

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

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

SECURITY

**RELAZIONE DI CALCOLO – BERLINESI, MURI E OPERE DI SOSTEGNO IN MANUFATTI
PREFABBRICATI TIPO GEOBLOC - VIABILITÀ**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Prima emissione Première diffusion	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
A	30/09/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
B	02/03/2018	Approfondimento progettuale	P.LESCCE (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)
C	29/06/2018	Modifica titolo progetto/ Modifications titre du project	P.LESCCE (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)

1	0	4	C	C	1	6	1	6	6	N	V	0	2	C	3
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot		Contratto/Contrat			Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	C	L	O	C	1	6	1	7	C
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object		Numero documento Numéro de document			Indice Index	

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTEGRATION SPECIALISTE**



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



SCALA / ÉCHELLE
-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



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

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	7
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI	8
2.1.1 Normative e standard	8
2.1.2 Bibliografia	9
2.1.3 Software di calcolo	9
3. MATERIALI	10
3.1 Calcestruzzi per opere geotecniche	10
3.1.1 Calcestruzzo per muri di sostegno, manufatti prefabbricati tipo geobloc, cordoli paratie.....	10
3.1.2 Malte per micropali.....	10
3.2 Acciai.....	11
3.2.1 Acciaio per armatura lenta	11
3.2.2 Acciaio armonico da precompressione	11
3.2.3 Acciaio da carpenteria strutturale (travi di ripartizione, fazzoletti, piastre,...) ..	11
3.2.4 Acciaio per micropali.....	11
4. GEOLOGIA E GEOTECNICA.....	12
4.1 Parametri geotecnici di calcolo.....	12
4.1.1 Scavo pista di cantiere (strada di sorveglianza Forze dell'Ordine)	12
4.2 Idrogeologia.....	12
5. DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE E DELLE FASI ESECUTIVE	13
6. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO	14
6.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali	14
7.1 Stato Limite Ultimo (S.L.U.).....	16
8. DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE SVOLTE	19
9. MODELLO DI CALCOLO DELLE BERLINESI	20
9.1 Sezioni di calcolo.....	20
9.1.1 Modellazione della paratia in micropali.....	20
9.1.2 Modellazione dei tiranti	21
9.2 Approcci progettuali (SL).....	22
9.2.1 Modellazione dell'azione sismica.....	23
10. BERLINESE FRA PISTE DI CANTIERE (STRADA DI VIGILANZA FORZE DELL'ORDINE) – BERLINESE CON TIRANTI	26
10.1 Geometria e step di calcolo.....	26
10.2 Risultati delle analisi.....	28
10.2.1 Combinazione A1+M1+R1	29
10.2.2 Combinazione A2+M2+R1	30
10.2.3 Combinazione SISMA STR	31
10.2.4 Combinazione SISMA GEO	32
10.2.5 Combinazione SLE RARA.....	33
10.2.6 Verifica di stabilità al piede della paratia	34
10.2.7 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio.....	35
10.3 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	38

10.3.1	Micropali	38
10.3.1.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	38
10.3.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	38
10.3.2	Tiranti d'ancoraggio	39
10.3.2.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	39
10.3.2.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	40
10.3.2.3	Verifica della lunghezza libera dei tiranti	42
10.4	Travi di ripartizione	42
10.4.1	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)	43
11.	BERLINESE FRA PISTE DI CANTIERE (STRADA DI VIGILANZA FORZE DELL'ORDINE) – BERLINESE NON TIRANTATA	44
11.1	Geometria e step di calcolo.....	44
11.2	Risultati delle analisi.....	45
11.2.1	Combinazione A1+M1+R1	45
11.2.2	Combinazione A2+M2+R1	46
11.2.3	Combinazione SISMA STR	47
11.2.4	Combinazione SISMA GEO	48
11.2.5	Combinazione SLE RARA.....	49
11.2.6	Verifica di stabilità al piede della paratia	50
11.3	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	50
11.3.1	Micropali	51
11.3.1.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	51
11.3.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	51
12.	BERLINESE PROVVISORIA PROPEDEUTICA ALLO SCAVO DEL MURO DI SOSTEGNO – BERLINESE NON TIRANTATA	52
12.1	Geometria e step di calcolo.....	52
12.2	Risultati delle analisi.....	53
12.2.1	Combinazione A1+M1+R1	54
12.2.2	Combinazione A2+M2+R1	55
12.2.3	Combinazione SLE RARA.....	56
12.2.4	Verifica di stabilità al piede della paratia	57
12.3	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	58
12.3.1	Micropali	58
12.3.1.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	58
12.3.1.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	58
13.	MURI A SOSTEGNO DELLA STRADA DI VIGILANZA.....	60
13.1	Parametri di progetto	60
13.2	Asse A.....	60
13.3	Muro sezione tipo 1	62
13.3.1	Verifica secondo la combinazione A2+M2- statica e sismica.....	64
13.3.2	Verifica secondo la combinazione A1+M1 – statica e sismica.....	68
13.3.3	Verifiche armatura minima - paramento	72
13.3.3.1	Verifica a flessione SLU – paramento	72
13.3.3.1	Verifica a flessione SLE – paramento.....	73
13.3.3.2	Verifica a taglio SLU – paramento	73
13.3.4	Verifiche armatura minima - fondazione.....	73
13.3.4.1	Verifica a flessione SLU – fondazione	74
13.3.4.1	Verifica a flessione SLE – fondazione.....	74

13.3.4.2	Verifica a taglio SLU – fondazione	75
13.4	Muro sezione “tipo 2”	76
13.4.1	Verifica secondo la combinazione A2+M2- statica e sismica.....	78
13.4.2	Verifica secondo la combinazione A1+M1 – statica e sismica.....	82
13.4.3	Verifiche armatura minima - paramento	88
13.4.3.1	Verifica a flessione SLU – paramento	88
13.4.3.2	Verifica a flessione SLE – paramento.....	89
13.4.3.3	Verifica a taglio SLU – paramento	89
13.4.4	Verifiche armatura minima – fondazione.....	89
13.4.4.1	Verifica a flessione SLU – fondazione	90
13.4.4.2	Verifica a flessione SLE – fondazione.....	90
13.4.4.3	Verifica a taglio SLU – fondazione	91
13.5	Muro sezione tipo 3	92
13.5.1	Verifica secondo la combinazione A2+M2- statica e sismica.....	94
13.5.2	Verifica secondo la combinazione A1+M1 – statica e sismica	98
13.5.3	Verifiche armatura minima - paramento	104
13.5.3.1	Verifica a flessione SLU – paramento	104
13.5.3.2	Verifica a flessione SLE – paramento.....	105
13.5.3.3	Verifica a taglio SLU – paramento	105
13.5.4	Verifiche armatura minima – fondazione.....	105
13.5.4.1	Verifica a flessione SLU – fondazione	106
13.5.4.2	Verifica a flessione SLE – fondazione.....	106
13.5.4.3	Verifica a taglio SLU – fondazione	107
13.6	Verifica di stabilità globale.....	108
13.6.1	Tipo di verifiche	108
13.6.2	Sezione rappresentativa	109
13.6.3	Calcolo e verifica delle superfici di rottura critiche	109
13.6.4	Risultati delle verifiche.....	110
14.	VERIFICHE DEI MANUFATTI PREFABBRICATI TIPO GEOBLOCCHI	
	DEFINITIVI.....	112
14.1	Verifiche secondo NTC 2008 dei manufatti prefabbricati tipo geoblocchi.....	112
14.2	Caratteristiche dei manufatti prefabbricati tipo Geobloc.....	113
14.3	Definizione delle azioni.....	113
14.4	Verifica di stabilità globale.....	117
14.4.1	Coefficienti per la sicurezza	117
14.4.2	Verifica	117
14.5	Verifica allo scorrimento	119
14.5.1	Coefficienti parziali di sicurezza	119
14.5.2	Verifica	119
14.6	Verifica al ribaltamento	121
14.7	Verifica a scorrimento lato struttura	121
15.	VERIFICHE DEI MANUFATTI PREFABBRICATI TIPO GEOBLOCCHI	
	PROVVISORIALI	124
15.1	Geoblocchi per torre provvisoria intermedia tra UP8 e UP9.....	124
15.2	Geoblocchi per torre provvisoria intermedia tra UP6 e UP7.....	129

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 paratia $\phi 168.3$, sp 10mm, perforazione $\phi=250\text{mm}$, interasse 40cm	20
Figura 2 paratia $\phi 273$, sp 16mm, perforazione $\phi=330\text{mm}$, interasse 40cm	21
Figura 3 - Indicazioni per la scelta del valore di s	22
Figura 4 Berlinese scavo strada cantiere - Step 1	27
Figura 5 Berlinese scavo scavo strada cantiere - Step 2	27
Figura 6 Berlinese scavo scavo strada cantiere - Step 3	28
Figura 7 Berlinese scavo scavo strada cantiere -Step 4	28
Figura 8: Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1 - Inviluppo momento flettente [kNm/m]	29
Figura 9: Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1 - Inviluppo taglio [kN/m].....	29
Figura 10 Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2 - Inviluppo momento flettente [kNm/m]	30
Figura 11: Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2 - Inviluppo taglio [kN/m]	30
Figura 12: Berlinese interposta piste A e B – SLV STR - Inviluppo momento flettente [kNm/m]	31
Figura 13: Berlinese interposta piste A e B – SLV STR - Inviluppo taglio [kN/m].....	31
Figura 14: Berlinese interposta piste A e B – SLV GEO - Inviluppo momento flettente [kNm/m]	32
Figura 15: Berlinese interposta piste A e B – SLV GEO - Inviluppo taglio [kN/m].....	32
Figura 16: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Inviluppo momento flettente [kNm/m] .	33
Figura 17: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Inviluppo taglio [kN/m].....	33
Figura 18: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Inviluppo spostamenti [mm] - $\delta_{\max} \cong 15\text{mm}$	34
Figura 19: Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2: riepilogo delle spinte nel terreno	34
Figura 20: Berlinese interposta piste A e B – SLV A2+M2: riepilogo delle spinte nel terreno	35
Figura 21 – Berlinese interposta piste A e B - SLE: azione di tiro massima nei tiranti.....	35
Figura 22 - Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1: azione di tiro massima nei tiranti	36
Figura 23 - Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2: azione di tiro massima nei tiranti	36
Figura 24 - Berlinese interposta piste A e B – SLV STR: azione di tiro massima nei tiranti..	37
Figura 25 - Berlinese interposta piste A e B – SLV GEO A2+M2: azione di tiro massima nei tiranti	37
Figura 26 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti (CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL, 1992, Third Edition, Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundation, pag. 399).....	42
Figura 27 Berlinese scavo strada cantiere - Step 1	45
Figura 28 Berlinese scavo scavo strada cantiere - Step 2	45
Figura 29: Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1 - Inviluppo momento flettente [kNm/m]	45
Figura 30: Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1 - Inviluppo taglio [kN/m]	46
Figura 31 Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2 - Inviluppo momento flettente [kNm/m]	46

Figura 32: Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2 - Inviluppo taglio [kN/m]	47
Figura 33: Berlinese interposta piste A e B – SLV STR - Inviluppo momento flettente [kNm/m].....	47
Figura 34: Berlinese interposta piste A e B – SLV STR - Inviluppo taglio [kN/m].....	48
Figura 35: Berlinese interposta piste A e B – SLV GEO - Inviluppo momento flettente [kNm/m].....	48
Figura 36: Berlinese interposta piste A e B – SLV GEO - Inviluppo taglio [kN/m].....	48
Figura 37: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Inviluppo momento flettente [kNm/m] .	49
Figura 38: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Inviluppo taglio [kN/m].....	49
Figura 39: Berlinese interposta piste A e B – SLE – Inviluppo spostamenti [mm] - $\delta_{max} \cong 13mm$	49
Figura 40: Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2: riepilogo delle spinte nel terreno	50
Figura 41: Berlinese interposta piste A e B – SLV A2+M2: riepilogo delle spinte nel terreno	50
Figura 42 Berlinese scavo strada cantiere - Step 1.....	53
Figura 43 Berlinese scavo scavo strada cantiere - Step 2	53
Figura 44: Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1 - Inviluppo momento flettente [kNm/m].....	54
Figura 45: Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1 - Inviluppo taglio [kN/m]	54
Figura 46 Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2 - Inviluppo momento flettente [kNm/m].....	55
Figura 47: Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2 - Inviluppo taglio [kN/m]	55
Figura 48: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Inviluppo momento flettente [kNm/m] .	56
Figura 49: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Inviluppo taglio [kN/m].....	56
Figura 50: Berlinese interposta piste A e B – SLE – Inviluppo spostamenti [mm] - $\delta_{max} \cong 41mm$	57
Figura 51: Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2: riepilogo delle spinte nel terreno	57
Figura 52 Planimetria muri di sostegno ASSE A.....	61
Figura 53 Prospetto muri di sostegno ASSE A	61
Figura 54 Sezione tipo 1.....	62
Figura 55 Dominio di resistenza M-N – sezione di base del paramento.....	72
Figura 56 Dominio di resistenza M-N fondazione – sezione a filo paramento.....	74
Figura 57 Sezione tipo 2.....	76
Figura 58 Dominio di resistenza M-N – sezione di base del paramento.....	88
Figura 59 Dominio di resistenza M-N fondazione – sezione a filo paramento.....	90
Figura 60 Sezione tipo 3.....	92
Figura 61 Dominio di resistenza M-N – sezione di base del paramento.....	104
Figura 62 Dominio di resistenza M-N fondazione – sezione a filo paramento.....	106
Figura 63: Analisi di stabilità globale per la condizione Statica: $FS_{min}=1.17$	110
Figura 64: Analisi di stabilità globale per la condizione Sismica: $FS_{min}=1.12$	111
Figura 65 Sezione di riferimento per le verifiche di stabilità globale	112
Figura 66 Sezione di riferimento per le verifiche sulla singola opera di sostegno	113
Figura 67: definizione del cuneo di spinta attiva	113
Figura 68: geometria indentatura (12/13,5x5x97 cm).....	122
Figura 69: rappresentazione schematica della quota parte di spinte agente all'interfaccia ...	122

1. INTRODUZIONE

L'opera oggetto della presente relazione si inserisce all'interno del nodo viario denominato "Nuovo svincolo de La Maddalena sulla A32". Lo stesso è ubicato nell'area della Maddalena, nel Comune di Chiomonte, allo sbocco Vallone Tiraculo-Rio Clarea, sul versante orografico destro del rio Clarea, prima del tratto in cui lo stesso si immette nella Dora, in prossimità delle "Gorge di Susa".

In particolare la relazione tratta la verifica delle opere di sostegno previste per la realizzazione della viabilità di cantiere a servizio delle Forze dell'Ordine, in particolare nel tratto a valle delle pile UP9 e IP5, dove la pista conduce alla pila IP5.

Qui la pista A corre a quota superiore rispetto al piano campagna ed è quindi sostenuta, in un primo tratto, da un'opera di sostegno realizzata con manufatti prefabbricati tipo geobloc, mentre in un secondo tratto da un muro di contenimento in calcestruzzo armato.

I blocchi prefabbricati in calcestruzzo, presenti in corrispondenza della diramazione tra la pista A e la pista A-bis, che conduce alla Torre T-IP4-IP5, sono necessari per sostenere il rilevato su cui si sviluppa la pista A stessa, disposta con un percorso parallelo alla pista A bis, ma ad una quota superiore di circa 2m.

Gli scavi finalizzati alla realizzazione del muro di sostegno in c.a. richiedono la presenza di una berlinese provvisoria, disposta planimetricamente a ridosso della fondazione dello stesso. Il profilo altimetrico della pista B, presente tra le pile UP8 ed UP9, ha infine reso opportuno prevedere un'ulteriore berlinese, la cui realizzazione avviene in fase successiva rispetto alla realizzazione del muro in cemento armato.

Le strutture oggetto della presente relazione hanno carattere provvisorio.

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1.1 Normative e standard

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

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

- [23] UNI-EN 1537 delle EN 206-1
“Esecuzione di lavori geotecnici speciali.Tiranti di ancoraggio”, Giugno 2002

2.1.2 Bibliografia

- [1] Bustamante M., Doix B., (1985): "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés". Bull. Liaison Labo. P.et Ch. 140, nov-dic 1985.
[2] Viggiani C. (2000): “Fondazioni”. Ed. CUEN.

2.1.3 Software di calcolo

- [1] PARATIE PLUS 2017, sviluppato da Ce.A.S. s.r.l., Italia e DeepExcavation LLC, USA

Per l’analisi geotecnica e strutturale delle opere provvisorie per il sostegno degli scavi (paratie di pali), si è fatto ricorso al software “ParatiePlus2017”, un codice di calcolo agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

La modellazione numerica dell’interazione terreno-struttura è del tipo “Trave su suolo elastico”; in particolare, le pareti di sostegno sono rappresentate con elementi finiti a trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno è simulato attraverso elementi elasto-plastici monodimensionali (molle) connesse ai nodi delle paratie.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche condiziona la risposta della struttura nei passi successivi.

- [2] TALREN 5, sviluppato da Terrasol.

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte utilizzando il software di calcolo TALREN 5, sviluppato dalla Società Terrasol, (Montreuil Cedex, France). Il programma opera secondo i metodi classici dell’equilibrio limite e consente la valutazione del coefficiente di sicurezza del versante in condizioni statiche e in condizioni sismiche, attraverso una verifica pseudostatica.

I metodi di calcolo utilizzati nel programma sono il metodo di Fellenius, il metodo di Bishop semplificato e il metodo sviluppato da Raulin, Rouques e Toubol. Tutti i metodi operano suddividendo il volume di terreno potenzialmente instabile in conci elementari a lati verticali e paralleli (metodi delle "strisce"). La superficie di scivolamento ipotizzata è di forma circolare per i metodi di Fellenius e di Bishop, e di forma qualsiasi per il terzo metodo. Per ciascuna delle superfici di scorrimento analizzate viene valutato il valore del coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra il momento stabilizzante e quello instabilizzante.

La superficie critica è quella che presenta il minimo coefficiente di sicurezza. La ricerca della superficie critica è facilitata nel programma da alcune subroutine di calcolo (ricerca automatica, griglia di centri con mesh a forma di quadrilatero, tangenti della superficie di rottura, ecc.).

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzi per opere geotecniche

3.1.1 Calcestruzzo per muri di sostegno, manufatti prefabbricati tipo geobloc, cordoli paratie

Classe del calcestruzzo	C28/35		
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	37.05	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	16.46	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.83	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.98	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.68	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.39	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.32	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.46	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla di calcolo	f_{bd}	2.97	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	32588	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	17.43	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	13.07	N/mm ²
Classe di esposizione	XC4, XF2 -		
Rapporto massimo acqua/cemento	0.5 -		
Contenuto minimo di cemento	340 kg/mc		
Classe di consistenza (Slump)	S4 -		
Dimensione massima dell'aggregato	30 mm		

3.1.2 Malte per micropali

Classe del calcestruzzo	C28/35		
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	37.05	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	16.46	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.83	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.98	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.68	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.40	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.32	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.46	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla di calcolo	f_{bd}	2.97	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	32588	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	17.43	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	13.07	N/mm ²
Classe di esposizione	XC2 -		

Rapporto massimo acqua/cemento	0.55	-
Contenuto minimo di cemento	320	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)	S4	-
Dimensione massima dell'aggregato	30	mm

3.2 Acciai

3.2.1 Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3.2.2 Acciaio armonico da precompressione

Tensione caratteristica di rottura	f_{ptk}	1860	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{p(0.1)k}$	1670	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	1452	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	201000	N/mm ²

Resistenze dei tiranti (in funzione del numero di trefoli):

	n° trefoli	2	3	4	5	6	7
Carico snervamento	Py [kN]	464.26	696.39	928.52	1160.65	1392.78	1624.91
Carico rottura	Ptk [kN]	517.08	775.62	1034.16	1292.70	1551.24	1809.78
Tiro di bloccaggio	P0 [kN]	310.25	465.37	620.50	775.62	930.74	1085.87
Portata ammissibile	Pamm [kN]	336.10	504.15	672.20	840.26	1008.31	1176.36

3.2.3 Acciaio da carpenteria strutturale (travi di ripartizione, fazzoletti, piastre,...)

Classe di acciaio (EN 10025)		S355J0/J2	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	510	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3.2.4 Acciaio per micropali

Classe di acciaio (EN 10025)		S355HJR	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	510	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

4. GEOLOGIA E GEOTECNICA

4.1 Parametri geotecnici di calcolo

Le azioni agenti sulla paratia in progetto sono quelle dovute alla spinta del terreno; tali azioni sono calcolate automaticamente dal programma in funzione degli spostamenti orizzontali della parete e della legge d'interazione terreno-struttura implementata. Si trascurano il peso proprio della paratia e le azioni verticali al piede dell'opera, in quanto il codice di calcolo non considera come gradi di libertà attivi del sistema gli spostamenti verticali, peraltro di entità trascurabile.

4.1.1 Scavo pista di cantiere (strada di sorveglianza Forze dell'Ordine)

Il versante è costituito da materiale incoerente attribuito nell'ambito della caratterizzazione geotecnica alla formazione UG2. Questa formazione comprende, in generale, depositi quaternari grossolani rappresentati principalmente da sabbie e in subordinate ghiaie con pochi ciottoli e blocchi.

Nell'area in esame, le indagini mostrano tuttavia proprietà geotecniche di questa unità migliori che in altre parti dell'area interessata dalle opere in progetto, per cui si sono assunti parametri più simili a quelli della unità geotecnica UG3, più grossolana.

L'unità geotecnica UG3 è presente peraltro sotto la UG2 a partire indicativamente dalla quota di base del versante.

I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli, che caratterizzano il versante sinistro del torrente Clarea, in cui si dovrà realizzare le piste di cantiere sostenute dalla berlinese e dai muri in oggetto, fino alle profondità di interesse, sono:

unità	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kN/m ²]	E_d [MPa]
UG2/UG3	20	35	0	80

Tabella 1 - Parametri geotecnici caratteristici (M_k)

Il contributo ai coefficienti di spinta legato all'inclinazione del pendio a tergo berlinese (angolo β), sia a monte sia a valle, è ovviamente messo in conto sia per K_a che per K_p . Si considera inoltre l'ipotesi di un angolo di attrito δ tra paratia e terreno pari a 0.50.

unità	$K_{ah, monte}$ [-]	$K_{ph, monte}$ [-]	$K_{ah, valle}$ [-]	$K_{ph, valle}$ [-]
UG2/UG3	0.53	8.33	0.27	5.879

Tabella 2 - Coefficienti di spinta assunti nei calcoli

In generale, i parametri geotecnici caratteristici (peso di volume e angolo di resistenza a taglio) dei tratti in rilevato su cui corrono le piste sono i medesimi relativi ai rilevati su cui si impostano le rampe di svincolo in ingresso e uscita (Rif. Doc. 104C_C16166_NV02_00_E_RH_GE_0113, §10):

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0$$

$$\varphi = 38^\circ$$

peso di volume

coesione intercetta

angolo di resistenza a taglio

4.2 Idrogeologia

La falda rilevata è a quota 643 m s.l.m.

5. DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE E DELLE FASI ESECUTIVE

Come illustrato nell'introduzione, tra le opere di sostegno oggetto della presente relazione sono presenti i muri di contenimento in cemento armato della pista A.

La realizzazione di tali muri, che si sviluppa a mezza costa sul pendio, prevede le seguenti fasi distinte:

1. Fase 1: la prima fase prevede la realizzazione della berlinese propedeutica agli scavi del muro, costituita da micropali $\phi 273$ sp 16mm, con perforazione pari a 330mm e interasse pari a 40cm. Tale berlinese non può ospitare tiranti in quanto interferirebbero con le pile esistenti. La sua realizzazione è necessaria in quanto, in sua assenza, gli scavi propedeutici alla realizzazione del muro, con pendenza massima 2/3, interferirebbero con le pile e le paratie esistenti.
2. Fase 2: al termine della realizzazione della berlinese è previsto lo scavo, a valle e a monte della stessa, per la realizzazione del muro di contenimento.
3. Fase 3: realizzato il muro di contenimento è possibile sistemare il pendio con rinterro con materiale di riporto A1, A3, A2-4 costipato almento pari al 95% ottimo di Proctor modificato, steso in strati di spessore finito non superiore a 50cm.
4. Fase 4: durante la quarta fase dei lavori è prevista la realizzazione della berlinese tirantata che si sviluppa nella parte più a Ovest della Pista A. Nella parte terminale, tale berlinese non può ospitare tiranti, in quanto interferirebbero con la pila esistente, pertanto i micropali che la costituiscono hanno sezione resistente e inerzia maggiori.

6. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

6.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali

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

Secondo le indicazioni contenute in [3], sono stati presi in considerazione i seguenti Stati Limite di progetto:

- Stato Limite di Esercizio (SLE): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto, sia delle azioni A che dei materiali M (parametri geotecnici del terreno), i corrispettivi dati caratteristici (risp. A_k e M_k).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A1+M1 (SLU-1): le analisi sono condotte considerando quale valore di progetto delle azioni il dato A1, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A1=\gamma_1 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali M1 i corrispettivi dati caratteristici ($M1=M_k$).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2+M2 (SLU-2): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato A2, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A2=\gamma_2 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali il dato M2, ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valore caratteristici ($M2=M_k / \gamma_2$).

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

PARAMETRO	Grandezza a cui applicare il coeff. parziale	Coefficiente Parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_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 3- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 4 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

In via del tutto generale, per le opere geotecniche, lo stato limite di esercizio SLE deve essere preso in considerazione per la valutazione delle deformazioni attese e per procedere alle verifiche di resistenza degli elementi strutturali in campo elastico. Gli stati limite SLU-1 sono in genere le condizioni più gravose nei confronti delle verifiche di resistenza agli stati limite ultimi degli elementi strutturali, mentre invece gli stati limite SLU-2 consentono la verifica di stabilità dell'opera in condizioni ultime.

Nella Tabella 5 sono riassunti i coefficienti parziali utilizzati nelle analisi di calcolo illustrate nei seguenti capitoli, con riferimento ai diversi stati limite analizzati.

		SLE (A_k+M_k)	SLU-1 (A_1+M_1)	SLU-2 (A_2+M_2)
AZIONI	Permanenti (peso proprio)	1.00	1.30 sfav. 1.00 fav.	1.00
	Variabili (sovraccarichi)	1.00	1.50 sfav. 0 fav.	1.30 sfav. 0 fav.
PARAMETRI GEOTECNICI	ϕ'	1.00	1.00	1.25
	c'	1.00	1.00	1.25
	γ	1.00	1.00	1.00

Tabella 5 - Coefficienti parziali adottati nell'analisi con paratie

Per quanto riguarda le azioni permanenti, nel caso delle paratie come quelle in progetto, si intendono le spinte del terreno sull'opera di sostegno.

Per le azioni temporanee s'intendono come sfavorevoli i sovraccarichi accidentali sul terrapieno di monte, e come favorevoli quelli eventualmente presenti sul terrapieno a valle dello scavo.

7. METODI DI VERIFICA STRUTTURE IN C.A.

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

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

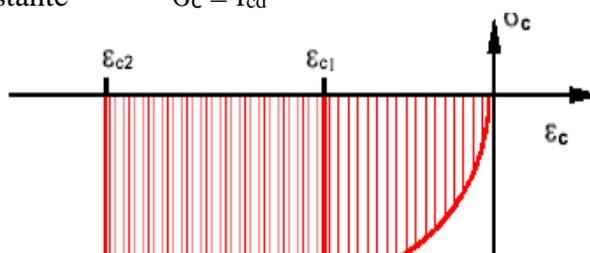
7.2 Verifiche a pressoflessione

Si descrivono nel seguito le leggi costitutive impiegate per il calcolo a rottura delle sezioni per pressoflessione.

Resistenze di calcolo del calcestruzzo:

Legge costitutiva parabola-rettangolo

$\varepsilon > 0$	trazione	$\sigma_c = 0 \text{ MPa}$
$\varepsilon_{c1} \leq \varepsilon \leq 0$	tratto parabolico	$\sigma_c = f_{cd} \cdot \varepsilon \cdot (2 - \varepsilon / \varepsilon_{c1}) / \varepsilon_{c1}$
$\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c1}$	tratto costante	$\sigma_c = f_{cd}$

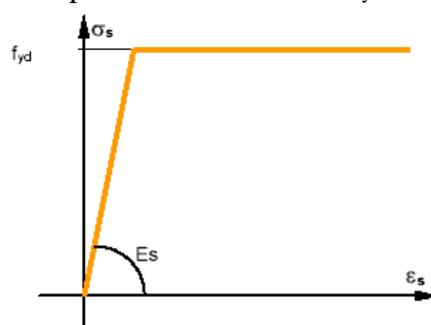


coefficiente materiale sl	$\gamma_c = 1.5$
resistenza in compressione	$f_{cd} = -0.85x f_{ck} / \gamma_c = -16.46 \text{ MPa}$
deformazioni limite	$\varepsilon_{c1} = -0.002$, $\varepsilon_{c2} = -0.0035$

Resistenze di calcolo dell'armatura ordinaria:

Legge costitutiva bilineare elastica-perfettamente plastica

$ \varepsilon \leq \varepsilon_y $	tratto elastico	$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon$	$(E_s = 210'000 \text{ MPa})$
$ \varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u $	tratto plastico	$\sigma_s = f_{yd}$	



coefficiente materiale sl	$\gamma_s = 1.15$
resistenza di snervamento	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$
deformazioni limite	$ \varepsilon_y = f_{yd} / E_s$, $ \varepsilon_u = 0.01$

7.3 Verifiche a taglio delle sezioni non armate a taglio

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

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

con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la relazione

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

in cui

$$k = 1 + (200/d)^{1/2};$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2};$$

$$\rho = A_{sl} / (b_w \times d) \quad \text{rapporto geom. di armatura};$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \quad \text{tensione media di compressione nella sezione};$$

$$d \quad \text{altezza utile sezione};$$

$$b \quad \text{larghezza minima sezione.}$$

7.4 Verifiche a taglio delle sezioni armate a taglio

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

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

con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

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

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

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

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

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

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

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

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

Tali verifiche, risultano soddisfatte qualora le tensioni e le deformazioni che si ottengono in condizione di esercizio risultano inferiori dei limiti ammessi dalla Normativa Italiana.

Per quanto allo stato limite di fessurazione, si considera la condizione statica più gravosa, secondo quanto riportato nel seguito del paragrafo.

Stato limite di formazione delle fessure

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

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

Stato limite di apertura delle fessure

La verifica è condotta, in via prudenziale e per snellezza di trattazione, per lo stato limite di apertura delle fessure in combinazione rara, considerando come limite di riferimento quello in combinazione frequente, avuto riguardo delle condizioni ambientali appresso riportate.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Nel caso in specie si considera l'opera sottoposta a condizioni ordinarie, con classe di esposizione XC2.

Per la definizione degli stati limite di apertura delle fessure occorre inoltre classificare le armature in "sensibili" o "poco sensibili" alla corrosione. Nel caso in esame, le armature, essendo di acciaio ordinario, appartengono alla categoria "poco sensibili".

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

Stato limite di apertura delle fessure

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

$w_2 = 0.30$ mm per le combinazioni quasi permanenti

$w_3 = 0.40$ mm per le combinazioni frequenti

8. DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE SVOLTE

Le verifiche che saranno dettagliate nella presente relazione sono in accordo alle NTC2008 e sono:

- verifica di capacità portante dei muri di contenimento della pista A
- verifica a scorrimento delle opere di sostegno in blocchi di calcestruzzo interposti tra la pista A e la pista A-bis
- verifica strutturale dei muri e delle opere di sostegno in blocchi di calcestruzzo
- verifica di stabilità globale dei muri e delle opere di sostegno in blocchi di calcestruzzo
- verifica della berlinese propedeutica allo scavo del muro
- verifiche della berlinese posta tra le piste A e B, per ciascuna sezione resistente

9. MODELLO DI CALCOLO DELLE BERLINESI

9.1 Sezioni di calcolo

Il calcolo della berlinese è stato condotto attraverso il codice ParatiePlus 2017 [1], considerando le diverse condizioni di carico cui è soggetta la struttura durante le successive fasi di scavo parziale e di esecuzione dei tiranti.

La berlinese collocata tra le piste A e B ha vita utile concomitante alla durata del cantiere, pertanto si è considerata l'azione sismica, valutata con un periodo di ritorno di 10 anni.

La berlinese propedeutica allo scavo del muro di contenimento a invece carattere del tutto provvisorio.

9.1.1 Modellazione della paratia in micropali

Le paratie in micropali presenti nella Security hanno la seguente geometria:

- $\phi 168.3$, sp 10mm, perforazione $\phi=250$ mm, interasse 40cm.
- $\phi 273$, sp 16mm, perforazione $\phi=330$ mm, interasse 40cm.

Nel programma di calcolo si sono assegnate le proprietà riportate nelle figure successive.

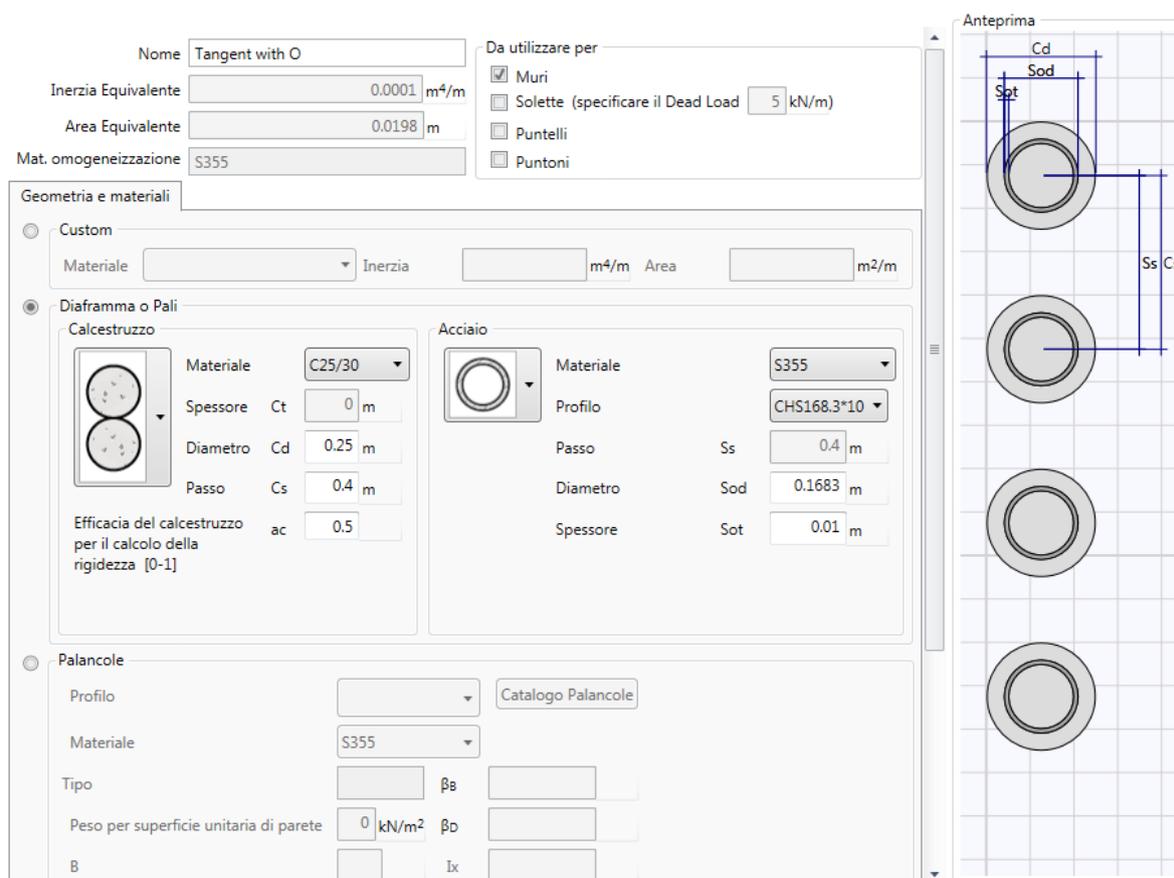


Figura 1 paratia $\phi 168.3$, sp 10mm, perforazione $\phi=250$ mm, interasse 40cm

Nome: Tangent with O

Inerzia Equivalente: 0.0003 m⁴/m

Area Equivalente: 0.0435 m

Mat. omogeneizzazione: S355

Da utilizzare per:

- Muri
- Solette (specificare il Dead Load: 5 kN/m)
- Puntelli
- Puntoni

Geometria e materiali

Custom

Materiale: Inerzia: m⁴/m Area: m²/m

Diaframma o Pali

Calcestruzzo

Materiale: C25/30

Spessore: Ct: 0 m

Diametro: Cd: 0.33 m

Passo: Cs: 0.4 m

Efficacia del calcestruzzo per il calcolo della rigidità [0-1]: ac: 0.5

Acciaio

Materiale: S355

Profilo:

Passo: Ss: 0.4 m

Diametro: Sod: 0.273 m

Spessore: Sot: 0.016 m

Palancole

Profilo: Catalogo Palancole

Materiale: S355

Tipo: β_B

Peso per superficie unitaria di parete: 0 kN/m² β_D

B: I_x

Anteprima

Figura 2 paratia $\phi 273$, sp 16mm, perforazione $\phi=330$ mm, interasse 40cm

I dati introdotti, ai fini del calcolo con PARATIE, vengono tradotti in una rigidezza flessionale EJ equivalente; tuttavia, ai fini delle verifiche strutturali, si tiene conto del solo tubolare in acciaio.

9.1.2 Modellazione dei tiranti

Per tutti i tiranti si prevede un diametro di perforazione del bulbo pari a 150mm.

Si prevede inoltre di realizzare i tiranti con modalità I.G.U (Iniezione unica).

Nella caratterizzare la stratigrafia si definisce la resistenza a sfilamento attraverso tre parametri (tecnologia realizzativa, il coefficiente α che rappresenta il rapporto tra il diametro reso del bulbo e il diametro di perforazione e la resistenza unitaria q_s).

Il coefficiente empirico α è stato assunto nell'ipotesi di realizzare il bulbo di fondazione con iniezioni globali con pressioni limitate I.G.U (vedi Tabella 6). La tensione tangenziale q_s è stimata attraverso gli abachi forniti da Bustamante e Doix (vedi Figura 3), facendo riferimento alla curva SG.2 (vedi Tabella 7) e ad un numero N_{SPT} pari a 35.

$$D_n = 0.15 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.20$$

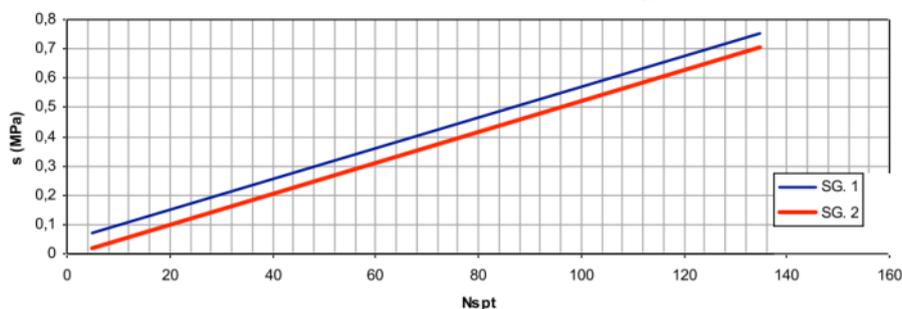
$$q_s = 150 \text{ kN/m}^2$$

diametro nominale del bulbo di fondazione

coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento e di compattezza del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti

tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno

Terreno	Valori di α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marna	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1

Tabella 6 - Valori del coefficiente α Figura 3 - Indicazioni per la scelta del valore di s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R 1$	$\geq R 2$

Tabella 7 - Indicazioni per la scelta del valore di s

L'inserimento di ogni ordine di tirante comporta la definizione di due fasi: approfondimento dello scavo al di sotto della quota del tirante (circa 50cm) e, in una fase successiva, attivazione del tirante. Dopo l'attivazione dell'ultimo tirante viene simulato l'approfondimento alla quota finale prevista.

9.2 Approcci progettuali (SL)

Il peso dell'unità di volume dell'acqua e del terreno sono stati mantenuti pari al loro valore caratteristico.

Per il calcolo agli stati limite di esercizio SLE: le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto, sia delle azioni che dei materiali i corrispettivi dati caratteristici.

Le verifiche statiche della paratia vengono effettuate secondo l'Approccio 1.

In accordo con la Circolare 2 febbraio 2009, n.617, C6.5.3.1.2, nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi per il dimensionamento geotecnico delle paratie (SLU-2, GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi viene condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2, pari a 1.3. I parametri di resistenza di progetto sono perciò

inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto della spinta attiva è maggiore, e quello della resistenza passiva è minore, dei corrispondenti valori caratteristici.

Nelle verifiche SLU-1 (STR) si considerano gli Stati Limite Ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi è svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1: le spinte sulla paratia sono state incrementate con un coefficiente pari a 1.3 (vedi Tabella 4) mentre il sovraccarico agente a monte è stato incrementato con un coefficiente pari a 1.5.

In accordo con la Circolare 2 febbraio 2009, n.617, C7.11.6.3, l'analisi sismica delle paratie si esegue con l'Approccio 1. Per l'analisi di stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno, si utilizza la Combinazione 2. In particolare, le variazioni di spinta prodotte dalle azioni sismiche si calcolano con i coefficienti parziali M2, mentre i parametri A2 della Combinazione 2 devono essere posti pari ad uno.

Per l'analisi di stati limite per raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali o nei vincoli, si adopera la Combinazione 1 dell'Approccio 1, nella quale i coefficienti A1 devono essere posti pari a 1.

Analisi statica (Circolare 2 febbraio 2009, n.617, C7.11.6.3)				
	SLU-2, GEO		SLU-1,STR	
Azioni	A2	Azioni permanenti SFAV $\gamma_g=1$ Azioni variabili SFAV $\gamma_q=1.3$	A1	Azioni permanenti SFAV $\gamma_g=1.3$ Azioni variabili SFAV $\gamma_q=1.5$
Materiali	M2		M1	
Resistenza globale	R1=1		R1=1	

Analisi sismica (Circolare 2 febbraio 2009, n.617, C7.11.6.3)		
	Resistenza del terreno Combinazione 2	Resistenza elementi strutturali Combinazione 1
Azioni	A2=1	A1=1
Materiali	M2	M1

9.2.1 Modellazione dell'azione sismica

La berlinese collocata tra le piste A e B ha vita utile concomitante alla durata del cantiere, pertanto si è considerata l'azione sismica, valutata con un periodo di ritorno di 10 anni.

In accordo con le NTC2008, §7.11.6.3.1, l'azione sismica viene considerata per mezzo dei metodi pseudostatici.

Nei metodi pseudostatici, in accordo con l'approccio di Wood, l'incremento di spinta in caso di sisma è calcolato come una pressione pseudostatica equivalente ricavata dal valore della PGA. Secondo questo metodo la spinta sismica ha distribuzione uniforme lungo l'altezza dell'elemento considerato.

La componente orizzontale a_h è legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove:

g = accelerazione di gravità

k_h = coefficiente sismico in direzione orizzontale

$\alpha \leq 1$ = coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera

$\beta \leq 1$ = coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre la componente verticale $\alpha_v=0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come:

$$a_{max}=S \cdot a_g=S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Nel caso in esame risulta:

$$\alpha=1$$

$$a_g/g=0.117 \text{ (Periodo di ritorno pari a 10anni)}$$

$$S_S=1.353$$

$$S_T=1.1$$

$$a_{max}=0.174g$$

adottando $\beta_s=1$, risulta:

$$k_h=1 \cdot 1 \cdot 0.174g=0.174g$$

In combinazione sismica si adotta un carico variabile a tergo della paratia pari al 20% di quello caratteristico.

Opzioni

Includi Azione Sismica

1. Definizione accelerazione

Coefficiente accel. base a_g / g

Fattore importanza I

Coefficiente S_s

Coefficiente S_T

$a_{max} / g =$

2. Accelerazione di calcolo

Eurocodice

Calcolo coefficiente di risposta R

Input diretto

Da formule

U_s m T_c

V_{max} m/s > V_{max}/a_{max} >

R= >

$k_h = a_{max} / R$

NTC2008

$U_{s=}$ m

$\beta =$ >

$\alpha =$ >

$k_h = \alpha \beta a_{max}$

3. Definizione calcolo

Modalità spinta Paratia fuori terra
 Paratia intera

Comportamento idraulico Terreno pervio
 Terreno impervio

k_{vu} (% k_h)

k_{vd} (% k_h)

R_u

Includi inerzia paratia

4. Metodo di calcolo

Procedura Automatica (Paratie)

Pressione di Wood [0-1]

Valore Applicato

Manuale (Carichi Esterni)

Comportamento Paratia

Flessibile (usa k_h)

Rigido (usa a_{max})

Metodo

Wood

Mononobe-Okabe

Semirigido

B=

$\alpha_1 =$

$\alpha_2 =$

Correlazione $\alpha_1 - \alpha_2$

Applica OK Annulla

10. BERLINESE FRA PISTE DI CANTIERE (Strada di vigilanza forze dell'ordine) – BERLINESE CON TIRANTI

Si riporta il calcolo della berlinese posizionata a protezione della pista di sorveglianza per le forze dell'ordine, e necessaria a recuperare il salto di quota fra le piste A e B, nella zona antistante il piazzale delle pile UP9 e IP5.

Il prospetto, la pianta e le sezioni della berlinese oggetto di verifica sono riportate sulla tavola CA_OC_1628.

Sono state analizzate due sezioni tipo:

- la prima, ubicata a Ovest del muro di sostegno della pista A, dove si evidenzia la presenza di tiranti, non interferenti con la pila P6 esistente;
- la seconda, prossima all'estremità Est della berlinese, dove a valle di questa è previsto un muro a sostegno della pista A; in questa zona non è possibile inserire tiranti in quanto interferenti con la pila P6 esistente.

Nel capitolo si riportano le verifiche relative alla prima sezione di calcolo.

10.1 Geometria e step di calcolo

La sezione analizzata è quella a cui corrisponde la massima altezza di scavo, con tiranti. In corrispondenza di detta sezione, la berlinese ha quota di testa 654.9 m s.l.m.; cautelativamente si considera un'altezza di scavo pari a 5.5m. L'analisi è stata articolata nelle seguenti fasi di calcolo.

Step 1 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle); in questo stesso step si simula anche la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di pali affiancati ($Q_{testa} = 654.9$ m s.l.m., $L=10$ m).

A tergo della paratia e a distanza di circa 1.75m dalla stessa, si ha la pista di cantiere B, per una larghezza di poco meno di 6 m, sulla quale si impone un carico uniformemente distribuito di intensità 20 kPa (valore cautelativo), per simulare il transito dei mezzi di cantiere.

Step 2 – Scavo per la posa dei tiranti (652.45 m s.l.m.)

Sbancamento a valle della paratia fino alla quota di 652.45 m s.l.m., vale a dire 0.5 m sotto la quota del primo e unico ordine di tiranti previsto. Tale fase di scavo parziale è propedeutica alla realizzazione dei tiranti stessi.

Step 3 – Realizzazione e pretiro dei tiranti a quota 652.95 m s.l.m.

Installazione e messa in tensione dei tiranti a quota 652.95 m s.l.m. (1.95m sotto la quota di estradosso del cordolo di coronamento paratia). Il pretiro è previsto pari a 220 kN.

Step 4 – Scavo finale

Scavo di sbancamento a valle della paratia. La massima altezza di scavo è pari a 5m.

- Geometria della berlinese:

Paratia di micropali in c.a.

Diametro armatura:	Ø 168.3 mm, acciaio tipo S355
Spessore:	10 mm
Interasse:	0.40 m
Lunghezza:	10 m

Classe cls: C25/30
Tiranti : 3 trefoli
Interasse max. tiranti 2.80m

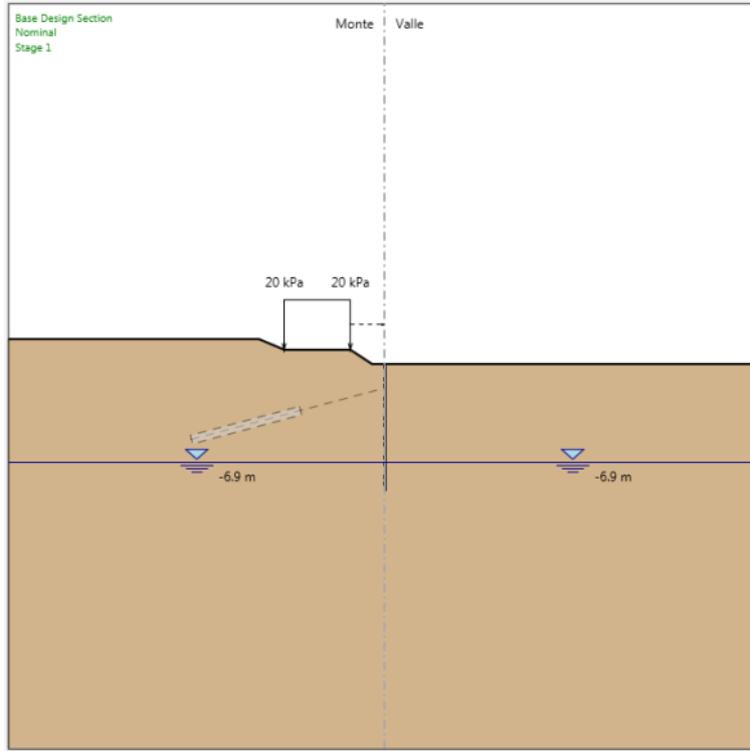


Figura 4 Berlinese scavo strada cantiere - Step 1

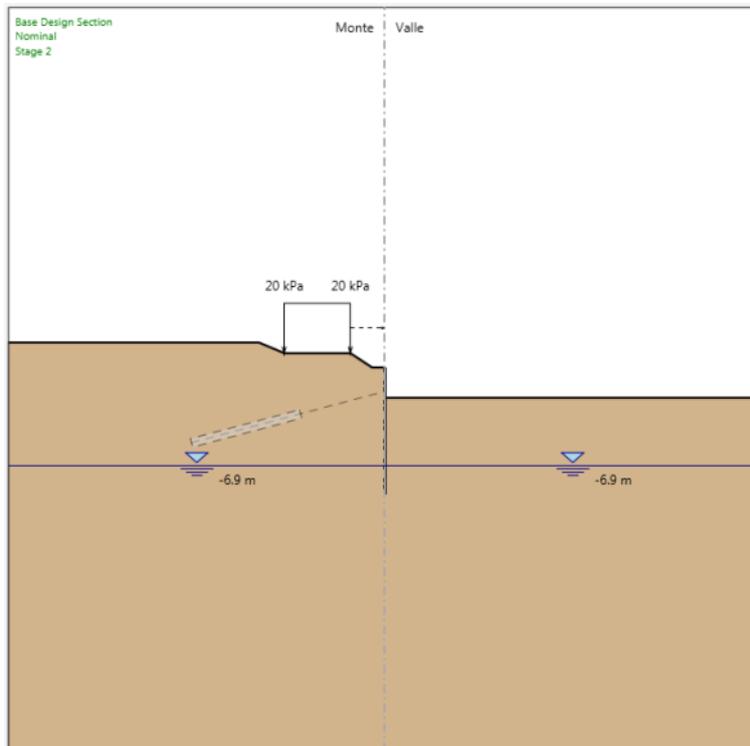
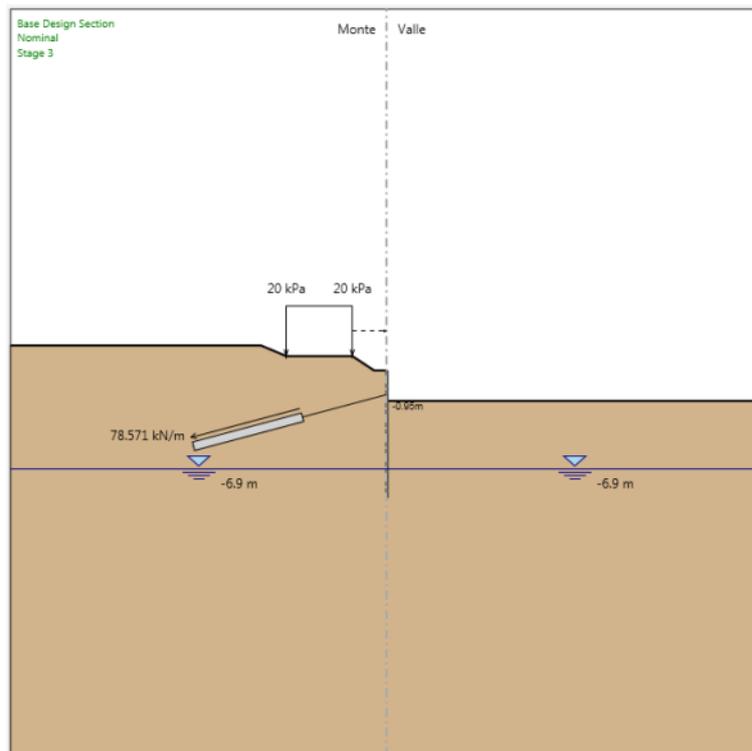
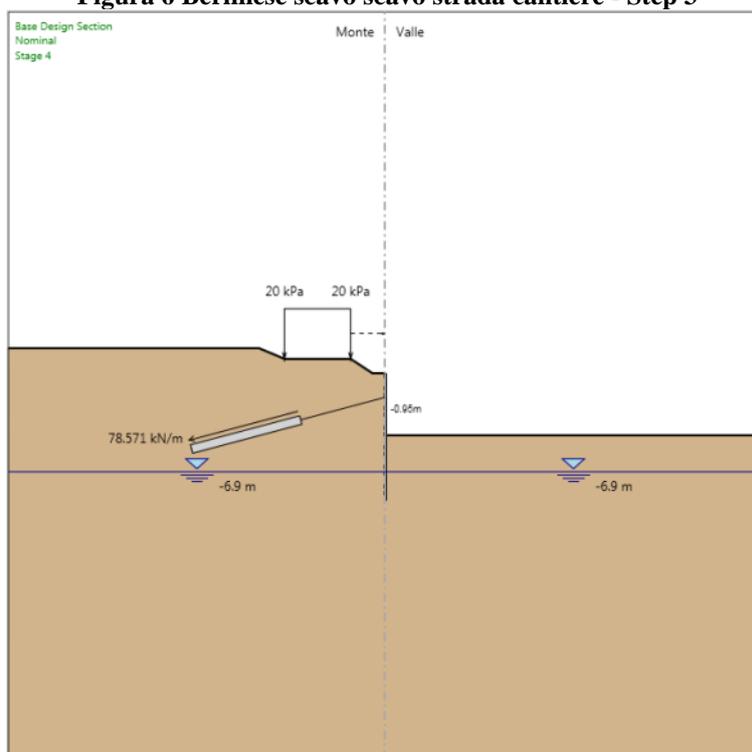


Figura 5 Berlinese scavo scavo strada cantiere - Step 2

**Figura 6 Berlinese scavo scavo strada cantiere - Step 3****Figura 7 Berlinese scavo scavo strada cantiere -Step 4**

10.2 Risultati delle analisi

Si riportano i risultati per le analisi condotte, nelle combinazioni A1+M1, A2+M2, SISMICA STR, SISMICA GEO e SLE RARA

Si riportano i risultati per la fase finale di fondo scavo (Step 4), considerando l'involuppo massimo delle sollecitazioni in tutti gli stage.

10.2.1 Combinazione A1+M1+R1

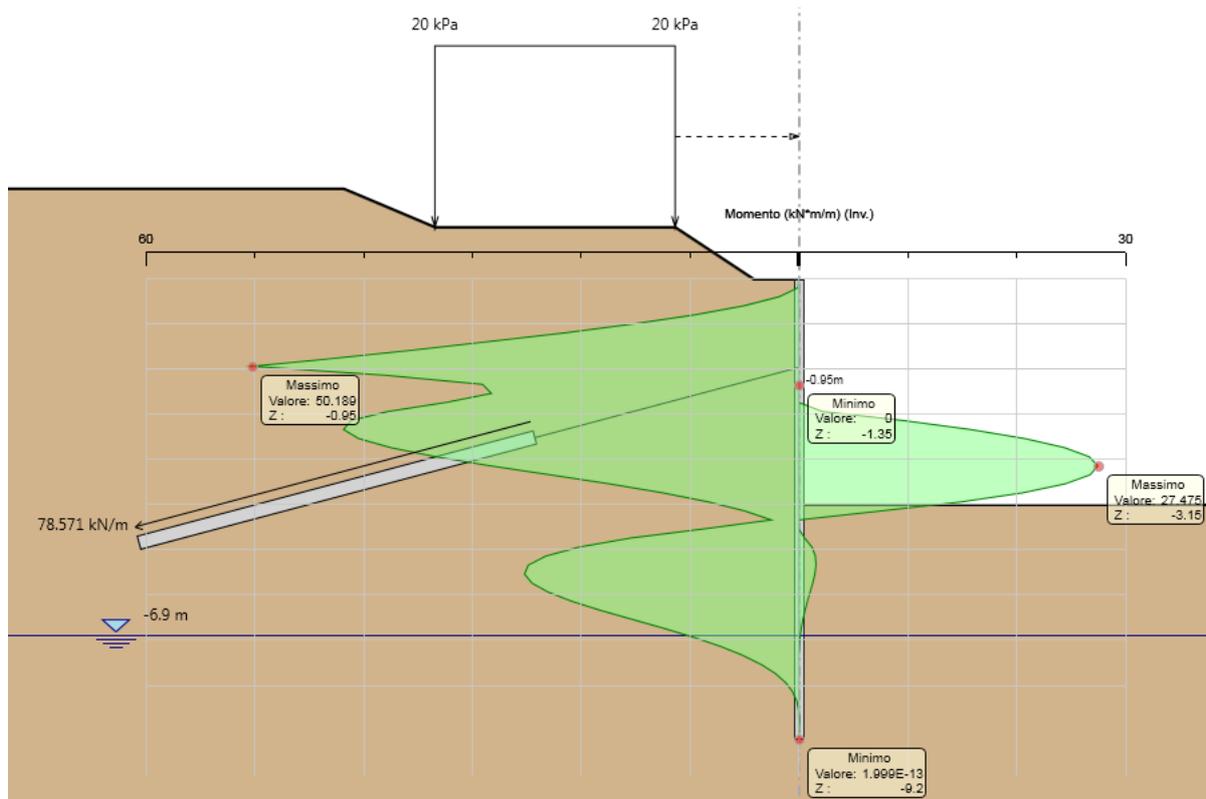


Figura 8: Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1 - Involucro momento flettente [kNm/m]

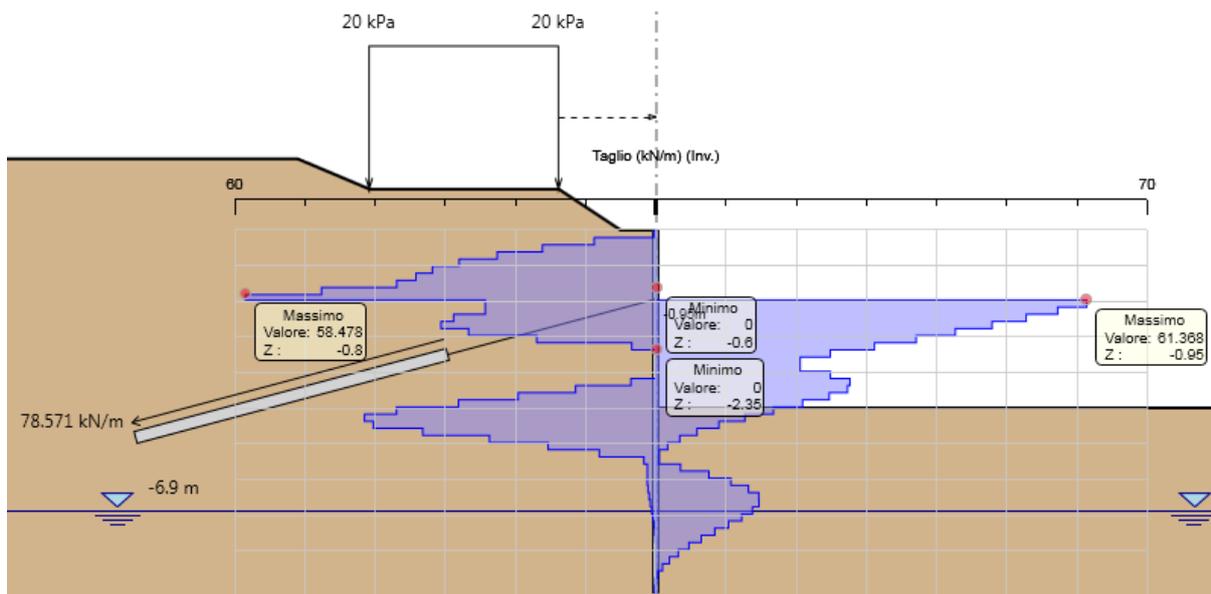


Figura 9: Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1 - Involucro taglio [kN/m]

10.2.2 Combinazione A2+M2+R1

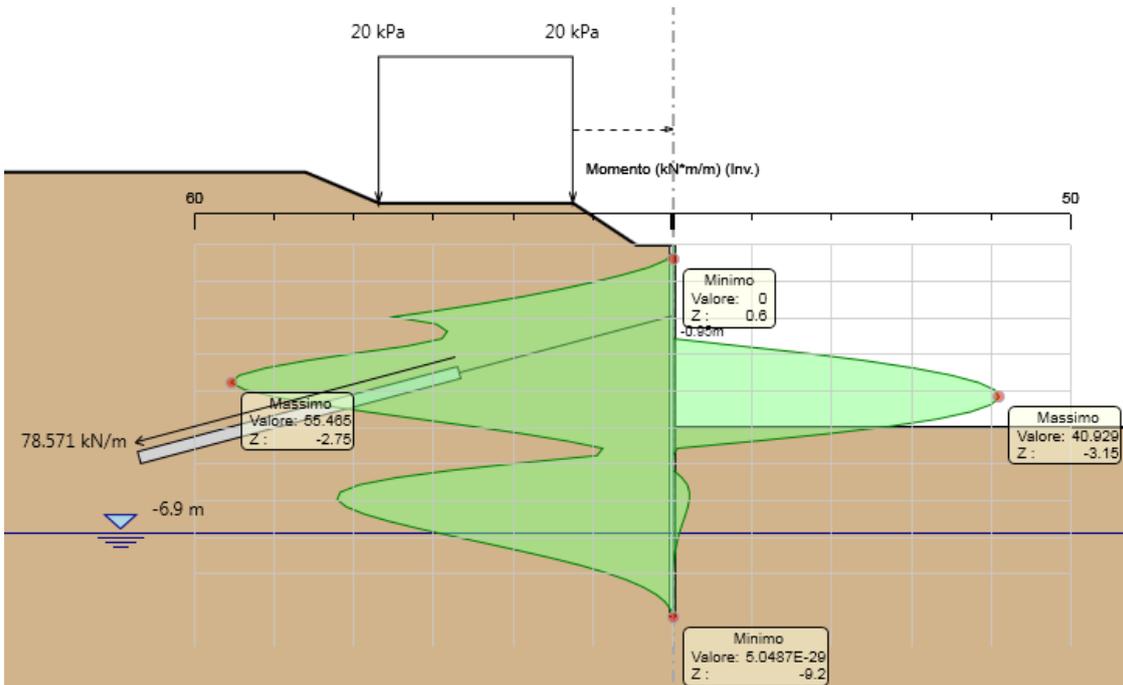


Figura 10 Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2 - Involuppo momento flettente [kNm/m]

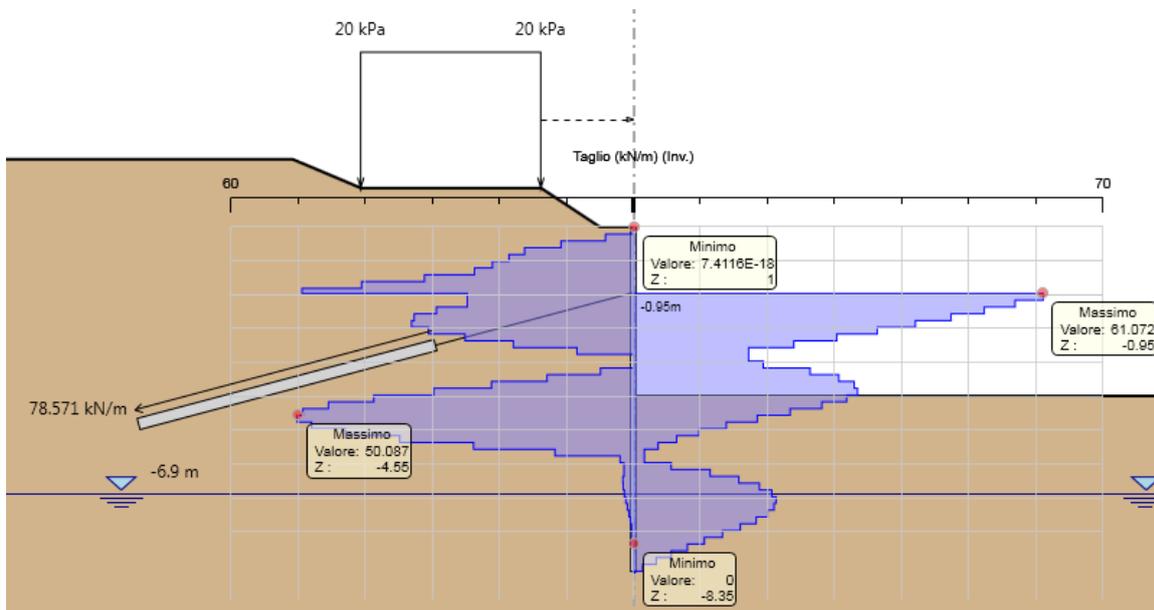


Figura 11: Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2 - Involuppo taglio [kN/m]

10.2.3 Combinazione SISMA STR

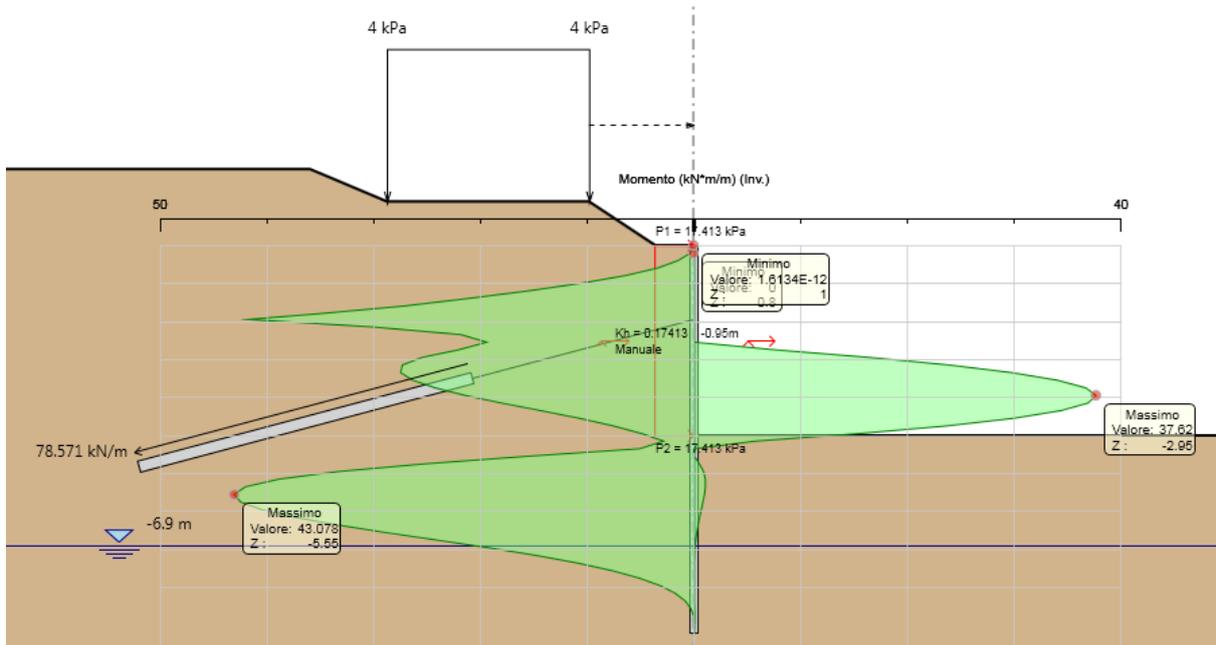


Figura 12: Berlinese interposta piste A e B – SLV STR - Inviluppo momento flettente [kNm/m]

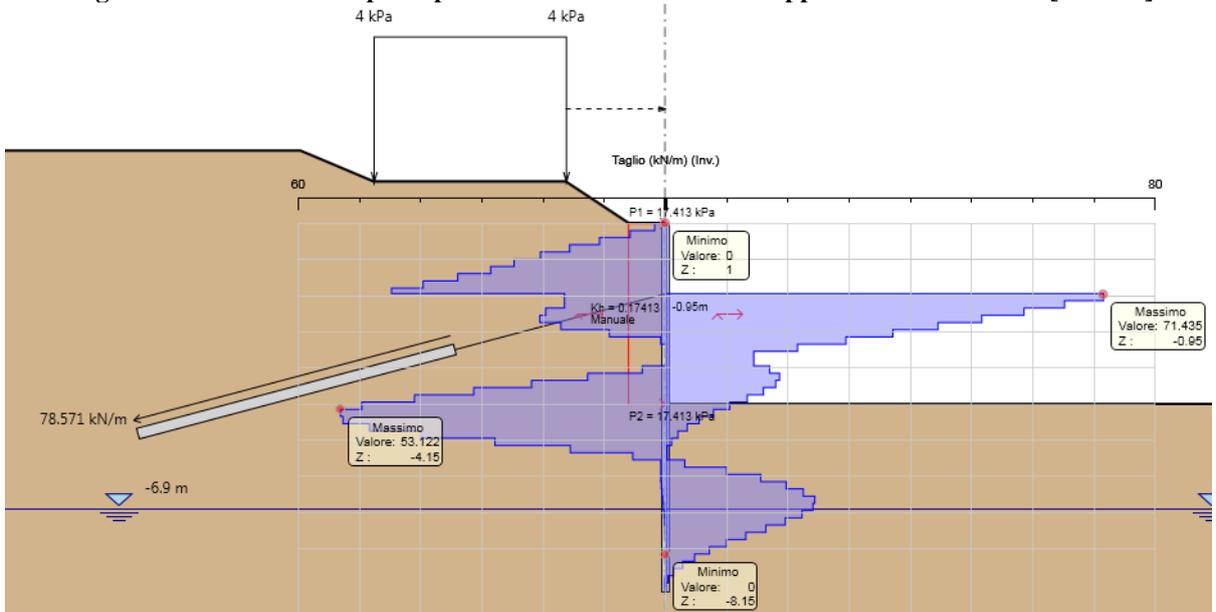


Figura 13: Berlinese interposta piste A e B – SLV STR - Inviluppo taglio [kN/m]

10.2.4 Combinazione SISMA GEO

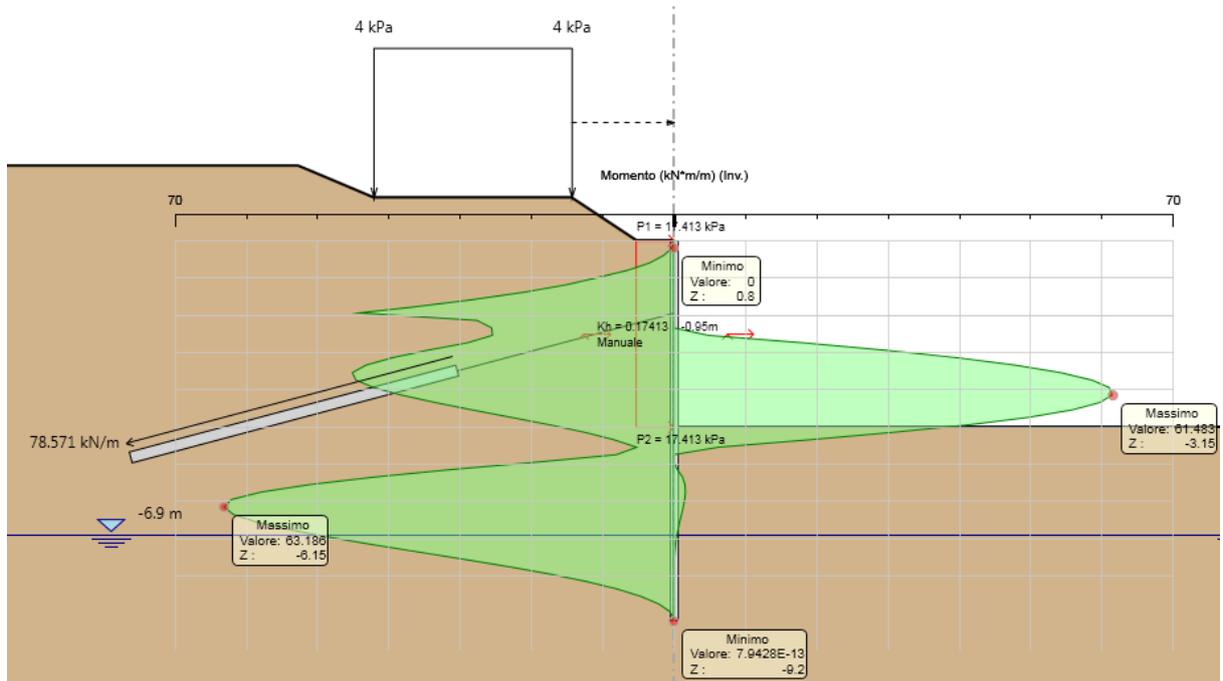


Figura 14: Berlinese interposta piste A e B – SLV GEO - Involuppo momento flettente [kNm/m]

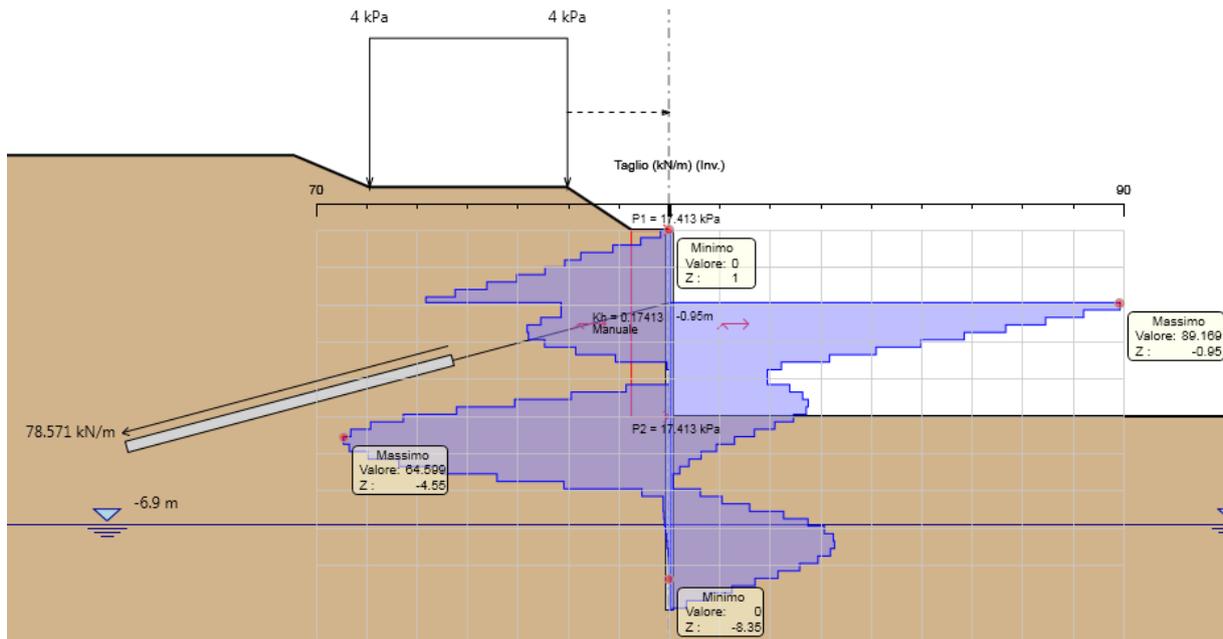


Figura 15: Berlinese interposta piste A e B – SLV GEO - Involuppo taglio [kN/m]

10.2.5 Combinazione SLE RARA

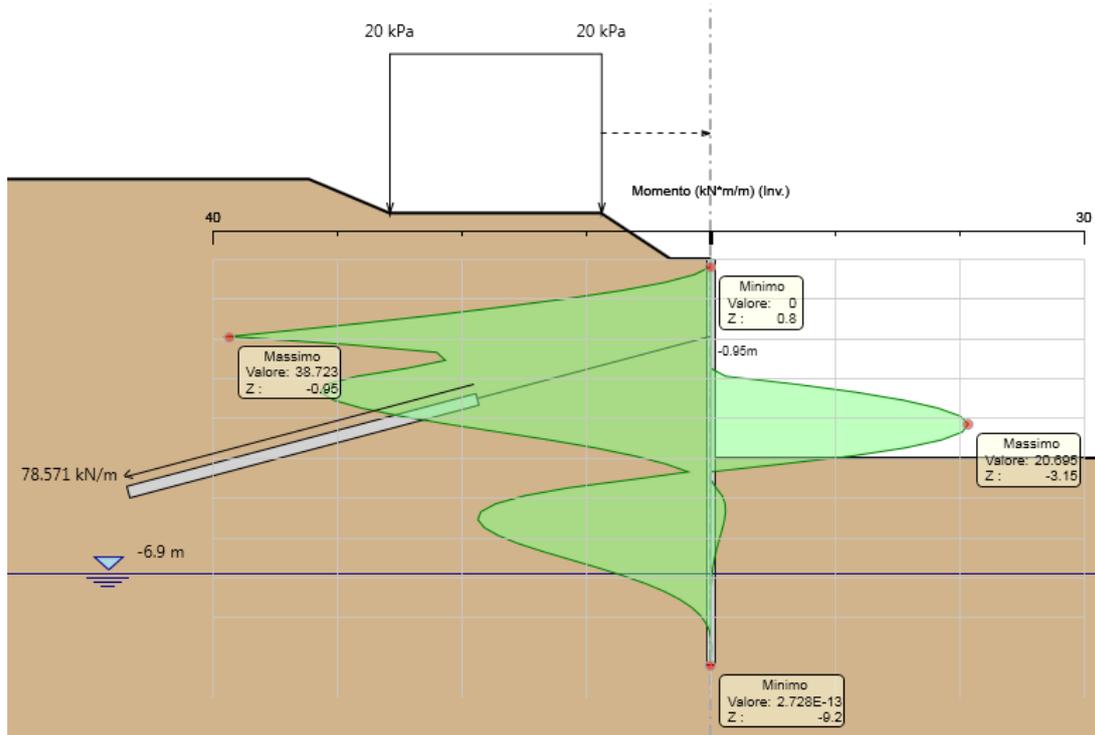


Figura 16: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Involuppo momento flettente [kNm/m]

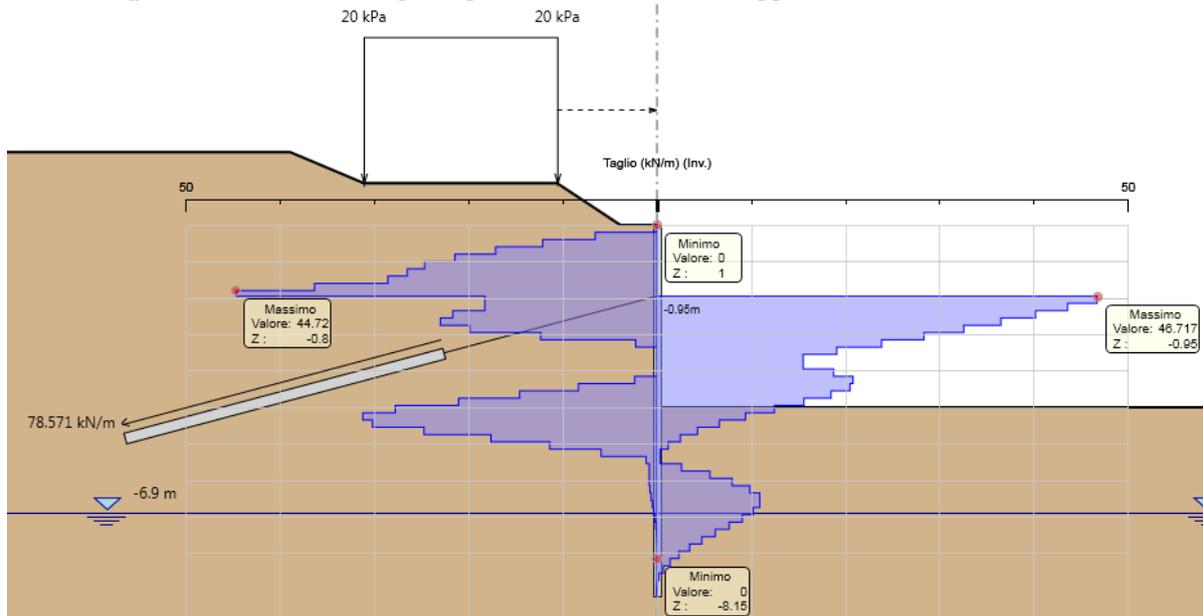


Figura 17: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Involuppo taglio [kN/m]

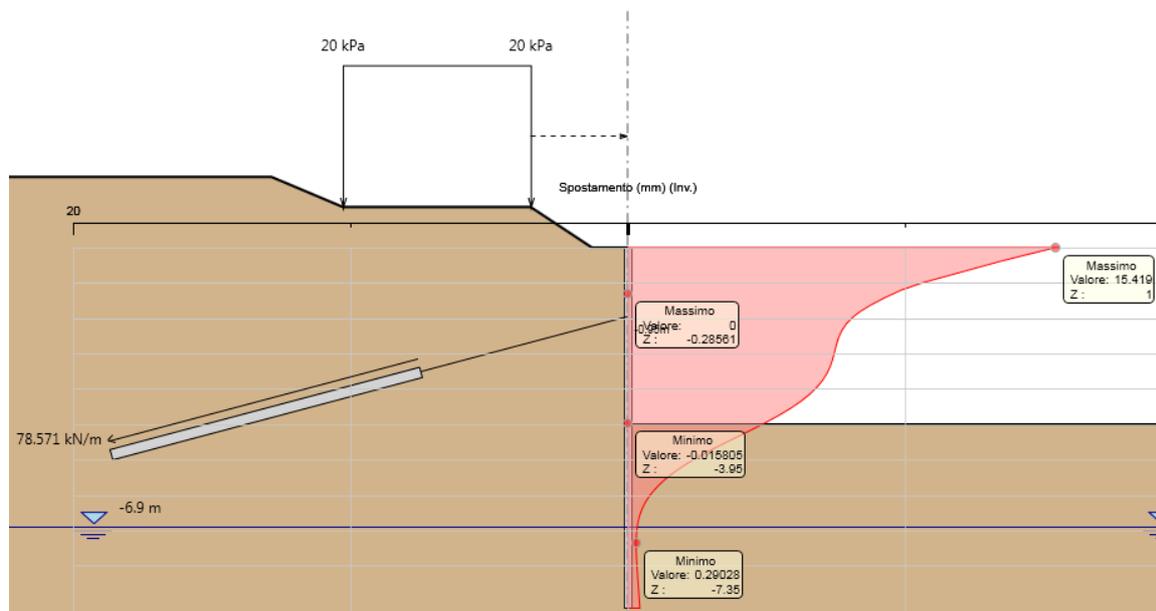


Figura 18: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Involuppo spostamenti [mm] - $\delta_{\max} \cong 15\text{mm}$

10.2.6 Verifica di stabilità al piede della paratia

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è di circa 38 % (c.s. $\cong 2.7 > 1.00$) in condizione Statica e di circa il 45% (c.s. $\cong 2.2 > 1.00$) in condizione Sismica.

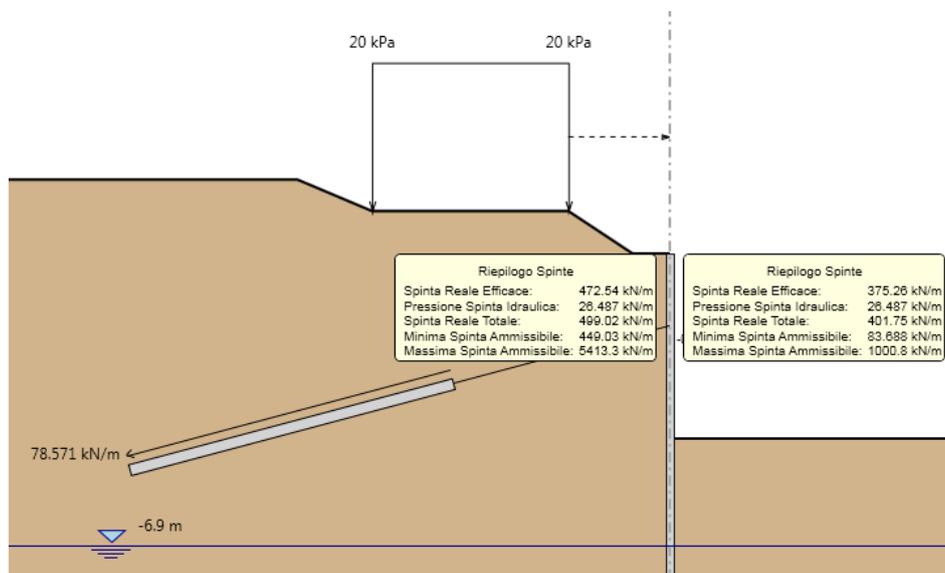


Figura 19: Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2: riepilogo delle spinte nel terreno

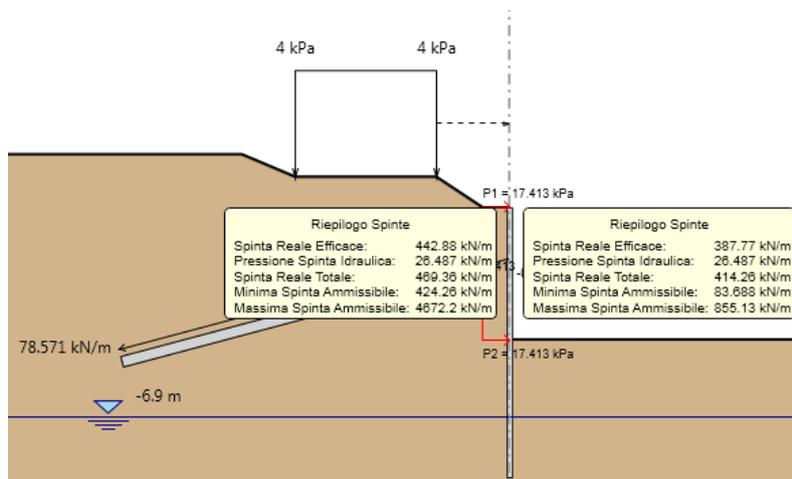


Figura 20: Berlinese interposta piste A e B – SLV A2+M2: riepilogo delle spinte nel terreno

10.2.7 Sollecitazioni nei tiranti di ancoraggio

Le figure seguenti riportano il tiro massimo di calcolo nei tiranti di ancoraggio, ottenuto in corrispondenza dello step 4 (fondo scavo di progetto) per ciascuna delle tre combinazioni considerate.

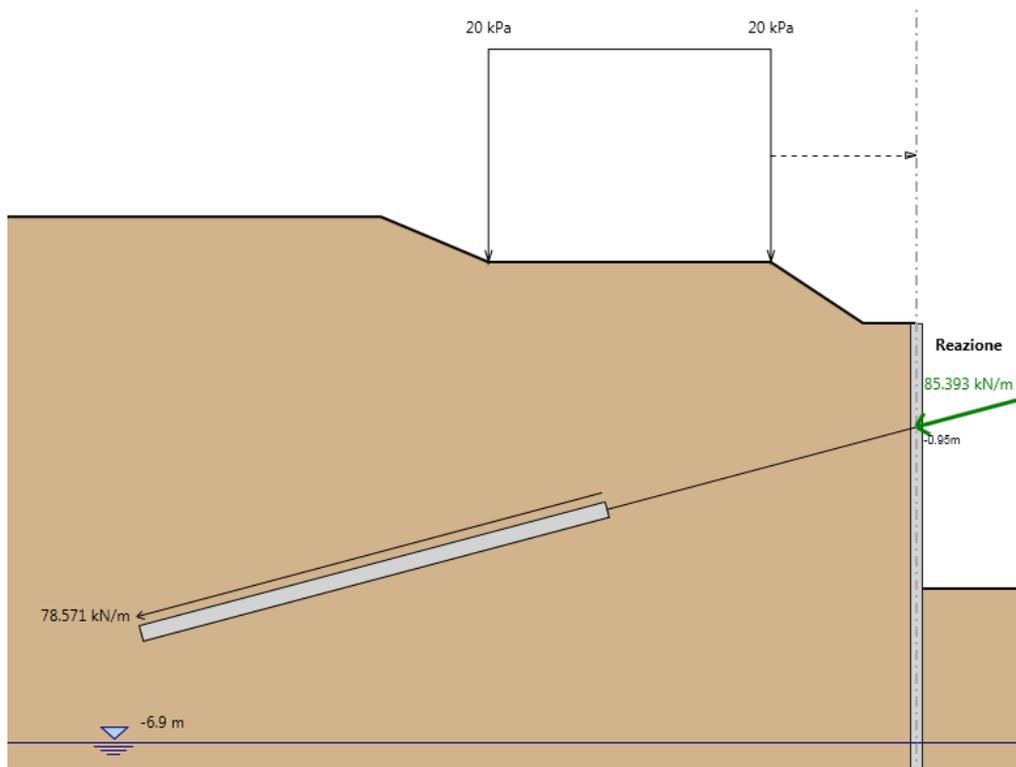


Figura 21 – Berlinese interposta piste A e B - SLE: azione di tiro massima nei tiranti

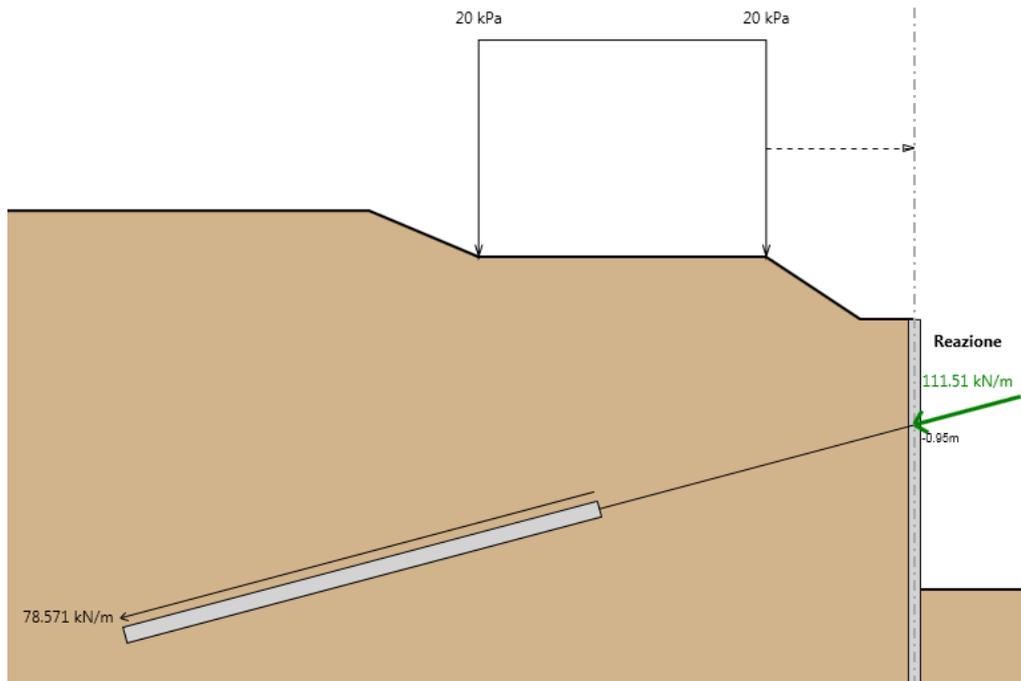


Figura 22 - Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1: azione di tiro massima nei tiranti

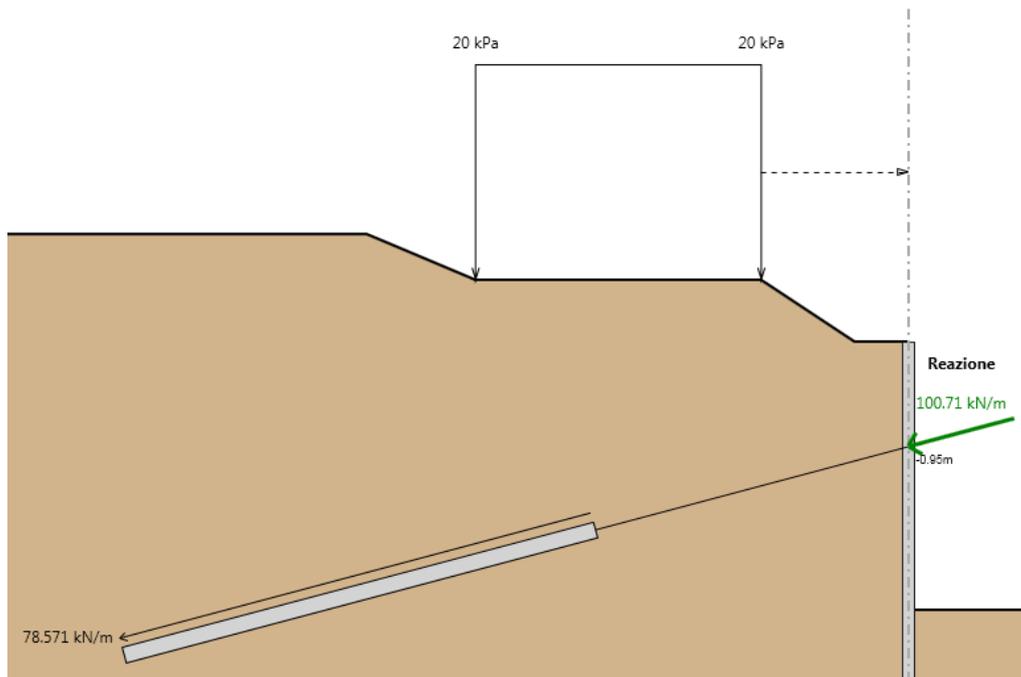


Figura 23 - Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2: azione di tiro massima nei tiranti

10.3 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto (micropali, tiranti attivi e travi di ripartizione).

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel capitolo 3.

10.3.1 Micropali

10.3.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (vedi Figura 16-Figura 17):

$$M_{\max} = 38.7 \times 0.40 = 15.5 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 46.7 \times 0.40 = 18.7 \text{ kN (non concomitante con il } M_{\max})$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro $\Phi 168.3$, spessore 10mm.

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{15.5}{0.000186} = 83333 \text{ kN/m}^2 \cong 83.3 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{18.7}{4973} = 5.0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{amm} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 83.7 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

10.3.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite Ultimi è pari a (vedi SLU-1 e SLV-STR):

$$M_{Ed} = 50.2 \times 0.40 = 20.1 \text{ kNm} \quad \text{SLU-1}$$

$$V_{Ed} = 71.4 \times 0.40 = 28.6 \text{ kN} \quad \text{SLV-STR}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{186 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 57 \text{ kNm}$$

Risulta

$$M_{Rd} = 57 \text{ MPa} > M_{Ed} = 20.1 \text{ kNm}$$

e la verifica risulta pertanto soddisfatta.

Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{Rd} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 4970 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 1181 \text{ kN}$$

Risulta

$$V_{Rd} = 1181 \text{ kN} > V_{Ed} = 28.6 \text{ kN}$$

E anche la verifica agli stati limite ultimi nei confronti del taglio è soddisfatta.

10.3.2 Tiranti d'ancoraggio

Il dimensionamento dei tiranti d'ancoraggio è stato condotto assicurando adeguati margini di sicurezza sia nei confronti della rottura dell'armatura metallica (trefoli metallici), sia nei confronti dell'aderenza limite tra il terreno e la fondazione (in corrispondenza del bulbo di fondazione).

Tirante / ordine	z_i [m]	α [°]	i [m]	n_{tref} [-]	L_{lib} [m]	L_{fond} [m]	L_{tot} [m]	P_0 [kN]
1	652.95	15°	2.8	3	6	9	16	220

Tabella 8 - Caratteristiche geometriche e pretiro dei tiranti d'ancoraggio

z_i = quota del tirante (quota assoluta)

α = inclinazione del tirante (angolo rispetto all'orizzontale)

i = interasse orizzontale tra i tiranti

n_{tref} = numero di trefoli

L_{lib} = lunghezza libera del tirante (tra la testa d'ancoraggio e l'inizio della fondazione)

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante (o lunghezza vincolata)

L_{tot} = lunghezza totale del tirante ($L_{\text{tot}} = L_{\text{lib}} + L_{\text{fond}}$)

P_0 = tiro di bloccaggio (pretiro)

I trefoli previsti sono in acciaio armonico da 0.6"; ciascun trefolo presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

diametro nominale: $D = 15.2 \text{ mm}$

sezione nominale: $A_s = 139 \text{ mm}^2$

carico allo snervamento ($\varepsilon = 1\%$) $P_y = 1'670E3 \times 139E-6 = 232 \text{ kN}$

carico di rottura a trazione $P_{tk} = 1'860E3 \times 139E-6 = 258 \text{ kN}$

modulo di elasticità $E = 200'000 \text{ N/mm}^2$

I tiranti previsti per la berlinese in progetto sono a 3 trefoli, quindi la resistenza caratteristica a trazione dell'armatura vale:

$$\text{Tiranti a 3 trefoli} \quad \Rightarrow \quad P_{tk} = 3 \times 258 = 778 \text{ kN}$$

10.3.2.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Secondo specifiche normative, il tiro di bloccaggio dei tiranti P_0 deve essere in ogni caso:

$$P_0 \leq 0.60 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_0 \leq 0.60 \times 778 = 467 \text{ kN (3 trefoli)}$$

Inoltre, lo sforzo di trazione P nel tirante dovrebbe rimanere durante la vita prevista per la struttura sempre al di sotto del limite:

$$P \leq 0.65 \times P_{tk}$$

e quindi:

$$P_{amm} = 0.65 \times 778 = 506 \text{ kN (3 trefoli)}$$

I massimi valori del carico nei tiranti P_{calc} risultanti dai calcoli svolti agli SLE vanno quindi confrontati con il valore di P_{amm} sopra riportato.

Nella tabella seguente, si riportano i valori del tiro calcolato per i tiranti ($i=2.80\text{m}$), e i rispettivi valori ammissibili in condizioni di esercizio.

Tirante / ordine	P_{calc} [kN]	P_{amm} [kN]	Verifica
1	239.1	506	OK

Tabella 9 - Verifiche agli SLE dei tiranti d'ancoraggio

Le verifiche agli SLE sono quindi soddisfatte.

10.3.2.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La verifica a trazione del singolo tirante deve essere condotta nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d,$$

in cui E_d è il valore di calcolo del tiro di ancoraggio, mentre R_d è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la valutazione di R_d vale la relazione:

$$R_d = R_k / \gamma_R,$$

dove R_k è il valore più basso della resistenza caratteristica interna (strutturale - resistenza a trazione dell'armatura) o esterna (geotecnica - scorrimento all'interfaccia fondazione/terreno), e γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza del tirante.

Le principali caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto sono riportate nella Tabella 8, per quanto concerne invece i valori di calcolo del tiro di ancoraggio occorre fare riferimento ai risultati di calcolo.

Valori di calcolo del tiro (E_d)

I valori di calcolo del tiro sono ricavati considerando le condizioni più gravose, rappresentate in questo caso da quelle sismiche SLV- STR e SLV- GEO:

Tiranti / ordine	STR		GEO	
	kN/m	kN	kN/m	kN
1	125.9	353.5	148.5	415.8

Resistenze di calcolo (R_d)

Occorre innanzitutto valutare il valore minimo tra la resistenza caratteristica interna del tirante R_{ik} (strutturale) e quella esterna R_{ek} (geotecnica).

La resistenza caratteristica interna è pari a:

$$\text{Tiranti a 3 trefoli} \quad \Rightarrow \quad R_{ik,i} = 3 \times P_{tk} = 3 \times 258 = 774 \text{ kN}$$

La resistenza caratteristica esterna corrisponde alla resistenza a rottura all'interfaccia fondazione/terreno (sfilamento del tirante). Essa dovrebbe essere valutata sulla base di prove di tiro in sito; in via preliminare può essere stimata attraverso la formula proposta da Bustamante e Doix :

$$R_{ek} = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_{fon}$$

con:

$$D_n = 0.15 \text{ m}$$

diametro nominale del bulbo di fondazione

$$\alpha = 1.20$$

coefficiente empirico che dipende dalla natura, dal grado di addensamento e di compattezza del terreno e dalle modalità esecutive dei tiranti

$$q_s = 150 \text{ kN/m}^2$$

tensione tangenziale limite tra il bulbo di fondazione e il terreno

$$L_{fon} = 9 \text{ m}$$

lunghezza del bulbo di fondazione

In base alla formula sopra riportata, si ricava facilmente per i tiranti in progetto:

$$R_{ek,i} = \pi \times 0.15 \times 1.20 \times 150 \times 9 = 763 \text{ kN}$$

Resistenza lato strutturale ($\gamma_R = 1.35$):

$$R_{ik,i} = 774/1.35 = 573 \text{ kN (3 trefoli)}$$

Risulta

$$R_{d,i} = 573 \text{ kN} > 353.5 \text{ kN} = E_{d,i}$$

e la verifica è quindi soddisfatta.

Resistenza allo sfilamento:

Il meccanismo di rottura che risulta dimensionante è comunque quello di sfilamento all'interfaccia tra la fondazione del tirante e il terreno. Secondo quanto previsto nelle NTC2008, nei punti dedicati ai tiranti d'ancoraggio, i coefficienti parziali da applicare alla resistenza di pull-out sono definiti al paragrafo (6.6.2):

$$\gamma_R = 1.10 \text{ (tiranti provvisori)}$$

$$\xi = 1.80 \text{ (riduzione della resistenza in funzione delle verticali indagate)}$$

Dividendo i suddetti valori per il coefficiente parziale per la resistenza del tirante, si ottengono i valori delle resistenze di calcolo:

$$R_{d,i} = 1102/(1.10 \times 1.80) = 556 \text{ kN (tiranti 3 trefoli)}$$

Considerando la combinazione di verifica SLV - GEO, risulta

$$R_{d,i} = 556 \text{ kN} > 415.8 \text{ kN} = E_{d,i}$$

e la verifica è quindi soddisfatta.

10.3.2.3 Verifica della lunghezza libera dei tiranti

Definita, come descritto nei precedenti paragrafi, la lunghezza della fondazione del tirante, è necessario definire anche la lunghezza minima del tratto libero dei tiranti L_{lib} .

Perché i tiranti di ancoraggio assolvano al meglio la loro funzione statica di sostegno della parete, è opportuno che il bulbo di fondazione si trovi completamente all'esterno del cuneo di spinta attiva che può nascere a tergo della paratia durante le fasi di costruzione e di esercizio dell'opera.

La geometria del cuneo di spinta attiva nel caso delle paratie multiancorate può essere determinata secondo svariati criteri. Nel seguito si fa riferimento allo schema secondo cui il cuneo di spinta sia delimitato da una retta inclinata sull'orizzontale di un angolo pari a $(45^\circ + \phi/2)$, traslata verso monte rispetto al punto di nullo del momento flettente di una lunghezza pari a $0.15 H$ (con H =altezza dello scavo di sbancamento).

La seguente Figura 26 rappresenta graficamente il criterio geometrico adottato per la determinazione del valore minimo del tratto libero d'ancoraggio.

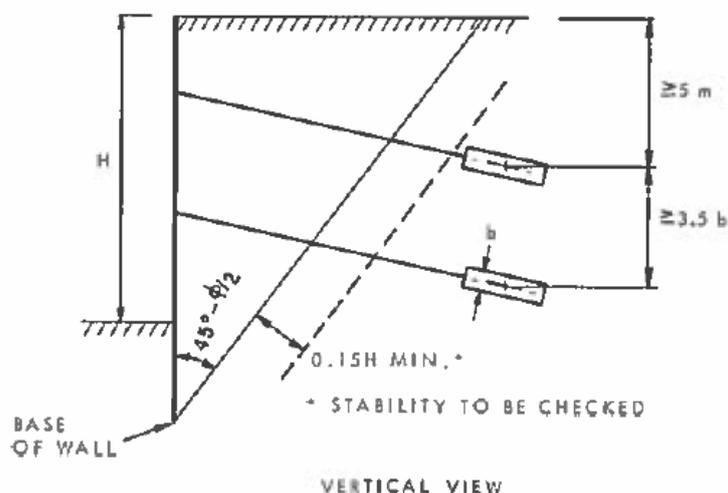


Figura 26 - Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti (CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL, 1992, Third Edition, Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundation, pag. 399)

Considerando come punto di momento nullo il piede della paratia e l'angolo di attrito in combinazione $\phi = \arctan(\tan\phi/1.25 = 0.56) = 29.3^\circ$ risulta $L_{libera} \approx 6m$.

10.4 Travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da coppie di profili del tipo HEA160 in acciaio S355.

La massima sollecitazione di calcolo nei tiranti, per gli Stati Limite di Esercizio, è:

$$F_{max} = 85.4 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.80$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (considerando il caso in cui la trave congiunge solamente 2 tiranti):

$$M_{max} = 85.4 \times 2.8^2/8 = 84 \text{ kNm (campata)}$$

$$V_{\max} = 85.4 \times 2.8/2 = 119.6 \text{ kN (appoggio)}$$

La verifica agli SLE viene condotta secondo il criterio delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{84}{2 \cdot 0.000220} = 190909 \text{ kN/m}^2 \cong 191 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V}{A} = \frac{119600}{2 \cdot 1324} = 45.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{\text{amm}} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Essendo il calcolo eseguito come trave su unica campata, il taglio massimo ed il massimo momento non sono concomitanti.

La verifica è dunque soddisfatta con adeguato margine.

10.4.1 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione dei tiranti, per gli Stati Limite Ultimi STR, è in condizione sismica ed è pari a:

$$F_{\max} = 125.9 \text{ kN/m}$$

Di conseguenza, la massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sulle travi di ripartizione ($i=2.80$ m interasse tra i tiranti) per gli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$M_{\max} = 125.9 \times 2.8^2/8 = 123.4 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 125.9 \times 2.8/2 = 176.3 \text{ kN}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del doppio profilato metallico, che è pari a (2 profilati HEA160, acciaio tipo S355):

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{2 \cdot 220 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 135.8 \text{ kNm} > 123.4 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{2 \cdot 1324 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 471 \text{ kN} > 176.3 \text{ kN}$$

Risulta:

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

e

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

quindi anche le verifiche agli Stati Limite Ultimi sono soddisfatte.

11. BERLINESE FRA PISTE DI CANTIERE (Strada di vigilanza forze dell'ordine) – BERLINESE NON TIRANTATA

Si riporta il calcolo della berlinese posizionata a protezione della pista di sorveglianza per le forze dell'ordine, e necessaria a recuperare il salto di quota fra le piste A e B, nella zona antistante il piazzale delle pile UP9 e IP5.

Il prospetto, la pianta e le sezioni della berlinese oggetto di verifica sono riportate sulla tavola CA_OC_1628.

Sono state analizzate due sezioni tipo:

- la prima, ubicata a Ovest del muro di sostegno della pista A, dove si evidenzia la presenza di tiranti, non interferenti con la pila P6 esistente;
- la seconda, prossima all'estremità Est della berlinese, dove a valle di questa è previsto un muro a sostegno della pista A; in questa zona non è possibile inserire tiranti in quanto interferenti con la pila P6 esistente.

Nel capitolo si riportano le verifiche relative alla seconda sezione di calcolo.

11.1 Geometria e step di calcolo

La sezione analizzata è quella a cui corrisponde la massima altezza di scavo, senza tiranti. In corrispondenza di detta sezione, la berlinese ha quota di testa 654.97 m s.l.m.; cautelativamente si considera un'altezza di scavo pari a 3.1m. L'analisi è stata articolata nelle seguenti fasi di calcolo.

Step 1 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle); in questo stesso step si simula anche la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di pali affiancati ($Q_{testa} = 654.97$ m s.l.m., $L=8$ m).

A tergo della paratia e a distanza di circa 1.75m dalla stessa, si ha la pista di cantiere B, per una larghezza di poco meno di 6 m, sulla quale si impone un carico uniformemente distribuito di intensità 20 kPa in condizione statica (valore cautelativo), per simulare il transito dei mezzi di cantiere.

Step 2 – Scavo finale

Scavo di sbancamento a valle della paratia. La massima altezza di scavo è pari a 3.1m.

- Geometria della berlinese:

Paratia di micropali in c.a.

Diametro armatura:	Ø 273 mm, acciaio tipo S355
Spessore:	16 mm
Interasse:	0.40 m
Lunghezza:	8 m
Classe cls:	C25/30

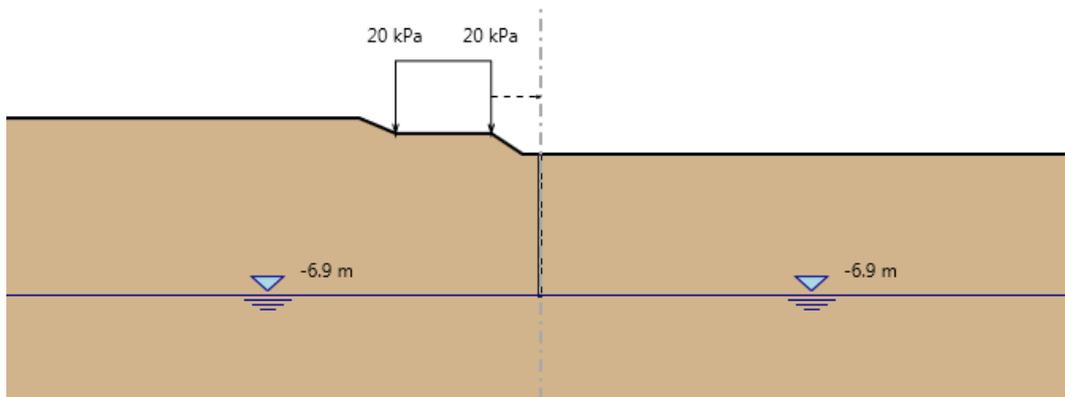


Figura 27 Berlinese scavo strada cantiere - Step 1

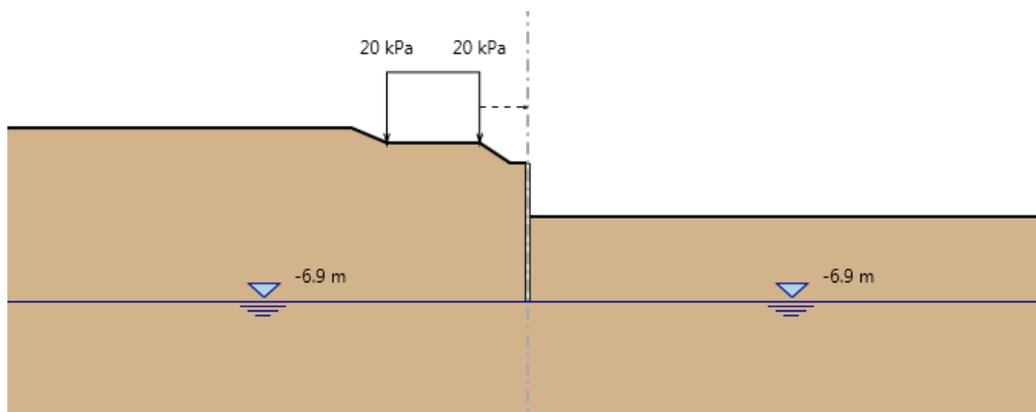


Figura 28 Berlinese scavo scavo strada cantiere - Step 2

11.2 Risultati delle analisi

Si riportano i risultati per le analisi condotte, nelle combinazioni A1+M1+R1, A2+M2+R1, SISMICA STR, SISMICA GEO e SLE RARA

Si riportano i risultati per la fase finale di fondo scavo (Step 2).

11.2.1 Combinazione A1+M1+R1

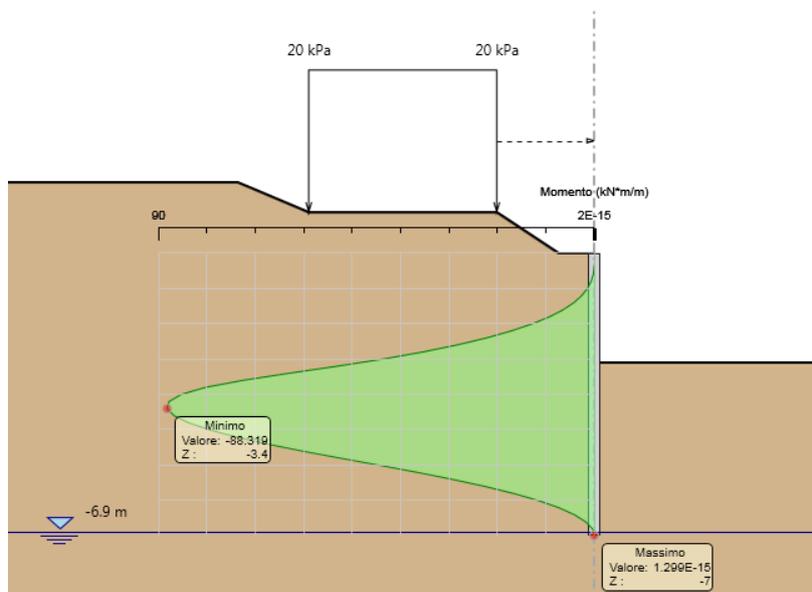


Figura 29: Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1 - Involuppo momento flettente [kNm/m]

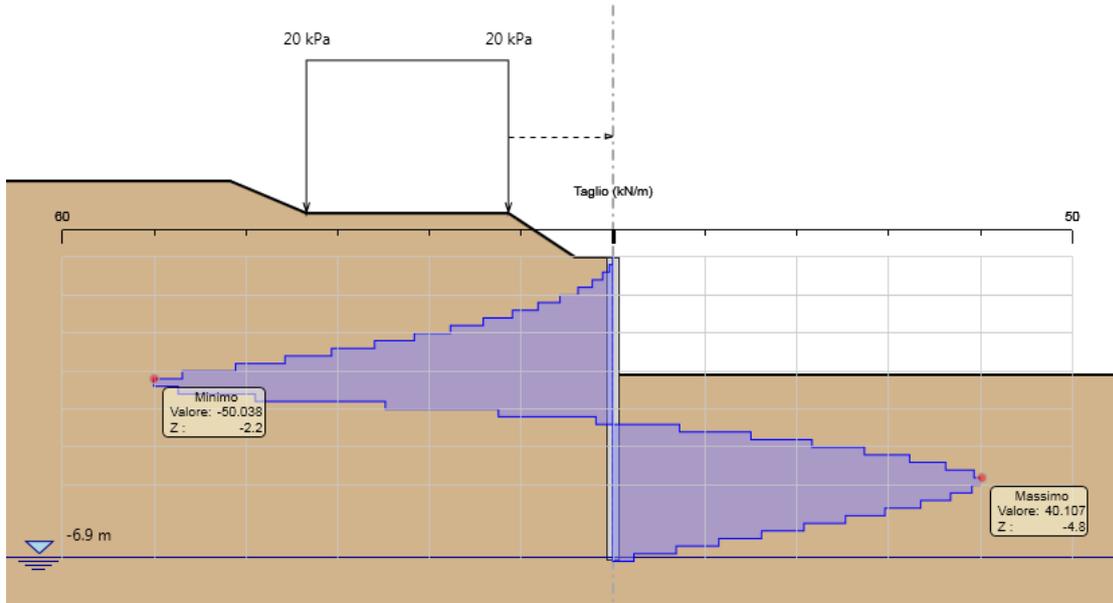


Figura 30: Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1 - Involuppo taglio [kN/m]

11.2.2 Combinazione A2+M2+R1

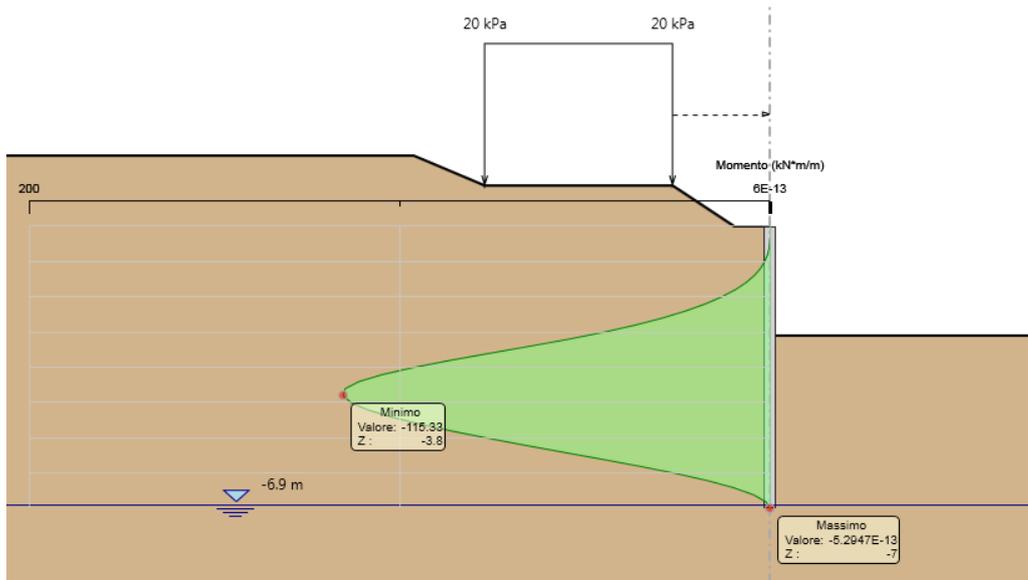


Figura 31 Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2 - Involuppo momento flettente [kNm/m]

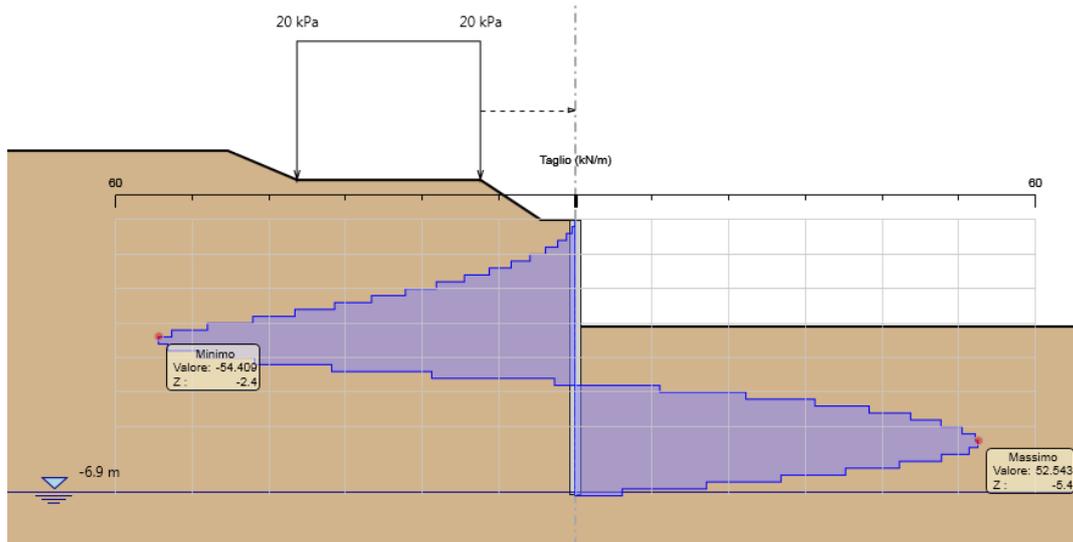


Figura 32: Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2 - Involuppo taglio [kN/m]

11.2.3 Combinazione SISMA STR

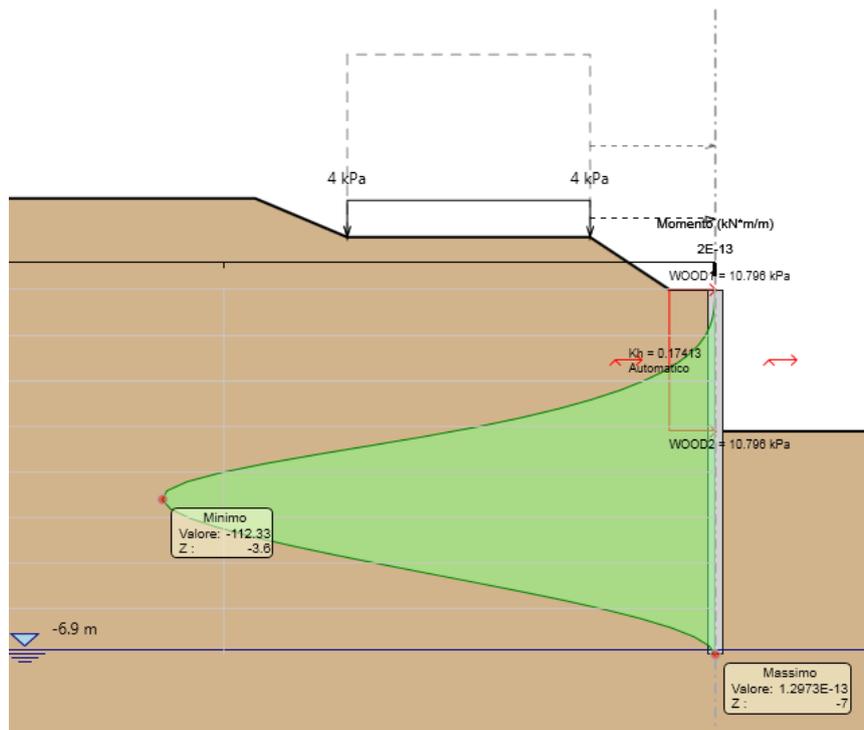


Figura 33: Berlinese interposta piste A e B – SLV STR - Involuppo momento flettente [kNm/m]

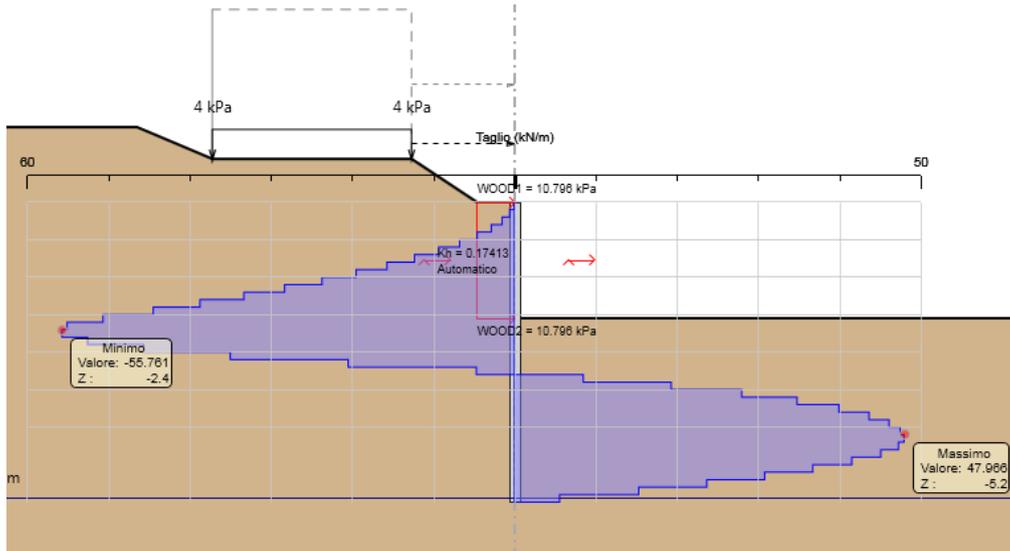


Figura 34: Berlinese interposta piste A e B – SLV STR - Inviluppo taglio [kN/m]

11.2.4 Combinazione SISMA GEO

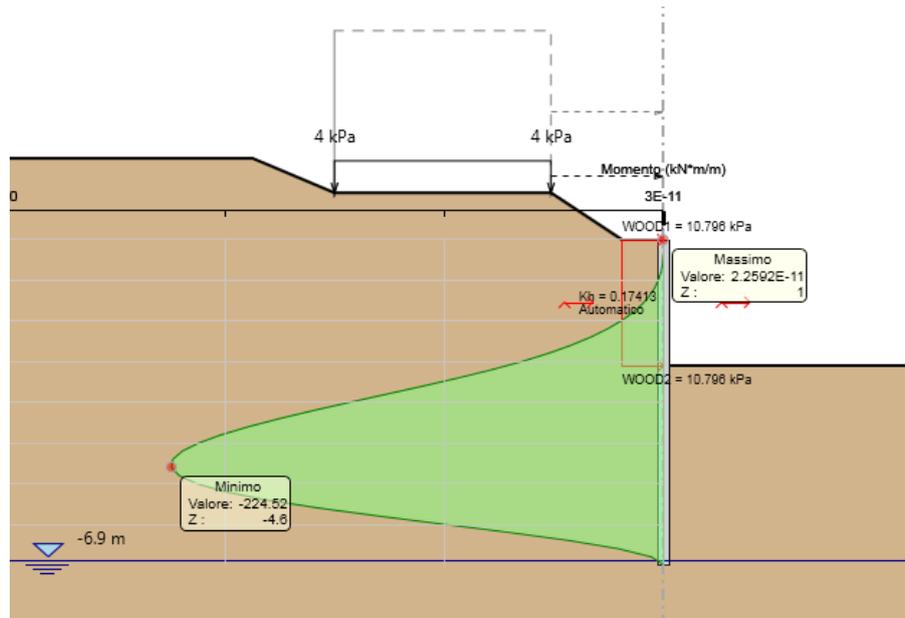


Figura 35: Berlinese interposta piste A e B – SLV GEO - Inviluppo momento flettente [kNm/m]

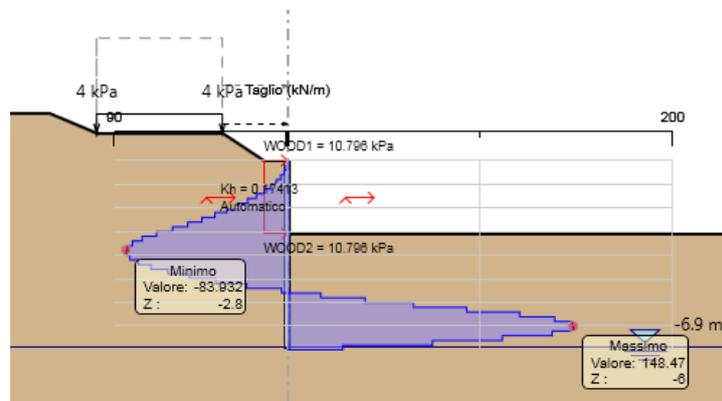


Figura 36: Berlinese interposta piste A e B – SLV GEO - Inviluppo taglio [kN/m]

11.2.5 Combinazione SLE RARA

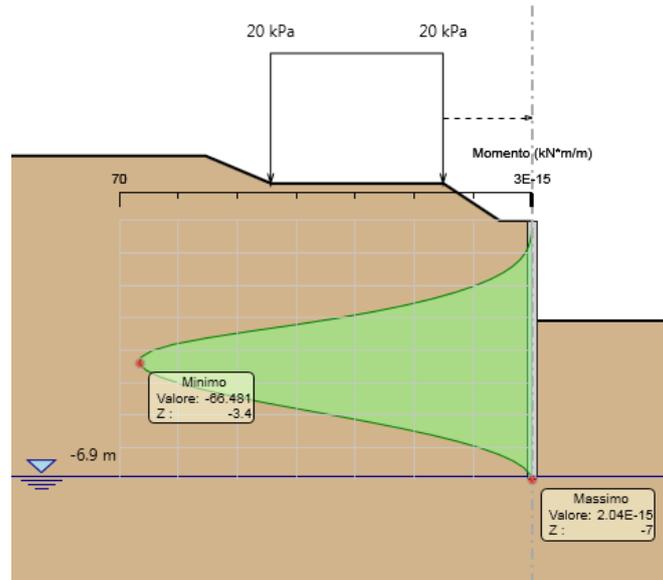


Figura 37: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Involuppo momento flettente [kNm/m]

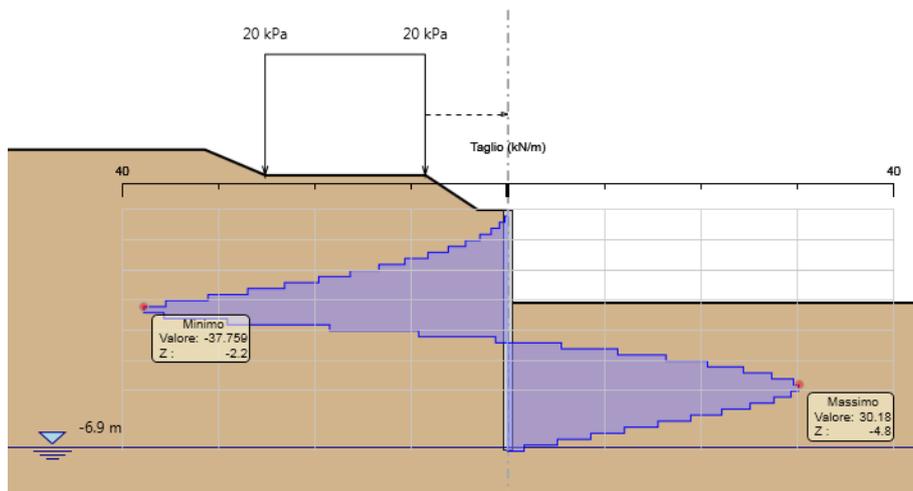


Figura 38: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Involuppo taglio [kN/m]

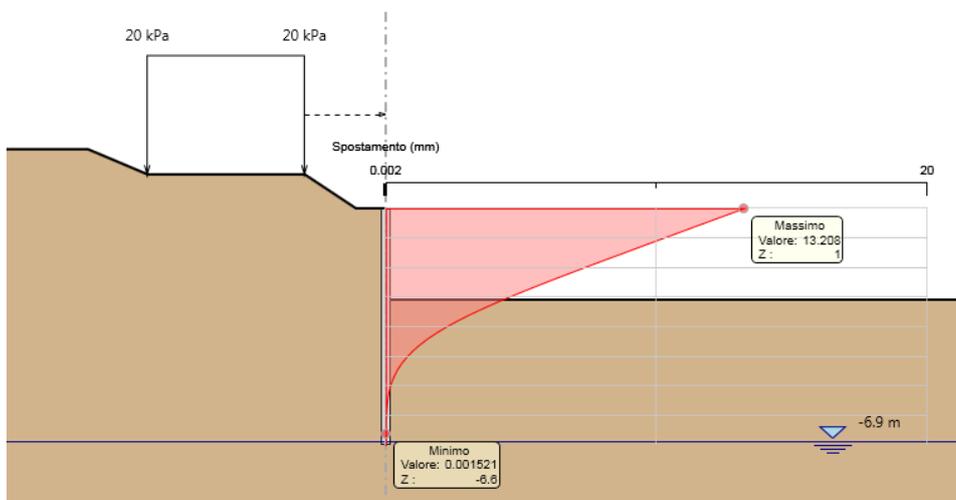


Figura 39: Berlinese interposta piste A e B – SLE – Involuppo spostamenti [mm] - $\delta_{\max} \cong 13\text{mm}$

11.2.6 Verifica di stabilità al piede della paratia

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è di circa 33 % (c.s. $\cong 3.1 > 1.00$) in condizione Statica e di circa il 62% (c.s. $\cong 1.6 > 1.00$) in condizione Sismica.

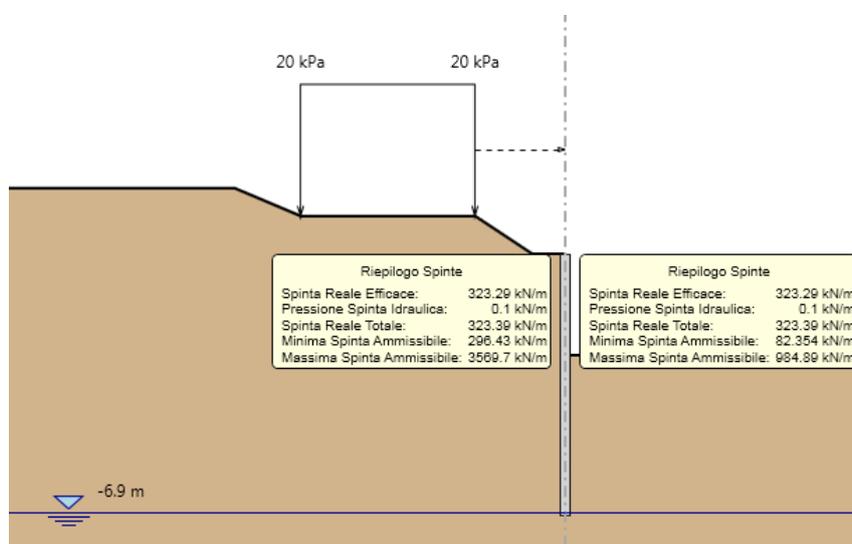


Figura 40: Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2: riepilogo delle spinte nel terreno

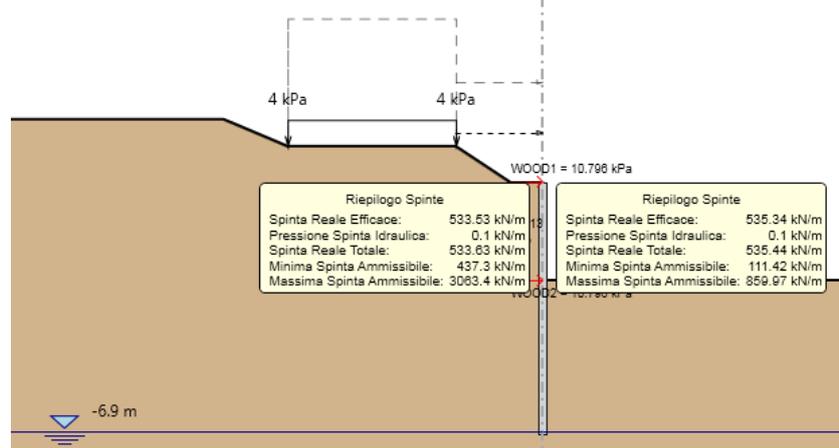


Figura 41: Berlinese interposta piste A e B – SLV A2+M2: riepilogo delle spinte nel terreno

11.3 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto (micropali).

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel capitolo 3.

11.3.1 Micropali

11.3.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a (vedi Figura 16-Figura 17):

$$M_{\max} = 66.5 \times 0.40 = 26.6 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 37.8 \times 0.40 = 15.1 \text{ kN (non concomitante con il } M_{\max})$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro $\Phi 273$, spessore 16mm.

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{26.6}{0.0007844} = 33911 \text{ kN/m}^2 \cong 33.9 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{15.1}{12920} = 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{amm} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 34.0 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

11.3.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite Ultimi è pari a (vedi SLU-1 e SLV-STR):

$$M_{Ed} = 112.3 \times 0.40 = 44.9 \text{ kNm} \quad \text{SLV-STR}$$

$$V_{Ed} = 55.8 \times 0.40 = 22.3 \text{ kN} \quad \text{SLV-STR}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{784400 \cdot 10^{-9} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 242 \text{ kNm}$$

Risulta

$$M_{Rd} = 242 \text{ MPa} > M_{Ed} = 44.9 \text{ kNm}$$

e la verifica risulta pertanto soddisfatta.

Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{Rd} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 12920 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 3070 \text{ kN}$$

Risulta

$$V_{Rd} = 3070 \text{ kN} > V_{Ed} = 22.3 \text{ kN}$$

La verifica agli stati limite ultimi nei confronti del taglio è soddisfatta.

12. BERLINESE PROVVISORIA PROPEDEUTICA ALLO SCAVO DEL MURO DI SOSTEGNO – BERLINESE NON TIRANTATA

Si riporta il calcolo della berlinese realizzata per rendere possibile lo scavo, necessario per la realizzazione del muro di sostegno. Tale berlinese ha lo scopo di ridurre l'estensione degli scavi con pendenza 2/3 a tergo, in modo da evitare interferenze con le pile e le berlinesi esistenti. Non è ammesso l'utilizzo di tiranti, in quanto anch'essi andrebbero ad interferire con le strutture esistenti.

Il prospetto, la pianta e le sezioni della berlinese oggetto di verifica sono riportate sulla tavola CA_OC_1630.

Essendo un'opera del tutto provvisoria, non si considera l'effetto dell'azione sismica.

12.1 Geometria e step di calcolo

La sezione analizzata è quella a cui corrisponde la massima altezza di scavo, senza tiranti. In corrispondenza di detta sezione, la berlinese ha quota di testa 654.97 m s.l.m.; cautelativamente si considera un'altezza di scavo pari a 3.5m. L'analisi è stata articolata nelle seguenti fasi di calcolo.

Step 1 – Condizione geostatica e realizzazione della paratia

Rappresenta la condizione geostatica per il terreno (spinta a riposo a monte e a valle); in questo stesso step si simula anche la costruzione della paratia, introducendo nel terreno una serie di pali affiancati ($Q_{testa} = 654.97 \text{ m s.l.m.}$, $L=10 \text{ m}$).

A tergo della paratia viene modellato il versante, con pendenza pari a 2/3.

Step 2 – Scavo finale

Scavo di sbancamento a valle della paratia. La massima altezza di scavo è pari a 3.5m.

- Geometria della berlinese:

Paratia di micropali in c.a.

Diametro armatura:	Ø 273 mm, acciaio tipo S355
Spessore:	16 mm
Interasse:	0.40 m
Lunghezza:	10 m
Classe cls:	C25/30

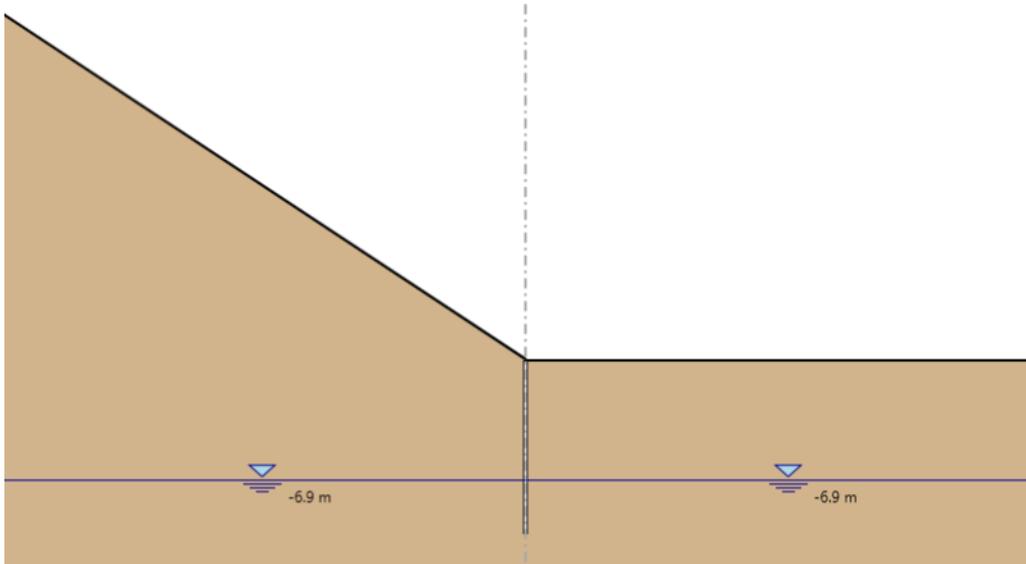


Figura 42 Berlinese scavo strada cantiere - Step 1

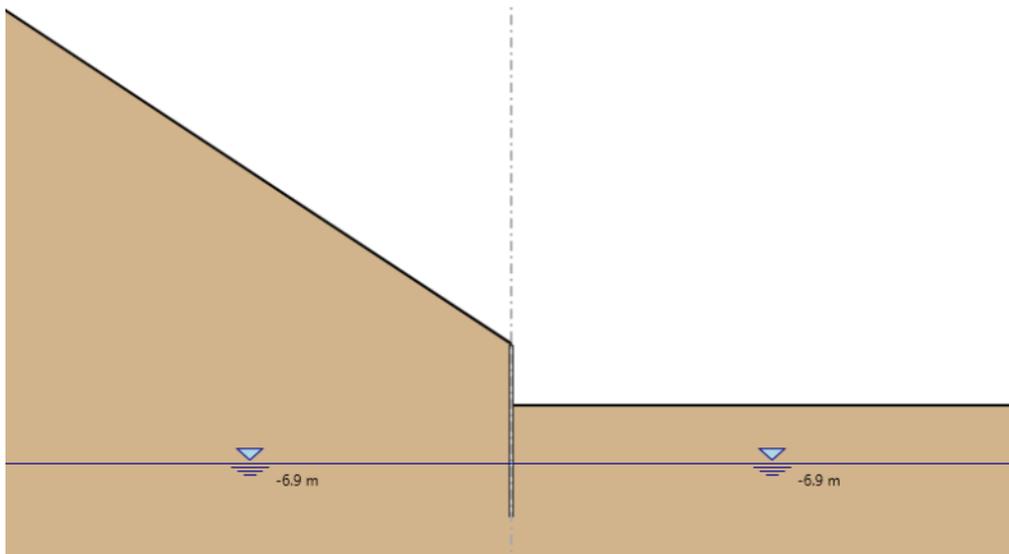


Figura 43 Berlinese scavo scavo strada cantiere - Step 2

12.2 Risultati delle analisi

Si riportano i risultati per le analisi condotte, nelle combinazioni A1+M1+R1, A2+M2+R1, SISMICA STR, SISMICA GEO e SLE RARA

Si riportano i risultati per la fase finale di fondo scavo (Step 2).

12.2.1 Combinazione A1+M1+R1

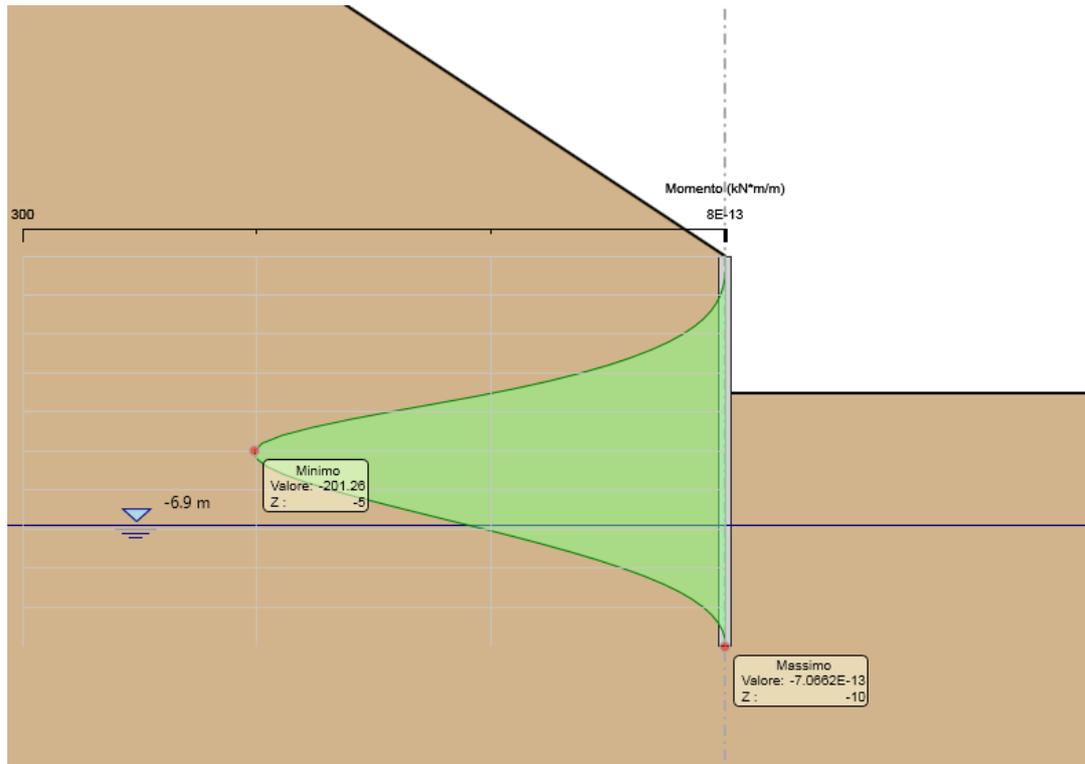


Figura 44: Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1 - Involuppo momento flettente [kNm/m]

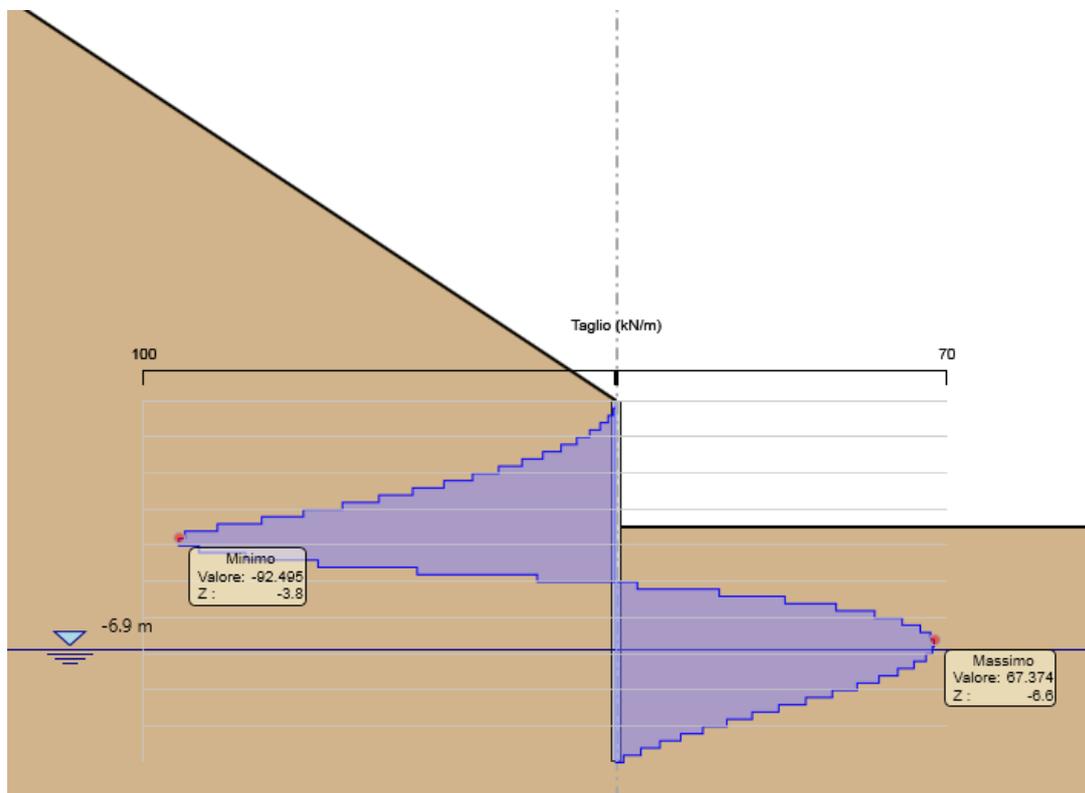


Figura 45: Berlinese interposta piste A e B – SLU A1+M1 - Involuppo taglio [kN/m]

12.2.2 Combinazione A2+M2+R1

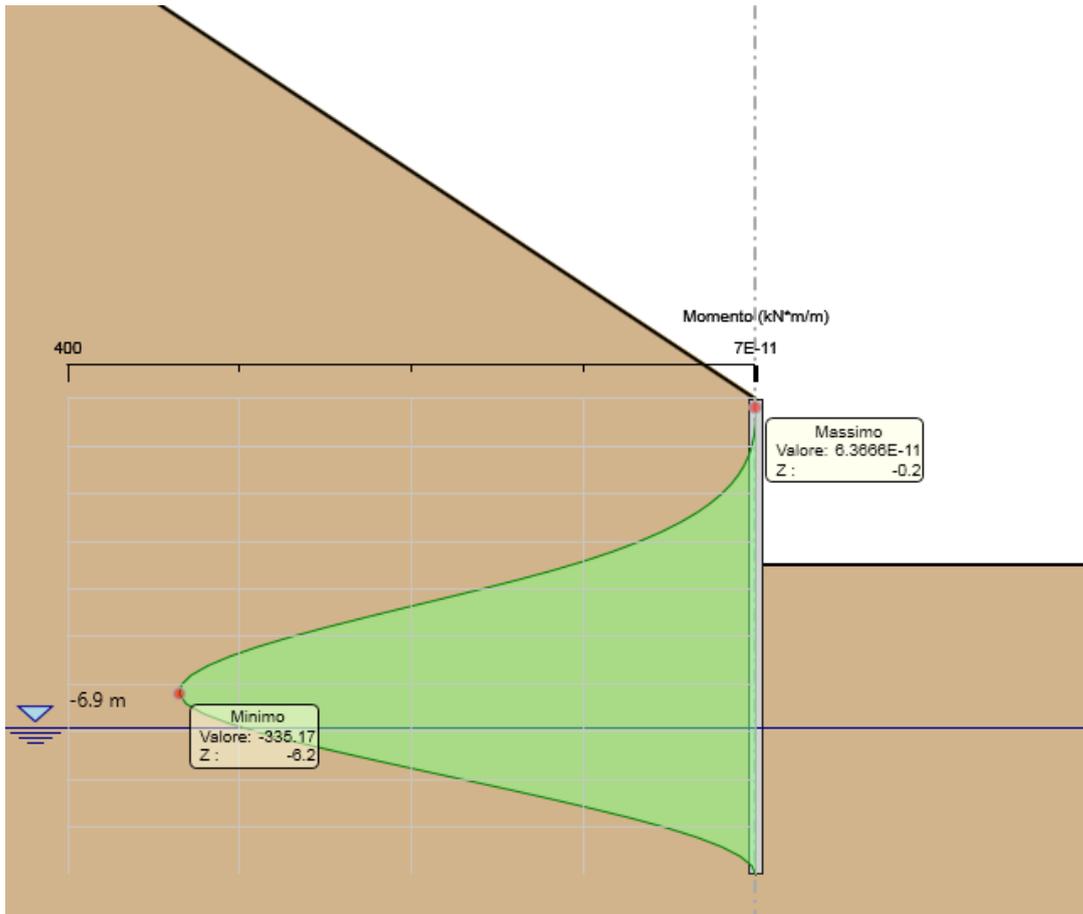


Figura 46 Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2 - Involuppo momento flettente [kNm/m]

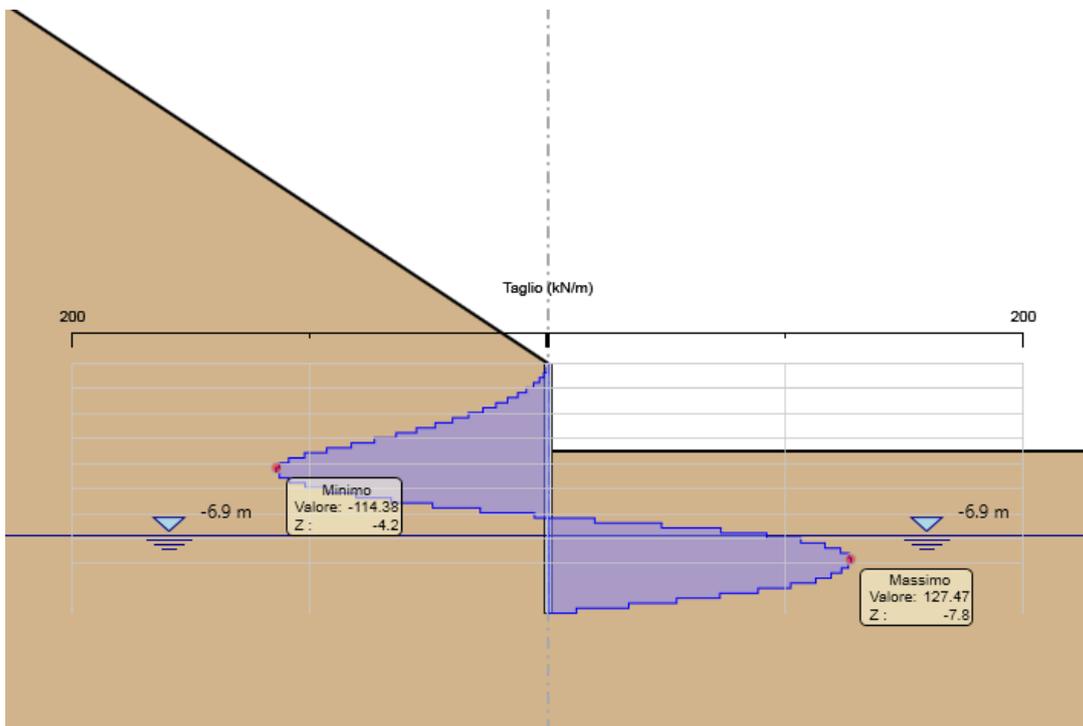


Figura 47: Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2 - Involuppo taglio [kN/m]

12.2.3 Combinazione SLE RARA

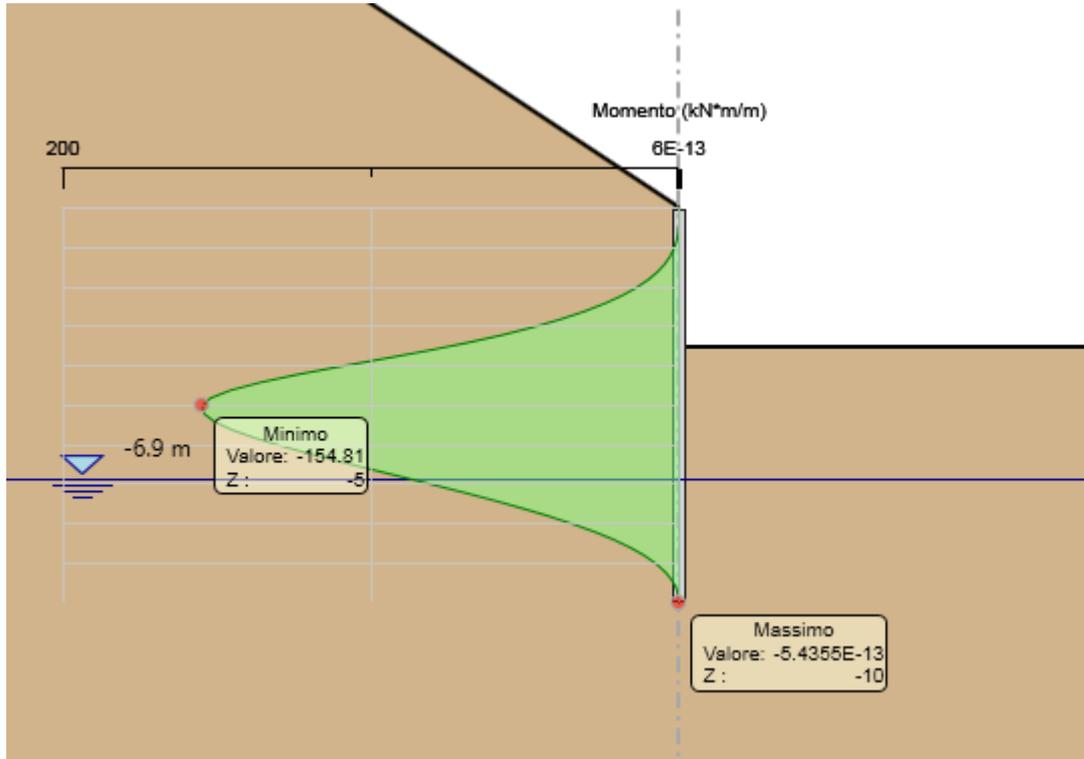


Figura 48: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Involuppo momento flettente [kNm/m]

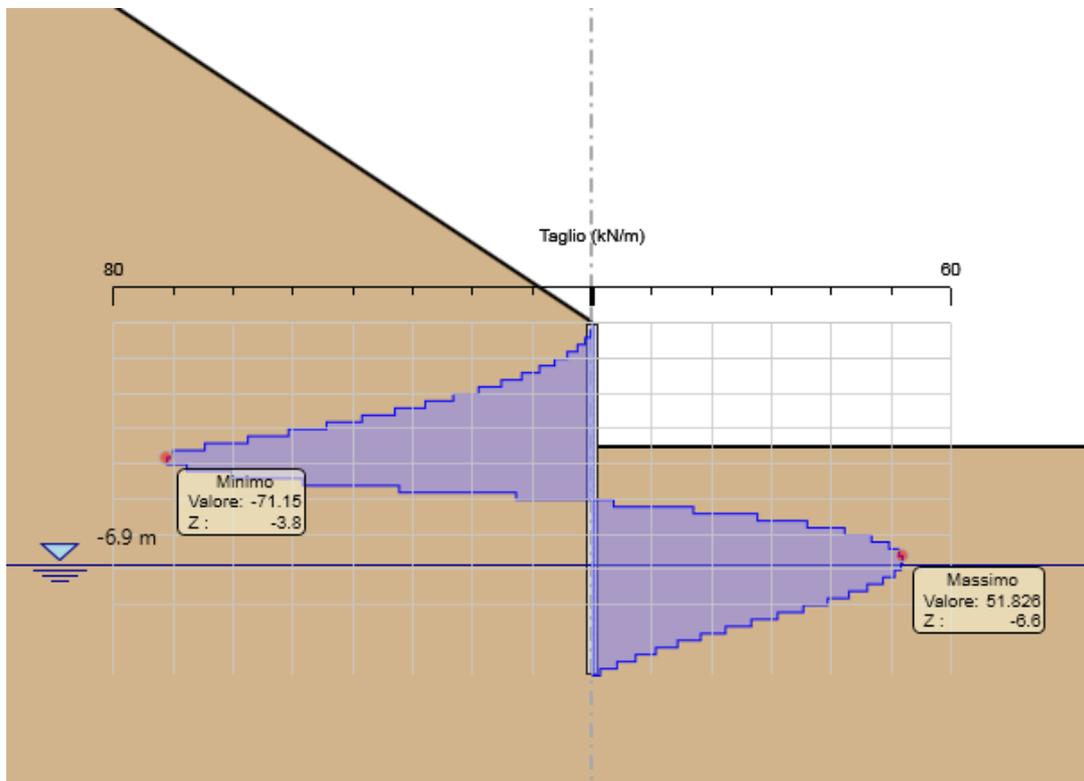


Figura 49: Berlinese interposta piste A e B – SLE - Involuppo taglio [kN/m]

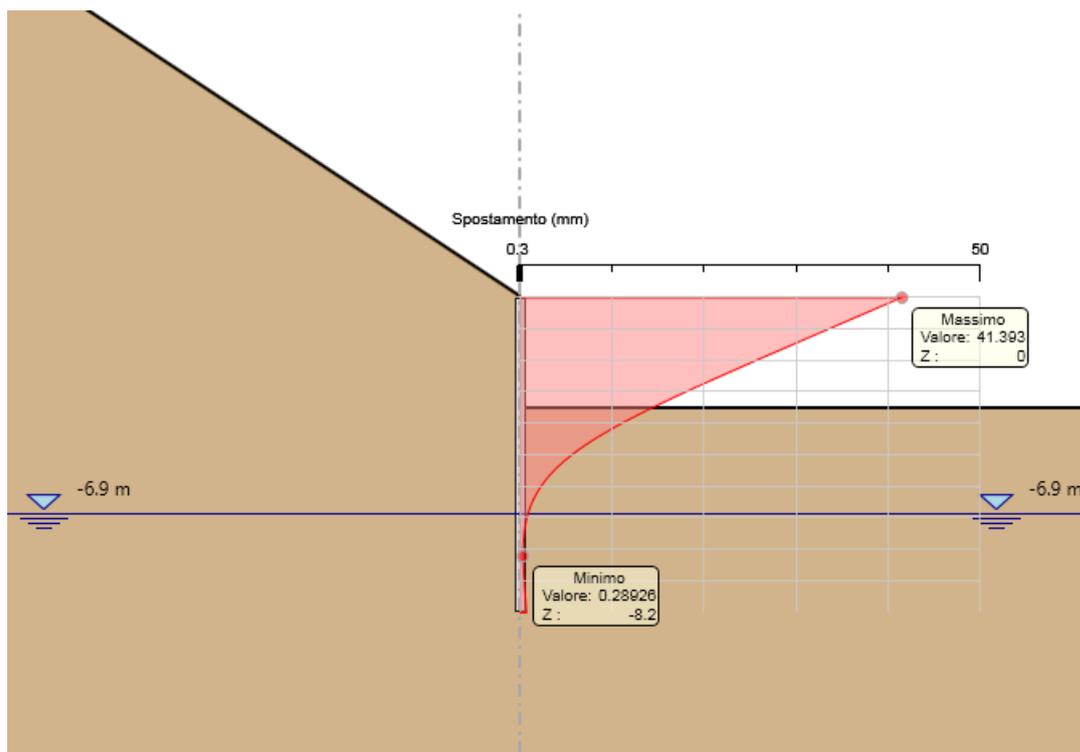


Figura 50: Berlinese interposta piste A e B – SLE – Involuppo spostamenti [mm] - $\delta_{\max} \cong 41\text{mm}$

12.2.4 Verifica di stabilità al piede della paratia

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata: la percentuale di spinta passiva mobilitata è di circa 49.9 % (c.s. $\cong 3.1 > 1.00$).

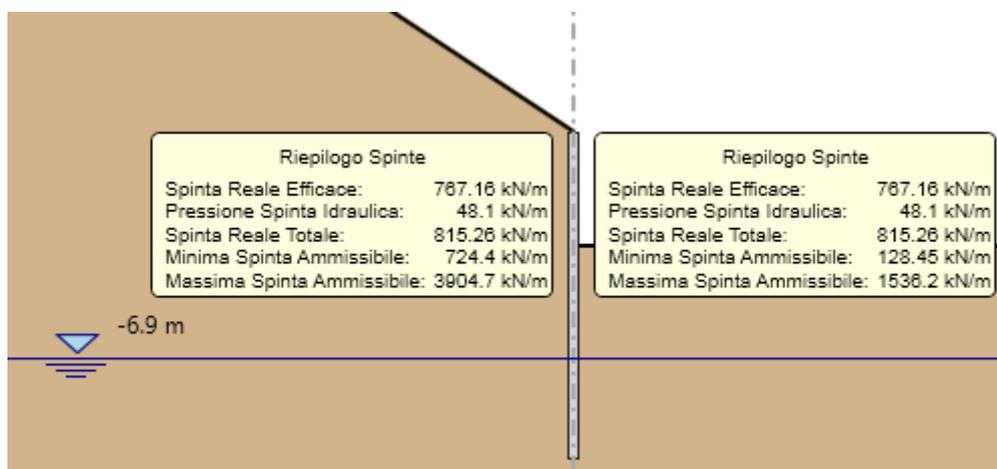


Figura 51: Berlinese interposta piste A e B – SLU A2+M2: riepilogo delle spinte nel terreno

12.3 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

In questo capitolo si riportano le verifiche di resistenza agli SLE e agli SLU degli elementi strutturali che costituiscono la berlinese in progetto (micropali).

Le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite attraverso il metodo semiprobabilistico degli stati limite, sulla base delle sollecitazioni massime emerse dai risultati dei calcoli.

Le tensioni limite dei materiali cui si è fatto riferimento (tensioni ammissibili in campo elastico per gli SLE e tensioni di calcolo per gli SLU) sono riportate nel capitolo 3.

12.3.1 Micropali

12.3.1.1 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente e taglio sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite di Esercizio è pari a:

$$M_{\max} = 154.8 \times 0.40 = 61.9 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 71.2 \times 0.40 = 28.5 \text{ kN (non concomitante con il } M_{\max})$$

La verifica agli SLE viene condotta nel rispetto della resistenza del materiale in campo elastico, considerando per il profilo tubolare il diametro $\Phi 273$, spessore 16mm.

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_{el}} = \frac{61.9}{0.0007844} = 78914 \text{ KN/m}^2 \cong 78.9 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{28.5}{12920} = 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \tau_{amm} = 138 \text{ N/mm}^2$$

Verifica combinata taglio + flessione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 79 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

12.3.1.2 Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La massima sollecitazione agente in termini di momento flettente sul singolo micropalo ($i=0.40$ m interasse tra i micropali) per gli Stati Limite Ultimi è pari a (SLV-STR):

$$M_{Ed} = 201.3 \times 0.40 = 80.5 \text{ kNm} \quad \text{SLV-STR}$$

$$V_{Ed} = 92.5 \times 0.40 = 37.0 \text{ kN} \quad \text{SLV-STR}$$

Per la verifica agli SLU si valuta il momento resistente di progetto della sezione trasversale del profilo metallico.

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{784400 \cdot 10^{-9} \cdot 355 \cdot 10^3}{1.15} = 242 \text{ kNm}$$

Risulta

$$M_{Rd} = 242 \text{ MPa} > M_{Ed} = 80.5 \text{ kNm}$$

e la verifica risulta pertanto soddisfatta.

Considerando la verifica a taglio, si ha:

$$V_{Rd} = \frac{4/3 \cdot A \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{4/3 \cdot 12920 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.15} = 3070 \text{ kN}$$

Risulta

$$V_{Rd} = 3070 \text{ kN} > V_{Ed} = 37.0 \text{ kN}$$

La verifica agli stati limite ultimi nei confronti del taglio è soddisfatta.

13. MURI A SOSTEGNO DELLA STRADA DI VIGILANZA

Per il sostegno della strada di vigilanza delle forze dell'ordine nei tratti tra le pile UP8 e UP9 e a Sud-Ovest della pila IP5 è necessaria la realizzazione di muri in c.a., aventi funzione di contenimento delle terre. Le strutture oggetto del presente capitolo hanno carattere provvisorio e concomitante alla durata del cantiere.

13.1 Parametri di progetto

Per il terreno di rinterro a tergo muro sono stati assunti cautelativamente i seguenti parametri geotecnici:

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 35^\circ$
Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{\text{muro}} = 15.00$

A tergo del muro è stato considerato un sovraccarico costante di $q=20 \text{ kN/m}^2$

Per il terreno naturale su cui si fonda il muro, invece, sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici:

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi' = 35^\circ$
Coesione Terreno di Fondazione	$c_1' = 0 \text{ (kPa)}$

Considerando la natura provvisoria dell'opera, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

è calcolata considerando un periodo di ritorno pari a 10 anni.

I parametri di progetto sono dunque:

$$\frac{a_g}{g} = 0.117$$

$$S_S = 1.5$$

$$S_T = 1$$

Per le verifiche in condizioni sismiche si assume cautelativamente l'ipotesi che i muri non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, corrispondente a $\beta_m = 1$ (vd. §7.11.6.2.1 NTC2008).

Per i criteri generali di progetto delle opere di sostegno si rimanda al §6.5 delle NTC2008 e alle tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC2008 e riportati anche al cap. 5 della presente relazione.

La falda di progetto è situata a quota 640 m.

13.2 Asse A

A sud delle pile P12-IP5 è prevista la realizzazione di muri di sostegno per uno sviluppo complessivo di circa 67.7 m circa. Considerando il profilo altimetrico della strada di sorveglianza e del terreno naturale, si è ritenuto opportuno prevedere dei tratti di muro ad altezza variabile e con fondazioni a gradoni tra loro indipendenti di larghezza compresa tra 2.65 m e 5.30 m.

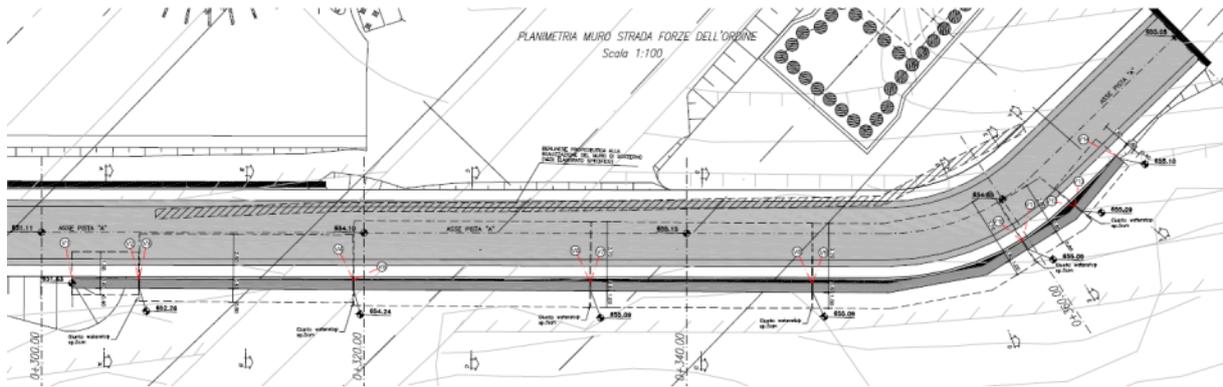


Figura 52 Planimetria muri di sostegno ASSE A

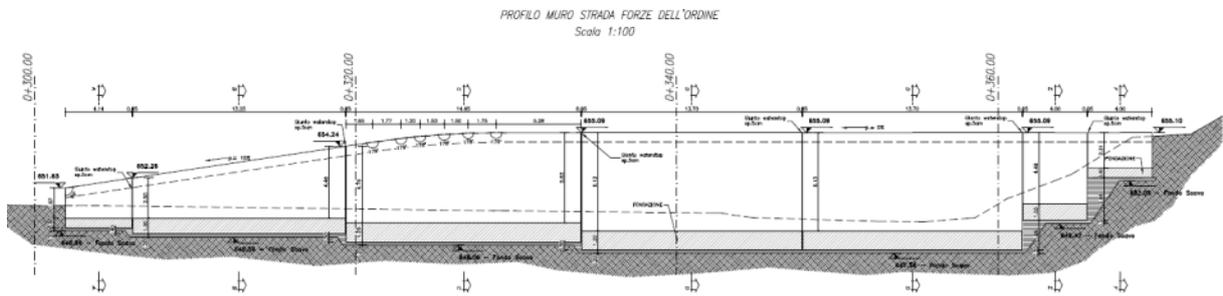


Figura 53 Prospetto muri di sostegno ASSE A

13.3 Muro sezione tipo 1

I tratti di muro “tipo 1” sono caratterizzati da altezza massima 6.30 m e presentano un’inclinazione del paramento a monte pari a 4° .

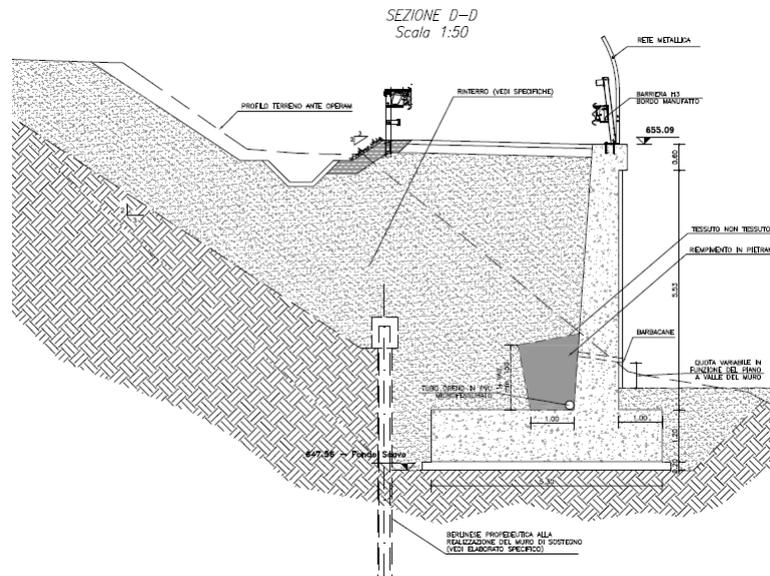
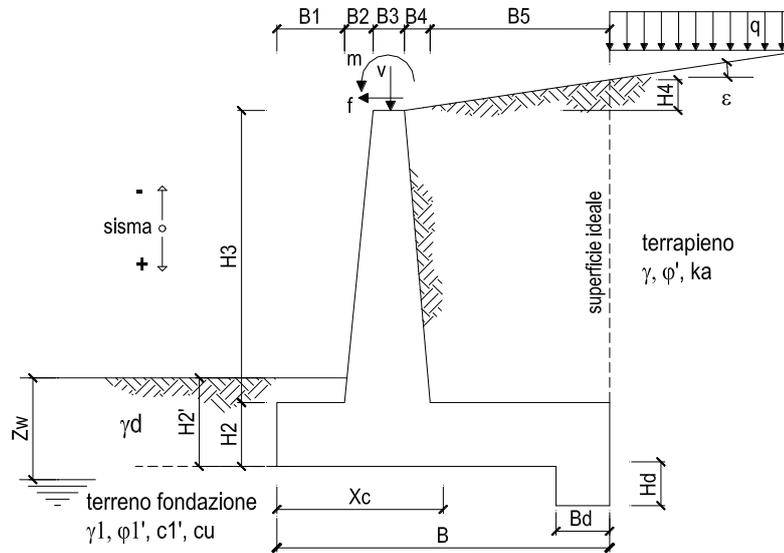


Figura 54 Sezione tipo 1

La platea di fondazione ha uno spessore costante pari a 1.20 m ed una lunghezza costante pari a 5.30 m, di cui 1 m lato valle.

La falda è situata a quota 640 m. Le quote di intradosso fondazione dei muri si attestano tra 648.56 m e 647.56 m. Si considera cautelativamente un livello di falda a 5 m rispetto all'intradosso fondazione.

Per i muri tipo 1 si assume la seguente geometria di calcolo:



OPERA h=6.30m

DATI DI PROGETTO:

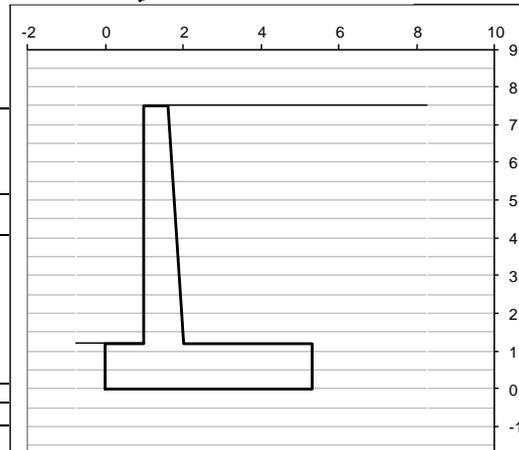
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6.30	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.60	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.40	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.30	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.30	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.65	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------



Per brevità di trattazione, si riportano i calcoli di dettaglio per le combinazioni di progetto A2+M2 e A1+M1. Il calcolo delle sollecitazioni in condizioni di esercizio SLE è stato condotto in modo analogo al calcolo in condizione A1+M1, considerando unitari i coefficienti moltiplicativi delle azioni.

13.3.1 Verifica secondo la combinazione A2+M2- statica e sismica

<u>Dati Geotecnici</u>			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	15.00	12.54	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	15.00	12.54	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	1.20		(m)
	Profondità Falda	Zw	6.20		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	10.60		(m)
Dati Sismici	Modulo di deformazione	E	80000	80000	(kN/m ²)
	Accelerazione sismica	a_g/g	0.12		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.50		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1755		(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale	kv	0.0878		(-)
	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.31	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.35	0.41	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.37	0.44	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.69	2.91	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.37	2.66	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.30	2.61	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.32	0.34	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.54	0.46	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.70	0.49	(-)

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

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	171.86	(kN/m)
Spinta sovraccarico	59.58	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	285.00	(kN/m)
PP terreno a monte	441.00	(kN/m)
Spinta terreno	38.22	(kN/m)
Spinta sovraccarico	13.25	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	429.66	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	223.42	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	598.80	(kNm/m)
PP terreno a monte	1564.71	(kNm/m)
Spinta terreno	202.58	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	70.23	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	777.47	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	231.44	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.56	(-)

$$F_s = (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{1.88} \quad (-)$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	2436.31 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	653.08 (kNm/m)
Fr	= Ms / Mr	3.73	(-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	777.47 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	231.44 (kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	277.07 (kNm/m)
eccentricità	e	=	0.36 (m)
larghezza equivalente	B*	=	4.59 (m)

Coefficienti di carico limite

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

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.49	(-)
ic	0.46	(-)
iγ	0.35	(-)

qlim (carico limite unitario)	=	519.35 (kN/m ²)
-------------------------------	---	-----------------------------

F	qlim*B* / N	3.06	(-)
----------	--------------------	-------------	------------

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ	6.71 (mm)
---	-----------

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	247.27 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Spinta passiva	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)
Inerzia muro	50.02 (kN/m)
Inerzia terrapieno	77.40 (kN/m)

Azioni verticali

PP muro	285.00 (kN/m)
PP terreno a monte	441.00 (kN/m)
Spinta terreno	54.99 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)
Inerzia terrapieno	38.70 (kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	618.17 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Spinta passiva	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)
Inerzia muro	107.13 (kNm/m)
Inerzia terrapieno	203.27 (kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	598.80 (kNm/m)
PP terreno a monte	1564.71 (kNm/m)
Spinta terreno	291.46 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 819.69 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 374.68 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.56 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.23 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 2454.97 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 928.57 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.64 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 819.69 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 374.68 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 645.79 (kNm/m)

eccentricità e = 0.79 (m)

larghezza equivalente B* = 3.72 (m)

Coefficienti di carico limite

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

Coefficienti di inclinazione del carico

iq 0.29 (-)
ic 0.25 (-)
iy 0.16 (-)

qlim (carico limite unitario) = 239.34 (kN/m²)

F qlim*B* / N 1.09 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 7.97 (mm)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	217.89	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	50.02	(kN/m)
Inerzia terrapieno	77.40	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	285.00	(kN/m)
PP terreno a monte	441.00	(kN/m)
Spinta terreno	48.46	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-38.70	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	544.73	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	107.13	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	479.35	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	598.80	(kNm/m)
PP terreno a monte	1564.71	(kNm/m)
Spinta terreno	256.83	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 735.76 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 345.31 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.56 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.19 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 2420.34 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 1131.22 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.14 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 735.76 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 345.31 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 660.64 (kNm/m)

eccentricità e = 0.90 (m)

larghezza equivalente B* = 3.50 (m)

Coefficients di carico limite

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

Coefficients di inclinazione del carico

iq	0.28	(-)
ic	0.24	(-)
iy	0.15	(-)

qlim (carico limite unitario) = 219.52 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 1.05 (-)

13.3.2 Verifica secondo la combinazione A1+MI – statica e sismica

Dati Geotecnici			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20.00	26.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	15.00	15.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	15.00	15.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	1.20		(m)
	Profondità Falda	Zw	6.20		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	10.60		(m)
	Modulo di deformazione	E	80000	80000	(kN/m ²)
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.12		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.50		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1755		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0878		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.35	0.35	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.37	0.37	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.69	3.69	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.37	3.37	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.30	3.30	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.32	0.27	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.54	0.38	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.70	0.40	(-)

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

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	175.00 (kN/m)
Spinta sovraccarico	53.85 (kN/m)
Spinta passiva	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)

Azioni verticali

PP muro	285.00 (kN/m)
PP terreno a monte	448.56 (kN/m)
Spinta terreno	46.89 (kN/m)
Spinta sovraccarico	14.43 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	437.51 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	201.93 (kNm/m)
Spinta passiva	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	598.80 (kNm/m)
PP terreno a monte	1578.82 (kNm/m)
Spinta terreno	248.53 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	76.47 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	794.88 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	228.85 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.70 (-)

$$F_s = (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{2.43} \quad (-)$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	2502.62 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	639.44 (kNm/m)
Fr	= Ms / Mr	3.91	(-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	794.88 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	228.85 (kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	243.25 (kNm/m)
eccentricità	e	=	0.31 (m)
larghezza equivalente	B*	=	4.69 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
N _γ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0.51	(-)
i _c	0.49	(-)
i _γ	0.36	(-)

q _{lim}	(carico limite unitario)	=	1218.21 (kN/m ²)
------------------	--------------------------	---	------------------------------

F	q_{lim}*B* / N	7.18	(-)
----------	-------------------------------	-------------	------------

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ	6.77 (mm)
---	-----------

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	268.29 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Spinta passiva	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)
Inerzia muro	50.02 (kN/m)
Inerzia terrapieno	78.72 (kN/m)

Azioni verticali

PP muro	285.00 (kN/m)
PP terreno a monte	448.56 (kN/m)
Spinta terreno	71.89 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)
Inerzia terrapieno	39.36 (kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	670.71 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Spinta passiva	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)
Inerzia muro	107.13 (kNm/m)
Inerzia terrapieno	208.98 (kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	598.80 (kNm/m)
PP terreno a monte	1578.82 (kNm/m)
Spinta terreno	381.00 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 844.81 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 397.03 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

F_s = (N*f + S_p) / T 1.49 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (M_s) M_s = 2558.62 (kNm/m)

Momento ribaltante (M_r) M_r = 986.82 (kNm/m)

F_r = M_s / M_r 2.59 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 844.81 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 397.03 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 666.94 (kNm/m)

eccentricità e = 0.79 (m)

larghezza equivalente B* = 3.72 (m)

Coefficienti di carico limite

N_q 33.30 (-)

N_c 46.12 (-)

N_γ 48.03 (-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i_q 0.28 (-)

i_c 0.26 (-)

i_γ 0.15 (-)

q_{lim} (carico limite unitario) = 490.64 (kN/m²)

F q_{lim}*B* / N 2.16 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 8.22 (mm)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	240.43	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	50.02	(kN/m)
Inerzia terrapieno	78.72	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	285.00	(kN/m)
PP terreno a monte	448.56	(kN/m)
Spinta terreno	64.42	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-39.36	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	601.08	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	107.13	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	487.98	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	598.80	(kNm/m)
PP terreno a monte	1578.82	(kNm/m)
Spinta terreno	341.44	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 758.62 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 369.17 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Coefficiente di attrito alla base (f)} \quad f = 0.70 \text{ (-)}$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.44 \text{ (-)}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$\text{Momento stabilizzante (Ms)} \quad M_s = 2519.06 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{Momento ribaltante (Mr)} \quad M_r = 1196.18 \text{ (kNm/m)}$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 2.11 \text{ (-)}$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 758.62 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 369.17 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Momento rispetto al baric. della fond. (M)} \quad M = 687.47 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{eccentricità} \quad e = 0.91 \text{ (m)}$$

$$\text{larghezza equivalente} \quad B^* = 3.49 \text{ (m)}$$

Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
N _γ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.26	(-)
ic	0.24	(-)
i _γ	0.14	(-)

$$q_{lim} \text{ (carico limite unitario)} = 437.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N \quad 2.01 \text{ (-)}$$

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

$$\delta = 7.63 \text{ (mm)}$$

13.3.3 Verifiche armatura minima - paramento

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima verticale rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.6.2) pari a:

$$\rho_{\min} = 0.2\% \leq \rho$$

$$A_c = 1000 \times 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,v} = (10+5)\Phi 20 / \text{m} = 4710 \text{ (armatura verticale sez.corrente)}$$

$$\rho = 4710/1000000 = 0.471\% > 0.2\%$$

L'armatura minima orizzontale totale deve invece verificare i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.6.3) pari a:

$$\rho_{\min} = 0.1\% \leq \rho$$

$$A_{s,o} = (5+5)\Phi 14 / \text{m} \text{ (armatura orizzontale)}$$

$$\rho = 1539/1000000 = 0.154\% > 0.1\%$$

In particolare l'armatura disposta in direzione orizzontale deve essere $A_{s,o} > 25\% A_{s,v}$; nel nostro caso:

$$A_{s,o} = 1539 \text{ mm}^2/\text{m} > 25\% A_{s,v} = 1177.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

13.3.3.1 Verifica a flessione SLU – paramento

Si riporta la verifica a pressoflessione della sezione di base del paramento, di larghezza 100cm e altezza 100 cm.

Azioni sollecitanti:

$$M_{Sd} = 738.4 \text{ kNm/m} \text{ (Comb.sismica-)}$$

$$N_{Sd} = -175.5 \text{ kN/m} \text{ (Comb.sismica-)}$$

$$c_{\text{netto}} = 45 \text{ mm}$$

Si dispone un'armatura verticale costituita da $1\Phi 20/10$ lato terra e da $1\Phi 20/20$ lato valle

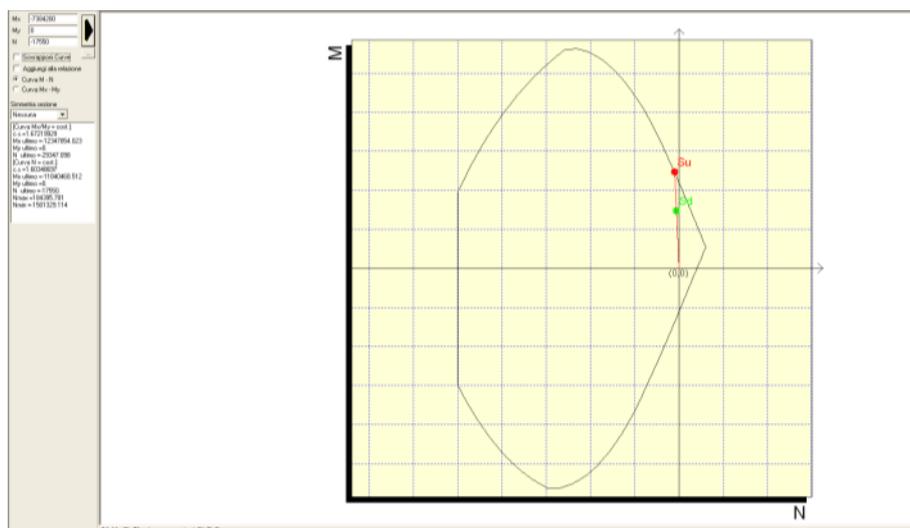


Figura 55 Dominio di resistenza M-N – sezione di base del paramento

$$M_{Rd} = 1184 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Rd} = -175.5 \text{ kN/m}$$

$$c.s. = 1.60$$

13.3.3.1 Verifica a flessione SLE – paramento

Si riportano le verifiche a pressoflessione della sezione di base del paramento in condizioni statiche SLE.

B	H	A _f	A' _f	M _{SLE}	N _{SLE}	σ _c	σ _f	w _k
100	100	Φ20/10	Φ20/20	318.5	-171.6	2.79	92.9	Non fess.

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm/m], tensioni [N/mm²], fessure [mm]

13.3.3.2 Verifica a taglio SLU – paramento

Si riporta la verifica a taglio della sezione alla base del paramento, in assenza di armatura specifica a taglio.

$$V_{Sd} = 189 \text{ kN/m (Comb.sismica)}$$

Elemento	[-]	Paramento	
Sezione	[-]	base	
γ _c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R _{ck}	[N/mm ²]	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f _{ck}	[N/mm ²]	28	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
b _w	[mm]	1000	Larghezza sezione
d	[mm]	940	Altezza utile sezionale
σ _{cp}	[N/mm ²]	0.205	Sforzo medio di compressione
A _s	[mm ²]	3142	Armatura tesa
ρ _L	[-]	0.0033	Rapporto geometrico di armatura
k	[-]	1.46	Vedi NTC2008
V _{Rd}	[kN]	376	Taglio resistente di progetto
V _{Rd,min}	[kN]	336	Taglio resistente minimo
V _{Rd,eff}	[kN]	376	Taglio effettivo resistente di progetto
V _{Sd}	[kN]	189	Taglio sollecitante di progetto
F _s	[-]	1.99	Coefficiente di sicurezza

La verifica risulta soddisfatta.

13.3.4 Verifiche armatura minima - fondazione

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima di trazione rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.3.1) pari a:

$$A_{s,min} = 0.26 f_{ctm}/f_{yk} b_t d > 0.13\% b_t d$$

risultando, per l'armatura di trazione disposta nella sezione corrente:

$$d = 1140 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 1864 \text{ mm}^2 > 1482 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,eff} = 7.5\Phi 20 = 2355 \text{ mm}^2 > 1864 \text{ mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

13.3.4.1 Verifica a flessione SLU – fondazione

Si verifica la sezione più sollecitata della platea di fondazione, ovvero la sezione a filo paramento (lato monte), di larghezza 100cm e altezza 120 cm.

Azioni sollecitanti:

$$M_{Sd} = -971 \text{ kNm/m (Comb. sismica)}$$

Si dispone un'armatura costituita da 1Φ20/20 e 1Φ20/20 (integrativi) sia superiormente sia inferiormente.

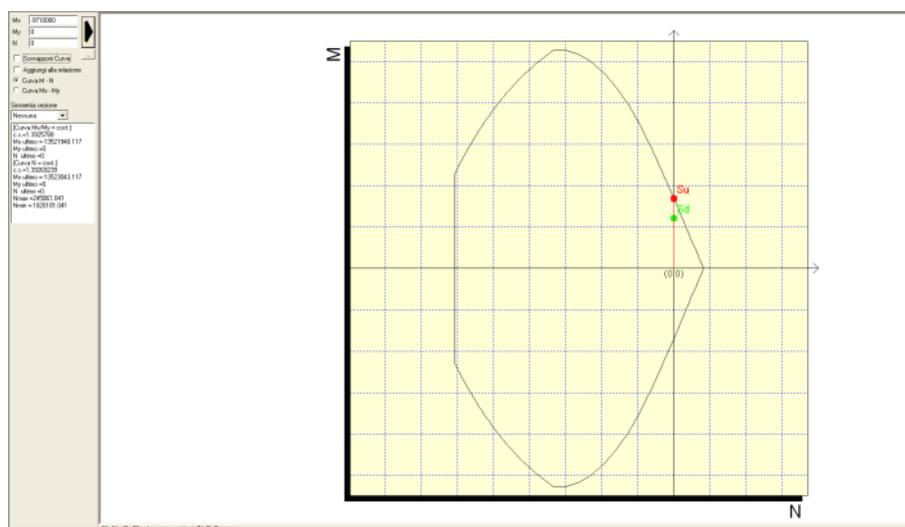


Figura 56 Dominio di resistenza M-N fondazione – sezione a filo paramento

$$M_{Rd} = -1352 \text{ kNm/m}$$

$$c.s. = 1.39$$

13.3.4.1 Verifica a flessione SLE – fondazione

Si riportano le verifiche a flessione della sezione di fondazione a filo paramento, in condizioni statiche SLE.

B	H	A _f	A' _f	M _{SLE}	σ _c	σ _f	w _k
100	120	Φ20/10	Φ20/10	-283	1.61	84.4	Non fess.

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm/m], tensioni [N/mm²], fessure [mm]

13.3.4.2 Verifica a taglio SLU – fondazione

Si riporta la verifica a taglio, in presenza di armatura specifica a taglio: 1Φ20/40+1Φ16/40.

Il taglio massimo, valutato a filo paramento è pari a:

$$V_{Sd} = 422.5 \text{ kN/m (Comb.sismica+)}$$

γ_C	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	16.5	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	8.2	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450.0	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391.3	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	1140	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	1145	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	1288	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	455	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	4222	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	455	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	423	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.08	Coefficiente di sicurezza

Ad una distanza pari a 'd' da filo paramento il taglio resistente senza armatura specifica a taglio è superiore al taglio sollecitante.

Elemento	[-]	Fondazione	
Sezione	[-]	Sez. a 1.14 da filo paramento	
γ_C	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R_{ck}	[N/mm ²]	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	28	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
d	[mm]	1140	Altezza utile sezionale
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.000	Sforzo medio di compressione
A_s	[mm ²]	3142	Armatura tesa
ρ_L	[-]	0.0028	Rapporto geometrico di armatura
k	[-]	1.42	Vedi NTC2008
V_{Rd}	[kN]	384	Taglio resistente di progetto
$V_{Rd,min}$	[kN]	357	Taglio resistente minimo
$V_{Rd,eff}$	[kN]	384	Taglio effettivo resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	370	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.04	Coefficiente di sicurezza

Le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

13.4 Muro sezione “tipo 2”

I tratti di muro “tipo 2” sono caratterizzati da un’altezza del paramento massima pari a 4.90 m e presentano un’inclinazione del paramento a monte pari a 4°.

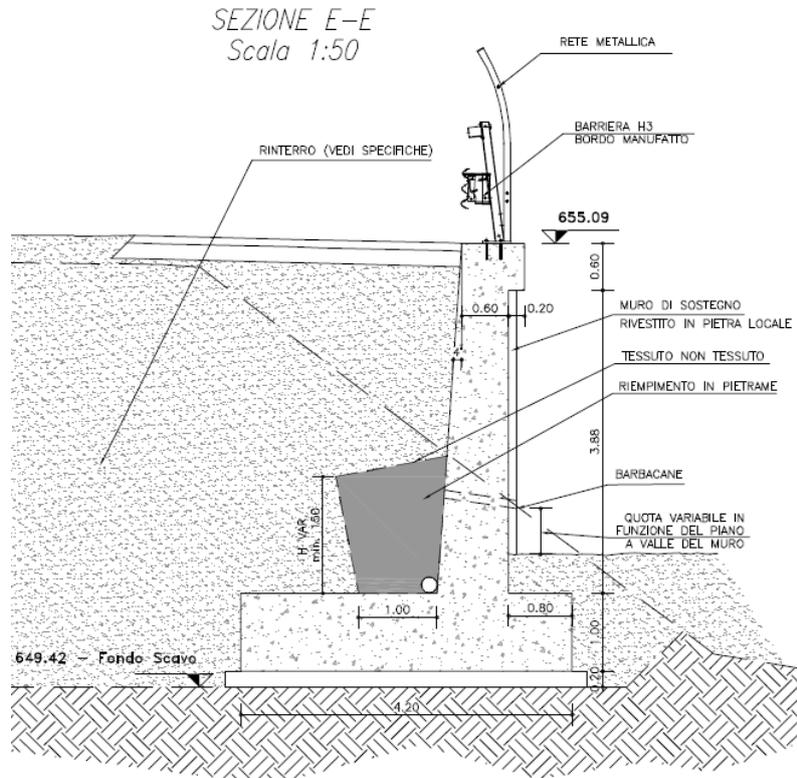
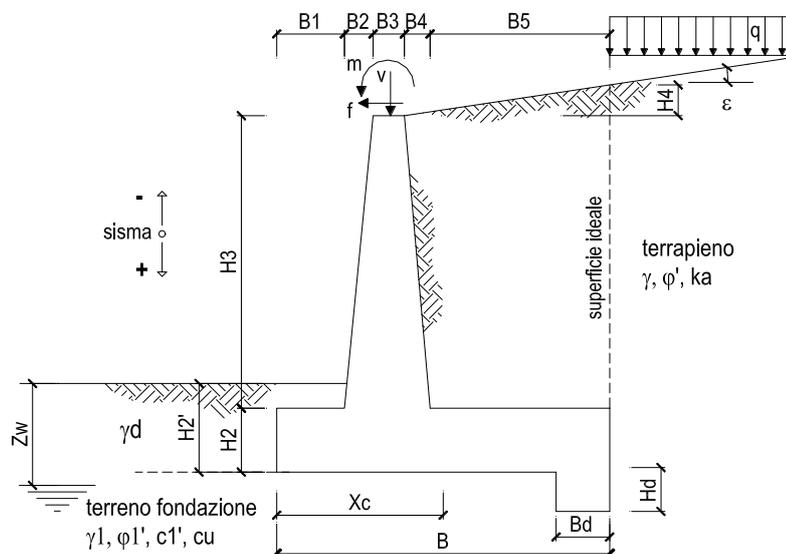


Figura 57 Sezione tipo 2

La platea di fondazione ha uno spessore costante pari a 1.00 m ed una lunghezza costante pari a 4.20 m, di cui 0.80 m lato valle.

La falda è situata a quota 640 m. Le quote di intradosso fondazione dei muri si attestano tra 652.3 m e 647.75 m. Si considera cautelativamente un livello di falda a 5 m rispetto all'intradosso fondazione.

Per i muri tipo A-A si assume la seguente geometria di calcolo:



OPERA h=4.9m

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

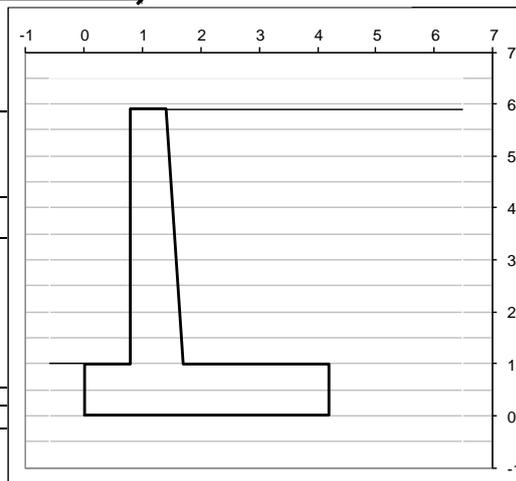
Elevazione	H3 =	4.90	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.60	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.30	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.50	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.10	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Dati Geotecnici



Per brevità di trattazione, si riportano i calcoli di dettaglio per le combinazioni di progetto A2+M2 e A1+M1. Il calcolo delle sollecitazioni in condizioni di esercizio SLE è stato condotto in modo analogo al calcolo in condizione A1+M1, considerando unitari i coefficienti moltiplicativi delle azioni.

13.4.1 Verifica secondo la combinazione A2+M2- statica e sismica

<u>Dati Geotecnici</u>			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	15.00	12.54	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	15.00	12.54	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	1.00		(m)
	Profondità Falda	Zw	6.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	8.40		(m)
Dati Sismici	Modulo di deformazione	E	80000	80000	(kN/m ²)
	Accelerazione sismica	a_g/g	0.12		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.50		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1755		(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale	kv	0.0878		(-)
	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.31	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.35	0.43	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.37	0.46	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.69	2.91	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.37	2.62	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.30	2.56	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.32	0.34	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.54	0.46	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.70	0.49	(-)

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

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	106.45	(kN/m)
Spinta sovraccarico	46.91	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	196.88	(kN/m)
PP terreno a monte	259.70	(kN/m)
Spinta terreno	23.68	(kN/m)
Spinta sovraccarico	10.43	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	209.36	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	138.39	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	328.91	(kNm/m)
PP terreno a monte	746.27	(kNm/m)
Spinta terreno	99.44	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	43.82	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	490.68	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	153.37	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.56	(-)

$$F_s = (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{1.79} \quad (-)$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	1218.44 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	347.75 (kNm/m)
Fr	= Ms / Mr	3.50	(-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	490.68 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	153.37 (kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	159.75 (kNm/m)
eccentricità	e	=	0.33 (m)
larghezza equivalente	B*	=	3.55 (m)

Coefficienti di carico limite

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

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.47	(-)
ic	0.44	(-)
iγ	0.32	(-)

qlim (carico limite unitario)	=	391.40 (kN/m ²)
-------------------------------	---	-----------------------------

F	qlim*B* / N	2.83	(-)
----------	--------------------	-------------	------------

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ	4.29 (mm)
---	-----------

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	158.72 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Spinta passiva	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)
Inerzia muro	34.55 (kN/m)
Inerzia terrapieno	45.58 (kN/m)

Azioni verticali

PP muro	196.88 (kN/m)
PP terreno a monte	259.70 (kN/m)
Spinta terreno	35.30 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)
Inerzia terrapieno	22.79 (kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	312.16 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Spinta passiva	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)
Inerzia muro	62.21 (kNm/m)
Inerzia terrapieno	93.54 (kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	328.91 (kNm/m)
PP terreno a monte	746.27 (kNm/m)
Spinta terreno	148.26 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 514.66 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 238.85 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.56 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.21 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 1223.44 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 467.91 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.61 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 514.66 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 238.85 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 325.26 (kNm/m)

eccentricità e = 0.63 (m)

larghezza equivalente B* = 2.94 (m)

Coefficienti di carico limite

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

Coefficienti di inclinazione del carico

iq 0.29 (-)
ic 0.24 (-)
iy 0.15 (-)

qlim (carico limite unitario) = 187.92 (kN/m²)

F qlim*B* / N 1.07 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 5.01 (mm)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	141.77	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	34.55	(kN/m)
Inerzia terrapieno	45.58	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	196.88	(kN/m)
PP terreno a monte	259.70	(kN/m)
Spinta terreno	31.53	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-22.79	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	278.82 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Spinta passiva	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)
Inerzia muro	62.21 (kNm/m)
Inerzia terrapieno	225.16 (kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	328.91 (kNm/m)
PP terreno a monte	746.27 (kNm/m)
Spinta terreno	132.43 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 465.32 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 221.90 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.56 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.17 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 1207.61 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 566.19 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.13 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 465.32 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 221.90 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 335.74 (kNm/m)

eccentricità e = 0.72 (m)

larghezza equivalente B* = 2.76 (m)

Coefficienti di carico limite

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

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.27	(-)
ic	0.23	(-)
iγ	0.14	(-)

qlim (carico limite unitario) = 171.84 (kN/m²)

F qlim*B* / N 1.02 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 4.68 (mm)

13.4.2 Verifica secondo la combinazione A1+MI – statica e sismica

<u>Dati Geotecnici</u>			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20.00	26.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	15.00	15.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	15.00	15.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	1.00		(m)
	Profondità Falda	Zw	6.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	8.40		(m)
Dati Sismici	Modulo di deformazione	E	80000	80000	(kN/m ²)
	Accelerazione sismica	a_g/g	0.12		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.50		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1755		(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale	kv	0.0878		(-)
	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.35	0.35	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.37	0.37	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.69	3.69	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.37	3.37	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.30	3.30	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.32	0.27	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.54	0.38	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.70	0.40	(-)

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

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	108.30 (kN/m)
Spinta sovraccarico	42.36 (kN/m)
Spinta passiva	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)

Azioni verticali

PP muro	196.88 (kN/m)
PP terreno a monte	264.11 (kN/m)
Spinta terreno	29.02 (kN/m)
Spinta sovraccarico	11.35 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	212.99 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	124.96 (kNm/m)
Spinta passiva	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	328.91 (kNm/m)
PP terreno a monte	753.33 (kNm/m)
Spinta terreno	121.88 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	47.67 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N =	501.35 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T =	150.66 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f =	0.70 (-)

$$F_s = (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{2.33} \quad (-)$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	1251.79 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	337.95 (kNm/m)
Fr	= Ms / Mr	3.70	(-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	501.35 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	150.66 (kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	139.01 (kNm/m)
eccentricità	e	=	0.28 (m)
larghezza equivalente	B*	=	3.65 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
N _γ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0.49	(-)
i _c	0.47	(-)
i _γ	0.34	(-)

q _{lim}	(carico limite unitario)	=	925.07 (kN/m ²)
------------------	--------------------------	---	-----------------------------

F	q_{lim}*B*/ N	6.73	(-)
----------	------------------------------	-------------	------------

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ	4.32 (mm)
---	-----------

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	166.03 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Spinta passiva	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)
Inerzia muro	34.55 (kN/m)
Inerzia terrapieno	46.35 (kN/m)

Azioni verticali

PP muro	196.88 (kN/m)
PP terreno a monte	264.11 (kN/m)
Spinta terreno	44.49 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)
Inerzia terrapieno	23.18 (kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	326.52 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Spinta passiva	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)
Inerzia muro	62.21 (kNm/m)
Inerzia terrapieno	96.13 (kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	328.91 (kNm/m)
PP terreno a monte	753.33 (kNm/m)
Spinta terreno	186.84 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 528.65 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 246.93 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.50 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 1269.08 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 484.86 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.62 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 528.65 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 246.93 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 325.93 (kNm/m)

eccentricità e = 0.62 (m)

larghezza equivalente B* = 2.97 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq 33.30 (-)
Nc 46.12 (-)
Ny 48.03 (-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq 0.28 (-)
ic 0.26 (-)
iy 0.15 (-)

qlim (carico limite unitario) = 404.76 (kN/m²)

F qlim*B* / N 2.27 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 5.12 (mm)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	148.79 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Spinta passiva	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)
Inerzia muro	34.55 (kN/m)
Inerzia terrapieno	46.35 (kN/m)

Azioni verticali

PP muro	196.88 (kN/m)
PP terreno a monte	264.11 (kN/m)
Spinta terreno	39.87 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)
Inerzia terrapieno	-23.18 (kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	292.62	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	62.21	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	229.17	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	328.91	(kNm/m)
PP terreno a monte	753.33	(kNm/m)
Spinta terreno	167.45	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 477.68 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 229.69 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Coefficiente di attrito alla base (f)} \quad f = 0.70 \text{ (-)}$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.46 \text{ (-)}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$\text{Momento stabilizzante (Ms)} \quad M_s = 1249.68 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{Momento ribaltante (Mr)} \quad M_r = 584.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 2.14 \text{ (-)}$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 477.68 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 229.69 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Momento rispetto al baric. della fond. (M)} \quad M = 337.44 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{eccentricità} \quad e = 0.71 \text{ (m)}$$

$$\text{larghezza equivalente} \quad B^* = 2.79 \text{ (m)}$$

Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
Ny	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.27	(-)
ic	0.25	(-)
iy	0.14	(-)

$$q_{lim} \text{ (carico limite unitario)} = 366.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N \quad 2.14 \text{ (-)}$$

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

$$\delta = 4.78 \text{ (mm)}$$

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

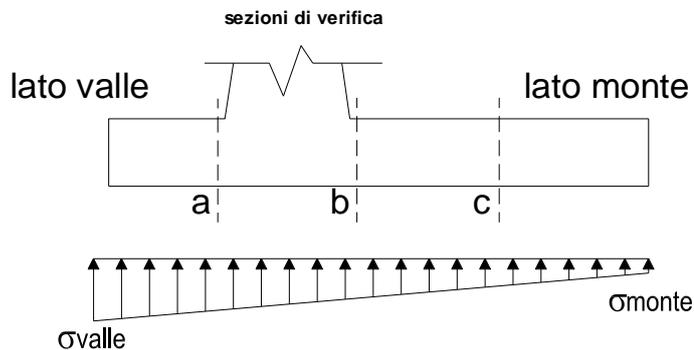
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 4.20 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.94 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	501.35	139.01	166.65	72.09
sisma+	528.65	325.93	236.73	15.01
sisma-	477.68	337.44	228.51	0.00

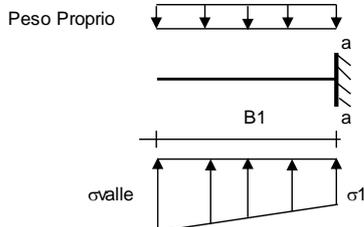


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	166.65	148.64	43.41
sisma+	236.73	194.50	62.55
sisma-	228.51	184.79	61.16



Mensola Lato Monte

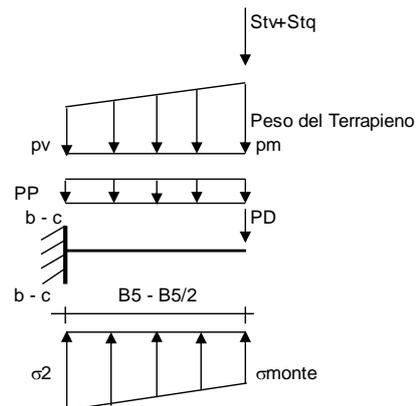
PP = 25.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

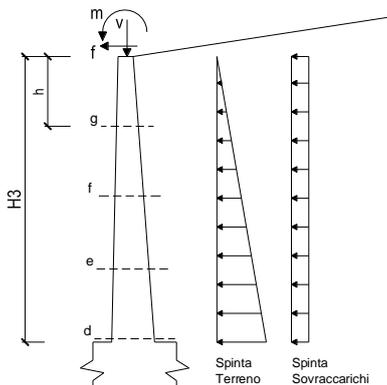
pm = 127.40 (kN/m²)
 pvb = 127.40 (kN/m²)
 pvc = 127.40 (kN/m²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (pvb + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	72.09	128.38	-293.26	100.23	-105.88
sisma+	15.01	146.98	-444.88	81.00	-156.21
sisma-	0.00	135.59	-395.05	67.27	-141.47



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.12	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.50	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no			$r = 1$
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.1755	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.0878	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.27	(-)	0.272
	componente orizzontale	kah	=	0.26	(-)	
	componente verticale	kav	=	0.09	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.38	(-)	0.377
	componente orizzontale	kash+	=	0.36	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0.12	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.40	(-)	0.402
	componente orizzontale	kash-	=	0.38	(-)	
	componente verticale	kasv-	=	0.13	(-)	

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad (\text{con sisma})$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P_m \cdot (1 \pm kv)$$

condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.90	131.61	92.98	0.00	224.59	26.97	12.70	0.00	91.88	131.54
e-e	3.68	55.52	52.30	0.00	107.82	15.17	9.53	0.00	65.46	90.15
f-f	2.45	16.45	23.24	0.00	39.70	6.74	6.35	0.00	41.34	54.44
g-g	1.23	2.06	5.81	0.00	7.87	1.69	3.18	0.00	19.52	24.38

condizione sismica +

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.90	297.25	0.00	0.00	36.87	334.12	40.60	0.00	0.00	99.94	140.54
e-e	3.68	125.40	0.00	0.00	20.00	145.40	22.84	0.00	0.00	71.21	94.04
f-f	2.45	37.16	0.00	0.00	8.56	45.72	10.15	0.00	0.00	44.97	55.12
g-g	1.23	4.64	0.00	0.00	2.06	6.70	2.54	0.00	0.00	21.24	23.77

condizione sismica -

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.90	316.77	0.00	0.00	36.87	353.64	36.29	0.00	0.00	83.81	120.10
e-e	3.68	133.64	0.00	0.00	20.00	153.64	20.41	0.00	0.00	59.72	80.13
f-f	2.45	39.60	0.00	0.00	8.56	48.16	9.07	0.00	0.00	37.72	46.79
g-g	1.23	4.95	0.00	0.00	2.06	7.01	2.27	0.00	0.00	17.81	20.08

13.4.3 Verifiche armatura minima - paramento

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima verticale rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.6.2) pari a:

$$\rho_{\min} = 0.2\% \leq \rho$$

$$A_c = 900 \times 1000 = 900000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,v} = (10\Phi 16 + 5\Phi 20)/m = 3580 \text{ (armatura verticale sez.corrente)}$$

$$\rho = 3580/900000 = 0.40\% > 0.2\%$$

L'armatura minima orizzontale totale deve invece verificare i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.6.3) pari a:

$$\rho_{\min} = 0.1\% \leq \rho$$

$$A_{s,o} = (5+5)\Phi 14 /m \text{ (armatura orizzontale)}$$

$$\rho = 1539/900000 = 0.171\% > 0.1\%$$

In particolare l'armatura disposta in direzione orizzontale deve essere $A_{s,o} > 25\% A_{s,v}$; nel nostro caso:

$$A_{s,o} = 1539 \text{ mm}^2/m > 25\% A_{s,v} = 895 \text{ mm}^2/m$$

13.4.3.1 Verifica a flessione SLU – paramento

Si riporta la verifica a pressoflessione della sezione di base del paramento, di larghezza 100cm e altezza 90 cm.

Azioni sollecitanti:

$$M_{Sd} = 354 \text{ kNm/m (Comb.sismica-)}$$

$$N_{Sd} = -120 \text{ kN/m (Comb.sismica-)}$$

$$c_{\text{netto}} = 45 \text{ mm}$$

Si dispone un'armatura verticale costituita da $1\Phi 16/20+1\Phi 20/20$ lato terra e da $1\Phi 16/20$ lato valle.

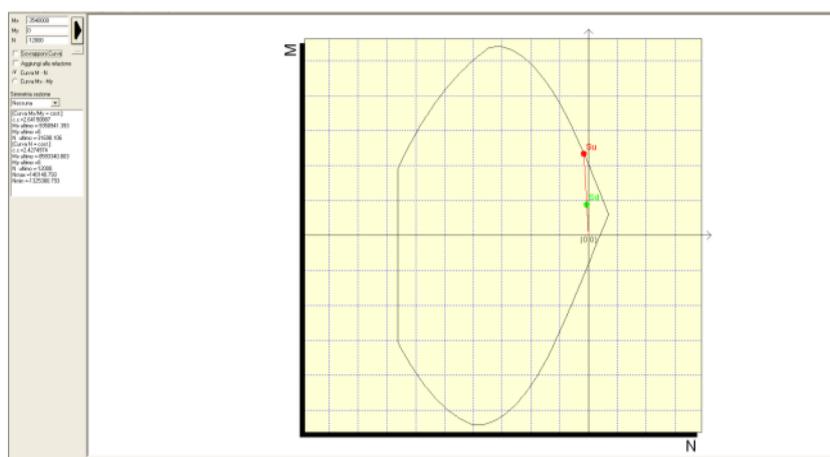
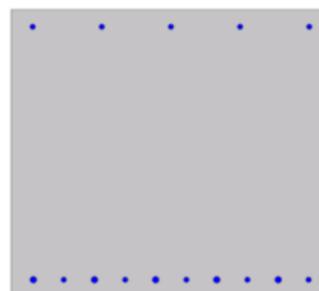


Figura 58 Dominio di resistenza M-N – sezione di base del paramento

$$M_{Rd} = 859 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Rd} = -120 \text{ kN/m}$$

c.s.= 2.43

13.4.3.2 Verifica a flessione SLE – paramento

Si riportano le verifiche a pressoflessione della sezione di base del paramento in condizioni statiche SLE.

B	H	A _f	A' _f	M _{SLE}	N _{SLE}	σ _c	σ _f	w _k
100	90	Φ16/20+Φ20/20	Φ16/20	163	-121	1.90	61	Non fess.

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm/m], tensioni [N/mm²], fessure [mm]

13.4.3.3 Verifica a taglio SLU – paramento

V_{Sd}= 114.5 kN/m (Comb.sismica)

Si riporta la verifica a taglio della sezione alla base del paramento, in assenza di armatura specifica a taglio.

Elemento	[-]	Paramento	
Sezione	[-]	base	
γ _C	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R _{ck}	[N/mm ²]	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f _{ck}	[N/mm ²]	28	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
b _w	[mm]	1000	Larghezza sezione
d	[mm]	840	Altezza utile sezionale
σ _{cp}	[N/mm ²]	0.156	Sforzo medio di compressione
A _s	[mm ²]	2576	Armatura tesa
ρ _L	[-]	0.0031	Rapporto geometrico di armatura
k	[-]	1.49	Vedi NTC2008
V _{Rd}	[kN]	327	Taglio resistente di progetto
V _{Rd,min}	[kN]	302	Taglio resistente minimo
V _{Rd,eff}	[kN]	327	Taglio effettivo resistente di progetto
V _{Sd}	[kN]	115	Taglio sollecitante di progetto
F _S	[-]	2.85	Coefficiente di sicurezza

La verifica risulta soddisfatta.

13.4.4 Verifiche armatura minima – fondazione

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima di trazione rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.3.1) pari a:

$$A_{s,min} = 0.26 f_{ctm}/f_{yk} b_t d > 0.13\% b_t d$$

risultando, per l'armatura di trazione disposta nella sezione corrente:

$$d = 940 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 1537 \text{ mm}^2 > 1300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,eff} = 5\Phi20 = 1570 \text{ mm}^2 > 1537 \text{ mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

13.4.4.1 Verifica a flessione SLU – fondazione

Si verifica la sezione più sollecitata della platea di fondazione, ovvero la sezione a filo paramento (lato monte), di larghezza 100cm e altezza 100 cm.

Azioni sollecitanti:

$$M_{Sd} = - 445 \text{ kNm/m (Comb. sismica)}$$

Si dispone un'armatura costituita da 1Φ20/20 sia superiormente sia inferiormente.

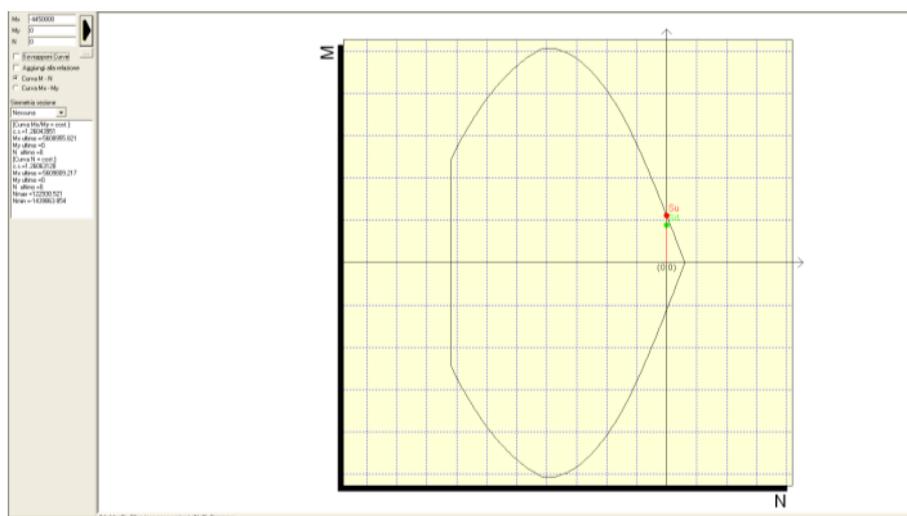
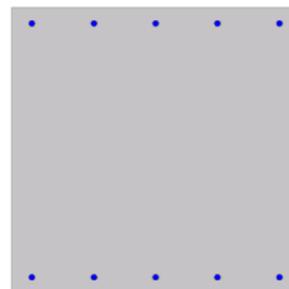


Figura 59 Dominio di resistenza M-N fondazione – sezione a filo paramento

$$M_{Rd} = - 561 \text{ kNm/m}$$

$$c.s. = 1.26$$

13.4.4.2 Verifica a flessione SLE – fondazione

Si riportano le verifiche a flessione della sezione B in condizioni statiche SLE.

B	H	A _f	A' _f	M _{SLE}	σ _c	σ _f	w _k
100	100	Φ20/20	Φ20/20	- 68	0.74	48.8	Non fess.

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm/m], tensioni [N/mm²], fessure [mm]

13.4.4.3 Verifica a taglio SLU – fondazione

$V_{Sd} = 256.5$ kN/m (Comb.sismica+)

Si riporta la verifica a taglio della sezione di fondazione a filo paramento, in assenza di armatura specifica a taglio.

Elemento	[-]	Fondazione	
Sezione	[-]	Sez. b	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R_{ck}	[N/mm ²]	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	28	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
d	[mm]	940	Altezza utile sezionale
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.000	Sforzo medio di compressione
A_s	[mm ²]	1571	Armatura tesa
ρ_L	[-]	0.0017	Rapporto geometrico di armatura
k	[-]	1.46	Vedi NTC2008
V_{Rd}	[kN]	276	Taglio resistente di progetto
$V_{Rd,min}$	[kN]	308	Taglio resistente minimo
$V_{Rd,eff}$	[kN]	308	Taglio effettivo resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	257	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.20	Coefficiente di sicurezza

La verifica risulta soddisfatta.

13.5 Muro sezione tipo 3

I tratti di muro “tipo 3” sono caratterizzati da un’altezza del paramento massima pari a 2.50 m e presentano un’inclinazione del paramento a monte pari a 4° .

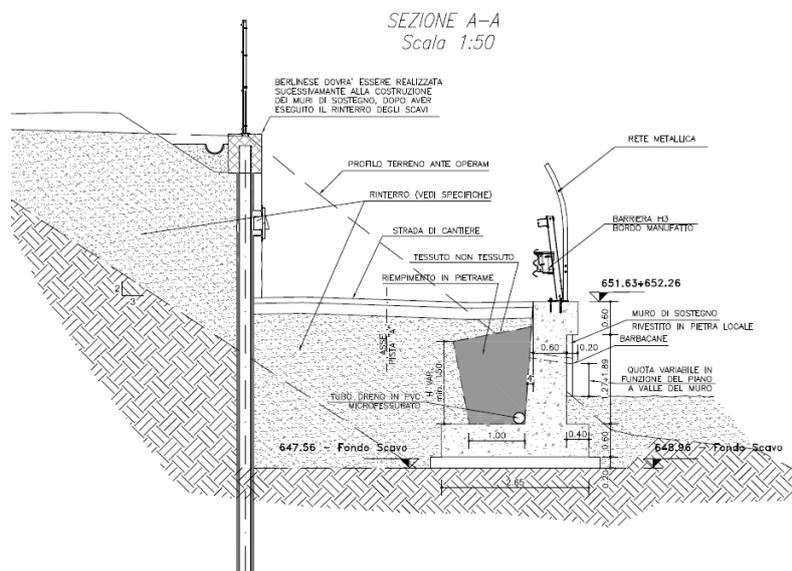


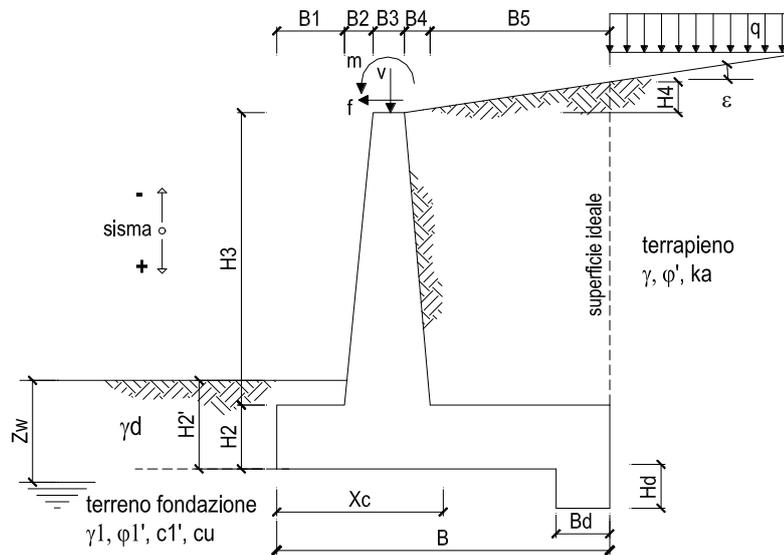
Figura 60 Sezione tipo 3

La platea di fondazione ha uno spessore costante pari a 0.60 m ed una lunghezza costante pari a 2.65 m, di cui 0.40 m lato valle.

La falda è situata a quota 640 m. Le quote di intradosso fondazione dei muri sono pari a 648.96 e 652.09 m. Si considera un livello di falda a 9 m rispetto all'intradosso fondazione.

In considerazione della minore altezza di diffusione del sovraccarico accidentale a monte del paramento, si considera un valore di carico distribuito pari a 40 kPa.

Per i muri “tipo 3” si assume la seguente geometria di calcolo:



OPERA h=2.50m

DATI DI PROGETTO:

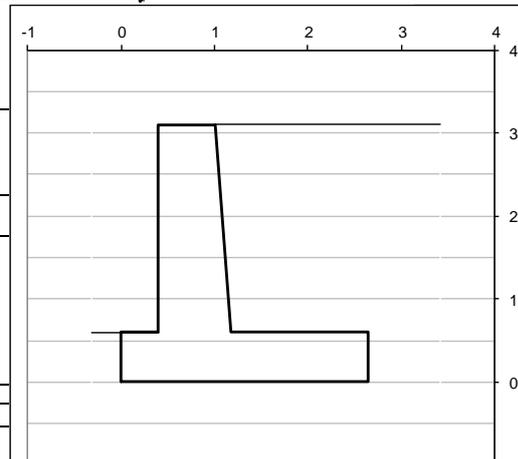
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.60	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.17	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.65	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.48	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.33	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------



Per brevità di trattazione, si riportano i calcoli di dettaglio per le combinazioni di progetto A2+M2 e A1+M1. Il calcolo delle sollecitazioni in condizioni di esercizio SLE è stato condotto in modo analogo al calcolo in condizione A1+M1, considerando unitari i coefficienti moltiplicativi delle azioni.

13.5.1 Verifica secondo la combinazione A2+M2- statica e sismica

Dati Geotecnici			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ'	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	15.00	12.54	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	15.00	12.54	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	ϕ_1'	35.00	29.26	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γd	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posizione della Fondazione	H2'	0.60		(m)
	Profondità Falda	Zw	9.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	5.30		(m)
	Modulo di deformazione	E	80000	80000	(kN/m ²)
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.12		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.50		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1755		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0878		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.31	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.35	0.43	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.37	0.46	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.69	2.91	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.37	2.62	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.30	2.56	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.32	0.34	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.54	0.46	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.70	0.49	(-)

Carichi Agenti			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	40.00	52.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	29.39 (kN/m)
Spinta sovraccarico	49.30 (kN/m)
Spinta passiva	0.00 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)

Azioni verticali

PP muro	82.71 (kN/m)
PP terreno a monte	78.13 (kN/m)
Spinta terreno	6.54 (kN/m)
Spinta sovraccarico	10.96 (kN/m)
Azioni esterne	0.00 (kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	30.37 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	76.41 (kNm/m)
Spinta passiva	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	84.70 (kNm/m)
PP terreno a monte	145.94 (kNm/m)
Spinta terreno	17.32 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	29.05 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 178.34 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 78.69 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.56 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.27 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 277.01 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 106.78 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.59 (-)**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N) N = 178.34 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 78.69 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 66.07 (kNm/m)

eccentricità e = 0.37 (m)

larghezza equivalente B* = 1.91 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	16.92	(-)
Nc	28.42	(-)
N _γ	20.08	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.31	(-)
ic	0.27	(-)
i _γ	0.17	(-)

q_{lim} (carico limite unitario) = 130.28 (kN/m²)**F q_{lim}*B*/ N 1.39 (-)****CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**

δ 1.71 (mm)

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	43.82	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	14.52	(kN/m)
Inerzia terrapieno	13.71	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	82.71	(kN/m)
PP terreno a monte	78.13	(kN/m)
Spinta terreno	9.75	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	6.86	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	45.28	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	15.64	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	12.82	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	84.70	(kNm/m)
PP terreno a monte	145.94	(kNm/m)
Spinta terreno	25.82	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 177.44 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 72.05 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.56 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.38 (-)**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 256.46 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 73.75 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 3.48 (-)**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N) N = 177.44 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 72.05 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 52.40 (kNm/m)

eccentricità e = 0.30 (m)

larghezza equivalente B* = 2.06 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	16.92	(-)
Nc	28.42	(-)
N _γ	20.08	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0.35	(-)
i _c	0.31	(-)
i _γ	0.21	(-)

q_{lim} (carico limite unitario) = 158.28 (kN/m²)**F q_{lim}*B*/ N 1.84 (-)****CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**

δ 1.63 (mm)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	39.14	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	14.52	(kN/m)
Inerzia terrapieno	13.71	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	82.71	(kN/m)
PP terreno a monte	78.13	(kN/m)
Spinta terreno	8.70	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-6.86	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	40.44	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	15.64	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	38.55	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	84.70	(kNm/m)
PP terreno a monte	145.94	(kNm/m)
Spinta terreno	23.07	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 162.69 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 67.37 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.56 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.35 (-)**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 253.70 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 94.63 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.68 (-)**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N) N = 162.69 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 67.37 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 56.50 (kNm/m)

eccentricità e = 0.35 (m)

larghezza equivalente B* = 1.96 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq 16.92 (-)

Nc 28.42 (-)

Ny 20.08 (-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq 0.34 (-)

ic 0.30 (-)

iy 0.20 (-)

qlim (carico limite unitario) = 148.68 (kN/m²)**F qlim*B*/ N 1.79 (-)****CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**

δ 1.54 (mm)

13.5.2 Verifica secondo la combinazione A1+MI – statica e sismica

<u>Dati Geotecnici</u>		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20.00	26.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	15.00	15.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	15.00	15.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	ϕ_1'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γl	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γd	20.00	20.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posizione della Fondazione	H2'	0.60		(m)
	Profondità Falda	Zw	9.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	5.30		(m)
	Modulo di deformazione	E	80000	80000	(kN/m ²)
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.12		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.50		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1755		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0878		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.35	0.35	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.37	0.37	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.69	3.69	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.37	3.37	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.30	3.30	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.29	0.28	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.38	0.38	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.41	0.41	(-)

<u>Carichi Agenti</u>		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	40.00	60.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	29.90	(kN/m)
Spinta sovraccarico	44.51	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	82.71	(kN/m)
PP terreno a monte	79.44	(kN/m)
Spinta terreno	8.01	(kN/m)
Spinta sovraccarico	11.93	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	30.90	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	69.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	84.70	(kNm/m)
PP terreno a monte	147.40	(kNm/m)
Spinta terreno	21.23	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	31.61	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	182.09	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	74.41	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0.70	(-)

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.71 \quad (-)$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 284.94 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 99.89 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.85 (-)**VERIFICA DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N) N = 182.09 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 74.41 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 56.23 (kNm/m)

eccentricità e = 0.31 (m)

larghezza equivalente B* = 2.03 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
N _γ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0.35	(-)
i _c	0.33	(-)
i _γ	0.21	(-)

q_{lim} (carico limite unitario) = 341.58 (kN/m²)**F q_{lim}*B*/ N 3.81 (-)****CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**

δ 1.69 (mm)

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	45.84	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	14.52	(kN/m)
Inerzia terrapieno	13.94	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	82.71	(kN/m)
PP terreno a monte	79.44	(kN/m)
Spinta terreno	12.28	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	6.97	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	47.36	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	15.64	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	13.20	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	84.70	(kNm/m)
PP terreno a monte	147.40	(kNm/m)
Spinta terreno	32.55	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 181.41 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 74.29 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.71 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 264.65 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 76.21 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 3.47 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 181.41 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 74.29 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 51.92 (kNm/m)

eccentricità e = 0.29 (m)

larghezza equivalente B* = 2.08 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq 33.30 (-)

Nc 46.12 (-)

N_γ 48.03 (-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i_q 0.35 (-)

i_c 0.33 (-)

i_γ 0.21 (-)

q_{lim} (carico limite unitario) = 344.71 (kN/m²)

F q_{lim}*B* / N 3.95 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 1.66 (mm)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	41.08	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	14.52	(kN/m)
Inerzia terrapieno	13.94	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	82.71	(kN/m)
PP terreno a monte	79.44	(kN/m)
Spinta terreno	11.01	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-6.97	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	42.45 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Spinta passiva	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)
Inerzia muro	15.64 (kNm/m)
Inerzia terrapieno	39.22 (kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	84.70 (kNm/m)
PP terreno a monte	147.40 (kNm/m)
Spinta terreno	29.17 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00 (kNm/m)
Azioni esterne	0.00 (kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 166.19 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 69.53 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

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

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 261.27 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 97.30 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.69 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 166.19 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 69.53 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 56.23 (kNm/m)

eccentricità e = 0.34 (m)

larghezza equivalente B* = 1.97 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
N _γ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.34	(-)
ic	0.32	(-)
i _γ	0.20	(-)

qlim (carico limite unitario) = 321.59 (kN/m²)

F qlim*B* / N 3.82 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

δ 1.57 (mm)

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

(D.M. 9/1/96)

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

Rck = 35 (MPa)
 $\gamma_c = 1.5$
 $f_{cd} = 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma_c = 19.37$ (MPa)

Copriferro

c = 5.00 (cm)

Acciaio

tipo di acciaio: Fe B 44 k
 $f_{yk} = 430$ (MPa)
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 373.91$ (MPa)
 $E_s = 210000$ (MPa)
 $\epsilon_{ys} = 0.18\%$

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

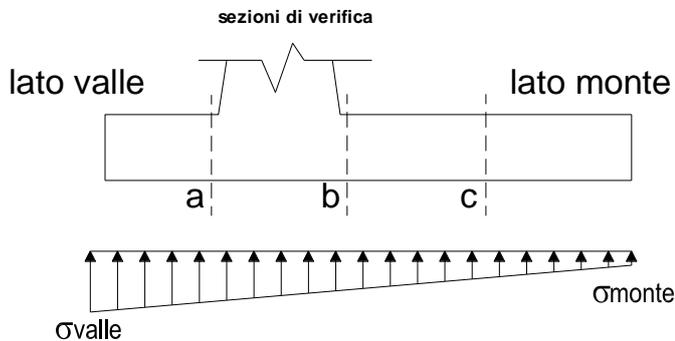
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 2.65$ (m²)

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.17$ (m³)

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	182.09	56.23	116.75	20.68
sisma+	181.41	51.92	112.82	24.09
sisma-	166.19	56.23	110.76	14.67

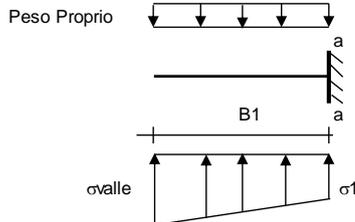


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	116.75	102.25	7.75
sisma+	112.82	99.42	7.36
sisma-	110.76	96.26	7.38



Mensola Lato Monte

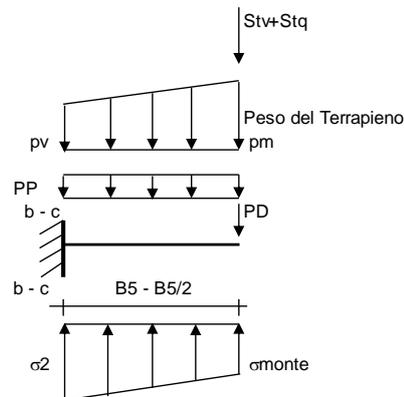
PP = 15.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

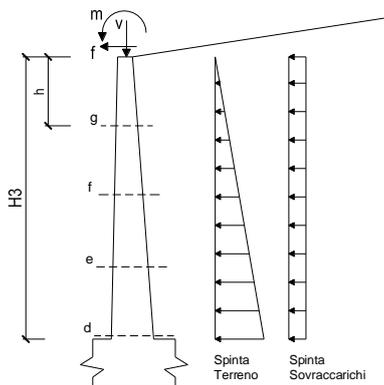
pm = 65.00 (kN/m²)
 pvb = 65.00 (kN/m²)
 pvc = 65.00 (kN/m²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (pvb + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd^2) / 2 - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	20.68	74.16	-74.57	47.42	-28.42
sisma+	24.09	73.48	-68.67	48.79	-23.94
sisma-	14.67	68.16	-60.29	41.41	-21.56



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.12	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.50	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si		<input checked="" type="radio"/> no		$r = 1$
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.1755	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.0878	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.28	(-)	0.276
	componente orizzontale	kah	=	0.26	(-)	
	componente verticale	kav	=	0.09	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.38	(-)	0.381
	componente orizzontale	kash+	=	0.36	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0.12	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.41	(-)	0.406
	componente orizzontale	kash-	=	0.38	(-)	
	componente verticale	kasv-	=	0.13	(-)	

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a\text{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_{a\text{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad (\text{con sisma})$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a\text{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_t = \frac{1}{2} K_{a\text{vert.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$N_q = K_{a\text{vert.}} \cdot q \cdot h$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{pp+\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	Nt [kN/m]	Nq [kN/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.50	17.66	48.90	0.00	66.56	7.30	13.47	0.00	42.96	63.73
e-e	1.88	7.45	27.51	0.00	34.96	4.10	10.10	0.00	31.20	45.40
f-f	1.25	2.21	12.23	0.00	14.43	1.82	6.74	0.00	20.12	28.67
g-g	0.63	0.28	3.06	0.00	3.33	0.46	3.37	0.00	9.72	13.54

condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	Nt [kN/m]	Nq [kN/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.50	39.79	0.00	0.00	9.03	48.81	10.96	0.00	0.00	46.73	57.69
e-e	1.88	16.79	0.00	0.00	4.96	21.75	6.17	0.00	0.00	33.94	40.10
f-f	1.25	4.97	0.00	0.00	2.16	7.13	2.74	0.00	0.00	21.88	24.62
g-g	0.63	0.62	0.00	0.00	0.53	1.15	0.69	0.00	0.00	10.57	11.25

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	Nt [kN/m]	Nq [kN/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.50	42.39	0.00	0.00	9.03	51.41	9.79	0.00	0.00	39.19	48.98
e-e	1.88	17.88	0.00	0.00	4.96	22.85	5.51	0.00	0.00	28.46	33.97
f-f	1.25	5.30	0.00	0.00	2.16	7.45	2.45	0.00	0.00	18.35	20.80
g-g	0.63	0.66	0.00	0.00	0.53	1.19	0.61	0.00	0.00	8.86	9.48

13.5.3 Verifiche armatura minima - paramento

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima verticale rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.6.2) pari a:

$$\rho_{\min} = 0.2\% \leq \rho$$

$$A_c = 600 \times 1000 = 600000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,v} = (10\Phi 16)/\text{m} = 2010 \text{ (armatura verticale sez.corrente)}$$

$$\rho = 2010/600000 = 0.335\% > 0.2\%$$

L'armatura minima orizzontale totale deve invece verificare i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.6.3) pari a:

$$\rho_{\min} = 0.1\% \leq \rho$$

$$A_{s,o} = (5+5)\Phi 12 /\text{m} \text{ (armatura orizzontale)}$$

$$\rho = 1130/600000 = 0.188\% > 0.1\%$$

In particolare l'armatura disposta in direzione orizzontale deve essere $A_{s,o} > 25\% A_{s,v}$; nel nostro caso:

$$A_{s,o} = 1130 \text{ mm}^2/\text{m} > 25\% A_{s,v} = 502.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

13.5.3.1 Verifica a flessione SLU – paramento

Si riporta la verifica a pressoflessione della sezione di base del paramento, di larghezza 100cm e altezza 60 cm.

Azioni sollecitanti:

$$M_{Sd} = 66.7 \text{ kNm/m} \text{ (Comb. statica)}$$

$$N_{Sd} = -63.7 \text{ kN/m} \text{ (Comb. statica)}$$

$$c_{\text{netto}} = 45 \text{ mm}$$

Si dispone un'armatura verticale costituita da $1\Phi 16/20$ sia lato terra sia lato valle.

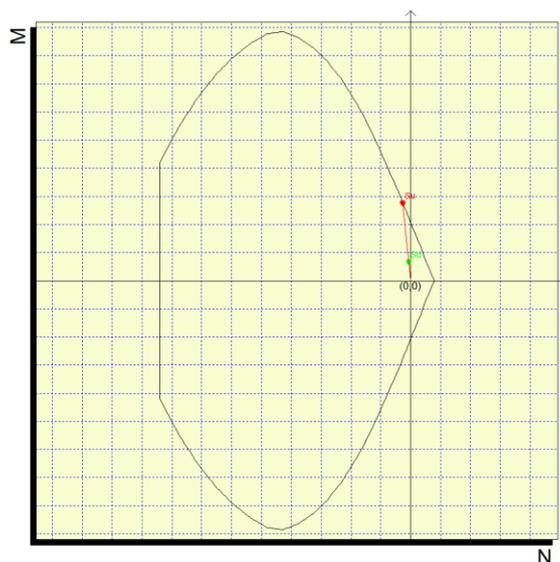


Figura 61 Dominio di resistenza M-N – sezione di base del paramento

$$M_{Rd} = 224.2 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Rd} = - 63.7 \text{ kN/m}$$

$$c.s. = 3.36$$

13.5.3.2 Verifica a flessione SLE – paramento

Si riportano le verifiche a pressoflessione della sezione di base del paramento in condizioni statiche SLE.

B	H	A _f	A' _f	M _{SLE}	N _{SLE}	σ _c	σ _f	w _k
100	60	Φ16/2	Φ16/20	46.2	-57.6	1.50	63.2	Non fess.

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm/m], tensioni [N/mm²], fessure [mm]

13.5.3.3 Verifica a taglio SLU – paramento

$$V_{Sd} = 51 \text{ kN/m (Comb.sismica)}$$

Si riporta la verifica a taglio della sezione alla base del paramento, in assenza di armatura specifica a taglio.

Elemento	[-]	Paramento	
Sezione	[-]	base	
γ _C	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R _{ck}	[N/mm ²]	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f _{ck}	[N/mm ²]	28	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
b _w	[mm]	1000	Larghezza sezione
d	[mm]	540	Altezza utile sezionale
σ _{cp}	[N/mm ²]	0.082	Sforzo medio di compressione
A _s	[mm ²]	1005	Armatura tesa
ρ _L	[-]	0.0019	Rapporto geometrico di armatura
k	[-]	1.61	Vedi NTC2008
V _{Rd}	[kN]	187	Taglio resistente di progetto
V _{Rd,min}	[kN]	211	Taglio resistente minimo
V _{Rd,eff}	[kN]	211	Taglio effettivo resistente di progetto
V _{Sd}	[kN]	55	Taglio sollecitante di progetto
F _s	[-]	3.81	Coefficiente di sicurezza

La verifica a taglio risulta soddisfatta, senza l'integrazione di armatura specifica a taglio.

13.5.4 Verifiche armatura minima – fondazione

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima di trazione rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.3.1) pari a:

$$A_{s,min} = 0.26 f_{ctm}/f_{yk} b_t d > 0.13\% b_t d$$

risultando, per l'armatura di trazione disposta nella sezione corrente:

$$d = 540 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 883 \text{ mm}^2 > 702 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,eff} = 5\Phi 16 = 1005 \text{ mm}^2 > 883 \text{ mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

13.5.4.1 Verifica a flessione SLU – fondazione

Si verifica la sezione più sollecitata della platea di fondazione, ovvero la sezione a filo paramento (lato monte), di larghezza 100cm e altezza 60 cm.

Azioni sollecitanti:

$$M_{Sd} = -74.6 \text{ kNm/m (Comb. statica)}$$

Si dispone un'armatura costituita da 1Φ16/20 sia superiormente sia inferiormente.

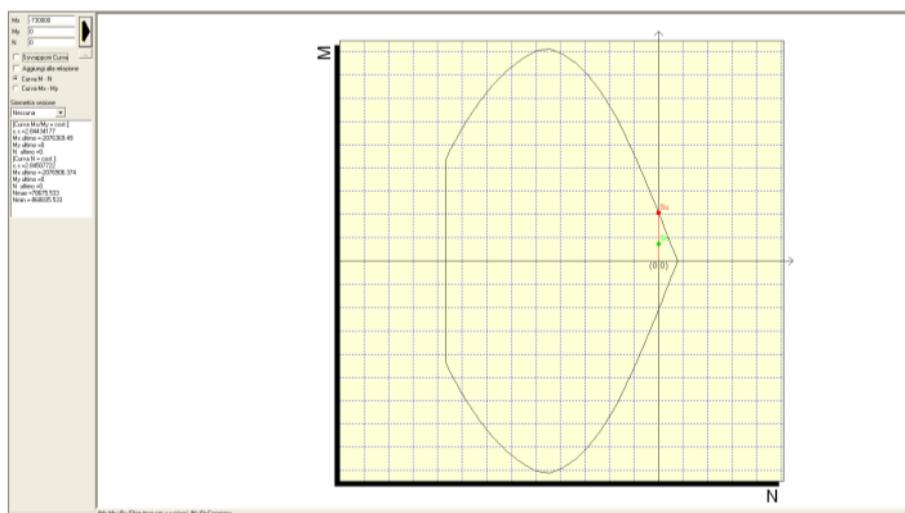


Figura 62 Dominio di resistenza M-N fondazione – sezione a filo paramento

$$M_{Rd} = -207.7 \text{ kNm/m}$$

$$c.s. = 2.78$$

13.5.4.2 Verifica a flessione SLE – fondazione

Si riportano le verifiche a flessione della sezione B in condizioni statiche SLE.

B	H	A _f	A' _f	M _{SLE}	σ _c	σ _f	w _k
100	60	Φ16/20	Φ16/20	-39	1.25	76.2	Non fess.

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm/m], tensioni [N/mm²], fessure [mm]

13.5.4.3 Verifica a taglio SLU – fondazione

$V_{Sd} = 68 \text{ kN/m}$ (Comb.statica)

Si riporta la verifica a taglio della sezione di fondazione a filo paramento, in assenza di armatura specifica a taglio.

Elemento	[-]	Fondazione	
Sezione	[-]	Sez. b	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R_{ck}	[N/mm ²]	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	28	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
d	[mm]	540	Altezza utile sezionale
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.000	Sforzo medio di compressione
A_s	[mm ²]	1005	Armatura tesa
ρ_L	[-]	0.0019	Rapporto geometrico di armatura
k	[-]	1.61	Vedi NTC2008
V_{Rd}	[kN]	181	Taglio resistente di progetto
$V_{Rd,min}$	[kN]	204	Taglio resistente minimo
$V_{Rd,eff}$	[kN]	204	Taglio effettivo resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	68	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	3.00	Coefficiente di sicurezza

La verifica risulta soddisfatta.

13.6 Verifica di stabilità globale

13.6.1 Tipo di verifiche

Stati Limite Ultimi

La verifica agli stati limite ultimi per le opere in materiali sciolti e per fronti di scavo, in accordo a quanto definito nel § 6.4.3.1 delle NTC2008, deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1, così definita:

- Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella Tabella 10 sottostante:

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 10: Coefficienti parziali di sicurezza per opere in materiali sciolti (Tab. 6.8.I, NTC2008)

Nel caso specifico, il fattore $\gamma_R=1.1$ è da applicare al valore di resistenza globale ottenuto dall'analisi di stabilità eseguita; questo si traduce, in pratica, nella necessità di ottenere dall'analisi stessa un fattore di sicurezza minimo:

$$FS=1.1$$

affinchè la verifica sia soddisfatta in termini di normativa.

Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

L'analisi delle condizioni di stabilità in condizioni sismiche dei muri di contenimento è stata eseguita mediante un metodo di calcolo all'equilibrio limite pseudostatico, come previsto dal DM2008.

Considerando la natura provvisoria dell'opera, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

è calcolata considerando un periodo di ritorno di 10 anni.

le NTC 2008 prevedono, al par. 7.11.3.5.2, che in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

I parametri di progetto sono dunque:

$$\frac{a_g}{g} = 0.117$$

$$S_S=1.5$$

$$S_T=1$$

da cui $a_{max}=0.1755$

I valori di β_s sono riportati di seguito in funzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, a_g/g :

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g/g \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g/g \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g/g \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 11 - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tab. 7.11.I)

Nel caso in esame, essendo la categoria di sottosuolo B (cfr. “Relazione sismica” allegata al presente progetto esecutivo, elab. 104C_C16166_NV02_00_E_RH_GE_01120) si è assunto pertanto:

$$\beta_s = 0.24$$

da cui consegue:

$$k_h = 0.042$$

$$k_v = \pm 0.021$$

In presenza del sisma, si applica al carico variabile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.2$ (NTC 2008, par. 3.2.4) per cui $q_{\text{sismico}} = 4 \text{ kPa}$

13.6.2 Sezione rappresentativa

Fra le sezioni descritte nei paragrafi precedenti, la più critica in termini di stabilità è quella descritta nel § 13.3, in quanto, tra quelle in progetto, presenta sia paramento di massima altezza, sia massimo rapporto altezza paramento/larghezza fondazione.

Dal prospetto risulta che l'altezza massima effettiva del paramento, che peraltro verrà adottata nella presente verifica, è pari a 6.13m.

13.6.3 Calcolo e verifica delle superfici di rottura critiche

Ipotesi di calcolo

Le verifiche di stabilità sono condotte mediante l'utilizzo del programma TALREN 5, sviluppato da Terrasol (vedi § 2.1.3, [2]).

Il programma consente la valutazione del coefficiente di sicurezza di stabilità globale operando secondo i metodi classici dell'equilibrio limite.

La verifica di stabilità globale è stata condotta sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche, assumendo le seguenti ipotesi:

- risoluzione del problema con il metodo di Bishop semplificato, con superfici di rottura circolari;
- modellazione del terreno mediante criterio di rottura Mohr-Coulomb, con parametri $\gamma_{\text{terr}}=20 \text{ KN/m}^3$, $\phi'=\arctan((\tan 35)^\circ/1.25)=29.256^\circ$ e $c'=0 \text{ kPa}$;

- modellazione del muro come un terreno con caratteristiche di resistenza (coesione) molto elevata in modo da non considerare superfici di scivolamento che lo attraversino;
- inserimento di un carico uniformemente distribuito ($q=20 \times 1.3=26$ kPa in condizione statica e $q=20 \times 0.2=4$ kPa in condizione sismica), posto sul terrapieno a monte per una larghezza di 5m;

13.6.4 Risultati delle verifiche

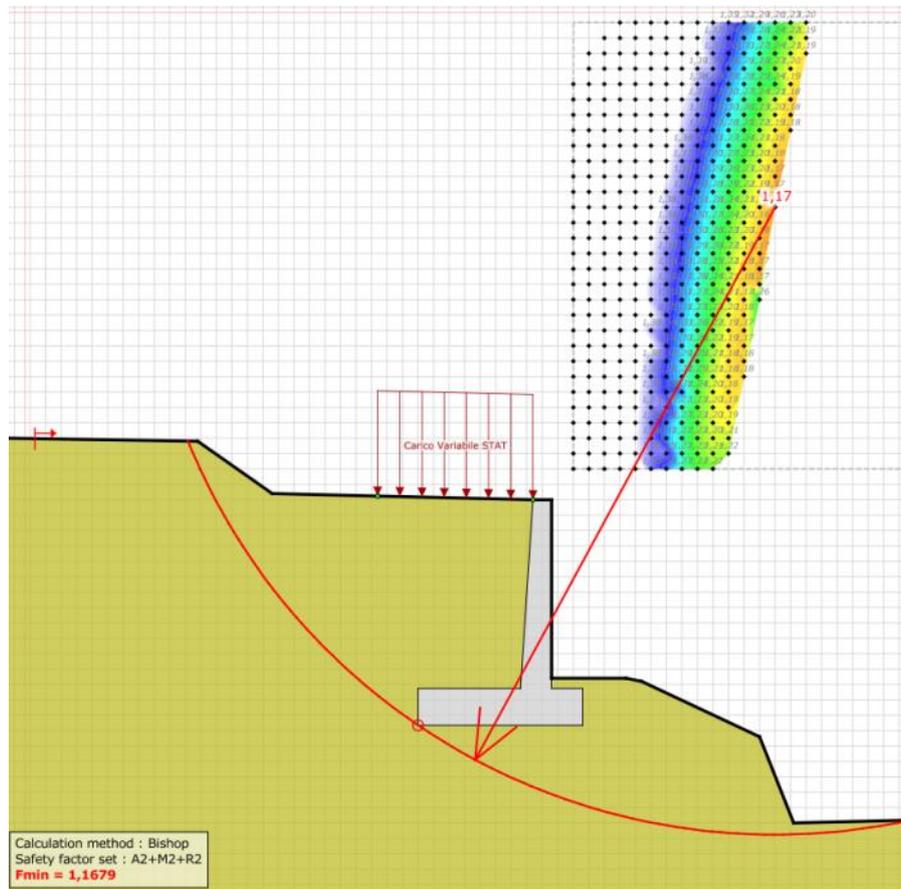


Figura 63: Analisi di stabilità globale per la condizione Statica: $FS_{\min}=1.17$

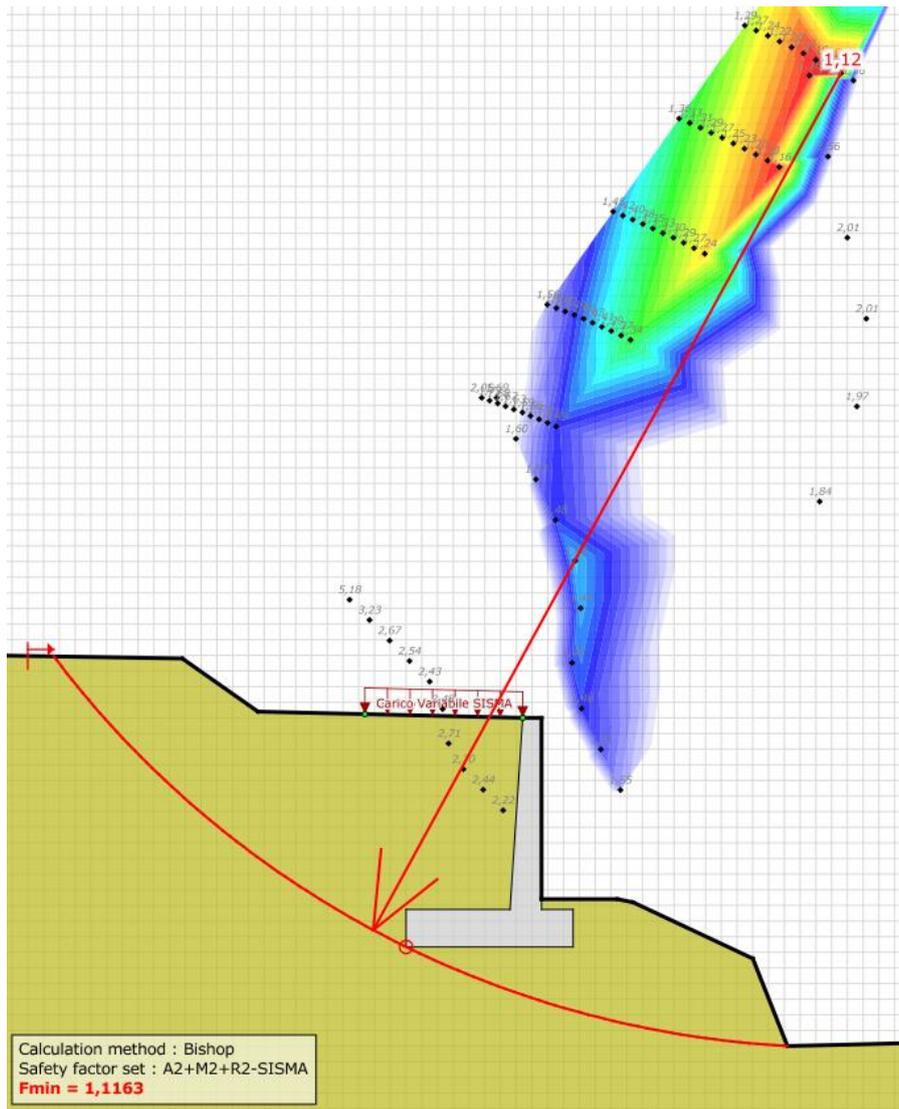


Figura 64: Analisi di stabilità globale per la condizione Sismica: $FS_{\min}=1.12$

14. VERIFICHE DEI MANUFATTI PREFABBRICATI TIPO GEOBLOCCHI DEFINITIVI

14.1 Verifiche secondo NTC 2008 dei manufatti prefabbricati tipo geoblocchi

In ottemperanza alle disposizioni dettate dalle “Norme tecniche per le costruzioni” (DM 14.01.2008, Cap. 6.5 riferito alle Opere di Sostegno) e dalla Circolare esplicativa del 29.02.2009, i blocchi in manufatti prefabbricati sono da verificare secondo i seguenti stati limite ultimi (SLU):

- verifica di stabilità globale;
- verifica di scorrimento sul piano di posa;
- verifica a ribaltamento;
- verifica di resistenza strutturale interna.

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati per ciascuna verifica sono descritti nei successivi paragrafi.

Le verifiche sono state condotte sulla sezione di maggiore altezza, che sono così intese in funzione del tipo di verifica:

- per la verifica di stabilità globale, si è considerato l'intero rilevato, nella configurazione più alta (1m di altezza della scarpata a tergo dell'opera di sostegno, la quale risulta avere una pendenza 2:3); inoltre si è considerato sul terrapieno a tergo dei blocchi prefabbricati un carico uniformemente distribuito pari a 20 kPa per considerare la presenza dei mezzi transitanti sulla pista.

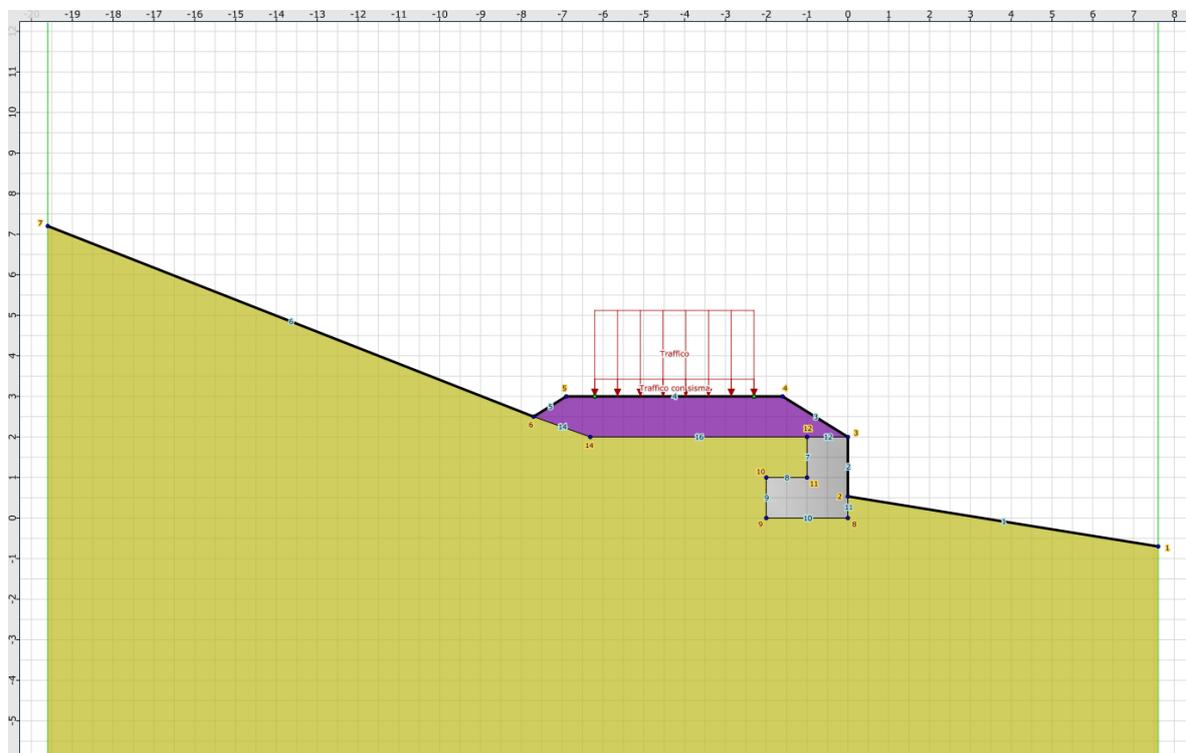


Figura 65 Sezione di riferimento per le verifiche di stabilità globale

- per le restanti verifiche che interessano la singola opera di sostegno, si è considerato lo schema proposto in Figura 66:

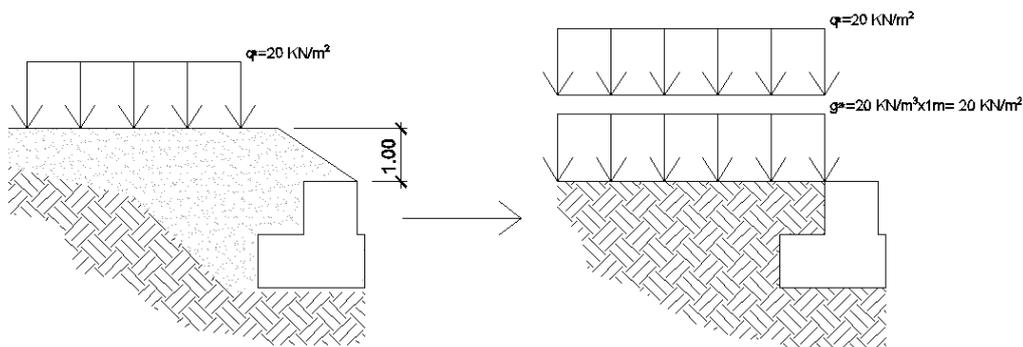


Figura 66 Sezione di riferimento per le verifiche sulla singola opera di sostegno

L'opera di sostegno ha lo scopo di contenere una superficie che è inizialmente inclinata con l'angolo ε e successivamente orizzontale. Nelle verifiche si considera la parte eccedente di rilevato al di sopra dei blocchi come un sovraccarico fittizio uniformemente distribuito. Tale ipotesi è giustificata dal fatto che il tratto orizzontale ricopre l'intero volume di terreno investito dal cuneo di spinta attiva (Figura 66).

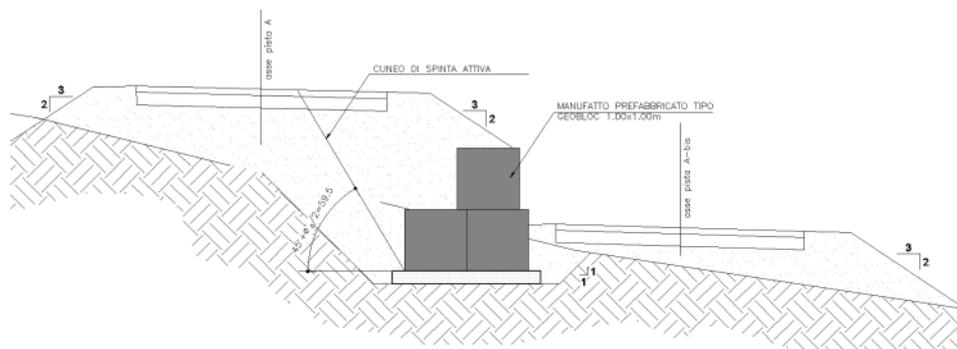


Figura 67: definizione del cuneo di spinta attiva

14.2 Caratteristiche dei manufatti prefabbricati tipo Geobloc

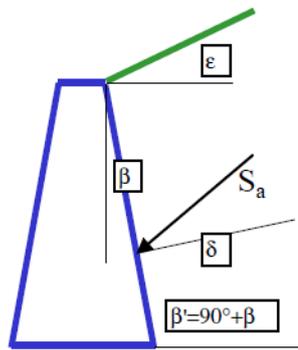
I blocchi hanno dimensioni 100x100x100 cm e peso pari a 18 KN ciascuno. L'alleggerimento avviene mediante l'inserimento di cavità. Sono inoltre presenti riseghe per l'incastro.

14.3 Definizione delle azioni

- Spinta delle terre

Essendo i blocchi un'opera di sostegno flessibile, si è considerato, come spinta delle terre sul paramento di monte, la spinta attiva.

Il coefficiente di spinta è stato calcolato mediante la formula di Coulomb. I parametri considerati e la formula utilizzata sono riportati di seguito.



Spinta attiva

β	δ	ε
0°	17.5°	0°

Formula di Coulomb per il calcolo della spinta attiva in campo statico:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Il coefficiente di spinta attiva vale:

$$k_{a_M1} = 0.25 \quad (\text{con } \phi' = 35^\circ)$$

$$k_{a_M2} = 0.31 \quad (\text{con } \phi' = \arctan((\tan 35^\circ)^\circ / 1.25) = 29.256^\circ)$$

La spinta sull'altezza di 2m, calcolata come $S_{\text{terr}} = K_a \cdot \gamma_{\text{terr}} \cdot (h^2/2)$, vale:

	coefficiente sui materiali M1	coefficiente sui materiali M2
S_{terr} [KN]	9.84	12.30
S_{terr_h} [KN]	9.39	11.73
S_{terr_v} [KN]	2.96	3.70

Nella tabella sono riportate anche le componenti orizzontale e verticale della spinta S_h ed S_v .

La spinta così calcolata può essere applicata ad un'altezza z_{terr} pari a:

$$z_{\text{terr}} = 2/3 = 0.67\text{m}$$

- Spinta per effetto del carico permanente a tergo (rinterro)

Il carico permanente a tergo è pari a $g_k = 20 \text{ KN/m}^2$.

Considerando che il coefficiente di spinta attiva vale:

$$k_{a_M1} = 0.25$$

$$k_{a_M2} = 0.31$$

la spinta del carico permanente sull'altezza di 2m, calcolata come $S_g = K_a \cdot g_k \cdot h$ vale:

	coefficiente sui materiali M1	coefficiente sui materiali M2
S [KN]	9.84	12.30
$S_{g,h}$ [KN]	9.39	11.73
$S_{g,v}$ [KN]	2.96	3.70

La spinta così calcolata può essere applicata ad un'altezza z_g pari a:

$$z_q = 2/2 = 1 \text{ m}$$

- Spinta per effetto del carico variabile a tergo

Il carico variabile a tergo è pari a $q_k = 20 \text{ KN/m}^2$.

Considerando che il coefficiente di spinta attiva vale:

$$k_{a,M1} = 0.25$$

$$k_{a,M2} = 0.31$$

la risultante orizzontale della spinta del carico variabile sull'altezza di 2m, calcolata come $S_q = K_a \cdot q_k \cdot h$ vale:

	coefficiente sui materiali M1	coefficiente sui materiali M2
S [KN]	9.84	12.30
$S_{q,h}$ [KN]	9.39	11.73
$S_{q,v}$ [KN]	2.96	3.70

La spinta così calcolata può essere applicata ad un'altezza z_q pari a:

$$z_q = 2/2 = 1 \text{ m}$$

- Peso dei manufatti prefabbricati tipo geobloc

Se si considera il peso di volume unitario dei blocchi pari a 18 KN/m^3 , il peso totale per un metro lineare di 2m di altezza è pari a

$$V_{\text{blocchi}} = 3 \times 18 = 54 \text{ KN/m}^3$$

Il baricentro è posizionato alla seguente distanza rispetto allo spigolo di valle:

$$x_G = \frac{\sum x_i V_i}{V} = \frac{18 \cdot 0,5 \cdot 1,0 + 0,65 \cdot 1 + 1,5 \cdot 1}{18 \cdot 3} = 0,88 \text{ m}$$

- Peso proprio del terreno sopra i geoblocchi

Al di sopra dei geoblocchi il peso proprio del terreno è assunto cautelativamente pari a:

$$V_{\text{terr}} = \gamma_{\text{terr}} \cdot A = 20 \cdot 1,0 = 20 \text{ KN/m}$$

- Azione sismica

Considerando la natura provvisoria dell'opera, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

è calcolata considerando un periodo di ritorno di 10 anni.

le NTC 2008 prevedono, al par. 7.11.3.5.2, che in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

I parametri di progetto sono dunque:

$$\frac{a_g}{g} = 0.117$$

$$S_S = 1.5$$

$$S_T = 1$$

da cui $a_{max} = 0.1755$

I valori di β_s sono riportati di seguito in funzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, a_g/g :

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g/g \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g/g \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g/g \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 12 - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tab. 7.11.I, doc. rif.)

Nel caso in esame, essendo la categoria di sottosuolo B (cfr. "Relazione sismica" allegata al presente progetto esecutivo, elab. 104C_C16166_NV02_00_E_RH_GE_01120) si è assunto pertanto:

$$\beta_s = 0.24$$

dal che consegue:

$$k_h = 0.042$$

$$k_v = \pm 0.021$$

In presenza del sisma, si applica al carico variabile un coefficiente di combinazione $\psi_2 = 0.2$ (NTC 2008, par. 3.2.4) per cui $q_{sismico} = 4 \text{ kPa}$

Per l'opera in esame si adotta quindi un metodo di calcolo pseudo-statico, considerando le seguenti risultanti di spinta sismica orizzontale:

- le forze di inerzia relative ai blocchi:

$$F_h = k_h W = 0.042 \cdot 18 \cdot 3 = 2.3 \text{ KN/m}$$

- la sovraspinta del terreno a tergo:

$$\Delta F_{h_1} = k_h \gamma H^2 = 0.042 \cdot 20 \cdot 2^2 = 3.4 \text{ KN/m}$$

Complessivamente, la sovraspinta orizzontale in condizioni sismiche è pari a:

$$\Delta S_{h_sisma} = 2.3 + 3.4 = 5.7 \text{ KN/m}$$

Tale sovraspinta agisce a quota $z_{sisma} = 0.94 \text{ m}$ rispetto ad intradosso fondazione.

14.4 Verifica di stabilità globale

14.4.1 Coefficienti per la sicurezza

La verifica è stata eseguita con riferimento allo Stato Limite Ultimo, Approccio 1 (GEO) – combinazione 2 (A2+M2+R2) utilizzando i seguenti coefficienti parziali:

		A2+M2+R2
Azioni A	Permanenti FAV	1.0
	Permanenti SFAV	1.0
	Variabili FAV	0.0
	Variabili SFAV	1.3
Resistenze M	$\tan\phi'$	1.25
Resistenza globale R	Stabilità globale per “Opere di materiali sciolti”	1.1

Tabella 13: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale del pendio

14.4.2 Verifica

La verifica di stabilità globale del pendio per la sezione riportata in Figura 65 è stata condotta mediante l'utilizzo del programma TALREN 5, sviluppato da Terrasol (vedi § 2.1.3, [2]).

Il programma consente la valutazione del coefficiente di sicurezza di stabilità globale operando secondo i metodi classici dell'equilibrio limite.

La verifica di stabilità globale è stata condotta sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche, assumendo le seguenti ipotesi:

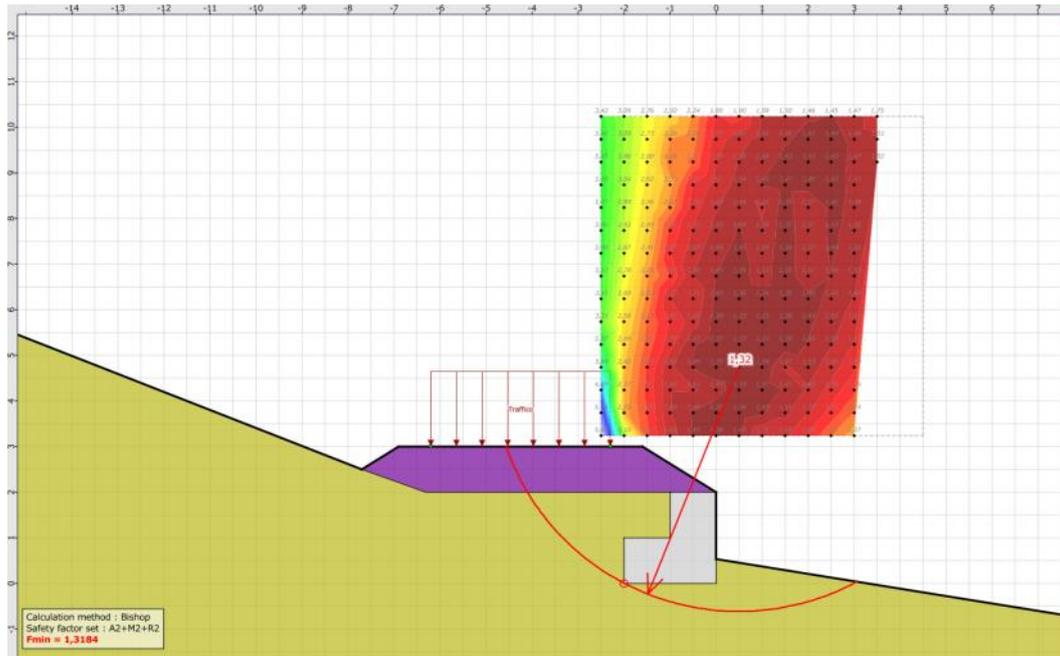
- risoluzione del problema con il metodo di Bishop semplificato, con superfici di rottura circolari;
- modellazione del terreno mediante criterio di rottura Mohr-Coulomb, con parametri $\gamma_{terr} = 20 \text{ KN/m}^3$, $\phi' = \arctan((\tan 35)^\circ / 1.25) = 29.256^\circ$ e $c' = 0 \text{ kPa}$;
- modellazione del rilevato mediante criterio di rottura Mohr-Coulomb, con parametri $\gamma_{terr} = 20 \text{ KN/m}^3$, $\phi' = \arctan((\tan 38)^\circ / 1.25) = 32^\circ$ e $c' = 0 \text{ kPa}$;
- modellazione dei blocchi in calcestruzzo come un terreno con caratteristiche di resistenza (coesione) molto elevata in modo da non considerare superfici di scivolamento che lo attraversino;

- inserimento di un carico uniformemente distribuito ($q=20 \times 1.3=26$ kPa in condizione statica e $q=20 \times 0.2=4$ kPa in condizione sismica), posto sul terrapieno a monte dei blocchi ad una distanza di 0.7m rispetto ai limiti della scarpata.

La ricerca della superficie di scorrimento critica avviene per tentativi, imponendo il passaggio della superficie di scorrimento in corrispondenza di determinati punti; la superficie critica risulta essere quella passante per lo spigolo di monte.

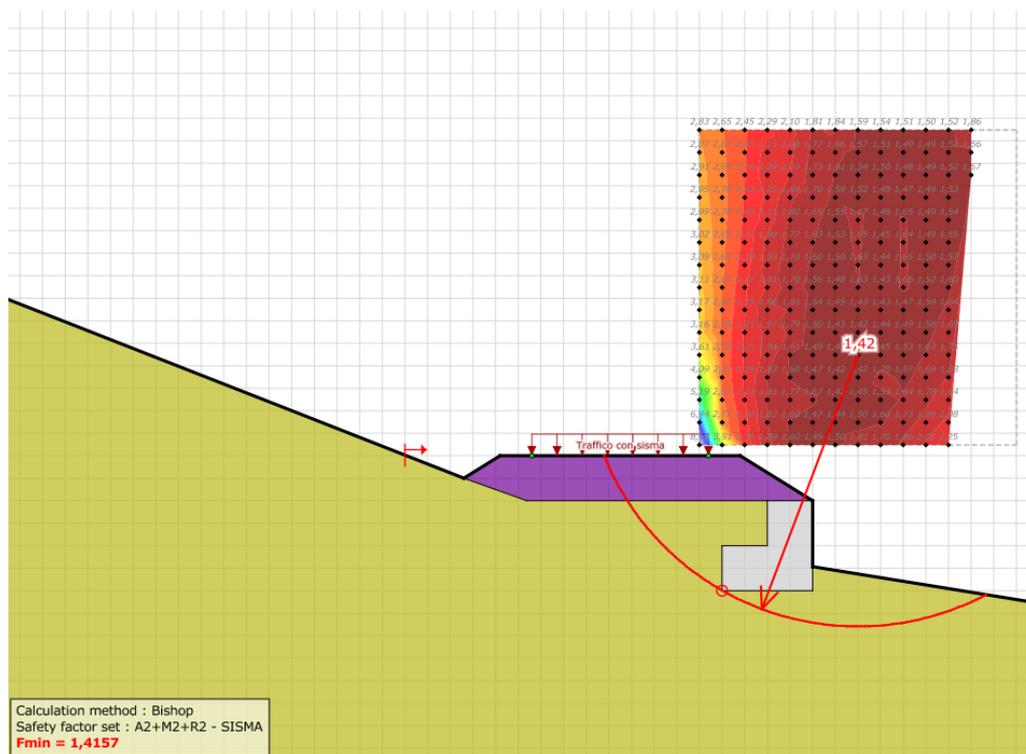
In condizione statica, ad essa corrisponde il coefficiente di sicurezza globale minimo pari a

$$FS=1.32 > FS_{\min}=\gamma_{R2}=1.1$$



In condizione sismica, ad essa corrisponde il coefficiente di sicurezza globale minimo pari a

$$FS=1.42 > FS_{\min}=\gamma_{R2}=1.1$$



14.5 Verifica allo scorrimento

14.5.1 Coefficienti parziali di sicurezza

La verifica allo scorrimento lato terreno è stata eseguita con riferimento allo stato limite ultimo Approccio 2 (A2+M2+R2), utilizzando i seguenti coefficienti parziali:

		A2+M2+R2
Azioni A	Permanentì FAV*	1.0
	*Si assume che i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti	
	Permanentì SFAV*	1.0
	*Si assume che i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti	
	Variabili SFAV	0.0
	Variabili SFAV	1.3
Resistenza terreno M	$\tan \phi'$	1.25
Resistenza R	Scorrimento	1.0

Tabella 14: Coefficienti parziali per la verifica a scorrimento

14.5.2 Verifica

La risultante orizzontale a tergo dei blocchi è data dalla somma delle componenti orizzontali della spinta del terreno, considerando anche l'effetto del carico variabile.

Condizioni statiche

	A2+M2
--	-------

S_{terr_h} [KN]	11.73
S_{terr_v} [KN]	3.70

	A2+M2
S_{g_h} [KN]	11.73
S_{g_v} [KN]	3.70

	A2+M2
S_{q_h} [KN]	$1.3 \cdot 11.73 = 15.25$
S_{q_v} [KN]	0

$$V_{blocchi} = 3 \times 18 = 54 \text{ KN/m}$$

$$V_{terr} = \gamma_{terr} \cdot A = 20 \cdot 1.0 = 20 \text{ KN/m}$$

$$H_{Ed} = S_{terr_h} + S_{g_h} + S_{q_h} = 11.73 + 11.73 + 15.25 = 38.71$$

$$H_{Rd} = (V_{blocchi} + V_{terr} + S_{terr_v} + S_{g_v}) \cdot \tan 29^\circ = (54 + 20 + 3.70 + 3.70) \cdot \tan 29^\circ = 45 \text{ KN/m}$$

$$H_{Rd}/H_{Ed} = 1.16 > \gamma_{R2} = 1 \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Condizioni sismiche

	A2(=1)+M2
S_{terr_h} [KN]	11.73
S_{terr_v} [KN]	3.70

	A2(=1)+M2
S_{g_h} [KN]	11.73
S_{g_v} [KN]	3.70

	A2(=1)+M2
S_{q_h} [KN]	$1.0 \cdot 2.35 = 2.35$
S_{q_v} [KN]	0

$$V_{blocchi} = 3 \times 18 = 54 \text{ KN/m}^3$$

$$V_{terr} = \gamma_{terr} \cdot A = 20 \cdot 1.0 = 20 \text{ KN/m}$$

$$\Delta S_{h_sisma} = 5.7 \text{ KN/m}$$

$$H_{Ed} = S_{terr_h} + S_{g_h} + S_{q_h} + \Delta S_{h_sisma} = 11.73 + 11.73 + 2.35 + 5.7 = 31.51 \text{ KN/m}$$

$$H_{Rd} = (V_{blocchi} + V_{terr} + S_{terr_v} + S_{g_v}) \cdot \tan 29^\circ = (54 + 20 + 3.70 + 3.70) \cdot \tan 29^\circ = 45 \text{ KN/m}$$

$H_{Rd}/H_{Ed}=1.42 > \gamma_{R2}=1 \rightarrow$ Verifica soddisfatta

14.6 Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento è stata eseguita con riferimento allo Stato Limite Ultimo EQU (Aequ+M2+R2) utilizzando i seguenti coefficienti parziali:

		A2+M2+R2
Azioni A	Permanenti FAV* *Si assume che i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti	0.9
	Permanenti SFAV* *Si assume che i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti	1.1
	Variabili SFAV	0.0
	Variabili SFAV	1.5
Resistenza terreno M	$\tan \phi'$	1.25
Resistenza R	Scorrimento	1.0

Poiché in condizione sismica i coefficienti sulle azioni sono pari all'unità, risulta più gravosa la verifica in condizioni statiche, dove la spinta del carico variabile viene amplificata per il fattore 1.5.

	A_{EQU+M2}	braccio [m]
S_{terr_h} [KN]	$1.1 \cdot 11.73 = 12.9$	0.67

	A_{EQU+M2}	braccio [m]
S_{g_h} [KN]	$1.1 \cdot 11.73 = 12.9$	1

	A_{EQU+M2}	braccio [m]
S_{q_h} [KN]	$1.5 \cdot 11.73 = 15.25$	1

$V_{blocchi} = 0.9 \cdot 3 \cdot 18 = 48.6$ KN/m, $b_{Vblocchi} = 0.88$ m

$V_{terr} = 0.9 \cdot \gamma_{terr} \cdot A = 0.9 \cdot 20 \cdot 1.0 = 18$ KN/m, $b_{Vterr} = 1.5$ m

Il momento stabilizzante che si contrappone al ribaltamento del muro è la somma dei momenti provenienti dai carichi verticali (peso dei blocchi e del terreno). Tale momento, calcolato rispetto al punto spigolo di valle della fondazione, è pari a:

$M_{Rd} = 48.6 \cdot 0.88 + 18 \cdot 1.5 = 69.8$ KNm/m

Il momento instabilizzante dovuto all'azione ribaltante è pari a:

$M_{Ed} = 12.9 \cdot 0.67 + 12.9 \cdot 1 + 15.25 \cdot 1 = 36.8$ KNm/m

$M_{Rd}/M_{Ed} = 1.9 > \gamma_{R2} = 1 \rightarrow$ Verifica soddisfatta

14.7 Verifica a scorrimento lato struttura

La verifica di scorrimento tra blocco e blocco è una verifica di tipo strutturale (SLU-STR), pertanto si adottano i seguenti coefficienti parziali:

		A1+M1+R1
Azioni A	Permanenti FAV* *Si assume che i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti	1.0
	Permanenti SFAV* *Si assume che i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti	1.3
	Variabili SFAV	0.0
	Variabili SFAV	1.5
Resistenza terreno M	$\tan \phi'$	1.0
Resistenza R	Scorrimento	1.0

Per verificare lo scivolamento di una parte del muro in blocchi rispetto alla parte sottostante, è necessario calcolare le tensioni tangenziali tra uno strato e l'altro e confrontarle con la resistenza a taglio dei blocchi, che è data dalla resistenza di attrito che si sviluppa per effetto delle riseghe per l'incastro presente sulle superfici.

L'indentatura sulla superficie del blocco ha la seguente geometria:

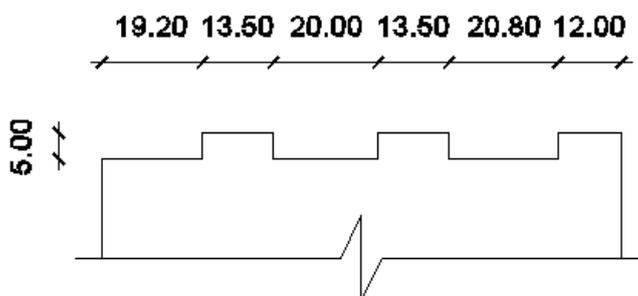


Figura 68: geometria indentatura (12/13,5x5x97 cm)

La profondità delle riseghe è pari a:

$$L=97\text{cm}$$

Per l'indentatura schematizzata in Figura 68 si adotta la resistenza a scorrimento fra le superfici pari a:

La resistenza a taglio del solo calcestruzzo (calcolata cautelativamente con $f_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$) è (NTC2008, §4.1.2.1.3.1):

$$k_{\min}=1+(200/d)^{1/2}=1+(200/135)^{1/2}=2.2 \text{ pertanto } k=2$$

$$v_{\min}=0.035 \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2}=0.49 \text{ N/mm}^2$$

Per valutare il taglio sollecitante, si calcola la quota parte di spinta agente all'interfaccia.

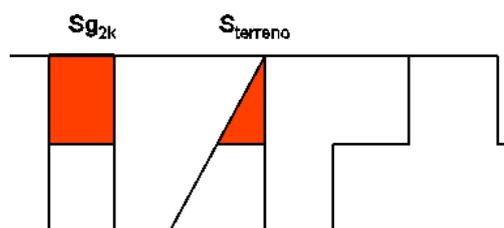


Figura 69: rappresentazione schematica della quota parte di spinte agente all'interfaccia

	A1+M1	Sisma	z [m]
$S_{terr,h}$ [KN/blocco]	$1.3 \cdot 9.39/4=3.1$	$9.39/4=2.3$	$1/3=0.33$
	A1+M1	Sisma	z [m]
$S_{g,h}$ [KN/blocco]	$1.3 \cdot 9.39/2=6.1$	$9.39/2=4.7$	$1/2=0.5$

	Sisma	z [m]
$\Delta S_{h,sisma}$ [KN/blocco]	$5.7/2 \cdot 1=2.85$	$1/2=0.5$

Si è trascurata la presenza del carico variabile in quanto esterna al cuneo di spinta relativo al primo blocco.

Verifica in condizioni statiche

Le sollecitazioni all'interfaccia in condizioni statiche risultano:

$$V_{Ed}=3.1+6.1=9.2 \text{ KN/blocco}$$

$$M_{Ed}=3.1 \cdot 0.33+6.1 \cdot 0.5=4 \text{ KNm/blocco}$$

$$N_{Ed}=18 \text{ KN}$$

$$e=M/N=0.22\text{m}$$

$$B'=B-2e=1-2 \cdot 0.22=0.56 \text{ m}$$

Essendo la larghezza ridotta pari a 0.56m si effettua la verifica considerando la presenza di un solo dente, pertanto:

$$V_{Rd} = v_{min} \cdot d \cdot L = 0.49 \cdot 100 \cdot 970 = 47 \text{ KN/blocco} > V_{Ed} = 9.2 \text{ KN/blocco} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Verifica in condizioni sismiche

Le sollecitazioni all'interfaccia in condizioni statiche risultano:

$$V_{Ed}=2.3+4.7+2.85=9.9 \text{ KN/blocco}$$

$$M_{Ed}=2.3 \cdot 0.33+4.7 \cdot 0.5+2.85 \cdot 0.5=4.5 \text{ KNm/blocco}$$

$$N_{Ed}=18 \text{ KN}$$

$$e=M/N=0.25\text{m}$$

$$B'=B-2e=1-2 \cdot 0.25=0.50 \text{ m}$$

Essendo la larghezza ridotta pari a 0.50 m si effettua la verifica considerando la presenza di un solo dente, pertanto:

$$V_{Rd} = v_{min} \cdot d \cdot L = 0.49 \cdot 100 \cdot 970 = 47 \text{ KN/blocco} > V_{Ed} = 9.9 \text{ KN/blocco} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

15. VERIFICHE DEI MANUFATTI PREFABBRICATI TIPO GEOBLOCCHI PROVVISORIALI

15.1 Geoblocchi per torre provvisoria intermedia tra UP8 e UP9

Di seguito si riportano i calcoli di verifica strutturale e geotecnica dei muri a gravità in geoblocchi provvisoriali per la formazione del piano di posa della pila provvisoria tra le pile definitive UP8 e UP9.

Nelle figure sottostanti si riportano, planimetria, profilo e sezioni del muro.

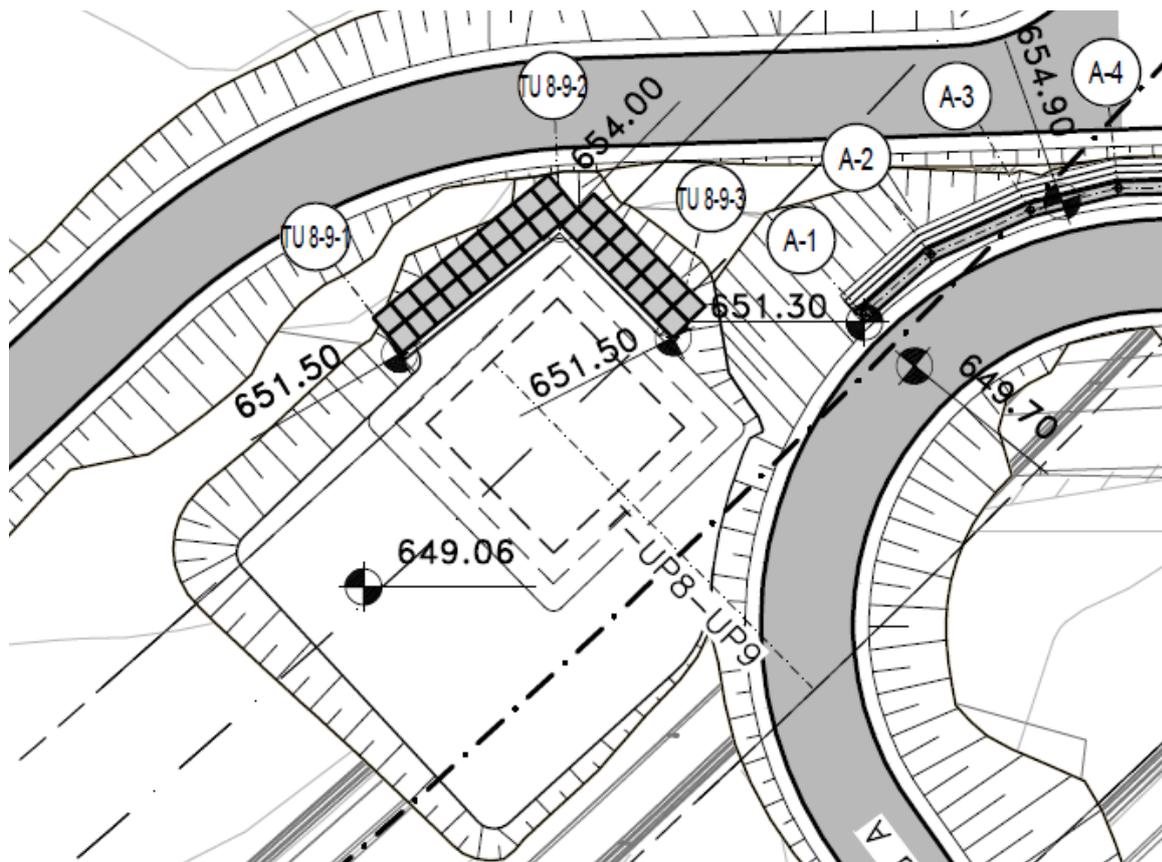


Figura 70: Muri in geoblocchi tra la UP8 e la UP9 – Stralcio planimetrico

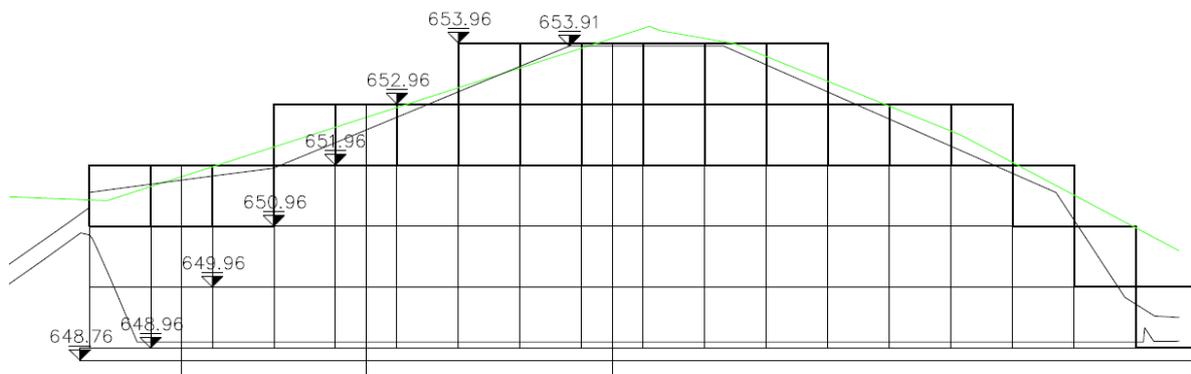


Figura 71: Muri in geoblocchi tra la UP8 e la UP9 – Profilo

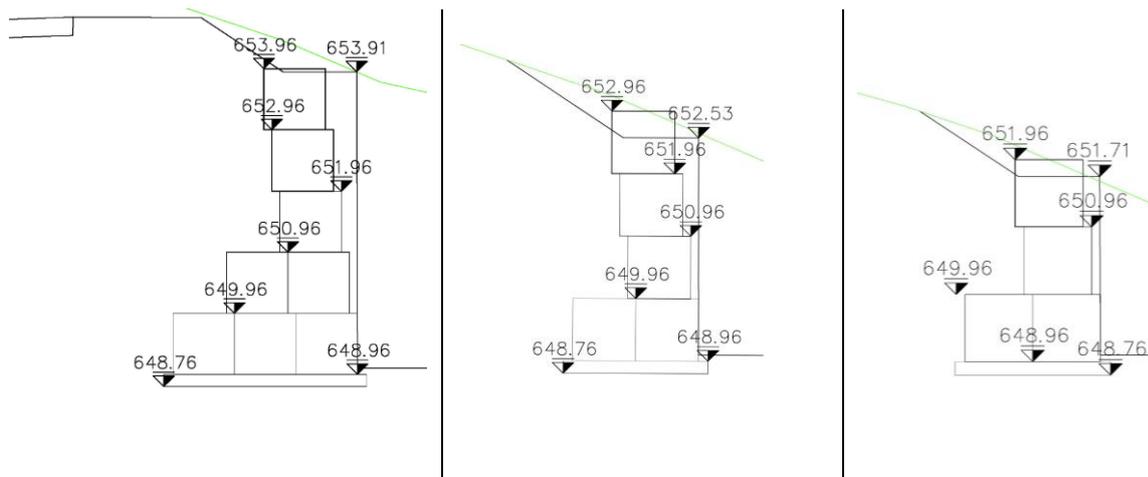


Figura 72: Muri in geoblocchi tra la UP8 e la UP9 – Sezioni da h=5m, h=4m, h=3m

Di seguito si riportano i calcoli di verifica strutturale e geotecnica in condizioni statiche. Per le azioni sismiche si possono omettere le verifiche in quanto opere provvisionali.

MURO DI SOSTEGNO A GRAVITA' CON GEOBLOCCHI - H=5m

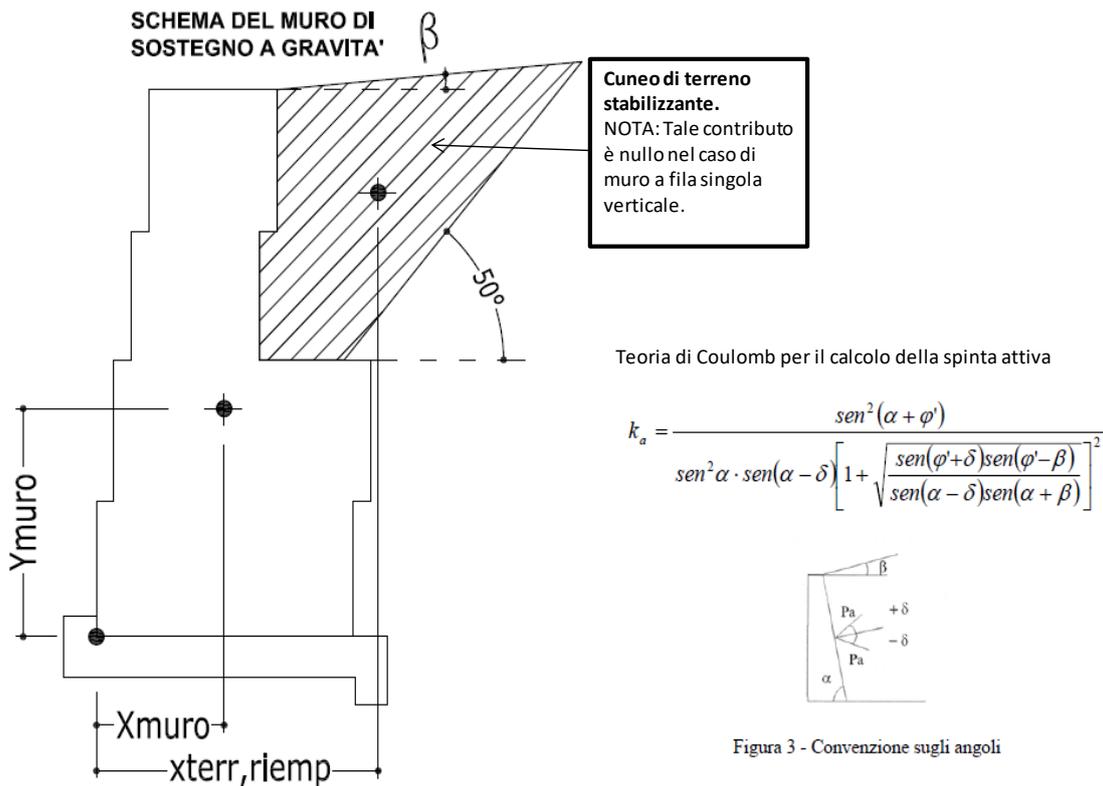


Figura 3 - Convenzione sugli angoli

Dati materiale di riempimento

Peso specifico del terreno
 Angolo di attrito interno efficace
 Angolo di attrito terreno-muro
 Angolo di inclinazione del pendio
 Angolo di inclinazione del paramento interno
 Angolo di inclinazione della fondazione
 Peso di n.1 Geobloc
 Numero di Geocloc
 Numero denti in cls attivi a 1m da terra (interfaccia 1^a e 2^a fila Geobloc)
 Posiz.del baricentro del muro composto da Geobloc rispetto a polo di rotaz.
 Posiz. del baric del terreno **stabilizzante** dal polo di ribaltamento rispetto a polo di rotaz.
 Area del terreno di riempimento sopra Geobloc
 Altezza totale del muro
 Larghezza della base del muro di sostegno
 Altezza applicazione della spinta rispetto a polo di rotazione (H/3)

$\gamma_{terr.}$	18.00	[kN/m ³]	
ϕ'	35.00	[°]	0.611 [rad]
δ	26.25	[°]	0.458 [rad]
β	10.00	[°]	0.175 [rad]
$\alpha=\psi$	90.00	[°]	1.571 [rad]
ω	90.00	[°]	1.571 [rad]
$P_{Geobloc}$	18.00	kN	
$n_{Geobloc}$	8.00		
n_{Denti}	2.00		
x_{muro}	1.18	[m]	da cad
y_{muro}	1.88	[m]	da cad
$x_{terr,riemp.}$	3.77	[m]	da cad
$A_{terr,riemp.}$	18.00	[m ²]	da cad
H_{muro}	5.00	[m]	
B_{muro}	3.00	[m]	
$h_{SH,terr}$	1.67	[m]	

VERIFICA STATICA**Calcolo azioni su striscia di 1.0m di muro di sostegno****COMB. 1****VERIFICA LATO STRUTTURALE**

A1+M1+R1

$\gamma_{G,Muro}$	$W_{G,Muro}$ [KN]	$\gamma_{\phi,terr}$	ϕ' [rad]	δ [rad]	$\gamma_{G,terr}$	$\gamma_{terr.}$ [KN/m ³]	W_{terr} [KN]	$\gamma_{S,H}$	K_a	q [kN/m ²]
1.30	144	1.00	0.611	0.458	1.00	18.00	324	1.50	0.276	20.0

$S_{H-1,terr}$ [KN]

A1+M1+R1

100.86

VERIF. RESISTENZA DENTI IN C.A.			
v_{min} [N/mm ²]	$F_{res,denti}$ [KN]	$S_{H-1,tot}$ [KN]	γ
0.49	104.57	90.46	1.16
VERIFICA OK			

COMB. 2**VERIFICA LATO TERRENO**

A2+M2+R2

$\gamma_{G,Muro}$	$W_{G,Muro}$ [KN]	$\gamma_{\phi,terr}$	ϕ' [rad]	δ [rad]	$\gamma_{G,terr}$	$\gamma_{terr.}$ [KN/m ³]	W_{terr} [KN]	$\gamma_{S,H}$	K_a	q [kN/m ²]
1.00	144	1.25	0.511	0.376	1.00	18.00	324	1.30	0.350	20.0

$S_{H,terr}$ [KN]	$h_{SH,terr}$ [m]
----------------------	----------------------

A2+M2+R2

148.04

1.92

VERIF. RIBALTAMENTO			VERIF. SCORRIMENTO		
M_{stab} [KNm]	M_{rib} [KNm]	γ	$F_{attrito}$ [KN]	$S_{H,tot}$ [KN]	γ
1391.40	264.84	5.25	201.122	137.71	1.46
VERIFICA OK			VERIFICA OK		

MURO DI SOSTEGNO A GRAVITA' CON GEOBLOCCHI - H=4m**Dati materiale di riempimento**

Peso specifico del terreno
 Angolo di attrito interno efficace
 Angolo di attrito terreno-muro
 Angolo di inclinazione del pendio
 Angolo di inclinazione del paramento interno
 Angolo di inclinazione della fondazione
 Peso di n.1 Geobloc
 Numero di Geocloc
 Numero denti in cls attivi a 1m da terra (interfaccia 1^a e 2^a fila Geobloc)
 Posiz.del baricentro del muro composto da Geobloc rispetto a polo di rotaz.
 Posiz. del baric del terreno **stabilizzante** dal polo di ribaltamento rispetto a polo di rotaz.
 Area del terreno di riempimento sopra Geobloc
 Altezza totale del muro
 Larghezza della base del muro di sostegno
 Altezza applicazione della spinta rispetto a polo di rotazione (H/3)

$\gamma_{terr.}$	18.00	[kN/m ³]	
ϕ'	35.00	[°]	0.611 [rad]
δ	26.25	[°]	0.458 [rad]
β	20.00	[°]	0.349 [rad]
$\alpha=\psi$	90.00	[°]	1.571 [rad]
ω	90.00	[°]	1.571 [rad]
$P_{Geobloc}$	18.00	kN	
$n_{Geobloc}$	5.00		
n_{Denti}	2.00		
x_{muro}	0.86	[m]	da cad
y_{muro}	1.70	[m]	da cad
$x_{terr,riemp.}$	3.11	[m]	da cad
$A_{terr,riemp.}$	10.00	[m ²]	da cad
H_{muro}	4.00	[m]	
B_{muro}	2.00	[m]	
$h_{SH,terr}$	1.33	[m]	

VERIFICA STATICA**Calcolo azioni su striscia di 1.0m di muro di sostegno****COMB. 1****VERIFICA LATO STRUTTURA**

A1+M1+R1

$\gamma_{G,Muro}$	$W_{G,Muro}$ [KN]	$\gamma_{\phi,terr}$	ϕ' [rad]	δ [rad]	$\gamma_{G,terr}$	$\gamma_{terr.}$ [KN/m ³]	W_{terr} [KN]	$\gamma_{S,H}$	K_a	q [kN/m ²]
1.30	90	1.00	0.611	0.458	1.00	18.00	180	1.50	0.324	20.0

A1+M1+R1

$S_{H-1,terr}$ [KN]
78.32

VERIF. RESISTENZA DENTI IN C.A.			
v_{min} [N/mm ²]	$F_{res,denti}$ [KN]	$S_{H-1,tot}$ [KN]	γ
0.49	104.57	70.24	1.49
VERIFICA OK			

COMB. 2**VERIFICA LATO TERRENO**

A2+M2+R2

$\gamma_{G,Muro}$	$W_{G,Muro}$ [KN]	$\gamma_{\phi,terr}$	ϕ' [rad]	δ [rad]	$\gamma_{G,terr}$	$\gamma_{terr.}$ [KN/m ³]	W_{terr} [KN]	$\gamma_{S,H}$	K_a	q [kN/m ²]
1.00	90	1.25	0.511	0.376	1.00	18.00	180	1.30	0.431	20.0

A2+M2+R2

$S_{H,terr}$ [KN]	$h_{S,H,terr}$ [m]
125.56	1.57

VERIF. RIBALTAMENTO			VERIF. SCORRIMENTO		
M_{stab} [KNm]	M_{rib} [KNm]	γ	$F_{attrito}$ [KN]	$S_{H,tot}$ [KN]	γ
637.20	183.54	3.47	120.503	116.80	1.03
VERIFICA OK			VERIFICA OK		

MURO DI SOSTEGNO A GRAVITA' CON GEOBLOCCHI - H=3m**Dati materiale di riempimento**

- Peso specifico del terreno
 Angolo di attrito interno efficace
 Angolo di attrito terreno-muro
 Angolo di inclinazione del pendio
 Angolo di inclinazione del paramento interno
 Angolo di inclinazione della fondazione
 Peso di n.1 Geobloc
 Numero di Geocloc
 Numero denti in cls attivi a 1m da terra (interfaccia 1^a e 2^a fila Geobloc)
 Posiz.del baricentro del muro composto da Geobloc rispetto a polo di rotaz.
- Posiz. del baricentro del terreno riemp. dal polo di ribaltamento rispetto a polo di rotaz.
 Area del terreno di riempimento sopra Geobloc
 Altezza totale del muro
 Larghezza della base del muro di sostegno
 Altezza applicazione della spinta rispetto a polo di rotazione (H/3)

$\gamma_{terr.}$	18.00	[KN/m ³]		
ϕ'	35.00	[°]	0.611	[rad]
δ	26.25	[°]	0.458	[rad]
β	15.00	[°]	0.262	[rad]
$\alpha=\psi$	90.00	[°]	1.571	[rad]
ω	90.00	[°]	1.571	[rad]
$P_{Geobloc}$	18.00	KN		
$n_{Geobloc}$	4.00			
n_{Denti}	2.00			
x_{muro}	0.85	[m]	da cad	
y_{muro}	1.25	[m]	da cad	
$x_{terr,riemp.}$	2.48	[m]	da cad	
$A_{terr,riemp.}$	4.80	[m ²]	da cad	
H_{muro}	3.00	[m]		
B_{muro}	2.00	[m]		
$h_{S,H,terr}$	1.00	[m]		

VERIFICA STATICA**Calcolo azioni su striscia di 1.0m di muro di sostegno****COMB. 1****VERIFICA LATO STRUTTURA**

A1+M1+R1

$\gamma_{G,Muro}$	$W_{G,Muro}$ [kN]	$\gamma_{\phi,terr}$	ϕ' [rad]	δ [rad]	$\gamma_{G,terr}$	$\gamma_{terr.}$ [kN/m ³]	W_{terr} [kN]	$\gamma_{S,H}$	K_a	q [kN/m ²]
1.30	72	1.00	0.611	0.458	1.00	18.00	86.4	1.50	0.296	20.0

A1+M1+R1

$S_{H-1,terr}$ [kN]
42.63

VERIF. RESISTENZA DENTI IN C.A.

v_{min} [N/mm ²]	$F_{res,denti}$ [kN]	$S_{H-1,tot}$ [kN]	γ
0.49	104.57	38.23	2.74

VERIFICA OK**COMB. 2****VERIFICA LATO TERRENO**

A2+M2+R2

$\gamma_{G,Muro}$	$W_{G,Muro}$ [kN]	$\gamma_{\phi,terr}$	ϕ' [rad]	δ [rad]	$\gamma_{G,terr}$	$\gamma_{terr.}$ [kN/m ³]	W_{terr} [kN]	$\gamma_{S,H}$	K_a	q [kN/m ²]
1.00	72	1.25	0.511	0.376	1.00	18.00	86.4	1.30	0.387	20.0

A2+M2+R2

$S_{H,terr}$ [kN]	$h_{SH,terr}$ [m]
70.99	1.21

VERIF. RIBALTAMENTO

M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	γ	$F_{attrito}$ [kN]	$S_{H,tot}$ [kN]	γ
275.47	80.08	3.44	70.397	66.03	1.07

VERIFICA OK**VERIFICA OK**

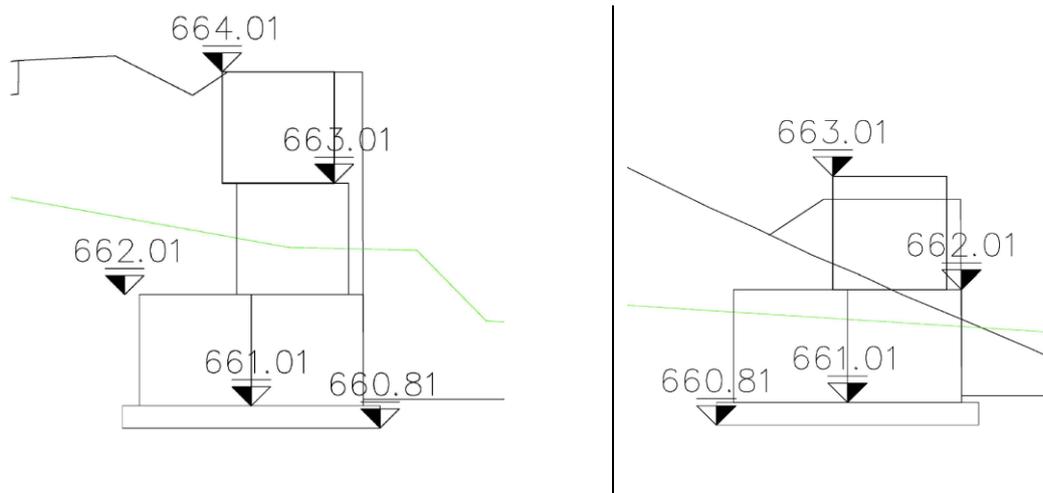


Figura 75: Muri in geoblocchi tra la UP6 e la UP7 – Sezioni da h=3m, h=2m

Di seguito si riportano i calcoli di verifica strutturale e geotecnica in condizioni statiche. Per le azioni sismiche si possono omettere le verifiche in quanto opere provvisionali.

MURO DI SOSTEGNO A GRAVITA' CON GEOBLOCCHI - H=3m

Dati materiale di riempimento

Peso specifico del terreno
 Angolo di attrito interno efficace
 Angolo di attrito terreno-muro
 Angolo di inclinazione del pendio
 Angolo di inclinazione del paramento interno
 Angolo di inclinazione della fondazione
 Peso di n.1 Geobloc
 Numero di Geobloc
 Numero denti in cls attivi a 1m da terra (interfaccia 1^a e 2^a fila Geobloc)
 Posiz. del baricentro del muro composto da Geobloc rispetto a polo di rotaz.
 Posiz. del baricentro del terreno riemp. dal polo di ribaltamento rispetto a polo di rotaz.
 Area del terreno di riempimento sopra Geobloc
 Altezza totale del muro
 Larghezza della base del muro di sostegno
 Altezza applicazione della spinta rispetto a polo di rotazione (H/3)

$\gamma_{terr.}$	18.00	[kN/m ³]	
ϕ	35.00	[°]	0.611 [rad]
δ	26.25	[°]	0.458 [rad]
β	0.00	[°]	0.000 [rad]
$\alpha=\psi$	90.00	[°]	1.571 [rad]
ω	90.00	[°]	1.571 [rad]
$P_{Geobloc}$	18.00	KN	
$n_{Geobloc}$	4.00		
n_{Denti}	2.00		
x_{muro}	0.85	[m]	da cad
y_{muro}	1.25	[m]	da cad
$x_{terr.riemp.}$	2.48	[m]	da cad
$A_{terr.riemp.}$	4.80	[m ²]	da cad
H_{muro}	3.00	[m]	
B_{muro}	2.00	[m]	
$h_{SH,terr.}$	1.00	[m]	

VERIFICA STATICA**Calcolo azioni su striscia di 1.0m di muro di sostegno**

COMB. 1	$\gamma_{G,Muro}$	$W_{G,Muro}$ [kN]	$\gamma_{\phi,terr}$	ϕ' [rad]	δ [rad]	$\gamma_{G,terr}$	$\gamma_{terr.}$ [kN/m ³]	$W_{terr.}$ [kN]	$\gamma_{S,H}$	K_a	q [kN/m ²]
VERIFICA LATO STRUTTURA											
A1+M1+R1	1.30	72	1.00	0.611	0.458	1.00	18.00	86.4	1.50	0.233	20.0

A1+M1+R1

$S_{H-1,terr}$ [kN]

33.60

VERIF. RESISTENZA DENTI IN C.A.

v_{min} [N/mm ²]	$F_{res,denti}$ [kN]	$S_{H-1,tot}$ [kN]	γ
0.49	104.57	30.13	3.47

VERIFICA OK

COMB. 2	$\gamma_{G,Muro}$	$W_{G,Muro}$ [kN]	$\gamma_{\phi,terr}$	ϕ' [rad]	δ [rad]	$\gamma_{G,terr}$	$\gamma_{terr.}$ [kN/m ³]	$W_{terr.}$ [kN]	$\gamma_{S,H}$	K_a	q [kN/m ²]
VERIFICA LATO TERRENO											
A2+M2+R2	1.00	72	1.25	0.511	0.376	1.00	18.00	86.4	1.30	0.296	20.0

A2+M2+R2

$S_{H,terr}$ [kN]	$h_{S,H,terr}$ [m]
----------------------	-----------------------

54.33

1.21

VERIF. RIBALTAMENTO			VERIF. SCORRIMENTO		
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	γ	$F_{attrito}$ [kN]	$S_{H,tot}$ [kN]	γ
275.47	61.29	4.49	68.542	50.54	1.36

VERIFICA OK**VERIFICA OK****MURO DI SOSTEGNO A GRAVITA' CON GEOBLOCCHI - H=2m****Dati materiale di riempimento**

Peso specifico del terreno
 Angolo di attrito interno efficace
 Angolo di attrito terreno-muro
 Angolo di inclinazione del pendio
 Angolo di inclinazione del paramento interno
 Angolo di inclinazione della fondazione
 Peso di n.1 Geobloc
 Numero di Geocloc
 Numero denti in cls attivi a 1m da terra (interfaccia 1^a e 2^a fila Geobloc)
 Posiz.del baricentro del muro composto da Geobloc rispetto a polo di rotaz.
 Posiz. del baricentro del terreno riemp. dal polo di ribaltamento rispetto a polo di rotaz.
 Area del terreno di riempimento sopra Geobloc
 Altezza totale del muro
 Larghezza della base del muro di sostegno
 Altezza applicazione della spinta rispetto a polo di rotazione (H/3)

$\gamma_{terr.}$	18.00	[kN/m ³]		
ϕ'	35.00	[°]	0.611	[rad]
δ	26.25	[°]	0.458	[rad]
β	0.00	[°]	0.000	[rad]
$\alpha=\psi$	90.00	[°]	1.571	[rad]
ω	90.00	[°]	1.571	[rad]
$P_{Geobloc}$	18.00	kN		
$n_{Geobloc}$	3.00			
n_{Denti}	2.00			
x_{muro}	0.88	[m]	da cad	
y_{muro}	0.84	[m]	da cad	
$x_{terr,riemp.}$	1.80	[m]	da cad	
$A_{terr,riemp.}$	1.30	[m ²]	da cad	
H_{muro}	2.00	[m]		
B_{muro}	2.00	[m]		
$h_{S,H,terr}$	0.67	[m]		

VERIFICA STATICA**Calcolo azioni su striscia di 1.0m di muro di sostegno****COMB. 1****VERIFICA LATO STRUTTURA**

A1+M1+R1

$\gamma_{G,Muro}$	$W_{G,Muro}$ [KN]	$\gamma_{e,terr}$	ϕ' [rad]	δ [rad]	$\gamma_{G,terr}$	$\gamma_{terr.}$ [kN/m ³]	W_{terr} [kN]	$\gamma_{S,H}$	K_a	q [kN/m ²]
1.30	54	1.00	0.611	0.458	1.00	18.00	23.4	1.50	0.233	20.0

$S_{H-1,terr}$ [kN]
17.15

A1+M1+R1

VERIF. RESISTENZA DENTI IN C.A.			
v_{min} [N/mm ²]	$F_{res,denti}$ [kN]	$S_{H-1,tot}$ [kN]	γ
0.49	104.57	15.38	6.80
VERIFICA OK			

COMB. 2**VERIFICA LATO TERRENO**

A2+M2+R2

$\gamma_{G,Muro}$	$W_{G,Muro}$ [KN]	$\gamma_{e,terr}$	ϕ' [rad]	δ [rad]	$\gamma_{G,terr}$	$\gamma_{terr.}$ [kN/m ³]	W_{terr} [kN]	$\gamma_{S,H}$	K_a	q [kN/m ²]
1.00	54	1.25	0.511	0.376	1.00	18.00	23.4	1.30	0.296	20.0

$S_{H,terr}$ [kN]	$h_{S,H,terr}$ [m]
29.28	0.84

A2+M2+R2

VERIF. RIBALTAMENTO			VERIF. SCORRIMENTO		
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	γ	$F_{attrito}$ [kN]	$S_{H,tot}$ [kN]	γ
89.64	22.94	3.91	33.797	27.24	1.24
VERIFICA OK			VERIFICA OK		