

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

OPERE PRINCIPALI – GALLERIE ARTIFICIALI

Galleria artificiale dal km 83+179 al km 83+209

Relazione di calcolo galleria

SCALA:

-

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

I V 0 I 0 0 D 2 6 C L G A 1 7 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	C. Soave <i>C. Soave</i>	Gennaio 2022	M. Severi <i>M. Severi</i>	Gennaio 2022	G. Fadda <i>G. Fadda</i>	Gennaio 2022	A. Perego Gennaio 2022



File: IV0100D26ROGA1600001A.doc

n. Elab.: X



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N.443/01

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L.
ANDORA**

GALLERIA ARTIFICIALE DAL KM 83+179 AL KM
83+209 – RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 17 00 001	A	2 di 26

INDICE

1	PREMESSA	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	6
3.2	DOCUMENTI CORRELATI	6
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
5.1	CALCESTRUZZI	7
5.2	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO	7
6	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA	8
7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	8
8	DESCRIZIONE DELL'OPERA	10
9	APPROCCIO PROGETTUALE	10
10	VERIFICHE STRUTTURALI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE	11
10.1	INTRODUZIONE	11
10.2	ANALISI DEI CARICHI	12
10.2.1	<i>Peso proprio</i>	12
10.2.2	<i>Permanenti portati</i>	12
10.2.3	<i>Spinta del terreno</i>	13
10.2.4	<i>Sovraccarico variabile dovuto al traffico stradale</i>	13
10.2.5	<i>Sovraccarico variabile dovuto al traffico ferroviario</i>	14
10.2.6	<i>Azione sismica</i>	15
10.3	STATI LIMITE CONSIDERATI	16
10.3.1	<i>Stati limite ultimo</i>	16



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N.443/01

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L.
ANDORA**

GALLERIA ARTIFICIALE DAL KM 83+179 AL KM
83+209 – RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 17 00 001	A	3 di 26

10.3.2	Stati limite di esercizio	17
10.4	COMBINAZIONI DI CARICO	17
10.5	RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	20
10.6	VERIFICHE STRUTTURALI.....	23
10.7	INCIDENZA DI ARMATURA	26



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N.443/01

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L.
ANDORA**

GALLERIA ARTIFICIALE DAL KM 83+179 AL KM
83+209 – RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 17 00 001	A	4 di 26

1 PREMESSA

La presente relazione è inerente alla verifica della galleria artificiale da km 83+178 al km 83+209, opera individuata con il codice GA17 nell'ambito del progetto di raddoppio della linea Genova-Ventimiglia, tratta Finale Ligure-Andora.

Sono inoltre presenti opere di imbocco di lunghezza pari a 13.10 m e 17.0 m rispettivamente lato Ventimiglia e lato Genova.

Si tratta in particolare delle seguenti opere:

- Zona imbocco lato Ventimiglia da Prog 83+222.300 a Prog. 83+209.230; muro ad U con solettone di fondo di spessore pari ad 1.50m, larghezza netta pari a 13.0m e pareti con larghezza alla base pari a 1.45 m e altezza massima di 10.45 m;
- Zona imbocco lato Genova da Prog 83+179.230 a Prog. 83+162.230; come imbocco lato Ventimiglia;
- Sezione corrente da Prog 83+179.230 a Prog. 83+209.230 per un totale di 30.0 m di estensione: galleria artificiale costituita da piedritti di larghezza pari a 1.40 m; solettone di copertura e di fondazione di spessore 1.50m, larghezza interna netta pari a 13.0 m.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Scopo del documento è il dimensionamento strutturale della sezione scatolare della galleria artificiale. Di seguito è illustrata la sezione tipologica della galleria artificiale.

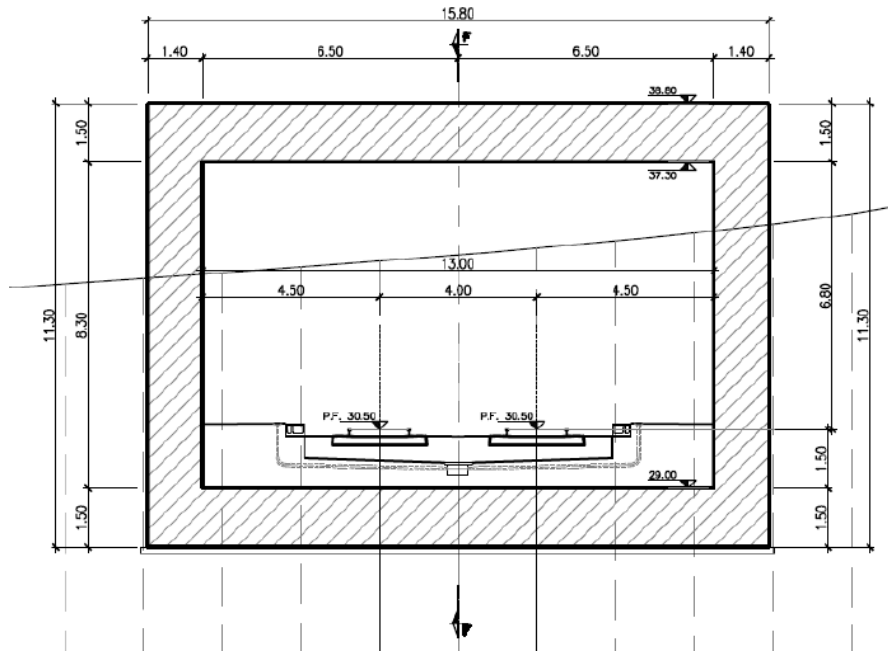


Figura 2-1 Sezione tipologica galleria artificiale

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA					
GALLERIA ARTIFICIALE DAL KM 83+179 AL KM 83+209 – RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 17 00 001	REV. A	FOGLIO 6 di 26

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Documenti Referenziati

Nella presente relazione, si è fatto riferimento ai seguenti elaborati grafici:

- [I] Planimetria generale dell'intervento (IV0100D26P8GA1700001A)
- [II] Sezione longitudinale (IV0100D26PAGA1700001A)
- [III] Sezioni trasversali galleria e imbocchi (IV0100D26WBGA1700001A)
- [IV] Pianta scavi (IV0100D26AZGA1702001A)
- [V] Particolari, dettagli e finiture (IV0100D26BZGA1700001A)

3.2 Documenti Correlati

I documenti di calcolo correlati alla presente sono:

- [VI] Relazione descrittiva (IV0100D26ROGA1700001A)
- [VII] Relazione di calcolo imbocchi (IV0100D26CLGA1700001A)

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sono svolti in ottemperanza alla Normativa vigente :

- NTC 2018 – D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018;
- RFI-DTC-ICI-PO SP INF 001 A - Istruzione per la progettazione e l'esecuzione di ponti ferroviari;
- RFI-DTC-ICI-PO SP INF 004 A - Istruzione 44B – istruzioni tecniche per la progettazione di manufatti sotto binario da costruire in zona sismica;



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N.443/01

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L.
ANDORA**

GALLERIA ARTIFICIALE DAL KM 83+179 AL KM
83+209 – RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 17 00 001	A	7 di 26

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Calcestruzzi

Calcestruzzo per sottofondazioni

Classe di resistenza caratteristica a compressione C12/15

Calcestruzzo per solette e opere in elevazione

Classe di esposizione ambientale XC3

Classe di resistenza caratteristica a compressione C28/35

Classe di resistenza allo scarico S4


5.2 Acciaio da cemento armato

È previsto l'utilizzo di acciaio appartenente alla classe B450C, con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;

Modulo elastico $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$.

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA					
	GALLERIA ARTIFICIALE DAL KM 83+179 AL KM 83+209 – RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 17 00 001	REV. A

6 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA

Per il calcolo delle strutture è stato fatto riferimento alle caratteristiche riportate nella seguente tabella relative al materiale di rinterro previsto.

Angolo di attrito [°]	35
Peso specifico [kN/m ³]	20

Tabella 6-1 Caratteristiche terreno di rinterro

La falda è stata considerata al di sotto del piano di fondazione della struttura scatolare.

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Le opere in progetto si trovano nel comune di Campochiesa (SV) in un sito con le seguenti coordinate geografiche: Longitudine 8.18954, e Latitudine 44.07641.

Alle strutture di tipo definitivo, si attribuisce una vita nominale V_N pari a 75 anni e una classe d'uso III a cui corrisponde il coefficiente C_u pari a 1.5 (§ 2.4.2, NTC 2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell'azione sismica risulta pari a $V_R = V_N \cdot C_u = 112.5$ anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell'azione sismica, P_{VR} , attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo V_R dell'opera in progetto, si determina il periodo di ritorno T_R del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, T_R , sopra definito, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per le opere in analisi il periodo di ritorno si determina con l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la seguente relazione:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

S_s è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g (Tabella 3.2.IV NTC 2018);

S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall'ubicazione dell'opera (Tabella 3.2.V delle NTC 2018).

Sulla base delle evidenze riscontrata in sito si assegna una categoria di sottosuolo B.

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica sono riepilogate nella seguente tabella.

Vita Nominale dell'opera	V_N	75	anni
Coefficiente D'uso	C_u	1.5	
Periodo di riferimento	V_R	112.5	anni
Probabilità di Superamento Evento	P_{VR}	10	
Periodo di Ritorno	T_R	1068	anni
Acc. orizzontale di picco al sito	a_g	0.177	g
Amplificazione Spettrale max.	F_0	2.461	
<i>CATEGORIA SOTTOSUOLO</i>		B	
<i>CATEGORIA TOPOGRAFICA</i>		T1	
Coeff. di amp. stratigrafica	S_s	1.20	
Coeff. di amp. Topografica	S_T	1	

Tabella 7-1 Parametri sismici considerati per la valutazione dell'azione sismica per l'opera in esame

In base alle accelerazioni massima attese sul sito in esame si valutano, con le espressioni che seguono, i coefficienti di intensità sismica da utilizzarsi nelle analisi pseudo statiche che seguono.

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

Il coefficiente β_M assume valore unitario.

Pertanto nei modelli di calcolo si considera:

$$k_h = 0.212$$

$$k_v = \pm 0.106$$

8 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La galleria GA17 è realizzata in calcestruzzo armato con sezione scatolare, le solette di fondazione e di copertura presentano uno spessore di 1.50 m, mentre i piedritti hanno uno spessore di 1.40 m. Lo scatolare presenta una larghezza netta di 13.0 m, mentre l'altezza netta è di 8.30m.

La sezione tipologica della sezione della galleria è illustrata in Figura 8-1.

PARTICOLARE SEZIONE SOTTOPASSO
Scala 1:100

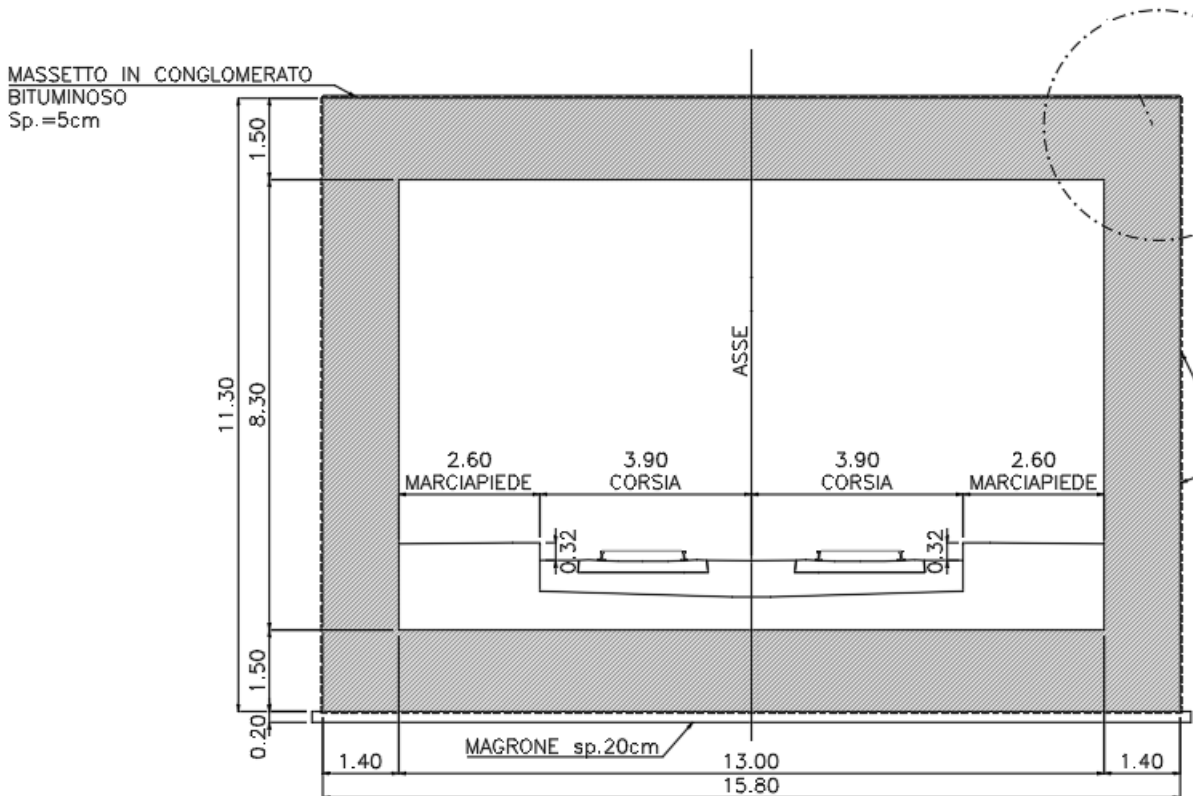


Figura 8-1 Sezione tipologica della galleria GA17

9 APPROCCIO PROGETTUALE

Le verifiche strutturali eseguite per il dimensionamento della galleria GA17 sono state svolte in accordo alle NTC2018.

Per il dimensionamento strutturale della sezione scatolare della galleria artificiale è stato implementato un modello di calcolo con il software Midas Gen.

10 VERIFICHE STRUTTURALI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE

10.1 Introduzione

Viene di seguito illustrato il modello di calcolo e le verifiche strutturali svolte per il dimensionamento della sezione scatolare relativa alla galleria GA17.

La struttura scatolare è stata modellata con il software Midas Gen 2021 implementando un modello di calcolo bidimensionale che rappresenta una sezione trasversale di spessore unitario con elementi beam aventi sezione pari a 1.0 m di larghezza e 1.50 m o 1.40 m di altezza rispettivamente per le solette e per i piedritti. Agli elementi è stato assegnato il materiale corrispondente al calcestruzzo di classe C28/35.

La soletta di fondazione viene studiata con il modello di trave su suolo alla Winkler, cioè assimilabile ad un letto di molle elastiche non lineari (sola compressione) di opportuna rigidezza mutuamente indipendenti. Il valore di rigidezza di tali molle deve essere calibrato considerando sia le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione, sia le dimensioni geometriche della fondazione stessa.

Nel modello di calcolo, la rigidezza delle molle è stata definita facendo ricorso ai contributi di Terzaghi e Peck (1948). In particolare, per una fondazione di larghezza B e lunghezza L situata su terreni di natura incoerenti, la rigidezza delle molle k_s è assunta pari:

$$k = k_1 \cdot \frac{L/B + 0.5}{1.5 \cdot L/B}$$

k_1 indica il valore ottenuto da una prova di carico su piastra quadrata di lato unitario. In particolare, Viggiani (1999) propone i seguenti valori di costante di reazione k_1 del terreno per terreni incoerenti:

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		Sciolto	Medio	Denso
Campo		7÷20	20÷100	100÷350
Non satura	Val. consigliato	15	50	175
Satura	Val. consigliato	10	30	110

Tabella 10-1 Valori tipici di k_1 [N/cm³] per terreni incoerenti (Viggiani, 1999)

Nel caso in esame, il valore di k_1 è stato assunto pari a 30 N/cm³.

Nel modello di calcolo è stato assunto un valore di rigidezza pari a circa 21000 kN/m.

La seguente figura illustra la sezione considerata nel modello di calcolo.

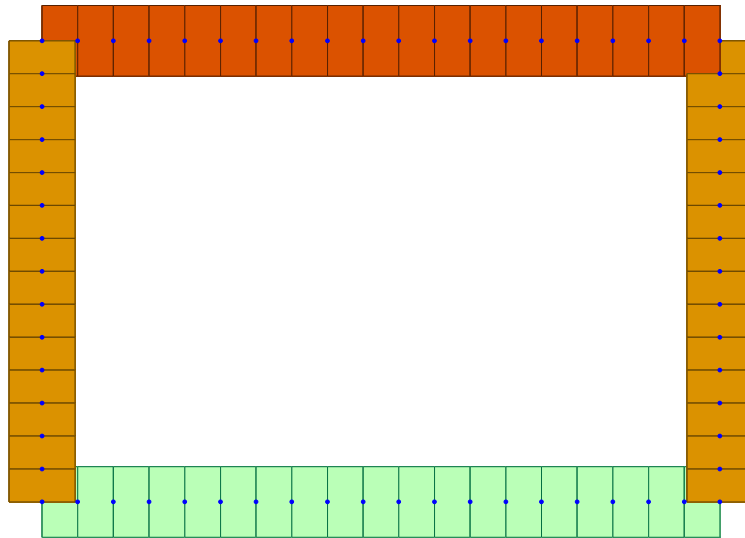


Figura 10-1 Sezione trasversale implementata nel modello di calcolo

10.2 Analisi dei carichi

10.2.1 *Peso proprio*


Il peso proprio della struttura è stato calcolato considerando un peso di volume del c.a. assunto pari a 25 kN/m³.

10.2.2 *Permanenti portati*

Di seguito sono stati riassunti i valori dei carichi permanenti portati che competono la soletta superiore e inferiore:

Pav. (usura+binder)	22	kN/m ³
Strato di base	20	kN/m ³
Misto Stabilizzato	20	kN/m ³
Ricoprimento	20	kN/m ³
Totale	14.20	kN/m

Tabella 10-2 Calcolo carico gravante sulla soletta superiore dovuto alla pavimentazione stradale

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA					
	GALLERIA ARTIFICIALE DAL KM 83+179 AL KM 83+209 – RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 17 00 001	REV. A

Ballast+Armamento	22	kN/m ³
Sub Ballast	25	kN/m ³
Misto Stabilizzato	20	kN/m ³
Ricoprimento	20	kN/m ³
Totale	35	kN/m

Tabella 10-3 Calcolo carico gravante sulla soletta superiore dovuto alla pavimentazione ferroviaria

10.2.3 Spinta del terreno

Il calcolo della spinta del terreno agente sui piedritti dello scatolare è stata valutata in condizioni di riposo, assumendo un coefficiente di spinta a riposo pari a $k_0 = 1 - \text{sen } \varphi'$, dove φ' indica l'angolo di attrito del terreno di rinterro.

10.2.4 Sovraccarico variabile dovuto al traffico stradale

Il sovraccarico stradale di calcolo considerato è il modello di carico n°1 delle NTC ed illustrato nella seguente figura.

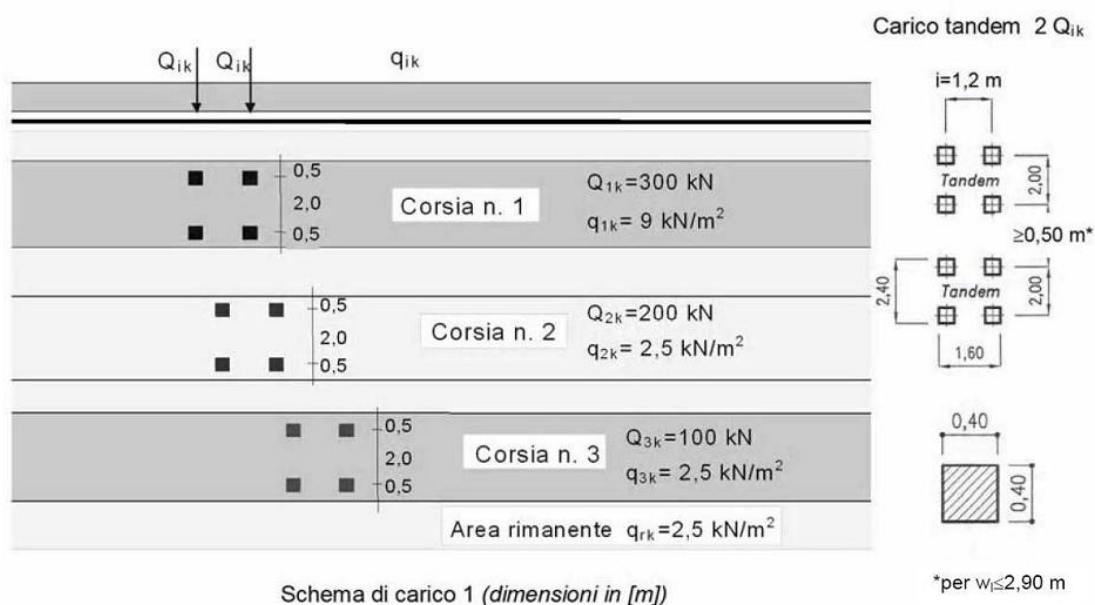


Figura 10-2 Schema di carico considerato nel modello di calcolo

Tale schema risulta composto dal carico uniformemente distribuito q_{ik} e dal carico tandem Q_{ik} (assi di carico). Tale modello di carico viene distribuito fino al piano medio del solettone come illustrato nella seguente tabella.

	Ripartizione	Diffusione	Altezza strato [m]	Larghezza di diffusione [m]
Pav. (usura+binder)	1/1	1	0.10	0.1
Strato di base	2/3	0.66	0.10	0.06
Misto Stabilizzato	2/3	0.66	0.20	0.13
Ricoprimento	2/3	0.66	0.30	0.2
Semi spess. soletta	1/1	1	0.75	0.75
Larghezza generica Impronta di carico		B _o	2.40	m
Larghezza di diffusione effettiva		L _d	4.9	m

Tabella 10-4 Calcolo della larghezza di diffusione del carico stradale fino all'asse della soletta di copertura

Al fine di massimizzare le azioni sollecitanti sulla struttura, sono stati considerati due diversi casi di carico:

- Carico tandem agente in corrispondenza della mezzeria
- Carico tandem agente in prossimità di uno dei due piedritti dello scatolare.

La seguente tabelle riepiloga i carichi considerati nel modello di calcolo.

10.2.5 Sovraccarico variabile dovuto al traffico ferroviario

Si introduce il sovraccarico variabile dovuto al traffico ferroviario valutato considerando i 4 treni di carico del modello LM71 amplificati considerando linee a ridotto standard manutentivo ($\phi_3=1.35$) e il relativo coefficiente di adattamento ($\alpha=1.1$), ripartito come indicato nella tabella seguente.

Il carico rappresentativo del traffico ferroviario è stato assunto pari a 50 kPa, come di seguito riportato.

$$q_{treno} = 1.35 \cdot 1.1 \cdot \frac{4 \cdot 250}{4 \cdot 1.6} \cdot \frac{1}{4.40} \cong 50 \text{ kPa}$$



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA

GALLERIA ARTIFICIALE DAL KM 83+179 AL KM 83+209 – RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 17 00 001	A	15 di 26

	Ripartizione	Diffusione	h [m]	Largh. Diffusione [m]
Ballast+Armamento	1/4	0.25	0.60	0.15
Sub Ballast	1/4	0.25	0.7	0.175
Semi spess. soletta	1/1	1	0.75	0.75
Larghezza della Traversina		B _o	2.40	m
Larghezza di diffusione effettiva		L _d	4.55	m

Tabella 10-5 Calcolo della larghezza di diffusione del carico ferroviario fino all'asse della soletta di fondazione

10.2.6 Azione sismica

L'azione sismica è valutata con riferimento alle indicazioni riportate nelle NTC2018.

Le verifiche sismiche sono condotte seguendo un'analisi di tipo pseudostatica. Nel caso dell'analisi pseudostatica si applicano alla struttura, in aggiunta agli altri carichi già presenti, le forze d'inerzia sulla struttura e l'azione dinamica del terreno rappresentate da carichi statici equivalenti.

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono valutati mediante le relazioni:

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

$$k_v = \pm 0.5k_h$$

dove:

a_{max} è l'accelerazione massima attesa al sito

I parametri sismici utilizzati per lo stato limite SLV sono riportati al Capitolo 7.

L'incremento della spinta del terreno dovuto all'azione sismica, agente sulle pareti dello scatolare, è stata valutato con la teoria di Wood (1973). Secondo tale teoria, l'incremento di sforzo sismico da assumere per una parete di spessore unitario è dato dall'espressione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

Dove γ e H indicano il peso specifico del terreno e l'altezza della struttura.



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01

All. [1] **PROGETTO DEFINITIVO**

RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA

GALLERIA ARTIFICIALE DAL KM 83+179 AL KM 83+209 – RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	GA 17 00 001	A	16 di 26

Le forze inerziali agenti a livello dell'impalcato dello scatolare sono quelle dovute al peso del manto stradale e del ricoprimento, oltre a quelle prodotte dall'impalcato e da metà dei piedritti dello scatolare, valutate secondo la seguente espressione:

$$\Delta P_d = k_n \cdot W$$

10.3 Stati limite considerati

10.3.1 Stati limite ultimo

Gli stati limite ultimi considerati sono riferiti alle seguenti combinazioni:

SLU combinazione STATICA $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_Q Q + \gamma_Q \sum \psi_{0i} Q_i$

SLU combinazione SISMICA $E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_i$

Per il caso in esame, i coefficienti adottati sono:

$$\gamma_{G1} = 1.35 \text{ se } A1+M1; 1 \text{ se favorevole}$$

$$\gamma_{G2} = 1.35 \text{ se } A1+M1; 0 \text{ se favorevole}$$

$$\gamma_Q = 1.45 \text{ se } A1+M1; 0 \text{ se favorevole}$$

Per ciascuna azione variabile, sono stati considerati i coefficienti di combinazione riportati nella seguente tabella:

Carico	ψ_0	ψ_1	$\psi_2(*)$
Carico ferroviario	0.8	0.8	0
Carico stradale	0.75	0.75	0

Tabella 10-6: Coefficienti di combinazione NTC 2018


(*) Nella combinazione sismica è stato assunto il coefficiente $\psi_2=0.2$, in accordo con quanto riportato al paragrafo 5.1.3.12 delle NTC 2018.

Per le combinazioni in esame, le sollecitazioni risultanti vanno confrontate con la resistenza a rottura delle sezioni in calcestruzzo armato, determinata dalle seguenti caratteristiche di resistenza dei materiali:

$$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 29.05 \times 0.85 / 1.5 = 16.46 \text{ MPa}$$

	INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01 All. [1] PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L. ANDORA					
GALLERIA ARTIFICIALE DAL KM 83+179 AL KM 83+209 – RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO GA 17 00 001	REV. A	FOGLIO 17 di 26

$$f_{yd} = 450/1.15 = 391.3 \text{ MPa}$$

10.3.2 Stati limite di esercizio

Le strutture in esame rientrano nella classe di esposizione XC3 riferibile a condizioni ambientali *ordinarie*. L'armatura è di tipo *poco sensibile*. In considerazione di ciò, gli stati limite di esercizio considerati sono:

SLE combinazione RARA: $G_1 + G_2 + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$

Limiti tensionali: $\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 0.55 \times 29.05 = 15.98 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 0.75 \times f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ MPa}$$

Limiti fessurativi: $w_d \leq 0.2 \text{ mm}$

10.4 Combinazioni di carico

Le sollecitazioni allo SLU e allo SLE sono state calcolate secondo le seguenti combinazioni di calcolo previste nelle NTC 2018:

- SLU combinazione fondamentale statica:

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

- SLU e SLE combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3}$$

- SLE combinazione caratteristica rara:

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

- SLE combinazione frequente:

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

- SLE combinazione quasi permanente:

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

In Tabella 10-7 sono riportati i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nelle seguenti tabelle.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ^(m)	A1	A2
Azioni permanenti \bar{g}_1 e \bar{g}_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ \bar{g}_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$ - $\gamma_{\epsilon 3}$ - $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 10-7 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico (SLU) Par. 5.1.3.14 NTC2018 (azioni variabili da traffico stradale)

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		1,20	1,20	1,00

Tabella 10-8 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico (SLU) – Par. 5.2.3.2. NTC2018 (azioni variabili da traffico ferroviario)

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 10-9 Coefficienti di combinazione previsti dalla normativa per carichi stradali

Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
Treno di carico SW/2	0,00 ⁽³⁾	0,80	0,0
Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

⁽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⁾ Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

⁽³⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni

Tabella 10-10 Coefficienti di combinazione previsti dalla normativa per carichi ferroviari

Si riporta infine una tabella riepilogativa con tutte le combinazioni di carico analizzate nelle analisi numeriche eseguite.

Comb.	Peso proprio	Carichi permanenti	Spinta statica del terreno	Tr. stradale MEZZ	Tr. stradale PIEDRITTO	Tr. ferroviario	Incr. spinta sismica	Incremento azione sismica inerziale
SLU_1	1.35	1.5	1.35	1.01		1.45		
SLU_2	1.35	1.5	1.35		1.01	1.45		
SLU_3	1.35	1.5	1.35	1.35		1.16		
SLU_4	1.35	1.5	1.35		1.35	1.16		
SLV_1	1	1	1	0.2		0.2	1	1
SLV_2	1	1	1		0.2	0.2	1	1
SLER_1	1	1	1	0.75		1		
SLER_2	1	1	1		0.75	1		
SLER_3	1	1	1	1		0.8		
SLER_4	1	1	1		1	0.8		
SLE QP	1	1	1					
SLE F_1	1	1	1	0.75				
SLE F_2	1	1	1		0.75			

Tabella 10-11 Combinazioni di calcolo considerate nel modello numerico

10.5 Risultati del modello di calcolo

Si riportano nelle figure seguenti gli involuipi delle sollecitazioni allo SLU–SLV, SLE Rara, frequente e quasi permanente, in termini di momento flettente, taglio e sforzo assiale, per lo schema di carico considerato.

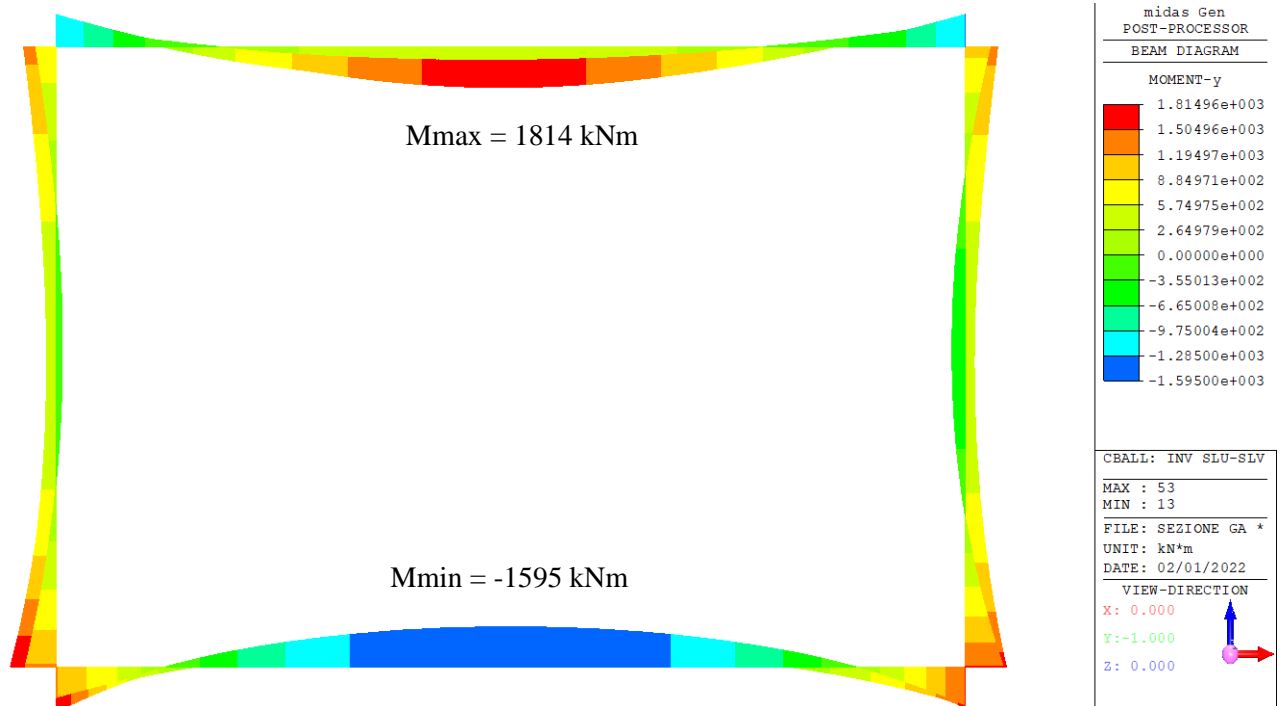


Figura 10-3 Involuppo SLU SLV Momento flettente

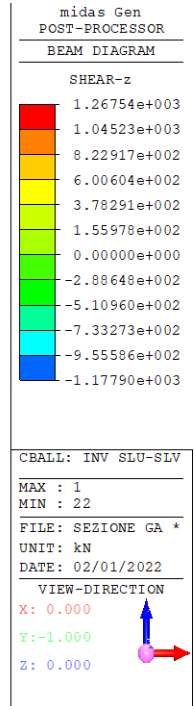
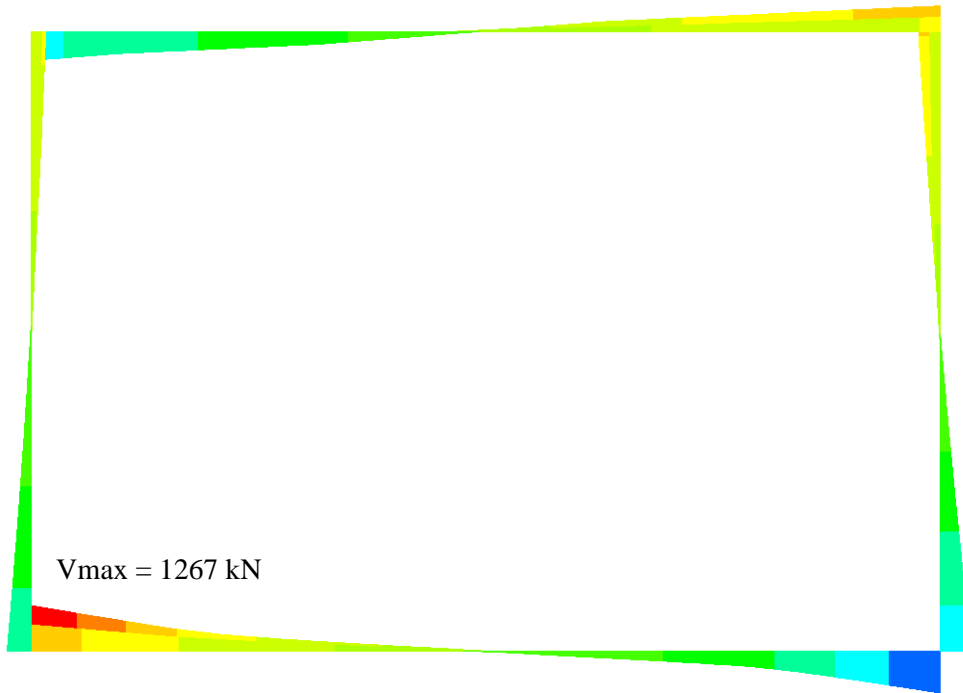


Figura 10-4 Involuppo SLU SLV Taglio

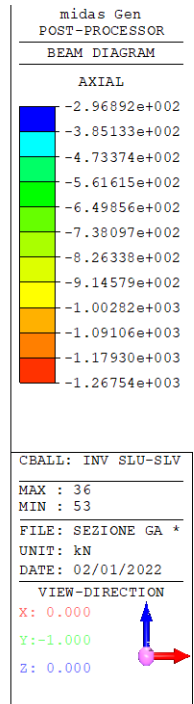


Figura 10-5 Involuppo SLU SLV Azione assiale

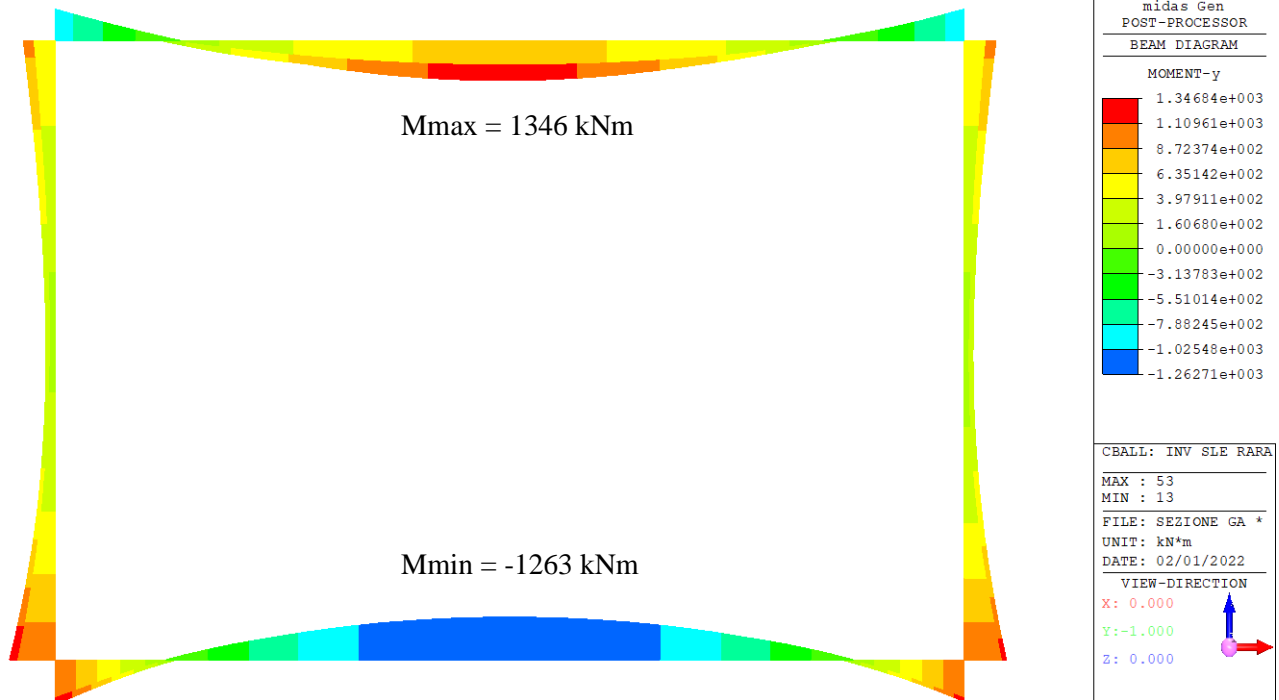


Figura 10-6 Involuppo SLE Momento flettente

La seguente tabella riepiloga i risultati ottenuti.

	Involuppo SLU SLV			Involuppo SLE
	Momento flettente [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Azione assiale [kN/m]	Momento flettente [kNm/m]
Soletta superiore – Incastro	-1290	804	-398	-938
Soletta superiore – Mezzeria	1648	-	450	1326
Piedritto – Incastro	-1815	876	412	-1346
Soletta inferiore – Mezzeria	-1615	-	728	-1278
Soletta inferiore - Incastro	1815	1267	517	1345

Tabella 10-12 Risultati ottenuti dal modello di calcolo

10.6 Verifiche strutturali

La seguente tabella riepiloga l'armatura prevista per le diverse sezioni di verifica.

	Armatura di forza [cm ² /m]	Armatura a taglio (a metro lineare)
Soletta sup – Mezzeria	Lembo compresso: 26.5 Lembo teso: 53	Ganci Ø10/25x40 cm
Soletta sup – Incastro	Lembo compresso: 26.5 Lembo teso: 53	Ganci Ø10/25x40 cm
Piedritto – Incastro	Lembo compresso: 26.5 Lembo teso: 79.5	Ganci Ø10/25x20 cm
Soletta inf – Mezzeria	Lembo compresso: 26.5 Lembo teso: 53	Ganci Ø10/25x40 cm
Soletta inf – Incastro	Lembo compresso: 26.5 Lembo teso: 79.5	Ganci Ø10/25x20 cm

Tabella 10-13 Armatura prevista nelle sezioni di calcolo

Le seguenti tabelle riepilogano le verifiche strutturali svolte.

geometry					
transversal section					
B	H	c	d	z	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	4.0	145.2	130.7	
longitudinal reinforcement					
nbarre	φ	d	Asl		
	[mm]	[cm]	[cm ²]		
5	26	4.8	26.55		
10	26	145.2	53.09		
shear reinforcement					
narms	φ	s	α	Asw	
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]	
4	10	40	90	3.14	

stresses and results			
SLS		ULS	
M _{Ek}	1326 [kNm]	M _{Ed}	1648 [kNm]
N _{Ek}	-224 [kN]	N _{Ed}	-450 [kN]
		V _{Ed}	[kN]
tensions and cracks			
M _{dec}	60.0 [kNm]	M _{Rd}	3225.2 [kNm]
M _{cr}	433.5 [kNm]	FS	1.96
		bending	
γ _n	-33.05 [cm]	V _{Rdc}	497.1 [kN]
σ _{c,min}	-4.6 [MPa]		no shear reinforcement
σ _{s,min}	-60.7 [MPa]	V _{Rds}	994.0 [kN]
σ _{s,max}	168.6 [MPa]	V _{Rdmax}	3837.1 [kN]
		θ	22.0 [°]
ε _{sm-ε_{cm}}	0.63 [%]	section:	ductile
S _{r,max}	21.9 [cm]	a _l	145.2 [cm]
w _k	0.139 [mm]		

verifica EC2	
tipo di rottura	2
1 lato acciaio	
2 lato cls - acciaio snervato	
3 lato cls - acciaio elastico	
4 sez. tot. compressa	
contributo Asl	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
θ _{imposto}	22 [°]
θ _{calcolato}	11.0 [°]
θ _{inf}	21.8 [°]
θ _{sup}	45 [°]

materials			
concrete		steel	
f _{ck}	28 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
γ _c	1.5	γ _s	1.15
α _{cc}	0.85	f _{yd}	391.3 [MPa]
f _{cd}	15.9 [MPa]	E _s	200000 [MPa]
v	0.533	ε _{uk}	75 [%]
ε _{c2}	2.0 [%]		
ε _{cu2}	3.5 [%]		
α _e	15.0		
k _t	0.4		
k ₁	0.8		
k ₂	0.5		
k ₃	3.4		
k ₄	0.425		
		limit values	
		0,55 f _{ck}	15.4 [MPa]
		0,75 f _{yk}	337.5 [MPa]
		w _{k,lim}	0.2 [mm]

legend	
	d reported to the axis of the bar
	c net concrete cover
	M > 0, lower fibres are strained
	N > 0, traction force
	V absolute value
	α _{cc} coeff. effetti a lungo termine
	v coeff. riduzione resistenza bielle
	α _{fe} = E _s /E _c
	k _t 0.6 azioni di breve durata
	0.4 azioni di lunga durata
	k ₁ 0.8 barre aderenza migliorata
	1.6 barre lisce
	k ₂ 0.5 flessione
	(ε ₁ +ε ₂)/2ε _{s1} trazione eccentrica
	1 trazione pura
	k ₃ 3.4 o da Annesso Nazionale
	k ₄ 0.425 o da Annesso Nazionale
	σ > 0 se di trazione
	a _l traslazione armatura longitudinale

Tabella 10-14 Verifica strutturale soletta superiore – sezione di mezzera

geometry					
transversal section					
B	H	c	d	z	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	4.0	145.2	130.7	
longitudinal reinforcement					
nbarre	φ	d	Asl		
	[mm]	[cm]	[cm ²]		
10	26	4.8	53.09		
5	26	145.2	26.55		
shear reinforcement					
narms	φ	s	α	Asw	
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]	
4	10	40	90	3.14	

stresses and results			
SLS		ULS	
M _{Ek}	-938 [kNm]	M _{Ed}	-1290 [kNm]
N _{Ek}	-224 [kN]	N _{Ed}	-398 [kN]
		V _{Ed}	804 [kN]
tensions and cracks			
M _{dec}	-60.0 [kNm]	M _{Rd}	-3192.3 [kNm]
M _{cr}	-433.5 [kNm]	FS	2.47
		bending	
γ _n	31.34 [cm]	V _{Rdc}	489.5 [kN]
σ _{c,min}	-3.3 [MPa]		shear reinforcement
σ _{s,min}	-43.7 [MPa]	V _{Rds}	994.0 [kN]
σ _{s,max}	114.1 [MPa]	V _{Rdmax}	3837.1 [kN]
		θ	22.0 [°]
ε _{sm-ε_{cm}}	0.36 [%]	section:	ductile
S _{r,max}	21.9 [cm]	a _l	161.7 [cm]
w _k	0.079 [mm]		

verifica EC2	
tipo di rottura	2
1 lato acciaio	
2 lato cls - acciaio snervato	
3 lato cls - acciaio elastico	
4 sez. tot. compressa	
contributo Asl	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
θ _{imposto}	22 [°]
θ _{calcolato}	11.0 [°]
θ _{inf}	21.8 [°]
θ _{sup}	45 [°]

materials			
concrete		steel	
f _{ck}	28 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
γ _c	1.5	γ _s	1.15
α _{cc}	0.85	f _{yd}	391.3 [MPa]
f _{cd}	15.9 [MPa]	E _s	200000 [MPa]
v	0.533	ε _{uk}	75 [%]
ε _{c2}	2.0 [%]		
ε _{cu2}	3.5 [%]		
α _e	15.0		
k _t	0.4		
k ₁	0.8		
k ₂	0.5		
k ₃	3.4		
k ₄	0.425		
		limit values	
		0,55 f _{ck}	15.4 [MPa]
		0,75 f _{yk}	337.5 [MPa]
		w _{k,lim}	0.2 [mm]

legend	
	d reported to the axis of the bar
	c net concrete cover
	M > 0, lower fibres are strained
	N > 0, traction force
	V absolute value
	α _{cc} coeff. effetti a lungo termine
	v coeff. riduzione resistenza bielle
	α _{fe} = E _s /E _c
	k _t 0.6 azioni di breve durata
	0.4 azioni di lunga durata
	k ₁ 0.8 barre aderenza migliorata
	1.6 barre lisce
	k ₂ 0.5 flessione
	(ε ₁ +ε ₂)/2ε _{s1} trazione eccentrica
	1 trazione pura
	k ₃ 3.4 o da Annesso Nazionale
	k ₄ 0.425 o da Annesso Nazionale
	σ > 0 se di trazione
	a _l traslazione armatura longitudinale

Tabella 10-15 Verifica strutturale soletta superiore – sezione di incastro

geometry				
transversal section				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	140	4.0	130.4	117.3
longitudinal reinforcement				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	26	6.3	53.09	
5	26	16.3	26.55	
5	26	133.7	26.55	
shear reinforcement				
narms	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
4	10	20	90	3.14

stresses and results		
SLS	ULS	
M _{Ek} -1346 [kNm]	M _{Ed} -1815 [kNm]	
N _{Ek} -830 [kN]	N _{Ed} -412 [kN]	
	V _{Ed} 876 [kN]	
tensions and cracks		
M _{dec} -202.7 [kNm]	M _{Rd} -4073.9 [kNm]	
M _{cr} -858.7 [kNm]	FS 2.24	
γ _n 13.52 [cm]	shear	
σ _{c,min} -5.1 [MPa]	V _{rdc} 453.9 [kN]	shear reinforcement
σ _{s,min} -68.5 [MPa]	V _{rds} 1785.0 [kN]	
σ _{s,max} 105.4 [MPa]	V _{rdmax} 3445.1 [kN]	
ε _{sm-ε_{cm}} 0.32 [%]	θ 22.0 [°]	
S _{r,max} 32.5 [cm]	section: ductile	
w _k 0.103 [mm]	a _l 145.2 [cm]	

verifica EC2	
tipo di rottura	2
1 lato acciaio	
2 lato cls - acciaio snervato	
3 lato cls - acciaio elastico	
4 sez. tot. compressa	
contributo Asl	scelta no
angolo θ	scelta imposto
θ _{imposto}	22 [°]
θ _{calcolato}	15.6 [°]
θ _{inf}	21.8 [°]
θ _{sup}	45 [°]

materials	
concrete	steel
f _{ck} 28 [MPa]	f _{yk} 450 [MPa]
γ _c 1.5	γ _s 1.15
α _{cc} 0.85	f _{yd} 391.3 [MPa]
f _{ed} 15.9 [MPa]	E _s 200000 [MPa]
v 0.533	ε _{uk} 75 [%]
ε _{c2} 2.0 [%]	
ε _{cu2} 3.5 [%]	
α _e 15.0	
k _t 0.4	
k ₁ 0.8	
k ₂ 0.5	0,55 f _{ck} 15.4 [MPa]
k ₃ 3.4	0,75 f _{yk} 337.5 [MPa]
k ₄ 0.425	w _{k,lim} 0.2 [mm]
limit values	

legend	
d	reported to the axis of the bar
c	net concrete cover
M	>0, lower fibres are strained
N	>0, traction force
V	absolute value

α _{cc}	coeff. effetti a lungo termine
v	coeff. riduzione resistenza bielle
α _{fe}	=E _s /E _c
k _t	0.6 azioni di breve durata
	0.4 azioni di lunga durata
k ₁	0.8 barre aderenza migliorata
	1.6 barre lisce
k ₂	0.5 flessione
	(ε ₁ +ε ₂)/2ε _{s1} trazione eccentrica
	1 trazione pura
k ₃	3.4 o da Annesso Nazionale
k ₄	0.425 o da Annesso Nazionale
σ	>0 se di trazione
a _l	traslazione armatura longitudinale

Tabella 10-16 Verifica strutturale piedritto – sezione di incastro

geometry				
transversal section				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	4.0	145.2	130.7
longitudinal reinforcement				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	26	4.8	53.09	
5	26	145.2	26.55	
shear reinforcement				
narms	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
4	10	40	90	3.14

stresses and results		
SLS	ULS	
M _{Ek} -1278.00 [kNm]	M _{Ed} -1615 [kNm]	
N _{Ek} -378.00 [kN]	N _{Ed} -728.00 [kN]	
	V _{Ed} [kN]	
tensions and cracks		
M _{dec} -101.2 [kNm]	M _{Rd} -3401.0 [kNm]	
M _{cr} -513.0 [kNm]	FS 2.11	
γ _n 29.92 [cm]	shear	
σ _{c,min} -4.5 [MPa]	V _{rdc} 537.5 [kN]	no shear reinforcement
σ _{s,min} -60.2 [MPa]	V _{rds} 994.0 [kN]	
σ _{s,max} 149.7 [MPa]	V _{rdmax} 3837.1 [kN]	
ε _{sm-ε_{cm}} 0.54 [%]	θ 22.0 [°]	
S _{r,max} 21.9 [cm]	section: ductile	
w _k 0.118 [mm]	a _l 145.2 [cm]	

verifica EC2	
tipo di rottura	2
1 lato acciaio	
2 lato cls - acciaio snervato	
3 lato cls - acciaio elastico	
4 sez. tot. compressa	
contributo Asl	scelta no
angolo θ	scelta imposto
θ _{imposto}	22 [°]
θ _{calcolato}	11.0 [°]
θ _{inf}	21.8 [°]
θ _{sup}	45 [°]

materials	
concrete	steel
f _{ck} 28 [MPa]	f _{yk} 450 [MPa]
γ _c 1.5	γ _s 1.15
α _{cc} 0.85	f _{yd} 391.3 [MPa]
f _{ed} 15.9 [MPa]	E _s 200000 [MPa]
v 0.533	ε _{uk} 75 [%]
ε _{c2} 2.0 [%]	
ε _{cu2} 3.5 [%]	
α _e 15.0	
k _t 0.4	
k ₁ 0.8	
k ₂ 0.5	0,55 f _{ck} 15.4 [MPa]
k ₃ 3.4	0,75 f _{yk} 337.5 [MPa]
k ₄ 0.425	w _{k,lim} 0.2 [mm]
limit values	

legend	
d	reported to the axis of the bar
c	net concrete cover
M	>0, lower fibres are strained
N	>0, traction force
V	absolute value

α _{cc}	coeff. effetti a lungo termine
v	coeff. riduzione resistenza bielle
α _{fe}	=E _s /E _c
k _t	0.6 azioni di breve durata
	0.4 azioni di lunga durata
k ₁	0.8 barre aderenza migliorata
	1.6 barre lisce
k ₂	0.5 flessione
	(ε ₁ +ε ₂)/2ε _{s1} trazione eccentrica
	1 trazione pura
k ₃	3.4 o da Annesso Nazionale
k ₄	0.425 o da Annesso Nazionale
σ	>0 se di trazione
a _l	traslazione armatura longitudinale

Tabella 10-17 Verifica strutturale soletta inferiore – sezione di mezzaria

geometry				
transversal section				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	4.0	141.2	127.1
longitudinal reinforcement				
nbarre	φ	d	As1	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	26	5.8	26.55	
5	26	135.2	26.55	
10	26	144.2	53.09	
shear reinforcement				
n _{arms}	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
4	10	20	90	3.14

stresses and results		
SLS	ULS	
M _{Ek} 1345 [kNm]	M _{Ed} 1815 [kNm]	
N _{Ek} -378 [kN]	N _{Ed} -517 [kN]	
	V _{Ed} 1267 [kN]	
tensions and cracks		
M _{dec} 99.3 [kNm]	M _{Rd} 4496.4 [kNm]	
M _{cr} 692.7 [kNm]	FS 2.48	
	bending	
γ _n -23.27 [cm]	V _{Rdc} 495.3 [kN]	shear reinforcement
σ _{c,min} -4.3 [MPa]	V _{Rdmax} 1933.3 [kN]	
σ _{s,min} -57.6 [MPa]	V _{Rdmax} 3731.4 [kN]	section: ductile
σ _{s,max} 115.9 [MPa]	θ 22.0 [°]	
ε _{sm-ε_{cm}} 0.35 [%]	θ _{calcolato} 15.6 [°]	ai 157.3 [cm]
S _{r,max} 29.6 [cm]	θ _{inf} 21.8 [°]	
w _k 0.103 [mm]	θ _{sup} 45 [°]	

verifica EC2	
tipo di rottura	2
1 lato acciaio	
2 lato cls - acciaio snervato	
3 lato cls - acciaio elastico	
4 sez. tot. compressa	
contributo As1	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
θ _{imposto}	22 [°]
θ _{calcolato}	15.6 [°]
θ _{inf}	21.8 [°]
θ _{sup}	45 [°]

materials			
concrete		steel	
f _{ck}	28 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
γ _c	1.5	γ _s	1.15
α _{cc}	0.85	f _{yd}	391.3 [MPa]
f _{cd}	15.9 [MPa]	E _s	200000 [MPa]
v	0.533	ε _{uk}	75 [%]
ε _{c2}	2.0 [%]	limit values	
ε _{cu2}	3.5 [%]	0,55 f _{ck}	15.4 [MPa]
α _e	15.0	0,75 f _{yk}	337.5 [MPa]
k _t	0.4	w _{k,lim}	0.2 [mm]
k ₁	0.8		
k ₂	0.5		
k ₃	3.4		
k ₄	0.425		

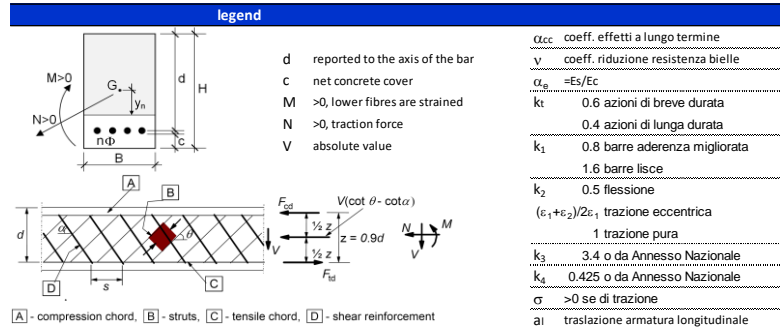


Tabella 10-18 Verifica strutturale soletta inferiore – sezione di incastro

10.7 Incidenza di armatura

La seguente tabella riassume i risultati ottenuti in termini di incidenza di armature per la sezione tipologica dello scatolare.

	Incidenza [kg/cm ³]
Soletta inferiore	70
Piedritto	85
Soletta superiore	70

Tabella 10-19 Riepilogo incidenze di armatura per la sezione tipologica dello scatolare