TUNNEL EURALPIN LYON TURIN

SITAF S.p.A

NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE
SEZIONE TRANSFRONTALIERA PARTE IN TERRITORIO ITALIANO
SECTION TRANSFRONTALIERE PARTIE EN TERRITOIRE ITALIEN

LOTTO COSTRUTTIVO 1 /LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 04C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 04C
SVINCOLO DI CHIOMONTE IN FASE DI CANTIERE
ECHANGEUR DE CHIOMONTE DANS LA PHASE DE CHANTIER
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 6823295927

OPERE D'ARTE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA ARTIFICIALE

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/09/2017	Revisione a seguito commenti TELT Rèvision suite aux commentaires TELT	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET Eng.)	F.D'AMBRA (MUSINET Eng.)
A	02/03/2018	Approfondimento progettuale	P.LESCE (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)
B	29/06/2018	Modifica titolo progetto/ Modifications titre du project	P.LESCE (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)

1	0	4	C	C	1	6	1	6	6	N	V	0	2	W	9
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot			Contratto/Contrat						Opera/Oeuvre				Tratto Tronçon	Parte Partie

E	C	L	O	C	0	9	1	8	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object		Numero documento Numéro de document				Indice Index

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/ /INTEGRATION SPECIALISTE

MUSINET engineering

Dott. Ing. Piero D'ALOISIO
Albo di Torino
N° 5193 S

SCALA / ÉCHELLE

-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER

MUSINET engineering

Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

COD. FILE: NV02 W 9 E CL OC 0918 B

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE 4
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI 9
2.1 Normative e standard 9
2.2 Documenti di riferimento 10
2.2.1 Elaborati progettuali 10
2.2.2 Bibliografia 10
2.3 Riferimenti di calcolo 10
3. MATERIALI 11
3.1 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali 11
3.1.1 Calcestruzzo 11
3.2 Acciai 11
3.2.1 Acciaio per armatura lenta 11
3.3 Copriferri di progetto 11
4. GEOLOGIA E GEOTECNICA 12
4.1 Sezione geologica 12
4.2 Idrogeologia 13
5. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO 14
5.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali 14
5.2 Azione sismica 16
5.2.1 Spettro di risposta orizzontale SLV 16
5.2.2 Spettro di risposta verticale SLV 17
5.2.3 Sovraspinta sismica 18
5.2.4 Forze di inerzia 21
5.3 CRITERI DI VERIFICA 22
5.4 METODI DI VERIFICA 24
5.4.1 Stato Limite Ultimo (S.L.U.) 24
5.4.1.1 Verifiche a pressoflessione 24
5.4.1.2 Verifiche a taglio delle sezioni non armate a taglio 25
5.4.1.3 Verifiche a taglio delle sezioni armate a taglio 25
5.4.2 Stato Limite di Esercizio (S.L.E.) 26
5.4.2.1 Stato Limite di Fessurazione (S.L.F.) 26
6. ANALISI DEI CARICHI 27
6.1 Peso proprio 27
6.2 Peso del terreno di ricoprimento 27
6.3 Spinta del terreno di ricoprimento 27
6.4 Sovraccarico accidentale da traffico stradale 28
6.5 Combinazioni di carico 30
7. MODELLO DI CALCOLO 33
8. RISULTATI IN TERMINI DI SOLLECITAZIONI E VERIFICHE 35
8.1 Soletta di copertura 35
8.2 Soletta di fondazione 41
8.3 Piedritto destro 47
8.4 Piedritto sinistro 53

8.5 Verifiche geotecniche 59

9. MURO DI CHIUSURA 65
9.1 Verifica secondo la combinazione A1+M1 – Statica e Sismica 67
9.2 Verifica in condizione A2+M2 – Statica e Sismica 73

10. FRONTI DI SCAVO 84
1.1 Criteri normativi di verifica 84
1.2 Criteri di modellazione 85
1.3 Verifiche di stabilità 86
1.4 Risultati delle analisi 87

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le verifiche strutturali della galleria artificiale adibita alla strada vicinale di raccordo tra La Maddalena e Giaglione.
L'opera si inserisce all'interno del nodo viario denominato "Nuovo svincolo de La Maddalena sulla A32". Lo stesso è ubicato nell'area della Maddalena, nel Comune di Chiomonte, allo sbocco Vallone Tiraculo-Rio Clarea, sul versante orografico destro del rio Clarea, prima del tratto in cui lo stesso si immette nella Dora, in prossimità delle "Gorge di Susa".

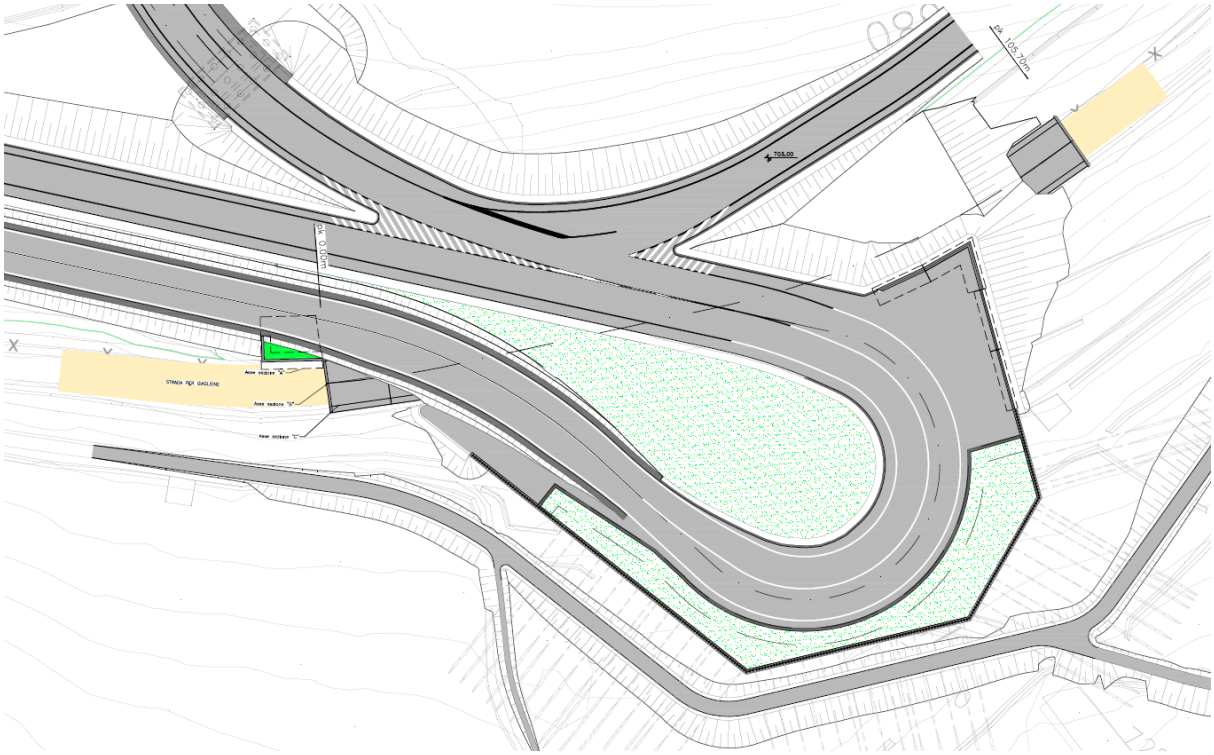


Figura 1. Stralcio planimetrico dell'intervento.

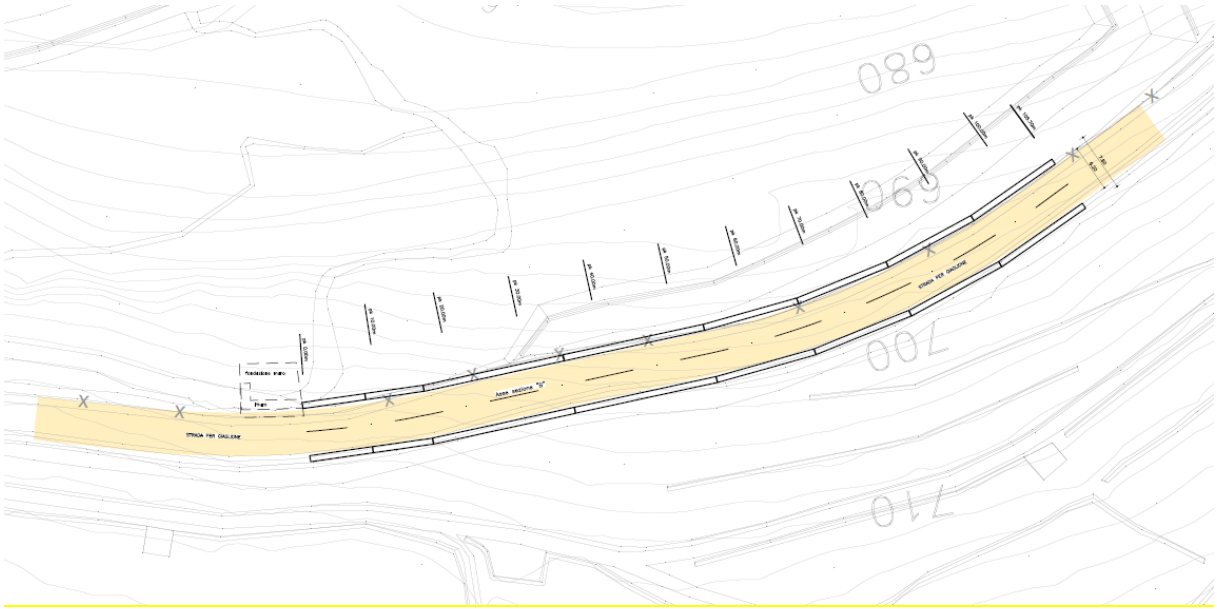


Figura 2. Planimetria generale dell'opera.

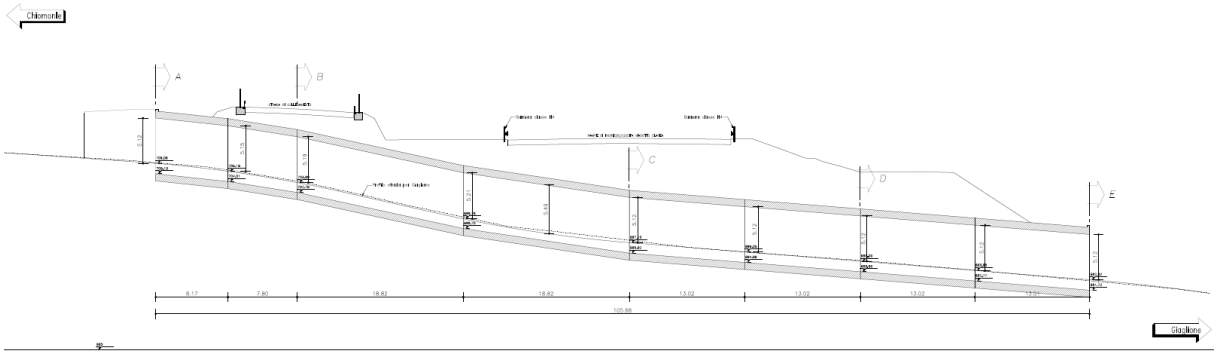


Figura 3. Profilo longitudinale della galleria.

L'intervento è realizzato alla base del versante Nord, particolarmente acclive, del promontorio delle vigne e si configura come una galleria artificiale con la funzione di garantire il sovrappasso della strada vicinale.
Le opere che sovrappassano lo scatolare su rilevato sono:

- il tratto bidirezionale, costituito dalla comunione delle rampe di ingresso ed uscita sulla A32;
- la strada di collegamento del piazzale di sbarco, con cui il manufatto confina a Sud, con la viabilità di cantiere.

Lo sviluppo e la geometria dell'opera sono definiti nel rispetto dei seguenti vincoli:

- altezza minima interna all'imbocco di 4.9m;
- tracciato stradale delle rampe di ingresso/uscita e della strada di collegamento con la viabilità di cantiere;
- altezza del ricoprimento di terreno in fase definitiva, profilato in funzione del tracciato stradale della viabilità di scavalco del manufatto, che si raccorda con il piazzale di sbarco;
- tracciato planimetrico curvilineo (R_{min} = 115 m)
- tracciato altimetrico con pendenza variabile a tratti (pendenza max ≅ 22%)
- presenza della strada vicinale esistente, il cui traffico verrà temporaneamente deviato a valle della stessa);
- presenza limitrofa del versante Nord del promontorio delle vigne;
- presenza della deponia.
- tracciato planimetrico curvilineo

La galleria artificiale è gettata in opera ed ha una sezione scatolare chiusa di larghezza pari a 6.2m e altezza variabile, con un pacchetto di pavimentazione minimo di 60cm.

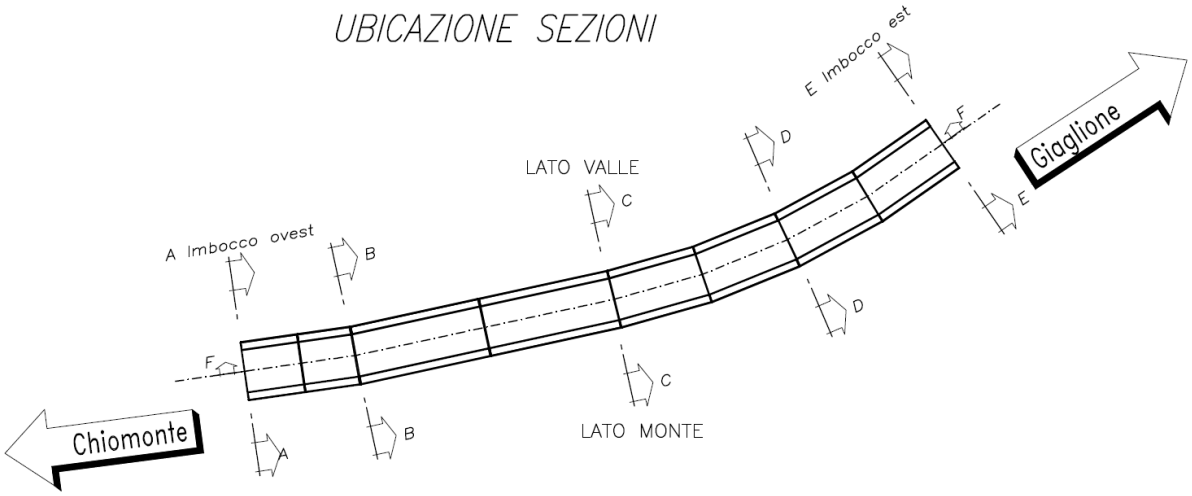


Figura 4. Key plan sezioni

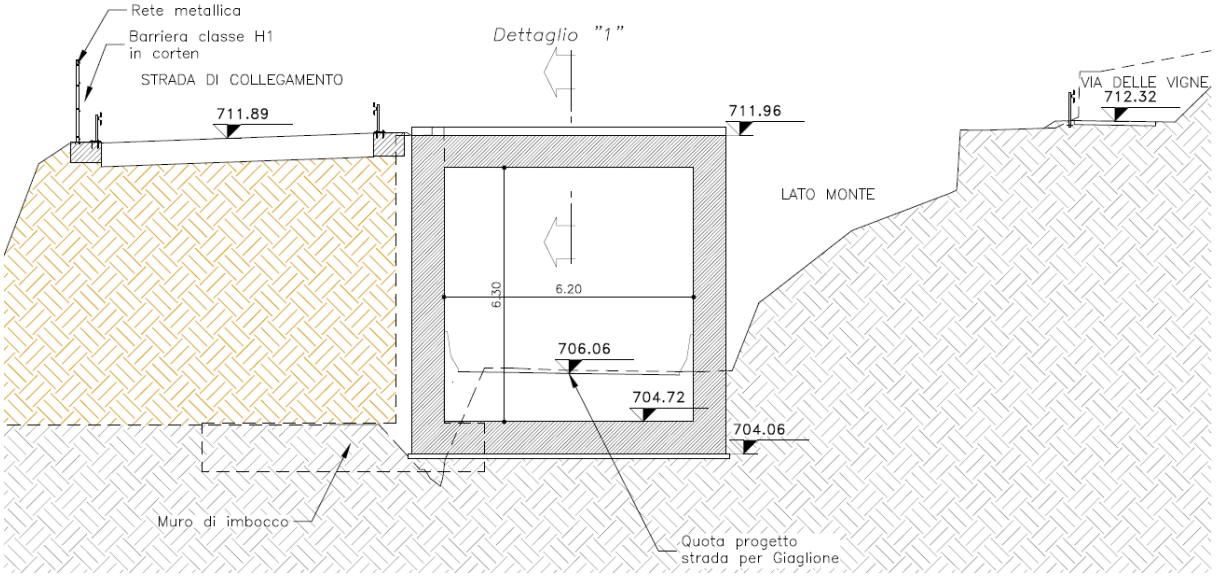


Figura 5. Sezioni trasversale tipo – Sez. A-A imbocco ovest

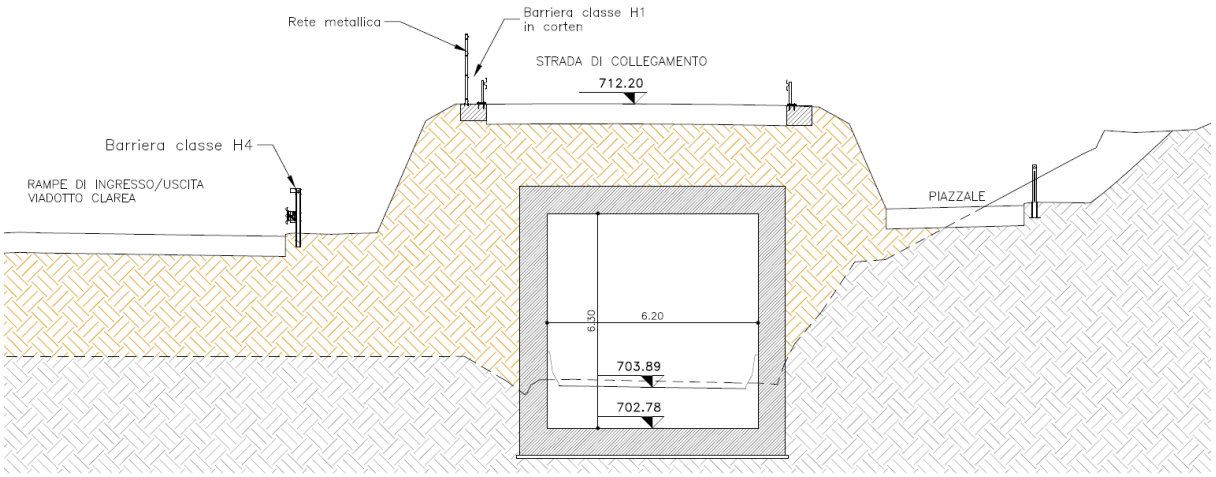


Figura 6. Sezioni trasversale tipo – Sez. B-B

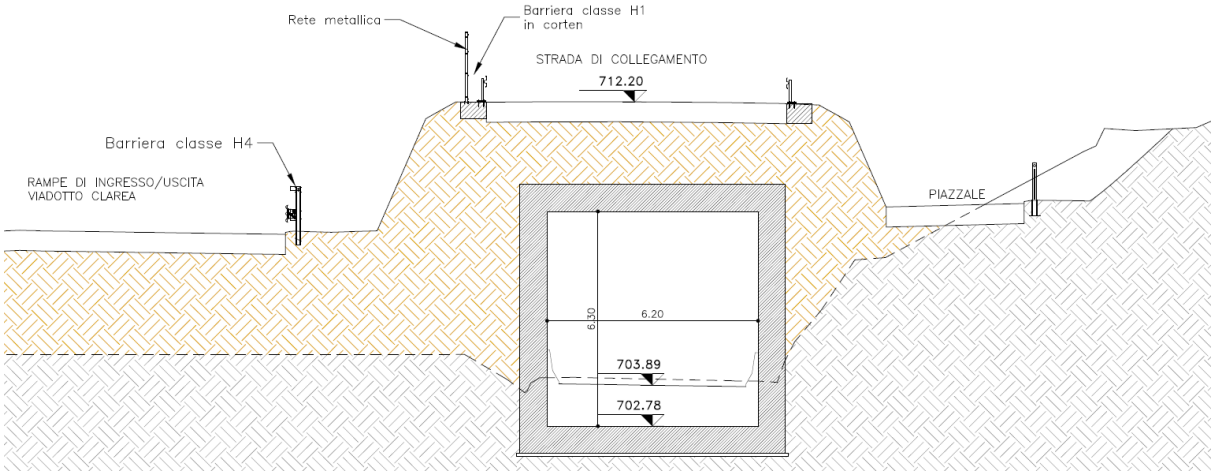


Figura 7. Sezioni trasversale tipo – Sez. B-B

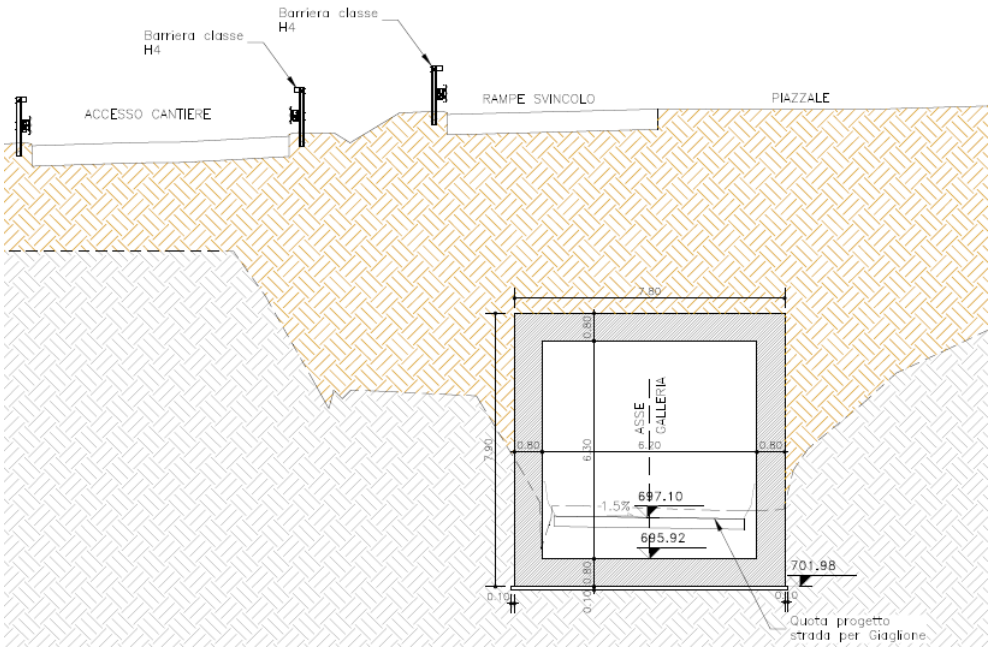


Figura 8. Sezioni trasversale tipo – Sez. C-C

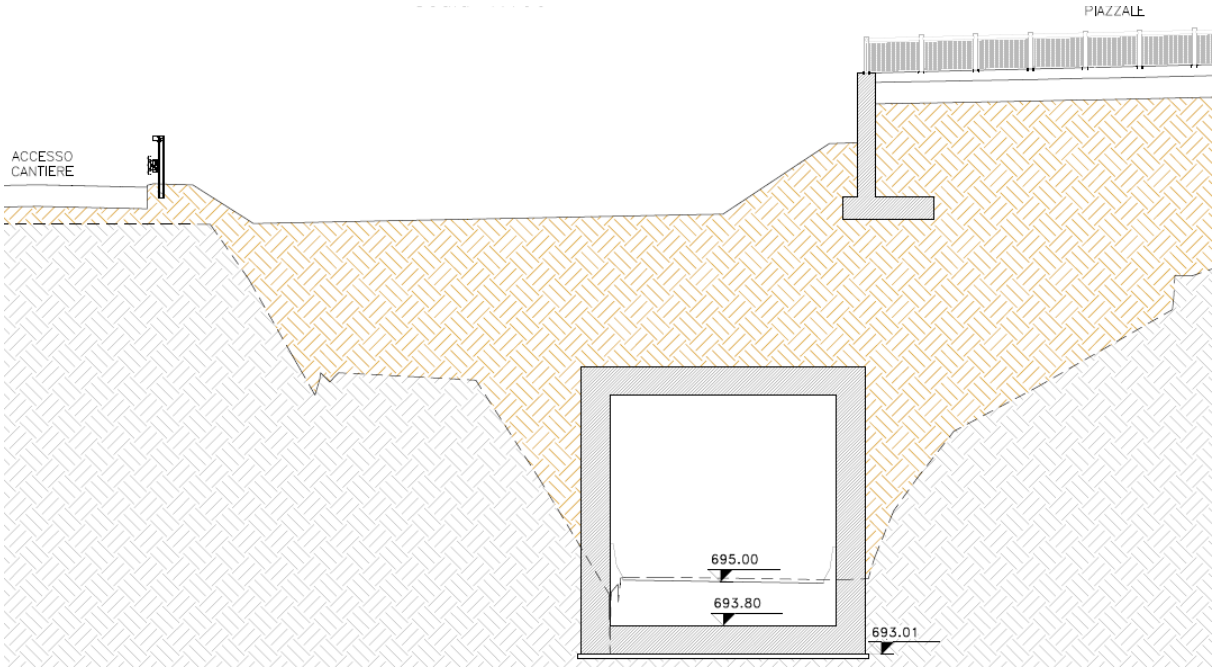


Figura 9. Sezioni trasversale tipo – Sez. D-D

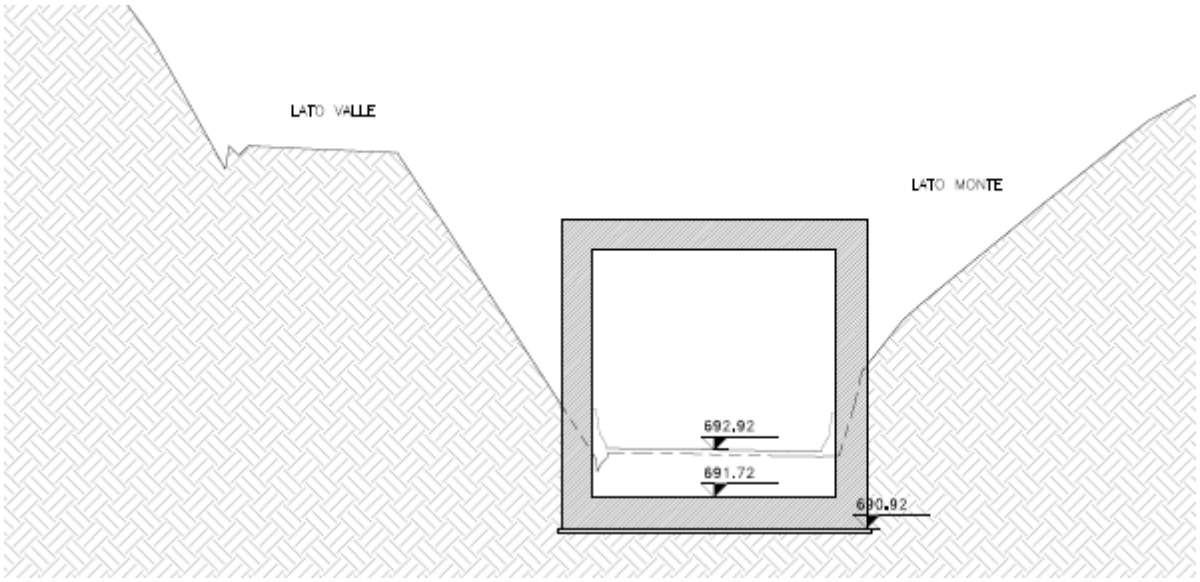


Figura 10. Sezioni trasversale tipo – Sez. E-E – Imbocco lato Est

Gli elaborati di dettaglio del manufatto di progetto sono allegati al PE.

Come si può vedere dal profilo longitudinale e dalla sezione trasversale riportati nella presente relazione, si può osservare che, a causa dei vincoli plano-altimetrici del tracciato, la galleria presenta altezza interna variabile da un minimo di 5.35 m all'imbocco ovest, a un massimo di 6.30 in direzione dell'imbocco est.

I piedritti e le solette di fondazione e di copertura, hanno tutti uno spessore di 0.80 m.

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

[1]	Legge 05/11/1971, n.1086	Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951)
[2]	Legge 02/02/1974, n.64	Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
[3]	D.M. 14/01/2008 n. 30	Norme Tecniche per le costruzioni
[4]	Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per la costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
[5]	UNI EN 1990	Basis of structural design
[6]	UNI EN 1991-1-1	Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads
[7]	UNI EN 1991-1-4	Actions on structures - General actions - Wind actions
[8]	UNI EN 1991-1-5	Actions on structures - General actions - Thermal actions
[9]	UNI EN 1992-1-1	Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures
[10]	UNI EN 1992-1-2	Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design
[11]	UNI EN 1992-2	Design of concrete structures -Bridges
[12]	UNI EN 1993-1-1	Design of steel structures- General rules and rules for buildings
[13]	UNI EN 1993-1-8	Design of steel structures- Design of Joints
[14]	UNI EN 1994-1-1	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for buildings
[15]	UNI EN 1994-2	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for bridges
[16]	UNI EN 1997-1	Geotechnical design - General rules
[17]	UNI EN 1998-1	Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings
[18]	UNI EN 1998-2	Design of structures for earthquake resistance - Bridges
[19]	UNI EN 1998-5	Design of structures for earthquake resistance – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
[20]	Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale	Linee guida sul calcestruzzo strutturale
[21]	UNI-EN 206-1	Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
[22]	UNI-EN 11104	Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

[23] UNI-EN 1537 "Esecuzione di lavori geotecnici speciali.Tiranti di ancoraggio", Giugno 2002

2.2 **Documenti di riferimento**

2.2.1 Elaborati progettuali

[1] Caratterizzazione geotecnica, Relazione di calcolo – codice elaborato C04CC16166NV0200ERHGE01040

2.2.2 Bibliografia

[2] Bowles J. (1991): "Fondazioni – progetto e analisi". Ed.McGraw-Hill

[3] Gwizdala K. (1984): "Large bored piles in non cohesive soils". Swedish Geotechnical Institute, Report n°26.

[4] "I pali e le fondazioni su pali". Atti di geotecnica di Torino, XVI Ciclo.

[5] Priestley, Sieble, Calvi (1996): "Seismic Design and Retrofit of Bridges". John Wiley & Sons, Inc.

[6] Bishop A.W. (1955) – "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes"; Geotechnique, 5, 7-17.

[7] Talren ver. 5.0.5 – Terrasol (http://www.terrasol.fr/fr/logiciels/logiciels-terrasol/talren-v5)

2.3 **Riferimenti di calcolo**

Per il calcolo e le verifiche geotecniche e strutturali sono stati utilizzati i seguenti software di calcolo:
MIDAS Civil 2018, ver. 1.2 sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea).
Il programma, codice di calcolo ad elementi finiti in campo statico e dinamico lineare/non lineare, consente l'analisi strutturale e tensionale di elementi di tipo monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali.

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali

3.1.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo classe	**C32/40**			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck} =		40	N/mm^2
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} =	$0.83 \times R_{ck}$ =	33.20	N/mm^2
Resistenza media cilindrica	f_{cm} =	$f_{ck} + 8$ =	41.20	N/mm^2
Resistenza media a trazione	f_{ctm} =	$0.30 \times f_{ck}^{2/3}$ =	3.10	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	$f_{ctk:0.05}$ =	$0.70 \times f_{ctm}$ =	2.17	N/mm^2
Resistenza media a trazione	f_{cfm} =	$1.20 \times f_{ctm}$ =	3.72	N/mm^2
Modulo elastico a compressione medio	E_{cm} =	$22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3}$ =	33643	N/mm^2
Modulo elastico a compressione per verifiche SLE	E_c =	=	14000	N/mm^2
Modulo elastico a trazione per verifiche SLE	E_{ct} =	=	0	N/mm^2
Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd} =	$\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$ =	18.81	N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd} =	f_{ctk} / γ_c =	1.45	N/mm^2
Tensione limite nel cls per combinazione rara	$\sigma_{c,lim}$ =	$0.60 \times f_{ck}$ =	19.92	N/mm^2
Tensione limite nel cls per combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,lim}$ =	$0.45 \times f_{ck}$ =	14.94	N/mm^2
Condizioni ambientali (classi di esposizione)	Aggressive (XC4 XD1 XS1 XA1 XA2 XF2 XF3)			
Verifiche di apertura delle fessure - Combinazione frequente	wd < w2	=	0.3	*mm*
Verifiche di apertura delle fessure - Combinazione q. permanente	wd < w1	=	0.2	*mm*

3.2 Acciai

3.2.1 Acciaio per armatura lenta

Acciaio per barre B450C				
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk} =		540	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =		450	N/mm^2
Modulo elastico	E_s =		210000	N/mm^2
Resistenza di calcolo	f_{yd} =	f_{yk} / γ_s =	391.30	N/mm^2
Tensione limite nelle barre per combinazione rara	$\sigma_{s,lim}$ =	$0.80 \times f_{yk}$ =	360.00	N/mm^2

3.3 Copriferri di progetto

Il copriferro è inteso come la distanza fra la superficie dell'armatura più vicina alla superficie del calcestruzzo (incluso moiette e staffe) e la più vicina superficie libera di calcestruzzo.

In accordo con la tabella materiali, 104C_C16166_NV02_W_0_E_SH_OC_0304°, si adottano i seguenti copriferri minimi:

c_{min} (strutture in elevazione) = 50 mm

4. GEOLOGIA E GEOTECNICA

4.1 Sezione geologica

L'andamento geologico-geotecnico adottato è in riferimento al sondaggio denominato "D2", eseguito nei pressi della strada vicinale a monte dell'area di deposito, in prossimità della rampa di ingresso/uscita in progetto.

Verticale	Tipo indagine	Lunghezza	Installazione strumentazione	Prove in foro	Prelievo campioni
D2	sondaggio a carotaggio continuo	50m dal pc	Piezometro a tubo aperto, profondità = 50m	n. 10 SPT n. 3 prove di permeabilità tipo Lefranc	n. 5 campioni di terreno

Tabella 1: Indagini geognostiche per la caratterizzazione del versante di appoggio del cumulo di smarino sul lato meridionale

Si riporta di seguito la descrizione litologica del sondaggio D2 per i primi 34.00 m.

Profondità dal p.c. [m]	Potenza dello strato [m]	Descrizione litologica
da 0.00 m a -3.30 m	3.30	Terreno di riporto sabbioso-limoso con clasti eterometrici sparsi e subordinati fustoli vegetali, colore nocciola
da -3.30 m a -8.50 m	5.20	Ciottoli (diam. max 15-20cm) con ghiaia eterometrica prevalentemente subangolare e raramente subarrotondata in matrice limoso-sabbiosa talora abbondante, da addensata a molto addensata, colore nocciola
da -8.50 m a -12.50 m	4.00	Ghiaia eterometrica prevalentemente subangolare in matrice limoso-sabbiosa, che talora tende a concentrarsi in livelli centimetrici, subordinati ciottoli, molto addensata, colore nocciola.
da -12.50 m a -13.00 m	0.50	Blocco roccioso
da -13.00 m a -15.00 m	2.00	Ghiaia eterometrica subangolare con sabbia debolmente limosa a tratti prevalente, molto addensata, colore nocciola.
da -15.00 m a -17.00 m	2.00	Blocchi (diam. max 30-35 cm) con ghiaia eterometrica prevalentemente subarrotondata con sabbia debolmente limosa, molto addensata, colore grigio-nocciola.
da -17.00 m a -24.00 m	7.00	Ghiaia eterometrica prevalentemente subarrotondata e subordinatamente subangolare con sabbia debolmente limosa, rari ciottoli, molto addensata, colore nocciola.
da -24.00 m a -27.00 m	3.00	Ghiaia medio grossolana subarrotondata e ciottoli in matrice sabbiosa-debolmente limosa talora scarsa, molto addensata, colore nocciola.
da -27.00 m a -34.00 m	7.00	Ghiaia eterometrica prevalentemente subarrotondata con sabbia debolmente limosa a tratti abbondandante e/o prevalente, sporadici ciottoli, discreta ossidazione, addensata, colore nocciola-brunastro

La falda risulta assente.
Partendo dalle considerazioni e dai risultati delle indagini sono stati assunti i seguenti parametri di resistenza e deformabilità per le formazioni che interessano l'opera in oggetto.

<u>Rilevato:</u>

Peso specifico: γ=20 kN/m^3
Angolo di attrito: ϕ=35°
Modulo Elastico: E=80 MPa

<u>Strato 1 (da 0m a -3.5m):</u>

Peso specifico: γ=20 KN/m^3

Angolo di attrito: ϕ=35°
Modulo Elastico: E=40 MPa

Strato 2 (da -3.5m in poi):

Peso specifico: γ=20 kN/m^3
Angolo di attrito: ϕ=35°
Modulo Elastico: E=80 MPa

I parametri di resistenza riportati sopra sono da intendersi in termini di tensioni efficaci, in quanto il calcolo e il progetto delle opere di sostegno è stato sviluppato in condizioni drenate. Tale ipotesi deriva dalla presenza di materiale in prevalenza sciolto.
I valori sopra riportati sono da intendersi quali caratteristici delle formazioni presenti in sito e, come tali, saranno impiegati nei calcoli agli stati limite di esercizio (SLE). Per quanto concerne i calcoli delle strutture agli stati limite ultimi (SLU), tali parametri saranno opportunamente fattorizzati.

4.2 **Idrogeologia**

Dalle informazioni riguardanti i sondaggi nell'area di progetto, non è stato rilevato alcun livello di falda.
Viste le condizioni drenate del terreno e la tipologia dell'opera, una struttura in buona sostanza permeabile, ai fini del calcolo è stata trascurata la presenza della falda.

5. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

5.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali

La valutazione delle condizioni di sicurezza dell'opera in progetto dal punto di vista strutturale e geotecnico è stata condotta introducendo opportuni coefficienti parziali, nello spirito del Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.
Sono stati presi in considerazione i seguenti Stati Limite di progetto:

- Stato Limite di Esercizio (SLE): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto, sia delle azioni A che dei materiali M (parametri geotecnici del terreno), i corrispettivi dati caratteristici (rispettivamente A_k e M_k).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A1+M1 (SLU-1): le analisi sono condotte considerando quale valore di progetto delle azioni il dato A1, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A1=\gamma_1 \cdot Ak$), e quale valore di progetto dei materiali M1 i corrispettivi dati caratteristici (M1=Mk).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2+M2 (SLU-2): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato A2, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A2= \gamma_2 \cdot Ak$), e quale valore di progetto dei materiali il dato M2, ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valore caratteristici
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2+M2 (SLU-2) + SISMA : le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato A2, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici e quale valore di progetto dei materiali il dato M2, ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valore caratteristici. A questo, si somma l'analisi sismica, che viene condotta secondo le prescrizioni di normativa.

Si riportano di seguito i coefficienti parziali prescritti dalla normativa per gli Stati Limite Ultimi, qui definiti con le sigle SLU-1 e SLU-2.

Per il calcolo sismico, il sovraccarico stradale si considera assente.

PARAMETRO	Grandezza a cui applicare il coeff. parziale	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 2- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_f (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,35*	1,0
Permanenti non strutturali		γ_{G2}	0,0	1,35*	1,0
Variabili		γ_{Qi}	1,35*	1,35*	1,15

Tabella 3 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

* Poiché la struttura in esame risulta soggetta al sovraccarico stradale, il carico accidentale da traffico è stato amplificato per 1.35, come previsto in Tab. 5.1.V del DM2008. Cautelativamente, come previsto nella medesima tabella, anche i sovraccarichi permanenti sono stati amplificati per 1.35 in comb. STR-A1.

In via del tutto generale, per le opere geotecniche, lo stato limite di esercizio SLE deve essere preso in considerazione per la valutazione delle deformazioni attese e per procedere alle verifiche di resistenza degli elementi strutturali in campo elastico. Gli stati limite STR-A1 sono tendenzialmente le condizioni più gravose nei confronti delle verifiche di resistenza agli stati limite ultimi degli elementi strutturali, mentre invece gli stati limite GEO-A2 consentono la verifica di stabilità dell'opera in condizioni ultime.
Si riassumono i coefficienti parziali utilizzati nelle analisi di calcolo, con riferimento ai diversi stati limite analizzati.

		SLE (A_k+M_k)	**STR-A1** (A_1+M_1)	**GEO-A2** (A_2+M_2)	**SLU-EQK** (A_2+M_2)
AZIONI	Permanenti (peso proprio)	1.00	1.35 sfav. 1.00 fav.	1.00	1.00
	Variabili (sovraccarichi)	1.00	1.35 sfav. 0 fav.	1.30 sfav. 0 fav.	0 sfav. 0 fav.
PARAMETRI GEOTECNICI	tan ϕ'	1.00	1.00	1.25	1.25
	c'	1.00	1.00	1.25	1.25
	χ	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 4 - Coefficienti parziali adottati nell'analisi con paratie

Per quanto riguarda le azioni permanenti, nel caso delle strutture come quelle in progetto, si intendono il sovraccarico del terreno agente sulla copertura e le spinte del terreno sull'opera di sostegno.
Per le azioni temporanee s'intendono come sfavorevoli i sovraccarichi accidentali sul terrapieno di monte, e come favorevoli quelli eventualmente presenti sul terrapieno a valle dello scavo.

5.2 **Azione sismica**

Si adottano i seguenti parametri progettuali per la valutazione della "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione:

- vita nominale dell'opera: V_N = 100 anni
- classe d'uso: IV
- coefficiente d'uso: C_U = 2.0
- probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r P_{Vr} = 10%
- periodo di ritorno dell'evento sismico ($T_R = f(V_N;P_{Vr})$): T_R = 949
- tipologia di terreno: Tipo C
- categoria topografica: T2

Trovandosi le opere all'incirca a metà altezza tra la sommità e la base del pendio, si assume un coefficiente di amplificazione topografica S_T = 1.1.

I coefficienti di amplificazione stratigrafica sono rispettivamente S_s = 1.393 e C_c = 1.595.

5.2.1 Spettro di risposta orizzontale SLV

Si riporta lo spettro di risposta in condizione SLV con q=1.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.202 g
F_o	2.530
T_C^*	0.282 s
S_S	1.393
C_C	1.595
S_T	1.100
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.533
η	1.000
T_B	0.150 s
T_C	0.449 s
T_D	2.408 s

Espressioni dei parametri dendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \leq T < T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

$T_C \leq T < T_D$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \leq T$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.310
T_B ←	0.150	0.783
T_C ←	0.449	0.783
	0.543	0.649
	0.636	0.553
	0.729	0.483
	0.822	0.428
	0.916	0.384
	1.009	0.349
	1.102	0.319
	1.195	0.294
	1.289	0.273
	1.382	0.255
	1.475	0.239
	1.569	0.224
	1.662	0.212
	1.755	0.200
	1.848	0.190
	1.942	0.181
	2.035	0.173
	2.128	0.165
	2.221	0.158
	2.315	0.152
T_D ←	2.408	0.146
	2.484	0.137
	2.560	0.129
	2.635	0.122
	2.711	0.115
	2.787	0.109
	2.863	0.103
	2.939	0.098
	3.014	0.093
	3.090	0.089
	3.166	0.085
	3.242	0.081
	3.318	0.077
	3.394	0.074
	3.469	0.070
	3.545	0.067
	3.621	0.065
	3.697	0.062
	3.773	0.060
	3.848	0.057
	3.924	0.055
	4.000	0.053

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

5.2.2 Spettro di risposta verticale SLV

Si riporta lo spettro di risposta in condizione SLV con q=1.

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato lim SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	
a_{gv}	0.123 g
S_S	1.000
S_T	1.100
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.535
S	1.100
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = 1/q$ (NTC-08 §. 3.2.3.5)

$F_v = 1{,}35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0.5}$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$0 \le T < T_B$ $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

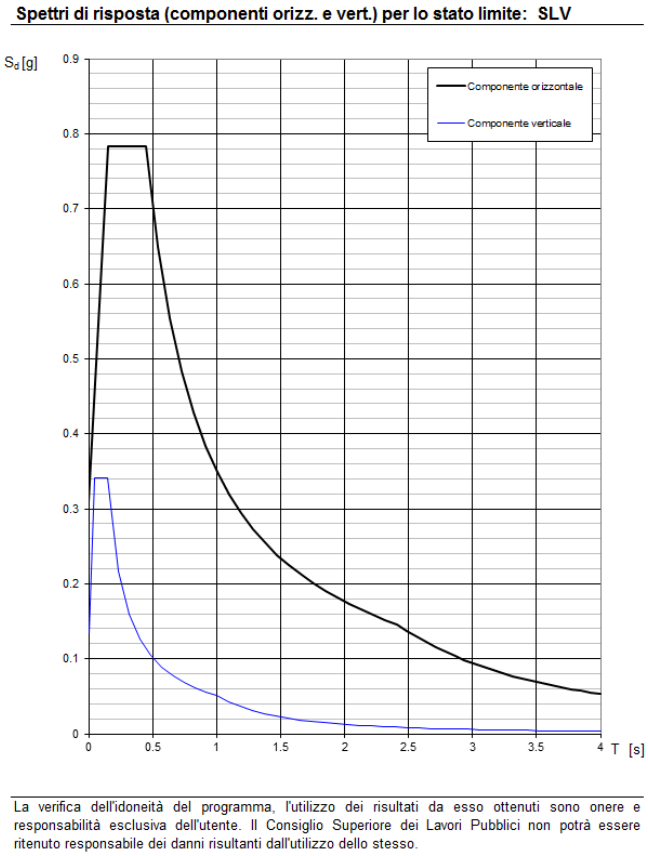
$T_B \le T < T_C$ $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$

$T_C \le T < T_D$ $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \le T$ $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.135
T_B ←	0.050	0.341
T_C ←	0.150	0.341
	0.235	0.218
	0.320	0.160
	0.405	0.126
	0.490	0.104
	0.575	0.089
	0.660	0.078
	0.745	0.069
	0.830	0.062
	0.915	0.056
T_D ←	1.000	0.051
	1.094	0.043
	1.188	0.036
	1.281	0.031
	1.375	0.027
	1.469	0.024
	1.563	0.021
	1.656	0.019
	1.750	0.017
	1.844	0.015
	1.938	0.014
	2.031	0.012
	2.125	0.011
	2.219	0.010
	2.313	0.010
	2.406	0.009
	2.500	0.008
	2.594	0.008
	2.688	0.007
	2.781	0.007
	2.875	0.006
	2.969	0.006
	3.063	0.005
	3.156	0.005
	3.250	0.005
	3.344	0.005
	3.438	0.004
	3.531	0.004
	3.625	0.004
	3.719	0.004
	3.813	0.004
	3.906	0.003
	4.000	0.003



5.2.3 Sovraspinta sismica

Il comportamento sismico di una struttura interrata è dominato dalla deformazione a taglio del terreno che ingloba la struttura e dal rapporto tra la rigidezza a taglio tra la struttura interrata e la porzione di terreno che "viene sostituita" dalla struttura scatolare.

Non sono pertanto rilevanti, nel comportamento sismico delle strutture interrate, i tipici parametri dinamici che caratterizzano la risposta sismica delle strutture fuori terra.

In letteratura sono riportati alcuni metodi semplificati adatti per effettuare rapidamente una stima adeguata delle sollecitazioni indotte dal sisma per queste tipologie strutturali.

In questo progetto viene seguita la metodologia semplificata proposta nei due seguenti articoli, facilmente reperibili in internet:

- J-H. Wood "Earthquake design of rectangular underground structures" – 2005 NZEE Conference";
- Youssef M.A. Hashash "Seismic design and analysis of underground structures" – Tunnelling and Underground Space Technology (2001).

Il procedimento seguito, tratto dagli articoli sopra citati e che si basa sul metodo di Wang (1993), si articola nelle seguenti fasi:

- valutazione dello spostamento del terreno in corrispondenza della sommità della struttura rispetto alla base, causato dalla propagazione dell'onda di taglio verticale provocata dal sisma, dato da:

$$\Delta_{free-field} = \gamma_{MAX} \, H$$

dove

H è l'altezza della struttura

γ_{MAX} è la massima deformazione di taglio del terreno all'altezza della struttura

- determinazione della rigidezza della struttura K_s che può essere ottenuta applicando una forza unitaria orizzontale alla sommità della struttura (P). La rigidezza della struttura è definita come il rapporto tra la forza applicata e il risultante spostamento laterale (Δ).

$$K_s = P/\Delta$$

- determinazione del rapporto di flessibilità F_{rec} definito nella maniera seguente:

$$F_{rec} = \frac{G_m L}{K_s H}$$

dove L è la larghezza della struttura (box culvert)

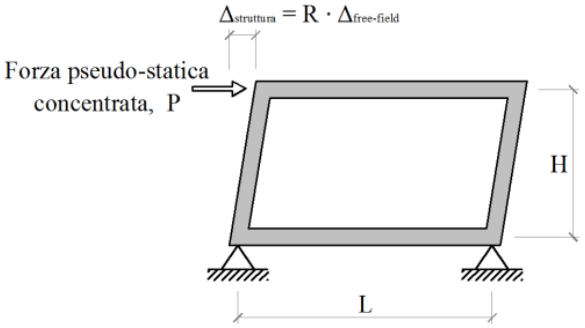
- determinazione del coefficiente R_{rec} che tiene conto della deformata della colonna di terreno in caso di sisma:

$$R_{rec} = \frac{2 F_{rec}}{(1 + F_{rec})}$$

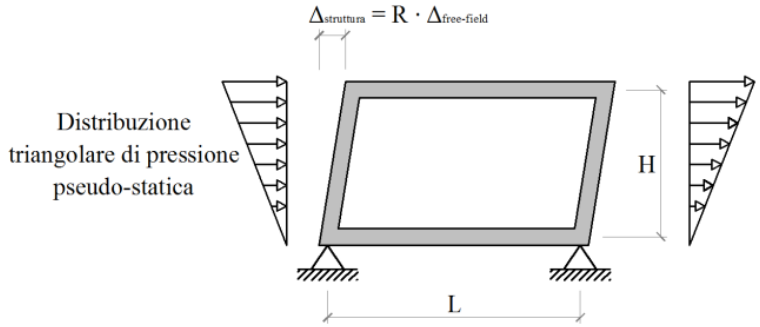
- determinazione dello spostamento in sommità della struttura Δ_s, come:

$$\Delta_s = R_{rec}\, \Delta_{free-field}$$

Wang (1993) afferma che per strutture rettangolari molto profonde, la causa principale della deformata tagliante della struttura è da attribuire alle forze di taglio sviluppate sulla superficie esterna della parte superiore. Quindi è ragionevole assumere che la forza che causa lo spostamento Δ_s sia una forza concentrata in sommità (0). Invece per strutture rettangolari poco profonde la forza di taglio sviluppata all'interfaccia terreno-struttura decrementa al diminuire del ricoprimento. Quindi la forza che causa la deformazione tagliante, decrementa linearmente lungo il muro laterale e quindi si può considerare che lo spostamento Δ_s sia imposto da una distribuzione di pressione triangolare lungo il muro (0).



Forza concentrata in sommità per tunnel profondi.



Pressione triangolari per tunnel poco profondi.

Il metodo di Wang valuta la deformazione massima del terreno e quindi lo spostamento provocato dall'input sismico in assenza della struttura e successivamente corregge tale valore in base al rapporto di rigidezza tra terreno e struttura. E' di fondamentale importanza quindi valutare la deformazione

imposta al terreno dalle onde sismiche di taglio. Per valutare ciò in maniera analitica Anderson et al. (2008) propone una diversa formulazione in base alla profondità della struttura (box culvert). Se il box culvert è molto profondo ovvero con un ricoprimento maggiore ai 50 piedi (circa 15.8 m) (Anderson et al. 2008) è possibile stimare la deformazione massima nella maniera seguente:

$$\gamma_{MAX} = V_s / C_{se}$$

dove γ_{MAX} è la deformazione massima in corrispondenza del box culvert, V_s è la velocità di picco delle particelle associate alle onde di taglio *S*, C_{se} è la velocità di propagazione delle onde di taglio nel suolo.

Nel caso in cui il ricoprimento sia inferiore ai 50 piedi, come nel presente caso, Anderson et al. (2008) propone:

$$\gamma_{MAX} = \tau_{MAX} / G_m$$

dove τ_{MAX} è lo sforzo massimo di taglio provocato dal sisma, G_m è il modulo di taglio del terreno.

Lo sforzo di taglio τ_{MAX} può essere così valutato (Anderson et al. 2008):

$$\tau_{MAX} = \gamma_t \cdot (H + D) \cdot a_{MAX} \cdot R_d$$

dove γ_t è il peso specifico del terreno, R_d è un coefficiente riduttivo dato dalla deformabilità della colonna di terreno e valutabile pari a (Iwasaki et al. 1978):

$$R_d = 1 - 0.015 \cdot z$$

dove D è il ricoprimento del terreno

$z = D + H/2$ è la profondità media del box culvert

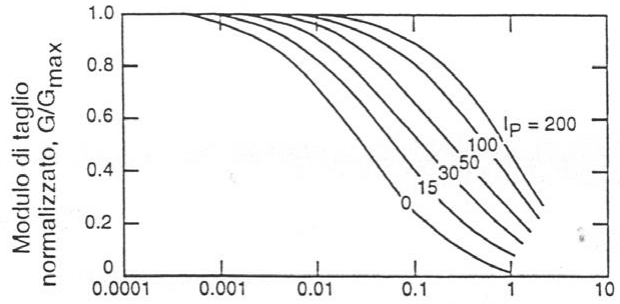
a_{MAX} è l'accelerazione orizzontale massima del terreno, espressa in g

E' importante sottolineare però che il valore del modulo di taglio G_m del terreno dipende dall'entità delle deformazioni del terreno e, in particolare, assume valori massimi per deformazioni inferiori a $10^{-5} \div 10^{-6}$. Il valore massimo del modulo di taglio G_0 è ottenibile conoscendo $V_{s,30}$ che è la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità, e permette di stimare il modulo di taglio del terreno a deformazione nulla tramite la formula:

$$G_0 = \rho \cdot V_{s,30}^2$$

dove ρ è la densità del suolo.

Com'è noto in letteratura la rigidezza del terreno dipende dallo stato di deformazione del terreno stesso (0). Tali curve sono dipendenti da molteplici fattori, in particolare dal tipo di terreno.



Determinazione tra il modulo di taglio G_m delle sabbie e il livello di deformazione (Vucetic e Dobry, 1991).

Si può notare quindi che la deformazione massima del terreno provocata dalle onde di taglio dipende dal modulo di taglio del terreno G_m che a sua volta dipende dall'entità di deformazione del terreno. E'

quindi necessario procedere per via iterativa stimando un modulo di taglio di primo tentativo G_m^I, e successivamente determinare la deformazione del terreno. Tale deformazione dovrà essere usata per la determinazione di G_m^{II} tramite le curve di figura e così via. La procedura avrà termine quando $\left|G_m^{i+1} - G_m^i\right|$ assume un valore abbastanza piccolo.

Di seguito si riportano i risultati numerici per il calcolo della sovraspinta sismica sul piedritto con distribuzione triangolare.

a_g =	0.202	g	accelerazione massima al suolo
S =	1.533	-	amplificazione di sito
γ_t =	20	kN/m^3	peso di volume del terreno
$V_{S,30}$ =	180	m/s	velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30m
G_0 =	66	N/mm^2	modulo di taglio iniziale (a deformazione nulla)
D =	5.95	m	ricoprimento
H =	7.9	m	altezza totale della struttura interrata
L =	7.8	m	larghezza totale della struttura interrata
z =	9.9	m	profondità media della struttura (in metri)
R_d =	0.8515	-	coefficiente riduttivo dato dalla deformabilità della colonna di terreno (Iwasaki et al. 1978)
τ_{MAX} =	0.073	N/mm^2	sforzo massimo di taglio provocato dal sisma
G_m =	65	N/mm^2	modulo di taglio effettivo (corrispondente alla deformazione γ_{MAX}) da curva G_m/G_0 - γ (Vucetic e Dobry, 1991).
γ_{MAX} =	1.13E-03	-	deformazione tagliante di free-field riferita all'altezza della struttura
$\Delta_{free\text{-}field}$ =	8.92	mm	spostamento di free-field riferito all'altezza della struttura
s_p =	800	mm	spessore piedritti (medio)
s_t =	800	mm	spessore solette (medio)
J_p =	4.27E+07	mm^4	momento di inerzia piedritti (riferito ad una larghezza unitaria)
J_t =	4.27E+07	mm^4	momento di inerzia solette (riferito ad una larghezza unitaria)
E_c =	14000	N/mm^2	modulo elastico del calcestruzzo per il calcolo degli spostamenti
K_s =	14.63	N/mm	rigidezza laterale della struttura
F_{rec} =	4.36	-	rapporto di flessibilità tra terreno e strutturra
R_{rec} =	1.63	-	fattore di correzione dello spostamento free-field
$\Delta_{struttura}$ =	14.52	mm	spostamento sismico in testa alla struttura rispetto alla fondazione
F_s =	212.46	kN/m	forza sismica riferita ad una striscia di 1m di struttura
p =	**53.79**	kN/m^2	carico unitario in testa al piedritto per distribuzione triangolare
p =	26.89	kN/m^2	carico unitario sul piedritto per distribuzione uniforme
F_s =	386.53	kN/m	forza sismica riferita ad una striscia di 1m di struttura (formula di Wood)
p =	97.85	kN/m^2	carico unitario in testa al piedritto per distribuzione triangolare
p =	48.93	kN/m^2	carico unitario sul piedritto per distribuzione uniforme

La sovraspinta sismica totale vale:

$$E_s = (1/2) \cdot 54\,[kN/m^2] \cdot 105[m] \cdot 6.04[m] = 17117\ kN$$

5.2.4 Forze di inerzia

La massa sismica da utilizzare per la determinazione delle forze di inezia agenti sulla struttura a seguito del moto sismico, è la massa associata alla seguente combinazione dei carichi:

$$W = G_1 + G_2 = 60783.9 + 51193.3 = 111977.2\ kN$$

La forza totale di inerzia orizzontali, associata allo stato limite sismico di vita, risulta pari a:

$$E_g = E_{g1} + E_{g2} = a_g\ S\ W = 0.202\,g \cdot 1.533 \cdot 111977.2 = 34675\ kN$$

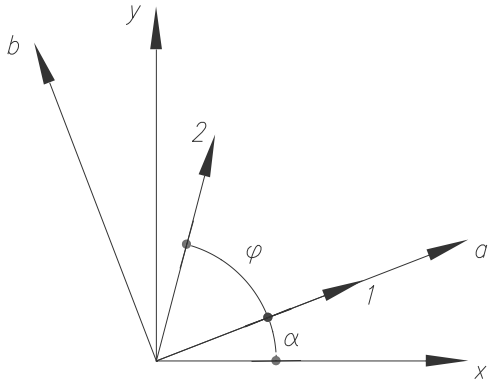
5.3 **CRITERI DI VERIFICA**

Le verifiche degli elementi bidimensionali in c.a., vengono eseguite con il metodo di Wood-Armer, sia per le componenti di sollecitazione flessionale, sia per le componenti membranali.

Di seguito si riportano le equazioni alla base del suddetto metodo.

Con riferimento alla figura sottostante, nelle verifiche riportate di seguito, l'asse *x* coincide con l'asse orizzontale dei piedritti e con l'asse ferrovia per le solette superiore e di fondazione. L'angolo α è sempre pari a zero, pertanto la direzione *1* di armatura coincide sempre con l'asse *x*, mentre l'angolo φ tra le direzioni principali di armatura è sempre pari a 90°.

Con riferimento alla figura sottostante, si riportano le relazioni che consentono prima la rotazione delle sollecitazioni membranali e flessionali dal riferimento *xy* dell'elemento al riferimento *ab* dell'armatura, e successivamente le relazioni per la determinazione di forze e momenti riferiti alle direzioni delle armature da utilizzare per la verifica delle armature stesse e del calcestruzzo.



La rotazione delle forze membranali dal riferimento *xy* al riferimento *ab*, è data da:

$$\begin{cases} f_a = \dfrac{f_{xx}+f_{yy}}{2} + \dfrac{f_{xx}-f_{yy}}{2}\cos 2\alpha + f_{xy}\sin 2\alpha \\ f_b = \dfrac{f_{xx}+f_{yy}}{2} - \dfrac{f_{xx}-f_{yy}}{2}\cos 2\alpha - f_{xy}\sin 2\alpha \\ f_{ab} = -\dfrac{f_{xx}-f_{yy}}{2}\sin 2\alpha + f_{xy}\cos 2\alpha \end{cases}$$

La rotazione dei momenti dal riferimento *xy* al riferimento *ab*, è data da:

$$\begin{cases} m_a = \dfrac{m_{xx}+m_{yy}}{2} + \dfrac{m_{xx}-m_{yy}}{2}\cos 2\alpha + m_{xy}\sin 2\alpha \\ m_b = \dfrac{m_{xx}+m_{yy}}{2} - \dfrac{m_{xx}-m_{yy}}{2}\cos 2\alpha - m_{xy}\sin 2\alpha \\ m_{ab} = -\dfrac{m_{xx}-m_{yy}}{2}\sin 2\alpha + m_{xy}\cos 2\alpha \end{cases}$$

<u>Momenti che tendono le fibre inferiori</u>

$$\begin{cases} m_{ud1} = m_a - m_{ab}\cot\varphi + m_b\cot^2\varphi + \left|\dfrac{m_{ab}-m_b\cot\varphi}{\sin\varphi}\right| \\ m_{ud2} = \dfrac{m_b}{\sin^2\varphi} + \left|\dfrac{m_{ab}-m_b\cot\varphi}{\sin\varphi}\right| \end{cases}$$

Se $m_{ud1} < 0$ e $m_{ud2} > 0$

$$\begin{cases} m_{ud1} = 0 \\ m_{ud2} = \max\left\{\left(m_b + \left| \frac{(m_{ab} - m_b \cot\varphi)^2}{m_a - m_{ab}\cot\varphi + m_b \cot^2\varphi} \right| \right) \frac{1}{\sin^2\varphi}; 0 \right\} \end{cases}$$

Se $m_{ud1} > 0$ e $m_{ud2} < 0$

$$\begin{cases} m_{ud1} = \max\left\{ m_a - m_{ab}\cot\varphi + m_b \cot^2\varphi + \left| \frac{(m_{ab} - m_b \cot\varphi)^2}{m_b} \right|; 0 \right\} \\ m_{ud2} = 0 \end{cases}$$

Se $m_{ud1} < 0$ e $m_{ud2} < 0$

$$\begin{cases} m_{ud1} = 0 \\ m_{ud2} = 0 \end{cases}$$

Momenti che tendono le fibre superiori

$$\begin{cases} m'_{ud1} = m_a - m_{ab}\cot\varphi + m_b \cot^2\varphi - \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot\varphi}{\sin\varphi} \right| \\ m'_{ud2} = \frac{m_b}{\sin^2\varphi} - \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot\varphi}{\sin\varphi} \right| \end{cases}$$

Se $m'_{ud1} > 0$ e $m'_{ud2} < 0$

$$\begin{cases} m'_{ud1} = 0 \\ m'_{ud2} = \min\left\{\left(m_b - \left| \frac{(m_{ab} - m_b \cot\varphi)^2}{m_a - m_{ab}\cot\varphi + m_b \cot^2\varphi} \right| \right) \frac{1}{\sin^2\varphi}; 0 \right\} \end{cases}$$

Se $m'_{ud1} < 0$ e $m'_{ud2} > 0$

$$\begin{cases} m'_{ud1} = \min\left\{ m_a - m_{ab}\cot\varphi + m_b \cot^2\varphi - \left| \frac{(m_{ab} - m_b \cot\varphi)^2}{m_b} \right|; 0 \right\} \\ m'_{ud2} = 0 \end{cases}$$

Se $m'_{ud1} > 0$ e $m'_{ud2} > 0$

$$\begin{cases} m'_{ud1} = 0 \\ m'_{ud2} = 0 \end{cases}$$

Azioni membranali

$$\begin{cases} f_{ud1} = f_a - f_{ab}\cot\varphi + f_b \cot^2\varphi + \left| \frac{f_{ab} - f_b \cot\varphi}{\sin\varphi} \right| \\ f_{ud2} = \frac{f_b}{\sin^2\varphi} + \left| \frac{f_{ab} - f_b \cot\varphi}{\sin\varphi} \right| \end{cases}$$

Se $f_{ud1} < 0$ e $f_{ud2} > 0$

$$\begin{cases} f_{ud1} = 0 \\ f_{ud2} = \max\left\{\left(f_b + \left| \frac{(f_{ab} - f_b \cot\varphi)^2}{f_a - f_{ab}\cot\varphi + f_b \cot^2\varphi} \right| \right) \frac{1}{\sin^2\varphi}; 0 \right\} \end{cases}$$

Se $f_{ud1} > 0$ e $f_{ud2} < 0$

$$\begin{cases} f_{ud1} = \max\left\{ f_a - f_{ab}\cot\varphi + f_b \cot^2\varphi + \left| \frac{(f_{ab} - f_b \cot\varphi)^2}{f_b} \right|; 0 \right\} \\ f_{ud2} = 0 \end{cases}$$

5.4 METODI DI VERIFICA

5.4.1 Stato Limite Ultimo (S.L.U.)

Le verifiche allo S.L.U. devono soddisfare il requisito di resistenza, ossia per tutti gli elementi deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (Ed) sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (Rd).

5.4.1.1 Verifiche a pressoflessione

Per il calcolo del momento resistente a presso-flessione, si utilizzano i seguenti passi iterativi:

1. si ipotizza un valore della profondità dell'asse neutro, ovvero la distanza tra l'asse neutro e la fibra estrema di calcestruzzo compresso (che chiameremo *x*). In corrispondenza del valore della deformazione della fibra compressa di calcestruzzo pari a ε_{cu2}, si calcolano la deformazione nell'armatura lenta ε_s e la deformazione differenziale nelle armature di precompressione $\Delta\varepsilon_p$ (vedi figura 6.1 dell'Eurocodice 2).

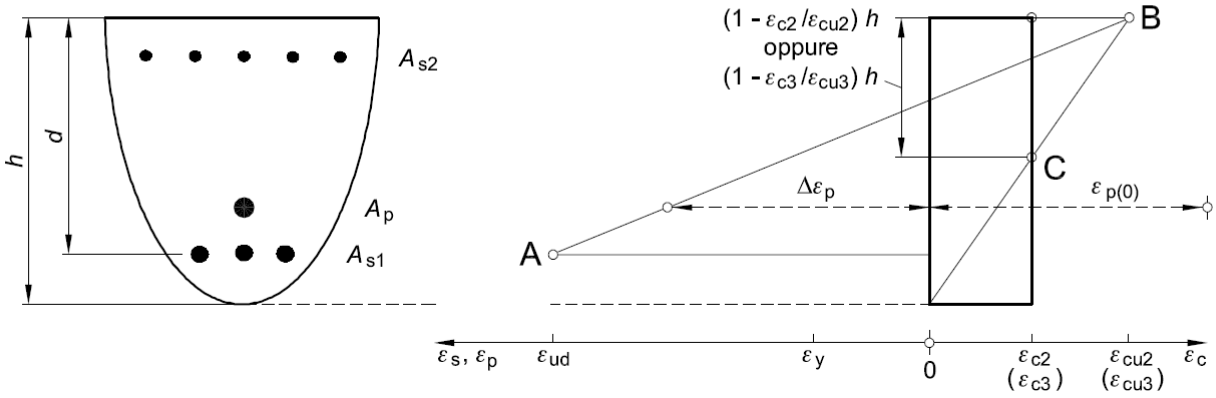
figura 6.1 **Possibili distribuzioni di deformazioni allo stato limite ultimo**

Legenda

A Deformazione limite dell'armatura tesa

B Deformazione limite del calcestruzzo compresso

C Deformazione limite del calcestruzzo per compressione semplice



2. Con i valori calcolati al passo precedente si determinano le risultanti della compressione nel calcestruzzo e delle trazioni nell'armatura lenta e nell'armatura di precompressione, rispettivamente F_c, F_s, F_p, ovvero:

$F_c = \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}$ (vedi punto 3.1.7(3) dell'Eurocodice 2 e la figura 3.5)

$F_s = f_s \cdot A_s$, $f_s = \varepsilon_s \cdot E_s$ (vedi Figura 3.8 dell'Eurocodice 2)

$F_p = f_p \cdot A_p$, $f_p = \varepsilon_p \cdot E_p$ (vedi Figura 3.10 dell'Eurocodice 2)

$\varepsilon_p = \Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{p(0)}$ (vedi Figura 6.1 dell'Eurocodice 2)

3. Si verifica l'equilibrio tra le forze di compressione e di trazione $C = T$, ovvero:

$$F_c - (F_s + F_p) < \Delta$$

4. Si determina il nuovo valore della profondità dell'asse neutro *x* e si ripetono i passi precedenti, finché l'equilibrio non rispetta una prefissata tolleranza di errore.

5. Si calcola il momento resistente M_{Rd}, dalla relazione:

$M_{Rd} = F_c a_c + F_s a_s + F_p a_p$ (a = braccio della risultante rispetto all'asse neutro)

Nella verifica di resistenza a flessione, viene determinata anche l'armatura lenta minima necessaria ad assorbire le trazioni entro il limite di resistenza a trazione del calcestruzzo, ovvero:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}}$$

con:

$z_s = 0.9d$	braccio della coppia interna
$M_{rep} = Z \cdot f_{ctm}$	momento di prima fessurazione
Z	modulo di resistenza a flessione della sezione.

5.4.1.2 Verifiche a taglio delle sezioni non armate a taglio

Secondo quanto disposto dal DM 04.02.2008 (4.1.2.1.3.1), deve verificarsi:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

con VEd il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la relazione

$$V_{Rd} = [0.18 \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3}/\gamma_g + 0.15\ \sigma_{cp}] \times b_w \times d \geq (\nu_{min} + 0.15\ \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

in cui

k	$1 + (200/d)^{1/2}$;
ν_{min}	$0.035\ k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$;
$\rho = A_{sl}/(b_w \times d)$	rapporto geom. di armatura;
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$	tensione media di compressione nella sezione;
d	altezza utile sezione;
b	larghezza minima sezione.

5.4.1.3 Verifiche a taglio delle sezioni armate a taglio

Secondo quanto disposto dal DM 04.02.2008 (4.1.2.1.3.2), deve verificarsi:

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

con VEd il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = A_s \times f_{yd} \times 0.9 \times d/s \times (\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\theta) \times \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con

$$V_{Rdc} = 0.9 \times b \times d \times f'_{cd} \times \alpha_c \times (\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\theta) \times (1 + \mathrm{ctg}^2 \times)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con il noto significato dei simboli; per eventuali dettagli si rimanda al testo normativo.

5.4.2 Stato Limite di Esercizio (S.L.E.)

Tali verifiche, risultano soddisfatte qualora le tensioni e le deformazioni che si ottengono in condizione di esercizio risultano inferiori dei limiti ammessi dalla Normativa Italiana.
Per quanto allo stato limite di fessurazione, si considera la condizione statica più gravosa, secondo quanto riportato nel seguito del paragrafo.

Stato limite di formazione delle fessure
Condizione nella quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra considerata è uguale al frattile inferiore della resistenza a trazione

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2} = f_{ctk}$$

Stato limite di apertura delle fessure
La verifica è condotta, in via prudenziale e per snellezza di trattazione, per lo stato limite di apertura delle fessure in combinazione rara, avuto riguardo delle condizioni ambientali appresso riportate.
Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche,possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in specie si considera l'opera sottoposta a condizioni ordinarie, con classe di esposizione XC2.
Per la definizione degli stati limite di apertura delle fessure occorre inoltre classificare le armature in "sensibili" o "poco sensibili" alla corrosione. Nel caso in esame, le armature, essendo di acciaio ordinario, appartengono alla categoria "poco sensibili".

5.4.2.1 Stato Limite di Fessurazione (S.L.F.)

Stato limite di apertura delle fessure
La verifica è condotta per lo stato limite di apertura delle fessure in combinazione quasi permanente e frequente. Infatti secondo quanto è disposto nelle norme tecniche per le costruzioni, in un ambiente di condizioni ambientali ordinarie e armatura poco sensibile l'ampiezza delle fessure è limitata a:

w_2 = 0.30 mm per le combinazioni quasi permanenti
w_3 = 0.40 mm per le combinazioni frequenti

Si fa notare che, le verifiche in esercizio per stato limite di apertura delle fessure sono state condotte a partire dalla muovendo dalla cosiddetta "combinazione rara", facendo però riferimento alle limitazioni che la Normativa impone per la cosiddetta "combinazione frequente". In altre parole, si è cautelativamente verificato che i valori massimi di tensione nei materiali e di apertura delle fessure ottenuti dalle sollecitazioni relative alla combinazione rara soddisfacessero i limiti imposti per una combinazione (la "frequente") caratterizzata da valori sicuramente minori delle sollecitazioni flettenti.

6. ANALISI DEI CARICHI

Nei paragrafi a seguire sono esposti i criteri di valutazione delle azioni, che saranno poi amplificate per i coefficienti di combinazione stabiliti dalle norme per i diversi tipi di verifiche.

6.1 Peso proprio

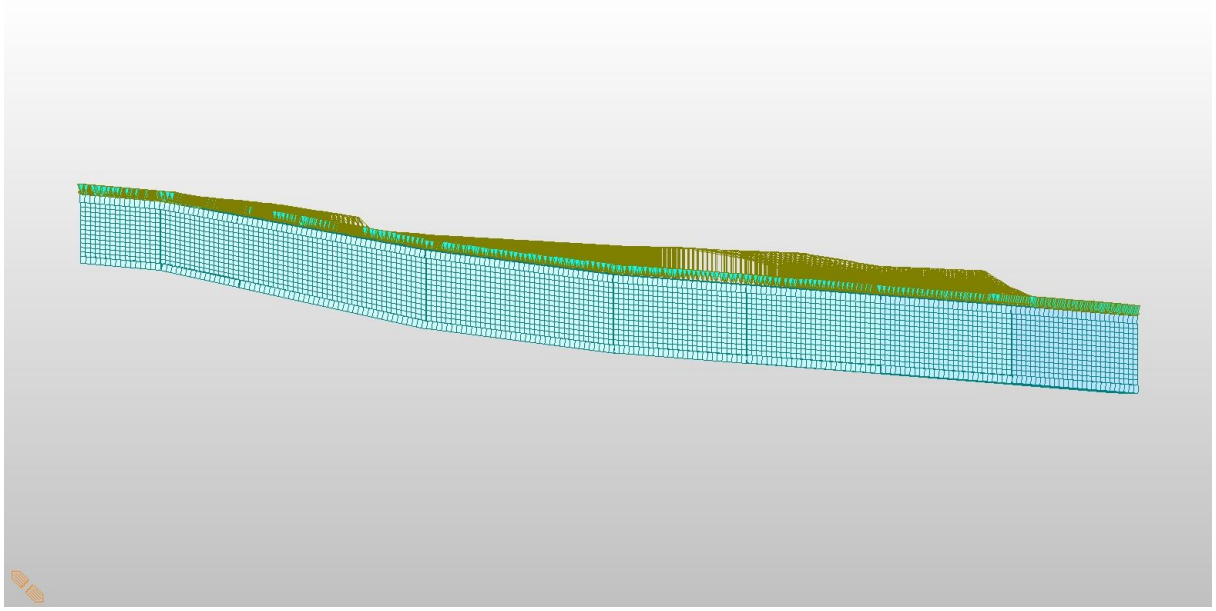
Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato assumendo il peso specifico del cemento armato pari a 25 kN/m^3 ed è considerato distribuito lungo l'asse della struttura.

6.2 Peso del terreno di ricoprimento

Il carico dovuto al ricoprimento all'estradosso della copertura è valutato assumendo un peso specifico di 20 kN/m^3.

$$q_t = \gamma_t \times H$$

dove con H si intende lo spessore del terreno di ricoprimento valutato da quota estradosso copertura. Poiché lo spessore di ricoprimento è variabile lungo sviluppo longitudinale della galleria, e per alcuni tratti anche in direzione trasversale, anche la modellazione del carico sul modello FEM tridimensionale sarà variabile come rappresentato in figura:



6.3 Spinta del terreno di ricoprimento

Per il calcolo della spinta del terreno sono stati considerati i parametri geotecnici riportati al §0 per il terreno di riempimento, ovvero:

Peso specifico: γ=20 kN/m^3

Angolo di attrito: ϕ=35°

Cautelativamente, la spinta del terreno nel **modello di calcolo strutturale** è stata valutata considerando il coefficiente di spinta a riposo.

k_0 =1-senϕ'=0.4264 (coefficiente M1)

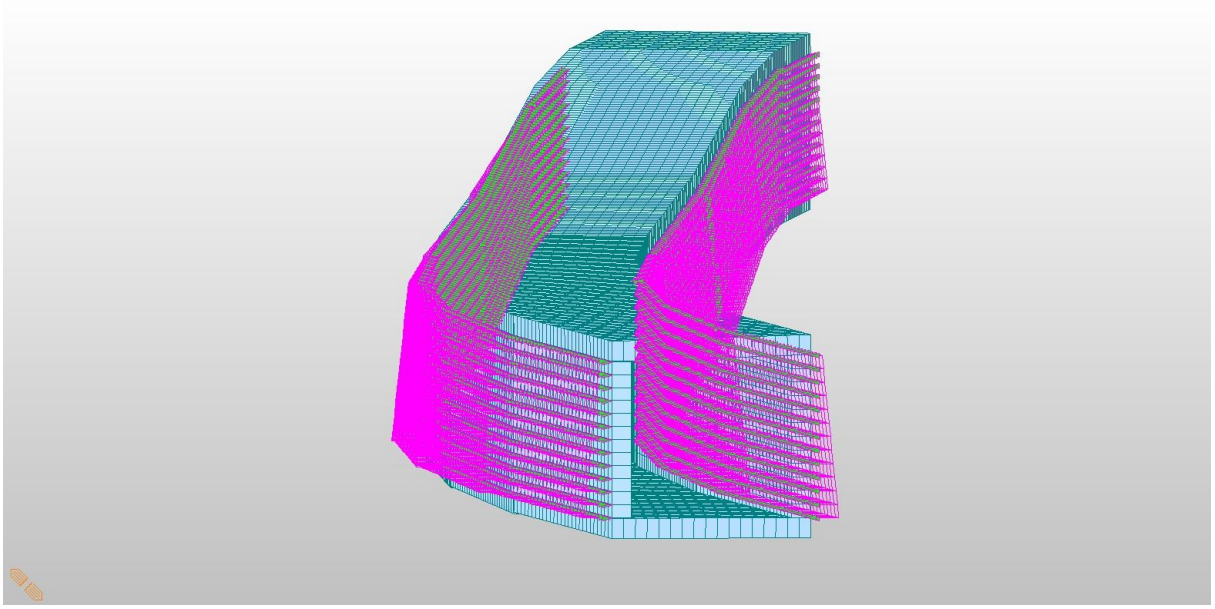
$$\varphi_{rid} = \arctan\left(\frac{\tan\varphi}{1.25}\right) = \arctan(0.560) = 29.25°$$

k_0 (GEO) =1-senϕ'_{rid} = 0.511 (coefficiente M2)

La pressione orizzontale del terreno alle diverse quote del terreno sarà quindi calcolata:

$$h(z) = k_0 \times z$$

Dove con z si intende l'approfondimento dal piano campagna.
In figura si riporta la configurazione di carico sul modello FEM, rappresentante la spinta del terreno sui piedritti:



6.4 **Sovraccarico accidentale da traffico stradale**

I carichi d'esercizio assunti nel calcolo sono quelli stabiliti per i ponti di 1a categoria dal D.M. 14/1/2008 *"Nuove norme tecniche per le costruzioni"* (figura 5.1.2 della norma).

La struttura è progettata per i carichi stradali previsti per i ponti di 1a categoria: n° 2 forze concentrate di 300 kN per il carico Qik ed un carico distribuito pari a 9 kN/m^2 per il carico qik, quest'ultimo considerato solo se sfavorevole.

Ai fini della determinazione degli effetti prodotti delle azioni variabili da traffico, l'asse viario di 1a Categoria è stato suddiviso in corsie convenzionali di larghezza pari a 3 m, e un'area rimanente.

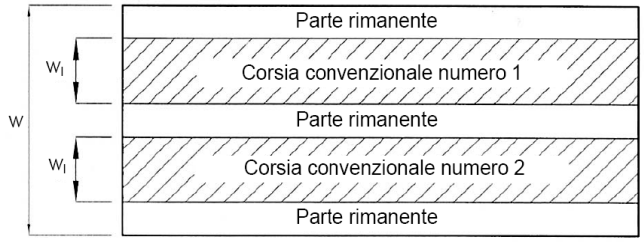


Figura 11. Schema corsie convenzionali

I carichi da considerare per ponti di 1ª Categoria sono quelli indicati dalla normativa vigente e schematizzati nel modo seguente:

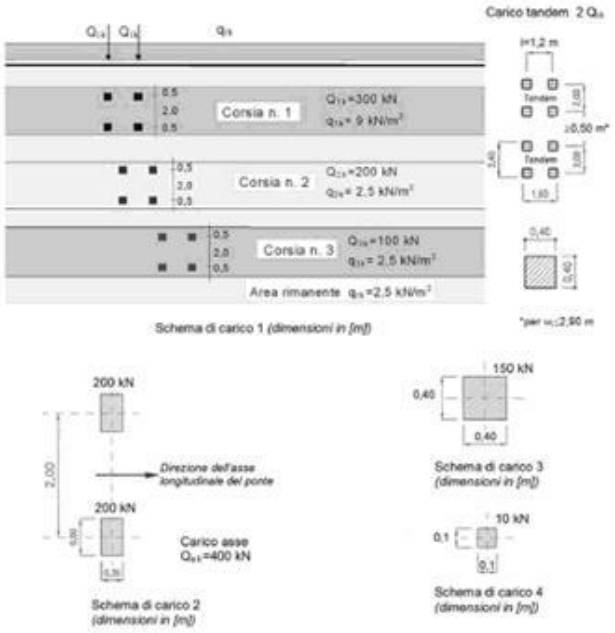


Figura 12. Schemi di azioni variabili da traffico

Sono stati applicati i carichi definiti dagli Schemi di carico 1-5 così come indicato al par. 5.1.3.3.3 del D.M. 14/01/2008:
Gli schemi adottati per le verifiche globali sono i seguenti:

Corsia	Carico asse Q_{ik} [kN]	Numero assi	Carico distribuito q_{ik} [kN/m^2]
1	300	2	9.00
2	200	2	2.50
3	100	2	2.50
4	100	2	2.50
5	100	2	2.50
Area rimanente	-	-	2.50
Marciapiede	-	-	2.50

Tabella 5: Schema di carico 1

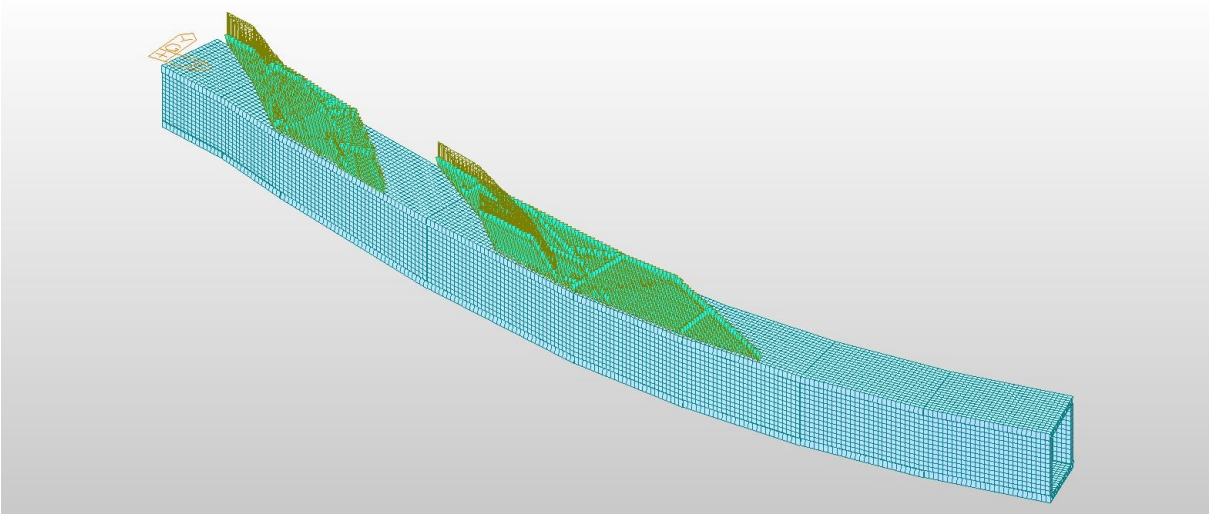
A seconda dello spessore del ricoprimento, i carichi variabili avanno una diversa diffusione e quindi un diverso valore unitario, nell'ipotesi di angolo di di diffusione a 30°.

Oltre alle corsie di carico sulla soletta superiore in combinazione rara e frequente, si adotteranno anche due corsie di carico e parte rimanente sulla soletta di fondazione, riguardanti il traffico transitante all'interno della galleria. Tale carico sarà combinato con quello presente in soletta di copertura.

In totale si avranno i seguenti casi di carico da traffico:

$Q_{1k,sup}$	valore caratteristico del carico da traffico sulla soletta di copertura;
$Q_{1f,sup}$	valore frequente del carico da traffico sulla soletta di copertura;
$Q_{1k,inf}$	valore caratteristico del carico da traffico all'interno dello scatolare;
$Q_{1f,inf}$	valore frequente del carico da traffico all'interno dello scatolare.

In figura la rappresentazione del carico sulle proiezioni delle impronte di carico della soletta superiore.



6.5 **Combinazioni di carico**

Di seguito si riportano le risultanti dei singoli casi di carico:

Load	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
G1	0.0	0.0	60783.9
G2	0.0	0.0	51193.3
G3	333.2	230.9	0.0
Q1k_sup	0.0	0.0	4299.1
Q1f_sup	187.6	1569.5	1909.6
Q1k_inf	0.0	0.0	4606.2
Q1f_inf	0.0	0.0	2112.9
Es	-94.9	17116.6	0.0
Eg1	0.0	18843.0	0.0
Eg2	0.0	15869.9	0.0

Il criterio di verifica adottato nella presente relazione, è il metodo agli stati limite. Sottoposta la struttura alle azioni caratteristiche analizzate al paragrafo precedente, determinato il valore degli effetti delle azioni per ogni combinazione di carico elementare, si sono poi combinati questi ultimi attraverso i coefficienti parziali delle azioni.

Le combinazioni delle azioni elementari, sono state definite in accordo al punto 2.5.3 del DM 14/01/2008 e ai punti specifici per i ponti stradali e i ponti ferroviari, di cui si riportano i coefficienti parziali di sicurezza per i carichi elementari e i coefficienti di combinazione.

SLUSTR / SLUGEO : $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + ...$

SLV SISMICA: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + ...$

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{03} + ...$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + ...$

SLE QUASI PERMANENTE: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + ...$

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

	Carichi sulla carreggiata					***Carichi su marciapiedi e piste ciclabili***
	Carichi verticali			**Carichi orizzontali**		**Carichi verticali**
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m^2
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore di combinazione 5,0 kN/m^2
4 (**)			Schema di carico 5 con valore di combinazione 5,0 kN/m^2			Schema di carico 5 con valore di combinazione 5,0 kN/m^2
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3° categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j}, ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

		Coefficiente	EQU(1)	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali(2)	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00(3)	1,00 1,00(4)	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es, carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti 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 5.1.VI – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	*Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)*	*Coefficiente ψ_0 di combinazione*	*Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)*	*Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)*
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,00
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00
	Schemi 3 e 4 (Carichi concentrati)	0,40	0,40	0,00
	Schema 2	0,00	0,75	0,00
	2	0,00	0,00	0,00
	3	0,00	0,00	0,00
	4 (folla)	---	0,75	0,00
	5	0,00	0,00	0,00
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,60	0,20	0,00
	Esecuzione	0,80	---	0,00
	Vento a ponte carico	0,60		
Neve q_5	SLU e SLE	0,00	0,00	0,00
	Esecuzione	0,80	0,60	0,50
Temperatura	T_k	0,60	0,60	0,50

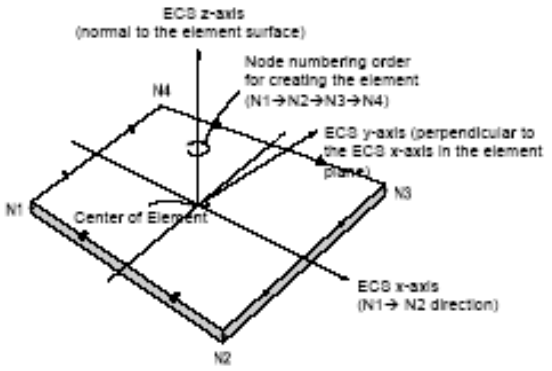
In particolare, sulla base dei carichi elementari, sono state analizzate le seguenti combinazioni:

	G_1	**G_2**	**G_3**	**$Q_{1k,sup}$**	**$Q_{1f,sup}$**	**$Q_{1k,inf}$**	**$Q_{1f,inf}$**	**E_SLV**
SLU_{str1}	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_{str2}	1.35	1.35	1.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00
SLU_{str3}	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	0.00
SLU_{str4}	1.35	1.35	1.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00
SLV	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
SLU_{geo1}	1.00	1.00	1.00(*)	1.15	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_{geo2}	1.00	1.00	1.00(*)	0.00	1.15	0.00	0.00	0.00
SLU_{geo3}	1.00	1.00	1.00(*)	1.15	0.00	0.00	1.15	0.00
SLU_{geo4}	1.00	1.00	1.00(*)	0.00	1.15	1.15	0.00	0.00
SLE_{rara1}	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE_{rara2}	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLE_{rara3}	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLE_{rara4}	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
SLE_{frequ1}	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLE_{frequ2}	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

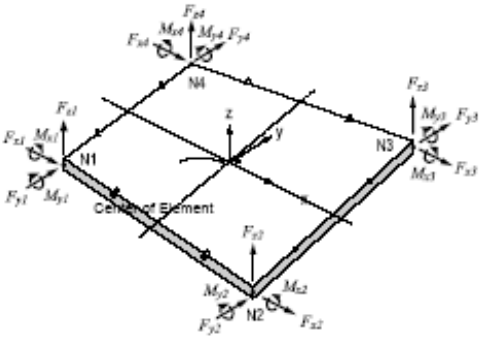
(*) - Il calcolo delle spinte del terreno si intende effettuato con $tan\emptyset_{M2} = tan\emptyset_{M1} / 1.25$

7. MODELLO DI CALCOLO

L'analisi è stata eseguita con un modello ad elementi finiti (FEM) realizzato con il programma di calcolo *Midas Civil 2018 V 1.2*. Il modello FEM è composto dai quattro elementi strutturali, ovvero dalle due solette orizzontali di fondazione e di copertura e dai due piedritti verticali, tutti di spessore pari a 120cm, modellati con elementi shell quadrangolari a 4 nodi e 5 g.d.l. per nodo (tre spostamenti e due rotazioni). Tale elemento finito è dotato di rigidezza membranale, flessionale e tagliante (formulazione Kirchhoff-Mindlin). Per le convenzioni sul riferimento locale dell'elemento e sulle forze in output, si vedano le figure sottostanti



(a) ECS for a quadrilateral element



(a) Nodal forces for a quadrilateral element

Nelle figure seguenti si riportano la vista assonometrica del modello FEM:

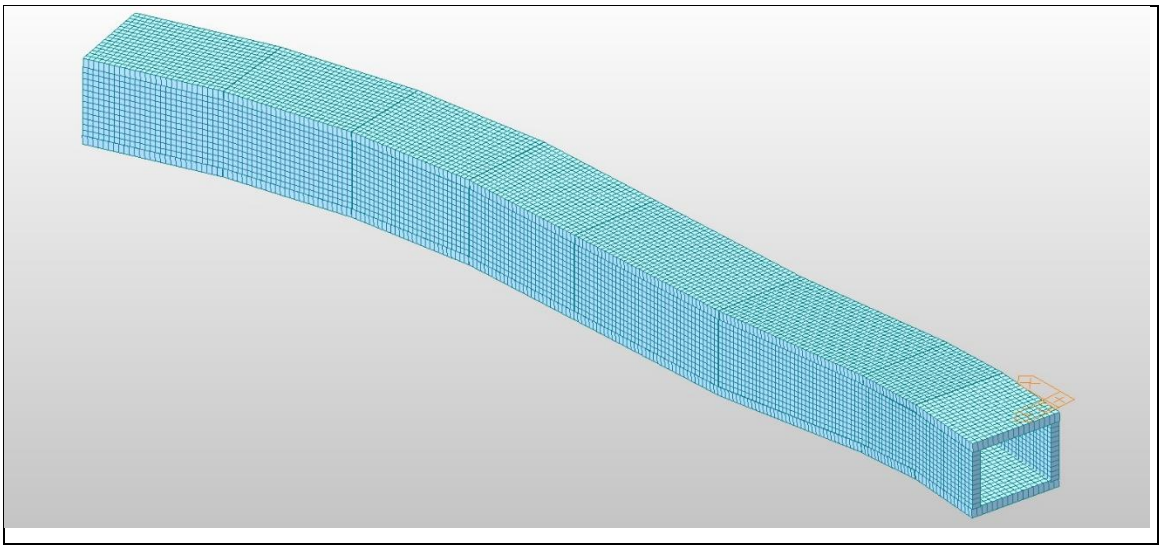


Figura 13. Modello F.E.M.

I vincoli utilizzati nel modello sono, le rigidezze elastiche nodali, assegnate ai nodi della soletta di fondazione, con rigidezza pari alla costante di sottofondo k_w per l'area di competenza del nodo.

Il calcolo della costante k_s è stato condotto utilizzando la seguente relazione:

$$k_s = \frac{0.65\,E_t}{(1-\nu^2)\cdot B'}\sqrt[12]{\frac{E_t \cdot B'^4}{E_c \cdot J_{id}}} = 5162\ \ kN/m^3 \qquad \text{Vesic 1991}$$

dove:

E_t	:	modulo elastico medio del terreno (*40 MPa*);
ν	:	coefficiente di poisson del terreno (*0.3*);
E_{cd}	:	modulo elastico del calcestruzzo dell'opera (*32588 MPa*);
J_{id}	:	momento di inerzia della sezione ideale di fondazione dell'opera (49651605232 mm^4);
B'	:	larghezza fittizia della fondazione pari a B-2e
e	:	eccentricità dei carichi agenti sulla fondazione (in questo caso *e=0*)
B'	=	*B = 8200 mm*

La rigidezza delle molle orizzontali è stata stimata in base all'espressione di Elson (1984):

$k_h = 190\ D_R^{1.16}$ $\quad [kN/m^3]$

in cui

D_R = densità relativa, espressa in percentuale

Considerando per la densità relativa un valore ragionevolmente cautelativo $D_R = 60\%$, si ottiene:

$k_h \cong 22000\ kN/m^3$

Si può osservare che tale stima è in linea con le indicazioni di Reese *et al*. (1974) per terreni granulari da mediamente addensati ad addensati (cfr. tabella sottostante).

Si ricorda che le suddette molle saranno del tipo reagenti a sola compressione.

Tipo di materiale	**k_h [kN/m^3]**
Sabbie sciolte	5500
Sabbie mediamente addensate	16600
Sabbie dense	34500

Elson W.K. (1984) "Design of laterally loaded piles" CIRIA Report n. 103

Reese L.C., Cox, W.R., Koop F.D. (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand" Proc. VI Offshore Technology Conference, OTC 2313, Houston Texas

8. RISULTATI IN TERMINI DI SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

Si riportano a seguire le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo e le verifiche in condizioni di esercizio.

8.1 Soletta di copertura

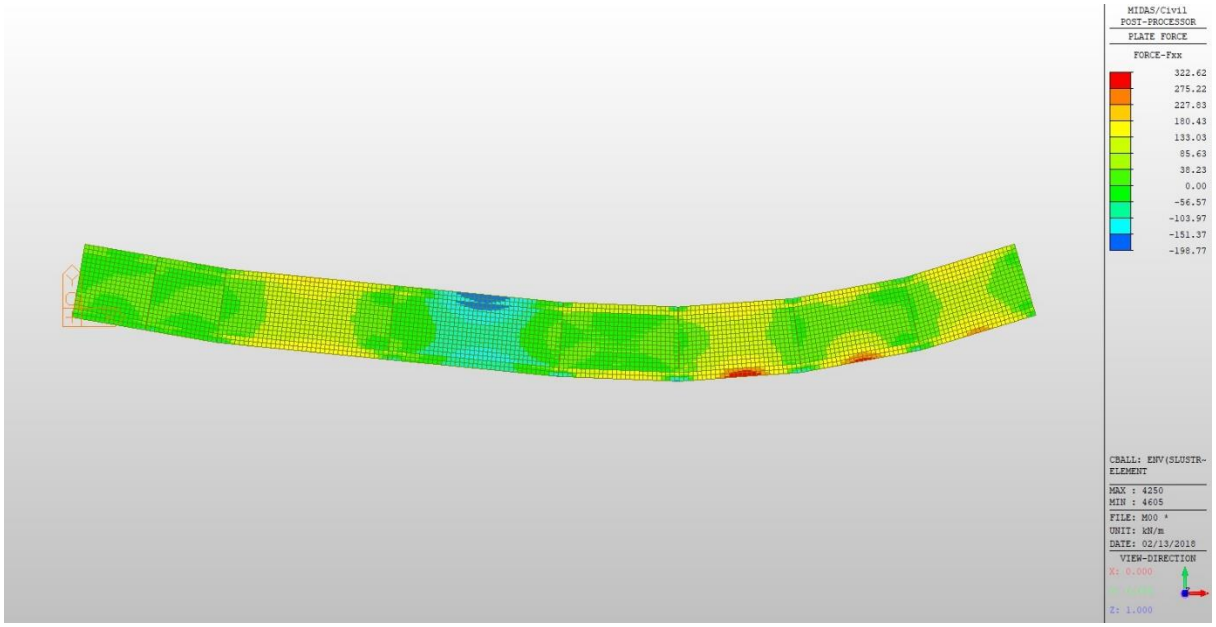


Figura 14. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di copertura – Componente forza Fxx.

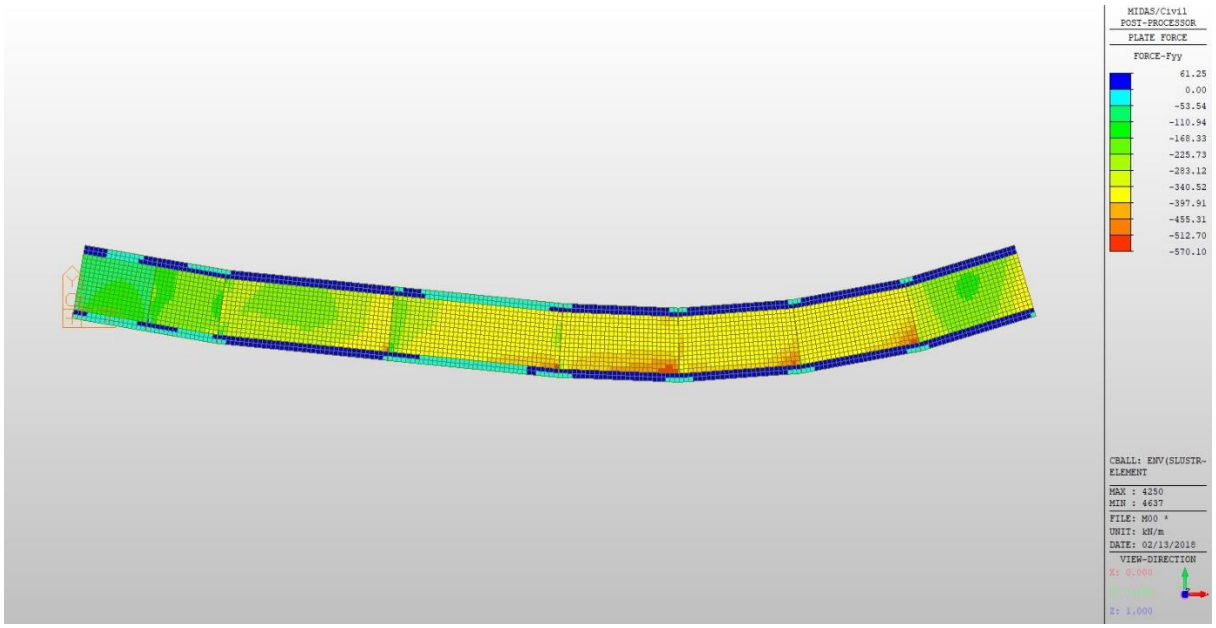


Figura 15. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di copertura – Componente forza Fyy.

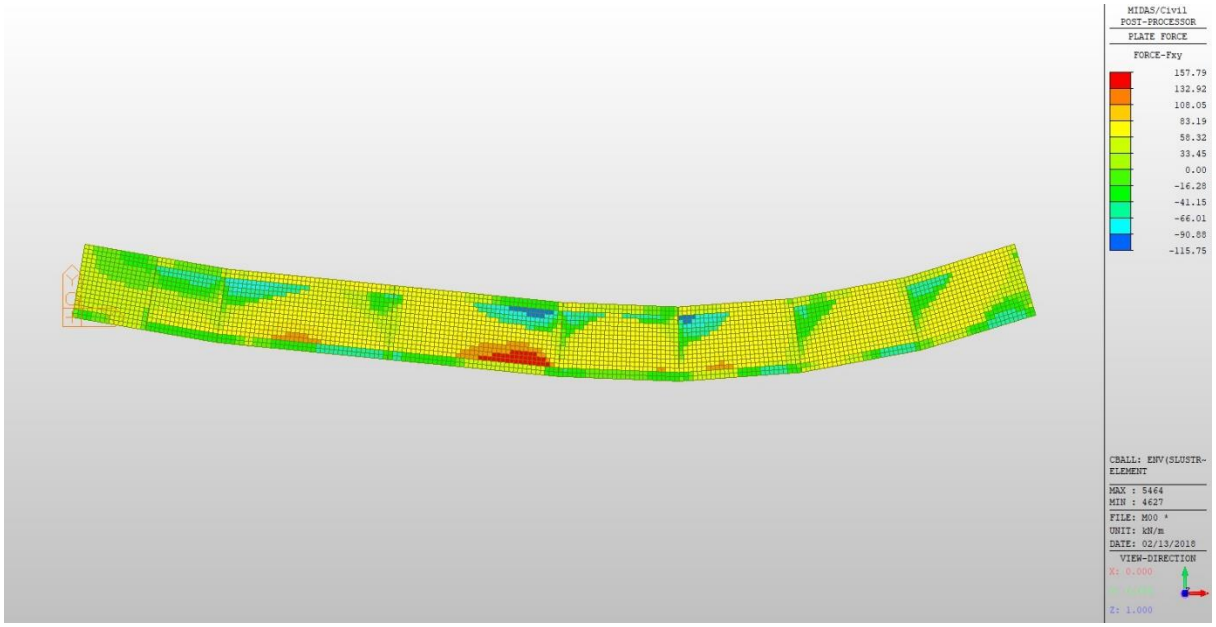


Figura 16. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di copertura – Componente forza Fxy.

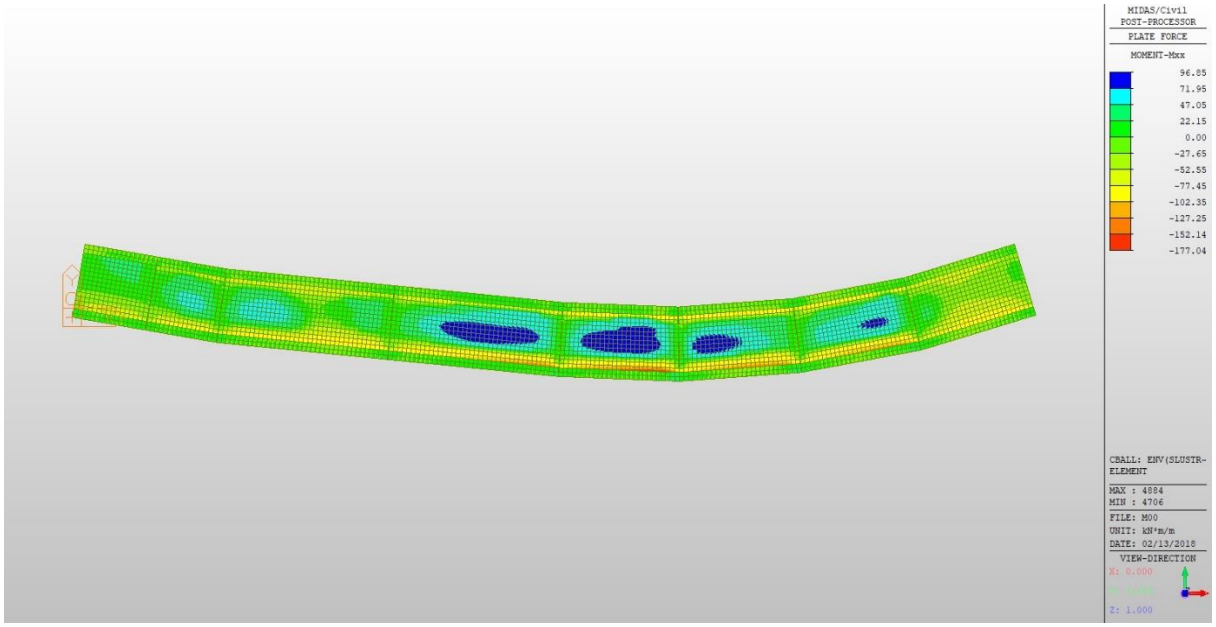


Figura 17. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di copertura – Componente forza Mxx.

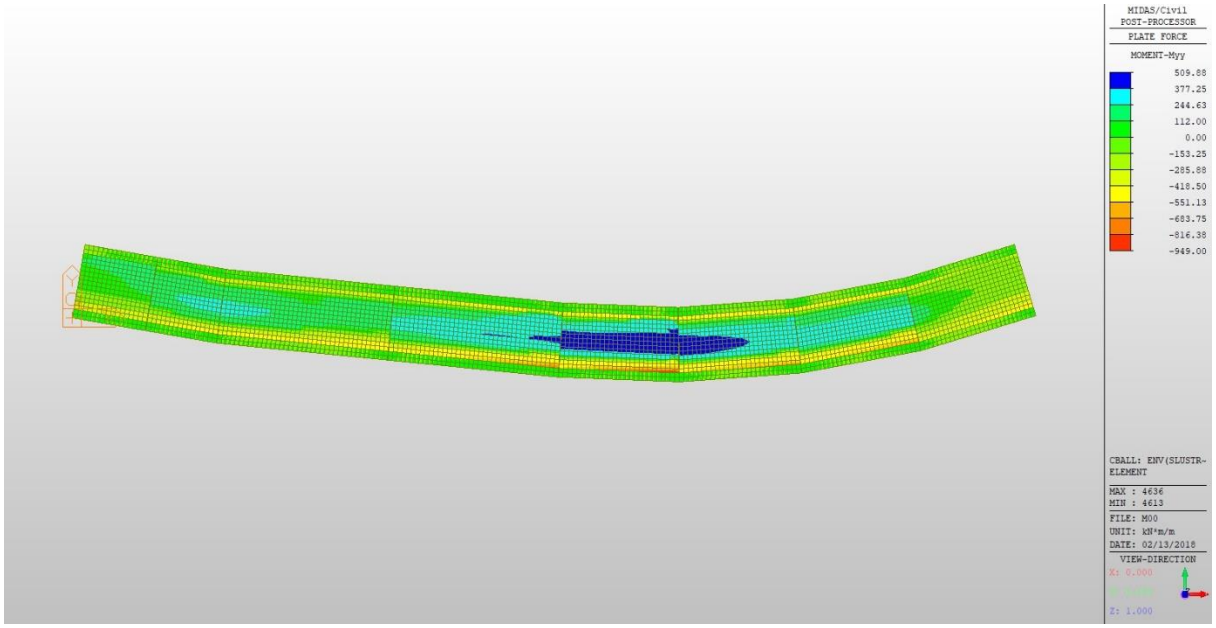


Figura 18. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di copertura – Componente forza Myy.

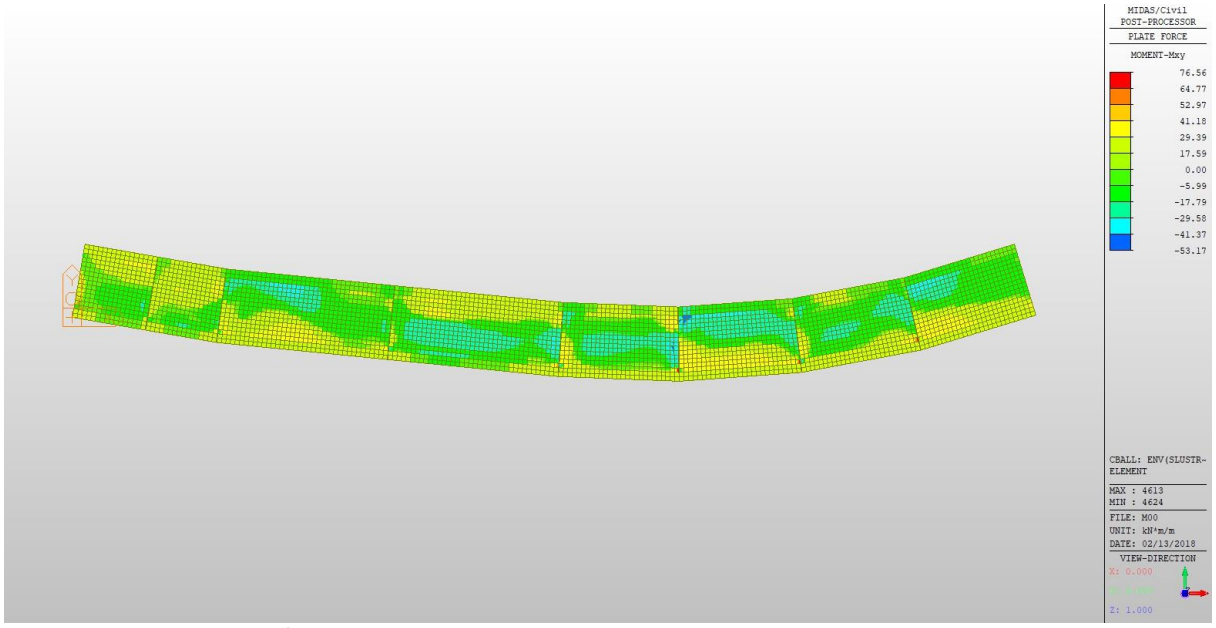


Figura 19. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di copertura – Componente forza Mxy.

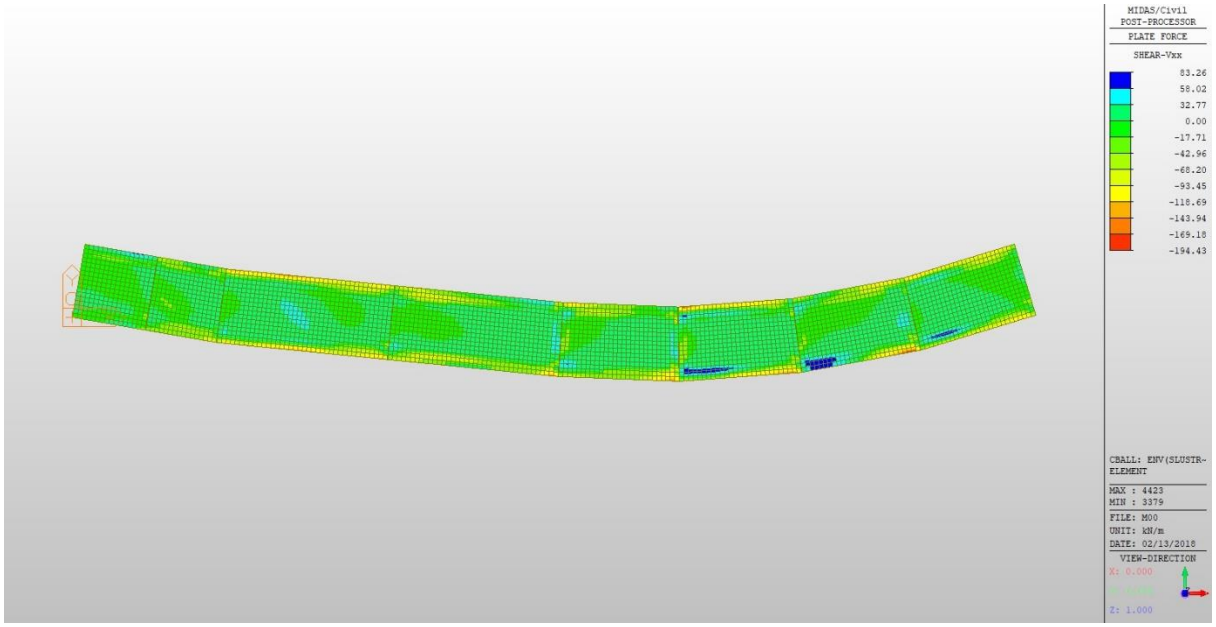


Figura 20. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di copertura – Componente forza Vxx.

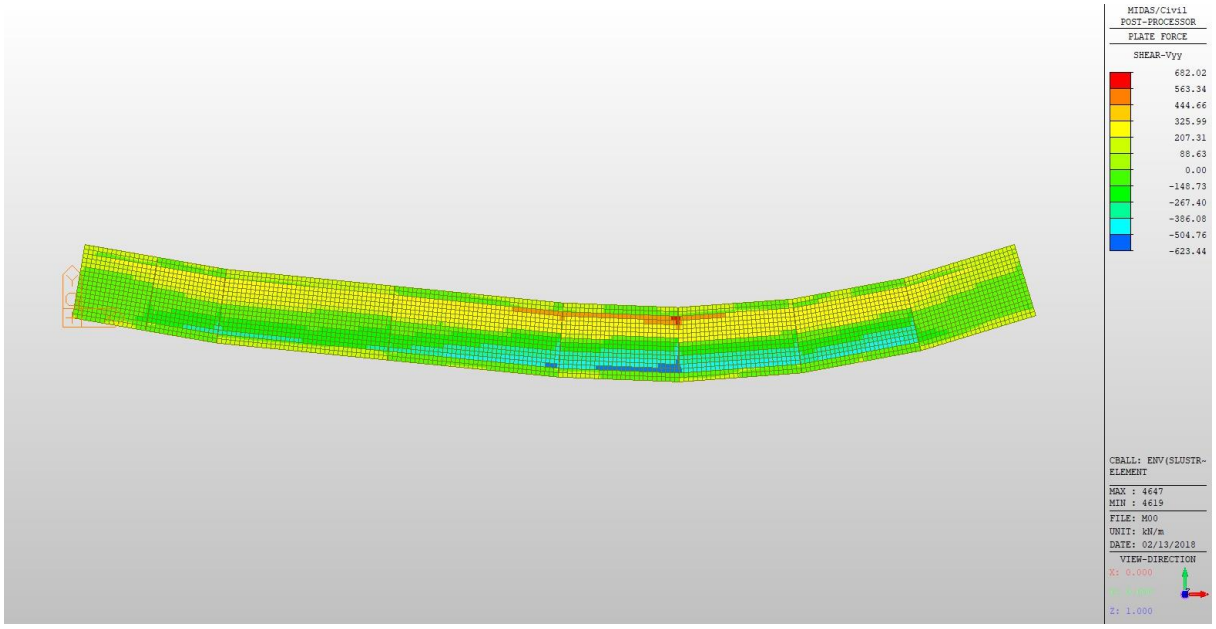


Figura 21. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di copertura – Componente forza Vyy.

Soletta di copertura

Classe di resistenza del calcestruzzo	C28/35
Denominazione acciaio per barre	B450C
Condizioni ambientali (classi di esposizione)	Ordinarie (X0, XC1, XC2, XC3, XF1)
Tipo di armature	Poco sensibile (armatura lenta)
Tipo di verifiche agli stati limite di esercizio	
- Combianzione rara	limiti tensionali $\sigma_c < 0.60\, f_{ck}$ $\sigma_s < 0.80\, f_{yk}$
- Combinazione quasi permanente	limiti tensionali $\sigma_c < 0.45\, f_{ck}$
- Combinazione frequente	apertura fessure < w3=0.4mm
- Combinazione quasi permanente	apertura fessure < w2=0.3mm

E_c =	14000	N/mm^2	Modulo elastico del calcestruzzo per verifiche SLE
E_{ct} =	14000	N/mm^2	Modulo elastico del calcestruzzo a trazione per verifiche SLE
s =	800	mm	Spessore piastra
$c_{1,I}$ =	50	mm	copriferro barre in direzione 1 prima fila
$c_{1,II}$ =	50	mm	copriferro barre in direzione 1 seconda fila
$c_{2,I}$ =	75	mm	copriferro barre in direzione 2 prima fila
$c_{2,II}$ =	75	mm	copriferro barre in direzione 2 seconda fila
α =	0	°	angolo tra la direzione 1 dell'armatura e l'asse globale x
φ =	90	°	angolo tra la direzione 1 e la direzione 2 dell'armatura

ARMATURA MINIMA

Armatura longitudinale in direzione 1

n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s1} [mm^2]
1 sup	5	16	1005
1 inf	5	16	1005

Armatura longitudinale in direzione 2

n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s2} [mm^2]
1 sup	5	24	2262
1 inf	5	24	2262

Armatura Trasversale

$Ø_w$ =	16	mm	diametro barre trasversali resistenti a taglio (legature)
s_1 =	400	mm	passo delle barre trasversali in direzione 1
s_2 =	400	mm	passo delle barre trasversali in direzione 2

ARMATURA MEDIA

Armatura longitudinale in direzione 1

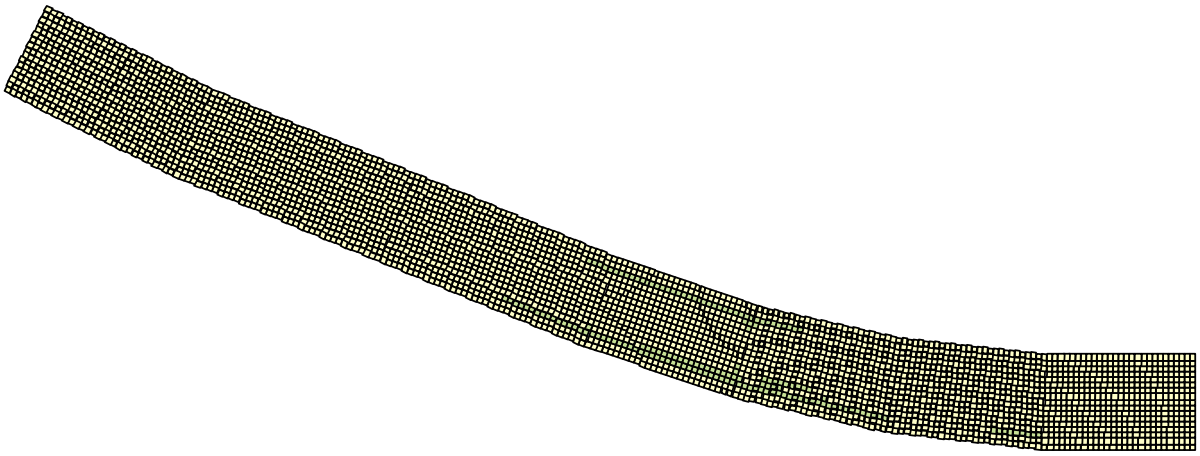
n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s1} [mm^2]
1 sup	5	16	1005
1 inf	5	16	1005

Armatura longitudinale in direzione 2

n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s2} [mm^2]
1 sup	5	24	2262
1 inf	5	20	1571
2 sup	5	24	2262

Armatura Trasversale

$Ø_w$ =	16	mm	diametro barre trasversali resistenti a taglio (legature)
s_1 =	400	mm	passo delle barre trasversali in direzione 1
s_2 =	400	mm	passo delle barre trasversali in direzione 2



SINTESI DELLE VERIFICHE

Verifica a SLU a rottura a pressoflessione: direzione 1

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_{Sd} *[kN/m]*	M_{Sd} *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	$M_{Rd}(N_{Sd})$ *[kNm/m]*	$M_{Rd}(e)$ *[kNm/m]*	$N_{Rd}(e)$ *[kN/m]*	*c.s.*
4418	SLUstr4	1	46.98	94.58	-1.87	-12.59	155.60	-102.39	260.11	235.45	116.95	✔ 2.49
4279	SLV	2	167.34	-146.99	-2.64	-13.58	288.59	81.46	-217.69	-197.44	224.79	✔ 1.34

Verifica a SLU a rottura a pressoflessione: direzione 2

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_{Sd} *[kN/m]*	M_{Sd} *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	$M_{Rd}(N_{Sd})$ *[kNm/m]*	$M_{Rd}(e)$ *[kNm/m]*	$N_{Rd}(e)$ *[kN/m]*	*c.s.*
4642	SLV	2	0.00	373.11	-5.70	-35.44	353.99	-134.16	420.29	420.29	0.00	✔ 1.13
3564	SLV	1	0.00	-592.89	-9.22	-69.68	391.30	147.88	-600.20	-600.20	0.00	✔ 1.01

Verifica a SLU a rottura a taglio

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	V_{Sd} *[kN/m]*	A_{s1} *[mm²]*	A_{s2} *[mm²]*	$v_{Rd,min}$ *[N/mm²]*	$v_{Rd,c}$ *[N/mm²]*	$V_{Rd,c}$ *[kN/m]*	θ *[°]*	V_{Rsd} *[kN/m]*	V_{Rcd} *[kN/m]*	*c.s.*
4159	SLUstr1	1	376.41	1005	2262	0.35	0.38	376.42	26.00	376.42	2152.54	✔ 1.00

Verifiche a SLE rara dei limiti tensionali: direzione 1

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	z_i *[mm]*	A_i *[mm²]*	J_i *[mm⁴]*	*c.s.*
7344	SLEr4	1	0.00	3.78	-0.03	-0.43	0.43	-400.0	0.0	830159	4.64E+10	✔ 10.00
7342	SLEr4	1	17.01	-12.60	-0.09	-1.12	1.73	324.6	0.0	830159	4.64E+10	✔ 10.00

Verifiche a SLE rara dei limiti tensionali: direzione 2

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	z_i *[mm]*	A_i *[mm²]*	J_i *[mm⁴]*	*c.s.*
4632	SLEr1	1	0.00	345.03	-4.87	-41.70	229.83	-174.8	-225.2	242676	2.47E+10	✔ 1.57
4647	SLEr1	2	0.00	-308.83	-2.47	-30.34	27.47	416.1	-16.1	891420	5.23E+10	✔ 7.06

Verifiche a SLE frequente di apertura delle fessure: direzione 1

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	σ_{S1} *[N/mm²]*	σ_{S2} *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	M_f *[kNm/m]*	ε_{sm} *[-]*	Δ_{smax} *[mm]*	w_d *[mm]*	*c.s.*
7344	SLEr4	1	0.00	3.78	0.43	-0.43	-400.0	23.3	0.00E+00	0.0	0.000	✔ 10.00
7342	SLEr4	1	17.01	-12.60	-1.12	1.73	324.6	-17.5	0.00E+00	0.0	0.000	✔ 10.00

Verifiche a SLE frequente di apertura delle fessure: direzione 2

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	σ_{S1} *[N/mm²]*	σ_{S2} *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	M_f *[kNm/m]*	ε_{sm} *[-]*	Δ_{smax} *[mm]*	w_d *[mm]*	*c.s.*
4632	SLEr1	1	0.00	345.03	229.83	-41.70	-174.8	46.8	6.57E-04	552.4	0.363	✔ 1.10
2755	SLEr1	1	10.19	3.38	0.51	-0.15	-226.7	46.8	0.00E+00	0.0	0.000	✔ 10.00

8.2 **Soletta di fondazione**

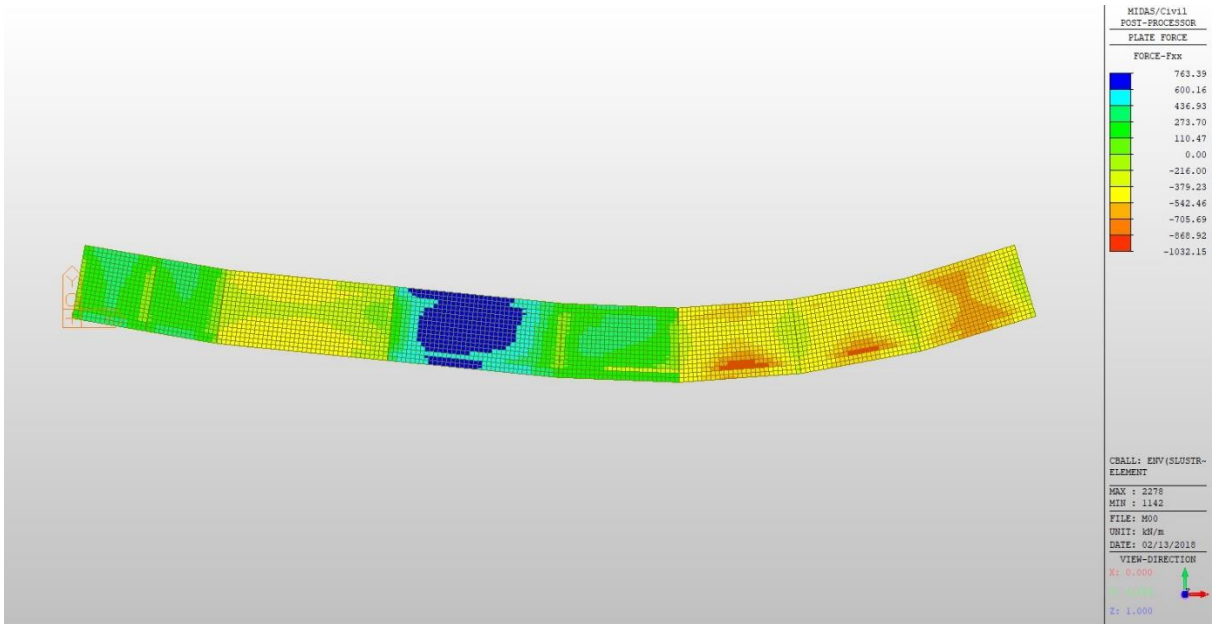


Figura 22. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di fondazione – Componente forza Fxx.

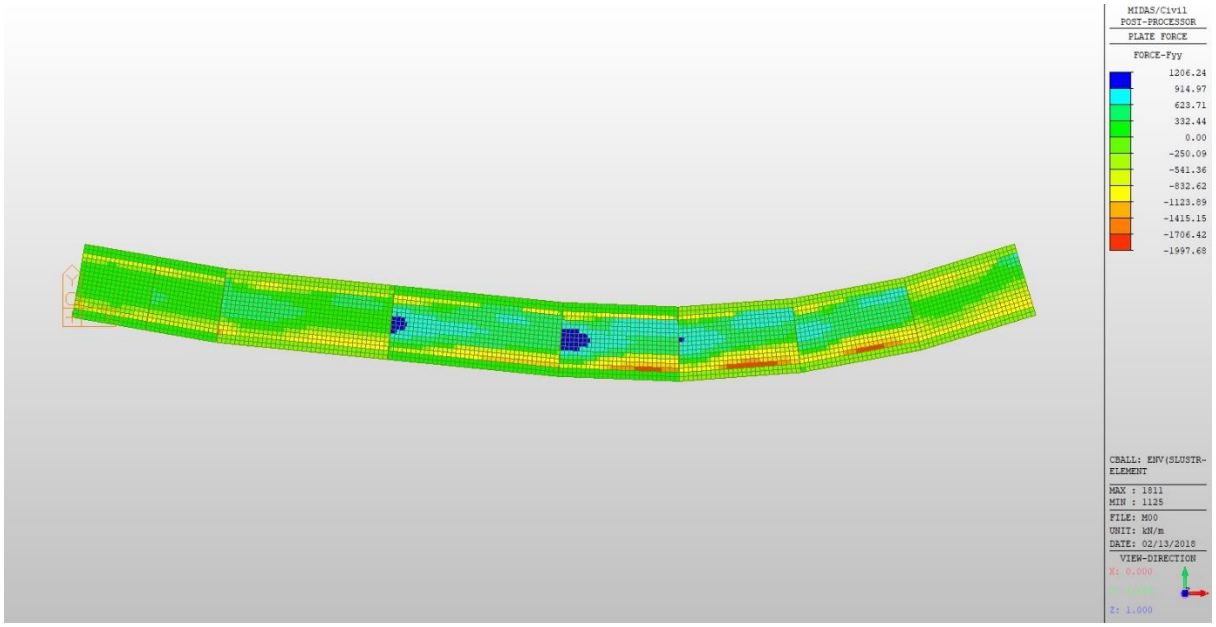


Figura 23. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di fondazione – Componente forza Fyy.

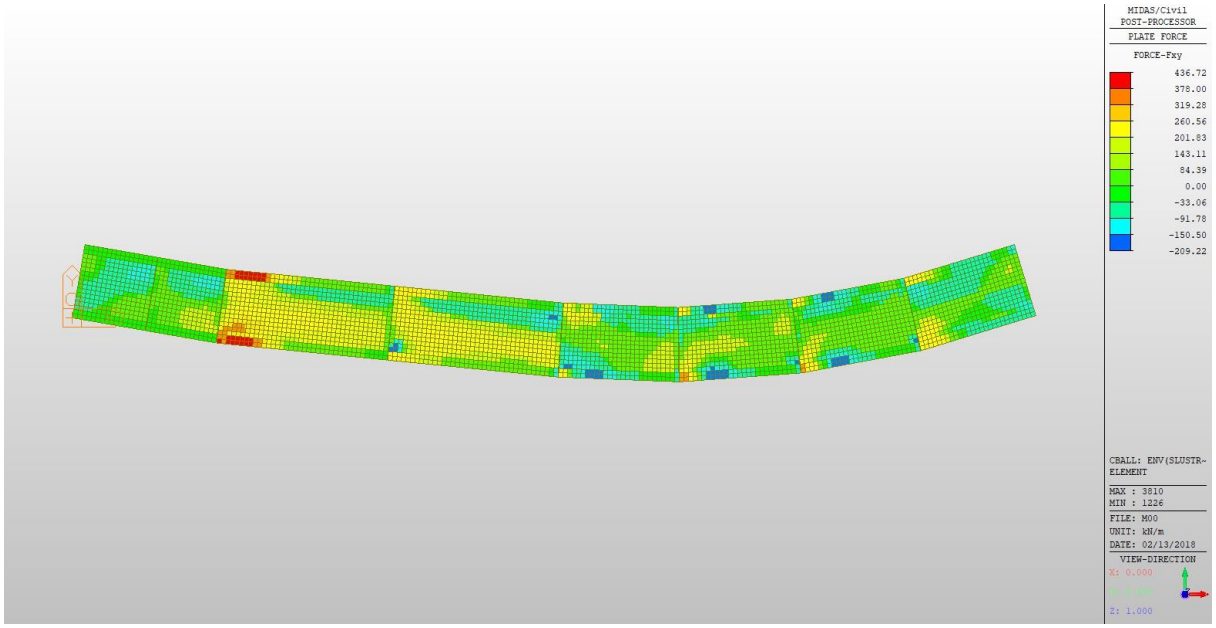


Figura 24. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di fondazione – Componente forza Fxy.

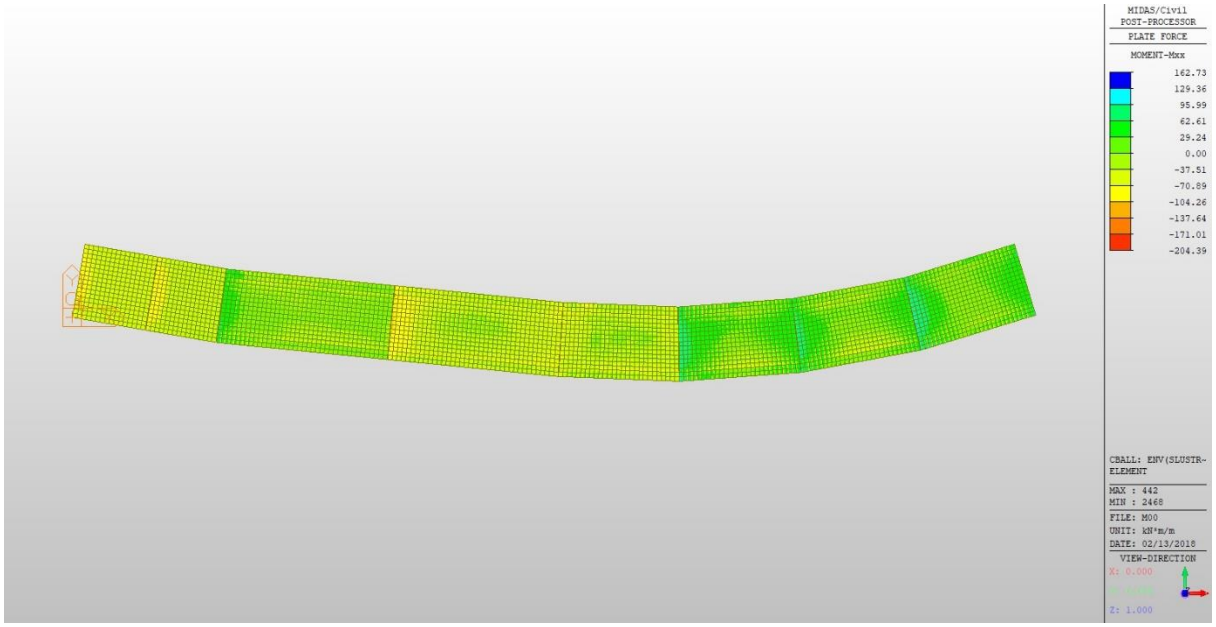


Figura 25. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di fondazione – Componente forza Mxx.

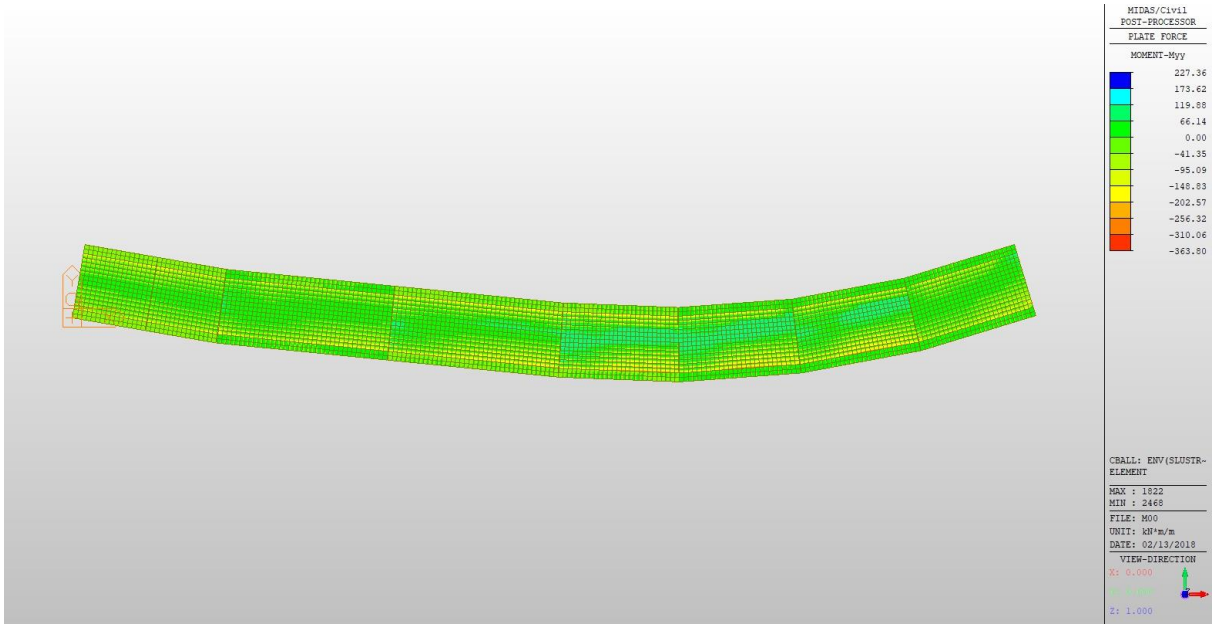


Figura 26. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di fondazione – Componente forza Myy.

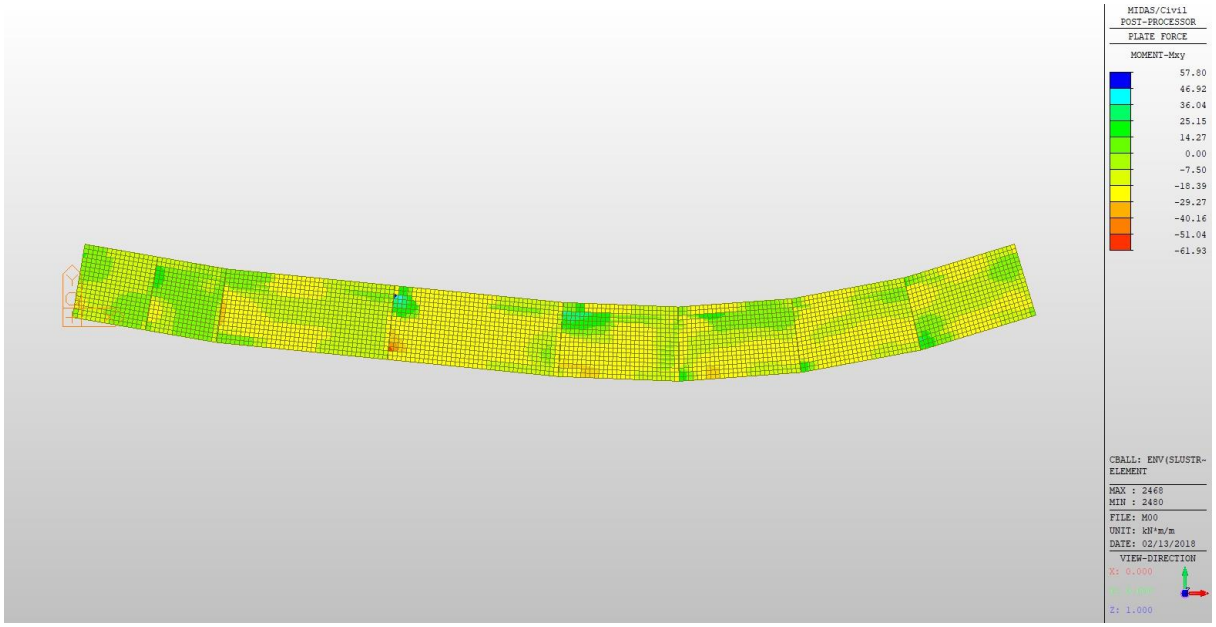


Figura 27. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di fondazione – Componente forza Mxy.

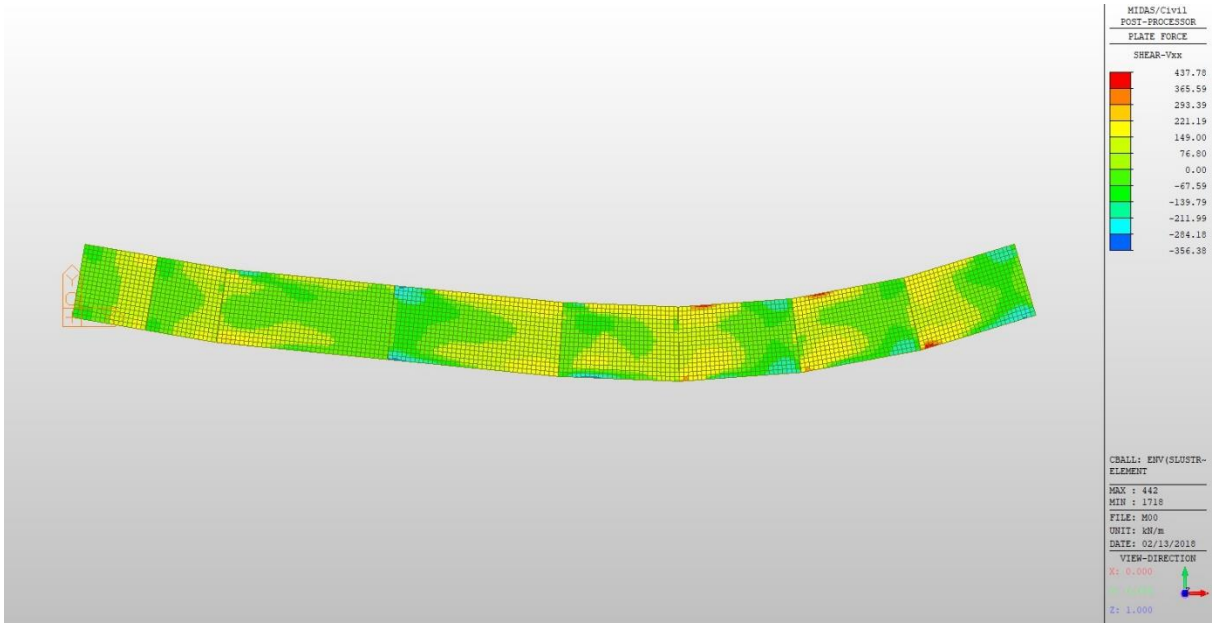


Figura 28. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di fondazione – Componente forza Vxx.

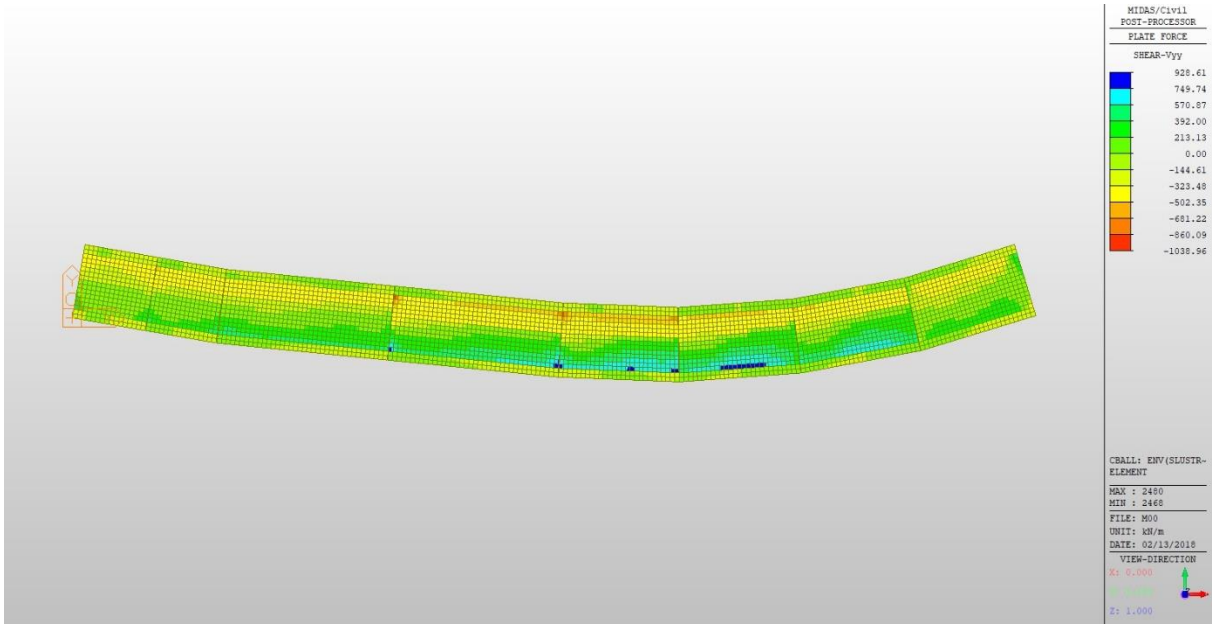


Figura 29. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Soletta di fondazione – Componente forza Vyy.

Soletta di fondazione

Classe di resistenza del calcestruzzo	C28/35
Denominazione acciaio per barre	B450C
Condizioni ambientali (classi di esposizione)	Ordinarie (X0, XC1, XC2, XC3, XF1)
Tipo di armature	Poco sensibile (armatura lenta)
Tipo di verifiche agli stati limite di esercizio	
- Combianzione rara	limiti tensionali $\sigma_c < 0.60\ f_{ck}$ $\sigma_s < 0.80\ f_{yk}$
- Combinazione quasi permanente	limiti tensionali $\sigma_c < 0.45\ f_{ck}$
- Combinazione frequente	apertura fessure < w3=0.4mm
- Combinazione quasi permanente	apertura fessure < w2=0.3mm

E_c =	14000	N/mm^2	Modulo elastico del calcestruzzo per verifiche SLE
E_{ct} =	14000	N/mm^2	Modulo elastico del calcestruzzo a trazione per verifiche SLE
s =	800	mm	Spessore piastra
$c_{1,I}$ =	50	mm	copriferro barre in direzione 1 prima fila
$c_{1,II}$ =	50	mm	copriferro barre in direzione 1 seconda fila
$c_{2,I}$ =	75	mm	copriferro barre in direzione 2 prima fila
$c_{2,II}$ =	75	mm	copriferro barre in direzione 2 seconda fila
α =	0	°	angolo tra la direzione 1 dell'armatura e l'asse globale x
φ =	90	°	angolo tra la direzione 1 e la direzione 2 dell'armatura

ARMATURA MINIMA

Armatura longitudinale in direzione 1

n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s1} [mm^2]
1 sup	5	22	1901
1 inf	5	22	1901

Armatura longitudinale in direzione 2

n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s2} [mm^2]
1 sup	5	24	2262
1 inf	5	24	2262

Armatura Trasversale

$Ø_w$ =	16	mm	diametro barre trasversali resistenti a taglio (legature)
s_1 =	400	mm	passo delle barre trasversali in direzione 1
s_2 =	400	mm	passo delle barre trasversali in direzione 2

ARMATURA MEDIA

Armatura longitudinale in direzione 1

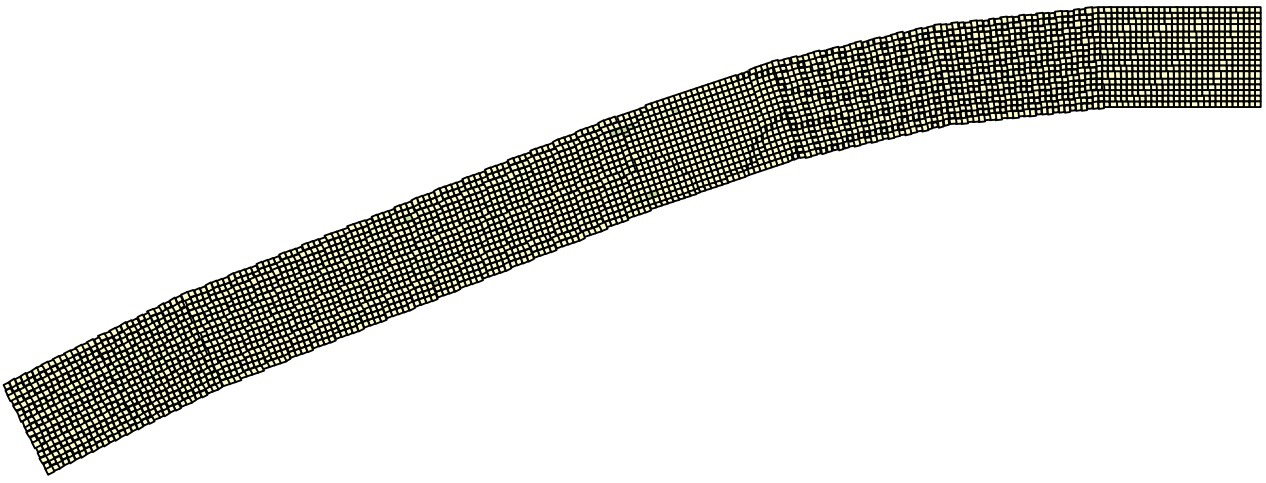
n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s1} [mm^2]
1 sup	5	22	1901
1 inf	5	22	1901

Armatura longitudinale in direzione 2

n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s2} [mm^2]
1 sup	5	24	2262
1 inf	5	24	2262

Armatura Trasversale

$Ø_w$ =	16	mm	diametro barre trasversali resistenti a taglio (legature)
s_1 =	200	mm	passo delle barre trasversali in direzione 1
s_2 =	400	mm	passo delle barre trasversali in direzione 2



SINTESI DELLE VERIFICHE

Verifica a SLU a rottura a pressoflessione: direzione 1

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_{Sd} *[kN/m]*	M_{Sd} *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	$M_{Rd}(N_{Sd})$ *[kNm/m]*	$M_{Rd}(e)$ *[kNm/m]*	$N_{Rd}(e)$ *[kN/m]*	*c.s.*
2204	SLV	1	830.31	12.18	0.00	209.27	227.58	800.00	230.37	20.94	1427.64	✔ 1.72
2428	SLV	1	902.51	-43.70	0.00	204.57	270.27	-800.00	-204.96	-63.27	1306.69	✔ 1.45

Verifica a SLU a rottura a pressoflessione: direzione 2

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_{Sd} *[kN/m]*	M_{Sd} *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	$M_{Rd}(N_{Sd})$ *[kNm/m]*	$M_{Rd}(e)$ *[kNm/m]*	$N_{Rd}(e)$ *[kN/m]*	*c.s.*
1828	SLUstr4	1	1222.62	97.78	0.00	203.75	336.76	800.00	180.75	113.61	1420.64	✔ 1.16
2458	SLUstr4	1	451.37	-28.85	0.00	80.15	119.40	-800.00	-445.35	-94.55	1479.31	✔ 3.28

Verifica a SLU a rottura a taglio

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	V_{Sd} *[kN/m]*	A_{s1} *[mm²]*	A_{s2} *[mm²]*	$v_{Rd,min}$ *[N/mm²]*	$v_{Rd,c}$ *[N/mm²]*	$V_{Rd,c}$ *[kN/m]*	θ *[°]*	V_{Rsd} *[kN/m]*	V_{Rcd} *[kN/m]*	*c.s.*
865	SLV	1	366.62	0	0	0.35	0.35	366.62	44.00	366.62	2961.29	✔ 1.00

Verifiche a SLE rara dei limiti tensionali: direzione 1

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	z_i *[mm]*	A_i *[mm²]*	J_i *[mm⁴]*	*c.s.*
4163	SLEr4	1	0.00	31.05	-0.25	-3.28	3.28	-400.0	0.0	857020	4.97E+10	✔ 10.00
5695	SLEr4	1	101.95	-16.97	-0.02	-0.01	3.58	52.0	0.0	857020	4.97E+10	✔ 10.00

Verifiche a SLE rara dei limiti tensionali: direzione 2

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	z_i *[mm]*	A_i *[mm²]*	J_i *[mm⁴]*	*c.s.*
5690	SLEr4	1	104.78	2.95	0.00	1.52	2.10	800.0	0.0	867858	4.98E+10	✔ 10.00
5695	SLEr4	1	29.33	-3.77	0.00	0.14	0.88	-446.3	0.0	867858	4.98E+10	✔ 10.00

Verifiche a SLE frequente di apertura delle fessure: direzione 1

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	σ_{S1} *[N/mm²]*	σ_{S2} *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	M_f *[kNm/m]*	ε_{sm} *[-]*	Δ_{smax} *[mm]*	w_d *[mm]*	*c.s.*
4163	SLEr4	1	0.00	31.05	3.28	-3.28	-400.0	43.2	0.00E+00	0.0	0.000	✔ 10.00
5695	SLEr4	1	101.95	-16.97	-0.01	3.58	52.0	-278.5	0.00E+00	0.0	0.000	✔ 10.00

Verifiche a SLE frequente di apertura delle fessure: direzione 2

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	σ_{S1} *[N/mm²]*	σ_{S2} *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	M_f *[kNm/m]*	ε_{sm} *[-]*	Δ_{smax} *[mm]*	w_d *[mm]*	*c.s.*
1	SLEr1	1	0.00	9.64	0.94	-0.94	-400.0	46.8	0.00E+00	0.0	0.000	✔ 10.00
1	SLEr1	1	0.00	9.64	0.94	-0.94	-400.0	46.8	0.00E+00	0.0	0.000	✔ 10.00

8.3 **Piedritto destro**

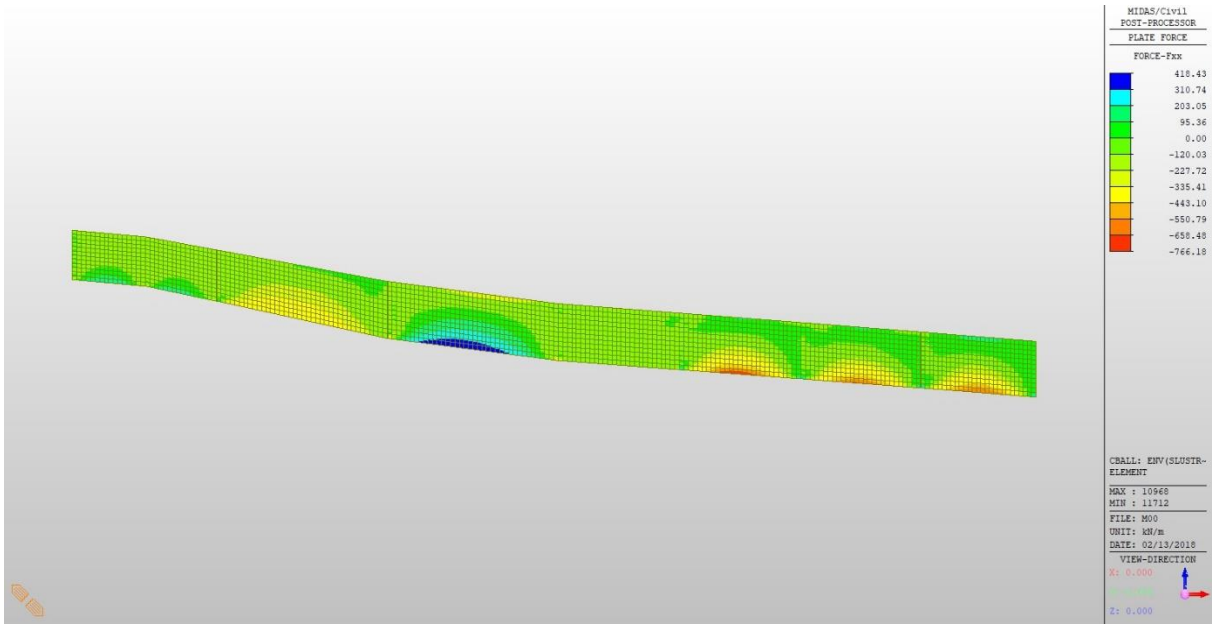


Figura 30. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto destro – Componente forza Fxx.

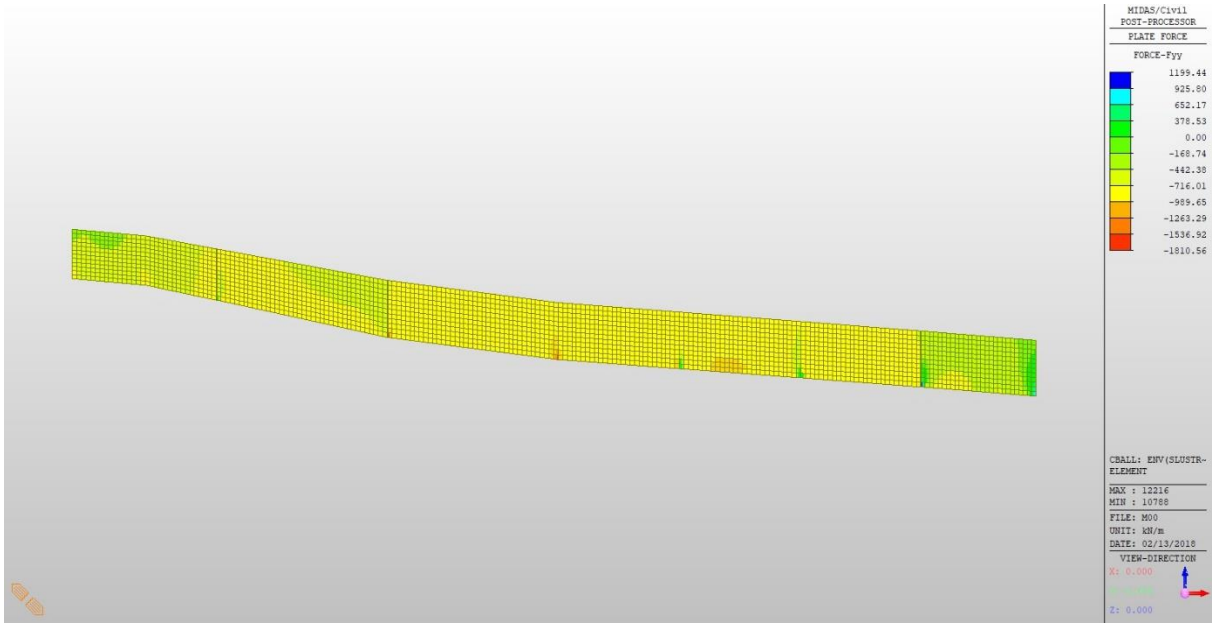


Figura 31. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto destro – Componente forza Fyy.

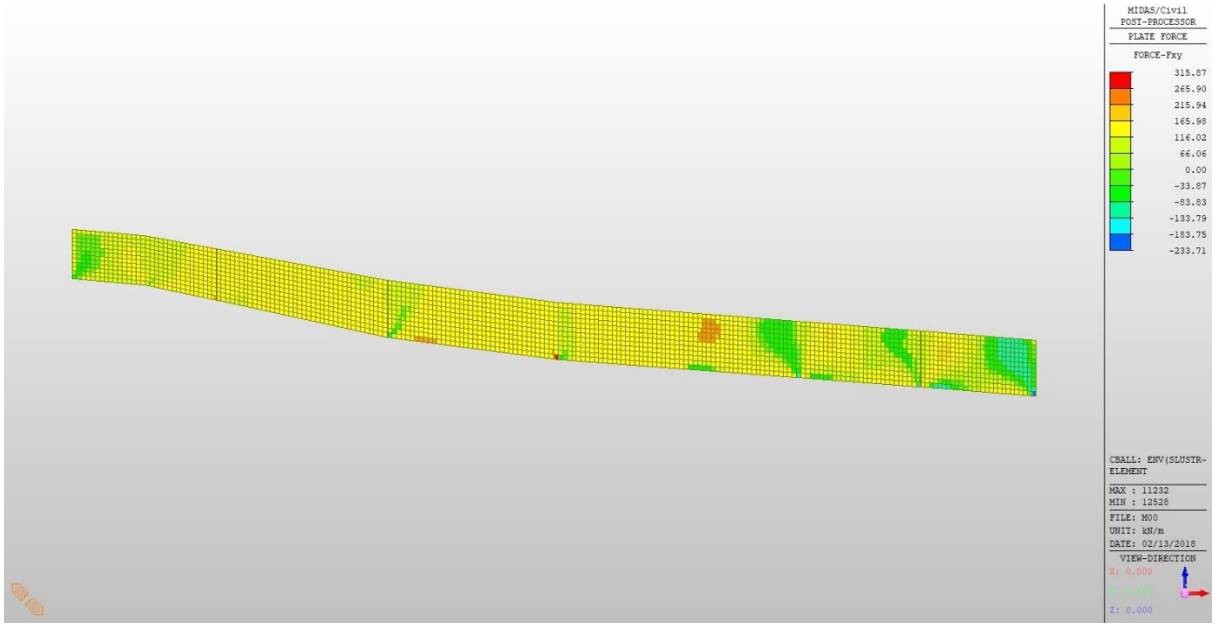


Figura 32. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto destro – Componente forza Fxy.

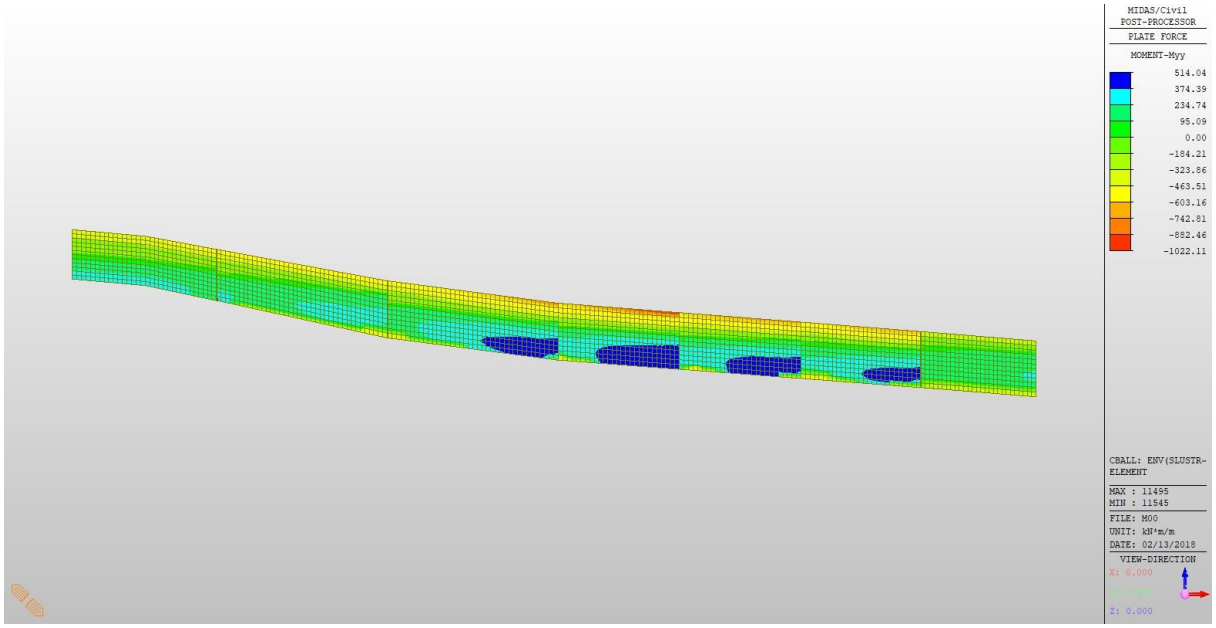


Figura 33. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto destro – Componente forza Mxx.

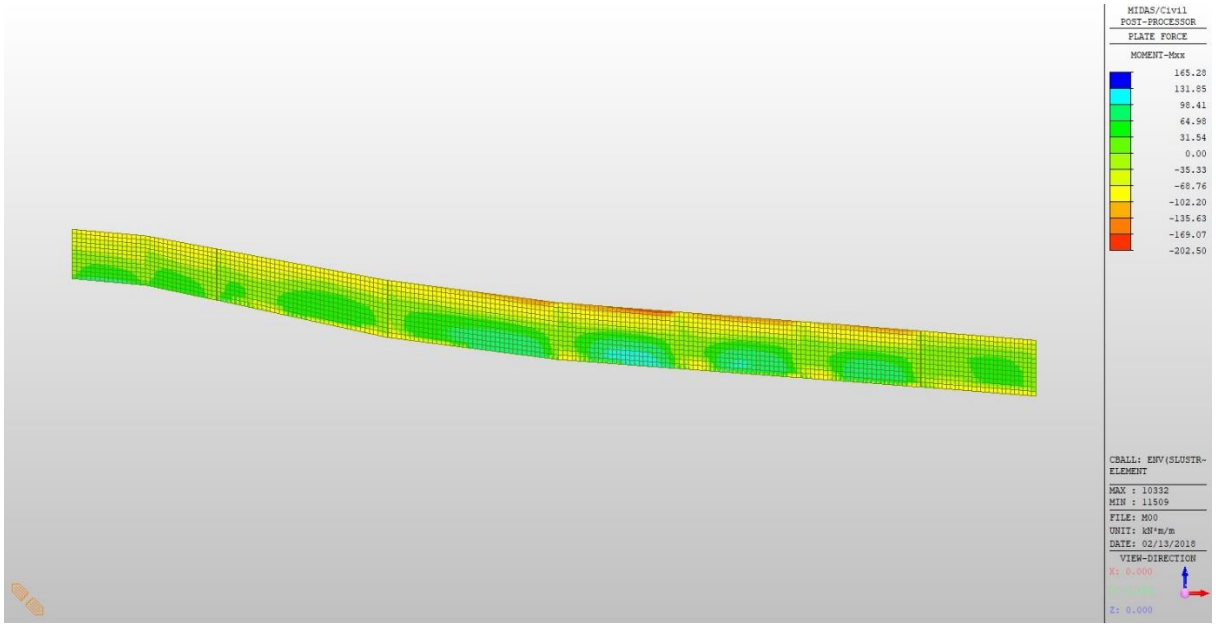


Figura 34. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto destro – Componente forza Myy.

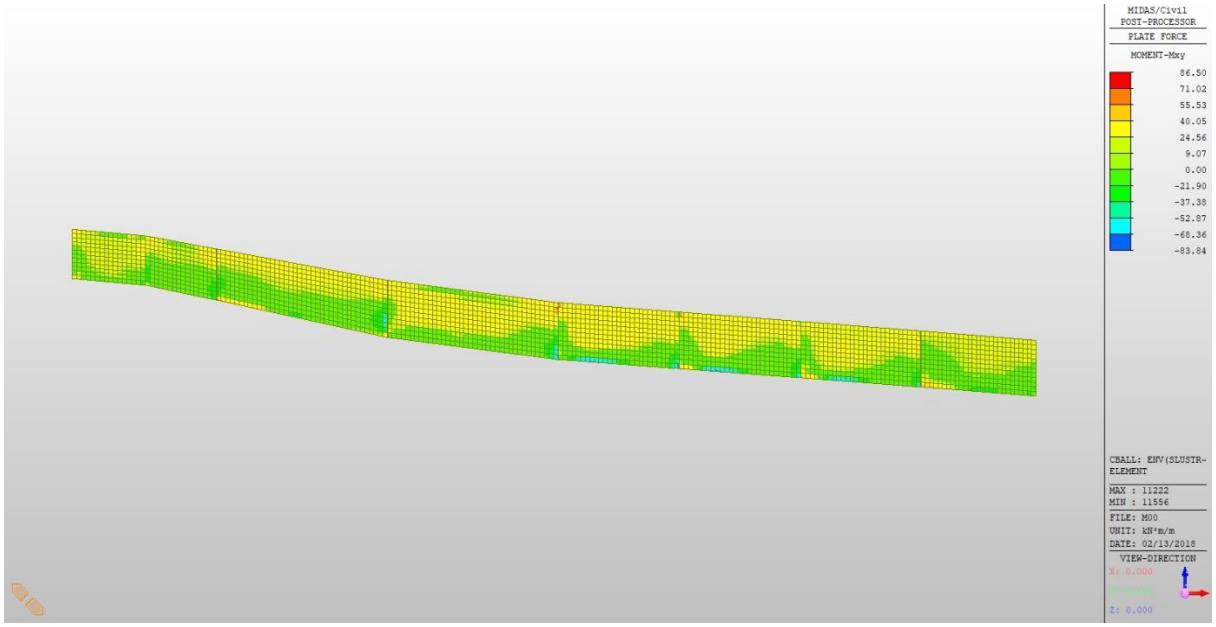


Figura 35. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto destro – Componente forza Mxy.

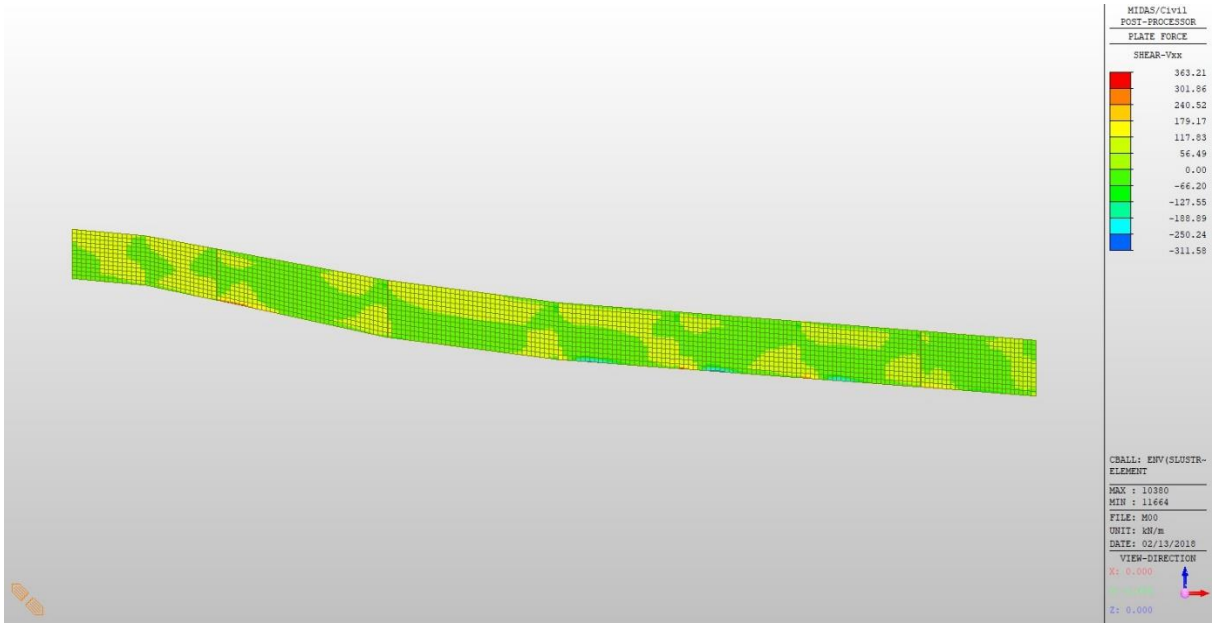


Figura 36. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto destro – Componente forza Vxx.

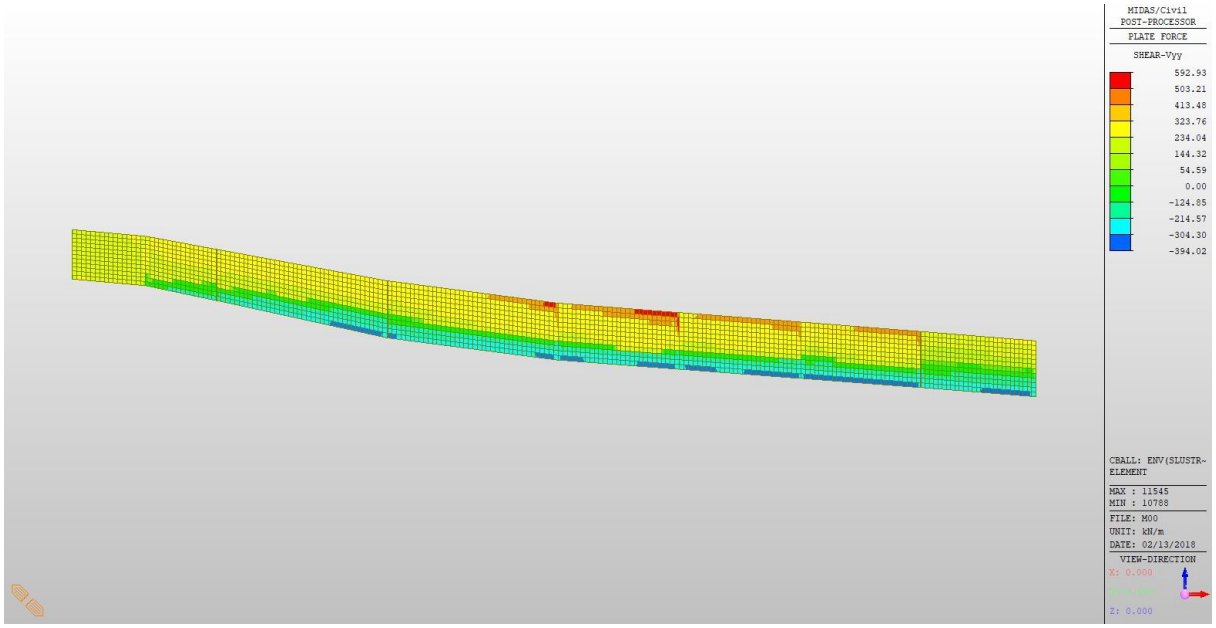


Figura 37. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto destro – Componente forza Vyy.

Verifica Piedritto DX

Classe di resistenza del calcestruzzo	C28/35
Denominazione acciaio per barre	B450C
Condizioni ambientali (classi di esposizione)	Aggressive (XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3)
Tipo di armature	Poco sensibile (armatura lenta)
Tipo di verifiche agli stati limite di esercizio	
- Combianzione rara	limiti tensionali $\sigma_c < 0.60\, f_{ck}$ $\sigma_s < 0.80\, f_{yk}$
- Combinazione quasi permanente	limiti tensionali $\sigma_c < 0.45\, f_{ck}$
- Combinazione frequente	apertura fessure < w2=0.3mm
- Combinazione quasi permanente	apertura fessure < w1=0.2mm

E_c =	14000	N/mm^2	Modulo elastico del calcestruzzo per verifiche SLE
E_{ct} =	14000	N/mm^2	Modulo elastico del calcestruzzo a trazione per verifiche SLE
s =	800	mm	Spessore piastra
$c_{1,I}$ =	50	mm	copriferro barre in direzione 1 prima fila
$c_{1,II}$ =	50	mm	copriferro barre in direzione 1 seconda fila
$c_{2,I}$ =	75	mm	copriferro barre in direzione 2 prima fila
$c_{2,II}$ =	75	mm	copriferro barre in direzione 2 seconda fila
α =	0	°	angolo tra la direzione 1 dell'armatura e l'asse globale x
φ =	90	°	angolo tra la direzione 1 e la direzione 2 dell'armatura

ARMATURA MINIMA

Armatura longitudinale in direzione 1

n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s1} [mm^2]
1 sup	5	20	1571
1 inf	5	20	1571

Armatura longitudinale in direzione 2

n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s2} [mm^2]
1 sup	5	24	2262
1 inf	5	24	2262

Armatura Trasversale

$Ø_w$ =	16	mm	diametro barre trasversali resistenti a taglio (legature)
s_1 =	400	mm	passo delle barre trasversali in direzione 1
s_2 =	400	mm	passo delle barre trasversali in direzione 2

ARMATURA MEDIA

Armatura longitudinale in direzione 1

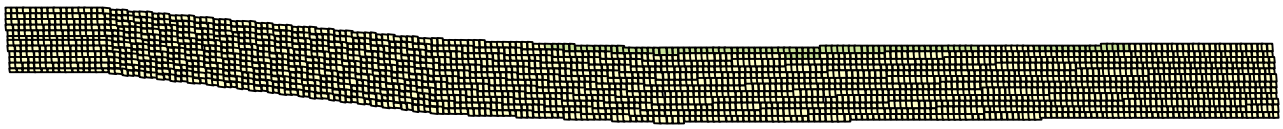
n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s1} [mm^2]
1 sup	5	20	1571
1 inf	5	20	1571

Armatura longitudinale in direzione 2

n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s2} [mm^2]
1 sup	5	24	2262
1 inf	5	24	2262
2 sup	5	24	2262

Armatura Trasversale

$Ø_w$ =	16	mm	diametro barre trasversali resistenti a taglio (legature)
s_1 =	400	mm	passo delle barre trasversali in direzione 1
s_2 =	400	mm	passo delle barre trasversali in direzione 2



SINTESI DELLE VERIFICHE

Verifica a SLU a rottura a pressoflessione: direzione 1

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_{Sd} *[kN/m]*	M_{Sd} *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	$M_{Rd}(N_{Sd})$ *[kNm/m]*	$M_{Rd}(e)$ *[kNm/m]*	$N_{Rd}(e)$ *[kN/m]*	*c.s.*
10932	SLV	1	351.94	70.66	0.00	47.76	176.29	610.13	308.12	156.89	781.40	✔ 2.22
11689	SLV	2	119.93	-168.59	-2.56	-19.15	189.92	114.11	-389.83	-345.51	245.79	✔ 2.05

Verifica a SLU a rottura a pressoflessione: direzione 2

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_{Sd} *[kN/m]*	M_{Sd} *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	$M_{Rd}(N_{Sd})$ *[kNm/m]*	$M_{Rd}(e)$ *[kNm/m]*	$N_{Rd}(e)$ *[kN/m]*	*c.s.*
11543	SLV	1	0.00	529.07	-7.39	-60.52	352.26	-170.30	600.20	600.20	0.00	✔ 1.13
11474	SLV	1	0.00	-596.63	-10.19	-69.66	391.30	132.30	-600.20	-600.20	0.00	✔ 1.01

Verifica a SLU a rottura a taglio

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	V_{Sd} *[kN/m]*	A_{s1} *[mm²]*	A_{s2} *[mm²]*	$v_{Rd,min}$ *[N/mm²]*	$v_{Rd,c}$ *[N/mm²]*	$V_{Rd,c}$ *[kN/m]*	θ *[°]*	V_{Rsd} *[kN/m]*	V_{Rcd} *[kN/m]*	*c.s.*
11126	SLV	1	403.02	1571	2262	0.35	0.38	403.05	39.00	403.05	2671.92	✔ 1.00

Verifiche a SLE rara dei limiti tensionali: direzione 1

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	z_i *[mm]*	A_i *[mm²]*	J_i *[mm⁴]*	*c.s.*
12525	SLEr4	1	45.88	13.71	-0.06	-0.67	2.30	-208.6	0.0	847124	4.84E+10	✔ 10.00
12528	SLEr4	2	188.94	-43.99	-0.14	-1.42	8.11	154.4	0.0	847124	4.84E+10	✔ 10.00

Verifiche a SLE rara dei limiti tensionali: direzione 2

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	z_i *[mm]*	A_i *[mm²]*	J_i *[mm⁴]*	*c.s.*
12525	SLEr4	1	237.36	46.50	-0.10	-0.45	8.65	-106.9	0.0	867858	4.98E+10	✔ 10.00
11545	SLEr2	2	0.00	-386.21	-4.24	-43.31	131.94	235.6	164.4	337409	3.06E+10	✔ 2.73

Verifiche a SLE frequente di apertura delle fessure: direzione 1

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	σ_{S1} *[N/mm²]*	σ_{S2} *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	M_f *[kNm/m]*	ε_{sm} *[-]*	Δ_{smax} *[mm]*	w_d *[mm]*	*c.s.*
12525	SLEr4	1	45.88	13.71	2.30	-0.67	-208.6	20.4	0.00E+00	0.0	0.000	✔ 10.00
12528	SLEr4	2	188.94	-43.99	-1.42	8.11	154.4	-259.1	0.00E+00	0.0	0.000	✔ 10.00

Verifiche a SLE frequente di apertura delle fessure: direzione 2

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	σ_{S1} *[N/mm²]*	σ_{S2} *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	M_f *[kNm/m]*	ε_{sm} *[-]*	Δ_{smax} *[mm]*	w_d *[mm]*	*c.s.*
9937	SLEr1	1	0.00	-115.30	-11.28	11.28	400.0	46.8	3.22E-05	454.7	0.015	✔ 10.00
11545	SLEr2	2	0.00	-386.21	-43.31	131.94	235.6	47.0	3.77E-04	383.3	0.144	✔ 2.08

8.4 **Piedritto sinistro**

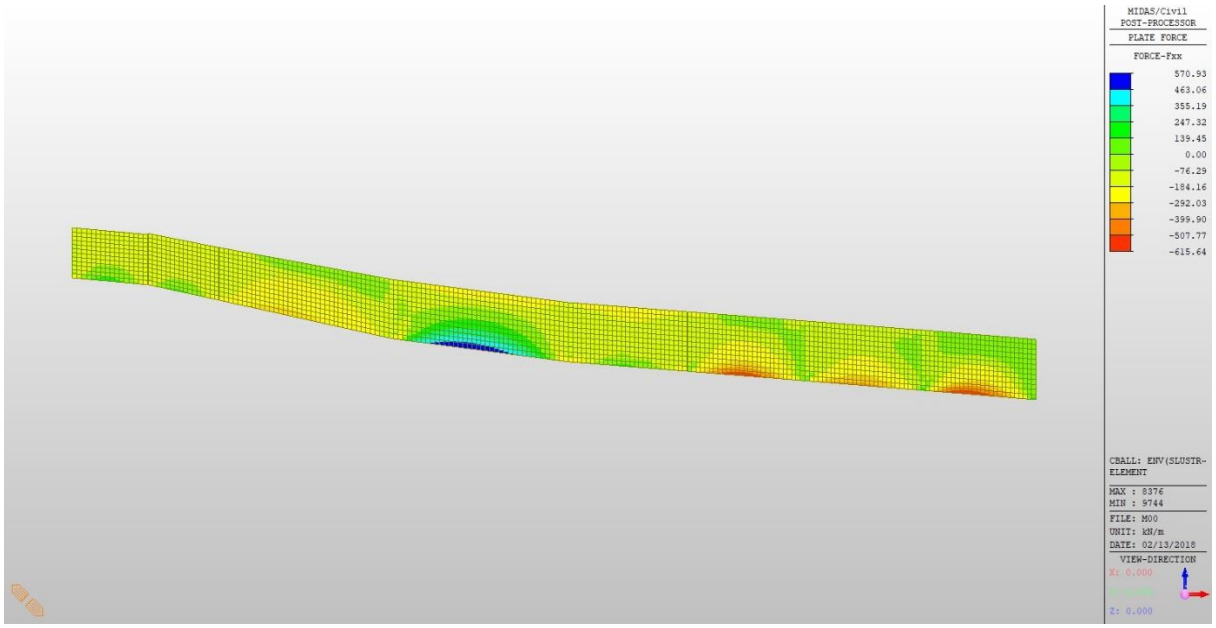


Figura 38. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto sinistro – Componente forza Fxx.

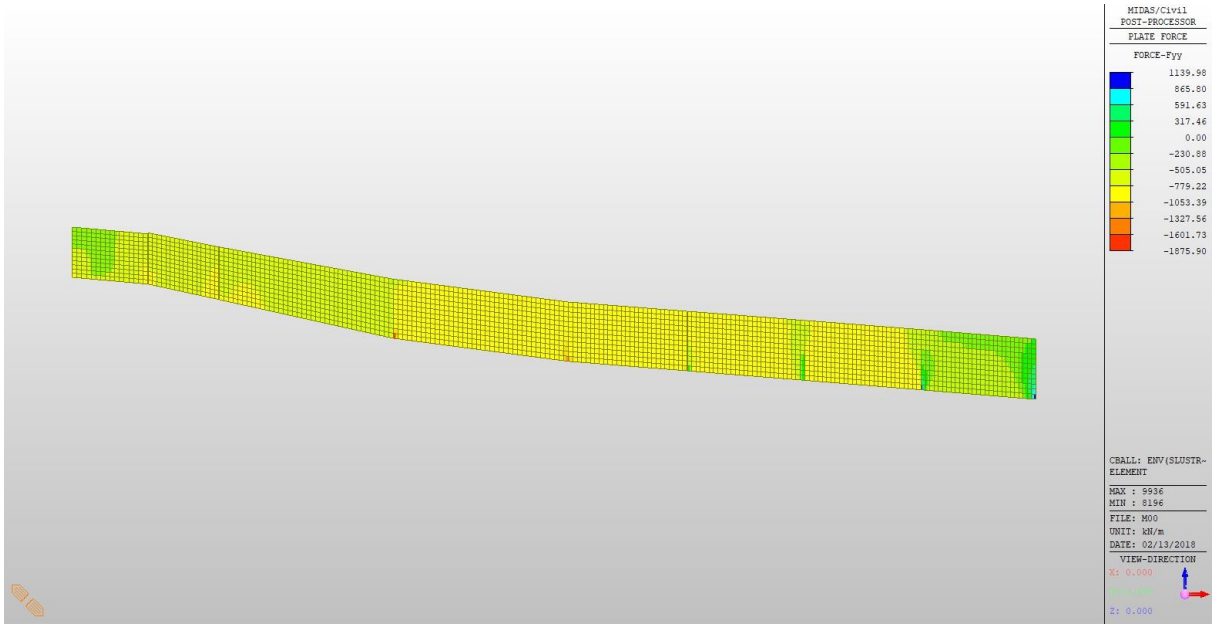


Figura 39. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto sinistro – Componente forza Fyy.

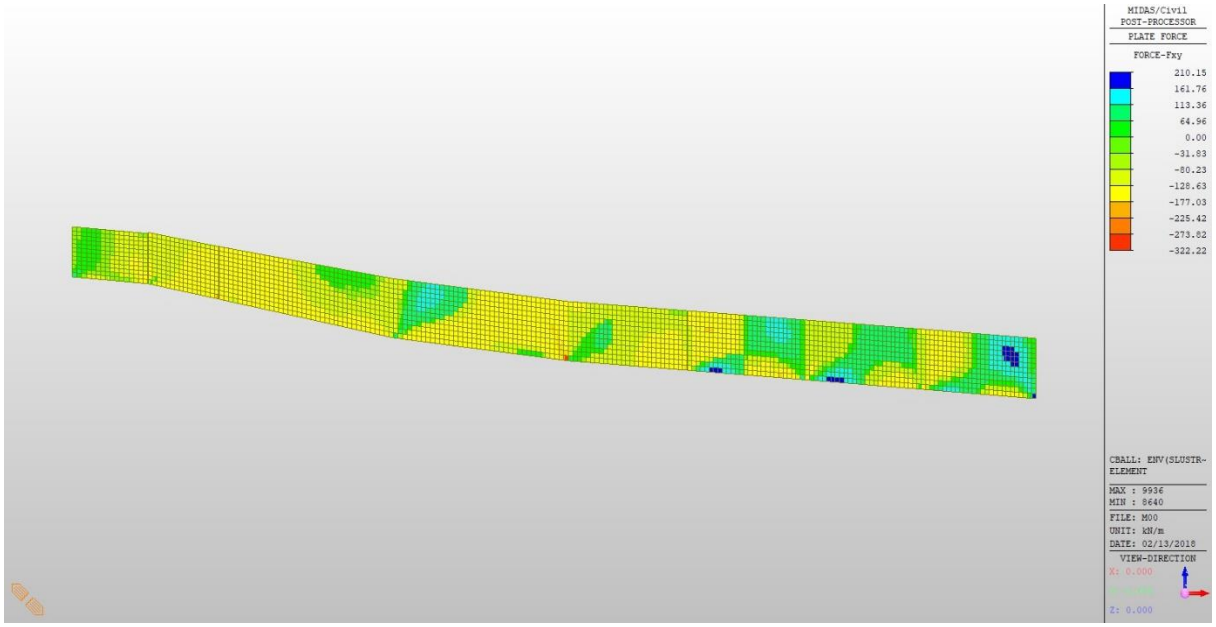


Figura 40. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto sinistro– Componente forza Fxy.

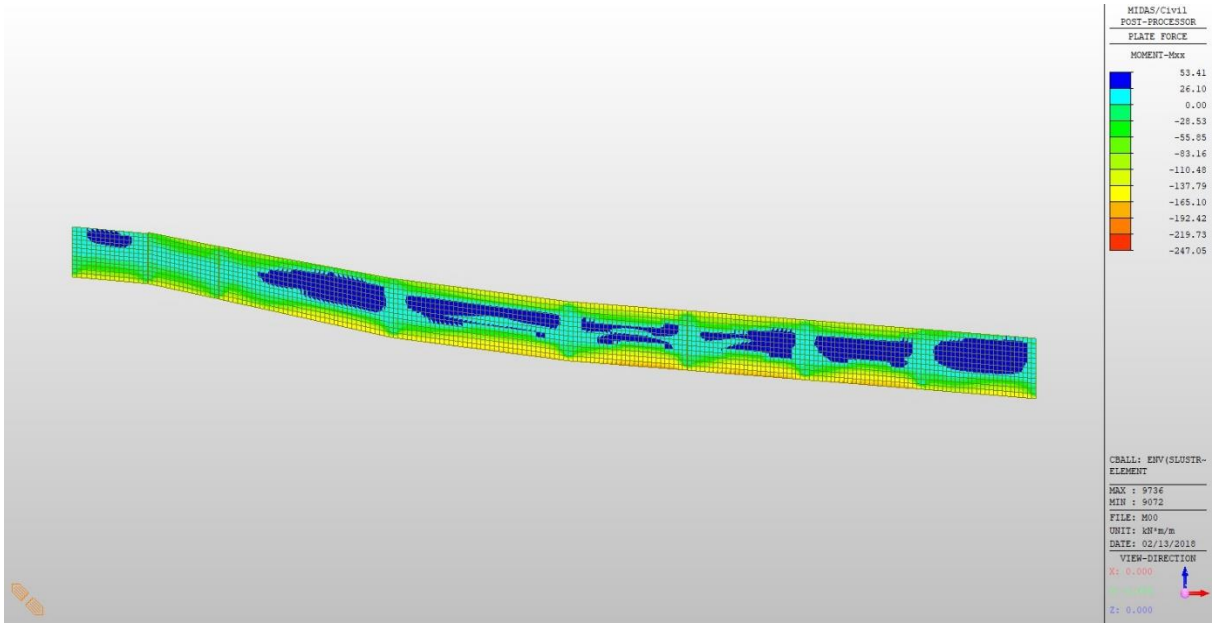


Figura 41. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto sinistro – Componente forza Mxx.

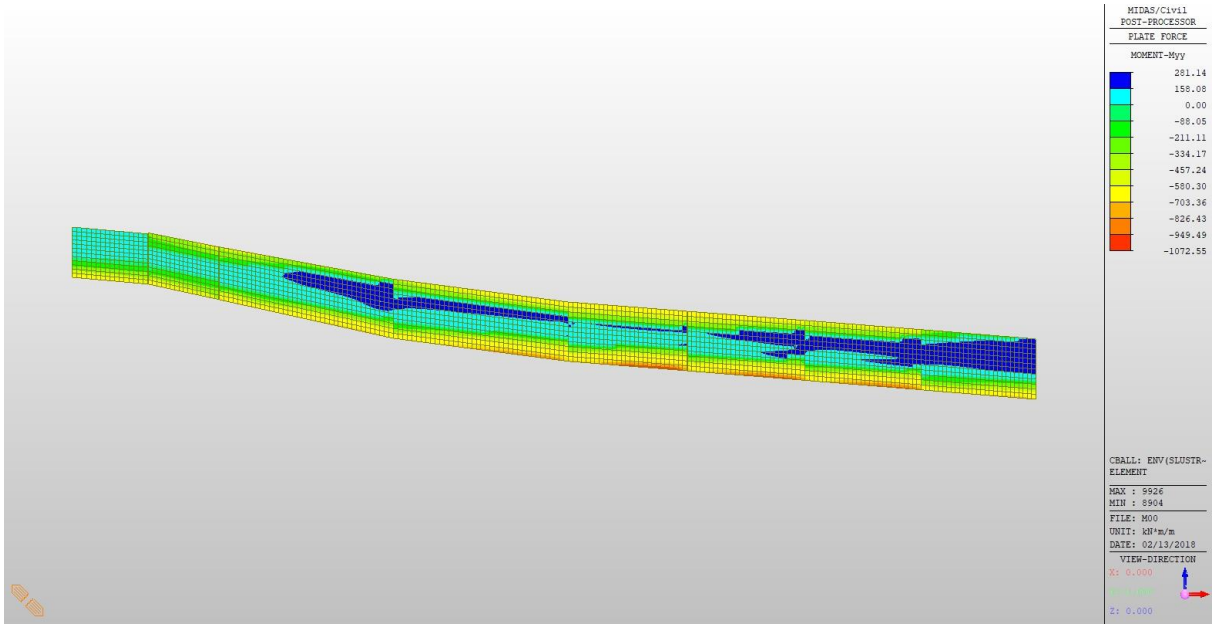


Figura 42. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto sinistro – Componente forza Myy.

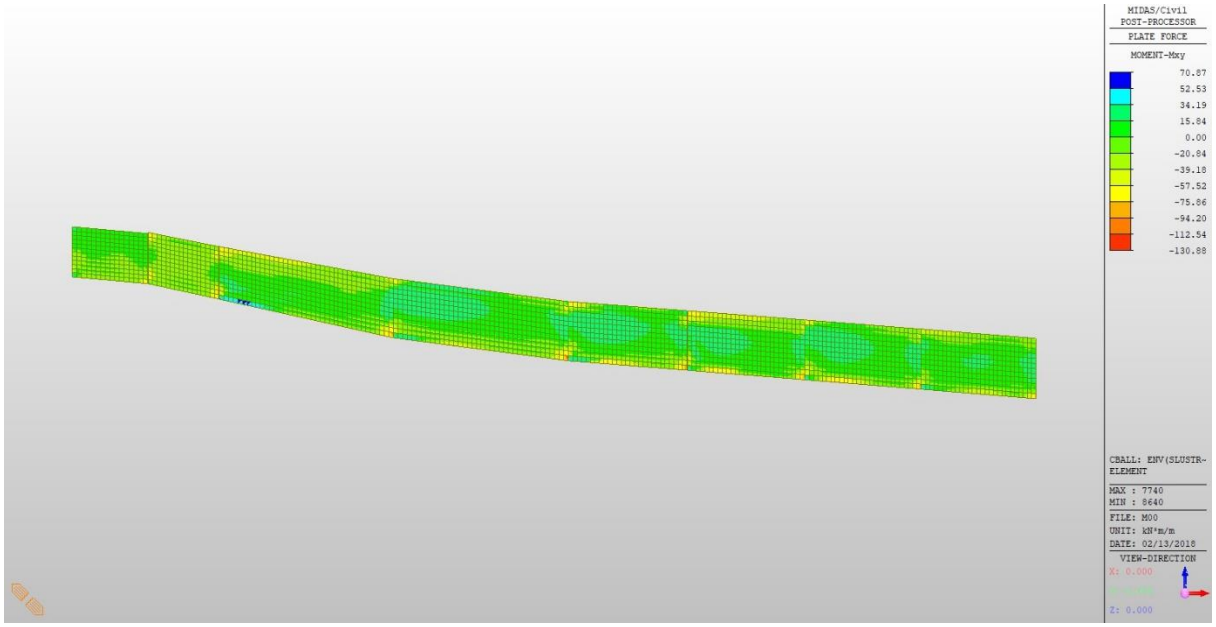


Figura 43. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto sinistro – Componente forza Mxy.

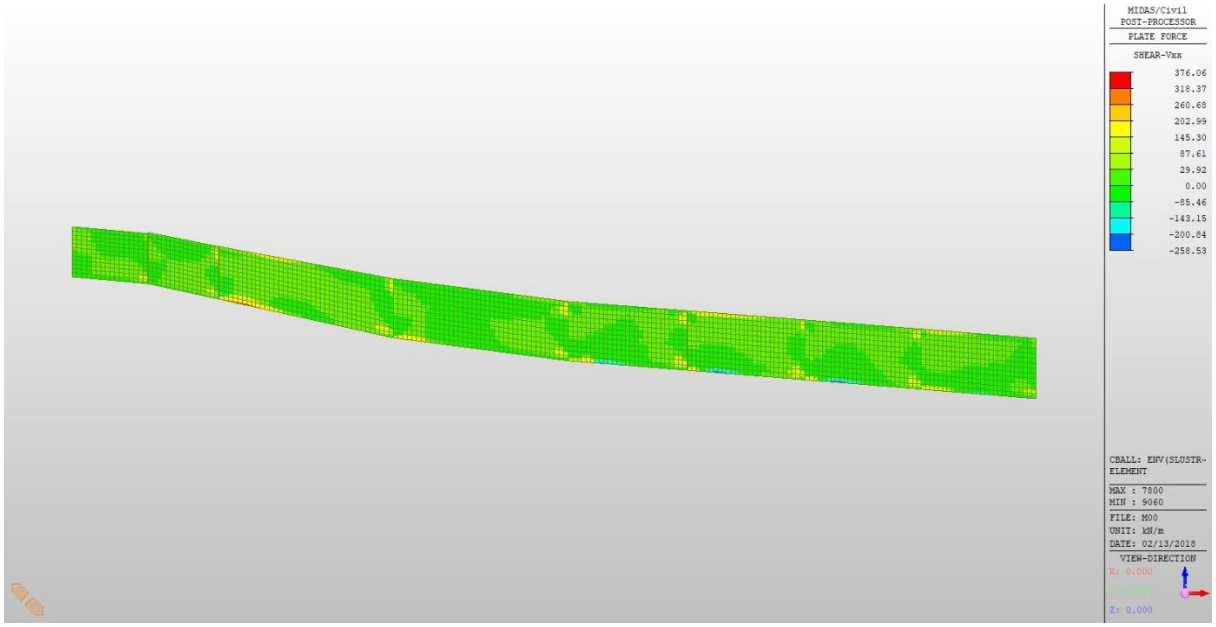


Figura 44. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto sinistro – Componente forza Vxx.

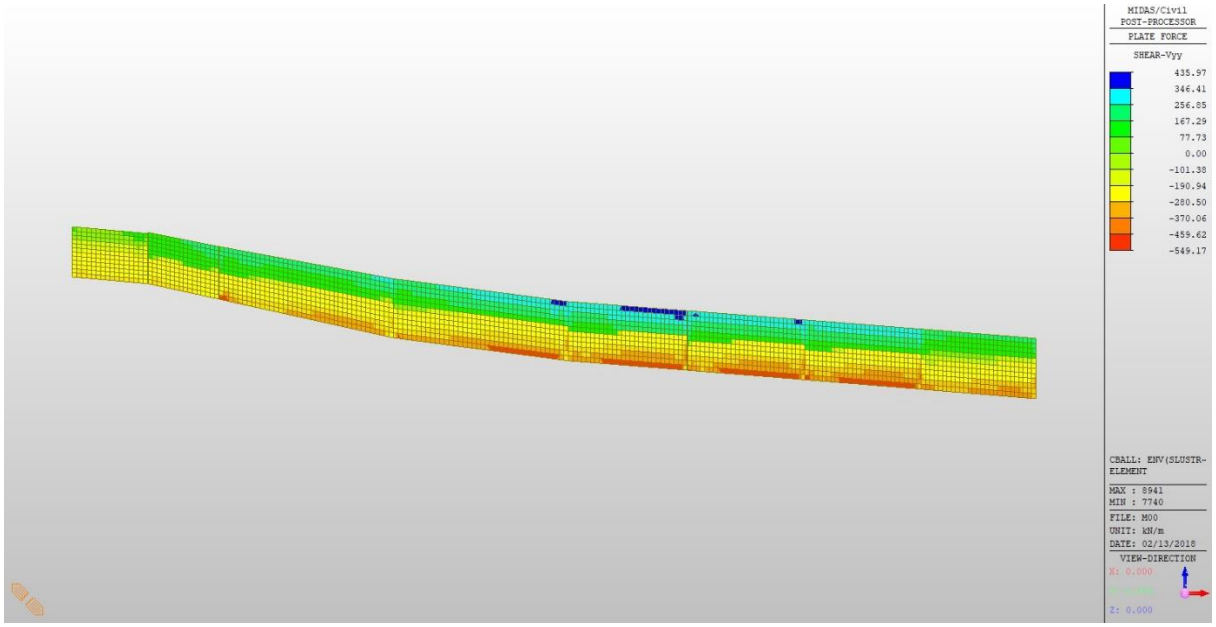


Figura 45. Sollecitazioni allo SLUstr e SLV – Piedritto sinistro – Componente forza Vyy.

Verifica Piedritto SX

Classe di resistenza del calcestruzzo		C28/35
Denominazione acciaio per barre		B450C
Condizioni ambientali (classi di esposizione)		Aggressive (XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3)
Tipo di armature		Poco sensibile (armatura lenta)
Tipo di verifiche agli stati limite di esercizio		
- Combianzione rara		limiti tensionali $\sigma_c < 0.60\, f_{ck}$ $\sigma_s < 0.80\, f_{yk}$
- Combinazione quasi permanente		limiti tensionali $\sigma_c < 0.45\, f_{ck}$
- Combinazione frequente		apertura fessure < w2=0.3mm
- Combinazione quasi permanente		apertura fessure < w1=0.2mm
E_c =	14000 N/mm^2	Modulo elastico del calcestruzzo per verifiche SLE
E_{ct} =	14000 N/mm^2	Modulo elastico del calcestruzzo a trazione per verifiche SLE
s =	800 mm	Spessore piastra
$c_{1,I}$ =	50 mm	copriferro barre in direzione 1 prima fila
$c_{1,II}$ =	50 mm	copriferro barre in direzione 1 seconda fila
$c_{2,I}$ =	75 mm	copriferro barre in direzione 2 prima fila
$c_{2,II}$ =	75 mm	copriferro barre in direzione 2 seconda fila
α =	0 °	angolo tra la direzione 1 dell'armatura e l'asse globale x
φ =	90 °	angolo tra la direzione 1 e la direzione 2 dell'armatura

ARMATURA MINIMA

Armatura longitudinale in direzione 1

n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s1} [mm^2]
1 sup	5	20	1571
1 inf	5	20	1571

Armatura longitudinale in direzione 2

n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s2} [mm^2]
1 sup	5	24	2262
1 inf	5	24	2262

Armatura Trasversale

$Ø_w$ =	16 mm	diametro barre trasversali resistenti a taglio (legature)
s_1 =	400 mm	passo delle barre trasversali in direzione 1
s_2 =	400 mm	passo delle barre trasversali in direzione 2

ARMATURA MEDIA

Armatura longitudinale in direzione 1

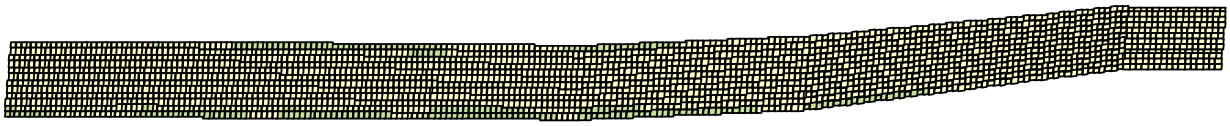
n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s1} [mm^2]
1 sup	5	20	1571
1 inf	5	20	1571

Armatura longitudinale in direzione 2

n° fila	n° barre	Ø [mm]	A_{s2} [mm^2]
1 sup	5	24	2262
1 inf	5	24	2262
2 sup	5	24	2262

Armatura Trasversale

$Ø_w$ =	16 mm	diametro barre trasversali resistenti a taglio (legature)
s_1 =	400 mm	passo delle barre trasversali in direzione 1
s_2 =	400 mm	passo delle barre trasversali in direzione 2



SINTESI DELLE VERIFICHE

Verifica a SLU a rottura a pressoflessione: direzione 1

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_{Sd} *[kN/m]*	M_{Sd} *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	$M_{Rd}(N_{Sd})$ *[kNm/m]*	$M_{Rd}(e)$ *[kNm/m]*	$N_{Rd}(e)$ *[kN/m]*	*c.s.*
9843	SLV	1	223.37	58.07	0.00	18.29	123.91	471.22	353.40	183.49	705.85	✔ 3.16
8400	SLV	2	524.07	-173.04	-0.66	13.70	323.94	19.10	-247.51	-209.08	633.20	✔ 1.21

Verifica a SLU a rottura a pressoflessione: direzione 2

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_{Sd} *[kN/m]*	M_{Sd} *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	$M_{Rd}(N_{Sd})$ *[kNm/m]*	$M_{Rd}(e)$ *[kNm/m]*	$N_{Rd}(e)$ *[kN/m]*	*c.s.*
9928	SLV	1	246.67	285.19	-3.86	-21.89	243.04	-128.70	515.58	462.86	400.34	✔ 1.62
8280	SLV	1	0.00	-600.20	-11.34	-67.64	391.30	117.95	-600.20	-600.20	0.00	✔ 1.00

Verifica a SLU a rottura a taglio

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	V_{Sd} *[kN/m]*	A_{s1} *[mm²]*	A_{s2} *[mm²]*	$v_{Rd,min}$ *[N/mm²]*	$v_{Rd,c}$ *[N/mm²]*	$V_{Rd,c}$ *[kN/m]*	θ *[°]*	V_{Rsd} *[kN/m]*	V_{Rcd} *[kN/m]*	*c.s.*
8918	SLUstr3	1	337.95	1571	2262	0.35	0.38	337.98	44.00	337.98	2729.94	✔ 1.00

Verifiche a SLE rara dei limiti tensionali: direzione 1

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	z_i *[mm]*	A_i *[mm²]*	J_i *[mm⁴]*	*c.s.*
9933	SLEr4	1	38.72	16.39	-0.09	-1.09	2.46	-264.9	0.0	847124	4.84E+10	✔ 10.00
9936	SLEr4	2	173.68	-39.66	-0.12	-1.22	7.37	149.6	0.0	847124	4.84E+10	✔ 10.00

Verifiche a SLE rara dei limiti tensionali: direzione 2

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	$\sigma_{C,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,min}$ *[N/mm²]*	$\sigma_{S,max}$ *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	z_i *[mm]*	A_i *[mm²]*	J_i *[mm⁴]*	*c.s.*
9933	SLEr4	1	199.38	61.76	-0.27	-2.60	9.49	-214.6	0.0	867858	4.98E+10	✔ 10.00
8941	SLEr1	1	-565.20	-456.56	-6.69	-70.26	190.38	250.2	216.2	318084	2.74E+10	✔ 1.89

Verifiche a SLE frequente di apertura delle fessure: direzione 1

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	σ_{S1} *[N/mm²]*	σ_{S2} *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	M_f *[kNm/m]*	ε_{sm} *[-]*	Δ_{smax} *[mm]*	w_d *[mm]*	*c.s.*
9933	SLEr4	1	38.72	16.39	2.46	-1.09	-264.9	23.0	0.00E+00	0.0	0.000	✔ 10.00
9936	SLEr4	2	173.68	-39.66	-1.22	7.37	149.6	-261.3	0.00E+00	0.0	0.000	✔ 10.00

Verifiche a SLE frequente di apertura delle fessure: direzione 2

Elem.	*Comb.*	*Arm.*	N_k *[kN/m]*	M_k *[kNm/m]*	σ_{S1} *[N/mm²]*	σ_{S2} *[N/mm²]*	z_n *[mm]*	M_f *[kNm/m]*	ε_{sm} *[-]*	Δ_{smax} *[mm]*	w_d *[mm]*	*c.s.*
7345	SLEr1	1	0.00	-25.63	-2.51	2.51	400.0	46.8	0.00E+00	0.0	0.000	✔ 10.00
8941	SLEr1	1	-565.20	-456.56	-70.26	190.38	250.2	46.8	5.44E-04	544.8	0.296	✔ 1.01

8.5 **Verifiche geotecniche**

Si riporta la verifica del terreno di fodazione per il concio n°5, che è il concio maggiormente sollecitato.

Per la combinazione SLUgeo, abbiamo che la massima pressione al livello del piano di fondazione della galleria, è pari a:

Fondazioni Dirette - Verifica in tensioni efficaci

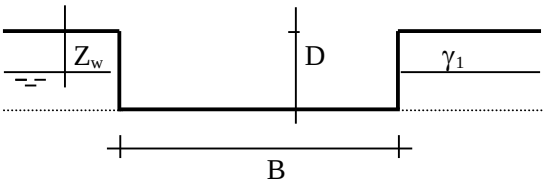
$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

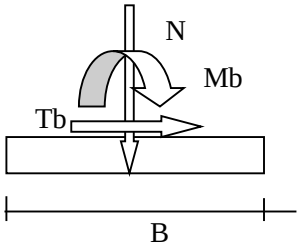
D = Profondità del piano di appoggio
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_B/N$)
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_L/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; L* = L)
B* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2\,e_B$)
L* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2\,e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

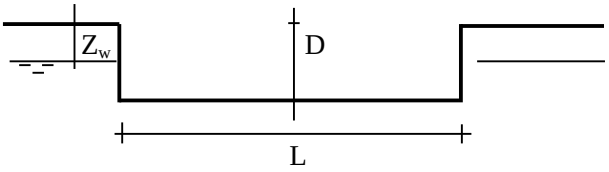
coefficienti parziali

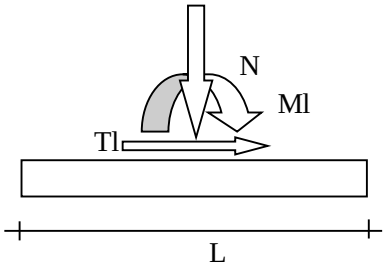
			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
Metodo di calcolo			permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	qlim	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		◉	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10





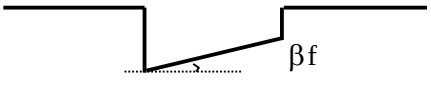
γ, c', φ'



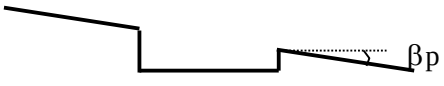


(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 8.20 m
L = 13.00 m
D = 7.50 m



βf = 0.00 °



βp = 0.00 °

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	accidentali	
N [kN]	19335.00	0.00	19335.00
M_B [kNm]	0.00	0.00	0.00
M_L [kNm]	0.00	0.00	0.00
V_B [kN]	0.00	0.00	0.00
V_L [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 20.00 kN/m^3

γ = 20.00 kN/m^3

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 0.00 kN/m^2

φ' = 35.00 °

Valori di progetto

c' = 0.00 kN/m^2

φ' = 35.00 °

Profondità della falda

Zw = 20.00 m

e_B = 0.00 m

e_L = 0.00 m

B* = 8.20 m

L* = 13.00 m

q : sovraccarico alla profondità D

q = 150.00 kN/m^2

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 20.00 kN/m^3

Nc, Nq, Nγ : <u>coefficienti di capacità portante</u>

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2)*e^{(\pi*tg\varphi')}$ = 33.30

Nc = (Nq - 1)/tanφ' = 46.12

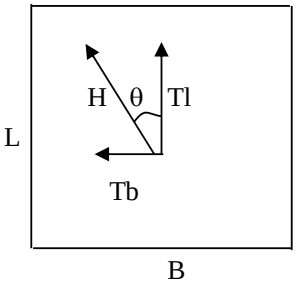
Nγ = 2*(Nq + 1)*tanφ' = 48.03

s_c, s_q, s_γ : <u>fattori di forma</u>

$s_c = 1 + B*Nq / (L* Nc)$ = 1.46

$s_q = 1 + B*\tan\varphi' / L*$ = 1.44

$s_\gamma = 1 - 0{,}4*B* / L*$ = 0.75



i_c, i_q, i_γ : <u>fattori di inclinazione del carico</u>

$m_b = (2 + B* / L*) / (1 + B* / L*)$ = 1.61

$m_l = (2 + L* / B*) / (1 + L* / B*)$ = 1.39

$i_q = (1 - H/(N + B*L* c' \cot g\varphi'))^m$ = 1.00

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$ = 1.00

$i_\gamma = (1 - H/(N + B*L* c' \cot g\varphi'))^{(m+1)}$ = 1.00

θ = arctg(Tb/Tl) = 90.00 °

m = 1.61 -

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b\sin^2\theta+m_l\cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) D / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) \arctan (D / B^*)$

d_q =	1.23
$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$ =	1.24
d_γ =	1.00

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$\beta_f + \beta_p$ =	0.00	$\beta_f + \beta_p < 45°$
$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$ =		1.00
$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$ =		1.00
$b_\gamma = b_q$ =		1.00

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$\beta_f + \beta_p$ =	0.00	$\beta_f + \beta_p < 45°$
$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ =		1.00
$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$ =		1.00
$g_\gamma = g_q$ =		1.00

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$ =	181.38	kN/m^2

Carico limite unitario

q_{lim} =	11821.99	kN/m^2

Verifica di sicurezza capacità portante

q_{lim} / γ_R =	**5140.0**	**≥**	**q =**	**181.38**	**kN/m^2**

Verifica dei cedimenti (Metodo di Burland Burbridge 1985)

Per fondazioni posate al livello del piano campagna, il cedimento è pari a:

$$w = f_s \cdot f_H \cdot f_t \; q \; B^{0.7} I_c \quad [mm]$$

Per fondazioni in sabbie sovraconsolidate o poste alla base di uno scavo di altezza *D*

$$w = f_s \cdot f_H \cdot f_t \left[\sigma'_{v0} B^{0.7} \frac{I_c}{3} + \left(q' - \sigma'_{v0}\right) B^{0.7} \cdot I_c \right] \quad [mm] \qquad \text{se} \qquad q > \sigma'_{v0}$$

$$w = f_s \cdot f_H \cdot f_t \; q \; B^{0.7} \frac{I_c}{3} \quad [mm] \qquad \text{se} \qquad q < \sigma'_{v0}$$

dove:

$I_c = \frac{1.71}{N^{1.4}}$	indice di compressibilità
$N = 1.25 \; N_{SPT}$	risultato di prove penetrometriche corretto per ghiaie o sabbie ghiaiose
$N = 15 + 0.5\left(N_{SPT} - 15\right)$	per sabbie molto fini o limose sotto falda
N_{SPT}	risultato di prove penetrometriche dinamiche entro la zona di influenza
B	larghezza della fondazione
L	lunghezza della fondazione
$Z_I = B^{0.7}$	zona di influenza, al di sotto del piano di posa della fondazione
q	è la pressione trasmessa dalla fondazione
σ'_{v0}	tensione litostatica alla profondità di posa della fondazione
$f_s = \left[\frac{1.25 L/B}{L/B + 0.25}\right]^2$	fattore di forma della fondazione
$f_H = \begin{cases} \frac{H_s}{Z_I}\left(2 - \frac{H_s}{Z_I}\right) & per \quad Z_I \geq H_s \\ 1 & per \quad Z_I < H_s \end{cases}$	è un fattore di profondità
H_s	è lo spessore dello strato di sabbia
$f_t = 1 + R_3 + R_t \cdot \log_{10} \frac{t}{3}$	è un fattore di viscosità del terreno (t=anni ≥ 3)
R_3	0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi ciclici
R_t	0.2 per carichi statici e 0.8 per carichi ciclici

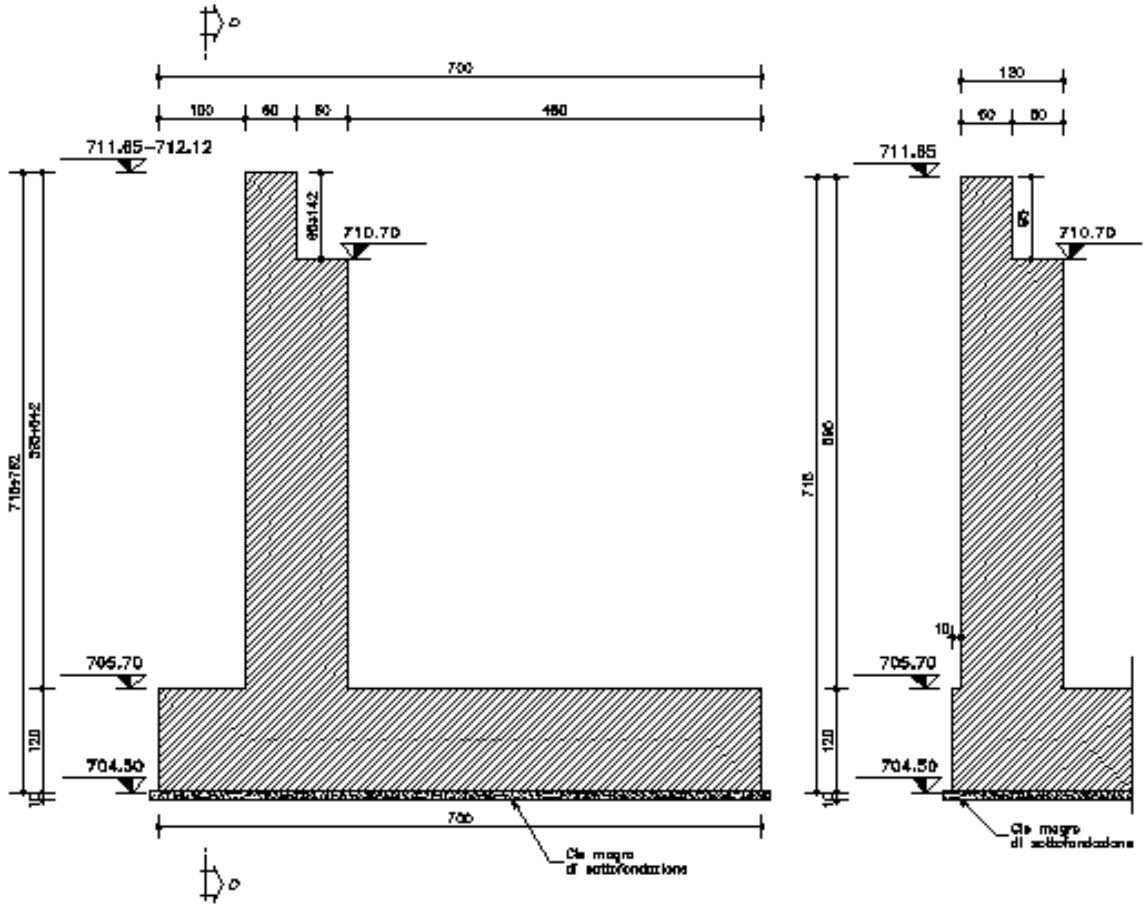
Numericamente si ha:

γ_t =	20	kN/m^3
N_{Sd} =	19335	kN
q' =	181	kPa
σ_{v0}' =	0	kPa
D =	0.0	m
B =	8.2	m
L =	13	m
H_s =	40	m
Z_I =	4.36	m
N_{SPT} =	43	-
N' =	53.75	-
I_c =	0.0065	-
f_1 =	1	-
f_s =	1.17	-
R =	0.2	-
R_3 =	0.3	-
t =	30	anni
f_t =	1.500	-
w =	**8.94**	**mm**

9. **MURO DI CHIUSURA**

In corrispondenza dell'imbocco della Galleria Artificiale, lato Bardonecchia, è presente un muro di sostegno in c.a., avente la funzione di sostegno del rilevato della strada di collegamento, lato valle. La geometria del muro è tale da consentire il raccordo con gli elementi a telaio prefabbricati posti in adiacenza.

La sezione tipica del muro di sostegno è riportata nella figura sottostante:



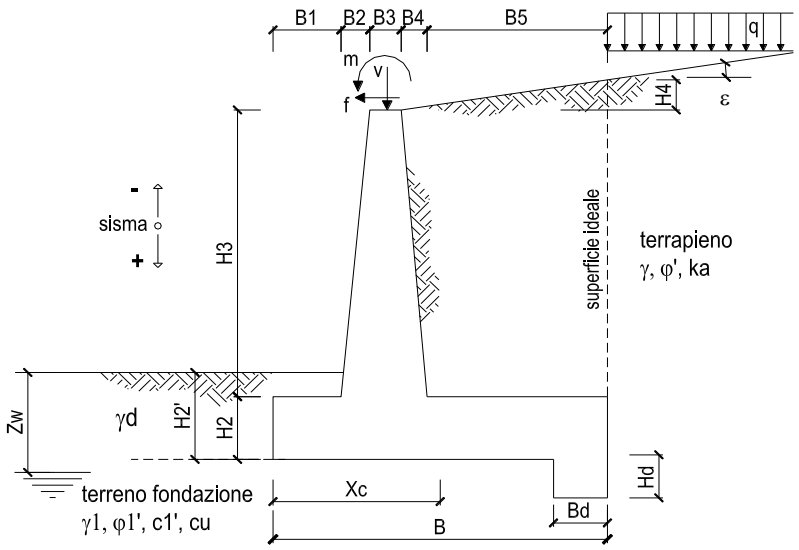
L'altezza massima a partire da estradosso fondazione è pari a 6.50m.

A tergo del muro si considera un sovraccarico costante di q=20 kN/m^2

Per il terreno su cui si fonda il muro (terreno di riporto, per portarsi alla quota del piazzale e della strada di proseguimento futura) ed il terreno del rinterro a tergo muro sono state assunte le seguenti caratteristiche:

Peso dell'unità di volume	γ =	20 kN/m^3
Angolo di attrito interno	φ' =	35°

Per il muro si assume la seguente geometria:



OPERA H=6.50m

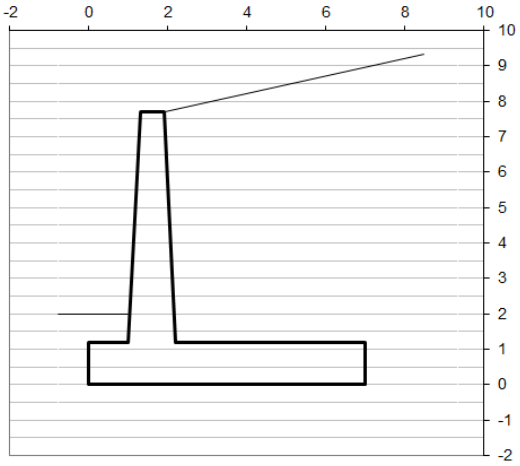
DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3	=	6.50	(m)
Aggetto Valle	B2	=	0.30	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	=	0.60	(m)
Aggetto monte	B4	=	0.30	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	=	7.00	(m)
Spessore Fondazione	H2	=	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1	=	1.00	(m)
Suola Lato Monte	B5	=	4.80	(m)
Altezza dente	Hd	=	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	=	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	=	3.50	(m)



Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{CLS}	=	25.00	(kN/m^3)

9.1 **Verifica secondo la combinazione A1+M1 – Statica e Sismica**

Dati Geotecnici			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20.00	26.00	(kN/m^3)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	14.00	14.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	15.00	15.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	15.00	15.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	c1'	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ1	20.00	20.00	(kN/m^3)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γd	20.00	20.00	(kN/m^3)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	2.00		(m)
	Profondità Falda	Zw	10.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	5.00		(m)
	Modulo di deformazione	E	80000	80000	(kN/m^2)
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.20		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.53		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1545		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0773		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.29	0.29	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.42	0.42	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.45	0.45	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.69	3.69	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.40	3.40	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.35	3.35	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.33	0.32	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.65	0.45	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	1.02	0.48	(-)

Carichi Agenti			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	20.00	30.00	(kN/m^2)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m^2)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	295.59	(kN/m)
Spinta sovraccarico	76.03	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	356.25	(kN/m)
PP terreno a monte	733.66	(kN/m)
Spinta terreno	79.20	(kN/m)
Spinta sovraccarico	20.37	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	883.96	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	341.06	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	969.00	(kNm/m)
PP terreno a monte	3370.45	(kNm/m)
Spinta terreno	554.42	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	142.61	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	1189.48	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	371.62	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.70	(-)

Fs = (N*f + Sp) / T **2.24** **(-)**

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	1189.48	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	371.62	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	351.72	(kNm/m)
eccentricità	e	=	0.30	(m)
larghezza equivalente	B*	=	6.41	(m)

Coefficienti di carico limite			Coefficienti di inclinazione del carico		
Nq	33.30	(-)	iq	0.47	(-)
Nc	46.12	(-)	ic	0.46	(-)
N_γ	48.03	(-)	i_γ	0.33	(-)

qlim (carico limite unitario) = 1630.19 (kN/m^2)

F **qlim*B*/ N** **8.78** **(-)**

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE δ 4.03 (mm)

CONDIZIONE SISMICA +

Azioni orizzontali

Spinta terreno	461.43	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	55.05	(kN/m)
Inerzia terrapieno	113.37	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	356.25	(kN/m)
PP terreno a monte	733.66	(kN/m)
Spinta terreno	123.64	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	56.69	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1379.91	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	111.88	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	295.05	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	969.00	(kNm/m)
PP terreno a monte	3370.45	(kNm/m)
Spinta terreno	865.47	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	1270.23	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	629.85	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.70	(-)

Fs = (N*f + Sp) / T **1.41** **(-)**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	5204.92	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	1786.84	(kNm/m)

Fr = Ms / Mr **2.91** **(-)**

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	1270.23	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	629.85	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	1027.72	(kNm/m)
eccentricità	e	=	0.81	(m)
larghezza equivalente	B*	=	5.38	(m)

Coefficienti di carico limite			Coefficienti di inclinazione del carico		
Nq	33.30	(-)	iq	0.25	(-)
Nc	46.12	(-)	ic	0.23	(-)
$N\gamma$	48.03	(-)	$i\gamma$	0.13	(-)

qlim (carico limite unitario) = 669.71 (kN/m^2)

F qlim*B*/ N **2.84** **(-)**

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE δ 5.17 (mm)

CONDIZIONE SISMICA -

Azioni orizzontali

Spinta terreno	422.42	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	55.05	(kN/m)
Inerzia terrapieno	113.37	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	356.25	(kN/m)
PP terreno a monte	733.66	(kN/m)
Spinta terreno	113.19	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-56.69	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1263.25	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	111.88	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	818.17	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	969.00	(kNm/m)
PP terreno a monte	3370.45	(kNm/m)
Spinta terreno	792.30	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	1146.41	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	590.84	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.70	(-)

Fs = (N*f + Sp) / T **1.36** **(-)**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	5131.76	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	2193.29	(kNm/m)

Fr = Ms / Mr **2.34** **(-)**

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	1146.41	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	590.84	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	1073.96	(kNm/m)
eccentricità	e	=	0.94	(m)
larghezza equivalente	B*	=	5.13	(m)

Coefficienti di carico limite			Coefficienti di inclinazione del carico		
Nq	33.30	(-)	iq	0.23	(-)
Nc	46.12	(-)	ic	0.21	(-)
$N\gamma$	48.03	(-)	$i\gamma$	0.11	(-)

qlim (carico limite unitario) = 593.01 (kN/m^2)

F qlim*B*/ N **2.65** **(-)**

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE δ 4.89 (mm)

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

(D.M. 9/1/96)

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo Rck 35 (MPa)

γc = 1.5

fcd = 0.83 * Rck /γc = 19.37 (MPa)

Copriferro

c = 9.00 (cm)

Acciaio Fe B 44 k

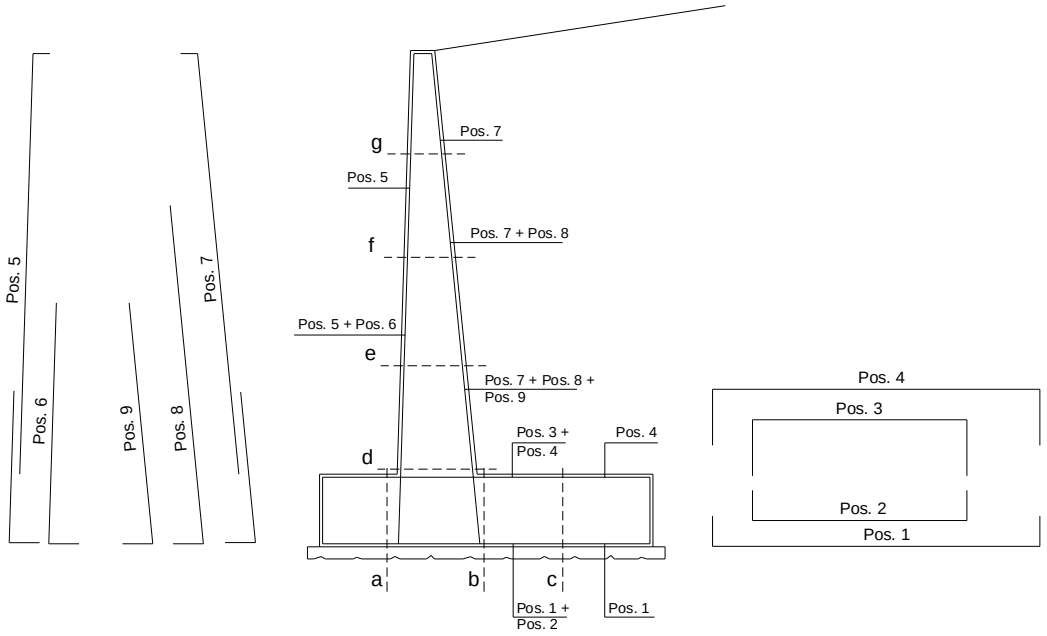
fyk = 430 (MPa)

γs = 1.15

fyd = fyk /γs = 373.91 (MPa)

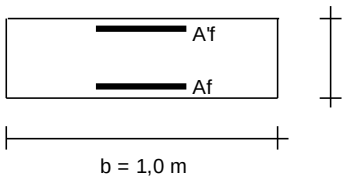
Es 210000 (MPa)

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	pos	n°/ml	ϕ
1	5.0	26	5	5.0	26
2	5.0	26	6	0.0	26
3	5.0	26	7	5.0	26
4	5.0	26	8	5.0	26
			9	0.0	0



VERIFICHE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(kNm)	
a - a	131.50	0.00	1.20	53.09	53.09	1876.94	calcola
b - b	-2041.19	0.00	1.20	53.09	53.09	1876.94	calcola
c - c	-757.60	0.00	1.20	26.55	26.55	961.46	calcola
d - d	948.72	209.00	1.20	53.09	26.55	2089.19	calcola
e -e	407.13	134.43	1.05	53.09	26.55	1745.27	calcola
f - f	124.71	74.74	0.90	53.09	26.55	1417.56	calcola
g - g	17.50	35.37	0.75	26.55	26.55	527.25	calcola

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

CALCOLI STATICI - VERIFICHE A FESSURAZIONE

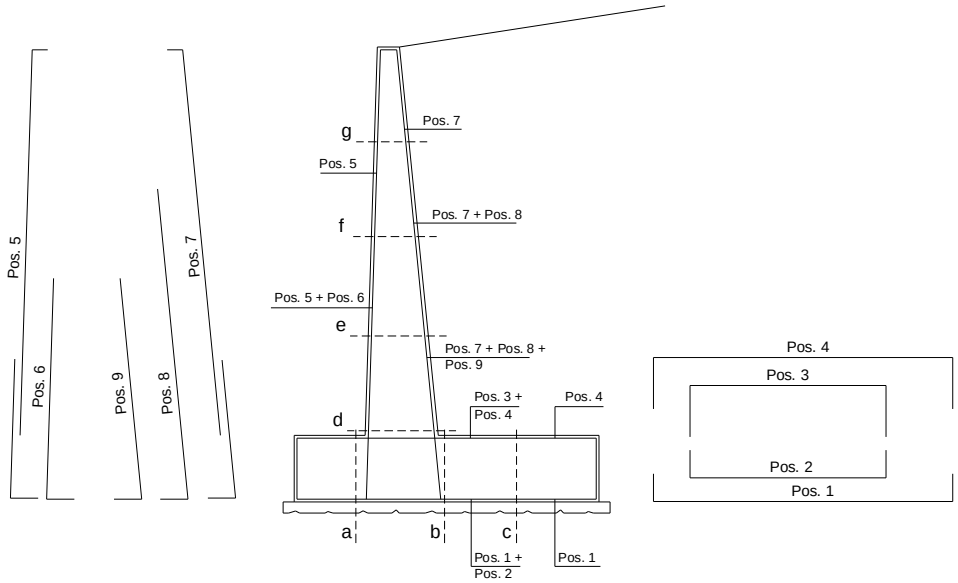
(D.M. 9/1/96)

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

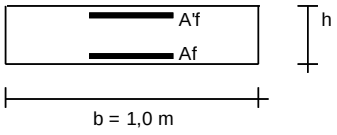
Calcestruzzo	Rck =	35 (MPa)	***Acciaio***	Fe B 44 k	
fctm = 0.27*Rck$^{2/3}$ =	2.89	(MPa)	fyk =	430	(MPa)
coefficiente omogeneizzazione acciaio	n = 15		Es	210000	(MPa)
Copriferro	(distanza asse armatura-bordo)		9.00	(cm)	
Copriferro minimo di normativa	(ricoprimento armatura)		1.00	(cm)	
Valore limite di apertura delle fessure		0.2	mm		

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	pos	n°/ml	ϕ
1	5.0	26	5	5.0	26
2	5.0	26	6	0.0	26
3	5.0	26	7	5.0	26
4	5.0	26	8	5.0	26
			9	0.0	0



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)
a - a	89.27	0.00	1.2	53.09	53.09	0.42	16.63	0.013	0.300
b - b	-718.68	0.00	1.2	53.09	53.09	3.40	133.86	0.104	0.300
c - c	-295.31	0.00	1.2	26.55	26.55	1.99	108.17	0.115	0.300
d - d	423.09	201.82	1.2	53.09	26.55	2.33	62.74	0.049	0.300
e -e	197.28	134.25	1.05	53.09	26.55	1.39	32.11	0.024	0.300
f - f	69.59	78.10	0.9	53.09	26.55	0.66	11.89	0.008	0.300
g - g	12.87	33.35	0.75	26.55	26.55	0.20	2.79	0.002	0.300

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)
a - a	130.01	0.00	1.2	53.09	53.09	0.61	24.22	0.019	0.300
b - b	-1346.71	0.00	1.2	53.09	53.09	6.37	250.84	0.274	0.300
c - c	-529.63	0.00	1.2	26.55	26.55	3.56	194.00	0.206	0.300
d - d	1254.51	233.63	1.2	53.09	26.55	6.69	215.65	0.214	0.300
e -e	543.02	146.88	1.05	53.09	26.55	3.68	106.27	0.081	0.300
f - f	169.06	79.02	0.9	53.09	26.55	1.53	37.55	0.027	0.300
g - g	24.19	30.06	0.75	26.55	26.55	0.39	10.04	0.009	0.300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

9.2 **Verifica in condizione A2+M2 – Statica e Sismica**

Dati Geotecnici			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20.00	20.00	(kN/m^3)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	14.00	14.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	15.00	12.54	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	15.00	12.54	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	c1'	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma 1$	20.00	20.00	(kN/m^3)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γd	20.00	20.00	(kN/m^3)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	2.00		(m)
	Profondità Falda	Zw	10.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	5.00		(m)
	Modulo di deformazione	E	80000	80000	(kN/m^2)
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.20		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.53		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1545		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0773		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.29	0.38	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.42	0.56	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.45	0.60	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.69	2.91	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.40	2.65	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.35	2.61	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.33	0.41	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.65	0.58	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	1.02	0.63	(-)

Carichi Agenti			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	20.00	26.00	(kN/m^2)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m^2)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	299.48	(kN/m)
Spinta sovraccarico	86.79	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	356.25	(kN/m)
PP terreno a monte	708.35	(kN/m)
Spinta terreno	66.60	(kN/m)
Spinta sovraccarico	19.30	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	895.59	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	389.32	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	969.00	(kNm/m)
PP terreno a monte	3255.06	(kNm/m)
Spinta terreno	466.22	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	135.11	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	1150.50	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	386.27	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.56	(-)

Fs = (N*f + Sp) / T **1.67** **(-)**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	4825.38	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	1284.91	(kNm/m)

Fr = Ms / Mr **3.76** **(-)**

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	1150.50	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	386.27	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	486.29	(kNm/m)
eccentricità	e	=	0.42	(m)
larghezza equivalente	B*	=	6.15	(m)

Coefficienti di carico limite			Coefficienti di inclinazione del carico		
Nq	16.92	(-)	iq	0.44	(-)
Nc	28.42	(-)	ic	0.41	(-)
Nγ	20.08	(-)	iγ	0.29	(-)

qlim (carico limite unitario) = 660.84 (kN/m^2)

F qlim*B*/ N **3.54** **(-)**

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE δ 4.07 (mm)

CONDIZIONE SISMICA +

Azioni orizzontali

Spinta terreno	470.02	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	55.05	(kN/m)
Inerzia terrapieno	109.46	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	356.25	(kN/m)
PP terreno a monte	708.35	(kN/m)
Spinta terreno	104.53	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	54.73	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1405.62	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	111.88	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	274.80	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	969.00	(kNm/m)
PP terreno a monte	3255.06	(kNm/m)
Spinta terreno	731.72	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	1223.86	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	634.54	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.56	(-)

Fs = (N*f + Sp) / T **1.08** **(-)**

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	1223.86	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	634.54	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.56	(-)

Fs = (N*f + Sp) / T **1.08** **(-)**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	4955.78	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	1792.31	(kNm/m)

Fr = Ms / Mr **2.77** **(-)**

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	1223.86	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	634.54	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	1120.05	(kNm/m)
eccentricità	e	=	0.92	(m)
larghezza equivalente	B*	=	5.17	(m)

Coefficienti di carico limite			Coefficienti di inclinazione del carico		
Nq	16.92	(-)	iq	0.23	(-)
Nc	28.42	(-)	ic	0.18	(-)
N_γ	20.08	(-)	i_γ	0.11	(-)

qlim (carico limite unitario) = 272.83 (kN/m^2)

F qlim*B*/ N **1.15** **(-)**

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE δ 5.18 (mm)

CONDIZIONE SISMICA -

Azioni orizzontali

Spinta terreno	433.88	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	55.05	(kN/m)
Inerzia terrapieno	109.46	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	356.25	(kN/m)
PP terreno a monte	708.35	(kN/m)
Spinta terreno	96.49	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-54.73	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1297.54	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	111.88	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	779.56	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	969.00	(kNm/m)
PP terreno a monte	3255.06	(kNm/m)
Spinta terreno	675.46	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	1106.36	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	598.40	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.56	(-)

Fs = (N*f + Sp) / T **1.04** **(-)**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	4899.52	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	2188.99	(kNm/m)

Fr = Ms / Mr **2.24** **(-)**

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	1106.36	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	598.40	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	1161.74	(kNm/m)
eccentricità	e	=	1.05	(m)
larghezza equivalente	B*	=	4.90	(m)

Coefficienti di carico limite

Nq	16.92	(-)
Nc	28.42	(-)
Nγ	20.08	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.21	(-)
ic	0.16	(-)
iγ	0.10	(-)

qlim (carico limite unitario) = 237.89 (kN/m^2)

F qlim*B*/ N **1.05** **(-)**

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE δ 4.93 (mm)

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

(D.M. 9/1/96)

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo Rck 35 (MPa)

γc = 1.5

fcd = 0.83 * Rck /γc = 19.37 (MPa)

Copriferro

c = 9.00 (cm)

Acciaio Fe B 44 k

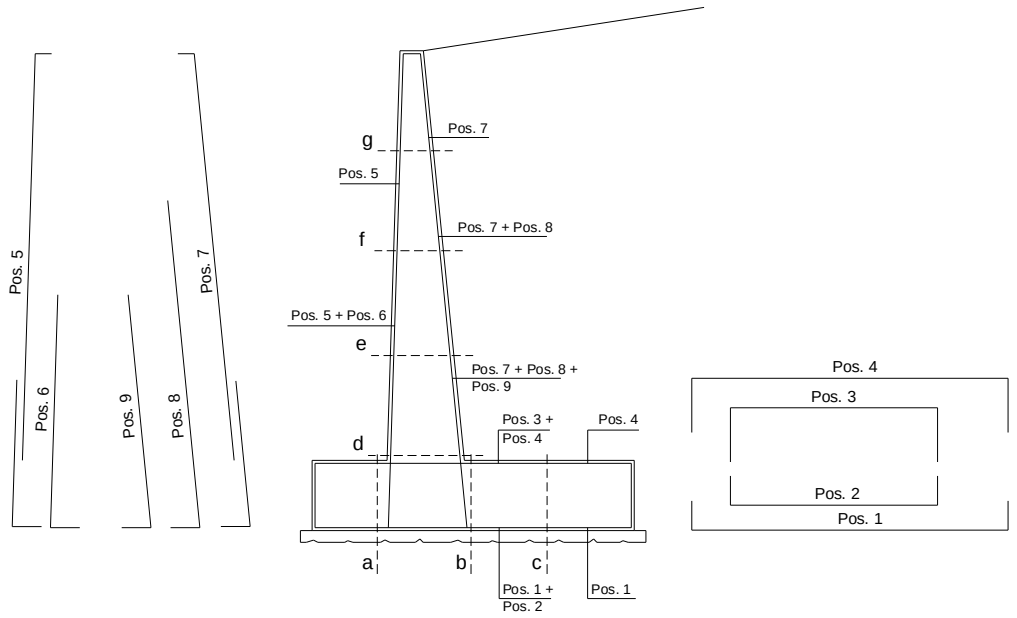
fyk = 430 (MPa)

γs = 1.15

fyd = fyk /γs = 373.91 (MPa)

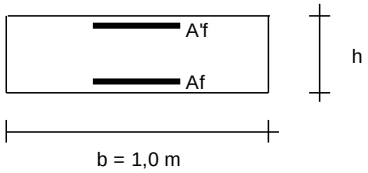
Es 210000 (MPa)

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	pos	n°/ml	ϕ
1	5.0	26	5	5.0	26
2	5.0	26	6	0.0	26
3	5.0	26	7	5.0	26
4	5.0	26	8	5.0	26
			9	0.0	0



VERIFICHE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(kNm)
a - a	133.30	0.00	1.20	53.09	53.09	2091.04
b - b	-1547.52	0.00	1.20	53.09	53.09	2091.04
c - c	-614.98	0.00	1.20	26.55	26.55	1073.44
d - d	964.15	199.23	1.20	53.09	26.55	2188.36
e -e	413.63	128.93	1.05	53.09	26.55	1846.84
f - f	126.64	72.30	0.90	53.09	26.55	1520.29
g - g	19.04	34.71	0.75	26.55	26.55	637.78

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

CALCOLI STATICI - VERIFICHE A FESSURAZIONE

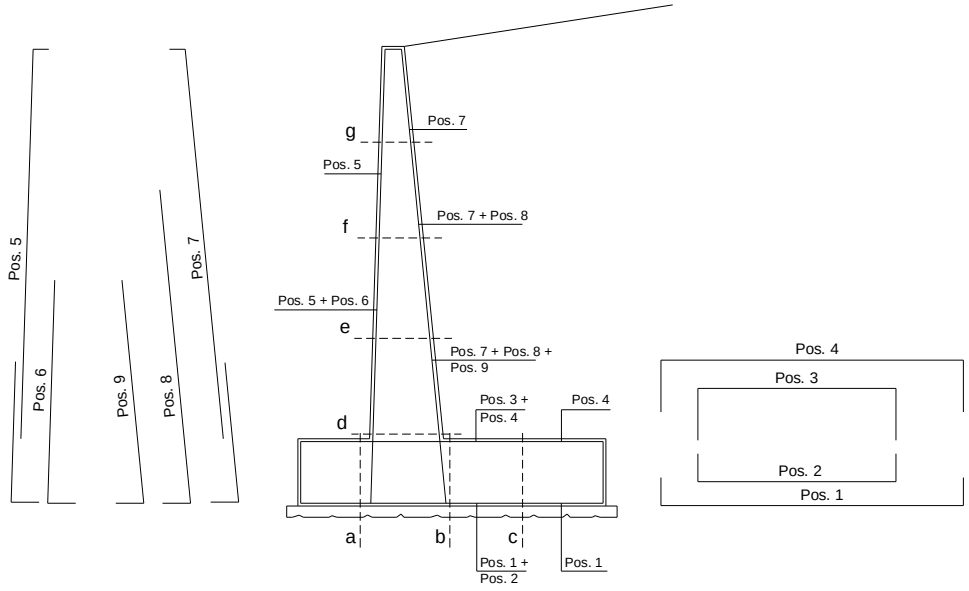
(D.M. 9/1/96)

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

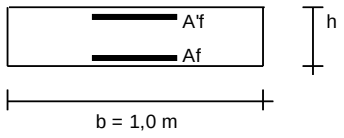
Calcestruzzo	Rck =	35	(MPa)	***Acciaio***	Fe B 44 k
fctm = 0.27*Rck$^{2/3}$ =		2.89	(MPa)	fyk =	430 (MPa)
coefficiente omogeneizzazione acciaio	n =	15		Es	210000 (MPa)
Copriferro	(distanza asse armatura-bordo)			9.00	(cm)
Copriferro minimo di normativa	(ricoprimento armatura)			1.00	(cm)
Valore limite di apertura delle fessure				0.2	mm

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	pos	n°/ml	ϕ
1	5.0	26	5	5.0	26
2	5.0	26	6	0.0	26
3	5.0	26	7	5.0	26
4	5.0	26	8	5.0	26
			9	0.0	20



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)
a - a	89.27	0.00	1.2	53.09	53.09	0.42	16.63	0.013	0.300
b - b	-718.68	0.00	1.2	53.09	53.09	3.40	133.86	0.104	0.300
c - c	-295.31	0.00	1.2	26.55	26.55	1.99	108.17	0.115	0.300
d - d	423.09	201.82	1.2	53.09	26.55	2.33	62.74	0.049	0.300
e -e	197.28	134.25	1.05	53.09	26.55	1.39	32.11	0.024	0.300
f - f	69.59	78.10	0.9	53.09	26.55	0.66	11.89	0.008	0.300
g - g	12.87	33.35	0.75	26.55	26.55	0.20	2.79	0.002	0.300

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)
a - a	130.01	0.00	1.2	53.09	53.09	0.61	24.22	0.019	0.300
b - b	-1346.71	0.00	1.2	53.09	53.09	6.37	250.84	0.274	0.300
c - c	-529.63	0.00	1.2	26.55	26.55	3.56	194.00	0.206	0.300
d - d	1254.51	233.63	1.2	53.09	26.55	6.69	215.65	0.214	0.300
e -e	543.02	146.88	1.05	53.09	26.55	3.68	106.27	0.081	0.300
f - f	169.06	79.02	0.9	53.09	26.55	1.53	37.55	0.027	0.300
g - g	24.19	30.06	0.75	26.55	26.55	0.39	10.04	0.009	0.300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica a taglio sul muro

L'azione di taglio massimo sul muro allo SLU è pari a:

V_{Ed}=635 KN/m

V_{Ed}	635	KN
f_{yd}	391	N/mm^2
f_{ck}	28	N/mm^2
b_w	1000	mm
d	1100	mm
ϕ_{tesa}	26	mm
s_{tesa}	100	mm
$n_{strati\ tesa}$	1	

Asl	5309	mm^2
k	1.43	
ρ_1	0.005	

Elemento armato

Taglio trazione

f_{sw}	16	mm
nb	2.5	
s	400	mm
Asw	503	mm^2
ctgq	2	
VRsd	973	KN

Taglio compressione

fcd	15.9	N/mm^2
f'cd	7.9	N/mm^2
VRcd	3142	KN
V_{Rd}	973	KN

verifica soddisfatta

c.s. 1.53

Verifica a taglio sulla fondazione

Combinazione A2-M2

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

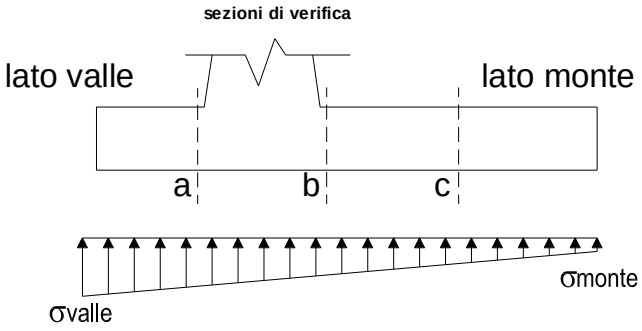
$\sigma valle = N / A + M / Wgg$

$\sigma monte = N / A - M / Wgg$

$A = 1.0*B = 7.00 \ (m^2)$

$Wgg = 1.0*B^2/6 = 8.17 \ (m^3)$

caso	N	M	σvalle	σmonte
	[kN]	[kNm]	[kN/m²]	[kN/m²]
statico	1150.50	486.29	223.90	104.81
sisma+	1223.86	1120.05	311.99	37.69
sisma-	1106.36	1161.74	300.31	15.80

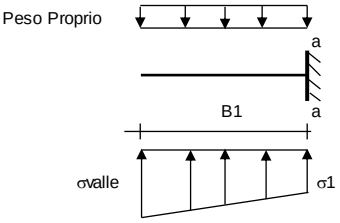


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 30.00 (kN/m)

$Ma = \sigma1*B1^2/2 + (\sigma valle - \sigma1)*B1^2/3 - PP*B1^2/2*(1\pm kv)$

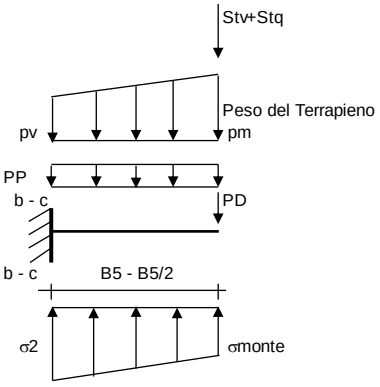
caso	σvalle	σ1	Ma
	[kN/m²]	[kN/m²]	[kNm]
statico	223.90	206.89	94.12
sisma+	311.99	272.80	133.30
sisma-	300.31	259.66	129.54



Mensola Lato Monte

PP = 30.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

pm = 155.43 (kN/m²)
pvb = 131.50 (kN/m²)
pvc = 143.46 (kN/m²)



$Mb=(\sigma_{monte}-(pvb+PP)*(1\pm kv))*B5^2/2+(\sigma2b-\sigma_{monte})*B5^2/6-(pm-pvb))*(1\pm kv)*B5^2/3+$
$-(Stv+Sqv)*B5-PD*(1\pm kv)*(B5-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2$

$Mc =(\sigma_{monte}-(pvc+PP)*(1\pm kv))*(B5/2)^2/2+(\sigma2c-\sigma_{monte})*(B5/2)^2/6-(pm-pvc)*(1\pm kv)*(B5/2)^2/3+$
$-(Stv+Sqv)*(B5/2)-PD*(1\pm kv)*(B5/2-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2$

caso	σmonte	σ2b	Mb	σ2c	Mc
	[kN/m²]	[kN/m²]	[kNm]	[kN/m²]	[kNm]
statico	104.81	186.47	-935.58	145.64	-387.67
sisma+	37.69	225.78	-1547.52	131.73	-614.98
sisma-	15.80	210.89	-1418.34	113.34	-574.62

Combinazione A1+M1

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

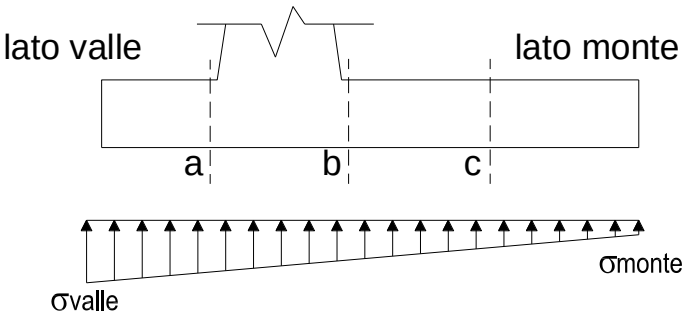
σvalle = N / A + M / Wgg

σmonte = N / A - M / Wgg

A = 1.0*B = 7.00 (m^2)

Wgg = 1.0*B^2/6 = 8.17 (m^3)

sezioni di verifica

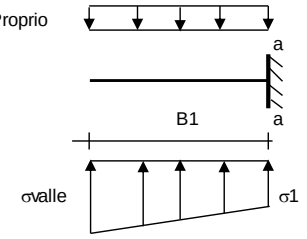


caso	N	M	σvalle	σmonte
	[kN]	[kNm]	[kN/m^2]	[kN/m^2]
statico	1189.48	351.72	212.99	126.86
sisma+	1270.23	1027.72	307.30	55.62
sisma-	1146.41	1073.96	295.28	32.27

Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 30.00 (kN/m)

Ma = σ1*$B1^2$/2 + (σvalle - σ1)*$B1^2$/3 - PP*$B1^2$/2*(1±kv)



caso	σvalle	σ1	Ma
	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kNm]
statico	212.99	200.69	89.45
sisma+	307.30	271.35	131.50
sisma-	295.28	257.70	127.54

Mensola Lato Monte

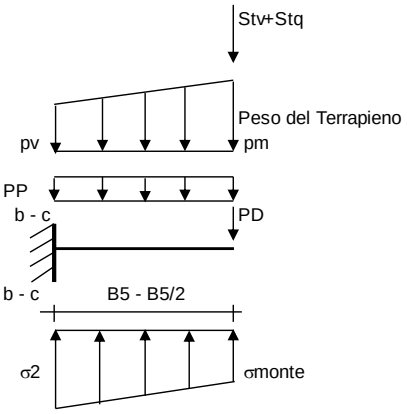
PP = 30.00 (kN/m^2) peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

pm = 202.06 (kN/m^2)

pvb = 170.94 (kN/m^2)

pvc = 186.50 (kN/m^2)



Mb=(σ_{monte}-(pvb+PP)*(1±kv))*$B5^2$/2+(σ2b-σ_{monte})*$B5^2$/6-(pm-pvb))*(1±kv)*$B5^2$/3+
-(Stv+Sqv)*B5-PD*(1±kv)*(B5-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2

Mc =(σ_{monte}-(pvc+PP)*(1±kv))*$(B5/2)^2$/2+(σ2c-σ_{monte})*$(B5/2)^2$/6-(pm-pvc)*(1±kv)*$(B5/2)^2$/3+
-(Stv+Sqv)*(B5/2)-PD*(1±kv)*(B5/2-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2

caso	σmonte	σ2b	Mb	σ2c	Mc
	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kNm]	[kN/m^2]	[kNm]
statico	126.86	185.92	-1343.61	156.39	-498.68
sisma+	55.62	228.20	-2041.19	141.91	-757.60
sisma-	32.27	212.62	-1835.56	122.44	-695.06

Riassumendo, il taglio sollecitante massimo, in corrispondenza del filo del muro lato platea, è:

V_{Ed}=555 KN/m

h_{rint}	6.5	m	altezza del rinterro
γ_{rint}	20	KN/m^3	peso specifico del rinterro
h_{fond}	1.2	m	spessore della fondazione
γ_{fond}	25	KN/m^3	peso specifico della fondazione
q	20	KN/m^2	carico variabile
$\gamma_{G_A1_M1}$	1.3		coefficiente A1 - carichi permanenti
$\gamma_{G_A1_M1}$	1.5		coefficiente A1 - carichi variabili
$\gamma_{G_A2_M2}$	1		coefficiente A2 - carichi permanenti
$\gamma_{G_A2_M2}$	1.3		coefficiente A2 - carichi variabili
pM=pV	238	KN/m^2	A1+M1
pM=pV	186	KN/m^2	A2+M2
B	4.8	m	

A1-M1					
caso	σ_{monte}	σ_{2b}	σ_{monte_tot}	σ_{2b_tot}	V_{Ed}
	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[KN/m]
statico	126.86	185.92	111.14	52.08	392
sisma+	55.62	228.20	182.38	9.80	461
sisma-	32.27	212.62	205.73	25.38	**555**

A2-M2					
caso	σ_{monte}	σ_{2b}	σ_{monte_tot}	σ_{2b_tot}	V_{Ed}
	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[KN/m]
statico	104.81	186.47	81.19	-0.47	194
sisma+	37.69	225.78	148.31	-39.78	260
sisma-	15.80	210.89	170.20	-24.89	349

Si dispongono barre piegate ϕ20/300mm.

V_{Ed}	555	KN

fyd	391	N/mm^2
fck	28	N/mm^2
bw	1000	mm
d	1100	mm
ϕ_{tesa}	26	mm
s_{tesa}	100	mm
n_{strati} tesa	1	

Asl	5309	mm^2
k	1.43	
ρ_1	0.005	

Elemento non armato

vmin	0.32	
VRd1	448	KN
VRd2	347	KN
V_{Rd}	448	KN

Elemento armato

Taglio trazione

ϕ_{sw}	20	mm
nb	1	
s	300	mm
Asw	314	mm^2
α	45	°
ctgα	1.0	
senα	0.7	
ctgθ	2	
VRsd	860	KN

Taglio compressione

fcd	15.9	N/mm^2
f'cd	7.9	N/mm^2
VRcd	3142	KN
V_{Rd}	860	KN

verifica soddisfatta

c.s. 1.55

10.**FRONTI DI SCAVO**

In questo capitolo è presentata la verifica di sicurezza degli scavi propedeutici alla realizzazione della galleria artificiale cosiddetta "per Giaglione". Al fine di consentire la costruzione dello scatolare definitivo senza interrompere il traffico veicolare, è infatti necessario incidere l'area di deponia sul lato Nord e procedere a una riprofilatura superficiale sul lato Sud (versante naturale). In questo modo si ricaverà spazio sufficiente alla realizzazione di una carreggiata provvisoria da utilizzare per il traffico veicolare durante la costruzione del manufatto definitivo. L'intervento avrà carattere di provvisorietà, giacché nella configurazione finale gli scavi per lo scatolare definitivo saranno ritombati. Lato deponia, le scarpate di scavo saranno realizzate in pendenza 1:1, con berme intermedie larghe 3 m ogni 4 m, al massimo, in altezza.

Per quanto riguarda la protezione delle scarpate, nell'ottica di evitare scivolamenti corticali, si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Il drenaggio del materiale a tergo sarà garantito tramite appositi "barbacani", ovvero delle riserve nello strato di betoncino in cui si alloggeranno spezzoni di tubi in PVC microfessurati che garantiranno l'espulsione delle eventuali acque meteoriche che dovessero ristagnare a tergo del paramento in spritz-beton. Le disposizioni esecutive specifiche sono riportate sugli elaborati grafici di progetto;

1.1 **Criteri normativi di verifica**

Il decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 prevede che per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) il valore di progetto dell'azione (o dell'effetto dell'azione), E_d, deve essere minore del valore di progetto della resistenza, R_d, del sistema geotecnico di fondazione, o al più uguale:

$$E_d \leq R_d \qquad \text{(Eq. 6.2.1 del doc. rif. [3])}$$

La verifica della suddetta condizione deve essere svolta impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3), e riportati in Tabella 6, in Tabella 7 e in Tabella 8 (quest'ultima Tabella, essendo riferita alle resistenze della specifica tipologia di opera è riportata nel capitolo successivo, relativo alle verifiche di sicurezza su opere in materiali sciolti e fronti di scavo):

CARICHI	**EFFETTO**	**Coefficiente parziale (γ_F , γ_E)**	**EQU**	**(A1) STR**	**(A2) GEO**
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 6 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni- (Tab. 6.2.I, doc. rif.[3])

PARAMETRO	**Grandezza a cui applicare il coefficiente parziale**	**Coefficiente parziale γ_M**	**(M1)**	**(M2)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 7 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno(Tab. 6.2.II, Doc.Rif. [3])

Lo stesso Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 fornisce al capitolo 6.8 i criteri per le verifiche da eseguire su opere in materiali sciolti e fronti di scavo.

La verifica agli stati limite ultimi dei fronti di scavo, in accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 del doc. rif. [3], deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2: (A2+M2+R2),

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati riportati in Tabella 6, in Tabella 7 e in Tabella 8.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 8 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Tab. 6.8.I, doc. rif. [3])

1.2 Criteri di modellazione

Lo scavo interesserà solo materiale di deponia (unità geotecnica UG1) sul lato Nord e solo il terreno naturale che costituisce il versante sul lato Sud della galleria artificiale; il versante è formato in particolare dalle unità geotecniche UG2 e UG3: a favore di sicurezza si è considerata nel calcolo la presenza della sola unità geotecnica UG2.

I parametri geotecnici (peso di volume e angolo di resistenza a taglio) caratteristici per i terreni naturali e di riporto sono concordi a quelli indicati nella "Relazione geotecnica" allegata al presente progetto esecutivo (elab. 104CC16166 NV02 00 E RH GE0113) .

Lo strato corticale in betoncino proiettato è stato modellato come un volume di terreno con le seguenti caratteristiche:

$\gamma = 20$ kN/m^3

$c = 20$ kPa

$\varphi = 37°$

Per ragioni legate al calcolo, lo spessore di questo strato è assunto pari a 50cm.

I parametri di resistenza caratteristici assegnati ai terreni interessati dagli scavi in esame sono dunque i seguenti.

Formazione	Angolo di attrito [°]	Coesione efficace [kPa]
UG1 (riporto)	33	0
UG2	37	0
Protezione corticale in betoncino + rete e.s.	37	20

Tabella 9

Nella fattispecie, non essendo presenti carichi esterni, l'analisi è stata condotta inserendo nel modello di calcolo i valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno, e verificando che il fattore di sicurezza globale FS risultasse:

$FS \geq \gamma_R \cdot \gamma_M = 1.25 \cdot 1.10 = 1.375$

La falda è posta a profondità superiori a quelle di interesse, in accordo ai profili geotecnici che la vedono, in prossimità dei versanti, a quota massima pari a circa 670 m s.l.m., largamente inferiore a quella delle opere e degli scavi in esame.

La presenza della rete elettrosaldata non è stata modellata nelle analisi, a favore di sicurezza.

Nessun carico è stato imposto in sommità allo scavo (area di deponia) né sulle berme intermedie; tale condizione sarà garantita dall'istituzione di un'adeguata fascia di rispetto (si vedano le tavole di progetto a questo riguardo).

1.3 **Verifiche di stabilità**

Il calcolo è stato condotto secondo un metodo di calcolo all'equilibrio limite, implementato mediante il codice di calcolo "Talren", vers. 5 (rif. [7]).

Il codice analizza la stabilità di pendii e fronti di scavo in condizioni piane nelle deformazioni, ipotesi generalmente verificata nel caso di rilevati e trincee stradali e nella fattispecie cautelativa poiché assume che la sezione analizzata, corrispondente a una condizione puntuale (la più gravosa lungo l'intero tratto considerato) si applichi per un tratto di lunghezza indefinita.

Il programma genera, in maniera automatica o secondo criteri definiti dall'utente, una serie (decine o centinaia) di potenziali superfici di scorrimento e per ognuna di essere determina, secondo un metodo di calcolo all'equilibrio limite, il coefficiente di sicurezza, individuando così il minimo valore di FS e la superficie di scorrimento a esso corrispondente (superficie critica).

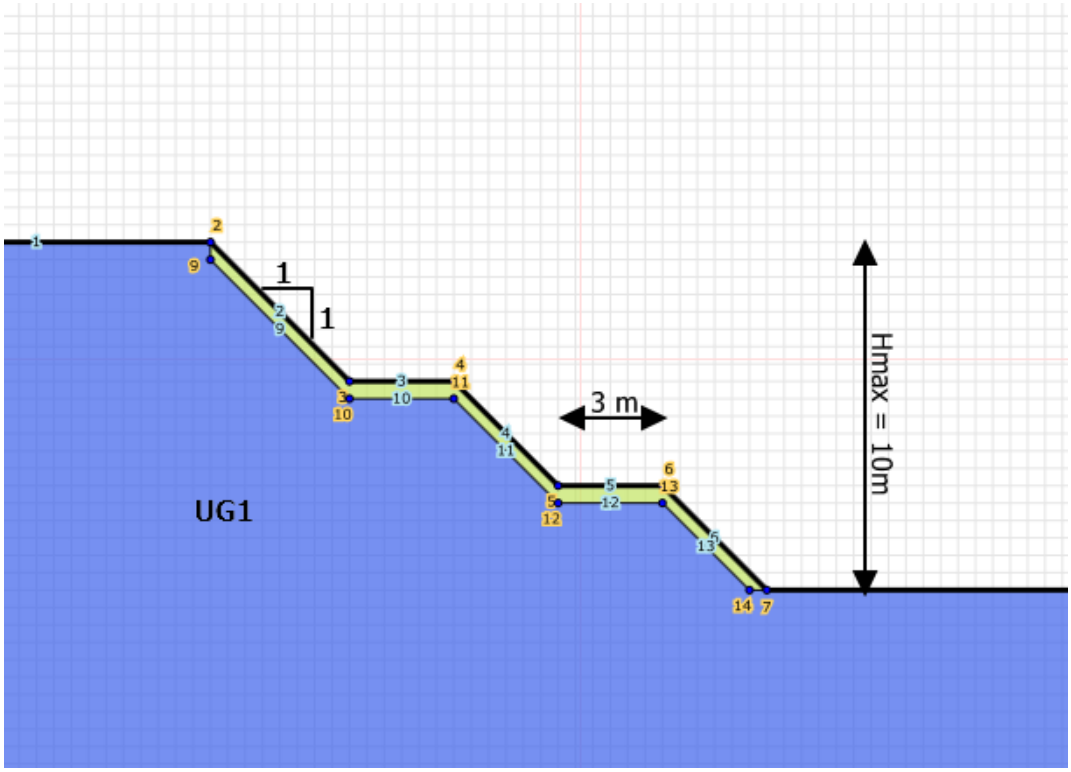
Le analisi di stabilità presentate nei paragrafi successivi sono state eseguite con il metodo dell'equilibrio limite di Bishop, per ulteriori approfondimenti in merito al quale si rimanda alla bibliografia (doc. rif. [6]).

Trattandosi di uno scavo provvisorio, da ritombarsi al termine della realizzazione della galleria artificiale, la verifica è stata condotta solo in condizioni statiche.

1.4 Risultati delle analisi

Scavo provvisorio lato NORD (area deponia)

La verifica è svolta per la sezione più critica, trascurando del tutto l'effetto favorevole dato dalla configurazione tridimensionale del pendio. Il modello di calcolo ha la geometria riportata nella figura seguente.



La Figura Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-1 riporta il minimo fattore di sicurezza calcolato in condizioni statiche per la sezione di calcolo considerata.

La superficie critica risulta piuttosto superficiale e il fattore di sicurezza corrispondente è pari a:

FS = 1.426 > 1.375 (valore minimo di FS richiesto, cfr. par. precedente).

La verifica è quindi soddisfatta.

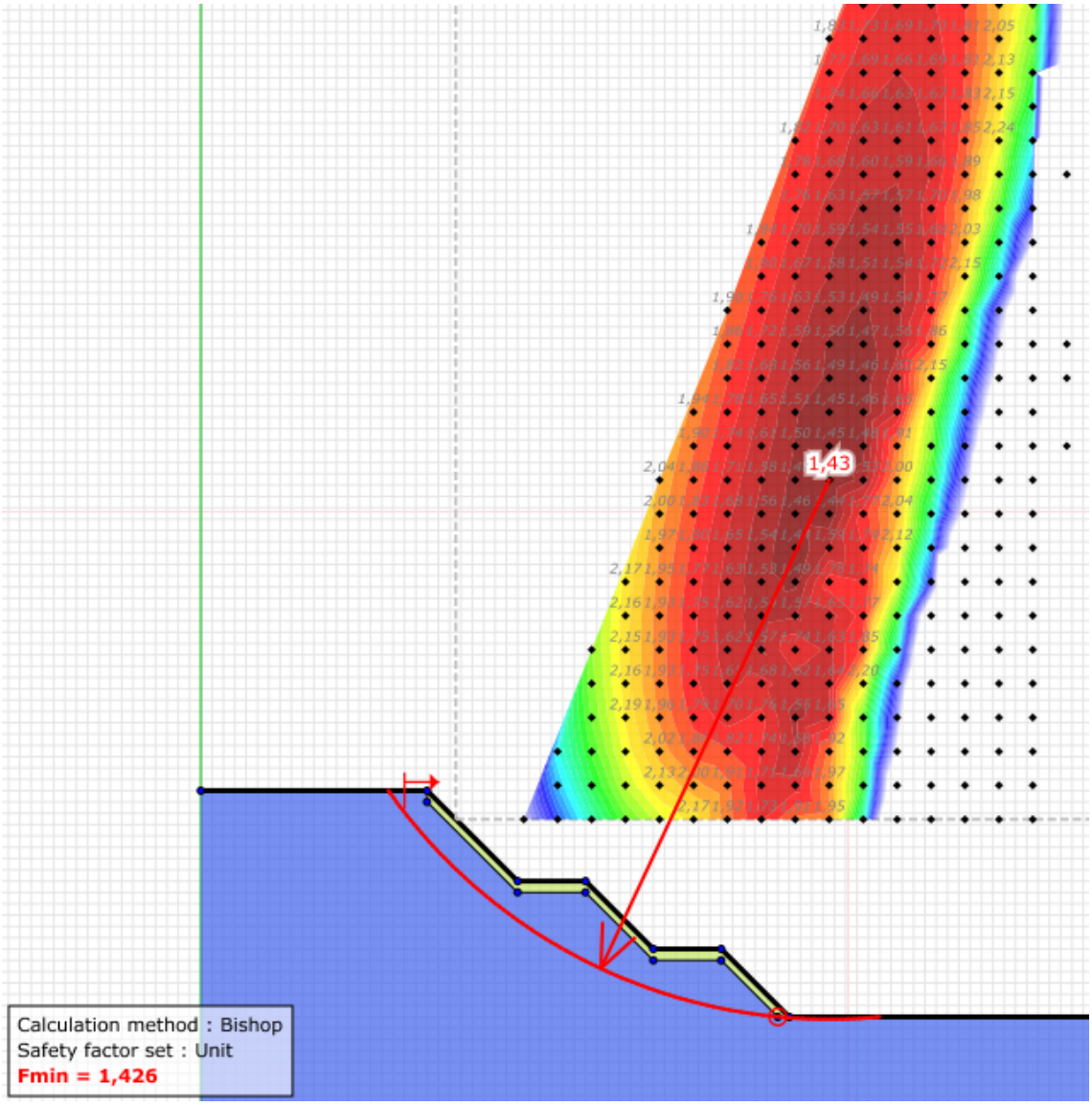


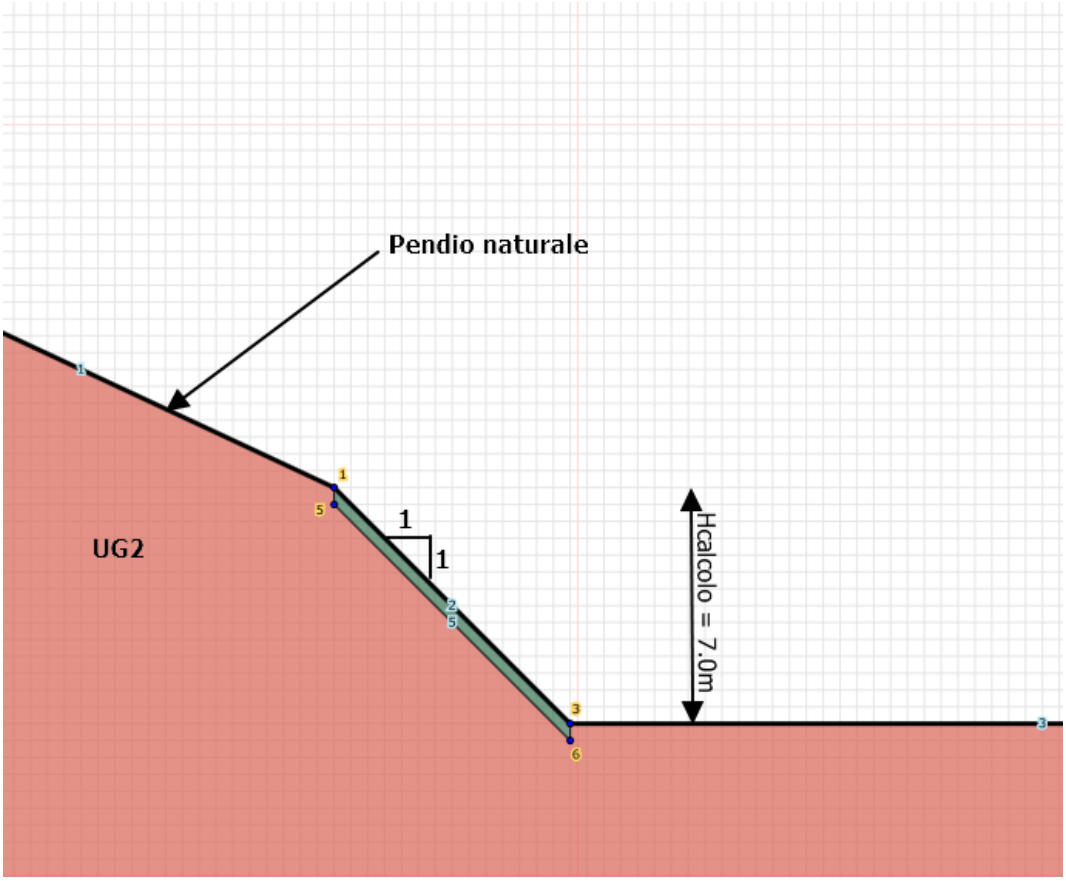
Figura Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-1 – Trincea per la G.A. - Condizioni statiche: F_S minimo e superficie di scorrimento associata

Riprofilatura provvisoria lato SUD (a)

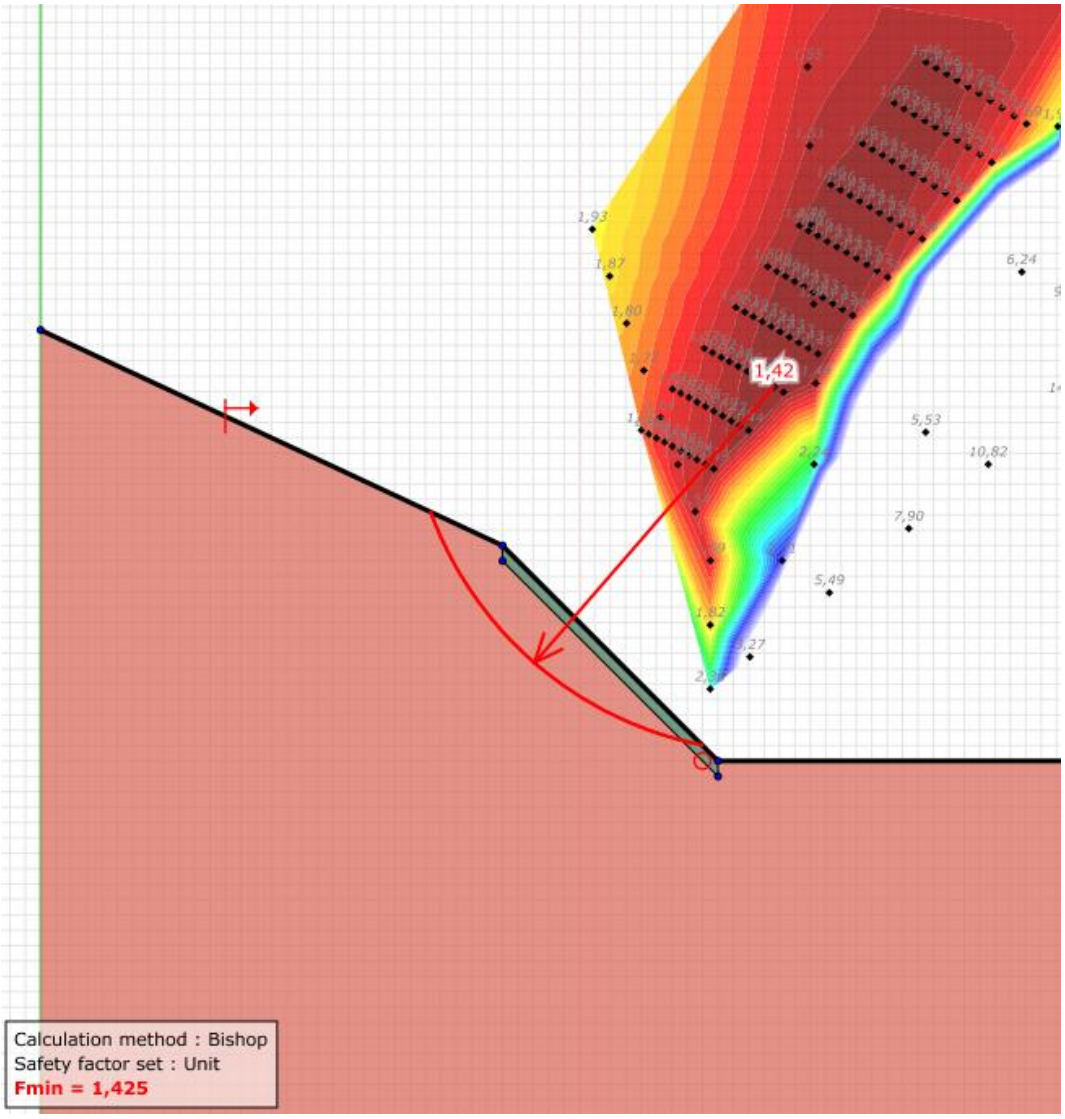
La verifica è svolta per la geometria descritta nella figura che segue. Si trascura a favore di sicurezza la configurazione tridimensionale del pendio. L'altezza di riprofilatura è infatti variabile lungo lo sviluppo dell'intervento.

Si sottolinea inoltre che l'intervento avviene su di una scarpata che, allo stato di fatto, presenta una pendenza prossima al 100%. Alla luce di questo, la parametrizzazione dei terreni qui adottata sembra decisamente cautelativa.

La geometria del modello di calcolo è riportata nella figura seguente:



La Figura Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-1 riporta il minimo fattore di sicurezza calcolato in condizioni statiche per la sezione di calcolo considerata.



La superficie critica risulta piuttosto superficiale e il fattore di sicurezza corrispondente è pari a:

FS = 1.425 > 1.375 (valore minimo di FS richiesto, cfr. par. precedente).

Anche questa verifica è quindi soddisfatta.