

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.



Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea

CUP: J94F04000020001

### U.O. GALLERIE

### PRODUZIONE CENTRO - NORD

#### ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

#### ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

#### LOTTO 1: FORTEZZA - PONTE GARDENA

#### VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA

#### RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE

SCALA:

-

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

I B L 1    1 0    D    2 6    C L    N V 0 7 2 0    0 0 1    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione		MAR. 2013	A. Frilli	MAR. 2013	C. Marzocchi	MAR. 2013		



File: IBL110D26CLNV0720001A.doc

Stampato dal Service  
di plottaggio ITALFERR S.p.A.

n. Elab:

ALBA s.r.l.



VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	2 di 101


## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO .....	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	4
3.1	DOCUMENTI CORRELATI .....	4
3.2	DOCUMENTI SUPERATI .....	5
4	ALLEGATI .....	5
5	FASE CONOSCITIVA .....	5
5.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	5
5.2	INDAGINI GEOTECNICHE .....	8
5.3	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA .....	28
5.3.1	<i>Caratterizzazione geotecnica imbocco</i> .....	31
5.3.2	<i>Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nelle analisi</i> .....	40
5.3.3	<i>Il regime idraulico</i> .....	40
5.4	CARATTERISTICHE DEL SITO E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA .....	40
6	SOLUZIONI PROGETTUALI (DA QUI IN AVANTI) .....	43
6.1	IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA .....	43
6.1.1	<i>Opere di sostegno</i> .....	43
6.1.2	<i>Opere di sostegno-muro definitivo</i> .....	45
7	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI .....	45
8	CRITERI DI VERIFICA DELLE OPERE .....	47
8.1	OPERE DI SOSTEGNO .....	47
8.1.1	<i>Azioni</i> .....	47
8.1.2	<i>Approcci progettuali e metodi di verifica</i> .....	47
8.2	OPERE DI SOSTEGNO-MURO DI SOSTEGNO DEFINITIVO .....	49

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	3 di 101

8.2.1	Azioni.....	49
8.2.2	Approcci progettuali e metodi di verifica.....	49
9	VERIFICA DELLE OPERE DELL'IMBOCCO .....	51
9.1	OPERE DI SOSTEGNO .....	51
9.1.1	Sezione – pk 0+160.00.....	51
9.2	OPERE DI SOSTEGNO-MURO DEFINITIVO.....	66
10	MONITORAGGIO .....	76
11	OPERE DI DRENAGGIO E SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA.....	76
11.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI DRENAGGIO.....	77
11.2	INTRODUZIONE METODOLOGICA .....	78
11.2.1	Calcolo della pioggia di progetto .....	80
11.2.2	Calcolo della portata di progetto.....	88
11.2.3	Risultati di calcolo.....	90
11.3	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI DRENAGGIO .....	91
11.3.1	Cunette laterali.....	91
11.3.2	Fosso di guardia.....	92
11.3.3	Collettori circolari .....	94
12	CONCLUSIONI.....	96

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	<b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 4 di 101

## 1 PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del Progetto Definitivo del Lotto 1 Fortezza – Ponte Gardena “Asse ferroviario Monaco - Verona” “Accesso Sud alla galleria di base del Brennero quadruplicamento della linea Fortezza - Verona”.

## 2 SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO

Nella presente relazione si affrontano le problematiche progettuali connesse alla realizzazione delle opere di imbocco della galleria di finestra Chiusa facente parte della linea ferroviaria del Lotto 1 Fortezza – Ponte Gardena “Asse ferroviario Monaco - Verona” “Accesso Sud alla galleria di base del Brennero quadruplicamento della linea Fortezza - Verona”.

La galleria artificiale della finestra di Chiusa, ha la funzione di mettere in comunicazione la galleria Gardena con l'esterno in corrispondenza dell'abitato di Chiusa. La struttura è localizzata in corrispondenza dell'abitato di Chiusa (BZ), in riva sinistra del Fiume Isarco, a monte del tracciato della SS242, ad una quota altimetrica di circa 610m slm su un versante caratterizzato dalla presenza di rocce tipo fillade, con la presenza di uno strato detritico nella zona più superficiale di spessore variabile.

Per l'inquadramento generale delle opere in sotterraneo si rimanda al documento “Relazione descrittiva.

L'elaborato in oggetto è stato realizzato con lo scopo di definire, nella zona di interesse:

- il modello geolitologico del terreno;
- gli intervalli rappresentativi dei parametri geotecnici e geomeccanici dei litotipi individuati;
- le soluzioni progettuali e soddisfare le verifiche di dimensionamento delle opere di sostegno e della galleria artificiale e le verifiche di stabilità.

La progettazione è stata sviluppata nel rispetto della normativa vigente, secondo quanto riportato nell'elaborato “Normativa di riferimento”.

## 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 3.1 Documenti Correlati

I documenti correlati sono documenti la cui lettura è consigliata per allargare la conoscenza dell'ambito nel quale il presente documento si inquadra.

Rif. [1] Hoek E., Brown E.T. (1997). Pratical estimates of rock mass strenght. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 34, No8, 1997, pag. 1165-1186.

Rif. [2] PARATIE 7 (versione 7.0.25) – Manuale d'uso;

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	5 di 101

- Rif. [3] M. Bustamante, B. Doix (1985). Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, Paris, n. 140, nov-déc 1985 – Ref. 3047, 75-92.
- Rif. [4] C. Viggiani (1999). Fondazioni, Hevelius Edizioni.
- Rif. [5] A.W. Bishop (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, 5, 7-17.
- Rif. [6] N. Janbu (1954). Stability analysis of slopes with dimensionless parameters. Harvard Soil Mechanics Series.
- Rif. [7] 46, 811 pp.N.R. Morgenstern & V.E. Price (1965). The analysis of the stability of generalised slip surfaces. Geotechnique, 15, 79-93.

### 3.2 Documenti Superati

Non sono presenti documenti superati.

## 4 ALLEGATI

Il documento è corredato dai seguenti allegati:

- All. [1] [Planimetria con ubicazione delle indagini].
- All. [2] [Analisi e verifica dell'opera di sostegno].
- All. [3] [Analisi e verifica dei muri di sostegno].

## 5 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 della finestra "Chiusa".

### 5.1 Inquadramento geologico

L'imbocco della galleria di finestra Chiusa si sviluppa sul versante in sinistra idraulica del Fiume Isarco ad una quota di circa 610m s.l.m.m. Il pendio con vergenza ONO e acclività media 30-35° è costituito da materiale lapideo tipo fillade che si presenta con modeste coperture talvolta roccia affiorante. Le modeste acclività del pendio vengono addolcite in prossimità dell'imbocco, dove la presenza di materiale detritico sciolto associabile a depositi fluvio-glaciali caratterizza la zona pianeggiante. Il substrato roccioso che caratterizza il versante appartiene alla formazione delle Filladi di Bressanone (BSS). Di seguito si riporta uno stralcio della carta geologica di PD.

Da un punto di vista idrogeologico i depositi morenici possono essere sede di un acquifero che in situazioni di elevata piovosità possono portare ad avere livelli di falda prossimi al piano campagna.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	6 di 101

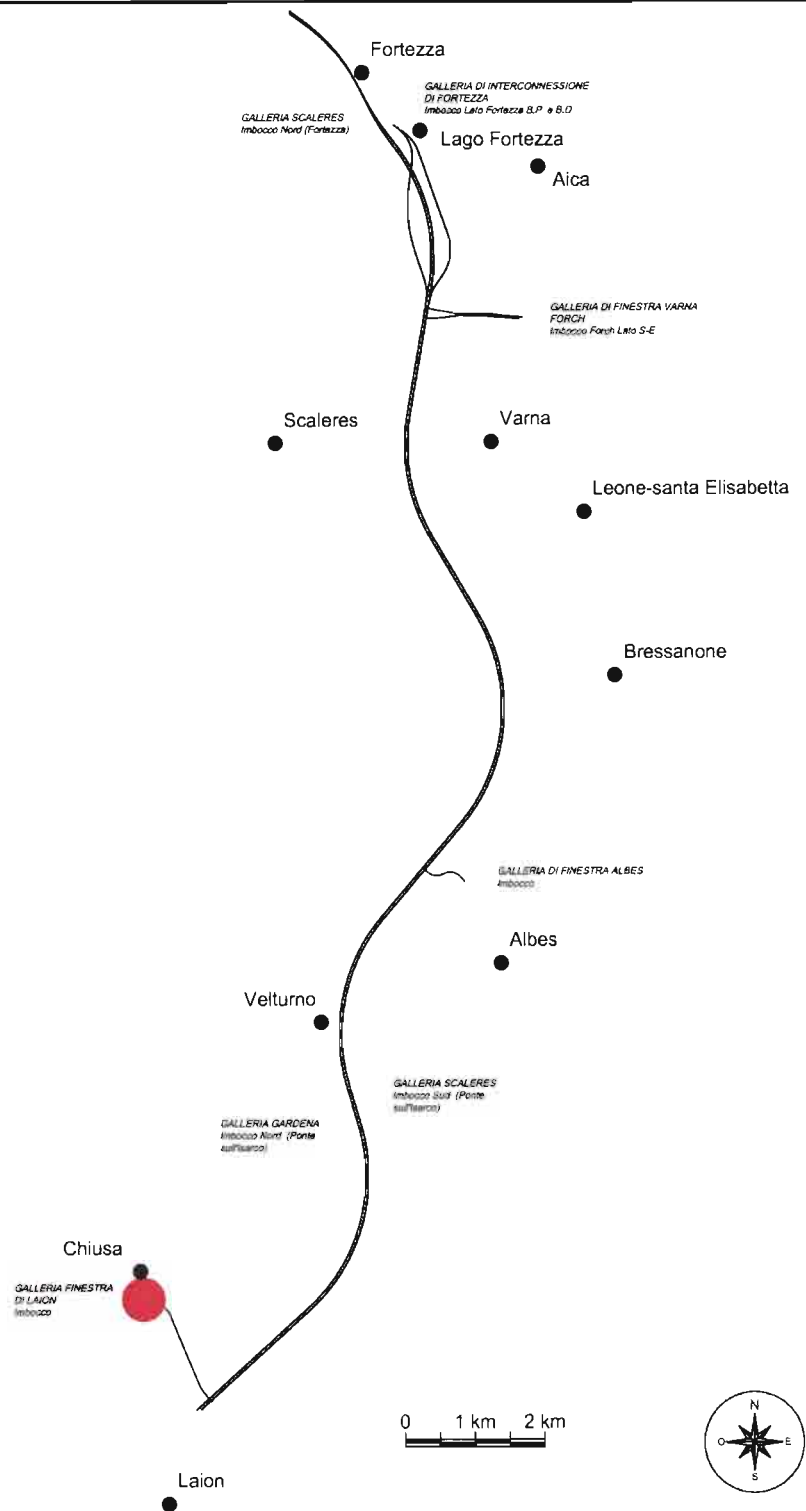


Fig. 5-1 Inquadramento generale dell'imbocco della galleria.

**LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA**

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	7 di 101

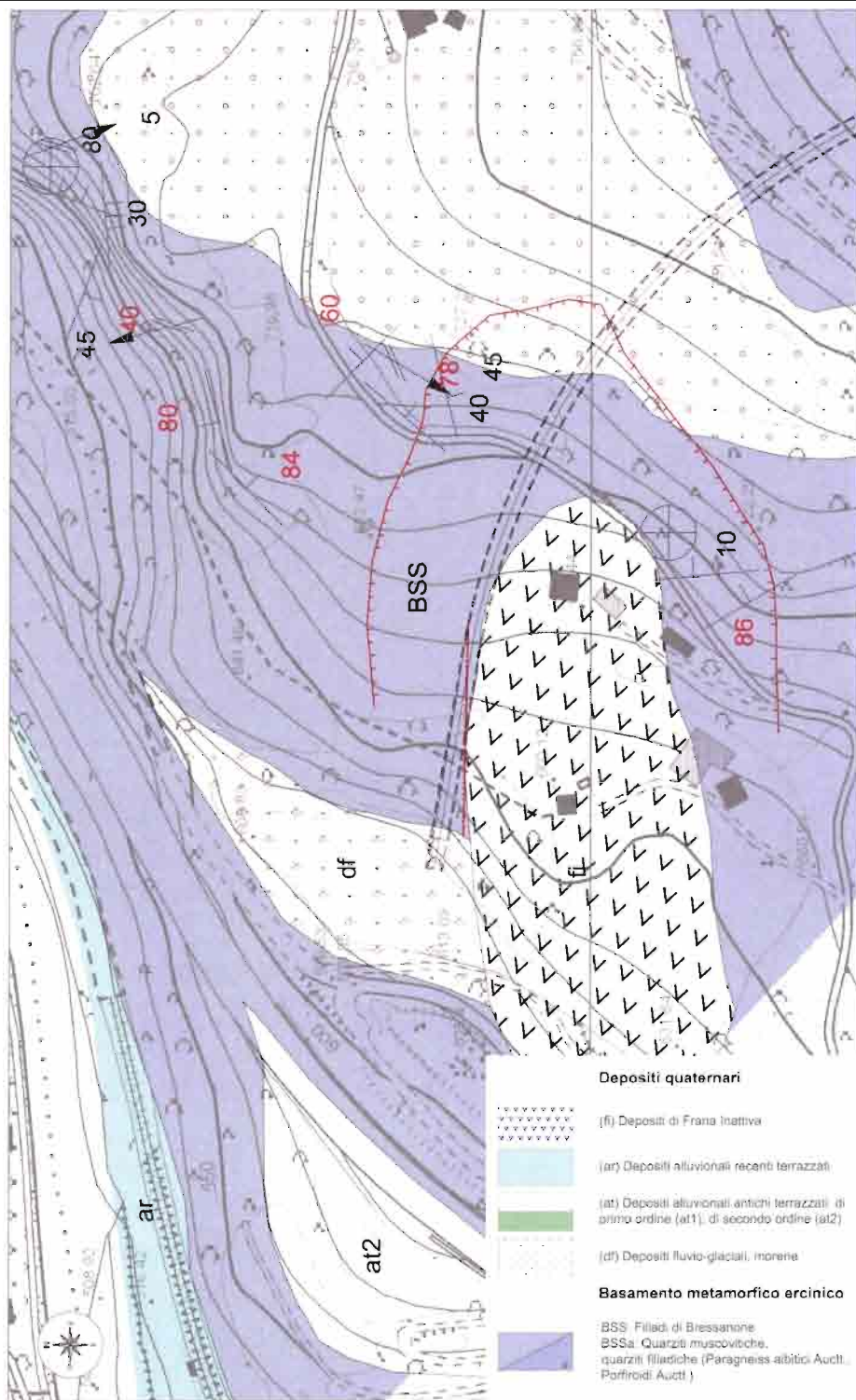


Fig. 5-2 Stralcio della carta geologica di PD.



VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	8 di 101

## 5.2 Indagini geotecniche

Ai fini della caratterizzazione geotecnica e geomeccanica delle formazioni di substrato e delle unità geotecniche coinvolte nella realizzazione delle opere di imbocco sono stati utilizzati i dati provenienti dalla campagna d'indagine di Progetto Definitivo eseguite nel 2012.

In particolare per la zona di interesse dell'imbocco della galleria di finestra Chiusa si è fatto riferimento alle seguenti indagini geognostiche:

- 1 indagine geofisica tipo Cross Hole, denominata D11, con registrazione delle  $V_p$  e delle  $V_s$  e calcolo del rapporto di Poisson, del modulo di taglio dinamico, modulo di Young dinamico e modulo di compressione volumetrica lungo tutta la verticale indagata;
- 2 sondaggi a carotaggio continuo, denominati C11 e C12, con registrazione dei valori di recupero percentuale modificato RDQ, prelievo di campioni, esecuzione di prove di permeabilità tipo Lugeon e di tipo Lefranc, esecuzione di prove dilatometriche e pressiometriche e rilievo del livello dell'acqua nel corso della perforazione;
- analisi di laboratorio sui 9 campioni prelevati dal sondaggio C11 e su 15 campioni prelevati dal sondaggio C12.

Di seguito si riporta la planimetria con l'ubicazione delle indagini eseguite e la descrizione dei dati sperimentali raccolti.

**LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA**

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	9 di 101

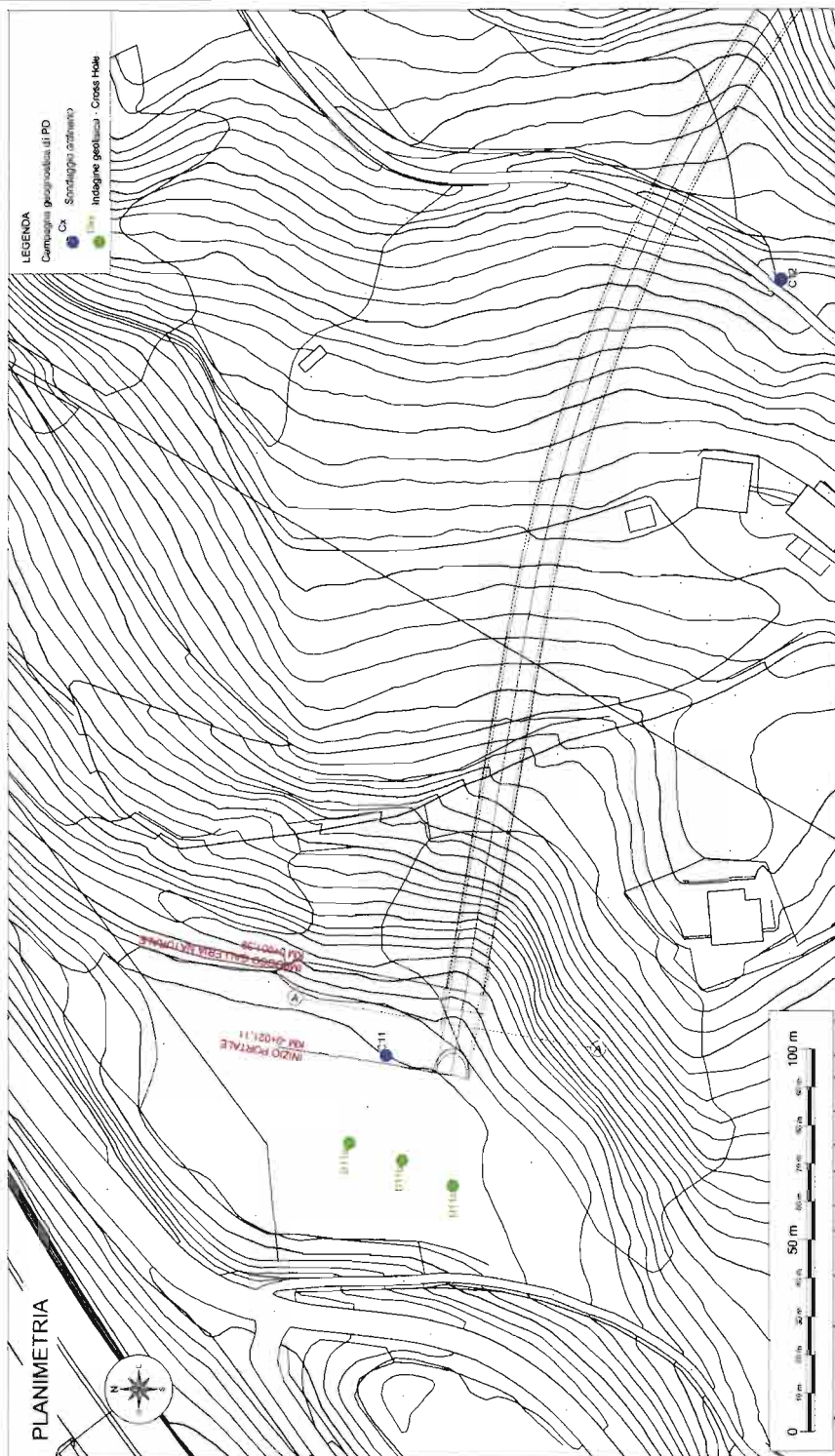


Fig. 5-3 Ubicazione delle indagini geostatiche eseguite nella zona di interesse dell'imbocco.



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	10 di 101

### Indagini geofisiche tipo Cross-Hole

L'indagine geofisica tipo Cross-Hole denominata D11 è stata effettuata al piede del versante sul quale verrà realizzato l'imbocco ad una quota di circa 613.2m s.l.m.m ed è stata spinta fino ad una profondità di 52.00m.

La prova ha permesso di ricavare le velocità delle onde P ed S e di estrapolare il rapporto di Poisson, il modulo di taglio dinamico, il modulo di Young dinamico, il modulo di compressione volumetrica.

Le informazioni dedotte possono essere così riassunte:

- da 0.00m a 10.00m:  $V_p=500-1000$  m/s;  
 $V_s=250-500$  m/s;
- da 10.00m a 18.00m:  $V_p=1500-2250$  m/s;  
 $V_s=750-1000$  m/s;
- da 18.00m a 35.00m:  $V_p=2250-3500$  m/s;  
 $V_s=1000-1500$  m/s
- da 35.00m a 52.00m:  $V_p=4000-4500$  m/s;  
 $V_s=1750-2000$  m/s.

Di seguito si riportano i grafici ricavati dalla cross-hole D11.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	11 di 101

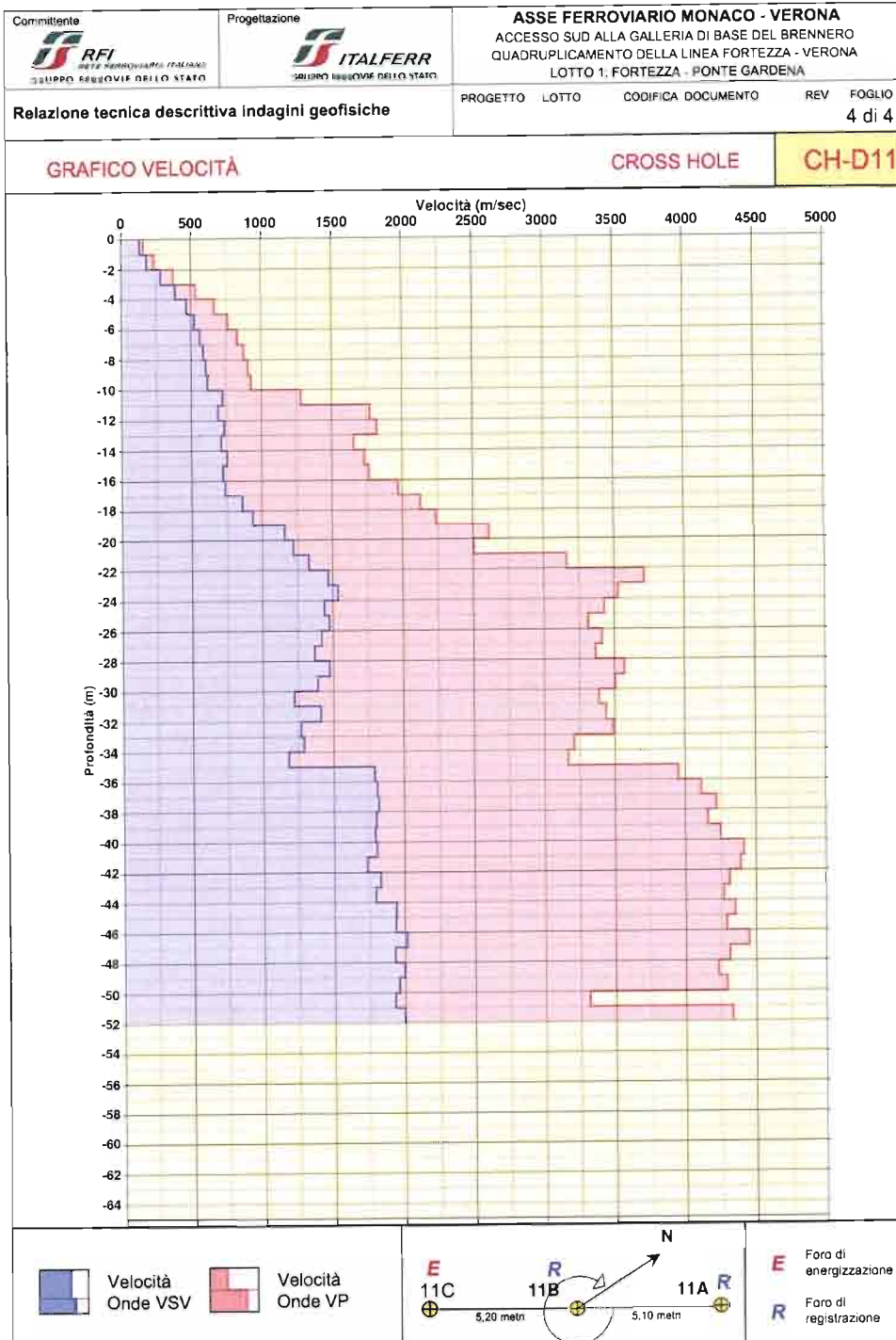




Fig. 5-4 Grafico delle velocità delle onde P e delle onde S registrate lungo la verticale durante l'esecuzione delle prova Cross-Hole D11.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	12 di 101

Committente  RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO		Progettazione  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO		<b>ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA</b> ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA - PONTE GARDENA							
Relazione tecnica descrittiva indagini geofisiche				PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO		
									2 di 4		
<b>TABELLA PARAMETRI</b>				<b>CROSS HOLE</b>			<b>CH-D11</b>				
Prof (m)	Distanza tra I fori (m)	Tempi VP (ms)	Velocità VP (m/sec)	Tempi VSV (ms)	Velocità VSV (m/sec)	VP/VS	Rapporto di Poisson	Mod. taglio G Gdin (MPa)	Mod. Young E Edin (MPa)	Mod. Comp. Vol. Ev. (MPa)	Densità (t/m <sup>3</sup> )
0	5.10		163		135	1.21	-0.59	3.5E+01	2.9E+01	4.4E+01	1.90
-1	5.09	31.2	163	37.7	135	1.21	-0.59	3.5E+01	2.9E+01	4.4E+01	1.90
-2	5.08	21.7	234	27.5	185	1.26	-0.33	6.6E+01	8.9E+01	1.8E+02	1.90
-3	5.01	13.4	373	17.7	283	1.32	-0.18	1.6E+02	2.6E+02	6.3E+02	1.90
-4	4.95	9.3	532	12.8	386	1.38	-0.06	2.9E+02	5.5E+02	1.6E+03	1.90
-5	4.89	7.3	665	10.5	467	1.42	0.01	4.2E+02	8.6E+02	2.9E+03	1.90
-6	4.83	6.3	762	9.2	524	1.45	0.05	5.3E+02	1.1E+03	4.2E+03	1.90
-7	4.79	5.8	829	8.5	562	1.48	0.07	6.1E+02	1.3E+03	5.2E+03	1.90
-8	4.75	5.4	874	8.1	587	1.49	0.09	6.7E+02	1.5E+03	5.9E+03	1.90
-9	4.73	5.2	904	7.8	604	1.50	0.10	7.1E+02	1.6E+03	6.4E+03	1.90
-10	4.72	5.1	926	7.7	616	1.50	0.10	7.4E+02	1.6E+03	6.8E+03	1.90
-11	4.72	3.7	1280	6.5	724	1.77	0.26	1.0E+03	2.6E+03	1.8E+04	1.90
-12	4.72	2.7	1772	6.8	690	2.57	0.41	9.2E+02	2.6E+03	4.9E+04	1.90
-13	4.72	2.6	1820	6.4	735	2.48	0.40	1.0E+03	2.9E+03	5.0E+04	1.90
-14	4.72	2.9	1655	6.6	712	2.32	0.39	9.8E+02	2.7E+03	4.0E+04	1.90
-15	4.73	2.7	1730	6.3	755	2.29	0.38	1.1E+03	3.1E+03	4.3E+04	1.90
-16	4.75	2.7	1765	6.6	724	2.44	0.40	1.0E+03	2.8E+03	4.7E+04	1.90
-17	4.77	2.4	1972	6.5	738	2.67	0.42	1.1E+03	3.0E+03	6.1E+04	1.90
-18	4.79	2.2	2128	5.6	860	2.47	0.40	1.9E+03	5.2E+03	8.8E+04	2.45
-19	4.82	2.2	2239	5.2	934	2.40	0.39	2.2E+03	6.1E+03	9.6E+04	2.45
-20	4.85	1.9	2610	4.2	1160	2.25	0.38	3.4E+03	9.3E+03	1.3E+05	2.45
-21	4.89	2.0	2505	4.0	1220	2.05	0.34	3.7E+03	1.0E+04	1.1E+05	2.45
-22	4.94	1.6	3161	3.7	1330	2.38	0.39	4.4E+03	1.2E+04	1.9E+05	2.45
-23	5.00	1.3	3714	3.4	1470	2.53	0.41	5.4E+03	1.5E+04	2.7E+05	2.45
-24	5.05	1.4	3529	3.3	1538	2.29	0.38	5.9E+03	1.6E+04	2.3E+05	2.45
-25	5.12	1.5	3430	3.5	1441	2.38	0.39	5.2E+03	1.4E+04	2.2E+05	2.45
-26	5.18	1.6	3315	3.5	1475	2.25	0.38	5.4E+03	1.5E+04	2.0E+05	2.45
-27	5.25	1.5	3412	3.7	1420	2.40	0.40	5.0E+03	1.4E+04	2.2E+05	2.45
-28	5.31	1.6	3365	3.9	1370	2.46	0.40	4.7E+03	1.3E+04	2.2E+05	2.45
-29	5.38	1.5	3571	3.6	1475	2.42	0.40	5.4E+03	1.5E+04	2.5E+05	2.45
-30	5.45	1.6	3505	3.9	1390	2.52	0.41	4.8E+03	1.4E+04	2.4E+05	2.45
-31	5.52	1.6	3390	4.5	1222	2.77	0.43	3.7E+03	1.1E+04	2.4E+05	2.45
-32	5.59	1.6	3440	4.0	1410	2.44	0.40	5.0E+03	1.4E+04	2.3E+05	2.45
-33	5.68	1.6	3490	4.5	1270	2.75	0.42	4.0E+03	1.1E+04	2.5E+05	2.45
-34	5.77	1.8	3210	4.5	1290	2.49	0.40	4.2E+03	1.2E+04	2.0E+05	2.45
-35	5.88	1.9	3165	5.0	1180	2.68	0.42	3.5E+03	9.9E+03	2.0E+05	2.45
-36	5.99	1.5	3950	3.3	1791	2.21	0.37	8.8E+03	2.4E+04	3.1E+05	2.70
-37	6.12	1.5	4110	3.4	1810	2.27	0.38	9.0E+03	2.5E+04	3.4E+05	2.70
-38	6.24	1.5	4220	3.4	1818	2.32	0.39	9.1E+03	2.5E+04	3.7E+05	2.70
-39	6.36	1.5	4160	3.5	1801	2.31	0.38	8.9E+03	2.5E+04	3.6E+05	2.70
-40	6.49	1.5	4250	3.6	1794	2.37	0.39	8.9E+03	2.5E+04	3.8E+05	2.70
-41	6.61	1.5	4413	3.7	1804	2.45	0.40	9.0E+03	2.5E+04	4.2E+05	2.70
-42	6.74	1.5	4390	3.9	1735	2.53	0.41	8.3E+03	2.3E+04	4.2E+05	2.70
-43	6.87	1.6	4310	3.8	1830	2.36	0.39	9.2E+03	2.6E+04	3.9E+05	2.70
-44	7.00	1.6	4270	3.9	1796	2.38	0.39	8.9E+03	2.5E+04	3.8E+05	2.70
-45	7.14	1.6	4350	3.7	1940	2.24	0.38	1.0E+04	2.9E+04	3.8E+05	2.70
-46	7.28	1.7	4290	3.8	1935	2.22	0.37	1.0E+04	2.8E+04	3.7E+05	2.70
-47	7.42	1.7	4450	3.7	2015	2.21	0.37	1.1E+04	3.1E+04	4.0E+05	2.70
-48	7.55	1.8	4310	3.9	1930	2.23	0.37	1.0E+04	2.8E+04	3.7E+05	2.70
-49	7.69	1.8	4230	3.9	1997	2.12	0.36	1.1E+04	3.0E+04	3.5E+05	2.70
-50	7.83	1.8	4290	4.0	1960	2.19	0.37	1.1E+04	2.9E+04	3.7E+05	2.70

n.3312. Cartella: R:\BZ\_VARNA\_ITALFERR\_ATT\_0\Finalizza\Fin: T-CH-D11\_Tabella\_Parametri1.dwg Layer: layer4\_1009 Rev: 19/07/2012

Tab. 5-1 Tabella dei parametri ricavati dalla prova cross-hole D11 da 0.00m a 50.00m.

LOTTO 1: FORTEZZA - PONTE GARDENA

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	13 di 101



**ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA**  
ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO  
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA  
LOTTO 1: FORTEZZA - PONTE GARDENA

Relazione tecnica descrittiva indagini geofisiche

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
					3 di 4

TABELLA PARAMETRI


CROSS HOLE

CH-D11

Prof (m)	Distanza tra i fori (m)	Tempi VP (ms)	Velocità VP (m/sec)	Tempi VSV (ms)	Velocità VSV (m/sec)	VP/VSV	Rapporto di Poisson	Mod. taglio G Gdin (MPa)	Mod. Young E Edin (MPa)	Mod. Comp. Vol. Ev. (MPa)	Densità (t/m <sup>3</sup> )
-51	7.88	2.4	3315	4.1	1930	1.72	0.24	1.0E+04	2.6E+04	1.7E+05	2.70
-52	7.92	1.8	4330	4.0	1998	2.17	0.36	1.1E+04	3.0E+04	3.7E+05	2.70

n.3312 Carita: R:IBZ\_VARNA\_ITALFERR\_ATT\_@Relazion\_File\_1:CH-D11\_Tabella\_Parametri2.dwg Layer: Layer\_1000 Plot date: 19/07/2013

Tab. 5-2 Tabella dei parametri ricavati dalla prova cross-hole D11 da 50.00m a 52.00m.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	<b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 14 di 101

### Sondaggi a carotaggio continuo

Il sondaggio a carotaggio continuo C11 è ubicato al piede del versante sul quale verrà realizzato l'imbocco ad una quota di circa 614.0m s.l.m.m. ed è stato spinto fino ad una profondità di 50.00m.

Durante la perforazione sono state eseguite:

- 5 prove SPT (a profondità di -3.00m, -6.00m, -10.00m, -13.00m e -16.00m dal p.c.);
- 2 prove Lefranc (a profondità rispettivamente di -7.00m e -14.90m dal p.c.);
- 2 prove Lugeon (a profondità rispettivamente di -27.00m e -36.40m dal p.c.);
- 1 prova pressiometrica (a profondità di -9.50m dal p.c.);
- 3 prove dilatometriche (a profondità rispettivamente di -18.70m, -31.50m e -40.50m dal p.c.);
- 9 prelievi di campioni per le analisi di laboratorio.

Le informazioni stratigrafiche desunte dal sondaggio C11 possono essere così riassunte:

- da 0.00m a 17.60m: alternanza di sabbia da fine a grossolana talvolta limosa e ghiaia poligenica ed eterometrica in matrice limoso-sabbiosa. Presenza di livelli torbosi (a -2.0m e tra -5.0m e -5.5m);
- da 17.60m a 40.00m: fillade grigiasta da moderatamente a intensamente alterata, da fratturata a frantumata, con fratture molto ravvicinate. Presenti livelli quarzatici da centimetrici a decimetrici e patine di ossidazione ocracee. RQDmedio= 20-40%;
- da 40.00m a 50.00m: fillade moderatamente alterata poco fratturata con livelli centimetrici di quarzite. RQDmedio= 70-80%.



Foto 5-1 Cassetta catalogatrice del sondaggio C11 da 0.00m a 10.00m.

**LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA**

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	15 di 101



Foto 5-2 Cassetta catalogatrice del sondaggio C11 da 10.00m a 20.00m.



Foto 5-3 Cassetta catalogatrice del sondaggio C11 da 20.00m a 30.00m.






	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	<b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 16 di 101

Foto 5-4 Cassetta catalogatrice del sondaggio C11 da 30.00m a 40.00m.



Foto 5-5 Cassetta catalogatrice del sondaggio C11 da 40.00m a 50.00m.

Dalle prove Lefranc è stato possibile ricavare i valori di permeabilità del materiale detritico superficiale:

- a profondità di 7.00m è stato ottenuto un coefficiente di permeabilità  $k$  pari a  $1.95 \cdot 10^{-5}$  m/s;
- a profondità di 14.90m è stato ottenuto un coefficiente di permeabilità  $k$  pari a  $8.39 \cdot 10^{-5}$  m/s.

Dalle prove Lugeon è stato possibile ricavare i valori di permeabilità dell'ammasso roccioso:

- a profondità di 27.00m è stato ottenuto un coefficiente di permeabilità  $k$  pari a  $2.25 \cdot 10^{-6}$  m/s;
- a profondità di 36.40m è stato ottenuto un coefficiente di permeabilità  $k$  pari a  $9.00 \cdot 10^{-7}$  m/s.

Dalla prova pressiometrica è stato possibile ricavare il valore di modulo elastico del materiale detritico superficiale:

- a profondità di 9.50m è stato ottenuto un modulo elastico pari a 0.097 GPa.

Dalle tre prove dilatometriche è stato possibile ricavare i valori di modulo di deformazione e modulo elastico dell'ammasso roccioso indagato:

- a profondità di 18.70m è stato ottenuto un modulo di deformazione pari a 0.224 GPa ed un modulo elastico pari a 1.281 GPa;
- a profondità di 31.50m è stato ottenuto un modulo di deformazione pari a 0.118 GPa ed un modulo elastico pari a 0.487 GPa;
- a profondità di 40.50m è stato ottenuto un modulo di deformazione pari a 1.822 GPa ed un modulo elastico pari a 3.298 GPa.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
 FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
 OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
 OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	17 di 101

Durante l'esecuzione del sondaggio è stato effettuato il rilievo del livello dell'acqua:

Rilievo del livello dell'acqua nel corso della perforazione

Giorno	22/05/12	23/05/12	23/05/12	24/05/12	24/05/12	25/05/12				
Ora	sera	mattina	sera	mattina	sera	mattina				
Livello dell'acqua (m)	0,50	19,70	2,90	19,20	7,80	18,92				
Prof. perforazione(m)	24,00	24,00	36,40	36,40	44,00	44,00				
Prof. rivestimento(m)	16,50	16,50	16,50	16,50	43,50	43,50				

**Tab. 5-3 Tabella riassuntiva del rilievo del livello dell'acqua effettuato durante l'esecuzione del sondaggio C11.**

Le letture effettuate indicano un livello dell'acqua a fondo foro di:

- livello d'acqua a fondo foro misurato: -19.00m dal p.c.

Per il controllo del livello piezometrico sulla verticale del sondaggio C11 sono stati installati:

- un piezometro a tubo aperto con le seguenti caratteristiche: da 0.00m a 5.00m cieco; da 5.00m a 15.00m microfessurato; da 15.00m a 35.00m cieco.
- un piezometro tipo Cella Casagrande a quota -40.00m dal p.c.

Non si dispone ad oggi di letture piezometriche.

Infine si riportano i risultati ottenuti dalle prove SPT effettuate:

Profondità SPT (m)	N1	N2	N3	Nspt
3.00	11	18	29	47
6.00	9	15	16	31
10.00	20	28	26	54
13.00	16	45	53	98
16.00	48	R(7)	-	-

**Tab. 5-4 Tabella riassuntiva dei risultati delle prove SPT effettuate sulla verticale C11.**

Il sondaggio a carotaggio continuo C12 è ubicato sul versante ad una quota di circa 694.0m s.l.m.m. ed è stato spinto fino ad una profondità di 120.00m.

Durante la perforazione sono state eseguite:

- 5 prove Lugeon (a profondità di -20.00m, -40.65m, -70.10m, -98.70m e -113.60m dal p.c.);
- 5 prove dilatometriche (a profondità di -30.50m, -59.70m, -90.50m, -110.00m e -118.50m dal p.c.);
- 15 prelievi di campioni per le analisi di laboratorio.

**LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA**

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	18 di 101

Le informazioni stratigrafiche desunte dal sondaggio C12 possono essere così riassunte:

- da 0.00m a 3.00m: ghiaia eterometrica sabbiosa di colore marrone e blocchi di fillade;
- da 3.00 a 21.40m: fillade grigiastra da moderatamente a intensamente alterata, da fratturata a frantumata. Roccia fagliata con RQDmedio= 0-40%;
- da 21.40m a 120.00m: fillade moderatamente alterata e fratturata. Roccia fagliata con RQDmedio= 60-80%, localmente roccia fagliata con 0-40%.

LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	19 di 101



Foto 5-6 Cassetta catalogatrice del sondaggio C12 da 0.00m a 40.00.

**LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA**

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	20 di 101



Foto 5-7 Cassetta catalogatrice del sondaggio C12 da 40.00m a 80.00.

LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	21 di 101



Foto 5-8 Cassetta catalogatrice del sondaggio C12 da 80.00m a 120.00.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	22 di 101

Dalle prove Lugeon è stato possibile ricavare i valori di permeabilità dell'ammasso roccioso, con le limitazioni del caso:

- a profondità di 20.00m è stato ottenuto un coefficiente di permeabilità  $k$  pari a  $2.00 \cdot 10^{-7}$  m/s;
- a profondità di 40.65m è stato ottenuto un coefficiente di permeabilità  $k$  pari a  $1.19 \cdot 10^{-7}$  m/s;
- a profondità di 70.10m è stato ottenuto un coefficiente di permeabilità  $k$  pari a  $4.71 \cdot 10^{-8}$  m/s;
- a profondità di 98.70m è stato ottenuto un coefficiente di permeabilità  $k$  pari a  $3.57 \cdot 10^{-8}$  m/s;
- a profondità di 113.60m è stato ottenuto un coefficiente di permeabilità  $k$  pari a  $6.87 \cdot 10^{-8}$  m/s.

Dalle cinque prove dilatometriche è stato possibile ricavare i valori di modulo di deformazione e di modulo elastico dell'ammasso roccioso indagato:

- a profondità di 30.50m è stato ottenuto un modulo di deformazione pari a 1.064 GPa ed un modulo elastico pari a 5.506 GPa;
- a profondità di 56.70m è stato ottenuto un modulo di deformazione pari a 0.237 GPa ed un modulo elastico pari a 1.554 GPa;
- a profondità di 90.50m è stato ottenuto un modulo di deformazione pari a 5.199 GPa ed un modulo elastico pari a 14.379 GPa;
- a profondità di 110.00m è stato ottenuto un modulo di deformazione pari a 0.158 GPa ed un modulo elastico pari a 0.671 GPa;
- a profondità di 118.50m è stato ottenuto un modulo di deformazione pari a 10.659 GPa ed un modulo elastico pari a 15.057 GPa.

Durante l'esecuzione del sondaggio C12 non è stato effettuato il rilievo del livello dell'acqua a fondo foro.

Per il controllo del livello piezometrico sulla verticale del sondaggio C12 è stato installato:

- un piezometro a tubo aperto con le seguenti caratteristiche: da 0.00m a 70.00m cieco; da 70.00m a 120.00m fenestrato.

Non si dispone ad oggi di letture piezometriche.

### Analisi di laboratorio

Durante l'esecuzione del sondaggio C11 sono stati prelevati 9 campioni:

- SPT1 prelevato a -3.00m dal p.c.;
- SPT2 prelevato a -6.00m dal p.c.;



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	23 di 101

- SPT3 prelevato a -10.00m dal p.c.;
- RIM2 prelevato a -12.45m dal p.c.;
- SPT5 prelevato a -16.00m dal p.c.;
- RIM3 prelevato a -21.25m dal p.c.;
- RIM4 prelevato a -22.00m dal p.c.;
- RIM5 prelevato a -33.18m dal p.c.;
- RIM6 prelevato a -41.00m dal p.c.

I campioni di materiale sciolto sono stati sottoposti ad analisi granulometrica e classificazione (USCS, CNR UNI 10006) e determinazione dei limiti di Atterberg, i campioni lapidei a prove di point load test.

Durante l'esecuzione del sondaggio C12 sono stati prelevati 15 campioni rimaneggiati:

- CD1 prelevato a -12.00m dal p.c.;
- CD2 prelevato a -21.60m dal p.c.;
- CD3 prelevato a -33.00m dal p.c.;
- CD4 prelevato a -39.00m dal p.c.;
- CD5 prelevato a -52.00m dal p.c.;
- CD6 prelevato a -59.00m dal p.c.;
- CD7 prelevato a -68.00m dal p.c.;
- CD8 prelevato a -83.00m dal p.c.;
- CD9 prelevato a -89.40m dal p.c.;
- CD10 prelevato a 102.00m dal p.c.;
- CD11 prelevato a 112.00m dal p.c.;
- CD12 prelevato a 118.00m dal p.c.;
- CD13 prelevato a 91.00m dal p.c.;
- CD14 prelevato a 93.10m dal p.c.;
- CD15 prelevato a 100.30m dal p.c.

I campioni di materiale sciolto sono stati sottoposti ad analisi granulometrica e classificazione (USCS, CNR UNI 10006) e determinazione dei limiti di Atterberg. Sui campioni lapidei sono state eseguite prove di compressione monoassiale, misurazione delle velocità soniche  $V_p$ - $V_s$ , point load test, prove di taglio su giunto, analisi diffrattometriche, prova di trazione indiretta, analisi mineralogica su sezione sottile.



VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	24 di 101

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive dei risultati delle analisi di laboratorio.

Identificativo campione		Descrizione terreno	Limiti Atterberg			Analisi granulometrica					Poin Load Test		CLASS	
V.A.	Camp.		LL	LP	IP	Ghiaia (60-2 mm)	Sabbie (2.0-0.06 mm)	Limo (0.06-0.002 mm)	Argilla (<0.002mm)	IS <sub>90</sub> Normale	IS <sub>90</sub> Particelle	USCS	CNR UNI 10006	
			%	%	%	%	%	%	%	Mpa	Mpa	-	-	
1456-1	SPT1	Ghiaia con sabbie limose debolmente argillose, marrone chiaro olivastro (2.5Y 5/3), frazione chiocciola di natura metamorfica e quarzosa, prevalentemente angolare, d max= 25 mm, frazione fine umida, non plastica. Non reagente all'HCL.	N.D.	N.D.	N.P.	59.0	26.2	14.8				GM	A 1-a	
1456-2	SPT2	Ghiaia con sabbie limose argillose, marrone chiaro olivastro (2.5Y 5/3). Frazione ghiaiosa di natura metamorfica prevalentemente angolare, dmax= 25 mm, frazione fine umida e poco plastica. Non reagente all'HCL.	N.E.	N.E.	N.E.	40.9	25.6	33.5						
1456-4	SPT3	Ghiaia ben gradata con sabbia marrone chiaro olivastro (2.5Y 5/3), frazione ghiaiosa poligonica (metamorfica, quarzosa e intrusiva) prevalentemente angolare, ellissoidale dmax= 25 mm., frazione fine umida non plastica. Reagente all'HCL.	N.D.	N.D.	N.P.	68.5	28.4	3.1				GW	A 1-a	
1456-5	RIM2	Ghiaia con sabbie in matrice limosa debolmente argillose, marrone chiaro olivastro (2.5Y 5/3), frazione ghiaiosa poligonica (metamorfica, quarzosa e intrusiva) con classi parzialmente in contatto, prevalentemente angolare, ellissoidale dmax= 35 mm., frazione fine umida non plastica. Non reagente all'HCL.	N.D.	N.D.	N.P.	38.3	37.1	19.8	4.8			SM	A 2-4	
1456-7	SPT5	Ghiaia con sabbie limose debolmente argillose, marrone scuro grigiastro (14.5Y 4/2) frazione ghiaiosa di natura metamorfica tipo fillade angolare, dmax=25.0mm. Frazione fine umida non plastica. Non reagente all'HCL.	N.D.	N.D.	N.P.	45.4	31.0	23.6				SM	A 1-b	

Tab. 5-5 Tabella riassuntiva delle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati dal sondaggio C11.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	25 di 101

COMMITTENTE:		ITALFERR SPA													
CANTIERE:		Tratta Fortezza - Verona sulla linea Verona Brennero													
SONDAGGIO C11															
V.A.	Camp.	m da p.c.	Descrizione terreno	Limiti Atterberg			Analisi granulometrica				Poin Load Test		CLASS		
				LL	LP	IP	Ghiaia (60-2 mm)	Sabbia (2,0-0,06 mm)	Limo (0,060-0,002 mm)	Argilla (<0,002mm)	IS <sub>50</sub> Normale	IS <sub>50</sub> Particolare	USCS	CNR UNI 10006	
1456-8	RIM3	21,25-21,50	Filiade fortemente alterata a struttura scagliosa orientata secondo piani diversamente inclinati ad aspetto caotico, con frequenti frammenti tabulari, angolari di natura quarzosa. Grattizzata, untosa al tatto, si disgrega in scaglie millimetriche se sottoposta a compressione fra le dita. Colore grigio molto scuro ( GLEY1 3/N), non reagente all'HCL.	24,7	21,1	3,6	34,7	39,2	22,0	4,1				SM	A 2-4
1456-9	RIM4	30,60-31,00	Filiade completamente alterata e disgregata granulometricamente costituita da una sabbia con ghiaia limosa debolmente argillosa. Di colore grigio molto scuro (GLEY1 3/N) con diffusi frammenti angolari quarzosi, frazione fine umida nonplastica. Non reagente all'HCL.	20,6	N.D.	N.P.	31,8	42,0	19,9	6,3				SM	A 2-4
1456-10	RIM5	34,00-34,30	Roccia metamorfica tipo fillade di colore grigio molto scuro( GLEY1 3/N) con venature da centimetriche a millimetriche prevalentemente suborizzontali di quarzo/albite. Struttura lepidoblastica, anisotropa orientata secondo piani prevalentemente suborizzontali. Tessitura medio fine, scistosità mediamente accentuata, lamellare. Non reagente all'HCL.								1,84 (6prov)	0,95 (3prov)			
1456-11	RIM6	41,00-41,40	Roccia metamorfica tipo fillade di colore grigio molto scuro( GLEY1 3/N) con diffuse laminazioni convolute in quarzo/albite e calcite. Struttura lepidoblastica, anisotropa orientata secondo piani da suborizzontali ad inclinatoria 45°. Tessitura medio fine, scistosità mediamente accentuata, lamellare. Non reagente all'HCL.								0,80 (3prov)	0,55 (2prov)			

Tab. 5-6 Tabella riassuntiva delle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati dal sondaggio C11.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IBL1 10 D 26 CL NV 07 20 001 A 26 di 101

Identificativo campione	Descrizione provetta	Prove di Resistenza			Analisi granulometrica			Prove di Resistenza			Dimensione Massimale			Misure verticali			Prove di Resistenza			C.A.S.
		γ	δ	ρ	U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>	U <sub>3</sub>	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>	U <sub>3</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	U <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>	U <sub>3</sub>	
C12 C13 C14 C15 C16 C17 C18 C19 C20	...	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	...
C21 C22 C23 C24 C25 C26 C27 C28 C29 C30	...	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	27.34	...

Tab. 5-7 Tabella riassuntiva delle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati dal sondaggio C12.



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA


LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA IBL1    LOTTO 10    CODIFICA D 26 CL    DOCUMENTO NV 07 20 001    REV. A    FOGLIO 27 di 101

Identificativo e campione	Descrizione terreno	Profilo Nelle	Linee di riferimento			Analisi granulometrica			Prova Triassiale Rocce			Compressivo Monassiale						Misure velocità scivolo UPVS						Piani Livell. Testi	Piani di Taglio sui Filiari	Azioni Naturali e Artificiale	Piano di Massima Inclinazione	CLASSIF. N.B.S.											
			Y	X	Z	U	V	W	C	σ <sub>v</sub>	τ <sub>v</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	E <sub>10</sub>	E <sub>50</sub>	α	β	V <sub>p</sub>	V <sub>s</sub>	V <sub>a</sub>	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>						γ <sub>3</sub>	γ <sub>4</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>			
V.A. Camp. 18/10/00	Materiali di scavo con ghiaia e sabbia.	2/41										11,5	45,1	59,8	13,3	44,2	20,84	24,74	0,16	44,42	27,03	0,23	48,31	20,11	30,00														
1487-10 C21 C21/1	Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia.	2/41																																					
1487-11 C21 C21/1	Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia.	2/41																																					
1487-12 C21 C21/1	Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia.	2/41																																					
1487-13 C21 C21/1	Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia.	2/41																																					
1487-14 C21 C21/1	Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia.	2/41																																					
1487-15 C21 C21/1	Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia. Materiali di scavo con ghiaia e sabbia.	2/41																																					

Tab. 5-8 Tabella riassuntiva delle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati dal sondaggio C12.

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 28 di 101

### 5.3 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.

In particolare per la zona interessata dall'imbocco della galleria di finestra Chiusa sono stati ipotizzati 4 litotipi distinti di seguito descritti:

- litotipi costituiti da materiale sciolto:
  - coltre eluvio-colluviale (ec): ghiaia eterometrica sabbiosa di colore marrone e ciottoli filladici;
  - depositi fluvio-lacustri (df): lembo morenico con episodi lacustri e/o fluviali costituito da alternanza di ghiaia eterometrica e ciottoli eterogenei e poligenici e sabbia, sabbia limosa da fine a grossolana, con presenza di livelli torbosi (riscontrati sulla verticale C11 a -2m e tra -5.0 e -5.5m dal p.c.);
- litotipi lapidei:
  - fillade alterata (BSS-alt): fillade grigiastra alterata, da fratturata a frantumata, fratture molto ravvicinate. Presenti livelli quarzatici e patine di ossidazione ocracee. RQDmedio 20-40%;
  - fillade (BSS): fillade grigiastra, da fratturata a poco fratturata, con fratture moderatamente ravvicinate, presenti livelli centimetrici di quarzite. RQDmedio 60-80%.

In allegato, elaborati All. [1], si riporta il profilo geolitologico in asse galleria e la sezione trasversale geolitologica realizzata all'imbocco.

#### Modalità operative e background

La caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi è stata effettuata mediante l'applicazione del criterio di rottura non lineare di Hoek-Brown, la cui formulazione è la seguente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

$\sigma_1, \sigma_3$  = tensioni principali;

$\sigma_{ci}$  = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;

$m_b, s$  = parametri di resistenza del criterio di rottura non lineare;

$a$  = esponente;

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	29 di 101

ed in cui, per indice  $GSI=100$ , con la posizione  $m_b = m_i$ , si ricava anche il valore  $\sigma_{ci}$  della resistenza a compressione monoassiale assegnabile alla roccia "integra".

Attraverso il programma RocLab, servendosi delle correlazioni sperimentali che legano l'indice GSI ai parametri che definiscono la resistenza dell'ammasso roccioso secondo il criterio di rottura non lineare Hoek-Brown:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)}$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right)$$

dove D rappresenta il coefficiente che può essere inserito per tenere conto del grado di disturbo apportato all'ammasso roccioso dalla tecnica di abbattimento prescelta (per valutare le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso allo stato naturale dovrà essere  $D=0$ ), si possono ottenere i valori dei parametri di resistenza dell'ammasso roccioso al variare dell'indice di classificazione GSI.

Volendo risalire ai parametri di resistenza ( $\phi$ ,  $c$ ) del criterio di rottura lineare Mohr-Coulomb che meglio approssimino l'andamento curvilineo della curva del criterio di rottura non lineare H-B, occorre considerare l'intensità del campo geostatico a cui si svolge la correlazione, cioè, ipotizzando che il campo geostatico naturale sia funzione del peso proprio di ammasso e della profondità, è necessario fissare intervalli rappresentativi degli spessori di copertura presenti lungo il tracciato in sotterraneo. Il criterio di rottura lineare Mohr-Coulomb è espresso, in termini di tensioni principali, da:

$$\sigma_1 = \lambda \sigma_3 + 2c\sqrt{\lambda}$$

con:

$$\lambda = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

Servendosi poi delle relazioni empiriche che legano prima il modulo elastico della roccia madre allo stato integro alla propria resistenza a compressione monoassiale:

$$E_i = MR \sigma_{ci}$$

e, quindi, il modulo di deformazione dell'ammasso roccioso al valore del modulo elastico ed al valore dell'indice di classificazione GSI:

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	30 di 101

$$E_{rm} = E_i \left[ 0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\left( \frac{60 + 15D - GSI}{11} \right)}} \right]$$

si ricavano i valori dei parametri geomeccanici di deformazione al variare dell'indice GSI.

Sulla base dei dati disponibili, provenienti dai sondaggi geognostici, dai rilievi geostrutturali e dalle prove in sito ed in laboratorio, per ogni litotipo di natura lapidea è stata operata una classificazione con l'indice GSI.

Dalle prove di laboratorio si sono ricavate le informazioni necessarie per la definizione della resistenza meccanica  $\sigma_{ci}$  della roccia intatta.

La valutazione del modulo elastico dell'ammasso roccioso è stata effettuata a partire dai risultati delle prove di laboratorio.

Attraverso la relazione proposta da Rzhevsky e Novik (1971) che lega il modulo elastico dinamico a quello statico è stato possibile ottenere una stima del modulo elastico statico dell'ammasso roccioso dai risultati dell'indagine geofisica D2 e delle velocità soniche e dei moduli dinamici ricavati in laboratorio dalle quali si ricava il modulo elastico dinamico.

- Modulo elastico dinamico dai valori di  $V_p$  e  $V_s$ :

$$E_{din} = \rho \cdot V_s^2 \cdot \frac{3 \cdot \left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 4}{\left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1} = \rho \cdot V_p^2 \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu)} = [Kg/cm^2]$$

con:

- $V_p$  = velocità delle onde di compressione espressa in m/s;
- $V_s$  = velocità delle onde di taglio espressa in m/s;
- $\rho$  = densità media (strato considerato) espressa in  $Kg/m^3$ ;
- $\nu$  = modulo di Poisson (numero puro).

- relazione di Rzhevsky e Novik (1971):

$$E_{stat} = \frac{E_{din} - 0.97}{8.3}$$

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	31 di 101

La valutazione dei parametri di resistenza dei litotipi costituiti da materiale sciolto viene effettuata mediante l'utilizzo di formule empiriche che legano i risultati della prova SPT all'angolo di attrito ed al modulo elastico statico del terreno.

I metodi empirici utilizzati per la stima del modulo elastico sono i seguenti:

- Schmertmann  $E = 2 \cdot B \cdot N_{spt} [kg / cm^2]$  utilizzabile per sabbie in genere.

B = 4 per sabbie fini;

B = 6 per sabbie medie;

B = 10 per sabbie grossolane.
- Terzaghi:  $E = B \cdot \sqrt{N_{spt}} [MPa]$  utilizzabile per sabbia più ghiaia e sabbia pulita. B = 7MPa. Inattendibile per valori di  $N_{spt}$  molto bassi o molto alti.
- D'Appolonia et Alii  $E = 7.71 N_{spt} + 191 [kg / cm^2]$  utilizzabile per ghiaia più sabbia.

I metodi empirici utilizzati per la stima dell'angolo di attrito sono i seguenti:


- Road Bridge Specification:  $\varphi = 15 + \sqrt{15 \cdot N_{spt}}$  utilizzabile per sabbie, sabbie fini o limose;
- Owasaki e Iwasaki:  $\varphi = 15 + \sqrt{20 \cdot N_{spt}}$  utilizzabile per sabbie da medie a grossolane e/o debolmente ghiaiose;
- Peck-Hanson e Thornburn:  $\varphi = 27.2 + 0.28 \cdot N_{spt}$  utilizzabile per le sabbie in genere;
- Japanese National Railway:  $\varphi = 27 + 0.3 \cdot N_{spt}$  utilizzabile il litologie sabbiose medio-grossolane fino a ghiaiose;
- De Mello:  $\varphi = 19 - 0.38 \cdot \sigma'_{v0} + 8.73 \cdot \text{Log}(N_{spt})$  angolo di attrito in funzione del pressione verticale efficace (in  $Kg/cm^2$ ) valida per sabbie in genere.

### 5.3.1 Caratterizzazione geotecnica imbocco

L'imbocco della galleria Chiusa si sviluppa all'interno di tre diversi litotipi costituiti da materiale sciolto o ammasso roccioso:

- coltre eluvio-colluviale;
- depositi fluvio-lacustri;
- fillade alterata.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	<b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 32 di 101

### Caratterizzazione dei litotipi lapidei

La caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi viene effettuata a partire dalla valutazione delle caratteristiche di resistenza della roccia intatta, in particolare dei valori di  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$ ,  $E_i$ .

Dalle prove di compressione di resistenza monoassiale e dai Point Load Test effettuati su campioni lapidei si ottengono valori di  $\sigma_c$  in un range compreso tra 13 e 44 MPa. Tali valori risultano essere fortemente influenzati dall'elevato grado di scistosità del materiale testato, non possono essere ritenuti rappresentativi del campione roccia. Da letteratura si ricavano infatti valori più elevati (50-100 MPa). Si definiscono quindi i seguenti intervalli dedotti da bibliografia:

- $\sigma_{ci}$ : 50 MPa;
- $m_i$ :  $7 \pm 3$ .

Tenuto conto dell'elevato grado di anisotropia dei campioni analizzati si è scelto di considerare come Modulus Ratio (MR) il valore minimo assegnato da bibliografia:

- MR: 550.

### Litotipo: "fillade alterata"

I parametri fisici, di resistenza e di deformabilità del litotipo "fillade alterata" sono stati definiti a partire dai risultati derivanti dalle analisi di laboratorio effettuate sui campioni di roccia prelevati dai sondaggi C11 e C12, dall'indagine geofisica D11 e dall'analisi visiva e dell'RQD% del carotaggio dei sondaggi C11 e C12.

Sul litotipo indagato non sono state effettuate prove di laboratorio dedicate alla definizione del peso di volume. Si assume come intervallo rappresentativo del peso di volume del litotipo indagato:

- $\gamma$  = 25-26 kN/m<sup>3</sup>.

La definizione delle caratteristiche geomeccaniche è stata effettuata a partire dalla definizione del valore di GSI, effettuata attraverso l'analisi visiva e dell'RQD% del carotaggio C11 e C12. Sulla base dell'elevato grado di fratturazione dell'ammasso si attribuisce un GSI compreso tra:

- GSI = 20-30.

La definizione del modulo elastico statico è stata effettuata sulla base delle risultanze dell'indagine geofisica D11 e delle prove dilatometriche effettuate sul sondaggio C11.

Attraverso la relazione proposta da Rzhevsky e Novik (1971) che lega il modulo elastico dinamico a quello statico è stato possibile ottenere una stima del modulo elastico statico a partire dai risultati della Cross-Hole D11 ottenuti alle profondità comprese tra -18.00m e -35.00m dal p.c.:

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	33 di 101

- modulo elastico dinamico ottenuto da Cross-Hole:
  - $E_{din}$ , minimo = 5.2 GPa;
  - $E_{din}$  massimo = 16.0 GPa;
  - $E_{din}$  medio = 12.0 GPa;
- modulo elastico statico ricavato mediante la relazione di Rzhevsky e Novik (1971):
  - $E_{stat}$  minimo = 0.63 GPa;
  - $E_{stat}$  massimo = 1.93 GPa;
  - $E_{stat}$  medio = 1.45 GPa.

Sulla verticale del sondaggio C11 (effettuato a ridosso dell'imbocco) sono state effettuate due prove dilatometriche dalle quali sono stati ottenuti i seguenti moduli elastici statici:

- 1.281 GPa a profondità di -18.70m dal p.c.;
- 0.487 GPa a profondità di -31.50m dal p.c.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	34 di 101

Nella figura seguente si riporta l'andamento dei moduli elastici statici ricavati con la profondità.

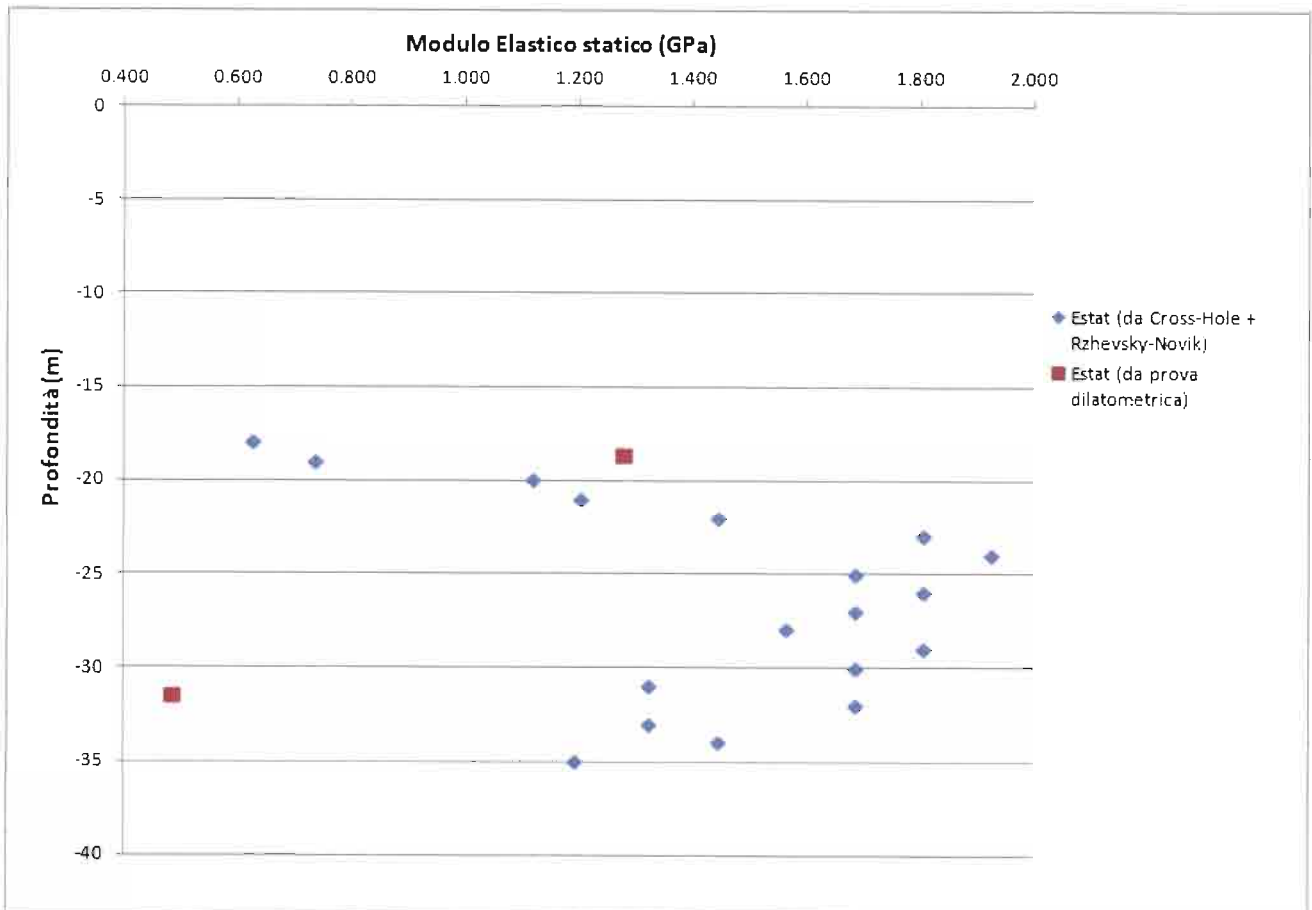


Fig. 5-5 andamento dei moduli elastici statici con la profondità - litotipo "fillade alterata".

Si evidenzia che in fase di realizzazione del sondaggio C11, tra -30.45m e -31.00m, è stato riscontrato un livello limoso/sabbioso, livello associabile a materiale detritico di riempimento in fessure/cavità. Per tale motivo non si ritiene rappresentativo il valore ottenuto dalla prova dilatometrica effettuata a -31.50m.

Dal grafico si deduce che a profondità di -18m e -19m (limite deposizionale tra i depositi glaciali e il substrato roccioso) i risultati ottenuti dall'indagine geofisica (0.63GPa e 0.74GPa) risultano essere maggiormente influenzati dall'elevato grado di fratturazione dell'ammasso rispetto al risultato ottenuto dalla prova dilatometrica (1.28GPa). Tali valori di modulo elastico statico risultano essere presumibilmente sottostimati ma si considerano comunque indicativi delle condizioni di fratturazione dell'ammasso a quelle profondità.

Sulla base delle assunzioni fatte si definisce l'intervallo di valori di modulo elastico rappresentativo del litotipo indagato:

- modulo elastico statico  $E_{stat}$ : 0.8-1.9 GPa.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	35 di 101

Attraverso l'applicazione del programma di calcolo RocLab sono stati poi calcolati i parametri di resistenza ( $\phi'$  e  $c'$ ) dell'ammasso roccioso nell'intorno di sigma-tau di lavoro, in funzione del GSI assegnato e delle condizioni al contorno (geometria e modalità di scavo). Data la geometria dell'imbocco e la relativa copertura e la volontà di definire i parametri intrinseci dell'ammasso roccioso si definiscono i seguenti parametri fattore di disturbo e altezza del pendio:

- D: 0;
- Slope Height: 15m.

Hoek-Brown Classification

sigci 50 MPa

GSI 20 m = 7

E 27500 MPa

MR 550

Hoek-Brown Criterion

mb 0.402

s 0.0001

a 0.544

Failure Envelope Range

Application: Slopes

sig3max 0.3288 MPa

Unit Weight 0.025 MN/m3

Slope Height 15 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.115 MPa

phi 45.23 deg

Rock Mass Parameters

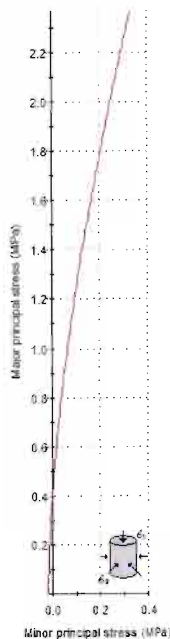
sig1 0.017 MPa

sig2 0.398 MPa

sig3m 3.351 MPa

Erm 1255.97 MPa

Copy Data



Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (sigci) = 50 MPa

GSI = 20 m = 7 Disturbance factor (D) = 0

intact modulus (E) = 27500 MPa

modulus ratio (MR) = 550

Hoek-Brown Criterion

mb = 0.402 s = 0.0001 a = 0.544

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.115 MPa friction angle = 45.23 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.017 MPa

uniaxial compressive strength = 0.398 MPa

global strength = 3.351 MPa

deformation modulus = 1255.97 MPa

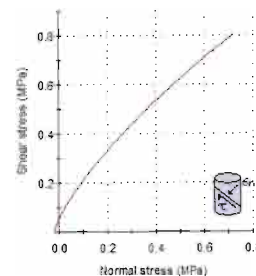


Fig. 5-6 Parametri di resistenza del litotipo "fillade alterata" con GSI 20.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	36 di 101

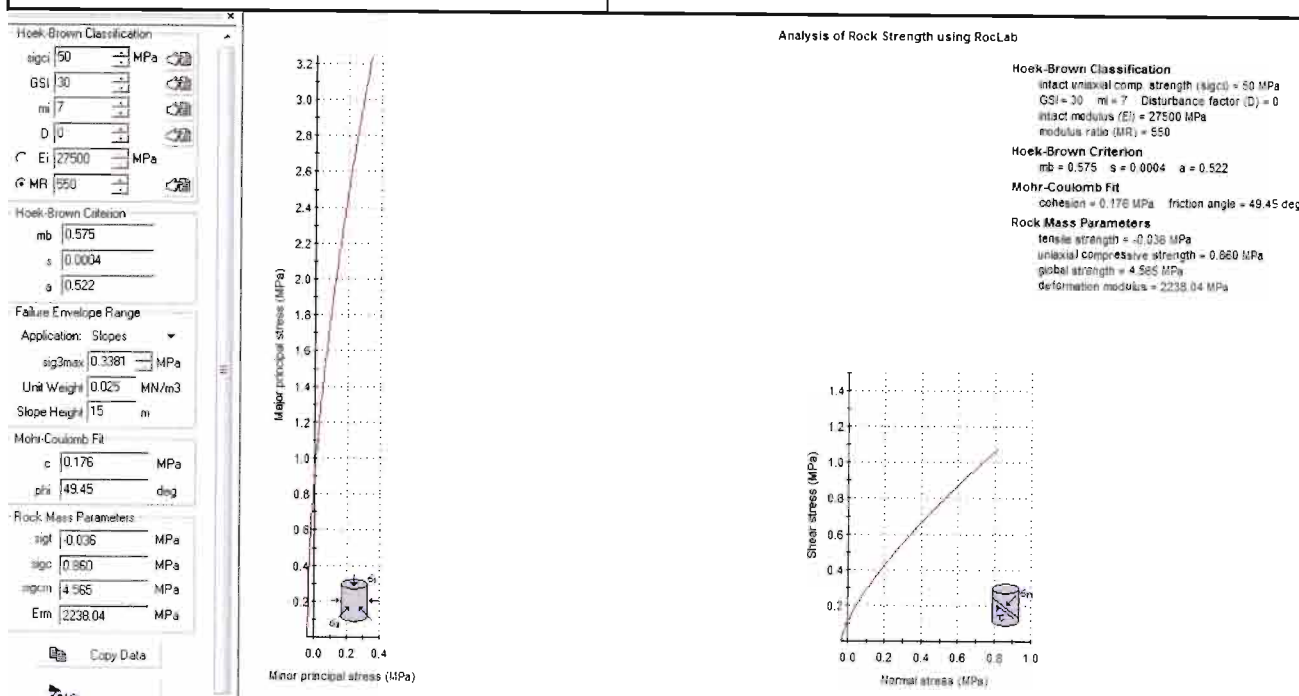


Fig. 5-7 Parametri di resistenza del litotipo "fillade alterata" con GSI 30.

LITOTIPO	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E <sub>stat</sub> (GPa)
Fillade alterata	25-26	20-30	115-176	45-49	0.8-1.9

**Litotipo: "depositi fluvio-lacustri"**

Per quanto riguarda il litotipo denominato "depositi fluvio-lacustri", i parametri fisici, di resistenza e di deformabilità sono stati definiti sulla base dei risultati derivanti dall'analisi di laboratorio effettuate su cinque campioni (SPT1, SPT2, SPT3, RIM2, SPT5), dalle prove SPT effettuate nel foro di sondaggio e dall'analisi visiva del carotaggio del sondaggio C11.

ID camp.	Profondità		Analisi granulometrica				Classificazione	
	Da (m)	A (m)	G%	S%	L%	L+A%	USCS	AASHO
SPT1	3.00	3.45	59.00	26.20		14.80	GM	A1-a
SPT2	6.00	6.45	40.90	25.60		33.40		
SPT3	10.00	10.45	68.50	28.40	19.80	3.10	GW	A1-a
RIM2	12.45	12.75	38.30	37.10		24.60	SM	A2-4
SPT5	16.00	16.22	45.40	31.00	22.00	23.60	SM	A1-a

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
 FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
 OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
 OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	37 di 101

**Tab. 5-9** Tabella riassuntiva delle prove di laboratorio su campioni appartenenti al litotipo "depositi fluvio-lacustri".

Profondità SPT (m)	N1	N2	N3	N <sub>spt</sub>
3.00	11	18	29	47
6.00	9	15	16	31
10.00	20	28	26	54
13.00	16	45	53	98
16.00	48	R(7)	-	-

**Tab. 5-10** Tabella riassuntiva dei risultati delle prove SPT effettuate sulla verticale C11.

Sul litotipo indagato non sono state effettuate prove di laboratorio dedicate alla definizione del peso di volume. Si assume come intervallo rappresentativo del peso di volume del litotipo indagato:

- $\gamma_n = 18.5-19.5 \text{ kN/m}^3$ .

La definizione del modulo elastico (E) è stata effettuata sulla base dei risultati ottenuti dalla prova pressiometrica ed in maniera empirica attraverso i valori di N<sub>spt</sub>.

Dalla prova pressiometrica (effettuata ad una profondità di -9.50m dal p.c.) è stato ottenuto un modulo elastico pari a:

- $E' = 0.097 \text{ GPa}$ .

Dalle prove SPT si ottiene una stima del modulo elastico attraverso i metodi empirici di Schmertmann, Terzaghi e D'Appolonia et Alii. Per le prove SPT eseguite a -13.00m e -16.00m (presenza di sabbia limosa da fine a grossolana), si utilizza nel metodo di Schmertmann un coefficiente B pari a 4. Per la prova SPT a rifiuto si assume come riferimento il valore massimo della prova pari a 100. Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

Profondità SPT (m)	N1	N2	N3	N <sub>spt</sub>	Schmertmann		Terzaghi	D'Appolonia et Alii
					Coeff. B	E (GPa)	E (GPa)	E (GPa)
3.00	11	18	29	47	10	0.092	0.048	0.054
6.00	9	15	16	31	10	0.060	0.039	0.042
10.00	20	28	26	54	10	0.106	0.051	0.059
13.00	16	45	53	98	4	0.077	0.069	0.093
16.00	48	R(7)	-	100	4	0.078	0.070	0.094

**Tab. 5-11** Calcolo del modulo elastico da N<sub>spt</sub> mediante metodi empirici.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	38 di 101

Nella figura seguente si riporta l'andamento dei moduli elastici statici ricavati con la profondità.

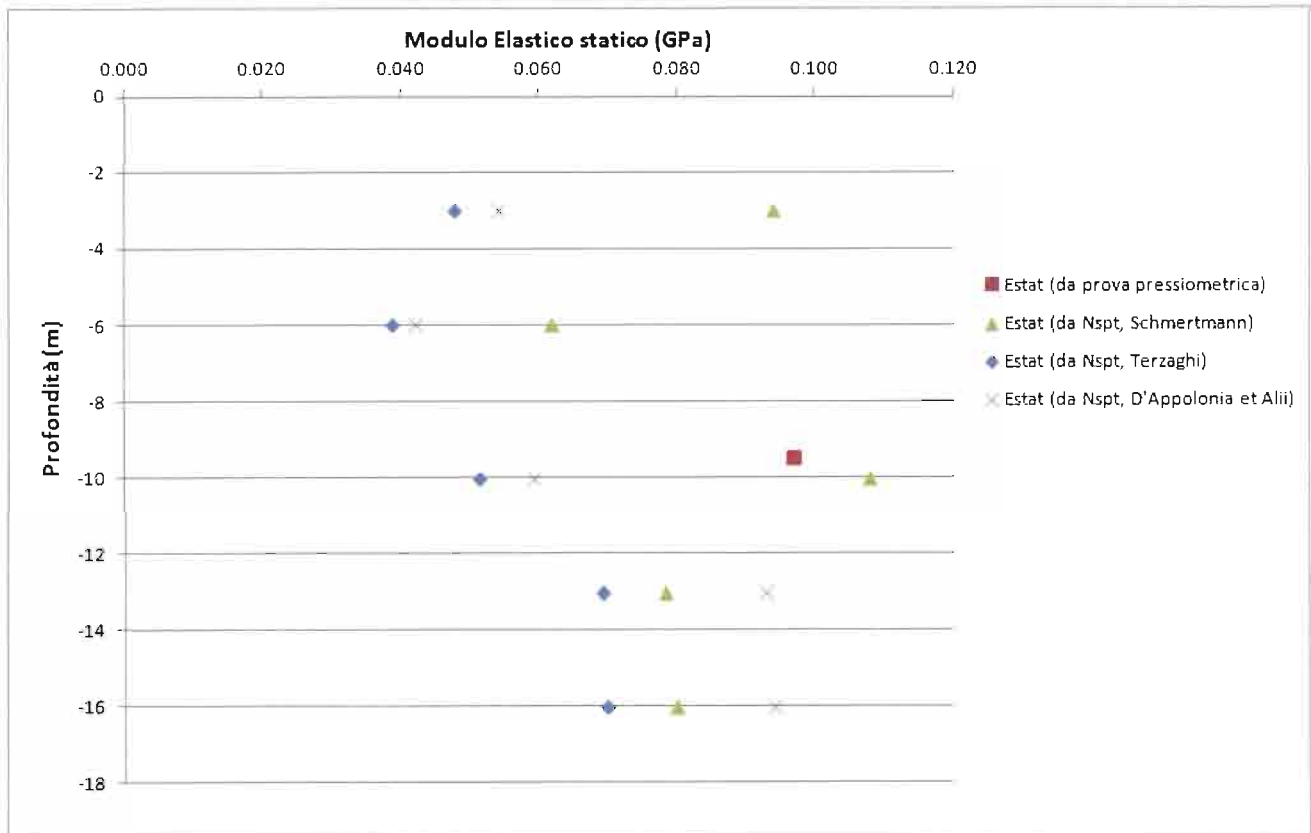


Fig. 5-8 andamento dei moduli elastici statici con la profondità - litotipo "depositi fluvio-lacustri".

Dal grafico i valori di modulo elastico statico ricavati da Nspt attraverso i tre metodi empirici si mostrano omogenei con la profondità.

Sulla base delle assunzioni fatte si definisce il seguente intervallo di valori di modulo elastico statico:

- modulo elastico statico  $E'$ : 0.039-0.106 GPa.

Attraverso l'analisi dei dati derivanti dalle prove SPT è stata poi ottenuta una stima dell'angolo di attrito.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
 FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
 OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
 OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	39 di 101

Profondità SPT (m)	N1	N2	N3	N <sub>spt</sub>	Metodi empirici per il calcolo di $\phi$ da N <sub>spt</sub>				
					Road Bridge Specification	Owasaki e Iwasaki	Peck-Hanson e Thornburn	Japanese National Railway	De Mello
3.00	11	18	29	47	41.55	45.66	40.36	41.10	33.38
6.00	9	15	16	31	36.56	39.90	35.88	36.30	31.58
10.00	20	28	26	54	43.46	47.86	42.32	43.20	33.39
13.00	16	45	53	98	53.34	59.27	54.64	56.40	35.43
16.00	48	R(7)	-	100	53.73	59.72	55.20	57.00	35.28

**Tab. 5-12 Calcolo del angolo d'attrito da N<sub>spt</sub> mediante metodi empirici.**

In generale sulla base delle litologie riscontrate nel sondaggio C11 si ritengono sovrastimati i valori di angolo di attrito ottenuti dalle prove SPT a profondità di -13.00m e -16.00m; in particolare si ritiene la relazione empirica Japanese National Railway la più rappresentativa.

Per la caratterizzazione delle proprietà geotecniche del litotipo indagato si assegnano i seguenti intervalli rappresentativi:

LITOTIPO	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E (GPa)
Depositi fluvio-lacustri	18.5-19.5	0	36-43	0.039-0.106


### Litotipo "coltre eluvio-colluviale"

Per quanto concerne il litotipo "coltre eluvio-colluviale" non sono state effettuate analisi di laboratorio e/o prove in sito dedicate.

Per la determinazione delle caratteristiche fisiche, di resistenza e deformabilità sono stati assegnati valori da letteratura.

LITOTIPO	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E (GPa)
Coltre eluvio-colluviale	18-19	5-10	34-38	0.040-0.100



	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 40 di 101

### 5.3.2 Definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nelle analisi

Nell'intervallo di valori dei parametri geotecnici sopra definiti sono stati individuati, in accordo con le indicazioni del DM 14/01/2008, i parametri caratteristici appropriati per gli stati limite considerati nella verifica delle opere di imbocco (cfr. §10.1).

IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA								
FORMAZIONI	SLU_GEO		SLV_GEO		SLU_STR		SLV_STR	
	c'	$\varphi'$	c'	$\varphi'$	c'	$\varphi'$	c'	$\varphi'$
Coltre eluvio-colluviale	5	36	5	36	5	36	5	36
Fillade alterata	145	47	145	47	145	47	145	47
Depositi fluvio-lacustri	0	38	0	38	-	-	-	-

### 5.3.3 Il regime idraulico

Durante l'esecuzione dei sondaggi C11 e C12 sono state effettuate prove Lefranc e prove Lugeon per la determinazione della permeabilità dei materiali sciolti e del substrato roccioso. Sulla base dei risultati ottenuti si assegnano ai suddetti litotipi i seguenti ordini di grandezza di permeabilità:

- Permeabilità del materiale sciolto:  $1 \cdot 10^{-4} - 10^{-5}$  m/s;
- Permeabilità dell'ammasso roccioso:  $1 \cdot 10^{-6} - 10^{-7}$  m/s.

Dall'osservazione delle foto dei carotaggi si nota un ammasso roccioso spesso molto fratturato (soprattutto nei primi metri) con presenza di alterazione delle superfici (con presenza di possibili idrossidi di ferro trasportati e depositati da acque d'infiltrazione); in tali zone è possibile una permeabilità di tipo secondario, superiore ai valori registrati.

### 5.4 Caratteristiche del sito e definizione dell'azione sismica

Le opere in progetto per l'imbocco della galleria "Chiusa" si trovano nel comune di Chiusa, in un sito con le seguenti coordinate geografiche: Latitudine 46.63442, Longitudine 11.56157.

Alle strutture di sostegno, trattandosi di opere provvisoriale, si attribuisce una vita nominale  $V_N$  di 35 anni e una classe d'uso III a cui corrisponde il coefficiente  $C_u$  pari a 1.5 (§ 2.4.2, DM 14/01/2008). Di conseguenza, il periodo di riferimento per la definizione dell'azione sismica,  $V_R$ , si assume pari a 52.5 anni (DM 14/01/2008).

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	41 di 101

Per la galleria artificiale si definisce una vita nominale  $V_N$  pari a 75 anni e una classe d'uso III a cui corrisponde il coefficiente  $C_u$  pari a 1.5 (§ 2.4.2, DM 14/01/2008). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell'azione sismica risulta pari a  $V_R = V_N \cdot C_u = 112.5$ .

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 I 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.

Per le opere provvisionali di imbocco 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).

La categoria di sottosuolo è stata valutata sulla base delle risultanze dell'indagine geofisica D11 dalla quale si evidenziano depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati di spessore prossimo ai 20m posti sul substrato roccioso di riferimento. Per le opere riferite alla realizzazione dell'imbocco della galleria è stata stimata quindi una categoria di sottosuolo E.


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

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	42 di 101

	Imbocco galleria "Chiusa"	
	Strutture di sostegno	Galleria artificiale
Coord. geografiche	Lat. 46.63442 Long. 11.56157	Lat. 46.63442 Long. 11.56157
$T_R$	498	1068
$a_g/g$	0.052	0.065
$F_0$	2.561	2.671
Categoria sottosuolo	E	E
$S_S$	1.60	1.60
Categoria topografica	T2	T2
$S_T$	1.2	1.2
$a_{max}/g$	0.09984	0.1248

Tab. 5-13 Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto.

 <b>ITOLFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	<b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 43 di 101

## 6 SOLUZIONI PROGETTUALI (da qui in avanti)

### 6.1 Imbocco finestra di Chiusa

#### 6.1.1 Opere di sostegno

L'opera di sostegno risulta essere realizzata all'interno di una formazione rocciosa alterata (coperture detritiche) per i primi 4.5m a partire dal piano campagna; a seguire, fino a quota di fondo scavo, la stratigrafia incontrata è caratterizzata dallo strato superficiale alterato della Fillade e dal substrato compatto dello stesso materiale.

Le opere di sostegno provvisorie degli scavi sono costituite da una berlinese di micropali di diametro foro Ø 240 mm, armati con tubi in acciaio S355 di diametro Ø139,7mm e spessore 8,0 mm, posti ad interasse 40cm. Successivamente, verrà realizzata la struttura di sostegno definitiva costituita da un muro a L con mensola anteriore, a protezione della sede stradale.

I micropali sono contrastati su più ordini da travi di ripartizione orizzontali costituite da profili accoppiati HEB180 e HEB160 in acciaio S355, vincolati da tiranti a trefoli, e collegati in testa da una trave di coronamento in calcestruzzo armato di dimensioni 0,6x0,6 m.

La paratia è ancorata con più ordini di tiranti da tre trefoli, con un massimo di due ordini in corrispondenza della sezione di scavo maggiore, che risulta essere di 10,80m.

I tiranti di lunghezza compresa tra 16m e 21m, sono posti a interasse orizzontale di 4,00m (salvo alcuni tratti in cui si è adottato un passo minore a causa delle geometrie dell'opera) ed hanno un'inclinazione verticale di 15°.

La struttura di sostegno provvisoria è completata da un muro con paramento verticale a spessore variabile (con pendenza 1/10) con un minimo di 30cm in sommità. La fondazione è costituita da una mensola in avanzamento dello spessore di 100cm e lunghezza massima pari a 4.0 metri. Anteriormente viene posizionato un pannello di finitura con spessore 20cm. la parete è attraversata da perforazioni in cui sono inseriti i tubi drenanti per lo scarico delle acque di filtrazione.

La paratia si sviluppa secondo una configurazione a linea spezzata per una lunghezza complessiva di 57 m circa, come illustrato in Fig. 6-1.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	44 di 101

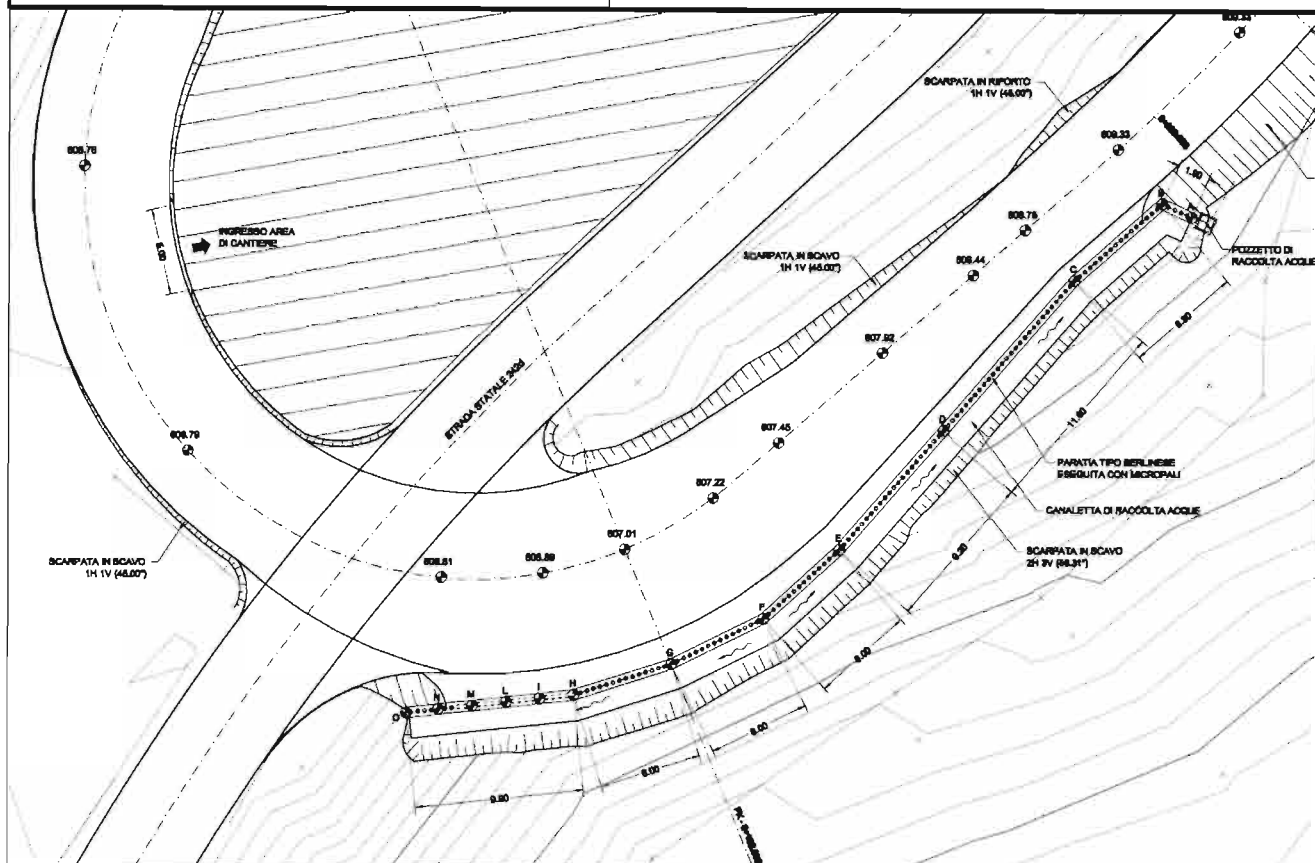


Fig. 6-1 Stralcio Planimetrico delle opere di sostegno

Lo sbancamento dovrà essere realizzato per ribassi successivi, seguiti dall'installazione dei tiranti, fino a quota di fondo scavo della paratia.

E' prevista la realizzazione di un fosso di guardia a tergo della paratia che consenta di eseguire le lavorazioni all'asciutto.

La geometria degli scavi, i dettagli sugli elementi che costituiscono la paratia e le caratteristiche dei materiali, sono riportati, in planimetria, profilo e alcune sezioni rappresentative, negli elaborati specifici di progetto.

Si riportano nel seguito le principali fasi esecutive rilevanti dal punto di vista dei calcoli per le verifiche delle opere di sostegno:

*FASE 0.* Preparazione del piano di lavoro ed esecuzione degli sbancamenti a monte della paratia;

*FASE 1.* Esecuzione dei micropali;

*FASE 2.* Esecuzione del cordolo di testata;

*FASE 3.* Esecuzione dello scavo fino alla quota di progetto per ribassi successivi con immediata esecuzione di spritz-beton fibrorinforzato a protezione, esecuzione dei tiranti di ancoraggio e messa in opera delle travi di ripartizione.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
 FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
 OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
 OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	45 di 101

A seguito della realizzazione della paratia e degli sbancamenti, si potrà procedere alla costruzione del muro di rivestimento. Si utilizzerà la paratia berlinese come cassero di contenimento del getto lato monte.

### 6.1.2 Opere di sostegno-muro definitivo

Il muro di sostegno definitivo è un manufatto in cls armato gettato in opera da costruire a ridosso della paratia berlinese di micropali provvisoria e di conseguenza ne segue l'andamento planimetrico precedentemente descritto.

Si faccia riferimento allo stralcio planimetrico di cui al §8.1.1.

L'altezza del suo paramento varia da un minimo di 3.30 m a un massimo di 9.50 m, lo spessore della fondazione varia da un minimo di 0.5 m a un massimo di 1.0 m; la sezione del paramento risulta variabile in quanto la superficie lato scavo da rivestire in pietra deve avere un'inclinazione rispetto la verticale del 10%; in sommità l'altezza minima della sezione risulta pari a 0.3 m.

In corrispondenza della sezione con paramento di massima altezza lo sbalzo anteriore ha lunghezza pari a 2.73 m per una lunghezza complessiva della fondazione pari a 4.00 m.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici relativi alla presente relazione.

## 7 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.

### Strutture di sostegno provvisoria

Calcestruzzo	
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.17 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3} = 31475 \text{ MPa}$

Acciaio per tubi e profilati	
Tipo	S 355

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	46 di 101

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 355$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} \geq 338 \text{ MPa}$

#### Acciaio armonico per tiranti


Tipo	Trefoli da 0,6''
Tensione di rottura caratteristica	$f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$
Tensione elastica all'1% di deformazione	$f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$

#### Muro di sostegno definitivo

Calcestruzzo armato	
Classe di resistenza	C 25/30
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85 f_{ck}/1.5 = 14.17 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 31475 \text{ MPa}$
Tensione massima di compressione in esercizio	$0.55f_{ck} = 13.75 \text{ MPa}$ combinazione caratteristica (rara) $0.40f_{ck} = 10.0 \text{ MPa}$ 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	$\sigma_s = 0.75 f_{yk} = 337.5 \text{ MPa}$
Verifica indiretta per il controllo della fessurazione	tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 617 /09

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	47 di 101

## 8 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.**).

### 8.1 Opere di sostegno

#### 8.1.1 Azioni

Le azioni considerate per la verifica delle strutture di sostegno degli imbocchi sono le seguenti:

- **azioni permanenti strutturali:** peso proprio degli elementi strutturali, spinta del terreno a monte e a valle dell'opera.
- **azioni variabili:** carico variabile sul piano campagna a monte della struttura di sostegno,  $Q_{IM}$ , 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 5.4.

In corrispondenza di un evento sismico è necessario tener conto dell'amplificazione/deamplificazione delle spinte del terreno a monte e a valle dell'opera. Si trascurano gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la struttura di sostegno (DM 14/01/2008).

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

#### 8.1.2 Approcci progettuali e metodi di verifica

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

- collasso del complesso opera-terreno;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi,
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.



	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	<b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	48 di 101

Come prescritto dal DM 14/01/2008 per le strutture di sostegno flessibili, 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 + R1.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 (A2+M2+R1). 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  $1.5/1.3 = 1.15$ .

Trattandosi di opere provvisoriale, in assenza di fabbricati o altre opere da salvaguardare a ridosso delle stesse, il problema delle verifiche SLE non sussiste. Si ritiene che, se ben dimensionata nei confronti degli SLU, gli spostamenti dell'opera siano compatibili con le esigenze di funzionalità della stessa.

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), con riferimento alla configurazione finale dell'opera di sostegno. 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 secondo le prescrizioni della normativa (DM 14/01/2008):

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


dove:

- $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito,
- $\alpha$  è il coefficiente di deformabilità (Figura 7.11.2 del DM 14/01/2008),
- $\beta$  è il coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 del DM 14/01/2008).

Per la valutazione della spinta passiva si assume  $\alpha = 1$  (§7.11.6.3 del DM 14/01/2008). Il coefficiente sismico verticale,  $k_v$ , si assume pari a 0 (§7.11.6.3 del DM 14/01/2008).

I coefficienti di spinta attiva sono stati determinati attraverso la relazione di Mononobe (1929) e Okabe (1926). I coefficienti di spinta passiva sono stati determinati attraverso la relazione di Lancellotta (2007). L'angolo di attrito terreno/struttura,  $\delta$ , è stato assunto pari a 2/3 della resistenza al taglio del terreno naturale per quanto riguarda la spinta attiva e 0 per quanto riguarda la spinta passiva.

Le verifiche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo PARATIE (versione 7.0.25).

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	49 di 101

## 8.2 Opere di sostegno-muro di sostegno definitivo

### 8.2.1 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; la pendenza del piano di campagna a monte del muro è stata modellata applicando un sovraccarico permanente di intensità variabile a tratti.
- **azione sismica:** l'accelerazione orizzontale massima attesa al suolo è definita nel paragrafo 7.4.
- **azioni variabili:** si applica a tergo del muro sul terreno il carico  $Q_1 = 20 \text{ kN/m}^2$  (legato ai mezzi di cantiere);

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

È stata trascurata la presenza di un sovraccarico accidentale a monte della paratia.

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 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.

### 8.2.2 Approcci progettuali e metodi di verifica

Le verifiche delle strutture di sostegno sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite SLU/SLV:

- Ribaltamento: (cfr. § 6.5.3.1.1 del D.M. 14/01/2008 e il § C6.5.3.1.1 della Circolare 617/09):  $EQU + M2$  (tabb. 6.2.I + 6.2.II del D.M. 14/01/2008);
- Scorrimento sul piano di posa e collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno: il dimensionamento geotecnico dell'opera e la verifica geotecnica del sistema opera-terreno sono condotti secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1 ( $A2+M2+R2$  – tabb. 6.2.I + 6.2.II + 6.5.I del D.M. 14/01/2008);
- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno: il dimensionamento geotecnico dell'opera e la verifica geotecnica del sistema opera-terreno sono condotti secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1 ( $A2+M2+R2$  – tabb. 6.2.I + 6.2.II + 6.5.I del D.M. 14/01/2008);
- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali: il dimensionamento/verifica strutturale dell'opera è condotto secondo la Combinazione 1 dell'Approccio 1 ( $A1+M1+R1$  – tabb. 6.2.I + 6.2.II + 6.5.I del D.M. 14/01/2008).

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	50 di 101

- Verifiche di stabilità Globale del complesso opera di sostegno-terreno: Combinazione A2+M2+R2 (tabb. 6.2.I + 6.2.II + 6.8.I del D.M. 14/01/2008).

Le verifiche al ribaltamento, allo scorrimento sul piano di posa, nonché la verifica per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, garantiscono il corretto dimensionamento dell'opera in termini di profondità di infissione e larghezza di fondazione.

Definita la geometria del modello di calcolo sulla base del dimensionamento geotecnico di cui sopra, si eseguono le verifiche strutturali degli elementi costituenti l'opera di sostegno (sezioni del paramento e della mensola di valle della fondazione).

In particolare, per il muro, individuate le sezioni più sollecitate, vengono condotte le verifiche strutturali a pressoflessione e taglio.

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), con riferimento alla configurazione finale dell'opera di sostegno. 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 secondo le prescrizioni della normativa (D.M. 14/01/2008):

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

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

dove:

- $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito,
- $\beta_m$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (tabella 7.11.II del DM 14/01/2008), nel caso in esame pari a 0.24.

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

## 9 VERIFICA DELLE OPERE DELL'IMBOCCO

### 9.1 Opere di sostegno

E' stata verificata la seguente sezione:

- paratia frontale: sezione alla pk 0+160.00

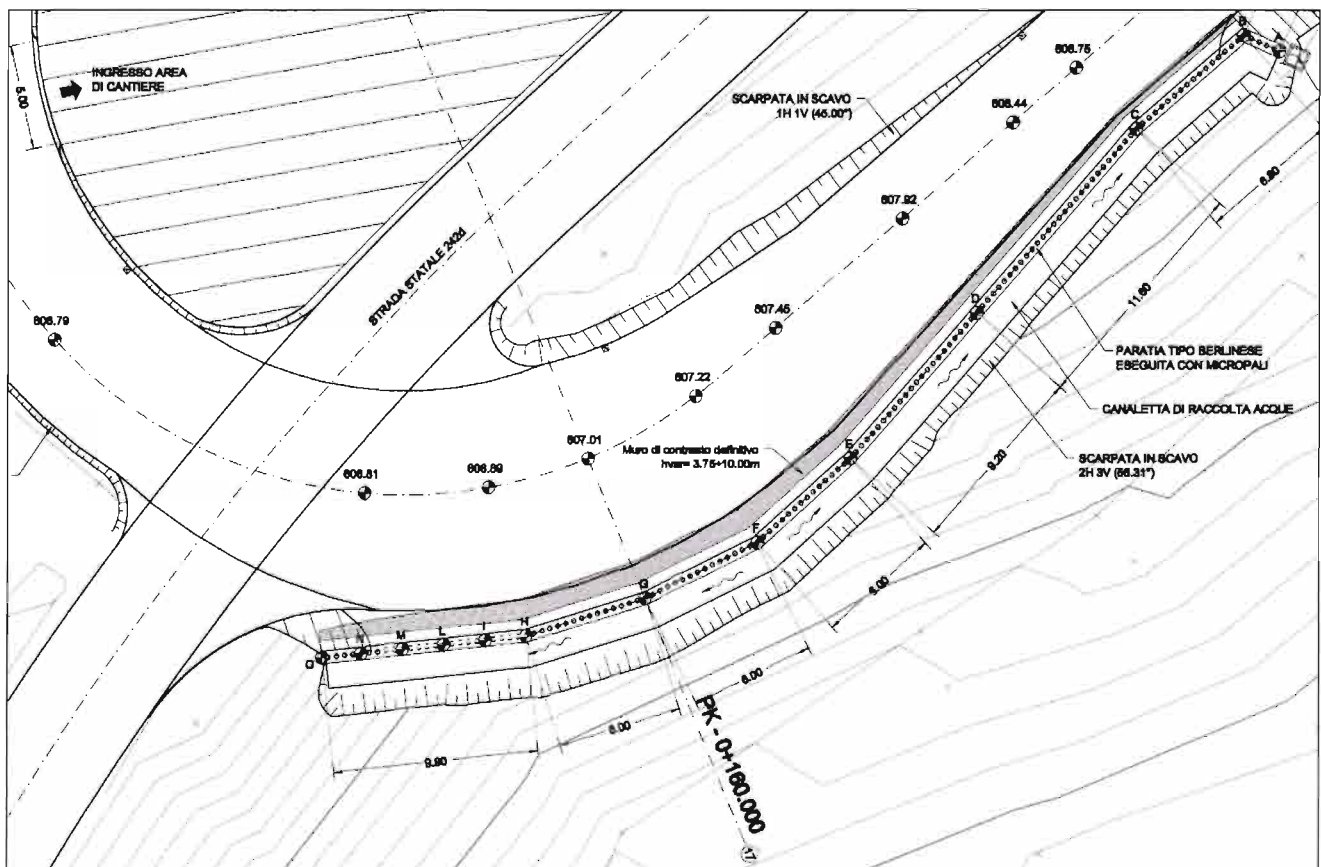


Fig. 9-1 Ubicazione planimetrica della sezione di verifica.

#### 9.1.1 Sezione - pk 0+160.00

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

La Fig. 9-2 mostra la sezione analizzata.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	52 di 101

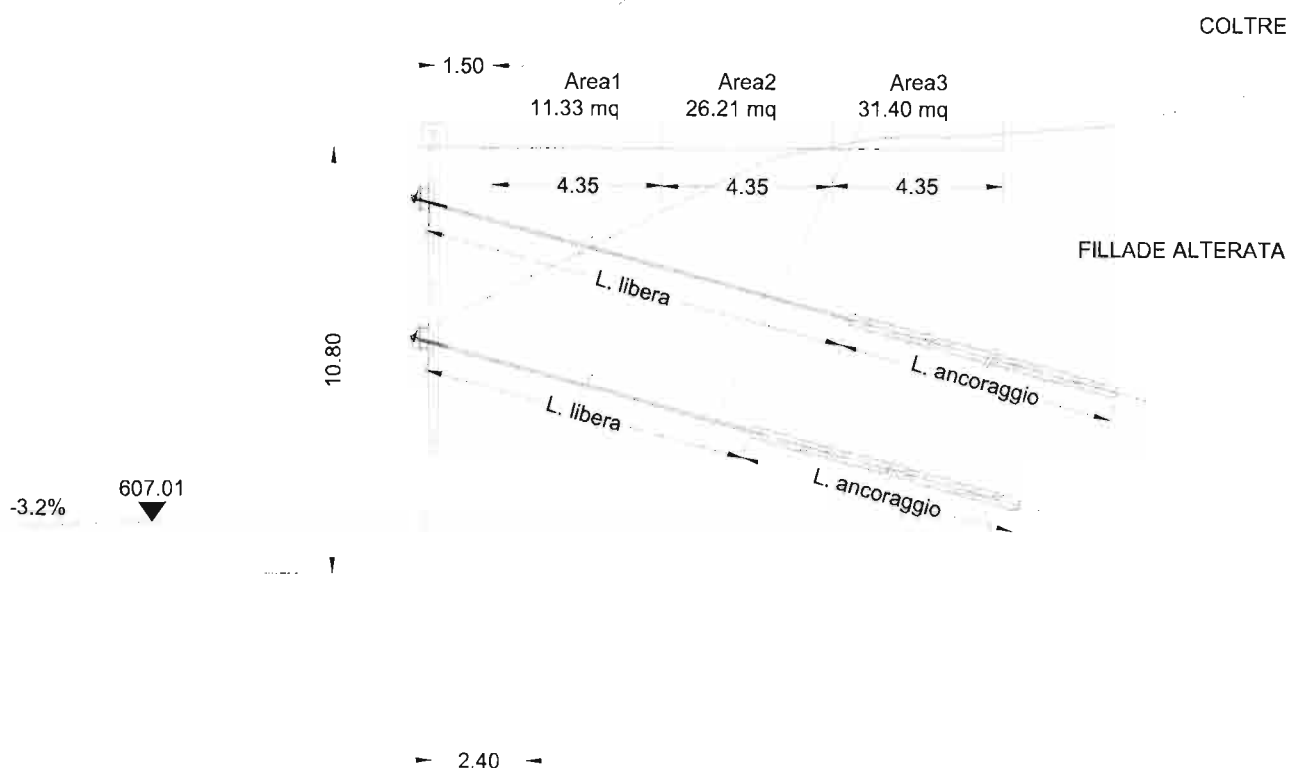


Fig. 9-2 Schema dei carichi fittizi equivalenti per simulare il pendio a tergo della paratia.


In particolare nella modellazione verranno applicati dei carichi mediante “strip foundation” secondo il seguente criterio:

$$G_1 = (11.33 \times 18.5 \text{ kN/m}^3) / 4.35\text{m} = 48.20 \text{ kPa, ad una distanza dalla paratia pari a } 1.50\text{m};$$

$$G_2 = (26.21 \times 18.5 \text{ kN/m}^3) / 4.35\text{m} = 111.50 \text{ kPa, ad una distanza dalla paratia pari a } 5.85\text{m};$$

$$G_3 = (31.40 \times 18.5 \text{ kN/m}^3) / 4.35\text{m} = 133.55 \text{ kPa, ad una distanza dalla paratia pari } 10.20\text{m}.$$

Per simulare il carico costante del pendio a monte della paratia, si sono distribuiti i carichi sopra calcolati per una lunghezza infinitamente lunga; in tale modo si è corretta la diffusione del carico secondo boussinesq (strip foudation).

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	<b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 53 di 101

Nella Fig. 9-2 è inoltre rappresentato il contatto stratigrafico assunto tra la coltre detritica e la fillade alterata, ad una profondità rispetto al piano campagna di circa 4,5m.

Tipologia struttura di sostegno	Paratia berlinese di micropali armati con tubi in acciaio di diametro $\varnothing 139,7\text{mm}$ e spessore pari a 8,0 mm, posti ad interasse $i = 0,40\text{ m}$ ; diametro di perforazione $\varnothing 240\text{mm}$ ed inghisaggio con cls C 20/25
Altezza totale paratia	$H_{\text{tot}} = 17.2\text{ m}$ (16.6 m con spinta)
Altezza libera paratia	$H = 10.8\text{ m}$ (+0.60m di cordolo)
Ordini di tiranti (n°)	2
Passo orizzontale tiranti	4.00 m
Passo verticale dei tiranti	3.50 m
Inclinazione del piano campagna a monte	prescavo 1:2, terreno naturale circa $30^\circ$
Inclinazione del piano campagna a valle	$0^\circ$
Sovraccarichi permanenti a monte	$G_1 = 48.20\text{ kPa}$ ; $G_2 = 111.50\text{ kPa}$ ; $G_3 = 133.55\text{ kPa}$
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	$Q_{I,K} = 20\text{ kPa}$
Sovraccarichi variabili a valle	-

**Tab. 9-1 Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi.**

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 04/01/2008 così come riportato nel prospetto che segue.

Con riferimento alla valutazione del coefficiente di spinta sismica  $K_h$ , i valori di  $\alpha$  e  $\beta$  sono stati assunti rispettivamente pari a 1 e 0.450 avendo considerato a favore di sicurezza un sottosuolo di tipo A (la categoria E non compare nella valutazione del coefficiente  $\alpha$ ) e uno spostamento massimo ammissibile  $\mu_s$  pari a  $0.005 \times 17 = 0.085\text{ m}$  ( cfr. § 7.11.6.3.2 del D.M. 14/01/2008).

Si sottolinea che i coefficienti di spinta sono stati determinati considerando orizzontale il piano campagna a monte dell'opera.

Formazione	Gruppo coeff.parziali	Condizione	$\gamma$	$c'_d$	$\varphi'_d$	$\delta$	$E'$	$K_h$	$K_{ah}$	$K_{ph}$
			( $\text{kN/m}^3$ )	( $\text{kPa}$ )	( $^\circ$ )	( $^\circ$ )	( $\text{MPa}$ )	(-)	(-)	(-)
COLTRE	M1	SLU	18.5	5	36	$(2/3) \cdot \varphi$	70	0	0.235	7.667

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
 FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
 OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
 OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	54 di 101

	M2	SLV	4	30.16	0	1350	0.0449	0.260	3.758
		SLU			$(2/3) \cdot \varphi$		0	0	0.295
		SLV			0		0.0449	0.324	2.936
FILLADE ALTERATA	M1	SLU	25.5	145	47	1350	0	0.148	21.38
		SLV					0	0.0449	0.169
	M2	SLU	116	40.62	1350	0	0.195	11.32	
		SLV				0	0.0449	0.218	4.627

 $\gamma$  = peso dell'unità di volume

 $c'_d$  = coesione efficace (valore di calcolo)

 $\varphi'_d$  = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)

 $\delta$  = angolo d'attrito struttura/terreno

 $E'$  = modulo di Young

 $K_h$  = coefficiente di spinta sismico orizzontale

 $K_{ah}$  = coefficiente di spinta attiva orizzontale

 $K_{ph}$  = coefficiente di resistenza passiva orizzontale

**Tab. 9-2 Parametri geotecnici caratteristici.**

Si riportano, infine, le fasi di calcolo in cui è articolata l'analisi numerica:

- STAGE 0. Inizializzazione dello stato tensionale geostatico e simulazione della paratia di micropali;
- STAGE 1. Applicazione del carico variabile  $Q_1$  (legato ai mezzi di cantiere);
- STAGE 2. Scavo di ribasso fino a quota -2,3 m rispetto alla testa dell'opera;
- STAGE 3. Realizzazione del primo ordine di tiranti a quota -1,3 m rispetto alla testa dell'opera e applicazione della relativa pretensione;
- STAGE 4. Scavo di ribasso fino a quota -5,8 m rispetto alla testa dell'opera;
- STAGE 5. Realizzazione del secondo ordine di tiranti a quota -4,8 m rispetto alla testa dell'opera e applicazione della relativa pretensione;
- STAGE 6. Scavo di ribasso fino a quota -9,5 m rispetto alla testa dell'opera (situazione transitoria – quota strada di valle);
- STAGE 7. Scavo di ribasso fino a quota -10,8 m rispetto alla testa dell'opera (quota di progetto del piano di scavo per l'imposta del muro di rivestimento);
- STAGE 8. Applicazione dell'azione sismica:

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	55 di 101

L'effetto del sisma è ottenuto applicando un incremento di spinta del terreno valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera.

$$\Delta S_E = \left[ \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (K_{\alpha E} - K_{\alpha}) \right] / H,$$

dove:  $\gamma$  rappresenta il peso dell'unità di volume della formazione con la quale l'opera interagisce,  $H$  rappresenta l'altezza totale dell'opera (comprensiva del tratto infisso),  $K_{\alpha E}$  e  $K_{\alpha}$  rappresentano i coefficienti di spinta attiva in condizioni sismiche e statiche rispettivamente (per il calcolo si sono utilizzate le componenti orizzontali delle spinte).

Per la valutazione della spinta passiva si assume  $\alpha = 1$  (§7.11.6.3 del DM 14/01/2008). Il coefficiente sismico verticale,  $k_v$ , si assume pari a 0 (§7.11.6.3 del DM 14/01/2008).

I coefficienti di spinta attiva sono stati determinati attraverso la relazione di Mononobe (1929) e Okabe (1926). I coefficienti di spinta passiva sono stati determinati attraverso la relazione di Lancellotta (2007). L'angolo di attrito terreno/struttura,  $\delta$ , è stato assunto pari a 2/3 della resistenza al taglio del terreno naturale.

### 9.1.1.1 Risultati delle analisi

Nel seguito vengono descritti sinteticamente i risultati delle analisi condotte mediante il software Paratie per le verifiche geotecniche e strutturali dell'opera di sostegno. Per una definizione completa degli output si rimanda ai contenuti dello specifico allegato.

#### 1) Verifiche GEO dell'opera di sostegno (A2+M2+R1)

La verifica è finalizzata a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di infissione della paratia, sia in condizioni statiche (SLU) che sismiche (SLV). A tale scopo, nei prospetti che seguono, sono riportati gli output relativi alle fasi finali dell'analisi statica (stage 9) e sismica (stage 10) in termini di deformata dell'opera.

I risultati mostrano come il tratto terminale infisso sia correttamente dimensionato evidenziando una deformata a tangente sub verticale; l'entità degli spostamenti è del tutto accettabile in considerazione dello specifico stato limite considerato e dalla natura delle formazioni interessate dall'opera.



VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	56 di 101

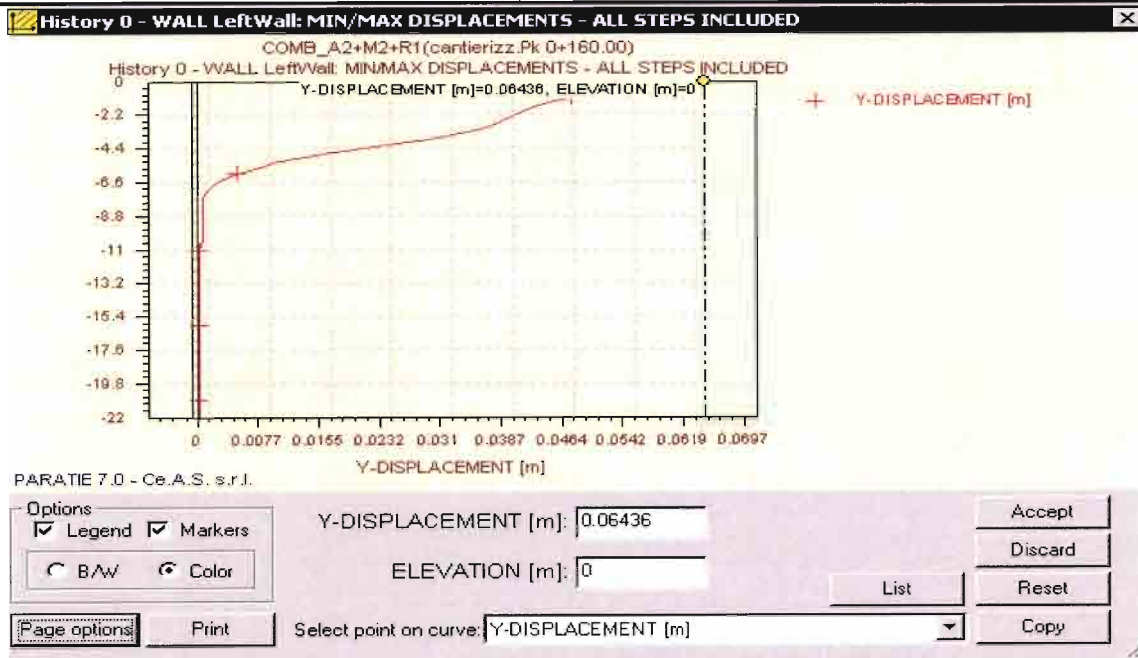


Fig. 9-3 Risultati dell'analisi SLU-GEO: diagramma degli spostamenti.

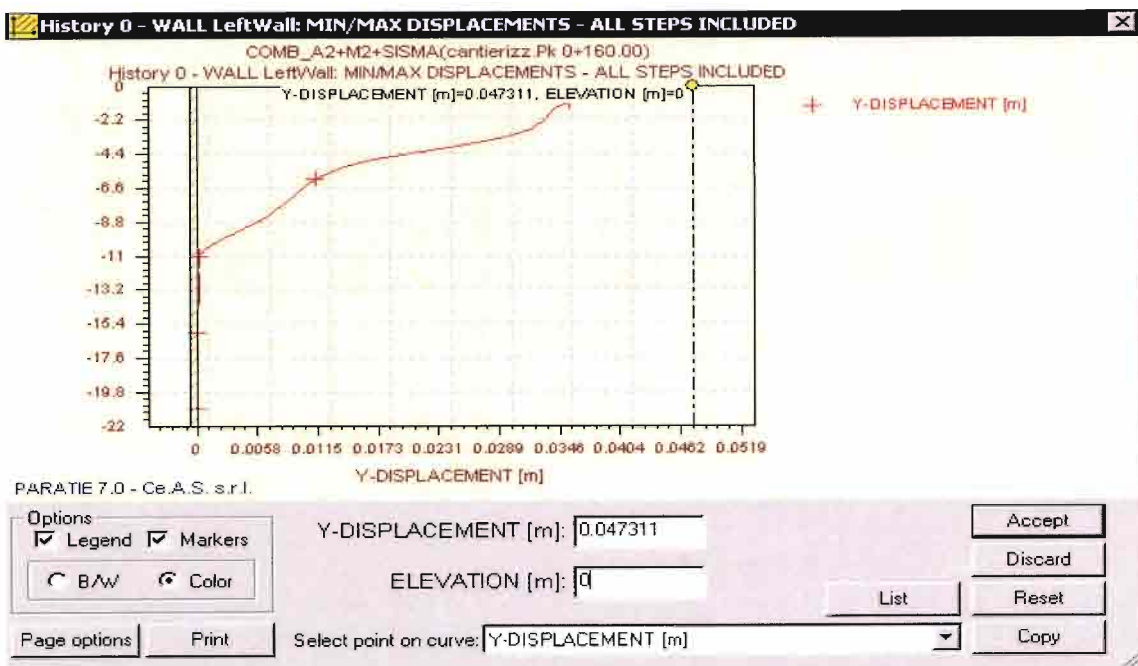


Fig. 9-4 Risultati dell'analisi SLV-GEO: diagramma degli spostamenti.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
 FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
 OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
 OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	57 di 101

## 2) Verifiche STR dell'opera di sostegno (A1+M1+R1)

Con questo modello di calcolo, definito geometricamente sulla base del dimensionamento geotecnico di cui sopra, vengono eseguite le verifiche strutturali di tutti gli elementi costituenti l'opera di sostegno (paratia, travi di ripartizione ecc.).

### Verifiche strutturali della berlinese

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR statica e sismica, si riportano gli involuppi degli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione sulla berlinese, ed i valori numerici relativi alle sezioni di sollecitazioni massime, scelte come rappresentative per le verifiche strutturali.

<i>Condizione</i>	<i>Fase di calcolo</i>	<i>Soll. Max.</i>	<i>Quota</i>	$M_{Sd}$	$N_{Sd}$	$T_{Sd}$
<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[m]</i>	<i>[kNm/m]</i>	<i>[kN/m]</i>	<i>[kN/m]</i>
SLU	Stage 5	Momento	-1.5	37.548	13.20	35.10
		Taglio	-6.4	22.232	27.05	59.35
SLV	Stage 5	Momento	-1.5	28.105	13.20	26.820
		Taglio	-5.0	14.595	23.10	44.128

**Tab. 9-3 Sollecitazioni allo SLU e SLV nella condizione A1+M1+R1.**

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	58 di 101

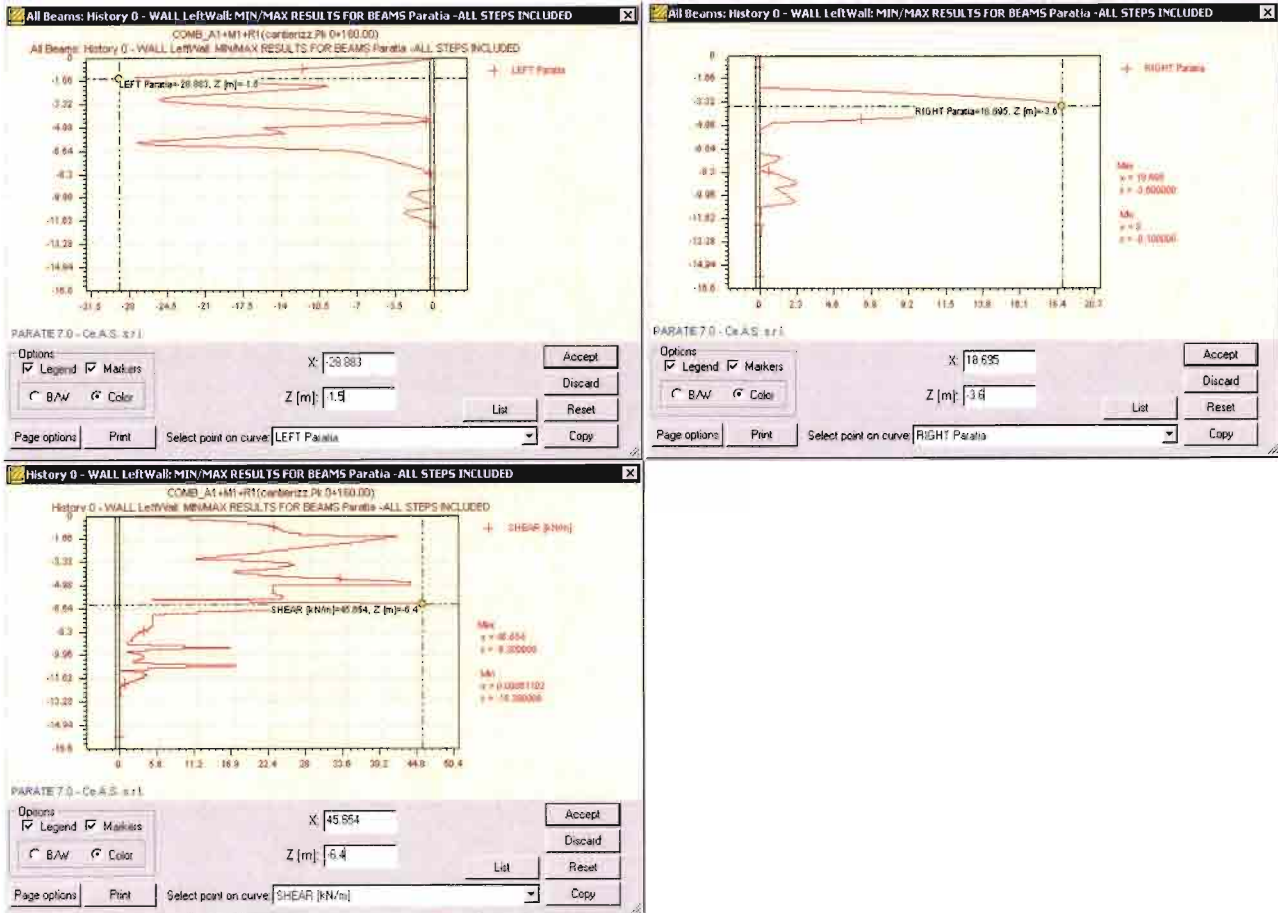


Fig. 9-5 SLU-STR - Caratteristiche della sollecitazione (da amplificare attraverso il coefficiente 1.30).

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	59 di 101

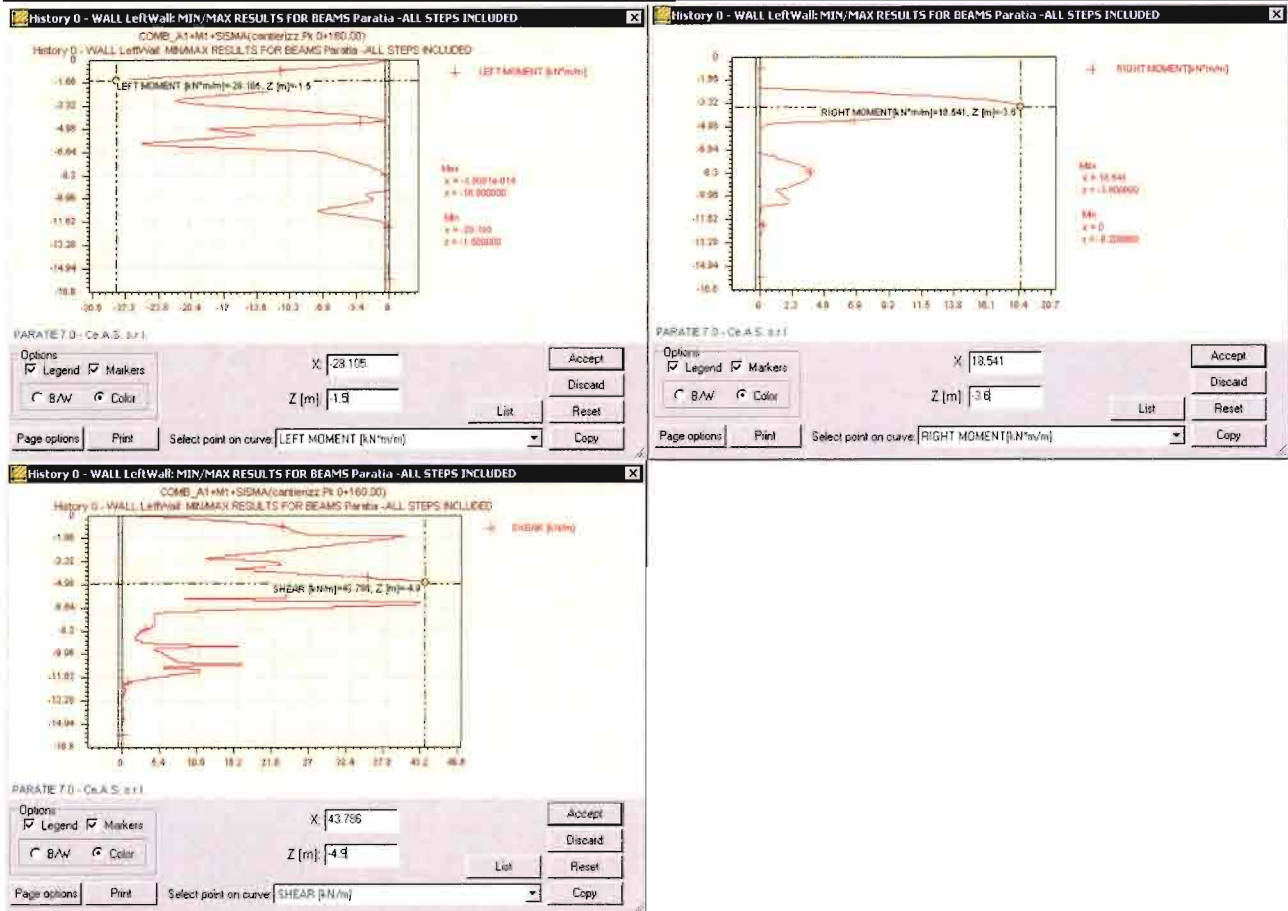


Fig. 9-6 SLV-STR - Caratteristiche della sollecitazione.

Si sottolinea che il contributo della rigidezza flessionale dell'opera di sostegno dovuto alla cementazione in calcestruzzo per l'inghisaggio del micropalo non viene considerato nel modello di calcolo; a favore di sicurezza, quale sezione resistente per la verifica dei micropali, viene considerata infatti la sola armatura del tubolare.

Moltiplicando le sollecitazioni riportate in Tab. 9-4 per l'interasse degli elementi metallici ( $i_{long,tubi} = 0.40$  m) viene determinata la tensione da presso-flessione agente sul singolo tubo adottando la formulazione proposta da Navier. La tensione sollecitante di calcolo viene valutata come tensione ideale, secondo quanto proposto dal D.M. 14/01/2008 (cfr. § 4.2.4.1.2), mentre la tensione resistente di calcolo dell'acciaio è ottenuta mediante riduzione della tensione caratteristica,  $f_{yk}$  (cfr. § 9) attraverso il coefficiente parziale  $\gamma_{M0} = 1.05$ :  $f_{yd} = 338$  MPa.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
 FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
 OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
 OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	60 di 101

Soll. Max.	Condiz.	$M_{Sd,tubo}$	$N_{Sd,tubo}$	$T_{Sd,tubo}$	$A_{tubo}$	$W_{el,tubo}$	$A_{v,tubo}$	$\sigma_{max}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{id}$	Verifica
[-]	[-]	[kNm]	[kN]	[kN]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Momento	SLU	15.02	5.28	14.04	0.00331	0.000103	0.00211	147.4	8.48	148.1	$f_{yd} > \sigma_{id} \rightarrow OK$
Taglio		8.90	10.82	23.74				89.7	143.4	264.0	$f_{yd} > \sigma_{id} \rightarrow OK$
Momento	SLV	11.24	5.28	10.73				110.7	6.48	111.3	$f_{yd} > \sigma_{id} \rightarrow OK$
Taglio		5.84	9.24	17.65				59.50	10.66	62.30	

**Tab. 9-4** Verifica strutturale dei profili metallici d'armatura dei micropali.

I risultati delle verifiche strutturali dei micropali riassunte nel precedente prospetto evidenziano buoni margini rispetto alle condizioni limite, confermando la correttezza della soluzione progettuale individuata.

#### Verifiche strutturali delle travi di ripartizione


Le caratteristiche della sollecitazione sono determinate modellando gli elementi strutturali oggetto di verifica alla stregua di travi continue su più appoggi; la luce delle campate è data dall'interasse dei tiranti ed il carico, uniformemente distribuito, è determinato partendo dalle reazioni offerte dagli ancoraggi, ottenute dal modello di calcolo dell'opera di sostegno. Definito  $N_{S,d}$  il massimo tiro di calcolo corrispondente all' i-esimo ordine di tiranti, il suddetto carico è così calcolato:  $q_{S,d} = N_{S,d}/l$  (con  $l$  interasse tiranti).

Secondo tale modello le massime azioni di calcolo sull'elemento strutturale saranno:

$$M_{S,d} = \frac{1}{10} \cdot q_{S,d} \cdot l^2,$$

$$T_{S,d} = \frac{1}{2} \cdot q_{S,d} \cdot l,$$

Per le travi di ripartizione costituite da profili metallici accoppiati HEB180 per quanto riguarda il primo ordine e HEB160 per i restanti ordini, per la determinazione della tensione agente viene adottata la formulazione proposta da Navier: la tensione sollecitante di calcolo viene valutata come tensione ideale, secondo quanto proposto dal D.M. 14/01/2008 (cfr. § 4.2.4.1.2), mentre la tensione resistente di calcolo dell'acciaio è ottenuta mediante riduzione della tensione resistente caratteristica,  $f_{yk}$  (cfr. § 9) attraverso il coefficiente parziale  $\gamma_{M0} = 1.05$ :  $f_{yd} = 338$  MPa.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	<b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 61 di 101

Nel prospetto che segue sono riportate le verifiche strutturali delle travi di ripartizione.

Elem.strutt.	Condiz.	$N_{S,d}$	$l$	$M_{S,d}$	$T_{S,d}$	$A$	$W_{el}$	$A_R$	$\sigma_{max}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{id}$	Verifica
[-]	[-]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
Trave di ripartizione 1°ordine 2HEB 180	SLU	373.2	4.0	149.3	186.6	0.01304	0.0008514	0.00207	175.4	90.1	234.8	$f_{yd} > \sigma_{id} \rightarrow OK$
	SLV	281.2		112.5	140.6				132.1	67.9	176.9	$f_{yd} > \sigma_{id} \rightarrow OK$
Trave di ripartizione 2°ordine 2HEB 160	SLU	263.2		105.3	131.6	0.01084	0.000623	0.00166	169.0	79.3	217.8	$f_{yd} > \sigma_{id} \rightarrow OK$
	SLV	208.2		83.3	104.1				133.7	62.7	172.2	$f_{yd} > \sigma_{id} \rightarrow OK$

Tab. 9-5 Verifica strutturale delle travi di ripartizione.

I risultati evidenziano, in tutti i casi, buoni margini rispetto alle condizioni limite a conferma della correttezza della soluzione progettuale individuata.

### 3) Verifiche geotecniche e strutturali dei tiranti (A1+M1+R3)

Nel prospetto che segue, per ciascun ordine di tiranti, sono riportate le principali caratteristiche geometriche e strutturali, e gli sforzi di calcolo massimi tra le combinazioni statica e sismica.

Si sottolinea che la lunghezza libera del tirante, riportata in Tab. 9-6, è da intendersi comprensiva dell'incremento valutato in condizioni sismiche secondo la formulazione proposta dal D.M. 14/01/2008 nel § 7.11.6.4 in funzione della massima accelerazione sismica di progetto. La lunghezza libera in condizioni statiche è stata valutata a partire da quanto proposto da Peck.

Ordin e	$D_p$	$n_{tr}$	$A_{tr}$	$L_p$	$L_a$	$i$	$\alpha$	Pretension e	Condiz.	$N_{S,d}$
[-]	[mm]	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[°]	[kN]	[-]	[kN]
1	160	3	139	11	10	4.00	15	250	SLU	373.2
2				9	7			200	SLU	263.2

Tab. 9-6 Caratteristiche geometriche dei tiranti e risultati di maggiore rilievo ottenuti dalle analisi.

Verifica a sfilamento della fondazione dei tiranti

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	62 di 101

Per la verifica a sfilamento della fondazione dei tiranti, in considerazione della tecnologia realizzativa e delle caratteristiche geotecniche del mezzo al contorno, la resistenza caratteristica a sfilamento all'interfaccia bulbo di ancoraggio – terreno è stata valutata secondo le indicazioni di Bustamante e Doix '85 (Rif. [3]) e Viggiani '99 (Rif. [4]). Nello specifico, con riferimento alla coltre eluvio - colluviale, per la resistenza a sfilamento dell'interfaccia bulbo di fondazione-terreno,  $\tau_{ak}$ , viene assunto un valore caratteristico variabile a seconda della profondità di ancoraggio dei tiranti come riportato in Tab. 9-7.

La resistenza a sfilamento di progetto è determinata attraverso la seguente relazione:

$$N_{R,ad} = \frac{N_{R,ak}}{\gamma_{Ra,p}} = \frac{\pi \cdot D_p \cdot \alpha \cdot \tau_{ak} \cdot L_a}{\gamma_{Ra,p} \cdot \xi}$$

dove:


- $N_{R,ad}$  è la resistenza a sfilamento di progetto dell'interfaccia bulbo di fondazione-terreno;
- $D_p$  è il diametro di perforazione della fondazione del tirante;
- $\alpha$  è un coefficiente correttivo che tiene conto della tecnologia realizzativa dell'ancoraggio e del contesto geotecnico, nel caso in esame assunto pari a 1.2 (Viggiani, '99);
- $\tau_{ak}$  è la tensione resistente a sfilamento caratteristica dell'interfaccia bulbo di fondazione-terreno;
- $L_a$  è la lunghezza della fondazione del tirante;
- $\gamma_{Ra,p}$  è il coefficiente parziale per la resistenza degli ancoraggi permanenti (R3);
- $\xi$  è un fattore di correlazione che dipende dal numero di profili di indagine geotecnica disponibili per la determinazione della resistenza caratteristica  $\tau_{ak}$ .

La verifica viene condotta nel rispetto della seguente disuguaglianza:

$$N_{R,ad} > N_{S,d}$$

Nella tabella che segue è riassunto il calcolo per la determinazione di  $N_{R,ad}$  da considerare come riferimento per le verifiche dei tre ordini di tiranti e l'esito della verifica.

Ordine tiranti	$D_p$	$\alpha$	$\tau_{ak}$	$L_a$	$\gamma_{Ra,p}$	$\xi$	$N_{R,ak}$	$N_{R,ad}$	Verifica
[-]	[mm]	[-]	[kPa]	[m]	[-]	[-]	kN	kN	[-]
1°	160	1.2	154	10.0	1.2	1.80	516.0	430.6	$N_{R,ad} > N_{S,d}$ $N_{R,ad} > N_{S,d} \rightarrow OK$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA  <b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
	VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A

2°	160	1.2	167	7.0	1.2	1.80	391.7	328.0	$N_{R,ad} > N_{S,d}$ $N_{R,ad} > N_{S,d} \rightarrow OK$
----	-----	-----	-----	-----	-----	------	-------	-------	---

**Tab. 9-7 Verifiche Geotecniche della fondazione dei tiranti.**

*Verifica strutturale dei tiranti*

La resistenza a trazione di calcolo dei tiranti è valutata secondo la seguente relazione:

$$N_{R,pd} = \frac{f_{p(1)k} \cdot A_{tr} \cdot n_{tr}}{\gamma_S}$$

dove:

$f_{p(1)k}$  è la resistenza elastica dell'acciaio armonico alla deformazione dell'1%;

$A_{tr}$  è l'area del singolo trefolo;

$n_{tr}$  è il numero di trefoli per tirante;

$\gamma_S$  è il coefficiente parziale dell'acciaio.

La verifica viene condotta nel rispetto della seguente disuguaglianza:

$$N_{R,pd} > N_{S,d}$$

Nella tabella che segue è riassunto il calcolo per la determinazione di  $N_{R,pd}$  da considerare come riferimento per le verifiche dei due ordini di tiranti (che si differenziano solo per la lunghezza libera) e l'esito della verifica.

$f_{p(1)k}$	$A_{tr}$	$n_{tr}$	$\gamma_S$	$N_{R,pk}$	$N_{R,pd}$	Verifica
[MPa]	[mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	kN	kN	[-]
1670	139	3	1.15	696.3	605.4	$N_{R,pd} > N_{S,d} \rightarrow OK$

**Tab. 9-8 Verifiche Strutturali dell'armatura dei tiranti.**

Infine, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, è necessario verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza caratteristica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. Dal confronto tra i risultati riportati in Tab. 9-7 e in Tab. 9-8, emerge che tale verifica è ampiamente soddisfatta essendo  $N_{R,pk} > N_{R,ak}$ .

4) Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno (A2+M2+R2)



VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
 FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
 OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
 OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	64 di 101

Sono state condotte le verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno lungo la sezione critica di verifica considerata nei precedenti paragrafi (sez1). Per le caratteristiche geometriche dell'opera si rimanda ai paragrafi 9.1.1.

La stratigrafia di calcolo fa riferimento al modello geotecnico di cui al paragrafo 5.3 ed alla sezione geolitologica interpretativa allegata alla presente relazione. In considerazione del contesto geotecnico sostanzialmente omogeneo ed isotropo vengono analizzate superfici di scorrimento circolari. Considerato lo scopo dell'analisi ovviamente le superfici di scorrimento indagate sono definite in modo tale da non intersecare l'opera di sostegno. A tergo paratia è stato considerato un sovraccarico accidentale pari a 20KN/m, applicato per 4ml, dovuto al passaggio di mezzi di cantiere.

Nella tabella seguente si riportano i valori di progetto delle resistenze dei terreni (M2):

FORMAZIONI	Parametri di progetto delle resistenze	
	$c'_d$	$\varphi'_d$
Coltre eluvio-colluviale	4	30.16
Fillade alterata	116	40.62
Depositi fluvio-lacustri	0	32.00

**Tab. 9-9 Valori di progetto delle resistenze dei terreni.**

Le analisi sono condotte mediante il metodo dell'equilibrio limite implementato con le formulazioni di Bishop (Rif. [5]), Janbu (Rif. [6]) e Morgenstern & Price (Rif. [7]); i risultati sono espressi in termini di coefficiente di sicurezza, inteso come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e quella mobilitata lungo le superfici di scorrimento analizzate.

Nella tabella che segue sono riportati i coefficienti di sicurezza minimi ottenuti secondo le varie formulazioni e per ciascuna combinazione delle azioni. Al fine di cogliere l'effetto derivante dalla riduzione dei parametri geotecnici di resistenza, secondo i coefficienti del gruppo M2 (cfr. § 10.1.2), nel prospetto che segue sono riportati anche i risultati dell'analisi condotta con i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni.

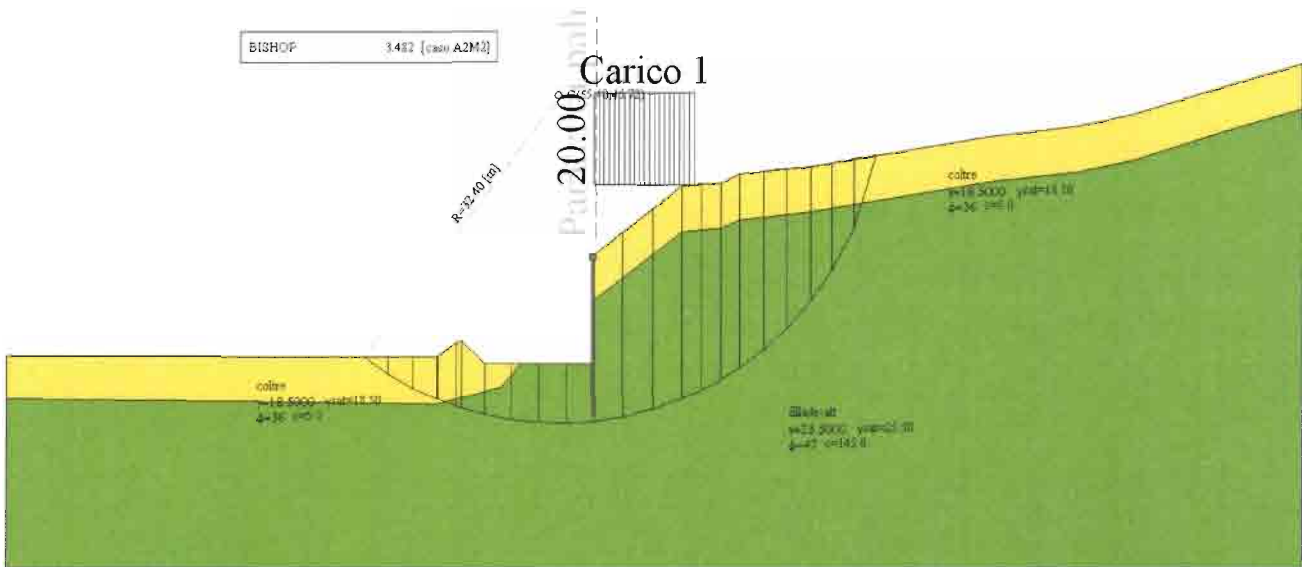
Combinazione	Formulazione		
	Bishop	Janbu et al.	Morgenstern & Price
"Caratteristica"	4.519	3.867	4.486
"SLU – A2+M2"	3.610	3.086	3.585
"SLV – A2+M2"	3.482	2.984	3.465

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	65 di 101

**Tab. 9-10 Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità globale lungo la sezione 1.**

Nella figura di seguito riportata è rappresentata la superficie critica di scorrimento cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo riscontrato ( $f_s=2.984$ , metodo di Janbu – SLV-A2+M2).



**Fig. 9-7 Modello di calcolo e superficie di scorrimento critica.**

Il coefficiente di sicurezza relativo alla superficie critica è più elevato del coefficiente di resistenza globale  $\gamma_R=1.1$  per cui la verifica di stabilità globale può considerarsi soddisfatta; l'ampio margine della verifica ha peraltro escluso la necessità di indagare eventuali ulteriori superfici di scorrimento non circolari.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	66 di 101

## 9.2 Opere di sostegno-muro definitivo

E' stata analizzata la stessa sezione di calcolo utilizzata per il calcolo in condizione provvisoria:

- la sezione del muro di massima altezza pari a  $H = (0.10 + 1.00 + 9.70)$  m.

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

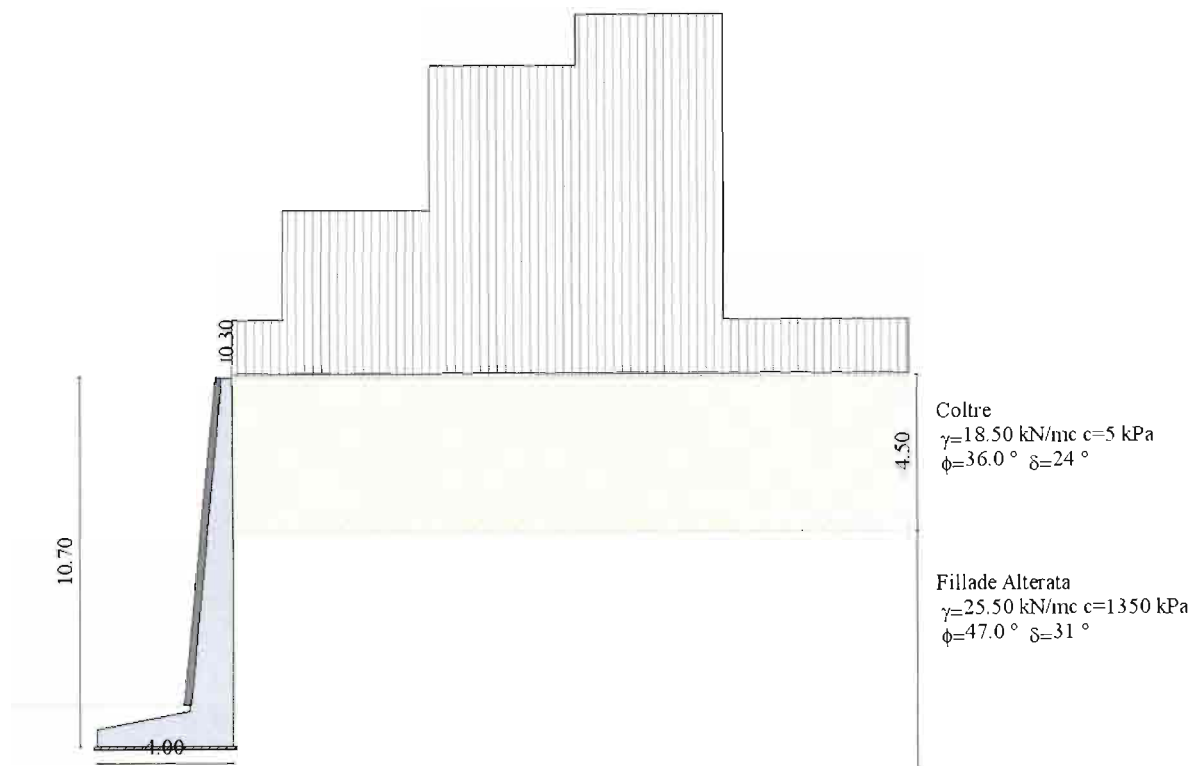


Fig. 9-8 Schema geometrico e stratigrafico del modello di calcolo.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	67 di 101

I sovraccarichi applicati a monte del muro valgono:

- $q_1 = 48.20 \text{ kN/m}$  applicato da 1.50 a 5.85 m dalla sommità del muro
- $q_2 = 115.50 \text{ kN/m}$  applicato da 5.85 a 10.20 m dalla sommità del muro
- $q_3 = 133.55 \text{ kN/m}$  applicato da 10.50 a 14.55 m dalla sommità del muro
- $q_4 = 20.0 \text{ kN/m}$  carico variabile dovuto ai mezzi applicato a tergo del muro del muro

I parametri di resistenza adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione impiegata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 14/01/2008 così come riportato nel § 8.2.2. Per la puntuale definizione dei valori di calcolo dei parametri geotecnici e dei relativi coefficienti di spinta in ciascuna singola verifica si rimanda allo specifico allegato.

#### 9.2.1.1 Risultati delle analisi

Nel seguito vengono descritti sinteticamente i risultati delle analisi condotte all'equilibrio limite. Per una definizione completa degli output si rimanda ai contenuti dello specifico allegato.

A partire dall'applicazione di quanto definito nel § 10.2.2 viene calcolata l'entità delle azioni e delle resistenze significative per ciascuna verifica.

Nello specifico, la percentuale di spinta passiva mobilitata viene calibrata in funzione della specifica combinazione delle azioni considerata, al fine di garantire le condizioni di equilibrio. Per le sole verifiche a scorrimento (sul piano di posa), come prescritto nel § 6.5.3.1.1 del D.M. 14/01/2008, si è comunque verificato che l'aliquota massima di spinta passiva mobilitata non fosse superiore al 50% di quella teorica.

Per le verifiche a carico limite, il calcolo della pressione limite è effettuato tramite la formulazione di MEYERHOF.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
 FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
 OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
 OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	68 di 101

## 1) Verifiche geotecniche dell'opera di sostegno


Si riporta qui di seguito una tabella riassuntiva relativa alle verifiche geotecniche dell'opera di sostegno.

## 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]	--	31.64	--	2473.28	--
2	A1-M1 - [1]	--	32.43	--	2186.48	--
3	A1-M1 - [1]	--	31.64	--	2473.28	--
4	A1-M1 - [1]	--	32.43	--	2186.48	--
5	A2-M2 - [1]	--	23.43	--	796.76	--
6	EQU - [1]	--	--	1.74	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	15.71
8	A1-M1 - [2]	--	22.90	--	1672.65	--
9	A1-M1 - [2]	--	21.57	--	1501.83	--
10	A1-M1 - [2]	--	22.90	--	1672.65	--
11	A1-M1 - [2]	--	21.57	--	1501.83	--
12	A2-M2 - [2]	--	12.87	--	414.95	--
13	EQU - [2]	--	--	1.21	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	14.36
15	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	26.74	--	2271.72	--
16	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	27.92	--	2394.16	--
17	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	14.73	--	490.63	--
18	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	15.41	--	517.16	--
19	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1.62	--	--
20	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1.60	--	--
21	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	14.20
22	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	14.87
23	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	25.50	--	2135.68	--
24	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	26.63	--	2250.63	--
25	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	13.00	--	438.47	--
26	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	13.62	--	463.06	--
27	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1.52	--	--
28	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1.54	--	--
29	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	14.00
30	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	14.66
31	SLEQ - [1]	--	41.69	--	2729.78	--
32	SLEF - [1]	--	34.52	--	2660.12	--
33	SLER - [1]	--	32.49	--	2499.49	--

Dall'analisi del quadro riassuntivo qui sopra riportato si osserva come tutte le verifiche geotecniche siano soddisfatte con un ampio margine rispetto alle condizioni limite, sia con riferimento alle condizioni statiche che sismiche.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	<b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 69 di 101

2) *Verifiche strutturali dell'opera di sostegno allo stato limite ultimo*

I principali risultati delle analisi sono descritti in sintesi nel seguito; per una più completa rappresentazione degli stessi si rimanda allo specifico allegato (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

Le verifiche strutturali SLU/SLV del rivestimento definitivo vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti  $M_{Rd}$ ,  $N_{Rd}$  che definiscono il dominio resistente nel piano  $M, N$ ). Le verifiche riportate in seguito vengono condotte sugli elementi strutturali considerando le sollecitazioni più significative. In allegato, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, sono invece riportati i tabulati numerici relativi alle sollecitazioni su tutti gli elementi strutturali delle suddette combinazioni SLU/SLV, complete delle verifiche numeriche.

Si riportano qui di seguito i domini di resistenza per la sezione di base del paramento e per la sezione più sollecitata della mensola di valle della fondazione.

**BASE PARAMENTO**

Si adotta un'armatura principale costituita da  $\Phi 24/20$  cm lato terreno e  $\Phi 20/20$  lato scavo (ipotizzando un copriferro di 5 cm). Si considera un'armatura di ripartizione composta da barre  $\Phi 16/20$  e n.9 ganci  $\Phi 8$  al mq.

La sezione considerata ha le seguenti dimensioni:  $b = 100$  cm;  $H = 127$  cm

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	70 di 101

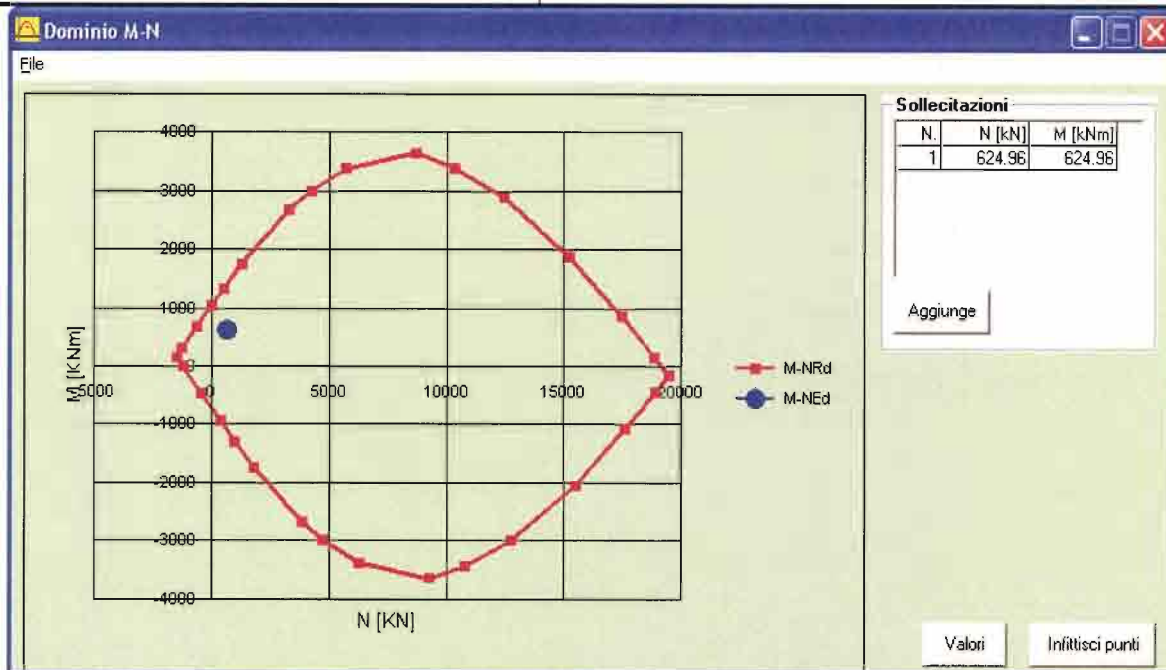


Fig. 9-9 Dominio resistente alla base del paramento.

## MENSOLA DI VALLE

Si adotta un'armatura principale costituita da  $\Phi 24/20$  cm all'intradosso e  $\Phi 24/20$  all'estradosso (ipotizzando un copriferro di 5 cm). Si considera un'armatura di ripartizione composta da barre  $\Phi 16/20$  e n.9 ganci  $\Phi 8$  al mq.

Si prevede anche la messa in opera di un ferro piegato  $\Phi 24/100$  per assorbire il taglio.

La sezione considerata ha le seguenti dimensioni:  $b = 100$  cm;  $H = 100$  cm

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	71 di 101

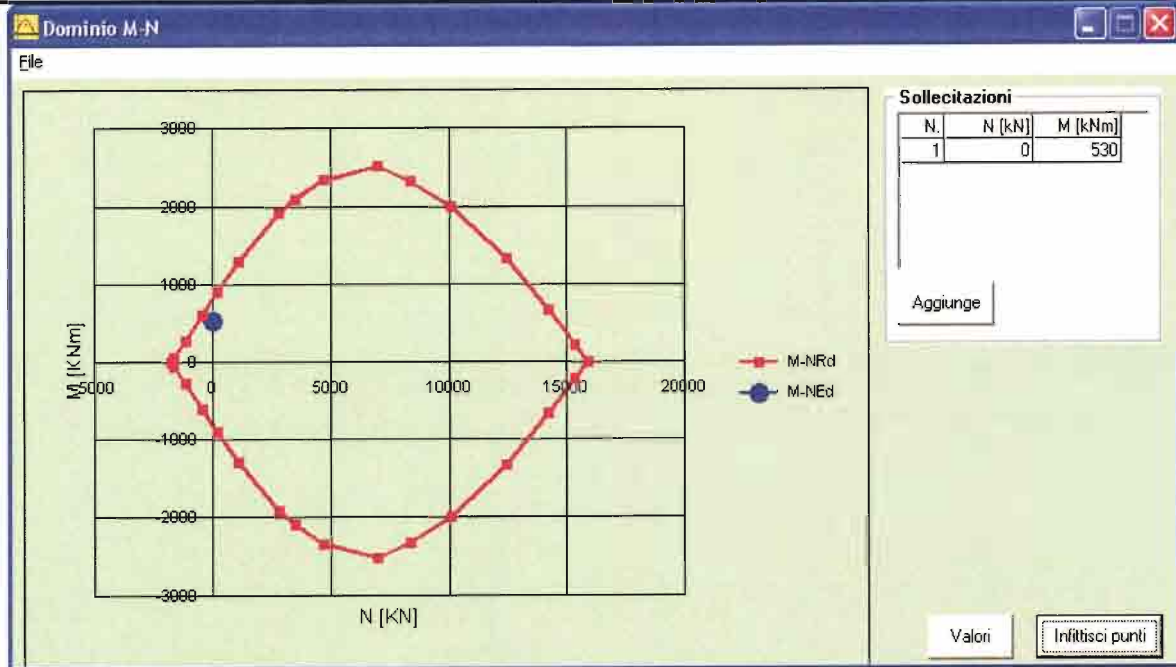


Fig. 9-10 Dominio resistente della mensola di valle.

### 9.2.1.2 Risultati delle verifiche SLE

Le verifiche SLE sono finalizzate a prevenire la formazione di un quadro fessurativo non controllato tale da compromettere la durabilità dell'opera. A tal fine la Normativa (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) stabilisce un limite massimo all'ampiezza delle fessure (SL di fessurazione) e al tempo impone il rispetto di opportuni limiti tensionali sia nell'acciaio che nel calcestruzzo (SL di tensione).

Nello specifico dei risultati descritti nei paragrafi a seguire, sono state considerate le sollecitazioni relative agli involucri SLE delle combinazioni riportate nei tabulati; questi ultimi sono ottenuti, come detto, considerando il massimo momento flettente e il minimo sforzo normale su ciascun elemento strutturale.



VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	72 di 101

#### Risultati delle verifiche Tensionali

Le verifiche allo stato limite di tensione eseguite sul rivestimento in calcestruzzo, armato secondo quanto definito nei paragrafi precedenti, risultano soddisfatte. In particolare si osserva quanto segue:

- nella combinazione “Caratteristica” (o “Rara”) nel muro le massime tensioni sollecitanti di calcolo sono pari rispettivamente a 2.39 MPa nel calcestruzzo e 97.5 MPa nell'acciaio. In fondazione la tensione nel calcestruzzo non supera 2.64 MPa e la tensione nell'acciaio è sempre inferiore a 147.3 Mpa.
- nella combinazione “Quasi permanente” nel muro le massime tensioni sollecitanti di calcolo sono pari rispettivamente a 1.75 MPa nel calcestruzzo e 62.1 MPa nell'acciaio. In fondazione la tensione nel calcestruzzo non supera 1.91 MPa e la tensione nell'acciaio è sempre inferiore a 106.4 Mpa.

I limiti indicati al capitolo 9 sono dunque rispettati.

#### Risultati delle verifiche a Fessurazione

Le verifiche a fessurazione vengono condotte con il metodo indiretto (tabellare) di cui al paragrafo C4.1.2.2.4.6 della Circolare 617/09.

Si riporta la tabella dei requisiti minimi richiesti per le miscele (tab. 3.5.1 – Capitolato costruzioni opere civili – sez. VI opere in conglomerato cementizio).

G**	1	Muri di controripa/sottoscarpa in c.a. (armatura $\geq 30$ Kg/mc)	XC3	0.55	C28/35	S3, S4	CEM III,IV,V	Rck
	2	Muri di controripa/sottoscarpa debolmente armati (armatura < 30 kg/mc) o non armati Solettoni di fondazione Fondazioni armate Rivestimenti di tubazioni	XC2	0.60	C25/30	S3, S4	CEM III,IV,V	30
	3	Fondazioni non armate (pozzi, sottopinti, prismi per difese spondali, ecc....)	XC2	0.60	C25/30	S3,S4	CEM III,IV,V	30
	4	Cunette, canalette e cordoli	XC1	0.60	C25/30	S3,S4	CEM III,IV,V	Rck

Valutando le condizioni climatiche della zona, si sceglie di utilizzare le classi di esposizione XC2 per la fondazione e XC3 per l'elevazione come caratterizzanti le condizioni ambientali per le strutture in c.a.

La tabella che segue delle NTC2008 mostra che le classi di esposizione XC2 e XC3 sono considerate ordinarie.

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
 FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
 OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
 OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	73 di 101

La verifica dello stato limite di apertura delle fessure deve essere condotta con riferimento a quanto segue, nei riguardi delle combinazioni previste per gli SLE “frequente” e “quasi permanente”:

- $\delta_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

 Tabella C4.1.II - *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	–

 Tabella C4.1.III - *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

L'armatura scelta (barre  $\varnothing 24/20$  superiormente, barre  $\varnothing 24/20$  inferiormente in fondazione e barre  $\varnothing 24/20$  lato terreno nel paramento) ha una tensione di lavoro massimo pari a 136.2 MPa in combinazione frequente. L'ampiezza delle fessure deve essere inferiore al valore  $w_2$  in combinazione frequente e in combinazione quasi permanente.

I valori di tensione sono inferiori ai limiti imposti dalle tabelle; la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	74 di 101

*Risultati delle verifiche di stabilità globali*

Le analisi sono condotte mediante il metodo dell'equilibrio limite implementato (nel software utilizzato) con le formulazioni di Bishop; si riporta qui di seguito il cerchio critico corrispondente al coefficiente di sicurezza minimo in condizioni statiche (combinazione STAB 14) e il cerchio critico corrispondente al coefficiente di sicurezza minimo in condizioni sismiche (combinazione STAB 29).

Il coefficiente di sicurezza minimo in condizioni statiche vale  $C = 14.36 > \gamma_R = 1.1$  verifica soddisfatta

Il coefficiente di sicurezza minimo in condizioni sismiche vale  $C = 14.00 > \gamma_R = 1.1$  verifica soddisfatta

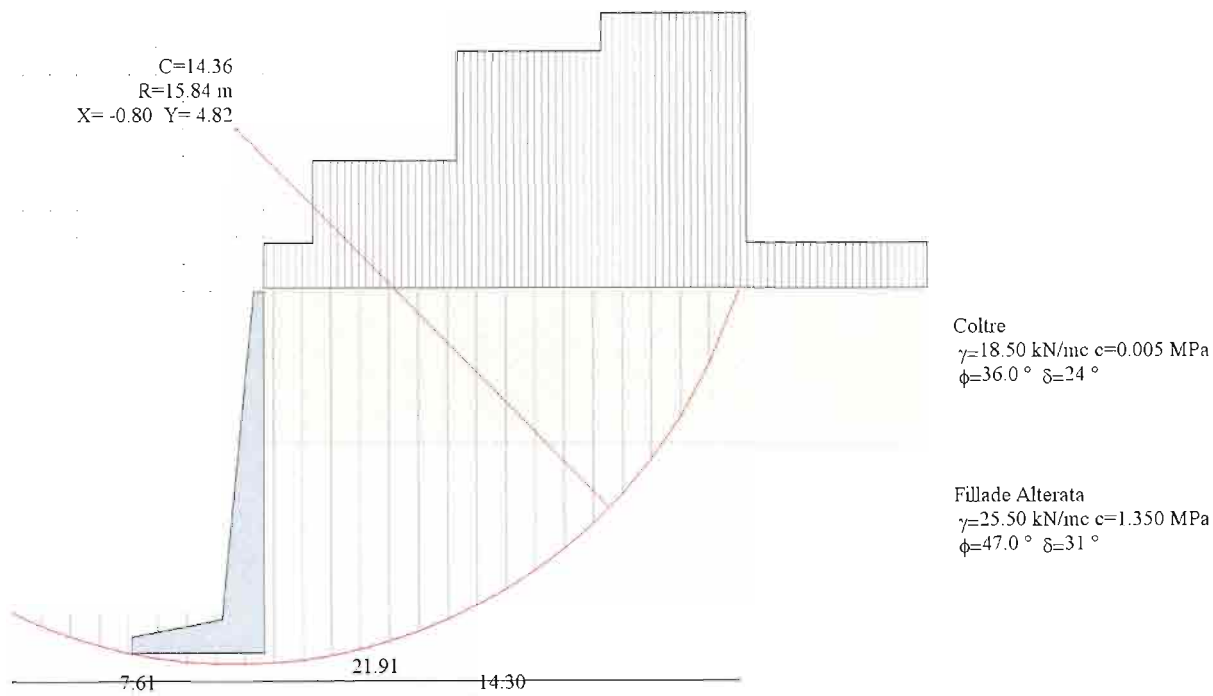


Figura 1; Cerchio critico corrispondente alla combinazione statica STAB 14 con coefficiente di sicurezza minimo

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	75 di 101

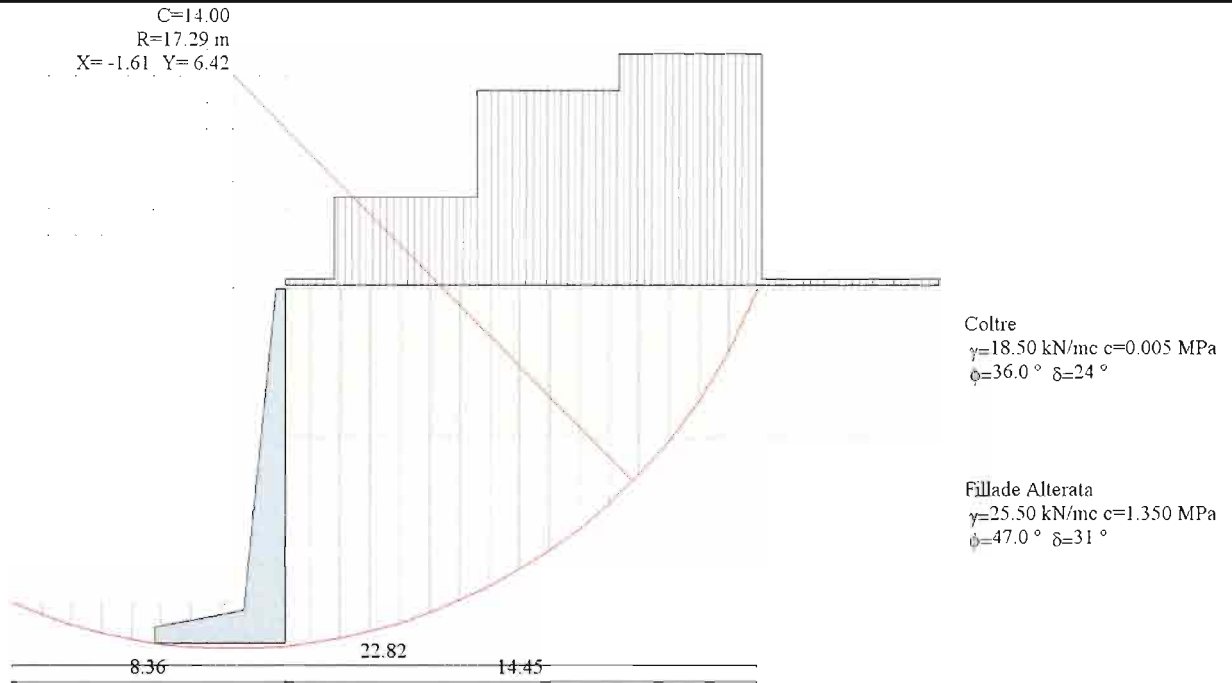


Figura 2; Cerchio critico corrispondente alla combinazione sismica STAB 29 con coefficiente di sicurezza minimo



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	76 di 101

## 10 MONITORAGGIO

Per il monitoraggio delle opere di sostegno provvisionali si prevede l'adozione di mire ottiche e capisaldi per monitorare i fenomeni deformativi e celle di carico per valutare lo stato tensionale dei tiranti.

Per i dettagli specifici relativi al monitoraggio e agli eventuali interventi di salvaguardia previsti per le opere preesistenti interferenti con il tracciato si rimanda agli elaborati dedicati.

## 11 OPERE DI DRENAGGIO E SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA

Il presente studio idrologico-idraulico è stato sviluppato al fine di effettuare le verifiche idrauliche relative alle opere di drenaggio delle acque meteoriche di ruscellamento e di piattaforma stradale nell'ambito della realizzazione delle opere di imbocco della galleria di finestra Chiusa.

La valutazione dell'impatto della realizzazione delle opere stradali, in particolare delle interferenze con i processi naturali legati allo scolo delle acque dai versanti, rende necessaria un'analisi idrologica estesa a tutto il territorio interessato. L'obiettivo è quello di determinare, in primo luogo, le portate massime di progetto prevedibili alle sezioni di chiusura considerate e, successivamente, fornire gli elementi di dimensionamento relativi alle opere di drenaggio dei deflussi generati sia sulla piattaforma stradale (collettori, manufatti di intercettazione, ecc.) che esternamente ad essa (fossi di guardia, cunette al piede dei rilevati e delle scarpate, ecc.).

Lo studio idrologico si è basato su un approccio statistico mediante l'elaborazione dei dati pluviometrici registrati presso le stazioni pluviometriche prossime alle aree d'intervento, che ha portato alla determinazione delle curve di possibilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno, forniteci dalla U.O. Corpo Stradale e Geotecnica di Italferr S.p.A.

Per il calcolo delle portate di verifica e progetto, è stato adottato un modello di trasformazione afflussi-deflussi del tipo deterministico razionale.

Lo studio idraulico, basato sui risultati dell'analisi idrologica, ha lo scopo di indicare i criteri progettuali seguiti nel tracciare e dimensionare le opere di scolo della sede stradale e le canalizzazioni disposte per intercettare, convogliare ed avviare ai recapiti terminali le portate originatesi dal complesso delle superfici drenate, sia di versante che di piattaforma stradale.

Il sistema di drenaggio si articola con differenti soluzioni tecniche che possono essere così sintetizzate:

- fossi di guardia posti in corrispondenza della testa scarpata, testa muri e agli imbocchi di galleria a protezione del deflusso lungo le stesse;
- caditoie poste a margine della carreggiata ad interasse massimo di 25 m sia nei tratti in rettilineo che nei tratti in curva, confinate sull'esterno da cordolo in cls, e rete di collettamento sottostante con tubazioni in PVC;
- cunetta alla francese a margine della piattaforma pavimentata con caditoie poste ad interasse massimo di 25 m sia nei tratti in rettilineo che nei tratti in curva, e rete di collettamento sottostante con tubazioni in PVC.



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	77 di 101

Si descrive nel seguito il dimensionamento idraulico delle opere che si rendono necessarie per garantire lo smaltimento delle acque meteoriche afferenti all'intervento in progetto.

Si forniscono gli elementi di dimensionamento relativi sia alle opere di drenaggio dei deflussi generati sulla piattaforma stradale (collettori, manufatti di intercettazione, ecc.) sia alle opere di regolazione acque superficiali che interessano il manufatto stradale (fossi di guardia, cunette al piede dei rilevati, ecc.).

### 11.1 Descrizione delle opere di drenaggio

Si descrivono i criteri progettuali seguiti nel tracciare e dimensionare le opere di scolo della sede stradale e le canalizzazioni disposte per intercettare, convogliare ed avviare ai recapiti terminali le portate originatesi dal complesso delle superfici drenate.

La regimazione dei deflussi generati esternamente alla piattaforma stradale ha due obiettivi fondamentali: ridurre i volumi idrici raccolti dal drenaggio stradale e provvedere alla protezione idraulica dai deflussi meteorici delle opere in progetto. A tal fine sono state inserite una serie di cunette e fossi di guardia in calcestruzzo di forma trapezia o rettangolare con caratteristiche geometriche indicate nelle sezioni tipo, di dimensioni variabili in base alle superfici drenate.

La raccolta delle acque di piattaforma avviene verso l'esterno della piattaforma pavimentata, sia nei tratti in rettilineo che in curva, mediante caditoie poste a margine della carreggiata ad interasse massimo di 25 m, confinate sull'esterno da un cordolo in cls e collegate a collettori circolati in PVC.


In alcuni tratti sono previste cunette tipo "francese", con caratteristiche geometriche indicate nelle sezioni tipo, di forma compatibile con la previsione di un possibile svio in sicurezza del veicolo. La loro funzione è quella di raccogliere oltre alle acque provenienti dalla piattaforma, anche quelle provenienti dalle scarpate in trincea. Il drenaggio è realizzato attraverso l'inserimento di caditoie collegate a collettori circolari in PVC.

Le caditoie sono costituite da pozzetti prefabbricati in calcestruzzo con griglia in ghisa sferoidale carrabile secondo UNI EN 124, con area effettivamente drenante pari al 50% del totale e barre poste nel senso del moto per garantire una maggiore efficienza idraulica della caditoia.

Le tubazioni utilizzate per i collettori principali sono in PVC con diametro variabili da DN 315 a DN 800 mm e in CLS con diametro Ø 1000 mm. Per gli allacci di singole caditoie è stato utilizzato il DN 200 mm. Le tubazioni sono generalmente posate con ricoprimento minimo di 1.00 m sulla generatrice superiore, e nei casi in cui non sia possibile rispettare tale ricoprimento si prevede un bauletto di protezione in cls.

Attraverso le caditoie o appositi pozzetti d'ispezione, si provvede alla pulizia e manutenzione della tubazione tra due pozzetti contigui.

Si è proceduto, quindi, alla verifica idraulica dei fossi di guardia e dei collettori della rete di drenaggio della piattaforma stradale, previa analisi idrologica.

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	<b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 78 di 101

## 11.2 Introduzione metodologica

Il dimensionamento idraulico delle opere di captazione e smaltimento delle acque di pioggia è legato alle caratteristiche delle aree scolanti ed alla probabilità che il sistema di regimazione risulti adeguato, individuata dal tempo di ritorno.

Le verifiche idrauliche relative al dimensionamento della rete di drenaggio della piattaforma stradale e dei fossi di guardia sono state condotte considerando cautelativamente la piena centennale: si è fatto riferimento, quindi, a precipitazioni con tempo di ritorno pari a  **$Tr = 100$  anni**, mediante la determinazione delle corrispondenti *curve segnalatrici di possibilità pluviometrica*.

Per le verifiche idrauliche si è proceduto attraverso l'applicazione del *modello cinematico lineare* (comunemente utilizzato per il calcolo di progetto e di verifica delle fognature bianche a servizio di aree scolanti in cui siano trascurabili gli effetti di laminazione). Si adotta un modello di trasformazione afflussi-deflussi del tipo deterministico razionale, in considerazione delle modeste dimensioni delle superficie scolanti.

Il *modello cinematico o della corrivazione* si basa sulle seguenti ipotesi:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un fenomeno di trasferimento della massa liquida;
- ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta;
- la velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce, cioè ognuna di esse scorre indipendentemente dalle altre;
- la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari, provenienti dalle singole aree del bacino, che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura (funzionamento sincrono).

Ne consegue che esiste un tempo di concentrazione  $\tau_c$  caratteristico del bacino che rappresenta il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura; si può dimostrare che la portata massima al colmo nella sezione di chiusura del bacino si ottiene per piogge di durata pari proprio al tempo  $\tau_c$ , nell'ipotesi che la curva aree – tempi sia lineare e che la pioggia sia uniformemente distribuita nel tempo e nello spazio.

La determinazione dell'intensità di pioggia  $i$  è subordinata al calcolo del tempo di concentrazione del bacino ed alla ricerca dei dati idrologici relativi all'area in esame.

Per una fognatura urbana il tempo di corrivazione  $\tau_c$  può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete fognaria fino alla sezione di chiusura considerata e risulta dalla somma di due termini:

$$\tau_c = t_a + t_r$$

dove:

$t_a$  = tempo di accesso alla rete;

$t_r$  = tempo di rete.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	79 di 101

Il tempo di accesso è sempre di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, la sua natura, le caratteristiche pluviometriche ed il livello di realizzazione dei drenaggi. Un modello comunemente usato nell'ambito dei drenaggi urbani per la stima del tempo di accesso  $t_{ai}$  alla rete relativo all' $i$ -esimo sottobacino drenato, è quello del "condotto equivalente", che utilizza la seguente equazione<sup>1</sup>:

$$t_{ai} = \left( \frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 120 \cdot S_i^{0.30}}{s_i^{0.375} \cdot (a \cdot \varphi_i)^{0.25}} \right)^{\frac{4}{n+3}}$$

in cui:

$t_{ai}$  = tempo d'accesso dell' $i$ -esimo sottobacino (s);

$s_i$  = pendenza media dell' $i$ -esimo sottobacino (m/m);

$S_i$  = superficie dell' $i$ -esimo sottobacino;

$\varphi_i$  = coefficiente d'afflusso dell' $i$ -esimo sottobacino;

$a, n$  = parametri della curva di possibilità pluviometrica ragguagliata, essendo  $a$  espresso in (mm/h<sup>n</sup>), mentre  $n$  un numero puro.

Per il dimensionamento dei fossi di guardia che sottendono bacini imbriferi caratterizzabili come versanti planari, senza impluvi o fossi di incisione distinguibili morfologicamente, per il calcolo del tempo di corrivazione si adotta l'espressione consigliata dal *Civil Engineering Department dell'Università del Maryland*, particolarmente indicata per il calcolo delle portate che gravano su cunette e fossi di guardia<sup>2</sup>:

$$\tau_c = 26.3 \frac{(L/K_s)^{0.6}}{j^{0.4} \cdot i_m^{0.3}} \quad (\text{secondi})$$

con:

$L$  lunghezza della cunetta o della superficie scolante (m);

$K_s$  coefficiente di resistenza di *Gauckler-Strickler* (m<sup>1/3</sup>/s), variabile da 70÷75 per pavimentazioni in asfalto a 2÷5 per superfici erbose;

$j$  intensità di precipitazione (m/ora);

$i$  pendenza media della superficie scolante (m/m).

In ogni caso, il valore normalmente assunto nella progettazione varia entro l'intervallo 5 ÷ 15 minuti, assumendo i valori più bassi per le aree impermeabili di minore estensione, più attrezzate e di maggiore pendenza ed i valori più alti per i casi opposti, compresi i drenaggi dei versanti tramite fossi di guardia. Ciò permette di tenere in conto il forte effetto d'invaso che si ha nelle superfici stradali che scolano nelle cunette all'inizio della precipitazione:

Il tempo di rete  $t_r$  viene calcolato, invece, come somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria, facendo riferimento alle velocità di moto uniforme  $V_u$  che assume la portata di piena nelle singole canalizzazioni:

<sup>1</sup> AA.VV. – Sistemi di fognatura. Manuale di progettazione – Centro studi deflussi urbani – Ed. Hoepli.

<sup>2</sup> L. Da Deppo, C. Datei – Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali – Ed. Bios.



	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	<b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 80 di 101

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_{ui}}$$

nella quale la sommatoria va estesa a tutti i rami che costituiscono il percorso più lungo della rete fognaria.

Per il dimensionamento esecutivo delle sezioni terminali dei collettori, si dovrà determinare, per ogni sezione di verifica, l'area totale sottesa  $S$  ed il coefficiente d'afflusso medio pesato  $\phi$ , il tempo di accesso  $t_a$  ed il tempo di corrivazione  $\tau_c$  come somma di  $t_a$  e del tempo di rete  $t_r$  di primo tentativo. Noto  $\tau_c$ , si determinerà l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione e quindi la portata al colmo di piena in funzione della quale si proporzionerà lo speco e si calcolerà la velocità di moto uniforme corrispondente, procedendo, iterativamente, fino a quando la velocità calcolata non coincida con quella stimata al passo precedente.

### 11.2.1 Calcolo della pioggia di progetto

Per valutare le portate di deflusso nelle sezioni di verifica, con un assegnato tempo di ritorno, è necessario valutare l'entità del fenomeno piovoso per l'area scolante e per il tempo dato.

In relazione alle aree d'interesse sono state utilizzate numero 3 curve di possibilità pluviometrica fornite dalla U.O. Corpo Stradale e Geotecnica di Italferr S.p.A.

I dati pluviometrici su cui si fondano le calcolazioni idrologiche ed idrauliche che seguiranno, sono dedotti dalle serie storiche dei dati di pioggia massima annua della durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore e delle piogge di notevole intensità e breve durata (<1 ora).

I risultati dell'analisi statistica sono stati utilizzati per ottenere le *curve segnalatrici di possibilità climatica* per diversi tempi di ritorno  $T_r$ , ipotizzando una formulazione classica a due parametri del tipo:

$$h(t, T_r) = a t^n$$

dove:

$h$  è l'altezza di pioggia espressa in mm;

$t$  è la durata dell'evento in ore;

$a$  (mm/ora<sup>n</sup>) ed  $n$  sono i parametri caratteristici della curva, dipendenti dal tempo di ritorno.

Nel campo bilogaritmico la curva ha una forma lineare con coefficiente angolare pari ad "n" ed ordinata corrispondente ad un tempo unitario pari ad "a".

I risultati delle interpolazioni sono riassunti nelle Tabb. successive. Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per durate di pioggia  $\leq 1$  ora e  $\geq 1$  ora, relative alle stazioni considerate, sono riportate nelle Figg. successive.

**LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA**

 VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
 FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
 OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
 OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	81 di 101

 11.2.1.1 Stazione Albes

PRECIPITAZIONI									
Durata (h)	Tempo di Ritorno								
	2	5	10	20	30	50	100	200	300
0.25	11.3	15.7	18.6	21.4	22.9	24.9	27.6	30.3	31.9
0.50	14.6	20.2	23.9	27.5	29.6	32.1	35.6	39.1	41.1
0.75	16.9	23.4	27.8	31.9	34.3	37.3	41.3	45.3	47.7
1.00	18.8	26.0	30.9	35.5	38.1	41.4	45.9	50.4	53.0
2.00	22.6	31.4	37.2	42.7	45.9	49.9	55.3	60.7	63.8
3.00	25.2	35.0	41.5	47.7	51.2	55.7	61.7	67.7	71.2
4.00	27.3	37.8	44.8	51.5	55.3	60.1	66.6	73.1	76.9
5.00	29.0	40.2	47.6	54.7	58.8	63.9	70.8	77.6	81.6
6.00	30.4	42.2	50.0	57.4	61.7	67.1	74.3	81.5	85.7
7.00	31.7	44.0	52.1	59.8	64.3	69.9	77.5	85.0	89.4
8.00	32.9	45.6	54.0	62.0	66.7	72.5	80.3	88.1	92.6
9.00	33.9	47.0	55.7	64.0	68.8	74.8	82.9	90.9	95.6
10.00	34.9	48.4	57.3	65.9	70.8	77.0	85.3	93.5	98.4
11.00	35.8	49.6	58.8	67.6	72.6	79.0	87.5	96.0	100.9
12.00	36.7	50.8	60.2	69.2	74.4	80.8	89.5	98.2	103.3
13.00	37.5	51.9	61.5	70.7	76.0	82.6	91.5	100.4	105.6
14.00	38.2	53.0	62.7	72.1	77.5	84.2	93.3	102.4	107.7
15.00	38.9	54.0	63.9	73.5	79.0	85.8	95.1	104.3	109.7
16.00	39.6	54.9	65.0	74.7	80.3	87.3	96.7	106.1	111.6
17.00	40.3	55.8	66.1	76.0	81.7	88.8	98.3	107.9	113.5
18.00	40.9	56.7	67.1	77.2	82.9	90.1	99.9	109.6	115.2
19.00	41.5	57.5	68.1	78.3	84.1	91.5	101.3	111.2	116.9
20.00	42.1	58.3	69.1	79.4	85.3	92.7	102.7	112.7	118.5
21.00	42.6	59.1	70.0	80.4	86.4	93.9	104.1	114.2	120.1
22.00	43.1	59.8	70.8	81.4	87.5	95.1	105.4	115.6	121.6
23.00	43.7	60.5	71.7	82.4	88.6	96.3	106.7	117.0	123.1
24.00	44.2	61.2	72.5	83.4	89.6	97.4	107.1	118.1	124.1



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	82 di 101

								9	4	5
--	--	--	--	--	--	--	--	---	---	---

Tab. 11-1- Precipitazioni di notevole intensità e breve durata (scrosci < 1 ora) e di massima intensità (durata oraria) - Stazione di Albes

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	83 di 101

PARAMETRI C.P.P.										
a									n	
Tempo di Ritorno									Durata Precipitazione	
2	5	10	20	30	50	100	200	300	< 1h	> 1h
18.8	26.0	30.9	35.5	38.1	41.4	45.9	50.4	53.0	0.37	0.27

Tab. 11-2 - Parametri della curva di possibilità climatica per la stazione di Albas al variare del tempo di ritorno e per durate di pioggia < 1 ora e > 1 ora.

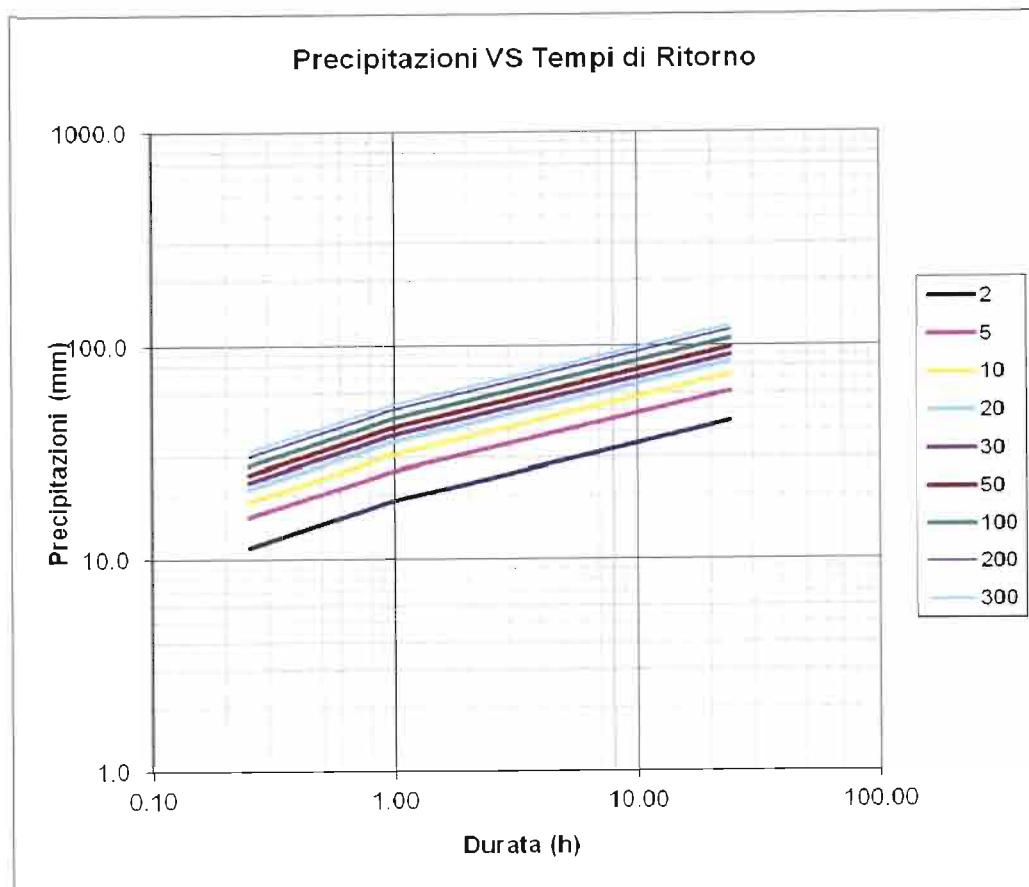


Fig. 11-3 - Curve di possibilità pluviometrica in forma logaritmica della stazione di Albes al variare del tempo di ritorno.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	84 di 101

11.2.1.2 Stazione Chiusa-Funes

PRECIPITAZIONI									
Durata (h)	Tempo di Ritorno								
	2	5	10	20	30	50	100	200	300
0.25	9.5	12.8	15.0	17.1	18.3	19.8	21.8	23.8	25.0
0.50	12.2	16.5	19.3	22.0	23.5	25.5	28.1	30.7	32.3
0.75	14.1	19.1	22.4	25.5	27.3	29.6	32.6	35.6	37.4
1.00	15.7	21.2	24.8	28.3	30.3	32.8	36.2	39.6	41.6
2.00	20.5	27.7	32.4	37.0	39.6	42.8	47.3	51.7	54.2
3.00	23.9	32.3	37.8	43.2	46.2	50.1	55.2	60.4	63.4
4.00	26.7	36.1	42.3	48.2	51.6	55.9	61.6	67.4	70.7
5.00	29.1	39.3	46.0	52.5	56.2	60.9	67.2	73.4	77.1
6.00	31.2	42.1	49.4	56.3	60.3	65.3	72.0	78.7	82.6
7.00	33.1	44.7	52.4	59.7	64.0	69.3	76.4	83.5	87.7
8.00	34.9	47.1	55.1	62.9	67.3	72.9	80.4	87.9	92.3
9.00	36.5	49.2	57.7	65.8	70.4	76.3	84.1	92.0	96.5
10.00	38.0	51.3	60.0	68.5	73.3	79.4	87.6	95.7	100.5
11.00	39.4	53.2	62.3	71.0	76.1	82.4	90.9	99.3	104.3
12.00	40.7	55.0	64.4	73.4	78.7	85.2	93.9	102.7	107.8
13.00	42.0	56.7	66.4	75.7	81.1	87.8	96.9	105.9	111.1
14.00	43.2	58.3	68.3	77.9	83.4	90.3	99.7	108.9	114.3
15.00	44.4	59.9	70.1	80.0	85.7	92.8	102.3	111.9	117.4
16.00	45.5	61.4	71.9	82.0	87.8	95.1	104.9	114.7	120.4
17.00	46.5	62.8	73.6	83.9	89.9	97.3	107.4	117.3	123.2
18.00	47.6	64.2	75.2	85.8	91.9	99.5	109.7	119.9	125.9
19.00	48.6	65.6	76.8	87.6	93.8	101.6	112.0	122.5	128.6
20.00	49.5	66.9	78.3	89.3	95.7	103.6	114.3	124.9	131.1
21.00	50.5	68.1	79.8	91.0	97.5	105.5	116.4	127.3	133.6
22.00	51.4	69.3	81.2	92.7	99.2	107.4	118.5	129.5	136.0
23.00	52.2	70.5	82.6	94.3	100.9	109.3	120.5	131.8	138.3
24.00	53.1	71.7	84.0	95.8	102.6	111.1	122.5	133.9	140.6

Tab. 11-4- Precipitazioni di notevole intensità e breve durata (scrosci < 1 ora) e di massima intensità (durata oraria) - Stazione di Chiusa-Funes

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	85 di 101

PARAMETRI C.P.P.										
a									n	
Tempo di Ritorno									Durata Precipitazione	
2	5	10	20	30	50	100	200	300	< 1h	> 1h
15.7	21.2	24.8	28.3	30.3	32.8	36.2	39.6	41.6	0.37	0.38

Tab. 11-5 - Parametri della curva di possibilità climatica per la stazione di Chiusa-Funes al variare del tempo di ritorno e per durate di pioggia < 1 ora e > 1 ora.

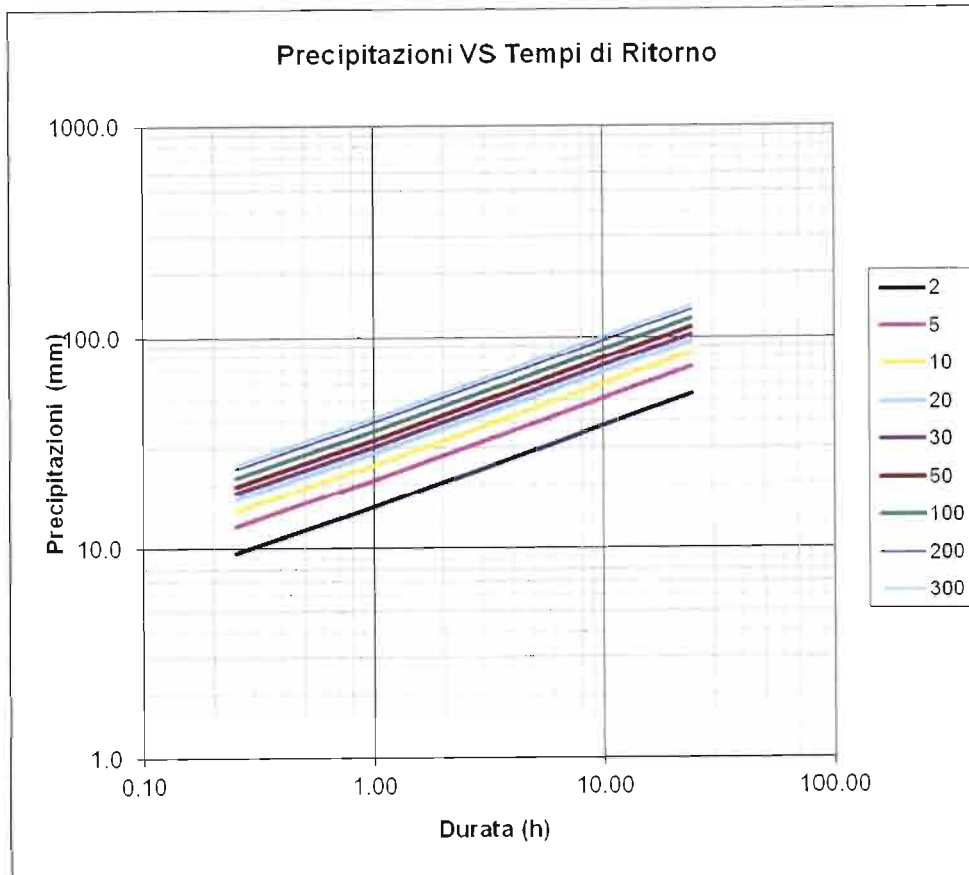


Fig. 11-6 - Curve di possibilità pluviometrica in forma logaritmica della stazione di Chiusa-Funes al variare del tempo di ritorno.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	86 di 101

### 11.2.1.3 Stazione Forch

PRECIPITAZIONI									
Durata (h)	Tempo di Ritorno								
	2	5	10	20	30	50	100	200	300
0.25	8.5	11.7	13.8	15.9	17.1	18.5	20.5	22.5	23.7
0.50	10.9	15.1	17.8	20.5	22.0	23.9	26.5	29.0	30.5
0.75	12.7	17.5	20.7	23.8	25.5	27.7	30.7	33.7	35.4
1.00	14.1	19.4	23.0	26.4	28.4	30.8	34.1	37.4	39.3
2.00	18.2	25.1	29.7	34.1	36.6	39.8	44.1	48.3	50.8
3.00	21.1	29.2	34.5	39.6	42.5	46.2	51.2	56.1	59.0
4.00	23.5	32.4	38.3	44.0	47.3	51.4	56.9	62.4	65.6
5.00	25.5	35.2	41.6	47.8	51.4	55.8	61.8	67.8	71.3
6.00	27.3	37.7	44.5	51.2	55.0	59.7	66.1	72.5	76.2
7.00	28.8	39.9	47.2	54.1	58.2	63.2	70.0	76.7	80.7
8.00	30.3	41.9	49.5	56.9	61.1	66.4	73.5	80.6	84.8
9.00	31.7	43.7	51.7	59.4	63.8	69.4	76.8	84.2	88.5
10.00	32.9	45.5	53.8	61.8	66.4	72.1	79.8	87.6	92.1
11.00	34.1	47.1	55.7	64.0	68.7	74.7	82.7	90.7	95.4
12.00	35.2	48.6	57.5	66.1	71.0	77.1	85.4	93.7	98.5
13.00	36.3	50.1	59.3	68.1	73.1	79.4	88.0	96.5	101.4
14.00	37.3	51.5	60.9	69.9	75.1	81.6	90.4	99.1	104.2
15.00	38.2	52.8	62.5	71.8	77.1	83.8	92.7	101.7	106.9
16.00	39.1	54.1	64.0	73.5	78.9	85.8	95.0	104.2	109.5
17.00	40.0	55.3	65.4	75.1	80.7	87.7	97.1	106.5	112.0
18.00	40.9	56.5	66.8	76.8	82.5	89.6	99.2	108.8	114.4
19.00	41.7	57.6	68.2	78.3	84.1	91.4	101.2	111.0	116.7
20.00	42.5	58.7	69.5	79.8	85.7	93.1	103.1	113.1	118.9
21.00	43.3	59.8	70.8	81.2	87.3	94.8	105.0	115.2	121.1
22.00	44.0	60.8	72.0	82.7	88.8	96.5	106.8	117.2	123.2
23.00	44.8	61.9	73.2	84.0	90.3	98.1	108.6	119.1	125.2
24.00	45.5	62.8	74.3	85.4	91.7	99.6	110.3	121.0	127.2

Tab. 11-7- Precipitazioni di notevole intensità e breve durata (scrosci < 1 ora) e di massima intensità (durata oraria) - Stazione Forch

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	87 di 101

PARAMETRI C.P.P.										
a									n	
Tempo di Ritorno									Durata Precipitazione	
2	5	10	20	30	50	100	200	300	< 1h	> 1h
14.1	19.4	23.0	26.4	28.4	30.8	34.1	37.4	39.3	0.37	0.37

Tab. 11-8 - Parametri della curva di possibilità climatica per la stazione Forch al variare del tempo di ritorno e per durate di pioggia < 1 ora e > 1 ora.

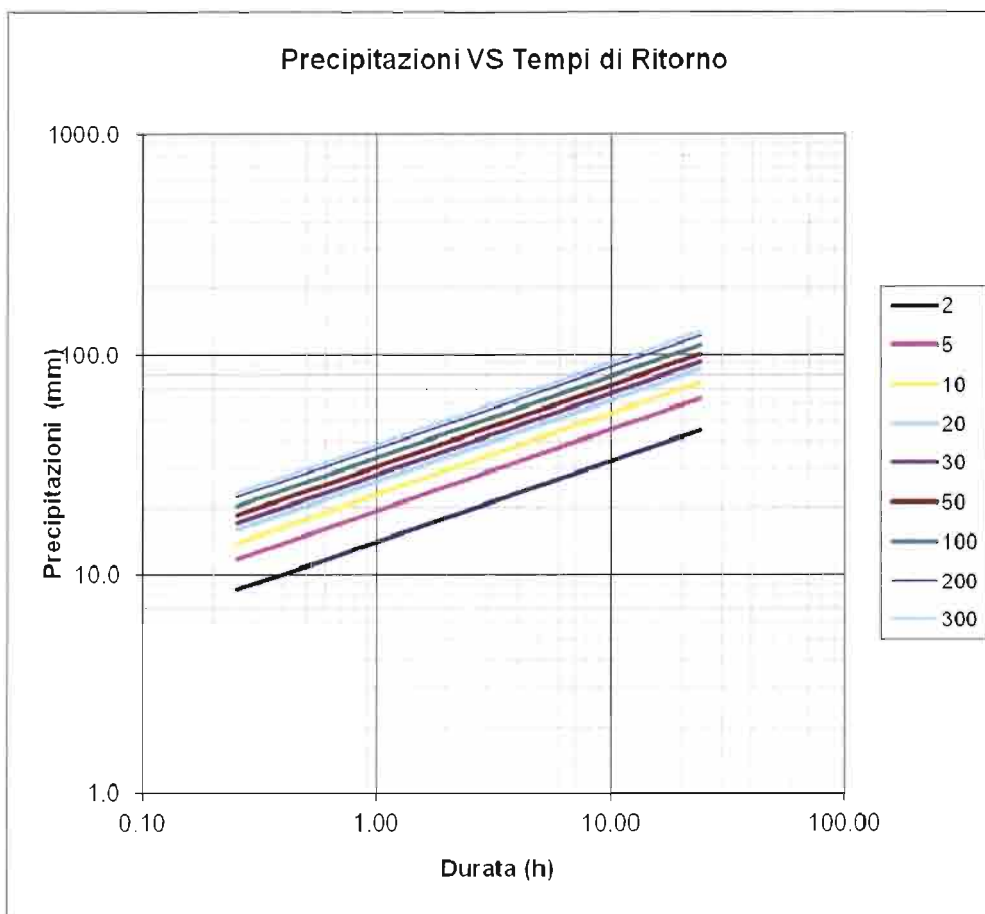



Fig. 11-9 - Curve di possibilità pluviometrica in forma logaritmica della stazione di Forch al variare del tempo di ritorno.



 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA					
	<b>LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA</b>					
VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE OPERE IDRAULICHE	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO NV 07 20 001	REV. A	FOGLIO 88 di 101

In particolare, per la stima degli afflussi sono stati utilizzati i parametri della curva di possibilità pluviometrica più significativa in relazione all'ubicazione dell'intervento, con tempo di ritorno cautelativo pari a  $T_R = 100$  anni sia per le opere di drenaggio della piattaforma stradale che per i fossi di guardia e con durata inferiore all'ora ( $t_p < 1$  ora), ipotizzando la maggiore criticità della pioggia in tale arco temporale (in relazione ai bassi tempi di corrivazione delle aree scolanti certamente inferiori a 30 minuti).

Per l'intervento in oggetto la stazione pluviometrica più significativa è quella di Chiusa-Funes. Di seguito si riassumono i parametri della curva di possibilità pluviometrica per  $T_R = 100$  anni e  $t_p \leq 1$  ora, utilizzati per le successive calcolazioni:

Stazione	$a$	$n$
Chiusa-Funes	36.2	0.37

**Tab. 11.10** - Parametri delle curve di possibilità pluviometrica con  $T_R = 100$  anni e  $t_p \leq 1$  ora

### 11.2.2 Calcolo della portata di progetto

Il calcolo delle portate massime da utilizzare nelle verifiche idrauliche è stato effettuato utilizzando il *metodo cinematico lineare*, in base al quale la massima portata alla sezione di calcolo si verifica per un tempo di pioggia critico coincidente con il tempo di corrivazione, per il quale si verifica la condizione di bacino totalmente contribuente.

La portata al colmo della piena critica viene valutata attraverso l'applicazione della *formula razionale*:

$$Q_c = \frac{\varphi \cdot S \cdot i_c}{360}$$

dove:

- $Q_c$  portata al colmo di piena in corrispondenza della sezione di calcolo ( $m^3/s$ );
- $\varphi$  valore medio ponderale del coefficiente di deflusso del bacino, assunto:
  - $\varphi_1$  aree piattaforma stradale = 0.90
  - $\varphi_2$  aree a verde e scarpate = 0.60
- $S$  superficie del bacino scolante (ha);
- $i_c$  intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione  $\tau_c$  (mm/h).

Sulla base delle considerazioni svolte precedentemente riguardo al tempo di corrivazione da assumere nei calcoli, si considera un valore minimo pari a 5 minuti ed un valore massimo pari a 15 minuti, ottenendo i seguenti valori di *coefficienti udometrici* (portata per unità di superficie) da assumere quale base per il dimensionamento e le verifiche idrauliche delle opere di drenaggio della piattaforma stradale e dei fossi di guardia.

Di seguito si riportano i coefficienti udometrici per le stazioni considerate, distinti per i deflussi sulla piattaforma stradale e sui versanti intercettati dai fossi di guardia, con tempi di ritorno  $T_r = 100$  anni e tempi di corrivazione  $\tau_c = 5 \div 15$  minuti.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	89 di 101

COEFFICIENTI UDOMETRICI  
PER LE OPERE DI DRENAGGIO STRADALE E DI VERSANTE

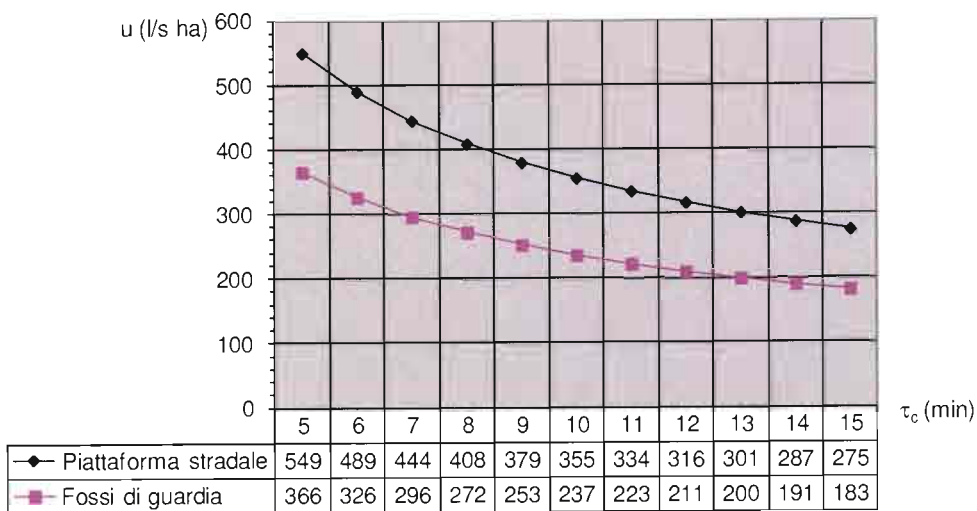


Fig. 11-1 – Coefficienti udometrici in funzione del tempo di corrivazione per il dimensionamento delle opere di drenaggio stradale e dei fossi di guardia – Stazione Albes

COEFFICIENTI UDOMETRICI  
PER LE OPERE DI DRENAGGIO STRADALE E DI VERSANTE

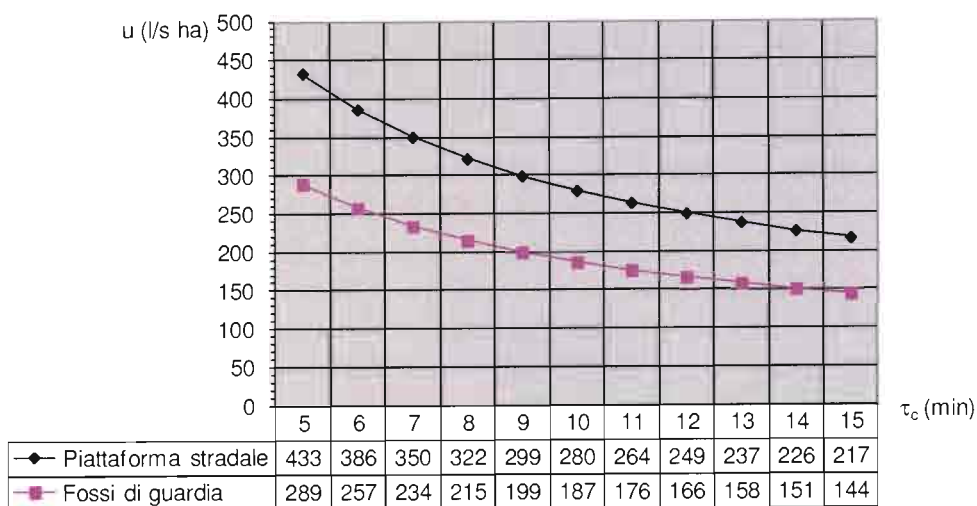


Fig. 11-2 – Coefficienti udometrici in funzione del tempo di corrivazione per il dimensionamento delle opere di drenaggio stradale e dei fossi di guardia – Stazione Chiusa

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	90 di 101

COEFFICIENTI UDOMETRICI  
PER LE OPERE DI DRENAGGIO STRADALE E DI VERSANTE

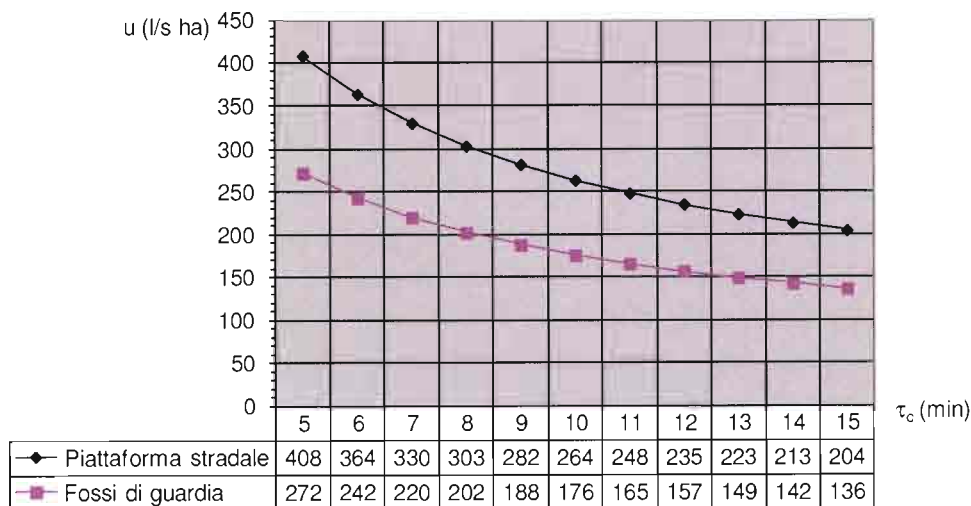


Fig. 11-3 – Coefficienti udometrici in funzione del tempo di corrivazione per il dimensionamento delle opere di drenaggio stradale e dei fossi di guardia – Stazione Forch

### 11.2.3 Risultati di calcolo

Si riporta qui di seguito un riepilogo dei risultati di calcolo relativi alle sezioni terminali di scarico dei collettori.

A favore di sicurezza si sono sommate le portate defluite dai versanti con quelle drenate dalla piattaforma stradale, anche se sono caratterizzate da tempi di corrivazione differenti (dell'ordine di 15 min. per i versanti naturali e di 5 min. per la piattaforma stradale).

	Scarico Finale (vedi el. grafico)	A versante (m <sup>2</sup> )	A piattaforma (m <sup>2</sup> )	Q <sub>v</sub> (l/s)	Q <sub>p</sub> (l/s)	Q <sub>tot</sub> (l/s)
CHIUSA	1	65000	1100	936	48	984
	2	42000	900	605	39	644

Tab. 11.11 - Risultati riassuntivi relativi ai punti di scarico finali

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
 FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
 OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
 OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	91 di 101

### 11.3 Dimensionamento delle opere di drenaggio

Per le opere di drenaggio si espongono i criteri di verifica idraulica consistenti nel determinare le massime portate defluenti in funzione delle pendenze delle canalizzazioni e delle sezioni trasversali previste.

Le verifiche delle sezioni idrauliche con le portate di massima piena calcolate come sopra descritto, sono state effettuate mediante l'utilizzo della nota *formula di Chezy* valida per moto uniforme in correnti a pelo libero:

$$Q = \chi A \sqrt{R i} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

dove:

$\chi$  = coefficiente di attrito valutabile secondo diverse espressioni a seconda del coefficiente di scabrezza adottato (Gauckler – Strickler, Manning, Bazin, ecc.); utilizzando Manning, risulta:  $\chi = \frac{1}{n} R^{1/6}$  (m<sup>1/2</sup>/s),

A = sezione bagnata (m<sup>2</sup>);

B = contorno bagnato (m);

$R = \frac{A}{B}$  raggio idraulico (m);

i = pendenza del fondo (m/m).

#### 11.3.1 Cunette laterali

In alcuni tratti stradali in trincea sono previste delle cunette alla francese con caratteristiche geometriche indicate nelle sezioni tipo. La loro funzione è quella di raccogliere oltre alle acque provenienti dalla piattaforma, anche quelle di modesta entità provenienti dalle scarpate in trincea. Il drenaggio è stato realizzato attraverso l'inserimento di caditoie collegate con collettori circolari in PVC. Le caditoie sono costituite da pozzetti prefabbricati in calcestruzzo con griglia in ghisa sferoidale carrabile secondo UNI EN 124, con area effettivamente drenante pari al 50% del totale e barre poste nel senso del moto per garantire una maggiore efficienza idraulica della caditoia.

La portata massima smaltibile dalla cunetta in funzione della pendenza longitudinale della strada è stata calcolata con la formula di Chezy, applicata ad un canale a sezione triangolare, avendo fissato la pendenza trasversale della cunetta  $j = 10 \%$ , ed il massimo riempimento utile pari ad  $h_u = 10$  cm:

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

con:

$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  coefficiente di Manning valido per cunette in calcestruzzo (condizione di esercizio);

$A = h_u^2 / 2j$  area bagnata (m<sup>2</sup>);

$B = h_u (1 + \sqrt{1 + 1/j^2})$  contorno bagnato (m);

$R = A / B$  raggio idraulico (m);

i = pendenza longitudinale (m/m).

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	92 di 101

Di seguito si riporta la scala di deflusso della cunetta laterale (valore della portata  $Q$  al variare della pendenza longitudinale  $i$  del ciglio di piattaforma), determinata con le ipotesi assunte.

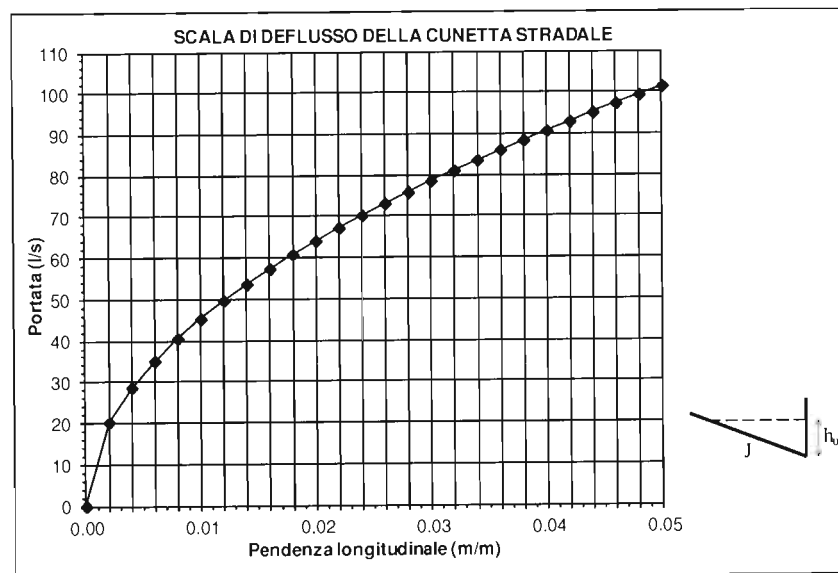


Fig. 11-4 - Scala di deflusso della cunetta stradale in trincea tipo "francese"

Quando l'apporto di acqua piovana di un determinato tratto stradale, calcolata con la formula razionale, raggiunge la massima portata smaltibile in tutta sicurezza dalla cunetta, è necessario inserire una caditoia che consenta di deviare le acque della cunetta al collettore sottostante.

In questo modo si calcola la massima distanza ammissibile in cunetta tra i pozzetti d'intercettazione al fine di evitare che i deflussi creino condizioni di interferenza o pericolo per la circolazione, garantendo così che i deflussi si propaghino integralmente nella cunetta senza interessare la piattaforma stradale.

In generale i pozzetti d'intercettazione vengono posti ad interasse massimo pari a 25 m.

### 11.3.2 Fosso di guardia

Il fosso di guardia è previsto al di sopra delle scarpate delle trincee, a valle di quelle in rilevato e a tergo dei muri di sostegno. La sua funzione è quella di impedire alle acque di ruscellamento esterne al corpo stradale di scorrere lungo le trincee e, viceversa, a quelle delle scarpate del rilevato di entrare nei terreni circostanti la strada in progetto.

Si prevedono due tipologie di fosso di guardia rivestito in calcestruzzo con sezione trapezia delle seguenti dimensioni interne: base interna  $l=0.50$  m, pendenza delle sponde 1/1 ed altezza  $h=0.50$  m, e base interna  $l=0.30$  m,

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	93 di 101

pendenza delle sponde 1/1 ed altezza  $h=0.30$  m, e una tipologia a sezione rettangolare di dimensioni interne: base  $l=0.80$  m ed altezza  $h=0.80$  m.

La massima portata smaltibile dai fossi di guardia, in funzione della pendenza longitudinale del terreno, è stata calcolata con la solita formula di Chezy, avendo fissato cautelativamente il massimo riempimento utile  $h_u$  pari a 10 cm sotto l'altezza della canaletta per garantire un opportuno franco di sicurezza, ed il coefficiente di Manning  $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  valido per cunette in calcestruzzo (condizione di esercizio).

Di seguito si riporta la scala di deflusso delle tipologie di fosso di guardia (valore della portata  $Q$  al variare della pendenza longitudinale  $i$  del terreno), determinata con le ipotesi assunte.

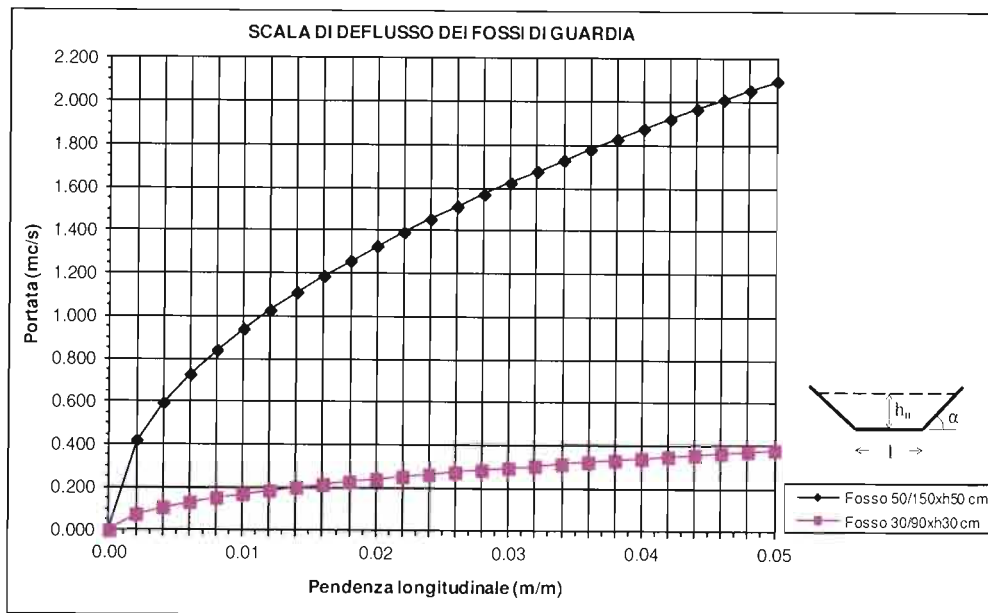
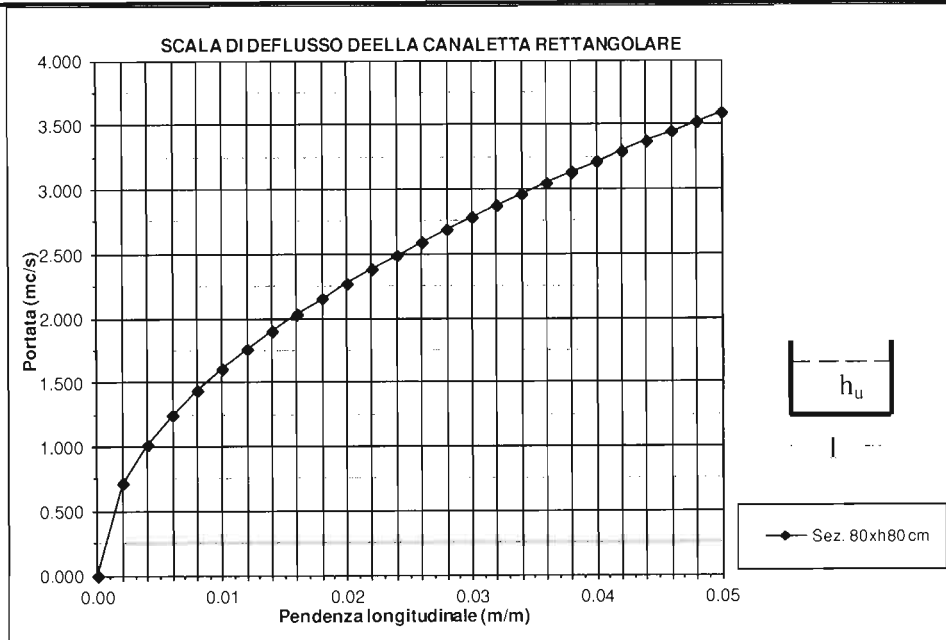


Fig. 11-5 - Scala di deflusso delle tipologie di fosso di guardia a sezione trapezia

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	94 di 101



**Fig. 11-6** - Scala di deflusso della tipologie di fosso di guardia a sezione rettangolare

Quando l'apporto di acqua piovana di un determinato versante, calcolato con la formula razionale, raggiunge la massima portata smaltibile in tutta sicurezza dal fosso di guardia, esso non è più in grado di smaltire le portate affluenti, per cui se ne dovrà prevedere l'aumento di sezione o lo scarico al recapito finale.

### 11.3.3 Collettori circolari

I collettori circolari in PVC, conformi alla norma UNI EN 1401-1, vengono utilizzati per lo smaltimento delle acque drenate dalle caditoie laterali e per gli attraversamenti di carreggiata. Il dimensionamento è stato effettuato con la formula di Chezy, avendo fissato cautelativamente un riempimento massimo delle tubazioni pari ad  $h_u/\varnothing = 0.50$  per tubazioni di diametro  $< 400$  mm e pari a  $h_u/\varnothing = 0.70$  per tubazioni di diametro  $\geq 400$  mm, per garantire un sensibile margine di sicurezza ed il coefficiente di Manning  $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3}$  s valido per tubi in PVC in condizione di esercizio.

Per i collettori di scarico con diametro superiore a DN 800 mm (nei casi in cui recepiscono anche le acque di versante di entità sensibilmente superiore a quella di piattaforma stradale), si prevede l'utilizzo di tubazione in CLS.

Di seguito si riportano le scale di deflusso dei collettori circolari in PVC con diametro nominale DN200, DN 315, DN400, DN500, DN630, DN800 mm e in CLS con diametro  $\varnothing$  1000,  $\varnothing$  1200 e  $\varnothing$  1500 mm, determinate con le ipotesi assunte.

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	95 di 101

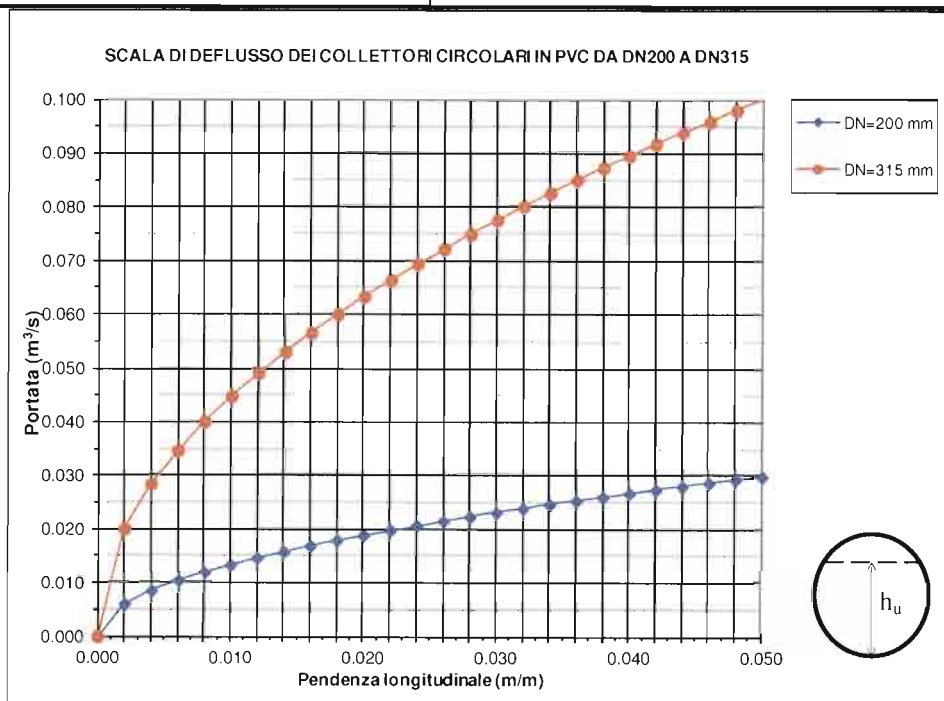


Fig. 11-7 - Scala di deflusso dei collettori circolari in PVC con diametro nominale variabile da DN200 a DN315 mm

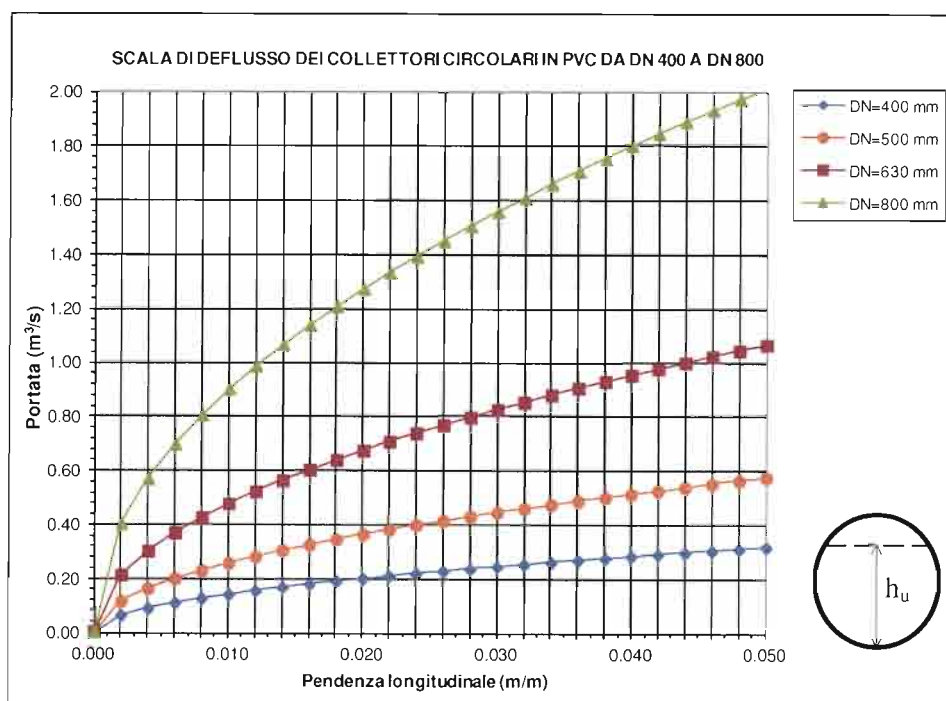


Fig. 11-8 - Scala di deflusso dei collettori circolari in PVC con diametro nominale variabile da DN400 a DN800 mm



VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	96 di 101

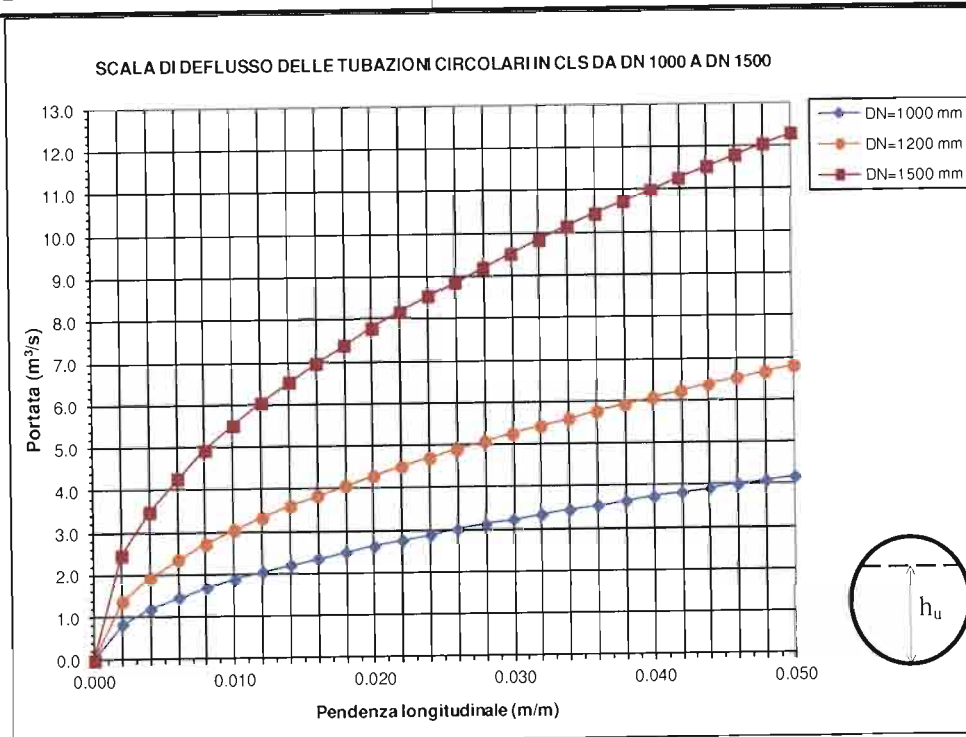


Fig. 11-9 - Scala di deflusso delle tubazioni circolari in cls con diametro  $\varnothing$  1000, 1200 e 1500 mm

Quando l'apporto di acqua piovana di un determinato tratto stradale, calcolata con la formula razionale, raggiunge la massima portata smaltibile in tutta sicurezza dal collettore di dato diametro, esso non è più in grado di smaltire le portate affluenti, per cui se ne dovrà prevedere l'aumento di diametro.

Per provvedere alla pulizia e manutenzione dei collettori circolari l'interasse dei pozzetti d'ispezione si limita a  $50 \div 60$  m.

## 12 CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state affrontate le problematiche geotecniche e strutturali connesse alla progettazione delle opere di cantierizzazione per la realizzazione dell'imbocco della finestra di Chiusa, prevista nell'ambito del Progetto Definitivo del Lotto 1 Fortezza – Ponte Gardena “Asse ferroviario Monaco - Verona” “Accesso Sud alla galleria di base del Brennero quadruplicamento della linea Fortezza - Verona”.

In considerazione del contesto geotecnico e delle altezze di scavo in gioco per la presente opera di cantierizzazione è stato previsto di realizzare la trincea per la localizzazione della strada di cantiere mediante scavi sostenuti da una berlinese di micropali. Le paratie sono ancorate con più ordini di tiranti fino ad un massimo di 2 ordini in



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

**LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA**

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	97 di 101

corrispondenza della paratia dove si raggiunge la massima altezza di scavo per l'opera di sostegno pari a circa 10.80 m.

A completamento della sistemazione definitiva, è prevista la realizzazione di un muro di rivestimento a fondazione anteriore con paramento inclinato 1/10.

Le soluzioni progettuali previste, sono state verificate nelle condizioni ritenute più gravose per il comportamento delle opere: massima altezza di scavo per le opere di sostegno e massima altezza di rivestimento definitivo.

Definite in questo modo le sezioni di calcolo, sono state condotte tutte le verifiche previste dalla Normativa a dimostrazione dell'adeguatezza e dell'efficacia delle soluzioni progettuali sia in fase costruttiva sia nella configurazione finale ed in condizioni sismiche.



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 1: FORTEZZA - PONTE GARDENA

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO
IBL1	10	D 26 CL	NV 07 20 001	A	1

## ALLEGATO 1

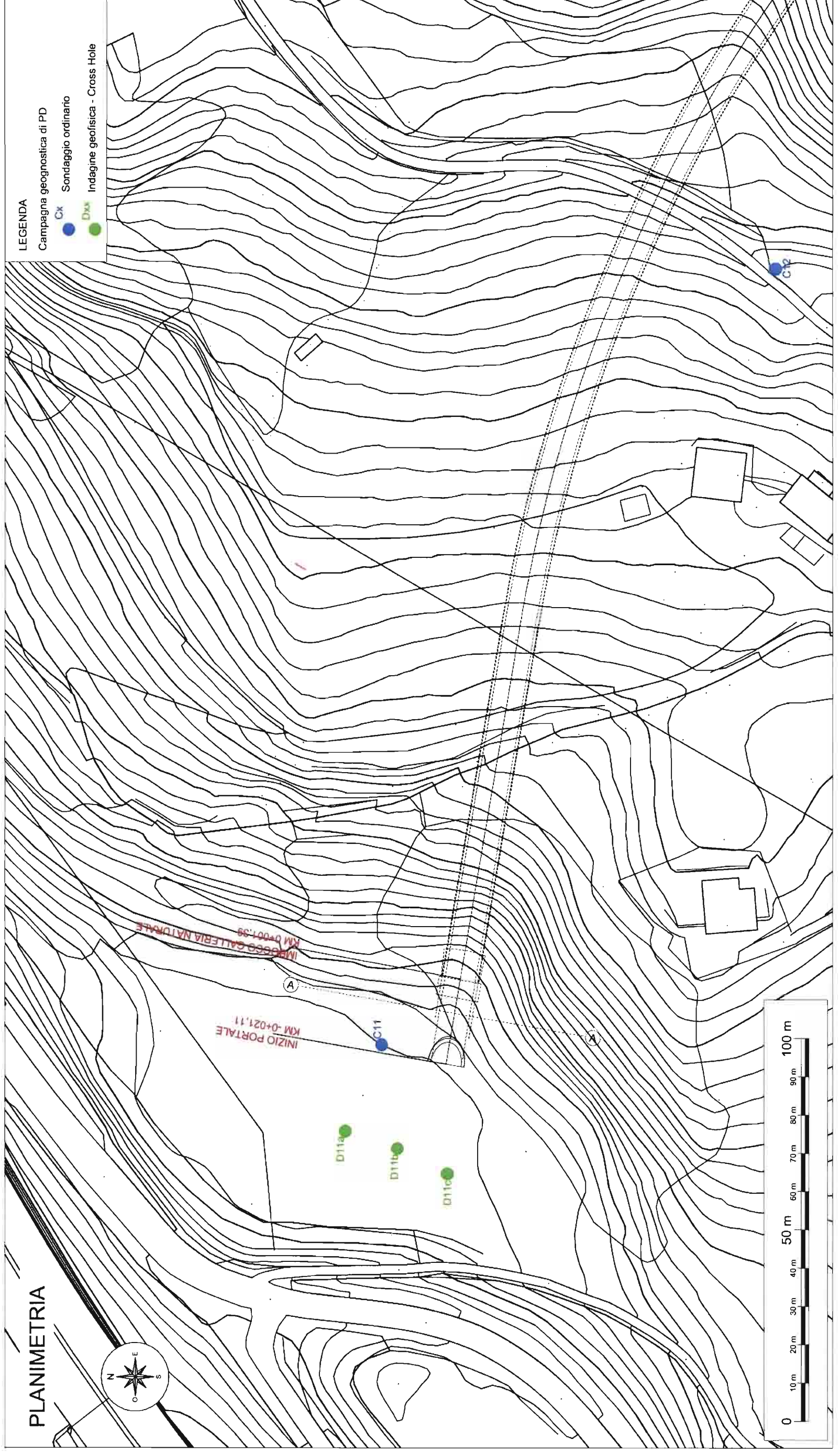
<b>TITOLO</b>	Planimetria con ubicazione delle indagini, profilo in asse galleria e sezione trasversale geolitologica
<b>TIPO DI DOCUMENTO:</b>	Documento - Formato A3
<b>CODIFICA:</b>	-
<b>PAGINE:</b>	3
<b>DATA:</b>	Marzo 2013
<b>SORGENTE:</b>	S.G.A.I. s.r.l.
<b>NOTE:</b>	-



**LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA**

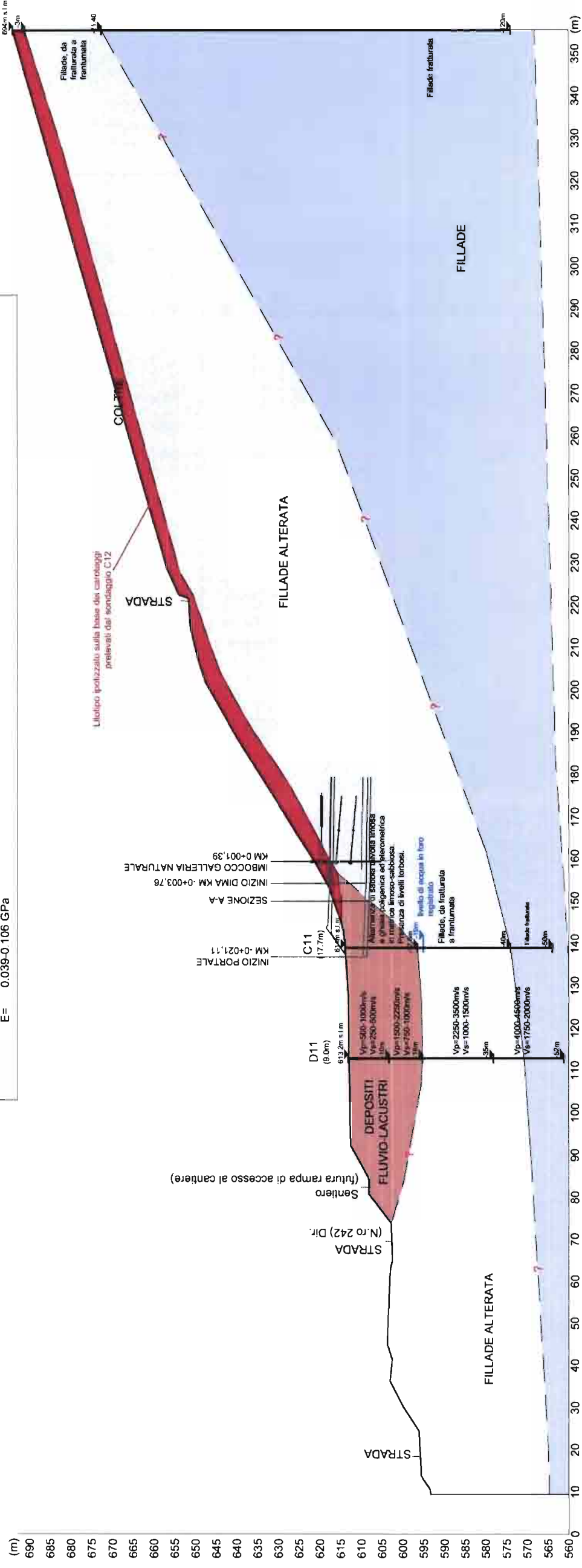
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO
IBL1	10	D 26 CL	NV.07.20.001	A	1

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE



## PROFILO IN ASSE GALLERIA

LEGENDA	
<b>T</b> (xx,xxm)	Nel profilo: distanza delle indagini rispetto all'asse della galleria; in sezione: distanza delle indagini rispetto alla traccia della sezione
<i>Litologia e parametrizzazione dei litotipi</i>	
	<b>COLTRE ELUVIO-COLLUVIALE</b> Ghiaia eterometrica sabbiosa e ciottoli filladici. $\gamma = 18-19 \text{ kN/m}^3$ $c' = 5-10 \text{ kPa}$ $\phi' = 34-38^\circ$ $E = 0.040-0.100 \text{ GPa}$
	<b>DEPOSITI FLUVIO-LACUSTRI</b> Alternanza di sabbia da fine a grossolana talvolta limosa e ghiaia poligenica ed eterometrica in matrice limoso-sabbiosa. Presenza di livelli torbosi (a -2.0m e tra -5.0 e -5.5m). $\gamma = 18.5-19.5 \text{ kN/m}^3$ $c' = 0 \text{ kPa}$ $\phi' = 36-43^\circ$ $E = 0.039-0.106 \text{ GPa}$
	<b>FILLADE ALTERATA</b> Fillade grigiastra alterata, da fratturata a frantumata, fratture molto ravvicinate. Presenti livelli quarzifici. $\gamma = 25-26 \text{ kN/m}^3$ $\text{GSI} = 20-30$ $c' = 115-176 \text{ kPa}$ $\phi' = 45-49^\circ$ $E = 0.8-1.9 \text{ GPa}$
	<b>FILLADE</b> Fillade grigiastra, da fratturata a poco fratturata, fratture poco ravvicinate, presenti livelli centimetrici di quarzite.



## SEZIONE A-A

### LEGENDA

(x x x m)  
**T** Nel profilo: distanza delle indagini rispetto all'asse della galleria;  
in sezione: distanza delle indagini rispetto alla traccia della sezione.

#### Litologia e parametrizzazione dei litotipi

##### COLTRE ELUVIO-COLLUVIALE

Ghiaia eterometrica sabbiosa e ciottoli filladici:  
 $\gamma = 18-19 \text{ KN/m}^3$   
 $c' = 5-10 \text{ kPa}$   
 $\phi' = 34-38^\circ$   
 $E = 0.040-0.100 \text{ GPa}$

##### DEPOSITI FLUVIO-LACUSTRI

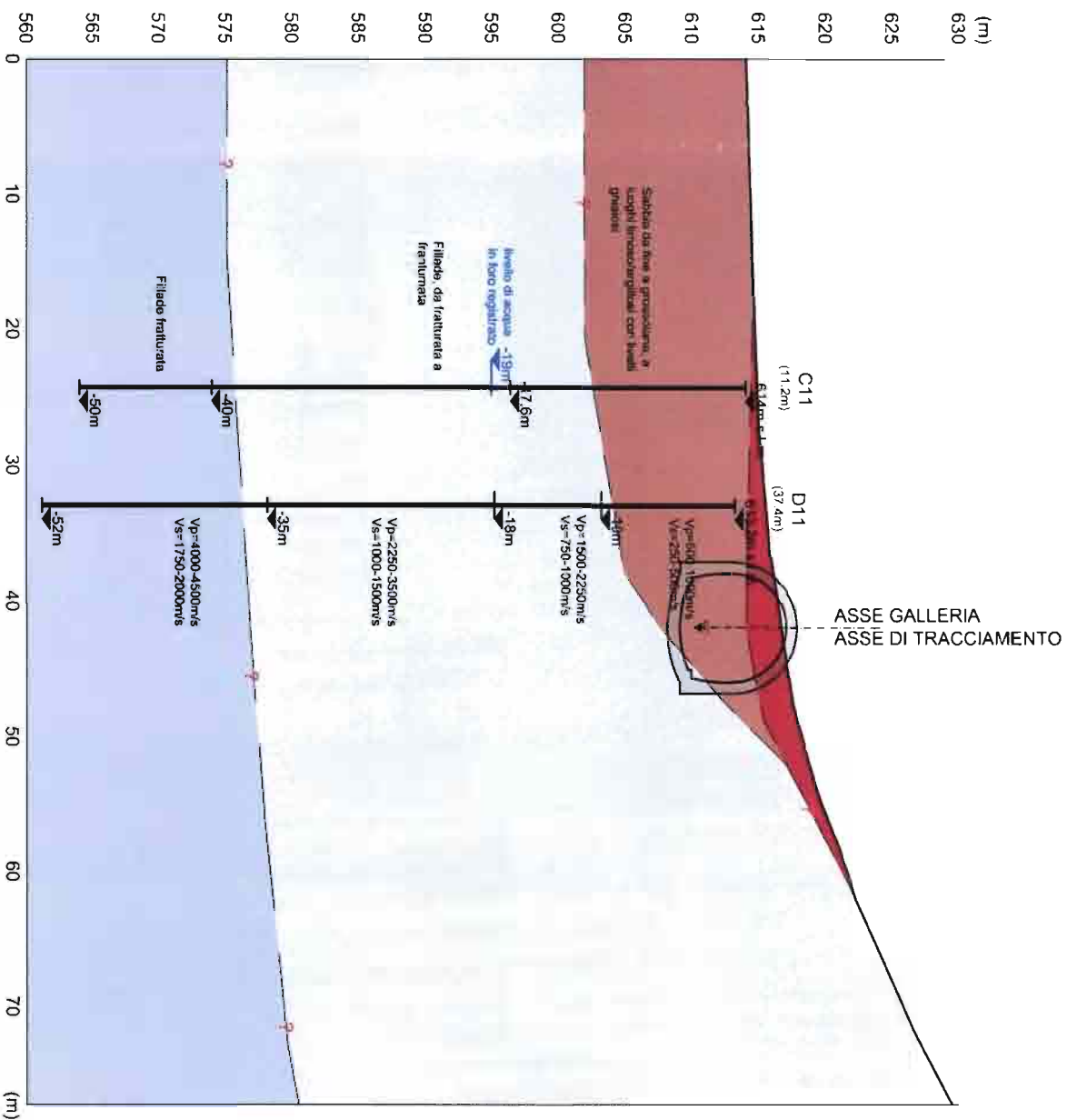
Alternanza di sabbia da fine a grossolana talvolta limosa e ghiaia poligenica ed eterometrica in matrice limoso-sabbiosa.  
Presenza di livelli torbosi (a -2.0m e tra -5.0 e -5.5m).  
 $\gamma = 18.5-19.5 \text{ KN/m}^3$   
 $c' = 0 \text{ kPa}$   
 $\phi' = 36-43^\circ$   
 $E = 0.039-0.106 \text{ GPa}$

##### FILLADE ALTERATA

Fillade grigiastra alterata, da fratturata a frantumata, fratture molto ravvicinate. Presenti livelli quarzifici.  
 $\gamma = 25-26 \text{ KN/m}^3$   
 $GSI = 20-30$   
 $c' = 11.5-17.6 \text{ kPa}$   
 $\phi' = 45-49^\circ$   
 $E = 0.8-1.9 \text{ GPa}$

##### FILLADE

Fillade grigiastra, da fratturata a poco fratturata, fratture poco ravvicinate, presenti livelli centimetrici di quarzite.





QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO
IBL1	10	D 26CL	NV 07 20 001	A	2

## ALLEGATO 2

<b>TITOLO</b>	Analisi e verifica dell'opera di sostegno
<b>TIPO DI DOCUMENTO:</b>	Documento - Formato A4
<b>CODIFICA:</b>	-
<b>PAGINE:</b>	72
<b>DATA:</b>	MARZO 2013
<b>SORGENTE:</b>	PRODUZIONE CENTRO-NORD
<b>NOTE:</b>	-



# COMB A1+M1+R1

# SEZ 0+160.00

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 1  
19 DICEMBRE 2012 9:41:53  
History 0 - COMB\_A1+M1+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

```
*****  
**                                     **  
**           P A R A T I E           **  
**                                     **  
**           RELEASE 7.00   VERSIONE WIN   **  
**                                     **  
** Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10   **  
**                               20129 MILANO   **  
**                                     **  
*****
```

JOBNAME C:\Documents and Settings\giovanni\Desktop\muro\_strada\_CHIUSA\A1+M1

19 DICEMBRE 2012 9:41:53  
PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 2  
19 DICEMBRE 2012 9:41:53  
History 0 - COMB\_A1+M1+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

## ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
si faccia riferimento al manuale di  
input PARAGEN, versione 7.00.

- N. comando
- 1: \* Paratie for Windows version 7.0
  - 2: \* Filename= <c:\documents and settings\giovanni\desktop\muro\_strada\_chiusa\al+m1
  - 3: \* project with "run time" parameters
  - 4: \* Force=kN Lenght=m
  - 5: \*
  - 6: units m kN
  - 7: title History 0 - COMB\_A1+M1+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)
  - 8: delta 0.1
  - 9: option param itemax 20
  - 10: option noprint echo
  - 11: option noprint displ
  - 12: option noprint react
  - 13: option noprint stresses
  - 14: wall LeftWall 0 -22 0
  - 15: \*
  - 16: soil UHLeft LeftWall -22 0 1 0
  - 17: soil DHLeft LeftWall -22 0 2 180
  - 18: \*
  - 19: material Acciaio 2.1E+008
  - 20: \*
  - 21: beam Paratia LeftWall -16.6 0 Acciaio 0.06 00 00
  - 22: \*
  - 23: wire T\_1 LeftWall -1.5 Acciaio 9.47727E-006 62.5 15
  - 24: wire T\_2 LeftWall -5 Acciaio 1.15833E-005 50 15
  - 25: \*
  - 26: strip LeftWall 1 8 10.2 1010.2 0 133.55 45
  - 27: strip LeftWall 1 8 5.85 1005.85 0 111.5 45
  - 28: strip LeftWall 1 8 1.5 1001.5 0 48.2 45
  - 29: \*
  - 30: \* Soil Profile
  - 31: \*
  - 32: ldata Stratol 0
  - 33: weight 18.5 8.5 10
  - 34: atrest 0.412215 0.5 1
  - 35: resistance 5 36 0.235 7.667
  - 36: young 70000 112000
  - 37: endlayer
  - 38: ldata Strato2 -4.5

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:41:53  
History 0 - COMB\_A1+M1+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 3

N. comando

```
39:      weight      25.5 15.5 10
40:      atrest      0.268646 0.5 1
41:      resistance  145 47 0.148 21.384
42:      young       1.35E+006 2.16E+006
43:      endlayer
44: *
45: step 1 : Condizione Geostatica
46:      setwall LeftWall
47:      geom 0 0
48: endstep
49: *
50: step 2 : Realizzazione Paratia
51:      setwall LeftWall
52:      surcharge 23 0 0 0
53:      add Paratia
54: endstep
55: *
56: step 3 : scavo -2.50m
57:      setwall LeftWall
58:      geom 0 -2.5
59: endstep
60: *
61: step 4 : tirante a -1.5m
62:      setwall LeftWall
63:      add T_1
64: endstep
65: *
66: step 5 : scavo -6.00m
67:      setwall LeftWall
68:      geom 0 -6
69: endstep
70: *
71: step 6 : tirante a -6.00m
72:      setwall LeftWall
73:      add T_2
74: endstep
75: *
76: step 7 : scavo -9.50m
77:      setwall LeftWall
78:      geom 0 -9.5
79: endstep
80: *
81: step 8 : scavo -10.80m (intradosso fondazione muro)
82:      setwall LeftWall
83:      geom 0 -10.8
84: endstep
```

PARATIE 7.00                                  Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012    9:41:53  
History 0 - COMB\_A1+M1+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG.    4

N.   comando

85: \*  
86: \*

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER Stratol			
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -4.5000	m	
peso fuori falda	= 18.500	kN/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	= 8.5000	kN/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m <sup>3</sup>	
coesione	= 5.0000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 36.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.23500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 7.6670		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.41221		
esponente di OCR	= 0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 70000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 0.11200E+06	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 5.0000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 36.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.23500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 7.6670		(A VALLE)
LAYER Strato2			
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -4.5000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 25.500	kN/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	= 15.500	kN/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m <sup>3</sup>	
coesione	= 145.00	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 47.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.14800		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 21.384		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.26865		
esponente di OCR	= 0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 0.13500E+07	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 0.21600E+07	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 145.00	kPa	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

angolo di attrito	= 47.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.14800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 21.384		(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 8

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-22.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	=	23.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-22.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-2.5000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	=	23.000	kPa

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -2.5000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 23.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -6.0000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 23.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -6.0000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 23.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 7

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -9.5000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 23.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -10.800	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 23.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa



PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:41:53  
History 0 - COMB\_A1+M1+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 10

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL						
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle	
		m	m		deg	
UHLeft	LeftWall	0.	-22.00	UPHILL	0.	
DHLeft	LeftWall	0.	-22.00	DOWNHILL	180.0	

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM						
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick	
		m	m		m	
Paratia	LeftWall	0.	-16.60	_	0.6000E-01	

RIASSUNTO ELEMENTI WIRE						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kN/m	deg
T_1	LeftWall	-1.500	_	0.9477E-05	62.50	15.00
T_2	LeftWall	-5.000	_	0.1158E-04	50.00	15.00

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:41:53  
History 0 - COMB\_A1+M1+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 12

RIASSUNTO DATI VARI  
=====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
Acci	2.1E+008

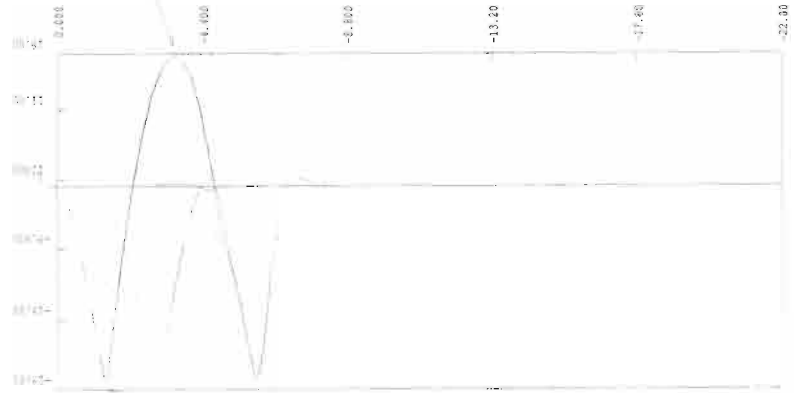
PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:41:53  
History 0 - COMB\_A1+M1+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 13

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	2	SI
3	7	SI
4	3	SI
5	9	SI
6	3	SI
7	8	SI
8	5	SI

OUTPUT PLOTS:



(8-23-88) 310x324, s=3.600

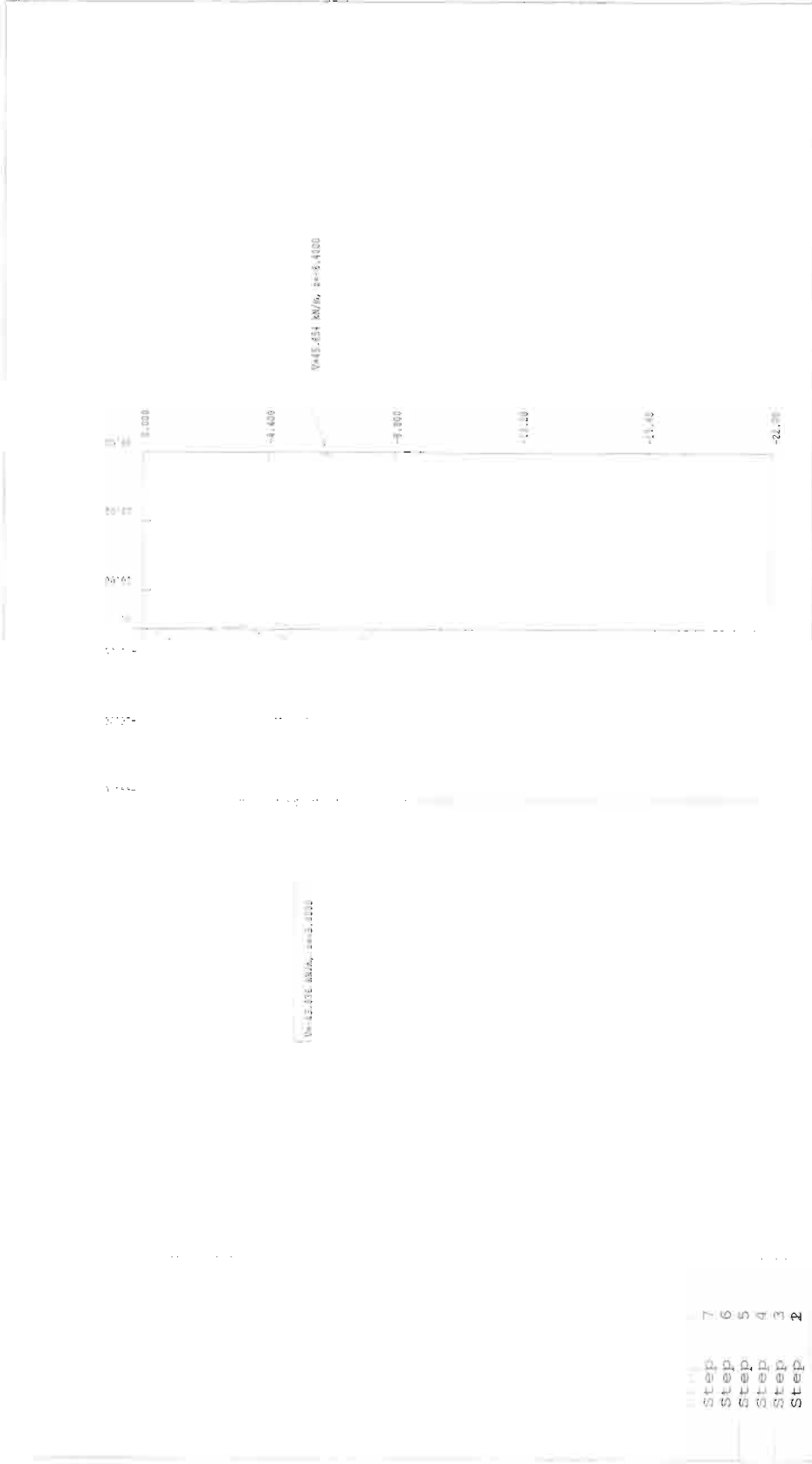
M=18.855 Max/Min, s=3.600

- Step 7
- Step 6
- Step 5
- Step 4
- Step 3
- Step 2

MOMENTI FLETTENTI [kN\*m/m]  
 INVILUPPO DA 1 A 8 SCALA GEOM.: 1.70

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.cas.it  
 P A R T I E 7,00  
 19 DICEMBRE 2012 9:41:53

FILE: C:\PROG\AUTOCAD\2007\DRAWING\121212\121212.DWG  
 PLOT: 121212.DWG, PLOTTER: HPGL-PT, PLOT SCALE: 1.000000, PLOT RANGE: EXT, PLOT OFFSET: 0.000000, PLOT SHEET: 1/1



\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A R T I E 7.00  
 19 DICEMBRE 2012 9:41:53

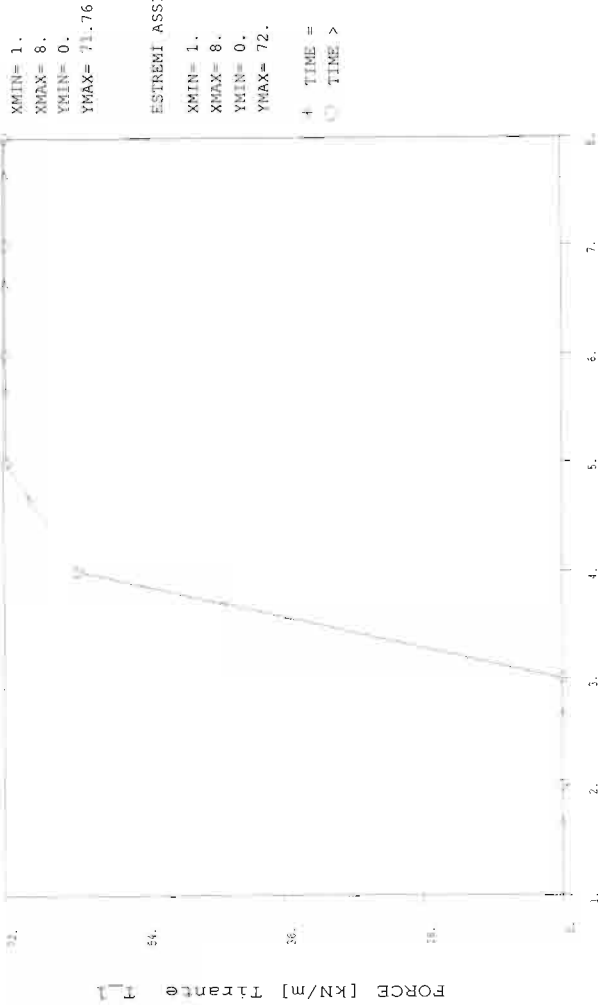
Form: ANSYS 11  
 (ANSYS 11.0)

INVILOPPO DA 1 A 8 SCALA GEOM.: 1.70

TAGLI [kN/m]  
 INVILOPPO DA 1 A 8 SCALA GEOM.: 1.70

ANSYS 11 - C:\Programmi\ANSYS\ANSYS11\bin\ANSYS11.exe  
 C:\Programmi\ANSYS\ANSYS11\bin\ANSYS11.exe

STEP	Tirante T.1 FORCE (kN/m)
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	62.50
5.	71.65
6.	71.74
7.	71.76
8.	71.76



XMIN= 1.  
XMAX= 8.  
YMIN= 0.  
YMAX= 71.76

ESTREMI ASSI

XMIN= 1.  
XMAX= 8.  
YMIN= 0.  
YMAX= 72.

4 TIME = 1  
0 TIME > 1

STEP

DAL PASSO 1 AL PASSO 8  
DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

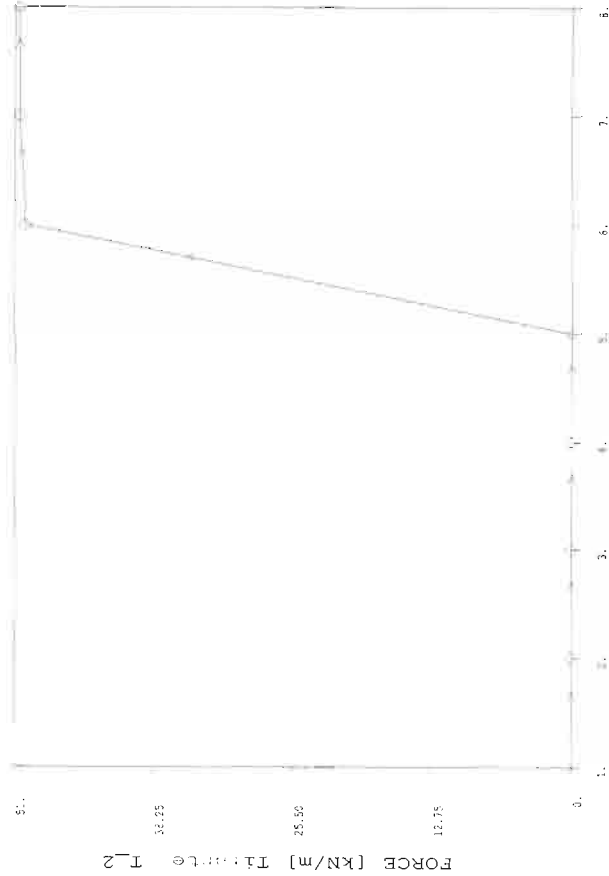
\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.ces.it  
P A R T I E 7.00

19 DICEMBRE 2012 9:41:53

nome: gualdi.dal  
nomefile: gualdi

Interno: C:\G:\C.A.S. S.r.l. - Milano\PROGETTI\2012\20120816\_01\PROG\GUALDI.DWG  
Stampato: 19/12/2012 09:41:53

Tirante I_2	
STEP	FORCE [KN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	0.
5.	0.
6.	50.
7.	50.61
8.	50.61



XMIN= 1.  
 XMAX= 8.  
 YMIN= 0.  
 YMAX= 50.61

ESTREMI ASSI  
 XMIN= 1.  
 XMAX= 8.  
 YMIN= 0.  
 YMAX= 51.

\* TIME = 1  
 \* TIME > 1

STEP

DAL PASSO 1 AL PASSO 8  
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 PARATE 7.00

19 DICEMBRE 2012 9:41:53



# COMB A1+M1+SISMA

# SEZ 0+160.00

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 1  
19 DICEMBRE 2012 9:42:39  
History 0 - COMB\_A1+M1+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

```
*****  
**                                     **  
**           P A R A T I E           **  
**                                     **  
**           RELEASE 7.00  VERSIONE WIN **  
**                                     **  
** Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10 **  
**                   20129 MILANO       **  
**                                     **  
*****
```

JOBNAME C:\Documents and Settings\giovanni\Desktop\muro\_strada\_CHIUSA\A1+M1

19 DICEMBRE 2012 9:42:39  
PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 2  
19 DICEMBRE 2012 9:42:39  
History 0 - COMB\_A1+M1+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

## ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
si faccia riferimento al manuale di  
input PARAGEN, versione 7.00.

N. comando  
1: \* Paratie for Windows version 7.0  
2: \* Filename= <c:\documents and  
settings\giovanni\desktop\muro\_strada\_chiusa\al+m1  
3: \* project with "run time" parameters  
4: \* Force=kN Lenght=m  
5: \*  
6: units m kN  
7: title History 0 - COMB\_A1+M1+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)  
8: delta 0.1  
9: option param itemax 20  
10: option noprint echo  
11: option noprint displ  
12: option noprint react  
13: option noprint stresses  
14: wall LeftWall 0 -22 0  
15: \*  
16: soil UHLeft LeftWall -22 0 1 0  
17: soil DHLeft LeftWall -22 0 2 180  
18: \*  
19: material Acciaio 2.1E+008  
20: \*  
21: beam Paratia LeftWall -16.6 0 Acciaio 0.06 00 00  
22: \*  
23: wire T\_1 LeftWall -1.5 Acciaio 9.47727E-006 62.5 15  
24: wire T\_2 LeftWall -5 Acciaio 1.15833E-005 50 15  
25: \*  
26: strip LeftWall 1 9 10.2 1010.2 0 133.55 45  
27: strip LeftWall 1 9 5.85 1005.85 0 111.5 45  
28: strip LeftWall 1 9 1.5 1001.5 0 48.2 45  
29: \*  
30: \* Soil Profile  
31: \*  
32: ldata Stratol 0  
33: weight 18.5 8.5 10  
34: atrest 0.412215 0.5 1  
35: resistance 5 36 0.235 7.667  
36: young 70000 112000  
37: endlayer  
38: ldata Strato2 -4.5

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:42:39  
History 0 - COMB\_A1+M1+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 3

N. comando

```
39:      weight      25.5 15.5 10
40:      atrest      0.268646 0.5 1
41:      resistance  145 47 0.148 21.384
42:      young       1.35E+006 2.16E+006
43:      endlayer
44: *
45: step 1 : Condizione Geostatica
46:      setwall LeftWall
47:      geom 0 0
48: endstep
49: *
50: step 2 : Realizzazione Paratia
51:      setwall LeftWall
52:      surcharge 20 0 0 0
53:      add Paratia
54: endstep
55: *
56: step 3 : scavo -2.50m
57:      setwall LeftWall
58:      geom 0 -2.5
59: endstep
60: *
61: step 4 : tirante a -1.0m
62:      setwall LeftWall
63:      add T_1
64: endstep
65: *
66: step 5 : scavo -6.00m
67:      setwall LeftWall
68:      geom 0 -6
69: endstep
70: *
71: step 6 : tirante a -5.00m
72:      setwall LeftWall
73:      add T_2
74: endstep
75: *
76: step 7 : scavo -9.50m
77:      setwall LeftWall
78:      geom 0 -9.5
79: endstep
80: *
81: step 8 : scavo -10.80m (intradosso fondazione muro)
82:      setwall LeftWall
83:      geom 0 -10.8
84: endstep
```

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:42:39  
History 0 - COMB\_A1+M1+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 4

N. comando

```
85: *
86: step 9 : SISMA
87:   change Stratol U-KP=3.758
88:   change Stratol D-KP=3.758
89:   change Strato2 U-KP=6.323
90:   change Strato2 D-KP=6.323
91:   dload constant LeftWall -4.5 3.5 0 3.5
92:   dload constant LeftWall -14.6 3.81 -4.5 3.81
93:   setwall LeftWall
94:   surcharge 4 0 0 0
95: endstep
96: *
97: *
```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER Stratol			
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -4.5000	m	
peso fuori falda	= 18.500	kN/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	= 8.5000	kN/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m <sup>3</sup>	
coesione	= 5.0000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 36.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.23500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 7.6670		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.41221		
esponente di OCR	= 0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 70000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 0.11200E+06	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 5.0000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 36.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.23500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 7.6670		(A VALLE)
LAYER Strato2			
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -4.5000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 25.500	kN/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	= 15.500	kN/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m <sup>3</sup>	
coesione	= 145.00	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 47.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.14800		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 21.384		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.26865		
esponente di OCR	= 0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 0.13500E+07	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 0.21600E+07	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 145.00	kPa	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

angolo di attrito	= 47.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.14800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 21.384		(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 8

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:42:39  
History 0 - COMB\_A1+M1+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 7

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 9

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER Stratol

coeff. spinta passiva kp	=	3.7580	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.7580	(A VALLE)

LAYER Strato2

coeff. spinta passiva kp	=	6.3230	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	6.3230	(A VALLE)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= 0.0000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= 0.0000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 20.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -2.5000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 20.000	kPa

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -2.5000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 20.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -6.0000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 20.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6



WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -6.0000	m
quota della falda	=-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 20.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 7

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -9.5000	m
quota della falda	=-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 20.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -10.800	m
quota della falda	=-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 20.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:42:39  
History 0 - COMB\_A1+M1+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 11

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 9

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -10.800	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 4.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO ELEMENTI  
 =====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
UHLeft	LeftWall	0.	-22.00	UPHILL	0.
DHLeft	LeftWall	0.	-22.00	DOWNHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
Paratia	LeftWall	0.	-16.60	_	0.6000E-01

RIASSUNTO ELEMENTI WIRE						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kN/m	deg
T_1	LeftWall	-1.500	_	0.9477E-05	62.50	15.00
T_2	LeftWall	-5.000	_	0.1158E-04	50.00	15.00

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:42:39  
History 0 - COMB\_Al+M1+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 13

RIASSUNTO DATI VARI  
=====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
Acci	2.1E+008

PARATIE 7.00  
19 DICEMBRE 2012 9:42:39  
History 0 - COMB\_A1+M1+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 14

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	9	9	-4.5000	3.5000	0.0000	3.5000
Left	9	9	-14.600	3.8100	-4.5000	3.8100

UNITS FOR Z1 , Z2 =m  
UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:42:39  
History 0 - COMB\_A1+M1+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 15

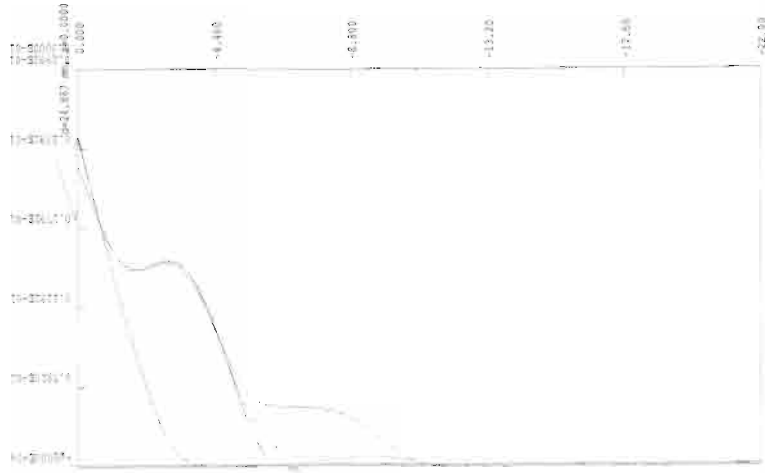
RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	2	SI
3	7	SI
4	3	SI
5	8	SI
6	3	SI
7	9	SI
8	6	SI
9	5	SI

OUTPUT PLOTS:

step 9  
 step 8  
 step 7  
 step 6  
 step 5  
 step 4  
 step 3  
 step 2  
 step 1

FATTORE SCALA: 1.80 - FATTORE AMPLIF.: 396.59  
 DEFORMATA PASSI 1 / 9 [m]



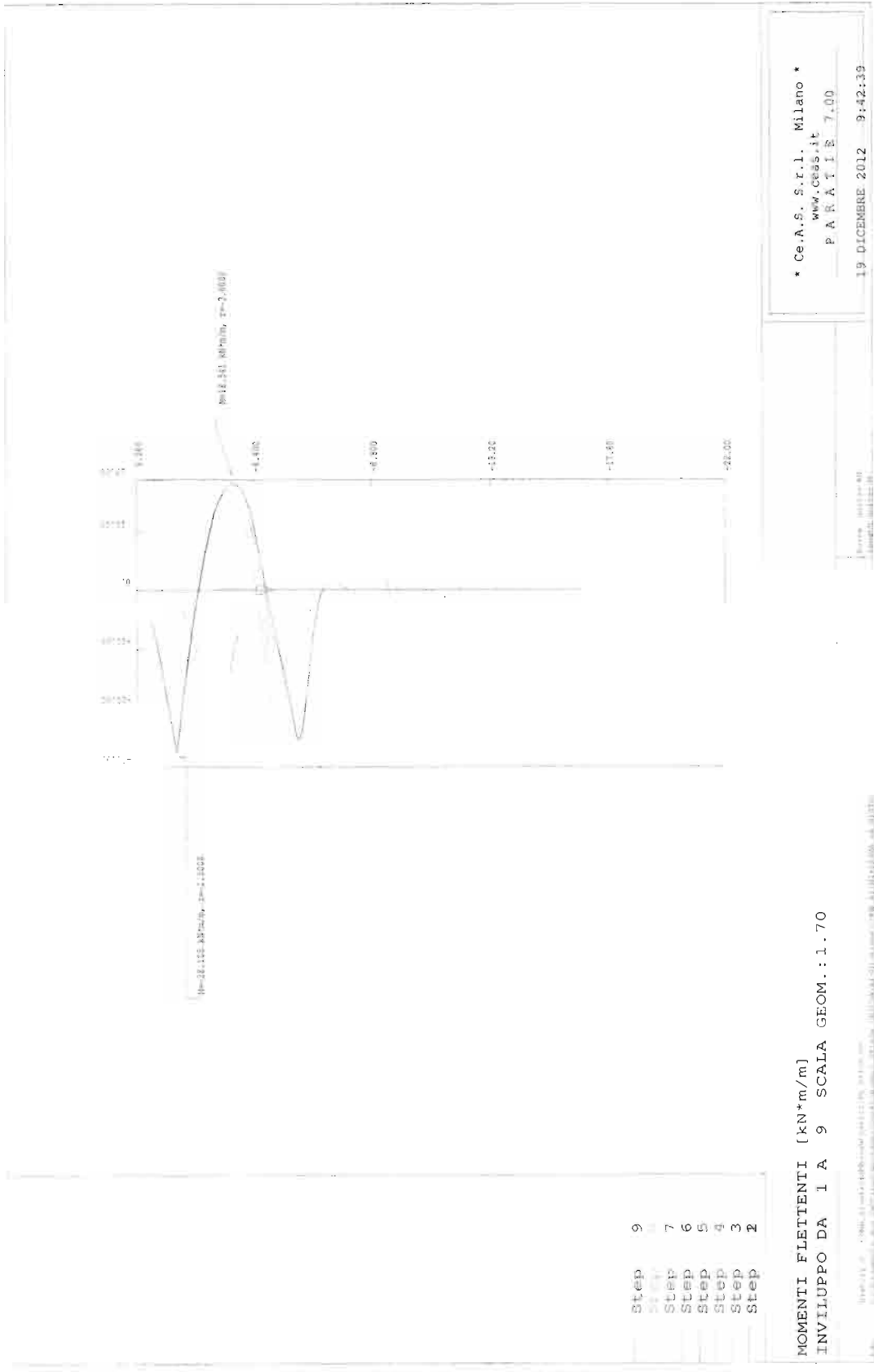
0.000 17.000 34.000 51.000 68.000 85.000 102.000 119.000 136.000 153.000 170.000

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A R T I E 7.00

19 DICEMBRE 2012 9:42:39

Area: 0.000 m<sup>2</sup>  
 Lunghezza: 0.000 m

Prof. Dr. G. ...  
 ...



\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.cesa.it  
 P A R A T I E 7.00

19 DICEMBRE 2012 9:42:39

MOMENTI FLETTENTI [kN\*m/m]  
 INVIIUPPO DA I A 9 SCALA GEOM.: 1.70

Il presente documento è riservato ai clienti di Ce.A.S. S.r.l. e non può essere distribuito o copiato senza permesso scritto dalla Ce.A.S. S.r.l.





- Step 9
- Step 7
- Step 6
- Step 5
- Step 4
- Step 3
- Step 1

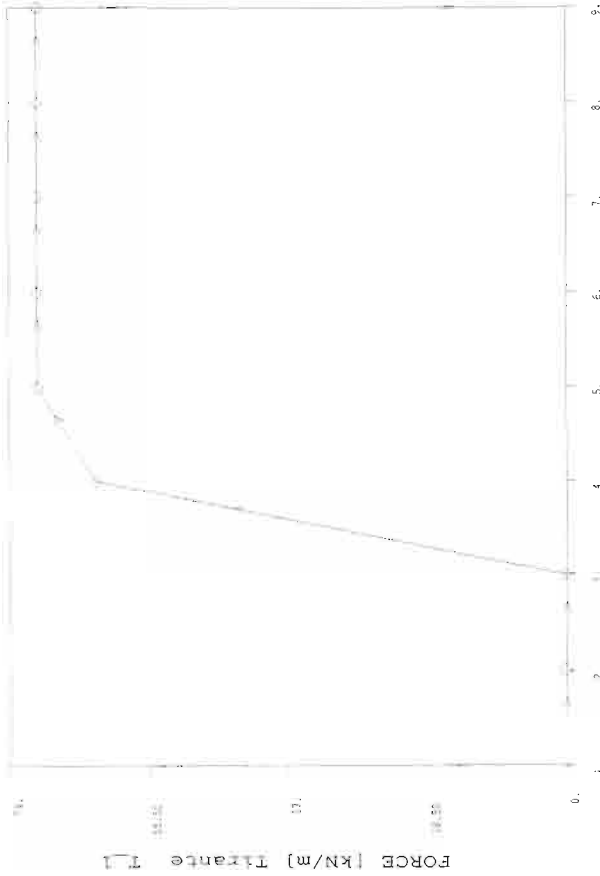
TAGLI [KN/m]  
 INVILUPPO DA 1 A 9 SCALA GEOM.: 1.70

Modello: ...  
 Elementi: ...

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ces.it  
 P A R T E 7.00  
 19 DICEMBRE 2012 9:42:39

Esame: ...  
 Documento: ...

Tirante T_1 STEP	FORCE [kN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	62.50
5.	70.20
6.	70.28
7.	70.30
8.	70.30
9.	70.23



XMIN= 1.  
XMAX= 9.  
YMIN= 0.  
YMAX= 70.30

ESTREMI ASSI  
XMIN= 1.  
XMAX= 9.  
YMIN= 0.  
YMAX= 74.

TIME = 1  
TIME > 1

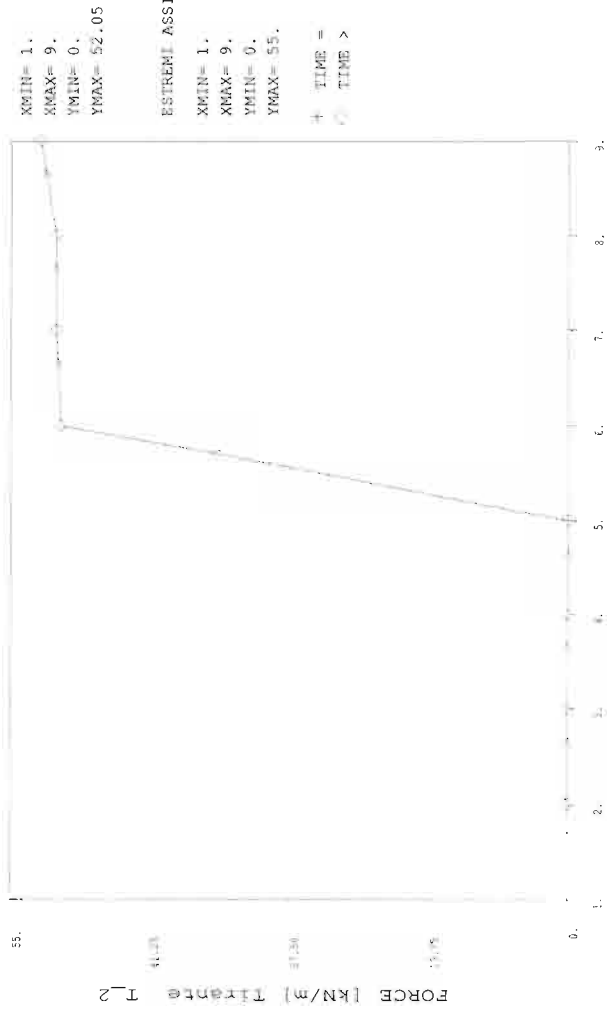
STEP

DAL PASSO 1 AL PASSO 9  
DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.ces.it  
P A R T I E 7.00  
19 DICEMBRE 2012 9:42:40

Print date / m  
Print date / s

Tirante T_2	FORCE
STEP	(kN/m)
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	0.
5.	0.
6.	50.
7.	50.53
8.	50.53
9.	52.05



STEP

DAL PASSO 1 AL PASSO 9  
DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.cas.it  
P A R T I E 7.00  
19 DICEMBRE 2012 9:42:40

Power Saver off  
Frame 10/10/10

FILE C:\PROGRAMMI\AUTOCAD\PLT\PLT1.DWG  
PLOTTORE HP PLOTTER PCL  
SCALE 1:1  
PLOT AREA 420x297mm  
PLOT RANGE EXTENDED  
PLOT RANGE CENTERED  
PLOT RANGE EXTENDED  
PLOT RANGE CENTERED

# COMB A2+M2+R1

# SEZ 0+160.00

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 1  
19 DICEMBRE 2012 9:43:01  
History 0 - COMB\_A2+M2+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

```
*****  
**  
**          P A R A T I E          **  
**          **  
**          RELEASE 7.00  VERSIONE WIN          **  
**          **  
**          Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10          **  
**          20129 MILANO          **  
**          **  
*****
```

JOBNAME C:\Documents and Settings\giovanni\Desktop\muro\_strada\_CHIUSA\A2+M2

19 DICEMBRE 2012 9:43:01  
PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 2  
19 DICEMBRE 2012 9:43:01  
History 0 - COMB\_A2+M2+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

## ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
si faccia riferimento al manuale di  
input PARAGEN, versione 7.00.

N. comando  
1: \* Paratie for Windows version 7.0  
2: \* Filename= <c:\documents and  
settings\giovanni\desktop\muro\_strada\_chiusa\A2+M2  
3: \* project with "run time" parameters  
4: \* Force=kN Lenght=m  
5: \*  
6: units m kN  
7: title History 0 - COMB\_A2+M2+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)  
8: delta 0.1  
9: option param itemax 20  
10: option noprint echo  
11: option noprint displ  
12: option noprint react  
13: option noprint stresses  
14: wall LeftWall 0 -22 0  
15: \*  
16: soil UHLeft LeftWall -22 0 1 0  
17: soil DHLeft LeftWall -22 0 2 180  
18: \*  
19: material Acciaio 2.1E+008  
20: \*  
21: beam Paratia LeftWall -16.6 0 Acciaio 0.06 00 00  
22: \*  
23: wire T\_1 LeftWall -1.5 Acciaio 9.47727E-006 62.5 15  
24: wire T\_2 LeftWall -5 Acciaio 1.15833E-005 50 15  
25: \*  
26: strip LeftWall 1 8 10.2 1010.2 0 133.55 45  
27: strip LeftWall 1 8 5.85 1005.85 0 111.5 45  
28: strip LeftWall 1 8 1.5 1001.5 0 48.2 45  
29: \*  
30: \* Soil Profile  
31: \*  
32: ldata Stratol 0  
33: weight 18.5 8.5 10  
34: atrest 0.497584 0.5 1  
35: resistance 4 30.16 0.295 4.98  
36: young 70000 112000  
37: endlayer  
38: ldata Strato2 -4.5

PARATIE 7.00  
19 DICEMBRE 2012 9:43:01  
History 0 - COMB\_A2+M2+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 3

N. comando

```
39:      weight      25.5 15.5 10
40:      atrest      0.348961 0.5 1
41:      resistance  116 40.62 0.195 11.322
42:      young       1.35E+006 2.16E+006
43:      endlayer
44: *
45: step 1 : Condizione Geostatica
46:      setwall LeftWall
47:      geom 0 0
48: endstep
49: *
50: step 2 : Realizzazione Paratia
51:      setwall LeftWall
52:      surcharge 26 0 0 0
53:      add Paratia
54: endstep
55: *
56: step 3 : scavo -2.30m
57:      setwall LeftWall
58:      geom 0 -2.3
59: endstep
60: *
61: step 4 : tirante a -1.0m
62:      setwall LeftWall
63:      add T_1
64: endstep
65: *
66: step 5 : scavo -6.00m
67:      setwall LeftWall
68:      geom 0 -6
69: endstep
70: *
71: step 6 : tirante a -5.00m
72:      setwall LeftWall
73:      add T_2
74: endstep
75: *
76: step 7 : scavo -9.50m
77:      setwall LeftWall
78:      geom 0 -9.5
79: endstep
80: *
81: step 8 : scavo -10.80m
82:      setwall LeftWall
83:      geom 0 -10.8
84: endstep
```

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:43:01  
History 0 - COMB\_A2+M2+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 4

N. comando

85: \*  
86: \*

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER Stratol			
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -4.5000	m	
peso fuori falda	= 18.500	kN/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	= 8.5000	kN/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m <sup>3</sup>	
coesione	= 4.0000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 30.160	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.29500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 4.9800		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.49758		
esponente di OCR	= 0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 70000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 0.11200E+06	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 4.0000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 30.160	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.29500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 4.9800		(A VALLE)
LAYER Strato2			
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -4.5000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 25.500	kN/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	= 15.500	kN/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m <sup>3</sup>	
coesione	= 116.00	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 40.620	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.19500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 11.322		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.34896		
esponente di OCR	= 0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 0.13500E+07	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 0.21600E+07	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 116.00	kPa	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

angolo di attrito	= 40.620	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.19500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 11.322		(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 8

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE



RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= 0.0000	m
quota della falda	=-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=-0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= 0.0000	m
quota della falda	=-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 26.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -2.3000	m
quota della falda	=-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 26.000	kPa

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -2.3000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 26.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -6.0000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 26.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-6.0000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	=	26.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-22.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 7

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-9.5000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	=	26.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-22.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-10.800	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	=	26.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:43:01  
History 0 - COMB\_A2+M2+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 10

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO ELEMENTI  
 =====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL						
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle	
		m	m		deg	
UHLeft	LeftWall	0.	-22.00	UPHILL	0.	
DHLeft	LeftWall	0.	-22.00	DOWNHILL	180.0	

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM						
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick	
		m	m		m	
Paratia	LeftWall	0.	-16.60	_	0.6000E-01	

RIASSUNTO ELEMENTI WIRE						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kN/m	deg
T_1	LeftWall	-1.500	_	0.9477E-05	62.50	15.00
T_2	LeftWall	-5.000	_	0.1158E-04	50.00	15.00

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:43:01  
History 0 - COMB\_A2+M2+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 12

RIASSUNTO DATI VARI  
=====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
Acci	2.1E+008

PARATIE 7.00  
19 DICEMBRE 2012 9:43:01  
History 0 - COMB\_A2+M2+R1(cantierizz.Pk 0+160.00)

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

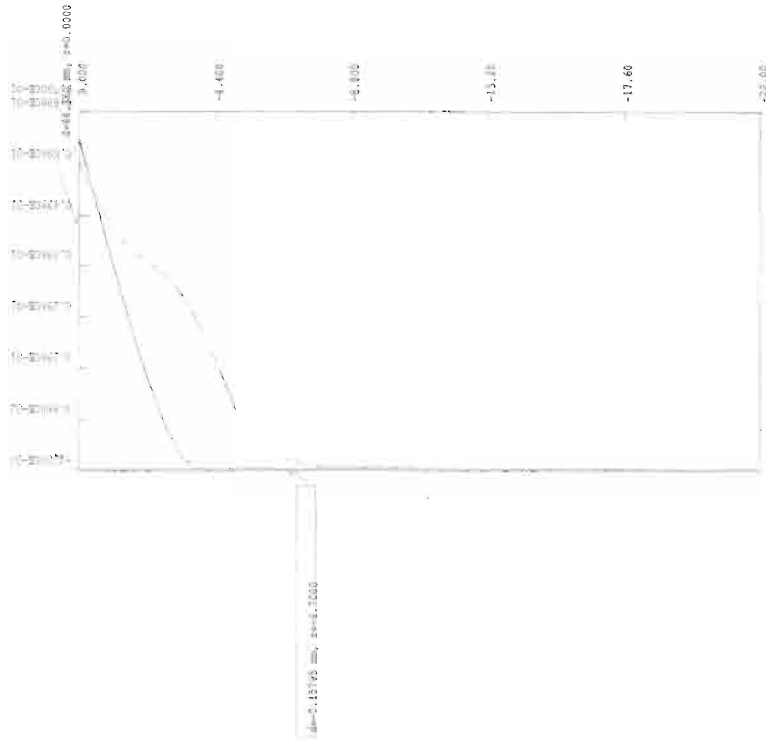
PAG. 13

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	2	SI
3	8	SI
4	4	SI
5	9	SI
6	3	SI
7	9	SI
8	5	SI

OUTPUT PLOTS:

- step 8
- step 7
- step 6
- step 5
- step 4
- step 3
- step 2
- step 1



FATTORE SCALA: 1.80 - FATTORE AMPLIF.: 153.23  
 DEFORMATA PASSI 1 / 8 [m]

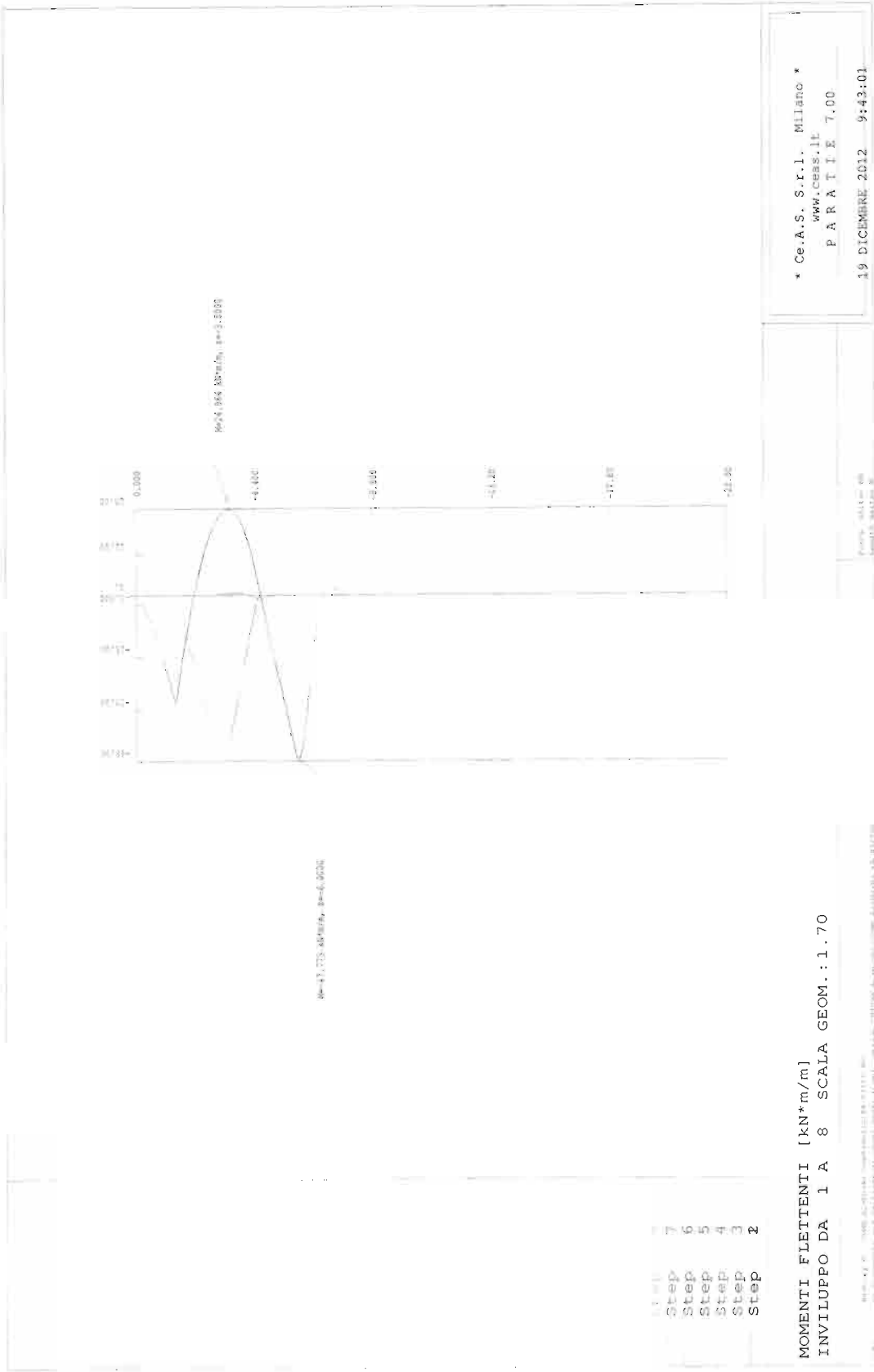
\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 PARATE 7.00

19 DICEMBRE 2012... 9:43:01

Form. valore 40  
 (mm), valore 8

Printed by: ceas\pelli\prova\2012\12\_19\_2012\12\_19\_2012\_09\_43\_01\12\_19\_2012\_09\_43\_01\_01.dwg  
 in: C:\Users\pelli\Documents\12\_19\_2012\_09\_43\_01\_01.dwg





Step 7  
Step 6  
Step 5  
Step 4  
Step 3  
Step 2

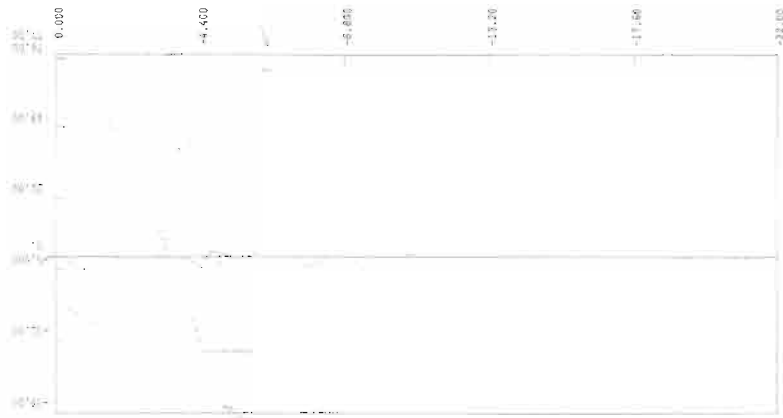
MOMENTI FLETTENTI [kN\*m/m]  
INVILUPPO DA 1 A 8 SCALA GEOM.: 1.70

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.ceas.it  
PARTE 7.00

19 DICEMBRE 2012 9:43:01

- Step 7
- Step 6
- Step 5
- Step 4
- Step 3
- Step 2

TAGLI [kN/m]  
 INVILUPPO DA 1 A 8 SCALA GEOM.: 1.70



U=56.311 MM, E=1.0000

W=76.976 MM, E=1.5000

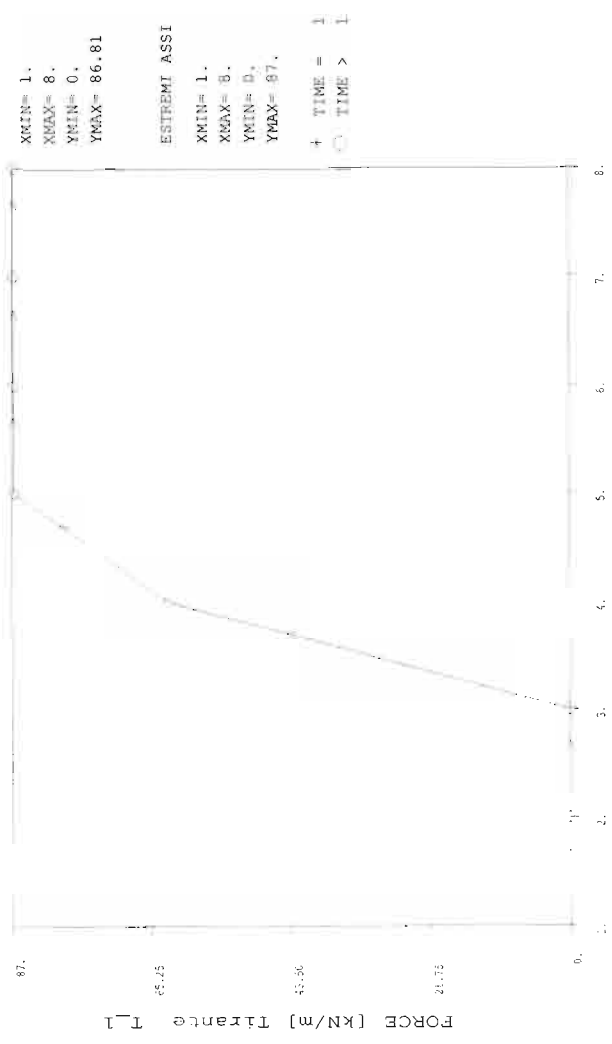
\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A T I E 7.00  
 19 DICEMBRE 2012 9:43:01

Print: 00000000  
 MODEL: INVILUPP0

Print: 00000000  
 MODEL: INVILUPP0

File:

STEP	Tirante T_1 FORCE (kN/m)
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	62.50
5.	86.71
6.	86.81
7.	86.81
8.	86.81



XMIN= 1.  
 XMAX= 8.  
 YMIN= 0.  
 YMAX= 86.81

ESTREMI ASSI  
 XMIN= 1.  
 XMAX= 8.  
 YMIN= 0.  
 YMAX= 87.

+ TIME = 1  
 TIME > 1

DAL PASSO 1 AL PASSO 8  
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

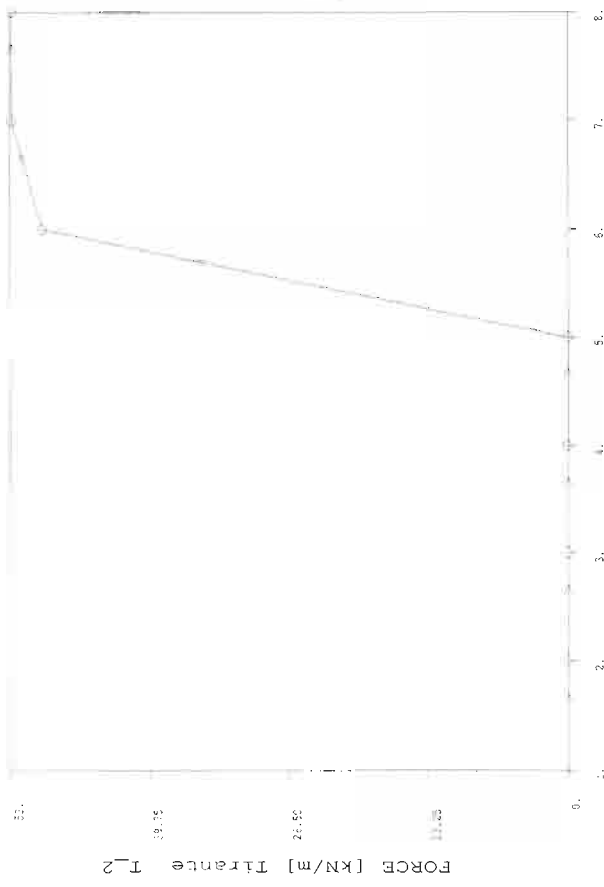
\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A R T I E 7.00  
 19 DICEMBRE 2012 9:43:01

XMIN= 1.  
 XMAX= 8.  
 YMIN= 0.  
 YMAX= 52.86

ESTREMI ASSI

XMIN= 1.  
 XMAX= 8.  
 YMIN= 0.  
 YMAX= 53.

\* TIME = 1  
 O TIME > 1



STEP

STEP	FORCE (kN/m)
1	0.
2	0.
3	0.
4	0.
5	0.
6	50.
7	52.85
8	52.86

DAL PASSO 1 AL PASSO 8  
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A R T I A 7.00  
 19 DICEMBRE 2012 9:43:01

# COMB A2+M2+SISMA

# SEZ 0+160.00

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 1  
19 DICEMBRE 2012 9:43:31  
History 0 - COMB\_A2+M2+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

```
*****  
** P A R A T I E **  
** RELEASE 7.00 VERSIONE WIN **  
** Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10 **  
** 20129 MILANO **  
*****
```

JOBNAME C:\Documents and Settings\giovanni\Desktop\muro\_strada\_CHIUSA\A2+M2

19 DICEMBRE 2012 9:43:31  
PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 2  
19 DICEMBRE 2012 9:43:31  
History 0 - COMB\_A2+M2+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

## ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
si faccia riferimento al manuale di  
input PARAGEN, versione 7.00.

### N. comando

```
1: * Paratie for Windows version 7.0  
2: * Filename= <c:\documents and  
settings\giovanni\desktop\muro_strada_chiusa\A2+M2  
3: * project with "run time" parameters  
4: * Force=kN Lenght=m  
5: *  
6: units m kN  
7: title History 0 - COMB_A2+M2+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)  
8: delta 0.1  
9: option param itemax 20  
10: option noprint echo  
11: option noprint displ  
12: option noprint react  
13: option noprint stresses  
14: wall LeftWall 0 -22 0  
15: *  
16: soil UHLeft LeftWall -22 0 1 0  
17: soil DHLeft LeftWall -22 0 2 180  
18: *  
19: material Acciaio 2.1E+008  
20: *  
21: beam Paratia LeftWall -16.6 0 Acciaio 0.06 00 00  
22: *  
23: wire T_1 LeftWall -1.3 Acciaio 9.47727E-006 62.5 15  
24: wire T_2 LeftWall -4.8 Acciaio 1.15833E-005 50 15  
25: *  
26: strip LeftWall 1 9 10.2 1010.2 0 133.55 45  
27: strip LeftWall 1 9 5.85 1005.85 0 111.5 45  
28: strip LeftWall 1 9 1.5 1001.5 0 48.2 45  
29: *  
30: * Soil Profile  
31: *  
32: ldata Stratol 0  
33: weight 18.5 8.5 10  
34: atrest 0.497584 0.5 1  
35: resistance 4 30.16 0.295 4.984  
36: young 70000 112000  
37: endlayer  
38: ldata Strato2 -4.5
```

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:43:31  
History 0 - COMB\_A2+M2+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 3

N. comando

```
39:      weight      25.5 15.5 10
40:      atrest      0.348961 0.5 1
41:      resistance  116 40.62 0.195 11.322
42:      young       1.35E+006 2.16E+006
43:      endlayer
44:      *
45: step 1 : Condizione Geostatica
46:      setwall LeftWall
47:      geom 0 0
48: endstep
49:      *
50: step 2 : Realizzazione Paratia
51:      setwall LeftWall
52:      surcharge 20 0 0 0
53:      add Paratia
54: endstep
55:      *
56: step 3 : scavo -2.30m
57:      setwall LeftWall
58:      geom 0 -2.3
59: endstep
60:      *
61: step 4 : tirante a -1.3m
62:      setwall LeftWall
63:      add T_1
64: endstep
65:      *
66: step 5 : scavo -5.80m
67:      setwall LeftWall
68:      geom 0 -5.8
69: endstep
70:      *
71: step 6 : tirante a -4.50m
72:      setwall LeftWall
73:      add T_2
74: endstep
75:      *
76: step 7 : scavo -9.80m
77:      setwall LeftWall
78:      geom 0 -9.5
79: endstep
80:      *
81: step 8 : scavo -10.80m
82:      setwall LeftWall
83:      geom 0 -10.8
84: endstep
```

PARATIE 7.00                                  Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012    9:43:31  
History 0 - COMB\_A2+M2+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG.    4

N.    comando

```
85: *
86: step 9 : SISMA
87:    change Strato1 U-KP=2.936
88:    change Strato1 D-KP=2.936
89:    change Strato2 U-KP=4.627
90:    change Strato2 D-KP=4.627
91:    dload constant LeftWall -4.5 4.2 0 4.2
92:    dload constant LeftWall -16.6 4.35 -4.5 4.35
93:    setwall LeftWall
94:    surcharge 4 0 0 0
95: endstep
96: *
97: *
```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER Stratol			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	0.0000	m
quota inferiore	=	-4.5000	m
peso fuori falda	=	18.500	kN/m <sup>3</sup>
peso efficace in falda	=	8.5000	kN/m <sup>3</sup>
peso dell'acqua	=	10.000	kN/m <sup>3</sup>
coesione	=	4.0000	kPa (A MONTE)
angolo di attrito	=	30.160	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.29500	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	4.9840	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.49758	
esponente di OCR	=	0.50000	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	70000.	kPa
modulo el. scarico/ricarico	=	0.11200E+06	kPa
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
coesione	=	4.0000	kPa (A VALLE)
angolo di attrito	=	30.160	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.29500	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	4.9840	(A VALLE)
LAYER Strato2			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	-4.5000	m
quota inferiore	=	-0.10000E+31	m
peso fuori falda	=	25.500	kN/m <sup>3</sup>
peso efficace in falda	=	15.500	kN/m <sup>3</sup>
peso dell'acqua	=	10.000	kN/m <sup>3</sup>
coesione	=	116.00	kPa (A MONTE)
angolo di attrito	=	40.620	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.19500	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	11.322	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.34896	
esponente di OCR	=	0.50000	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	0.13500E+07	kPa
modulo el. scarico/ricarico	=	0.21600E+07	kPa
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
coesione	=	116.00	kPa (A VALLE)



PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:43:31  
History 0 - COMB\_A2+M2+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 6

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

angolo di attrito	=	40.620	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.19500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	11.322		(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 8

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:43:31  
History 0 - COMB\_A2+M2+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 7

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 9

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER Strato1

coeff. spinta passiva kp	=	2.9360	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.9360	(A VALLE)

LAYER Strato2

coeff. spinta passiva kp	=	4.6270	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	4.6270	(A VALLE)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= 0.0000	m
quota della falda	=-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=-0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= 0.0000	m
quota della falda	=-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 20.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -2.3000	m
quota della falda	=-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 20.000	kPa

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -2.3000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 20.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -5.8000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 20.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-5.8000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	=	20.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-22.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 7

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-9.5000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	=	20.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-22.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-10.800	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	=	20.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:43:31  
History 0 - COMB\_A2+M2+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 11

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 9

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -10.800	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 4.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -22.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO ELEMENTI  
 =====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL						
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle	
		m	m		deg	
UHLeft	LeftWall	0.	-22.00	UPHILL	0.	
DHLeft	LeftWall	0.	-22.00	DOWNHILL	180.0	

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM						
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick	
		m	m		m	
Paratia	LeftWall	0.	-16.60	_	0.6000E-01	

RIASSUNTO ELEMENTI WIRE						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kN/m	deg
T_1	LeftWall	-1.300	_	0.9477E-05	62.50	15.00
T_2	LeftWall	-4.800	_	0.1158E-04	50.00	15.00

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:43:31  
History 0 - COMB\_A2+M2+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 13

RIASSUNTO DATI VARI  
=====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
Acci	2.1E+008



PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:43:31  
History 0 - COMB\_A2+M2+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 14

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	9	9	-4.5000	4.2000	0.0000	4.2000
Left	9	9	-16.600	4.3500	-4.5000	4.3500

UNITS FOR Z1 , Z2 =m  
UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
19 DICEMBRE 2012 9:43:31  
History 0 - COMB\_A2+M2+SISMA(cantierizz.Pk 0+160.00)

PAG. 15

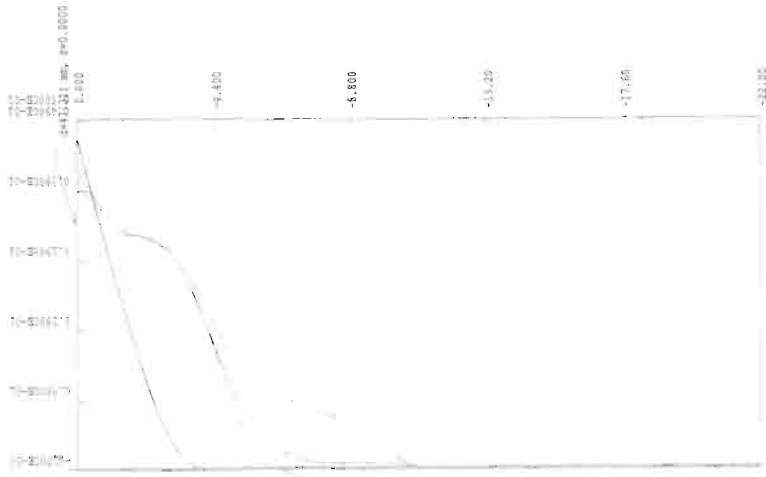
RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	2	SI
3	7	SI
4	2	SI
5	9	SI
6	4	SI
7	11	SI
8	5	SI
9	9	SI

OUTPUT PLOTS:

step 9  
 step 8  
 step 6  
 step 5  
 step 4  
 step 3  
 step 2  
 step 1

FATTORE SCALA: 1.80 - FATTORE AMPLIF.: 208.45  
 DEFORMATA PASSI 1 / 9 [m]



DEFORMAZIONE (mm) - step 9

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 PARTIE 7.00

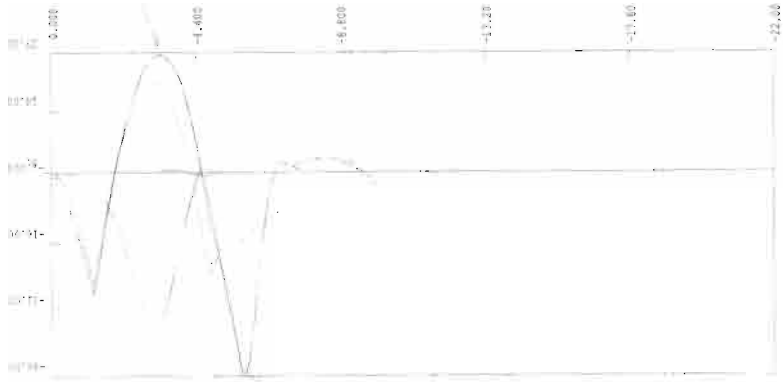
19 DICEMBRE 2012 9:43:31

DEFORMAZIONE (mm) - step 9

DEFORMAZIONE (mm) - step 9

Step 9  
 Step 7  
 Step 6  
 Step 5  
 Step 4  
 Step 3  
 Step 2

MOMENTI FLETTENTI [kN\*m/m]  
 INVILUPPO DA 1 A 9 SCALA GEOM.: 1.70

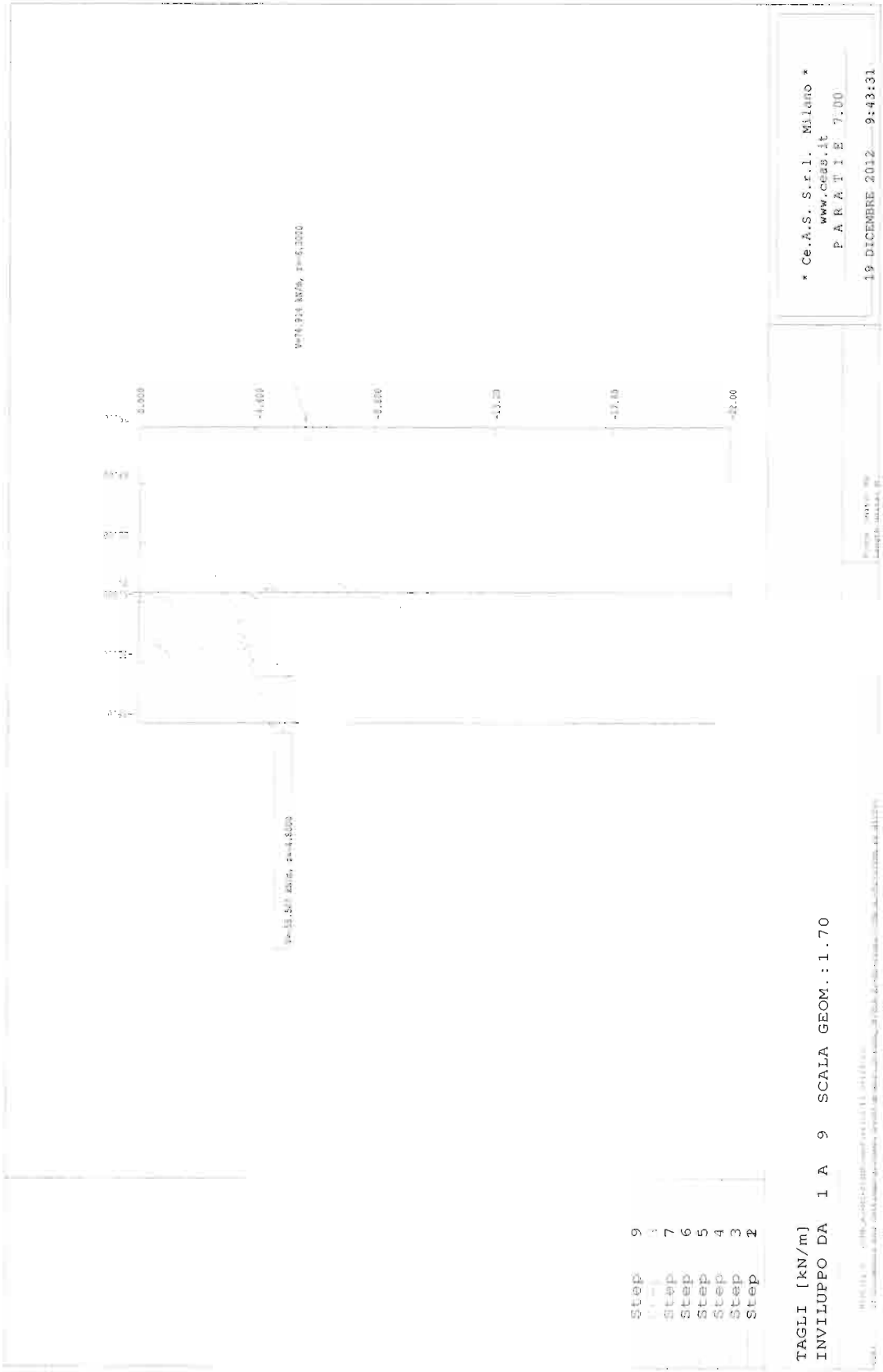


\* Ce.A.S. S.r.l. - Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A R T I E 7.00

19 DICEMBRE 2012 9:43:31

FILE: ...

...



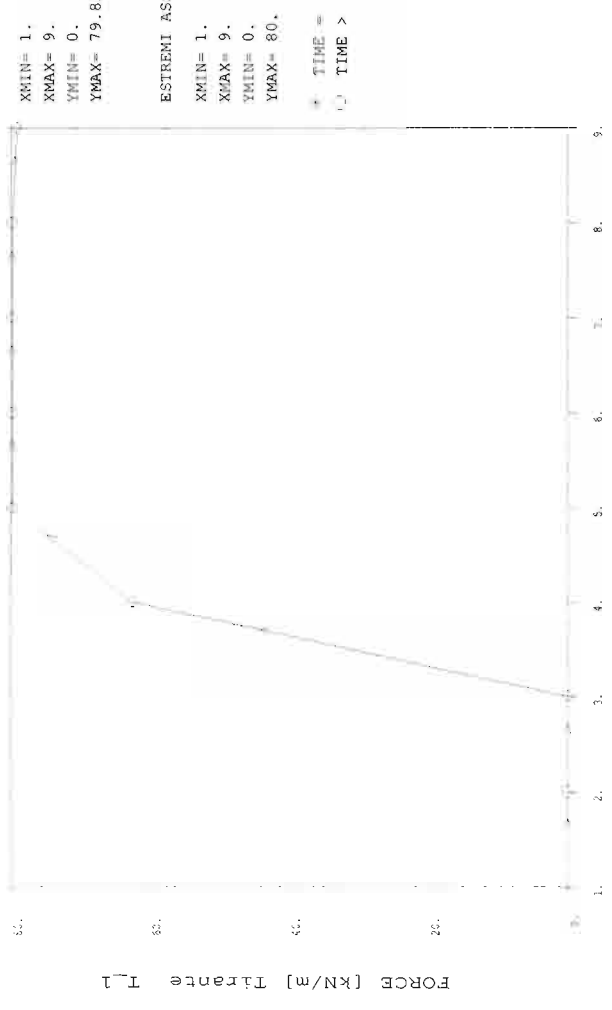
Step 9  
 Step 7  
 Step 6  
 Step 5  
 Step 4  
 Step 3  
 Step 2

TAGLI [KN/m]  
 INVILUPPO DA 1 A 9 SCALA GEOM.: 1.70

\* Ce.A.S. S.r.l. MILANO \*  
 www.ces.it  
 P A R T I E 7.00

19 DICEMBRE 2012 9:43:31

STEP	FORTE [kN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	62.50
5.	79.78
6.	79.82
7.	79.80
8.	79.80
9.	79.24



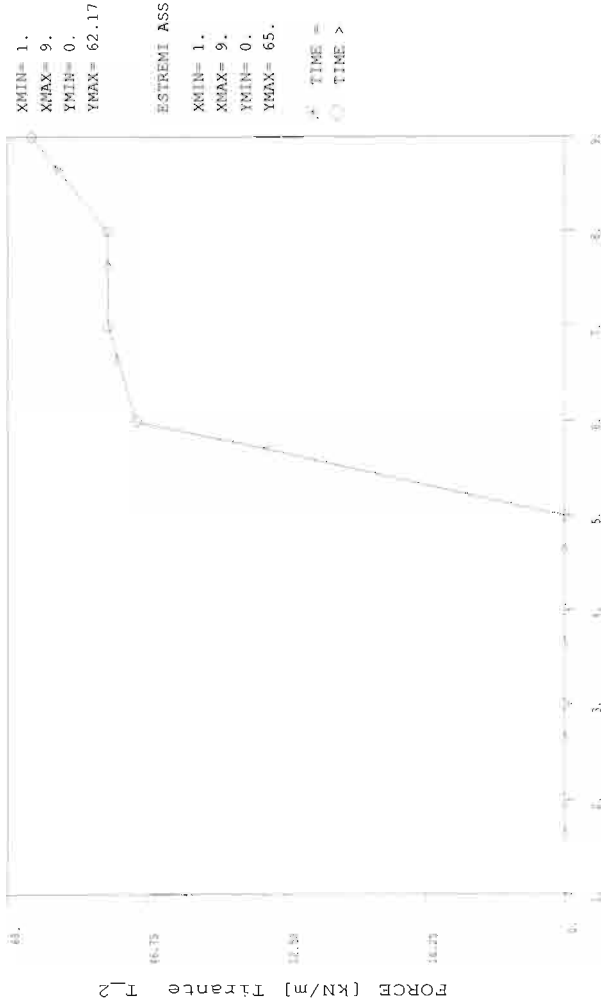
XMIN= 1.  
 XMAX= 9.  
 YMIN= 0.  
 YMAX= 79.82  
 ESTREMI ASSI  
 XMIN= 1.  
 XMAX= 9.  
 YMIN= 0.  
 YMAX= 80.  
 \* TIME = 1  
 O TIME > 1

DAL PASSO 1 AL PASSO 9  
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ces.it  
 P A R T I E 7.00

19-DICEMBRE-2012 9:42:31

Tirante T_2	
STEP	FORCE [KN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	0.
5.	0.
6.	50.
7.	53.33
8.	53.34
9.	62.17



XMIN= 1.  
 XMAX= 9.  
 YMIN= 0.  
 YMAX= 62.17  
 ESTREMI ASSI  
 XMIN= 1.  
 XMAX= 9.  
 YMIN= 0.  
 YMAX= 65.  
 \* TIME = 1  
 \* TIME > 1

DAL PASSO 1 AL PASSO 9  
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.cas.it  
 P A R A T I E 7.00  
 19 DICEMBRE 2012 9:43:31



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

VIABILITA' ACCESSO AL PIAZZALE DI IMBOCCO  
FINESTRA DI CHIUSA - RELAZIONE DI CALCOLO  
OPERE DI SOSTEGNO DEL TERRENO E DELLE  
OPERE IDRAULICHE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO
IBL1	10	D 26CL	NV 07 20 001	A	3

### ALLEGATO 3

<b>TITOLO</b>	Analisi e verifica del muro di sostegno definitivo
<b>TIPO DI DOCUMENTO:</b>	Documento - Formato A4
<b>CODIFICA:</b>	-
<b>PAGINE:</b>	110
<b>DATA:</b>	MARZO 2013
<b>SORGENTE:</b>	PRODUZIONE CENTRO-NORD
<b>NOTE:</b>	-



SEZ  $H_{max}=10.70 \text{ m} + 0.10 \text{ m}$

## 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  $\gamma$ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi 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 incrementati i soli carichi variabili.

### 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  $\rho$  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  $\epsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\epsilon' = \epsilon + \theta$$

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

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,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terrano a bassa permeabilità

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

Terrano 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  $\theta$ .

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

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

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

$$F_{iH} = k_H W \quad F_{iV} = \pm k_V W$$

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

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  $\eta_r$ .

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

Deve quindi essere verificata la seguente diseuguaglianza

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

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  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  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  $\eta_s$ .

Eseguito 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  $F_r$  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  $\delta_r$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

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

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_r$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_r$  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  $\eta_q$ . 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:

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

In questa espressione

- $c$  coesione del terreno in fondazione;
- $\phi$  angolo di attrito del terreno in fondazione;
- $\gamma$  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:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

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

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

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

#### Fattori di inclinazione

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

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

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

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

## Verifica alla stabilità globale

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

Eseguito il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$

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

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

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

dove il termine  $m$  è espresso da

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

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

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

# Normativa

## N.T.C. 2008 - Approccio 1

### Simbologia adottata

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

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qsfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qfav}$	1.50	1.30	1.50	1.50

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00	1.00	1.00

### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qsfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qfav}$	1.00	1.00	1.00	1.50

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00	1.00	1.00

## FONDAZIONE SUPERFICIALE

### Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

#### Verifica

	R1	Coefficienti parziali	
		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	

## Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	9.70 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.27 [m]
Inclinazione paramento esterno	5.71 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]
Spessore rivestimento	0.20 [m]
Peso sp. rivestimento	20.0000 [kN/mc]
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	2.73 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.00 [m]
Lunghezza totale fondazione	4.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore estremità fondazione di valle	0.50 [m]
Spessore all'incastro fondazione di valle	1.00 [m]
Spessore all'incastro fondazione di monte	1.00 [m]
Spessore estremità fondazione di monte	1.00 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

## Materiali utilizzati per la struttura

<i>Calcestruzzo</i>	
Peso specifico	25.000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck}$	30.00 [MPa]
Modulo elastico E	31447.048 [MPa]
<i>Acciaio</i>	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento $\sigma_{fa}$	449.94 [MPa]

## 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	20.00	0.00	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	0.20	[m]

## Descrizione terreni

### Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
$\gamma_s$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
$\phi$	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
$\delta$	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
$c_a$	Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	c	$c_a$
Coltre	18.50	19.50	36.00	24.00	0.0050	0.0000
Fillade Alterata	25.50	28.00	47.00	31.33	1.3500	0.4500

## 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/cm <sup>2</sup> /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	4.50	0.00	0.00	0.00	Coltre
2	20.00	0.00	1619.95	0.00	Fillade Alterata

## 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 (Q1)

D	Profilo	$X_i=1.50$	$X_f=5.85$	$Q_i=48.2000$	$Q_f=48.2000$
---	---------	------------	------------	---------------	---------------

#### Condizione n° 2 (Q2)

D	Profilo	$X_i=5.85$	$X_f=10.20$	$Q_i=111.5000$	$Q_f=111.5000$
---	---------	------------	-------------	----------------	----------------

#### Condizione n° 3 (Q3)

D	Profilo	$X_i=10.20$	$X_f=14.55$	$Q_i=133.5500$	$Q_f=133.5500$
---	---------	-------------	-------------	----------------	----------------

#### Condizione n° 4 (Condizione 4)

D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=20.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------



## Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
$\gamma$	Coefficiente di partecipazione della condizione
$\Psi$	Coefficiente di combinazione della condizione

#### Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q2	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q3	SFAV	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q2	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q3	SFAV	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q2	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q3	SFAV	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q2	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q3	SFAV	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Q1	SFAV	1.10	1.00	1.10
Q2	SFAV	1.10	1.00	1.10
Q3	SFAV	1.10	1.00	1.10

#### Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q2	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q3	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 4	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q2	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q3	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 4	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q2	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q3	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 4	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q1	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q2	SFAV	1.30	1.00	1.30
Q3	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 4	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Q1	SFAV	1.10	1.00	1.10
Q2	SFAV	1.10	1.00	1.10
Q3	SFAV	1.10	1.00	1.10
Condizione 4	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 15 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00

Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00

Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 24 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 25 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 26 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 27 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 28 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 29 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 30 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 31 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 32 - Frequente (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 33 - Rara (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Q1	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q2	SFAV	1.00	1.00	1.00
Q3	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 4	SFAV	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	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
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	1.00

**Impostazioni verifiche SLE**

Condizioni ambientali  
 Armatura ad aderenza migliorata

Ordinarie

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature  
 Valori limite delle aperture delle fessure

Poco sensibile  
 $w_1 = 0.20$   
 $w_2 = 0.30$   
 $w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

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

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  -  $\sigma_T < 0.80 f_{yk}$   
 Quasi permanente  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza      metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00  
 Coefficiente correttivo su  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

*Impostazioni avanzate*

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni  
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
$CS_{GLIM}$	Coeff. di sicurezza a carico limite
$CS_{STAB}$	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

<b>C</b>	<b>Tipo</b>	<b>Sisma</b>	<b><math>CS_{SCO}</math></b>	<b><math>CS_{RIB}</math></b>	<b><math>CS_{GLIM}</math></b>	<b><math>CS_{STAB}</math></b>
1	A1-M1 - [1]	--	31.64	--	2473.28	--
2	A1-M1 - [1]	--	32.43	--	2186.48	--
3	A1-M1 - [1]	--	31.64	--	2473.28	--
4	A1-M1 - [1]	--	32.43	--	2186.48	--
5	A2-M2 - [1]	--	23.43	--	796.76	--
6	EQU - [1]	--	--	1.74	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	15.71
8	A1-M1 - [2]	--	22.90	--	1672.65	--
9	A1-M1 - [2]	--	21.57	--	1501.83	--
10	A1-M1 - [2]	--	22.90	--	1672.65	--
11	A1-M1 - [2]	--	21.57	--	1501.83	--
12	A2-M2 - [2]	--	12.87	--	414.95	--
13	EQU - [2]	--	--	1.21	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	14.36
15	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	26.74	--	2271.72	--
16	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	27.92	--	2394.16	--
17	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	14.73	--	490.63	--
18	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	15.41	--	517.16	--
19	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1.62	--	--
20	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1.60	--	--
21	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	14.20
22	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	14.87
23	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	25.50	--	2135.68	--
24	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	26.63	--	2250.63	--
25	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	13.00	--	438.47	--
26	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	13.62	--	463.06	--
27	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1.52	--	--
28	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1.54	--	--
29	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	14.00
30	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	14.66
31	SLEQ - [1]	--	41.69	--	2729.78	--
32	SLEF - [1]	--	34.52	--	2660.12	--
33	SLER - [1]	--	32.49	--	2499.49	--

## 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 Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

### Sisma

#### **Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo $a_g$	1.22 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 5.75$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 2.88$

#### **Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo $a_g$	0.31 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.11$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.55$

Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento) 0.0  
Lunghezza del muro 10.00 [m]

Peso muro 273.3000 [kN]  
Baricentro del muro X=-0.85 Y=-7.19

### Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0.00	Y = -10.70
Punto superiore superficie di spinta	X = 0.00	Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	10.70	[m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00	[°]

### COMBINAZIONE n° 1

#### **Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole**

Valore della spinta statica	69.4241	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	63.4221	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	28.2373	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.29	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	73.84	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 0.0000 [kN]  
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 0.00 [m] Y = 0.00 [m]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	63.4221	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	339.5373	[kN]



Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	339.5373	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	63.4221	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.16	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Risultante in fondazione	345.4098	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10.58	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	55.9601	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	839770.9553	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.10587	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.06390	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 173.64$	$N_q = 187.21$	$N_\gamma = 414.33$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.78$	$i_q = 0.78$	$i_\gamma = 0.60$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.15$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 155.81$	$N'_q = 156.88$	$N'_\gamma = 267.73$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	31.64
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2473.28

## 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	0.48	3.9327	-0.0468	0.0048
3	0.97	8.5369	-0.1817	0.2013
4	1.46	14.0809	-0.2554	1.1925
5	1.94	21.1045	0.1805	4.1903
6	2.42	30.4173	2.2968	11.0133
7	2.91	41.5913	7.8081	20.7000
8	3.40	54.1034	17.8235	32.0760
9	3.88	67.8556	33.0574	44.9206
10	4.37	82.7745	54.1589	59.0694
11	4.85	95.5039	81.6214	65.9546
12	5.33	105.3227	111.1771	65.9991
13	5.82	115.7005	140.4984	65.9991
14	6.30	126.6644	169.5594	65.9991
15	6.79	138.2144	198.3460	65.9991
16	7.27	150.3506	226.8437	65.9991
17	7.76	163.0729	255.0384	65.9991
18	8.24	176.3812	282.9156	65.9991
19	8.73	190.2757	310.4611	65.9991
20	9.21	204.7563	337.6605	65.9991
21	9.70	219.8231	364.4996	65.9991

## 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	0.27	3.4283	24.9282
3	0.55	13.5086	48.7332
4	0.82	29.9344	71.4149
5	1.09	52.3989	92.9734
6	1.37	80.5956	113.4086
7	1.64	114.2178	132.7206
8	1.91	152.9588	150.9093
9	2.18	196.5121	167.9748
10	2.46	244.5708	183.9170
11	2.73	296.8285	198.7360

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 1

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

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>ft</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
V <sub>Rd</sub>	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>ft</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Red</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5319.44	63.34	1352.62	155.19	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5791.04	123.25	678.36	166.55	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	6372.41	115.59	452.56	177.45	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	6979.26	-59.70	330.70	212.00	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	6396.87	-483.03	210.30	223.72	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	4663.11	-875.42	112.12	235.30	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	3269.83	-1077.19	60.44	246.73	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	2178.90	-1061.50	32.11	258.04	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	1566.88	-1025.20	18.93	269.25	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	1154.14	-986.37	12.08	279.92	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	924.17	-975.54	8.77	289.96	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	825.29	-1002.17	7.13	299.87	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	780.96	-1045.44	6.17	309.69	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	765.44	-1098.45	5.54	319.42	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	767.79	-1158.41	5.11	329.07	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	782.70	-1224.10	4.80	338.67	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	807.37	-1295.02	4.58	350.04	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1639.48	-2675.04	8.62	443.59	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	880.69	-1452.33	4.30	376.79	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	928.24	-1539.17	4.22	390.21	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 1

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
$A_{fi}$	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
$A_{fs}$	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
$N_u$	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
$M_u$	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	$A_{fs}$	$A_{fi}$	$N_u$	$M_u$	CS	$V_{Rd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rsd}$
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	120.44	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	33.80	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	16.71	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	10.38	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	7.29	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	5.53	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	4.41	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	3.66	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	3.12	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	2.72	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 2

#### Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	69.4241	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	63.4221	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	28.2373	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.29	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	73.84	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	63.4221	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	421.5273	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	421.5273	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	63.4221	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.09	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Risultante in fondazione	426.2718	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.56	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-38.5696	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	921660.2192	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.09092	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.11985	[MPa]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 173.64$	$N_q = 187.21$	$N_\gamma = 414.33$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.82$	$i_q = 0.82$	$i_\gamma = 0.67$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.15$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 163.85$

$N'_q = 164.98$

$N'_\gamma = 298.31$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento  
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

32.43  
2186.48

## 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	0.48	5.1118	-0.0608	0.0048
3	0.97	11.0710	-0.2405	0.2013
4	1.46	18.1460	-0.3942	1.1925
5	1.94	26.8762	-0.0777	4.1903
6	2.42	38.0715	1.8755	11.0133
7	2.91	51.3038	7.1756	20.7000
8	3.40	66.0501	16.9277	32.0760
9	3.88	82.2123	31.8416	44.9206
10	4.37	99.7170	52.5621	59.0694
11	4.85	115.2081	79.5785	65.9546
12	5.33	127.9644	108.6187	65.9991
13	5.82	141.4555	137.3506	65.9991
14	6.30	155.7086	165.7442	65.9991
15	6.79	170.7237	193.7810	65.9991
16	7.27	186.5007	221.4424	65.9991
17	7.76	203.0396	248.7097	65.9991
18	8.24	220.3405	275.5644	65.9991
19	8.73	238.4034	301.9878	65.9991
20	9.21	257.2282	327.9614	65.9991
21	9.70	276.8149	353.4666	65.9991

## 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	0.27	2.7868	20.4321
3	0.55	11.1646	40.9596
4	0.82	25.1594	61.5824
5	1.09	44.7973	82.3005
6	1.37	70.1042	103.1141
7	1.64	101.1062	124.0229
8	1.91	137.8294	145.0272
9	2.18	180.2997	166.1268
10	2.46	228.5433	187.3217
11	2.73	282.5861	208.6120

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 2

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

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>fr</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fr</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5319.53	63.29	1040.63	155.34	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5787.23	125.72	522.74	166.88	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	6342.47	137.78	349.53	177.99	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	7051.33	20.38	262.36	188.84	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	7122.72	-350.89	187.09	224.76	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	5534.51	-774.09	107.88	236.64	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	4248.74	-1088.89	64.33	248.39	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	3048.06	-1180.54	37.08	260.04	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	2204.24	-1161.88	22.10	271.62	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	1620.21	-1119.14	14.06	282.68	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	1300.28	-1103.71	10.16	293.15	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	1155.35	-1121.82	8.17	303.52	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	1095.77	-1166.40	7.04	313.81	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	1080.37	-1226.28	6.33	324.04	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	1092.57	-1297.27	5.86	334.23	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	1124.74	-1377.73	5.54	344.38	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	1173.19	-1467.23	5.32	356.35	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	2364.69	-2995.38	9.92	450.50	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	1313.55	-1674.76	5.11	384.34	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	1405.49	-1794.67	5.08	398.42	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 2

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
$A_{fi}$	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
$A_{fs}$	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
$N_u$	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
$M_u$	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	$A_{fs}$	$A_{fi}$	$N_u$	$M_u$	CS	$V_{Rd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rsd}$
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	148.16	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	40.89	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	19.88	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	12.14	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	8.38	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	6.25	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	4.90	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	3.99	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	3.34	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	2.85	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 3

#### Peso muro favorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	69.4241	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	63.4221	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	28.2373	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.29	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	73.84	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	63.4221	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	339.5373	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	339.5373	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	63.4221	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.16	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Risultante in fondazione	345.4098	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10.58	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	55.9601	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	839770.9553	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.10587	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.06390	[MPa]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 173.64$	$N_q = 187.21$	$N_\gamma = 414.33$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.78$	$i_q = 0.78$	$i_\gamma = 0.60$
Fattori profondità	$d_c = 1.15$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.



$N'_c = 155.81$

$N'_q = 156.88$

$N'_\gamma = 267.73$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento  
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

31.64  
2473.28

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 3

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	0.48	3.9327	-0.0468	0.0048
3	0.97	8.5369	-0.1817	0.2013
4	1.46	14.0809	-0.2554	1.1925
5	1.94	21.1045	0.1805	4.1903
6	2.42	30.4173	2.2968	11.0133
7	2.91	41.5913	7.8081	20.7000
8	3.40	54.1034	17.8235	32.0760
9	3.88	67.8556	33.0574	44.9206
10	4.37	82.7745	54.1589	59.0694
11	4.85	95.5039	81.6214	65.9546
12	5.33	105.3227	111.1771	65.9991
13	5.82	115.7005	140.4984	65.9991
14	6.30	126.6644	169.5594	65.9991
15	6.79	138.2144	198.3460	65.9991
16	7.27	150.3506	226.8437	65.9991
17	7.76	163.0729	255.0384	65.9991
18	8.24	176.3812	282.9156	65.9991
19	8.73	190.2757	310.4611	65.9991
20	9.21	204.7563	337.6605	65.9991
21	9.70	219.8231	364.4996	65.9991

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 3

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	0.27	3.4283	24.9282
3	0.55	13.5086	48.7332
4	0.82	29.9344	71.4149
5	1.09	52.3989	92.9734
6	1.37	80.5956	113.4086
7	1.64	114.2178	132.7206
8	1.91	152.9588	150.9093
9	2.18	196.5121	167.9748
10	2.46	244.5708	183.9170
11	2.73	296.8285	198.7360

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 3

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

B	basc della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio. espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5319.44	63.34	1352.62	155.19	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5791.04	123.25	678.36	166.55	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	6372.41	115.59	452.56	177.45	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	6979.26	-59.70	330.70	212.00	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	6396.87	-483.03	210.30	223.72	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	4663.11	-875.42	112.12	235.30	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	3269.83	-1077.19	60.44	246.73	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	2178.90	-1061.50	32.11	258.04	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	1566.88	-1025.20	18.93	269.25	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	1154.14	-986.37	12.08	279.92	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	924.17	-975.54	8.77	289.96	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	825.29	-1002.17	7.13	299.87	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	780.96	-1045.44	6.17	309.69	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	765.44	-1098.45	5.54	319.42	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	767.79	-1158.41	5.11	329.07	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	782.70	-1224.10	4.80	338.67	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	807.37	-1295.02	4.58	350.04	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1639.48	-2675.04	8.62	443.59	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	880.69	-1452.33	4.30	376.79	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	928.24	-1539.17	4.22	390.21	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 3

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	120.44	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	33.80	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	16.71	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	10.38	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	7.29	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	5.53	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	4.41	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	3.66	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	3.12	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	2.72	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 4

#### Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	69.4241	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	63.4221	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	28.2373	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.29	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	73.84	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	63.4221	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	421.5273	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	421.5273	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	63.4221	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.09	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Risultante in fondazione	426.2718	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.56	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-38.5696	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	921660.2192	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.09092	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.11985	[MPa]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	N <sub>c</sub> = 173.64	N <sub>q</sub> = 187.21	N <sub>γ</sub> = 414.33
<b>Fattori forma</b>	s <sub>c</sub> = 1.00	s <sub>q</sub> = 1.00	s <sub>γ</sub> = 1.00
<b>Fattori inclinazione</b>	i <sub>c</sub> = 0.82	i <sub>q</sub> = 0.82	i <sub>γ</sub> = 0.67
<b>Fattori profondità</b>	d <sub>c</sub> = 1.15	d <sub>q</sub> = 1.08	d <sub>γ</sub> = 1.08

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 163.85$

$N'_q = 164.98$

$N'_\gamma = 298.31$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento  
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

32.43  
2186.48

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 4

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	0.48	5.1118	-0.0608	0.0048
3	0.97	11.0710	-0.2405	0.2013
4	1.46	18.1460	-0.3942	1.1925
5	1.94	26.8762	-0.0777	4.1903
6	2.42	38.0715	1.8755	11.0133
7	2.91	51.3038	7.1756	20.7000
8	3.40	66.0501	16.9277	32.0760
9	3.88	82.2123	31.8416	44.9206
10	4.37	99.7170	52.5621	59.0694
11	4.85	115.2081	79.5785	65.9546
12	5.33	127.9644	108.6187	65.9991
13	5.82	141.4555	137.3506	65.9991
14	6.30	155.7086	165.7442	65.9991
15	6.79	170.7237	193.7810	65.9991
16	7.27	186.5007	221.4424	65.9991
17	7.76	203.0396	248.7097	65.9991
18	8.24	220.3405	275.5644	65.9991
19	8.73	238.4034	301.9878	65.9991
20	9.21	257.2282	327.9614	65.9991
21	9.70	276.8149	353.4666	65.9991

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 4

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	0.27	2.7868	20.4321
3	0.55	11.1646	40.9596
4	0.82	25.1594	61.5824
5	1.09	44.7973	82.3005
6	1.37	70.1042	103.1141
7	1.64	101.1062	124.0229
8	1.91	137.8294	145.0272
9	2.18	180.2997	166.1268
10	2.46	228.5433	187.3217
11	2.73	282.5861	208.6120

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 4

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

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR <sub>cd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
VR <sub>sd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
VR <sub>d</sub>	Resistenza al taglio. espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5319.53	63.29	1040.63	155.34	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5787.23	125.72	522.74	166.88	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	6342.47	137.78	349.53	177.99	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	7051.33	20.38	262.36	188.84	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	7122.72	-350.89	187.09	224.76	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	5534.51	-774.09	107.88	236.64	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	4248.74	-1088.89	64.33	248.39	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	3048.06	-1180.54	37.08	260.04	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	2204.24	-1161.88	22.10	271.62	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	1620.21	-1119.14	14.06	282.68	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	1300.28	-1103.71	10.16	293.15	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	1155.35	-1121.82	8.17	303.52	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	1095.77	-1166.40	7.04	313.81	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	1080.37	-1226.28	6.33	324.04	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	1092.57	-1297.27	5.86	334.23	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	1124.74	-1377.73	5.54	344.38	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	1173.19	-1467.23	5.32	356.35	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	2364.69	-2995.38	9.92	450.50	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	1313.55	-1674.76	5.11	384.34	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	1405.49	-1794.67	5.08	398.42	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 4

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>ri</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>rs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>rs</sub>	A <sub>ri</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	148.16	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	40.89	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	19.88	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	12.14	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	8.38	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	6.25	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	4.90	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	3.99	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	3.34	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	2.85	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	72.6470	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	68.4355	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	24.3756	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.21	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.61	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	68.61	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	68.4355	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	335.6756	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	335.6756	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	68.4355	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.32	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Risultante in fondazione	342.5806	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11.52	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	106.2909	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	267452.3430	[kN]

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.12378	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.04406	[MPa]

### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	N <sub>c</sub> = 80.52	N <sub>q</sub> = 70.08	N <sub>γ</sub> = 105.87
<b>Fattori forma</b>	s <sub>c</sub> = 1.00	s <sub>q</sub> = 1.00	s <sub>γ</sub> = 1.00
<b>Fattori inclinazione</b>	i <sub>c</sub> = 0.76	i <sub>q</sub> = 0.76	i <sub>γ</sub> = 0.51
<b>Fattori profondità</b>	d <sub>c</sub> = 1.13	d <sub>q</sub> = 1.07	d <sub>γ</sub> = 1.07
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	N' <sub>c</sub> = 69.21	N' <sub>q</sub> = 56.76	N' <sub>γ</sub> = 57.88



**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento  
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

23.43  
796.76

## 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	0.48	3.9332	-0.0468	0.0075
3	0.97	8.5471	-0.1680	0.2803
4	1.46	14.1848	-0.1487	1.7822
5	1.94	21.5727	0.8702	6.5523
6	2.42	30.7652	4.5354	14.7431
7	2.91	41.2410	12.1824	24.8916
8	3.40	52.8488	24.6050	36.5725
9	3.88	65.5478	42.4757	49.6714
10	4.37	79.2861	66.4269	64.0430
11	4.85	91.3799	96.6821	71.0860
12	5.33	101.1940	128.8293	71.1321
13	5.82	111.5718	160.7401	71.1321
14	6.30	122.5358	192.3908	71.1321
15	6.79	134.0858	223.7670	71.1321
16	7.27	146.2220	254.8544	71.1321
17	7.76	158.9442	285.6386	71.1321
18	8.24	172.2526	316.1055	71.1321
19	8.73	186.1471	346.2406	71.1321
20	9.21	200.6277	376.0296	71.1321
21	9.70	215.6944	405.4584	71.1321

## 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	0.27	4.0636	29.4656
3	0.55	15.9220	57.1046
4	0.82	35.0765	82.9171
5	1.09	61.0285	106.9029
6	1.37	93.2793	129.0622
7	1.64	131.3302	149.3949
8	1.91	174.6827	167.9010
9	2.18	222.8380	184.5806
10	2.46	275.2975	199.4335
11	2.73	331.5625	212.4599

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 5

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

B base della sezione espressa in [m]  
 H altezza della sezione espressa in [m]  
 A<sub>fs</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]  
 A<sub>ft</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]  
 N<sub>u</sub> sforzo normale ultimo espresso in [kN]  
 M<sub>u</sub> momento ultimo espresso in [kNm]  
 CS coefficiente sicurezza sezione  
 V<sub>Rcd</sub> Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]  
 V<sub>Rsd</sub> Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]  
 VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>ft</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5319.46	63.33	1352.45	155.19	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5805.08	114.13	679.19	166.55	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	6437.33	67.47	453.82	177.46	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	6642.40	-267.94	307.91	212.07	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	4764.46	-702.37	154.87	223.77	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	3236.16	-955.95	78.47	235.25	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	2027.32	-943.87	38.36	246.56	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	1404.37	-910.05	21.43	257.72	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	1065.06	-892.32	13.43	268.76	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	836.53	-885.07	9.15	279.34	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	708.57	-902.08	7.00	289.37	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	652.02	-939.36	5.84	299.29	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	628.55	-986.88	5.13	309.10	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	623.75	-1040.94	4.65	318.83	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	631.11	-1099.97	4.32	328.48	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	647.32	-1163.29	4.07	338.08	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	670.60	-1230.63	3.89	349.45	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1369.15	-2546.68	7.36	442.99	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	734.91	-1377.42	3.66	376.20	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	775.22	-1457.24	3.59	389.61	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 5

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>si</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>su</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio. espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>si</sub>	A <sub>su</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Red</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	101.61	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	28.68	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	14.26	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	8.91	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	6.30	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	4.81	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	3.87	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	3.23	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	2.77	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	2.43	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	81.5610	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	76.8327	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	27.3665	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.20	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.61	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	68.36	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	76.8327	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	311.3365	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	576.3674	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1003.3460	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	311.3365	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	76.8327	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.63	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Risultante in fondazione	320.6769	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13.86	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	195.6944	[kNm]

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.74
--	------

## Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 7

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]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.80 Y[m]= 4.82

Raggio del cerchio R[m]= 15.84

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7.61

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 14.30

Larghezza della striscia dx[m]= 0.88

Coefficiente di sicurezza C= 15.71

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha$ (°)	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	134.4820	67.87	124.5730	0.0228	30.17	0.004	0.000
2	164.5781	60.66	143.4659	0.0175	30.17	0.004	0.000
3	187.7382	54.68	153.1862	0.0149	33.97	0.395	0.000
4	211.4813	49.50	160.8114	0.0132	40.63	1.080	0.000
5	226.4740	44.82	159.6514	0.0121	40.63	1.080	0.000
6	231.4436	40.51	150.3295	0.0113	40.63	1.080	0.000
7	247.0369	36.45	146.7755	0.0107	40.63	1.080	0.000
8	260.5282	32.60	140.3662	0.0102	40.63	1.080	0.000
9	272.1946	28.91	131.5840	0.0098	40.63	1.080	0.000
10	262.4721	25.35	112.3566	0.0095	40.63	1.080	0.000
11	235.3408	21.88	87.7182	0.0093	40.63	1.080	0.000
12	242.5492	18.51	76.9828	0.0091	40.63	1.080	0.000
13	248.4838	15.19	65.1165	0.0089	40.63	1.080	0.000
14	253.2103	11.93	52.3444	0.0088	40.63	1.080	0.000
15	240.2267	8.71	36.3684	0.0087	40.63	1.080	0.000
16	216.9877	5.51	20.8444	0.0086	40.63	1.080	0.000
17	223.0924	2.33	9.0873	0.0086	40.63	1.080	0.000
18	86.8325	-0.84	-1.2673	0.0086	40.63	1.080	0.000
19	32.7068	-4.01	-2.2870	0.0086	40.63	1.080	0.000
20	30.8551	-7.20	-3.8647	0.0087	40.63	1.080	0.000
21	27.9170	-10.40	-5.0413	0.0087	40.63	1.080	0.000
22	23.9646	-13.65	-5.6536	0.0088	40.63	1.080	0.000
23	18.6078	-16.93	-5.4195	0.0090	40.63	1.080	0.000
24	12.0106	-20.28	-4.1627	0.0092	40.63	1.080	0.000
25	4.0968	-23.70	-1.6466	0.0094	40.63	1.080	0.000

$\Sigma W_i = 4095.3114$  [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 1742.2190$  [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 3396.0467$  [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 7.86$

### COMBINAZIONE n° 8

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	98.6420	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	90.1139	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	40.1213	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.04 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]	

Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	73.41	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	90.1139	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	433.4113	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	433.4113	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	90.1139	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.36	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Risultante in fondazione	442.6803	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11.75	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	158.1159	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	724945.7678	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.16765	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.04906	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 173.64$	$N_q = 187.21$	$N_\gamma = 414.33$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.76$	$i_q = 0.76$	$i_\gamma = 0.56$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.15$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 151.27$	$N'_q = 152.31$	$N'_\gamma = 250.87$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	22.90
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1672.65

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 8

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	0.48	5.8533	0.1659	1.6702
3	0.97	13.0076	1.1587	4.5509
4	1.46	21.4627	3.5076	8.6420
5	1.94	31.3810	7.7525	14.3083
6	2.42	43.6753	14.7814	23.5996
7	2.91	58.3861	26.4014	36.6071
8	3.40	74.6229	44.0349	51.3308
9	3.88	92.2476	68.3750	67.4603
10	4.37	111.1968	100.0399	84.8534
11	4.85	127.4611	139.4901	93.2503
12	5.33	140.2233	181.4736	93.3045
13	5.82	153.7145	223.1514	93.3045
14	6.30	167.9676	264.4909	93.3045
15	6.79	182.9827	305.4736	93.3045
16	7.27	198.7597	346.0808	93.3045
17	7.76	215.2986	386.2940	93.3045
18	8.24	232.5995	426.0945	93.3045
19	8.73	250.6623	465.4638	93.3045
20	9.21	269.4871	504.3832	93.3045
21	9.70	289.0739	542.8342	93.3045

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 8

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	0.27	5.5210	40.0046
3	0.55	21.6011	77.3560
4	0.82	47.5159	112.0543
5	1.09	82.5413	144.0994
6	1.37	125.9528	173.4913
7	1.64	177.0261	200.2301
8	1.91	235.0370	224.3157
9	2.18	299.2611	245.7482
10	2.46	368.9741	264.5274
11	2.73	443.4516	280.6535

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 8

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

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>B</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>V</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
V <sub>Rd</sub>	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>B</sub>	A <sub>V</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5012.53	-142.06	856.35	175.42	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	4035.37	-359.46	310.23	188.52	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	3341.27	-546.06	155.68	201.12	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	2871.40	-709.36	91.50	213.39	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	2330.14	-788.61	53.35	225.52	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	1824.17	-824.86	31.24	237.61	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	1416.52	-835.89	18.98	249.57	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	1144.84	-848.57	12.41	261.44	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	955.73	-859.84	8.59	273.23	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	797.32	-872.56	6.26	284.41	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	692.90	-896.74	4.94	294.88	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	645.41	-936.96	4.20	305.25	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	626.14	-985.95	3.73	315.55	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	623.47	-1040.82	3.41	325.79	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	631.93	-1100.33	3.18	335.98	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	648.70	-1163.91	3.01	346.14	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	672.20	-1231.39	2.89	358.10	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1372.23	-2548.14	5.47	452.26	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	736.33	-1378.15	2.73	386.10	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	776.34	-1457.84	2.69	400.19	--	--



## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 8

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Red</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
V <sub>Rd</sub>	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Red</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	74.79	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	21.14	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	10.53	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	6.59	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	4.67	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	3.57	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	2.87	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	2.40	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	2.07	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	1.82	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 9

#### Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	98.6420	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	90.1139	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	40.1213	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.04	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	73.41	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	90.1139	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	351.4213	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	351.4213	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	90.1139	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.72	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.84	[m]
Risultante in fondazione	362.7912	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.38	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	252.6455	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	527776.2154	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.84	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.18288	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.00000	[MPa]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	N <sub>c</sub> = 173.64	N <sub>q</sub> = 187.21	N <sub>γ</sub> = 414.33
<b>Fattori forma</b>	s <sub>c</sub> = 1.00	s <sub>q</sub> = 1.00	s <sub>γ</sub> = 1.00
<b>Fattori inclinazione</b>	i <sub>c</sub> = 0.71	i <sub>q</sub> = 0.71	i <sub>γ</sub> = 0.48
<b>Fattori profondità</b>	d <sub>c</sub> = 1.15	d <sub>q</sub> = 1.08	d <sub>γ</sub> = 1.08

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 141.25$

$N'_q = 142.22$

$N'_\gamma = 214.75$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento  
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

21.57

1501.83

## 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	0.48	4.6742	0.1799	1.6702
3	0.97	10.4734	1.2175	4.5509
4	1.46	17.3977	3.6464	8.6420
5	1.94	25.6094	8.0106	14.3083
6	2.42	36.0211	15.2027	23.5996
7	2.91	48.6736	27.0338	36.6071
8	3.40	62.6762	44.9308	51.3308
9	3.88	77.8909	69.5909	67.4603
10	4.37	94.2543	101.6367	84.8534
11	4.85	107.7569	141.5329	93.2503
12	5.33	117.5816	184.0321	93.3045
13	5.82	127.9594	226.2992	93.3045
14	6.30	138.9234	268.3061	93.3045
15	6.79	150.4734	310.0385	93.3045
16	7.27	162.6096	351.4821	93.3045
17	7.76	175.3318	392.6226	93.3045
18	8.24	188.6402	433.4457	93.3045
19	8.73	202.5347	473.9370	93.3045
20	9.21	217.0153	514.0823	93.3045
21	9.70	232.0820	553.8673	93.3045

## 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	0.27	6.1722	44.5694
3	0.55	23.9811	85.2512
4	0.82	52.3655	122.0453
5	1.09	90.2641	154.9517
6	1.37	136.6154	183.9704
7	1.64	190.3581	209.1014
8	1.91	250.4310	230.3448
9	2.18	315.7726	247.7004
10	2.46	385.3216	261.1684
11	2.73	458.0168	270.7487

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 9

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

B base della sezione espressa in [m]  
 H altezza della sezione espressa in [m]  
 $A_{fs}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]  
 $A_{fi}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]  
 $N_u$  sforzo normale ultimo espresso in [kN]  
 $M_u$  momento ultimo espresso in [kNm]  
 CS coefficiente sicurezza sezione  
 $V_{Rcd}$  Aliquota di taglio assorbito dal cfs, espresso in [kN]  
 $V_{Rsd}$  Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]  
 $V_{Rd}$  Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	$A_{fs}$	$A_{fi}$	$N_u$	$M_u$	CS	$V_{Rd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rsd}$
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	4685.16	-180.31	1002.35	175.27	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	3491.36	-405.86	333.35	188.18	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	2796.79	-586.18	160.76	200.58	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	2172.45	-679.54	84.83	212.61	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	1717.50	-724.87	47.68	224.48	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	1344.11	-746.53	27.61	236.28	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	1059.30	-759.38	16.90	247.92	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	862.97	-771.01	11.08	259.44	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	737.17	-794.91	7.82	270.86	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	621.68	-816.54	5.77	281.64	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	539.56	-844.48	4.59	291.68	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	499.99	-884.25	3.91	301.61	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	481.79	-930.49	3.47	311.43	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	476.12	-981.02	3.16	321.16	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	478.76	-1034.84	2.94	330.82	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	487.41	-1091.47	2.78	340.42	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	500.80	-1150.70	2.65	351.80	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1016.81	-2379.38	5.02	445.35	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	538.96	-1276.73	2.48	378.55	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	563.01	-1343.63	2.43	391.97	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 9

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
$A_n$	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
$A_s$	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
$N_u$	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
$M_u$	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
$V_{Rcd}$	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
$V_{Rsd}$	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
$V_{Rd}$	Resistenza al taglio. espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	$A_s$	$A_n$	$N_u$	$M_u$	CS	$V_{Rd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rsd}$
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	66.90	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	19.04	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	9.55	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	6.03	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	4.30	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	3.32	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	2.70	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	2.28	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	1.98	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	1.76	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 10

#### Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	98.6420	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	90.1139	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	40.1213	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.04	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	73.41	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	90.1139	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	433.4113	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	433.4113	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	90.1139	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.36	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Risultante in fondazione	442.6803	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11.75	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	158.1159	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	724945.7678	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.16765	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.04906	[MPa]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 173.64$	$N_q = 187.21$	$N_\gamma = 414.33$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.76$	$i_q = 0.76$	$i_\gamma = 0.56$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.15$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 151.27$

$N'_q = 152.31$

$N'_\gamma = 250.87$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento  
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

22.90

1672.65

## 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	0.48	5.8533	0.1659	1.6702
3	0.97	13.0076	1.1587	4.5509
4	1.46	21.4627	3.5076	8.6420
5	1.94	31.3810	7.7525	14.3083
6	2.42	43.6753	14.7814	23.5996
7	2.91	58.3861	26.4014	36.6071
8	3.40	74.6229	44.0349	51.3308
9	3.88	92.2476	68.3750	67.4603
10	4.37	111.1968	100.0399	84.8534
11	4.85	127.4611	139.4901	93.2503
12	5.33	140.2233	181.4736	93.3045
13	5.82	153.7145	223.1514	93.3045
14	6.30	167.9676	264.4909	93.3045
15	6.79	182.9827	305.4736	93.3045
16	7.27	198.7597	346.0808	93.3045
17	7.76	215.2986	386.2940	93.3045
18	8.24	232.5995	426.0945	93.3045
19	8.73	250.6623	465.4638	93.3045
20	9.21	269.4871	504.3832	93.3045
21	9.70	289.0739	542.8342	93.3045

## 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	0.27	5.5210	40.0046
3	0.55	21.6011	77.3560
4	0.82	47.5159	112.0543
5	1.09	82.5413	144.0994
6	1.37	125.9528	173.4913
7	1.64	177.0261	200.2301
8	1.91	235.0370	224.3157
9	2.18	299.2611	245.7482
10	2.46	368.9741	264.5274
11	2.73	443.4516	280.6535

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 10

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

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Red</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5012.53	-142.06	856.35	175.42	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	4035.37	-359.46	310.23	188.52	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	3341.27	-546.06	155.68	201.12	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	2871.40	-709.36	91.50	213.39	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	2330.14	-788.61	53.35	225.52	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	1824.17	-824.86	31.24	237.61	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	1416.52	-835.89	18.98	249.57	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	1144.84	-848.57	12.41	261.44	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	955.73	-859.84	8.59	273.23	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	797.32	-872.56	6.26	284.41	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	692.90	-896.74	4.94	294.88	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	645.41	-936.96	4.20	305.25	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	626.14	-985.95	3.73	315.55	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	623.47	-1040.82	3.41	325.79	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	631.93	-1100.33	3.18	335.98	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	648.70	-1163.91	3.01	346.14	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	672.20	-1231.39	2.89	358.10	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1372.23	-2548.14	5.47	452.26	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	736.33	-1378.15	2.73	386.10	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	776.34	-1457.84	2.69	400.19	--	--



## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 10

Simbologia adottata

B	basc della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>n</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>s</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio. espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>s</sub>	A <sub>n</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	74.79	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	21.14	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	10.53	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	6.59	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	4.67	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	3.57	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	2.87	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	2.40	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	2.07	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	1.82	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 11

#### Peso muro favorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	98.6420	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	90.1139	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	40.1213	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.04	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	73.41	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	90.1139	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	351.4213	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	351.4213	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	90.1139	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.72	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.84	[m]
Risultante in fondazione	362.7912	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.38	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	252.6455	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	527776.2154	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.84	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.18288	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.00000	[MPa]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	N <sub>c</sub> = 173.64	N <sub>q</sub> = 187.21	N <sub>γ</sub> = 414.33
<b>Fattori forma</b>	s <sub>c</sub> = 1.00	s <sub>q</sub> = 1.00	s <sub>γ</sub> = 1.00
<b>Fattori inclinazione</b>	i <sub>c</sub> = 0.71	i <sub>q</sub> = 0.71	i <sub>γ</sub> = 0.48
<b>Fattori profondità</b>	d <sub>c</sub> = 1.15	d <sub>q</sub> = 1.08	d <sub>γ</sub> = 1.08

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 141.25$

$N'_q = 142.22$

$N'_\gamma = 214.75$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento  
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

21.57

1501.83

## 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	0.48	4.6742	0.1799	1.6702
3	0.97	10.4734	1.2175	4.5509
4	1.46	17.3977	3.6464	8.6420
5	1.94	25.6094	8.0106	14.3083
6	2.42	36.0211	15.2027	23.5996
7	2.91	48.6736	27.0338	36.6071
8	3.40	62.6762	44.9308	51.3308
9	3.88	77.8909	69.5909	67.4603
10	4.37	94.2543	101.6367	84.8534
11	4.85	107.7569	141.5329	93.2503
12	5.33	117.5816	184.0321	93.3045
13	5.82	127.9594	226.2992	93.3045
14	6.30	138.9234	268.3061	93.3045
15	6.79	150.4734	310.0385	93.3045
16	7.27	162.6096	351.4821	93.3045
17	7.76	175.3318	392.6226	93.3045
18	8.24	188.6402	433.4457	93.3045
19	8.73	202.5347	473.9370	93.3045
20	9.21	217.0153	514.0823	93.3045
21	9.70	232.0820	553.8673	93.3045

## 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	0.27	6.1722	44.5694
3	0.55	23.9811	85.2512
4	0.82	52.3655	122.0453
5	1.09	90.2641	154.9517
6	1.37	136.6154	183.9704
7	1.64	190.3581	209.1014
8	1.91	250.4310	230.3448
9	2.18	315.7726	247.7004
10	2.46	385.3216	261.1684
11	2.73	458.0168	270.7487

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 11

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

B base della sezione espressa in [m]  
 H altezza della sezione espressa in [m]  
 $A_{fs}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]  
 $A_{ft}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]  
 $N_u$  sforzo normale ultimo espresso in [kN]  
 $M_u$  momento ultimo espresso in [kNm]  
 CS coefficiente sicurezza sezione  
 $V_{Rcd}$  Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]  
 $V_{Rsd}$  Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]  
 VRd Resistenza al taglio. espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	$A_{fs}$	$A_{ft}$	$N_u$	$M_u$	CS	$V_{Rd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rsd}$
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	4685.16	-180.31	1002.35	175.27	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	3491.36	-405.86	333.35	188.18	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	2796.79	-586.18	160.76	200.58	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	2172.45	-679.54	84.83	212.61	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	1717.50	-724.87	47.68	224.48	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	1344.11	-746.53	27.61	236.28	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	1059.30	-759.38	16.90	247.92	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	862.97	-771.01	11.08	259.44	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	737.17	-794.91	7.82	270.86	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	621.68	-816.54	5.77	281.64	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	539.56	-844.48	4.59	291.68	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	499.99	-884.25	3.91	301.61	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	481.79	-930.49	3.47	311.43	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	476.12	-981.02	3.16	321.16	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	478.76	-1034.84	2.94	330.82	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	487.41	-1091.47	2.78	340.42	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	500.80	-1150.70	2.65	351.80	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1016.81	-2379.38	5.02	445.35	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	538.96	-1276.73	2.48	378.55	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	563.01	-1343.63	2.43	391.97	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 11

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
$A_{fi}$	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
$A_{fs}$	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
$N_u$	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
$M_u$	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
$V_{Rcd}$	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
$V_{Rsd}$	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
$V_{Rd}$	Resistenza al taglio. espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	$A_{fs}$	$A_{fi}$	$N_u$	$M_u$	CS	$V_{Rd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rsd}$
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	66.90	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	19.04	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	9.55	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	6.03	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	4.30	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	3.32	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	2.70	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	2.28	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	1.98	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	1.76	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	105.1480	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	99.0524	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	35.2808	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -2.96	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.61	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	68.23	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	99.0524	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	346.5808	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	346.5808	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	99.0524	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.98	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.07	[m]
Risultante in fondazione	360.4575	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15.95	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	338.2779	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	143814.7818	[kN]

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.07	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.22565	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.00000	[MPa]

### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coef. capacità portante</b>	$N_c = 80.52$	$N_q = 70.08$	$N_\gamma = 105.87$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.68$	$i_q = 0.68$	$i_\gamma = 0.37$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.13$	$d_q = 1.07$	$d_\gamma = 1.07$
I coefficienti $N'$ tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 61.63$	$N'_q = 50.54$	$N'_\gamma = 41.61$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento  
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

12.87

414.95

## 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	0.48	4.7216	0.3051	2.2208
3	0.97	10.4604	1.7542	5.6522
4	1.46	17.2381	4.8903	10.3544
5	1.94	25.5739	10.3920	17.7858
6	2.42	36.0387	19.8891	29.5487
7	2.91	47.8627	35.1124	43.4823
8	3.40	60.7909	56.8701	58.8702
9	3.88	74.7918	85.8029	75.6244
10	4.37	89.8199	122.5212	93.6170
11	4.85	102.6118	167.1638	102.3634
12	5.33	112.4313	214.2110	102.4206
13	5.82	122.8092	261.0243	102.4206
14	6.30	133.7731	307.5774	102.4206
15	6.79	145.3231	353.8560	102.4206
16	7.27	157.4593	399.8458	102.4206
17	7.76	170.1815	445.5324	102.4206
18	8.24	183.4899	490.9017	102.4206
19	8.73	197.3844	535.9392	102.4206
20	9.21	211.8650	580.6307	102.4206
21	9.70	226.9317	624.9618	102.4206

## 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	0.27	7.6782	55.2815
3	0.55	29.6545	104.7471
4	0.82	64.3409	148.3969
5	1.09	110.1499	186.2308
6	1.37	165.4937	218.2488
7	1.64	228.7845	244.4509
8	1.91	298.4346	264.8372
9	2.18	372.8563	279.4075
10	2.46	450.4619	288.1620
11	2.73	529.6636	291.1007

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 12

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

B base della sezione espressa in [m]  
 H altezza della sezione espressa in [m]  
 A<sub>l</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]  
 A<sub>v</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]  
 N<sub>u</sub> sforzo normale ultimo espresso in [kN]  
 M<sub>u</sub> momento ultimo espresso in [kNm]  
 CS coefficiente sicurezza sezione  
 VR<sub>ed</sub> Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]  
 VR<sub>sd</sub> Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]  
 VR<sub>d</sub> Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>l</sub>	A <sub>v</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	3938.75	-254.54	834.21	175.28	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	2750.19	-461.20	262.91	188.18	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	2035.91	-577.57	118.11	200.56	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	1526.19	-620.17	59.68	212.61	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	1165.03	-642.96	32.33	224.48	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	893.20	-655.26	18.66	236.16	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	719.88	-673.45	11.84	247.66	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	611.83	-701.91	8.18	259.01	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	539.75	-736.26	6.01	270.24	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	471.90	-768.77	4.60	280.92	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	422.26	-804.51	3.76	290.96	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	398.76	-847.55	3.25	300.88	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	389.22	-894.92	2.91	310.70	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	388.24	-945.34	2.67	320.43	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	393.10	-998.21	2.50	330.09	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	402.31	-1053.25	2.36	339.68	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	415.02	-1110.32	2.26	351.06	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	846.54	-2298.52	4.29	444.61	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	449.00	-1230.50	2.12	377.81	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	469.76	-1293.71	2.07	391.23	--	--



## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 12

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	53.77	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	15.40	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	7.78	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	4.94	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	3.55	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	2.76	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	2.26	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	1.93	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	1.69	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	1.52	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	119.4667	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	112.5410	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	40.0852	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -2.94	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.61	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	67.92	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	112.5410	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	324.0552	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	873.1583	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1054.2208	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	324.0552	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	112.5410	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	1.44	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1.68	[m]
Risultante in fondazione	343.0412	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19.15	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	467.0479	[kNm]

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.21
--	------

## Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 14

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]  
 $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
 $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]  
b larghezza della striscia espressa in [m]  
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.80 Y[m]= 4.82

Raggio del cerchio R[m]= 15.84

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7.61

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 14.30

Larghezza della striscia dx[m]= 0.88

Coefficiente di sicurezza C= 14.36

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha$ (°)	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	157.2640	67.87	145.6763	0.0228	30.17	0.004	0.000
2	187.3601	60.66	163.3254	0.0175	30.17	0.004	0.000
3	210.5202	54.68	171.7753	0.0149	33.97	0.395	0.000
4	234.2632	49.50	178.1349	0.0132	40.63	1.080	0.000
5	249.2559	44.82	175.7114	0.0121	40.63	1.080	0.000
6	254.2255	40.51	165.1271	0.0113	40.63	1.080	0.000
7	269.8189	36.45	160.3112	0.0107	40.63	1.080	0.000
8	283.3102	32.60	152.6406	0.0102	40.63	1.080	0.000
9	294.9765	28.91	142.5973	0.0098	40.63	1.080	0.000
10	285.2541	25.35	122.1089	0.0095	40.63	1.080	0.000
11	258.1227	21.88	96.2096	0.0093	40.63	1.080	0.000
12	265.3311	18.51	84.2135	0.0091	40.63	1.080	0.000
13	271.2657	15.19	71.0866	0.0089	40.63	1.080	0.000
14	275.9922	11.93	57.0539	0.0088	40.63	1.080	0.000
15	263.0086	8.71	39.8174	0.0087	40.63	1.080	0.000
16	239.7696	5.51	23.0329	0.0086	40.63	1.080	0.000
17	230.3824	2.33	9.3843	0.0086	40.63	1.080	0.000
18	86.8325	-0.84	-1.2673	0.0086	40.63	1.080	0.000
19	32.7068	-4.01	-2.2870	0.0086	40.63	1.080	0.000
20	30.8551	-7.20	-3.8647	0.0087	40.63	1.080	0.000
21	27.9170	-10.40	-5.0413	0.0087	40.63	1.080	0.000
22	23.9646	-13.65	-5.6536	0.0088	40.63	1.080	0.000
23	18.6078	-16.93	-5.4195	0.0090	40.63	1.080	0.000
24	12.0106	-20.28	-4.1627	0.0092	40.63	1.080	0.000
25	4.0968	-23.70	-1.6466	0.0094	40.63	1.080	0.000

$\Sigma W_i = 4467.1123$  [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 1928.8638$  [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 3698.2130$  [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 7.86$

### COMBINAZIONE n° 15

Valore della spinta statica	49.2232	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	44.9676	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	20.0209	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.35	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	74.78	[°]		

Incremento sismico della spinta	13.4442	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.35	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	74.28	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]
Inerzia del muro	15.7169	[kN]		
Inerzia verticale del muro	7.8584	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	75.1517	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	344.6476	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	344.6476	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	75.1517	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.21	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]		
Risultante in fondazione	352.7460	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.30	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	71.2931	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	782942.8058	[kN]		

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.11290	[MPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.05943	[MPa]		

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 173.64$	$N_q = 187.21$	$N_\gamma = 414.33$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.75$	$i_q = 0.75$	$i_\gamma = 0.55$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.15$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 149.13$	$N'_q = 150.16$	$N'_\gamma = 243.03$

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	26.74
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2271.72

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 15

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	0.48	3.9306	0.0068	0.2260
3	0.97	8.4647	0.0280	0.5250
4	1.46	13.7899	0.1236	1.3180
5	1.94	20.4421	0.6133	3.8088
6	2.42	29.2928	2.5186	9.9547
7	2.91	40.0910	7.5404	19.1921
8	3.40	52.2218	16.8794	30.1399
9	3.88	65.5742	31.2520	42.5485
10	4.37	80.0772	51.3049	56.2590
11	4.85	92.5792	77.5360	63.2292
12	5.33	102.3963	105.9755	63.8339
13	5.82	112.7741	134.4609	64.4307
14	6.30	123.7380	162.9838	65.0612
15	6.79	135.2880	191.5461	65.7254
16	7.27	147.4242	220.1500	66.4233
17	7.76	160.1465	248.7974	67.1550
18	8.24	173.4548	277.4905	67.9203
19	8.73	187.3493	306.2311	68.7194
20	9.21	201.8299	335.0214	69.5521
21	9.70	216.8967	363.8635	70.4186

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 15

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	0.27	3.6804	26.7396
3	0.55	14.4781	52.1416
4	0.82	32.0280	76.2062
5	1.09	55.9650	98.9332
6	1.37	85.9238	120.3227
7	1.64	121.5395	140.3747
8	1.91	162.4467	159.0892
9	2.18	208.2805	176.4662
10	2.46	258.6756	192.5057
11	2.73	313.2669	207.2076

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 15

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

B base della sezione espressa in [m]  
 H altezza della sezione espressa in [m]  
 $A_{fs}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]  
 $A_{ft}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]  
 $N_u$  sforzo normale ultimo espresso in [kN]  
 $M_u$  momento ultimo espresso in [kNm]  
 CS coefficiente sicurezza sezione  
 $V_{Rcd}$  Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]  
 $V_{Rsd}$  Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]  
 $V_{Rd}$  Resistenza al taglio. espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	$A_{fs}$	$A_{ft}$	$N_u$	$M_u$	CS	$V_{Rd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rsd}$
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5408.29	-9.38	1375.96	175.18	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5937.57	-19.67	701.45	187.92	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	6420.90	-57.57	465.62	200.10	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	6748.31	-202.47	330.12	211.91	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	6126.44	-526.76	209.15	223.57	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	4657.57	-876.00	116.17	235.10	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	3349.14	-1082.53	64.13	246.47	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	2253.34	-1073.92	34.36	257.73	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	1619.33	-1037.50	20.22	268.87	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	1192.26	-998.53	12.88	279.51	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	951.64	-984.90	9.29	289.54	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	847.19	-1010.11	7.51	299.46	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	798.95	-1052.35	6.46	309.27	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	780.01	-1104.36	5.77	319.00	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	778.92	-1163.17	5.28	328.66	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	790.06	-1227.41	4.93	338.25	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	810.38	-1296.44	4.67	349.63	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1635.37	-2673.09	8.73	443.17	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	872.36	-1448.05	4.32	376.37	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	912.45	-1530.71	4.21	389.79	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 15

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal els, espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
V <sub>Rd</sub>	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	112.19	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	31.54	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	15.62	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	9.72	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	6.84	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	5.20	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	4.16	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	3.45	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	2.95	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	2.57	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 16

Valore della spinta statica	49.2232	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	44.9676	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	20.0209	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.35	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	74.78	[°]		

Incremento sismico della spinta	9.5637	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.35	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	74.47	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]
Inerzia del muro	15.7169	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-7.8584	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	71.6067	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	327.3523	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	327.3523	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	71.6067	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.20	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Risultante in fondazione	335.0926	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.34	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	66.5112	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	783732.3348	[kN]

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.10678	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.05690	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 173.64$	$N_q = 187.21$	$N_\gamma = 414.33$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.74$	$i_q = 0.74$	$i_\gamma = 0.54$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.15$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 148.99$	$N'_q = 150.01$	$N'_\gamma = 242.50$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	27.92
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2394.16

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 16

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	0.48	3.9306	0.0068	0.2260
3	0.97	8.4636	0.0281	0.5226
4	1.46	13.7753	0.1202	1.2853
5	1.94	20.3691	0.5837	3.6448
6	2.42	29.0635	2.3782	9.4397
7	2.91	39.6228	7.1015	18.1406
8	3.40	51.4695	15.8816	28.4501
9	3.88	64.4991	29.3915	40.1338
10	4.37	78.6451	48.2388	53.0424
11	4.85	90.9471	72.8914	59.6218
12	5.33	100.7626	99.6203	60.2240
13	5.82	111.1404	126.3945	60.8208
14	6.30	122.1044	153.2063	61.4513
15	6.79	133.6544	180.0574	62.1156
16	7.27	145.7906	206.9501	62.8135
17	7.76	158.5128	233.8864	63.5451
18	8.24	171.8212	260.8683	64.3105
19	8.73	185.7157	287.8977	65.1095
20	9.21	200.1963	314.9769	65.9422
21	9.70	215.2630	342.1078	66.8087

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 16

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	0.27	3.4555	25.1030
3	0.55	13.5906	48.9354
4	0.82	30.0586	71.4970
5	1.09	52.5124	92.7880
6	1.37	80.6052	112.8083
7	1.64	113.9901	131.5579
8	1.91	152.3202	149.0368
9	2.18	195.2485	165.2450
10	2.46	242.4283	180.1825
11	2.73	293.5125	193.8493



## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 16

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

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
N <sub>u</sub>	sfuerzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio. espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5408.29	-9.38	1375.96	175.18	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5937.51	-19.69	701.53	187.92	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	6423.71	-56.07	466.32	200.10	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	6762.35	-193.79	331.99	211.90	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	6230.92	-509.87	214.39	223.54	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	4802.36	-860.71	121.20	235.03	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	3542.87	-1093.20	68.83	246.37	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	2416.40	-1101.13	37.46	257.58	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	1736.07	-1064.86	22.07	268.67	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	1281.32	-1026.94	14.09	279.28	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	1019.63	-1008.07	10.12	289.31	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	907.39	-1031.93	8.16	299.23	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	856.27	-1074.37	7.01	309.04	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	836.90	-1127.45	6.26	318.77	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	836.87	-1187.95	5.74	328.42	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	850.15	-1254.40	5.36	338.02	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	873.46	-1326.13	5.08	349.39	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1763.63	-2733.99	9.50	442.93	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	943.65	-1484.68	4.71	376.13	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	988.93	-1571.66	4.59	389.55	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 16

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	119.49	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	33.59	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	16.64	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	10.36	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	7.29	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	5.54	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	4.43	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	3.68	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	3.15	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	2.75	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	72.6470	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	68.4355	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	24.3756	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.21	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.61	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	68.61	[°]		
Incremento sismico della spinta	16.2583	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.21	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	68.11	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]
Inerzia del muro	15.7169	[kN]		
Inerzia verticale del muro	7.8584	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
<b>Risultanti</b>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	101.6534	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	348.9892	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	348.9892	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	101.6534	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.77	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.69	[m]		
Risultante in fondazione	363.4926	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.24	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	268.9640	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	171225.8535	[kN]		
<b>Tensioni sul terreno</b>				
Lunghezza fondazione reagente	3.69	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.18926	[MPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.00000	[MPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 80.52$	$N_q = 70.08$	$N_\gamma = 105.87$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.67$	$i_q = 0.67$	$i_\gamma = 0.36$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.13$	$d_q = 1.07$	$d_\gamma = 1.07$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 61.14$	$N'_q = 50.14$	$N'_\gamma = 40.64$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	14.73
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	490.63

## 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	0.48	3.9338	0.0066	0.2352
3	0.97	8.5693	0.0629	0.8284
4	1.46	14.3260	0.4513	2.9577
5	1.94	22.0917	2.2411	9.1157
6	2.42	31.9329	7.4650	19.4889
7	2.91	43.2126	17.7750	32.2887
8	3.40	55.7456	34.1608	46.9954
9	3.88	69.4821	57.4641	63.4693
10	4.37	84.3588	88.4775	81.5324
11	4.85	97.0948	127.4935	90.6711
12	5.33	106.9139	169.1388	91.2904
13	5.82	117.2917	210.8311	91.8872
14	6.30	128.2557	252.5609	92.5178
15	6.79	139.8057	294.3301	93.1820
16	7.27	151.9418	336.1408	93.8799
17	7.76	164.6641	377.9951	94.6115
18	8.24	177.9725	419.8950	95.3769
19	8.73	191.8670	461.8426	96.1759
20	9.21	206.3476	503.8397	97.0087
21	9.70	221.4143	545.8887	97.8751

## 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	0.27	6.3974	46.1727
3	0.55	24.8312	88.1794
4	0.82	54.1642	126.0201
5	1.09	93.2590	159.6947
6	1.37	140.9784	189.2034
7	1.64	196.1850	214.5460
8	1.91	257.7414	235.7226
9	2.18	324.5104	252.7332
10	2.46	395.3546	265.5778
11	2.73	469.1368	274.2563

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 17

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

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>fr</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
N <sub>u</sub>	storzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
V <sub>Rscl</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
V <sub>Rd</sub>	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fr</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rscl</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5409.16	-9.05	1375.04	175.18	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5885.71	-43.20	686.84	187.93	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	6165.84	-194.22	430.40	200.17	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	5079.06	-515.25	229.91	212.14	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	3514.50	-821.59	110.06	223.93	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	2095.73	-862.05	48.50	235.53	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	1338.94	-820.50	24.02	246.96	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	966.80	-799.58	13.91	258.27	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	766.10	-803.50	9.08	269.47	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	621.91	-816.62	6.41	280.14	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	532.23	-841.99	4.98	290.18	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	489.90	-880.59	4.18	300.10	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	470.27	-926.06	3.67	309.91	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	463.56	-975.92	3.32	319.64	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	465.13	-1029.01	3.06	329.30	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	472.57	-1084.80	2.87	338.90	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	484.47	-1143.01	2.72	350.27	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	981.52	-2362.62	5.12	443.82	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	518.60	-1266.27	2.51	377.02	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	539.98	-1331.30	2.44	390.44	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 17

#### Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>ri</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>rs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>ri</sub>	A <sub>rs</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Red</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	64.54	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	18.39	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	9.24	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	5.83	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	4.17	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	3.22	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	2.62	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	2.22	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	1.93	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	1.72	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 18

Valore della spinta statica	72.6470	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	68.4355	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	24.3756	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.21	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.61	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	68.61	[°]		

Incremento sismico della spinta	11.1477	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.21	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	68.29	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]
Inerzia del muro	15.7169	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-7.8584	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	96.8391	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	331.5575	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	331.5575	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	96.8391	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.77	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.70	[m]
Risultante in fondazione	345.4102	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.28	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	254.4613	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	171467.8154	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3.70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.17934	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.00000	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 80.52$	$N_q = 70.08$	$N_\gamma = 105.87$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.67$	$i_q = 0.67$	$i_\gamma = 0.36$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.13$	$d_q = 1.07$	$d_\gamma = 1.07$

I coefficienti  $N'$  tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

	$N'_c = 61.08$	$N'_q = 50.09$	$N'_\gamma = 40.50$
--	----------------	----------------	---------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	15.41
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	517.16

## 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	0.48	3.9336	0.0066	0.2346
3	0.97	8.5622	0.0609	0.8087
4	1.46	14.2813	0.4292	2.8324
5	1.94	21.9276	2.1194	8.6550
6	2.42	31.5637	7.0473	18.4522
7	2.91	42.5891	16.7701	30.5383
8	3.40	54.8295	32.2206	44.4236
9	3.88	68.2380	54.1922	59.9763
10	4.37	82.7547	83.4320	77.0288
11	4.85	95.2876	120.2159	85.6722
12	5.33	105.1052	159.4797	86.2884
13	5.82	115.4830	198.7899	86.8852
14	6.30	126.4469	238.1375	87.5157
15	6.79	137.9969	277.5246	88.1799
16	7.27	150.1331	316.9532	88.8778
17	7.76	162.8553	356.4253	89.6095
18	8.24	176.1637	395.9431	90.3748
19	8.73	190.0582	435.5084	91.1738
20	9.21	204.5388	475.1235	92.0066
21	9.70	219.6056	514.7903	92.8730

## 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	0.27	6.0371	43.5686
3	0.55	23.4285	83.1813
4	0.82	51.0941	118.8379
5	1.09	87.9540	150.5385
6	1.37	132.9281	178.2831
7	1.64	184.9365	202.0717
8	1.91	242.8993	221.9044
9	2.18	305.7363	237.7810
10	2.46	372.3677	249.7016
11	2.73	441.7134	257.6662



## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 18

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

B	basc della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>ft</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzio normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR <sub>cd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
VR <sub>sd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
VR <sub>d</sub>	Resistenza al taglio. espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>ft</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5409.11	-9.07	1375.10	175.18	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5888.58	-41.90	687.74	187.93	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	6181.61	-185.77	432.85	200.17	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	5193.24	-501.95	236.84	212.11	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	3641.46	-813.04	115.37	223.88	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	2231.08	-878.52	52.39	235.44	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	1425.44	-837.66	26.00	246.84	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	1028.03	-816.43	15.07	258.10	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	809.88	-816.51	9.79	269.25	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	655.87	-827.45	6.88	279.89	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	561.48	-851.96	5.34	289.93	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	517.34	-890.53	4.48	299.84	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	497.22	-936.42	3.93	309.66	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	490.76	-986.96	3.56	319.39	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	493.08	-1040.96	3.28	329.04	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	501.62	-1097.85	3.08	338.64	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	514.93	-1157.35	2.92	350.01	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1044.01	-2392.29	5.49	443.56	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	552.66	-1283.77	2.70	376.76	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	576.19	-1350.69	2.62	390.18	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 18

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Red</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	68.39	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	19.49	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	9.79	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	6.18	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	4.42	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	3.41	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	2.78	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	2.35	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	2.05	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	1.83	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 19

Valore della spinta statica	72.6470	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	68.4355	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	24.3756	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.21	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.61	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	68.61	[°]		
Incremento sismico della spinta	16.2583	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.21	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	68.11	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]
Inerzia del muro	15.7169	[kN]		
Inerzia verticale del muro	7.8584	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	101.6534	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	348.9892	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	695.1357	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1124.1501	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	348.9892	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	101.6534	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.77	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.69	[m]
Risultante in fondazione	363.4926	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.24	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	268.9640	[kNm]

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.62
--	------

### COMBINAZIONE n° 20

Valore della spinta statica	72.6470	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	68.4355	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	24.3756	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.21	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.61	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	68.61	[°]		
Incremento sismico della spinta	11.1477	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.21	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	68.29	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]
Inerzia del muro	15.7169	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-7.8584	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	96.8391	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	331.5575	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	683.8600	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1092.5138	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	331.5575	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	96.8391	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.77	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.70	[m]		
Risultante in fondazione	345.4102	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.28	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	254.4613	[kNm]		

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.60			
--	------	--	--	--

## Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 21

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]  
 $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
 $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]  
 b larghezza della striscia espressa in [m]  
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

### Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

### Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.80 Y[m]= 4.82

Raggio del cerchio R[m]= 15.84

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7.61

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 14.30

Larghezza della striscia dx[m]= 0.88

Coefficiente di sicurezza C= 14.20

Le strisce sono numerate da monte verso valle

### Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	134.4820	67.87	124.5730	0.0228	30.17	0.004	0.000
2	164.5781	60.66	143.4659	0.0175	30.17	0.004	0.000
3	187.7382	54.68	153.1862	0.0149	33.97	0.395	0.000
4	211.4813	49.50	160.8114	0.0132	40.63	1.080	0.000
5	226.4740	44.82	159.6514	0.0121	40.63	1.080	0.000
6	231.4436	40.51	150.3295	0.0113	40.63	1.080	0.000
7	247.0369	36.45	146.7755	0.0107	40.63	1.080	0.000
8	260.5282	32.60	140.3662	0.0102	40.63	1.080	0.000
9	272.1946	28.91	131.5840	0.0098	40.63	1.080	0.000
10	262.4721	25.35	112.3566	0.0095	40.63	1.080	0.000
11	235.3408	21.88	87.7182	0.0093	40.63	1.080	0.000
12	242.5492	18.51	76.9828	0.0091	40.63	1.080	0.000
13	248.4838	15.19	65.1165	0.0089	40.63	1.080	0.000
14	253.2103	11.93	52.3444	0.0088	40.63	1.080	0.000
15	240.2267	8.71	36.3684	0.0087	40.63	1.080	0.000
16	216.9877	5.51	20.8444	0.0086	40.63	1.080	0.000
17	223.0924	2.33	9.0873	0.0086	40.63	1.080	0.000
18	86.8325	-0.84	-1.2673	0.0086	40.63	1.080	0.000
19	32.7068	-4.01	-2.2870	0.0086	40.63	1.080	0.000
20	30.8551	-7.20	-3.8647	0.0087	40.63	1.080	0.000
21	27.9170	-10.40	-5.0413	0.0087	40.63	1.080	0.000
22	23.9646	-13.65	-5.6536	0.0088	40.63	1.080	0.000
23	18.6078	-16.93	-5.4195	0.0090	40.63	1.080	0.000
24	12.0106	-20.28	-4.1627	0.0092	40.63	1.080	0.000
25	4.0968	-23.70	-1.6466	0.0094	40.63	1.080	0.000

$\Sigma W_i = 4095.3114$  [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 1742.2190$  [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 3396.0467$  [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 7.86$

## Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 22

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]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

### Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36  
Numero di strisce 25

### Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.80 Y[m]= 4.82

Raggio del cerchio R[m]= 15.84

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7.61

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 14.30

Larghezza della striscia dx[m]= 0.88

Coefficiente di sicurezza C= 14.87

Le strisce sono numerate da monte verso valle

### Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha$ (°)	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	134.4820	67.87	124.5730	0.0228	30.17	0.004	0.000
2	164.5781	60.66	143.4659	0.0175	30.17	0.004	0.000
3	187.7382	54.68	153.1862	0.0149	33.97	0.395	0.000
4	211.4813	49.50	160.8114	0.0132	40.63	1.080	0.000
5	226.4740	44.82	159.6514	0.0121	40.63	1.080	0.000
6	231.4436	40.51	150.3295	0.0113	40.63	1.080	0.000
7	247.0369	36.45	146.7755	0.0107	40.63	1.080	0.000
8	260.5282	32.60	140.3662	0.0102	40.63	1.080	0.000
9	272.1946	28.91	131.5840	0.0098	40.63	1.080	0.000
10	262.4721	25.35	112.3566	0.0095	40.63	1.080	0.000
11	235.3408	21.88	87.7182	0.0093	40.63	1.080	0.000
12	242.5492	18.51	76.9828	0.0091	40.63	1.080	0.000
13	248.4838	15.19	65.1165	0.0089	40.63	1.080	0.000
14	253.2103	11.93	52.3444	0.0088	40.63	1.080	0.000
15	240.2267	8.71	36.3684	0.0087	40.63	1.080	0.000
16	216.9877	5.51	20.8444	0.0086	40.63	1.080	0.000
17	223.0924	2.33	9.0873	0.0086	40.63	1.080	0.000
18	86.8325	-0.84	-1.2673	0.0086	40.63	1.080	0.000
19	32.7068	-4.01	-2.2870	0.0086	40.63	1.080	0.000
20	30.8551	-7.20	-3.8647	0.0087	40.63	1.080	0.000
21	27.9170	-10.40	-5.0413	0.0087	40.63	1.080	0.000
22	23.9646	-13.65	-5.6536	0.0088	40.63	1.080	0.000
23	18.6078	-16.93	-5.4195	0.0090	40.63	1.080	0.000
24	12.0106	-20.28	-4.1627	0.0092	40.63	1.080	0.000
25	4.0968	-23.70	-1.6466	0.0094	40.63	1.080	0.000

$\Sigma W_i = 4095.3114$  [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 1742.2190$  [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 3396.0467$  [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 7.86$

### COMBINAZIONE n° 23

#### Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	52.5744	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	48.0291	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	21.3839	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.31 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]	

Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	74.72	[°]		
Incremento sismico della spinta	14.1313	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.31	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	74.22	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]
Inerzia del muro	15.7169	[kN]		
Inerzia verticale del muro	7.8584	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
<b><u>Risultanti</u></b>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	78.8409	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	346.2901	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	346.2901	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	78.8409	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.28	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]		
Risultante in fondazione	355.1517	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.83	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	97.4614	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	739563.3029	[kN]		
<b><u>Tensioni sul terreno</u></b>				
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.12312	[MPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.05002	[MPa]		

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 173.64$	$N_q = 187.21$	$N_\gamma = 414.33$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.74$	$i_q = 0.74$	$i_\gamma = 0.53$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.15$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 147.12$	$N'_q = 148.13$	$N'_\gamma = 235.73$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	25.50
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2135.68

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 23

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	0.48	3.9321	0.0067	0.2296
3	0.97	8.5205	0.0392	0.6503
4	1.46	14.0244	0.2422	1.8448
5	1.94	20.8750	1.0481	4.7811
6	2.42	29.9080	3.4603	11.3365
7	2.91	40.9560	9.1966	21.1349
8	3.40	53.3372	19.5139	32.6451
9	3.88	66.9337	35.1239	45.6021
10	4.37	81.6768	56.6674	59.8516
11	4.85	94.3071	84.6366	67.0726
12	5.33	104.1251	114.8985	67.6789
13	5.82	114.5029	145.2069	68.2758
14	6.30	125.4668	175.5527	68.9063
15	6.79	137.0169	205.9380	69.5705
16	7.27	149.1530	236.3648	70.2684
17	7.76	161.8753	266.8351	71.0000
18	8.24	175.1837	297.3511	71.7654
19	8.73	189.0782	327.9147	72.5644
20	9.21	203.5588	358.5279	73.3972
21	9.70	218.6255	389.1929	74.2636

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 23

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	0.27	4.0447	29.3478
3	0.55	15.8689	56.9924
4	0.82	35.0076	82.9338
5	1.09	60.9958	107.1721
6	1.37	93.3686	129.7071
7	1.64	131.6609	150.5390
8	1.91	175.4078	169.6676
9	2.18	224.1444	187.0931
10	2.46	277.4057	202.8153
11	2.73	334.7266	216.8344

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 23

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

B base della sezione espressa in [m]  
 H altezza della sezione espressa in [m]  
 A<sub>fs</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]  
 A<sub>fr</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]  
 N<sub>u</sub> sforzo normale ultimo espresso in [kN]  
 M<sub>u</sub> momento ultimo espresso in [kNm]  
 CS coefficiente sicurezza sezione  
 VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]  
 VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]  
 VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fr</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5408.83	-9.18	1375.54	175.18	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5920.89	-27.23	694.90	187.93	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	6324.52	-109.21	450.96	200.13	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	6420.23	-322.36	307.56	211.97	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	5410.64	-626.01	180.91	223.65	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	4137.06	-928.97	101.01	235.22	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	2865.21	-1048.26	53.72	246.63	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	1950.10	-1023.33	29.13	257.92	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	1432.14	-993.62	17.53	269.10	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	1068.72	-959.13	11.33	279.75	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	866.16	-955.77	8.32	289.79	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	776.24	-984.39	6.78	299.70	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	734.38	-1027.54	5.85	309.52	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	718.03	-1079.21	5.24	319.25	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	717.39	-1136.86	4.81	328.90	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	727.58	-1199.34	4.49	338.50	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	745.91	-1266.09	4.26	349.87	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1505.86	-2611.59	7.96	443.42	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	801.47	-1411.62	3.94	376.62	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	837.25	-1490.45	3.83	390.03	--	--



## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 23

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	102.08	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	28.77	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	14.29	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	8.92	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	6.29	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	4.80	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	3.85	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	3.21	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	2.75	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	2.41	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 24

Valore della spinta statica	52.5744	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	48.0291	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	21.3839	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.31	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	74.72	[°]		
Incremento sismico della spinta	10.0607	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.31	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	74.41	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]
Inerzia del muro	15.7169	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-7.8584	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
<b>Risultanti</b>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	75.1222	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	328.9175	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	328.9175	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	75.1222	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.28	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]		
Risultante in fondazione	337.3871	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.87	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	91.4152	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	740271.8363	[kN]		
<b>Tensioni sul terreno</b>				
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.11651	[MPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.04795	[MPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 173.64$	$N_q = 187.21$	$N_\gamma = 414.33$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.73$	$i_q = 0.73$	$i_\gamma = 0.53$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.15$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 146.97$	$N'_q = 147.98$	$N'_\gamma = 235.19$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	26.63
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2250.63

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 24

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	0.48	3.9320	0.0067	0.2294
3	0.97	8.5160	0.0385	0.6402
4	1.46	13.9955	0.2315	1.7797
5	1.94	20.7751	0.9918	4.5568
6	2.42	29.6397	3.2616	10.7340
7	2.91	40.4321	8.6539	19.9583
8	3.40	52.5121	18.3491	30.7919
9	3.88	65.7690	33.0155	42.9861
10	4.37	80.1382	53.2551	56.3960
11	4.85	92.5594	79.5298	63.2084
12	5.33	102.3758	107.9594	63.8121
13	5.82	112.7536	136.4348	64.4089
14	6.30	123.7176	164.9476	65.0394
15	6.79	135.2676	193.4999	65.7037
16	7.27	147.4038	222.0937	66.4016
17	7.76	160.1260	250.7311	67.1332
18	8.24	173.4344	279.4141	67.8985
19	8.73	187.3289	308.1446	68.6976
20	9.21	201.8095	336.9249	69.5303
21	9.70	216.8762	365.7569	70.3968

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 24

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	0.27	3.8022	27.5854
3	0.55	14.9143	53.5521
4	0.82	32.8944	77.9001
5	1.09	57.3005	100.6294
6	1.37	87.6907	121.7400
7	1.64	123.6232	141.2319
8	1.91	164.6560	159.1050
9	2.18	210.3472	175.3595
10	2.46	260.2550	189.9953
11	2.73	313.9374	203.0124

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 24

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

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>u</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>n</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VRcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
VRsd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>u</sub>	A <sub>n</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5408.80	-9.19	1375.57	175.18	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5921.84	-26.80	695.38	187.93	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	6332.83	-104.75	452.49	200.13	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	6494.02	-310.02	312.59	211.96	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	5540.83	-609.72	186.94	223.61	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	4277.12	-915.45	105.79	235.14	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	3038.19	-1061.62	57.86	246.51	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	2082.55	-1045.43	31.66	257.75	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	1529.56	-1016.45	19.09	268.88	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	1144.33	-983.24	12.36	279.50	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	925.53	-976.01	9.04	289.54	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	829.48	-1003.69	7.36	299.45	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	785.40	-1047.14	6.35	309.27	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	768.85	-1099.83	5.68	319.00	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	769.25	-1159.03	5.22	328.65	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	781.38	-1223.51	4.88	338.25	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	802.37	-1292.66	4.63	349.62	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1620.84	-2666.19	8.65	443.16	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	865.12	-1444.33	4.29	376.37	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	905.40	-1526.94	4.17	389.78	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 24

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio. espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	108.59	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	30.61	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	15.21	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	9.49	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	6.70	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	5.11	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	4.10	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	3.42	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	2.93	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	2.57	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 25

Valore della spinta statica	77.1241	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	72.6531	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	25.8778	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.18	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.61	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	68.54	[°]		
Incremento sismico della spinta	17.1992	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.18	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	68.04	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]
Inerzia del muro	15.7169	[kN]		
Inerzia verticale del muro	7.8584	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
<b>Risultanti</b>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	106.7574	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	350.8072	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	350.8072	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	106.7574	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.87	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.38	[m]		
Risultante in fondazione	366.6917	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.93	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	306.4508	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	153819.5803	[kN]		
<b>Tensioni sul terreno</b>				
Lunghezza fondazione reagente	3.38	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.20762	[MPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.00000	[MPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 80.52$	$N_q = 70.08$	$N_\gamma = 105.87$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.66$	$i_q = 0.66$	$i_\gamma = 0.34$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.13$	$d_q = 1.07$	$d_\gamma = 1.07$
I coefficienti $N'$ tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 60.01$	$N'_q = 49.21$	$N'_\gamma = 38.38$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	13.00
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	438.47

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 25

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	0.48	3.9462	0.0088	0.2699
3	0.97	8.7041	0.1244	1.2070
4	1.46	14.6651	0.7919	3.9098
5	1.94	22.5955	3.1042	10.5301
6	2.42	32.6747	9.0901	21.5715
7	2.91	44.2090	20.4913	35.0861
8	3.40	56.9893	38.2996	50.4874
9	3.88	70.9683	63.3485	67.6420
10	4.37	86.0842	96.4246	86.3767
11	4.85	98.9495	137.8038	95.8308
12	5.33	108.7696	181.9070	96.4522
13	5.82	119.1475	226.0578	97.0490
14	6.30	130.1114	270.2460	97.6795
15	6.79	141.6614	314.4737	98.3437
16	7.27	153.7976	358.7429	99.0416
17	7.76	166.5198	403.0556	99.7733
18	8.24	179.8282	447.4139	100.5386
19	8.73	193.7227	491.8199	101.3377
20	9.21	208.2033	536.2755	102.1704
21	9.70	223.2700	580.7829	103.0369

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 25

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	0.27	7.0472	50.8076
3	0.55	27.2932	96.6951
4	0.82	59.3949	137.6623
5	1.09	102.0091	173.7094
6	1.37	153.7925	204.8362
7	1.64	213.4020	231.0429
8	1.91	279.4942	252.3294
9	2.18	350.7261	268.6958
10	2.46	425.7544	280.1419
11	2.73	503.2358	286.6679

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 25

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

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>ft</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
VR <sub>cd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
VR <sub>sd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
VR <sub>d</sub>	Resistenza al taglio. espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>ft</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5401.04	-12.08	1368.68	175.18	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5798.38	-82.84	666.17	187.95	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	5623.34	-303.66	383.45	200.22	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	4339.56	-596.17	192.05	212.20	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	2973.73	-827.29	91.01	224.03	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	1760.91	-816.20	39.83	235.66	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	1171.46	-787.28	20.56	247.13	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	864.10	-771.32	12.18	258.48	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	699.73	-783.79	8.13	269.71	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	575.81	-801.91	5.82	280.40	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	496.10	-829.67	4.56	290.44	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	458.04	-869.04	3.84	300.36	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	440.32	-914.55	3.38	310.18	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	434.27	-964.03	3.07	319.91	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	435.77	-1016.46	2.83	329.56	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	442.62	-1071.35	2.66	339.16	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	453.56	-1128.46	2.52	350.54	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	918.90	-2332.88	4.74	444.08	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	484.89	-1248.95	2.33	377.29	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	504.49	-1312.30	2.26	390.70	--	--



## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 25

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio. espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	58.59	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	16.73	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	8.42	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	5.33	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	3.82	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	2.96	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	2.42	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	2.05	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	1.79	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	1.60	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 26

Valore della spinta statica	77.1241	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	72.6531	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	25.8778	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.18	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.61	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	68.54	[°]		
Incremento sismico della spinta	11.7413	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.18	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	68.23	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]
Inerzia del muro	15.7169	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-7.8584	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
<b>Risultanti</b>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	101.6159	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	333.2589	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	333.2589	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	101.6159	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.87	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.39	[m]		
Risultante in fondazione	348.4068	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.96	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	289.5629	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	154318.1599	[kN]		
<b>Tensioni sul terreno</b>				
Lunghezza fondazione reagente	3.39	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.19642	[MPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.00000	[MPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 80.52$	$N_q = 70.08$	$N_\gamma = 105.87$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.66$	$i_q = 0.66$	$i_\gamma = 0.34$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.13$	$d_q = 1.07$	$d_\gamma = 1.07$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 59.96$	$N'_q = 49.17$	$N'_\gamma = 38.28$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	13.62
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	463.06

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 26

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	0.48	3.9453	0.0087	0.2673
3	0.97	8.6893	0.1188	1.1653
4	1.46	14.6006	0.7500	3.7288
5	1.94	22.4014	2.9320	9.9853
6	2.42	32.2607	8.5764	20.4092
7	2.91	43.5248	19.3244	33.1653
8	3.40	55.9969	36.1105	47.7010
9	3.88	69.6321	59.7202	63.8905
10	4.37	84.3724	90.8947	81.5707
11	4.85	97.0262	129.8940	90.5089
12	5.33	106.8446	171.4619	91.1269
13	5.82	117.2224	213.0766	91.7237
14	6.30	128.1864	254.7288	92.3542
15	6.79	139.7364	296.4204	93.0185
16	7.27	151.8726	338.1535	93.7164
17	7.76	164.5948	379.9302	94.4480
18	8.24	177.9032	421.7524	95.2134
19	8.73	191.7977	463.6223	96.0124
20	9.21	206.2783	505.5419	96.8451
21	9.70	221.3450	547.5132	97.7116

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 26

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	0.27	6.6418	47.8822
3	0.55	25.7200	91.1091
4	0.82	55.9638	129.6808
5	1.09	96.1022	163.5973
6	1.37	144.8643	192.8585
7	1.64	200.9793	217.4645
8	1.91	263.1763	237.4153
9	2.18	330.1844	252.7108
10	2.46	400.7327	263.3510
11	2.73	473.5504	269.3360

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 26

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

B base della sezione espressa in [m]  
 H altezza della sezione espressa in [m]  
 A<sub>fs</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]  
 A<sub>fr</sub> area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]  
 N<sub>u</sub> sforzo normale ultimo espresso in [kN]  
 M<sub>u</sub> momento ultimo espresso in [kNm]  
 CS coefficiente sicurezza sezione  
 V<sub>Rcd</sub> Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]  
 V<sub>Rsd</sub> Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]  
 VRd Resistenza al taglio. espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fr</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.00	0.00	1000.00	161.67	--	--
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	5401.46	-11.93	1369.10	175.18	--	--
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	5805.98	-79.39	668.18	187.95	--	--
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	5699.06	-292.76	390.33	200.21	--	--
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	4460.00	-583.74	199.09	212.18	--	--
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	3120.21	-829.50	96.72	223.97	--	--
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	1872.89	-831.54	43.03	235.57	--	--
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	1242.78	-801.43	22.19	247.00	--	--
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	915.99	-785.60	13.15	258.29	--	--
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	738.13	-795.19	8.75	269.48	--	--
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	606.25	-811.62	6.25	280.13	--	--
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	522.64	-838.72	4.89	290.17	--	--
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	483.09	-878.12	4.12	300.09	--	--
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	465.00	-924.04	3.63	309.90	--	--
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	459.23	-974.16	3.29	319.63	--	--
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	461.44	-1027.43	3.04	329.29	--	--
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	469.33	-1083.35	2.85	338.89	--	--
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	481.57	-1141.65	2.71	350.26	--	--
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	976.39	-2360.18	5.09	443.81	--	--
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	516.17	-1265.02	2.50	377.01	--	--
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	537.72	-1330.09	2.43	390.43	--	--

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 26

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
N <sub>u</sub>	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M <sub>u</sub>	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V <sub>Rcd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dal cls. espresso in [kN]
V <sub>Rsd</sub>	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura. espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio. espresso in [kN]

### Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	CS	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rsd</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.00	0.00	1000.00	170.88	--	--
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.00	412.89	62.16	221.15	--	--
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.00	456.57	17.75	231.41	--	--
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.00	500.27	8.94	241.30	--	--
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.00	543.98	5.66	250.87	--	--
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.00	587.70	4.06	260.16	--	--
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.00	631.42	3.14	269.19	--	--
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	0.00	675.16	2.57	1155.28	2502.27	1155.28
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	0.00	718.92	2.18	1227.49	2658.66	1227.49
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	0.00	762.68	1.90	1299.69	2815.05	1299.69
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	0.00	806.44	1.70	303.17	--	--

### COMBINAZIONE n° 27

Valore della spinta statica	77.1241	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	72.6531	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	25.8778	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.18	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.61	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	68.54	[°]		
Incremento sismico della spinta	11.7413	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.18	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	68.23	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]
Inerzia del muro	15.7169	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-7.8584	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	101.6159	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	333.2589	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	722.3644	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1099.3194	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	333.2589	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	101.6159	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.87	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3.39	[m]
Risultante in fondazione	348.4068	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.96	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	289.5629	[kNm]

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.52
--	------

#### COMBINAZIONE n° 28

Valore della spinta statica	77.1241	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	72.6531	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	25.8778	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.18	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.61	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	68.54	[°]		
Incremento sismico della spinta	17.1992	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.18	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	68.04	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]
Inerzia del muro	15.7169	[kN]		
Inerzia verticale del muro	7.8584	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.0000	[kN]		

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	106.7574	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	350.8072	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	736.2585	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1131.4220	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	350.8072	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	106.7574	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.87	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3.38	[m]		
Risultante in fondazione	366.6917	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.93	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	306.4508	[kNm]		

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.54			
--	------	--	--	--

## Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 29

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]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

### Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

### Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.61 Y[m]= 6.42

Raggio del cerchio R[m]= 17.29

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8.36

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 14.45

Larghezza della striscia dx[m]= 0.91

Coefficiente di sicurezza C= 14.00

Le strisce sono numerate da monte verso valle

### Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	141.7069	64.51	127.9100	0.0208	30.17	0.004	0.000
2	170.3412	58.29	144.9165	0.0170	30.17	0.004	0.000
3	193.0314	52.91	153.9697	0.0148	31.02	0.092	0.000
4	215.6779	48.13	160.6082	0.0134	40.63	1.080	0.000
5	230.8646	43.77	159.7017	0.0124	40.63	1.080	0.000
6	236.5736	39.71	151.1413	0.0116	40.63	1.080	0.000
7	253.0762	35.88	148.3075	0.0110	40.63	1.080	0.000
8	267.4521	32.22	142.5989	0.0106	40.63	1.080	0.000
9	279.9633	28.71	134.4780	0.0102	40.63	1.080	0.000
10	257.6466	25.31	110.1475	0.0099	40.63	1.080	0.000
11	242.3434	22.01	90.8040	0.0097	40.63	1.080	0.000
12	250.2469	18.78	80.5476	0.0095	40.63	1.080	0.000
13	256.8252	15.61	69.1004	0.0093	40.63	1.080	0.000
14	262.1450	12.49	56.6868	0.0092	40.63	1.080	0.000
15	230.7117	9.41	37.7051	0.0091	40.63	1.080	0.000
16	228.5079	6.35	25.2770	0.0090	40.63	1.080	0.000
17	174.2611	3.31	10.0735	0.0090	40.63	1.080	0.000
18	35.5837	0.29	0.1778	0.0090	40.63	1.080	0.000
19	30.8472	-2.74	-1.4749	0.0090	40.63	1.080	0.000
20	29.3408	-5.78	-2.9524	0.0090	40.63	1.080	0.000
21	26.8487	-8.83	-4.1196	0.0091	40.63	1.080	0.000
22	23.0121	-11.90	-4.7462	0.0091	40.63	1.080	0.000
23	17.9243	-15.01	-4.6435	0.0093	40.63	1.080	0.000
24	11.5887	-18.17	-3.6143	0.0094	40.63	1.080	0.000
25	3.9419	-21.39	-1.4376	0.0096	40.63	1.080	0.000

$\Sigma W_i = 4070.4623$  [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 1781.1629$  [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 3356.1807$  [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 7.55$

## Stabilità globale muro + terreno

### Combinazione n° 30

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]  
 $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
 $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]  
b larghezza della striscia espressa in [m]  
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.80 Y[m]= 4.82

Raggio del cerchio R[m]= 15.84

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7.61

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 14.30

Larghezza della striscia dx[m]= 0.88

Coefficiente di sicurezza C= 14.66

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha$ (°)	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	137.9869	67.87	127.8197	0.0228	30.17	0.004	0.000
2	168.0830	60.66	146.5212	0.0175	30.17	0.004	0.000
3	191.2431	54.68	156.0461	0.0149	33.97	0.395	0.000
4	214.9862	49.50	163.4765	0.0132	40.63	1.080	0.000
5	229.9789	44.82	162.1222	0.0121	40.63	1.080	0.000
6	234.9485	40.51	152.6061	0.0113	40.63	1.080	0.000
7	250.5418	36.45	148.8579	0.0107	40.63	1.080	0.000
8	264.0331	32.60	142.2546	0.0102	40.63	1.080	0.000
9	275.6995	28.91	133.2784	0.0098	40.63	1.080	0.000
10	265.9770	25.35	113.8570	0.0095	40.63	1.080	0.000
11	238.8457	21.88	89.0246	0.0093	40.63	1.080	0.000
12	246.0541	18.51	78.0952	0.0091	40.63	1.080	0.000
13	251.9887	15.19	66.0350	0.0089	40.63	1.080	0.000
14	256.7152	11.93	53.0689	0.0088	40.63	1.080	0.000
15	243.7316	8.71	36.8990	0.0087	40.63	1.080	0.000
16	220.4926	5.51	21.1811	0.0086	40.63	1.080	0.000
17	224.2139	2.33	9.1330	0.0086	40.63	1.080	0.000
18	86.8325	-0.84	-1.2673	0.0086	40.63	1.080	0.000
19	32.7068	-4.01	-2.2870	0.0086	40.63	1.080	0.000
20	30.8551	-7.20	-3.8647	0.0087	40.63	1.080	0.000
21	27.9170	-10.40	-5.0413	0.0087	40.63	1.080	0.000
22	23.9646	-13.65	-5.6536	0.0088	40.63	1.080	0.000
23	18.6078	-16.93	-5.4195	0.0090	40.63	1.080	0.000
24	12.0106	-20.28	-4.1627	0.0092	40.63	1.080	0.000
25	4.0968	-23.70	-1.6466	0.0094	40.63	1.080	0.000

$\Sigma W_i = 4152.5116$  [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 1770.9336$  [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 3442.5338$  [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 7.86$

### COMBINAZIONE n° 31

Valore della spinta statica

52.5744 [kN]

Componente orizzontale della spinta statica

48.0291 [kN]

Componente verticale della spinta statica

21.3839 [kN]

Punto d'applicazione della spinta

X = 0.00 [m]

Y = -3.31 [m]

Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie

24.00 [°]

Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche

74.72 [°]



Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	48.0291	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	332.6839	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	332.6839	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	48.0291	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.14	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Risultante in fondazione	336.1330	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.21	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-45.3230	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	908155.2070	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.06617	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.10017	[MPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 173.64$	$N_q = 187.21$	$N_\gamma = 414.33$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.83$	$i_q = 0.83$	$i_\gamma = 0.68$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.15$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$

I coefficienti  $N'$  tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

	$N'_c = 165.23$	$N'_{q_i} = 166.36$	$N'_\gamma = 303.64$
--	-----------------	---------------------	----------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	41.69
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2729.78

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 31

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	0.48	3.9318	-0.0468	0.0028
3	0.97	8.5050	-0.1877	0.1298
4	1.46	13.9245	-0.3247	0.8411
5	1.94	20.5304	-0.1322	2.9008
6	2.42	28.9826	1.1659	7.7907
7	2.91	39.1488	4.9096	15.2140
8	3.40	50.4909	12.0753	23.9620
9	3.88	62.9157	23.2090	33.8255
10	4.37	76.3691	38.8004	44.6827
11	4.85	88.2781	59.2221	49.9649
12	5.33	98.0906	81.1959	49.9991
13	5.82	108.4684	102.9325	49.9991
14	6.30	119.4323	124.4089	49.9991
15	6.79	130.9824	145.6109	49.9991
16	7.27	143.1185	166.5240	49.9991
17	7.76	155.8408	187.1340	49.9991
18	8.24	169.1492	207.4266	49.9991
19	8.73	183.0437	227.3874	49.9991
20	9.21	197.5243	247.0022	49.9991
21	9.70	212.5910	266.2567	49.9991

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 31

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	0.27	2.0135	14.7993
3	0.55	8.1070	29.8907
4	0.82	18.3604	45.2742
5	1.09	32.8533	60.9498
6	1.37	51.6655	76.9175
7	1.64	74.8768	93.1773
8	1.91	102.5669	109.7292
9	2.18	134.8155	126.5732
10	2.46	171.7024	143.7093
11	2.73	213.3074	161.1375

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 31

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

B base della sezione espressa in [m]  
 H altezza della sezione espressa in [m]  
 $A_{fs}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]  
 $A_{fi}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]  
 $\sigma_c$  tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]  
 $\tau_c$  tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]  
 $\sigma_{fs}$  tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]  
 $\sigma_{fi}$  tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]

Nr.	Y	B, H	$A_{fs}$	$A_{fi}$	$\sigma_c$	$\tau_c$	$\sigma_{fs}$	$\sigma_{fi}$
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	0.011	0.000	-0.159	-0.130
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	0.024	0.000	-0.334	-0.225
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	0.034	0.003	-0.492	-0.335
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	0.038	0.008	-0.572	-0.545
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	0.070	0.019	-0.466	-0.992
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	0.135	0.033	0.006	-1.831
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	0.256	0.048	1.978	-3.342
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	0.432	0.062	6.468	-5.465
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	0.643	0.077	13.118	-7.986
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	0.879	0.080	21.977	-10.788
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	1.085	0.075	30.823	-13.274
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	1.248	0.071	38.197	-15.304
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	1.377	0.067	44.281	-16.974
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	1.480	0.063	49.245	-18.351
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	1.560	0.060	53.235	-19.487
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	1.624	0.057	56.370	-20.419
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	1.672	0.055	58.749	-21.180
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1.287	0.052	31.764	-17.034
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	1.734	0.050	61.558	-22.277
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	1.751	0.048	62.118	-22.648

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 31

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
σ <sub>c</sub>	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ <sub>c</sub>	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ <sub>fi</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
σ <sub>fs</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]

### Fondazione di valle

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

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.049	0.035	1.964	-0.470
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.171	0.064	7.150	-1.678
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.337	0.089	14.778	-3.399
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.531	0.110	24.316	-5.484
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	0.743	0.129	35.391	-7.827
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	0.967	0.146	47.731	-10.358
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	1.198	0.161	61.137	-13.024
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	1.433	0.175	75.457	-15.787
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	1.670	0.188	90.573	-18.621
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	1.907	0.200	106.394	-21.506

## Verifiche a fessurazione

### Combinazione n° 31

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

A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
M <sub>pr</sub>	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]
ε <sub>m</sub>	deformazione media espressa in [%]
s <sub>m</sub>	Distanza media tra le fessure espressa in [m]
w	Apertura media della fessura espressa in [m]

### Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	M <sub>pr</sub>	M	ε <sub>m</sub>	s <sub>m</sub>	w
1	0.00	0.002262	0.001571	-25.77	0.00	0.0000	0.00000	0.000000
2	0.48	0.002262	0.001571	33.13	0.05	0.0000	0.00000	0.000000
3	0.97	0.002262	0.001571	42.76	0.19	0.0000	0.00000	0.000000
4	1.46	0.002262	0.001571	53.51	0.32	0.0000	0.00000	0.000000
5	1.94	0.002262	0.001571	65.39	0.13	0.0000	0.00000	0.000000
6	2.42	0.002262	0.001571	-80.95	-1.17	0.0000	0.00000	0.000000
7	2.91	0.002262	0.001571	-95.34	-4.91	0.0000	0.00000	0.000000
8	3.40	0.002262	0.001571	-110.85	-12.08	0.0000	0.00000	0.000000
9	3.88	0.002262	0.001571	-127.46	-23.21	0.0000	0.00000	0.000000
10	4.37	0.002262	0.001571	-145.19	-38.80	0.0000	0.00000	0.000000
11	4.85	0.002262	0.001571	-164.02	-59.22	0.0000	0.00000	0.000000
12	5.33	0.002262	0.001571	-183.97	-81.20	0.0000	0.00000	0.000000
13	5.82	0.002262	0.001571	-205.02	-102.93	0.0000	0.00000	0.000000
14	6.30	0.002262	0.001571	-227.18	-124.41	0.0000	0.00000	0.000000
15	6.79	0.002262	0.001571	-250.45	-145.61	0.0000	0.00000	0.000000
16	7.27	0.002262	0.001571	-274.83	-166.52	0.0000	0.00000	0.000000
17	7.76	0.002262	0.001571	-300.31	-187.13	0.0000	0.00000	0.000000
18	8.24	0.002262	0.001571	-326.90	-207.43	0.0000	0.00000	0.000000
19	8.73	0.004524	0.003142	-385.58	-227.39	0.0000	0.00000	0.000000
20	9.21	0.002262	0.001571	-383.41	-247.00	0.0000	0.00000	0.000000
21	9.70	0.002262	0.001571	-413.33	-266.26	0.0000	0.00000	0.000000

### Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	M <sub>pr</sub>	M	ε <sub>m</sub>	s <sub>m</sub>	w
----	---	-----------------	-----------------	-----------------	---	----------------	----------------	---

1	-4.00	0.000000	0.000000	-58.83	0.00	0.0000	0.00000	0.000000
2	-3.73	0.002262	0.002262	83.73	2.01	0.0000	0.00000	0.000000
3	-3.45	0.002262	0.002262	98.86	8.11	0.0000	0.00000	0.000000
4	-3.18	0.002262	0.002262	115.17	18.36	0.0000	0.00000	0.000000
5	-2.91	0.002262	0.002262	132.66	32.85	0.0000	0.00000	0.000000
6	-2.63	0.002262	0.002262	151.34	51.67	0.0000	0.00000	0.000000
7	-2.36	0.002262	0.002262	171.19	74.88	0.0000	0.00000	0.000000
8	-2.09	0.002262	0.002262	192.23	102.57	0.0000	0.00000	0.000000
9	-1.82	0.002262	0.002262	214.44	134.82	0.0000	0.00000	0.000000
10	-1.54	0.002262	0.002262	237.83	171.70	0.0000	0.00000	0.000000
11	-1.27	0.002262	0.002262	262.40	213.31	0.0000	0.00000	0.000000

#### COMBINAZIONE n° 32

Valore della spinta statica	63.5880	[kN]			
Componente orizzontale della spinta statica	58.0905	[kN]			
Componente verticale della spinta statica	25.8636	[kN]			
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.18	[m]	
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]			
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	74.47	[°]			

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]			
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]	

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	58.0905	[kN]			
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	337.1636	[kN]			
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	337.1636	[kN]			
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	58.0905	[kN]			
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.08	[m]			
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]			
Risultante in fondazione	342.1312	[kN]			
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9.78	[°]			
Momento rispetto al baricentro della fondazione	27.5886	[kNm]			
Carico ultimo della fondazione	896896.4365	[kN]			

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]			
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.09464	[MPa]			
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.07395	[MPa]			

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 173.64$	$N_q = 187.21$	$N_\gamma = 414.33$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.79$	$i_q = 0.79$	$i_\gamma = 0.63$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.15$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$
I coefficienti $N'$ tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 158.98$	$N'_q = 160.08$	$N'_\gamma = 279.69$

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	34.52
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2660.12

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 32

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	0.48	4.0362	-0.0282	0.2373
3	0.97	9.0043	0.0540	1.2512
4	1.46	14.9706	0.6212	3.1906
5	1.94	22.0582	2.0866	6.3323
6	2.42	30.9613	5.1267	12.2350
7	2.91	41.7189	11.1191	20.9867
8	3.40	53.6559	21.1573	31.0708
9	3.88	66.6647	35.7799	42.2458
10	4.37	80.6949	55.4665	54.3986
11	4.85	92.9128	80.5782	60.2846
12	5.33	102.7276	107.4455	60.3226
13	5.82	113.1054	134.0766	60.3226
14	6.30	124.0693	160.4475	60.3226
15	6.79	135.6194	186.5439	60.3226
16	7.27	147.7555	212.3515	60.3226
17	7.76	160.4778	237.8559	60.3226
18	8.24	173.7862	263.0430	60.3226
19	8.73	187.6807	287.8983	60.3226
20	9.21	202.1613	312.4076	60.3226
21	9.70	217.2280	336.5566	60.3226

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 32

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	0.27	3.0277	22.0599
3	0.55	11.9786	43.3930
4	0.82	26.6542	63.9994
5	1.09	46.8561	83.8790
6	1.37	72.3859	103.0317
7	1.64	103.0453	121.4578
8	1.91	138.6357	139.1570
9	2.18	178.9589	156.1295
10	2.46	223.8163	172.3751
11	2.73	273.0096	187.8940

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 32

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

B base della sezione espressa in [m]  
 H altezza della sezione espressa in [m]  
 $A_{fs}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]  
 $A_{fv}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]  
 $\sigma_c$  tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]  
 $\tau_c$  tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]  
 $\sigma_{fs}$  tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]  
 $\sigma_{fv}$  tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]

Nr.	Y	B, H	$A_{fs}$	$A_{fv}$	$\sigma_c$	$\tau_c$	$\sigma_{fs}$	$\sigma_{fv}$
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	0.011	0.001	-0.155	-0.142
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	0.022	0.004	-0.269	-0.327
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	0.047	0.009	-0.258	-0.643
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	0.084	0.017	-0.085	-1.133
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	0.150	0.029	0.602	-1.966
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	0.272	0.046	2.921	-3.436
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	0.450	0.062	7.630	-5.528
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	0.668	0.078	14.563	-8.096
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	0.918	0.093	23.485	-11.055
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	1.191	0.096	34.669	-14.294
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	1.430	0.091	45.664	-17.168
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	1.619	0.085	54.893	-19.528
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	1.769	0.081	62.601	-21.479
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	1.889	0.076	69.002	-23.096
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	1.984	0.073	74.269	-24.437
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	2.059	0.069	78.546	-25.547
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	2.117	0.066	81.950	-26.461
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1.611	0.063	44.023	-21.125
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	2.194	0.061	86.507	-27.812
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	2.217	0.058	87.812	-28.290

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 32

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>ri</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>rs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
σ <sub>c</sub>	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ <sub>c</sub>	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ <sub>ri</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
σ <sub>rs</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]

### Fondazione di valle

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

Nr.	X	B, H	A <sub>rs</sub>	A <sub>ri</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>ri</sub>	σ <sub>rs</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.074	0.052	2.953	-0.707
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.252	0.093	10.565	-2.479
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.489	0.125	21.454	-4.935
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.758	0.152	34.680	-7.821
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	1.042	0.173	49.584	-10.966
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	1.331	0.191	65.688	-14.255
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	1.619	0.205	82.637	-17.604
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	1.902	0.216	100.164	-20.957
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	2.176	0.225	118.063	-24.273
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	2.441	0.233	136.173	-27.525

## Verifiche a fessurazione

### Combinazione n° 32

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

A <sub>rs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>ri</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
M <sub>pf</sub>	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]
ε <sub>m</sub>	deformazione media espressa in [%]
s <sub>m</sub>	Distanza media tra le fessure espressa in [m]
w	Apertura media della fessura espressa in [m]

### Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A <sub>rs</sub>	A <sub>ri</sub>	M <sub>pf</sub>	M	ε <sub>m</sub>	s <sub>m</sub>	w
1	0.00	0.002262	0.001571	-25.77	0.00	0.0000	0.00000	0.000000
2	0.48	0.002262	0.001571	33.13	0.03	0.0000	0.00000	0.000000
3	0.97	0.002262	0.001571	-44.47	-0.05	0.0000	0.00000	0.000000
4	1.46	0.002262	0.001571	-55.51	-0.62	0.0000	0.00000	0.000000
5	1.94	0.002262	0.001571	-67.67	-2.09	0.0000	0.00000	0.000000
6	2.42	0.002262	0.001571	-80.95	-5.13	0.0000	0.00000	0.000000
7	2.91	0.002262	0.001571	-95.34	-11.12	0.0000	0.00000	0.000000
8	3.40	0.002262	0.001571	-110.85	-21.16	0.0000	0.00000	0.000000
9	3.88	0.002262	0.001571	-127.46	-35.78	0.0000	0.00000	0.000000
10	4.37	0.002262	0.001571	-145.19	-55.47	0.0000	0.00000	0.000000
11	4.85	0.002262	0.001571	-164.02	-80.58	0.0000	0.00000	0.000000
12	5.33	0.002262	0.001571	-183.97	-107.45	0.0000	0.00000	0.000000
13	5.82	0.002262	0.001571	-205.02	-134.08	0.0000	0.00000	0.000000
14	6.30	0.002262	0.001571	-227.18	-160.45	0.0000	0.00000	0.000000
15	6.79	0.002262	0.001571	-250.45	-186.54	0.0000	0.00000	0.000000
16	7.27	0.002262	0.001571	-274.83	-212.35	0.0000	0.00000	0.000000
17	7.76	0.002262	0.001571	-300.31	-237.86	0.0000	0.00000	0.000000
18	8.24	0.002262	0.001571	-326.90	-263.04	0.0000	0.00000	0.000000
19	8.73	0.004524	0.003142	-385.58	-287.90	0.0000	0.00000	0.000000
20	9.21	0.002262	0.001571	-383.41	-312.41	0.0000	0.00000	0.000000
21	9.70	0.002262	0.001571	-413.33	-336.56	0.0000	0.00000	0.000000

### Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A <sub>rs</sub>	A <sub>ri</sub>	M <sub>pf</sub>	M	ε <sub>m</sub>	s <sub>m</sub>	w
----	---	-----------------	-----------------	-----------------	---	----------------	----------------	---



1	-4.00	0.000000	0.000000	-58.83	0.00	0.0000	0.00000	0.000000
2	-3.73	0.002262	0.002262	83.73	3.03	0.0000	0.00000	0.000000
3	-3.45	0.002262	0.002262	98.86	11.98	0.0000	0.00000	0.000000
4	-3.18	0.002262	0.002262	115.17	26.65	0.0000	0.00000	0.000000
5	-2.91	0.002262	0.002262	132.66	46.86	0.0000	0.00000	0.000000
6	-2.63	0.002262	0.002262	151.34	72.39	0.0000	0.00000	0.000000
7	-2.36	0.002262	0.002262	171.19	103.05	0.0000	0.00000	0.000000
8	-2.09	0.002262	0.002262	192.23	138.64	0.0000	0.00000	0.000000
9	-1.82	0.002262	0.002262	214.44	178.96	0.0000	0.00000	0.000000
10	-1.54	0.002262	0.002262	237.83	223.82	0.0000	0.00000	0.000000
11	-1.27	0.002262	0.002262	262.40	273.01	0.0397	0.18131	0.000122

#### COMBINAZIONE n° 33

Valore della spinta statica	67.6010	[kN]			
Componente orizzontale della spinta statica	61.7566	[kN]			
Componente verticale della spinta statica	27.4958	[kN]			
Punto d'applicazione della spinta	X = 0.00	[m]	Y = -3.13	[m]	
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	24.00	[°]			
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	74.41	[°]			

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0.0000	[kN]			
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.00	[m]	Y = 0.00	[m]	

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	61.7566	[kN]			
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	338.7958	[kN]			
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	338.7958	[kN]			
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	61.7566	[kN]			
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.16	[m]			
Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]			
Risultante in fondazione	344.3784	[kN]			
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10.33	[°]			
Momento rispetto al baricentro della fondazione	54.8214	[kNm]			
Carico ultimo della fondazione	846816.4751	[kN]			

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.00	[m]			
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.10526	[MPa]			
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.06414	[MPa]			

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 173.64$	$N_q = 187.21$	$N_\gamma = 414.33$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.78$	$i_q = 0.78$	$i_\gamma = 0.61$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.15$	$d_q = 1.08$	$d_\gamma = 1.08$
I coefficienti $N'$ tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 156.79$	$N'_q = 157.87$	$N'_\gamma = 271.41$

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	32.49
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2499.49

## Sollecitazioni paramento

### Combinazione n° 33

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	0.48	4.1530	-0.0017	0.4996
3	0.97	9.3046	0.2681	1.9257
4	1.46	15.4557	1.2146	4.2803
5	1.94	22.7071	3.2499	7.7898
6	2.42	31.7650	7.0210	14.0402
7	2.91	42.7177	13.9163	23.2299
8	3.40	54.8509	25.0626	33.7547
9	3.88	68.0528	40.9970	45.3635
10	4.37	82.2742	62.1958	57.9456
11	4.85	94.5944	89.0170	64.0319
12	5.33	104.4100	117.6611	64.0712
13	5.82	114.7879	146.0695	64.0712
14	6.30	125.7518	174.2176	64.0712
15	6.79	137.3018	202.0912	64.0712
16	7.27	149.4380	229.6761	64.0712
17	7.76	162.1602	256.9578	64.0712
18	8.24	175.4686	283.9221	64.0712
19	8.73	189.3631	310.5547	64.0712
20	9.21	203.8437	336.8412	64.0712
21	9.70	218.9104	362.7674	64.0712

## Sollecitazioni fondazione di valle

### Combinazione n° 33

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	0.27	3.4062	24.7690
3	0.55	13.4231	48.4306
4	0.82	29.7485	70.9850
5	1.09	52.0801	92.4320
6	1.37	80.1156	112.7716
7	1.64	113.5527	132.0039
8	1.91	152.0890	150.1289
9	2.18	195.4223	167.1466
10	2.46	243.2502	183.0569
11	2.73	295.2706	197.8598

## Armature e tensioni nei materiali del muro

### Combinazione n° 33

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

B base della sezione espressa in [m]  
 H altezza della sezione espressa in [m]  
 $A_{fs}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]  
 $A_{fv}$  area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]  
 $\sigma_c$  tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]  
 $\tau_c$  tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]  
 $\sigma_{fs}$  tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]  
 $\sigma_{fv}$  tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]

Nr.	Y	B, H	$A_{fs}$	$A_{fv}$	$\sigma_c$	$\tau_c$	$\sigma_{fs}$	$\sigma_{fv}$
1	0.00	1.00, 0.30	0.002262	0.001571	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.48	1.00, 0.35	0.002262	0.001571	0.011	0.002	-0.149	-0.158
3	0.97	1.00, 0.40	0.002262	0.001571	0.030	0.007	-0.206	-0.412
4	1.46	1.00, 0.45	0.002262	0.001571	0.062	0.013	-0.106	-0.831
5	1.94	1.00, 0.49	0.002262	0.001571	0.115	0.021	0.355	-1.491
6	2.42	1.00, 0.54	0.002262	0.001571	0.202	0.034	1.721	-2.544
7	2.91	1.00, 0.59	0.002262	0.001571	0.341	0.051	4.883	-4.190
8	3.40	1.00, 0.64	0.002262	0.001571	0.533	0.067	10.394	-6.432
9	3.88	1.00, 0.69	0.002262	0.001571	0.764	0.084	18.093	-9.151
10	4.37	1.00, 0.74	0.002262	0.001571	1.027	0.099	27.780	-12.266
11	4.85	1.00, 0.79	0.002262	0.001571	1.313	0.102	39.760	-15.657
12	5.33	1.00, 0.83	0.002262	0.001571	1.563	0.096	51.499	-18.664
13	5.82	1.00, 0.88	0.002262	0.001571	1.761	0.091	61.373	-21.138
14	6.30	1.00, 0.93	0.002262	0.001571	1.918	0.086	69.648	-23.184
15	6.79	1.00, 0.98	0.002262	0.001571	2.043	0.081	76.552	-24.881
16	7.27	1.00, 1.03	0.002262	0.001571	2.143	0.077	82.269	-26.290
17	7.76	1.00, 1.08	0.002262	0.001571	2.221	0.073	86.948	-27.458
18	8.24	1.00, 1.12	0.002262	0.001571	2.282	0.070	90.713	-28.423
19	8.73	1.00, 1.17	0.004524	0.003142	1.731	0.067	48.643	-22.644
20	9.21	1.00, 1.22	0.002262	0.001571	2.364	0.064	95.892	-29.855
21	9.70	1.00, 1.27	0.002262	0.001571	2.389	0.062	97.464	-30.367

## Armature e tensioni nei materiali della fondazione

### Combinazione n° 33

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [m]
H	altezza della sezione espressa in [m]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [mq]
A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [mq]
σ <sub>c</sub>	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ <sub>c</sub>	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ <sub>fi</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
σ <sub>fs</sub>	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]

### Fondazione di valle

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

Nr.	X	B, H	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	σ <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
1	0.00	1.00, 0.50	0.000000	0.000000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.27	1.00, 0.55	0.002262	0.002262	0.083	0.058	3.322	-0.795
3	0.55	1.00, 0.60	0.002262	0.002262	0.283	0.104	11.839	-2.778
4	0.82	1.00, 0.65	0.002262	0.002262	0.546	0.139	23.944	-5.508
5	1.09	1.00, 0.70	0.002262	0.002262	0.842	0.167	38.547	-8.693
6	1.37	1.00, 0.75	0.002262	0.002262	1.153	0.190	54.879	-12.138
7	1.64	1.00, 0.80	0.002262	0.002262	1.467	0.207	72.386	-15.708
8	1.91	1.00, 0.85	0.002262	0.002262	1.776	0.221	90.656	-19.312
9	2.18	1.00, 0.90	0.002262	0.002262	2.077	0.231	109.379	-22.884
10	2.46	1.00, 0.95	0.002262	0.002262	2.365	0.239	128.315	-26.381
11	2.73	1.00, 1.00	0.002262	0.002262	2.640	0.245	147.276	-29.770

## Verifiche a fessurazione

### Combinazione n° 33

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

A <sub>fs</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [mq]
A <sub>fi</sub>	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [mq]
M <sub>pt</sub>	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]
ε <sub>m</sub>	deformazione media espressa in [%]
s <sub>m</sub>	Distanza media tra le fessure espressa in [m]
w	Apertura media della fessura espressa in [m]

### Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	M <sub>pt</sub>	M	ε <sub>m</sub>	s <sub>m</sub>	w
1	0.00	0.002262	0.001571	-25.77	0.00	0.0000	0.00000	0.000000
2	0.48	0.002262	0.001571	33.13	0.00	0.0000	0.00000	0.000000
3	0.97	0.002262	0.001571	-44.47	-0.27	0.0000	0.00000	0.000000
4	1.46	0.002262	0.001571	-55.51	-1.21	0.0000	0.00000	0.000000
5	1.94	0.002262	0.001571	-67.67	-3.25	0.0000	0.00000	0.000000
6	2.42	0.002262	0.001571	-80.95	-7.02	0.0000	0.00000	0.000000
7	2.91	0.002262	0.001571	-95.34	-13.92	0.0000	0.00000	0.000000
8	3.40	0.002262	0.001571	-110.85	-25.06	0.0000	0.00000	0.000000
9	3.88	0.002262	0.001571	-127.46	-41.00	0.0000	0.00000	0.000000
10	4.37	0.002262	0.001571	-145.19	-62.20	0.0000	0.00000	0.000000
11	4.85	0.002262	0.001571	-164.02	-89.02	0.0000	0.00000	0.000000
12	5.33	0.002262	0.001571	-183.97	-117.66	0.0000	0.00000	0.000000
13	5.82	0.002262	0.001571	-205.02	-146.07	0.0000	0.00000	0.000000
14	6.30	0.002262	0.001571	-227.18	-174.22	0.0000	0.00000	0.000000
15	6.79	0.002262	0.001571	-250.45	-202.09	0.0000	0.00000	0.000000
16	7.27	0.002262	0.001571	-274.83	-229.68	0.0000	0.00000	0.000000
17	7.76	0.002262	0.001571	-300.31	-256.96	0.0000	0.00000	0.000000
18	8.24	0.002262	0.001571	-326.90	-283.92	0.0000	0.00000	0.000000
19	8.73	0.004524	0.003142	-385.58	-310.55	0.0000	0.00000	0.000000
20	9.21	0.002262	0.001571	-383.41	-336.84	0.0000	0.00000	0.000000
21	9.70	0.002262	0.001571	-413.33	-362.77	0.0000	0.00000	0.000000

### Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A <sub>fs</sub>	A <sub>fi</sub>	M <sub>pt</sub>	M	ε <sub>m</sub>	s <sub>m</sub>	w
----	---	-----------------	-----------------	-----------------	---	----------------	----------------	---

1	-4.00	0.000000	0.000000	-58.83	0.00	0.0000	0.00000	0.000000
2	-3.73	0.002262	0.002262	83.73	3.41	0.0000	0.00000	0.000000
3	-3.45	0.002262	0.002262	98.86	13.42	0.0000	0.00000	0.000000
4	-3.18	0.002262	0.002262	115.17	29.75	0.0000	0.00000	0.000000
5	-2.91	0.002262	0.002262	132.66	52.08	0.0000	0.00000	0.000000
6	-2.63	0.002262	0.002262	151.34	80.12	0.0000	0.00000	0.000000
7	-2.36	0.002262	0.002262	171.19	113.55	0.0000	0.00000	0.000000
8	-2.09	0.002262	0.002262	192.23	152.09	0.0000	0.00000	0.000000
9	-1.82	0.002262	0.002262	214.44	195.42	0.0000	0.00000	0.000000
10	-1.54	0.002262	0.002262	237.83	243.25	0.0374	0.18131	0.000115
11	-1.27	0.002262	0.002262	262.40	295.27	0.0442	0.18131	0.000136