

Variante alla S.S. 45 "Val di Trebbia"
Comuni di Torriglia e Montebruno
dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno)
2° stralcio funzionale

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

Ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n. 3594

Ing. Giuseppe Danilo Malgeri
Ordine Ing. di Roma n. A34610

Geol. Serena Majetta
Ordine Geologi del Lazio n. 928

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Giancarlo Luongo

PROTOCOLLO	DATA
------------	------

OPERE D'ARTE MINORI

OM14 – Muro di sottoscarpa da pk 0+420 km a 0+450 km

Relazione Geotecnica e di Calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROC.	N. PROG.	T00OM14GETRE01A		
DPGE03	D	1701	CODICE ELAB.	T00OM14GETRE01	A
C					
B					
A	EMISSIONE	Ing. A. Mangiola	Ing. E. Mittiga	Ing. A. Micheli
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

OPERE DI SOSTEGNO

Muro di sottoscarpa OM14 da prog. 0+420km a prog. 0+450km

Paratia Provvisionale a tergo

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Sommario

1	Premessa.....	5
2	Normative.....	6
3	Bibliografia.....	7
3	Materiali utilizzati.....	9
4	Carpenteria del muro.....	12
5	Analisi dei carichi.....	15
6	Contesto geologico.....	15
7	Modello geotecnico.....	16
8	Azione Sismica.....	18
9	Criteri di calcolo.....	19
10	Verifiche strutturali.....	22
11	Armatura del Muro.....	23
12	Verifica della forza d'urto da traffico veicolare.....	24
13	Paratia provvisoria.....	25
13.1	Inquadramento e caratteristiche della paratia provvisoria.....	25
13.2	Modellazione numerica della paratia provvisoria.....	26
13.3	Analisi dei carichi.....	29
13.3.1	Carichi permanenti.....	29
13.3.2	Azione sismica.....	29
13.4	Modello geometrico della paratia provvisoria.....	30
13.5	Tiranti d'ancoraggio.....	30
13.6	Parametri di calcolo.....	31
13.7	Verifiche della paratia provvisoria.....	32
13.7.1	Verifiche strutturali della paratia.....	32
13.7.2	Verifica dei tiranti.....	32
13.7.3	Verifica della trave di ripartizione.....	36
13.8	Analisi di stabilità del pendio.....	38
13.8.1	Analisi di stabilità globale.....	42
14	Allegato A: verifica del muro tipo A.....	49
14.1	Calcolo delle sollecitazioni.....	55
14.2	Verifiche del muro.....	57
14.3	Verifica di stabilità globale.....	61
14.3.1	Risultati dell'analisi di stabilità.....	63

14.4	Verifica di capacità portante dei micropali di fondazione.....	64
14.4.1	Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a compressione.....	65
14.4.2	Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a trazione	66
14.5	Verifica strutturale del palo	68
15	<i>Allegato B: verifica del muro tipo B.....</i>	70
15.1	Calcolo delle sollecitazioni.....	76
15.2	Verifiche del muro	78
15.3	Verifica di stabilità globale	82
15.3.1	Risultati dell'analisi di stabilità	84
15.4	Verifica di capacità portante dei micropali di fondazione.....	85
15.4.1	Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a compressione.....	86
15.4.2	Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a trazione	87
15.5	Verifica strutturale del palo	88
16	<i>Allegato C: verifiche nel caso di forza d'urto da traffico veicolare</i>	90
16.1	Muro tipo A.....	91
16.1.1	Calcolo delle sollecitazioni.....	93
16.1.2	Verifiche del muro	94
16.1.3	Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a compressione.....	95
16.1.4	Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a trazione	96
16.2	Verifica strutturale del palo	97
16.3	Muro tipo B.....	99
16.3.1	Calcolo delle sollecitazioni.....	101
16.3.2	Verifiche del muro	102
16.3.3	Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a compressione.....	103
16.3.4	Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a trazione	104
16.4	Verifica strutturale del palo	105
17	<i>Allegato D: verifica paratia provvisoria – Sezione I.....</i>	107
17.1	Sollecitazioni agenti sui pali.....	107
17.2	Verifica strutturale dei pali.....	111
17.3	Verifica degli spostamenti orizzontali	112
18	<i>Allegato E: verifica paratia provvisoria – Sezione II</i>	113

18.1 Sollecitazioni agenti sui pali.....	113
18.2 Verifica strutturale dei pali.....	116
18.3 Verifica degli spostamenti orizzontali	117
19 Monitoraggio.....	118

1 Premessa

La presente relazione ha per oggetto il calcolo strutturale del muro in c.a. da prog. 0+420.00 a prog. 0+450.00, nell'ambito del progetto definitivo dei lavori di "Val Trebbia" Comuni di Torriglia e Montebruno dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno) 2° Stralcio funzionale".

L'opera di sostegno è un'opera di sottoscarpa, in un tratto stradale a mezzacosta, in cui la SS 45 costeggia il fianco di un versante, delimitato inferiormente dal fiume Trebbia. In particolare, l'opera inizia alla progressiva km 0+420.00, con un'altezza di 6.92m, e termina al km 0+450.00, con un'altezza di 10.91 m. Complessivamente, l'opera misura 31.30 m circa, e raggiunge un'altezza massima totale (paramento e fondazione) di 10.91 m.

È stata scelta una fondazione su micropali $\varnothing 240$ mm armati con tubolare in acciaio.

Per consentire l'esecuzione dell'opera di sostegno, in presenza di circolazione sulla S.S. 45, dove necessario, è realizzata una paratia di mediopali multitirantata, che consente di operare gli scavi di sbancamento fino a quota del piano di posa della fondazione del muro proteggendo l'attuale corpo stradale. La paratia è pertanto ubicata nella carreggiata lato valle dell'attuale tratto stradale a tergo del muro, e durante l'esecuzione sia di questa sia del muro, si avrà circolazione di traffico a senso unico alternato.

L'opera provvisoria è eseguita mediante mediopali $\varnothing 400$, passo 0.60 m, armati con armatura tubolare in acciaio, di diametro $\varnothing 273$ mm, spessore 7.10 mm. I pali sono lunghi fino a 12.00 m. Vi sono al più due ordini di tiranti inclinati 20° sull'orizzontale, a n. 3 trefoli.

Succeivamente all'esecuzione del muro, lo spazio tra il paramento del muro e la paratia sarà ritombato con terreno da rilevato, dalla quota del piano di fondazione del muro fino alla quota del piano di posa del pacchetto stradale.

2 Normative

Sono state osservate le seguenti norme in vigore per la valutazione delle condizioni di carico, il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento delle sezioni e dei collegamenti e per le altre considerazioni progettuali in genere:

- Testo Unico: Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018;
- Circ. Min. LL. PP. N°617 del 02/02/2009 – Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008;
- Legge 5/11/1971 n°1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 14/02/1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 09/01/1996 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- Circolare Min. 15/10/1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16/01/1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Circolare Min. 04/07/1996 n°156AA.GG./STC. "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- D.M. 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare Min. LL.PP. 24 settembre 1988 n° 30483 – L. 02/02/1974, n° 64 – art. 1 D.M. 11/03/1988 "Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- UNI 9858 ENV 206 "Calcestruzzo: Prestazioni Procedure Posa in opera e Criteri di Conformità";

3 Bibliografia

Nella tabella successiva, sono riportati i principali testi consultati per la redazione della presente relazione.

Autore	Titolo	Editore	Anno
AA. VV.	Ingegneria Antisismica.	Liguori	1985
AA. VV.	Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi.	Hevelius	1997
Aicap	Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato.	Pubblicimento	2011
Aicap	Commentario alle norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 - Costruzioni in Calcestruzzo, Costruzioni composte in acciaio-calcestruzzo.	Pubblicimento	2011
Aicap - AGI	Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni	AGI	2012
Annunziata F. et al.	Progettazione Stradale Integrata.	Zanichelli	2004
Associazione Geotecnica Italiana	Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica.	Patron Editore	2005
Belluzzi O.	Scienza delle Costruzioni.	Zanichelli	1941
Boscolo Bielo M.	Progettazione Strutturale.	Legislazione Tecnica	2010
Bowles E. B.	Fondazioni - progetto e analisi.	McGraw-Hill	1998
Bruschi A.	Meccanica delle Rocce.	Flaccovio	2004
Capurso M.	Introduzione al calcolo automatico delle strutture.	ESAC	1986
Clayton C.R.I., Milititsky J. e Woods R.I.	La spinta delle terre e le opere di sostegno.	Hevelius	1993
Collotta T.	Prontuario Interattivo di Geotecnica.	Flaccovio	1951
Desideri A., Miliziano S. e Rampello S.	Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii.	Hevelius	1997
Di Francesco R.	Geotecnica - guida pratica alle nuove norme	Flaccovio	2010

Autore	Titolo	Editore	Anno
	tecniche.		
<i>Ferrari P. e Giannini F.</i>	Ingegneria Stradale.	<i>ISED I</i>	1979
<i>Garbin F. e Storoni Ridolfi S.</i>	Geologia e geotecnica stradale.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Gherzi A.</i>	Il cemento armato.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Giangreco E.</i>	Teoria e tecnica delle costruzioni.	<i>Liguori</i>	1963
<i>Lai C. G., Foti S. e Rota M.</i>	Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione.	<i>IUSS Press</i>	2009
<i>Lancellotta R.</i>	Meccanica dei Terreni e Fondazioni - Resistenza al taglio e deformabilità.	<i>Levrotto e Bella</i>	1983
<i>Lancellotta R.</i>	Geotecnica.	<i>Zanichelli</i>	1987
<i>Lancellotta R. e Cavalera J.</i>	Fondazioni.	<i>McGraw-Hill</i>	1999
<i>Leonhardt F.</i>	Calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso.	<i>ETS</i>	1977
<i>Mancina M., Nori R. e Iasiello P.</i>	Progetti e calcoli di geotecnica con excel - Vol. I e II.	<i>DEI</i>	2006
<i>Pane V. e Tamagnini C.</i>	Analisi dei diaframmi multiancorati.	<i>Hevelius</i>	2004
<i>Pasqualini E</i>	Standard Penetration Test SPT	<i>Atti delle C.G. di Torino, XI ciclo</i>	1983
<i>Perretti A., Gherzi A., Sattamino P. e Brenna A.</i>	La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer.	<i>Maggioli Editore</i>	2007
<i>Poulos H.G. and Davis E. H.</i>	Analisi e Progettazione di fondazioni su pali.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tamagnini C.</i>	Analisi limite in ingegneria geotecnica.	<i>Hevelius</i>	2005
<i>Tanzini M.</i>	Micropali e pali di piccolo diametro.	<i>Flaccovio</i>	2004
<i>Tanzini M.</i>	L'indagine geotecnica.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tesoriere G.</i>	Strade, Ferrovie e Aeroporti.	<i>UTET</i>	1996
<i>Viggiani C.</i>	Fondazioni.	<i>Hevelius</i>	1999
<i>William Lambe T. e Whitman V.</i>	Meccanica dei Terreni.	<i>Flaccovio</i>	1997

3 Materiali utilizzati

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

Calcestruzzo Magro:

Classe di resistenza minima 12/15

Calcestruzzo per fondazione ,elevazione muro:

Classe 28/35

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 35 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 16,46 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,83 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,98 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,32 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,46 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,97 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per armature muro:

B450C - ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391 \frac{N}{mm^2}$

Copriferro Muro 5 cm

Miscela Cementizia per Micropali e cordolo testa pali:

Classe 25/30

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 30 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.11 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.19 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk} = 4.02 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1.5} = 2.68 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per armatura micropali:S355 – Profilo a sezione cava laminato a caldo con spessore $t \leq 40$ mm

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 510 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 355 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 308.7 \frac{N}{mm^2}$

Copriferro Micropali 3.5 cm

Acciaio per armatura pali di medio diametro e travi di ripartizione:S235H – Profilo a sezione cava laminato a caldo con spessore $t \leq 40$ mm

UNI EN 10025 – 2

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 360 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 235 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 204 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per tiranti in trefoli

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{ptk} \geq 1800 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica in corrispondenza dell'1% di deformazione sotto carico:

$$f_{p(1)k} \geq 1600 \frac{N}{mm^2}$$

Copriferro trave di testata e pannello di rivestimento 5 cmCopriferro Pali di medio diametro 6 cm**Acciaio per armature paratie provvisionali:**S275 – Profilo a sezione cava laminato a caldo con spessore $t \leq 40$ mm

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 430 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 275 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 239 \frac{N}{mm^2}$

4 Carpenteria del muro

L'opera di sostegno oggetto della presente relazione è un muro in c.a. a mensola, fondato su micropali, la cui carpenteria tipo è rappresentata in Figura 1.

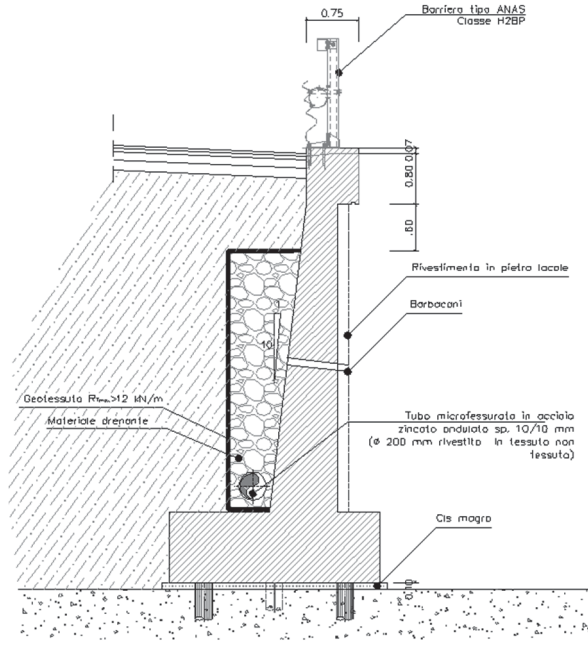


Figura 1: sezione tipologica del muro

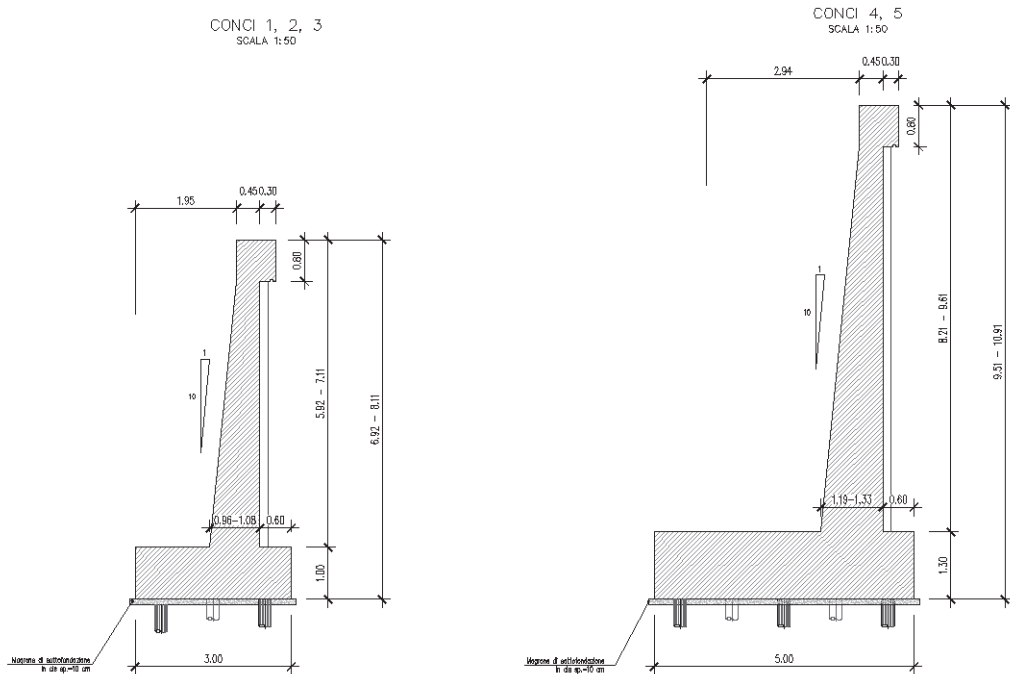


Figura 2: carpenteria del muro

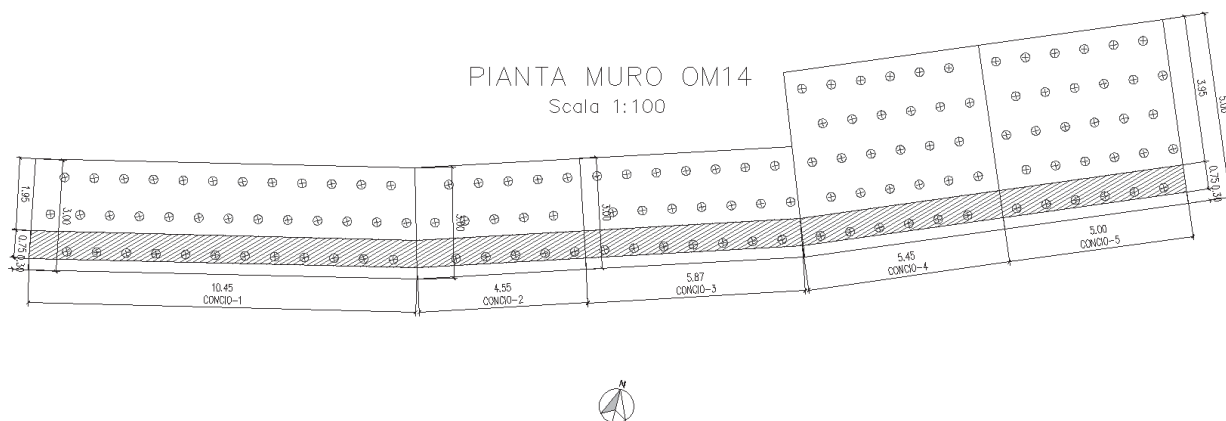


Figura 3: pianta del muro

Il cordolo di sommità è largo 0.75 m, per tutto lo sviluppo del muro. Questo è, infatti, munito di una mensola esterna di 0.30 m di spessore e 0.80 m di altezza, pensata per consentire l'intallazione della barriera stradale in sommità. La cavità che in tal modo si forma sul lato esterno del paramento, è utilizzata per l'alloggiamento del rivestimento in pietra locale, come prescritto dall'ente competente, Regione Liguria.

Al fine di agevolare la costipazione del terreno di riempimento, la pendenza dell'intradosso del paramento è del 10%.

Il muro è stato diviso in varie tipologie in base ai seguenti parametri: altezza del muro, altezza della mensola di fondazione, larghezza della piastra di fondazione.

La tabella seguente mostra le specifiche dimensionali per le sezioni di muro geometricamente differenti, nonché i diversi conci di muro (reperibili nelle tavole di carpenteria e planimetria rispettivamente cod.: T00OM14GETDC01A e T00OM14GETDI01A).

Conci di applicazione	Tipologia	Altezza min del muro [m]	Altezza max del muro [m]	Altezza della piastra di fondazione [m]	Larghezza della piastra di fondazione [m]	Lunghezza Micropali di Fondazione [m]
1, 2, 3	A	6.92	8.11	1.00	3.00	8
4, 5	B	9.51	10.91	1.30	5.00	11

Tabella 1 Tipologie di muro e specifiche dimensionali relative

La tipologia di fondazione indiretta adottata è costituita da micropali $\varnothing 240$ mm armati con tubolare in acciaio diametro $\varnothing 168.3$ mm spessore 10 mm, disposti a quinconce con interasse 1.00 m in direzione trasversale e 0.80 m in direzione longitudinale. Stante tale disposizione, dal calcolo è risultato che per altezze di paramento superiori a 8.5m la lunghezza dei micropali cresce da 8 m a 11 m. I micropali sono iniettati secondo il metodo IGU – Iniezione Globale Unica, stante il loro ammorsamento nel massivo calcareo descritto nei paragrafi inerenti il sito fondale.

5 Analisi dei carichi

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri del terreno e del calcestruzzo, definiti nei paragrafi relativi.

Il carico accidentale è rappresentato dal traffico stradale, che è stato simulato da un carico variabile verticale di 20 kPa agente sulla piattaforma stradale, per un'estensione di 10 m, a partire dal vertice interno più alto del paramento del muro.

Inoltre, essendo sulla testa del paramento del muro ubicata la barriera stradale, il muro è gravato da una forza che simula l'urto da traffico veicolare. La forza è orizzontale di 100 kN ed una coppia di 100 kNm in sommità al paramento e diretta verso il lato esterno al nastro stradale. I dettagli, al paragrafo: "Verifica della forza d'urto da traffico veicolare".

6 Contesto geologico

Ai fini della redazione del presente progetto, è stata svolta una campagna d'indagine geognostica, nel 2014. I sondaggi che interessano tale stralcio sono cinque ed in particolare i sondaggi: S4_pz, S5_DH, S6_h, S7_DH, S8_DH.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda all'apposito elaborato T00GE00GETRE01A.

7 Modello geotecnico

Come illustrato nel modello geologico, il sito fondale del progetto mostra la presenza di uno strato di coltre superficiale costituita da sabbie limose e talvolta riporti, che sovrasta un substrato lapideo di marne e calcare, con grado di fratturazione che si riduce rapidamente con la profondità.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni suddetti è stata basata sui risultati sia delle prove in sito, sia delle prove di laboratorio.

Al fine di eseguire il dimensionamento della presente opera, è stata scelta la successione stratigrafica riportata nella Tabella 2, dove sono anche catalogati i parametri di resistenza al taglio identificati per ciascun litotipo:

Litotipo	Codice litotipo	Profondità Iniziale ÷ Prof. finale [m]	γ_k [kN/m ³]	φ'_k [°]	$(c')_k$ [kPa]	E_{vc} [Mpa]	E_{ur} [Mpa]
Coltre superficiale	e-c	0 ÷ 2.0	18	30	0	20	180
Roccia Fratturata	Rf	2.0 ÷ 5.0	26	30	44	280	840
Roccia Integra	Ri	> 5.0	26	38	55	350	1050

Tabella 2 stratigrafia di progetto e caratteristiche meccaniche dei litotipi

Dove:

γ_k rappresenta il valore del peso dell'unità di volume del terreno;

φ'_k rappresenta il valore dell'angolo di resistenza al taglio del terreno;

$(c')_k$ rappresenta il valore della coesione drenata del terreno;

E_{vc} rappresenta il valore del modulo di elasticità longitudinale in un ciclo di carico vergine;

E_{ur} rappresenta il valore del modulo di elasticità longitudinale in un ciclo di scarico ricarico.

Per ogni strato il valore del modulo di Poisson è scelto pari a 0.3.

Per quanto riguarda i coefficienti di spinta del terreno sono stati adottati i seguenti criteri:

– il coefficiente di spinta a riposo, dipende dall'OCR. Nel caso in essere, terreno normal consolidato, è stato valutato mediante la formula di Jaky (1944);

-
- il coefficiente di spinta attiva dipende dall'angolo di resistenza al taglio del terreno, dall'angolo di attrito muro terreno, ed all'inclinazione del terreno a tergo della paratia. Sono state utilizzate le formule di Coulomb, che ipotizzano una superficie di rottura piana;
 - il coefficiente di spinta passiva dipende anch'esso dall'angolo di resistenza al taglio del terreno, dall'angolo di attrito muro terreno e dall'inclinazione del pendio. Il valore scelto è stato determinato mediante le relazioni proposte da Caquot – Kerisel. In tal caso la superficie di rottura ipotizzata è curvilinea.

In tutti i casi l'angolo di attrito terreno–muro è assunto pari al 50% dell'angolo di resistenza al taglio del terreno, per ciascun litotipo.

In Tabella 3 si riportano i valori dei coefficienti di spinta attiva (formulazione di Coulomb assumendo $\delta=2\cdot\phi'/3$) e passiva (formulazione di Caquot-Kerisel assumendo $\delta=2\cdot\phi'/3$) utilizzati nel modello di calcolo.

Litotipo	k_{Ah}	k_{ph}
Coltre superficiale	0.291	4.622
Roccia Fratturata	0.291	4.622
Roccia Intera	0.205	8.273

Tabella 3 Coefficienti di Spinta attiva e passiva per ciascun litotipo, utilizzati nel modello di calcolo.

8 Azione Sismica

I parametri scelti per la definizione dell'azione sismica sono di seguito riportati:

Opera sita in località	:		Torriglia (GE)
Categoria del suolo di fondazione	:		B
Condizione topografiche			T2
Categoria opera – Classe d'uso			III
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	:	$S_s =$	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica	:	$S_T =$	1.08
Vita nominale dell'opera	:	$V_N =$	≥ 100 anni
Coefficiente d'uso	:	$C_U =$	1.5
Periodo di riferimento	:	$V_R =$	150 anni
Tempo di ritorno	:	$T_R =$	1988 anni

Utilizzando il foglio di calcolo della Normativa vigente, sono stati determinati i seguenti parametri sismici allo SLE ed allo SLU utilizzati per il calcolo.

SLU	SLE
$a_g = 0.143$ [g]	$a_g = 0.60$ [g]
$F_0 = 2.465$	$F_0 = 2.527$
$T_C^* = 0.289$	$T_C^* = 0.264$

Tabella 4 Parametri dell'azione sismica di progetto

9 Criteri di calcolo

Ai fini del dimensionamento strutturale della presente opera di sostegno, è stato scelto lo schema statico di un muro a mensola in c.a., fondato anche su pali.

Ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni del 17/01/2018, paragrafo 6.5.3.1.1, vengono effettuate le seguenti verifiche:

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

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Tutte le verifiche suddette sono state eseguite secondo l'Approccio 1 previsto dalle suddette norme.

I calcoli di verifica, facendo riferimento alla normativa vigente suddetta, sono espressi adottando la seguente simbologia:

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

Di seguito sono riportati i valori utilizzati per i coefficienti di partecipazione nelle diverse combinazioni previste.

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
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	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
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	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti parziali per le verifiche dei pali di fondazione:

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1,00	1,70	1,35
Laterale compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15
Totale compressione	γ_t	1,00	1,60	1,30
Laterale trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

		R1	R2	R3
	γ_T	1,00	1,60	1,30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate	1	$\xi_3=1,70$	$\xi_4=1,70$
------------------------------	---	--------------	--------------

10 Verifiche strutturali

Come mostrato nel paragrafo sulla carpenteria, il muro è stato diviso in varie tipologie, pertanto sono stati eseguiti differenti modelli di calcolo, uno per ciascuna tipologia di muro, riportati negli allegati. Tali modelli definiscono le armature del muro nonché i pali di fondazione, che vengono riportati nelle tavole di carpenteria e armatura suddette.

Nell'Allegato C: verifiche nel caso di forza d'urto da traffico veicolare sono riportate le verifiche comprendenti il caso di forze d'urto da traffico veicolare. È stata eseguita una verifica specifica facendo agire la forza orizzontale di 100 kN in cima al paramento, diretta verso il lato del muro esterno alla piattaforma stadale, assieme ad una coppia di 100 kNm, agente in senso antiorario. Quest'azione eccezionale è applicata all'interno della combinazione eccezionale prevista dalla norma. L'esito positivo di tale verifica dimostra che il muro, così come definito ed armato secondo i modelli suddetti, soddisfa i criteri normativi anche in caso di azione eccezionale dovuta ad urto da traffico veicolare.

11 Armatura del Muro

L'esito delle verifiche di calcolo per i muri è rappresentato sinteticamente in Tabella 5, dove sono riportate le armature a flessione per paramento e fondazione:

Conci	Dimensione fondazione	Fondazione lato inferiore	Fondazione lato superiore	Paramento lato interno (fibre tese)	Paramento lato esterno (fibre compresse)
1, 2, 3	1.00x3.00	$\phi 20/40$	$\phi 22/20$	$\phi 20/20 + \phi 18/40$	$\phi 24/20 + \phi 24/40$
4, 5	1.30x5.00	$\phi 24/40$	$\phi 24/20 + \phi 24/20$	$\phi 20/20 + \phi 18/40$	$\phi 24/20 + \phi 24/40$

Tabella 5 Tipologie di muro e relative armature a flessione per paramento e fondazione

In fondazione, al fine di consentire un alloggiamento compatibile con la disposizione dei micropali, le armature a flessione disposte sul lato inferiore sono disposte secondo un passo di 0.40 m.

12 Verifica della forza d'urto da traffico veicolare

Il progetto dell'opera prevede l'installazione della barriera stradale in cima al paramento, pertanto, è stato previsto che questo abbia, nella parte sommitale, le seguenti caratteristiche geometriche:

- larghezza di 0.75 m;
- presenza di una mensola di valle di altezza di 0.80 m.

Tali dimensioni consentono, infatti:

- un agevole alloggiamento della piastra di fondazione della barriera sulla superficie superiore del cordolo del muro;
- la possibilità per il montaggio di altre eventuali opzioni progettuali, quali la rete di protezione.

La verifica strutturale è stata svolta ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, paragrafo 3.6.3.3.2 "Traffico Veicolare sopra i Ponti".

Pertanto, in sommità del muro, considerato per metro lineare, è applicata una forza orizzontale da 100 kN ed una coppia di 100 kNm aventi verso, rispettivamente, uscente dal piano viabile e antiorario.

Dato il carattere eccezionale dell'azione di urto veicolare, le norme NTC18, paragrafo 2.5.3, prevedono che sia considerata la combinazione eccezionale delle azioni:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{k1}$$

Dove:

G_1 : peso proprio degli elementi strutturali e del terreno - definito tramite i pesi per unità di volume di cui ai paragrafi precedenti;

G_2 : peso proprio degli elementi non strutturali – considerato nullo;

P : carico di pretensione – considerato nullo;

A_d : carico eccezionale – considerato con una forza di 100 kN ed una coppia di 100 kNm agenti sulla sommità del muro, come sopra descritto;

Q_{k1} : azioni variabili – traffico stradale.

ψ_{21} : carico tandem

Gli esiti delle verifiche sono riportati, per tutte le classi di muro, nell'Allegato E. La combinazione di carico significativa è quella A1-M1, che è l'unica riportata nell'output di calcolo. Per la condizione di carico suddetta, l'opera, così come armata, soddisfa i criteri di stabilità e sicurezza prescritti dalla norma.

13 Paratia provvisoria

13.1 Inquadramento e caratteristiche della paratia provvisoria

La paratia in questione viene realizzata per consentire l'esecuzione dell'opera di sostegno in presenza di circolazione sulla S.S. 45. Viene realizzata una paratia di mediopali multitirantata, che consente di operare gli scavi di sbancamento fino a quota del piano di posa della fondazione del muro proteggendo l'attuale corpo stradale.

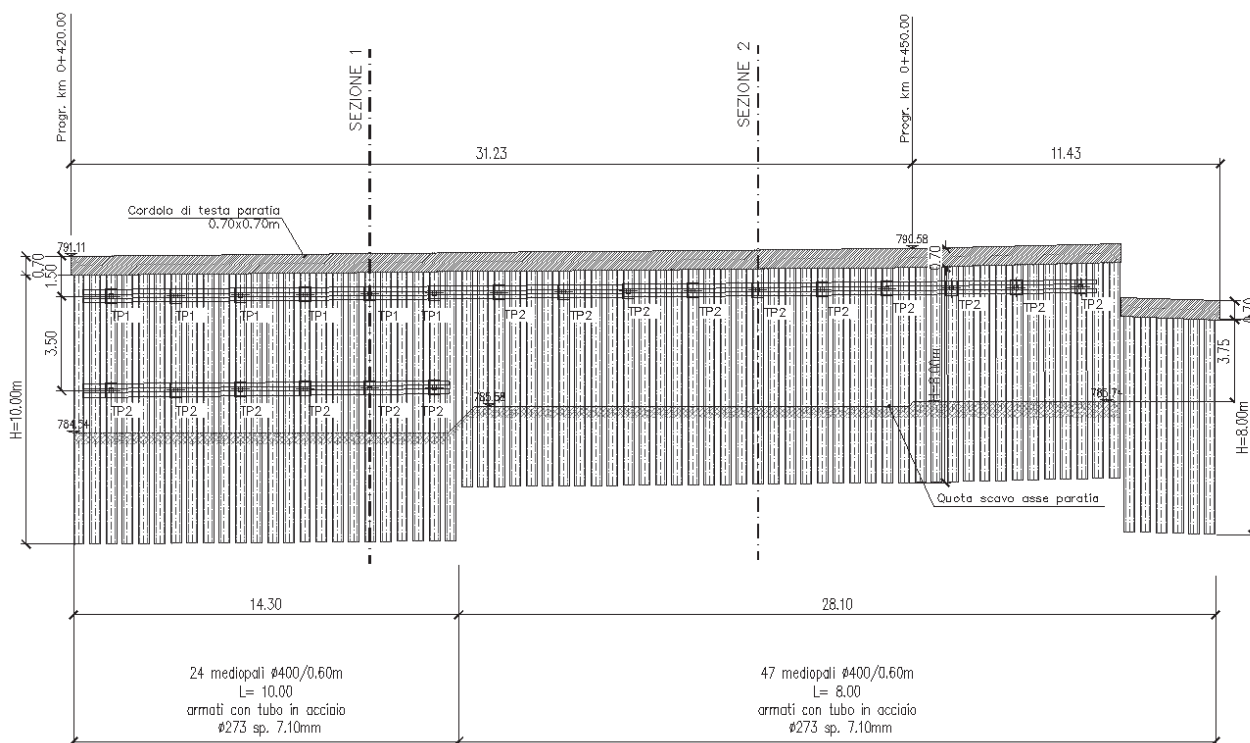


Figura 3: sviluppata paratia provvisoria

L'opera provvisoria è eseguita mediante mediopali $\Phi 400$, passo 0.60 m, armati con armatura tubolare in acciaio, di diametro $\Phi 273$ mm, spessore 7.10 mm. I pali sono lunghi fino a 12.00 m. Vi sono al più due ordini di tiranti inclinati 20° sull'orizzontale, a n. 3 trefoli.

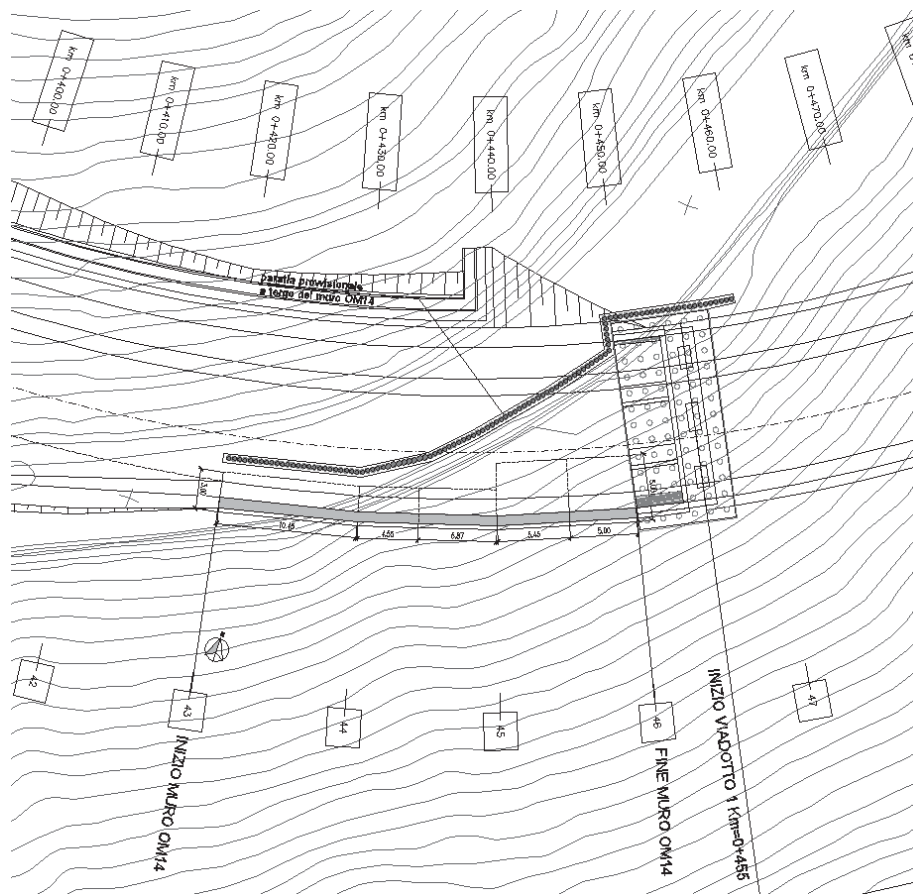


Figura 4 Planimetria d'intervento

Per quanto riguarda le travi di ripartizione è previsto l'impiego di 2HEB 160.

13.2 Modellazione numerica della paratia provvisoria

Le analisi per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo *Paratie Plus 2011* (v. 8.191).

In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidità flessionale EJ ,
- il terreno come una serie di molle di tipo elasto-plastico connesse ai nodi della paratia.

Questo modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della

struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio. Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi d'interazione tra paratia e terreno la soluzione viene a dipendere dal percorso tensio-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti; dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata per terreni normalconsolidati, calcolato mediante l'espressione $K_0 = 1 - \text{sen } \varphi'$;
- i coefficienti di spinta attiva K_A e passiva K_P , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb e Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a 0,5 dell'angolo di attrito del terreno stesso. Il coefficiente di spinta passiva non è ridotto in ingresso mediante coefficienti di sicurezza, ma la parte infissa della paratia viene dimensionata in tutti i casi in modo da garantire che il valore di spinta passiva mobilitata a valle della stessa non superi il 60 % del valore totale di spinta mobilitabile.

I parametri di deformabilità del terreno sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. In particolare il modulo di ricarico è assunto pari al doppio del modulo vergine.

Nella Tabella 6 Fasi di calcolo è riportata la successione tipica delle fasi di modellazione eseguita per l'analisi delle strutture di sostegno:

FASE	DESCRIZIONE
0	Condizione iniziale geostatica e consolidamento scarpata con chiodatura
1	Realizzazione paratia
2	I fase di scavo
3*	Applicazione del I ordine di tiranti/puntoni
4*	II fase di scavo
5*	Applicazione del II ordine di tiranti/puntoni
6*	Ultima fase di scavo
7	Applicazione delle azioni sismiche

Tabella 6 Fasi di calcolo (fasi presenti solo se previste in funzione del numero di tiranti della paratia)*

Nelle verifiche sismiche le azioni generate dal sisma ed agenti in direzione orizzontale sulla struttura sono considerate come un incremento di spinta dovuto al terreno a tergo della berlinese $\Delta F = F_s - F$, dove:

– F rappresenta la spinta esercitata dal terreno in condizioni statiche, calcolata come integrale, sull'altezza di scavo, della tensione orizzontale esercitata dal terreno in condizioni di equilibrio limite attivo e fornita dall'espressione:

$$\sigma_h = K_a \sigma_{v0} - 2 c (K_a)^{0.5}$$

– F_s rappresenta la spinta esercitata dal terreno in condizioni sismiche, calcolata come integrale, sull'altezza di scavo, della tensione orizzontale esercitata dal terreno in condizioni sismiche e fornita dall'espressione:

$$\sigma_{hs} = K_{as} \sigma_{v0} - 2 c (K_{as})^{0.5}$$

Nelle due espressioni i simboli rappresentano:

$\sigma_{v0} = \gamma z$ = tensione verticale

c = coesione

K_a, K_{as} = rispettivamente coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche (calcolato con il metodo di Coulomb) e sismico (calcolato con il metodo di Mononobe-Okabe).

Nelle verifiche effettuate, l'incremento di spinta ΔF così calcolato è applicato a tergo della paratia come una pressione orizzontale con andamento uniforme sull'altezza della paratia (a vantaggio di sicurezza).

13.3 Analisi dei carichi

13.3.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri definiti nei paragrafi relativi per i terreni.

13.3.2 Azione sismica

Essendo un'opera provvisoria, a favore di sicurezza, è stato valutato un sisma ridotto a 2 anni secondo le formulazioni riportate nella norma EN 1998 parte 2 – Annesso A:

$$\frac{a_{gc}}{a_{g,R}} = \left(\frac{T_{RC}}{T_{NCR}} \right)^k$$

Ponendo:

$$t_c = 2 \text{ anni}$$

$$T_{RC} = t_c / p = 2 / 0.1 = 20 \text{ anni}$$

$$T_{NCR} = 475 \text{ anni}$$

$$a_{g,R} = 0.096$$

risulta: $a_{gc} = 0.037$

I parametri scelti per la definizione dell'azione sismica sono di seguito riportati:

Opera sita in località		Torriglia (GE)
Categoria del suolo di fondazione		B
Condizione topografiche		T2
Categoria opera – Classe d'uso		III
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1.08
Tempo di ritorno	$T_R =$	20 anni

13.4 Modello geometrico della paratia provvisoria

Nella tabella sottostante sono riportate le sezioni di calcolo relative l'opera oggetto della presente relazione. Per ogni sezione i pali hanno diametro $\Phi 400$, passo 0.60 m, armati con profilo tubolare in acciaio, di diametro $\Phi 273$ mm, spessore 10 mm.

Sezioni di Calcolo	udm	Sezione I	Sezione II
Progressiva	[m]	0+445.50	0+431.10
Numero tiranti	[-]	1	2
Altezza totale paratia	[m]	8.00	10.00
Lunghezza del tratto fuori terra	[m]	5.50	6.00
Lunghezza del tratto di infissione di calcolo	[m]	2.50	4.00

Tabella 7 Caratteristiche delle sezioni di calcolo

13.5 Tiranti d'ancoraggio

Si riportano le caratteristiche geometriche e meccaniche dei tiranti di ancoraggio adottati per gli schemi di calcolo considerati. Per tutta l'estensione della paratia, questi sono disposti con un interasse di 2.4 m.

Quota di infissione	Inclinazione verticale	Numero Trefoli	Tiro iniziale	Tiro max in esercizio (comb. A1+M1+R3)	Tiro in esercizio in cond. statiche (SLE)	Tiro in cond. sismiche (SLV)	Lunghezza Libera	Lunghezza fondazione	Lunghezza totale
[m]	[°]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
-1,5	20	3	240.0	312.0	240.0	240.0	6.00	6.00	12.00

Tabella 8: caratteristiche tiranti Sezione I

Quota di infissione	Inclinazione verticale	Numero Trefoli	Tiro iniziale	Tiro max in esercizio (comb. A1+M1+R3)	Tiro in esercizio in cond. statiche (SLE)	Tiro in cond. sismiche (SLV)	Lunghezza Libera	Lunghezza fondazione	Lunghezza totale
[m]	[°]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]
-1,5	20	3	240.0	312.0	240.0	240.07	7.00	6.00	13.00
-4.0	20	3	240.0	312.10	240.07	240.10	6.00	6.00	12.00

Tabella 9: caratteristiche tiranti Sezione II

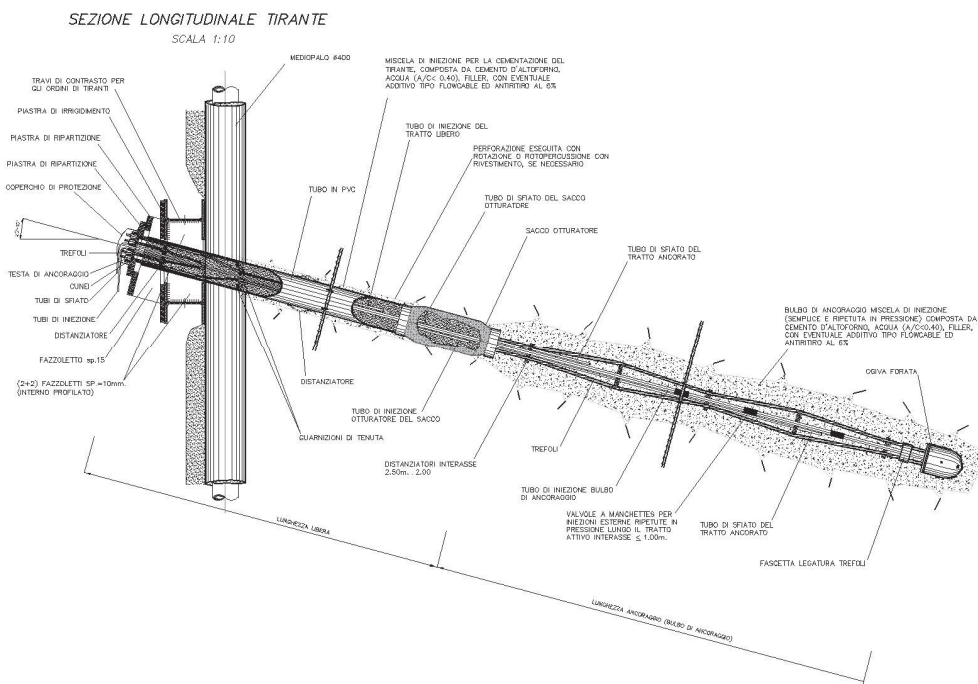


Figura 4: Sezione longitudinale tirante

13.6 Parametri di calcolo

Nella modellazione è stata riprodotta la stratificazione delle formazioni in sito, con le seguenti caratteristiche di resistenza e deformabilità:

Litotipo	γ	ϕ'	c'	E_{cv}	E_{ur}	k_A	k_P
	(kN/m ³)	(deg)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)
Coltre superficiale	18	30	0	20	180	0.291	4.622
Roccia Fratturata	26	30	44	280	840	0.291	4.622
Roccia	26	38	55	350	1050	0.205	8.273

Tabella 10 Caratteristiche meccaniche dei litotipi utilizzati nel modello di calcolo

13.7 Verifiche della paratia provvisoria

13.7.1 Verifiche strutturali della paratia

Negli allegati "Allegato D: verifica paratia provvisoria – Sezione I" e "Allegato E: verifica paratia provvisoria – Sezione II" sono riportati i risultati integrali dell'analisi condotta con il programma di calcolo, corredati d'informazioni numeriche e diagrammi. Di seguito, invece, sono riportate le principali verifiche dei tiranti e della trave di ripartizione.

13.7.2 Verifica dei tiranti

I tiranti attivi sono stati verificati nei riguardi del dimensionamento della lunghezza libera, della lunghezza della fondazione e della verifica strutturale dell'armatura.

13.7.2.1 Dimensionamento della lunghezza libera del tirante

La lunghezza libera dei tiranti (L_{libera}) è stata definita dall'intersezione del tirante con un piano, inclinato di $(45^\circ + \phi/2)$ rispetto alla verticale, passante per un punto (punto C) posto a una distanza di $0,20h$ al disopra della punta della paratia. Valgono le seguenti espressioni:

$$L_{libera_statica} = h' + d$$

$$h' = 0,20h / \cos(45^\circ - \alpha - \phi/2)$$

$$d = (h + t - h_i) \sin(45^\circ - \phi/2) / \sin(45^\circ + \alpha + \phi/2)$$

dove: h = altezza fuori terra della paratia

α = inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale

t = infissione della paratia

h_i = profondità del tirante

Considerando la stratigrafia di progetto, l'angolo di attrito scelto per il dimensionamento in essere è determinato mediante media pesata in funzione dello spessore delle varie formazioni interessate.

Ai sensi del paragrafo 7.11.6.4 delle NTC18, Sistemi di Vincolo, la L_{libera} va incrementata per un coefficiente secondo la seguente espressione:

$$L_{libera \text{ cond. sismica}} = L_{libera \text{ cond. statica}} (1 + 1.5 \cdot a_{max}/g)$$

dove, nel caso in essere, a_{max}/g è pari a 0.185 allo SLV.

I valori in tal modo calcolati di lunghezza libera, sono approssimati per eccesso, e riportati nelle tabelle sottostanti:

Tirante	H	α	ϕ	t	h_i	L _{libera} cond. statica	L _{libera} cond. sismica	L _{libera di progetto}
	(m)	(°)	(°)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	5.50	20	38	2.5	1.5	3.97	4.19	6.00

Tabella 11 Calcolo della Lunghezza libera dei tiranti sezione I

Tirante	H	α	ϕ	t	h_i	L _{libera} cond. statica	L _{libera} cond. sismica	L _{libera di progetto}
	(m)	(°)	(°)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	6.0	20	38	4.0	1.5	4.95	5.23	7.00
2	6.0	20	38	4.0	5.0	3.41	3.60	6.00

Tabella 12 Calcolo della Lunghezza libera dei tiranti sezione I

13.7.2.2 Verifica del bulbo di fondazione del tirante

La lunghezza della fondazione del tirante (L_{fond}) è stata valutata considerando due distinti meccanismi di rottura per sfilamento (*trefolo-fondazione* e *fondazione-terreno*). In tutti i casi esaminati, il meccanismo di rottura critico è rappresentato dallo sfilamento fondazione-terreno, del quale si riportano i risultati.

Per il calcolo del carico limite di sfilamento si è fatto riferimento al metodo proposto da Bustamante e Doix (1985), relativo a micropali/tiranti iniettati ad alta pressione tramite sacco otturatore, applicando quindi il metodo dell'iniezione ripetuta e selettiva – IRS. Nel caso in esame, la resistenza allo sfilamento di calcolo ($R_{a,c}$) si può esprimere tramite l'espressione:

$$R_{a,c} = \pi D_s L_{fond} q_s \quad (\text{AICAP, 2012})$$

dove: $D_s = \alpha D_d =$ diametro effettivo della fondazione del tirante

$\alpha =$ coefficiente maggiorativo funzione del tipo di terreno

D = diametro della perforazione = 0.15 m

$L_{fond} =$ lunghezza della fondazione del tirante = 5.00 m

$q_s =$ resistenza tangenziale all'interfaccia fondazione-terreno

ed α è un coefficiente ($\alpha > 1$) che dipende sostanzialmente dal tipo di terreno e dalla tecnica di iniezione. Per il caso in esame e sulla base dei valori indicati nella tabella che segue, si è assunto cautelativamente:

$$\alpha = 1.1$$

Terreno	Valori di a		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V _s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V _s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V _s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) V _s ; IGU: 1,5 V _s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 V _s ; IGU: 1,5 V _s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) V _s ; IGU: (1,5 - 2) V _s
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) V _s per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) V _s o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1 - 1,5) V _s per strati poco fratturati
			2 V _s o più per strati fratturati

Analogamente, i valori della resistenza tangenziale (q_s) all'interfaccia fondazione-terreno dipendono dalla natura e dalle caratteristiche meccaniche del terreno, e dalla tecnologia esecutiva. Per il caso in essere, considerando le caratteristiche dei terreni di fondazione, è stato assunto il valore q_s = 250 kPa. Considerando il diagramma di Bustamante e Doix per rocce, il valore scelto appare cautelativo. Ciò nonostante la tensione di aderenza di progetto verrà verificata sperimentalmente con i tiranti preliminari di prova, secondo quanto previsto dalle norme tecniche.

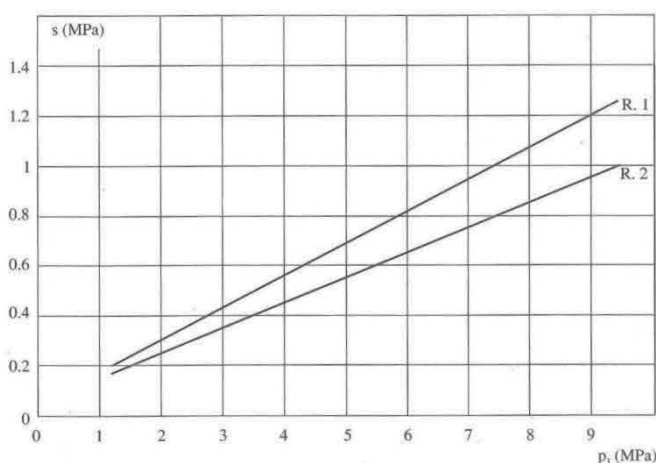


Figura 5 - Diagramma di Bustamante e Doix per rocce

Ai sensi delle NTC18 paragrafo 6.6.2, in questa sede il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio si determina con metodi analitici. Considerando che il numero di verticali indagate è pari a 1, si ha che il valore della Resistenza caratteristica allo sfilamento $R_{a,k}$ è pari a:

$$R_{a,k} = R_{a,c} / 1.80$$

dove, si precisa, che il valore della $R_{a,c}$ è già quello minimo.

Le paratie oggetto della presente relazione sono paratie provvisorie, per cui il fattore di sicurezza parziale γ_{Ra} è pari a 1.1.

La resistenza di progetto dell'ancoraggio $R_{a,d}$ è definita dalla relazione seguente:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_{Ra}$$

Ricordando che nel paragrafo 13.5 "Tiranti d'ancoraggio" è stato riportato il valore del massimo tiro in esercizio 312.10 kN (Sezione II – 2° ordine), per la combinazione A1+M1+R3, nella Tabella 13 sono riportati i valori numerici risultati dalle relazioni sopra descritte.

α	d	s	L_f	$R_{a,c}$	ξ_{a3}	$R_{a,k}$	γ_{Ra}	$R_{a,d}$	P_d
(-)	(m)	(kPa)	(m)	(kN)	(-)	(kN)	(-)	(kN)	(kN)
1.1	0.15	250	6.00	777.5	1.8	432.0	1.1	392.7	312.1

Tabella 13 Verifica della Lunghezza del Bulbo di fondazione

Essendo $R_{a,d} > P_d$ la verifica della lunghezza del bulbo di fondazione allo sfilamento dell'ancoraggio è soddisfatta.

13.7.2.3 Verifica dell'armatura dei tiranti

Secondo la metodologia progettuale, prevista dalla norma, della gerarchia delle resistenze, la rottura a sfilamento della fondazione deve sempre precedere la rottura dell'armatura, se questa può dar luogo a rotture di tipo fragile. La verifica viene eseguita nella combinazione A1+M1+R3.

A tale scopo, secondo le Norme AICAP 2012, paragrafo 6.4.3 deve essere:

$$R_{td} > \gamma_{rd} R_{ak,max}$$

dove:

$R_{ak,max}$ rappresenta il valore massimo della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio, pari a 327 kN (vedi Tabella 13);

γ_{rd} rappresenta il coefficiente di sovraresistenza dell'ancoraggio, nel caso in esame è pari ad 1;

R_{td} rappresenta la resistenza di progetto del materiale che costituisce l'armatura dell'ancoraggio, il cui valore è dato dalla seguente espressione:

$$R_{td} = A_s f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

A_s è l'area della sezione di armatura, nel caso in essere 1.39 cm² per ogni singolo trefolo;

γ_s è il fattore parziale di sicurezza per la definizione della resistenza di calcolo, pari a 1.15 secondo il paragrafo 4.3.3 delle NTC2018;

f_{yk} coincide con la tensione convenzionale di snervamento per l'acciaio in trefoli, che risulta essere pari alla tensione caratteristica all'1% di deformazione totale $f_{p(1)k} = 1670$ MPa.

Nella Tabella 14 è riportato il calcolo di R_{td} per i tiranti a 3 trefoli scelti per il seguente progetto:

γ_s	$f_{p(1)k}$	A_s	$N_{trefoli}$	R_{td}		$R_{ak,max}$
[-]	[Mpa]	[cm ²]	[-]	[kN]		[kN]
1.15	1670	1.39	3	605.6	>	392.7

Tabella 14 Determinazione della resistenza di progetto dei tiranti utilizzati

Essendo il valore della resistenza di progetto $R_{td} = 605.6$ kN determinato, superiore al valore massimo calcolato della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio $R_{ak,max} = 480.0$ kN, la verifica dell'armatura è soddisfatta.

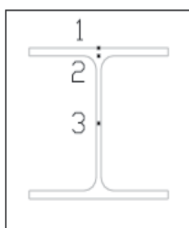
13.7.3 Verifica della trave di ripartizione

Il calcolo e le verifiche strutturali relative alla trave di ripartizione vengono presentate considerando uno schema statico appoggio - appoggio, soggetto a un carico per unità di lunghezza pari al tiro ammissibile sui tiranti diviso per il loro interasse (p).

Il momento più gravoso viene valutato con la relazione $M=pL^2/10$, cui viene associata un'azione assiale nulla.

La massima sollecitazione di taglio risulta, in prossimità degli appoggi, pari al valore di $T_{max}= pL/2$.

Le tensioni sono calcolate nei punti della sezione trave più sollecitati, riportati nella figura seguente:



Ai sensi del paragrafo 4.2.4.1.1 della NTC 18, la tensione di snervamento dell'acciaio viene divisa per il coefficiente $\gamma_{M2} = 1.25$ al fine di determinare il valore della resistenza di calcolo. Pertanto nel caso di acciaio S235, si ha:

f_{yk} - S235	γ_{M2}	$R_d = f_{yk} / \gamma_{M2}$
[Mpa]	[-]	[Mpa]
235	1.25	188

Tabella 15 Determinazione della Resistenza di Calcolo per Acciaio di qualità S235

Nella Tabella 16 sono riportati i calcoli di verifica della sezione:

Interasse Tiranti	Numero trefoli	Tiro ammissibile tirante in condizioni statiche	Carico Distribuito q	M_max	T_max	Profilato	W Modulo Resistenza Doppio Profilato	σ_1	σ_3	σ_2	σ_2	σ_{2id}	σ_{3id}	σ_{max_id}
[m]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	HEB	[cm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
2.40	3	130.04	130.04	75	156	160	623	120	67	101	60	144	116	144

Tabella 16 Verifica della trave di ripartizione

La tensione ideale è la massima tra σ_1 , σ_{2id} e σ_{3id} .

La verifica risulta soddisfatta, in quanto le travi di ripartizione, 2 profilati HEB160 accoppiati, di acciaio S235, hanno una tensione di lavoro massima σ_{id_max} 144 MPa, valore inferiore a quello previsto dalla norma di 188 MPa.

13.8 Analisi di stabilità del pendio

Le analisi di stabilità del versante (verifiche di stabilità globale e locale) sono state condotte secondo quanto previsto nelle NTC2018 (D.M. 17/01/2018) sia per la fase statica che per la fase sismica.

Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo SLOPE/W della GEOSLOPE International Inc., applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale. Le ipotesi del metodo in questione sono:

- ✓ il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- ✓ la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ la resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("Metodo delle strisce").

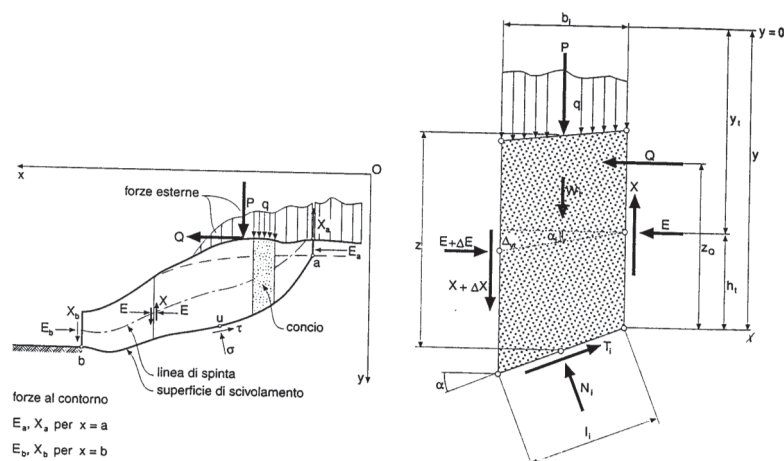


Figura 6 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- ✓ n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- ✓ $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- ✓ $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- ✓ n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- ✓ 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a

secondo del metodo che si considera; nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

Secondo le NTC 2018, il livello di sicurezza di un versante è espresso come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento:

$$F_s = \tau_s / \tau_m$$

dove τ_s è la resistenza al taglio disponibile, valutata con parametri caratteristici, e τ_m lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento sotto l'azione dei carichi. Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

Ai sensi del paragrafo 6.8.2 delle NTC2018 le analisi di stabilità vengono svolte secondo la combinazione di carico A2+M2+R2. In tali verifiche:

- i coefficienti moltiplicativi tipo A, incrementali delle azioni, si considerano unitari, ai sensi del paragrafo 7.11.1 (NTC2018);
- i coefficienti moltiplicativi tipo M, riduttivi delle resistenze, sono riportati in Tabella 7 Caratteristiche delle sezioni di calcolo;
- i coefficienti R2 definiti ai sensi della tabella 6.8.1 delle NTC non sono considerati nell'analisi perché non si considera l'effetto dei tiranti.

La Tabella 17 richiama la Tabella 10: vi sono riportati valori di calcolo dei parametri assunti per le analisi di stabilità svolte.

	γ	ϕ	c'_k
	(kN/m ³)	(deg)	(kPa)
Coltre superficiale	18	30	0
Roccia fratturata	26	30	44
Roccia integra	26	38	55

Tabella 17 Caratteristiche dei terreni per le verifiche di stabilità

Ai sensi delle NTC 2018 paragrafo 7.11.3.5.2, l'analisi può venire svolta con metodi pseudo statici. Per cui l'accelerazione massima attesa al sito è definita come:

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

dove i valori riguardanti gli effetti di amplificazione stratigrafica topografica e di accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido sono stati già definiti al paragrafo Azione Sismica.

L'accelerazione così determinata definisce i coefficienti sismici orizzontale e verticale, k_h e k_v , mediante le relazioni, che si svolgono per il caso in essere:

$$k_h = \beta_s a_g/g S_S S_T = 0.24 \cdot 0.037 \cdot 1.2 \cdot 1.08 = 0.0115$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.0058$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ($\beta_s=0.24$ da Tab. 7.11.I del DM18);

g = accelerazione di gravità.

Per la verifica allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica sono espresse a loro volta in funzione dei coefficienti sismici secondo la relazione:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

dove W rappresenta il volume di terreno potenzialmente instabile.

L'analisi di stabilità è eseguita applicando l'azione del sisma nelle direzioni sia orizzontale sia verticale.

Sono state eseguite le analisi delle sezioni di calcolo I, II e III.

13.8.1 Analisi di stabilità globale

Si riporta di seguito la verifica di stabilità globale del versante interessato dalle opere in progetto.

Nell'analisi è stato considerato un sovraccarico accidentale di origine stradale pari a 20 kPa in fase statica, ridotto cautelativamente a 10 kPa in fase sismica. Tale sovraccarico è stato applicato su tutta la larghezza della nuova sede stradale di progetto.

L'esito delle analisi eseguite, sia in condizioni statiche che sismiche, è sintetizzato nella Tabella 18 e riportato nelle immagini sottostanti in cui vengono rappresentate le superfici di scorrimento critiche corrispondenti al fattore di sicurezza minimo.

Il coefficiente di sicurezza minimo è sempre maggiore di 1.1, pertanto le verifiche di stabilità sono soddisfatte.

Come si osserva, l'estensione della superficie di scorrimento rappresentata coinvolge volumi di terreno molto significativi, che induce a pensare che l'opera di controripa sia pressoché irrilevante sulla stabilità del versante.

FS	Sezione I	Sezione II
STABILITA' GLOBALE		
SLU Statica (A2+M2+R2)	1.28	1.29
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.25	1.26
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.26	1.26

Tabella 18 Coefficienti di sicurezza minimi risultati dalle analisi di stabilità eseguite

Sezione I

1.28

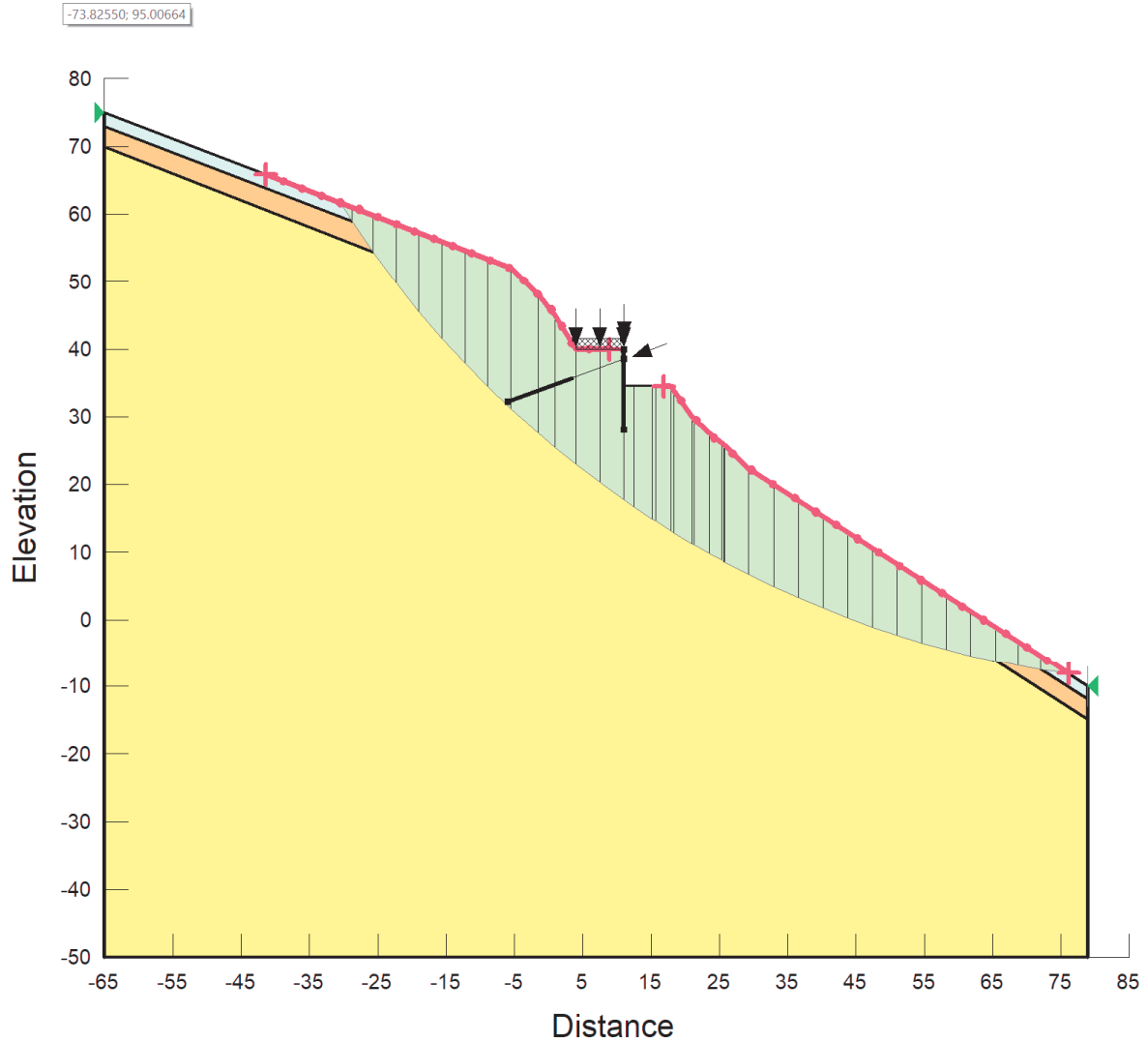


Figura 7 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni statiche (A2+M2)

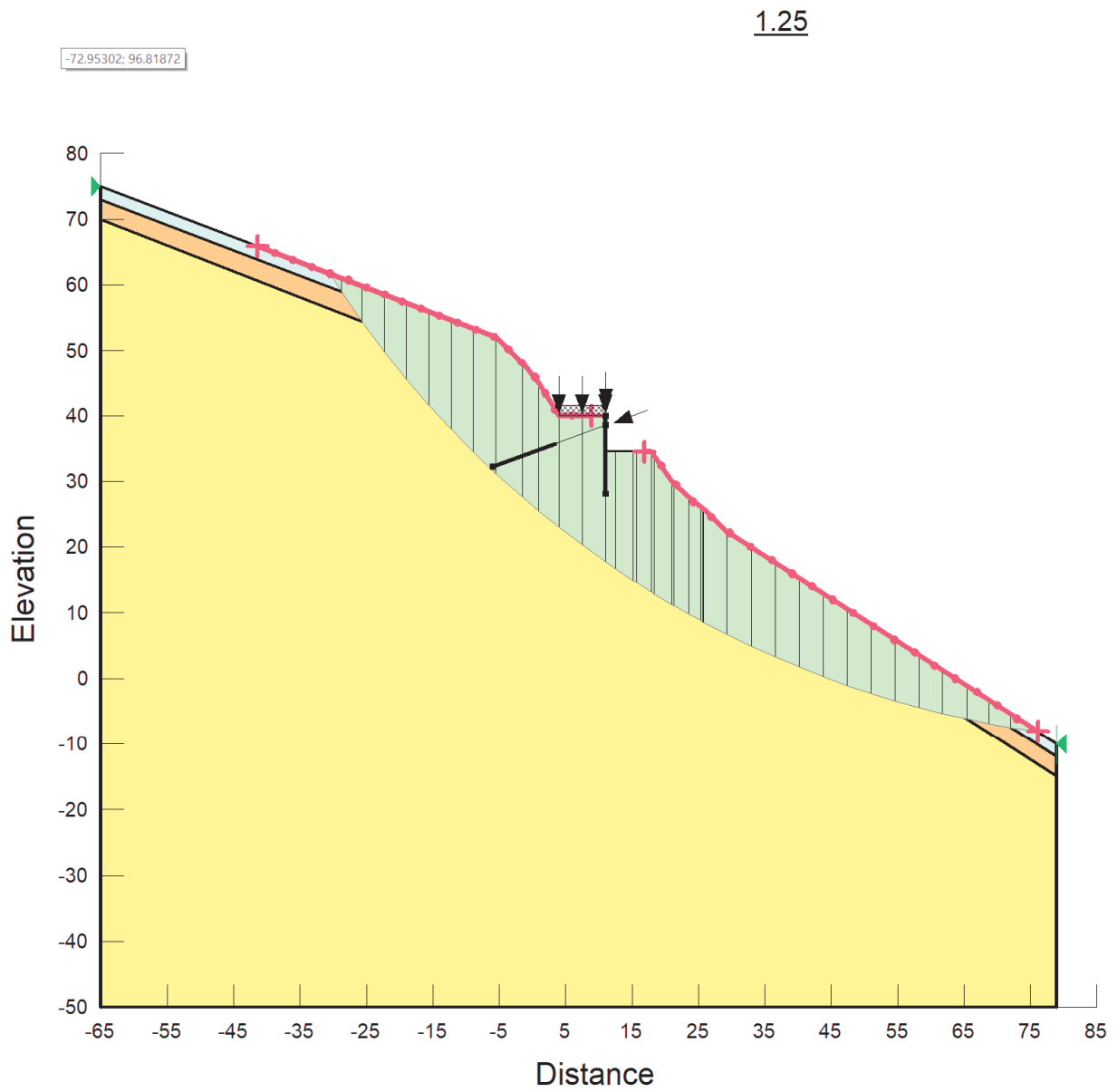


Figura 8 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

1.26

-80.26846; 96.08046

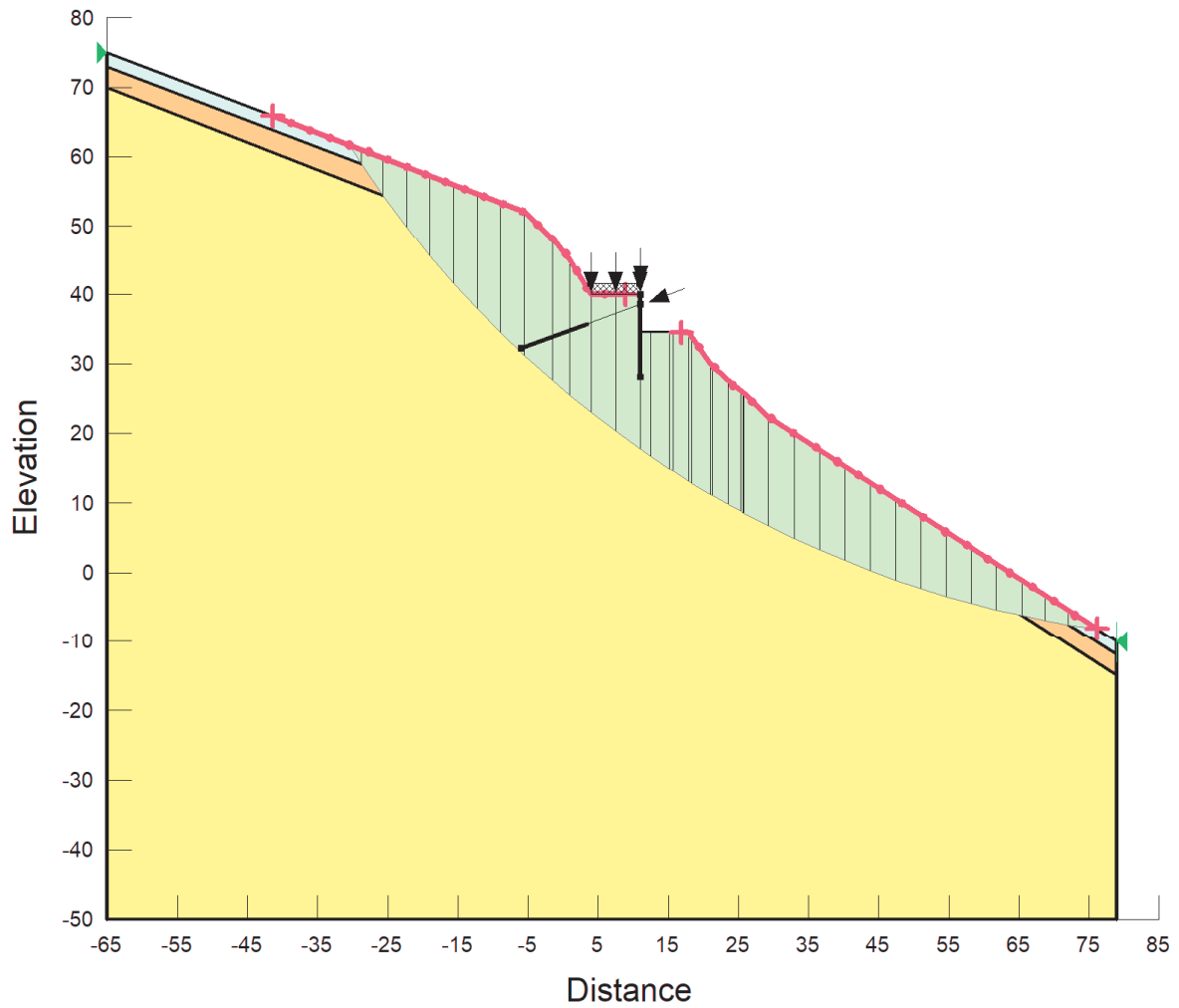


Figura 9 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

Sezione II

1.29

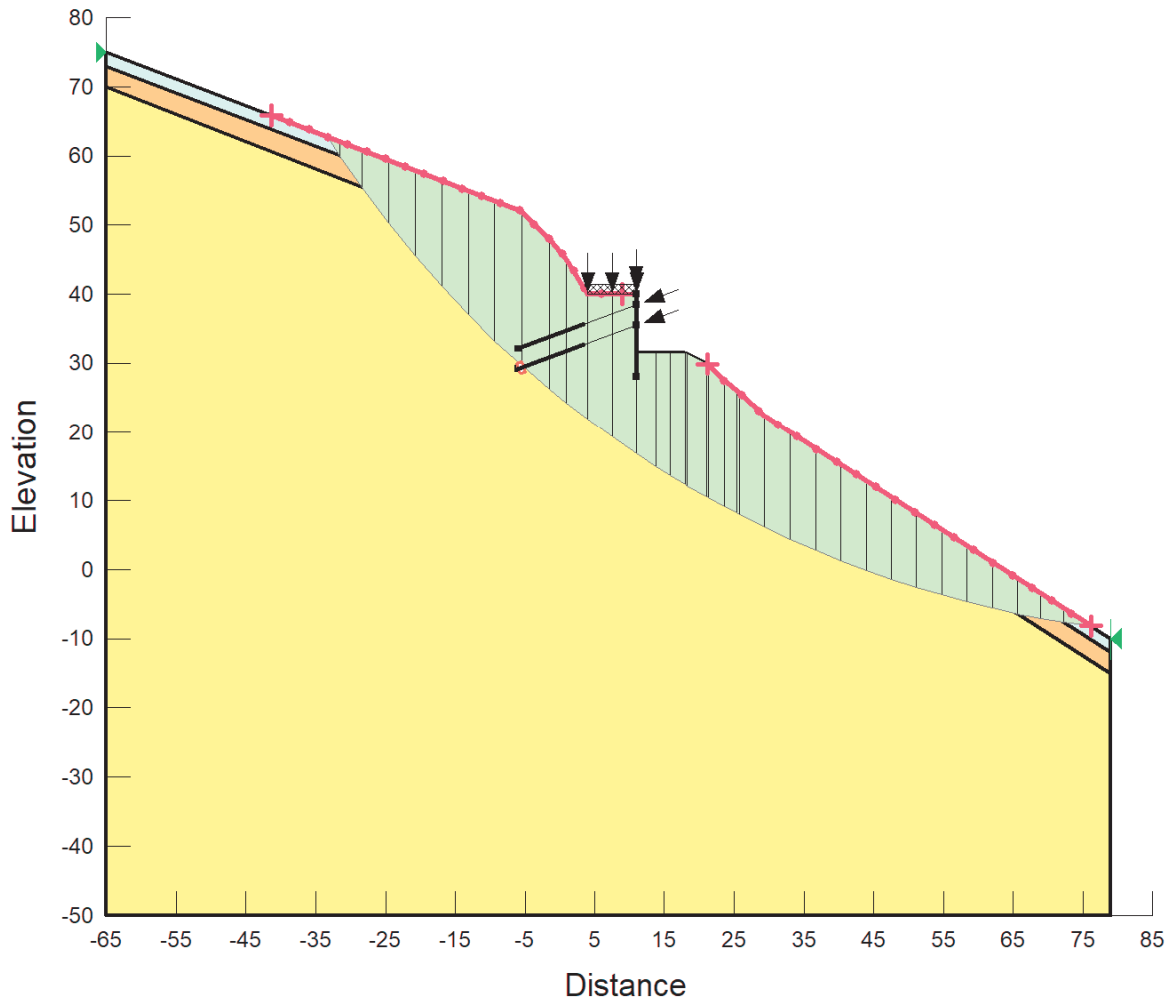


Figura 10 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni statiche (A2+M2)

1.26

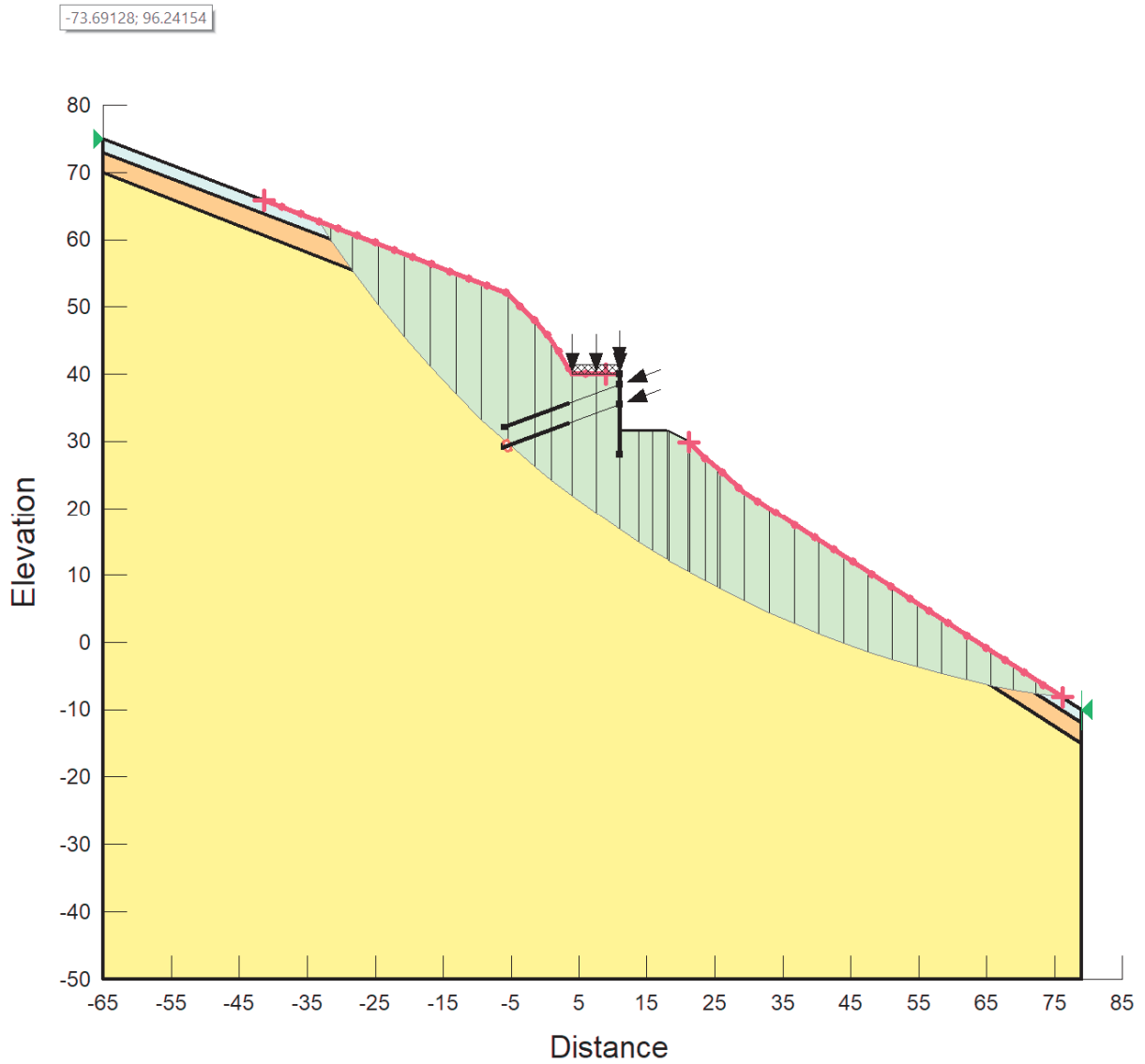


Figura 11 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

1.26

-82.22819; 100.83214

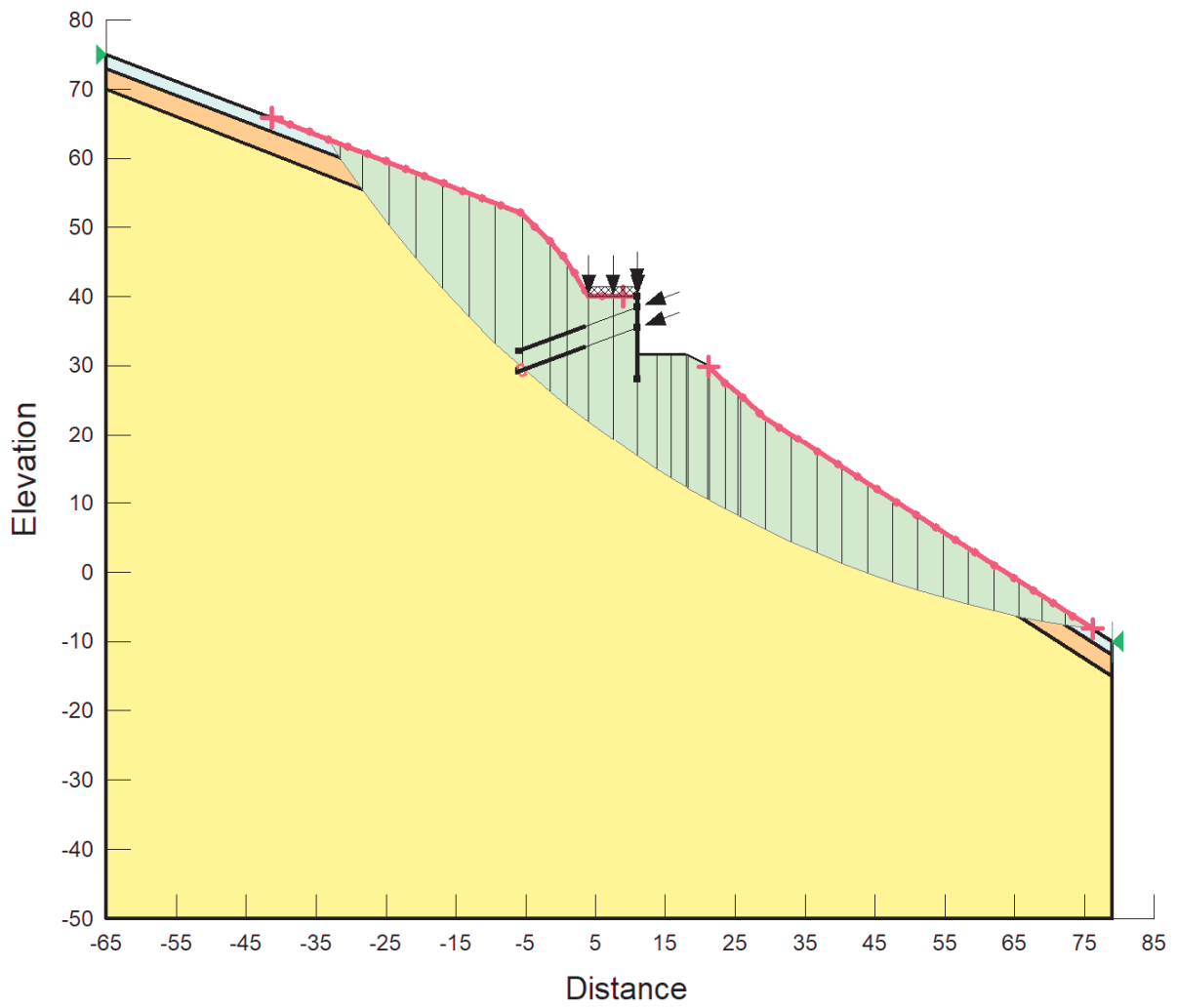
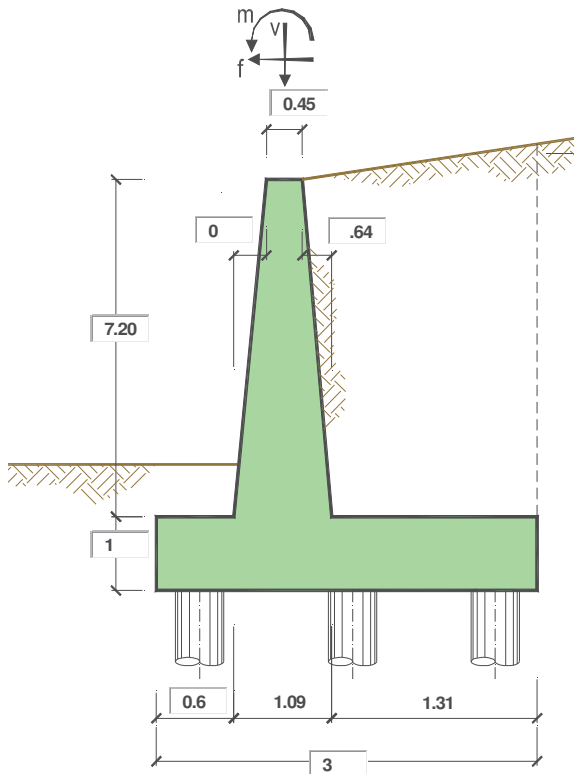


Figura 12 Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità globale in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

14 Allegato A: verifica del muro tipo A

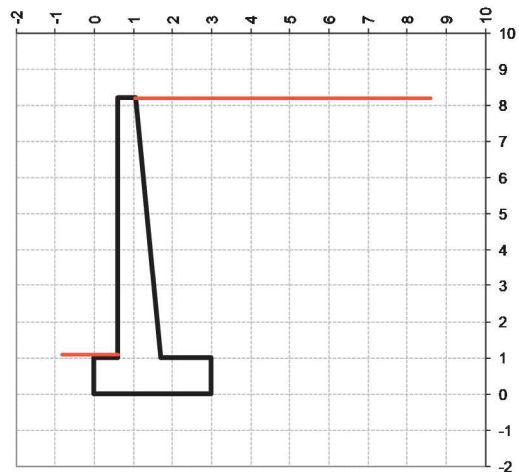


OPERA 1.00x3.00

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	A1+M1	<input checked="" type="radio"/>
	A2+M2	<input type="radio"/>
SLE (DM88)		<input type="radio"/>
altro		<input type="radio"/>

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)



Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00	1.00	1.00	1.30
	sfavorevole		1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi_k$	γ_ψ	1.00	1.25	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_T	1.00	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	33.00	33.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18.00	18.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	22.00	22.00	

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.143	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.2	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.08	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_m	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.185328	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0927	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input type="radio"/> si

			SLE		STR/GEO	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.264		0.264	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.383		0.383	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.415		0.415	

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	q_p	0.00	0.00		
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	f_p	0.00	0.00		
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	v_p	0.00	0.00		
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00	0.00		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.00	30.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00		
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1	0.75	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	q_s	0.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	f_s	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	v_s	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0.00			

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	81.00	81.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	57.60	57.60
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	75.00	75.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	(kN/m)	213.60	213.60

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	169.78	169.78
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	41.47	41.47
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	211.25	211.25

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc.				
Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	39	58.5
Sovr acc.				
Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kN/m)	66.83	66.83
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kN/m)	72.77	72.77
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kN/m)	112.50	112.50
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kN/m)	252.09	252.09

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kN/m)	398.12	398.12
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kN/m)	61.24	61.24
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m)	459.37	459.37

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc.				
Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	78.98	118.46
Sovr acc.				
Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)		39.59
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)		19.79

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)		39.15
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)		19.58

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kN/m)		0.00
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kN/m)		69.05
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kN/m)		36.29
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kN/m)		6.95
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)		112.30

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	<math(kv*pm1*(b1+2 3*b2)<="" math=""></math(kv*pm1*(b1+2>	(kN/m)		0.00
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kN/m)		6.19
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kN/m)		6.74
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kN/m)		10.42
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)		23.36

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		144.74
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)		44.58
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		189.31

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)		36.89
MPts2 v=	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)		0.00

MPts3 v=	$k_v \cdot P_t3 \cdot ((H_2+H_3 \cdot 2/3) - (B_1+B_2+B_3+2/3 \cdot B_4)) \cdot 0.5$	(kNm/m)	7.72
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	44.62

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2+H_3+H_4)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	160.04	208.05
Sq perm =	$q \cdot (H_2+H_3+H_4) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2+H_3+H_4) \cdot k_a$	(kN/m)	43.37	65.06
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	148.39	192.90
	Sq			
Sqh perm =	$perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \cdot \cos \delta$	(kN/m)	40.21	60.32
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	59.95	77.94
	Sq			
Sqv perm =	$perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \cdot \sin \delta$	(kN/m)	16.25	24.37

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2+H_3+H_4)/3)$	(kN/m)	405.59	527.27
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kN/m)	179.86	233.81
MSq1 perm =	$Sqh \cdot perm \cdot ((H_2+H_3+H_4)/2)$	(kN/m)	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \cdot perm \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \cdot acc \cdot ((H_2+H_3+H_4)/2)$	(kN/m)	164.87	247.31
MSq2 acc =	$Sqv \cdot acc \cdot B$	(kN/m)	48.74	73.11

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext perm =	$m_p + f_p \cdot (H_3 + H_2) + v_p \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext acc =	$m + f \cdot (H_3 + H_2) + v \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)				
N perm				
=	$P_m + P_t + v_p + Stv + Sqv \cdot perm + Sqv \cdot acc$	(kN/m)	484.80	502.79
N acc min	$v + Sqv \cdot acc$	(kN/m)	16.25	24.37
=				
N acc max	$v + Sqv \cdot acc + q \cdot acc$	(kN/m)	55.25	82.87
=				
Risultante forze orizzontali (T)				
T perm	$Sth + Sqh \cdot perm + f_p$	(kN/m)	148.39	192.90
T acc	$Sqh \cdot acc + f$	(kN/m)	40.21	60.32

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm	=	ΣM	(kNm/m)	485.72	418.00
MM acc (Nmin)	=	ΣM	(kNm/m)	-116.13	-174.20
MM acc (Nmax)	=	ΣM	(kNm/m)	-37.16	-55.74

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica			
+			
Sst1 stat	=	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 160.04 160.04
Sst1 sism	=	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^+ - Sst1 stat$	(kN/m) 93.54 93.54
Ssq1 perm	=	$qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m) 0.00 0.00
Ssq1 acc	=	$qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m) 0.00 0.00
- Componente orizzontale condizione sismica			
+			
Sst1h stat	=	$Sst1 stat \cdot \cos \delta$	(kN/m) 148.39 148.39
Sst1h sism	=	$Sst1 sism \cdot \cos \delta$	(kN/m) 86.73 86.73
Ssq1h perm	=	$Ssq1 perm \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00 0.00
Ssq1h acc	=	$Ssq1 acc \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00 0.00
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat	=	$Sst1 stat \cdot \sin \delta$	(kN/m) 59.95 59.95
Sst1v sism	=	$Sst1 sism \cdot \sin \delta$	(kN/m) 35.04 35.04
Ssq1v perm	=	$Ssq1 perm \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00 0.00
Ssq1v acc	=	$Ssq1 acc \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00 0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica +			
MSst1 stat	=	$Sst1h stat \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 405.59 405.59
MSst1 sism	=	$Sst1h sism \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 355.60 355.60
MSst2 stat	=	$Sst1v stat \cdot B$	(kN/m) 179.86 179.86
MSst2 sism	=	$Sst1v sism \cdot B$	(kN/m) 105.13 105.13
MSsq1	=	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 0.00 0.00
MSsq2	=	$Ssq1v \cdot B$	(kN/m) 0.00 0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1	=	$mp+ms$	(kNm/m)	0.00
Mfext2	=	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3	=	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

		$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v +$		
Nmin	=	$Ptsv$	(kN/m)	559.21 559.21
Nmax	=	$Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Psv+q acc$	(kN/m)	559.21 559.21

Risultante forze orizzontali

(T)
 $T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$ (kN/m) 313.86 313.86

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = ΣM (kNm/m) 1.61 1.61
 MM (Nmax) = ΣM (kNm/m) 1.61 1.61

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat	$= 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 160.04	160.04
Sst1 sism	$= 0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas - Sst1 stat$	(kN/m) 67.59	67.59
Ssq1 perm	$= qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1 acc	$= qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m) 0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat	$= Sst1 stat \cdot \cos \delta$	(kN/m) 148.39	148.39
Sst1h sism	$= Sst1 sism \cdot \cos \delta$	(kN/m) 62.67	62.67
Ssq1h perm	$= Ssq1 perm \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1h acc	$= Ssq1 acc \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat	$= Sst1 stat \cdot \sin \delta$	(kN/m) 59.95	59.95
Sst1v sism	$= Sst1 sism \cdot \sin \delta$	(kN/m) 25.32	25.32
Ssq1v perm	$= Ssq1 perm \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v acc	$= Ssq1 acc \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica -			
MSst1 stat	$= Sst1h stat \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 405.59	405.59
MSst1 sism	$= Sst1h sism \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 256.95	256.95
MSst2 stat	$= Sst1v stat \cdot B$	(kN/m) 179.86	179.86
MSst2 sism	$= Sst1v sism \cdot B$	(kN/m) 75.96	75.96
MSsq1	$= Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 0.00	0.00
MSsq2	$= Ssq1v \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$ (kNm/m) 0.00
 Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$ (kNm/m) 0.00
 Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$ (kNm/m) 0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v +$
 Nmin = $Ptsv$ (kN/m) 470.75 470.75
 Nmax = $Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Psv+q acc$ (kN/m) 470.75 470.75

Risultante forze orizzontali

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad (kN/m) \quad 289.79 \quad 289.79$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM (Nmin) = \Sigma M \quad (kNm/m) \quad 71.10 \quad 71.10$$

$$MM (Nmax) = \Sigma M \quad (kNm/m) \quad 71.10 \quad 71.10$$

Caratteristiche della Palificata

Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.50	(m)	interasse pali (i1) =	0.80	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	1.50	(m)	interasse pali (i2) =	0.80	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	2.50	(m)	interasse pali (i3) =	0.80	(m)
Asse Baricentrico della Palificata	(yGp)	= 1.500		(m)		

14.1 Calcolo delle sollecitazioni

Risultante forze verticali ($N_p = N$)

Risultante forze orizzontali ($T_p = T$)

Momento rispetto al baricentro della palificata ($M_p = yGp \cdot N_p - MM$)

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
statico Nmin	502.79	24.37	336.17	210.75	192.90	60.32
Nmax	502.79	82.87	336.17	180.04		
sisma+ Nmin	559.21		837.20		313.86	
Nmax	559.21		837.20			
sisma- Nmin	470.75		635.02		289.79	
Nmax	470.75		635.02			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	359.35	140.58	-78.20	67.53	
	Nmax	362.66	156.18	-50.31		
sisma+	Nmin	484.00	149.12	-185.76	83.69	
	Nmax	484.00	149.12	-185.76		
sisma-	Nmin	379.54	125.53	-128.48	77.28	
	Nmax	379.54	125.53	-128.48		

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso	Np			Mp			Tp		
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
statico o	rara		16.25	55.25	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
	freq.	484.80	12.19	41.43	241.48	140.50	-37.16	148.39	40.21
	quasi perm		0.00	0.00		105.38	-27.87		30.16
sism a+	Nmin		559.21			837.20			313.86
	Nmax		559.21			837.20			
sism a-	Nmin		470.75			635.02			289.79
	Nmax		470.75			635.02			

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali		
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
statico Nmin	rara		Accidentali	60.53	Permanenti	4.33	Accidentali	-51.87	10.72
	freq.	225.87	45.40	129.28	3.25	32.69	-38.90	39.57	8.04
	quasi perm		0.00		0.00		0.00		0.00
statico Nmax	rara		-0.13		14.73		29.60		10.72
	freq.	225.87	-0.10	129.28	11.05	32.69	22.20	39.57	8.04
	quasi perm		0.00		0.00		0.00		0.00
sisma+	Nmin	484.00		149.12		-185.76		83.69	
	Nmax	484.00		149.12		-185.76			
sisma-	Nmin	379.54		125.53		-128.48		77.28	
	Nmax	379.54		125.53		-128.48			

Sollecitazioni massime sui pali

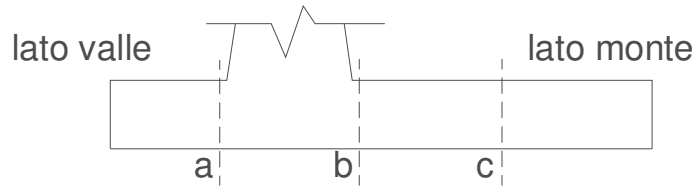
N max **484.00**
 N min **-185.76**

 T max **83.69**

14.2 Verifiche del muro

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B_1^2 / 2$$

$$T_a = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

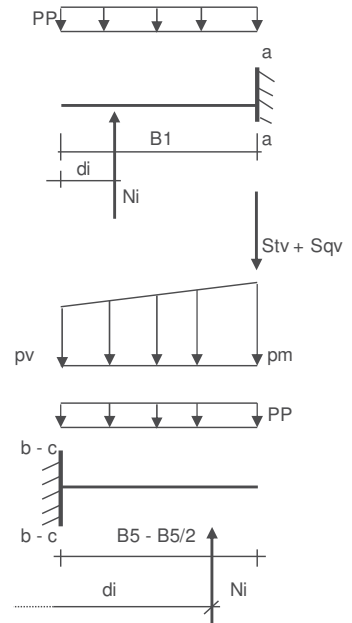
$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B^2 / 2 + p_{vb} \cdot B^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5 / 2$$

$$V_b = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B_5 + p_{vb} \cdot B_5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$$

$$V_c = \sum N_i / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2) + p_{vc} \cdot (B_5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola



Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m ²)	
	pm	=	129.60	(kN/m ²)	
	p _{vb}	=	129.60	(kN/m ²)	
	p _{vc}	=	129.60	(kN/m ²)	

caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	40.83	434.18	-345.85	-402.58	-115.33	-301.32
sisma+	55.58	588.62	-457.47	-548.49	-437.84	-437.84
sisma-	43.36	460.82	-362.15	-429.63	-337.75	-337.75

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a\ orizz.} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a\ orizz.} \cdot (1 \pm kv) - K_{a\ orizz.}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

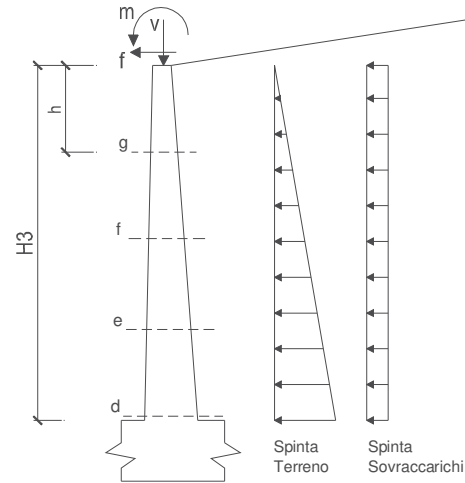
$$V_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a\ orizz.} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a\ orizz.} \cdot (1 \pm kv) - K_{a\ orizz.}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a\ orizz.} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.20	356.93	190.67	0.00	547.60	0.00	138.60	138.60
e-e	5.40	150.58	107.25	0.00	257.83	0.00	93.15	93.15
f-f	3.60	44.62	47.67	0.00	92.28	0.00	54.90	54.90
g-g	1.80	5.58	11.92	0.00	17.49	0.00	23.85	23.85

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.20	148.72	52.96	0.00	201.69
e-e	5.40	83.66	39.72	0.00	123.38
f-f	3.60	37.18	26.48	0.00	63.66
g-g	1.80	9.30	13.24	0.00	22.54

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.20	274.56	259.63	0.00	0.00	79.66	613.86	0.00	151.44	151.44
e-e	5.40	115.83	109.53	0.00	0.00	41.21	266.57	0.00	101.78	101.78
f-f	3.60	34.32	32.45	0.00	0.00	16.71	83.49	0.00	59.99	59.99
g-g	1.80	4.29	4.06	0.00	0.00	3.78	12.12	0.00	26.06	26.06

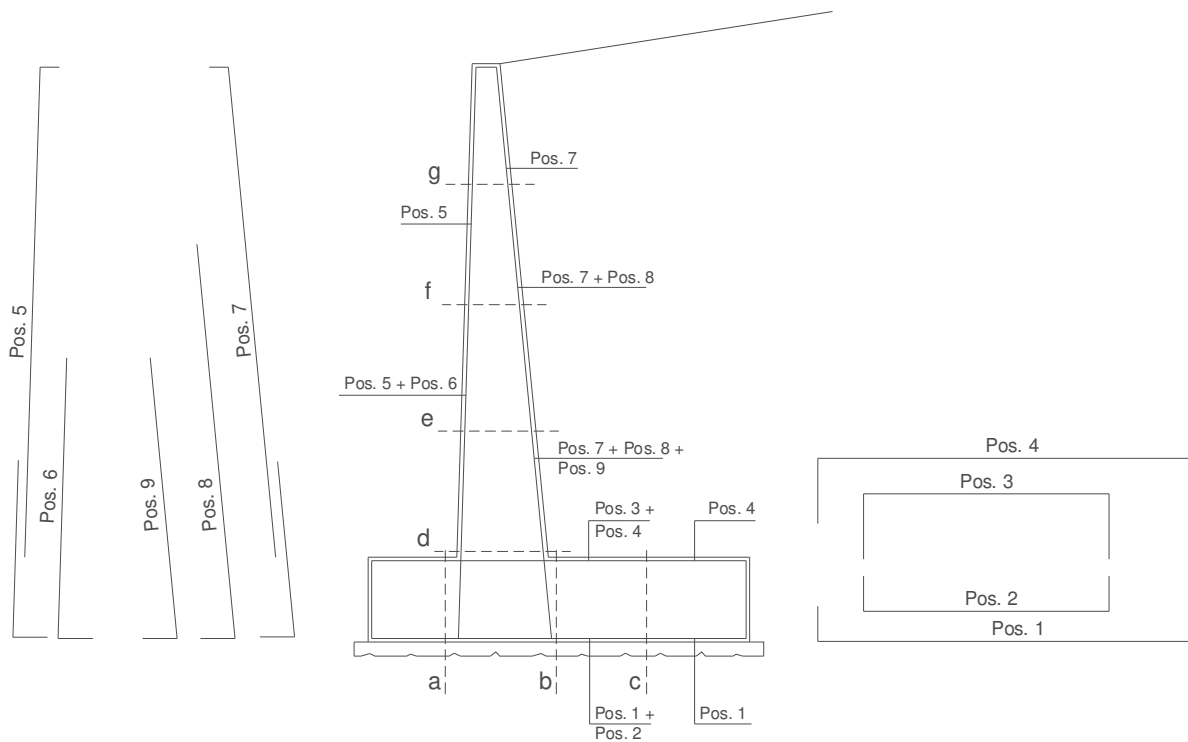
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.20	114.40	72.12	0.00	0.00	25.69	212.21
e-e	5.40	64.35	40.57	0.00	0.00	17.26	122.18
f-f	3.60	28.60	18.03	0.00	0.00	10.17	56.80
g-g	1.80	7.15	4.51	0.00	0.00	4.42	16.08

condizione sismica -

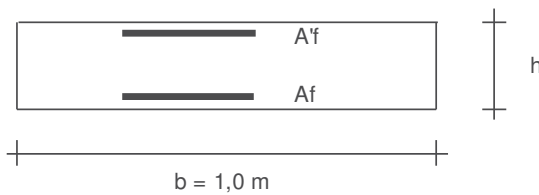
sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.20	274.56	187.60	0.00	0.00	79.66	541.82	0.00	125.76	125.76
e-e	5.40	115.83	79.14	0.00	0.00	41.21	236.18	0.00	84.52	84.52
f-f	3.60	34.32	23.45	0.00	0.00	16.71	74.48	0.00	49.81	49.81
g-g	1.80	4.29	2.93	0.00	0.00	3.78	11.00	0.00	21.64	21.64

sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.20	114.40	52.11	0.00	0.00	25.69	192.20
e-e	5.40	64.35	29.31	0.00	0.00	17.26	110.93
f-f	3.60	28.60	13.03	0.00	0.00	10.17	51.80
g-g	1.80	7.15	3.26	0.00	0.00	4.42	14.83

SCHEMA DELLE ARMATURE



VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	55.58	0.00	1.00	7.85	19.01	291.88	5.25
b - b	-457.47	0.00	1.00	19.01	7.85	685.77	1.50
c - c	-437.84	0.00	1.00	19.01	7.85	685.77	1.57
d - d	613.86	151.44	1.09	33.93	22.07	1381.32	2.25
e - e	266.57	101.78	0.93	33.93	22.07	1137.35	4.27
f - f	92.28	54.90	0.77	33.93	15.71	899.63	9.75
g - g	17.49	23.85	0.61	22.62	15.71	473.87	27.09

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

14.3 Verifica di stabilità globale

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	24.8	0	Coltre superficiale
materiale 2	26	24.8	35.2	Roccia fratturata
materiale 3	26	32.0	44	Roccia integra

peso specifico acqua **9.81** [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.143 (-) S_s **1.2** k_h 0.0445 (-)
 β_s **0.24** S_T **1.08** k_v 0.0222 (-)

x muro **100** (m) y muro **100** (m)

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2			
x	y		x	y		x	y	x	y		
0	100.000	101.300	0	101.050	108.200	0	56.500	77.600	0	56.500	75.600
1	99.000	101.300	1	108.050	108.200	1	86.500	92.600	1	86.500	90.600
2	91.000	94.300	2	144.000	128.200	2	91.000	92.800	2	91.000	90.800
3	86.500	94.100	3			3	99.000	99.800	3	99.000	97.800
4	56.500	79.100	4			4	100.000	99.800	4	100.000	97.800
5			5			5	108.050	106.700	5	108.050	104.700
6			6			6	144.000	126.700	6	144.000	124.700
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

Sovraccarichi

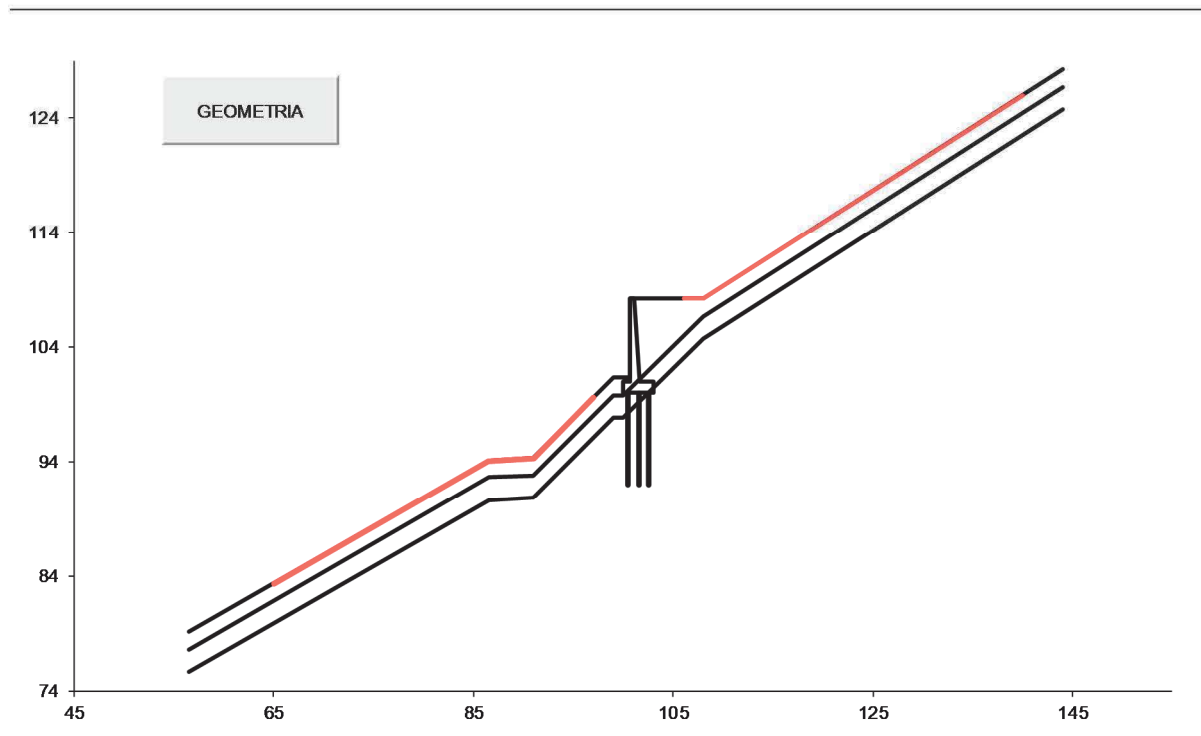
	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	102.050	26	107.050	26	38%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

Limiti ricerca superfici

Xa 65	Xc 106	alfa min 50	# superfici massimo 968
Xb 97	Xd 140	alfa max 80	
n1 10	n2 10	n alfa 7	

Caratteristiche dei pali

Lunghezza pali	8.00	m
Diametro pali	0.24	m
Rigidezza EI	3290	kN m ²
Momento di plasticizzazione	84.84	kN m
Taglio ultimo pali	618.00	kN



14.3.1 Risultati dell'analisi di stabilità

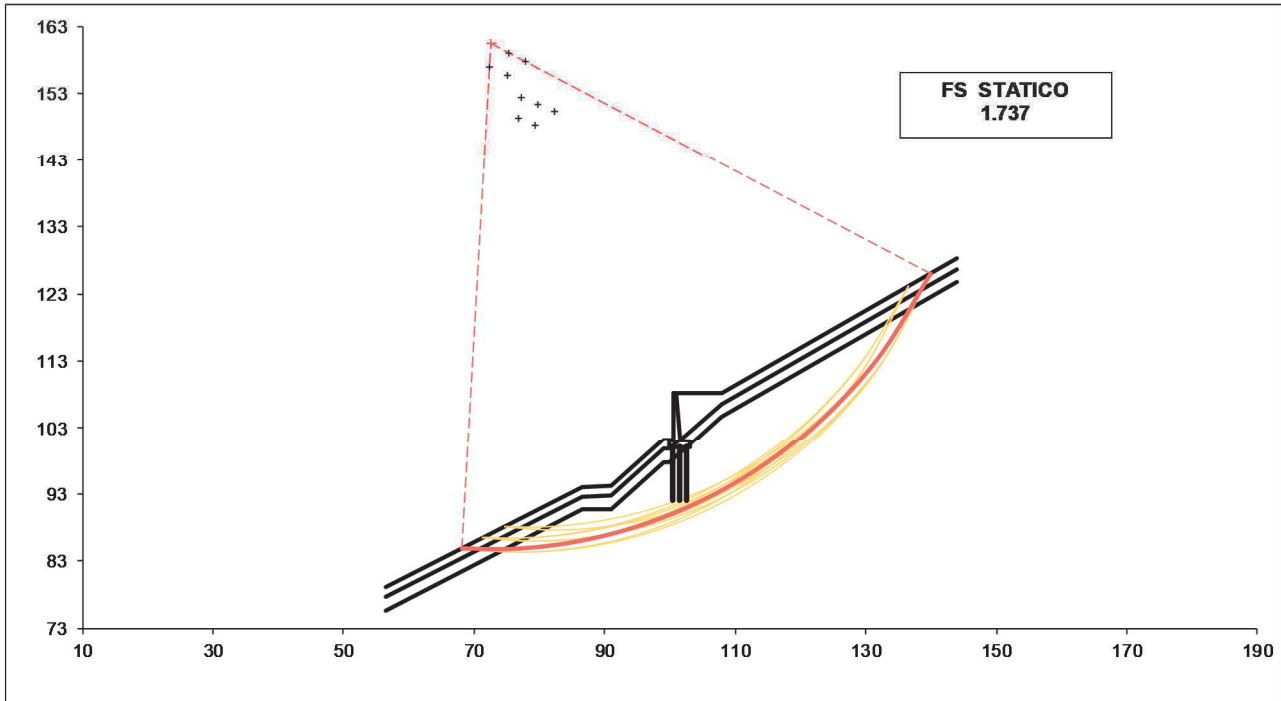
Condizione di Carico

STATICA

superfici da disegnare

10

DISEGNO



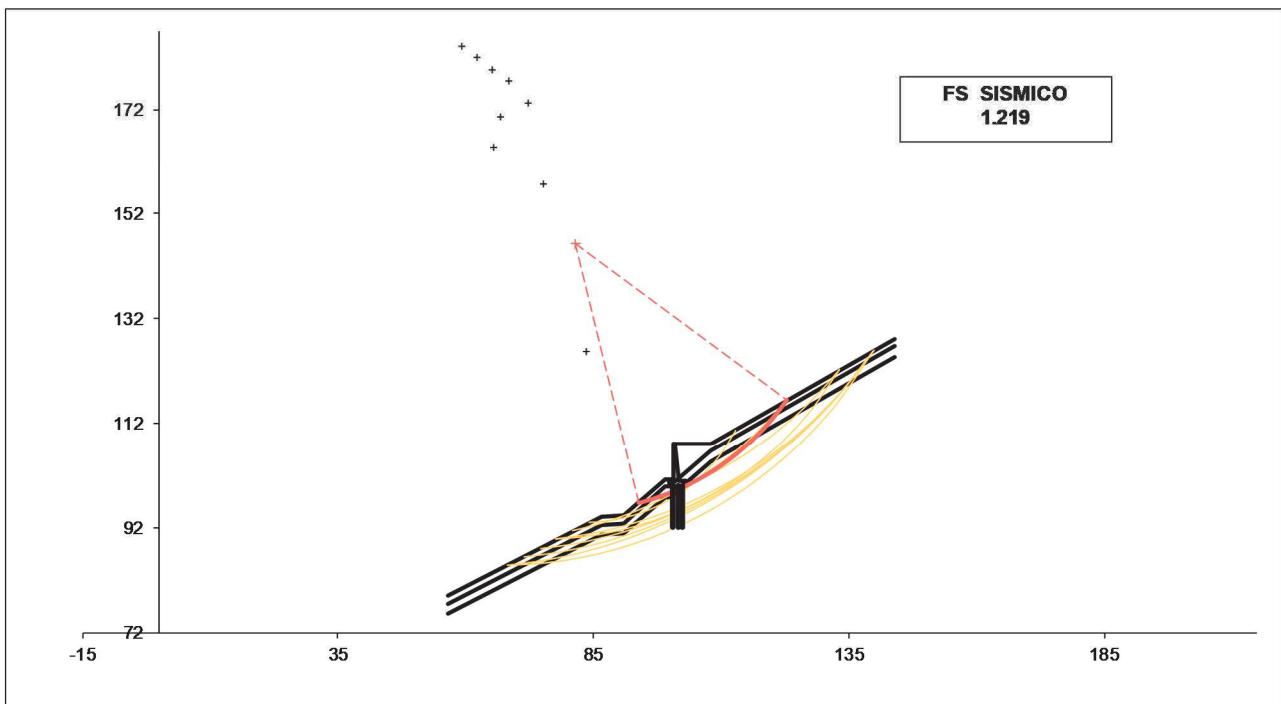
Condizione di Carico

SISMICA

superfici da disegnare

10

DISEGNO



14.4 Verifica di capacità portante dei micropali di fondazione

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.24 (m)**
 Lunghezza del micropalo (L): **8.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø168,3 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): **4973 (mm²)**

Area a taglio (A_{taglio}): **(mm²)**

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): **1.564E+07 (mm⁴)**

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): **185 857 (mm³)**

Dimensione Armatura (l_{arm}): **(mm)**

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): **355 (N/mm²)**

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: **1.05**

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): **338 (N/mm²)**

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): **210 000 (N/mm²)**

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): **830 (MN/m³)**

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ _G	variabili γ _Q	γ _s	γ _s traz
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.10	1.20	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ ₃	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

14.4.1 Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a compressione

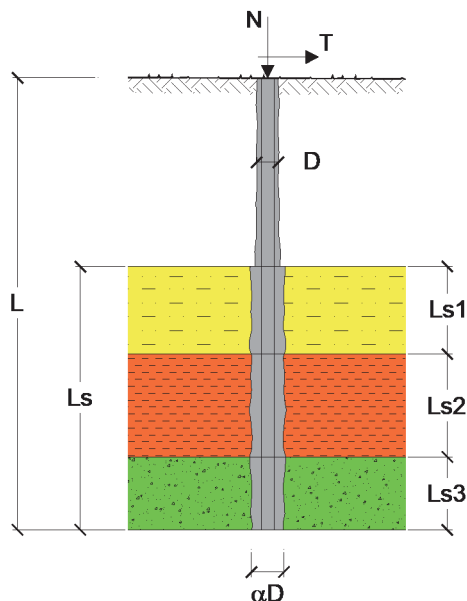
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA:

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)			484.00
T (kN)			83.69



CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore \$ls_i\$ (m)	\$\alpha\$ (-)	\$Ds_i = \alpha \cdot D\$ (m)	\$s_i\$ media (MPa)	\$s_i\$ minima (MPa)	\$s_i\$ calcolo (MPa)	\$Qsi\$ (kN)
roccia fessurata	2.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.077	127.27
roccia integra	6.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.077	381.81
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 8.00 \text{ (m)}$ $Ql = 509.08 \text{ (kN)}$

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 0\%$ $Qp = 0.00 \text{ (kN)}$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 509.08 \text{ (kN)}$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 1$)

$Fs = 1.05$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (\$\beta\$) (\$\beta = k \cdot D_{am}\$): 139.69 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato \$\eta > 10\$)

$Pk = 42838.76 \text{ (MN)}$ $\eta = 88.51$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 1.973 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 21.21 (kNm)

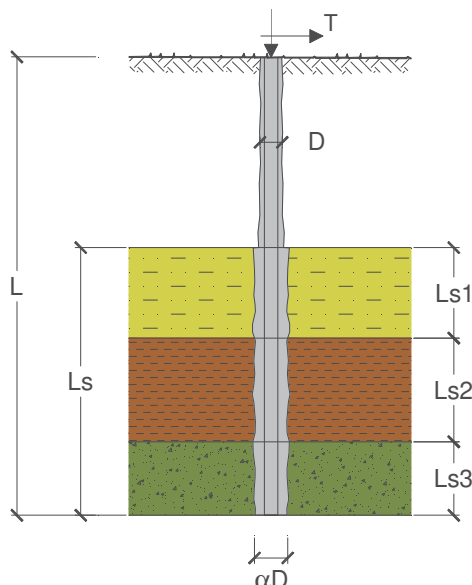
14.4.2 Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a trazione

OPERA:

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)			-185.76
T (kN)			83.69



CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
roccia fessurata	2.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.071	117.09
roccia integra	6.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.071	351.27
			0.00			0.000	0.00

Ls = 8.00 (m) Ql = 468.36 (kN)

Capacità portante di punta

Qp = %Punta * Ql

(consigliato 10-15%)

% Punta 0% Qp = 0.00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

Qlim = Qb + Ql

Qlim = 468.36 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

Fs = Qlim / N (Fs > 1)

Fs = 2.52

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 139.69 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 42838.76$ (MN) $\eta =$ --

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 1.973$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 21.21$ (kN m)

14.5 Verifica strutturale del palo

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari e verifica secondo DM 2008

Diametro esterno nominale	D	168.30	[mm]
Spessore nominale	t	10.00	[mm]
Diametro interno nominale	d	148.30	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	49.7	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	1564	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	5.61	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	186	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	251	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	3128	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	372	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355	[MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81	[-]
Classificazione			
Diametro	d	168.30	[mm]
Spessore	t	10.00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	16.83	[-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1		

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	84	[kN]	
A _v	31.7	[cm ²]	Area a taglio
γ _{M0}	1.05		
V _{c,Rd}	618	[kN]	Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = - \quad f_{y,red} = - \quad [\text{MPa}] \quad \text{FS} = 7.38$$

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	21	[kNm]	
M _{c,Rd}	85	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo
			FS = 4.00

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESSIONE/TRAZIONE

N _{Ed}	484	[kN]	
N _{c,Rd}	1681	[kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo
			FS = 3.47

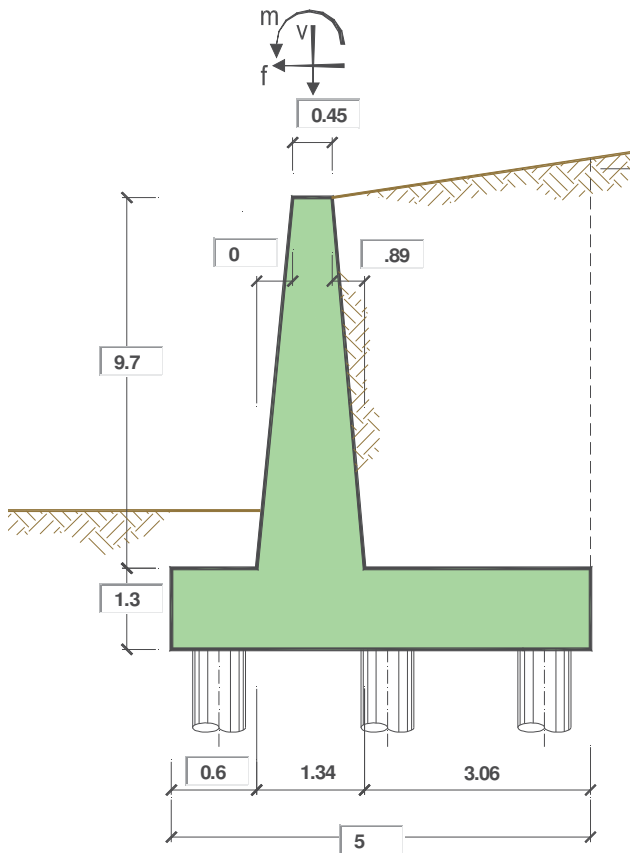
VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V_{SLE}	84	[kN]	τ	26	[MPa]		
M_{SLE}	21	[kNm]	σ_M	114	[MPa]		
N_{SLE}	484	[kN]	σ_N	97	[MPa]		
			σ_{TOT}	216	[MPa]	ok	FS 1.56

VERIFICHE TENSIONALI - SLE

V_{SLE}	62	[kN]	τ	20	[MPa]		
M_{SLE}	16	[kNm]	σ_M	85	[MPa]		
N_{SLE}	359	[kN]	σ_N	72	[MPa]		
			σ_{TOT}	160	[MPa]	ok	
coeff.	1.35		FS	2.11			

15 Allegato B: verifica del muro tipo B

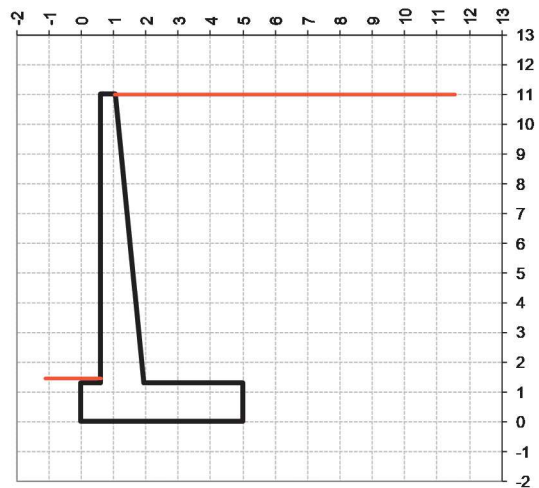


OPERA 1.30x5.00

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	A1+M1	<input checked="" type="radio"/>
	A2+M2	<input type="radio"/>
SLE (DM88)		<input type="radio"/>
altro		<input type="radio"/>

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$



Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	1.00	1.00	1.00	1.30
	sfavorevole		1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi_k$	γ_ϕ	1.00	1.25	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_f	1.00	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	33.00	33.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18.00	18.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	22.00	22.00	

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.143	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.2	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.08	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_m	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.185328	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0927	(-)
Muro libero di traslare o ruotare		<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		

			SLE		STR/GEO	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.264		0.264	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.383		0.383	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.415		0.415	

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	q_p	0.00	0.00		
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	f_p	0.00	0.00		
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	v_p	0.00	0.00		
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00	0.00		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.00	30.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00		
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1	0.75	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	q_s	0.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	f_s	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	v_s	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0.00			

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	109.13	109.13
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	107.91	107.91
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	162.50	162.50
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	(kN/m)	379.54	379.54

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	534.28	534.28
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	77.70	77.70
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	611.97	611.97

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	79	118.5
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kN/m)	90.03	90.03
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kN/m)	145.32	145.32
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kN/m)	406.25	406.25
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kN/m)	641.60	641.60

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kN/m)	1853.94	1853.94
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kN/m)	127.68	127.68
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m)	1981.62	1981.62

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	238.98	358.46
Sovr acc.				
Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)		70.34
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)		35.17

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)		113.42
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)		56.71

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kN/m)		0.00
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kN/m)		124.38
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kN/m)		90.66
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kN/m)		19.58
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)		234.62

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kN/m)		0.00
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kN/m)		8.34
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kN/m)		13.47
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kN/m)		37.64
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)		59.45

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		608.95
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)		111.84
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		720.79

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)		171.79
MPts2 v=	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v=	$kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)		17.17
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		188.96

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	288.00	374.39
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	58.18	87.27

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	267.03	347.13
Sqh perm =	$perm \cdot \cos \delta$	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	53.94	80.92

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	107.89	140.25
Sqv perm =	$perm \cdot \sin \delta$	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	21.79	32.69

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	979.09	1272.82
MSt2 =	$Stv \cdot B$	539.43	701.25
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	296.69	445.04
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	108.97	163.46

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext perm =	$mp + fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	0.00	0.00
Mfext acc =	$m + f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	0.00	0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N perm =	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	1099.40	1131.76
N acc min =	$v + Sqv \text{ acc}$	21.79	32.69
N acc max =	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	100.79	151.19

Risultante forze orizzontali (T)

T perm =	$Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	267.03	347.13
T acc =	$Sqh \text{ acc} + f$	53.94	80.92

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm =	ΣM	2183.55	2051.65
MM acc (Nmin) =	ΣM	-187.72	-281.58

MM acc (Nmax) = ΣM (kNm/m) 51.26 76.88

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica			
+			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	288.00	288.00
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^+ - Sst1\ stat$	(kN/m)	168.33	168.33
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica			
+			
Sst1h stat = $Sst1\ stat \cdot \cos\delta$	(kN/m)	267.03	267.03
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos\delta$	(kN/m)	156.08	156.08
Ssq1h perm = $Ssq1\ perm \cdot \cos\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1\ acc \cdot \cos\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat = $Sst1\ stat \cdot \sin\delta$	(kN/m)	107.89	107.89
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin\delta$	(kN/m)	63.06	63.06
Ssq1v perm = $Ssq1\ perm \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1\ acc \cdot \sin\delta$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica +			
MSst1 stat = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	979.09	979.09
MSst1 sism = $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	858.42	858.42
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	(kN/m)	539.43	539.43
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	(kN/m)	315.30	315.30
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	0.00	0.00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 +B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

Nmin = $Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	1254.33	1254.33
Nmax = $Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q\ acc$	(kN/m)	1254.33	1254.33

Risultante forze orizzontali

(T)			
T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh$	(kN/m)	606.86	606.86

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	933.44	933.44
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	933.44	933.44

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	288.00
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	121.63
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m)	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas$	(kN/m)	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	267.03
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	112.78
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	107.89
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	45.56
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica -			
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	979.09
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	620.27
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kN/m)	539.43
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kN/m)	227.82
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kN/m)	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 +B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v +$		
Nmin =	$Ptsv$	(kN/m)	1053.08
Nmax =	$Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q \text{ acc}$	(kN/m)	1053.08
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh$	(kN/m)	563.56

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) =	ΣM	(kNm/m)	1084.13	1084.13
MM (Nmax) =	ΣM	(kNm/m)	1084.13	1084.13

Caratteristiche della Palificata

Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.50	(m)	interasse pali (i1) =	0.80	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	1.50	(m)	interasse pali (i2) =	0.80	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	2.50	(m)	interasse pali (i3) =	0.80	(m)
Fila n° 4	distanza asse bordo valle (d4)	3.50	(m)	interasse pali (i4) =	0.80	(m)
Fila n° 5	distanza asse bordo valle (d5)	4.50	(m)	interasse pali (i5) =	0.80	(m)
Asse Baricentrico della Palificata (yGp)		=	2.500	(m)		

15.1 Calcolo delle sollecitazioni

Risultante forze verticali ($N_p = N$)

Risultante forze orizzontali ($T_p = T$)

Momento rispetto al baricentro della palificata (M_p) $M_p = y_{Gp} \cdot N_p - MM$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp		
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	
statico	Nmin	1131.76	32.69	777.75	363.31	347.13	80.92
	Nmax	1131.76	151.19	777.75	301.10		
sisma+	Nmin	1254.33		2202.39		606.86	
	Nmax	1254.33		2202.39			
sisma-	Nmin	1053.08		1548.58		563.56	
	Nmax	1053.08		1548.58			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	N pali all.4	N pali all.5	T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	368.88	277.60	186.31	95.03	3.74	68.49	
	Nmax	377.89	291.58	205.27	118.96	32.66		
sisma+	Nmin	553.08	376.88	200.69	24.50	-151.69	97.10	
	Nmax	553.08	376.88	200.69	24.50	-151.69		
sisma-	Nmin	416.27	292.38	168.49	44.61	-79.28	90.17	
	Nmax	416.27	292.38	168.49	44.61	-79.28		

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso	Np			Mp			Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico o rara freq. quasi perm	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
	1099.40	21.79	100.79	564.94	242.21	51.26	267.03	53.94
		16.35	75.60		181.66	38.44		40.46
		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sismo a+	Nmin	1254.33		2202.39			606.86	
	Nmax	1254.33		2202.39				
sismo a-	Nmin	1053.08		1548.58			563.56	
	Nmax	1053.08		1548.58				

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		N pali all.4		N pali all.5		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico o Nmin	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
	266.29	42.24	221.10	22.86	175.90	3.49	130.71	15.89	85.51	35.27	42.72	8.63
		31.68		17.15		2.62		11.92		26.45		6.47
		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00
statico o Nmax	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
	266.29	24.33	221.10	20.23	175.90	16.13	130.71	12.03	85.51	7.93	42.72	8.63
		18.25		15.17		12.10		9.02		5.94		6.47
		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00
sismo +	Nmin	553.08	376.88	200.69	24.50	-151.69	97.10					
	Nmax	553.08	376.88	200.69	24.50	-151.69						
sismo -	Nmin	416.27	292.38	168.49	44.61	-79.28	90.17					
	Nmax	416.27	292.38	168.49	44.61	-79.28						

Sollecitazioni massime sui pali

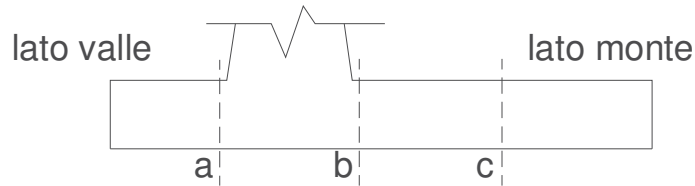
N max **553.08**
 N min **-151.69**

 T max **97.10**

15.2 Verifiche del muro

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B_1^2 / 2$$

$$T_a = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

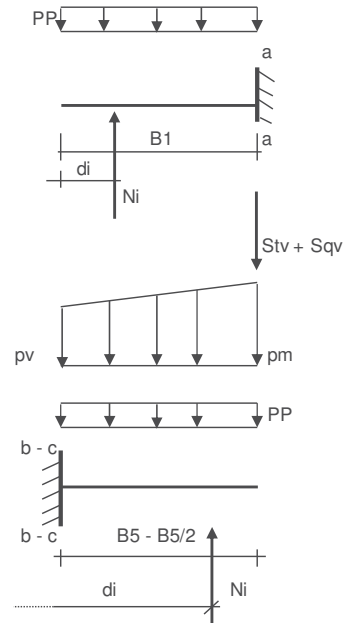
$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B^2 / 2 + p_{vb} \cdot B^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B_5 / 2$$

$$V_b = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B_5 + p_{vb} \cdot B_5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$$

$$V_c = \sum N_i / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2) + p_{vc} \cdot (B_5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola



Peso Proprio	PP	=	32.50	(kN/m ²)
	pm	=	174.60	(kN/m ²)
	pvb	=	174.60	(kN/m ²)
	pvc	=	174.60	(kN/m ²)

caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	41.39	441.60	-1171.11	-450.32	-498.62	-366.34
sisma+	62.74	670.04	-1879.68	-771.51	-676.15	-676.15
sisma-	46.73	502.64	-1398.08	-561.18	-484.29	-484.29

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a\ orizz.} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a\ orizz.} \cdot (1 \pm kv) - K_{a\ orizz.}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

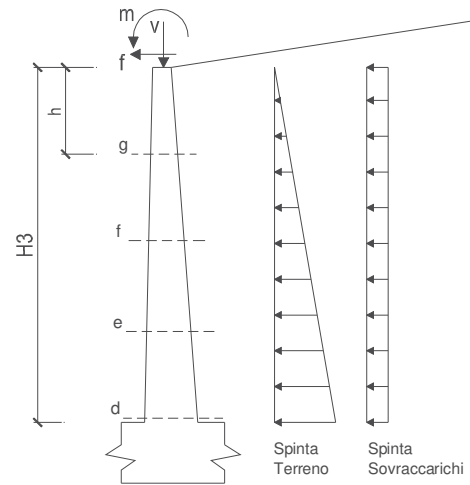
$$V_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a\ orizz.} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a\ orizz.} \cdot (1 \pm kv) - K_{a\ orizz.}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a\ orizz.} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9.70	872.78	346.07	0.00	1218.85	0.00	217.04	217.04
e-e	7.28	368.20	194.66	0.00	562.87	0.00	142.54	142.54
f-f	4.85	109.10	86.52	0.00	195.61	0.00	81.54	81.54
g-g	2.43	13.64	21.63	0.00	35.27	0.00	34.03	34.03

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9.70	269.93	71.35	0.00	341.29
e-e	7.28	151.84	53.52	0.00	205.35
f-f	4.85	67.48	35.68	0.00	103.16
g-g	2.43	16.87	17.84	0.00	34.71

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9.70	671.37	634.85	0.00	0.00	162.75	1468.97	0.00	237.15	237.15
e-e	7.28	283.23	267.83	0.00	0.00	82.45	633.52	0.00	155.75	155.75
f-f	4.85	83.92	79.36	0.00	0.00	32.60	195.88	0.00	89.10	89.10
g-g	2.43	10.49	9.92	0.00	0.00	7.14	27.55	0.00	37.18	37.18

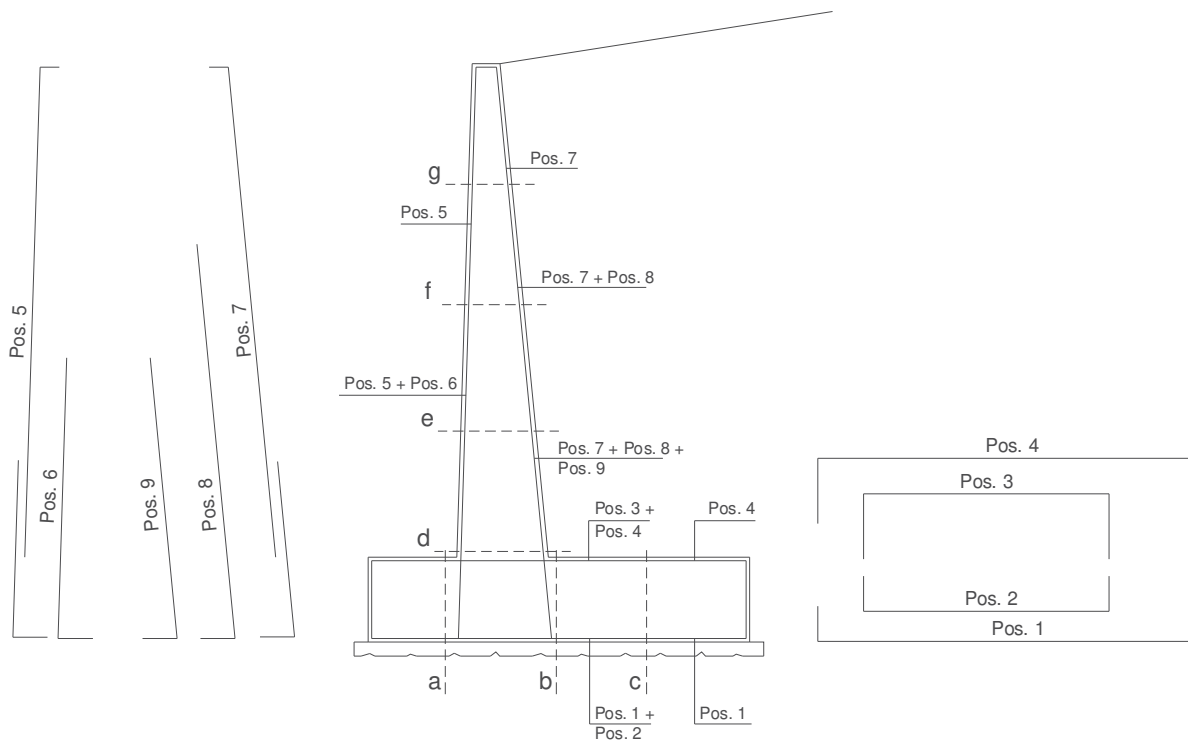
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9.70	207.64	130.90	0.00	0.00	40.22	378.76
e-e	7.28	116.80	73.63	0.00	0.00	26.42	216.84
f-f	4.85	51.91	32.72	0.00	0.00	15.11	99.75
g-g	2.43	12.98	8.18	0.00	0.00	6.31	27.46

condizione sismica -

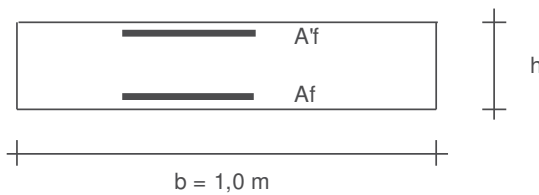
sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9.70	671.37	458.72	0.00	0.00	162.75	1292.84	0.00	196.93	196.93
e-e	7.28	283.23	193.52	0.00	0.00	82.45	559.21	0.00	129.34	129.34
f-f	4.85	83.92	57.34	0.00	0.00	32.60	173.87	0.00	73.98	73.98
g-g	2.43	10.49	7.17	0.00	0.00	7.14	24.80	0.00	30.87	30.87

sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	9.70	207.64	94.58	0.00	0.00	40.22	342.44
e-e	7.28	116.80	53.20	0.00	0.00	26.42	196.42
f-f	4.85	51.91	23.65	0.00	0.00	15.11	90.67
g-g	2.43	12.98	5.91	0.00	0.00	6.31	25.19

SCHEMA DELLE ARMATURE



VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	62.74	0.00	1.30	11.31	45.24	585.08	9.33
b - b	-1879.68	0.00	1.30	45.24	11.31	2079.23	1.11
c - c	-676.15	0.00	1.30	22.62	11.31	1078.46	1.59
d - d	1468.97	237.15	1.34	33.93	22.07	1783.17	1.21
e - e	633.52	155.75	1.12	33.93	22.07	1422.01	2.24
f - f	195.88	89.10	0.90	33.93	15.71	1082.21	5.52
g - g	35.27	34.03	0.67	22.62	15.71	532.84	15.11

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

15.3 Verifica di stabilità globale

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	24.8	0	Coltre superficiale
materiale 2	26	24.8	35.2	Roccia fratturata
materiale 3	26	32.0	44	Roccia integra

peso specifico acqua **9.81** [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.143 (-) S_s **1.2** k_h 0.0445 (-)
 β_s **0.24** S_T **1.08** k_v 0.0222 (-)

x muro **100** (m) y muro **100** (m)

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2			
materiale 1						<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 2		<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 3	
	x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.300	0	101.050	111.000	0	56.500	77.600	0	56.500	75.600
1	99.000	101.300	1	108.050	111.000	1	86.500	92.600	1	86.500	90.600
2	91.000	94.300	2	144.000	131.000	2	91.000	92.800	2	91.000	90.800
3	86.500	94.100	3			3	99.000	99.800	3	99.000	97.800
4	56.500	79.100	4			4	100.000	99.800	4	100.000	97.800
5			5			5	108.050	109.500	5	108.050	107.500
6			6			6	144.000	129.500	6	144.000	127.500
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

Sovraccarichi

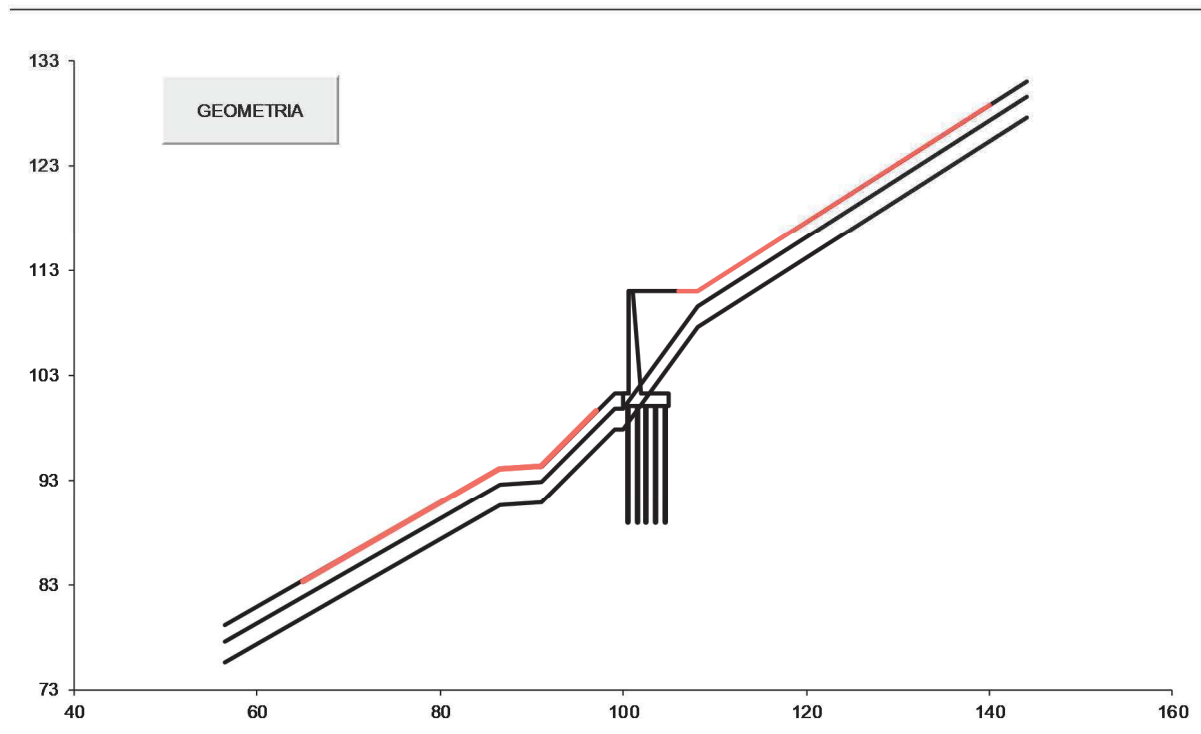
	X_{in}	Q_{in}	X_{fin}	Q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	102.050	26	107.050	26	38%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

Limiti ricerca superfici

Xa 65	Xc 106	alfa min 50	# superfici massimo 648
Xb 97	Xd 140	alfa max 80	
n1 8	n2 8	n alfa 7	

Caratteristiche dei pali

Lunghezza pali	11.00	m
Diametro pali	0.24	m
Rigidezza EI	3290	kN m ²
Momento di plasticizzazione	84.84	kN m
Taglio ultimo pali	618.00	kN



15.3.1 Risultati dell'analisi di stabilità

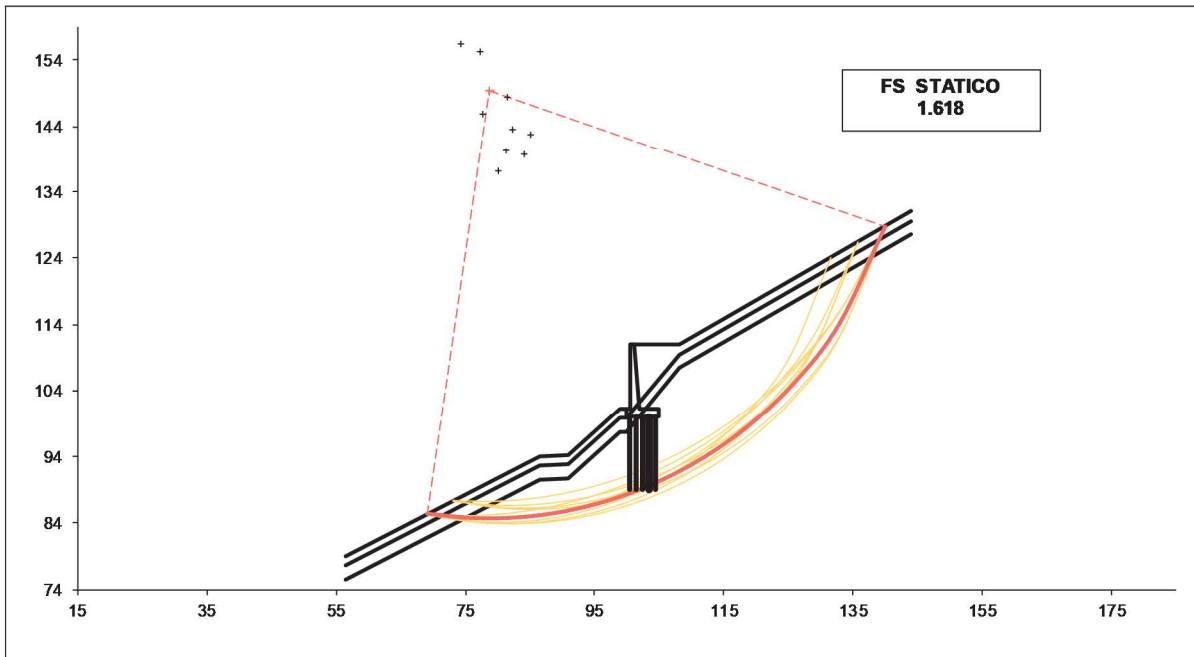
Condizione di Carico

STATICA

superfici da disegnare

10

DISEGNO



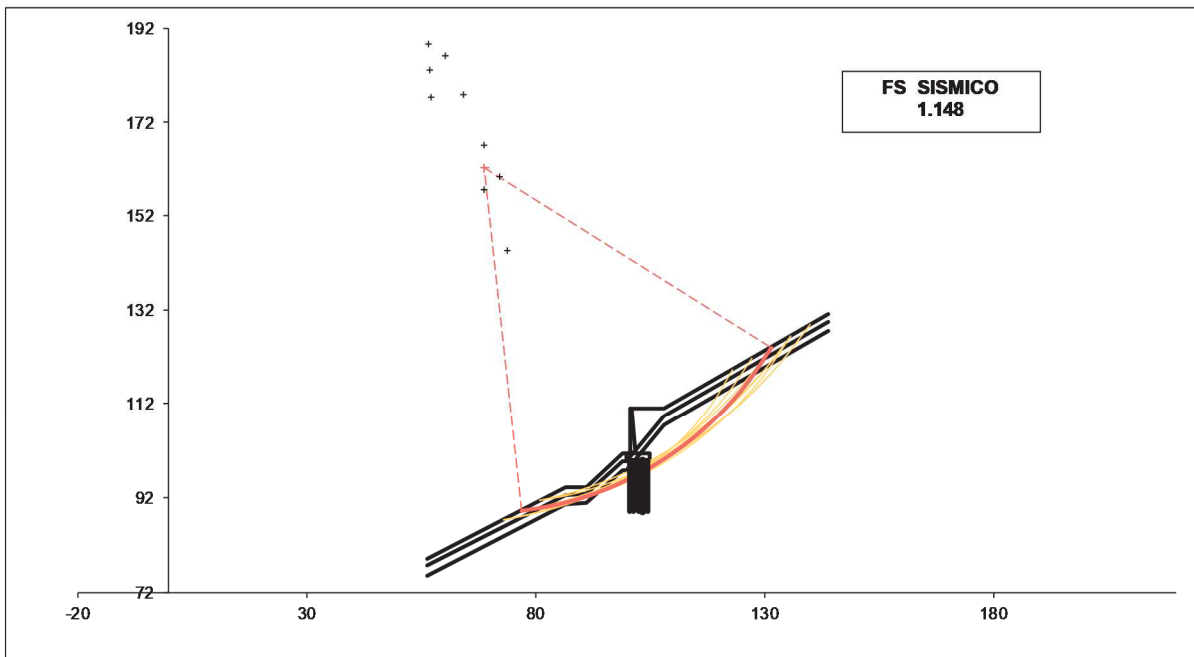
Condizione di Carico

SISMICA

superfici da disegnare

10

DISEGNO



15.4 Verifica di capacità portante dei micropali di fondazione

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.24 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **11.00 (m)**

Armatura:

<input type="radio"/> IPE	<input type="radio"/> INP	<input type="radio"/> HEA	<input type="radio"/> HEB	<input type="radio"/> HEM	<input checked="" type="radio"/> Tubi	<input type="radio"/> ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø168,3 x 10,0	

ø168,3 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): **4973 (mm²)** 5000

Area a taglio (A_{taglio}): (mm²) 4000

Momento di inerzia della sezione di armatura (I_{arm}): **1.564E+07 (mm⁴)** 1.001E+07

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): **185 857 (mm³)** 2000000

Dimensione Armatura (D_{arm}): (mm) 210

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): **355 (N/mm²)**

Coefficiente Parziale Acciaio (γ_M): **1.05**

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): **338 (N/mm²)**

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): **210 000 (N/mm²)**

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 830 (MN/m³)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ _s	γ _s traz
			γ _G	γ _Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.10	1.20	1.30	1.30

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥10	DM88	prog.
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

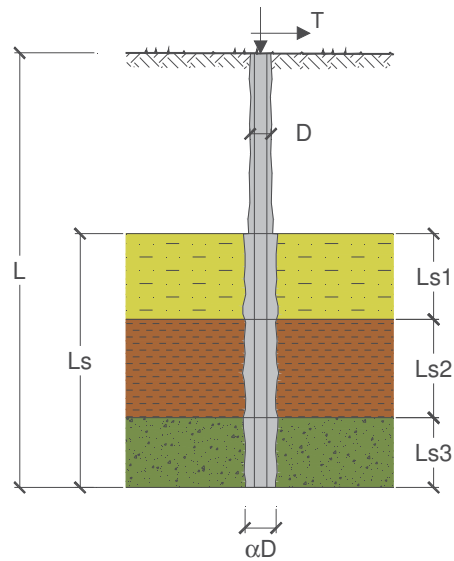
15.4.1 Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a compressione

OPERA:

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)			553.08
T (kN)			97.10



Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
roccia fessurata	2.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.077	127.27
roccia integra	9.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.077	572.72
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 11.00$ (m) $Ql = 699.99$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * Ql$$

(consigliato 10-15%)

$\% Punta = 0\%$ $Qp = 0.00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + Ql$$

$Qlim = 699.99$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Fs = 1.27$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k * D_{am}$): 139.69 (N/mm²)

$$Pk = 2 * (\beta * Earm * Jarm)^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 42838.76$ (MN)

$\eta = 77.46$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 1.973 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 24.60 (kNm)

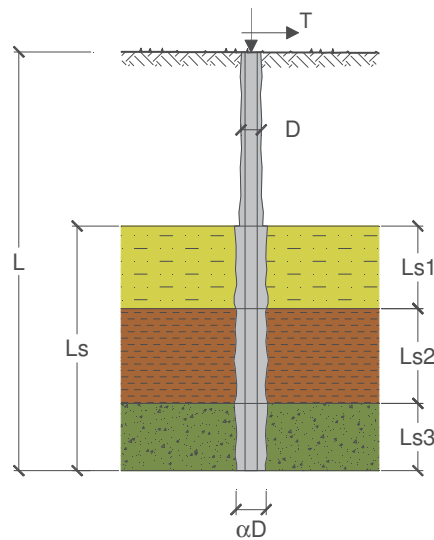
15.4.2 Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a trazione

OPERA:

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)			-151.69
T (kN)			97.10



CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
roccia fessurata	2.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.071	117.09
roccia integra	9.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.071	526.90
			0.00			0.000	0.00

Ls = 11.00 (m) Ql = 643.99 (kN)

Capacità portante di punta

Qp = %Punta * Ql

(consigliato 10-15%)

% Punta

0%

Qp = 0.00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

Qlim = Qb + Ql

Qlim = 643.99 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

Fs = Qlim / N (Fs > 1)

Fs = 4.25

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): **139.69 (N/mm²)**

Pk = 2 * ($\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}$)^{0.5}

$\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

Pk = 42838.76 (MN)

$\eta = --$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 1.973 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 24.60 (kNm)

15.5 Verifica strutturale del palo

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari e verifica secondo DM 2008

Diametro esterno nominale	D	168.30	[mm]
Spessore nominale	t	10.00	[mm]
Diametro interno nominale	d	148.30	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	49.7	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	1564	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	5.61	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	186	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	251	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	3128	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	372	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	355	[MPa]
Coefficiente e	ε	0.81	[-]
<u>Classificazione</u>			
Diametro	d	168.30	[mm]
Spessore	t	10.00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	16.83	[-]
<i>Classificazione della sezione</i>		CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V_{Ed} **97** [kN]
 A_v **31.7** [cm²] Area a taglio
 γ_{M0} **1.05**
 $V_{c,Rd}$ **618** [kN] Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = 0 \quad f_{y,red} \quad \mathbf{355} \quad \text{[MPa]} \quad \text{Valore di } \rho \quad \text{FS} \quad \mathbf{6.36}$$

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M_{Ed} **25** [kNm]
 $M_{c,Rd}$ **85** [kNm] Resistenza a flessione del tubo FS **3.45**

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE

N_{Ed} **553** [kN]
 $N_{c,Rd}$ **1681** [kN] Resistenza a compressione/trazione del tubo FS **3.04**

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V_{SLE} 97 [kN]	τ 31 [MPa]	
M_{SLE} 25 [kNm]	σ_M 132 [MPa]	
N_{SLE} 553 [kN]	σ_N 111 [MPa]	
	σ_{TOT} 249 [MPa]	ok FS 1.36

VERIFICHE TENSIONALI - SLE

V_{SLE} 72 [kN]	τ 23 [MPa]
M_{SLE} 18 [kNm]	σ_M 98 [MPa]
N_{SLE} 410 [kN]	σ_N 82 [MPa]
	σ_{TOT} 185 [MPa]
coeff. 1.35	FS ok 1.83

16 Allegato C: verifiche nel caso di forza d'urto da traffico veicolare

Di seguito sono riportate le risultanze delle verifiche nel caso di urto da traffico veicolare per le tipologie di muro in esame. Per brevità sono omessi i seguenti paragrafi essendo del tutto uguali alle verifiche riportate nei paragrafi precedenti:

- Geometria muro e fondazione
- Descrizione pali di fondazione
- Materiali utilizzati per la struttura
- Geometria profilo terreno a monte del muro
- Geometria profilo terreno a valle del muro
- Terreno a valle del muro
- Descrizione terreni
- Stratigrafia

Carichi Agenti				valori caratteristici	
				SLE - sisma	
				STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	100.00	100.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	100.00	100.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	0.75	condizione quasi permanente ψ_2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00	

16.1 Muro tipo A

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	81.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	57.60
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	75.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	(kN/m)	213.60
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	169.78
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	41.47
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	211.25
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kN/m)	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kN/m)	66.83
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kN/m)	72.77
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	112.50
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kN/m)	252.09
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kN/m)	398.12
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kN/m)	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kN/m)	61.24
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kN/m)	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m)	459.37
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	39.59
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	19.79
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	39.15
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	19.58
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kN/m)	0.00

MPs2 h=	$kh \cdot Pm2^*(H2 + H3/2)$	(kN/m)	69.05
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3^*(H2+H3/3)$	(kN/m)	36.29
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4^*(H2/2)$	(kN/m)	6.95
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)	112.30

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1^*(B1+2/3 \cdot B2)$	(kN/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2^*(B1+B2+B3/2)$	(kN/m)	6.19
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3^*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kN/m)	6.74
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4^*(B/2)$	(kN/m)	10.42
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)	23.36

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1^*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	144.74
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2^*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3^*(H2+H3^2/3)$	(kNm/m)	44.58
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	189.31

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1^*((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	36.89
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2^*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3^*((H2+H3^2/3)-(B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	7.72
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	44.62

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

			SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	160.04	160.04
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	148.39	148.39
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	59.95	59.95
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	405.59	405.59
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kN/m)	179.86	179.86
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext perm=	$mp + fp*(H3 + H2) + vp*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext acc =	$m + f*(H3 + H2) + v*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	920.00	920.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N perm	=	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv perm + Sqv acc$	(kN/m)	484.80	484.80
N acc min	=	$v + Sqv acc$	(kN/m)	0.00	0.00
N acc max	=	$v + Sqv acc + q acc$	(kN/m)	0.00	0.00

Risultante forze orizzontali (T)

T perm	=	$Sth + Sqh perm + fp$	(kN/m)	148.39	148.39
T acc	=	$Sqh acc + f$	(kN/m)	100.00	100.00

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm	=	ΣM	(kNm/m)	485.72	485.72
MM acc (Nmin)	=	ΣM	(kNm/m)	-920.00	-920.00
MM acc (Nmax)	=	ΣM	(kNm/m)	-920.00	-920.00

16.1.1 Calcolo delle sollecitazioni

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp) $Mp = yGp*Np - MM$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata combinazione eccezionale

caso	Np		Mp		Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
urto Nmin	484.80	0.00	241.48	920.00	148.39	100.00
Nmax	484.80	0.00	241.48	920.00		

Sollecitazioni sui pali combinazione eccezionale

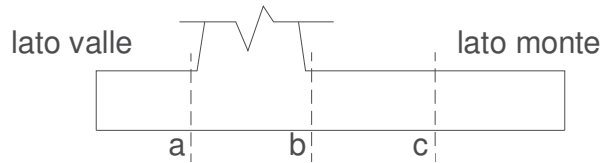
caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
urto Nmin	593.87	129.28	-335.31	66.24	
Nmax	593.87	129.28	-335.31		

Sollecitazioni massime sui pali

N max	593.87
N min	-335.31
T max	66.24

16.1.2 Verifiche del muro

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



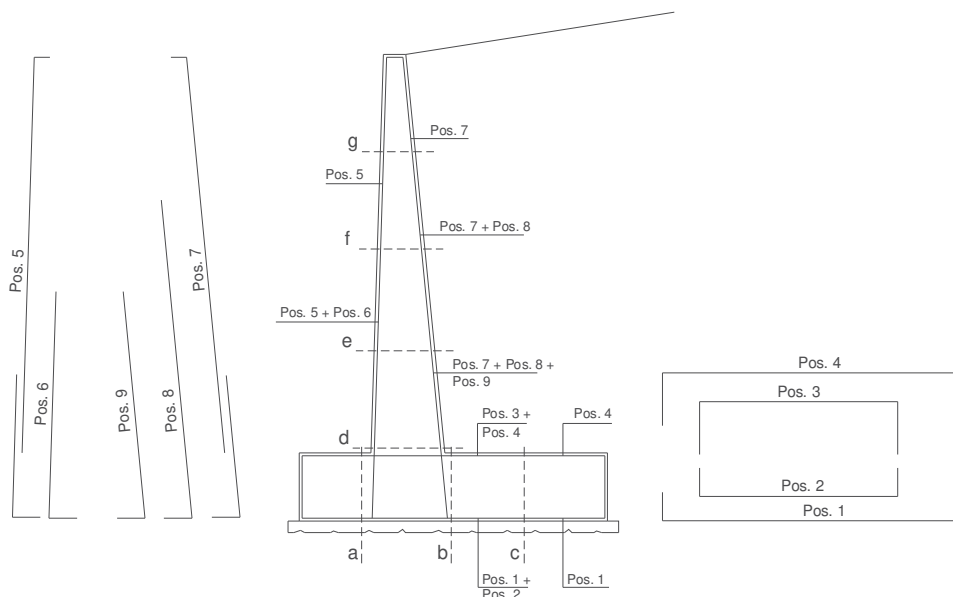
Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m ²)
	pm	=	129.60	(kN/m ²)
	pvb	=	129.60	(kN/m ²)
	pvc	=	129.60	(kN/m ²)

caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	69.73	727.34	-550.69	-681.62	-137.40	-580.35

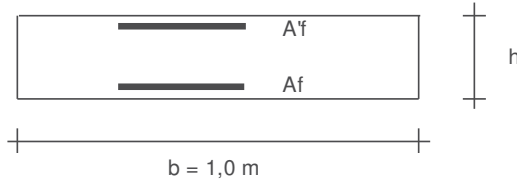
sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.20	274.56	0.00	820.00	1094.56	0.00	138.60	138.60
e-e	5.40	115.83	0.00	640.00	755.83	0.00	93.15	93.15
f-f	3.60	34.32	0.00	460.00	494.32	0.00	54.90	54.90
g-g	1.80	4.29	0.00	280.00	284.29	0.00	23.85	23.85

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.20	114.40	0.00	100.00	214.40
e-e	5.40	64.35	0.00	100.00	164.35
f-f	3.60	28.60	0.00	100.00	128.60
g-g	1.80	7.15	0.00	100.00	107.15

SCHEMA DELLE ARMATURE



VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	69.73	0.00	1.00	7.85	19.01	291.88	4.19
b - b	-550.69	0.00	1.00	19.01	7.85	685.77	1.25
c - c	-137.40	0.00	1.00	19.01	7.85	685.77	4.99
d - d	1094.56	138.60	1.09	33.93	22.07	1375.28	1.26
e - e	755.83	93.15	0.93	33.93	22.07	1133.97	1.50
f - f	494.32	54.90	0.77	33.93	15.71	899.63	1.82
g - g	284.29	23.85	0.61	22.62	15.71	473.87	1.67

16.1.3 Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a compressione

Sollecitazioni Agenti:

N (kN)	593.87
T (kN)	66.24

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i (MPa)	s_i	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
roccia fessurata	2.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.150	248.81
roccia integra	6.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.150	746.44
			0.00			0.000	0.00

$L_s = 8.00 \text{ (m)}$ $Ql = 995.26 \text{ (kN)}$

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta * Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 0\%$ $Qp = 0.00 \text{ (kN)}$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 995.26 \text{ (kN)}$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N \text{ (Fs > 2,5)}$

$Fs = 1.68$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) (β = k*D_{arm}): 139.69 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 42838.76$ (MN) $\eta = 72.13$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 1.973$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 16.78$ (kN m)

16.1.4 Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a trazione

Sollecitazioni Agenti:

N (kN)	-335.31
T (kN)	66.24

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$

Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i (MPa)	s_i	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
roccia fessurata	2.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.150	248.81
roccia integra	6.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.150	746.44
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 8.00$ (m) $Ql = 995.26$ (kN)

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 0\%$ $Qp = 0.00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 995.26$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 2,5$)

$Fs = 2.97$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 1.973 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 16.78 (kNm)

16.2 Verifica strutturale del palo

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V_{Ed}	66 [kN]	
A_v	31.7 [cm ²]	Area a taglio
γ_{M0}	1.05	
V_{c,Rd}	618 [kN]	Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho - \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = - \quad f_{y,red} = - \quad \text{[MPa]} \quad \text{FS} \quad 9.33$$

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M_{Ed}	17 [kNm]	
M_{c,Rd}	85 [kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 5.05

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - COMPRESIONE/TRAZIONE

N_{Ed}	594 [kN]	
N_{c,Rd}	1681 [kN]	Resistenza a compressione/trazione del tubo FS 2.83

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V_{SLE}	66 [kN]	τ	21 [MPa]	
M_{SLE}	17 [kNm]	σ_M	90 [MPa]	
N_{SLE}	594 [kN]	σ_N	119 [MPa]	
		σ_{TOT}	213 [MPa]	ok FS 1.59

VERIFICHE TENSIONALI - SLE			
V_{SLE}	49	[kN]	τ 15 [MPa]
M_{SLE}	12	[kNm]	σ_M 67 [MPa]
N_{SLE}	440	[kN]	σ_N 88 [MPa]
			σ_{TOT} 158 [MPa]
			ok
coeff.	1.35		FS 2.14

16.3 Muro tipo B

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	109.13
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	107.91
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	162.50
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	(kN/m)	379.54
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	534.28
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	77.70
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	611.97
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kN/m)	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kN/m)	90.03
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kN/m)	145.32
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	406.25
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kN/m)	641.60
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kN/m)	1853.94
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kN/m)	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kN/m)	127.68
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kN/m)	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kN/m)	1981.62
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	0.00
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	0.00
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	0.00
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	0.00

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kN/m)	0.00
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kN/m)	0.00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)	0.00

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kN/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kN/m)	0.00
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	0.00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kN/m)	0.00

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.00
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3^2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0.00

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3^2/3)-(B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0.00

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

			SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	288.00	288.00
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	267.03	267.03
	Sq			
Sqh perm =	$perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	107.89	107.89
	Sq			
Sqv perm =	$perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	979.09	979.09
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kN/m)	539.43	539.43
MSq1 perm =	$Sqh \cdot perm \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	0.00	0.00

MSq2 perm=	Sqv perm*B	(kN/m)	0.00	0.00
MSq1 acc =	Sqh acc*((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	0.00	0.00
MSq2 acc =	Sqv acc*B	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext perm=	mp + fp*(H3 + H2) + vp*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext acc =	m + f*(H3 + H2) + v*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)	1200.00	1200.00

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N perm	=	Pm + Pt + vp + Stv + Sqv perm + Sqv acc	(kN/m)	1099.40	1099.40
N acc min	=	v + Sqv acc	(kN/m)	0.00	0.00
N acc max	=	v + Sqv acc + q acc	(kN/m)	0.00	0.00

Risultante forze orizzontali (T)

T perm	=	Sth + Sqh perm + fp	(kN/m)	267.03	267.03
T acc	=	Sqh acc+ f	(kN/m)	100.00	100.00

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm	=	ΣM	(kNm/m)	2183.55	2183.55
MM acc (Nmin)	=	ΣM	(kNm/m)	-1200.00	-1200.00
MM acc (Nmax)	=	ΣM	(kNm/m)	-1200.00	-1200.00

16.3.1 Calcolo delle sollecitazioni

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp) Mp = yGp*Np - MM

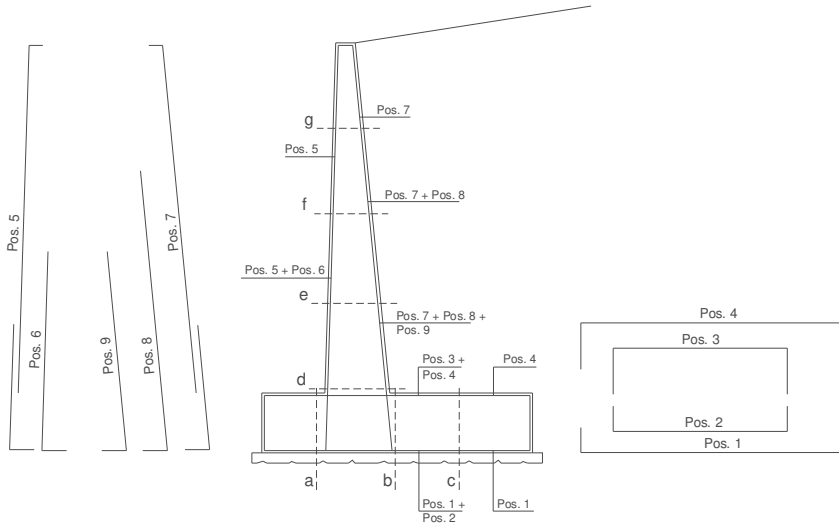
Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata combinazione eccezionale

caso	Np		Mp		Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
urto	Permanenti	Accidentali	Permane nti	Accident ali	Permane nti	Accident ali
	Nmin	0.00	564.94	1200.00	267.03	100.00
Nmax	1099.40	0.00	564.94	1200.00		

Sollecitazioni sui pali combinazione eccezionale

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	N pali all.4	N pali all.5	T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	317.10	175.90	34.71	-106.49	58.72	
	Nmax	458.29	317.10	175.90	34.71	-106.49	

SCHEMA DELLE ARMATURE



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	51.44	0.00	1.30	11.31	45.24	585.08	11.37
b - b	-1449.67	0.00	1.30	45.24	11.31	2079.23	1.43
c - c	-543.26	0.00	1.30	22.62	11.31	1078.46	1.99
d - d	1741.37	217.04	1.34	33.93	22.07	1771.22	1.02
e - e	1110.73	142.54	1.12	33.93	22.07	1415.60	1.27
f - f	668.92	81.54	0.90	33.93	15.71	1079.30	1.61
g - g	352.99	34.03	0.67	22.62	15.71	532.84	1.51

16.3.3 Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a compressione

Sollecitazioni Agenti:

N (kN)	458.29
T (kN)	58.72

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i (MPa)	s_i	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
roccia fessurata	2.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.150	248.81
roccia integra	9.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.150	1119.66
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 11.00 \text{ (m)}$ $Ql = 1368.48 \text{ (kN)}$

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta * Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 0\%$ $Qp = 0.00 \text{ (kN)}$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 1368.48 \text{ (kN)}$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ ($Fs > 2,5$)

$Fs = 2.99$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k * D_{arm}$): 139.69 (N/mm²)

$Pk = 2 * (\beta * Earm * Jarm)^{0.5}$

$\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 42838.76 \text{ (MN)}$

$\eta = 93.47$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$M = T / (2 * b)$

$b = \sqrt[4]{\frac{k * D}{4 * Earm * Jarm}}$

$b = 1.973 \text{ (1/m)}$

Momento Massimo (M):

$M = 14.88 \text{ (kNm)}$

16.3.4 Verifica a capacità portante del micropalo soggetto a trazione

Sollecitazioni Agenti:

N (kN)	-106.49
T (kN)	58.72

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * ls_i$

Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
roccia fessurata	2.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.071	117.09
roccia integra	9.00	1.10	0.26	0.150	0.150	0.071	526.90
			0.00			0.000	0.00

VERIFICHE TENSIONALI - SLU					
V _{SLE}	59	[kN]	τ	19	[MPa]
M _{SLE}	15	[kNm]	σ _M	80	[MPa]
N _{SLE}	458	[kN]	σ _N	92	[MPa]
			σ _{TOT}	175	[MPa]
				ok	
					FS 1.93

VERIFICHE TENSIONALI - SLE					
V _{SLE}	43	[kN]	τ	14	[MPa]
M _{SLE}	11	[kNm]	σ _M	59	[MPa]
N _{SLE}	339	[kN]	σ _N	68	[MPa]
			σ _{TOT}	130	[MPa]
				ok	
coeff.	1.35		FS	2.61	

17 Allegato D: verifica paratia provvisoria – Sezione I

17.1 Sollecitazioni agenti sui pali

Si riportano le sollecitazioni allo SLU e SLV utilizzate successivamente per le verifiche strutturali degli elementi.

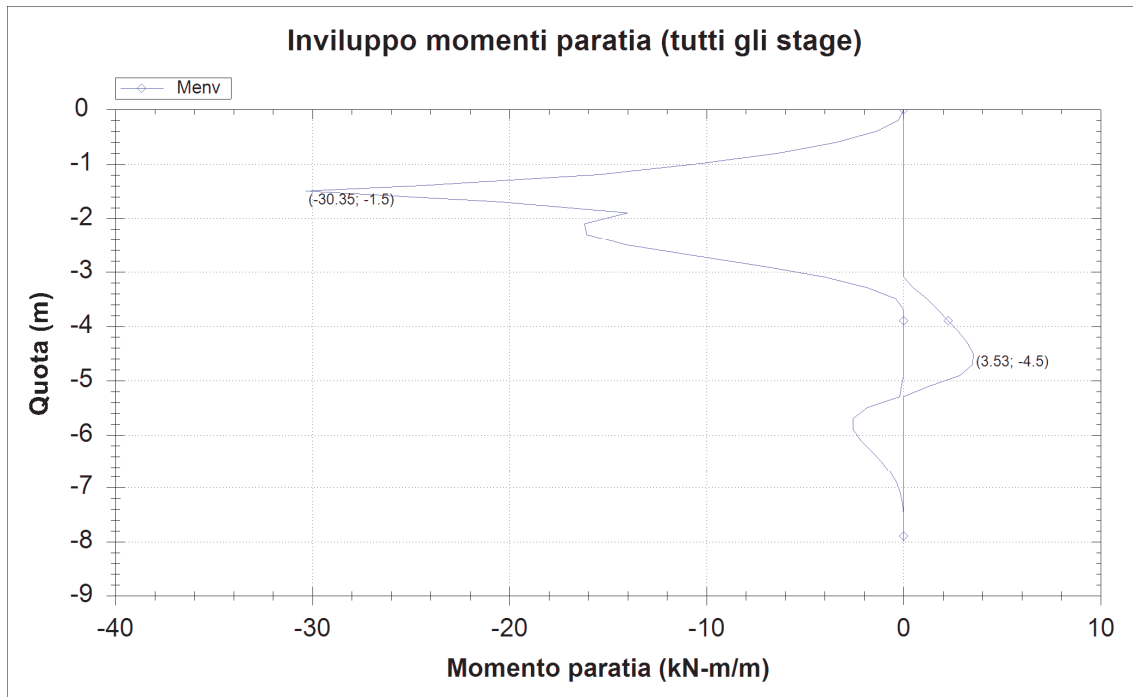


Figura 13: Diagramma dei momenti flettenti (A1+M1+R1)

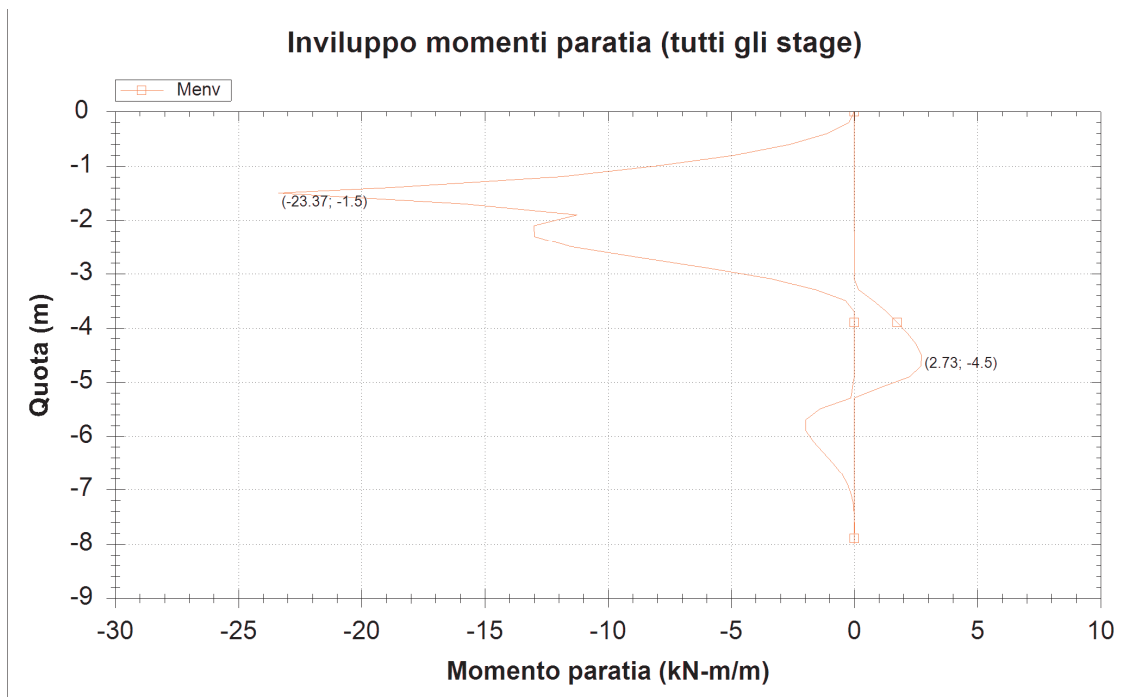


Figura 14: Diagramma dei momenti flettenti (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	M [kNm/m]	i_{pali} [m]	M_{palo} [kNm]
SLU (A1+M1+R1)	30.4	0.6	18.2
SLV (EQK+M1+R1)	23.4	0.6	14.0

Tabella 19: Valori dei momenti flettenti sulla paratia

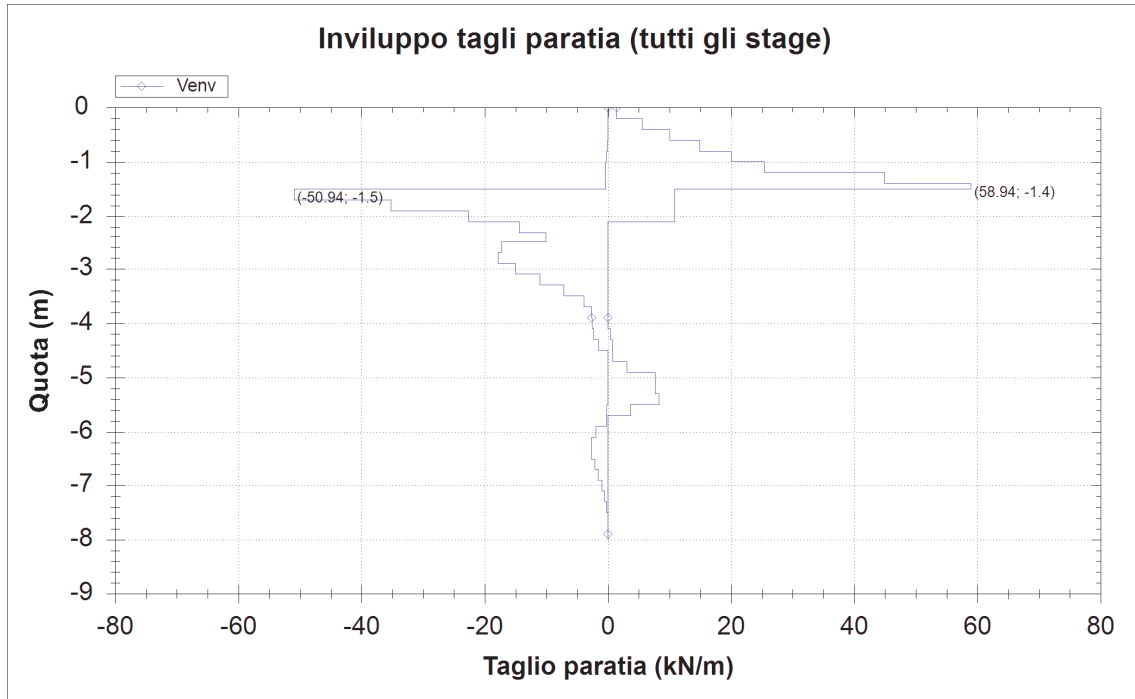


Figura 15: Diagramma del taglio (A1+M1+R1)

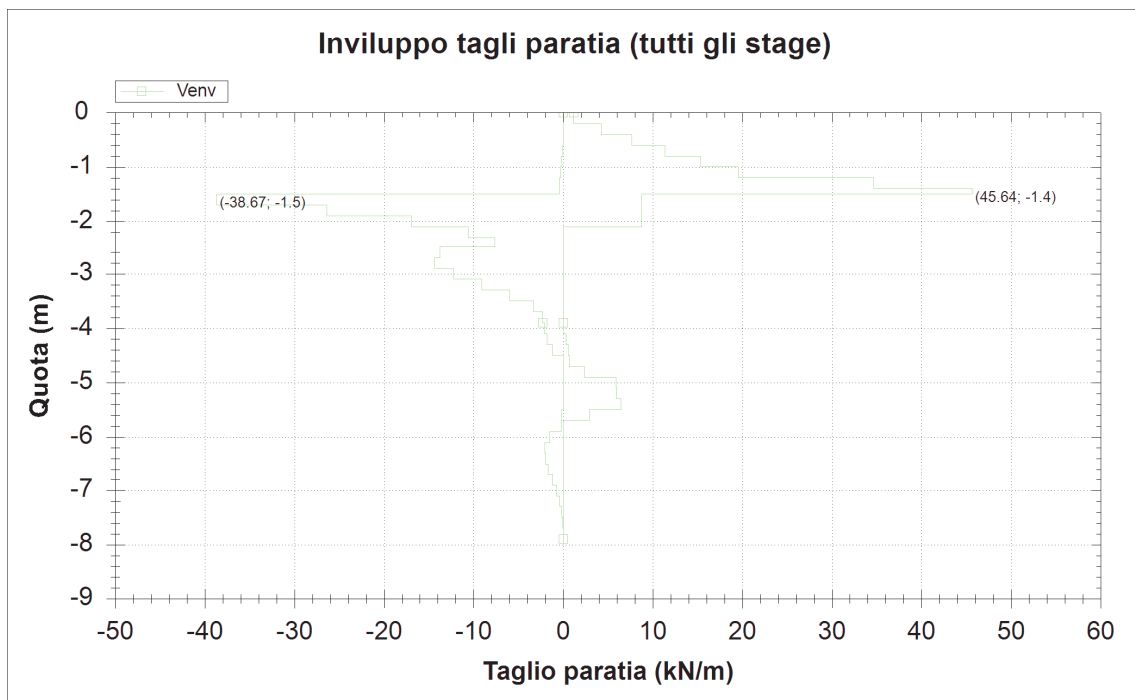


Figura 16: Diagramma del taglio (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	T [kN/m]	i_{pali} [m]	Tpalo [kN]
SLU (A1+M1+R1)	58.9	0.6	35.3
SLV (EQK+M1+R1)	45.6	0.6	27.4

Tabella 20: Valori del taglio sulla paratia

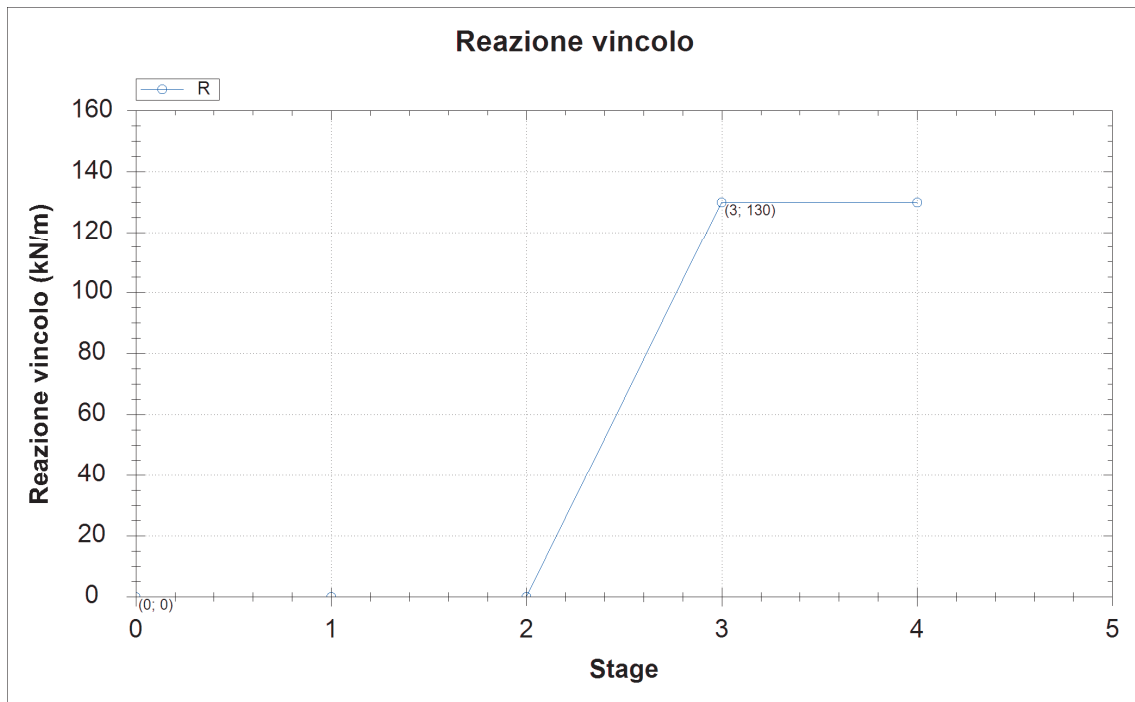


Figura 17: Reazione sul tirante (A1+M1+R1)

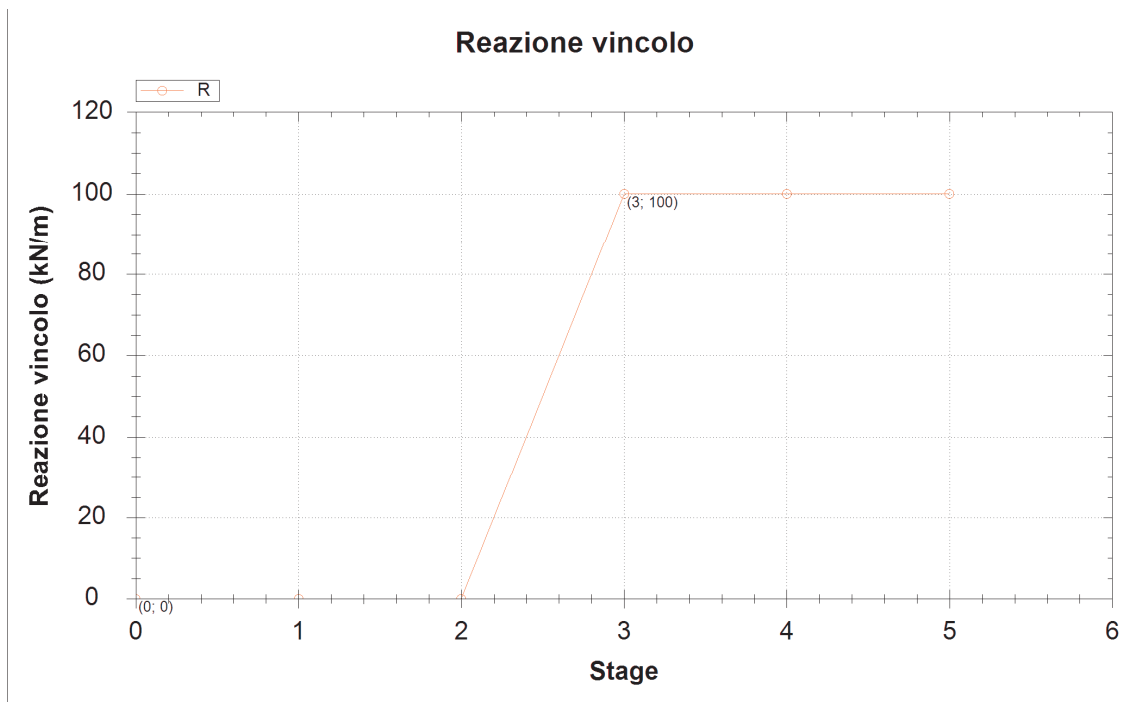


Figura 18: Reazione sul tirante (EQK+M1+R1)

17.2 Verifica strutturale dei pali

L'armatura longitudinale è costituita da un tubo in acciaio ϕ 273 e spessore 10 mm.

Si riporta la verifica allo SLU/SLV.

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari e verifica secondo DM 2008

Diametro esterno nominale	D	273.00	[mm]
Spessore nominale	t	10.00	[mm]
Diametro interno nominale	d	253.00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	82.6	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	7154	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.31	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	524	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	692	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	14308	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1048	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	275	[MPa]
Coefficiente ϵ	ϵ	0.92	[-]
Classificazione			
Diametro	d	273.00	[mm]
Spessore	t	10.00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	27.30	[-]
<i>Classificazione della sezione</i>		CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	35.3	[kN]	
A _V	52.6	[cm ²]	Area a taglio
γ_{MO}	1.05		
V _{c,Rd}	795	[kN]	Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{t,Rd}} - 1 \right]^{-1} = - \quad f_{y,red} = - \quad [\text{MPa}] \quad \text{FS } 22.5$$

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	18.2	[kNm]	
M _{c,Rd}	181	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo
			FS 10.0

VERIFICHE TENSIONALI - SLU

V_{SLE}	35.3 [kN]	τ	7 [MPa]		
M_{SLE}	18.2 [kNm]	σ_M	35 [MPa]		
N_{SLE}	0 [kN]	σ_N	0 [MPa]		
		σ_{TOT}	37 [MPa]	ok	
					FS 7.2

VERIFICHE TENSIONALI - SLE

V_{SLE}	26.1 [kN]	τ	5 [MPa]		
M_{SLE}	13.5 [kNm]	σ_M	26 [MPa]		
N_{SLE}	0 [kN]	σ_N	0 [MPa]		
		σ_{TOT}	27 [MPa]	ok	
coeff.	1.35				FS 9.7

17.3 Verifica degli spostamenti orizzontali

Allo SLE, analizzando tutte le fasi di calcolo, si individuano deformazioni massime lungo lo sviluppo della paratia che risultano inferiori al mm.

Nelle figure che seguono si mostrano i diagrammi degli spostamenti orizzontali. Tali spostamenti risultano compatibili con l'opera.

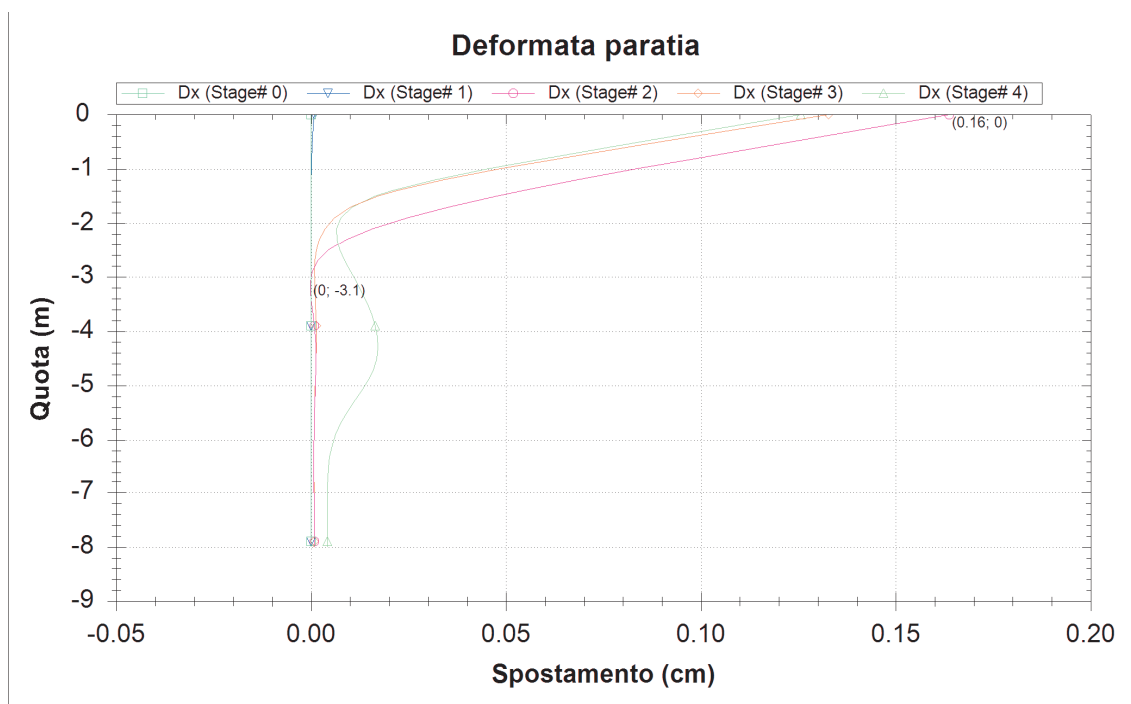


Figura 19: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)

18 Allegato E: verifica paratia provvisoria – Sezione II

18.1 Sollecitazioni agenti sui pali

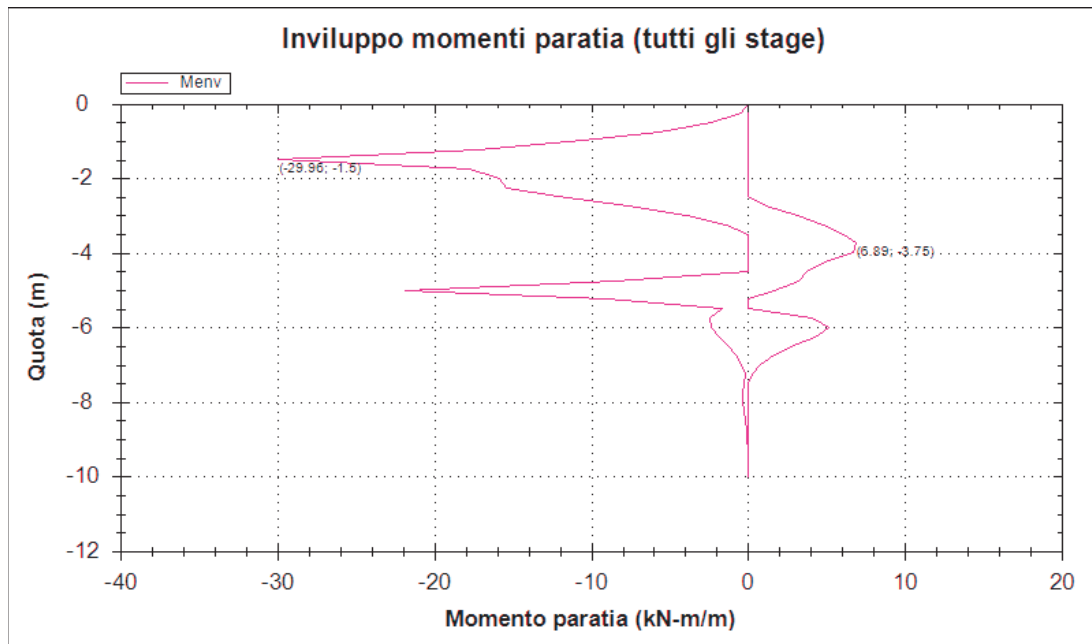


Figura 20: Diagramma dei momenti flettenti (A1+M1+R1)

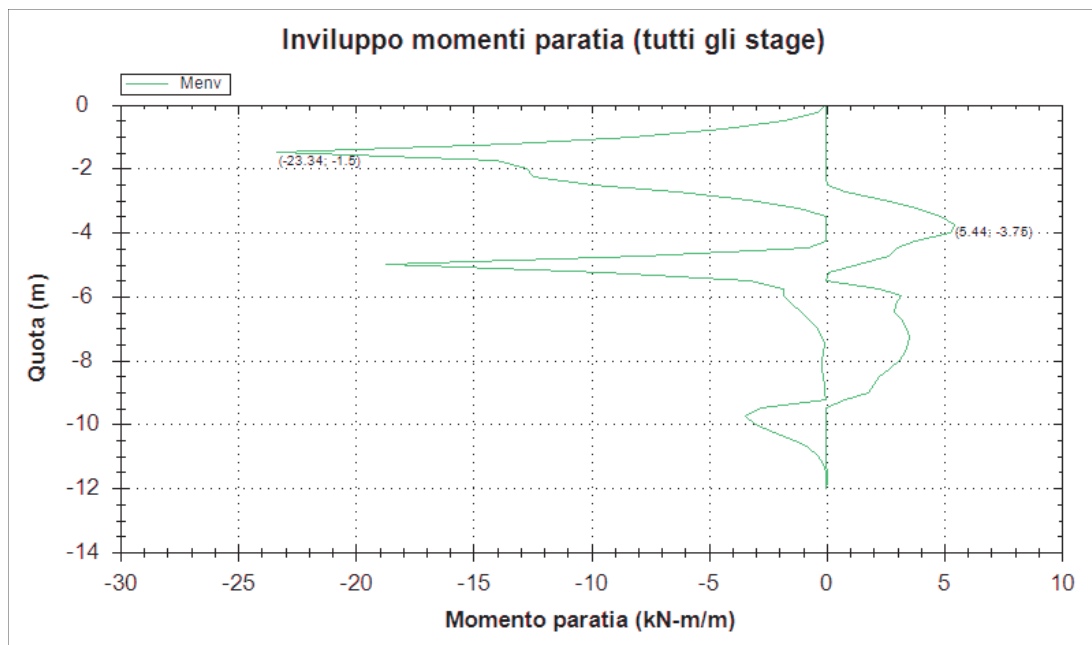


Figura 21: Diagramma dei momenti flettenti (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	M [kNm/m]	i_{pali} [m]	M_{palo} [kNm]
SLU (A1+M1+R1)	30.0	0.6	18.0
SLV (EQK+M1+R1)	23.3	0.6	14.0

Tabella 21: Valori dei momenti flettenti sulla paratia

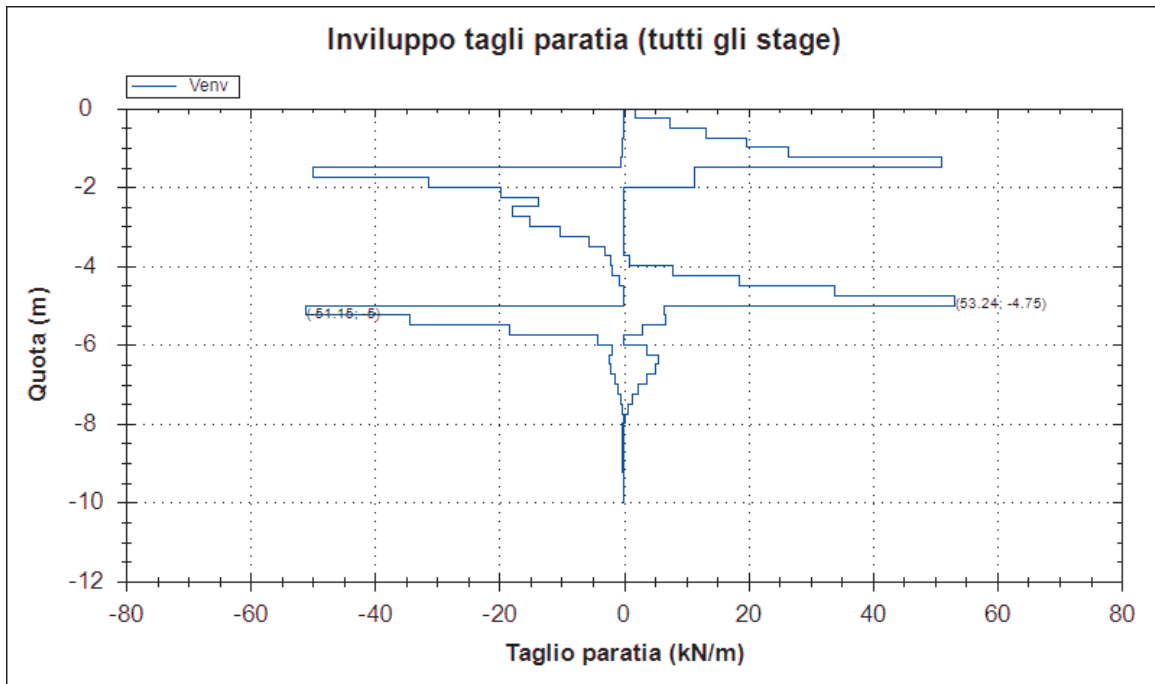


Figura 22: Diagramma del taglio (A1+M1+R1)

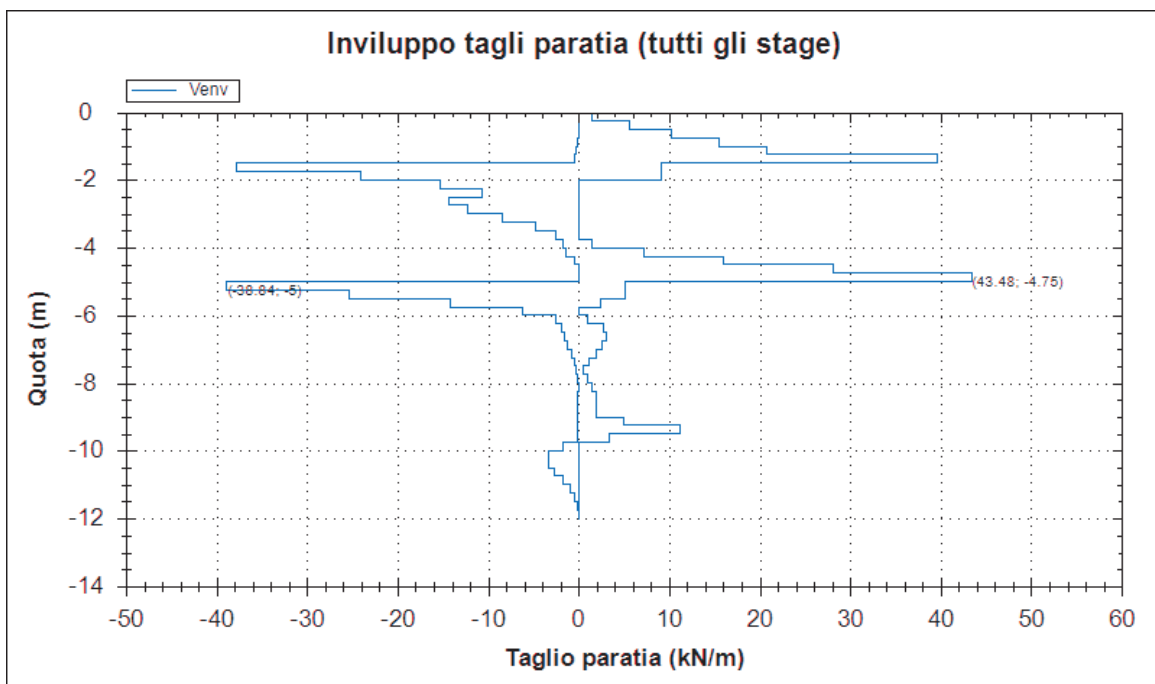


Figura 23: Diagramma del taglio (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	T [kN/m]	i_{pali} [m]	Tpalo [kN]
SLU (A1+M1+R1)	53.2	0.6	31.9
SLV (EQK+M1+R1)	43.5	0.6	26.1

Tabella 22: Valori del taglio sulla paratia

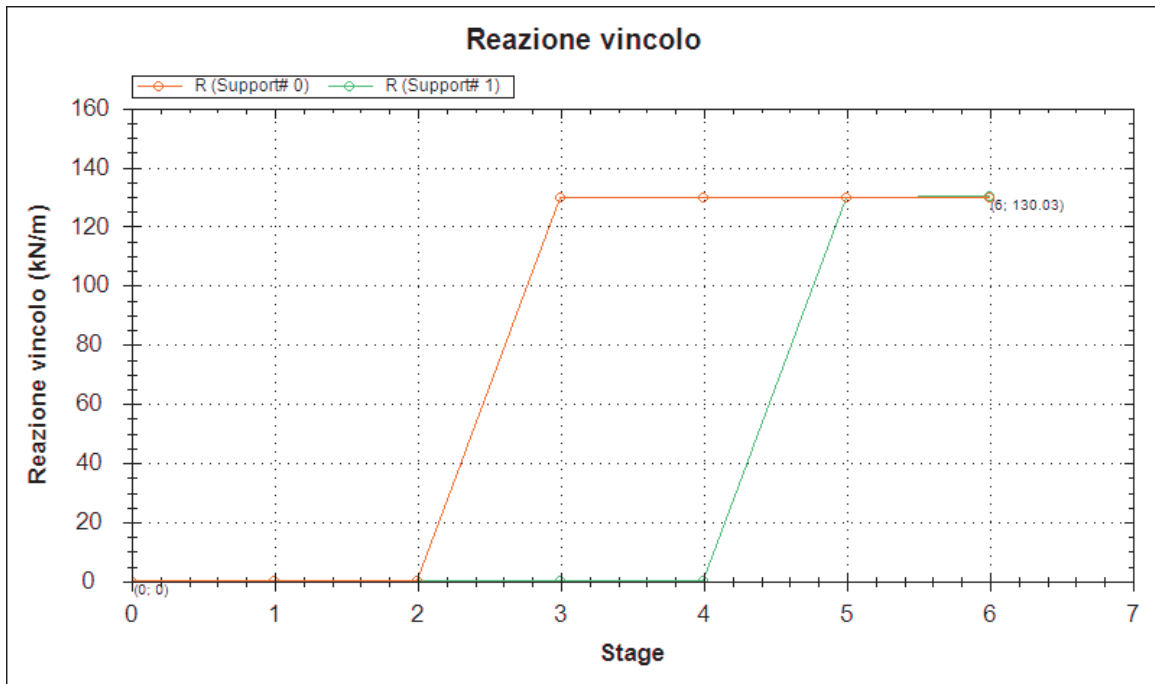


Figura 24: Reazioni tiranti (A1+M1+R1)

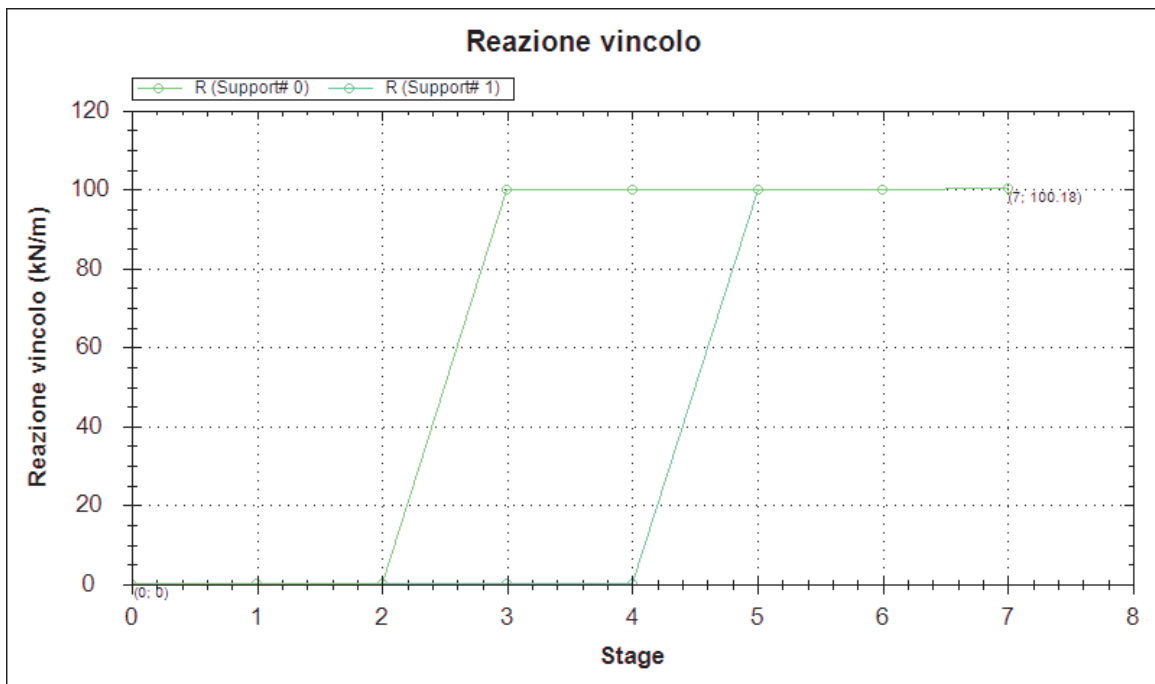


Figura 25: Reazioni tiranti (EQK+M1+R1)

18.2 Verifica strutturale dei pali

L'armatura longitudinale è costituita da un tubo in acciaio ϕ 273 e spessore 10 mm.

Si riporta la verifica allo SLU/SLV.

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari e verifica secondo DM 2008

Diametro esterno nominale	D	273.00	[mm]
Spessore nominale	t	10.00	[mm]
Diametro interno nominale	d	253.00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	82.6	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	7154	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	9.31	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	524	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	692	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	14308	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	1048	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	275	[MPa]
Coefficiente ϵ	ϵ	0.92	[-]
Classificazione			
Diametro	d	273.00	[mm]
Spessore	t	10.00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	27.30	[-]
<i>Classificazione della sezione</i>		CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	31.9	[kN]	
A _v	52.6	[cm ²]	Area a taglio
γ_{M0}	1.05		
V _{c,Rd}	795	[kN]	Resistenza a taglio del tubo

nessuna riduzione delle tensioni di snervamento per la verifica a flessione

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = - \quad f_{y,red} = - \quad [\text{MPa}] \quad \text{FS} \quad 24.9$$

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	18.0	[kNm]	
M _{c,Rd}	181	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo
			FS 10.1

VERIFICHE TENSIONALI - SLU					
V _{SLE}	31.9	[kN]	τ	6	[MPa]
M _{SLE}	18.0	[kNm]	σ _M	34	[MPa]
N _{SLE}	0	[kN]	σ _N	0	[MPa]
			σ _{TOT}	36	[MPa]
				ok	
					FS 7.3

VERIFICHE TENSIONALI - SLE					
V _{SLE}	23.6	[kN]	τ	4	[MPa]
M _{SLE}	13.3	[kNm]	σ _M	25	[MPa]
N _{SLE}	0	[kN]	σ _N	0	[MPa]
			σ _{TOT}	27	[MPa]
				ok	
coeff.	1.35		FS	9.8	

18.3 Verifica degli spostamenti orizzontali

Allo SLE, analizzando tutte le fasi di calcolo, si individuano deformazioni massime lungo lo sviluppo della paratia che risultano inferiori al mm.

Nelle figure che seguono si mostrano i diagrammi degli spostamenti orizzontali. Tali spostamenti risultano compatibili con l'opera.

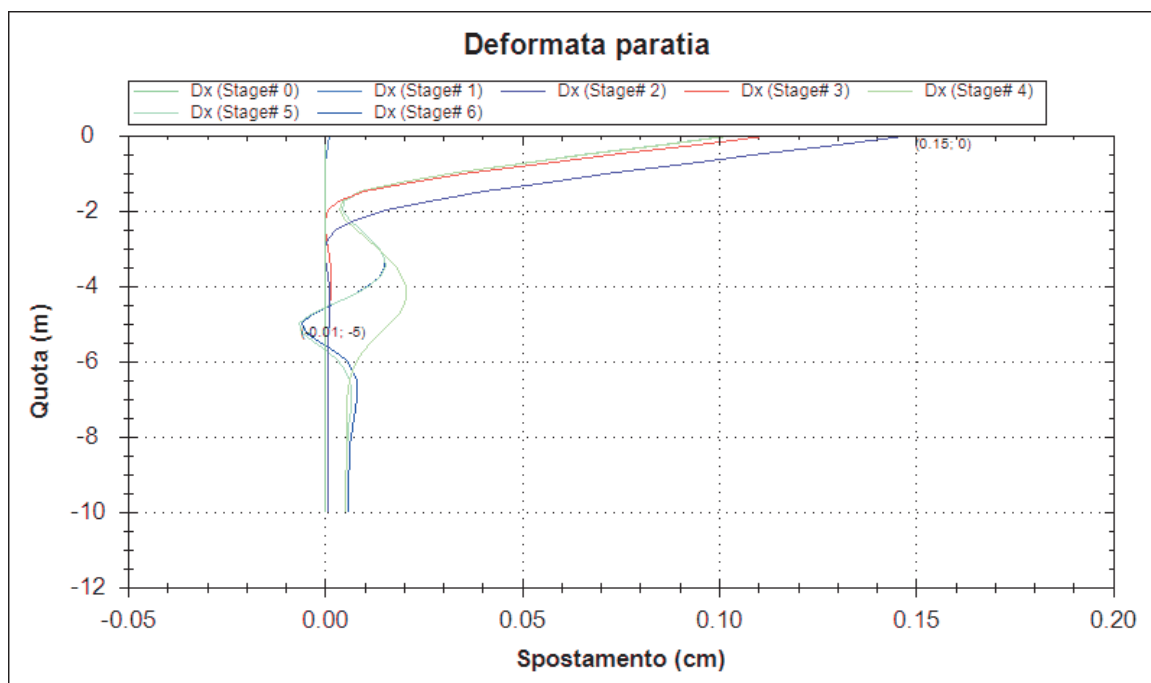


Figura 26: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)

19 Monitoraggio

È previsto un sistema di monitoraggio delle paratie che consenta di verificare le previsioni progettuali e che permetta di evidenziare eventuali comportamenti anomali in fase esecutiva.

Il monitoraggio di tali opere avverrà attraverso il controllo degli spostamenti orizzontali del cordolo di coronamento in c.a., strumentato con mire ottiche (ubiccate ogni 10 m circa), ed in maniera puntuale attraverso la lettura di celle di carico per tiranti, disposte per un numero pari al 10% del numero complessivo dei tiranti in opera.

Questa strumentazione consentirà di realizzare un confronto tra le previsioni di progetto ed il reale comportamento delle opere in fase di scavo, attraverso la costituzione di vere e proprie sezioni di monitoraggio.

Il monitoraggio previsto per l'opera in oggetto dovrà essere costituito dalla seguente strumentazione di controllo:

- mire ottiche solidali con la paratia per il controllo delle deformazioni;
- celle toroidali solidali con i tiranti per il controllo dello stato tensionale dei tiranti;

Il piano di monitoraggio previsto per la lettura delle mire ottiche può essere sintetizzato come segue:

- lettura di zero effettuata al momento dell'installazione (dopo il tempo minimo necessario per il fissaggio dei target);
- n.1 lettura al termine di ogni fase di scavo;
- frequenza di lettura settimanale durante le fasi di scavo e comunque fino a stabilizzazione dei fenomeni deformativi;
- frequenza di lettura quindicinale/mensile in fase di fermo o al raggiungimento del fondo dello scavo in caso di stabilizzazione dei fenomeni deformativi.

Il piano di monitoraggio previsto per la lettura delle celle di carico toroidali sui tiranti può essere sintetizzato come segue:

- taratura e verifica dello strumento durante la fase di installazione con le letture effettuate per ogni incremento di carico previsto (l'installazione della cella potrà inoltre fornire indicazioni sul corretto valore di pre-tiro da utilizzarsi nella fase di messa in opera);
- lettura di zero effettuata subito dopo l'esecuzione del pre-tiro del tirante;
- frequenza di lettura settimanale eseguita durante le fasi di scavo e comunque fino a stabilizzazione dei fenomeni deformativi;

-
- frequenza di lettura quindicinale/mensile in fase di fermo o al raggiungimento del fondo dello scavo in caso di stabilizzazione dei fenomeni deformativi.

La frequenza delle letture in corso d'opera definite in precedenza potranno subire variazioni in qualsiasi momento a seguito di eventuali anomalie o incrementi del comportamento deformativo delle opere o del raggiungimento dei limiti di attenzione.

Il posizionamento delle mire, è riportato negli elaborati grafici. Il posizionamento delle celle di carico è demandato alla fase esecutiva.

L'esecuzione del monitoraggio è a carico della Direzione dei Lavori.