0	11/2017	PRIMA EMISSIONE	SPIGARELLI	GATTI	CASSANI
Revisione	**Data**	**Oggetto revisione**	**Redatto**	**Verificato**	**Approvato**

REGIONE LIGURIA

#ItaliaSicura
Presidenza del Consiglio dei Ministri

COMUNE DI GENOVA

PIANO STRALCIO PER LE AREE METROPOLITANE E LE AREE URBANE CON ALTO LIVELLO DI POPOLAZIONE ESPOSTA AL RISCHIO DI ALLUVIONI

Presidenza del Consiglio dei Ministri

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
COMMISSARIO STRAORDINARIO
delegato per l'attuazione degli interventi inseriti nell'A.d.P. del 16.09.2010 e ss.ii.
(ex art. 10 del D.L. n. 91 del 24.06.2014)

Commissario straordinario

Dott. Giovanni TOTI

PROGETTISTI

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

ROCKSOIL S.p.A.
CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA
nel campo della GEOINGEGNERIA

MANDANTI:

art ambiente risorse territorio

HYDRODATA INGEGNERIA DELLE RISORSE IDRICHE

Ing. Mario CANGIANO

Ing. Paolo GALLO

Ing. Francesco DE SANCTIS

Dott.ssa Francesca GIOMI

RESPONSABILE STRUTTURA COMMISSARIALE: **Ing. Luca BERRUTI**

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO: **Ing. Stefano PINASCO**

Progettista responsabile integrazioni prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico della mandataria.
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997



Progettista/Progettisti responsabili elaborato
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997



Intervento/Opera

SECONDO LOTTO DEI LAVORI RELATIVI ALLA REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA SCOLMATRICE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA

PROGETTO ESECUTIVO

N° Progr. ----

Codice elaborato: BIS2E - R - OST01 -RE01- 0

Oggetto della tavola

OPERE IN SOTTERRANEO

SISTEMAZIONI IMBOCCO CANTIERE EX-CANILE

GENERALE

Relazione tecnica e di calcolo paratie

Scala: -

Data: NOVEMBRE 2017

Codice FILE: BIS2E-R-OST01-RE01-0.DWG

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA STRUTTURA COMMISSARIALE E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

INDICE

1 INTRODUZIONE 3
2 DESCRIZIONE DELL'OPERA 4
3 NORMATIVA E RIFERIMENTI 5
4 MATERIALI 6
5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 7
6 CRITERI DI CALCOLO 8
7 SEZIONI DI CALCOLO 10
7.1 Metodologia di analisi 13
7.2 Geometria di calcolo 14
8 RISULTATI 17
8.1 Sezione G – G 17
8.2 Sezione F - F 19
8.3 Sezione C – C 21
8.4 Sezione E - E 23
8.5 Sezione A – A 25
9 VERIFICHE 27
9.1 Verifica dei pali 27
9.1.1 Verifica spostamenti 27
9.1.2 Verifiche a pressoflessione 27
9.1.3 Stato Limite Ultimo 28
9.1.4 Stato Limite di Esercizio 30
9.1.5 Verifiche a taglio 31
9.2 Verifiche dei tiranti 34
9.2.1 Verifiche dei trefoli 36
9.2.2 Verifiche della lunghezza libera 39
9.2.3 Verifiche della lunghezza di ancoraggio 39
9.2 Verifica trave di ripartizione tiranti 42
9.2.1 Sezione G – G 42
9.2.2 Sezione F – F 44
9.2.3 Sezione C – C 45
9.2.4 Sezione A – A 47
9.3 Verifica dei puntoni 49
9.3.1 Verifica dei puntoni Sezione A –A 49
9.3.2 Verifica trave di ripartizione puntone 49
9.4 Verifica trave di testa – Appendimento pali 51
10 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE 54
10.2 Modello di calcolo 54
10.3 Parametri di calcolo 57
10.4 Risultati 58
11 VERIFICHE OPERE MINORI 59
11.2 Programma di calcolo 60
11.3 Modellazione di calcolo 62
11.4 Criteri di calcolo 63
11.4.1 Calcolo della spinta sul muro col Metodo di Coulomb 63

11.4.2 Verifica a ribaltamento 66
11.4.3 Verifica a scorrimento 66
11.4.4 Verifica al carico limite 67
11.4.5 Verifica di stabilità globale 68
11.5 Verifiche geotecniche 69
11.6 Verifiche strutturali 72
11.6.1 Verifiche allo SLU 72
11.6.2 Verifiche allo SLE 73

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono presentati i calcoli effettuati per il dimensionamento e la verifica delle opere di sostegno degli scavi necessari alla realizzazione dell'opera di imbocco nei pressi della Finestra della Sciorba previste nell'ambito del Progetto Esecutivo per il Secondo Lotto dei lavori relativi alla realizzazione della Galleria Scolmatrice del torrente Bisagno.

Il manufatto si sviluppa per una lunghezza complessiva di circa 300 m e sono state indagate le seguenti sezioni rappresentative:

- Sezione G – G
- Sezione F – F
- Sezione C – C
- Sezione E – E
- Sezione A – A

Riportate per comodità nella planimetria seguente

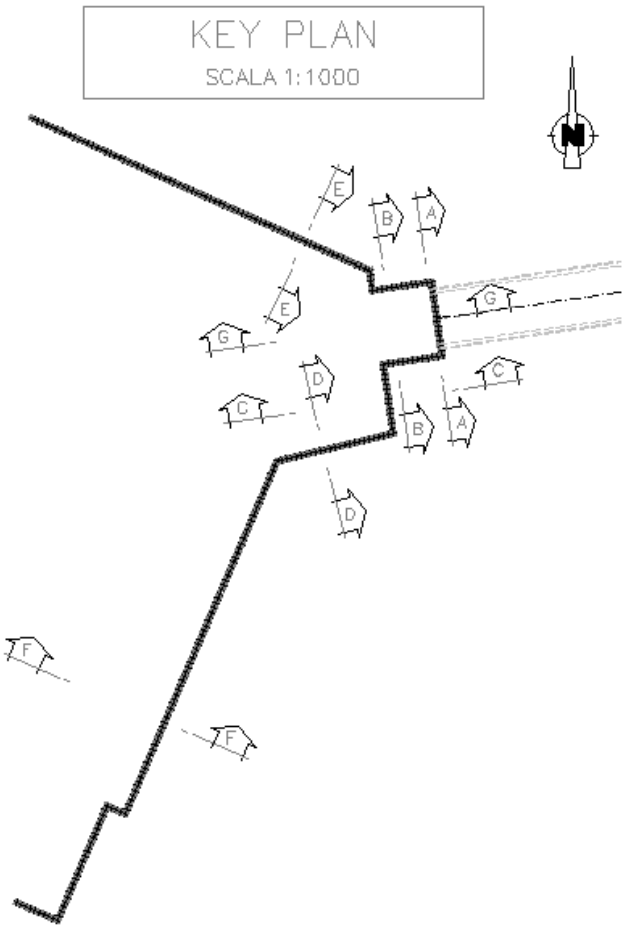


Figura 1-1 – Planimetria generale

Si specifica che, in fase di scavo, si prevede di gestire le venute d'acqua con un pompaggio.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda le opere di sostegno degli scavi necessarie alla realizzazione della paratia di imbocco situata nel contesto "Finestra Sciorba (EX Canile)".

Si prevede che lo scavo sino alla quota di imposta fondazione della galleria artificiale sia eseguito tra paratie realizzate con pali Φ800 realizzati ad interasse di 100 cm.

Le paratie sono opportunamente vincolate agli spostamenti in direzione orizzontale da un sistema di tiranti in trefoli (4), e nella sezione A –A , anche da puntoni metallici.

Per i tiranti si è considerata una inclinazione di 10° ad eccezione dei tiranti appartenenti al primo ordine della paratia relativa alla sezione G – G, per i quali è prevista un'inclinazione di 2°.

I puntoni sono realizzati con profili circolari cavi di diametro esterno pari a 600 mm e spessore 20 mm. L'interasse è pari a 4 m.



Figura 2-1 – Planimetria generale

3 NORMATIVA E RIFERIMENTI

Per lo svolgimento delle analisi e la redazione degli elaborati di progetto esecutivo si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni"
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità"

4 MATERIALI

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe R_{ck} ≥15 N/mm².

Per la realizzazione del manufatto di imbocco si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe R_{ck} ≥30 N/mm²:

- Resistenza a compressione (cilindrica) $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 25$ N/mm²
- Resistenza di calcolo a compressione N/mm² $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \cdot fck/1.5 = 14.17$
- Resistenza a trazione media $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}2/3 = 2.565$ N/mm²
- Resistenza a trazione $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.795$ N/mm²
- Resistenza a trazione di calcolo $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1.197$ N/mm²
- Resistenza a compressione (comb. Rara) $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 15$ N/mm²
- Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente) $\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 11.25$ N/mm²
- Modulo elastico N/mm² $E_{cm} = 22000\ [(f_{ck}+8)/10]0.3 = 31476$

Per le armature metalliche si adottano barre in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

- Limite di snervamento $f_y \geq 450$ N/mm²
- Limite di rottura $f_t \geq 540$ N/mm²
- Allungamento totale al carico massimo $A_{gt} \geq 7.5\%$
- Rapporto f_t/f_y $1{,}15 \leq R_m/R_e \leq 1{,}35$
- Rapporto f_y misurato/ $f_{y\,nom}$ ≤ 1,25
- Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara) $\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.00$ N/mm²
- Fattore di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.15$
- Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/\sigma_s = 391.30$ N/mm²

Per le opere si utilizzano trefoli stabilizzati da 0.6" (139 mm²) a 7 fili che presentano le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica di rottura $f_{ptk} = 1860$ N/mm²
- Resistenza caratteristica all'1% di deformazione totale $f_{p(1)k} = 1670$ N/mm²
- Allungamento sotto carico massimo $A_{gt} = 3.5\%$
- Modulo elastico $E_p = 200000$ N/mm²
- Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_s = 1.15$

Per la carpenteria metallica è previsto l'uso di acciaio tipo S355 J0:

- Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355$ N/mm²
- Modulo elastico $E_s = 210000$ N/mm²
- Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_s = 1.15$

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la caratterizzazione geotecnica si faccia riferimento agli elaborati specialistici geologici e geotecnici. Nell'area in esame si distinguono 4 strati per i quali si sono assunte le caratteristiche elencate nel seguito.

1) Riporto antropico:
   - Φ = 27°
   - γ = 19 kN/m^3
   - c' = 0 kPa
   - E = 40 MPa

2) Argilla con limo:
   - Φ = 25°
   - γ = 19.5 kN/m^3
   - c' = 30 kPa
   - E = 50 MPa

3) Detrito in matrice fina:
   - Φ = 35°
   - γ = 20 kN/m^3
   - c' = 0 kPa
   - E = 70 MPa

4) Cappellaccio 1:
   - Φ = 45°
   - γ = 25 kN/m^3
   - c' = 140 kPa
   - E = 500 MPa

5) Cappellaccio 2:
   - Φ = 45°
   - γ = 25 kN/m^3
   - c' = 170 kPa
   - E = 800 MPa

6) Cappellaccio 3:
   - Φ = 45°
   - γ = 25 kN/m^3
   - c' = 170 kPa
   - E = 1000 MPa

7) Substrato FMA:
   - Φ = 50°
   - γ = 26 kN/m^3
   - c' = 240 kPa
   - E = 1500 MPa

6 CRITERI DI CALCOLO

La valutazione delle condizioni di sicurezza dell'opera in progetto dal punto di vista strutturale e geotecnico viene condotta in accordo al Metodo agli Stati Limite.

Conformemente alla normativa, si considerano i seguenti stati limite:

- SLE: stato limite di esercizio, in cui le azioni (A) e le caratteristiche dei materiali/terreni (M) sono portati in conto con i loro valori caratteristici (A_k) e (M_k).
- SLU1: stato limite ultimo, combinazione A1+M1, in cui le azioni vengono amplificate con opportuni set di coefficienti parziali (gruppo A1), mentre le resistenze di materiali e terreni vengono abbattute mediante opportuni set di coefficienti parziali (gruppo M1).
- SLU2: stato limite ultimo, combinazione A2+M2, in cui le azioni vengono amplificate con opportuni set di coefficienti parziali (gruppo A2), mentre le resistenze di materiali e terreni vengono abbattute mediante opportuni set di coefficienti parziali (gruppo M2).

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

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	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	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

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6-1 – Coefficienti parziali per le azioni (riferimento DM2008)

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	**(M1)**	**(M2)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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 6-2 – Coefficienti parziali per le caratteristiche geomeccaniche del terreno (riferimento DM2008)

La verifica degli elementi strutturali viene condotta utilizzando le massime sollecitazioni derivanti dall'inviluppo delle combinazioni sopra presentate.

Per quanto riguarda i tiranti di ancoraggio, se presenti, la Normativa impone che siano verificati dal punto di vista geotecnico (resistenza allo sfilamento del tratto ancorato, ovvero il bulbo) e dal punto di vista strutturale (sezione resistente in acciaio).

La resistenza di progetto della fondazione (GEO) si esprime come:

$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R$

dove $R_{a,k}$ è la resistenza caratteristica e γ_R è il coefficiente di sicurezza parziale come riportato in tabella seguente:

Tabella 6.6.I – *Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi*

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Tabella 6-3 – Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi (riferimento DM2008)

Nel caso in esame trattasi di opere provvisionali con tiranti temporanei, per cui si assume $\gamma_{Ra,t}$ = 1.1.

La resistenza $R_{a,k}$ caratteristica è derivata da sperimentazioni dirette oppure da formule analitiche:

$$R_{ak} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}}\right\}. \qquad (6.2.13)$$

in cui $R_{a,c}$ medio e minimo sono le resistenze media e minima derivate tramite correlazioni disponibili in letteratura; ξ_{a3} e ξ_{a4} sono coefficienti che tengono conto del grado di approfondimento sperimentale del terreno, come da tabella a seguire:

Tabella 6.6.III: *Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.*

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tabella 6-4 – Fattori di correlazione (riferimento DM2008)

Nel caso in esame ci si pone nel caso più sfavorevole assumendo ξ_{a3} = ξ_{a4} = 1.8.

La condizione di verifica è rispettata se $E_d \leq R_d$ con E_d la sollecitazione di calcolo.

La resistenza strutturale (STR) del tratto libero del tirante fa riferimento alla resistenza di calcolo:

$f_{yd} = f_{p(1)k} / \gamma_s$

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza a sfilamento del tratto ancorato (GEO), con riferimento agli strati indicati in precedenza, si assume cautelativamente:

1) per terreni tipo 1 (depositi di spiaggia) e 2 (Flysch molto fratturato): iniezione in pressione tipo IRS, coefficiente maggiorativo dovuto a sbulbatura α=1.4, τ_{lim}=200 kPa, con riferimento agli abachi di Bustamante-Doix;

2) per rocce tipo 3 (Flysch da moderatamente a poco fratturato) e 4 (Flysch poco o nulla fratturato) iniezione a gravità senza incremento del diametro del bulbo, τ_{lim}=400 kPa.

7 SEZIONI DI CALCOLO

Per l'analisi delle opere di sostegno si sono analizzate due sezioni di calcolo considerate rappresentative delle diverse situazioni.

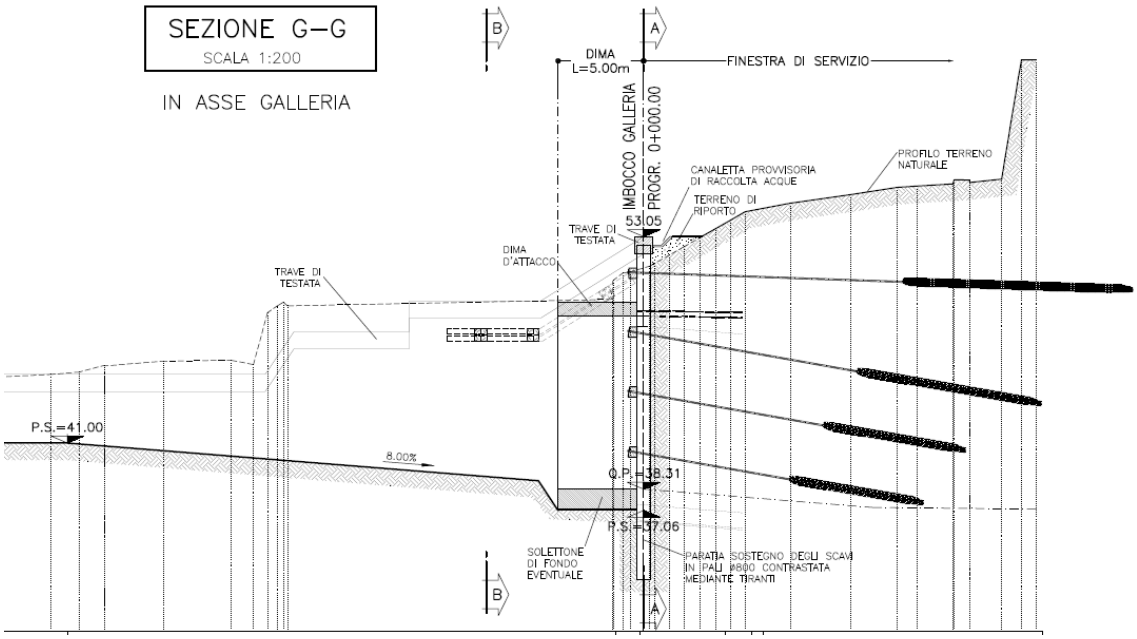


Figura 7-1 – Sezione trasversale G – G

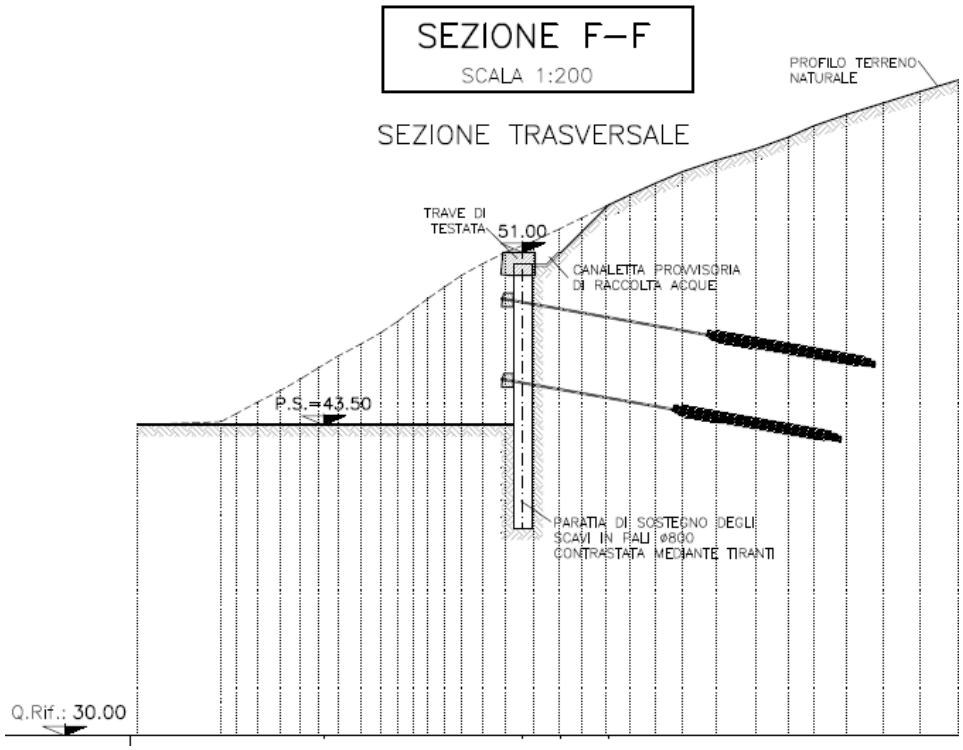


Figura 7-2 – Sezione trasversale F – F

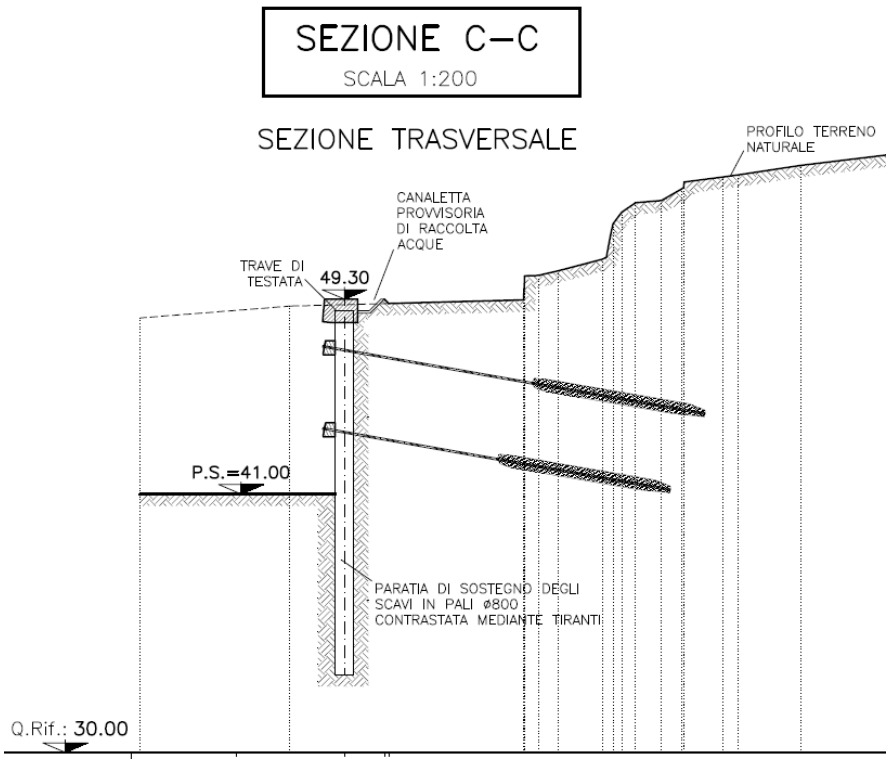


Figura 7-3 – Sezione trasversale C – C

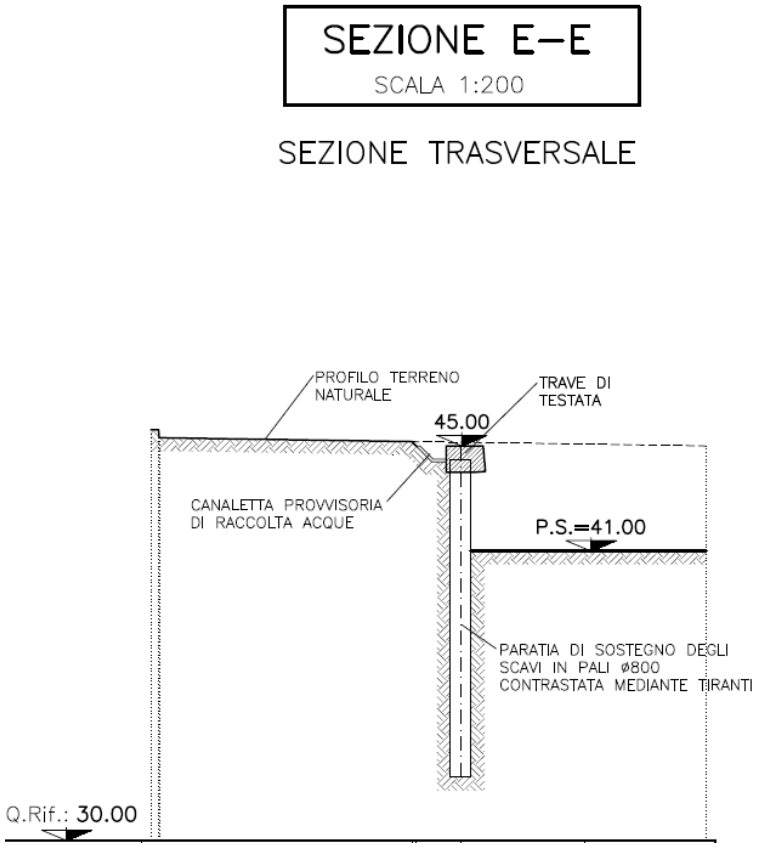


Figura 7-4 – Sezione trasversale E – E

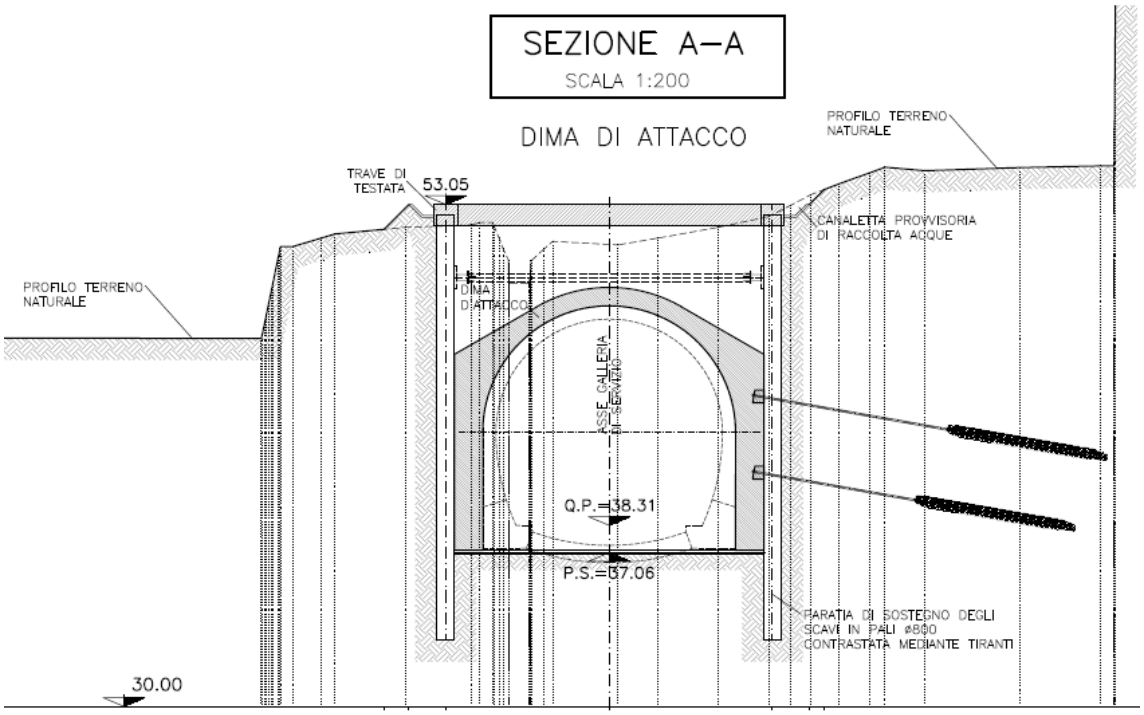


Figura 7-5 – Sezione trasversale A – A

7.1 Metodologia di analisi

Il calcolo viene eseguito attraverso il codice Paratie Plus 2014 fornito dalla Harpaceas, considerando le diverse condizioni di carico a cui è soggetta la paratia durante le successive fasi di scavo parziale e di esecuzione dei tiranti/puntoni.

Per le sezioni di calcolo si considerano le seguenti fasi tipo:

1. Realizzazione dei pali;
2. Scavo sino a 50 cm al di sotto della quota di installazione del tirante;
3. Installazione del tirante e applicazione del pretiro;
4. Scavo sino a 50 cm al di sotto della quota di installazione del puntone;
5. Installazione del puntone;
6. Scavo sino alla quota di fondo scavo.

Le azioni agenti sono quelle prodotte dalla spinta delle terre e dell'acqua, valutate automaticamente dal software, sia a monte che a valle.

Dal momento che la paratia è di carattere definitivo, si valuta anche l'azione indotta dal sisma. Si riportano di seguito le considerazioni fatte per la definizione dei parametri sismici. L'azione sismica è stata inclusa, nel codice di calcolo, spuntando la casella "Includi azione di calcolo".

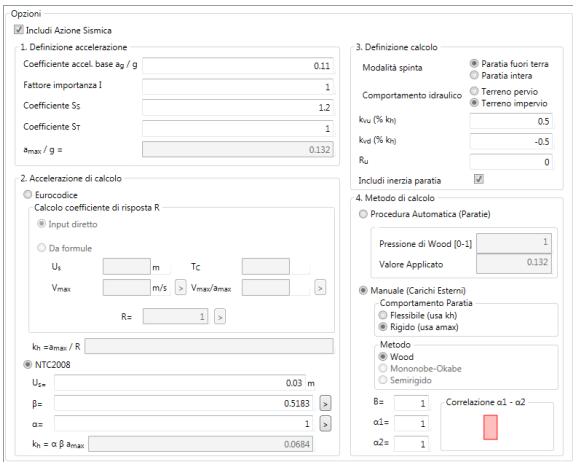


Figura 7-6 – Finestra "Azione sismica" del codice di calcolo Paratie Plus

I parametri inseriti in questa finestra, divenuta editabile a seguito della spunta di cui prima, sono stati ricavati dalle seguenti assunzioni:

- Vita nominale della costruzione V_N =100 anni
- Classe d'uso: IV
- Coefficiente d'uso della costruzione c_u = 2
- Periodo di riferimento per la costruzione V_R = 200 anni
- Periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica V_R = 1898 anni
- Categoria di sottosuolo B
- Categoria topografica: T2
- Riferimento ubicazione geo: Comune Genova
- Stato limite di rif: SLV

Per quanto riguarda la valutazione della categoria di sottosuolo, questa è stata ricavata dall'analisi delle Vs_{30}. Per approfondimenti si rimanda alla Relazione Sismica.

Sulla base di tali assunzioni è stato ricavato il valore di $a_{max}=a_g \cdot S_S \cdot S_T=0.11 \cdot 1 \cdot 1.2=0.132$. Che è il valore che troviamo inserito nella figura relativa alla azione sismica calcolata dal codice di calcolo "Paratie".

7.2 Geometria di calcolo

Il dimensionamento degli imbocchi in esame è stato eseguito con riferimento ai risultati dedotti da una serie di analisi numeriche che hanno permesso di valutare il comportamento tenso-deformativo della struttura di sostegno nelle sezioni ritenute maggiormente rappresentative. Sono state analizzate le seguenti sezioni:

Analisi	H_{SCAVO}	H_{PALO}	n° tiranti	n° puntoni
	[m]	[m]	[-]	[-]
Sezione G -G	15.3	19.5	4	0
Sezione F - F	7	11.5	2	0
Sezione C -C	7.8	15.5	2	0
Sezione E - E	7	11.5	0	0
Sezione A - A	15.2	19.4	2	1

Tabella 7-7 – Geometria scavo, numero tiranti e puntoni

Sezione G - G										
Tiranti		Quota	Trefoli	Inclinaz	Inclinaz.	Passo	L libera	L ancor	L tot	Tiro iniz.
ordine	m da P.C.	m slm	n°	Vert. °	orizzont.°	m	m	m	m	KN
1	1.7	50.85	4	2	0	3	17	14.5	31.5	100
2	5.2	47.35	4	10	0	3	11.5	12	23.5	200
3	8.7	43.85	4	10	0	3	9	9	18	200
4	12.2	40.35	4	10	0	3	7.5	7.5	15	200

Sezione F - F										
Tiranti		Quota	Trefoli	Inclinaz	Inclinaz.	Passo	L libera	L ancor	L tot	Tiro iniz.
ordine	m da P.C.	m slm	n°	Vert. °	orizzont.°	m	m	m	m	KN
1	1.6	48.9	4	10	0	3	9	7	15.5	100
2	5.1	45.4	4	10	0	3	6	7	11.5	200

Sezione C - C										
Tiranti		Quota	Trefoli	Inclinaz	Inclinaz.	Passo	L libera	L ancor	L tot	Tiro iniz.
ordine	m da P.C.	m slm	n°	Vert. °	orizzont.°	m	m	m	m	KN
1	1.7	47.1	4	10	0	3	9	9	15.5	100
2	5.2	43.6	4	10	0	3	7	7.5	11.5	200

Sezione A - A										
Tiranti		Quota	Trefoli	Inclinaz	Inclinaz.	Passo	L libera	L ancor	L tot	Tiro iniz.
ordine	m da P.C.	m slm	n°	Vert. °	orizzont.°	m	m	m	m	KN

1	8.4	44.05	4	10	0	3	9	9	16	100
2	12	40.45	4	10	0	3	7.5	7.5	14	200

Sezione A - A puntone			
ORDINE	m da P.C.	Passo [-]	Profilo [-]
1	2	4	600x20

Tabella 7-8 – Geometrie di calcolo

Il diametro di perforazione dei tiranti è pari a 20 cm per tutte le sezioni calcolate.

Sezione G - G						
Strato	fino a	γ	φ	c	E	Quota top
Nome	m da P.C.	KN/m3	°	KPa	MPa	m slm
Riporti	2.3	19	27	0	40	52.55
Argilla con limo	6	19.5	25	30	50	50.25
Detrito in matrice fine	7.6	20	35	0	70	46.55
Cappellacci (1 & 2 &3)	16.6	25	45	150	800	44.95
FMA	50	26	50	240	1500	35.95

Sezione F - F						
Strato	fino a	γ	φ	c	E	Quota top
Nome	m da P.C.	KN/m3	°	KPa	MPa	m slm
Riporti	2.3	19	27	0	40	50.5
Argilla con limo	6	19.5	25	30	50	48.2
Detrito in matrice fine	7.5	20	35	0	70	44.5
Cappellacci (1-2)	9	25	40	155	650	43
FMA	10.3	26	50	240	1500	41.5

Sezione C - C						
Strato	fino a	γ	φ	c	E	Quota top
Nome	m da P.C.	KN/m3	°	KPa	MPa	m slm
Riporti	0.5	19	27	0	40	48.8
Argilla con limo	1.5	19.5	25	30	50	48.3
Detrito in matrice fine	7.5	20	35	0	70	47.3
Cappellacci (1 & 2)	9	25	40	155	650	41.3
FMA	10.3	26	50	240	1500	39.8

Sezione E - E						
Strato	fino a	γ	φ	c	E	Quota top
Nome	m da P.C.	KN/m3	°	KPa	MPa	m slm

Riporti	2.3	19	27	0	40	44.5
Argilla con limo	6	19.5	25	30	50	42.2
Detrito in matrice fine	7.5	20	35	0	70	38.5
Cappellacci (1&2)	9	25	40	155	650	37
FMA	10.3	26	50	240	1500	35.5

Sezione A - A						
Strato	fino a	γ	φ	c	E	Quota top
Nome	m da P.C.	KN/m3	°	KPa	MPa	m slm
Riporti	2.3	19	27	0	40	52.45
Argilla con limo	6	19.5	25	30	50	50.15
Detrito in matrice fine	7.5	20	35	0	70	46.45
Cappellacci (1 & 2)	9	25	40	155	650	44.95
FMA	10.3	26	50	240	1500	43.45

Tabella 7-9 – Geometrie di calcolo: Stratigrafie e quote unità geologiche attraversate

Per la sezione A – A sono stati previsti consolidamenti per la parte di terreno a tergo della paratia di destra dove infatti non è stato possibile l'innesto di tiranti. Tale operazione di consolidamento, è stata simulata, nel programma Paratie, tramite un incremento delle proprietà del terreno stesso raccolte nella tabella seguente.

Sezione A – A (post consolidamento)						
Strato	fino a	g	f	c	E	Quota top
Nome	m da P.C.	KN/m3	°	KPa	MPa	m slm
Riporti	2.3	19	27	100	80	52.45
Argilla con limo	6	19.5	25	100	100	50.15
Detrito in matrice fine	7.5	20	35	100	140	46.45
Cappellacci (1 & 2)	9	25	40	155	700	44.95
FMA	10.3	26	50	240	1500	43.45

Tabella 7-10 – Geometrie di calcolo: Sezione A – A post consolidamento

Nel capitolo successivo, al paragrafo "8.5 Sezione A-A", tale intervento di consolidamento sarà mostrato da un retino rosso sovrapposto alle unità geologiche interessate dall'intervento stesso.

La sezione E – E, è stata verificata nell'ipotesi in cui la falda sia al piano campagna (Sezione completamente imbibita).

8 RISULTATI

Di seguito si riporta per ciascuna sezione di calcolo analizzata l'inviluppo dei risultati utilizzati per le verifiche e i particolare:

- L'inviluppo delle deformazioni in combinazione di azioni rara;
- L'inviluppo delle sollecitazioni flettenti sulla paratia per le combinazioni SLU1 e SLU2;
- L'inviluppo delle sollecitazioni di taglio sulla paratia per le combinazioni SLU1 e SLU2;
- L'inviluppo delle reazioni vincolari per le combinazioni SLU1 e SLU2.
-

8.1 Sezione G – G

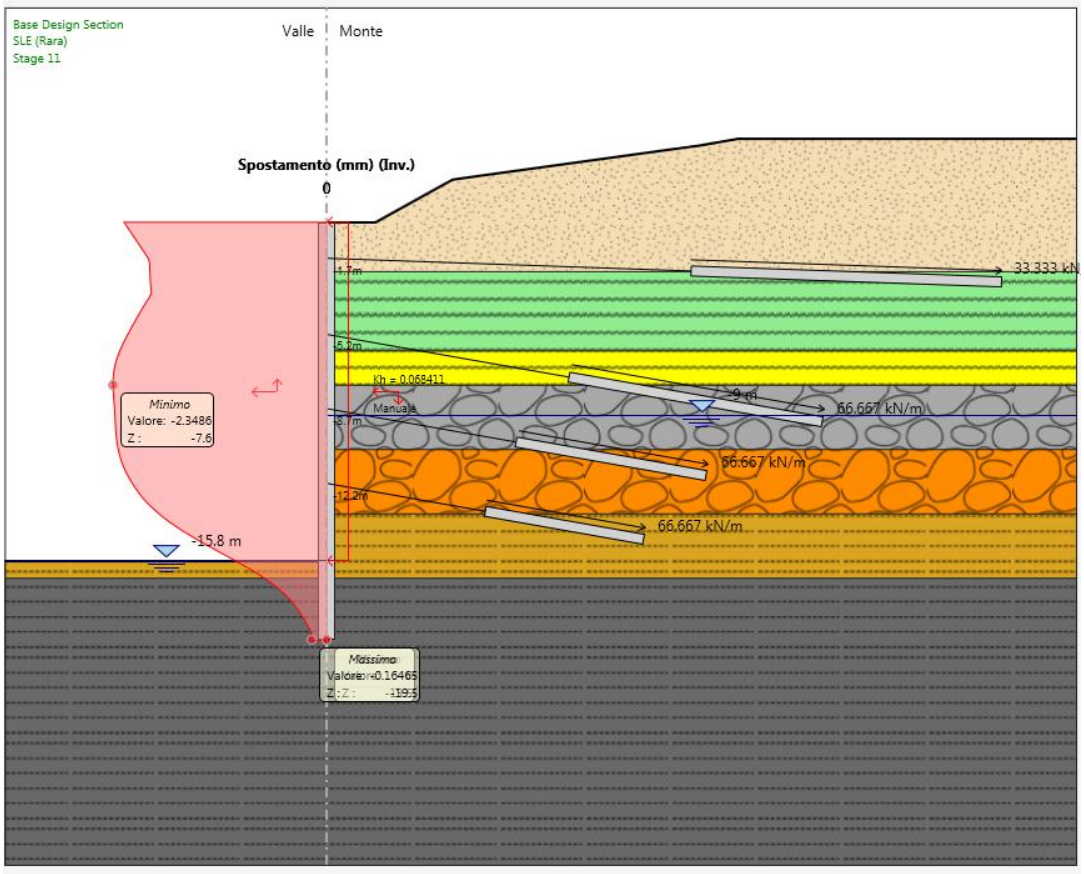


Figura 8-1 – Inviluppo massimo spostamenti - combinazione SLE

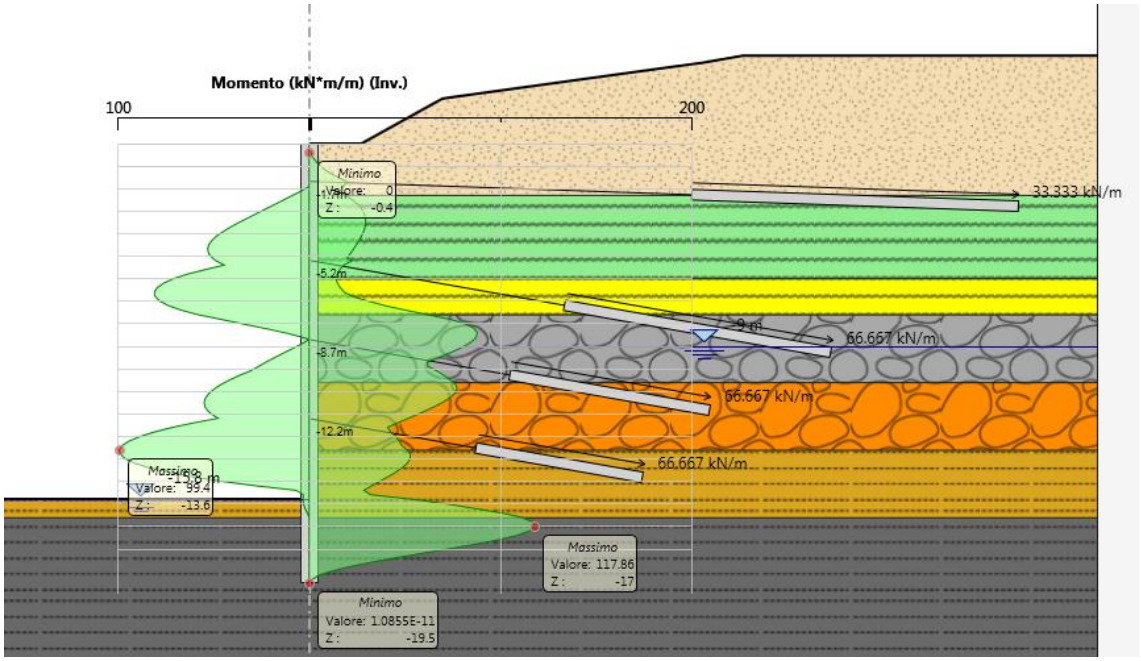


Figura 8-2 – Inviluppo massimo momento flettente - combinazioni SLU1 e SLU2

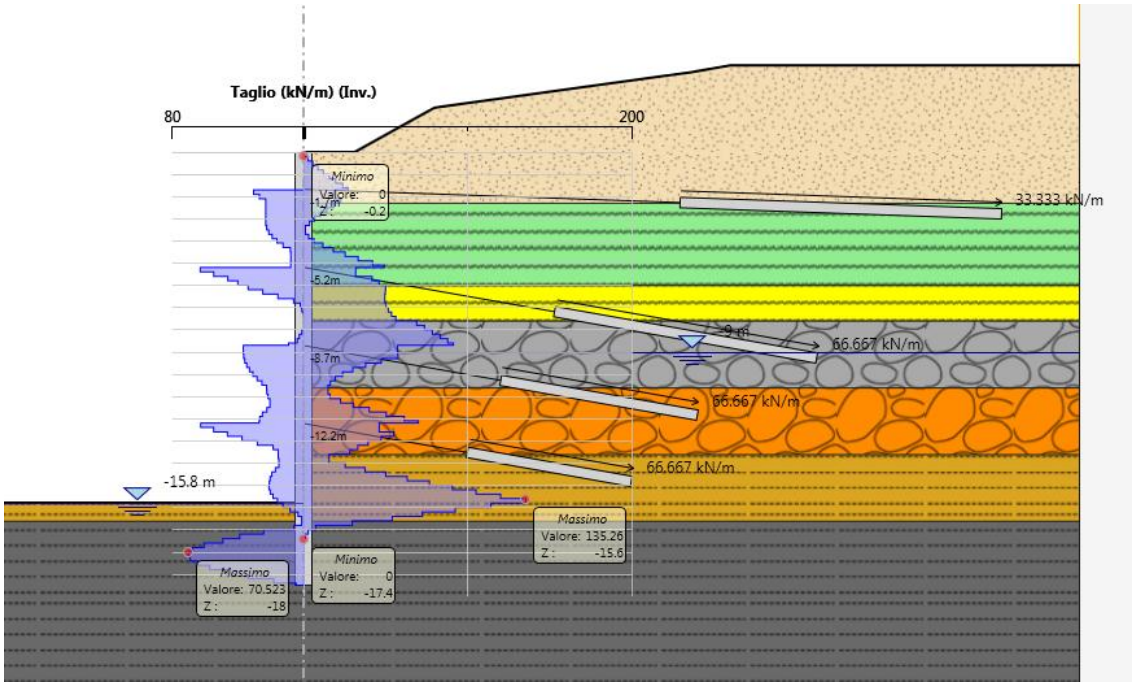


Figura 8-3 – Inviluppo massimo taglio - combinazioni SLU1 e SLU2

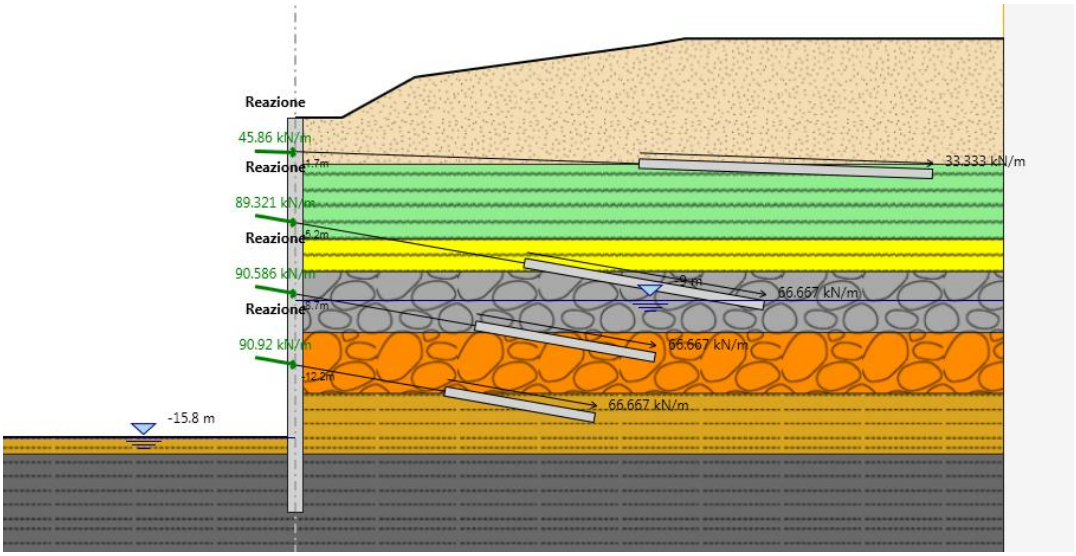


Figura 8-4 – Inviluppo massimo reazioni vincolari supporti - combinazioni SLU1 e SLU2

8.2 Sezione F - F

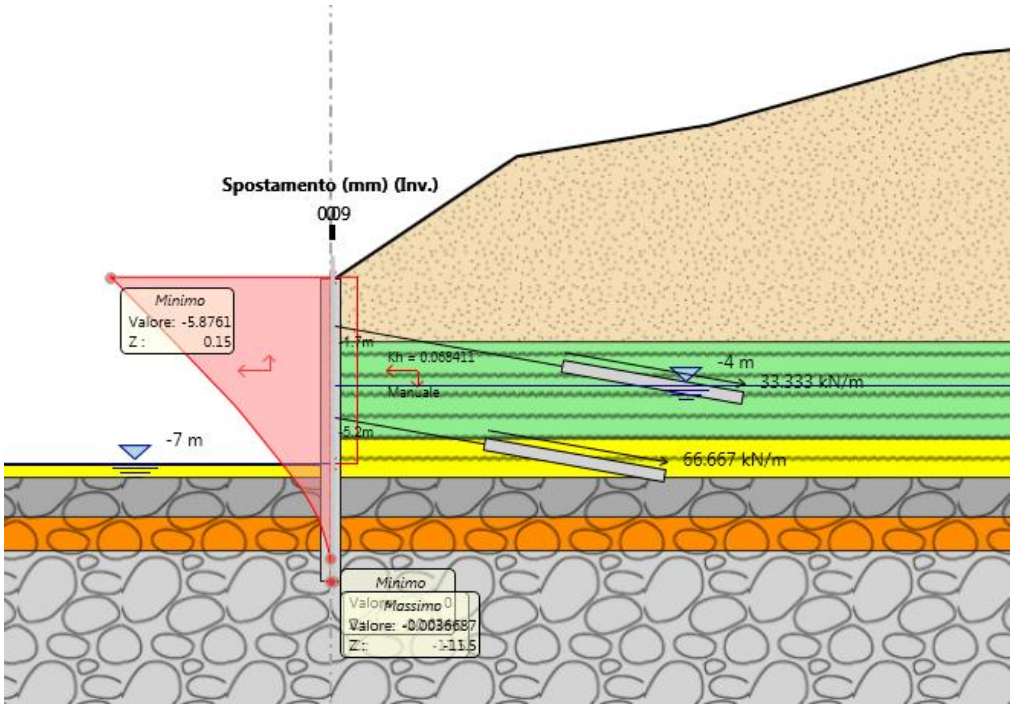


Figura 8-5 – Inviluppo massimo spostamenti - combinazione SLE

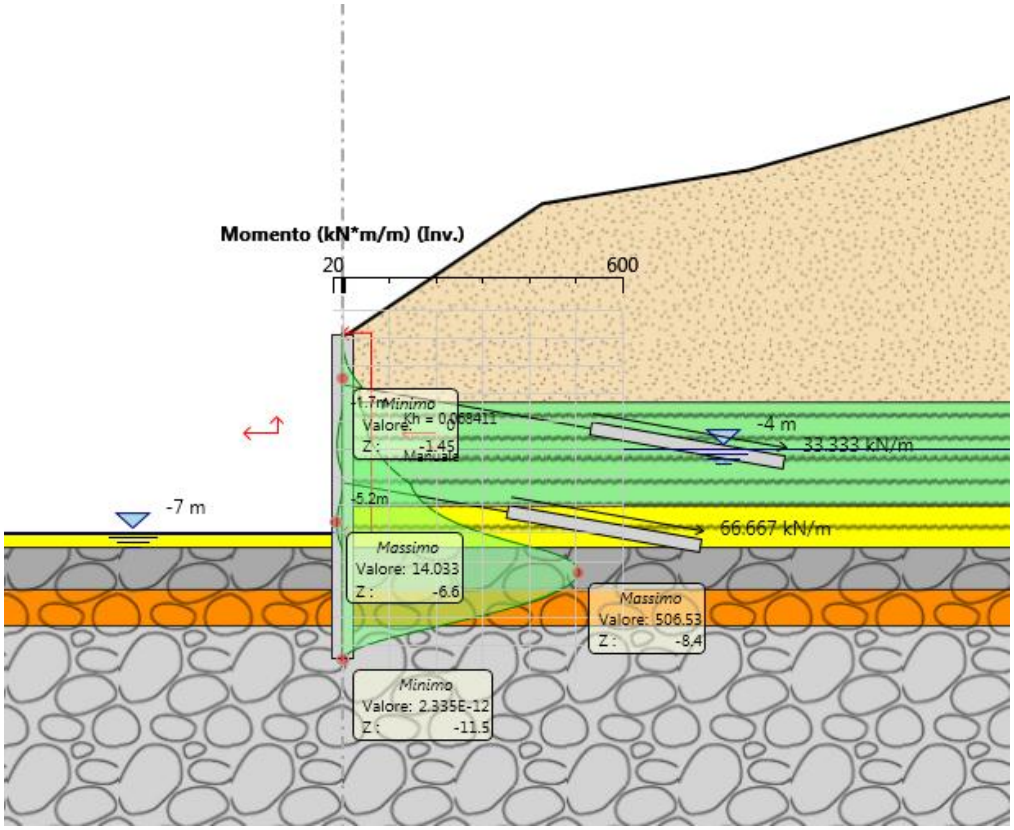


Figura 8-6 – Inviluppo massimo momento flettente - combinazioni SLU1 e SLU2

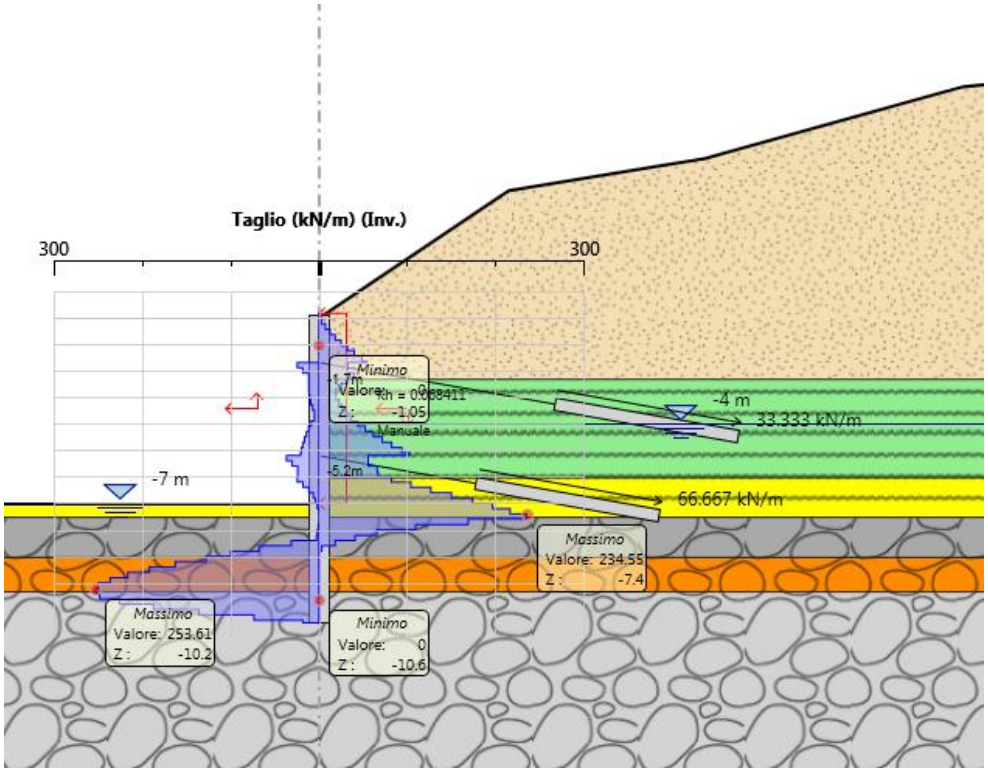


Figura 8-7 – Inviluppo massimo taglio - combinazioni SLU1 e SLU2

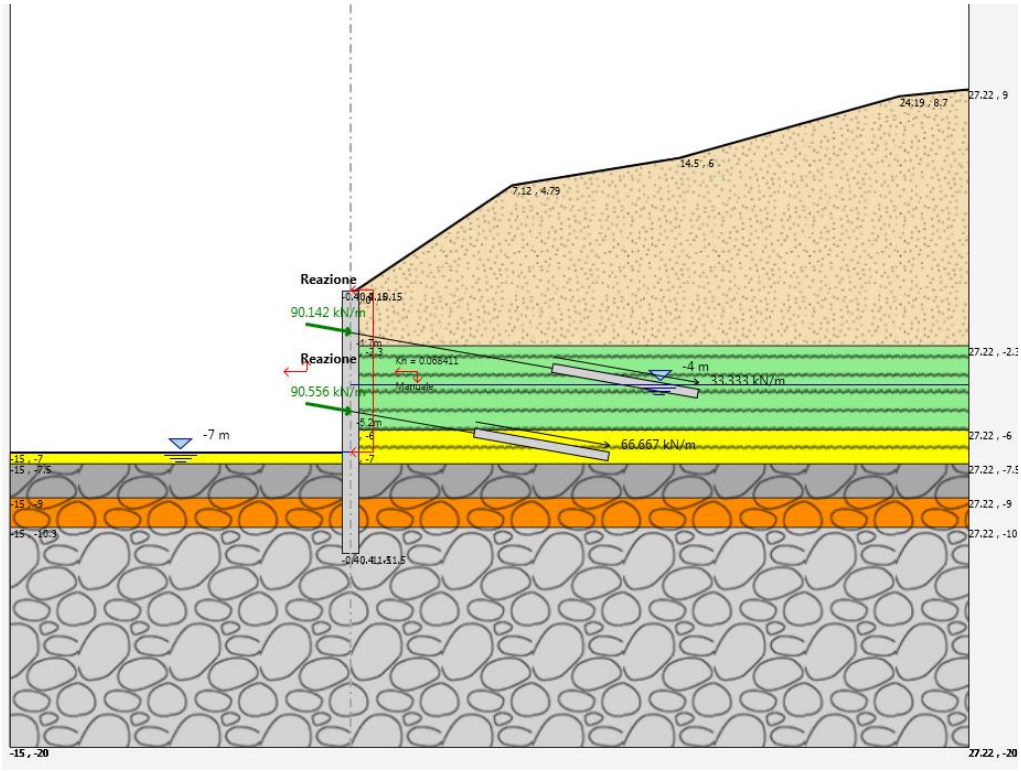


Figura 8-8 – Inviluppo massimo reazioni vincolari supporti - combinazioni SLU1 e SLU2

8.3 Sezione C – C

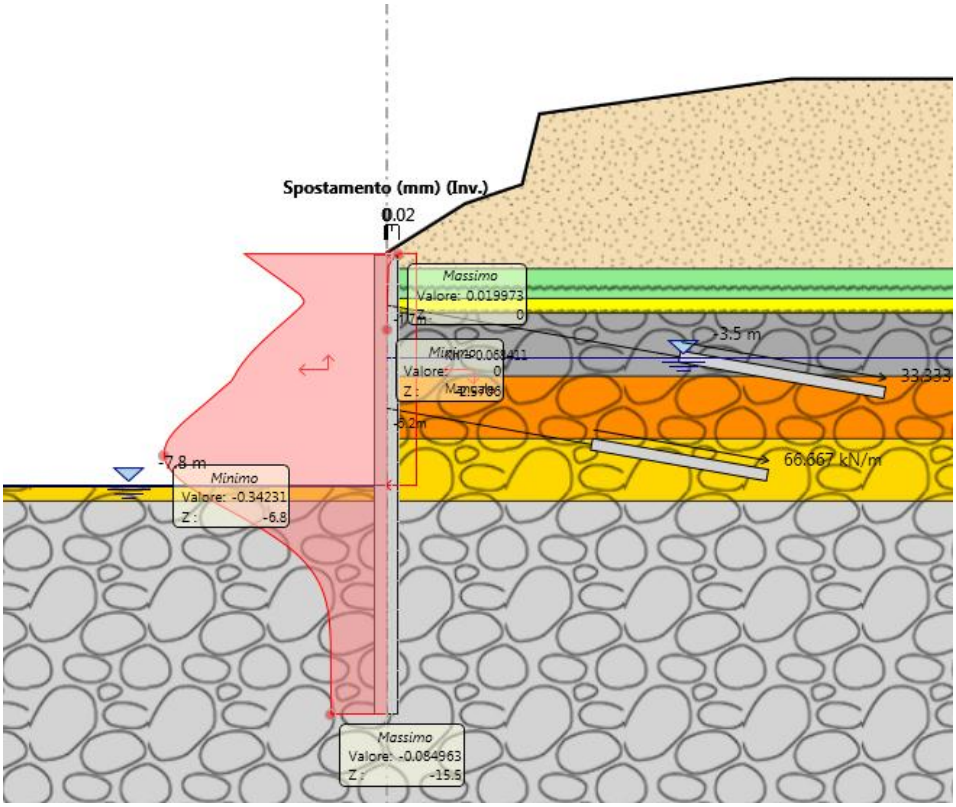


Figura 8-9 – Inviluppo massimo spostamenti - combinazione SLE

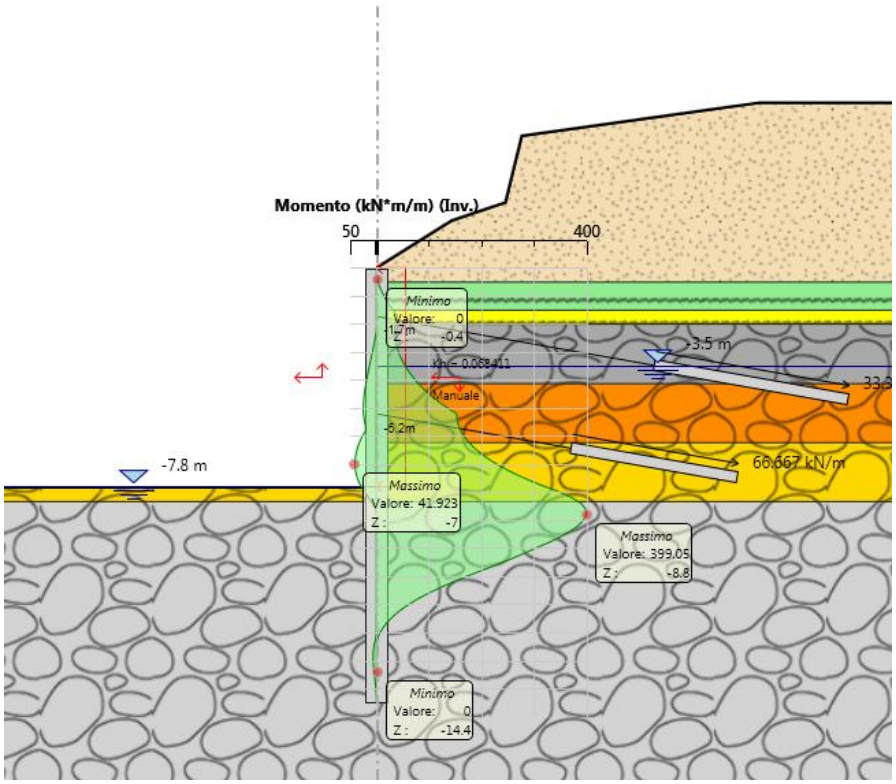


Figura 8-10 – Inviluppo massimo momento flettente - combinazioni SLU1 e SLU2

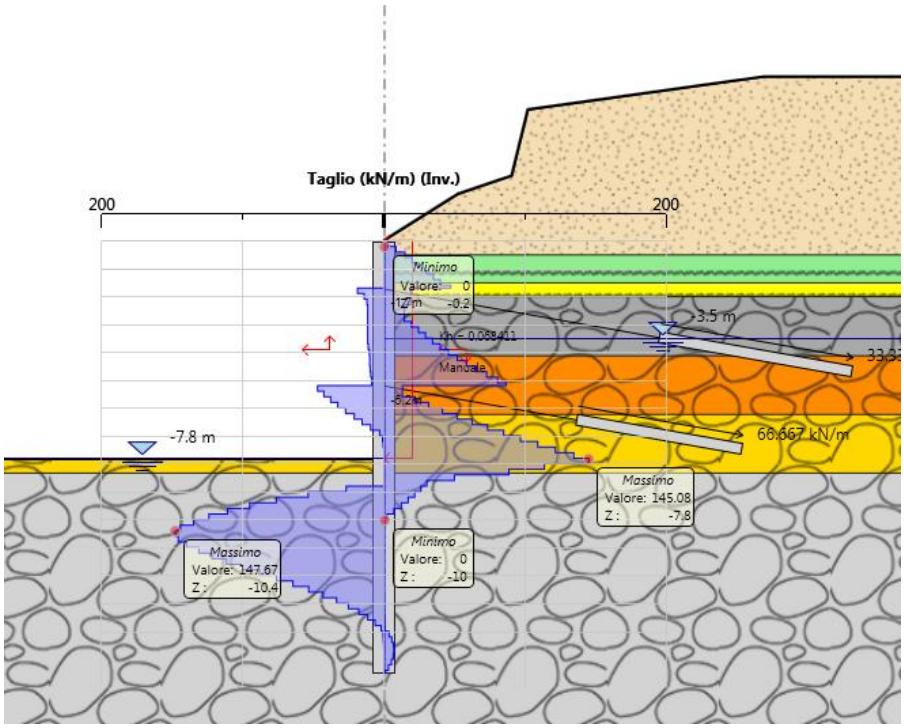


Figura 8-11 – Inviluppo massimo taglio - combinazioni SLU1 e SLU2

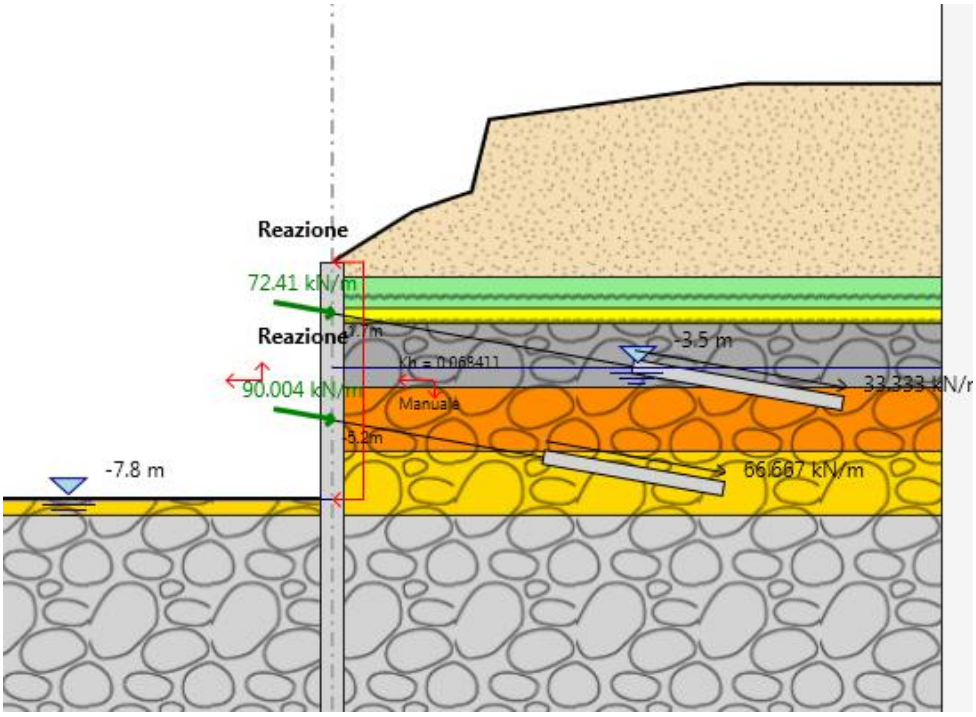


Figura 8-12 – Inviluppo massimo reazioni vincolari supporti - combinazioni SLU1 e SLU2

8.4 Sezione E - E

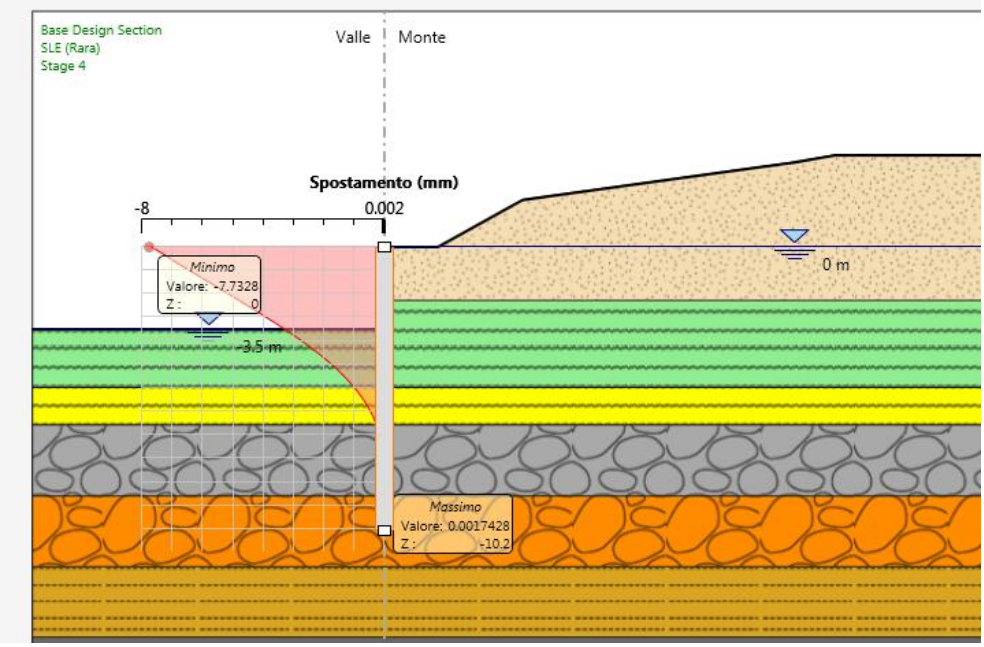


Figura 8-13 – Inviluppo massimo spostamenti - combinazione SLE

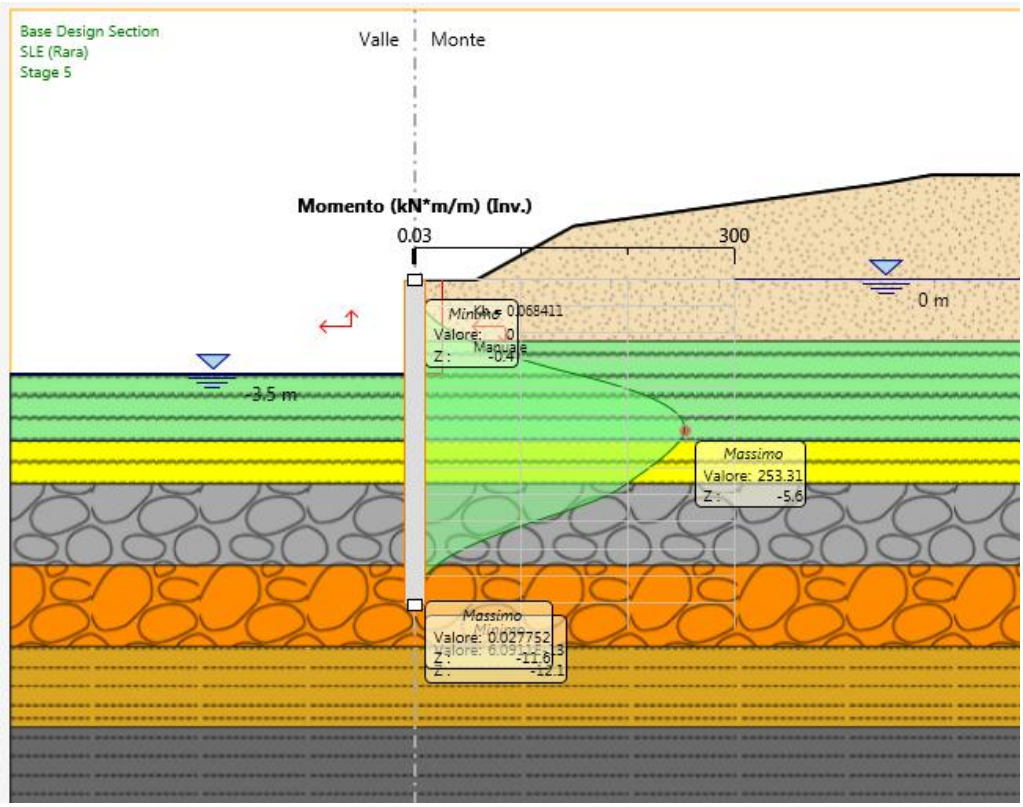


Figura 8-14 – Inviluppo massimo momento flettente - combinazioni SLU1 e SLU2

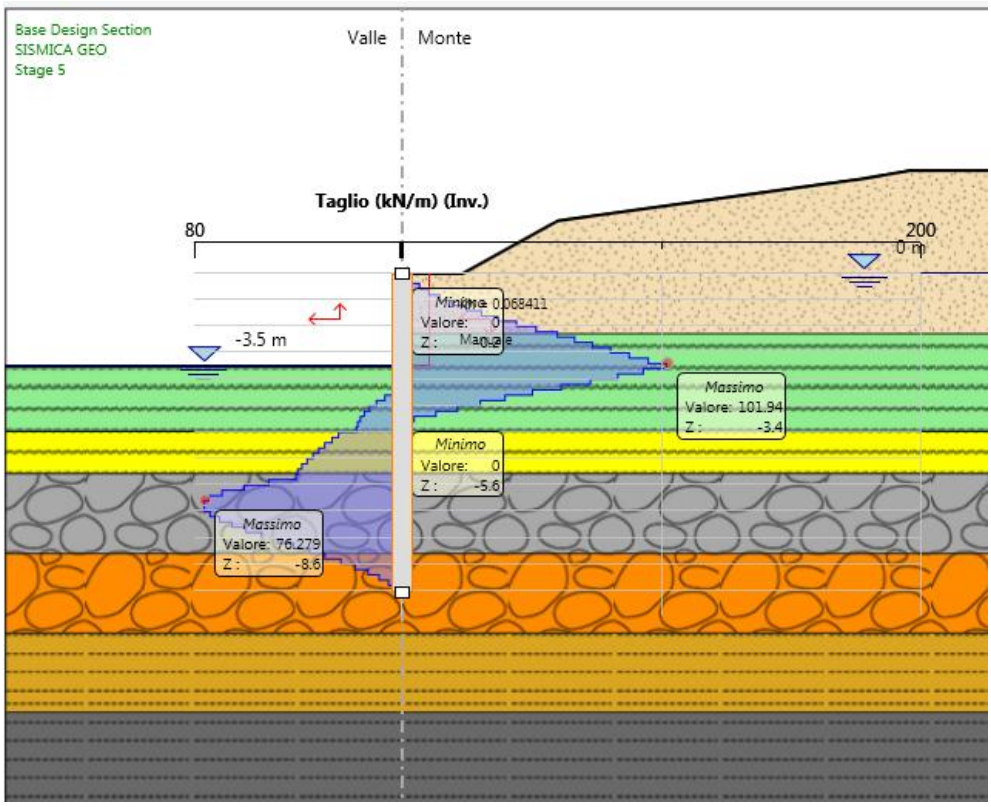


Figura 8-15 – Inviluppo massimo taglio - combinazioni SLU1 e SLU2

8.5 Sezione A – A

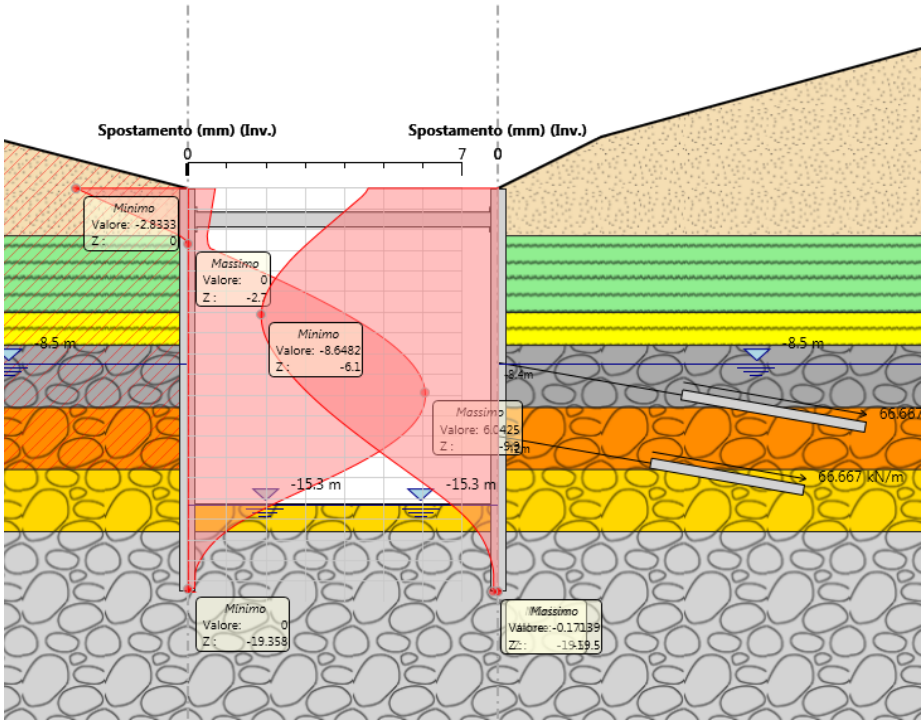


Figura 8-16 – Inviluppo massimo spostamenti - combinazione SLE

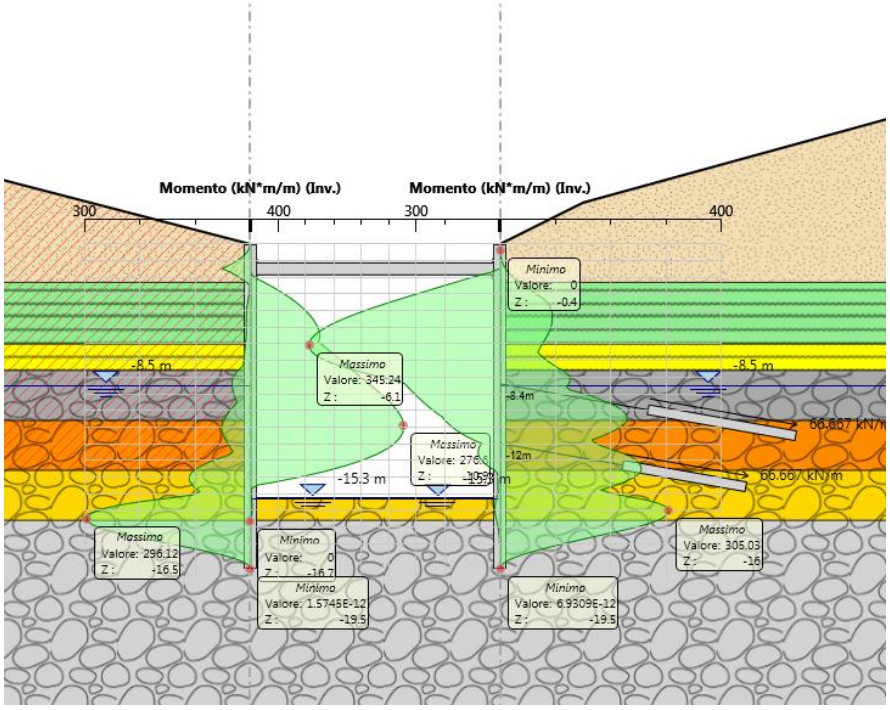


Figura 8-17 – Inviluppo massimo momento flettente - combinazioni SLU1 e SLU2

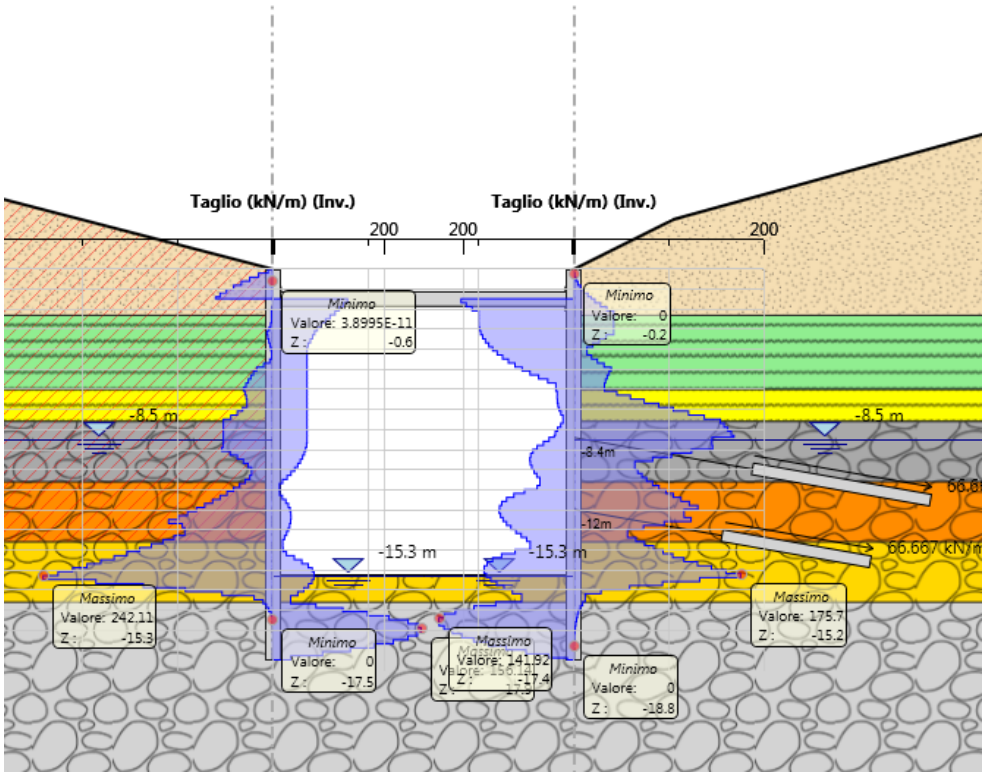


Figura 8-18 – Inviluppo massimo taglio - combinazioni SLU1 e SLU2

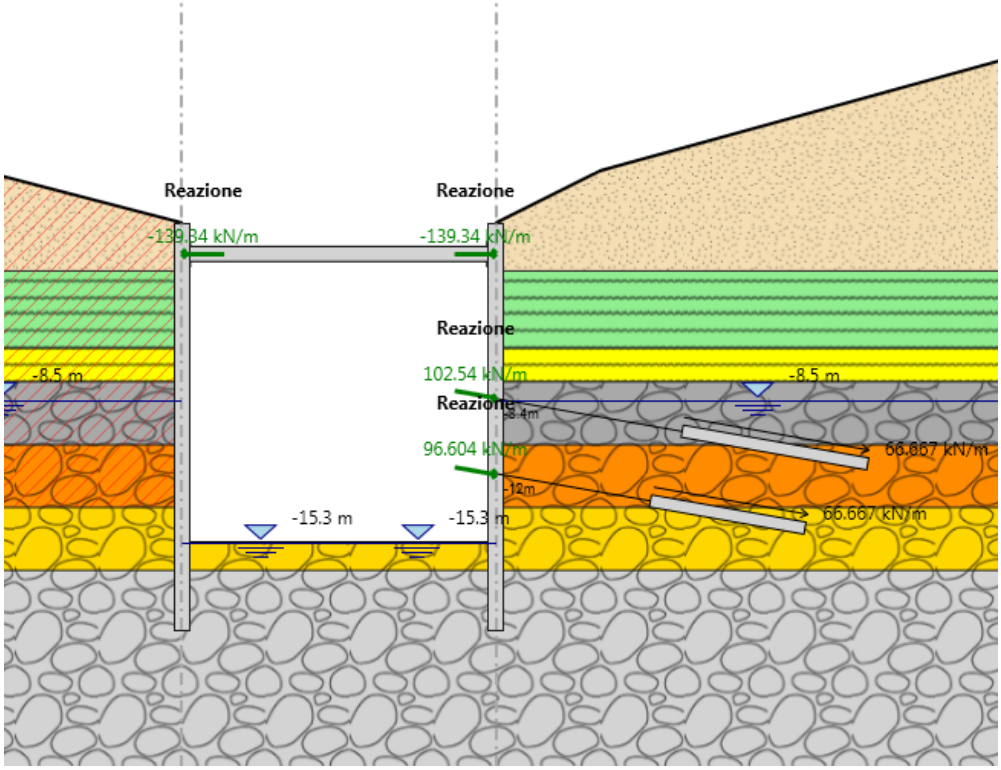


Figura 8-19 – Inviluppo massimo reazioni vincolari supporti - combinazioni SLU1 e SLU2

9 VERIFICHE

Di seguito si riportano per ciascuna sezione di calcolo analizzata le verifiche strutturali svolte. Nel dettaglio si verificano i seguenti elementi strutturali:

- Pali;
- Tiranti;
- Trave di ripartizione tiranti;
- Puntoni;
- Trave di ripartizione puntoni;
- Trave di testa – Appendimento pali

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali vengono eseguite, considerando le massime sollecitazioni per ciascuna sezione di calcolo.

9.1 Verifica dei pali

9.1.1 Verifica spostamenti

Il codice di calcolo ha permesso di valutare il regime deformativo corrispondente ad ogni fase di calcolo; nella seguente tabella si riportano i valori massimi degli spostamenti orizzontali evidenziati dall'elaborazione numerica *in fase statica*: il regime deformativo mostrato dal programma di calcolo è compatibile con la tipologia di struttura considerata e la spinta passiva mobilitata massima è circa il 17% di quella disponibile.

Calcolo	Spostamenti orizzontali [mm]	Utilizzo spinta passiva
Sezione G -G	2.4	6%
Sezione F - F	6.5	14.14%
Sezione C -C	0.37	4.8%
Sezione E - E	7.75	11.045%
Sezione A - A	13.5	6.62%

Tabella 9-1 – Spostamenti orizzontali

Si osserva come il regime deformativo massimo evidenziato in fase statica, risulta dell'ordine del centimetro.

9.1.2 Verifiche a pressoflessione

La verifica di resistenza dei pali è stata condotta considerando le sezioni armate. Si sono analizzate le sezioni in corrispondenza delle condizioni di carico più gravose, considerando agente uno sforzo assiale N pari al peso della porzione di palo sovrastante la sezione considerata.

Il valore del copriferro adottato, per i pali, è di 8 cm.

La tabella seguente riporta, per ogni sezione di calcolo, l'armatura della gabbia prevista calcolata.

Calcolo	Armatura
Sezione G -G	16Ø18
Sezione F - F	16Ø18
Sezione C -C	16Ø18
Sezione E - E	16Ø18
Sezione A - A	16Ø18

Tabella 9-2 – Tabella riassuntiva armatura pali

9.1.3 Stato Limite Ultimo

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati delle verifiche condotte. Come è possibile osservare, le verifiche risultano soddisfatte.

Sezione G – G

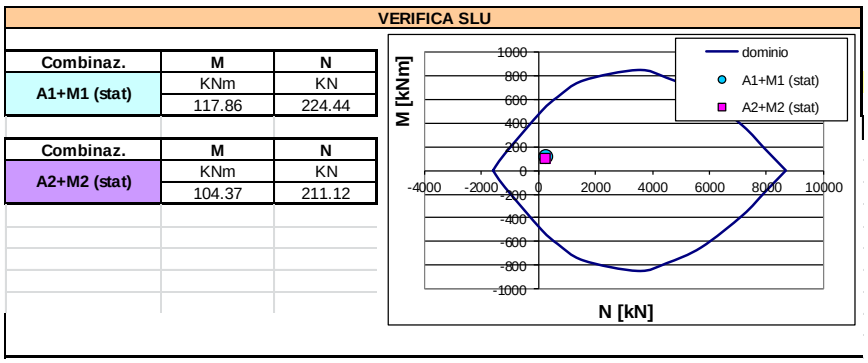


Figura 9-3 – Verifica Sezione G – G

Per la sezione G-G, l'azione sismica non viene considerata nei calcoli in quanto, in fase definitiva, la paratia risulta tagliata in corrispondenza della galleria.

Sezione F – F

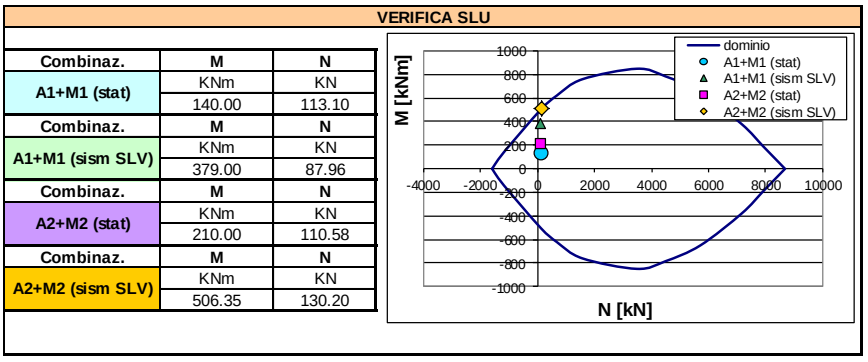


Figura 9-4 – Verifica Sezione F – F

Si fa presente che in corrispondenza di uno sforzo normale di 130.2 kN, il momento resisteste è pari a 506.5 kN e dunque la verifica è soddisfatta e il fattore di sicurezza è pari a F.S: 1.001.

Sezione C – C

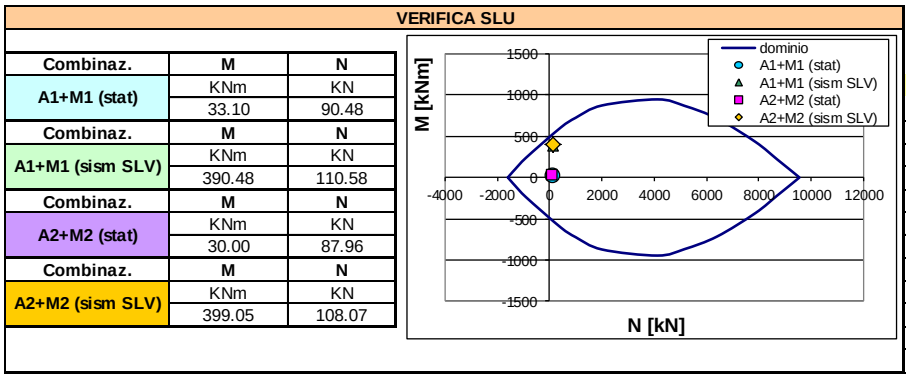


Figura 9-5 – Verifica Sezione C – C

Sezione E – E

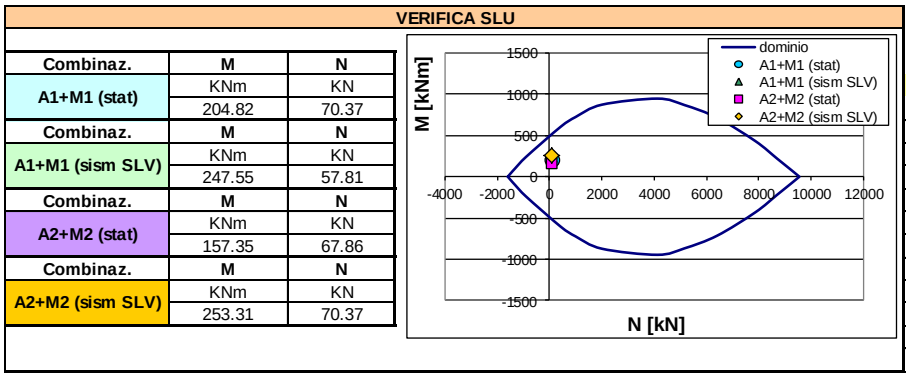


Figura 9-6 – Verifica Sezione E – E

Sezione A – A

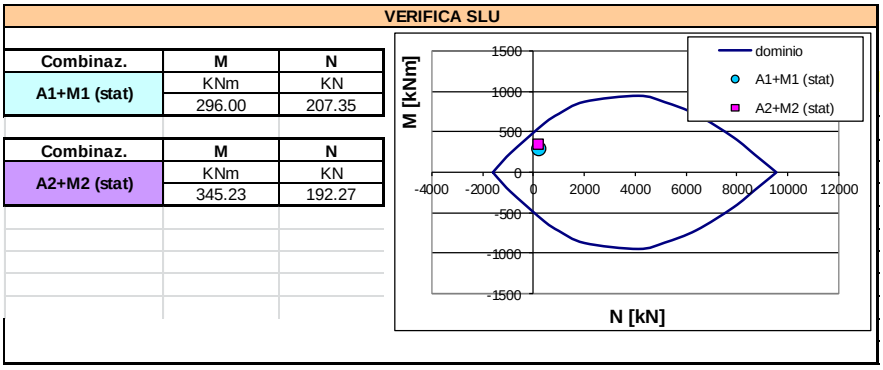


Figura 9-7 – Verifica Sezione A – A

Per la sezione A - A, vale lo stesso discorso effettuato la sezione G – G, e dunque l'azione sismica non viene considerata in fase di calcolo.

9.1.4 *Stato Limite di Esercizio*

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati delle verifiche condotte (negativi gli sforzi di trazione): come è possibile osservare le tensioni risultano sempre inferiori al limite e la verifica risulta quindi soddisfatta.

Sezione G – G

N	M	σ_{cls}	σ_{steel}	Verifica T.U. 2008
[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[-]
213.63	90.67	2.927	49.39	OK

Tabella 9-8 – Verifica a Pressoflessione SLE Sezione G - G

Sezione F –F

N	M	σ_{cls}	σ_{steel}	Verifica T.U. 2008
[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[-]
105.56	120.2	4.179	110.6	OK

Tabella 9-9 – Verifica a Pressoflessione SLE Sezione F -F

Sezione C – C

N	M	σ_{cls}	σ_{steel}	Verifica T.U. 2008
[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[-]
41.8	41.92	1.45	-37.05	OK

Tabella 9-10 – Verifica a Pressoflessione SLE Sezione C - C

Sezione E – E

N	M	σ_{cls}	σ_{steel}	Verifica T.U. 2008
[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[-]
70.37	157.55	5.53	-163.4	OK

Tabella 9-11 – Verifica a Pressoflessione SLE Sezione E - E

Sezione A – A

N	M	σ_{cls}	σ_{steel}	Verifica T.U. 2008
[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[-]
207.35	227.79	7.86	-206.1	OK

Tabella 9-12 – Verifica a Pressoflessione SLE Sezione A -A

9.1.5 *Verifiche a taglio*

L'armatura trasversale prevista è costituita da una spirale Ø14 con passo 20 cm per tutti i pali che costituiscono la paratia. Di seguito si riportano i risultati delle verifiche condotte.

Sezione G – G

VERIFICA TAGLIO (T.U. 2008)						
V paratie	**quota**	**N**	**V**	**V slu**	**Coefficiente**	**Coefficiente**
KN/m	m slm	KN	KN	KN	γ **s**	γ **c**
135.26	36.95	196.04	135.26	**135.26**	1.15	1.5
					α	**θ**
108.54	36.95	196.04	108.54	**108.54**	°	°
					90	45

Spirale ϕ	**Passo**	**Asw**	**Copriferro**	**fyk staffe**	**fyd staffe**	**fcd**
mm	cm	mm2	cm	Mpa	MPa	MPa
14	20	307.88	5	450	391.30	16.49

altezza utile	**bw**	**σ cp**	**α c**	**V Rcd**	**V Rsd**
d [cm]	**cm**	MPa	-	KN	KN
61.71	67.42	0.39	1.02	1580.15	334.54
		0.39	1.02	1580.15	

	V Rd	
	KN	**Verifica**
A1+M1 stat	**334.54**	OK
A1+M1 sism		
A2+M2 stat	**334.54**	OK
A2+M2 sism		

Tabella 9-13 – Verifica a taglio Sezione G – G

Come riportato per la verifica di cui al capitolo 9.1.3, anche per quanto riguarda la verifica a taglio, per la sezione G –G, l'azione sismica, non viene considerata nel calcolo.

Sezione F –F

VERIFICA TAGLIO (T.U. 2008)						
V paratie	**quota**	**N**	**V**	**V slu**	**Coefficiente**	**Coefficiente**
KN/m	m slm	KN	KN	KN	γ **s**	γ **c**
126	43.1	92.99	126	**126**	1.15	1.5
201	40.1	130.69	201	**201**	**α**	**θ**
161	43.1	92.99	161	**161**	°	°
253	40.1	130.69	253	**253**	90	45

Spirale ϕ	**Passo**	**Asw**	**Copriferro**	**fyk staffe**	**fyd staffe**	**fcd**
mm	cm	mm2	cm	Mpa	MPa	MPa
14	20	307.88	5	450	391.30	16.46166667

altezza utile	**bw**	**σ cp**	**α c**	**V Rcd**	**V Rsd**
d [cm]	**cm**	MPa	-	KN	KN
61.71	67.42	0.185	1.01	1558.31	334.54
		0.26	1.02	1565.33	
		0.185	1.01	1558.31	
		0.26	1.02	1565.33	

	V Rd	
	KN	**Verifica**
A1+M1 stat	**334.54**	OK
A1+M1 sism	**334.54**	OK
A2+M2 stat	**334.54**	OK
A2+M2 sism	**334.54**	OK

Tabella 9-14 – Verifica a taglio Sezione F -F

Sezione C – C

VERIFICA TAGLIO (T.U. 2008)						
V paratie	**quota**	**N**	**V**	**V slu**	**Coefficiente**	**Coefficiente**
KN/m	m slm	KN	KN	KN	**γ s**	**γ c**
52	43.6	65.35	52	**52**	1.15	1.5
141.68	38.2	133.20	141.68	**141.68**	**α**	**θ**
42.2	43.6	65.35	42.2	**42.2**	°	°
152	38.6	128.18	152	**152**	90	45

Spirale ϕ	**Passo**	**Asw**	**Copriferro**	**fyk staffe**	**fyd staffe**	**fcd**
mm	cm	mm2	cm	Mpa	MPa	MPa
14	20	307.88	5	450	391.30	16.46166667

altezza utile	**bw**	**σ cp**	**α c**	**V Rcd**	**V Rsd**
d [cm]	**cm**	MPa	-	KN	KN
61.71	67.42	0.13	1.01	1553.16	334.54
		0.265	1.02	1565.80	
		0.13	1.01	1553.16	
		0.255	1.02	1564.86	

	V Rd	
	KN	**Verifica**
A1+M1 stat	**334.54**	**OK**
A1+M1 sism	**334.54**	**OK**
A2+M2 stat	**334.54**	**OK**
A2+M2 sism	**334.54**	**OK**

Tabella 9-15 – Verifica a taglio Sezione C –C

Sezione E – E

VERIFICA TAGLIO (T.U. 2008)						
V paratie	**quota**	**N**	**V**	**V slu**	**Coefficiente**	**Coefficiente**
KN/m	m slm	KN	KN	KN	**γ s**	**γ c**
85.963	41.1	42.73	85.963	**85.963**	1.15	1.5
100.13	41.1	42.73	100.13	**100.13**	**α**	**θ**
67.93	41.1	42.73	67.93	**67.93**	°	°
101.94	41.1	42.73	101.94	**101.94**	90	45

Spirale ϕ	**Passo**	**Asw**	**Copriferro**	**fyk staffe**	**fyd staffe**	**fcd**
mm	cm	mm2	cm	Mpa	MPa	MPa
14	20	307.88	5	450	391.30	16.46166667

altezza utile	**bw**	**σ cp**	**α c**	**V Rcd**	**V Rsd**
d [cm]	**cm**	MPa	-	KN	KN
61.65	67.42	0.085	1.01	1547.36	334.20
		0.085	1.01	1547.36	
		0.085	1.01	1547.36	
		0.085	1.01	1547.36	

	V Rd	
	KN	**Verifica**
A1+M1 stat	**334.20**	**OK**
A1+M1 sism	**334.20**	**OK**
A2+M2 stat	**334.20**	**OK**
A2+M2 sism	**334.20**	**OK**

Tabella 9-16 - Verifica a taglio Sezione E - E

Sezione A – A

VERIFICA TAGLIO (T.U. 2008)						
V paratie	**quota**	**N**	**V**	**V slu**	**Coefficiente**	**Coefficiente**
KN/m	m slm	KN	KN	KN	γ **s**	γ **c**
242	37.15	192.27	242	**242**	1.15	1.5
					α	**θ**
189.3	37.15	192.27	189.3	**189.3**	°	°
					90	45
Spirale ϕ	**Passo**	**Asw**	**Copriferro**	**fyk staffe**	**fyd staffe**	**fcd**
mm	cm	mm2	cm	Mpa	MPa	MPa
14	20	307.88	5	450	391.30	16.46166667

altezza utile	**bw**	**σ cp**	**α c**	**V Rcd**	**V Rsd**
d [cm]	**cm**	MPa	-	KN	KN
61.71	67.42	0.3825	1.02	1576.80	334.54
		0	1.00	1540.99	
		0.3825	1.02	1576.80	
		0	1.00	1540.99	

	V Rd	
	KN	**Verifica**
A1+M1 stat	**334.54**	**OK**
A1+M1 sism		
A2+M2 stat	**334.54**	**OK**
A2+M2 sism		

Tabella 9-17 – Verifica a taglio Sezione A -A

Come riportato per la verifica di cui al capitolo 9.1.3, anche per quanto riguarda la verifica a taglio, per la sezione A –A, l'azione sismica, non viene considerata ai fini della verifica.

9.2 Verifiche dei tiranti

Le assunzioni effettuate per il calcolo dei tiranti sono le seguenti:

- Diametro di perforazione pari a 20 cm per tutte le sezioni;
- Coefficiente di sbulbamento pari a 1.1;
- γ_r pari a 1.2;
- τ aderenza terreno-bulbo in funzione dello strato in cui ricade il bulo:
  - Coltre detritica: 150 kPa
  - Cappellaccio superficiale 200 kPa
  - Cappellaccio profondo e substrato: 250 kPa

I valori relativi alla τ aderenza terreno-bulbo, sono stati ricavati dall'interpretazione dei seguenti grafici:

Per quanto riguarda lo strato "Coltre detritica":

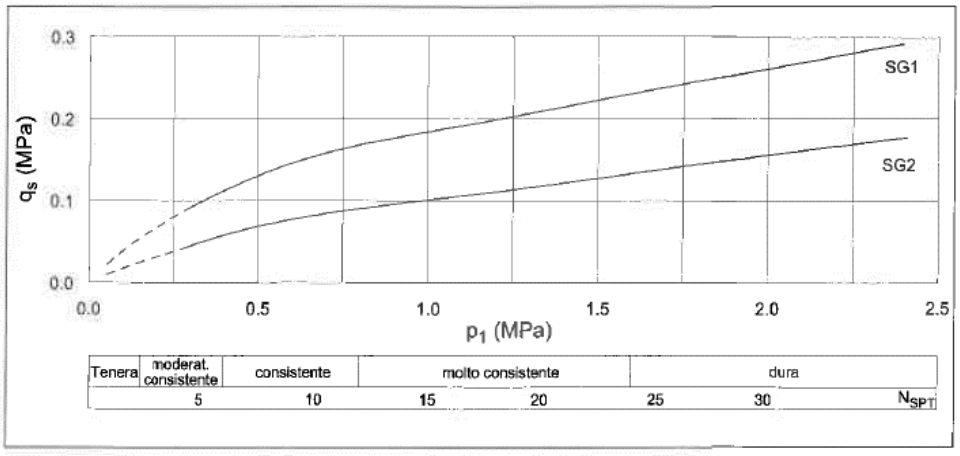


Figura 9-18 – Resistenza unitaria limite per terreni a grana fine

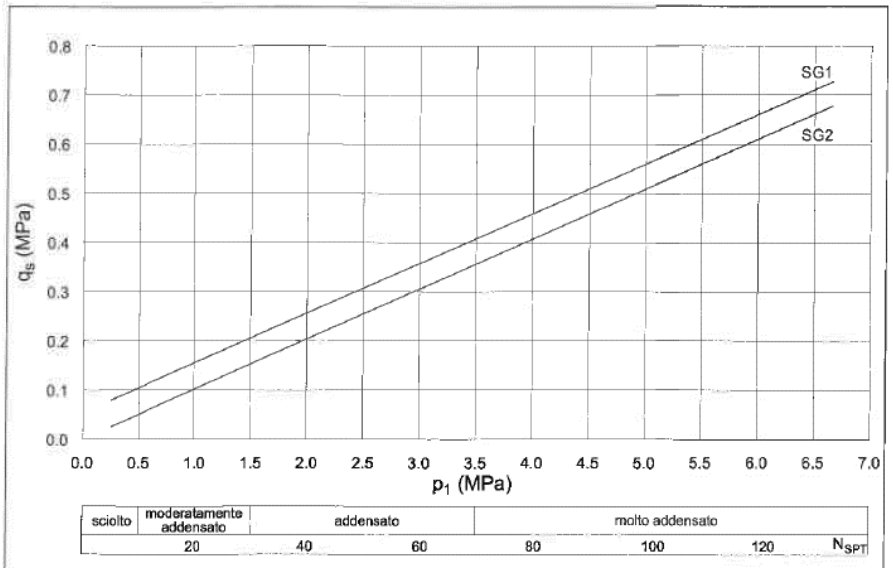


Figura 9-19 – Resistenza unitaria limite per terreni incoerenti

Per maggiori approfondimenti circa le caratteristiche di questi strati, si rimanda alla Relazione Geotecnica-Geomeccanica, è utile riportare, tuttavia, che il valore di N_{SPT} relativo allo strato argilloso, è 12 - 14 mentre il valore relativo allo strato più incoerente, è pari a 31. Sulla base di queste informazioni, è stato preso in considerazione un valore pari a circa 150 KPa.

Per quanto riguarda gli strati relativi al cappellaccio, il valore della τ aderenza terreno-bulbo è stato valutato sulla base del seguente grafico:

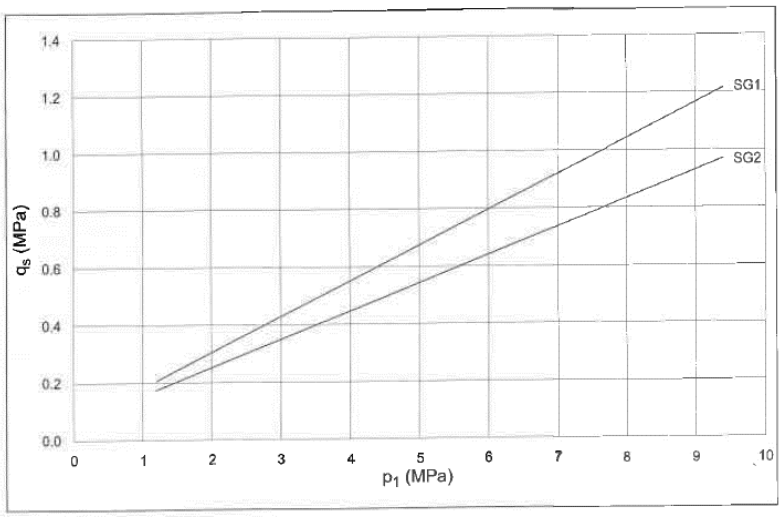


Figura 9-20 – Resistenza unitaria limite per rocce tenere e fratturate

I valori di τ aderenza terreno-bulbo utilizzati per gli strati di cappellaccio, sono 200 e 250 kPa in base al grado di fratturazione dello strato di cappellaccio (generalmente funzione della profondità).

Avendo solamente un profilo di indagine (SEB1), i valori di τ aderenza terreno-bulbo ricavati e appena riportati, sono stati divisi per il fattore ξ=1.7.

Dunque i valori utilizzati ai fini della verifica sono:

- Coltre detritica: 83 kPa;
- Cappellaccio fratturato: 111 kPa
- Cappellaccio: 139 Kpa

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche riguardanti i tiranti previsti in progetto a sostegno delle paratie; le verifiche riguardano la resistenza a trazione dei trefoli in acciaio e la resistenza a sfilamento del bulbo d'ancoraggio, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

9.2.1 Verifiche dei trefoli

9.2.1.1 Sezione G - G

Le verifiche sono state condotte accertando, sia in fase statica che in fase sismica, che sia rispettata la condizione: Ed ≤ Rd.

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A1+M1										
Ordine	**numero trefoli**	**passo tiranti**	**Tiro max paratie**	**Area trefolo**	**f_{yk}**	**R_d**	**E_d**	**R_d/E_d**	**verifica**	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	45.9	1.39	1670	807.4	137.58	**5.87**	**> 1**	OK
2	4	3	88.6	1.39	1670	807.4	265.94	**3.04**	**> 1**	OK
3	4	3	88.1	1.39	1670	807.4	264.22	**3.06**	**> 1**	OK
4	4	3	87.1	1.39	1670	807.4	261.36	**3.09**	**> 1**	OK

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1										
Ordine	**numero trefoli**	**passo tiranti**	**Tiro max paratie**	**Area trefolo**	**f_{yk}**	**Rs_d**	**Es_d**	**Rs_d/Es_d**	**verifica**	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	167.3	1.39	1670	807.4	501.75	**1.61**	**> 1**	OK
2	4	3	192.4	1.39	1670	807.4	577.30	**1.40**	**> 1**	OK
3	4	3	167.9	1.39	1670	807.4	503.84	**1.60**	**> 1**	OK
4	4	3	121.4	1.39	1670	807.4	364.26	**2.22**	**> 1**	OK

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A2+M2										
Ordine	**numero trefoli**	**passo tiranti**	**Tiro max paratie**	**Area trefolo**	**f_{yk}**	**R_d**	**E_d**	**R_d/E_d**	**verifica**	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	35.9	1.39	1670	807.4	107.60	**7.50**	**> 1**	OK
2	4	3	68.8	1.39	1670	807.4	206.39	**3.91**	**> 1**	OK
3	4	3	68.3	1.39	1670	807.4	204.81	**3.94**	**> 1**	OK
4	4	3	67.2	1.39	1670	807.4	201.45	**4.01**	**> 1**	OK
VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2										
Ordine	**numero trefoli**	**passo tiranti**	**Tiro max paratie**	**Area trefolo**	**f_{yk}**	**Rs_d**	**Es_d**	**Rs_d/Es_d**	**verifica**	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	180.5	1.39	1670	807.4	541.40	**1.49**	**> 1**	OK
2	4	3	205.0	1.39	1670	807.4	615.07	**1.31**	**> 1**	OK
3	4	3	177.5	1.39	1670	807.4	532.44	**1.52**	**> 1**	OK
4	4	3	125.5	1.39	1670	807.4	376.59	**2.14**	**> 1**	OK

Tabella 9-21 – Verifica dei trefoli Sezione G – G

9.2.1.2 *Sezione F – F*

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A1+M1

Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	γ_{Azioni}	γ_S	γ_R	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	58.7	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	176.15	**4.58**	**> 1**	OK
2	4	3	89.1	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	267.21	**3.02**	**> 1**	OK

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1

Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	γ_{Azioni}	γ_S	γ_R	Rs_d	Es_d	Rs_d/Es_d	verifica	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	78.8	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	236.38	**3.42**	**> 1**	OK
2	4	3	89.1	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	267.29	**3.02**	**> 1**	OK

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A2+M2

Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	γ_{Azioni}	γ_S	γ_R	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	55.7	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	167.11	**4.83**	**> 1**	OK
2	4	3	70.1	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	210.15	**3.84**	**> 1**	OK

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2

Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	γ_{Azioni}	γ_S	γ_R	Rs_d	Es_d	Rs_d/Es_d	verifica	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	90.1	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	270.42	**2.99**	**> 1**	OK
2	4	3	90.6	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	271.67	**2.97**	**> 1**	OK

Tabella 9-22 – Verifica dei trefoli Sezione F – F

9.2.1.3 *Sezione C – C*

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A1+M1

Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	γ_{Azioni}	γ_S	γ_R	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	43.6	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	130.79	**6.17**	**> 1**	OK
2	4	3	87.1	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	261.37	**3.09**	**> 1**	OK

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1

Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	γ_{Azioni}	γ_S	γ_R	Rs_d	Es_d	Rs_d/Es_d	verifica	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	70.6	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	211.86	**3.81**	**> 1**	OK
2	4	3	87.6	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	262.71	**3.07**	**> 1**	OK

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A2+M2

Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	γ_{Azioni}	γ_S	γ_R	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	33.7	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	100.99	**7.99**	**> 1**	OK
2	4	3	67.1	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	201.18	**4.01**	**> 1**	OK

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2

Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	γ_{Azioni}	γ_S	γ_R	Rs_d	Es_d	Rs_d/Es_d	verifica	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	71.5	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	214.40	**3.77**	**> 1**	OK
2	4	3	87.6	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	262.69	**3.07**	**> 1**	OK

Tabella 9-23 – Verifica dei trefoli Sezione C - C

9.2.1.4 *Sezione A – A*

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A1+M1													
Ordine	**numero trefoli**	**passo tiranti**	**Tiro max paratie**	**Area trefolo**	**f_{yk}**	**γ_{Azioni}**	**γ_S**	**γ_R**	**R_d**	**E_d**	**R_d/E_d**	**verifica**	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	104.2	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	312.63	**2.58**	**> 1**	OK
2	4	3	97.1	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	291.36	**2.77**	**> 1**	OK

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1													
Ordine	**numero trefoli**	**passo tiranti**	**Tiro max paratie**	**Area trefolo**	**f_{yk}**	**γ_{Azioni}**	**γ_S**	**γ_R**	**Rs_d**	**Es_d**	**Rs_d/Es_d**	**verifica**	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	130.7	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	391.95	**2.06**	**> 1**	OK
2	4	3	112.5	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	337.53	**2.39**	**> 1**	OK

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A2+M2													
Ordine	**numero trefoli**	**passo tiranti**	**Tiro max paratie**	**Area trefolo**	**f_{yk}**	**γ_{Azioni}**	**γ_S**	**γ_R**	**R_d**	**E_d**	**R_d/E_d**	**verifica**	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	87.3	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	261.85	**3.08**	**> 1**	OK
2	4	3	77.8	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	233.52	**3.46**	**> 1**	OK

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2													
Ordine	**numero trefoli**	**passo tiranti**	**Tiro max paratie**	**Area trefolo**	**f_{yk}**	**γ_{Azioni}**	**γ_S**	**γ_R**	**Rs_d**	**Es_d**	**Rs_d/Es_d**	**verifica**	
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]		
1	4	3	140.4	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	421.21	**1.92**	**> 1**	OK
2	4	3	116.5	1.39	1670	1	1.15	1	807.4	349.52	**2.31**	**> 1**	OK

Tabella 9-24 – Verifica dei trefoli Sezione A - A

9.2.2 *Verifiche della lunghezza libera*

Le lunghezze libere dei tiranti sono state definite secondo i criteri esposti in precedenza. Di seguito sono riassunte le lunghezze adottate per i diversi ordini di tiranti.

9.2.2.1 *Sezione G – G*

ordine	H1 [m]	H2 [m]	Inclinaz. verticale	Inclinaz. orizz.	Angolo d'attrito	Infiss. pannello	L. libera [m]	L. libera + sisma	L. libera arrot. 0.5
1	15.3	1.7	2	0	27.0	4.2	**14.20**	**17.01**	**17**
2	15.3	5.2	10	0	40.0	4.2	**9.42**	**11.29**	**11.5**
3	15.3	8.7	10	0	45	4.2	**7.37**	**8.82**	**9**
4	15.3	12.2	10	0	45	4.2	**5.99**	**7.18**	**7.5**

Tabella 9-25 – Verifica geometrica dei trefoli Sezione A - A

9.2.2.2 *Sezione F - F*

ordine	H1 [m]	H2 [m]	Inclinaz. verticale	Inclinaz. orizz.	Angolo d'attrito	Infiss. pannello	L. libera [m]	L. libera + sisma	L. libera arrot. 0.5
1	7	1.6	10	0	25.0	4.5	**7.27**	**8.71**	**9**
2	7	5.1	10	0	40.0	4.5	**4.25**	**5.09**	**6**

Tabella 9-26 – Verifica geometrica dei trefoli Sezione F - F

9.2.2.3 *Sezione C – C*

ordine	H1 [m]	H2 [m]	Inclinaz. verticale	Inclinaz. orizz.	Angolo d'attrito	Infiss. pannello	L. libera [m]	L. libera + sisma	L. libera arrot. 0.5
1	7.8	1.7	10	0	35.0	7.7	**8.32**	**9.96**	**10**
2	7.8	5.2	10	0	45.0	7.7	**5.63**	**6.75**	**7**

Tabella 9-27 – Verifica geometrica dei trefoli Sezione F - F

9.2.2.4 *Sezione A – A*

ordine	H1 [m]	H2 [m]	Inclinaz. verticale	Inclinaz. orizz.	Angolo d'attrito	Infiss. pannello	L. libera [m]	L. libera + sisma	L. libera arrot. 0.5
1	15.2	8.4	10	0	45.0	4.2	**7.42**	**8.89**	**9**
2	15.2	12	10	0	45.0	4.2	**6.01**	**7.20**	**7**

Tabella 9-28 – Verifica geometrica dei trefoli Sezione F - F

9.2.3 *Verifiche della lunghezza di ancoraggio*

Nel seguito si riportano le verifiche allo sfilamento del bulbo di ancoraggio.

9.2.3.1 Sezione G –G

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A1+M1													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	45.9	14.5	83	20	1.2	22	1	1.1	695.6	137.6	**5.06**	OK
2	3	88.6	12.0	111	20	1.2	22	1.0	1.1	767.6	265.9	**2.89**	OK
3	3	88.1	9.0	139	20	1.2	22	1.0	1.1	719.6	264.2	**2.72**	OK
4	3	87.1	7.5	139	20	1.2	22	1.0	1.1	599.7	261.4	**2.29**	OK

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	Rs_d	Es_d	Rs_d/Es_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	167.3	14.5	83	20	1.2	22	1	1.1	695.6	501.8	**1.39**	OK
2	3	192.4	12.0	111	20	1.2	22	1.0	1.1	767.6	577.3	**1.33**	OK
3	3	167.9	9.0	139	20	1.2	22	1.0	1.1	719.6	503.8	**1.43**	OK
4	3	121.4	7.5	139	20	1.2	22	1.0	1.1	599.7	364.3	**1.65**	OK

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A2+M2													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	35.86667	14.5	83	20	1.2	22	1	1.1	695.6	107.6	**6.46**	OK
2	3	68.79667	12.0	111	20	1.2	22	1.0	1.1	767.6	206.4	**3.72**	OK
3	3	68.27	9.0	139	20	1.2	22	1.0	1.1	719.6	204.8	**3.51**	OK
4	3	67.15	7.5	139	20	1.2	22	1.0	1.1	599.7	201.5	**2.98**	OK

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	180.4667	14.5	83	20	1.2	22	1	1.1	695.6	541.4	**1.28**	OK
2	3	205.0233	12.0	111	20	1.2	22	1.0	1.1	767.6	615.1	**1.25**	OK
3	3	177.48	9.0	139	20	1.2	22	1.0	1.1	719.6	532.4	**1.35**	OK
4	3	125.53	7.5	139	20	1.2	22	1.0	1.1	599.7	376.6	**1.59**	OK

Tabella 9-29 – Verifica dei trefoli Sezione G – G

9.2.3.2 Sezione F – F

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A1+M1													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	55.8	7.0	83	20	1.2	22	1	1.1	335.8	167.3	**2.01**	OK
2	3	88.3	7.0	83	20	1.2	22	1.0	1.1	335.8	264.8	**1.27**	OK

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	Rs_d	Es_d	Rs_d/Es_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	74.9	7.0	83	20	1.2	22	1	1.1	335.8	224.6	**1.50**	OK
2	3	85.8	7.0	83	20	1.2	22	1.0	1.1	335.8	257.3	**1.31**	OK

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A2+M2													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	52.91333	7.0	83	20	1.2	22	1	1.1	335.8	158.7	**2.12**	OK
2	3	69.26667	7.0	83	20	1.2	22	1.0	1.1	335.8	207.8	**1.62**	OK

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	86.93333	7.0	83	20	1.2	22	1	1.1	335.8	260.8	**1.29**	OK
2	3	87.76667	7.0	83	20	1.2	22	1.0	1.1	335.8	263.3	**1.28**	OK

Tabella 9-30 – Verifica dei trefoli Sezione F – F

9.2.3.3 *Sezione C – C*

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A1+M1													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	43.6	7.0	83	20	1.2	22	1	1.1	335.8	130.8	**2.57**	OK
2	3	87.2	6.0	139	20	1.2	22	1.0	1.1	479.7	261.6	**1.83**	OK
VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	Rs_d	Es_d	Rs_d/Es_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	71.5	7.0	83	20	1.2	22	1	1.1	335.8	214.5	**1.57**	OK
2	3	90.0	6.0	139	20	1.2	22	1.0	1.1	479.7	270.0	**1.78**	OK
VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A2+M2													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	33.68333	7.0	83	20	1.2	22	1	1.1	335.8	101.1	**3.32**	OK
2	3	67.12	6.0	139	20	1.2	22	1.0	1.1	479.7	201.4	**2.38**	OK
VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	72.41	7.0	83	20	1.2	22	1	1.1	335.8	217.2	**1.55**	OK
2	3	90.00333	6.0	139	20	1.2	22	1.0	1.1	479.7	270.0	**1.78**	OK

Tabella 9-31 – Verifica dei trefoli Sezione C – C

9.2.3.4 *Sezione A – A*

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A1+M1													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	102.5	9.0	139	20	1.2	22	1	1.1	719.6	307.6	**2.34**	OK
2	3	96.6	7.5	139	20	1.2	22	1.0	1.1	599.7	289.8	**2.07**	OK
VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	Rs_d	Es_d	Rs_d/Es_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	124.6	9.0	139	20	1.2	22	1	1.1	719.6	373.8	**1.92**	OK
2	3	110.2	7.5	139	20	1.2	22	1.0	1.1	599.7	330.7	**1.81**	OK
VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A2+M2													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	85.31	9.0	139	20	1.2	22	1	1.1	719.6	255.9	**2.81**	OK
2	3	77.29333	7.5	139	20	1.2	22	1.0	1.1	599.7	231.9	**2.59**	OK
VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2													
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	γ_{Resist}	D*α	γ_{Azioni}	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d	
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	
1	3	133.4533	9.0	139	20	1.2	22	1	1.1	719.6	400.4	**1.80**	OK
2	3	114.1333	7.5	139	20	1.2	22	1.0	1.1	599.7	342.4	**1.75**	OK

Tabella 9-32 – Verifica dei trefoli Sezione A – A

Dalle verifiche appena riportate (Verifiche dei trefoli e degli ancoraggi), è possibile osservare che la gerarchia delle resistenze è sempre verificata.

9.2 Verifica trave di ripartizione tiranti

Si riporta di seguito uno stralcio relativo alla trave di ripartizione oggetto della seguente verifica

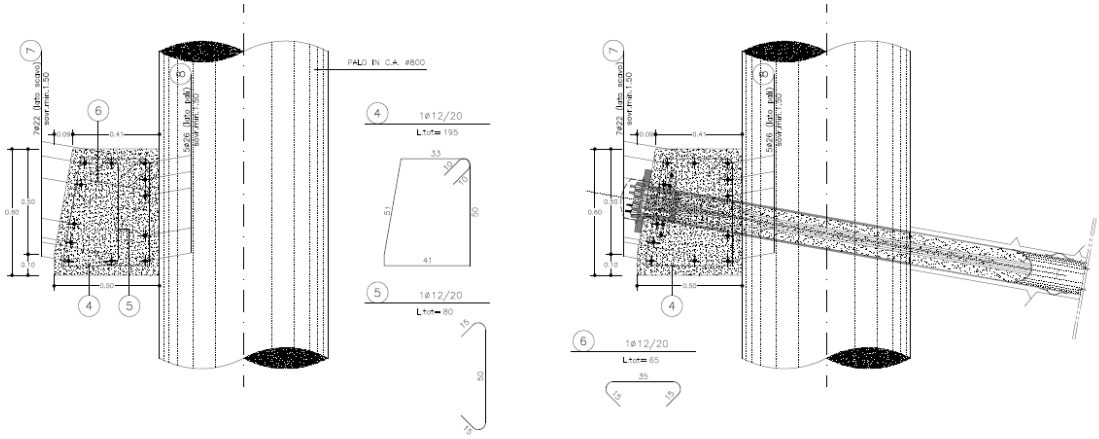


Figura 9-33 – Carpenteria e armatura trave di ripartizione.

Si osserva dallo stralcio appena riportato che la trave di ripartizione è una trave trapezoidale avente base maggiore pari a 50 cm, base minore pari a 40 cm e altezza pari a 60 cm. Armata con 5 Φ22 + 5 Φ26 in direzione longitudinale e staffe Φ12/20, con copriferro pari a 5 cm. Prendendo in considerazione la media delle due basi, la trave in esame è stata ricondotta ad una geometria 45 x 60 cm.

Lo schema statico utilizzato per calcolare il Momento massimo dalla reazione vincolare in corrispondenza dei tiranti, è lo schema riferito ad una trave appoggiata, il cui momento in corrispondenza dell'appoggio è uguale al momento in corrispondenza della pancia (di verso opposto). In base a questa considerazione, cautelativamente, si sono verificate le travi di ripartizione, come armate simmetricamente con l'armatura del lato più debole (5 Φ22).

9.2.1 Sezione G – G

Si verifica la trave di contrasto come una trave continua su appoggi ad interasse pari a quello dei tiranti. La reazione della paratia, poiché inclinata, viene ripartita in una componente verticale e una orizzontale. Come è possibile osservare dalla figura 8.4, la reazione massima è quella relativa al secondo ordine dei tiranti.

$R_{h(2°ordine)}=90.92 \cdot \cos 10° = 89.54$ kN/m

$M_{max}=89.54 \cdot 3^2/10 = 80.58$ kNm

$V_{max}=89.54 \cdot 3/2 = 134.31$ kN

$M_{rd}=250.4$ kNm > 80.58 kNm VERIFICATO

Per quanto riguarda la verifica a taglio:

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO

b	600	mm
h	450	mm
A_c	270000	mm²

n	5	
Φ	22	mm
$A_{s,tesa}$	1901	mm²
ρ_L	0.007039	

$\Phi_{tr\ (max)}$	12	mm
c	50	mm
f_{ck}	25.00	MPa
N_{ed}	0	kN
V_{ed}	134.31	kN

d	377	mm
k	1.728	
f_{cd}	14.17	MPa
v_{min}	0.398	

$V_{Rd,c\ (min)}$	**89.95**	**kN**
$V_{Rd,c}$	**122.03**	**kN**

PREDISPORRE ARMATURA A TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO DELL'ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO

Armatura a taglio 1 - staffe

α	90	°
θ	30	°

Φ	12	mm
n bracci	3	
passo	200	mm
A_{sw}	339.3	mm²
$A_{sw,eff}$	1086.1	mm³

f_{yk}	450	Mpa
f_{yd}	391	Mpa
d	377	mm
z	339.3	mm
v	0.5	

σ_{cp}	0	Mpa
α_{cw}	1	

$V_{Rd,s}$	**390.1**	**kN**
$V_{Rd,max}$	**624.4**	**kN**

V_{ed}	**134.3**	**kN**
V_{Rd}	**390.1**	**kN**

LA VERIFICA A TAGLIO E' SODDISFATTA

Tabella 9-34 – Verifica Trave di ripartizione, Sezione G – G

9.2.2 *Sezione F – F*

Si verifica la trave di contrasto come una trave continua su appoggi ad interasse pari a quello dei tiranti. La reazione della paratia, poiché inclinata, viene ripartita in una componente verticale e una orizzontale:

R_h=90.56·cos10°=89.2 kN/m

M_{max}=89.2·3²/10=80.265 kNm

V_{max}=89.2·3/2=133.8 kN

M_{rd}=250.4 kNm > 80.265 kNm VERIFICATO

Per quanto riguarda la verifica a taglio:

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO

b	600	mm
h	450	mm
A_c	270000	mm²

n	5	
Φ	22	mm
$A_{s,tesa}$	1901	mm²
ρ_L	0.007039	

$\Phi_{tr\ (max)}$	12	mm
c	50	mm
f_{ck}	25.00	MPa
N_{ed}	0	kN
V_{ed}	133.8	kN

d	377	mm
k	1.728	
f_{cd}	14.17	MPa
v_{min}	0.398	

$V_{Rd,c\ (min)}$	**89.95**	**kN**
$V_{Rd,c}$	**122.03**	**kN**

PREDISPORRE ARMATURA A TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO DELL'ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO

Armatura a taglio 1 - staffe

α	90	°
θ	30	°

Φ	12	mm
n bracci	3	
passo	200	mm
A_{sw}	339.3	mm²
$A_{sw,eff}$	1086.1	mm³

f_{yk}	450	Mpa
f_{yd}	391	Mpa
d	377	mm

z	339.3	mm
v	0.5	

σ_{cp}	0	Mpa
α_{cw}	1	

$V_{Rd,s}$	**390.1**	**kN**
$V_{Rd,max}$	**624.4**	**kN**

V_{ed}	**133.8**	**kN**
V_{Rd}	**390.1**	**kN**

LA VERIFICA A TAGLIO E' SODDISFATTA

Tabella 9-35 – Verifica Trave di ripartizione Sezione F - F

9.2.3 Sezione C – C

Si verifica la trave di contrasto come una trave continua su appoggi ad interasse pari a quello dei tiranti. La reazione della paratia, poiché inclinata, viene ripartita in una componente verticale e una orizzontale:

$R_h=90\cdot\cos10°=88.6$ kN/m

$M_{max}=88.6\cdot3^2/10=79.7$ kNm

$V_{max}=88.6\cdot3/2=132.9$ kN

$M_{rd}=482.2$ kNm > 79.7 kNm VERIFICATO

Per quanto riguarda la verifica a taglio:

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO

b	600	mm
h	450	mm
A_c	270000	mm^2

n	5	
Φ	22	mm
$A_{s,tesa}$	1901	mm^2
ρ_L	0.007039	

$\Phi_{tr\,(max)}$	12	mm
c	50	mm
f_{ck}	25.00	MPa
N_{ed}	0	kN
V_{ed}	132.9	kN

d	377	mm
k	1.728	
f_{cd}	14.17	MPa
v_{min}	0.398	

$V_{Rd,c\,(min)}$	**89.95**	**kN**

PREDISPORRE ARMATURA A TAGLIO

$V_{Rd,c}$	122.03	kN	

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO DELL'ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO

Armatura a taglio 1 - staffe

α	90	°
θ	30	°

Φ	12	mm
n bracci	3	
passo	200	mm
A_{sw}	339.3	mm^2
$A_{sw,eff}$	1086.1	mm^3

f_{yk}	450	Mpa
f_{yd}	391	Mpa
d	377	mm
z	339.3	mm
v	0.5	

σ_{cp}	0	Mpa
α_{cw}	1	

$V_{Rd,s}$	**390.1**	**kN**
$V_{Rd,max}$	**624.4**	**kN**

V_{ed}	**132.9**	**kN**
V_{Rd}	**390.1**	**kN**

LA VERIFICA A TAGLIO E' SODDISFATTA

Tabella 9-36 – Verifica Trave di ripartizione Sezione C - C

9.2.4 Sezione A – A

Si verifica la trave di contrasto come una trave continua su appoggi ad interasse pari a quello dei tiranti. La reazione della paratia, poiché inclinata, viene ripartita in una componente verticale e una orizzontale:

R_h=102.5·cos10°=100.94 kN/m

M_{max}=100.94·3²/10=90.8 kNm

V_{max}=100.94·3/2=151.41 kN

M_{rd}=250.4 kNm > 90.8 kNm VERIFICATO

Per quanto riguarda la verifica a taglio:

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO

b	600	mm
h	450	mm
A_c	270000	mm²

n	5	
Φ	22	mm
$A_{s,tesa}$	1901	mm²
ρ_L	0.007039	

$\Phi_{tr\,(max)}$	12	mm
c	50	mm
f_{ck}	25.00	MPa
N_{ed}	0	kN
V_{ed}	151.41	kN

d	377	mm
k	1.728	
f_{cd}	14.17	MPa
v_{min}	0.398	

$V_{Rd,c\,(min)}$	**89.95**	**kN**
$V_{Rd,c}$	**122.03**	**kN**

PREDISPORRE ARMATURA A TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO DELL'ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO

Armatura a taglio 1 - staffe

α	90	°
θ	30	°

Φ	12	mm
n bracci	3	
passo	200	mm
A_{sw}	339.3	mm²
$A_{sw,eff}$	1086.1	mm³

f_{yk}	450	Mpa
f_{yd}	391	Mpa
d	377	mm

z	339.3	mm
v	0.5	

σ_{cp}	0	Mpa
α_{cw}	1	

$V_{Rd,s}$	**390.1**	**kN**
$V_{Rd,max}$	**624.4**	**kN**

V_{ed}	**151.41**	**kN**
V_{Rd}	**390.1**	**kN**

LA VERIFICA A TAGLIO E' SODDISFATTA

Tabella 9-37 – Verifica Trave di ripartizion, Sezione A - A

9.3 Verifica dei puntoni

9.3.1 Verifica dei puntoni Sezione A –A

Per i puntoni si verifica la stabilità per carico assiale considerando una lunghezza massima di 16 m. Il massimo sforzo normale agente sui puntoni si valuta considerando il massimo interasse pari a 4 m. Pertanto risulta:

$N_{sd,puntone} = 139.34 \cdot 4 = 557.36$ kN

VERIFICA STABILITA'		
Profilo	600 x 20	
A	364.24	cm^2
f_{yk}	355	MPa
γ_{M1}	1.15	
E	210000	MPa
J_{min}	84847	cm^4
L	1600	cm
α	0.21	
N_{cr}	6869349	N
λ	1.3720	-
Φ	1.6178	-
χ	0.4040	-
$N_{b,rd}$	4542.7	kN

Tabella 9-38 – Verifica Puntoni Sezione A - A

9.3.2 Verifica trave di ripartizione puntone

Si verifica la trave di contrasto come una trave continua su appoggi ad interasse pari a quello dei puntoni. Le sollecitazioni massime cui è soggetta la trave sono:

$M_{max} = 139.34 \cdot 4^2 / 10 = 224$ kNm

$V_{max} = 509.5 \cdot 4 / 2 = 278.68$ kN

Considerando una trave composta da due profili HEB600 accoppiati le cui caratteristiche sono riportate.

Sigla	b	h	a	e	r	Peso	Sezione	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
HEB	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm2	Jx	Jy	Wx	Wy	ix	iy
								cm4	cm4	cm3	cm3	cm	cm
600	300	600	15,5	30,0	27	212,0	270,0	171	13.53	5701	902,0	25,17	7,08

Tabella 9-39 – Caratteristiche profilato trave di ripartizione Puntone Sezione A - A

Considerando una trave composta da due profili HEB600 accoppiati, si riporta lo stralcio del foglio di calcolo.

VERIFICA TRAVE RIPARTIZIONE

Tiro al metro (da Paratie)		
V max	139.34	KN/m

Passo puntoni		
L =	4	m

Azioni sollecitanti			
M max =	222.944	KNm	= pL²/10
V max =	278.68	KN	= pL/2

Caratteristiche profilato				
Tipologia	HEB 600			
n° profilati	2			
W =	5701	cm³	0.005701	m³
b1 =	15.5	mm	0.0155	m
h1 =	540	mm	0.54	m
W calcolo =	11402	cm³	0.011402	m³
Area ridotta =	16740	mm²	0.01674	m²

L'area ridotta è quella relativa solo all'anima

$$\sigma_{max}(\overline{z}) = \frac{M_{max}}{W}$$

$$\tau(\overline{z}) = \frac{V_{max}}{A_{ridotta}}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\left(\sigma^2_{max}(\overline{z}) + 3 \cdot \tau^2(\overline{z})\right)}$$

s_{max} =	19.55	MPa
t =	16.65	MPa
s_{id} =	**34.84**	**MPa**

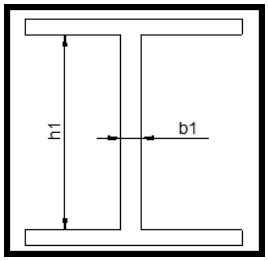


Tabella 9-40 – Verifica Trave di ripartizione puntone Sezione A - A

Si osserva che:

$\sigma_{id} < \sigma_{amm}/1.15 = 34.84 < 308.69$ MPa

Dunque la verifica è soddisfatta.

9.4 Verifica trave di testa – Appendimento pali

Si riporta la pianta chiave in cui si rappresenta la trave oggetto di verifica (trave di tipo "B") in corrispondenza della paratia di imbocco.

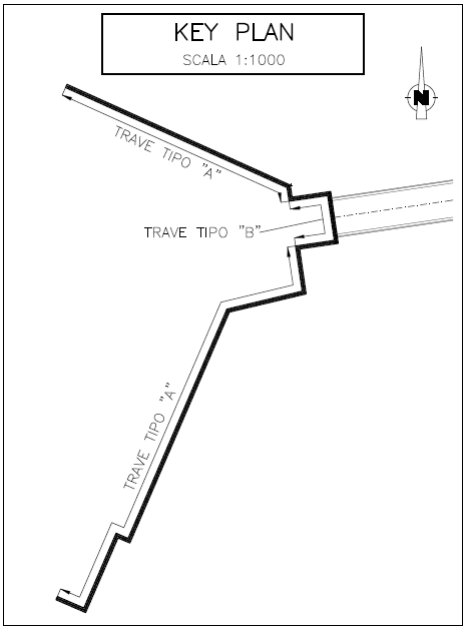


Figura 9-41 – Pianta chiave travi di testa

Si riporta uno stralcio relativo a carpenteria e armatura.

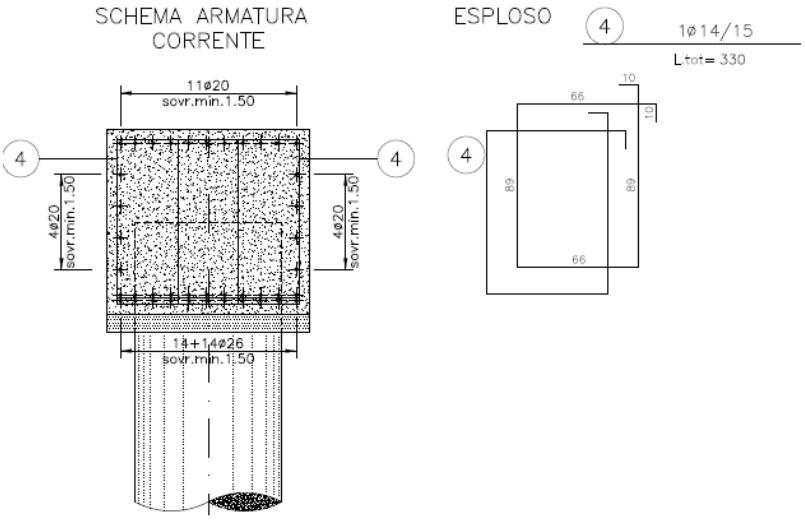


Figura 9-42 – Carpenteria e armatura trave di testa di tipo "B"

L'entità del carico agente sulla trave di testa, è dato dal peso dello spezzone (medio) di palo appeso alla trave di testa una volta che questo viene tagliato per lo scavo. Si riporta di seguito, uno stralcio della sviluppata che rappresenta la larghezza di scavo e l'altezza media dello spezzone di palo preso in considerazione.

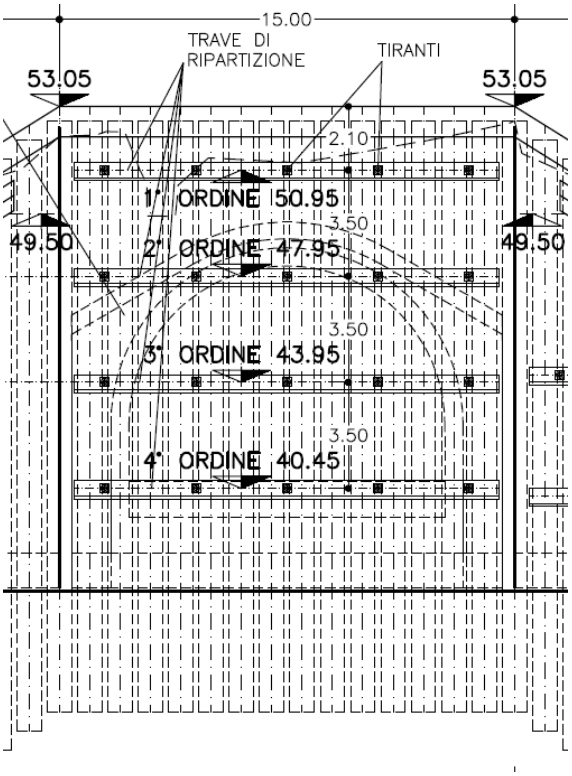


Figura 9-43 – Stralcio sviluppata Paratia in corrispondenza della Sezione G -G

I carichi presi in considerazione, sono contenuti nella tabella seguente.

AZIONI					
Spezzone medio palo[m]	Largh. scavo galleria [m]	Peso Spezz.	Carico distrib.	Momento	Taglio
		KN	KN/m	PL²/8 [KNm]	PL/2 [KN]
6.5	11.6	81.68	81.68	1373.88	473.75
M	**N**	**V**	**Md**	**Nd**	**Vd**
KNm	KN	KN	KNm	KN	KN
1373.88	0.00	473.75	1786.05	0.00	615.88

Tabella 9-44 – Calcolo Azioni gravanti sulla trave di testa

Si precisa che:

- $M_d = M \cdot \gamma_f$

Dove γ_f è stato assunto pari ad 1.3 (carico permanente portato compiutamente calcolato).

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati delle verifiche condotte (negativi gli sforzi di trazione): come è possibile osservare le tensioni risultano sempre inferiori al limite e la verifica risulta quindi soddisfatta.

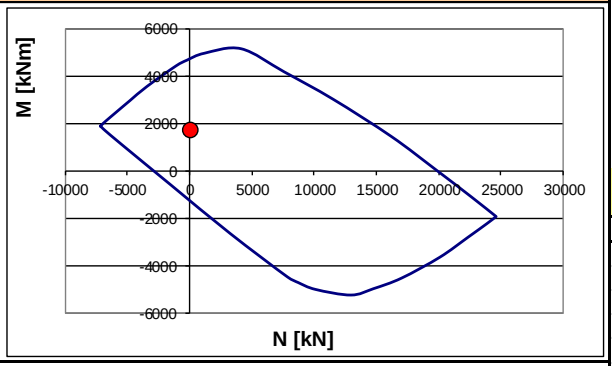
σ_{cls}	σ_{steel}	Verifica T.U. 2008
[MPa]	[MPa]	[-]
8.9	-167.6	OK

Tabella 9-45 – Verifica a Pressoflessione SLE Trave di testa

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati delle verifiche condotte agli SLU.

VERIFICA SLU

Md	Nd
KNm	KN
1786.05	0.00



VERIFICA TAGLIO (T.U. 2008)

V	N	Vd	V slu
KN	KN	KN	KN
473.75	0.00	615.88	**615.88**

Coefficiente	Coefficiente
g s	g c
1.15	1.5

Staffe f	Passo	Asw	Copriferro	fyk staffe	fyd staffe	fcd
mm	cm	mm2	cm	Mpa	MPa	MPa
14	15	307.88	5	450	391.30	15.86666667

altezza utile	bw	s cp	a c	a	q
d [cm]	cm	MPa	-	°	°
93.70	110	0	1.00	90	30

V Rsd	V Rcd
KN	KN
1173.12	3186.63

V Rd
KN
1173.12

Verifica
OK

Figura 9-46 – Verifica SLU trave di testa

10 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

In accordo con quanto indicato nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14.01.2008 - Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni", le verifiche di stabilità globali sono state condotte secondo il metodo semiprobabilistico basato sull'impiego dei "coefficienti parziali di sicurezza".

10.2 Modello di calcolo

L'esame della condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Le analisi di stabilità sono state eseguite utilizzando il programma di calcolo SLOPE / W.

Il programma si basa sull'applicazione di diversi metodi dell'equilibrio limite in condizioni bidimensionali quali il metodo di Morgenstern-Price, Bishop semplificato (1955), quello di Janbu semplificato (1973) e quello di Spencer (1967). I fattori di sicurezza presi in considerazione nel seguito sono stati ottenuti tramite il metodo di Morgenstern-Price.

Il metodo valuta le condizioni di stabilità di un pendio naturale o di una scarpata artificiale ricercando per tentativi la superficie di scivolamento "critica" (ossia quella a cui compete il coefficiente di sicurezza Fs minimo) e verificando se tale valore risulta maggiore o minore di 1.1 (combinazione A2+M2+R2). Il valore di Fs=1.1 corrisponde ad una situazione di incipiente scivolamento del pendio lungo la superficie di scorrimento considerata.

Il metodo si basa sulla considerazione dell'equilibrio di un blocco (o "cuneo") rigido di terreno rappresentato nella seguente figura.

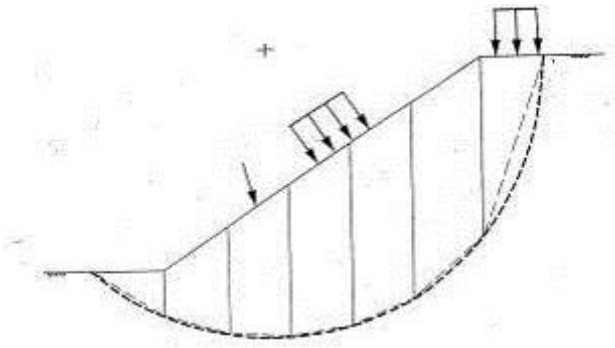


Figura 47 - Suddivisione in conci del meccanismo di rottura

Il cuneo è soggetto sia all'azione del peso proprio sia a quella di eventuali forze esterne di varia natura (sovraccarichi verticali, azioni dei tiranti, forze di inerzia sismiche, ecc.); inoltre è possibile considerare la presenza della falda all'interno del pendio, trascurando il fenomeno di filtrazione.

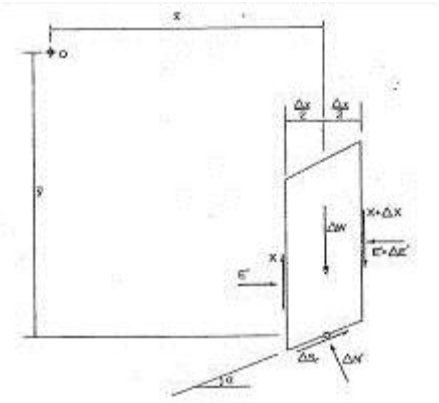


Figura 48 - Forze agenti sul singolo concio

A questo scopo il blocco viene dapprima suddiviso in conci e l'equilibrio globale è analizzato come somma dell'equilibrio di ciascuno di essi facendo delle assunzioni semplificatrici sulle forze reciproche tra i conci.

Il metodo consente di valutare un valore del coefficiente di sicurezza medio della superficie di scivolamento definito come:

$$F_s = \frac{(\tau_{ult})_m}{\tau_m}$$

essendo:

- $(\tau_{ult})_m$ = resistenza al taglio media del terreno lungo la superficie di scivolamento;
- τ_m = tensione tangenziale media mobilitata lungo la superficie di scivolamento.

Il programma ricerca automaticamente la superficie di scorrimento "critica" con un procedimento iterativo basato sul tracciamento automatico delle superfici circolari e sul successivo calcolo del coefficiente di sicurezza di ciascuna di esse.

A questo proposito viene dapprima individuato un settore di passaggio (o un punto) comune a tutte le superfici di scivolamento (ad esempio: un tratto su uno dei contorni del pendio) ed una griglia di punti che vengono utilizzati come centro delle varie possibili superfici di scivolamento. Per ciascuna di esse viene eseguito il calcolo del coefficiente di sicurezza ed il valore più piccolo tra quelli ottenuti è assegnato all'intero pendio.

Eventualmente la procedura può essere ripetuta imponendo altri vincoli alle superfici di scivolamento in modo da migliorare l'affidabilità della ricerca.

L'analisi tiene conto della presenza dei tiranti e si possono verificare 3 condizioni:

a) il bulbo di ancoraggio ricade completamente al di fuori della superficie critica di scorrimento e quindi la resistenza allo sfilamento è moltiplicata per la lunghezza di ancoraggio;

b) la superficie di scorrimento taglia il bulbo ed in questo caso solo la parte di bulbo all'esterno della superficie resiste allo sfilamento;

c) il bulbo è all'interno della superficie di scorrimento e quindi non lavora a trazione.

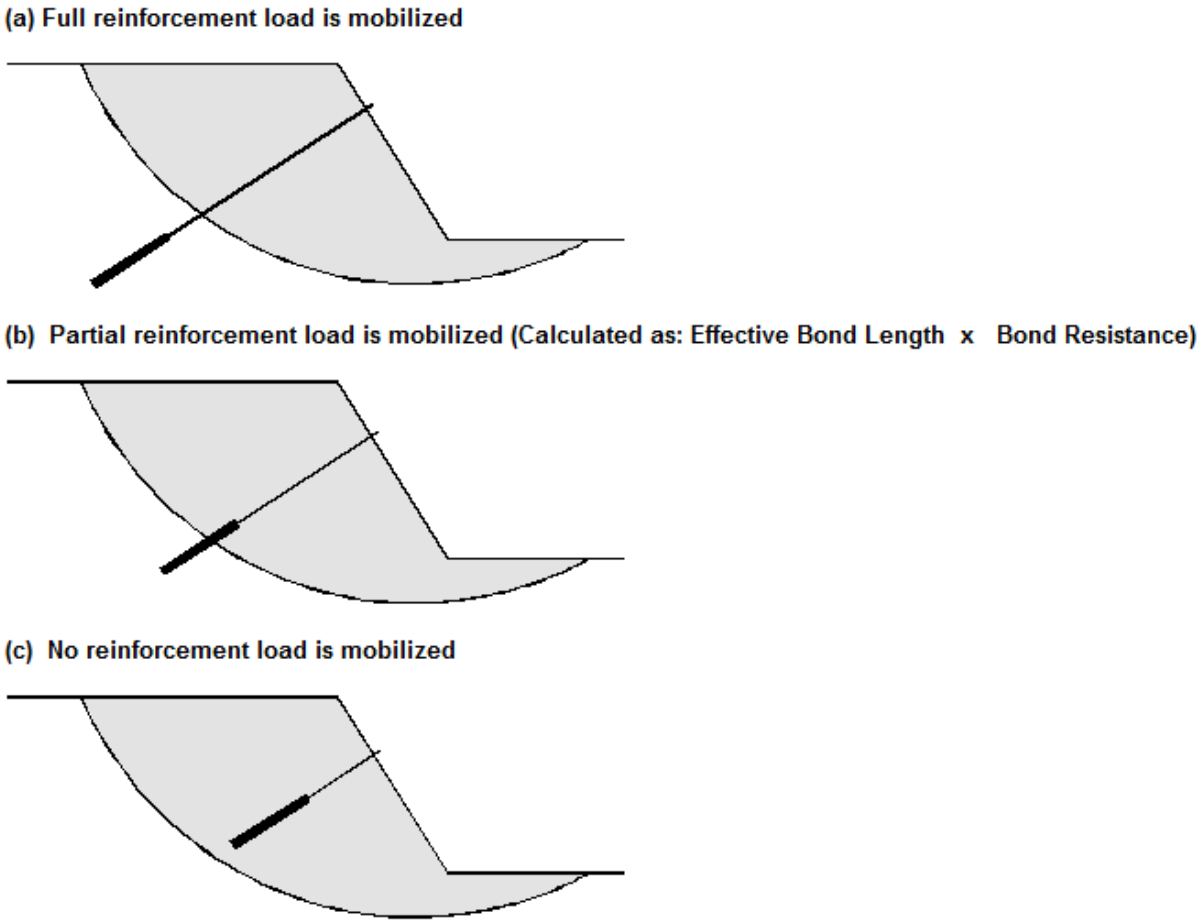


Figura 49 - Sfruttamento dei tiranti

Nel seguito, si analizza la superficie di scorrimento critica passante per il piede della paratia.

10.3 Parametri di calcolo

L'analisi di stabilità è stata condotta in corrispondenza della sezione più rappresentativa degli imbocchi: per la sezione C –C. Si considera la stabilità della seconda sezione, quella definitiva, che deve sostenere un sisma con tempo di ritorno di 1898 anni.

Per l'analisi, si è fatto riferimento alla combinazione A2+M2, utilizzando nella verifica i seguenti parametri di progetto ridotti:

Terreno	γ [kN/m3]	Ø [°]	c' [kPa]
Riporto+ coltre	19	24.75	12
Cappellaccio	25	38.65	116
Substrato FMA	Impostato come Bedrock		

Tabella 1: Parametri di progetto – Analisi statica (A2+M2) - Cogollo Sud - 2

L'azione di un ipotetico sisma è stata tenuta in considerazione introducendo i seguenti coefficienti sismici:

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

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'azione orizzontale massima attesa, dipendente dall'accelerazione massima e dalla categoria di sottosuolo;

$a_{max} = a_g S_S S_T$ = accelerazione orizzontale massima attesa.

Per la definizione dei seguenti parametri, sono state utilizzate le stesse assunzioni riportate precedentemente nel paragrafo 7.1.

Sulla base di tali assunzioni:

$$a_{max}=a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.11 \cdot 1 \cdot 1.2 = 0.132$$

10.4 Risultati

I risultati riportati in questo capitolo sono relativi alla verifica dello stato di progetto in condizione statica e in condizione sismica. Le analisi eseguite mostrano fattori di sicurezza compatibili coi limiti di normativa.

Sezione	Analisi	H_{scavo} [m]	H_{falda} [m]	F_s [-]
Sezione C - C	Stato di progetto statica	7.92	4.553	1.130
Sezione C - C	Stato di progetto sismico	7.92	3.153	1.114

Tabella 2: Risultati analisi di stabilità globale

Si riportano di seguito le relative immagini estrapolate dal programma di calcolo.

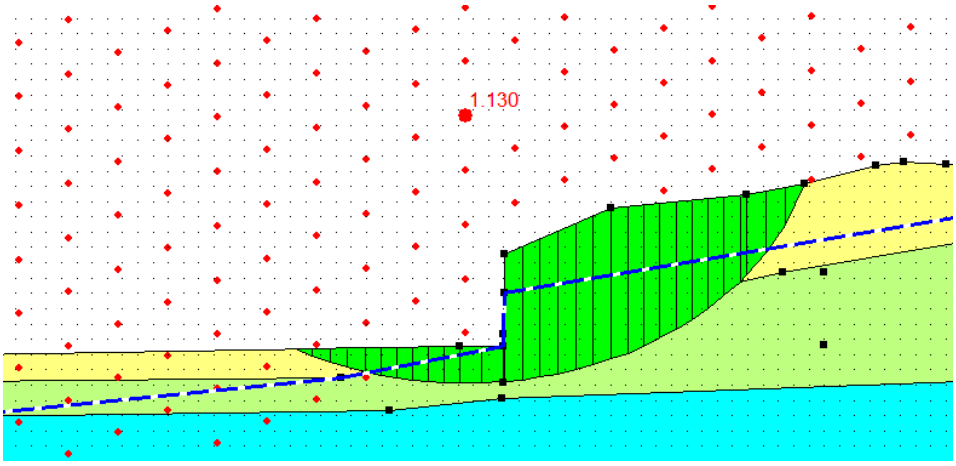


Figura 3: Analisi di stabilità globale – statica (Stato di progetto)

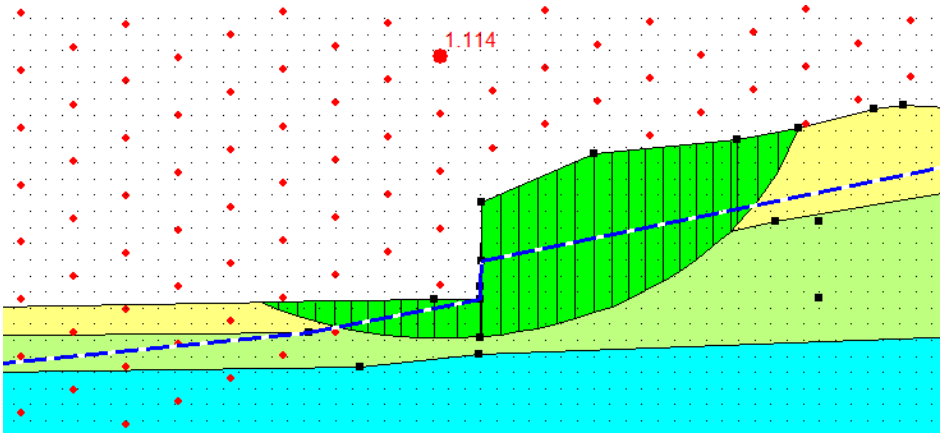


Figura 4: Analisi di stabilità globale – sismico (Stato di progetto)

11 VERIFICHE OPERE MINORI

Nel presente capitolo si riportano le analisi e le verifiche condotte per i muri presenti nella sistemazione definitiva del piazzale di imbocco della finestra di accesso rappresentati nella figura seguente.

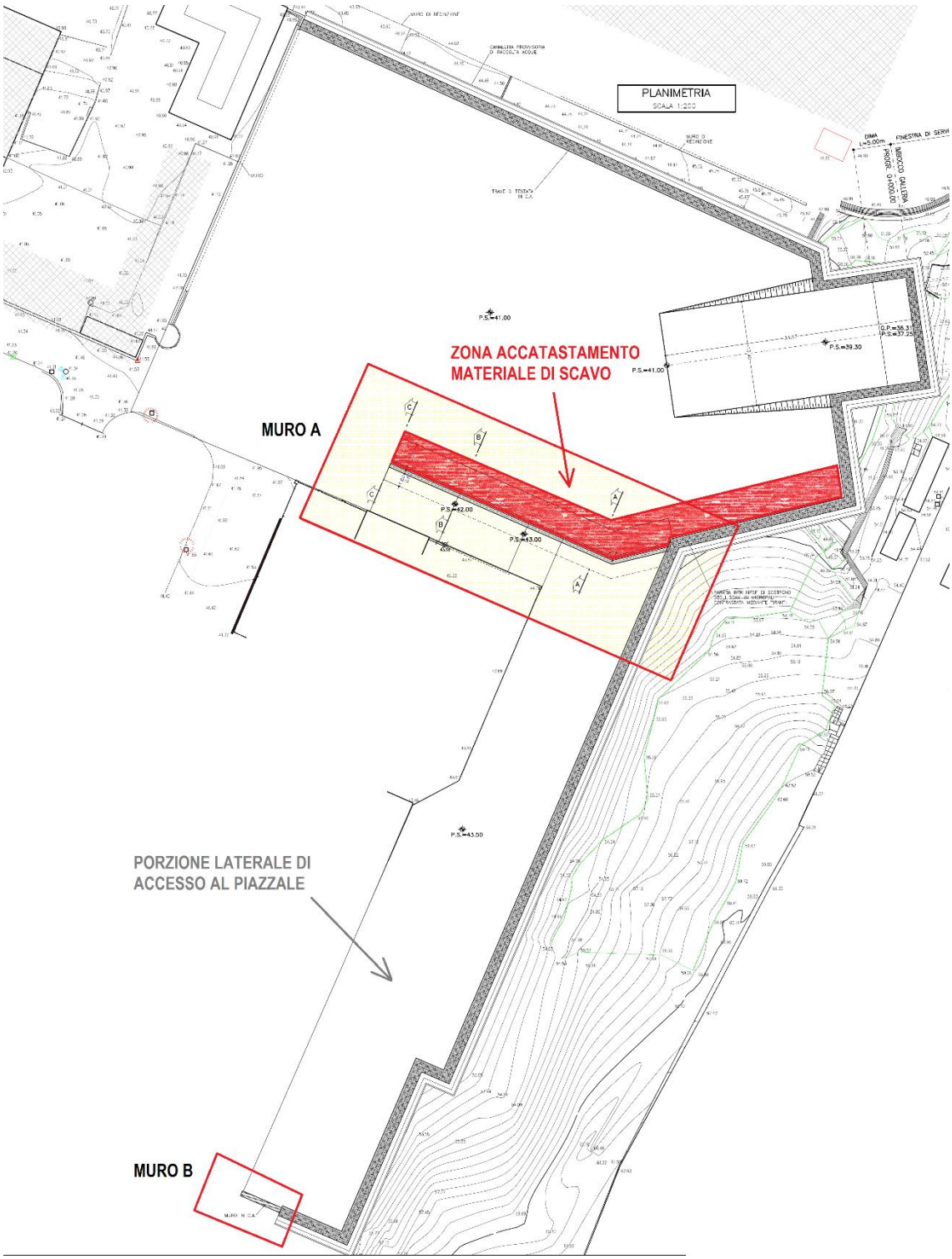


Figura 50: Planimetria con indicazione delle opere minori

Nella parte centrale del piazzale è previsto un muro propedeutico alla realizzazione della rampa di collegamento tra la porzione laterale di accesso al piazzale e il piazzale stesso. L'altezza del muro è

dettata dalla sua funzione in fase di cantiere, durante la quale è previsto l'accatastamento di materiale di smarino dal lato dell'imbocco. Il muro in questione, indicato in seguito come muro A, presenta uno sviluppo complessivo di circa 40 m. Il paramento ha un'altezza di 6 m; dimensione che corrisponde alla larghezza di fondazione. Mentre lo spessore della fondazione è costante e pari a 1 m, il paramento presenta uno spessore variabile da un massimo di 1 m in corrispondenza della fondazione a un minimo di 50 cm in testa muro.

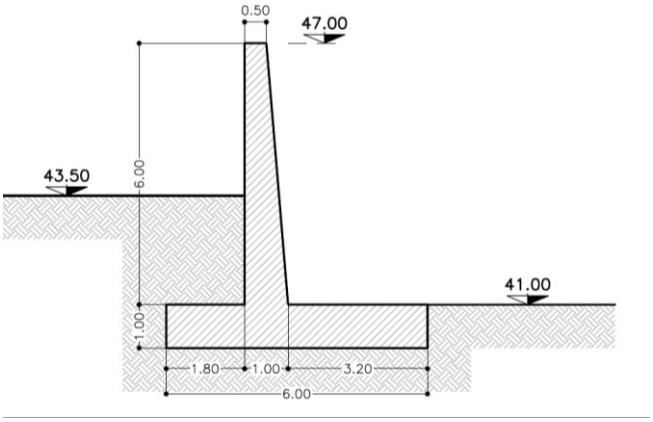


Figura 51 - Sezione trasversale Muro A

Per il calcolo si assume un ritombamento pianeggiante e corrispondente alla quota di testa del muro dal lato di accatastamento di materiale di smarino. Per le verifiche strutturali si è considerata un'armatura costituita da ferri Ø24 a passo 100 mm lato monte con ripartitori Ø16 a passo 200 mm.

All'estremità della porzione laterale di accesso al piazzale, invece, è previsto un piccolo muro di sostegno per chiudere l'area in esame, indicato nel seguito come muro B. Lo sviluppo longitudinale è di circa 6 m e la sezione trasversale è rappresentata nella figura seguente. Il paramento ha un'altezza di 2.14 m; mentre la fondazione presenta una larghezza di 2.2 m. Gli spessori sono costanti e pari a 70 cm per il paramento e 50 cm per la fondazione.

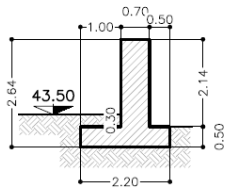


Figura 52 - Sezione trasversale Muro B

Per il calcolo si assume un ritombamento pianeggiante e corrispondente alla quota di testa del muro dal lato esterno al piazzale. Per le verifiche strutturali si è considerata un'armatura costituita da ferri Ø14 a passo 200 mm con ripartitori Ø10 a passo 300.

11.2 Programma di calcolo

Per il calcolo e la verifica dei muri è stato utilizzato il programma MAX ver. 10.10 di Aztec Informatica che è dedicato all'analisi e al calcolo dei muri di sostegno. I tipi di muri che è possibile analizzare con il programma MAX sono:

- muri a gravità;

- a semigravità;

- muri in calcestruzzo armato.

Dopo aver definitivo la geometria del muro e la stratigrafia, l'analisi dei carichi, le verifiche di sezione ed il calcolo delle spinte dei terreni verranno effettuate in accordo con le Norme Tecniche 2008. In particolare le verifiche di sezione verranno effettuate secondo gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio. In tale ambito normativo bisogna impostare i coefficienti di amplificazione dei carichi o di riduzione delle caratteristiche dei terreni.

Tale norma si basa sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considera due famiglie di combinazioni (indicate come A1-M1 e A2-M2).

Il programma esegue le seguenti verifiche geotecniche per il muro di sostegno:

- verifica al ribaltamento;

- verifica a scorrimento;

- verifica a carico ultimo;

- verifica della stabilità globale.

MAX calcola inoltre le sollecitazioni agenti nel muro, per permetterne il dimensionamento strutturale.

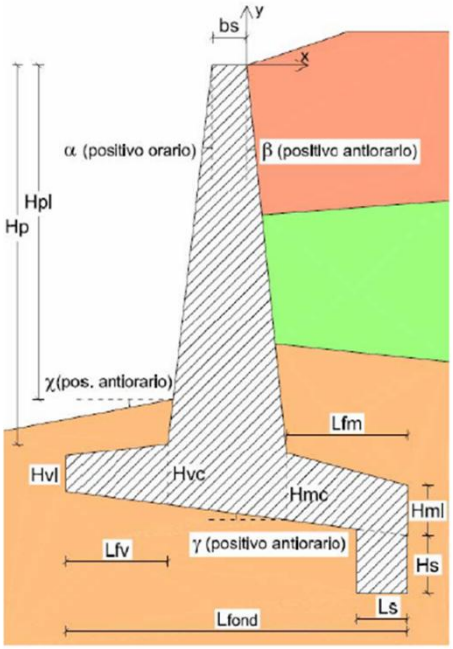


Figura 53 - Input MAX 10.10

11.3 Modellazione di calcolo

Nel caso in esame, si è utilizzato il modello Mohr-Coulomb coerentemente a quanto assunto per i calcoli descritti in precedenza e in particolare si assumono per il terreno di rinterro le caratteristiche del riporto antropico:

1) Riporto antropico:
   - $\Phi = 27°$
   - $\gamma = 19$ kN/m^3
   - $c' = 0$ kPa
   - $E = 40$ MPa

Per il terreno di fondazione si assumono le stesse caratteristiche.

Il software di calcolo utilizzato permette la verifica della stabilità globale in condizioni statiche e sismiche (le azioni sismiche sono state definite in accordo a quanto riportato in precedenza).

Per il Muro A la condizione dimensionante risulta quella in corrispondenza della sezione terminale della rampa nella fase di accatastamento del materiale di smarino.

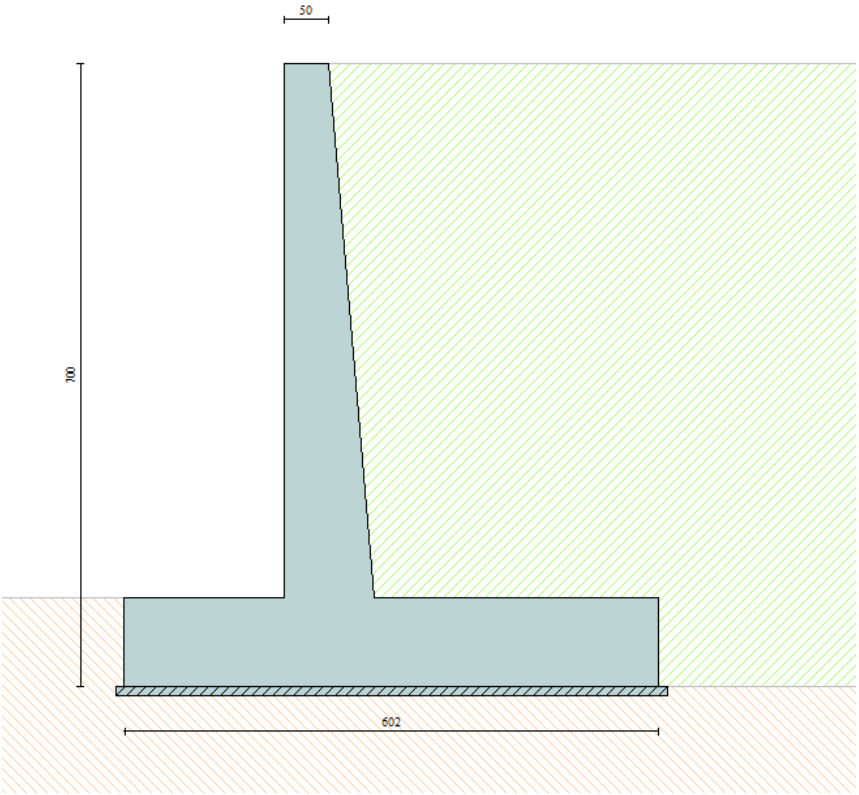


Figura 54 - Muro A - Sezione di calcolo

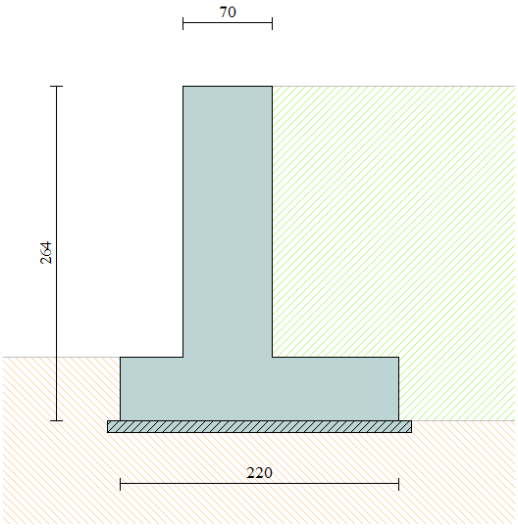


Figura 55 - Muro B - Sezione di calcolo

A tergo dei due muri non si considera alcun sovraccarico coerentemente alle sistemazioni superficiali previste.

11.4 Criteri di calcolo

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

11.4.1 Calcolo della spinta sul muro col Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso specifico , su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$S = 1/2\ \gamma\ H^2\ k_a$

k_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da MullerBreslau, espresso come:

$$K_a = \frac{sin^2(\alpha+\phi)}{sin^2\alpha \times sin(\alpha-\delta) \times \left[1+\sqrt{\frac{sin(\phi+\delta)sin(\phi-\beta)}{sin(\alpha-\delta)sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$$

dove φ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale (α = 90° per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno/parete δ rispetto alla normale alla parete. In entrambi i casi il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della parete). Da notare che l'espressione di Ka perde di significato per β > φ. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato da un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano:

$$\sigma_a = (\gamma\ z + Q)K_a$$

$$S = \int_0^H (\gamma\ z + Q)K_a\ dz = (\frac{1}{2}\gamma\ H^2 + QH)K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a 1/2H. Entrambi i metodi esaminati considerano un terreno privo di coesione.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z, diventa:

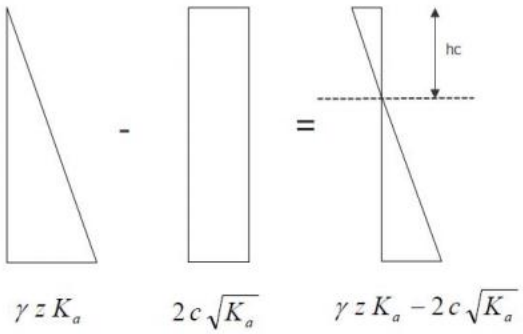
$$\sigma_a = \gamma\ zK_a - 2c\sqrt{K_a}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine z Ka ,si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione a risulta negativa per valori di z minori di:

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\ \sqrt{K_a}}$$

La grandezza hc è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. È chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad hc non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

Nel caso di terreno dotato di coesione MAX elimina (a vantaggio di sicurezza) la parte di diagramma con pressione negativa. Quindi viene eliminato il diagramma che si estende dalla sommità della parete fino alla profondità z = hc.



Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a:

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\Theta = \text{arctg}(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h.

Detta *S* la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$\Delta S = AS' - S$

dove il coefficiente *A* vale

$A = [\cos^2(\beta-\Theta)] / [\cos^2 \beta \cos \Theta]$

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente *A* viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come:

$F_{iH} = k_h W$ $\quad F_{iV} = \pm k_v W$

dove *W* è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

11.4.2 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r.

Eseguendo il calcolo mediante il D.M. 14 Gennaio 2008 si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$M_s / M_r \geq \eta_r$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta *S*, dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro è positivo, ribaltante se è negativo. è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

11.4.3 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento sisulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s.

Eseguendo il calcolo mediante il D.M. 14 Gennaio 2008 si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$F_r / F_s \geq \eta_s$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta *N* la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 percento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ, diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

11.4.4 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q. Cioè, detto Q_u il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante il D.M. 14 Gennaio 2008 si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c	coesione del terreno in fondazione;
Φ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \, tg \, \Phi}$$

$$N_q = A \, tg^2(45° + \Phi/2)$$

$$N_c = (Nq - 1) \, ctg \, \Phi$$

$$N_\gamma = (Nq - 1) \, tg \, (1.4\Phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = tg^2(45° + \Phi/2)$$

I fattori *d* e *i* che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \, (D/B) \, \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \qquad \text{per } \Phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1(D/B) \, \sqrt{K_p} \qquad \text{per } \Phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con Θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$i_c = i_q = (1 - \Theta°/90)^2$

$i_\gamma = (1 - \Theta°/\Phi°)^2$ per $\Phi > 0$

$i_\gamma = 0$ per $\Phi = 0$

11.4.5 Verifica di stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g.

Eseguendo il calcolo mediante il D.M. 14 Gennaio 2008 si può impostare $\eta_g \geq 1.0$.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) tg\phi_i}{m} \right)}{\Sigma_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove il termine *m* è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{tg\phi_i tg\alpha_i}{\eta}\right) \cos\alpha_i$$

In questa espressione *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e Φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine *m* che è funzione di η. Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per da inserire nell'espressione di *m* ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

11.5 Verifiche geotecniche

Nel seguito si riportano le combinazioni di carico analizzate, in accordo con le NTC2008, ed i coefficienti utilizzati nelle analisi:

Combinazioni generate

Comb n°	Caso	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Peso muro / terrapieno
1	A2-M2	Assente	--	SFAV - SFAV
2	EQU	Assente	--	FAV - FAV
3	STAB	Assente	--	SFAV - SFAV
4	A1-M1	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
5	A1-M1	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
6	A2-M2	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
7	A2-M2	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
8	EQU	Presente	Verticale negativo	FAV - FAV
9	EQU	Presente	Verticale positivo	FAV - FAV
10	STAB	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
11	STAB	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
12	SLEQ	Assente	--	SFAV - SFAV
13	SLEF	Assente	--	SFAV - SFAV
14	SLER	Assente	--	SFAV - SFAV

Tabella 5 - Combinazioni di carico analizzate

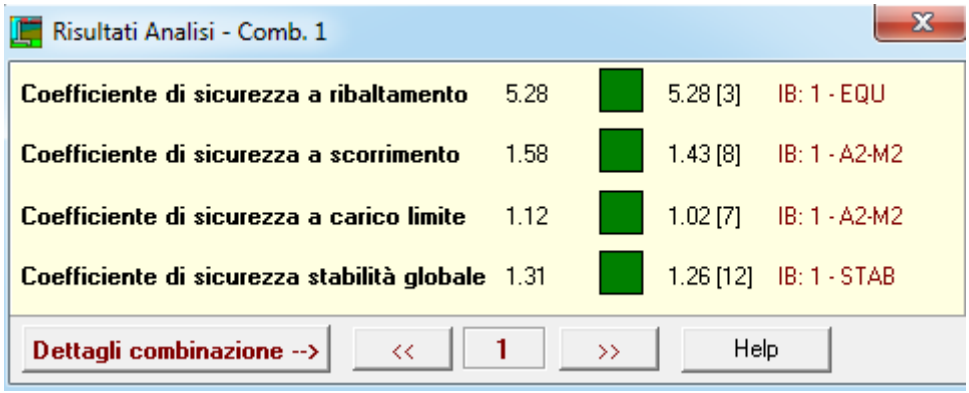
Carichi	Effetto	Simbolo		Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
			HYD	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.10	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00

Tabella 6 - Coefficienti di sicurezza sulle azioni

Parametro	Simbolo	Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 7 - *Coefficienti di sicurezza sulla resistenza dei terreni*

Le verifiche danno tutte esito positivo:



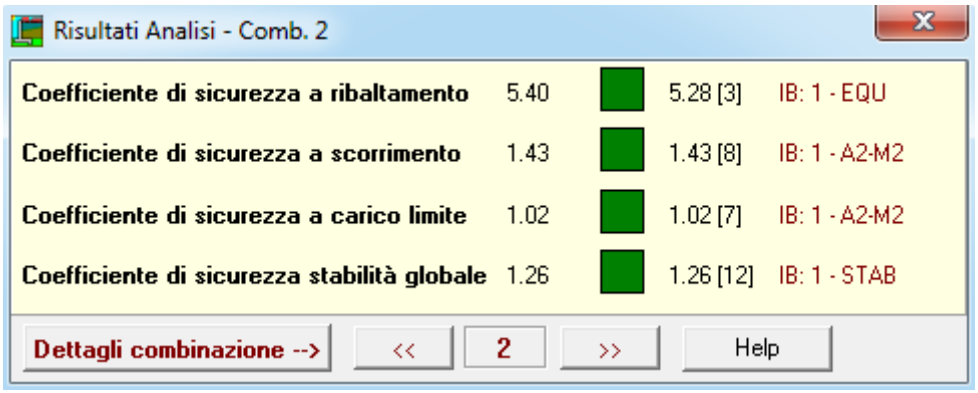


Tabella 8 - Verifiche geotecniche del Muro A

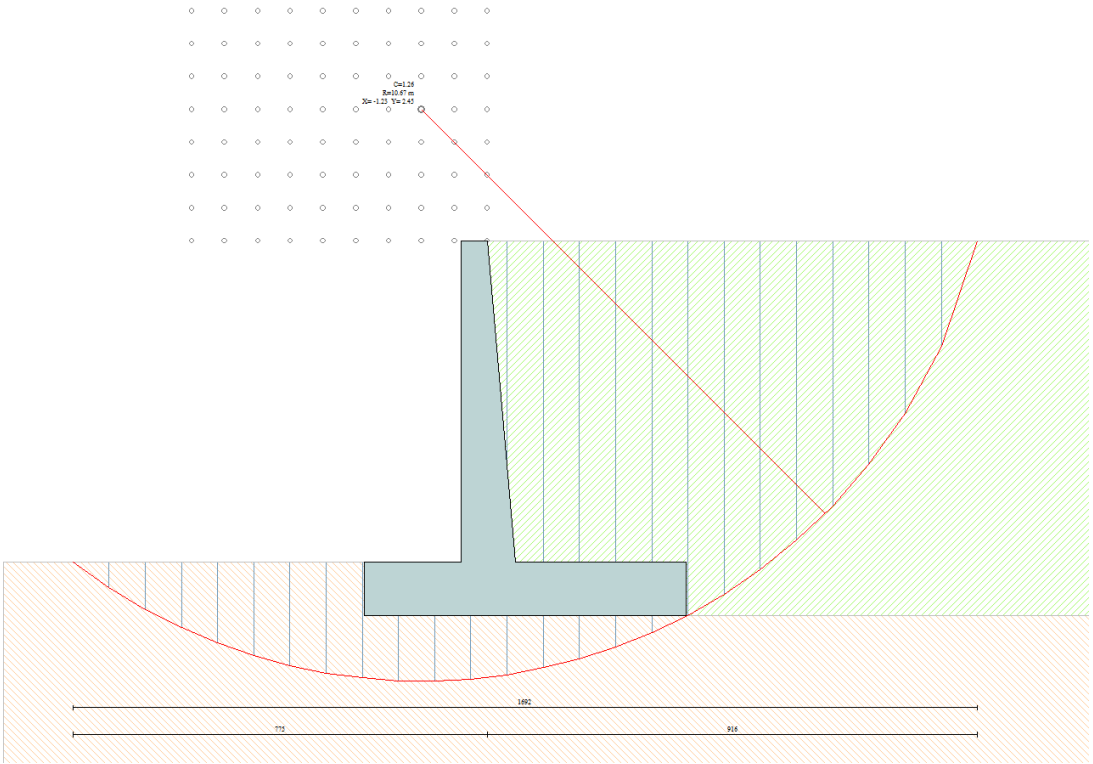


Figura 56 – Superficie critica del Muro A – FS=1.26



Tabella 9 - Verifiche geotecniche del Muro B

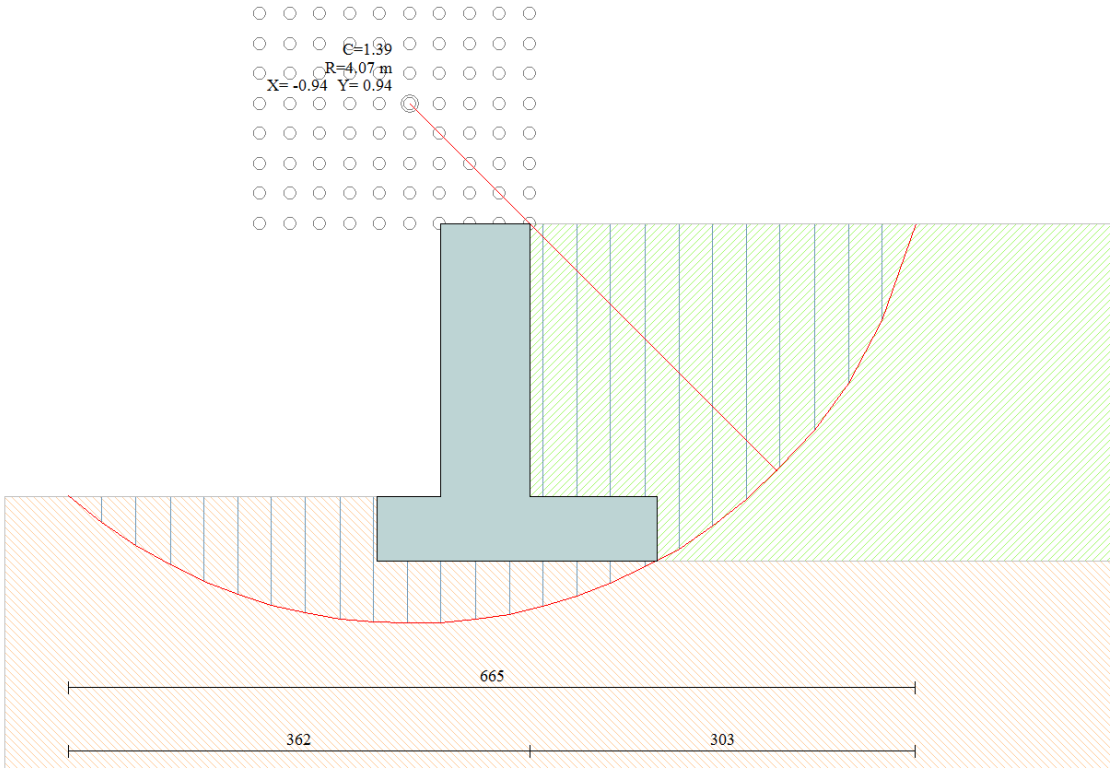


Figura 57 – Superficie critica del Muro B – FS=1.39

11.6 Verifiche strutturali

Nel seguito si verificano il paramento e la fondazione del muro.

Le sezioni più sollecitate risultano quelle di innesto del paramento sul muro; la seguente tabella riporta gli spessori e le armature definite per ogni tipologia di muro, in calcestruzzo C25/30 e con copriferro pari a 5cm.

Muro	Sezione di verifica	Altezza sezione [m]	Armatura princ. lato ritombamento	Armatura princ. lato opposto	Ripartitori
A	Paramento	1.0	Ø24 / 100	Ø24 / 100	Ø16 / 200
	Fondazione	1.0	Ø24 / 100	Ø24 / 100	Ø16 / 200
B	Paramento	0.7	Ø14 / 200	Ø14 / 200	Ø10 / 300
	Fondazione	0.5	Ø14 / 200	Ø14 / 200	Ø10 / 300

Tabella 10 - Specifiche dei muri

11.6.1 Verifiche allo SLU

Si riportano le verifiche a pressoflessione e a taglio per le combinazioni più gravose. Per il taglio non risulta mai necessario predisporre una specifica armatura.

Caso	N_{ed} [kN]	V_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	M_{rd} [kNm]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]
Max M	112.06	-	317.11	1583	-
Max V	112.06	152.02	-	-	402.32

Tabella 11 – Muro A - Sollecitazioni allo SLU – Paramento

Caso	N_{ed} [kN]	V_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	M_{rd} [kNm]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]
Max M	0	-	133.16	1536	-
Max V	0	150.45	-	-	386.83

Tabella 12 – Muro A - Sollecitazioni allo SLU – Fondazione

Caso	N_{ed} [kN]	V_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	M_{rd} [kNm]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]
Max M	36.73	-	13.36	206.8	-
Max V	36.73	18.39	-	-	241.9

Tabella 13 – Muro B - Sollecitazioni allo SLU – Paramento

Caso	N_{ed} [kN]	V_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	M_{rd} [kNm]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]
Max M	0	-	5.25	135.8	-
Max V	0	20.85	-	-	180.69

Tabella 14 – Muro B - Sollecitazioni allo SLU – Fondazione

11.6.2 Verifiche allo SLE

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte:

Caso	N [kN]	M [kN]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	w_k [mm]
Max M	112.06	246.94	1.762	53.9	0.062

Tabella 15 – Muro A - Sollecitazioni allo SLE – Paramento x = 30.33

Caso	N [kN]	M [kN]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	w_k [mm]
Max M	0	103.62	0.703	27.32	0.031

Tabella 16 – Muro A - Sollecitazioni allo SLE – Fondazione x =25.69

Caso	N [kN]	M [kN]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	w_k [mm]
Max M	36.73	9.86	0.215	2.749	0.004

Tabella 17 – Muro B - Sollecitazioni allo SLE – Paramento x = 34.21

Caso	N [kN]	M [kN]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	w_k [mm]
Max M	0	4.23	0.229	13.67	0.025

Tabella 18 – Muro B - Sollecitazioni allo SLE – Fondazione x = 8.68