

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. GALLERIE

PROGETTO DEFINITIVO

**VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA
VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA**

GALLERIA GIAVE
RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

SCALA:

-

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

RR0H 04 D 07 CL GA0000 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione definitiva	A.AMATO 	Mar. 2018	H. Mohamed Dahir 	Mar. 2018	T. Paoletti 	Mar. 2018	A. Sciotti Mar. 2018

ITALFERR S.p.A.
U.O. GALLERIE
Dot. Ing. Alessandra Sciotti
Ordine degli Ingegneri di Roma
n° 19848

INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO	6
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3.1	LEGGI E NORMATIVE COGENTI	6
3.2	NORMATIVE NON COGENTI E RACCOMANDAZIONI	6
3.3	PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE (RFI, ITF)	6
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
4.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	7
4.2	DOCUMENTI CORRELATI.....	7
4.3	DOCUMENTI SUPERATI	7
5	ALLEGATI.....	7
6	DOCUMENTI PRODOTTI A SUPPORTO.....	7
7	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	9
7.1	IL TRACCIATO E LE OPERE IN SOTTERRANEO	9
7.2	INTERFERENZE LUNGO IL TRACCIATO	9
8	FASE CONOSCITIVA.....	10
8.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	10
8.2	INDAGINI GEOTECNICHE.....	10
8.3	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	10
8.3.1	<i>Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nelle analisi</i>	<i>10</i>
8.3.2	<i>Il regime idraulico</i>	<i>11</i>
8.4	CARATTERISTICHE DEL SITO E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA	11
9	SOLUZIONI PROGETTUALI.....	14
9.1	GALLERIA GIAVE - IMBOCCO SUD LATO BONORVA	14

9.1.1	Scavi provvisori	14
9.1.2	Sistemazione definitiva	15
9.2	GALLERIA GIAVE - IMBOCCO NORD LATO CHILIVANI.....	17
9.2.1	Scavi provvisori	17
9.2.2	Sistemazione definitiva	18
9.2.3	Muri di sostegno del portale d'imbocco	21
10	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI.....	22
11	CRITERI DI VERIFICA DELLE OPERE	25
11.1	VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE SCARPATE	25
11.1.1	Azioni.....	25
11.1.2	Approcci progettuali e metodi di verifica	25
11.2	RAFFORZAMENTI CORTICALI.....	28
11.2.1	Approcci progettuali e metodi di verifica	28
11.3	GALLERIE ARTIFICIALI.....	34
11.3.1	Azioni.....	34
11.3.2	Approcci progettuali e metodi di verifica	34
11.4	MURI DI SOSTEGNO	38
11.4.1	Azioni.....	38
11.4.2	Approcci progettuali e metodi di verifica	38
12	VERIFICA DELLE OPERE DELL'IMBOCCO	41
12.1	VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE SCARPATE	41
12.1.1	Input del modello di calcolo	41
12.1.2	Analisi dei carichi.....	41
12.1.3	Risultato dei calcoli	42
12.2	RAFFORZAMENTI CORTICALI.....	48
12.3	GALLERIA ARTIFICIALE.....	52

12.3.1	<i>Input del modello di calcolo</i>	52
12.3.2	<i>Analisi dei carichi</i>	54
12.3.3	<i>Combinazioni di carico</i>	60
12.3.4	<i>Risultati dei calcoli</i>	62
12.3.5	<i>Sollecitazioni di verifica</i>	67
12.3.6	<i>Verifiche strutturali</i>	69
12.4	MURI DI SOSTEGNO DEL PORTALE	72
12.4.1	<i>Input del modello di calcolo</i>	72
12.4.2	<i>Analisi dei carichi</i>	73
12.4.3	<i>Combinazioni di carico</i>	76
12.4.4	<i>Risultati dei calcoli</i>	77
12.4.5	<i>Sollecitazioni di verifica</i>	78
12.4.6	<i>Verifiche strutturali</i>	79
13	CONCLUSIONI	82
14	ALLEGATI	83
14.1	MURO DI SOSTEGNO DEL PORTALE	83



VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA
VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	5 di 148

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono lo studio delle problematiche progettuali e il dimensionamento e la verifica degli interventi necessari all'esecuzione delle opere di imbocco della galleria naturale Giave, nell'ambito del progetto definitivo di Velocizzazione della linea San Gavino – Sassari – Olbia – Variante Bonorva.

La variante di tracciato Bonorva - Torralba si sviluppa per circa 6,7 Km a partire dalla linea storica in prossimità della stazione di Bonorva per ricongiungersi con la stessa in prossimità della stazione di Torralba.


La parte in sotterraneo è lunga circa 2,5 km e consta di 2 gallerie naturali a singolo binario denominate rispettivamente Monte Martis e Giave.

Le opere in oggetto ricadono nei limiti comunali di Giave, in provincia di Sassari.

La realizzazione degli imbocchi della galleria è prevista con "attacco diretto", senza l'ausilio di opere provvisorie. Le trincee di approccio alle pareti di attacco dello scavo in naturale sono previste mediante scavi aventi pendenza H:V=1:4 nelle ignibriti, mentre nei depositi di versante avranno pendenza H:V=3:2. Le superfici delle trincee saranno protette nelle fasi provvisorie da uno strato di calcestruzzo proiettato e da una maglia di bullonature passive con funzione di rafforzamento corticale.

Per l'imbocco lato Chilivani, in fase definitiva si provvederà alla realizzazione di una galleria artificiale policentrica che sarà ritombata. Su questo lato, la linea ferroviaria esce in trincea, pertanto il portale d'imbocco è concepito come muro di sostegno frontale a chiusura della suddetta trincea.

Per l'imbocco lato Bonorva, invece, in fase definitiva è prevista l'esecuzione di un portale inverso e la sistemazione superficiale del terreno. Le parti di scarpata provvisoria non ritombate saranno protette da un intervento di "soil nailig" definitivo con doppio paramento.

	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA					
GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 07 CL	DOCUMENTO GA 00 00 002	REV. A	FOGLIO 6 di 148

2 SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO

Nella presente relazione si affrontano le problematiche progettuali connesse alla realizzazione delle opere di imbocco della galleria Giave facente parte della linea ferroviaria linea San Gavino – Sassari – Olbia – Variante Bonorva. Per l'inquadramento generale delle opere in sotterraneo si rimanda al documento "Relazione descrittiva" (Rif. [11]).

In particolare, sono riportati le verifiche di stabilità degli scavi provvisori, il dimensionamento degli interventi di rafforzamento corticale delle scarpate provvisorie, il dimensionamento della galleria artificiale e dei muri di sostegno in corrispondenza dei portali d'imbocco.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 Leggi e normative cogenti

- Rif. [1] Decreto Ministero delle Infrastrutture e Trasporti 14/01/2008, "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Rif. [2] C.S.LL.PP., Circolare n°617 del 02/02/2009, "Istruzioni per l'applicazione delle "nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14/01/2008";
- Rif. [3] Decreto Ministeriale 28/10/2005. "Sicurezza nelle gallerie ferroviarie";
- Rif. [4] Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1303/2014 - relativa alla Specifica Tecnica di Interoperabilità concernente "la sicurezza nelle gallerie ferroviarie" nel sistema ferroviario transeuropeo convenzionale e ad alta velocità;
- Rif. [5] Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1300/2014 - relativa ad una Specifica Tecnica di Interoperabilità concernente le "persone a mobilità ridotta" nel sistema ferroviario transeuropeo convenzionale e ad alta velocità;
- Rif. [6] Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1299/2014 - relativa ad una Specifica Tecnica di Interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità.

3.2 Normative non cogenti e raccomandazioni

- Rif. [7] SIG, "Linee guida per la progettazione, l'appalto e la costruzione di opere in sotterraneo", 1997;
- Rif. [8] ITA, "Guidelines for the design of tunnels", 1988;

3.3 Prescrizioni e specifiche tecniche (RFI, ITF)

- Rif. [9] RFI, doc RFI DTC SI MA IFS 001 A "Manuale di Progettazione delle opere civili" datato Dic 2016;

	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA					
GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 07 CL	DOCUMENTO GA 00 00 002	REV. A	FOGLIO 7 di 148

Rif. [10] ITALFERR, Specifica Tecnica PPA.0002403 “Linee guida per la progettazione geotecnica delle gallerie naturali” datato Dicembre 2015.

4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

4.1 Documenti Referenziati

Rif. [11] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07RGGN0000001A 'Relazione tecnica generale delle opere in sotterraneo' datata Marzo 2018

Rif. [12] U.O. Gallerie, documento n.°RR0H4D07CLGN0100001A- Galleria Monte Martis -Relazione geotecnica e di calcolo galleria naturale datata Marzo 2018

Rif. [13] U.O. Gallerie, documento n.°RR0H4D07SPGN0000001A-Caratteristiche dei materiali - Note Generali. datata Marzo 2018

Rif. [14] U.O. Gallerie, documento n.°RR0H4D07WAGN0000001A-Sezioni tipo di monitoraggio - Galleria di linea e Uscite di emergenza. datata Marzo 2018

Rif. [15] U.O. Gallerie, documento n. RR0H04D07F5GN0000001A 'Galleria Monte Martis e Galleria Giave - Profilo geotecnico' datata Marzo 2018

Rif. [16] U.O. Geologia, Gestione Terre e Bonifiche, documento RR0H04D69RGGE0001001A “Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica” datato Marzo 2018

4.2 Documenti Correlati

Rif. [17] Lunardi P. (2006). Progetto e Costruzione di Gallerie: Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli - ADECO-RS – (Hoepli Ed.).

4.3 Documenti Superati

Non sono presenti documenti superati.

5 ALLEGATI

Il documento è corredato dai seguenti allegati:

All. [1] [Risultati delle analisi di verifica dei muri di sostegno];

6 DOCUMENTI PRODOTTI A SUPPORTO

I contenuti della presente relazione sono utilmente completati e arricchiti dai seguenti elaborati di progetto:

- Rif. [18] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07PAGA0300001A ' Galleria Giave Imbocco lato Bonorva Fasi Provvisorie - Planimetria e profilo longitudinale' datato Marzo 2018
- Rif. [19] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07WBGA0300001A ' Galleria Giave Imbocco lato Bonorva Fasi provvisorie - Sezioni caratteristiche' datato Marzo 2018
- Rif. [20] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07BZGA0300001A ' Galleria Giave Imbocco lato Bonorva Fasi provvisorie - Sviluppo delle opere di imbocco e particolari costruttivi' datato Marzo 2018
- Rif. [21] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07PAGA0300002A ' Galleria Giave Imbocco lato Bonorva Sistemazione definitiva - Planimetria e profilo longitudinale' datato Marzo 2018
- Rif. [22] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07WBGA0300002A ' Galleria Giave Imbocco lato Bonorva Sistemazione definitiva - Sezioni caratteristiche' datato Marzo 2018
- Rif. [23] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07BBGA0300001A ' Galleria Giave Imbocco lato Bonorva Dima e concio d'attacco - Carpenteria e consolidamenti' datato Marzo 2018
- Rif. [24] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07BBGA0300003A ' Galleria Giave Imbocco lato Bonorva Portale di imbocco - Carpenteria' datato Marzo 2018
- Rif. [25] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07PAGA0500001A ' Galleria Giave Imbocco lato Chilivani Fasi Provvisorie - Planimetria e profilo longitudinale' datato Marzo 2018
- Rif. [26] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07WBGA0500001A ' Galleria Giave Imbocco lato Chilivani Fasi provvisorie - Sezioni caratteristiche' datato Marzo 2018
- Rif. [27] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07BZGA0500001A ' Galleria Giave Imbocco lato Chilivani Fasi provvisorie - Sviluppo delle opere di imbocco e particolari costruttivi' datato Marzo 2018
- Rif. [28] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07PAGA0500002A ' Galleria Giave Imbocco lato Chilivani Sistemazione definitiva - Planimetria e profilo longitudinale' datato Marzo 2018
- Rif. [29] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07WBGA0500002A ' Galleria Giave Imbocco lato Chilivani Sistemazione definitiva - Sezioni caratteristiche' datato Marzo 2018
- Rif. [30] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07BBGA0500001A ' Galleria Giave Imbocco lato Chilivani Dima e concio d'attacco - Carpenteria e consolidamenti' datato Marzo 2018
- Rif. [31] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07BBGA0500002A ' Galleria Giave Imbocco lato Chilivani Galleria Artificiale - Carpenteria' datato Marzo 2018
- Rif. [32] UO Gallerie, documento n. RR0H04D07BZGA0500002A ' Galleria Giave Imbocco lato Chilivani Fasi provvisorie - Sviluppo delle opere di imbocco e particolari costruttivi ' datato Marzo 2018

7 DESCRIZIONE DELL'OPERA

7.1 Il tracciato e le opere in sottterraneo

La galleria Giave si sviluppa per circa 1.6 Km, da progr. 2+378.5 fino a progr. 3+970.0, di cui 1591.5 m in naturale, 15.5 m in artificiale lato Bonorva e 125 m in galleria artificiale policentrica lato Chilivani.

Le sezioni di intradosso utilizzate per gallerie di linea a singolo binario in scavo tradizionale sono in accordo con le sezioni tipo del Manuale di Progettazione RFI (Rif. [9]), idonee al transito del gabarit B+ (P.M.O. n°3) e velocità di progetto sino a 160 km/h. Al suo interno è previsto l'alloggiamento dell'armamento tradizionale con traverse tipo "RFI-240" poggiate su ballast e la predisposizione all'elettrificazione in c.c. a 3 kV.

Dette sezioni hanno un raggio di calotta pari a 3.0 metri, il raggio alle reni pari a 5.0 metri e il raggio di piedritto pari a 6.7 metri sviluppando complessivamente un'area libera di 32.3 m² ed un perimetro di 21.7 metri.

La quota di imbocco lato Bonorva è pari a circa 415 m s.l.m mentre quella lato Chilivani è pari a circa 400 m s.l.m. La galleria è monopendente con pendenza del 16‰ in discesa verso Chilivani. Procedendo dall'imbocco lato Bonorva le coperture crescono rapidamente fino a raggiungere i valori max. di 200 m. Dalla copertura massima a pk 3+100 km, le coperture degradano fino all'imbocco lato Chilivani.

Considerata la lunghezza della galleria di linea e l'esigenza di prevedere delle uscite di emergenza ogni 1000 m, è stato progettato un accesso di emergenza pedonali intermedie. La sezione delle uscite ha un raggio di calotta di 1.80 m ed una larghezza utile sul piano di calpestio pari a 3.0 m. All'innesto con le gallerie di linea le uscite di emergenza sono dotate di una sezione allargata avente un raggio di 2,35 m in calotta e larghezza utile al piano di calpestio pari a 3,80 m. Per il dimensionamento delle opere di imbocco dell'uscita di emergenza della galleria Giave si rimanda alla relazione specifica.

7.2 Interferenze lungo il tracciato

Le opere in oggetto non presentano interferenze di superficie.

8 FASE CONOSCITIVA

Nella fase conoscitiva si acquisiscono gli elementi necessari alla caratterizzazione e modellazione geologica del sito e alla caratterizzazione e modellazione geotecnica del volume significativo del mezzo interessato dall'opera. Nel seguito si riporta un breve inquadramento geologico e la sintesi della caratterizzazione e modellazione geotecnica con specifico riferimento al volume significativo interessato dalle opere di imbocco lato Bonorva e lato Chilivani della galleria naturale Giave.

8.1 Inquadramento geologico

Per una dettagliata descrizione del modello geologico del sito si rimanda al documento “Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica” (Rif. [16]).

8.2 Indagini geotecniche

Per una dettagliata descrizione delle indagini geotecniche eseguite in sito si rimanda al documento “Relazione geotecnica e di calcolo della galleria naturale” Rif. [12]

8.3 Caratterizzazione e modellazione geotecnica

I risultati delle indagini geotecniche, in sito e di laboratorio, hanno permesso di definire il modello geotecnico, rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni/rocce interessati dalle opere di imbocco. Il modello geotecnico complessivo dell'opera in sottterraneo è rappresentato nell'elaborato “Galleria Monte Martis e Galleria Giave – Profilo Geotecnico” (Rif. [15]).

8.3.1 *Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nelle analisi*

I parametri geotecnici del terreno utilizzati nei calcoli di dimensionamento sono riportati sinteticamente nelle seguente tabella.

Tabella 8-1 – Parametri geotecnici di calcolo per gli imbocchi della galleria Bauladu e delle uscite di emergenza

Unità	Descrizione	γ	ν	c_k	ϕ_k	k_0	E
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[°]	[-]	[MPa]
r	Terreno di riporto	20	0.3	0	35	0.426	25
a1	Depositi di versante	19	0.3	40	30	0.5	30
IGR	Ignimbriti	20	0.25	183	45.8	-	1404

γ : peso di volume
 ν : coefficiente di Poisson
 c_k : valore caratteristico della coesione
 ϕ_k : valore caratteristico dell'angolo di resistenza a taglio
 k_0 : coefficiente di spinta a riposo
 E: modulo elastico del terreno

8.3.2 Il regime idraulico

La falda è stata considerata a favore di sicurezza nelle verifiche di stabilità delle trincee d'imbocco lato Chilivani della galleria Giave.

8.4 Caratteristiche del sito e definizione dell'azione sismica

Le opere in progetto si trovano nel comune di Giave, in un sito con le seguenti coordinate geografiche:

Imbocco nord: latitudine: 40,457865° - longitudine: 8,762051°.

Imbocco sud: latitudine: 40,444985° - longitudine: 8,765293°

Agli scavi provvisori per le verifiche di stabilità, si attribuisce una vita nominale V_N di 10 anni trattandosi di opere provvisorie. Di conseguenza, il periodo di riferimento per la definizione dell'azione sismica, V_R , si assume pari a 35 anni (DM 14/01/2008).

Per la galleria artificiale e muri di sostegno, si definisce una vita nominale V_N pari a 100 anni e una classe d'uso II a cui corrisponde il coefficiente C_u pari a 1.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2008). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell'azione sismica risulta pari a $V_R = V_N \cdot C_u = 100$.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell'azione sismica, P_{VR} , attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo V_R dell'opera in progetto, si determina il periodo di ritorno T_R del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto,

T_R , sopra definito, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell'allegato B del D.M. 14/01/2008):

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

Il periodo di ritorno si determina con l'espressione:

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

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 14/01/2008):

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

dove:

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

S_s è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g (Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/2008);

S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall'ubicazione dell'opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 14/01/2008).

Il territorio della Sardegna ricade in zona 4, pertanto i valori di a_g , F_0 e T_c sono stati valutati avvalendosi della tabella 2 del D.M. 14/01/2008 valida per le isole con l'esclusione di Sicilia, Ischia, Procida e Capri.

Tabella 8-2 – Valori di a_g , F_0 e T_c per le isole

TABELLA 2: Valori di a_g , F_0 , T_c^* per le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri.

Isole	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone	0,186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303	0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322	0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,401
Ventotene, Santo Stefano	0,239	2,61	0,245	0,303	2,61	0,272	0,347	2,61	0,298	0,389	2,66	0,326	0,430	2,69	0,366	0,481	2,71	0,401	0,600	2,92	0,476	0,707	3,07	0,517	0,852	3,27	0,564
Ustica, Tremiti	0,429	2,50	0,400	0,554	2,50	0,400	0,661	2,50	0,400	0,776	2,50	0,400	0,901	2,50	0,400	1,056	2,50	0,400	1,500	2,50	0,400	1,967	2,50	0,400	2,725	2,50	0,400
Alicudi, Filicudi	0,350	2,70	0,400	0,558	2,70	0,400	0,807	2,70	0,400	1,020	2,70	0,400	1,214	2,70	0,400	1,460	2,70	0,400	2,471	2,70	0,400	3,212	2,70	0,400	4,077	2,70	0,400
Panarea, Stromboli, Lipari, Vulcano, Salina	0,618	2,45	0,287	0,817	2,48	0,290	0,983	2,51	0,294	1,166	2,52	0,290	1,354	2,56	0,290	1,580	2,56	0,292	2,200	2,58	0,306	2,823	2,65	0,316	3,746	2,76	0,324

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica per le opere d'imbocco sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 8-3 - Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto

	Imbocchi	
	Scavi provvisori	Galleria artificiale e muri di sostegno
T_R	332	949
a_g/g	0.045	0.0603
F_0	2.85	2.98
Categoria sottosuolo	A	B
S_S	1.0	1.2
Categoria topografica	T4	T1
S_T	1.4	1.0
a_{max}/g	0.063	0.084

9 SOLUZIONI PROGETTUALI

9.1 Galleria Giave - Imbocco sud lato Bonorva

9.1.1 Scavi provvisori

Le figure seguenti illustrano la planimetria e il profilo degli scavi per l'esecuzione dell'imbocco della galleria Giave sud lato Bonorva in fase provvisoria.

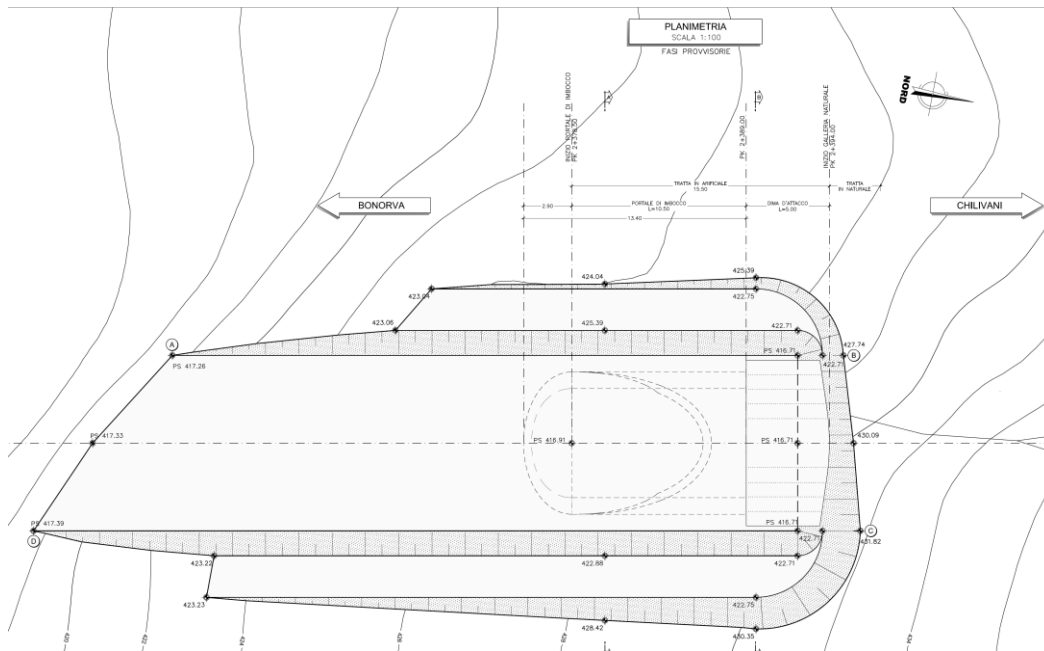


Figura 9-1 Galleria Giave – Imbocco lato Bonorva – Planimetria in fase provvisoria

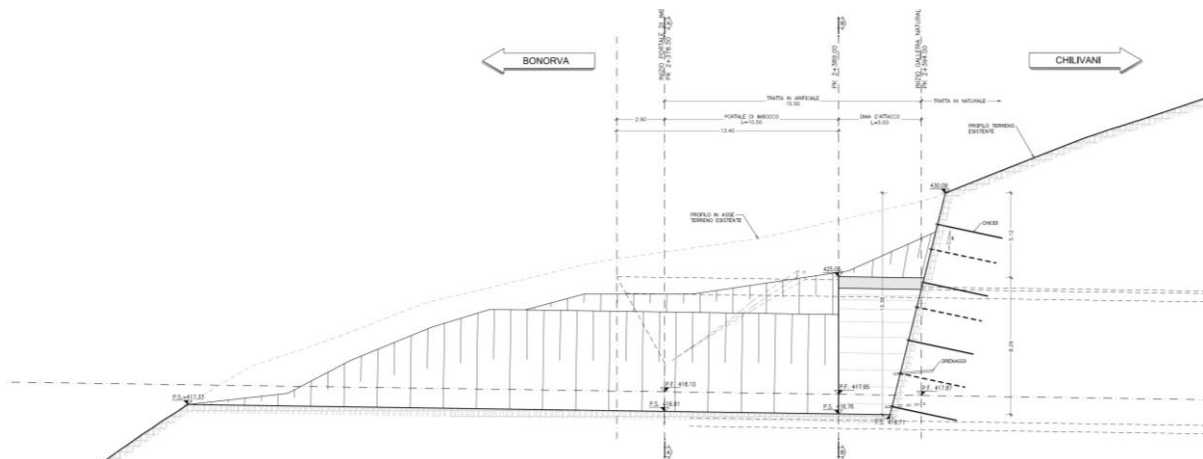


Figura 9-2 Galleria Giave – Imbocco lato Bonorva – Profilo in fase provvisoria

La realizzazione dell’imbocco è prevista con “attacco diretto”, senza l’ausilio di opere provvisionali.

Le trincee di approccio alle pareti di attacco dello scavo in naturale sono previste mediante scavi aventi pendenza H:V=1:4 nei basalti, mentre nelle coltri eluvio-colluviali avranno pendenza H:V=3:2. Lateralmente gli scavi sono intervallati da una berma di larghezza 2.50m per altezza superiori a 6.0 m.

Le superfici delle trincee saranno protette nelle fasi provvisorie da uno strato di calcestruzzo proiettato e da una bullonatura passiva con maglia 2.0 m x 2.0 m lunghezza L=4.0 m con funzione di rafforzamento corticale.

9.1.2 Sistemazione definitiva

Le figure seguenti illustrano la planimetria e il profilo dell’imbocco della galleria Giave sud lato Bonorva in fase definitiva. Le opere di imbocco constano di un portale d’imbocco inverso di 10.50 m, la cui geometria è riportata in Figura 9-5.

La sistemazione superficiale del ritombamento al di sopra del tratto in artificiale presenta altezza variabile, da un massimo di circa 5.0 m in corrispondenza dell’imbocco della galleria naturale a un minimo di 0.6 m in corrispondenza del portale. Il ritombamento sarà eseguito con pendenza H:V=3:2.

Le parti di scarpata provvisoria non ritombate saranno protette da un intervento di “soil nailig” definitivo con doppio paramento come illustrato in Figura 9-6.

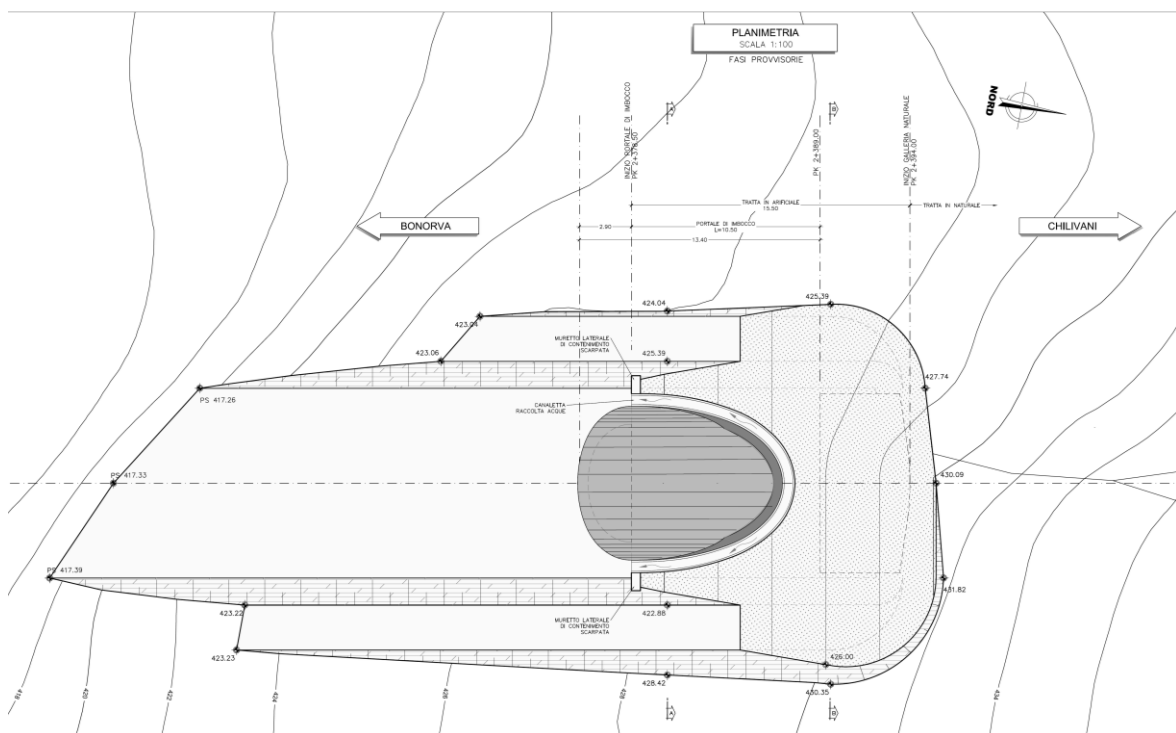


Figura 9-3 – Galleria Giave – Imbocco lato Bonorva – Planimetria in fase definitiva

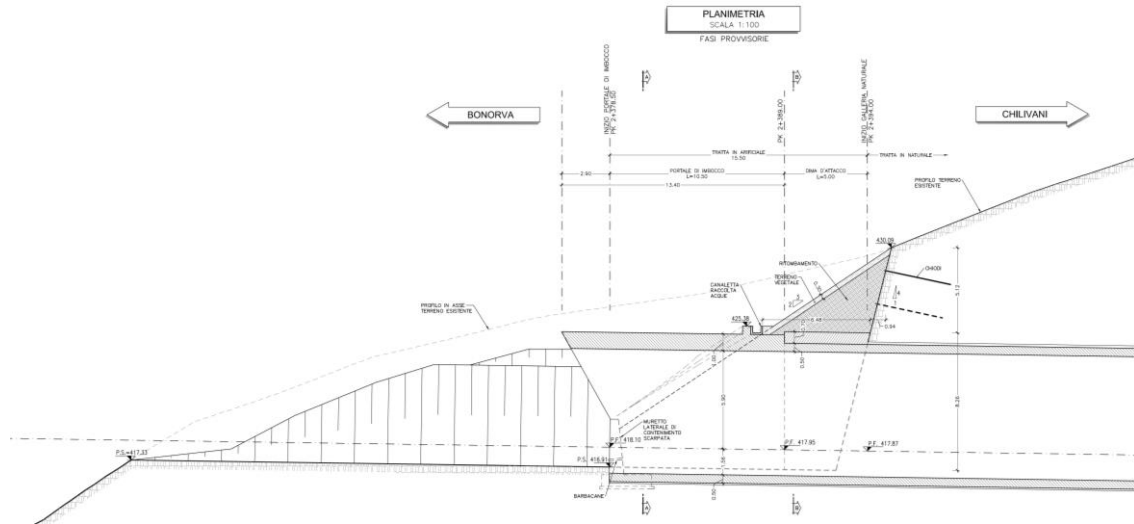


Figura 9-4 – Galleria Giave – Imbrocco lato Bonorva – Planimetria in fase definitiva

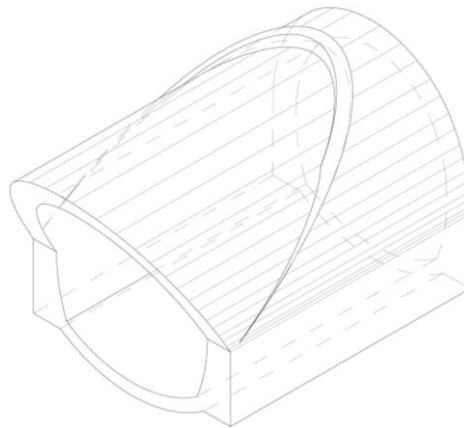


Figura 9-5 – Portale d'imbocco – Vista 3D

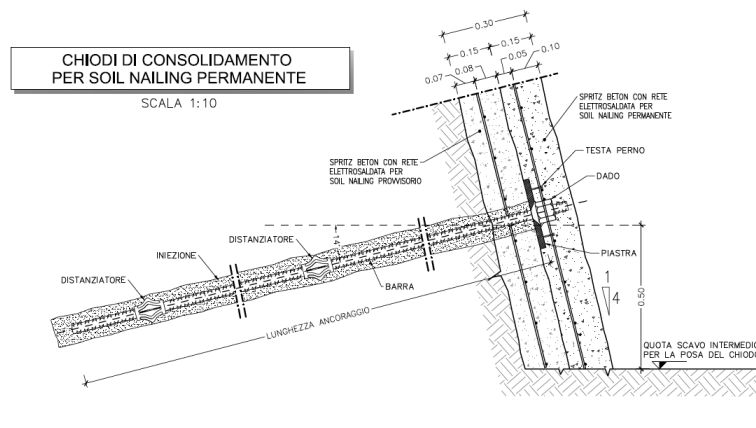


Figura 9-6 Galleria Giave – Soil nailing permanente

9.2 Galleria Giave - Imbocco nord lato Chilivani

9.2.1 Scavi provvisori

Le figure seguenti illustrano la planimetria e il profilo degli scavi per l'esecuzione dell'imbocco della galleria Giave nord lato Chilivani in fase provvisoria.

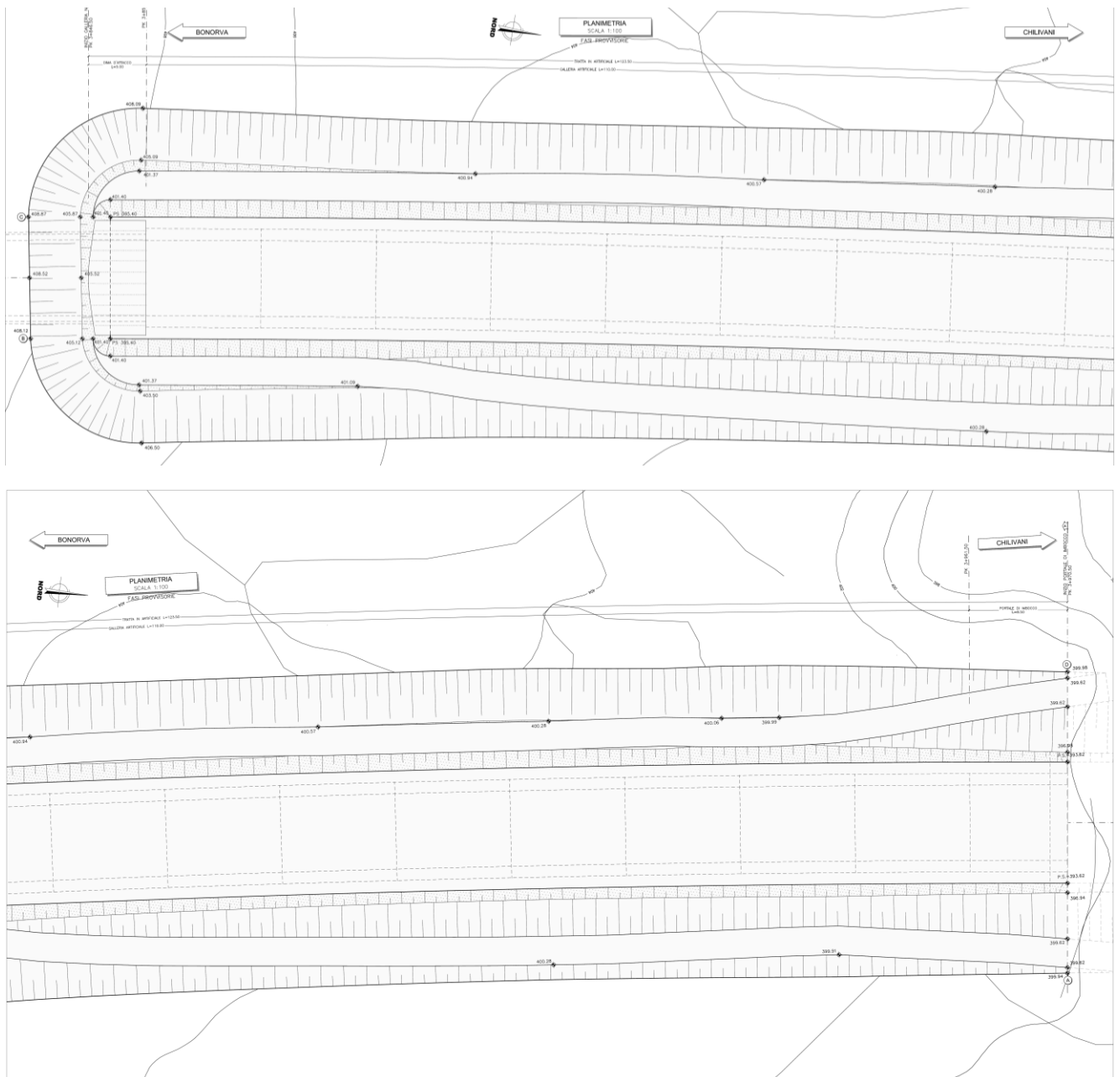


Figura 9-7 Galleria Giave – Imbocco lato Chilivani – Planimetria in fase provvisoria

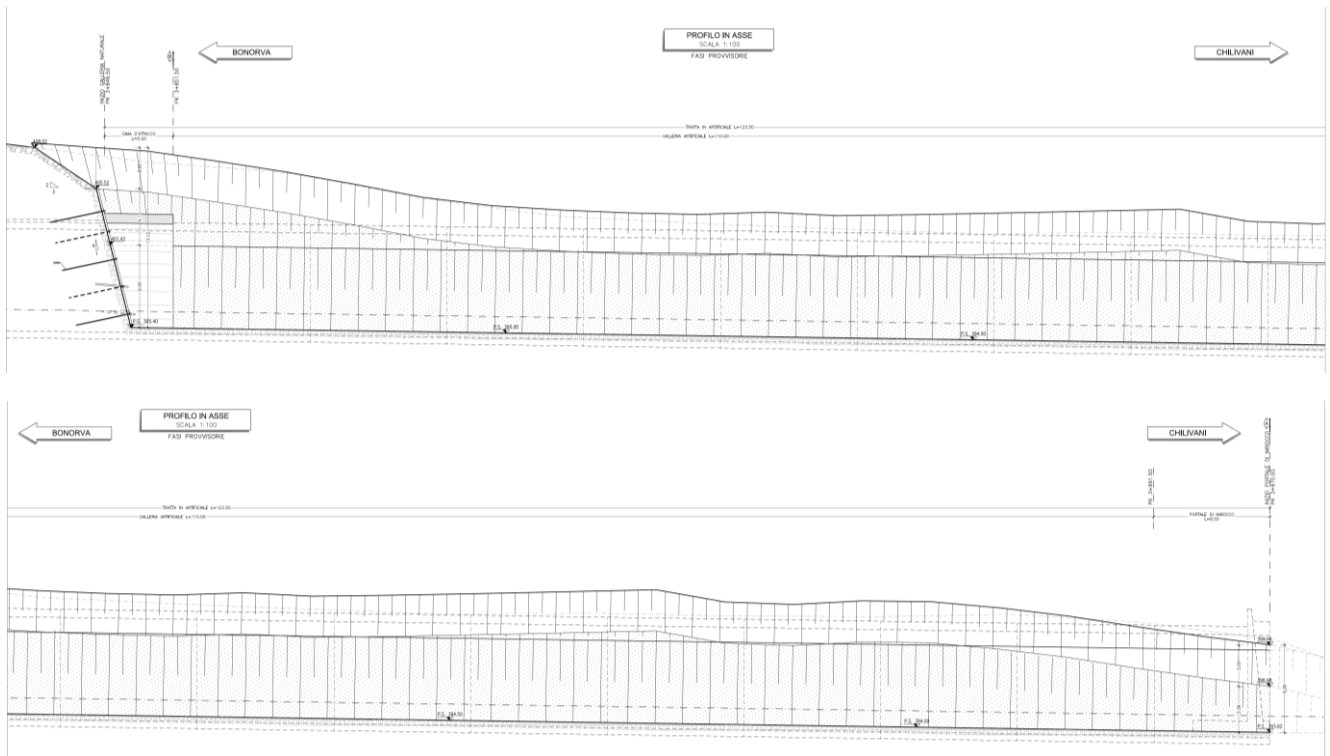


Figura 9-8 Galleria Giave – Imbocco lato Chilivani – Profilo in fase provvisoria

9.2.2 Sistemazione definitiva

Le figure seguenti illustrano la planimetria e il profilo dell'imbocco della galleria Giave nord lato Chilivani in fase definitiva. Le opere di imbocco constano di una galleria artificiale policentrica di lunghezza 123.50 m e di un portale d'imbocco di 8.50 m. La sezione trasversale della galleria è riportata in Figura 9-11 Figura 9-5.

La sistemazione superficiale del ritombamento al di sopra della galleria artificiale presenta altezza variabile, da un massimo di circa 5.0 m in corrispondenza dell'imbocco della galleria naturale a un minimo di 0.9 m in corrispondenza del portale.

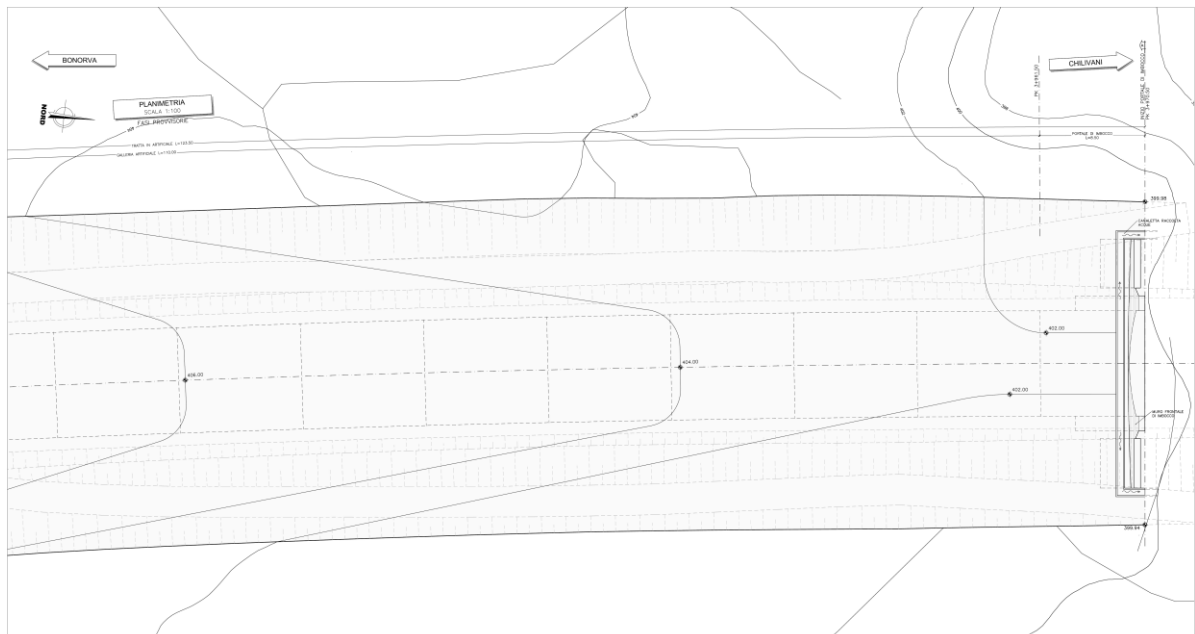
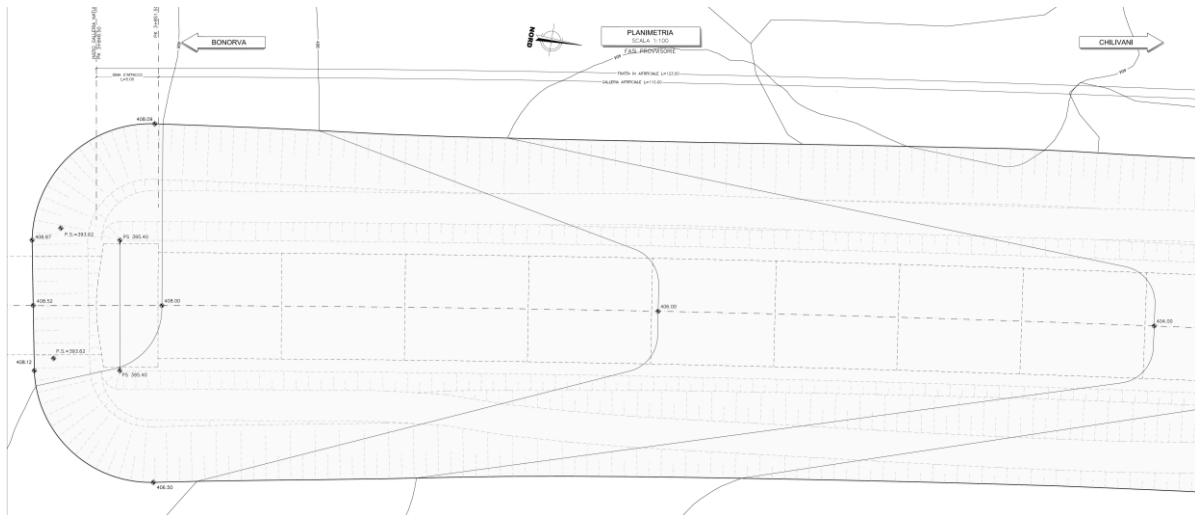


Figura 9-9 Galleria Bauladu – Imbocco lato Bonorva – Planimetria in fase definitiva

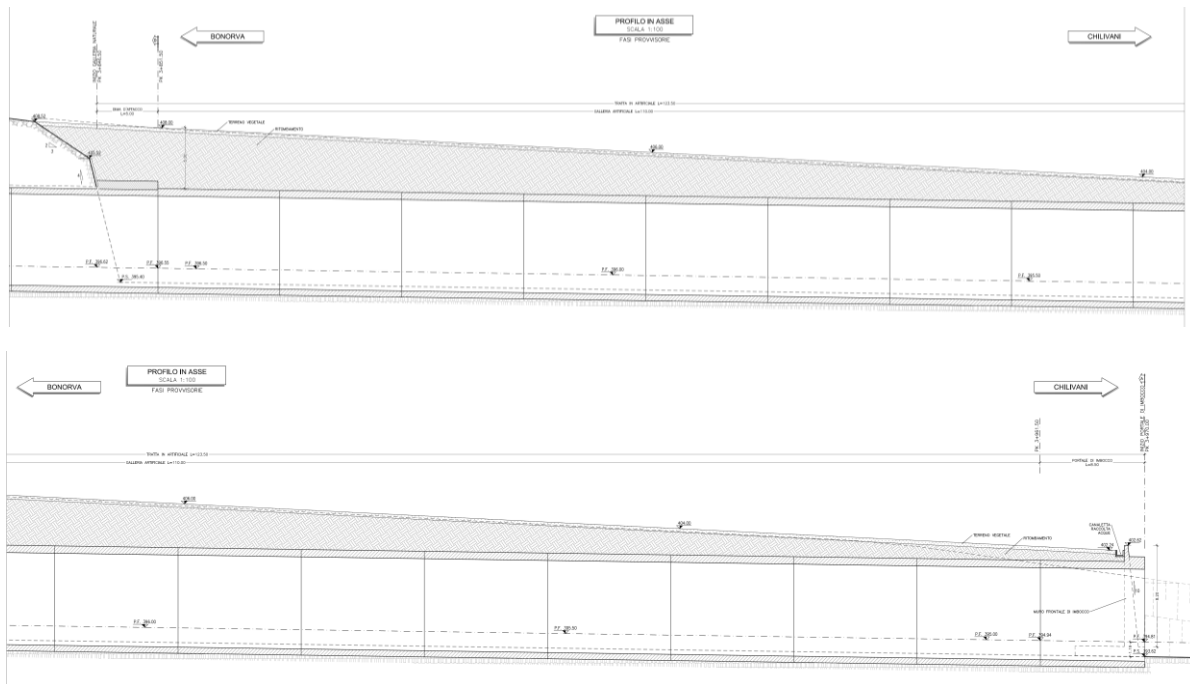


Figura 9-10 Galleria Bauladu – Imbocco lato Bonorva – Profilo in fase definitiva

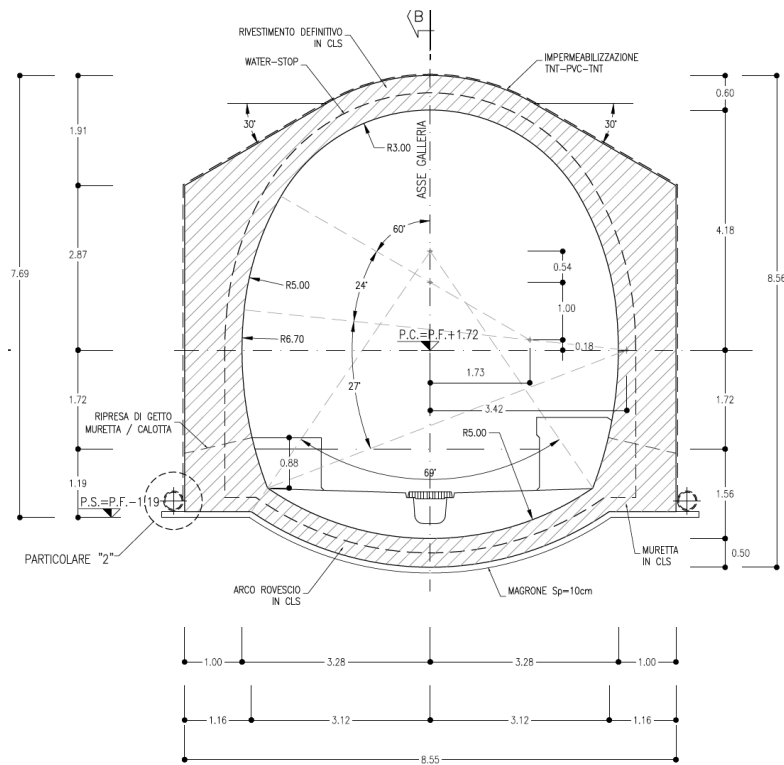


Figura 9-11 Galleria artificiale – Sezione trasversale

9.2.3 Muri di sostegno del portale d'imbocco

Il portale d'imbocco consiste in un concio di galleria artificiale policentrica accoppiato a muri di sostegno frontali che chiudono contro la trincea di uscita della galleria. La figura seguente illustra i muri di sostegno frontali del portale. Nel caso in esame il muro di sostegno ha altezza massima fuori terra 8.20 m, il paramento lato valle e inclinato H:V=1:10, lo spessore in testa muro è pari a 0.30 m.

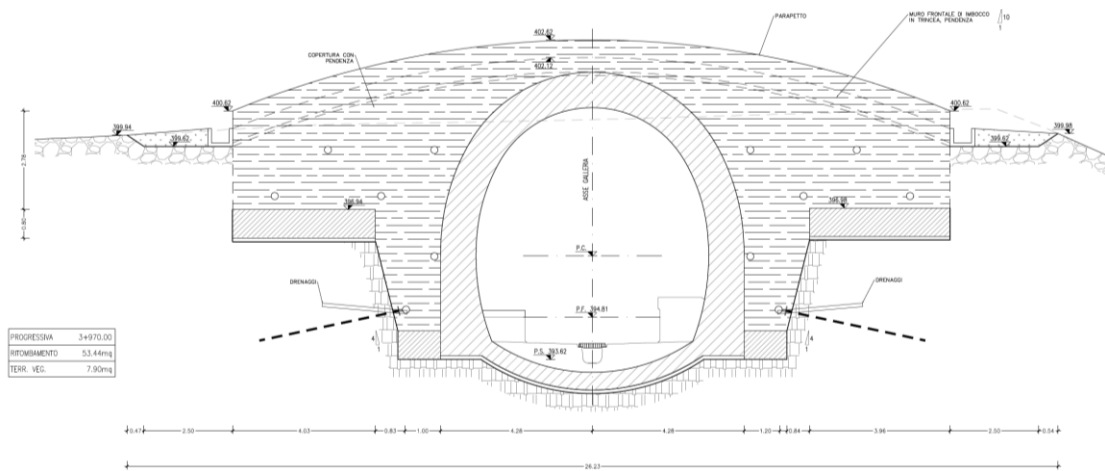


Figura 9-12 Portale d'imbocco lato Chilivani – Muro di sostegno – Vista frontale

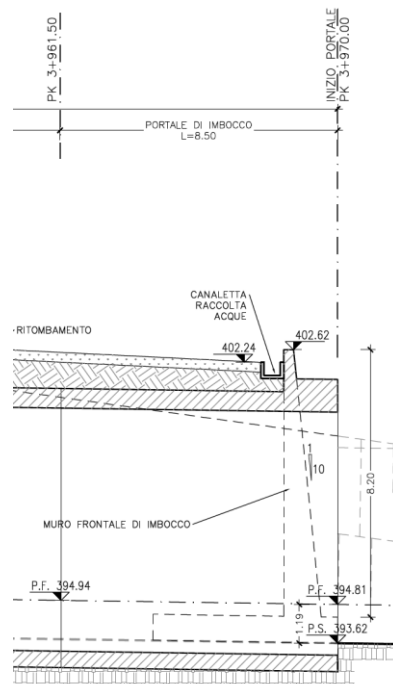


Figura 9-13 Portale d'imbocco lato Chilivani – Muro di sostegno – Sezione trasversale

10 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 14/01/2008.

Rafforzamenti corticali

Calcestruzzo proiettato	
Classe di resistenza	C 25/30
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} = 31447 \text{ MPa}$
Classe minima di sviluppo della resistenza minima a compressione a breve termine	J2
Curva granulometrica degli aggregati di tipo continuo con diametro massimo di:	10 mm
Classe di consistenza	S5
Classe di assorbimento energetica minima	E700

Rete elettrosaldata	
Tipo	B450C
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 450 \text{ MPa}$
Diametro	$\phi 6$
Maglia	15 cm x 15 cm

Bulloni in acciaio	
Tipo	B450C
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 450 \text{ MPa}$
Diametro barra	$\phi 28 \text{ mm}$
Maglia	2.0 m x 2.0 m
Diametro barra	D=70 mm

Galleria artificiale

Calcestruzzo armato	
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85 f_{ck}/1.5 = 14.11 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} \text{ MPa}=31447$
Tensione massima di compressione in esercizio	$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$ per combinazione rara $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 11.21 \text{ MPa}$ per combinazione quasi permanente

Acciaio per barre di armatura	
Tipo	B 450 C
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450/1.15 = 391.3 \text{ MPa}$
Tensione massima in condizioni di esercizio	$\sigma_{iim} = 0.80 f_{yk} =$
Verifica indiretta per il controllo della fessurazione	tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 617 /09

Muro di sostegno del portale

Calcestruzzo armato	
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85 f_{ck}/1.5 = 14.11 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} \text{ MPa}=31447$
Tensione massima di compressione in esercizio	$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$ per combinazione rara $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 11.21 \text{ MPa}$ per combinazione quasi permanente

Acciaio per barre di armatura	
Tipo	B 450 C
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450/1.15 = 391.3 \text{ MPa}$
Tensione massima in condizioni di esercizio	$\sigma_{lim} = 0.80 f_{yk} =$
Verifica indiretta per il controllo della fessurazione	tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 617 /09

11 CRITERI DI VERIFICA DELLE OPERE

Le verifiche sono state condotte in accordo con le prescrizioni e le indicazioni del DM 14/01/2008 e della Circolare n.617/09 (Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.).

11.1 Verifiche di stabilità delle scarpate

11.1.1 Azioni

Le azioni considerate per la verifica di stabilità degli scavi provvisori sono le seguenti:

- **azioni permanenti:** peso proprio del terreno.
- **azioni variabili:** carico variabile sul piano campagna Q_{IM} , atto a schematizzare nella fase costruttiva l'eventuale presenza di sovraccarichi di varia natura connessi alla realizzazione delle opere.
- **azione sismica:** l'accelerazione orizzontale massima attesa al suolo è definita nel paragrafo 8.4.

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 14/01/2008, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi e di esercizio in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

- combinazione fondamentale (SLU)
- combinazione sismica (SLV): il coefficiente di combinazione per il carico variabile Q_1 è pari a 0.2

11.1.2 Approcci progettuali e metodi di verifica

La verifica di sicurezza relativa agli Stati Limite Ultimi deve rispettare la condizione 6.2.1 prescritta dalle NTC 2008, ovvero:

$$E_d \leq R_d$$

in cui E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno.

In accordo con le indicazioni del DM 2008 § 6.8.2, le verifiche di sicurezza SLU sono state condotte secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), in cui A2 sono i coefficienti moltiplicativi delle azioni ed M2 ed R2 sono i coefficienti riduttivi dei parametri di resistenza dei materiali e della resistenza globale del sistema.

I coefficienti A2 considerati sono quelli riportati nella tabella 5.2.V delle NTC 2008.

Tabella 11-1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 5.2.V – NTC 2008)

<i>CARICHI</i>	<i>EFFETTO</i>	<i>SIMBOLO</i> γ_F	<i>(A₁)</i> <i>STR</i>	<i>(A₂)</i> <i>GEO</i>
Permanenti	favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	sfavorevole		1,35	1,00
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevole	γ_Q	0,00	0,00
	sfavorevole		1,45	1,25
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,30
Ballast	favorevole	γ_B	1,00	1,00
	sfavorevole		1,50	1,30

I coefficienti M2 considerati sono quelli riportati nella tabella 6.2.II delle NTC 2008.

Tabella 11-2 Coefficienti parziali per i parametri del terreno (Tabella 6.2.II – DM 2008)

<i>PARAMETRO</i>	<i>GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE</i>	<i>COEFFICIENTE PARZIALE</i> γ_M	<i>(M1)</i>	<i>(M2)</i>
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

Alle resistenze calcolate si è inoltre applicato il coefficiente parziale γ_R della Tabella 6.8.I.

Tabella 11-3 Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti (Tabella 6.8.I)

<i>COEFF. PARZIALE</i>	<i>(R2)</i>
γ_R	1.1

Il rapporto tra R_d ed E_d che pertanto dovrà risultare sempre maggiore o uguale a $\gamma_R = 1.1$ per assicurare che la verifica di sicurezza richiesta da normativa sia rispettata.

Per le verifiche sismiche si applicano i stessi criteri enunciati dalle NTC 2008 per la stabilità dei pendii naturali (§ 6.3 e 7.11.3.5) ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni (A2) ed impiegando i valori ridotti di parametri geotecnici (M2) e delle resistenze di progetto (R2).

La normativa permette di analizzare le condizioni di stabilità dei pendii mediante metodi pseudostatici, nei quali l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso al sito e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi SLU, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_h = k_h \cdot W \quad \text{ed} \quad F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v pari rispettivamente ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g \quad \text{e} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

in cui:

β_s : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g : accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

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

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tabella 7.11.I delle NTC 2008.


	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA					
	GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 07 CL	DOCUMENTO GA 00 00 002	REV. A

Tabella 11-4 Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tabella 7.11.I – DM2008)

	Categoria di sottosuolo	
	<i>A</i>	<i>B,C,D,E</i>
	β_s	β_s
$0.2 \leq a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 \leq a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte con il codice di calcolo SLOPE/W.

11.2 Rafforzamenti corticali

11.2.1 Approcci progettuali e metodi di verifica

Allo scopo di controllare e prevenire lo sviluppo di eventuali distacchi di massi di piccole dimensioni nella parte più superficiale della parete rocciosa è stato previsto un intervento di rafforzamento corticale a protezione delle scarpate. Tale intervento di protezione si adotta nel caso in cui il versante risulta stabile, l'ammasso è caratterizzato da uno strato di alterazione e fratturazione superficiale che interessa una fascia di spessore dell'ordine di 1-2 m circa.

L'intervento non ha funzione di stabilizzazione globale del pendio ma serve ad impedire l'innescio di fenomeni di rottura progressiva dalla superficie verso l'ammasso, ovvero quei dissesti che interessano la parte dell'ammasso più fratturata e allentata perché soggetta a fenomeni accelerati di degrado e alterazione dovuta agli agenti atmosferici.

Per impedire la caduta dei massi e migliorare la connessione tra la parte superficiale disarticolata e quella sana in profondità si prevede l'impiego di una bullonatura passiva e di uno strato di calcestruzzo spruzzato.

Il dimensionamento dell'intervento è stato effettuato in accordo con la metodologia semplificata proposta da Grimod e Giacchetti (2014) basata sulle seguenti ipotesi:

- 1) considerato che i dissesti superficiali hanno spessori generalmente non superiori a circa 1.0 m, l'approccio considera uno schema di pendio indefinito inclinato di un angolo β e caratterizzato da uno spessore costante s dello strato instabile.
- 2) il calcolo considera l'equilibrio limite dei blocchi instabili individuati dalle famiglie di giunti, analizzandone la configurazione più critica caratterizzata dal giunto inclinato di un angolo α .

11.2.1.1 Dimensionamento degli ancoraggi

Il dimensionamento delle chiodature dipende dalle dimensioni dei blocchi da sostenere. E' necessario verificare sia che tali masse non superino con il loro peso la resistenza al taglio del chiodo (verifica al taglio del materiale costituente il chiodo), sia che il tratto di chiodo ancorato (L_c) sia tale da impedire lo sfilamento del chiodo stesso (verifica allo sfilamento all'interfaccia elemento di rinforzo-roccia).

Il diametro minimo della barra da utilizzare per contrastare lo sforzo di taglio indotto dal blocco instabile lungo il piano di scorrimento può essere valutato attraverso le seguenti espressioni:

$$A_{eff} = \pi(\phi - 2t_c)^2 / 4$$

$$\varepsilon = 90 - \beta - \theta_0$$

$$\sigma_{adm} = \sigma_{st} / \gamma_{st}$$

in cui:

A_{eff} : area della sezione della barra in acciaio;

ϕ : diametro della barra;

t_c : eventuale spessore di corrosione;

ε : inclinazione del chiodo rispetto all'orizzontale;

β : inclinazione media del pendio;

θ_0 : inclinazione della barra rispetto alla perpendicolare al piano di scorrimento;

σ_{adm} : tensione di snervamento di progetto dell'acciaio dell'ancoraggio;

σ_{st} : tensione di snervamento dell'acciaio dell'ancoraggio;

γ_{st} : coefficiente parziale sull'acciaio;

In accordo con Pellet et al. (1995), Ferrero et al. (1997) e Goodman (1989), il contributo stabilizzante del chiodo R può essere espresso come:

$$R = A_{eff} \cdot \sigma_{adm} \cdot \sqrt{\frac{1 + \tan^{-2}(\varepsilon + \delta)}{16} \cdot \frac{1 + \tan^{-2}(\varepsilon + \delta)}{4}}$$

dove δ è la dilatanza lungo il giunto critico calcolata in accordo con il criterio di Barton e Bandis come:

$$\delta = \frac{JRC}{3} \log \left(\frac{JCS}{\sigma_{plan}} \right)$$

In cui:

$$JCS = JCS_0 \cdot \left(\frac{L_G}{L_0} \right)^{-0.03 \cdot JRC_0}$$

$$JRC = JRC_0 \cdot \left(\frac{L_G}{L_0} \right)^{-0.02 \cdot JRC_0}$$

dove:

JRC: rugosità del giunto;

JCS: resistenza a compressione monoassiale del giunto,

σ_{plan} : tensione sul piano di scivolamento;

JRC₀: rugosità del giunto alla scala del campione;

JCS₀: resistenza a compressione monoassiale del giunto alla scala del campione,

L₀: lunghezza del giunto alla scala del campione (assunta pari a 0.1 m in assenza di dati);

L_G: lunghezza del piano di scivolamento (assunta pari alla spaziatura verticale dei chiodi);

Le formule precedenti tengono conto dello scenario peggiore, in quanto considerano la massima dimensione potenziale del blocco che è definita dalla distanza tra i chiodi.

La tensione normale agente sulla superficie media di scorrimento vale:

$$\sigma_{plan} = \frac{W}{i_x \cdot i_y} \cos \alpha$$

dove i_x ed i_y sono la distanza orizzontale e verticale tra i chiodi e W è il peso del blocco instabile sostenuto da un solo ancoraggio:

$$W = i_x \cdot i_y \cdot s \cdot \gamma$$

L'equazione dell'equilibrio limite può essere scritta come:

$$W \cdot (\sin \beta - c \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi) + R \geq W \cdot (\sin \beta + c \cdot \cos \beta)$$

In cui ϕ è l'angolo di attrito residuo del giunto. Tale valore è molto difficile da definire attraverso le indagini in sito, specialmente nel caso di ammasso roccioso alterato superficialmente. Pertanto, per semplificare la procedura di calcolo, gli autori suggeriscono di assumere come valore dell'angolo di attrito residuo del giunto 45° , in modo tale che la $\tan\phi$ possa essere trascurata ($\tan\phi = \tan 45^\circ = 1$).

Introducendo i coefficienti parziali e i coefficienti sui carichi, l'equazione precedente diventa:

$$W \cdot \text{sen}\beta \cdot (1-c)/\gamma_{RW} + R \geq W \cdot (\text{sen}\beta + c \cdot \text{cos}\beta) \cdot \gamma_{DW}$$

In cui i due coefficienti valgono rispettivamente:

$$\gamma_{RW} = \gamma_T \cdot \gamma_W \cdot \gamma_B$$

$$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \cdot \gamma_{OL}$$

Nelle espressioni precedenti i tre termini γ_T , γ_W e γ_B sono i coefficienti parziali che tengono conto delle incertezze connesse alla definizione dello spessore dello strato instabile ($\gamma_T = 1.20 \div 1.30$), del peso dell'unità di volume della roccia ($\gamma_W = 1.00 \div 1.05$) e del comportamento della roccia ($\gamma_B = 1.00 \div 1.05$), mentre i due termini γ_{MO} e γ_{OL} sono i coefficienti parziali sulle azioni che tengono conto rispettivamente delle incertezze sulla morfologia del pendio ($\gamma_{MO} = 1.10 \div 1.30$) e sul possibile carico esterno, come neve o ghiaccio o la vegetazione che cresce sulla scarpata ($\gamma_{OL} = 1.00 \div 1.20$).

La tabella successive fornisce alcune indicazioni in merito alla scelta dei vari coefficienti:

Il coefficiente di sicurezza del chiodo è definito come:

$$FS_{nail} = \frac{FS_{SLP}}{FD_{SLP}} \geq 1.0$$

In cui FS_{SLP} è la forza stabilizzante totale agente sul sistema e FD_{SLP} è la forza instabilizzante totale agente sul piano di scorrimento:

$$FS_{SLP} = W \cdot \text{sen}\beta \cdot (1 - c)/\gamma_{RW} + R$$

$$FD_{SLP} = W \cdot (\text{sen}\beta + c \cdot \text{cos}\beta) \cdot \gamma_{DW}$$

Tabella 11-5 Coefficienti parziali per azioni stabilizzanti e instabilizzanti

Partial/Load factor	Description	Value
γ_r	If the superficial instability thickness is defined by:	
	- geomechanical survey: - rough/visual estimation:	1.20 1.30
γ_w	If the rock unit weight is:	
	- homogeneous: - not-homogeneous (i.e. flysh):	1.00 1.05
γ_b	If the rock:	
	- does not present any anomalous behavior (i.e. compact rock): - is subjected to erosion and/or environmental condition that can create weakness of the rock mass (i.e. weathering rock):	1.00 1.05
γ_{mo}	If the morphology of the rock is:	
	- regular (the mesh lies in better contact with the slope, thus the rock movement are limited): - rough (the mesh cannot be in adherence with the slope, thus the unstable block can easily move):	1.10 1.30
γ_{oL}	If there are/are not external loads acting on the system:	
	- not significant loads are applied: - additional external loads are applied (i.e. snow, ice, vegetation, etc.):	1.00 1.20

11.2.1.2 Dimensionamento della lunghezza del chiodo

La seconda parte del dimensionamento del chiodo riguarda la minima lunghezza dell'ancoraggio, che è definita come:

$$L_{tot} = L_S + L_I + L_P$$

dove:

L_S : minima lunghezza della barra nella porzione di roccia stabile;

L_I : minima lunghezza della barra nella porzione di roccia instabile;

L_P : lunghezza della parte plasticizzata dell'ammasso roccioso instabile.

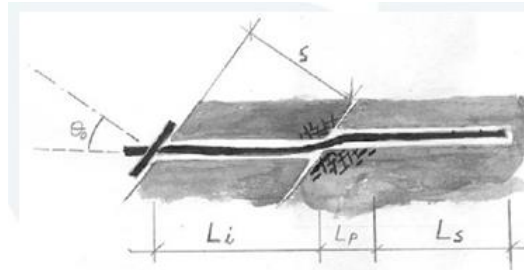


Figura 11-1 Lunghezza di ancoraggio del chiodo

Il primo termine è calcolato con la formula di Bustamante e Doix (1985):

$$L_s = \frac{P}{\pi \cdot \phi_{drill} \cdot \tau_{lim} / \gamma_{GT}}$$

in cui:

ϕ_{drill} : diametro della perforazione;

P: massima forza di trazione agente sull'ancoraggio per l'instabilità del blocco (Prock);

τ_{lim} : tensione tangenziale limite all'interfaccia tra la malta e la roccia;


γ_{GT} : coefficiente di sicurezza sull'adesione malta-roccia.

$$P = (FS_{SLP} + R - FD_{SLP}) \cdot \cos(\beta + \theta_0)$$

La massima lunghezza nella parte instabile L_I è valutata come:

$$L_I = \frac{s}{\cos \epsilon} \cdot \gamma_{DW}$$

La parte plasticizzata è generalmente assunta pari a 10-50 cm a seconda delle caratteristiche dell'ammasso roccioso. I valori suggeriti sono i seguenti: 0.15-0.25 per rocce tenere, 0.25-0.45 per rocce molto tenere 0.25-0.50 per rocce molto fratturate.

	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA					
GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 07 CL	DOCUMENTO GA 00 00 002	REV. A	FOGLIO 34 di 148

11.3 Gallerie artificiali

11.3.1 Azioni

Per le gallerie artificiali si individuano le seguenti azioni:

- **azioni permanenti strutturali:** peso proprio della struttura (P.P), spinte del terreno sui fianchi della galleria (SP_{1sx} e SP_{1dx}), carico verticale P.cop (rappresentato dal terreno di ricopimento);
- **azioni variabili:** carico variabile Q_1 pari a 20 kN/m² (legato ai mezzi di cantiere), spinte sui fianchi della galleria (SQ_{1sx} e SQ_{1dx}) generate dal carico Q_1 .
- **azione sismica:** l'accelerazione orizzontale massima attesa al suolo è definita nel paragrafo 8.4. I carichi considerati sono: incremento di spinta del terreno sui fianchi della galleria ($\pm \Delta Sh$), variazione del peso del terreno di ritombamento ($\pm \Delta Sv$), effetti inerziali della struttura della galleria nelle direzioni orizzontale e verticale (I_h e I_v).

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 14/01/2008, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi e di esercizio in condizioni statiche e in condizioni sismiche:

- combinazione fondamentale (SLU)
- combinazione caratteristica (SLE): il coefficiente di combinazione per il carico variabile Q_1 è pari a 1
- combinazione frequente (SLE): il coefficiente di combinazione per il carico variabile Q_1 è pari a 0.8
- combinazione quasi permanente (SLE): il coefficiente di combinazione per il carico variabile Q_1 è pari a 0
- combinazione sismica (SLV, SLD): il coefficiente di combinazione per il carico variabile Q_1 è pari a 0.2.

11.3.2 Approcci progettuali e metodi di verifica

Le verifiche delle gallerie artificiali sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite:

- stati limite ultimi (SLU):
 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - raggiungimento della resistenza strutturale
- stati limite di esercizio in condizioni statiche (SLE):
 - controllo dello stato tensionale e fessurativo degli elementi strutturali.

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) e allo stato limite di danno (SLD). Per tali verifiche i coefficienti parziali sulle azioni sono pari all'unità.

Nei prospetti che seguono sono riportate le combinazioni statiche (SLU e SLE) e sismiche (SLV) ritenute più gravose e adottate nelle analisi numeriche della galleria artificiale ai fini delle verifiche strutturali del rivestimento.

SLU							
Carico	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7
<i>P.P.</i>	1.3	1.3	1.0	1.3	1.0	1.3	1.0
<i>P.cop</i>	1.3	1.3	1.0	1.3	1.0	1.3	1.0
<i>SP.sx</i>	1.3	1.0	1.3	1.3	1.3	1.0	1.0
<i>SP.dx</i>	1.3	1.0	1.3	1.0	1.0	1.3	1.3
Q_1	1.5	1.5	0.0	1.5	0.0	1.5	0.0
$SQ_1.sx$	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	0.0	0.0
$SQ_1.dx$	1.5	0.0	1.5	0.0	0.0	1.5	1.5

SLE-C		SLE-F			SLE-QP		
Carico	SLE-C	Carico	SLE-F-1	SLE-F-2	SLE-F-3	Carico	SLE-QP
<i>P.P.</i>	1.0	<i>P.P.</i>	1.0	1.0	1.0	<i>P.P.</i>	1.0
<i>P.cop</i>	1.0	<i>P.cop</i>	1.0	1.0	1.0	<i>P.cop</i>	1.0
<i>SP.sx</i>	1.0	<i>SP.sx</i>	1.0	1.0	1.0	<i>SP.sx</i>	1.0
<i>SP.dx</i>	1.0	<i>SP.dx</i>	1.0	1.0	1.0	<i>SP.dx</i>	1.0
Q_1	1.0	<i>V</i>	0.8	0.0	0.0	Q_1	0.0
$SQ_1.sx$	1.0	<i>SV.sx</i>	0.0	0.8	0.0	$SQ_1.sx$	0.0
$SQ_1.dx$	1.0	<i>SV.dx</i>	0.0	0.0	0.8	$SQ_1.dx$	0.0

SLV																
Carico	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4	SLV5	SLV6	SLV7	SLV8	SLV9	SLV10	SLV11	SLV12	SLV13	SLV14	SLV15	SLV16
<i>P.P.</i>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<i>P.cop</i>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<i>SP.sx</i>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<i>SP.dx</i>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Q_1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$SQ_1.sx$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$SQ_1.dx$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$\Delta S.h$	1.0	-1.0	1.0	-1.0	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1.0	-1.0	1.0	-1.0	0.3	-0.3	0.3	-0.3
$\Delta S.v$	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-1.0	-1.0	1.0	1.0	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-1.0	-1.0	1.0	1.0
<i>l.h</i>	1.0	-1.0	1.0	-1.0	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-0.3	0.3	-0.3	0.3
<i>l.v</i>	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-1.0	-1.0	1.0	1.0	0.3	0.3	-0.3	-0.3	1.0	1.0	-1.0	-1.0

Le combinazioni sono state generate nel rispetto di quanto indicato dalla normativa nelle tabelle qui di seguito allegate.

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

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

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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Per la verifica agli stati limite in condizioni sismiche (SLV e SLD) si è adottato il metodo pseudostatico, calcolando i coefficienti sismici orizzontale e verticale in analogia con quanto indicato dalla normativa (DM 14/1/2008) per i muri di sostegno:

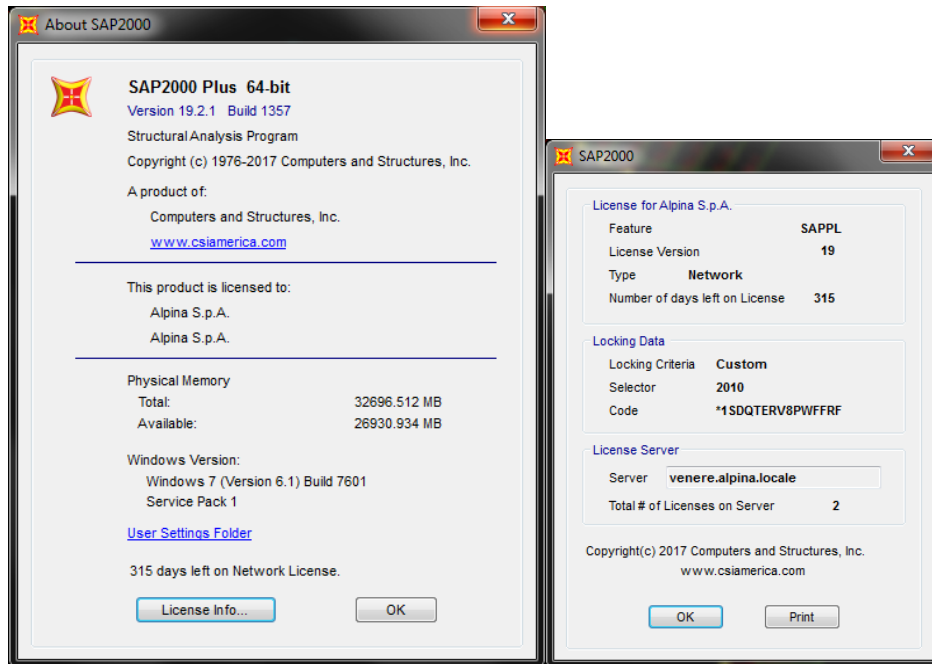
$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)$$

$$k_v = \pm \frac{1}{2} \cdot k_h$$

dove:

- a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito,
- β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima assunto pari a 1.

Per il calcolo delle sollecitazioni si è adottato il metodo delle reazioni iperstatiche attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali. Si è utilizzato il codice di calcolo SAP2000 (versione 19.2.1).



Si considera una sezione di galleria di lunghezza unitaria definendo per la struttura un modello costituito da conci monodimensionali (elementi beam). Gli spessori delle diverse aste sono variabili secondo l'elemento strutturale considerato (calotta, piedritto, arco rovescio). L'interazione tra il terreno e la struttura è simulata attraverso un vincolo elastico (molle) assegnato ai vari elementi "frame", lungo il loro sviluppo. Il vincolo è di tipo non lineare in quanto rappresenta la capacità del terreno di dare una reazione solo se soggetto a compressione, la rigidezza di tali supporti è calcolata secondo le seguenti formulazioni:


$$k = \frac{E'I}{R_{eq}(1+\nu)} \cdot i \quad (\text{per i tratti curvilinei dell'arco di calotta})$$

$$k = \frac{E'I}{B \cdot (1-\nu^2)} \cdot i \quad (\text{per tratti rettilinei dell'arco di calotta})$$

$$k = \frac{E'I}{B \cdot (1-\nu^2) \cdot c_t} \cdot i \quad (\text{per l'arco rovescio})$$

dove, con riferimento alla geometria della linea d'asse modellata:

- R_{eq} è il raggio di curvatura del tratto di carpenteria curvilineo considerato;
- B è la lunghezza del tratto rettilineo di carpenteria; per l'arco rovescio è pari alla dimensione trasversale totale (trascurandone la curvatura);

	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA					
GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 07 CL	DOCUMENTO GA 00 00 002	REV. A	FOGLIO 38 di 148

- i è l'interasse tra le bielle;
- ν ed E il coefficiente di Poisson ed il modulo elastico del mezzo al contorno rispettivamente;
- c_t = coefficiente di forma della fondazione ottenuto attraverso le relazioni proposte da Bowles (1960) (L = lato maggiore della fondazione):

$$c_t = 0.853 + 0.534 \cdot \ln(L/B) \quad \text{fondazione rettangolare con } (L / B) \leq 10;$$

$$c_t = 2 + 0.0089 \cdot (L/B) \quad \text{fondazione rettangolare con } (L / B) > 10.$$

11.4 Muri di sostegno

11.4.1 Azioni

Le azioni considerate per la verifica dei muri di sostegno dell'imbocco sono le seguenti:

- **azioni permanenti strutturali:** peso proprio degli elementi strutturali, spinta del terreno a monte dell'opera.
- **azioni variabili:** carico variabile sul piano campagna a monte della struttura di sostegno, Q_{1M} , atto a schematizzare nella fase costruttiva l'eventuale presenza di sovraccarichi di varia natura connessi alla realizzazione delle opere.
- **azione sismica:** l'accelerazione orizzontale massima attesa al suolo è definita nel paragrafo 8.4.

In corrispondenza di un evento sismico è necessario tener conto dell'amplificazione/deamplificazione delle spinte del terreno a monte dell'opera.

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 14/01/2008, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi e di esercizio in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

- combinazione fondamentale (SLU)
- combinazione sismica (SLV): il coefficiente di combinazione per il carico variabile Q_1 è pari a 0.2

11.4.2 Approcci progettuali e metodi di verifica

Le verifiche delle strutture di sostegno sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU)

- stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno ;

- scorrimento del piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno;
- ribaltamento;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali;

Come prescritto dal DM 14/01/2008 per i muri di sostegno, è stato adottato l'Approccio Progettuale 1 con le due combinazioni di coefficienti parziali (tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del DM 14/01/2008):

- combinazione 1: A1 + M1 + R1
- combinazione 2: A2 + M2 + R2.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 (A2+M2+R2). Per le verifiche di stati limite ultimi STR l'analisi è stata condotta la combinazione 1 (A1+M1+R1), applicando i coefficienti parziali A1 ($\gamma = 1.3$) all'effetto delle azioni. A tale scopo, nelle analisi, i valori caratteristici dei carichi variabili sfavorevoli sono stati amplificati di un coefficiente pari a $1.5/1.3 = 1.15$.

Lo stato limite di ribaltamento è stato trattato come uno stato limite di equilibrio del corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.I del DM 14/01/2008.

Per le verifiche di stabilità globale è stato applicato l'Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2 – tabb. 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 14/01/2008).

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV). Per le verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni sono pari all'unità. Si è adottato il metodo pseudostatico, calcolando il coefficiente sismico orizzontale e verticale, secondo le prescrizioni della normativa (DM 14/01/2008):

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g è l'accelerazione di gravità.

In assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata attraverso la seguente relazione:

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

dove:

- S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica SS e dell'amplificazione topografica ST di cui al §3.2.3.2 del DM 14/01/2008) ;
- ag è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione il coefficiente β_m assume i valori riportati nella tabella 7.11.II del DM 14/01/2008.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

L'effetto del sisma è ottenuto applicando un incremento di spinta del terreno valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe, agente nello stesso punto della spinta statica.

$$\Delta S_E = \left[\frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (K_{aE} - K_a) \right]$$

dove: γ rappresenta il peso dell'unità di volume della formazione con la quale l'opera interagisce, H rappresenta l'altezza dell'opera, K_{aE} e K_a rappresentano i coefficienti di spinta attiva in condizioni sismiche e statiche rispettivamente.

I coefficienti di spinta attiva sono stati determinati attraverso la relazione di Mononobe (1929) e Okabe (1926). L'angolo di attrito terreno/struttura, δ , è stato assunto pari a 2/3 della resistenza al taglio del terreno naturale.

Le verifiche del muro di sostegno sono state effettuate con il codice di calcolo MAX 10.0 della Aztec Informatica.

12 VERIFICA DELLE OPERE DELL'IMBOCCO

12.1 Verifiche di stabilità delle scarpate

Sono state verificate le seguenti sezioni:

- Sez. 1: scavo provvisorio galleria Giave imbocco lato Bonorva;
- Sez. 2: scavo provvisorio galleria Giave imbocco lato Chilivani;

12.1.1 Input del modello di calcolo

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno degli imbocchi si è fatto riferimento a quanto riportato nei paragrafi precedenti contenenti i parametri geotecnici definiti a partire dai risultati delle indagini geognostiche.

I parametri geotecnici assunti per le verifiche di stabilità sono sintetizzati nella tabella seguente:

Tabella 12-1 Parametri geotecnici caratteristici (k) e di progetto (M2)

Materiale	γ [kN/m ³]	Φ_k [°]	Φ_{M2} [°]	c'_k [kPa]	c'_{M2} [kPa]
Unità b2 Coltre eluvio-colluviale	19	30	24.8	40	32
Unità IGR Ignimbrite	20	45.8	39.4	183	146.4

12.1.2 Analisi dei carichi

Nelle verifiche di stabilità degli imbocchi, si è considerato un carico variabile che corrisponde ad un sovraccarico da cantiere e/o da traffico pari a 20 kPa. Questo carico è collocato a monte dell'opera di imbocco ed è distante dal ciglio di scarpata di un metro ed è largo circa 5 m.

Nelle analisi statiche il sovraccarico di progetto è stato calcolato in accordo col coefficiente parziale sulle azioni A2 riportato in Tabella 5.2V D.M. 2008. Perciò il valore di calcolo del calcolo è il seguente:

$$q_d = q_f \gamma_{Qi} = 20 \text{ kPa} \times 1.3 = 26 \text{ kPa}$$

Nelle analisi sismiche il coefficiente di combinazione da utilizzare è $\psi_{2,i}$ pari a 0.2, come riportato nei criteri di dimensionamento e verifiche degli imbocchi con berlinesi D.M. 2008.

$$q_d = q_k \psi_{2,i} = 20 \text{ kPa} \times 0.2 = 4 \text{ kPa}$$

Le azioni sismiche pseudo-statiche sono state definite secondo i criteri sopradescritti nel paragrafo § 8.4 e i parametri ottenuti sono sintetizzati nella seguente tabella:


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA					
	GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 07 CL	DOCUMENTO GA 00 00 002	REV. A

Tabella 12-2 Parametri sismici

<i>SUOLO</i>	<i>TOPOGRAFIA</i>	<i>PARAMETRI SISMICI</i>			
		<i>ag</i>	<i>SS</i>	<i>ST</i>	<i>ag_{max}</i>
		(g)	(-)	(-)	(-)
A	T4	0,045	1	1,4	0,063

da cui:

$$\beta_s = 0.2$$

$$F_h = \beta_s a_g S_s S_T W = k_h W = 0,0126W$$

$$F_v = \pm 0.5 F_h = k_v W = \pm 0,0063 W$$

12.1.3 Risultato dei calcoli

Le analisi di stabilità sono state effettuate sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche, in presenza di falda. Per tutte le verifiche si è adottato il metodo dell'equilibrio limite di Janbu.

I risultati ottenuti sono sintetizzati nella tabella seguente e nelle successive figure.

Tabella 12-3 - Coefficienti di sicurezza in condizioni statiche e sismiche

<i>IMBOCCO</i>	<i>CONDIZIONI</i>	<i>ANALISI</i>	<i>RISULTATI</i> <i>FS^{MIN}</i>
Galleria Giave Imbocco Sud	Statiche	Stabilità globale	2,836
		Stabilità locale	2,623
	Sismiche	Stabilità globale	2,888
		Stabilità locale	2,902
Galleria Giave Imbocco Nord	Statiche	Stabilità globale	3,892
		Stabilità locale	3,220
	Sismiche	Stabilità globale	3,808
		Stabilità locale	3,436

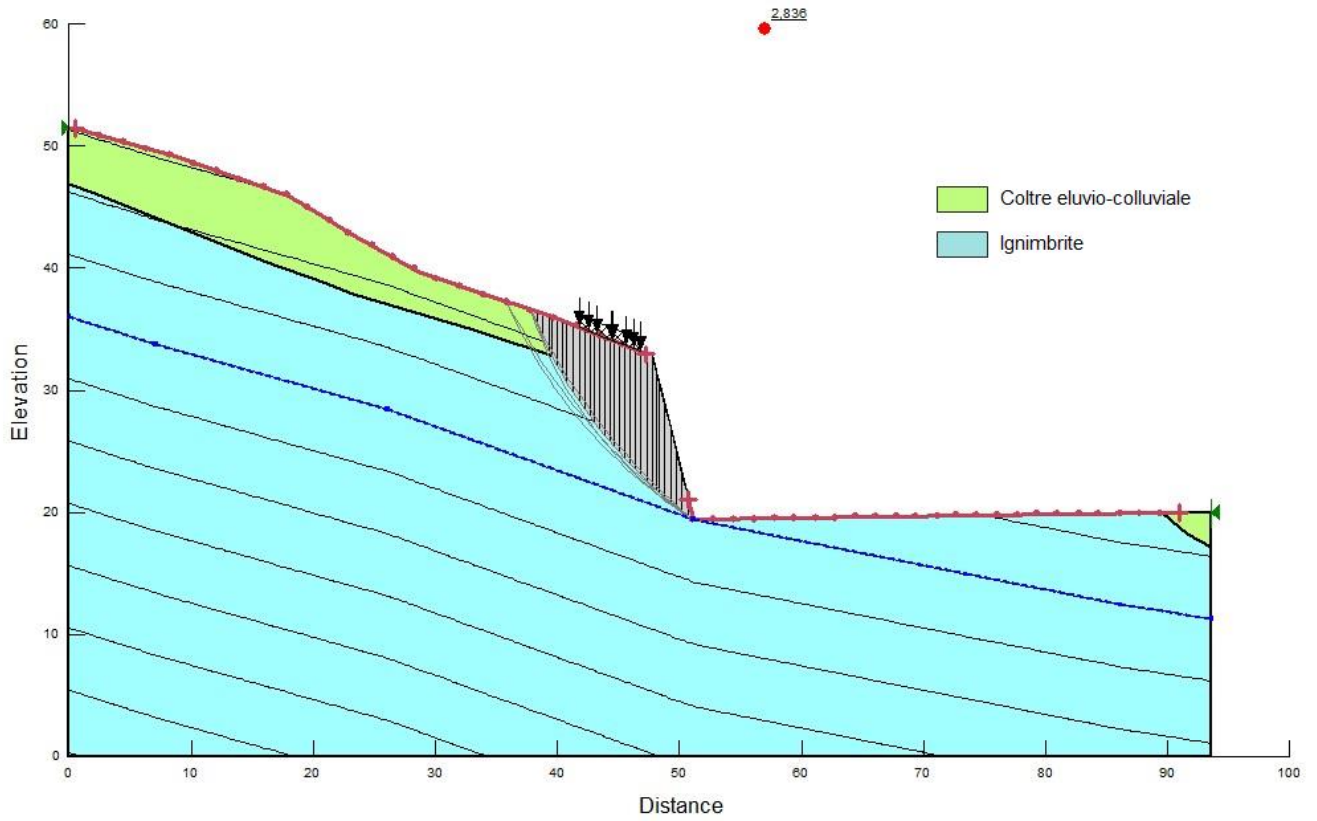


Figura 12-1 Analisi di stabilità globale (Galleria Giave – imbocco sud – condizioni statiche)

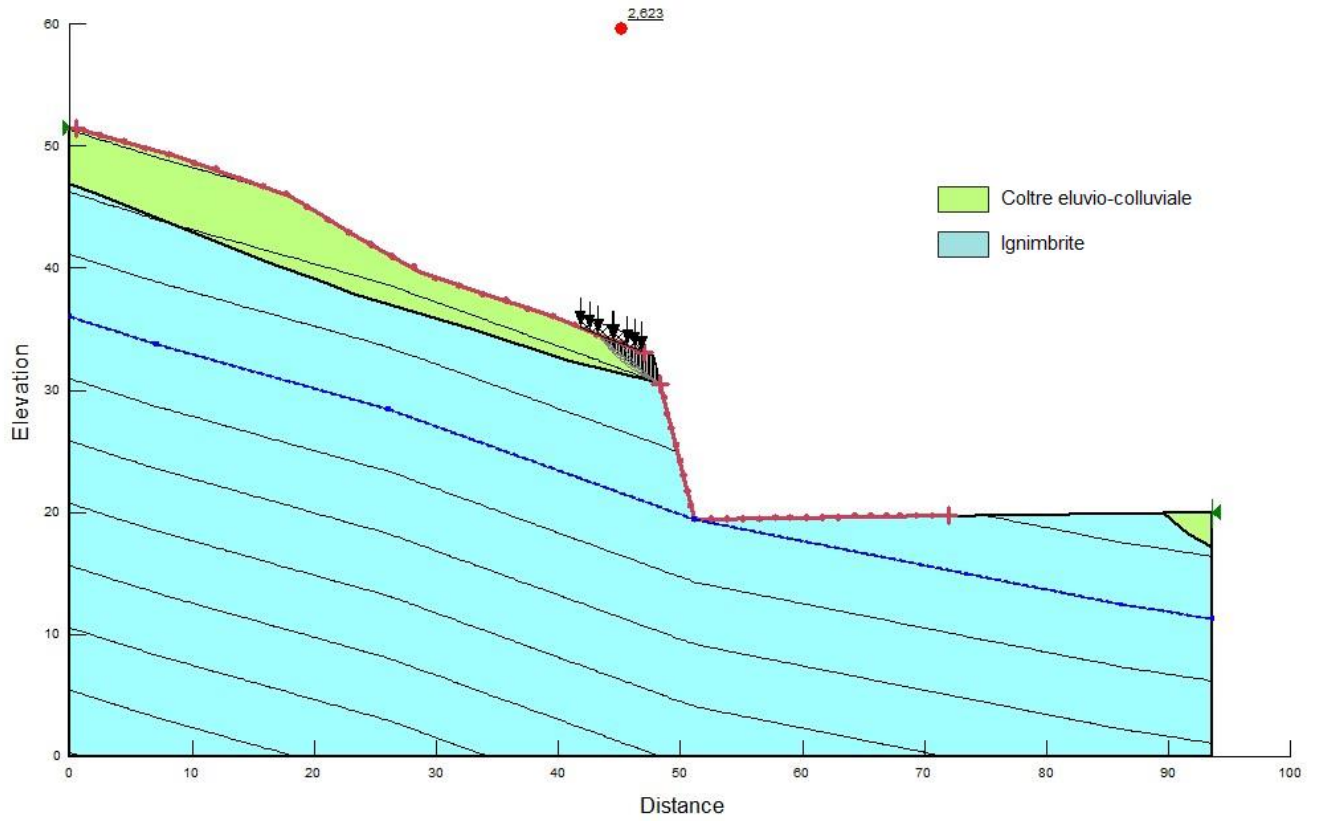


Figura 12-2 Analisi di stabilità locale (Galleria Giave – imbocco sud – condizioni statiche)

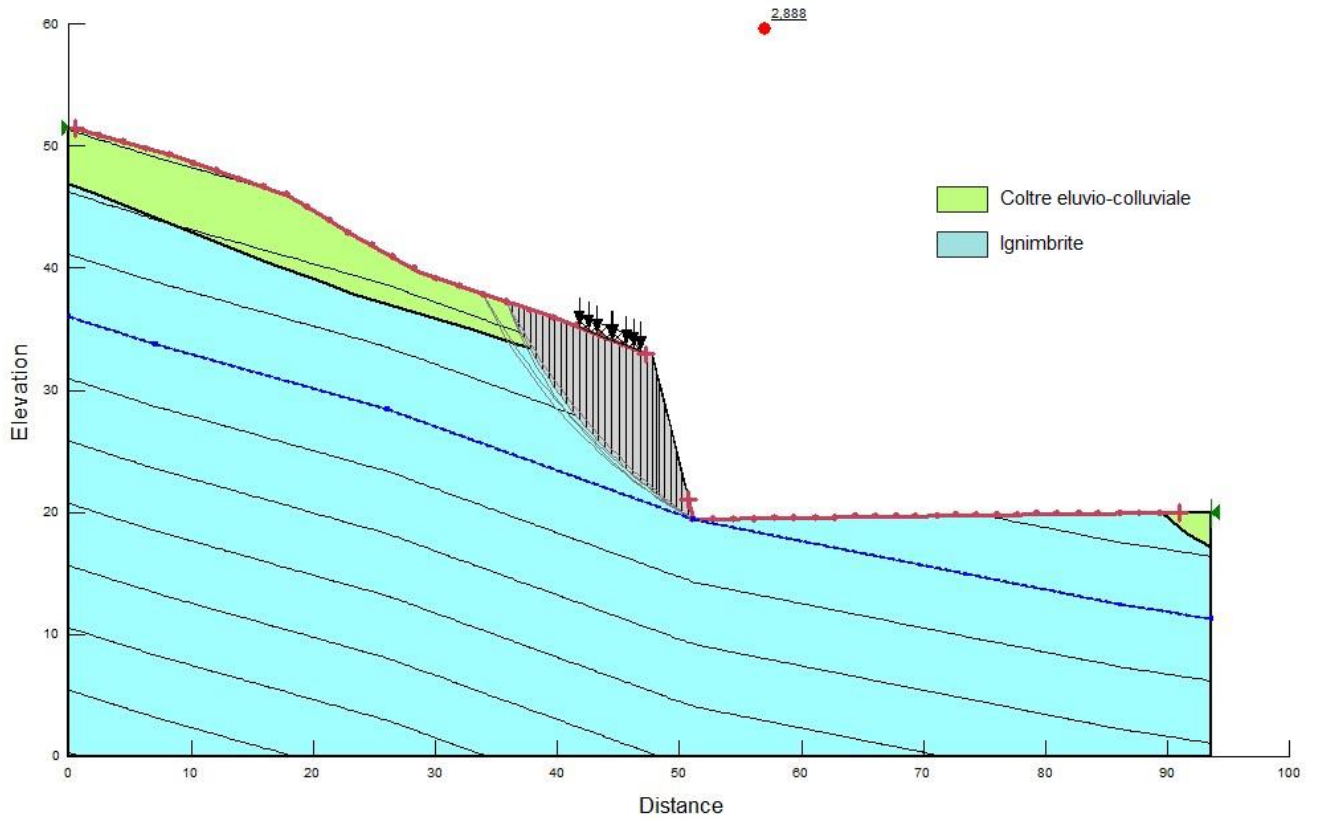


Figura 12-3 Analisi di stabilità globale (Galleria Giave – imbocco sud – condizioni sismiche)

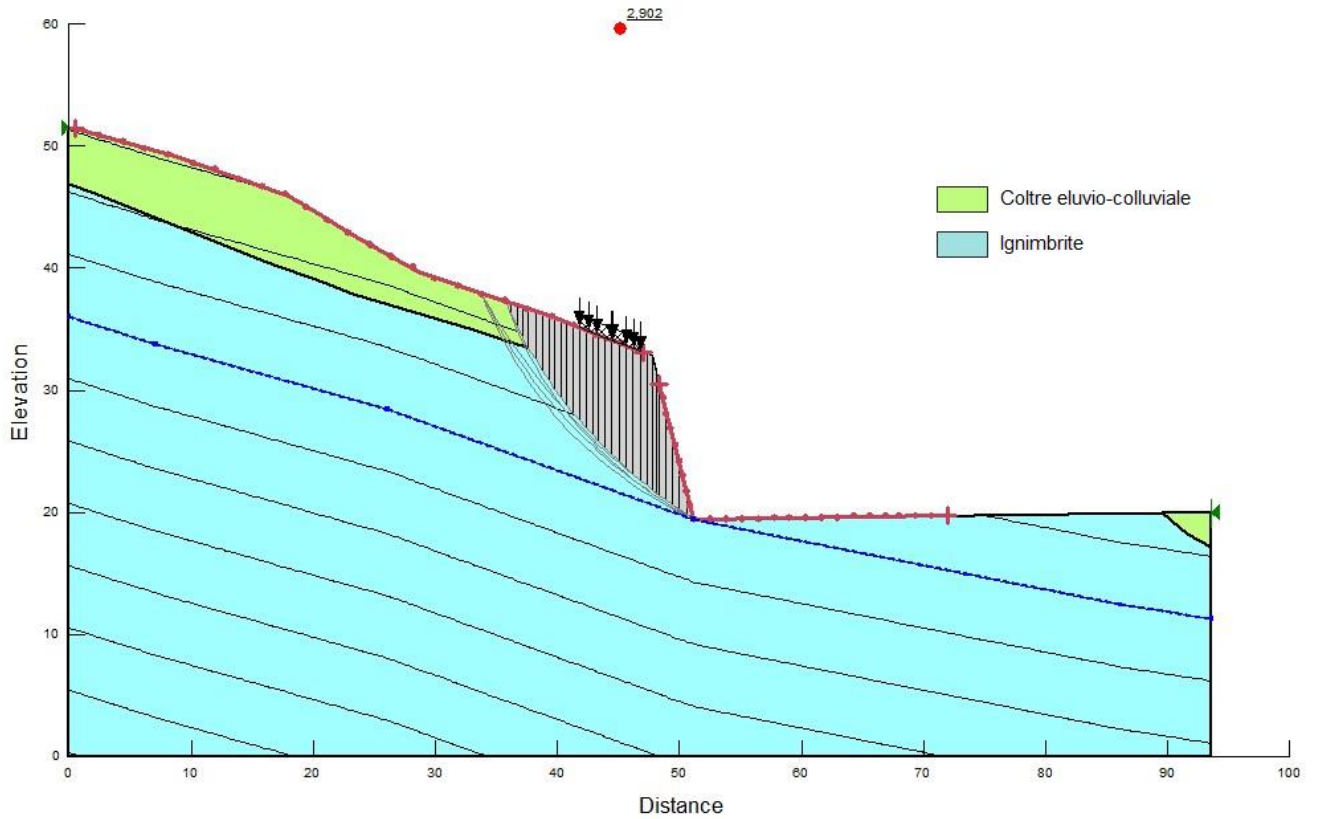


Figura 12-4 Analisi di stabilità locale (Galleria Giave – imbocco sud – condizioni sismiche)

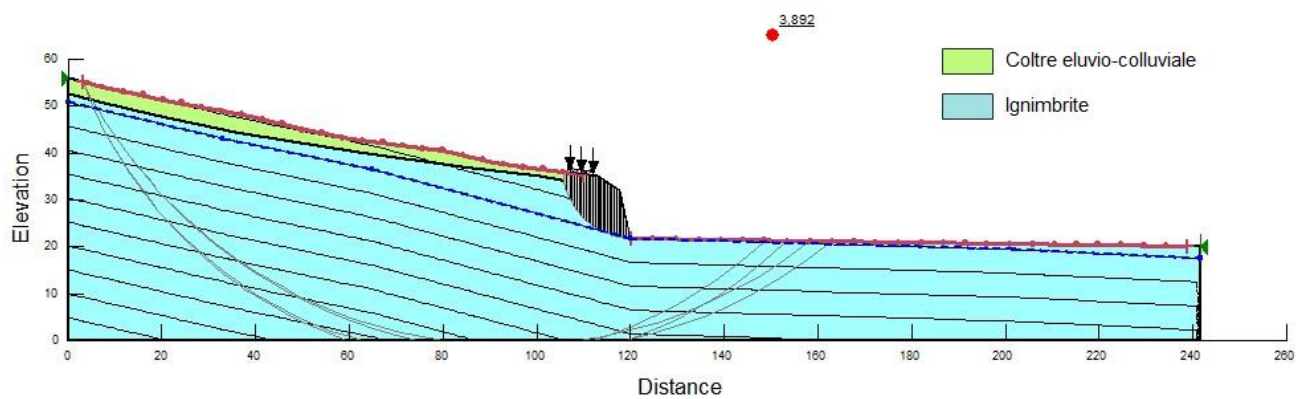


Figura 12-5 Analisi di stabilità globale (Galleria Giave – imbocco nord – condizioni statiche)

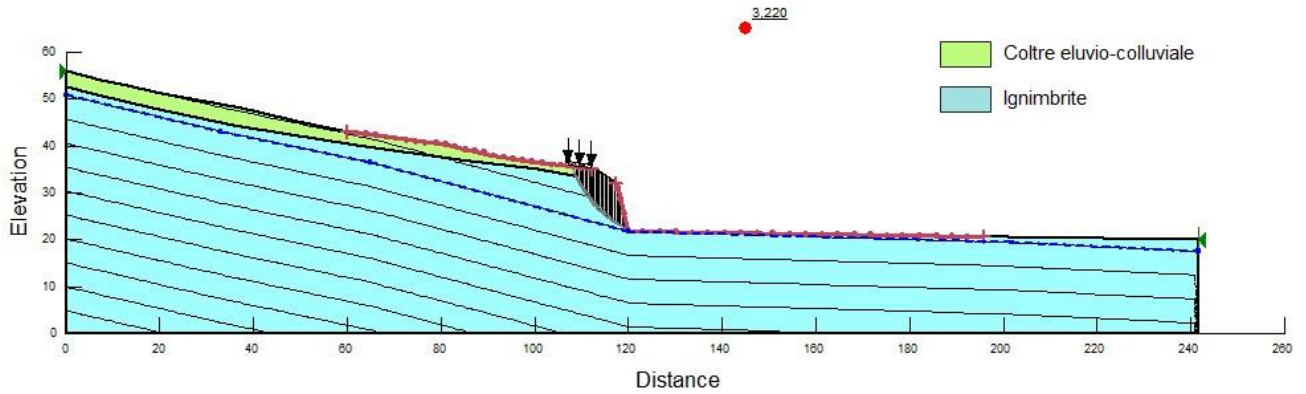


Figura 12-6 Analisi di stabilità locale (Galleria Giave – imbocco nord – condizioni statiche)

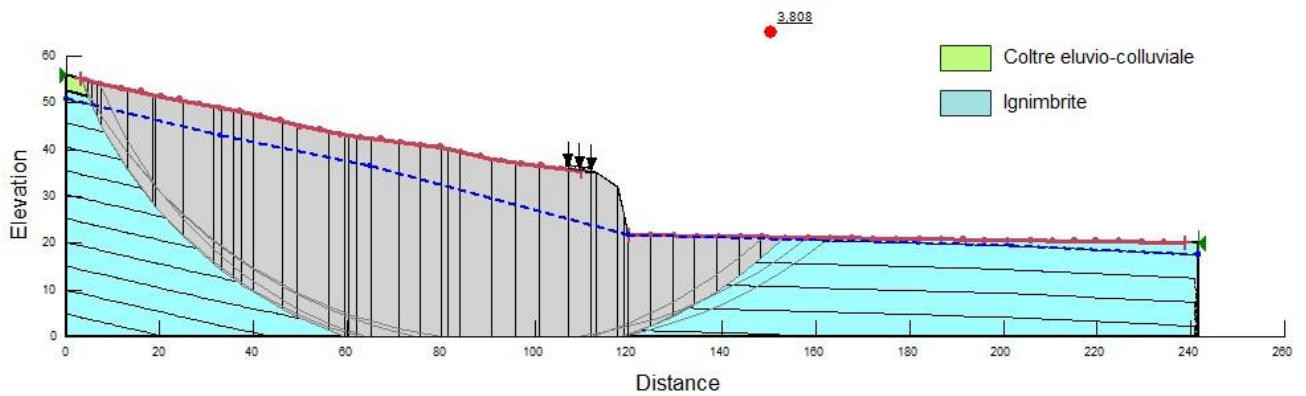


Figura 12-7 Analisi di stabilità globale (Galleria Giave – imbocco nord – condizioni sismiche)

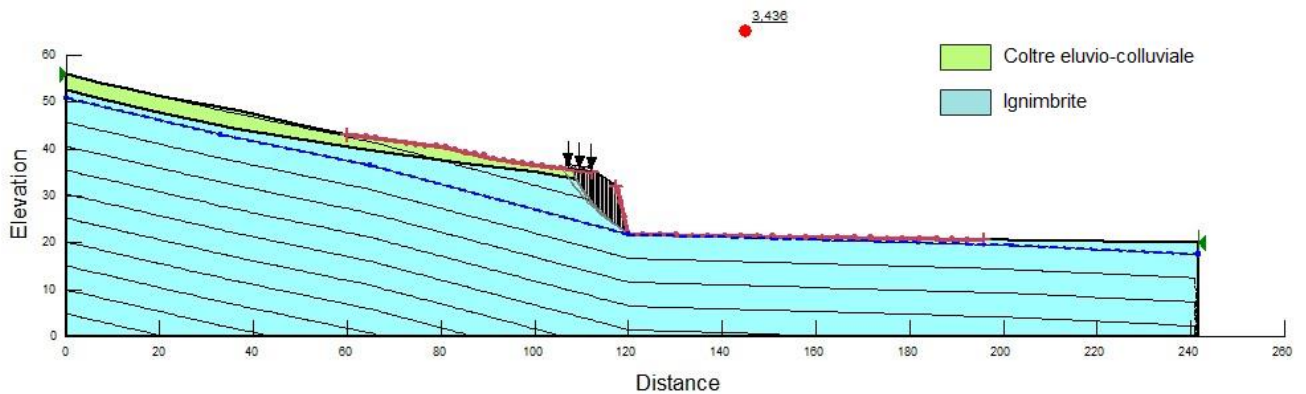


Figura 12-8 Analisi di stabilità locale (Galleria Giave – imbocco nord – condizioni sismiche)



VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA
VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	48 di 148

12.2 Rafforzamenti corticali

Nelle tabelle seguenti sono riportati i calcoli di dimensionamento della bullonatura passiva riferiti alla sezione di massima altezza della galleria Giave imbocco sud lato Bonorva.

L'intervento di protezione prevede l'impiego di uno strato di spritz beton dello spessore di 15 cm e una bullonatura passiva con barre $\phi 28$ di lunghezza pari a 4.0 m disposte a maglia 2.0 m x 2.0 m, nell'ipotesi di uno spessore medio della parte corticale allentata di 2.0 m, ipotesi basata sull'esame delle condizioni dell'affioramento osservate in sito e sulle indicazioni fornite nella relazione geologica.

Tabella 12-4 – Dimensionamento della bullonatura passiva
LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA - Galleria Giave
DIMENSIONAMENTO DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE
Dati di input
Geometria della scarpata

<i>inclinazione media scarpata</i>	β	76	[°]
<i>spessore medio zona corticale</i>	s	2,0	[m]
<i>coefficiente parziale azioni - morfologia</i>	γ_{MO}	1,10	[-]
<i>coefficiente parziale azioni - carico esterno</i>	γ_{OL}	1,20	[-]
<i>coefficiente parziale azioni</i>	γ_{DW}	1,32	[-]

Maglia chiodi

<i>interasse orizzontale</i>	i_x	2,0	[m]
<i>interasse verticale</i>	i_y	2,0	[m]

Caratteristiche dell'ammasso roccioso

<i>coefficiente sismico orizzontale</i>	c	0,06	[-]
<i>peso unità volume roccia</i>	γ	20,0	[kN/m ³]
<i>coefficiente parziale resistenze - spessore</i>	γ_T	1,30	[-]
<i>coefficiente parziale resistenze - peso</i>	γ_W	1,00	[-]
<i>coefficiente parziale resistenze - comportam</i>	γ_B	1,00	[-]
<i>coefficiente parziale resistenze</i>	γ_{RW}	1,30	[-]

Caratteristiche del giunto critico

<i>inclinazione del giunto</i>	α	15	[°]
<i>resistenza compressione monoassiale giunto</i>	JCS ₀	4,7	[MPa]
<i>rugosità giunto</i>	JRC ₀	16,0	[-]
<i>lunghezza giunto</i>	L ₀	0,10	[m]
<i>lunghezza piano di scivolamento</i>	L _G	2,00	[m]

Dati chiodo

<i>angolo tra la barra e la normale al piano di scor</i>	θ_0	0	[°]
<i>diametro nominale</i>	ϕ	28,0	[mm]
<i>spessore corrosione</i>	t_c	0,00	[mm]
<i>tensione snervamento dell'acciaio</i>	σ_{st}	450,0	[N/mm ²]
<i>coefficiente parziale acciaio</i>	γ_{st}	1,15	[-]
<i>adesione malta-roccia</i>	τ_{lim}	0,35	[MPa]
<i>coefficiente parziale per adesione malta-roccia</i>	γ_{GT}	1,98	[-]
<i>diametro della perforazione</i>	ϕ_{drill}	70,0	[mm]

LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA - Galleria Giave

DIMENSIONAMENTO DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE

Dimensionamento chiodi

Calcolo del contributo stabilizzante chiodo

$$R = A_{\text{eff}} \cdot \sigma_{\text{adm}} \cdot \sqrt{\frac{1 + \tan^{-2}(\varepsilon + \delta)}{16} \cdot \frac{16}{1 + \tan^{-2}(\varepsilon + \delta) \cdot 4}}$$

volume blocco instabile	V	8	[m ³]
peso blocco instabile	W	160	[kN]
inclinazione del chiodo rispetto all'orizzontale	ε	14	[°]
resistenza compressione monoassiale giunto	JCS	1,1	[MPa]
rugosità giunto	JRC	6,135	[-]
tensione media sulla superficie di scorrimento	σ_{plan}	38,64	[kPa]
dilatanza lungo il giunto critico	δ	2,98	[°]
area del chiodo	A_{eff}	615,8	[mm ²]
tensione snervamento progetto dell'acciaio	σ_{adm}	391,3	[N/mm ²]
contributo resistente chiodo	R	162,30	[kN]

Verifica a taglio del chiodo

$$FS_{SLP} = W \cdot \text{sen}\beta \cdot (1 - c) / \gamma_{RW} + R$$

$$FS_{SLP} = W \cdot (\text{sen}\beta + c \cdot \text{cos}\beta) \cdot \gamma_{DW}$$

$$FS_{\text{nail}} = \frac{FS_{SLP}}{FS_{SLP}} \geq 1.0$$

forza stabilizzante	FS_{SLP}	274,2	[kN]
forza instabilizzante	FD_{SLP}	208,1	[kN]
coefficiente sicurezza chiodo	FS_{nail}	1,317	[kN]

LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA - Galleria Giave

DIMENSIONAMENTO DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE

Lunghezza dell'ancoraggio

Verifica allo sfilamento del chiodo

$$L_S = \frac{P}{\pi \cdot \phi_{drill} \cdot \tau_{lim} / \gamma_{GT}}$$

$$P_{rock} = (FS_{SLP} + R - FD_{SLP}) \cdot \cos(\beta + \theta_0)$$

$$L_I = \frac{s}{\cos \varepsilon} \cdot \gamma_{DW}$$

massima forza chiodo	P_{rock}	55,2	[kN]
massima forza sfilamento	P	56,5	[kN]
lunghezza tratto stabile	L_S	1,5	[m]
lunghezza tratto instabile	L_I	2,7	[m]
lunghezza tratto plasticizzato	L_p	0,5	[m]
lunghezza ancoraggio	L	4,1	[m]

12.3 Galleria artificiale

Per la verifica della galleria artificiale è stata presa in considerazione la sezione caratterizzata dalla massima altezza di ritombamento pari a 5.0 m. La sezione analizzata è situata alla pk 3+851.50 dell'imbocco lato Chilivani.

12.3.1 Input del modello di calcolo

Di seguito è fornita una descrizione delle principali caratteristiche geometriche e uno schema del modello di calcolo.

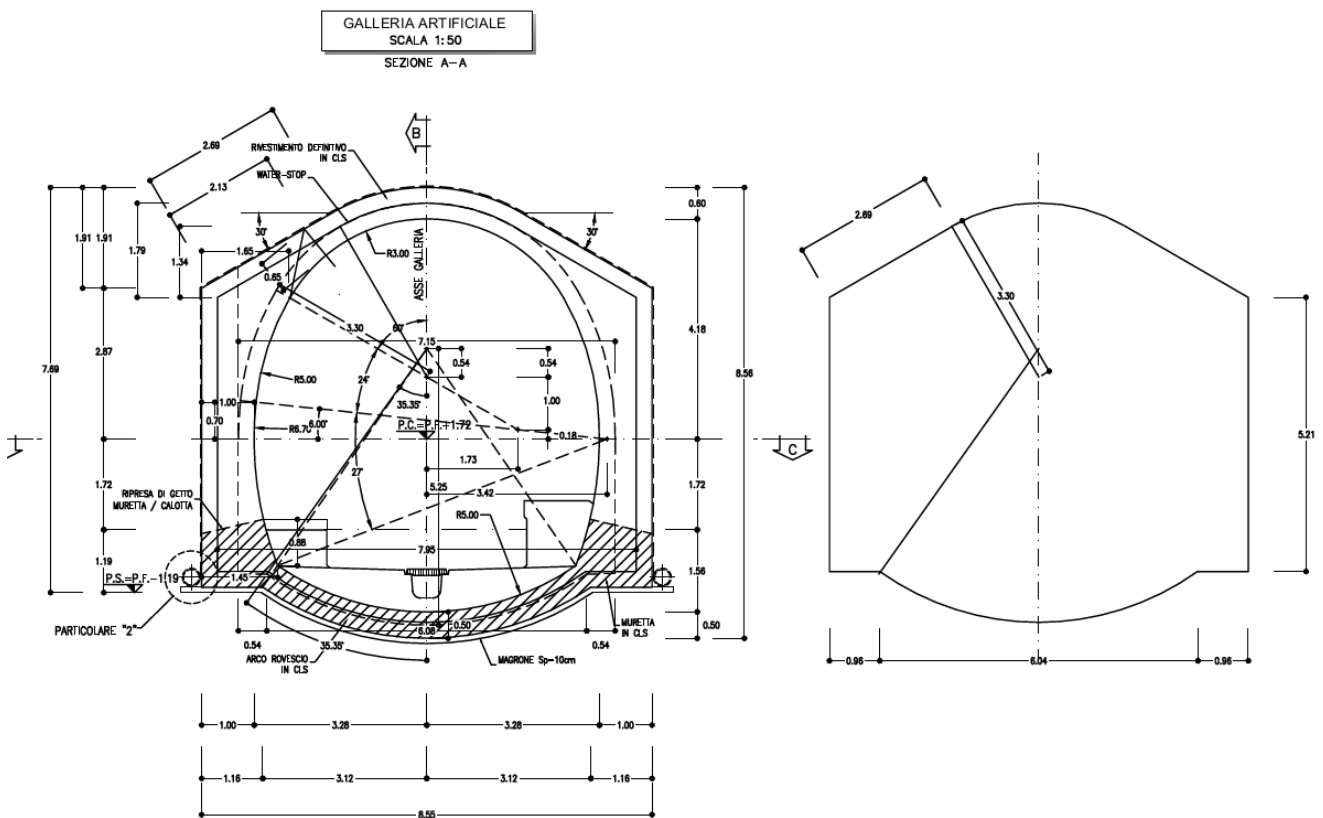


Figura 12-9 – Galleria artificiale – Caratteristiche geometriche del modello

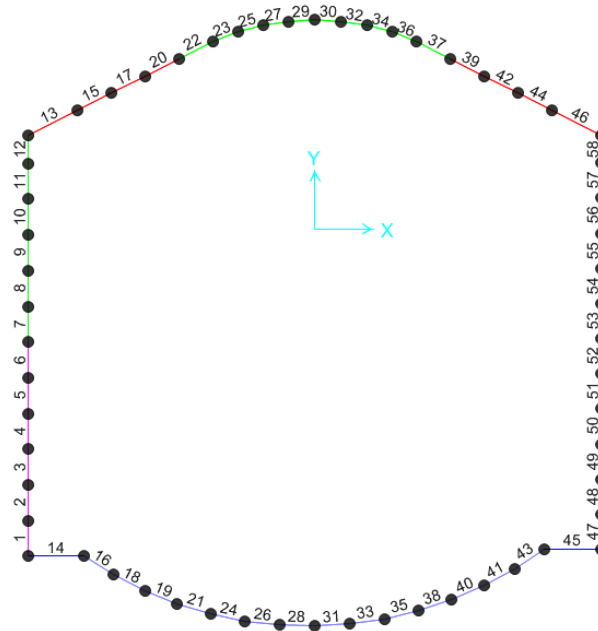


Figura 12-10 – Schema del modello di calcolo agli elementi finiti: numerazione dei frames

Agli elementi di estremità dell'arco rovescio è stata assegnata una sezione con maggiore rigidità sia flessionale sia di taglio.

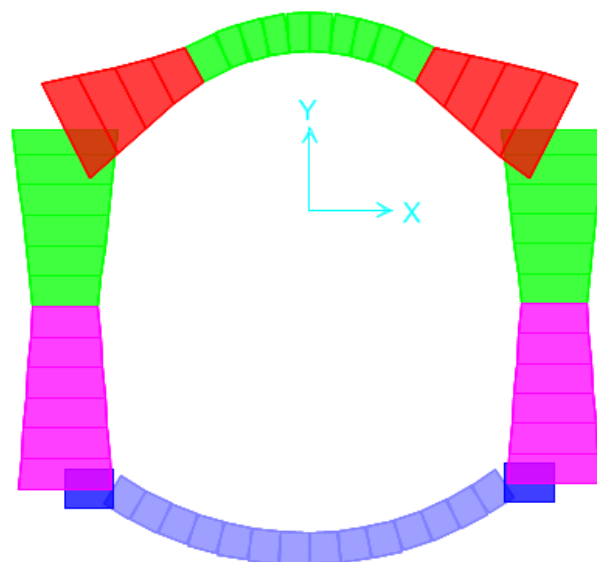


Figura 12-11 - Schema del modello di calcolo con evidenziate le variazioni di spessore

Si presentano in seguito i parametri del modello:

Tabella 12-5 - Caratteristiche del modello di calcolo

Tipologia opera	Galleria artificiale
Altezza simulata dell'opera	$H_{tot} = 8.01$ m
Larghezza simulata dell'opera	$B = 7.56$ m
Lunghezza della tratta d'opera	$L = 40$ m
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Spessori simulati del rivestimento	
Calotta	0.6 m ÷ 1.65 m
Piedritti	1.0 ÷ 1.65 m
Fondazione	0.5 m
Rigidezze molle terreno applicate al modello	

rigidezza vincoli elastici a sola compressione				
	calotta (1)	rettilineo (2)	piedritti (3)	arco rovescio (4)
B [m]	0	2	5.37	7.56
R [m]	3.3	0	0	0
E [kN/m ²]	25000	25000	25000	1400000
ν	0.3	0.3	0.3	0.3
ct	1	1	1	2.161
L [m]	0	0	0	137
L/B	0	0	0	18.122
k [kN/m³]	5827.51	13736.26	5115.93	94157.13

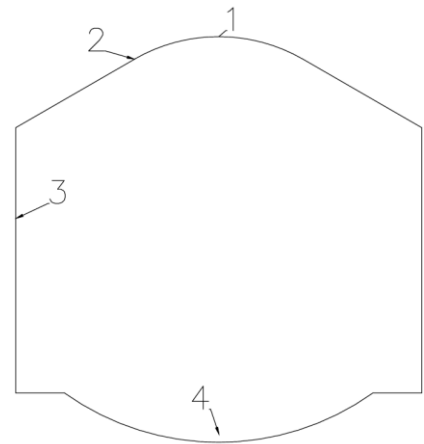


Figura 12-12 – Rigidezza delle molle del modello

Per ciò che riguarda la stratigrafia dei terreni si rimanda all'inquadramento geologico-geotecnico.

12.3.2 Analisi dei carichi

I contributi di carico esaminati sono i seguenti.

12.3.2.1 *Peso proprio (p.p.)*

Il carico di peso proprio è automaticamente calcolato dal programma, una volta inserite le caratteristiche dei materiali e delle sezioni.

TABLE: Frame Section Properties 01 - General																	
SectionName	Material	Shape	t3	t2	Area	TorsConst	I33	I22	I23	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
Text	Text	Text	m	m	m2	m4	m4	m4	m4	m2	m2	m3	m3	m3	m3	m	m
arco 193	C28/35	Rectangular	1	1.93	1.93	0.43	0.16	0.60	0.00	1.61	1.61	0.32	0.62	0.48	0.93	0.29	0.56
calotta 190 cm	C28/35	Rectangular	1.9	1	1.90	0.42	0.57	0.16	0.00	1.58	1.58	0.60	0.32	0.90	0.48	0.55	0.29
calotta s=100 cm	C28/35	Rectangular	1	1	1.00	0.14	0.08	0.08	0.00	0.83	0.83	0.17	0.17	0.25	0.25	0.29	0.29
muro285	C28/35	Rectangular	2.85	1	2.85	0.74	1.93	0.24	0.00	2.38	2.38	1.35	0.48	2.03	0.71	0.82	0.29
rigidi	C28/35	Rectangular	1.28	1	1.28	0.22	0.17	0.11	0.00	1.07	1.07	0.27	0.21	0.41	0.32	0.37	0.29
s128	C28/35	Rectangular	1.28	1	1.28	0.22	0.17	0.11	0.00	1.07	1.07	0.27	0.21	0.41	0.32	0.37	0.29
s150	C28/35	Rectangular	1.5	1	1.50	0.29	0.28	0.13	0.00	1.25	1.25	0.38	0.25	0.56	0.38	0.43	0.29
s170	C28/35	Rectangular	1.7	1	1.70	0.36	0.41	0.14	0.00	1.42	1.42	0.48	0.28	0.72	0.43	0.49	0.29
s180	C28/35	Rectangular	1.8	1	1.80	0.39	0.49	0.15	0.00	1.50	1.50	0.54	0.30	0.81	0.45	0.52	0.29
s192	C28/35	Rectangular	1.92	1	1.92	0.43	0.59	0.16	0.00	1.60	1.60	0.61	0.32	0.92	0.48	0.55	0.29
var 100-190		Nonprismatic															
var 190-100		Nonprismatic															
var 190-285		Nonprismatic															
var 285 190		Nonprismatic															

12.3.2.2 *Permanente in copertura (P.cop.)*

Il carico assegnato è corrispondente ai 12 m di terreno e agisce in direzione verticale.

$$P=20 \times 5 = 100 \text{ kN/m}$$

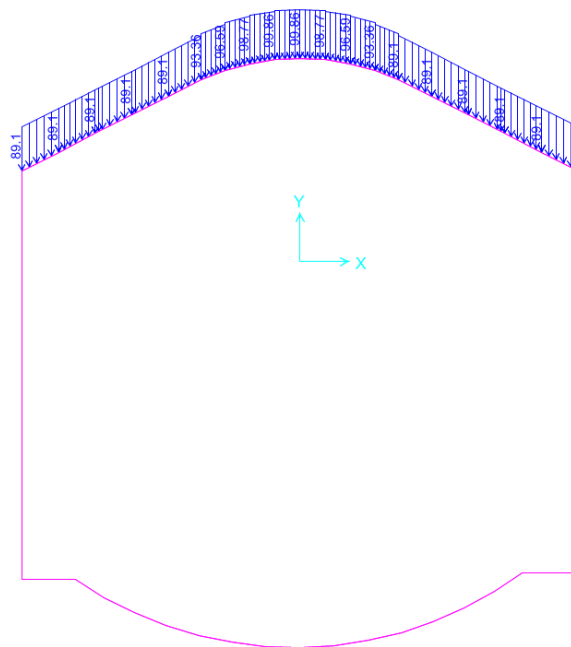


Figura 12-13 – Carico permanente in copertura

12.3.2.3 Spinta permanente terreno a sinistra e a destra ($SP_{sx} - SP_{dx}$)

La spinta del terreno è valutata con il coefficiente di spinta a riposo secondo i seguenti parametri:

$$\gamma t = \text{peso specifico del terreno} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\emptyset = \text{angolo di attrito del terreno} = 35^\circ$$

$$K_0 = 0.426$$

Si assegna il carico variabile con la profondità sui due lati della struttura.

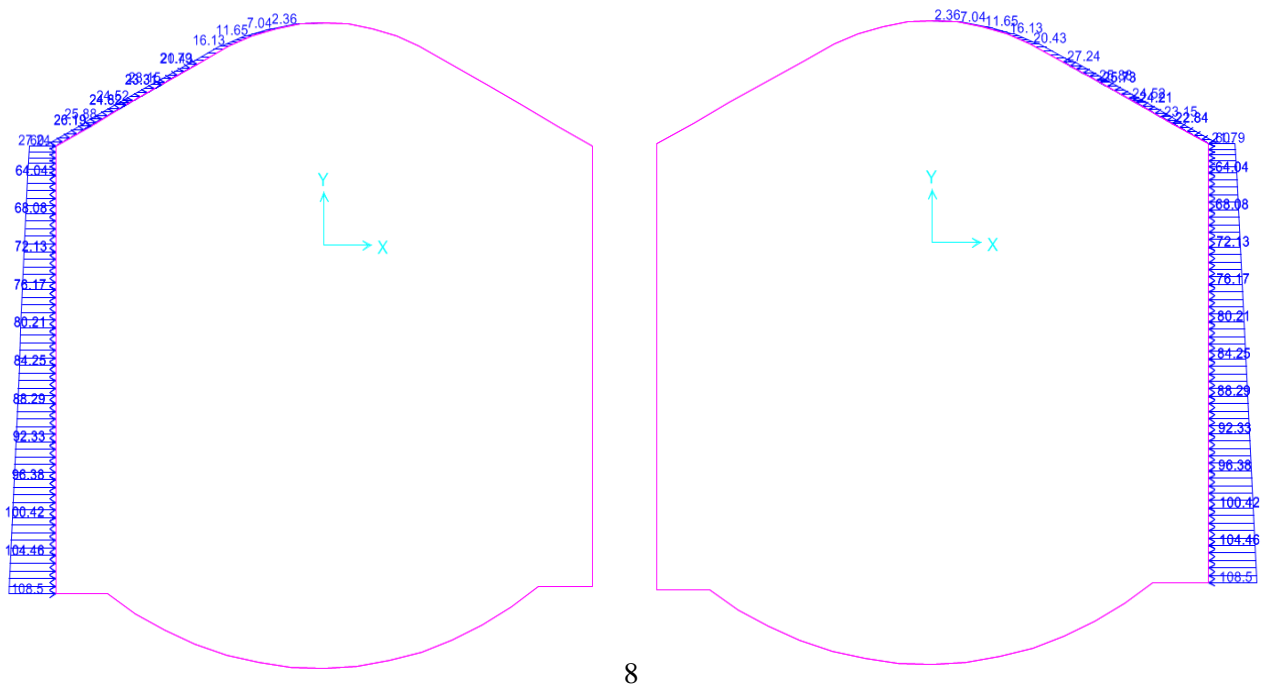


Figura 12-14 – Incremento di spinta per carico permanente in copertura

12.3.2.4 Carico variabile in copertura (V)

Si considera un carico variabile in copertura di intensità pari a 20 kN/m^2 .

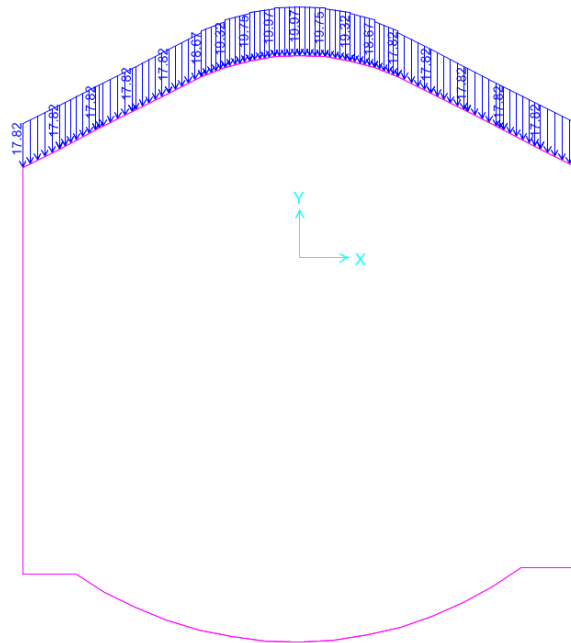


Figura 12-15 – Carico variabile in copertura

12.3.2.5 *Sovraccarico laterale generato dal carico variabile in copertura (SV.sx-SV.dx)*

$$P=0.426 \times 20 = 8.52 \text{ kN/m}$$

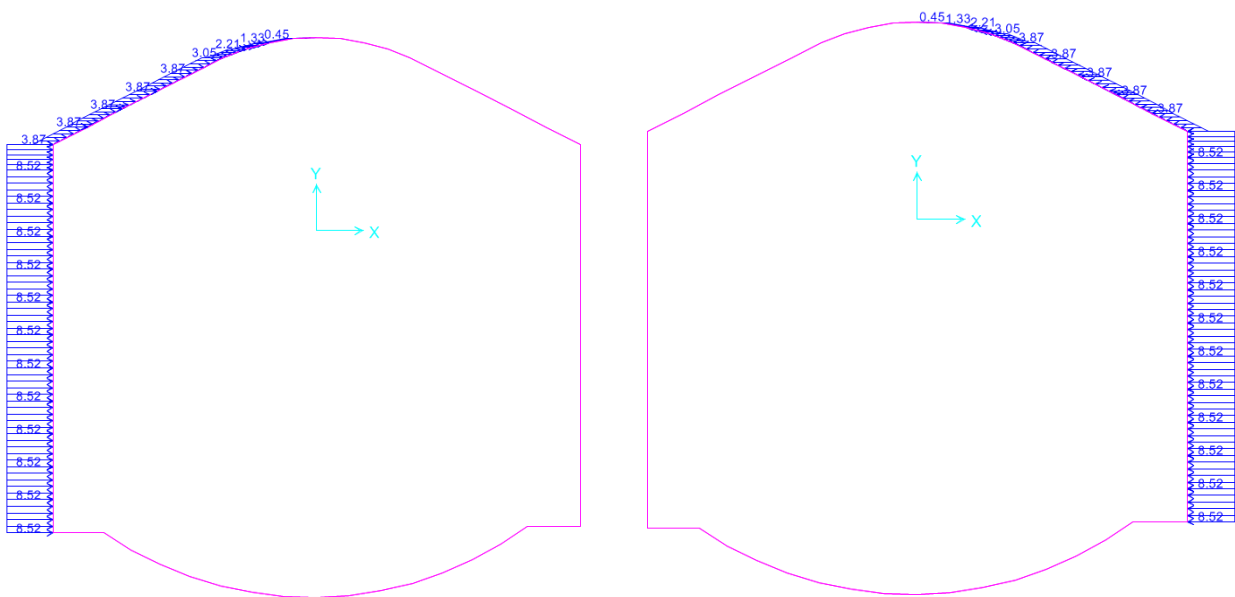


Figura 12-16 – Incremento spinta orizzontale per carico variabile in copertura

12.3.2.6 Incremento di spinta del terreno per sisma in direzione orizzontale (ΔSh)

Si segue l'approccio pseudo-statico e si valuta l'incremento di spinta da parte del terreno in caso di sisma secondo la teoria di Wood.

$$\Delta Sh = (a_{\max}/g) \times \gamma \times H^2$$

Dove:

$$a_g/g = 0.07$$

$$S = 1.2$$

$$a_{\max}/g = S \times a_g/g = 0.084$$

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

$$H_{\text{reale}} = 8.56 \text{ m}$$

$$H_{\text{modello}} = 8.01 \text{ m}$$

$$\Delta sh = \text{carico distribuito} = 0.084 \times 20 \times 8.56^2 / 8.01 = 15.37 \text{ kN/m}$$

L'incremento di spinta è assegnato a un solo lato della galleria.

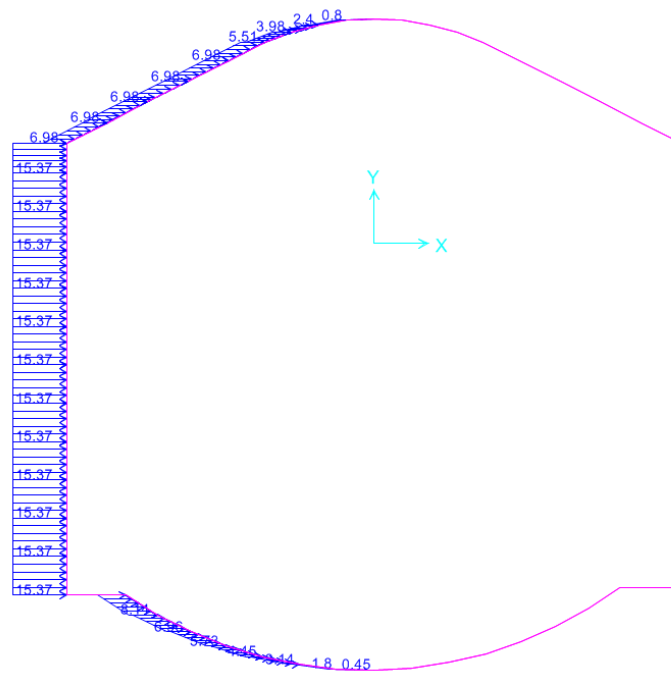


Figura 12-17 – Carico sismico orizzontale

12.3.2.7 Incremento di carico del terreno per sisma in direzione verticale (ΔS_v)

L'incremento di spinta del terreno in caso di sisma verticale agisce sulla calotta come quota-parte del peso del terreno soprastante e viene valutato come segue:

$$\Delta S_v = 0.5 \times (a_{\max}/g) \times \gamma \times A$$

$$A = \text{volume del terreno al disopra della calotta} = 5 \times 8.55 = 42.75 \text{ m}^3/\text{m}$$

Il carico distribuito nel modello, la cui larghezza è 7.56 m, vale.

$$\Delta s_v = 0.5 \times 0.084 \times 20 \times 42.75 / 7.56 = 4.75 \text{ kN/m}$$

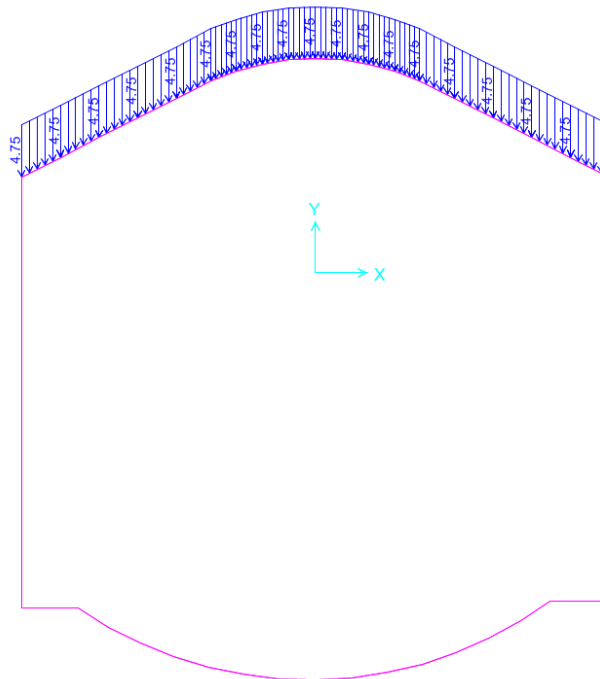



Figura 12-18 – Carico sismico verticale

Ai carichi sismici si devono aggiungere gli effetti inerziali generati dal peso proprio della struttura.

12.3.2.8 Inerzia in direzione orizzontale (I_h)

Si assegna alla struttura un carico di tipo gravitazionale orizzontale proporzionale ai pesi e all'accelerazione

$$a_{\max} = 0.084$$

	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA					
GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 07 CL	DOCUMENTO GA 00 00 002	REV. A	FOGLIO 60 di 148

12.3.2.9 *Inerzia in direzione verticale (Iv)*

Si assegna alla struttura un carico di tipo gravitazionale verticale proporzionale ai pesi e all'accelerazione

$$0.5 \times a_{\max} = 0.042$$

12.3.3 *Combinazioni di carico*

Le combinazioni di carico sono state create in analogia a quanto esposto precedentemente, si riporta la tabella del file SAP2000.

Tutte le combinazioni sono di tipo non lineare per tenere conto della capacità di resistere alla sola compressione da parte dei vincoli elastici che riproducono il contatto con il terreno.



VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA
 VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	61 di 148

TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments				TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments				TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments				TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments				TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments			
Case	LoadType	LoadName	LoadSF	Case	LoadType	LoadName	LoadSF	Case	LoadType	LoadName	LoadSF	Case	LoadType	LoadName	LoadSF	Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	Text	Unitless
SLE-C-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1	SLU 1-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1.3	SLV1-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1	SLV7-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1	SLV13-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1
	Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	P.cop perm cop	1.3		Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	P.cop perm cop	1
	Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1.3		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1
	Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1.3		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1
	Load pattern	V variabile	1		Load pattern	V variabile	1.5		Load pattern	V variabile	0.2		Load pattern	V variabile	0.2		Load pattern	V variabile	0.2
	Load pattern	SV.sx spinta var	1		Load pattern	SV.sx spinta var	1.5		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2
	Load pattern	SV.dx spinta var	1		Load pattern	SV.dx spinta var	1.5		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2
SLE-F-1-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1		Load pattern	sisma orizz	0		Load pattern	sisma orizz	1		Load pattern	sisma orizz	0.3		Load pattern	sisma orizz	0.3
	Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	sisma vert	0		Load pattern	sisma vert	-0.3		Load pattern	sisma vert	1		Load pattern	sisma vert	-1
	Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1	SLU 2-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1.3		Load pattern	I h(inerzia orizz)	1		Load pattern	I h(inerzia orizz)	0.3		Load pattern	I h(inerzia orizz)	-0.3
	Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	P.cop perm cop	1.3	SLV1-NL	Load pattern	I v(inerzia vert)	-0.3		Load pattern	I v(inerzia vert)	1		Load pattern	I v(inerzia vert)	1
	Load pattern	V variabile	0.8		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	P.P. peso proprio	1	SLV8-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1	SLV14-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1
	Load pattern	SV.sx spinta var	0		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	P.cop perm cop	1
	Load pattern	SV.dx spinta var	0		Load pattern	V variabile	1.5		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1
SLE-F-2-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1		Load pattern	SV.sx spinta var	0		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1
	Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	SV.dx spinta var	0		Load pattern	V variabile	0.2		Load pattern	V variabile	0.2		Load pattern	V variabile	0.2
	Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	sisma orizz	0		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2
	Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	sisma vert	0		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2
	Load pattern	V variabile	0	SLU 3-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1		Load pattern	sisma orizz	-1		Load pattern	sisma orizz	-0.3		Load pattern	sisma orizz	-0.3
	Load pattern	SV.sx spinta var	0.8		Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	sisma vert	-0.3		Load pattern	sisma vert	1		Load pattern	sisma vert	-1
	Load pattern	SV.dx spinta var	0		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1.3		Load pattern	I h(inerzia orizz)	-1		Load pattern	I h(inerzia orizz)	-0.3		Load pattern	I h(inerzia orizz)	0.3
SLE-F-3-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1.3		Load pattern	I v(inerzia vert)	-0.3		Load pattern	I v(inerzia vert)	1		Load pattern	I v(inerzia vert)	1
	Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	V variabile	0	SLV3-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1	SLV9-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1	SLV15-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1
	Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SV.sx spinta var	1.5		Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	P.cop perm cop	1
	Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SV.dx spinta var	1.5		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1
	Load pattern	V variabile	0		Load pattern	sisma orizz	0		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1
	Load pattern	SV.sx spinta var	0		Load pattern	sisma vert	0		Load pattern	V variabile	0.2		Load pattern	V variabile	0.2		Load pattern	V variabile	0.2
	Load pattern	SV.dx spinta var	0.8	SLU 4-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1.3		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2
SLE-QP-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1		Load pattern	P.cop perm cop	1.3		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2
	Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1.3		Load pattern	sisma orizz	1		Load pattern	sisma orizz	1		Load pattern	sisma orizz	0.3
	Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	sisma vert	0.3		Load pattern	sisma vert	-0.3		Load pattern	sisma vert	1
	Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	V variabile	1.5		Load pattern	I h(inerzia orizz)	1		Load pattern	I h(inerzia orizz)	-1		Load pattern	I h(inerzia orizz)	-0.3
	Load pattern	V variabile	0		Load pattern	SV.sx spinta var	1.5		Load pattern	I v(inerzia vert)	0.3		Load pattern	I v(inerzia vert)	0.3		Load pattern	I v(inerzia vert)	-1
	Load pattern	SV.sx spinta var	0		Load pattern	SV.dx spinta var	0	SLV4-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1	SLV10-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1	SLV16-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1
	Load pattern	SV.dx spinta var	0		Load pattern	sisma orizz	0		Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	P.cop perm cop	1
					Load pattern	sisma vert	0		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1
				SLU 5-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1
					Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	V variabile	0.2		Load pattern	V variabile	0.2		Load pattern	V variabile	0.2
					Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1.3		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2
					Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2
					Load pattern	V variabile	0		Load pattern	sisma orizz	-1		Load pattern	sisma orizz	-1		Load pattern	sisma orizz	-0.3
					Load pattern	SV.sx spinta var	1.5		Load pattern	sisma vert	0.3		Load pattern	sisma vert	-0.3		Load pattern	sisma vert	1
					Load pattern	SV.dx spinta var	0		Load pattern	I h(inerzia orizz)	-1		Load pattern	I h(inerzia orizz)	1		Load pattern	I h(inerzia orizz)	0.3
					Load pattern	sisma orizz	0		Load pattern	I v(inerzia vert)	0.3		Load pattern	I v(inerzia vert)	0.3	SLV16-NL	Load pattern	I v(inerzia vert)	-1
					Load pattern	sisma vert	0	SLV5-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1	SLV11-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1				
					Load pattern	P.cop perm cop	1.3		Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	P.cop perm cop	1				
					Load pattern	P.cop perm cop	1.3		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1				
					Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1				
					Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1.3		Load pattern	V variabile	0.2		Load pattern	V variabile	0.2				
					Load pattern	V variabile	1.5		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2				
					Load pattern	SV.sx spinta var	0		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2				
					Load pattern	SV.dx spinta var	1.5		Load pattern	sisma orizz	0.3		Load pattern	sisma orizz	1				
					Load pattern	sisma orizz	0		Load pattern	sisma vert	-1		Load pattern	sisma vert	0.3				
					Load pattern	sisma vert	0		Load pattern	I h(inerzia orizz)	0.3		Load pattern	I h(inerzia orizz)	-1				
					Load pattern	P.P. peso proprio	1		Load pattern	I v(inerzia vert)	-1		Load pattern	I v(inerzia vert)	-0.3				
					Load pattern	P.cop perm cop	1	SLV6-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1	SLV12-NL	Load pattern	P.P. peso proprio	1				
					Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	P.cop perm cop	1		Load pattern	P.cop perm cop	1				
					Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1.3		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.sx spinta terra perm	1				
					Load pattern	V variabile	0		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1		Load pattern	SP.dx spinta terra perm	1				
					Load pattern	SV.sx spinta var	0		Load pattern	V variabile	0.2		Load pattern	V variabile	0.2				
					Load pattern	SV.dx spinta var	1.5		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2		Load pattern	SV.sx spinta var	0.2				
					Load pattern	sisma orizz	0		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2		Load pattern	SV.dx spinta var	0.2				
					Load pattern	sisma orizz	0		Load pattern	sisma orizz	-0.3		Load pattern	sisma orizz	-1				
					Load pattern	sisma vert	0		Load pattern	sisma vert	-1		Load pattern	sisma vert	0.3				
									Load pattern	I h(inerzia orizz)	-0.3		Load pattern	I h(inerzia orizz)	1				
									Load pattern	I v(inerzia vert)	-1		Load pattern	I v(inerzia vert)	-0.3				

12.3.4 Risultati dei calcoli

Si riportano i diagrammi delle azioni interne al rivestimento della galleria artificiale della combinazione involuppo di tutte le combinazioni SLU e Sismiche e per la combinazione SLE caratteristica (SLE-C).

I vincoli elastici in calotta non reagiscono mai in quanto le molle andrebbero sempre in trazione.

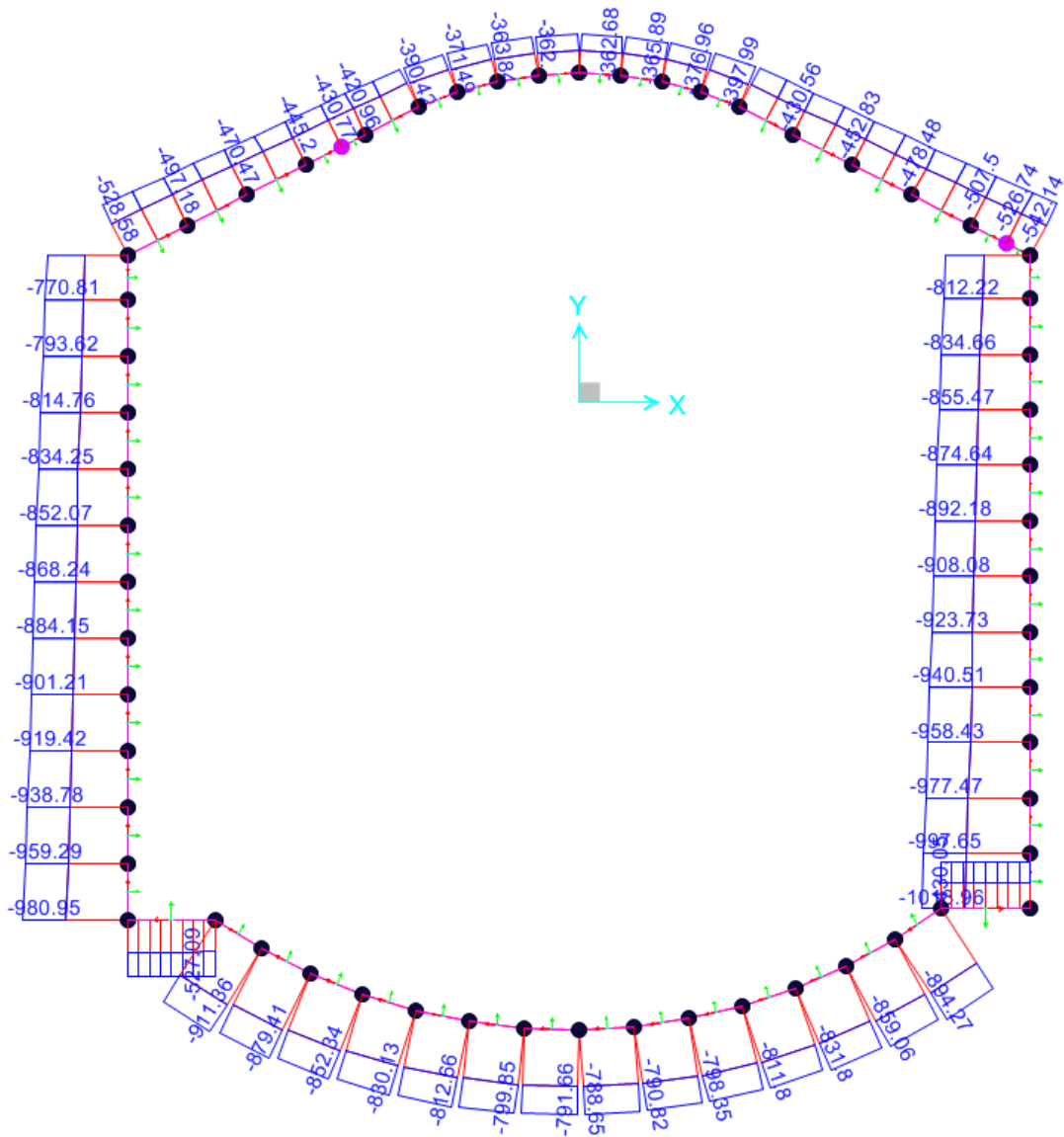


Figura 12-19 – Involuppo SLU - Diagramma dell'azione assiale

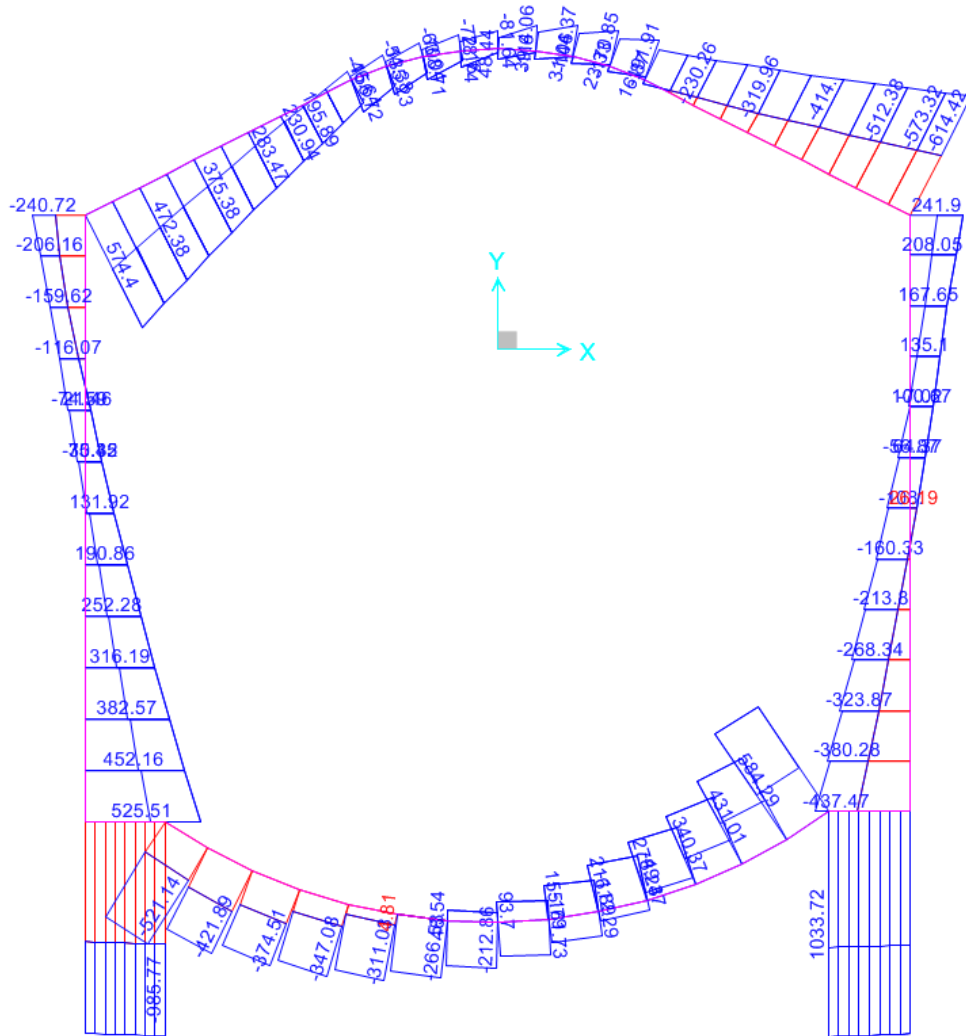


Figura 12-20 – Inviluppo SLU - Diagramma dell'azione di taglio

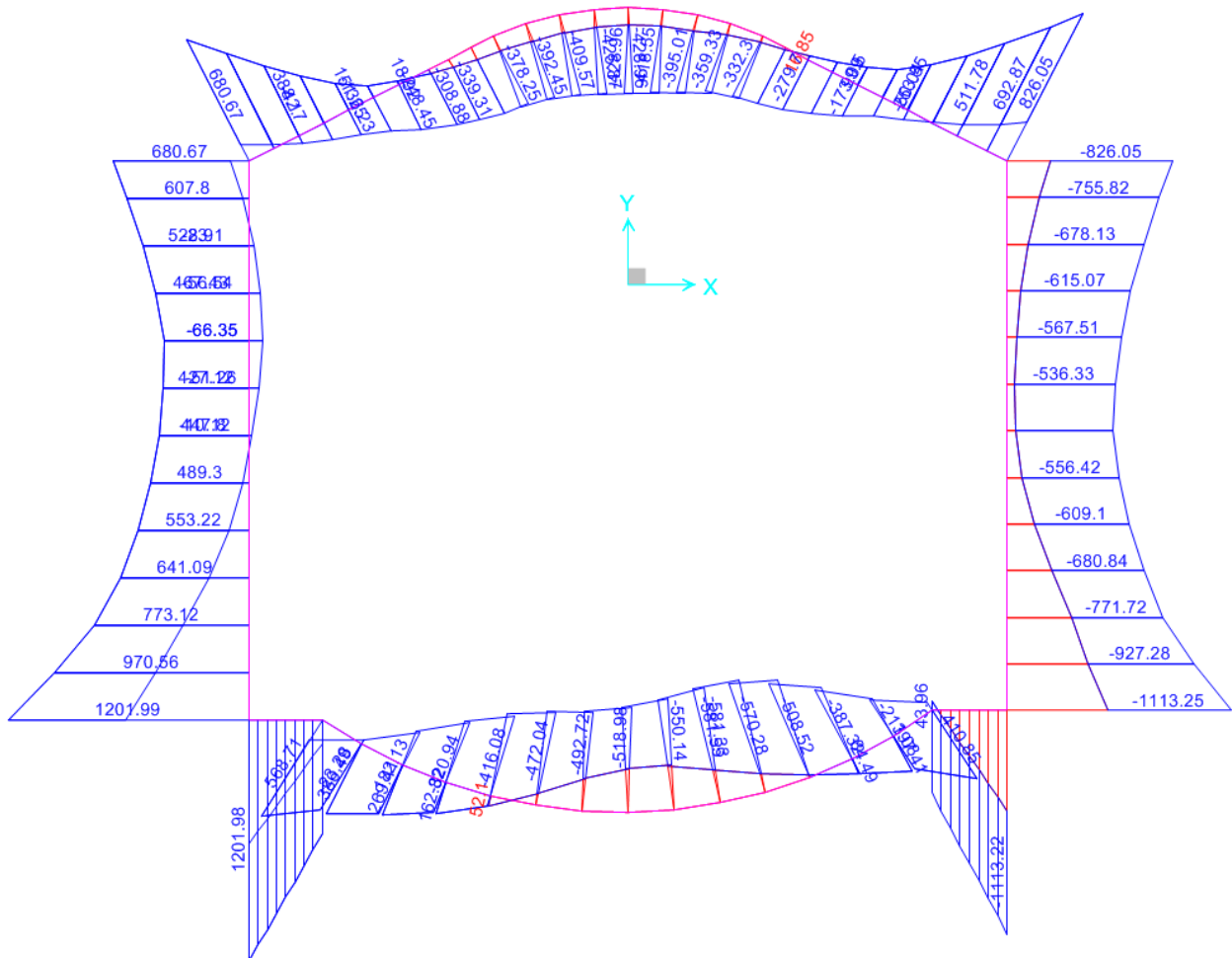


Figura 12-21 – Involuppo SLU - Digramma del momento flettente

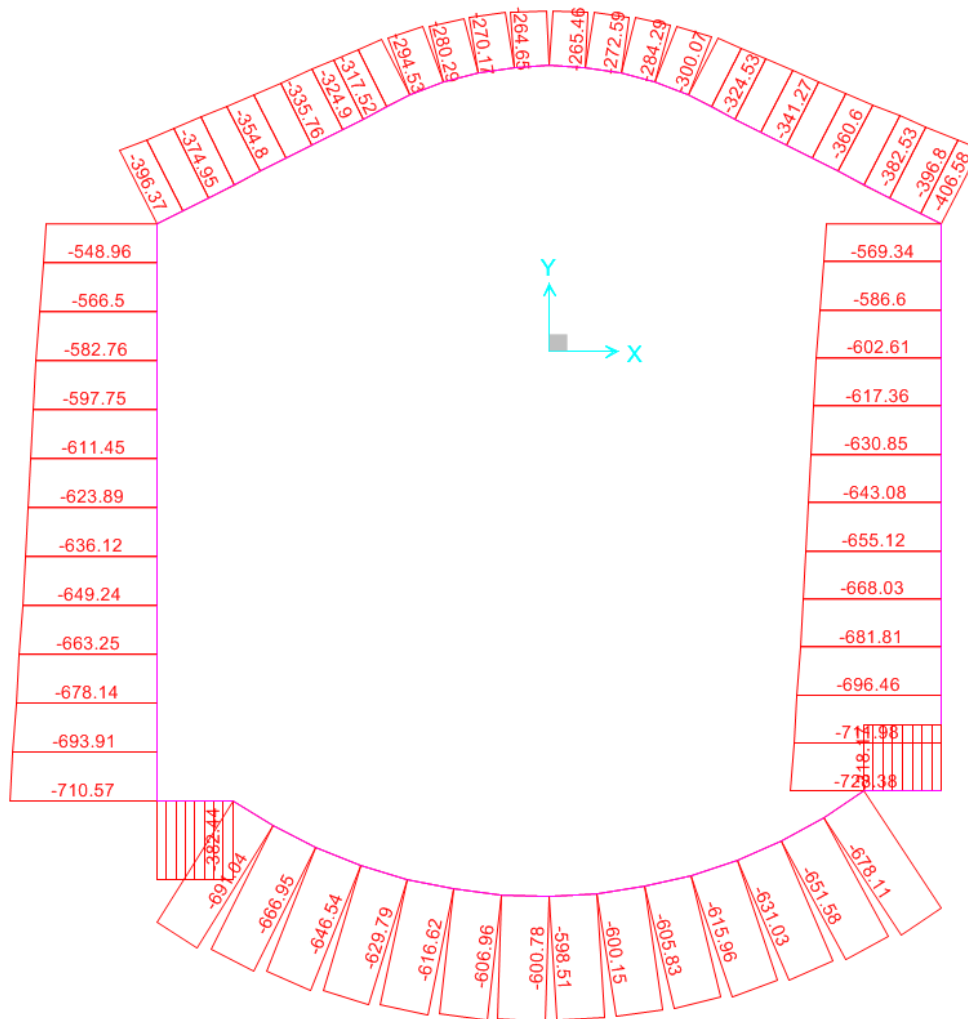


Figura 12-22 – SLE caratteristica - Digramma azione assiale

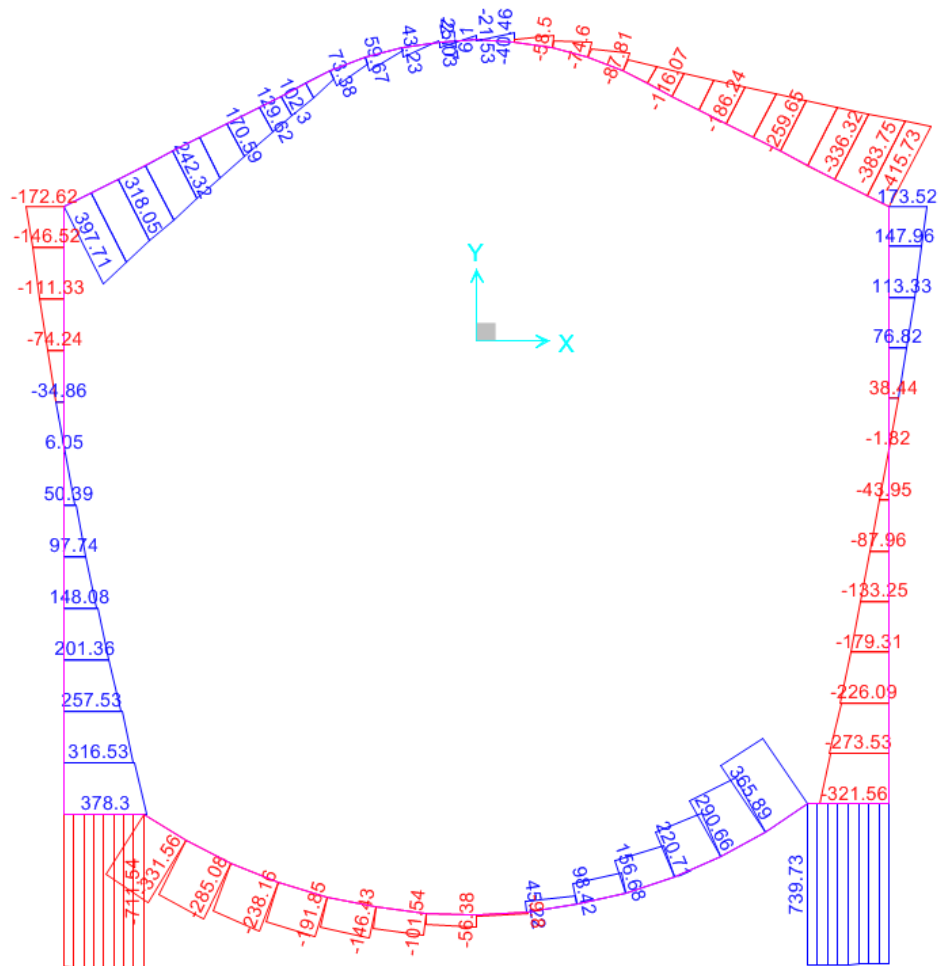


Figura 12-23 – SLE caratteristica - Digramma azione di taglio

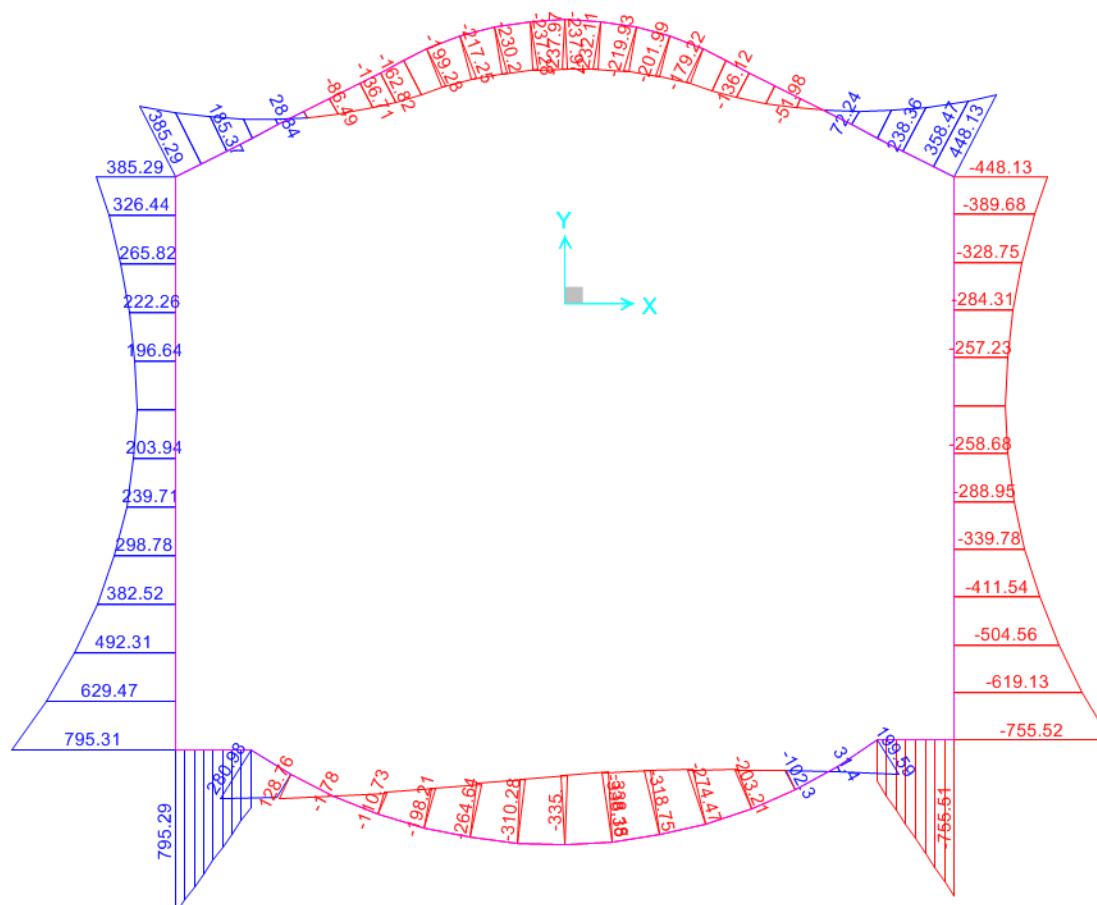


Figura 12-24 – SLE caratteristica - Digramma del momento flettente

12.3.5 Sollecitazioni di verifica

La tabella seguente riassume le sollecitazioni di verifica delle varie parti della struttura per le diverse combinazioni di carico.

In ogni caso si dispone armatura ad ambo i lati di almeno 0.20% della sezione di calcestruzzo

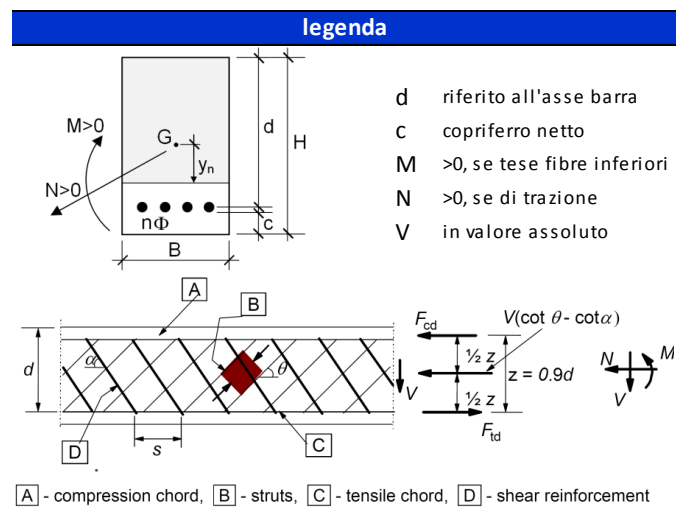
Tabella 12-6 – Sollecitazioni di verifica

sezione	sp.[cm]	soll.	rara	freq.	q.p.	SLU
base ritti	145 cm	M [kNm]	795	780	712	1201
		N [kN]	710	695	635	570
		T [kN]				500
ritti sp min	100 cm	M [kNm]	260	285	220	556
		N [kN]	610	600	540	490
		T [kN]				200
arco rovescio	50 cm	M [kNm]	340	340	300	582
		N [kN]	600	570	545	530
		T [kN]				584
chiave calotta	60 cm	M [kNm]	238	252	200	429
		N [kN]	260	245	230	206
		T [kN]				190
reni calotta	130 cm	M [kNm]	448	446	380	826
		N [kN]	370	370	340	300
		T [kN]				590

Si riportano le verifiche svolte con opportuno e testato foglio excel.

Le caratteristiche dei materiali sono le seguenti:

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14.1 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
ν	0.540		
ε _{c2}	2.0 [‰]		
ε _{cu2}	3.5 [‰]		
α _e	15.0		
k _t	0.4		
		valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.2 [mm]



12.3.6 Verifiche strutturali

12.3.6.1 Base dei ritzi

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	145	7.0	136.8	123.1
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	8.0	15.71	
5	24	136.8	22.62	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2.5	10	20	90	1.96

sollecitazioni superiori	
SLE	SLU
MEk 795 [kNm]	MEd 1201 [kNm]
NEk -710 [kN]	NEd -570 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec 178.0 [kNm]	MEd 500 [kN]
Mcr 995.0 [kNm]	presso-flessione
	MRd 1548.2 [kNm]
	FS 1.29
	taglio
yn -28.77 [cm]	VRdc 469.0 [kN]
$\sigma_{c,min}$ -4.3 [MPa]	predisporre armatura a taglio
$\sigma_{s,min}$ -52.5 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 136.8 [MPa]	
	VRds 819.2 [kN]
k ₂ 0.5	VRdmax 4063.9 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	θ 30.0 [°]
Sr,max - [cm]	sezione duttile
Wk - [mm]	al 106.6 [cm]

12.3.6.2 Sezione dei ritzi con spessore minimo

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	100	7.0	92.0	82.8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	8.0	15.71	
5	20	92.0	15.71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2.5	10	20	90	1.96

sollecitazioni superiori	
SLE	SLU
MEk 260 [kNm]	MEd 556 [kNm]
NEk -610 [kN]	NEd -490 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec 106.5 [kNm]	MEd 200 [kN]
Mcr 494.8 [kNm]	presso-flessione
	MRd 762.7 [kNm]
	FS 1.37
	taglio
yn -3.25 [cm]	VRdc 352.9 [kN]
$\sigma_{c,min}$ -2.6 [MPa]	non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,min}$ -32.9 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 38.4 [MPa]	
	VRds 550.9 [kN]
k ₂ 0.5	VRdmax 2733.0 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	θ 30.0 [°]
Sr,max - [cm]	sezione duttile
Wk - [mm]	al 92.0 [cm]

12.3.6.3 Arco rovescio

geometria					SLE Q.P.		SLE caratteristica		SLU	
sezione trasversale					M _{Ek}	300 [kNm]	M _{Ek}	340 [kNm]	M _{Ed}	582 [kNm]
B	H	c	d	z	N _{Ek}	-545 [kN]	N _{Ek}	-600 [kN]	N _{Ed}	-530 [kN]
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	tensioni e fessure		tensioni e fessure		V _{Ed}	584 [kN]
100	50	7.0	41.7	37.5	M _{dec}	45.9 [kNm]	M _{dec}	50.6 [kNm]	presso-flessione	
armatura longitudinale					M _{cr}	159.1 [kNm]	M _{cr}	163.7 [kNm]	M _{Rd}	651.4 [kNm]
nbarre	φ	d	A _{sl}						FS	1.12
	[mm]	[cm]	[cm ²]		γ _n	-4.88 [cm]	γ _n	-5.01 [cm]	taglio	
5	26	8.3	26.55		σ _{c,min}	-9.1 [MPa]	σ _{c,min}	-10.3 [MPa]	V _{Rdc}	226.7 [kN]
7.5	26	41.7	39.82		σ _{s,min}	-80.1 [MPa]	σ _{s,min}	-90.2 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
armatura a taglio					σ _{s,max}	146.2 [MPa]	σ _{s,max}	167.6 [MPa]	V _{Rds}	719.2 [kN]
nbracci	φ	s	α	A _{sw}	k ₂	0.5	k ₂	0.5	V _{Rdmax}	1238.8 [kN]
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]	ε _{sm-ε_{cm}}	0.53 [%]	ε _{sm-ε_{cm}}	0.63 [%]	θ	30.0 [°]
5	12	20	90	5.65	S _{r,max}	34.9 [cm]	S _{r,max}	34.9 [cm]	sezione duttile	
					w _k	0.18 [mm]	w _k	0.22 [mm]	ai	32.5 [cm]

12.3.6.4 Chiave calotta

geometria					SLE Q.P.		SLE caratteristica		SLU	
sezione trasversale					M _{Ek}	200 [kNm]	M _{Ek}	238 [kNm]	M _{Ed}	429 [kNm]
B	H	c	d	z	N _{Ek}	-230 [kN]	N _{Ek}	-260 [kN]	N _{Ed}	-206 [kN]
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	tensioni e fessure		tensioni e fessure		V _{Ed}	190 [kN]
100	60	7.0	52.0	46.8	M _{dec}	23.6 [kNm]	M _{dec}	26.7 [kNm]	presso-flessione	
armatura longitudinale					M _{cr}	172.0 [kNm]	M _{cr}	175.1 [kNm]	M _{Rd}	492.5 [kNm]
nbarre	φ	d	A _{sl}						FS	1.15
	[mm]	[cm]	[cm ²]		γ _n	-11.20 [cm]	γ _n	-11.41 [cm]	taglio	
5	20	8.0	15.71		σ _{c,min}	-5.1 [MPa]	σ _{c,min}	-6.1 [MPa]	V _{Rdc}	214.1 [kN]
7.5	20	52.0	23.56		σ _{s,min}	-43.1 [MPa]	σ _{s,min}	-50.8 [MPa]	non serve armatura a taglio	
armatura a taglio					σ _{s,max}	136.2 [MPa]	σ _{s,max}	164.7 [MPa]	V _{Rds}	311.4 [kN]
nbracci	φ	s	α	A _{sw}	k ₂	0.5	k ₂	0.5	V _{Rdmax}	1544.8 [kN]
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]	ε _{sm-ε_{cm}}	0.41 [%]	ε _{sm-ε_{cm}}	0.49 [%]	θ	30.0 [°]
2.5	10	20	90	1.96	S _{r,max}	43.6 [cm]	S _{r,max}	43.7 [cm]	sezione duttile	
					w _k	0.18 [mm]	w _k	0.22 [mm]	ai	52.0 [cm]


12.3.6.5 *Reni calotta*

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	130	7.0	121.8	109.6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	24	8.3	22.62	
5	24	121.8	22.62	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	20	90	5.65

sollecitazioni superiori	
SLE caratteristica	SLU
MEk 448 [kNm]	MEd 826 [kNm]
NEk -370 [kN]	NEd -300 [kN]
	VEd 584 [kN]
tensioni e fessure	presso-flessione
Mdec 85.0 [kNm]	MRd 1220.0 [kNm]
Mcr 752.3 [kNm]	FS 1.48
	taglio
γ_n -28.54 [cm]	VRdc 396.5 [kN]
$\sigma_{c,min}$ -2.9 [MPa]	predisporre armatura a taglio
$\sigma_{s,min}$ -33.2 [MPa]	
$\sigma_{s,max}$ 100.6 [MPa]	VRds 2100.7 [kN]
	VRdmax 3618.3 [kN]
k_2 0.5	θ 30.0 [°]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]	sezione duttile
Sr,max - [cm]	al 94.9 [cm]
wk - [mm]	

Le verifiche sono tutte soddisfatte.

In conclusione, sulla base dei risultati delle verifiche strutturali condotte sia nei confronti degli SLU/SLV che degli SLE, può essere definita un'incidenza media di armatura di 100 kg/m³.

	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA					
GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 07 CL	DOCUMENTO GA 00 00 002	REV. A	FOGLIO 72 di 148

12.4 Muri di sostegno del portale

Per la verifica dei muri di sostegno del portale è stata presa in considerazione la sezione caratterizzata dalla massima altezza del muro fuori terra pari a 8.20 m. La sezione analizzata è situata alla pk 3+970.0 dell'imbocco lato Chilivani.

12.4.1 Input del modello di calcolo

Il portale di imbocco presenta un muro a mensola in c.a. destinato al contenimento del ritombamento della galleria artificiale.

Di seguito è riportata la geometria del muro di sostegno.

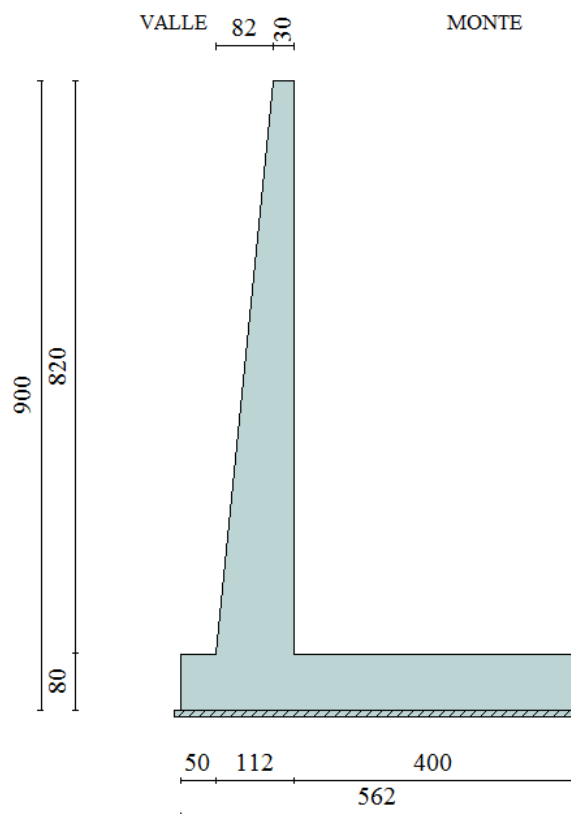


Figura 12-25 – Muro di sostegno – geometria del modello

Di seguito è riportata la stratigrafia e i parametri geotecnici di calcolo, avendo scelto per la coesione un valore cautelativo $c=150$ kPa.

Terreno di riporto $\gamma = 19.0$ kN/m³; $\phi = 35^\circ$ $\delta = 23^\circ$
 Terreno di fondazione (roccia): $\gamma = 20$ kN/m³; $\phi = 45^\circ$ $c = 150$ kPa

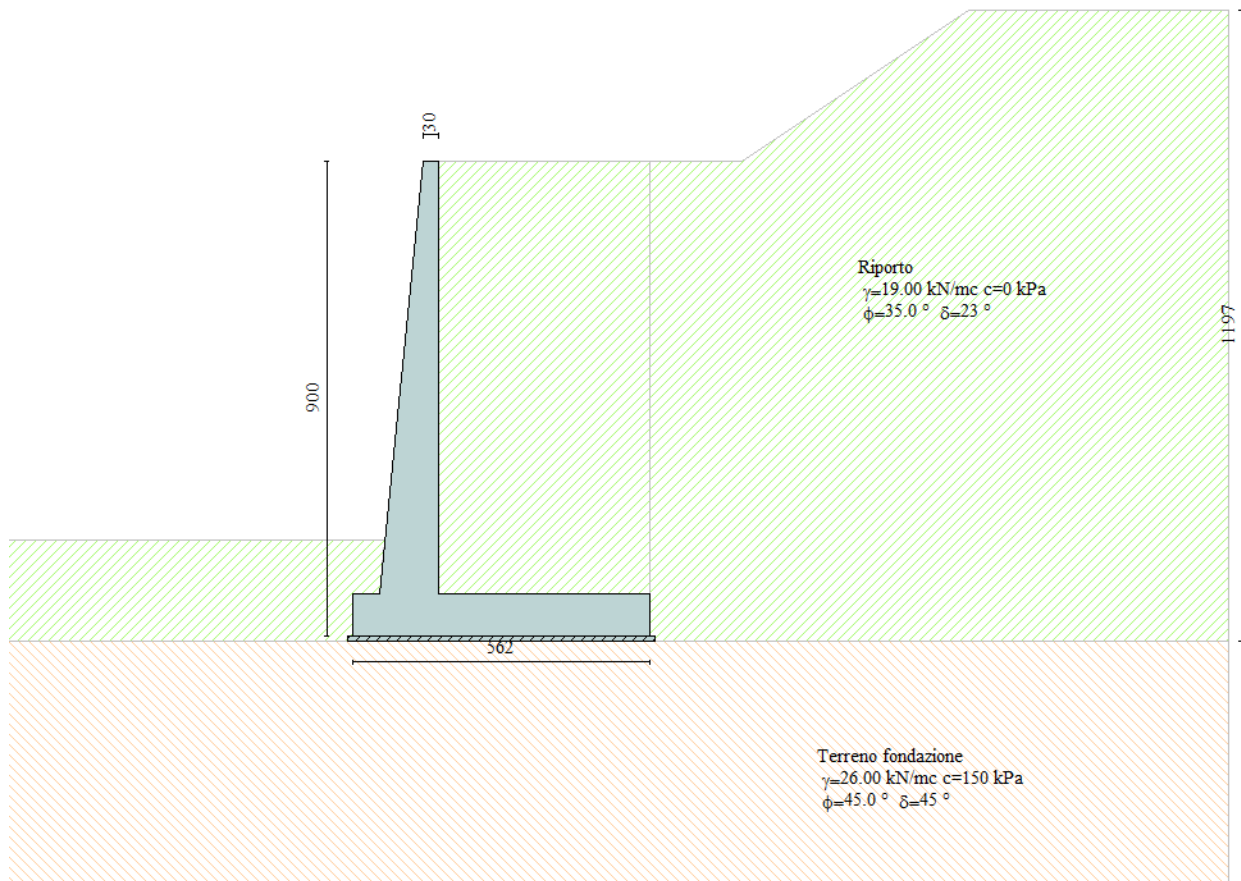


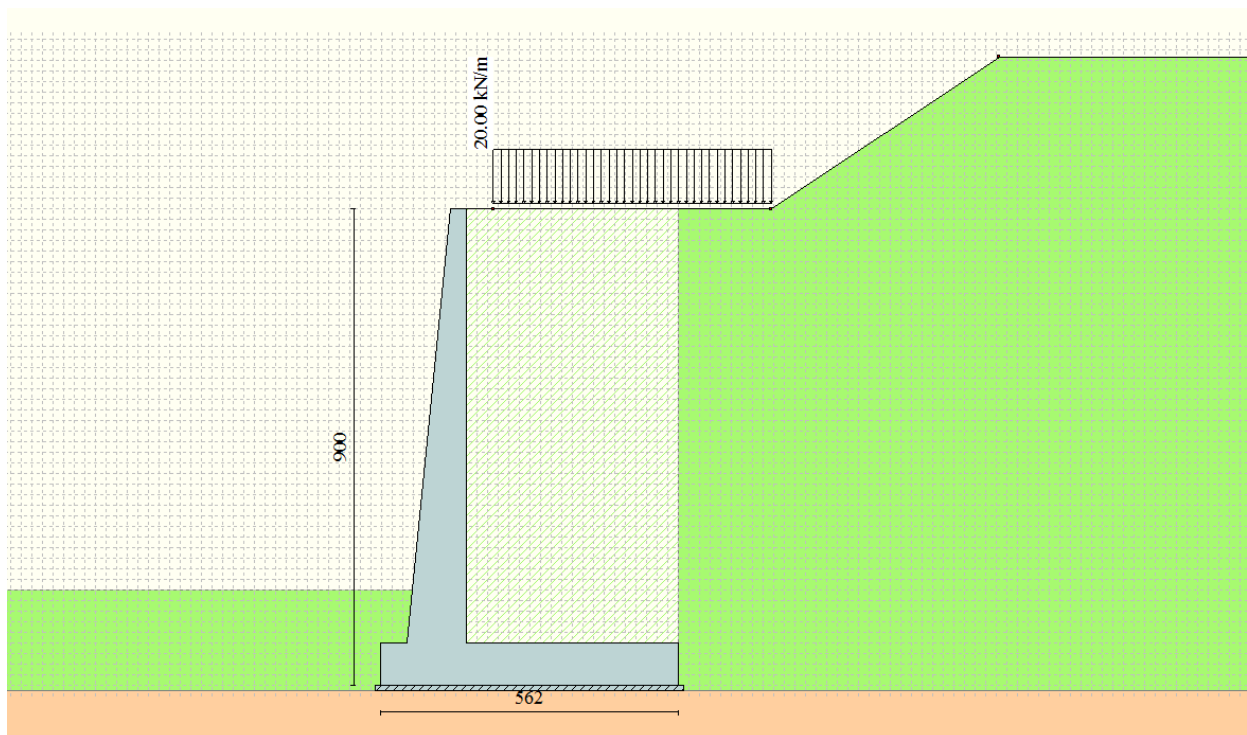
Figura 12-26 – Muro di sostegno – Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

12.4.2 Analisi dei carichi

Il peso proprio del muro ed il peso del terreno sono valutati automaticamente dal programma tenendo conto dei rispettivi pesi specifici. Anche la spinta del terreno è valutata automaticamente dal programma, si rimanda a quanto riportato in allegato per maggiori dettagli.

Non sono applicati carichi permanenti sull'opera.

Il rilevato a tergo del muro presenta un tratto orizzontale (circa 5.7 m) seguito da un tratto con pendenza 3/2 di altezza pari a circa 2.9 m; in corrispondenza del piano orizzontale si applica un carico variabile di 20 kN/m², per tenere conto delle attività di cantiere e di manutenzione del versante.



Azioni sismiche:

La vita nominale del manufatto in progetto è posta pari a 100 anni e la classe d'uso di riferimento è la Classe II. Il periodo di riferimento per il calcolo dell'azione sismica si determina in funzione del coefficiente d'uso C_U , definito dalla normativa a seguito della classe d'uso di appartenenza:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 1.0 = 100 \text{ anni}$$

Per le opere oggetto della presente si stima un'accelerazione massima al sito pari ad $a_g = 0.07 \text{ g}$.

Opzioni sisma

D.M. 1996

Coefficiente di intensità sismica [%]

N.T.C. 2008

Analisi SLU

Accelerazione al suolo a_g [m/s²] $a_g/g = 0.07$

Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0

Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*

Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s

Coefficiente di riduzione (β_m)

Analisi SLE

Accelerazione al suolo a_g [m/s²] $a_g/g = 0.00$

Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0

Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*

Coefficiente stratigrafico S_s

Coefficiente di riduzione (β_m)

Coefficiente amplificazione topografica ξ_T

$K_h = a_g/g * S_s * S_t * \beta_m$

Coefficiente di intensità sismica orizzontale SLU K_h [%] = 1.51

Coefficiente di intensità sismica orizzontale SLE K_h [%] = 0.00

Intensità sismica Verticale/Orizzontale

Forma diagramma incremento sismico

Rettangolare Stessa forma diagramma statico

Accetta Annulla Help

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

- peso proprio;
- spinta terreno;
- carico variabile sul rilevato;
- azione sismica.

12.4.3 Combinazioni di carico

Si applicano le combinazioni di carico previste nel DM 14/01/08 al § 6, considerando l'Approccio 1.

Coefficienti parziali e di combinazione

NORMATIVA
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm
 N.T.C. 2008 - Approccio 1
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite
 N.T.C. 2008 - Approccio 2

N.T.C. 2008 | Fondazione (N.T.C. 2008) | Pali (N.T.C. 2008) | Tiranti

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

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

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Coeff. di combinazione Ψ_0 0.70 Ψ_1 0.50 Ψ_2 0.20

Imposta coefficienti Accetta Annulla Help

Coefficienti parziali e di combinazione

NORMATIVA
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm
 N.T.C. 2008 - Approccio 1
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite
 N.T.C. 2008 - Approccio 2

N.T.C. 2008 | Fondazione (N.T.C. 2008) | Pali (N.T.C. 2008) | Tiranti

Coefficienti parziali γ_{Ri} per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO.





Verifica	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale	1.10		





Coeff. di combinazione Ψ_0 0.70 Ψ_1 0.50 Ψ_2 0.20

Imposta coefficienti Accetta Annulla Help

12.4.4 Risultati dei calcoli

Di seguito sono riportate le verifiche geotecniche.

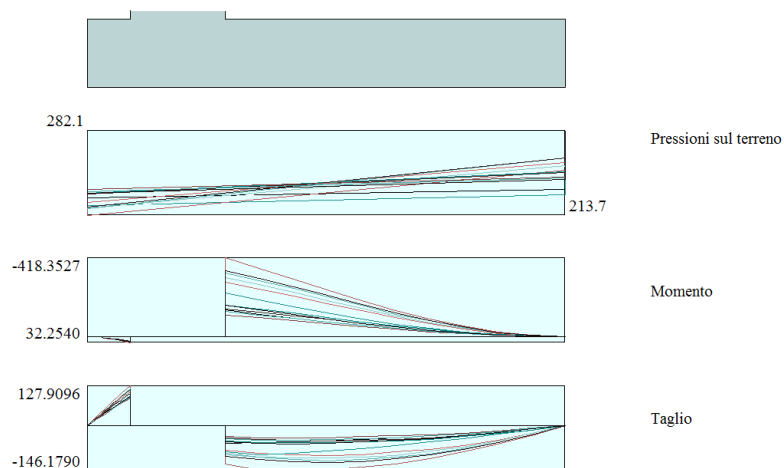
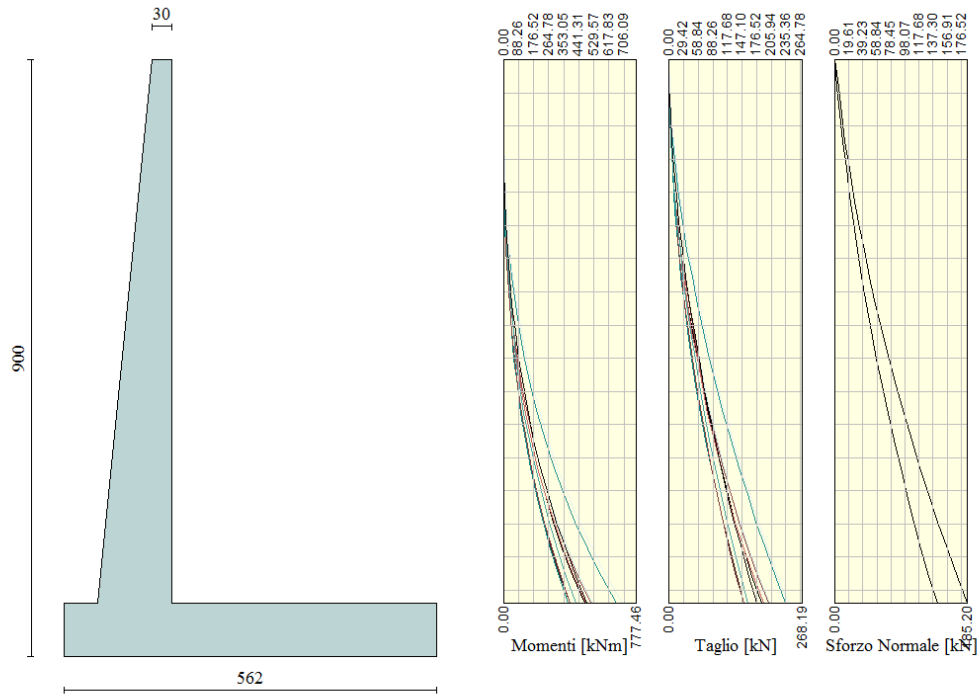
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.56		3.25 [14]	IB: 1 - EQU
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.11		1.03 [12]	IB: 1 - A2-M2
Coefficiente di sicurezza a carico limite	2.64		2.34 [11]	IB: 1 - A2-M2
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	2.61		2.53 [15]	IB: 1 - STAB

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.51		3.25 [14]	IB: 1 - EQU
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.16		1.03 [12]	IB: 1 - A2-M2
Coefficiente di sicurezza a carico limite	2.52		2.34 [11]	IB: 1 - A2-M2
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	2.64		2.53 [15]	IB: 1 - STAB

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.25		3.25 [14]	IB: 1 - EQU
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.03		1.03 [12]	IB: 1 - A2-M2
Coefficiente di sicurezza a carico limite	2.34		2.34 [11]	IB: 1 - A2-M2
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	2.54		2.53 [15]	IB: 1 - STAB

12.4.5 Sollecitazioni di verifica

Di seguito si riportano gli involuipi delle sollecitazioni



Di seguito un riepilogo delle sollecitazioni significative ai fini delle verifiche strutturali:

Elevazione sp. 112 cm

	M [kNm/m]	N [kN/m]	T [kN/m]
SLU e sisma	694.20	142.46	241.06
SLE rara	491.29	142.46	-

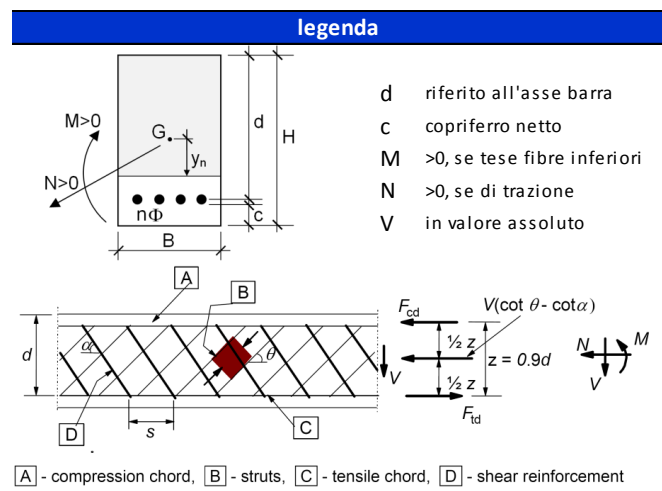
Fondazione sp. 80 cm

	M [kNm/m]	T [kN/m]
SLU e sisma	418.35	146.18
SLE rara	165.57	-

12.4.6 Verifiche strutturali

Di seguito si riportano le caratteristiche del materiale:

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14.1 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
v	0.540		
ε _{c2}	2.0 [‰]		
ε _{cu2}	3.5 [‰]		
α _e	15.0		
k _t	0.4		
		valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.3 [mm]



12.4.6.1 Elevazione

L'armatura dell'elevazione, avente spessore alla base pari a 1.12 m, è costituita in direzione verticale da $\phi 22/20$ disposti al lembo esterno lato monte e da $\phi 16/20$ al lembo esterno lato valle, in direzione orizzontale da $\phi 14/20$ (armatura corrente). e da spilli costituiti da $\phi 10$ disposti a maglia 40x40 cm.

Il copriferro nelle verifiche è stato assunto pari a 4.0 cm rispetto allo spillo.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	112	6.4	104.5	94.1
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	16	7.2	10.05	
5	22	104.5	19.01	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	8	20	90	2.51

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
MEk	491.29 [kNm]	MEd	694.20 [kNm]
NEk	-142.46 [kN]	NEd	-142.46 [kN]
tensioni e fessure		presso-flessione	
Mdec	27.3 [kNm]	MRd	827.9 [kNm]
Mcr	513.9 [kNm]	FS	1.19
yn	-32.31 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-4.5 [MPa]	VRdc	334.5 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-46.9 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	230.1 [MPa]	VRds	801.0 [kN]
k ₂	0.5	VRdmax	3104.4 [kN]
$\varepsilon_{sm-\varepsilon_{cm}}$	- [%]	θ	30.0 [°]
Sr,max	- [cm]	sezione duttile	
wk	- [mm]	al	104.5 [cm]

Le tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio d'armatura sono sempre inferiori alle massime previste. Le sollecitazioni sono inferiori alle resistenze e non si ha apertura di fessura per la combinazione rara, le verifiche si ritengono pertanto soddisfatte.

12.4.6.2 Fondazione

L'armatura della fondazione di spessore 0.80 m è costituita da $\phi 20/20$ in direzione trasversale disposti al lembo superiore e inferiore e in direzione longitudinale da $\phi 14/20$ (armatura corrente).

Il copriferro nelle verifiche è stato assunto pari a 4.0 cm rispetto all'armatura longitudinale disposta esternamente a quella trasversale.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	80	5.4	73.6	66.2
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	6.4	15.71	
5	20	73.6	15.71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	8	20	90	2.51

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
MEk	165.57 [kNm]	MEd	418.35 [kNm]
NEk	0.00 [kN]	NEd	0.00 [kN]
tensioni e fessure		presso-flessione	
Mdec	0.0 [kNm]	MRd	438.7 [kNm]
Mcr	253.9 [kNm]	FS	1.05
yn	-24.73 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-2.7 [MPa]	VRdc	241.2 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-23.5 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	154.3 [MPa]	VRds	564.2 [kN]
k ₂	0.5	VRdmax	2186.4 [kN]
$\varepsilon_{sm-\varepsilon_{cm}}$	- [%]	θ	30.0 [°]
Sr,max	- [cm]	sezione duttile	
wk	- [mm]	al	73.6 [cm]



VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI – OLBIA
VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	81 di 148

In conclusione, sulla base dei risultati delle verifiche strutturali condotte sia nei confronti degli SLU/SLV che degli SLE, può essere definita un'incidenza media di armatura di 70 kg/m^3 .

13 CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state affrontate le problematiche progettuali connesse con la realizzazione delle opere di imbocco della galleria Giave e delle sue uscite di emergenza nell'ambito del progetto definitivo di Velocizzazione della linea San Gavino – Sassari – Olbia – Variante Bonorva.

Per le situazioni ritenute più critiche e rappresentative sono state condotte le verifiche delle soluzioni progettuali proposte. Le verifiche effettuate hanno evidenziato tensioni nei materiali adottati inferiori ai valori di Normativa.

14 ALLEGATI

14.1 Muro di sostegno del portale

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

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

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

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

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

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

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

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

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

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

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

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

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

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

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

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

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

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

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

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

Verifica a scorrimento

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

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

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

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

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

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

Verifica al carico limite

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

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

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

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

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

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\circ$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^\circ \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g >= 1.0$

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

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

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Normativa

N.T.C. 2008

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan \phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0.90	1.00	1.00

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	88 di 148

Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.10	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:
Parametri

			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche
Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:
Parametri

			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE
Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO
Verifica
Coefficienti parziali

	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10

Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	
Coeff. di combinazione	$\Psi_0=0.70 \Psi_1=0.50 \Psi_2=0.20$		

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	8.20 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.12 [m]
Inclinazione paramento esterno	10.00 [%]
Inclinazione paramento interno	0.00 [%]
Lunghezza del muro	10.00 [m]
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	4.00 [m]
Lunghezza totale fondazione	5.62 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [%]
Spessore fondazione	0.80 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0.50	0.00	0.00
2	5.75	0.00	0.00
3	10.05	2.87	33.72

4 15.00 2.87 0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [%]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 1.00 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno
Descrizione Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
 γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
 c Coesione espressa in [kPa]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [kPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Riporto	19.00	19.00	35.00	23.33	0.0	0.0
Terreno fondazione	26.00	26.00	45.00	45.00	150.0	0.0

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato
H Spessore dello strato espresso in [m]
a Inclinazione espressa in [%]
Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
Ks Coefficiente di spinta
Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	9.10	0.00	12.73	0.00	Riporto
2	10.00	0.00	3.71	0.00	Terreno fondazione
Terreno di riempimento					Riporto

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (carico variabile su rilevato)

D Profilo $X_i=0.50$ $X_f=5.75$ $Q_i=20.0000$ $Q_f=20.0000$

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 EQU

	γ	Ψ	C
--	----------	--------	-----

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	92 di 148

Peso proprio	1.10	1.00	1.10
--------------	------	------	------

Spinta terreno	1.10	1.00	1.10
----------------	------	------	------

Combinazione n° 4 STAB

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
----------------	------	------	------

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.30	1.00	1.30
--------------	------	------	------

Spinta terreno	1.30	1.00	1.30
----------------	------	------	------

carico variabile su rilevato	1.50	1.00	1.50
------------------------------	------	------	------

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
----------------	------	------	------

carico variabile su rilevato	1.30	1.00	1.30
------------------------------	------	------	------

Combinazione n° 7 EQU

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.10	1.00	1.10
--------------	------	------	------

Spinta terreno	1.10	1.00	1.10
----------------	------	------	------

carico variabile su rilevato	1.50	1.00	1.50
------------------------------	------	------	------

Combinazione n° 8 STAB

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
----------------	------	------	------

carico variabile su rilevato	1.30	1.00	1.30
------------------------------	------	------	------

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
----------------	------	------	------

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	93 di 148

Combinazione n° 10 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	94 di 148

Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
carico variabile su rilevato	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 18 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
carico variabile su rilevato	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 19 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
carico variabile su rilevato	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.60
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.60
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.50

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

$w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	1.73	--	7.48	--
2	A2-M2 - [1]	--	1.11	--	2.64	--
3	EQU - [1]	--	--	3.56	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	2.61
5	A1-M1 - [2]	--	1.80	--	7.01	--
6	A2-M2 - [2]	--	1.16	--	2.52	--
7	EQU - [2]	--	--	3.51	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	2.64
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.68	--	8.43	--
10	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.68	--	8.54	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.03	--	2.34	--
12	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.03	--	2.37	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3.30	--	--
14	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.25	--	--
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.53

16	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.54
17	SLEQ - [1]	--	1.86	--	9.31	--
18	SLEF - [1]	--	1.87	--	9.15	--
19	SLER - [1]	--	1.89	--	8.90	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.69 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.51$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.76$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.00 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00

Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 0.00$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.00$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]
Peso muro	252.9666 [kN]
Baricentro del muro	X=0.30 Y=-6.51

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 4.00 Y = -9.00
Punto superiore superficie di spinta	X = 4.00 Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	9.00 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [%]

COMBINAZIONE n° 1

Valore della spinta statica	322.5722	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	296.1984	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	127.7471	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -6.07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	43.13	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	141.20	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	810.1600	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	296.1984	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1190.8737	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1190.8737	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	296.1984	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.07	[m]
Risultante in fondazione	1227.1567	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	24.87	[%]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	78.3129	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	8908.2636	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.62	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	226.78	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	197.02	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 46.12$	$N'_c = 36.97$
$N_q = 33.30$	$N'_q = 25.23$
$N_\gamma = 37.15$	$N'_\gamma = 14.24$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.73
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	7.48

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 1

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.41	4.1873	0.0215	0.4659
3	0.82	8.9085	0.3334	1.8637
4	1.23	14.1638	1.3068	4.1932
5	1.64	19.9530	3.3126	7.4547
6	2.05	26.2763	6.7219	11.6479
7	2.46	33.1335	11.9058	16.7730
8	2.87	40.5248	19.2352	22.8299
9	3.28	48.4500	29.0812	29.8186
10	3.69	56.9092	41.8148	37.7392
11	4.10	65.9025	57.8071	46.5916
12	4.51	75.4297	77.4290	56.3759
13	4.92	85.4909	101.0517	67.0919
14	5.33	96.0861	129.0461	78.7399
15	5.74	107.2153	161.7833	91.3196
16	6.15	118.8785	199.6344	104.8312
17	6.56	131.0757	242.9702	119.2746
18	6.97	143.8069	292.1620	134.6498
19	7.38	157.0721	347.5807	150.9569
20	7.79	170.8713	409.5973	168.1958
21	8.20	185.2044	478.5665	186.2174

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 1

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.05	0.2588	10.3515
3	0.10	1.0349	20.6898
4	0.15	2.3276	31.0148
5	0.20	4.1362	41.3266
6	0.25	6.4600	51.6252
7	0.30	9.2985	61.9105
8	0.35	12.6509	72.1826
9	0.40	16.5165	82.4415
10	0.45	20.8948	92.6871
11	0.50	25.7850	102.9195

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 1

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.40	-1.9540	-9.6290
3	0.80	-7.5902	-18.4108
4	1.20	-16.5698	-26.3456
5	1.60	-28.5538	-33.4334
6	2.00	-43.2035	-39.6740
7	2.40	-60.1801	-45.0676
8	2.80	-79.1446	-49.6140
9	3.20	-99.7583	-53.3134
10	3.60	-121.6824	-56.1657

11 4.00 -144.5780 -58.1710

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	322.9352	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	305.2751	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	105.3294	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.97	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	34.50	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	123.77	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	623.2000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	305.2751	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	981.4960	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	981.4960	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	305.2751	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.36	[m]
Risultante in fondazione	1027.8751	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	31.10	[%]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	350.1263	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2595.2789	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.62	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	241.16	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	108.13	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$$N_c = 28.42$$

$$N'_c = 20.59$$

$$N_q = 16.92$$

$$N'_q = 11.65$$

$$N_\gamma = 13.82$$

$$N'_\gamma = 2.44$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

1.11

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

2.64

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 2

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.41	3.2210	0.0308	0.4624
3	0.82	6.8527	0.3703	1.8498
4	1.23	10.8952	1.3892	4.1621
5	1.64	15.3485	3.4583	7.3992
6	2.05	20.2125	6.9483	11.5613
7	2.46	25.4873	12.2299	16.6482
8	2.87	31.1729	19.6740	22.6601
9	3.28	37.2692	29.6511	29.5968
10	3.69	43.7763	42.5321	37.4585
11	4.10	50.6942	58.6876	46.2451
12	4.51	58.0228	78.4885	55.9565
13	4.92	65.7622	102.3054	66.5929
14	5.33	73.9124	130.5090	78.1542
15	5.74	82.4733	163.4702	90.6404

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	103 di 148

16	6.15	91.4450	201.5596	104.0514
17	6.56	100.8275	245.1480	118.3874
18	6.97	110.6207	294.6067	133.6695
19	7.38	120.8247	350.4334	150.6643
20	7.79	131.4394	413.5313	170.1881
21	8.20	142.4649	484.8004	191.3690

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 2

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.05	0.2764	11.0475
3	0.10	1.1038	22.0359
4	0.15	2.4790	32.9651
5	0.20	4.3993	43.8351
6	0.25	6.8616	54.6459
7	0.30	9.8629	65.3975
8	0.35	13.4003	76.0900
9	0.40	17.4709	86.7233
10	0.45	22.0717	97.2975
11	0.50	27.1997	107.8124

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 2

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.40	-5.1301	-25.0195
3	0.80	-19.5106	-46.2518
4	1.20	-41.6266	-63.6969
5	1.60	-69.9632	-77.3548
6	2.00	-103.0055	-87.2256
7	2.40	-139.2387	-93.3091
8	2.80	-177.1479	-95.6055
9	3.20	-215.2181	-94.1146
10	3.60	-251.9346	-88.8366
11	4.00	-285.7825	-79.7714

COMBINAZIONE n° 3

Valore della spinta statica	355.2287	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	335.8026	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	115.8623	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.97	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	34.50	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	123.77	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	685.5200	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	335.8026	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1054.3489	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	1017.2043	[kNm]

Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	3617.4020	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1054.3489	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	335.8026	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.34	[m]
Risultante in fondazione	1106.5329	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	31.85	[%]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	362.5227	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 3.56

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 4

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

- W peso della striscia espresso in [kN]
- α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
- ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
- c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
- b larghezza della striscia espressa in [m]
- u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= 0.00 Y[m]= 6.73

Raggio del cerchio R[m]= 16.23

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	106 di 148

 Ascissa a valle del cerchio $X_i[m] = -8.35$

 Ascissa a monte del cerchio $X_s[m] = 15.77$

 Larghezza della striscia $dx[m] = 0.96$

 Coefficiente di sicurezza $C = 2.61$

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	2605.71	70.91	2462.40	2.95	29.26	0.000	0.000
2	6919.41	62.17	6118.84	2.07	29.26	0.000	0.000
3	9939.98	55.51	8192.59	1.70	29.26	0.000	0.000
4	12321.92	49.86	9419.43	1.50	29.26	0.000	0.000
5	14287.30	44.81	10069.89	1.36	29.26	0.000	0.000
6	15942.19	40.18	10286.64	1.26	29.26	0.000	0.000
7	16674.26	35.85	9766.35	1.19	29.26	0.000	0.000
8	16680.18	31.75	8777.19	1.13	29.26	0.000	0.000
9	16510.29	27.82	7705.51	1.09	29.26	0.000	0.000
10	16184.45	24.03	6590.70	1.06	29.26	0.000	0.000
11	15942.42	20.35	5543.91	1.03	29.26	0.000	0.000
12	16457.64	16.75	4744.29	1.01	29.26	0.000	0.000
13	17289.44	13.23	3955.88	0.99	32.40	0.410	0.000
14	17745.33	9.75	3004.93	0.98	38.66	1.224	0.000
15	18005.46	6.31	1978.28	0.97	38.66	1.224	0.000
16	18154.93	2.89	915.13	0.97	38.66	1.224	0.000
17	19741.60	-0.52	-178.79	0.96	38.66	1.224	0.000
18	6885.30	-3.93	-471.78	0.97	38.66	1.224	0.000
19	4226.18	-7.35	-540.89	0.97	38.66	1.224	0.000
20	3821.60	-10.80	-716.36	0.98	38.66	1.224	0.000
21	3347.31	-14.30	-826.51	1.00	29.77	0.067	0.000
22	2826.99	-17.84	-866.16	1.01	29.26	0.000	0.000
23	2182.19	-21.46	-798.38	1.04	29.26	0.000	0.000
24	1403.82	-25.17	-597.11	1.07	29.26	0.000	0.000

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	107 di 148

25 480.05 -29.00 -232.75 1.10 29.26 0.000 0.000

$\Sigma W_i = 2712.3269$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 924.8135$ [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 1550.9941$ [kN]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 862.7046$ [kN]

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	340.6002	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	312.7525	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	134.8867	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.84	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	43.13	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	145.19	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	915.1600	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	312.7525	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1303.0132	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1303.0132	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	312.7525	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.07	[m]
Risultante in fondazione	1340.0215	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	24.00	[%]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	95.4748	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	9130.7575	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.62	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	249.99	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	213.72	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 46.12$	$N'_c = 37.43$
$N_q = 33.30$	$N'_q = 25.54$
$N_\gamma = 37.15$	$N'_\gamma = 14.89$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.80
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	7.01

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 5

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.41	4.1873	0.0460	0.6594
3	0.82	8.9085	0.6329	3.2153
4	1.23	14.1638	2.5847	7.7150
5	1.64	19.9530	6.5403	13.4711
6	2.05	26.2763	12.9485	20.2730
7	2.46	33.1335	22.2134	28.0621
8	2.87	40.5248	34.7230	36.8139

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	109 di 148

9	3.28	48.4500	50.8583	46.5165
10	3.69	56.9092	70.9965	57.1629
11	4.10	65.9025	95.5127	68.7494
12	4.51	75.4297	124.7808	81.2735
13	4.92	85.4909	159.1740	94.7337
14	5.33	96.0861	199.0646	109.1287
15	5.74	107.2153	244.8248	124.4579
16	6.15	118.8785	296.8265	140.7207
17	6.56	131.0757	355.4412	157.9155
18	6.97	143.8069	421.0397	176.0423
19	7.38	157.0721	493.9938	195.1037
20	7.79	170.8713	574.6757	215.0991
21	8.20	185.2044	663.4405	235.8778

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 5

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.05	0.2878	11.5107
3	0.10	1.1508	23.0054
4	0.15	2.5881	34.4838
5	0.20	4.5989	45.9462
6	0.25	7.1825	57.3924
7	0.30	10.3379	68.8225
8	0.35	14.0644	80.2364
9	0.40	18.3613	91.6342

10	0.45	23.2276	103.0158
11	0.50	28.6626	114.3814

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 5

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.40	-3.0062	-14.8588
3	0.80	-11.7493	-28.6848
4	1.20	-25.8163	-41.4781
5	1.60	-44.7941	-53.2388
6	2.00	-68.2696	-63.9667
7	2.40	-95.8298	-73.6618
8	2.80	-127.0614	-82.3243
9	3.20	-161.5515	-89.9541
10	3.60	-198.7370	-93.5511
11	4.00	-234.9047	-87.1154

COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	340.1944	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	321.5904	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	110.9587	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.77	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	34.50	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	127.99	[%]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	714.2000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	321.5904	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1078.1253	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1078.1253	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	321.5904	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.35	[m]		
Risultante in fondazione	1125.0664	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	29.83	[%]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	375.7404	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	2713.8222	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.62	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	263.22	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	120.46	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 28.42$	$N'_c = 20.97$
$N_q = 16.92$	$N'_q = 11.87$
$N_\gamma = 13.82$	$N'_\gamma = 2.72$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.16
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.52

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 6

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.41	3.2210	0.0854	0.8739
3	0.82	6.8527	0.8862	3.9047
4	1.23	10.8952	3.2524	8.7625
5	1.64	15.3485	7.7825	14.8285
6	2.05	20.2125	14.9179	21.9262
7	2.46	25.4873	25.0606	30.0023
8	2.87	31.1729	38.5980	39.0338
9	3.28	37.2692	55.9107	49.0090
10	3.69	43.7763	77.3758	59.9214
11	4.10	50.6942	103.3680	71.7671
12	4.51	58.0228	134.2610	84.5437
13	4.92	65.7622	170.4278	98.2495
14	5.33	73.9124	212.2404	112.8835
15	5.74	82.4733	260.0707	128.4433
16	6.15	91.4450	314.2896	144.9293
17	6.56	100.8275	375.2689	162.3441
18	6.97	110.6207	443.3808	180.6861
19	7.38	120.8247	518.9967	199.9540
20	7.79	131.4394	602.4868	220.1390
21	8.20	142.4649	694.1951	241.0590

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 6

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.05	0.3040	12.1483
3	0.10	1.2138	24.2332
4	0.15	2.7262	36.2545
5	0.20	4.8382	48.2124
6	0.25	7.5464	60.1067
7	0.30	10.8478	71.9375
8	0.35	14.7391	83.7048
9	0.40	19.2172	95.4087
10	0.45	24.2789	107.0490
11	0.50	29.9210	118.6258

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 6

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.40	-6.2054	-30.3498
3	0.80	-23.7379	-56.6353
4	1.20	-50.9718	-78.8566
5	1.60	-86.2813	-97.0136
6	2.00	-128.0407	-111.1064

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	114 di 148

7	2.40	-174.6245	-121.1349
8	2.80	-224.4068	-127.0992
9	3.20	-275.7619	-128.9992
10	3.60	-326.9342	-124.2350
11	4.00	-373.4380	-107.6065

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	375.1626	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	354.6463	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	122.3640	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.75	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	34.50	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	127.99	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	790.5200	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	354.6463	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1165.8506	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	1150.8343	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	4034.0414	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1165.8506	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	354.6463	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.34	[m]
Risultante in fondazione	1218.5982	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	30.42	[%]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	392.8330	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento

3.51

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 8

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= 0.00 Y[m]= 6.73

Raggio del cerchio R[m]= 16.23

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8.35

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 15.77

Larghezza della striscia dx[m]= 0.96

Coefficiente di sicurezza C= 2.64

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
----------	---	--------------------	---------------	----------------	--------	---	---

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	116 di 148

1	2605.71	70.91	2462.40	2.95	29.26	0.000	0.000
2	6919.41	62.17	6118.84	2.07	29.26	0.000	0.000
3	9939.98	55.51	8192.59	1.70	29.26	0.000	0.000
4	12321.92	49.86	9419.43	1.50	29.26	0.000	0.000
5	14287.30	44.81	10069.89	1.36	29.26	0.000	0.000
6	15942.19	40.18	10286.64	1.26	29.26	0.000	0.000
7	16674.26	35.85	9766.35	1.19	29.26	0.000	0.000
8	16680.18	31.75	8777.19	1.13	29.26	0.000	0.000
9	16510.29	27.82	7705.51	1.09	29.26	0.000	0.000
10	16184.45	24.03	6590.70	1.06	29.26	0.000	0.000
11	17507.18	20.35	6088.05	1.03	29.26	0.000	0.000
12	19015.71	16.75	5481.71	1.01	29.26	0.000	0.000
13	19847.51	13.23	4541.17	0.99	32.40	0.410	0.000
14	20303.40	9.75	3438.10	0.98	38.66	1.224	0.000
15	20563.52	6.31	2259.34	0.97	38.66	1.224	0.000
16	20276.81	2.89	1022.09	0.97	38.66	1.224	0.000
17	19741.60	-0.52	-178.79	0.96	38.66	1.224	0.000
18	6885.30	-3.93	-471.78	0.97	38.66	1.224	0.000
19	4226.18	-7.35	-540.89	0.97	38.66	1.224	0.000
20	3821.60	-10.80	-716.36	0.98	38.66	1.224	0.000
21	3347.31	-14.30	-826.51	1.00	29.77	0.067	0.000
22	2826.99	-17.84	-866.16	1.01	29.26	0.000	0.000
23	2182.19	-21.46	-798.38	1.04	29.26	0.000	0.000
24	1403.82	-25.17	-597.11	1.07	29.26	0.000	0.000
25	480.05	-29.00	-232.75	1.10	29.26	0.000	0.000

$$\Sigma W_i = 2848.8269 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 951.1746 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 1644.3632 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 862.7046 \text{ [kN]}$$

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	248.1325	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	227.8449	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	98.2670	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -6.07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	43.13	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	141.20	[%]		
Incremento sismico della spinta	12.5685	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 4.00	[m]	Y = -6.07	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	137.67	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	623.2000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]
Inerzia del muro	3.8265	[kN]		
Inerzia verticale del muro	1.9133	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	9.4269	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	4.7135	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	252.6393	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	986.0377	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	986.0377	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	252.6393	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.19	[m]
Risultante in fondazione	1017.8885	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	25.62	[%]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	185.8675	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	8310.4119	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.62	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	210.76	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	140.14	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 46.12$	$N'_c = 36.58$
$N_q = 33.30$	$N'_q = 24.96$
$N_\gamma = 37.15$	$N'_\gamma = 13.70$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.68
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.43

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 9

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.41	4.1873	0.0216	0.4369
3	0.82	8.9085	0.2855	1.6288
4	1.23	14.1638	1.0902	3.5759
5	1.64	19.9530	2.7343	6.2782
6	2.05	26.2763	5.5164	9.7355
7	2.46	33.1335	9.7351	13.9480
8	2.87	40.5248	15.6890	18.9155

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	119 di 148

9	3.28	48.4500	23.6766	24.6382
10	3.69	56.9092	33.9965	31.1160
11	4.10	65.9025	46.9473	38.3490
12	4.51	75.4297	62.8276	46.3370
13	4.92	85.4909	81.9360	55.0802
14	5.33	96.0861	104.5709	64.5785
15	5.74	107.2153	131.0311	74.8319
16	6.15	118.8785	161.6151	85.8404
17	6.56	131.0757	196.6215	97.6041
18	6.97	143.8069	236.3488	110.1229
19	7.38	157.0721	281.0957	123.3968
20	7.79	170.8713	331.1606	137.4258
21	8.20	185.2044	386.8292	152.0904

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 9

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.05	0.2387	9.5416
3	0.10	0.9536	19.0518
4	0.15	2.1433	28.5306
5	0.20	3.8062	37.9780
6	0.25	5.9406	47.3940
7	0.30	8.5451	56.7786
8	0.35	11.6179	66.1317
9	0.40	15.1577	75.4534

10	0.45	19.1628	84.7438
11	0.50	23.6316	94.0027

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 9

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.40	-2.6876	-13.1031
3	0.80	-10.2144	-24.1957
4	1.20	-21.7761	-33.2779
5	1.60	-36.5686	-40.3496
6	2.00	-53.7877	-45.4108
7	2.40	-72.6292	-48.4616
8	2.80	-92.2889	-49.5019
9	3.20	-111.9627	-48.5318
10	3.60	-130.8463	-45.5511
11	4.00	-148.1355	-40.5601

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	248.1325	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	227.8449	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	98.2670	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -6.07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	43.13	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	141.20	[%]		

Incremento sismico della spinta	8.8181	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 4.00	[m]	Y = -6.07	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	137.67	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	623.2000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]
Inerzia del muro	3.8265	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-1.9133	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	9.4269	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-4.7135	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	249.1955	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	971.2990	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	971.2990	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	249.1955	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.19	[m]		
Risultante in fondazione	1002.7563	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	25.66	[%]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	184.1715	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	8297.8658	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.62	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	207.82	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	137.84	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 46.12$	$N'_c = 36.56$
$N_q = 33.30$	$N'_q = 24.95$

$N_{\gamma} = 37.15$

$N'_{\gamma} = 13.68$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.68

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 8.54

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 10

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.41	4.1873	0.0209	0.4314
3	0.82	8.9085	0.2795	1.6072
4	1.23	14.1638	1.0702	3.5272
5	1.64	19.9530	2.6869	6.1915
6	2.05	26.2763	5.4239	9.6000
7	2.46	33.1335	9.5752	13.7529
8	2.87	40.5248	15.4350	18.6500
9	3.28	48.4500	23.2975	24.2915
10	3.69	56.9092	33.4567	30.6772
11	4.10	65.9025	46.2069	37.8072
12	4.51	75.4297	61.8421	45.6815
13	4.92	85.4909	80.6565	54.3000
14	5.33	96.0861	102.9442	63.6629
15	5.74	107.2153	128.9993	73.7700
16	6.15	118.8785	159.1161	84.6214

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	123 di 148

17	6.56	131.0757	193.5886	96.2171
18	6.97	143.8069	232.7110	108.5571
19	7.38	157.0721	276.7774	121.6413
20	7.79	170.8713	326.0819	135.4699
21	8.20	185.2044	380.9058	149.9249

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 10

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.05	0.2350	9.3945
3	0.10	0.9389	18.7579
4	0.15	2.1103	28.0902
5	0.20	3.7474	37.3914
6	0.25	5.8489	46.6614
7	0.30	8.4131	55.9003
8	0.35	11.4384	65.1081
9	0.40	14.9233	74.2847
10	0.45	18.8664	83.4302
11	0.50	23.2659	92.5446

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 10

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.40	-2.8729	-14.0324
3	0.80	-10.9603	-26.0727
4	1.20	-23.4654	-36.1208
5	1.60	-39.5914	-44.1769
6	2.00	-58.5413	-50.2408
7	2.40	-79.5184	-54.3126
8	2.80	-101.7258	-56.3924
9	3.20	-124.3667	-56.4799
10	3.60	-146.6442	-54.5754
11	4.00	-167.7614	-50.6788

COMBINAZIONE n° 11

Valore della spinta statica	322.9352	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	305.2751	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	105.3294	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.97	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	34.50	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	123.77	[%]		
Incremento sismico della spinta	14.8739	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.97	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	120.50	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	623.2000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]
Inerzia del muro	3.8265	[kN]		

Inerzia verticale del muro 1.9133 [kN]

Inerzia del terrapieno fondazione di monte 9.4269 [kN]

Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte 4.7135 [kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 332.5890 [kN]

Risultante dei carichi applicati in dir. verticale 992.9740 [kN]

Sforzo normale sul piano di posa della fondazione 992.9740 [kN]

Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione 332.5890 [kN]

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione 0.44 [m]

Risultante in fondazione 1047.1928 [kN]

Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) 33.49 [%]

Momento rispetto al baricentro della fondazione 432.7131 [kNm]

Carico ultimo della fondazione 2325.9821 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente 5.62 [m]

Tensione terreno allo spigolo di valle 258.89 [kPa]

Tensione terreno allo spigolo di monte 94.48 [kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 28.42$ $N'_c = 19.89$

$N_q = 16.92$ $N'_q = 11.26$

$N_\gamma = 13.82$ $N'_\gamma = 1.96$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.03

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 2.34

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 11

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.41	3.2210	0.0440	0.5365
3	0.82	6.8527	0.4387	2.0546
4	1.23	10.8952	1.5781	4.5545
5	1.64	15.3485	3.8563	8.0360
6	2.05	20.2125	7.6672	12.4992
7	2.46	25.4873	13.4048	17.9442
8	2.87	31.1729	21.4633	24.3708
9	3.28	37.2692	32.2366	31.7791
10	3.69	43.7763	46.1186	40.1691
11	4.10	50.6942	63.5036	49.5408
12	4.51	58.0228	84.7853	59.8942
13	4.92	65.7622	110.3580	71.2293
14	5.33	73.9124	140.6155	83.5461
15	5.74	82.4733	175.9520	96.8446
16	6.15	91.4450	216.7614	111.1248
17	6.56	100.8275	263.4377	126.3867
18	6.97	110.6207	316.3756	142.6526
19	7.38	120.8247	376.1031	160.7311
20	7.79	131.4394	443.5757	181.4832
21	8.20	142.4649	519.7456	203.9892

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 11

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.05	0.2985	11.9271
3	0.10	1.1915	23.7811
4	0.15	2.6754	35.5619
5	0.20	4.7465	47.2696
6	0.25	7.4011	58.9042
7	0.30	10.6357	70.4656
8	0.35	14.4465	81.9540
9	0.40	18.8298	93.3691
10	0.45	23.7822	104.7112
11	0.50	29.2997	115.9801

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 11

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.40	-6.1623	-30.0314
3	0.80	-23.4011	-55.3823
4	1.20	-49.8441	-76.0527
5	1.60	-83.6192	-92.0426

6	2.00	-122.8541	-103.3520
7	2.40	-165.6767	-109.9809
8	2.80	-210.2148	-111.9293
9	3.20	-254.5961	-109.1972
10	3.60	-296.9485	-101.7846
11	4.00	-335.3998	-89.6915

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	322.9352	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	305.2751	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	105.3294	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.97	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	34.50	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	123.77	[%]		
Incremento sismico della spinta	9.9927	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.97	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	120.50	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	623.2000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]
Inerzia del muro	3.8265	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-1.9133	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	9.4269	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-4.7135	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	327.9748	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	978.1285	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	978.1285	[kN]

Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	327.9748	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.44	[m]
Risultante in fondazione	1031.6505	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	33.53	[%]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	427.4241	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2322.0896	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.62	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	255.24	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	92.85	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 28.42$	$N'_c = 19.88$
$N_q = 16.92$	$N'_q = 11.25$
$N_\gamma = 13.82$	$N'_\gamma = 1.96$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.03
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.37

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 12

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.41	3.2210	0.0431	0.5295

3	0.82	6.8527	0.4311	2.0267
4	1.23	10.8952	1.5524	4.4916
5	1.64	15.3485	3.7952	7.9242
6	2.05	20.2125	7.5478	12.3246
7	2.46	25.4873	13.1986	17.6927
8	2.87	31.1729	21.1358	24.0285
9	3.28	37.2692	31.7477	31.3320
10	3.69	43.7763	45.4227	39.6033
11	4.10	50.6942	62.5488	48.8423
12	4.51	58.0228	83.5146	59.0490
13	4.92	65.7622	108.7082	70.2234
14	5.33	73.9124	138.5180	82.3656
15	5.74	82.4733	173.3323	95.4754
16	6.15	91.4450	213.5392	109.5530
17	6.56	100.8275	259.5272	124.5983
18	6.97	110.6207	311.6851	140.6334
19	7.38	120.8247	370.5333	158.4552
20	7.79	131.4394	437.0135	178.9124
21	8.20	142.4649	512.0643	201.0984

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 12

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.05	0.2939	11.7452
3	0.10	1.1733	23.4182
4	0.15	2.6346	35.0190

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	131 di 148

5	0.20	4.6740	46.5475
6	0.25	7.2881	58.0038
7	0.30	10.4732	69.3879
8	0.35	14.2257	80.6997
9	0.40	18.5420	91.9392
10	0.45	23.4184	103.1065
11	0.50	28.8514	114.2016

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 12

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.40	-6.2971	-30.7147
3	0.80	-23.9554	-56.8062
4	1.20	-51.1256	-78.2743
5	1.60	-85.9584	-95.1192
6	2.00	-126.6045	-107.3408
7	2.40	-171.2146	-114.9391
8	2.80	-217.9393	-117.9140
9	3.20	-264.9294	-116.2657
10	3.60	-310.3354	-109.9941
11	4.00	-352.3082	-99.0992

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica 322.9352 [kN]

Componente orizzontale della spinta statica 305.2751 [kN]

Componente verticale della spinta statica	105.3294	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.97	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	34.50	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	123.77	[%]		
Incremento sismico della spinta	14.8739	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.97	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	120.50	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	623.2000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]
Inerzia del muro	3.8265	[kN]		
Inerzia verticale del muro	1.9133	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	9.4269	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	4.7135	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	332.5890	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	992.9740	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	1023.0575	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	3380.6013	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	992.9740	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	332.5890	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.44	[m]		
Risultante in fondazione	1047.1928	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	33.49	[%]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	432.7131	[kNm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.30
--	------

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	322.9352	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	305.2751	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	105.3294	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.97	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	34.50	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	123.77	[%]		
Incremento sismico della spinta	9.9927	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.97	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	120.50	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	623.2000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]
Inerzia del muro	3.8265	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-1.9133	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	9.4269	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-4.7135	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	327.9748	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	978.1285	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	1029.8086	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	3350.9255	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	978.1285	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	327.9748	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.44	[m]
Risultante in fondazione	1031.6505	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	33.53	[%]

Momento rispetto al baricentro della fondazione 427.4241 [kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 3.25

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 15

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= 0.00 Y[m]= 6.73

Raggio del cerchio R[m]= 16.23

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8.35

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 15.77

Larghezza della striscia dx[m]= 0.96

Coefficiente di sicurezza C= 2.53

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	2605.71	70.91	2462.40	2.95	29.26	0.000	0.000
2	6919.41	62.17	6118.84	2.07	29.26	0.000	0.000
3	9939.98	55.51	8192.59	1.70	29.26	0.000	0.000
4	12321.92	49.86	9419.43	1.50	29.26	0.000	0.000
5	14287.30	44.81	10069.89	1.36	29.26	0.000	0.000
6	15942.19	40.18	10286.64	1.26	29.26	0.000	0.000
7	16674.26	35.85	9766.35	1.19	29.26	0.000	0.000
8	16680.18	31.75	8777.19	1.13	29.26	0.000	0.000
9	16510.29	27.82	7705.51	1.09	29.26	0.000	0.000
10	16184.45	24.03	6590.70	1.06	29.26	0.000	0.000
11	15942.42	20.35	5543.91	1.03	29.26	0.000	0.000
12	16457.64	16.75	4744.29	1.01	29.26	0.000	0.000
13	17289.44	13.23	3955.88	0.99	32.40	0.410	0.000
14	17745.33	9.75	3004.93	0.98	38.66	1.224	0.000
15	18005.46	6.31	1978.28	0.97	38.66	1.224	0.000
16	18154.93	2.89	915.13	0.97	38.66	1.224	0.000
17	19741.60	-0.52	-178.79	0.96	38.66	1.224	0.000
18	6885.30	-3.93	-471.78	0.97	38.66	1.224	0.000
19	4226.18	-7.35	-540.89	0.97	38.66	1.224	0.000
20	3821.60	-10.80	-716.36	0.98	38.66	1.224	0.000
21	3347.31	-14.30	-826.51	1.00	29.77	0.067	0.000
22	2826.99	-17.84	-866.16	1.01	29.26	0.000	0.000
23	2182.19	-21.46	-798.38	1.04	29.26	0.000	0.000
24	1403.82	-25.17	-597.11	1.07	29.26	0.000	0.000
25	480.05	-29.00	-232.75	1.10	29.26	0.000	0.000

$$\Sigma W_i = 2712.3269 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 924.8135 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 1550.9941 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 862.7046 \text{ [kN]}$$

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 16

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= 0.00 Y[m]= 6.73

Raggio del cerchio R[m]= 16.23

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8.35

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 15.77

Larghezza della striscia dx[m]= 0.96

Coefficiente di sicurezza C= 2.54

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	2605.71	70.91	2462.40	2.95	29.26	0.000	0.000
2	6919.41	62.17	6118.84	2.07	29.26	0.000	0.000
3	9939.98	55.51	8192.59	1.70	29.26	0.000	0.000
4	12321.92	49.86	9419.43	1.50	29.26	0.000	0.000
5	14287.30	44.81	10069.89	1.36	29.26	0.000	0.000
6	15942.19	40.18	10286.64	1.26	29.26	0.000	0.000
7	16674.26	35.85	9766.35	1.19	29.26	0.000	0.000
8	16680.18	31.75	8777.19	1.13	29.26	0.000	0.000
9	16510.29	27.82	7705.51	1.09	29.26	0.000	0.000
10	16184.45	24.03	6590.70	1.06	29.26	0.000	0.000
11	15942.42	20.35	5543.91	1.03	29.26	0.000	0.000
12	16457.64	16.75	4744.29	1.01	29.26	0.000	0.000
13	17289.44	13.23	3955.88	0.99	32.40	0.410	0.000
14	17745.33	9.75	3004.93	0.98	38.66	1.224	0.000
15	18005.46	6.31	1978.28	0.97	38.66	1.224	0.000
16	18154.93	2.89	915.13	0.97	38.66	1.224	0.000
17	19741.60	-0.52	-178.79	0.96	38.66	1.224	0.000
18	6885.30	-3.93	-471.78	0.97	38.66	1.224	0.000
19	4226.18	-7.35	-540.89	0.97	38.66	1.224	0.000
20	3821.60	-10.80	-716.36	0.98	38.66	1.224	0.000
21	3347.31	-14.30	-826.51	1.00	29.77	0.067	0.000
22	2826.99	-17.84	-866.16	1.01	29.26	0.000	0.000
23	2182.19	-21.46	-798.38	1.04	29.26	0.000	0.000
24	1403.82	-25.17	-597.11	1.07	29.26	0.000	0.000
25	480.05	-29.00	-232.75	1.10	29.26	0.000	0.000

$$\Sigma W_i = 2712.3269 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 924.8135 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 1550.9941 \text{ [kN]}$$

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 862.7046$ [kN]

COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	250.5008	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	230.0197	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	99.2049	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -6.03	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	43.13	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	141.85	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	637.2000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	230.0197	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	989.3715	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	989.3715	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	230.0197	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.11	[m]
Risultante in fondazione	1015.7583	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23.25	[%]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	113.5731	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	9207.0803	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.62	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	197.62	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	154.47	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$$N_c = 46.12$$

$$N'_c = 37.83$$

$$N_q = 33.30$$

$$N'_q = 25.81$$

$$N_\gamma = 37.15$$

$$N'_\gamma = 15.46$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

1.86

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

9.31

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 17

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.41	3.2210	0.0166	0.3615
3	0.82	6.8527	0.2752	1.5504
4	1.23	10.8952	1.1270	3.6312
5	1.64	15.3485	2.9071	6.4885
6	2.05	20.2125	5.9122	10.0729
7	2.46	25.4873	10.4304	14.3781
8	2.87	31.1729	16.7482	19.4021
9	3.28	37.2692	25.1517	25.1440
10	3.69	43.7763	35.9266	31.6033
11	4.10	50.6942	49.3586	38.7798
12	4.51	58.0228	65.7331	46.6735
13	4.92	65.7622	85.3358	55.2840
14	5.33	73.9124	108.4520	64.6115

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	140 di 148

15	5.74	82.4733	135.3672	74.6559
16	6.15	91.4450	166.3669	85.4173
17	6.56	100.8275	201.7365	96.8953
18	6.97	110.6207	241.7614	109.0897
19	7.38	120.8247	286.7268	122.0012
20	7.79	131.4394	336.9182	135.6297
21	8.20	142.4649	392.6087	149.8604

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 17

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.05	0.2223	8.8907
3	0.10	0.8888	17.7622
4	0.15	1.9983	26.6146
5	0.20	3.5499	35.4477
6	0.25	5.5427	44.2616
7	0.30	7.9757	53.0564
8	0.35	10.8480	61.8319
9	0.40	14.1586	70.5883
10	0.45	17.9065	79.3254
11	0.50	22.0908	88.0434

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 17

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.40	-1.9136	-9.3634
3	0.80	-7.3269	-17.4983
4	1.20	-15.7484	-24.4047
5	1.60	-26.6868	-30.0826
6	2.00	-39.6507	-34.5321
7	2.40	-54.1487	-37.7530
8	2.80	-69.6893	-39.7455
9	3.20	-85.7813	-40.5095
10	3.60	-101.9132	-39.6451
11	4.00	-117.1536	-36.3521

COMBINAZIONE n° 18

Valore della spinta statica	254.0810	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	233.3072	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	100.6228	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.97	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	43.13	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	142.84	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	658.2000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	233.3072	[kN]
--	----------	------

Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1011.7893	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1011.7893	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	233.3072	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.11	[m]
Risultante in fondazione	1038.3400	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23.06	[%]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	116.2661	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	9261.5792	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.62	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	202.12	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	157.95	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 46.12$	$N'_c = 37.93$
$N_q = 33.30$	$N'_q = 25.88$
$N_\gamma = 37.15$	$N'_\gamma = 15.60$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.87
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	9.15

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 18

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.41	3.2210	0.0192	0.3843
3	0.82	6.8527	0.3234	1.7958
4	1.23	10.8952	1.3633	4.3223
5	1.64	15.3485	3.5279	7.6783
6	2.05	20.2125	7.1274	11.7852
7	2.46	25.4873	12.4568	16.6245
8	2.87	31.1729	19.8062	22.1888
9	3.28	37.2692	29.4637	28.4746
10	3.69	43.7763	41.7160	35.4801
11	4.10	50.6942	56.8497	43.2043
12	4.51	58.0228	75.1508	51.6466
13	4.92	65.7622	96.9050	60.8067
14	5.33	73.9124	122.3983	70.6842
15	5.74	82.4733	151.9161	81.2790
16	6.15	91.4450	185.7441	92.5910
17	6.56	100.8275	224.1678	104.6195
18	6.97	110.6207	267.4725	117.3646
19	7.38	120.8247	315.9435	130.8272
20	7.79	131.4394	369.8667	145.0073
21	8.20	142.4649	429.5151	159.7895

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 18

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.05	0.2280	9.1155
3	0.10	0.9112	18.2114
4	0.15	2.0488	27.2876
5	0.20	3.6397	36.3442
6	0.25	5.6829	45.3811
7	0.30	8.1774	54.3983
8	0.35	11.1224	63.3960
9	0.40	14.5167	72.3739
10	0.45	18.3594	81.3322
11	0.50	22.6496	90.2709

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 18

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.40	-2.1135	-10.3579
3	0.80	-8.1186	-19.4581
4	1.20	-17.5123	-27.3008
5	1.60	-29.7915	-33.8858
6	2.00	-44.4533	-39.2132
7	2.40	-60.9944	-43.2830
8	2.80	-78.9120	-46.0953
9	3.20	-97.7029	-47.6499
10	3.60	-116.8142	-46.9469

11 4.00 -134.6427 -41.9862

COMBINAZIONE n° 19

Valore della spinta statica	260.1223	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	238.8544	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	103.0153	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.00	[m]	Y = -5.87	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	43.13	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	144.52	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	693.2000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.00	[m]	Y = -4.10	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	238.8544	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1049.1818	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1049.1818	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	238.8544	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.12	[m]
Risultante in fondazione	1076.0269	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22.77	[%]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	123.0336	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	9338.5237	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.62	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	210.06	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	163.31	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	146 di 148

$$N_c = 46.12$$

$$N'_c = 38.09$$

$$N_q = 33.30$$

$$N'_q = 25.99$$

$$N_\gamma = 37.15$$

$$N'_\gamma = 15.83$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

1.89

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

8.90

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 19

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.41	3.2210	0.0313	0.4764
3	0.82	6.8527	0.4466	2.3087
4	1.23	10.8952	1.8371	5.5492
5	1.64	15.3485	4.6707	9.7249
6	2.05	20.2125	9.2849	14.6928
7	2.46	25.4873	15.9866	20.4138
8	2.87	31.1729	25.0725	26.8716
9	3.28	37.2692	36.8345	34.0585
10	3.69	43.7763	51.5618	41.9699
11	4.10	50.6942	69.5426	50.6033
12	4.51	58.0228	91.0640	59.9571
13	4.92	65.7622	116.4127	70.0304
14	5.33	73.9124	145.8751	80.8224

GALLERIA GIAVE - RELAZIONE GEOTECNICA E DI
 CALCOLO DELLE OPERE DI IMBOCCO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 07 CL	GA 00 00 002	A	147 di 148

15	5.74	82.4733	179.7373	92.3328
16	6.15	91.4450	218.2852	104.5610
17	6.56	100.8275	261.8045	117.5059
18	6.97	110.6207	310.5804	131.1676
19	7.38	120.8247	364.8988	145.5481
20	7.79	131.4394	425.0459	160.6465
21	8.20	142.4649	491.2947	176.3473

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 19

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.05	0.2379	9.5119
3	0.10	0.9508	19.0030
4	0.15	2.1378	28.4733
5	0.20	3.7978	37.9228
6	0.25	5.9298	47.3515
7	0.30	8.5326	56.7595
8	0.35	11.6054	66.1466
9	0.40	15.1470	75.5130
10	0.45	19.1563	84.8585
11	0.50	23.6325	94.1833

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 19

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.40	-2.4792	-12.1741
3	0.80	-9.5619	-23.0174
4	1.20	-20.7157	-32.5299
5	1.60	-35.4083	-40.7116
6	2.00	-53.1075	-47.5625
7	2.40	-73.2809	-53.0826
8	2.80	-95.3961	-57.2718
9	3.20	-118.9209	-60.1303
10	3.60	-143.2229	-59.6579
11	4.00	-165.5698	-51.8547