1	20.09 kN/m

12.2.4 Carichi accidentali

Si considera il modello di carico SW2 in quanto più gravoso per il caso in esame.

12.2.4.1 Carichi verticali (condizione ACCM)

Coefficiente di incremento dinamico	Φ	1.00
Coefficiente di adattamento	α	1.00
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	0.2 m
Larghezza di diffusione nel rinterro	L_{dr}	9.2 m
Larghezza di diffusione nel cls	L_{dc}	0.4 m
Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{dv}	12.42 m
Carico per treno SW2	q_2	150 kN/m
Carico ripartito verticale per LM71	P_{Q2}	12.08 kN/m ²
Accidentale nodi 1 e 2	P_{Q2}	2.42 kN/m

12.2.4.2 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizione SPACCSX)

Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{do}	12.02 m
Spinta sul piedritto SW2	S_{Q2}	4.80 kN/m ²
Spinta semispessore soletta superiore	$F_{Q2,sup}$	0.96 kN/m
Spinta semispessore soletta inferiore	$F_{Q2,inf}$	1.20 kN/m

12.2.4.3 Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento/frenatura	A_v	35 kN/m
Avviamento/frenatura distribuito su soletta superiore	q_{Av}	2.82 kN/m ²

12.2.5 Azione sismica

12.2.5.1 Inerzia orizzontale (condizione sisma H)

% carico accidentale		20%
Forza orizzontale su soletta di copertura	F'_h	42.34 kN/m ²
Forza orizzontale sul singolo piedritto	F''_h	2.90 kN/m ²

12.2.5.2 Inerzia verticale (condizione sisma V)

Forza verticale su soletta di copertura F''_v 21.17 kN/m²

12.2.5.3 Incremento di spinta dovuto al sisma (condizione SPSSX)

Spinta sul piedritto Q_w 22.62 kN/m²

Forza su nodo superiore $Q_{w,sup}$ 4.52 kN/m

Forza su nodo inferiore $Q_{w,inf}$ 5.66 kN/m

12.3 Risultati delle analisi

Nelle immagini a seguire si riportano i digrammi di involuppo delle sollecitazioni.

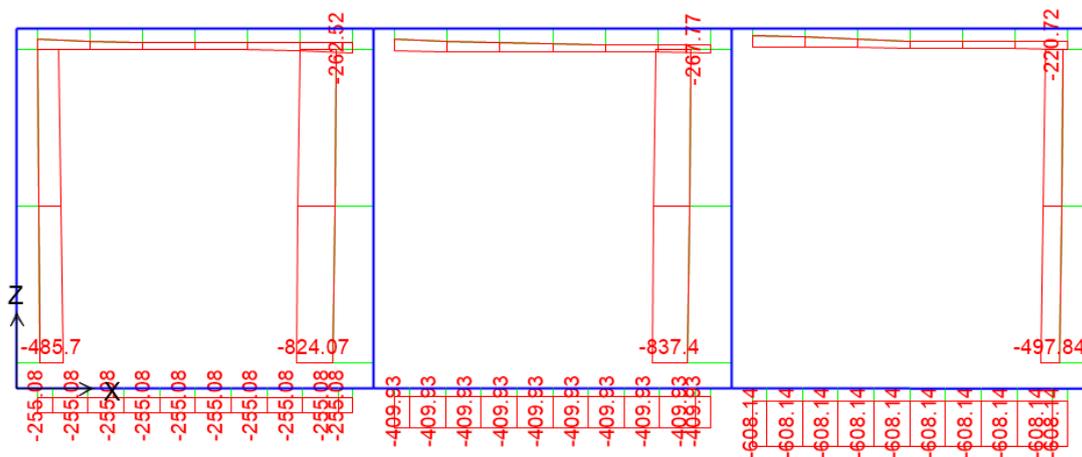


Figura 30 – Sforzo normale

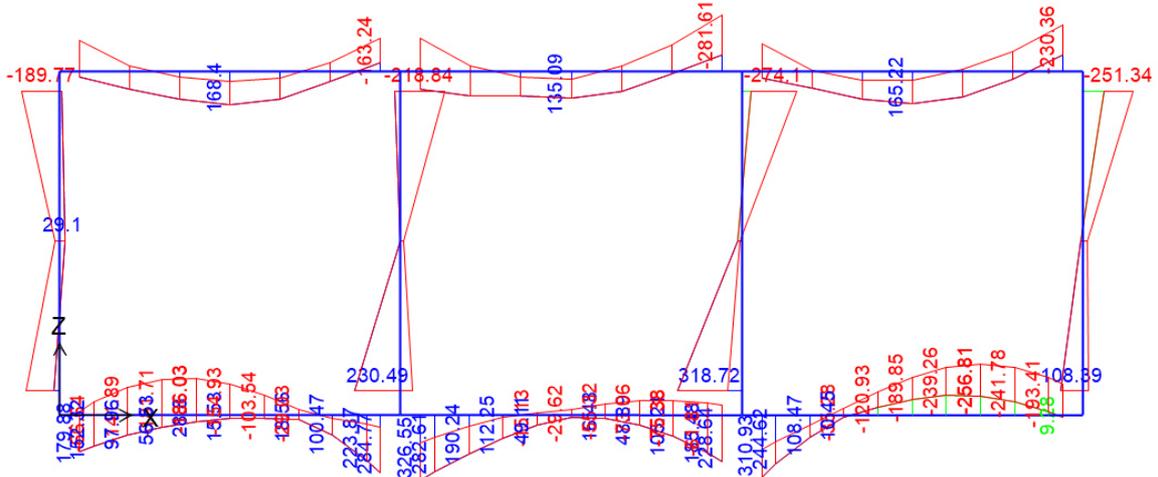


Figura 31 – Momento flettente

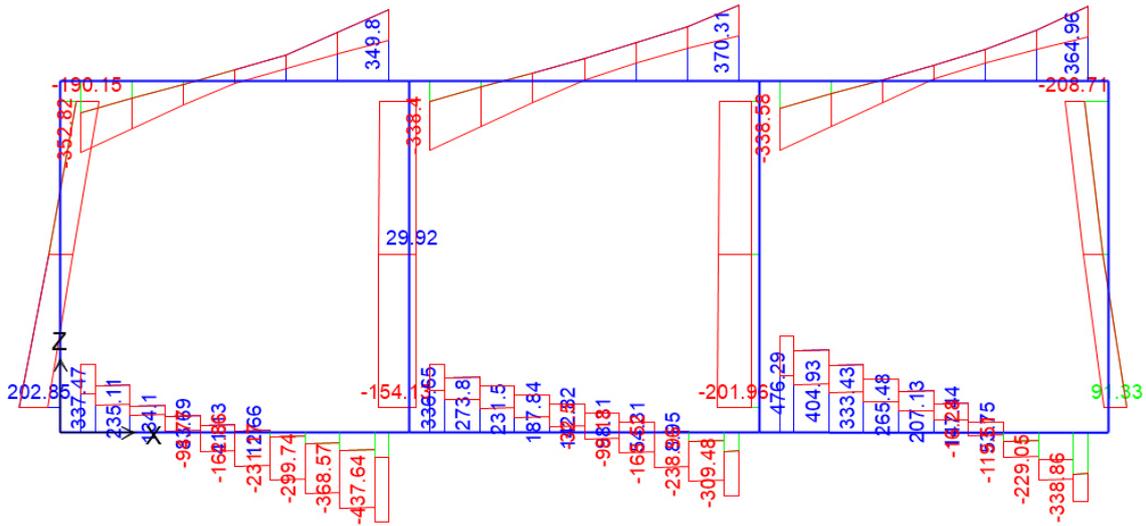


Figura 32 – Sforzo di taglio

Nella tabella che segue si riportano i valori massimi di momento e sforzo di taglio e il minimo valore di sforzo assiale su ciascun elemento.

Frame	P	V2	M3-	M3+
1 - soletta inferiore	77.64	476.29	-256.81	326.55
2 - piedritto destro	271.25	208.71	-251.34	108.39
3 - soletta superiore	72.42	370.31	-281.61	168.40
4 - piedritto sinistro	214.73	202.85	-189.77	29.10
5 - piedritti interni	401.84	201.96	-274.10	318.72

Tabella 12 – Riepilogo sollecitazioni su ciascun elemento

Le sollecitazioni sono compatibili con la resistenza delle sezioni scelte.