

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
Paratie Provisionali dei Tombini
Relazione Geotecnica e di Calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE			REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROC.	N. PROG.	TOOTM00GETRE01A				
DPGE03	D	1701	CODICE ELAB.	T00	TM00	GET	RE01
						A	-
C							
B							
A	EMISSIONE		Ing. A. Mangiola	Ing. E. Mittiga	Ing. A. Micheli	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

OPERE D'ARTE MINORI
Tombini
RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO PARATIE
PROVVISIONALI TOMBINI

Sommario

1	<i>Premessa</i>	3
2	<i>Normative</i>	4
3	<i>Materiali utilizzati</i>	5
4	<i>Contesto geologico</i>	6
5	<i>Modello geotecnico</i>	6
6	<i>Descrizione dell'opera e fasi realizzative</i>	8
6.1	Fase I	8
6.2	Fase II	9
6.3	Fase III	11
6.4	Fase IV	12
6.5	Fase V	13
7	<i>Analisi dei carichi</i>	14
7.1	Carichi permanenti	14
7.2	Carichi accidentali	14
7.3	Azione Sismica	14
8	<i>Modello geometrico e di calcolo</i>	15
8.1	Modellazione numerica della paratia provvisoria	15
8.2	Modello geometrico	17
9	<i>Verifiche della paratia provvisoria</i>	18
9.1	Sollecitazioni agenti sui pali	18
9.2	Verifica strutturale dei pali	20
9.3	Verifica geotecnica allo SLU	22
9.4	Verifica degli spostamenti orizzontali	22

1 Premessa

La presente relazione ha per oggetto il calcolo geotecnico e strutturale della paratia provvisoria a tergo del tombino idraulico, 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, si tratta di una paratia di micropali di diametro 40 cm e interasse 60 cm, multitirantata.

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 Materiali utilizzati

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

Miscela Cementizia per Micropali:

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

4 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.

5 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 delle paratie provvisionali per la realizzazione dei tombini è stata scelta la successione stratigrafica riportata nella Tabella 1, dove sono anche catalogati i parametri di resistenza al taglio identificati per ciascun litotipo:

Litotipo	Profondità Iniziale ÷ Prof. finale [m]	γ_k [kN/m ³]	φ'_k [°]	$(c')_k$ [kPa]	E_{vc} [Mpa]	E_{ur} [Mpa]
Terreno di riempimento	0 ÷ 7.00	18	33	0	30	90
Roccia Integra	> 7.00	26	38	55	350	1050

Tabella 1 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-paratia è assunto pari al 50% dell'angolo di resistenza al taglio del terreno, per ciascun litotipo.

In Tabella 2 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}
Terreno di riempimento	0.295	6.427
Roccia Integra	0.238	9.686

Tabella 2 Coefficienti di Spinta attiva e passiva per ciascun litotipo, utilizzati nel modello di calcolo.

6 Descrizione dell'opera e fasi realizzative

Di seguito si espongono le fasi realizzative dei tombini idraulici e delle relative opere provvisorie necessarie.

Il caso descritto nel seguito è il più complesso tra le varie situazioni possibili, in quanto, oltre al tombino e al muro di sottoscarpa, è presente anche la paratia di controripa a tergo del tombino stesso. Per tutte le altre situazioni che si riscontrano, resta valida l'analisi effettuata nei capitoli che seguono.

Si specifica inoltre che, per ogni tombino, la paratia in questione è la stessa che viene impiegata per la realizzazione del muro di sottoscarpa.

6.1 Fase I

- Realizzazione paratia di controripa, utile anche nelle fasi successive per sostenere lo scavo atto alla realizzazione del tombino idraulico lato monte.
- Scavo con pendenza 1:2, consolidato con spritz-beton, rete elettrosaldata e chiodatura.
- Allargamento della sede stradale.

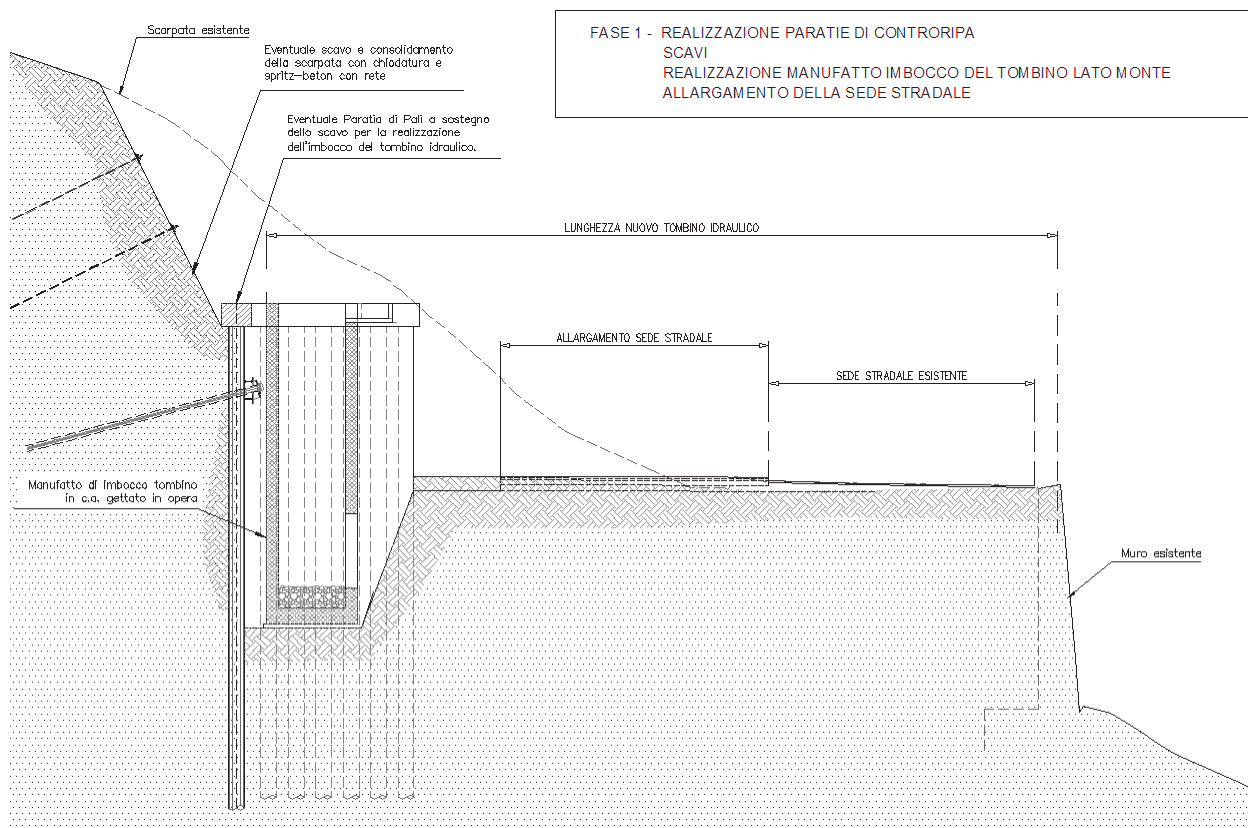


Figura 1: Fase I

Per il calcolo della suddetta paratia di controripa definitiva si rimanda alle relazioni geotecniche specifiche:

T00OM02GETRE01A	OM02 - paratia di controripa da pk 0+010 Km a 0+090 Km
T00OM03GETRE01A	OM03 - paratia di controripa da pk 0+125 Km a 0+185 Km
T00OM04GETRE01A	OM04 - paratia di controripa da pk 0+230 Km a 0+430 Km
T00OM05GETRE01A	OM05 - paratia di controripa da pk 0+600 Km a 0+668 Km
T00OM06GETRE01A	OM06 - paratia di controripa da pk 0+730 Km a 0+810 Km
T00OM07GETRE01A	OM07 - paratia di controripa da pk 0+840 Km a 0+970 Km
T00OM08GETRE01A	OM08 - paratia di controripa da pk 1+200 Km a 1+350 Km
T00OM09GETRE01A	OM09 - paratia di controripa da pk 1+508 Km a 1+560 Km
T00OM10GETRE01A	OM10 - paratia di controripa da pk 1+675 Km a 1+725 Km
T00OM11GETRE01A	OM11 - paratia di controripa da pk 0+555 Km a 0+575 Km

6.2 Fase II

- Spostamento del traffico sull'allargamento stradale eseguito nella fase precedente.
- Realizzazione della paratia provvisoria: pali di medio diametro, $\phi 400$, con interasse 0.60m, armati con profilo tubolare in acciaio, di diametro $\phi 273$ mm, spessore 10 mm. In funzione delle altezze di sbalzo vi sono al più due ordini di tiranti inclinati 20° sull'orizzontale, a 3 trefoli.
- Scavo a valle della paratia provvisoria, atto all'esecuzione del muro e del manufatto di valle del tombino.

Come già precisato per le paratie definitive, anche per ogni tipologia di paratia provvisoria è stata redatta una verifica geotecnica, situata all'interno della relazione di calcolo dei muri di sostegno, di cui si riportano i rispettivi elaborati:

T00OM01GETRE01A	OM01 - Muro di sottoscarpa da pk 0+017 Km a 0+031 Km
T00OM12GETRE01A	OM12 - Muro di sottoscarpa da pk 0+084 Km a 0+124 Km
T00OM13GETRE01A	OM13 - Muro di sottoscarpa da pk 0+173 Km a 0+204 Km
T00OM14GETRE01A	OM14 - Muro di sottoscarpa da pk 0+420 Km a 0+450 Km
T00OM15GETRE01A	OM15 - Muro di sottoscarpa da pk 0+646 Km a 0+795 Km
T00OM16GETRE01A	OM16 - Muro di sottoscarpa da pk 0+810 Km a 1+009 Km
T00OM17GETRE01A	OM17 - Muro di sottoscarpa da pk 1+140 Km a 1+220 Km
T00OM18GETRE01A	OM18 - Muro di sottoscarpa da pk 1+496 km a 1+554 km

- T00OM19GETRE01A** OM19 - Muro di sottoscarpa da pk 1+660 Km a 1+723 Km
- S01OM20GETRE01A** OM20 - Muro di sottoscarpa innesto strada poderale pk 0+020 Km a 0+055 Km
- S01OM21GETRE01A** OM21 - Muro di sottoscarpa innesto strada poderale pk 0+060 Km a 0+139 Km
- S01OM22GETRE01A** OM22 - Muro di sottoscarpa innesto strada poderale pk 0+143 Km a 0+192 Km
- S01OM23GETRE01A** OM23 - Muro di sottoscarpa innesto strada poderale pk 0+170 Km a 0+225 Km

Pertanto, dal momento che le condizioni che si verificano sono riscontrabili in quelle già analizzate nelle relazioni precedentemente elencate, per il calcolo delle paratie provvisorie in questa fase si rimanda alle suddette relazioni.

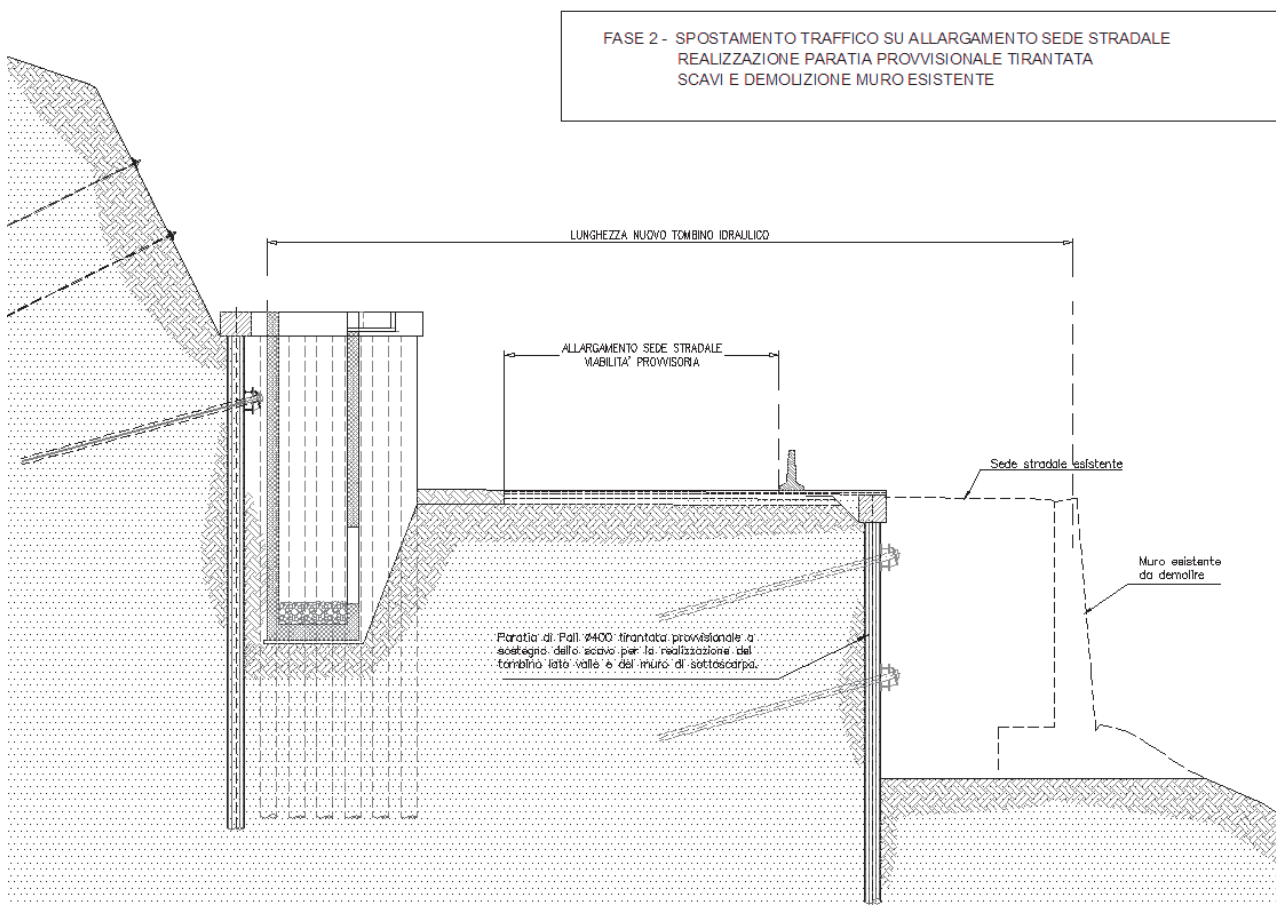


Figura 2: Fase II

6.3 Fase III

- Realizzazione del muro di sottoscarpa.
- Realizzazione del manufatto lato valle del tombino idraulico. Come mostra la Figura 3, il tombino poggia sulla fondazione del muro e su un eventuale riempimento in cls tra il retro della fondazione stessa e la paratia provvisoria. Lo sbocco del tombino è previsto all'interno del paramento del muro stesso.
- Posa in opera di gabbioni metallici al piede del muro, per evitare l'erosione del pendio a valle dell'opera di sostegno, causata dallo scorrimento dell'acqua in uscita dall'opera idraulica.
- Detensionamento del primo ordine di tiranti, per poter gettare in opera il pozzetto di valle in c.a.

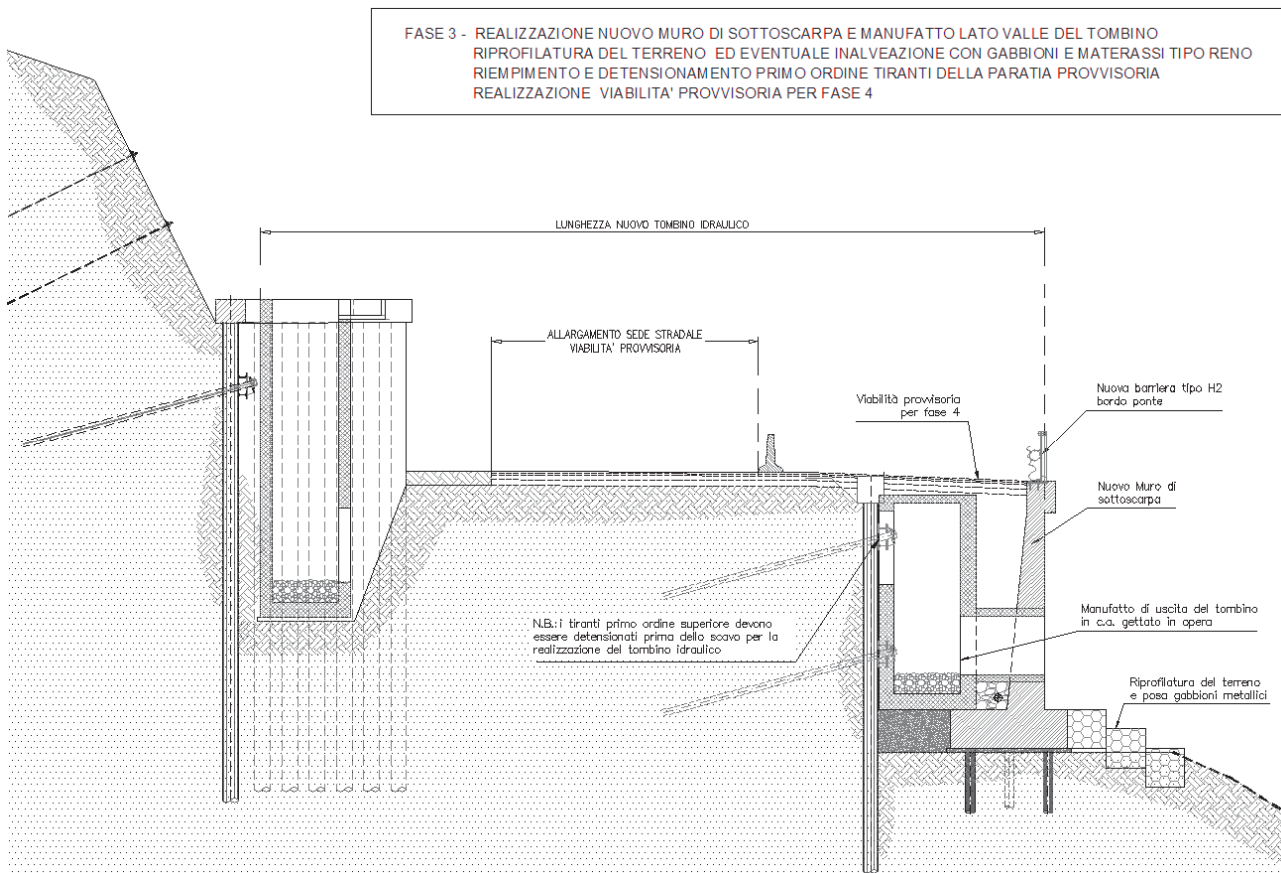


Figura 3: Fase III

6.4 Fase IV

- Spostamento provvisorio della viabilità sul lato di valle del tombino, previo ritombamento dello stesso.
- Posa in opera della parte prefabbricata del tombino idraulico, per collegare il pozzetto di monte con quello di valle e garantire, quindi, il corretto scorrimento dell'acqua.

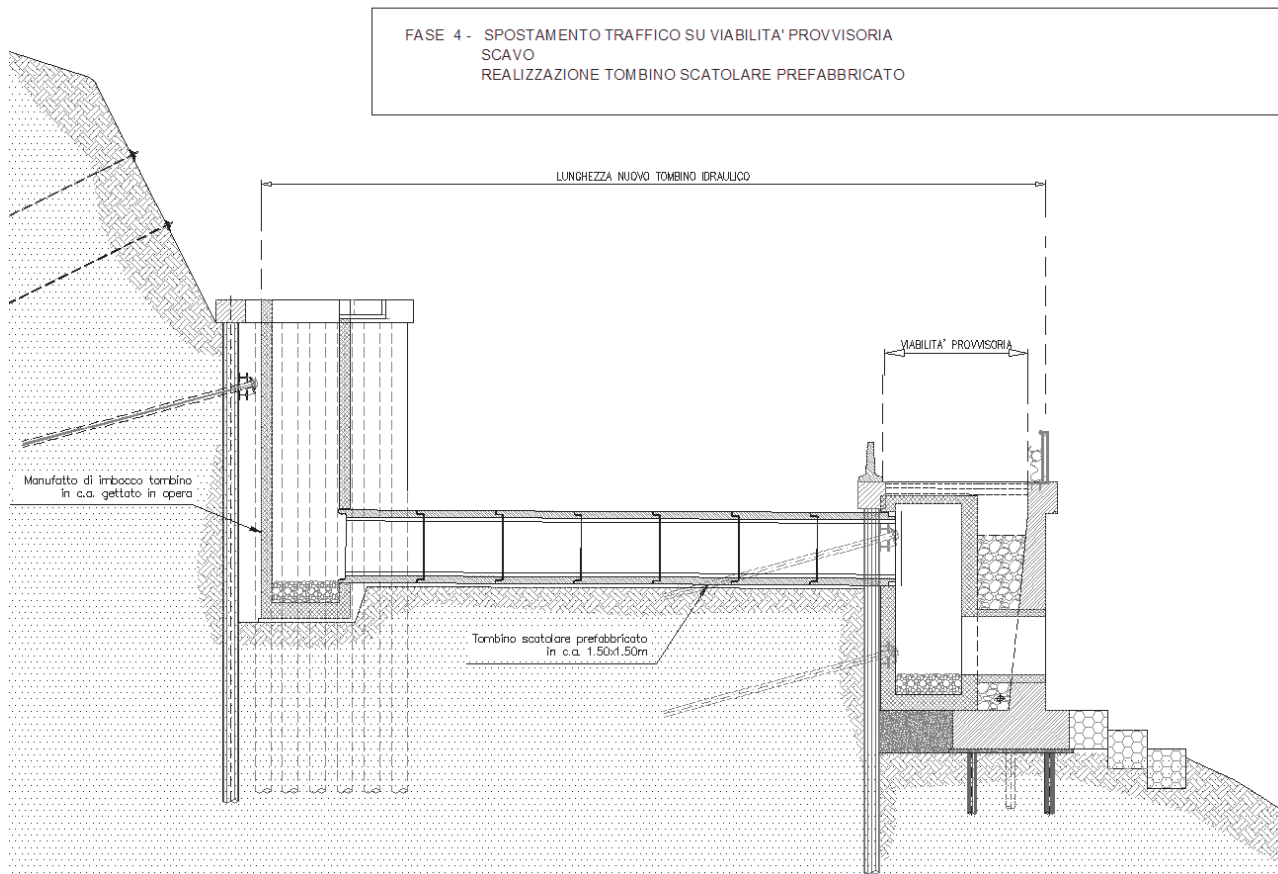


Figura 4: Fase IV

6.5 Fase V

- Ricoprimento dell'opera idraulica mediante un primo strato di terreno e con i successivi strati del pacchetto stradale di progetto.

FASE 5 - RIEMPIMENTO E REALIZZAZIONE NUOVA SEDE STRADALE

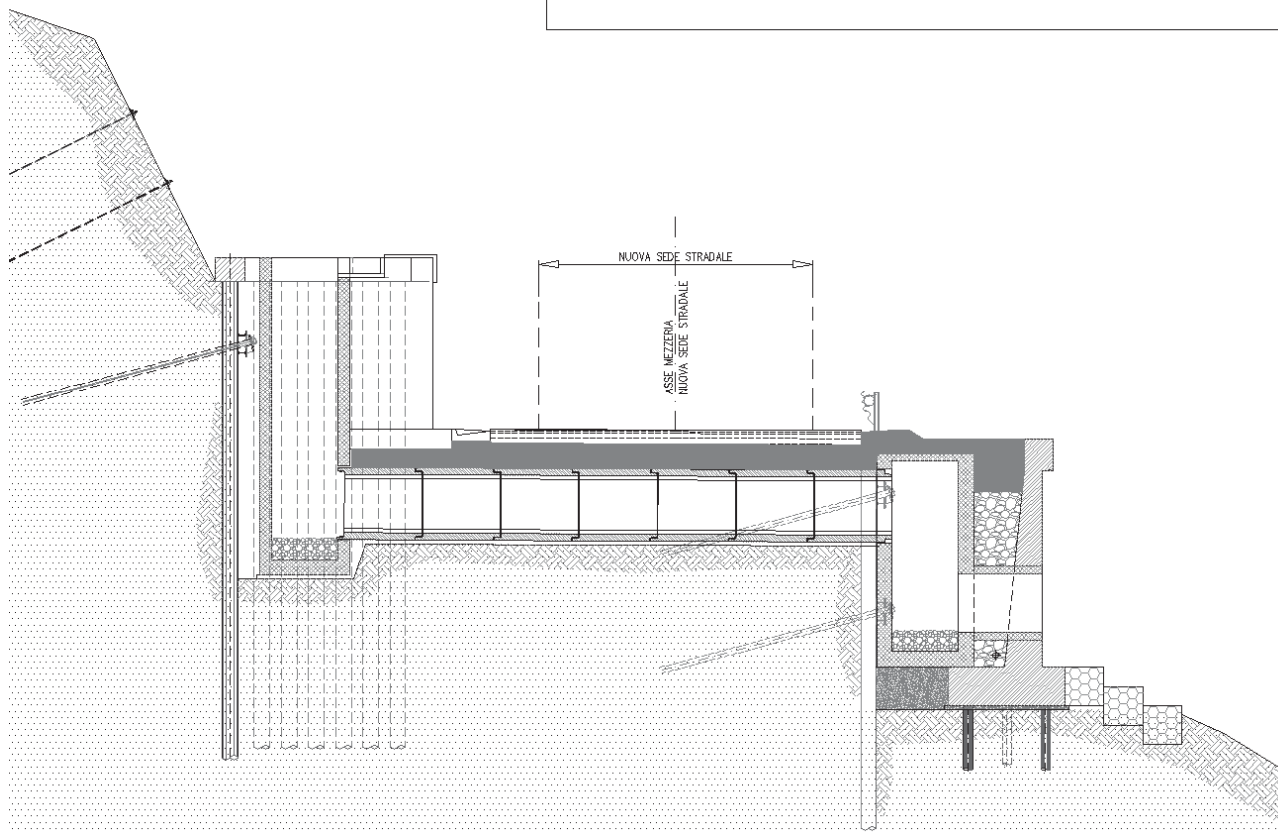


Figura 5: Fase V

7 Analisi dei carichi

7.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti agenti sulla paratia provvisoria sono rappresentati dai pesi propri del terreno e del calcestruzzo.

7.2 Carichi accidentali

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 4.00m, a partire dal vertice cordolo di sommità della paratia.

7.3 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

8 Modello geometrico e di calcolo

Dal momento che, come accennato in precedenza, la verifica della paratia provvisoria nella fase II, in cui agiscono i carichi da traffico a monte della paratia stessa, è già stata effettuata nelle rispettive relazioni di calcolo dei muri di sottoscarpa, si omette la trattazione di questo aspetto e si esegue soltanto la verifica della paratia per la fase III.

8.1 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 $K_0 = 1 - \tan^2 \varphi'$;
- 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 3: 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
1	Realizzazione paratia
2	Fase di scavo
3	Applicazione delle azioni sismiche

Tabella 3: Fasi di calcolo

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).

8.2 Modello geometrico

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

Altezza totale paratia	[m]	10.00
Lunghezza del tratto fuori terra	[m]	3.50
Lunghezza del tratto di infissione di calcolo	[m]	6.50

Tabella 4 Caratteristiche delle sezioni di calcolo

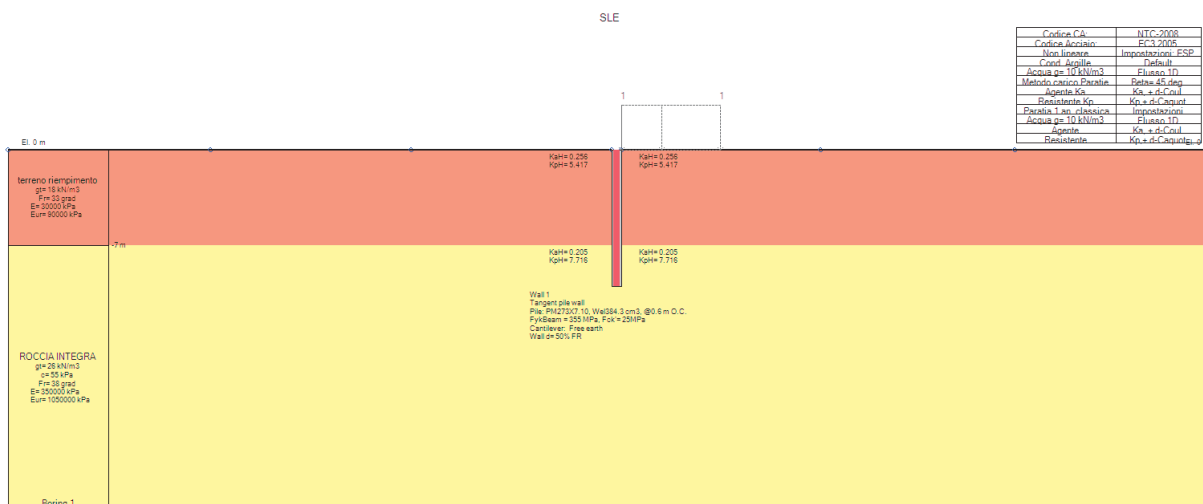


Figura 6: Modello Paratie – fase iniziale

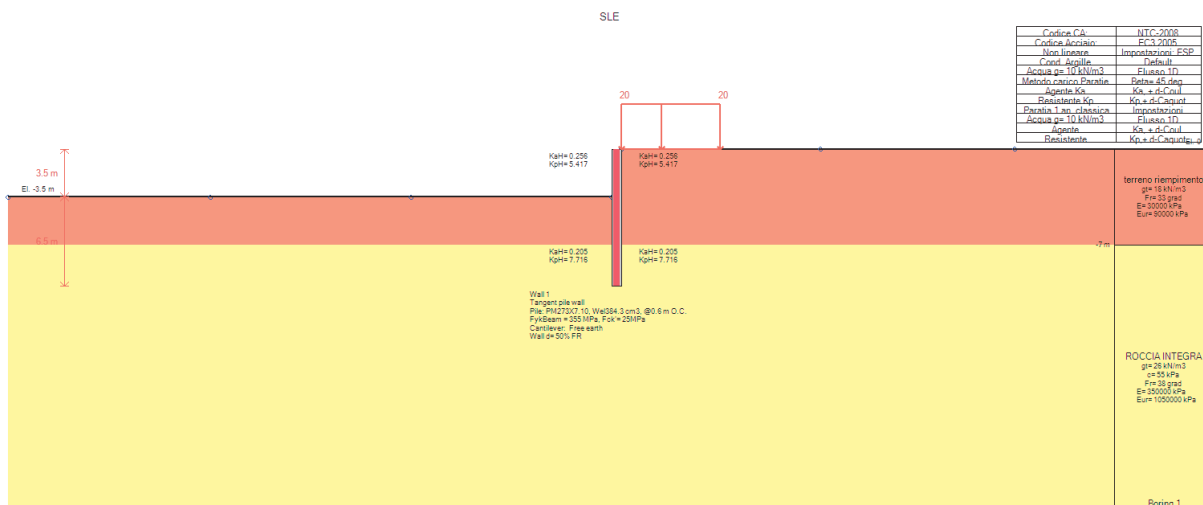


Figura 7: Modello Paratie – fase finale

9 Verifiche della paratia provvisoria

9.1 Sollecitazioni agenti sui pali

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

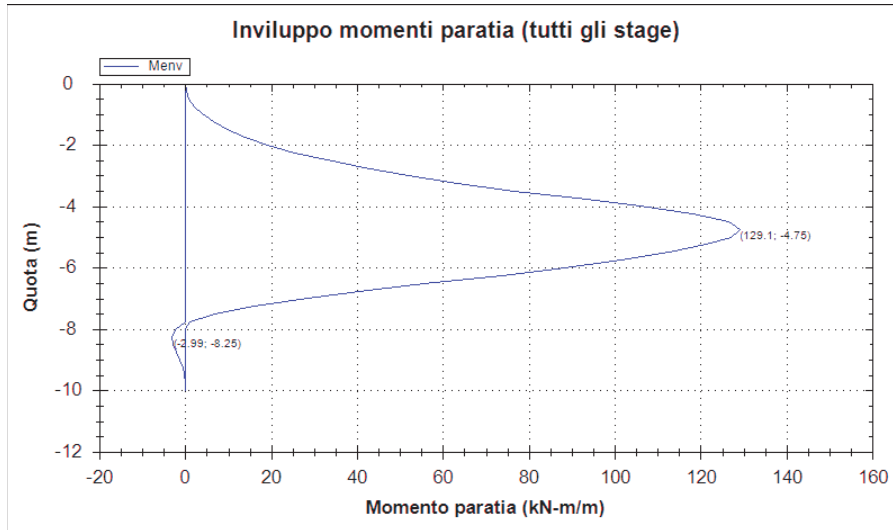


Figura 8: Diagramma dei momenti flettenti (A1+M1+R1)

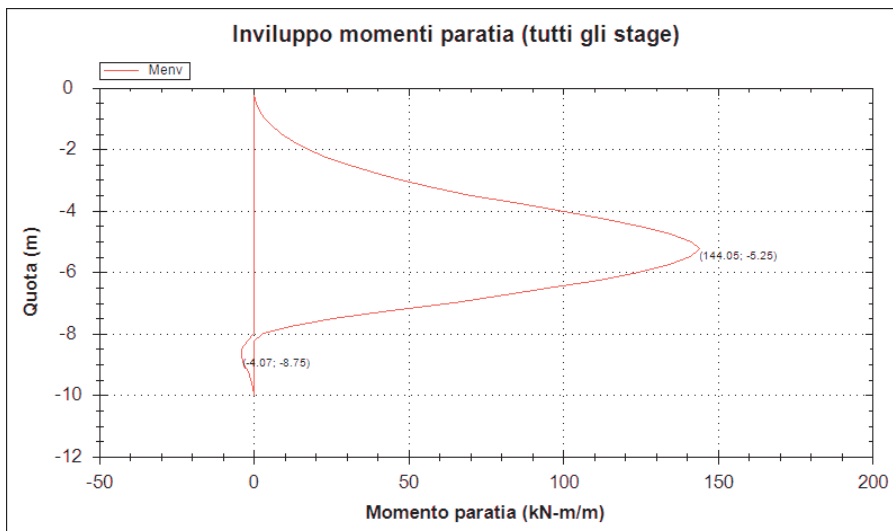


Figura 9: Diagramma dei momenti flettenti (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	M [kNm/m]	i_{pali} [m]	M_{palo} [kNm]
SLU (A1+M1+R1)	129.10	0.6	77.46
SLV (EQK+M1+R1)	144.05	0.6	86.43

Tabella 5: Valori dei momenti flettenti sulla paratia

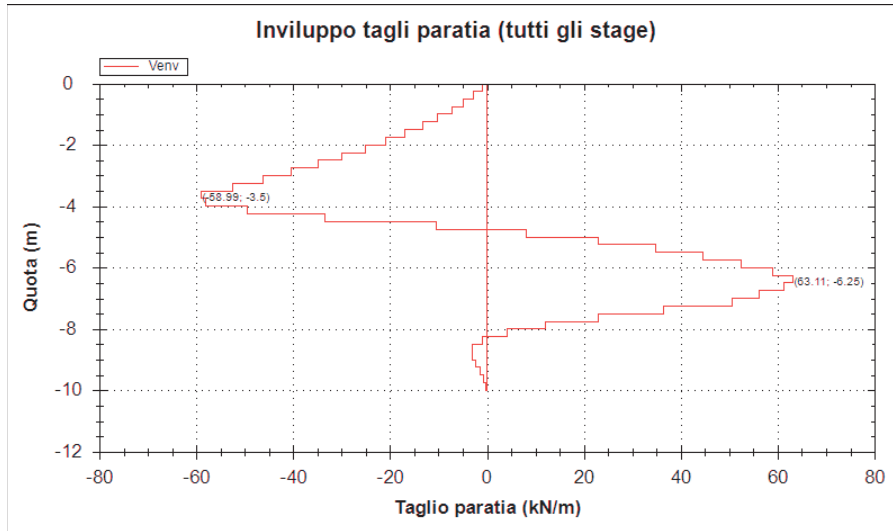


Figura 10: Diagramma del taglio (A1+M1+R1)

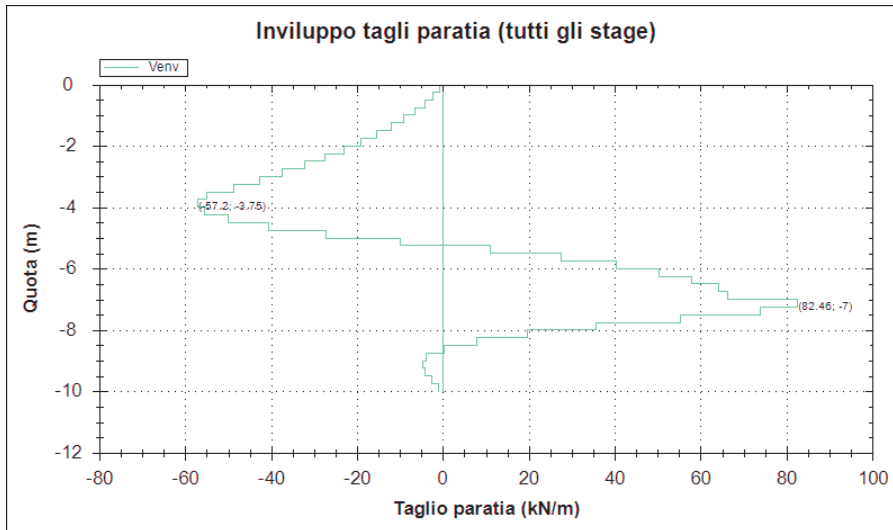


Figura 11: Diagramma del taglio (EQK+M1+R1)

Paratia di pali	T [kN/m]	i_{pali} [m]	Tpalo [kN]
SLU (A1+M1+R1)	63.11	0.6	37.87
SLV (EQK+M1+R1)	82.45	0.6	49.47

Tabella 6: Valori del taglio sulla paratia

9.2 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 e	ε	0.92	[-]
<u>Classificazione</u>			
Diametro	d	273.00	[mm]
Spessore	t	10.00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	27.30	[-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1	

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - TAGLIO

V _{Ed}	49.5	[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			
$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$	= -	f _{y,red}	- [MPa] FS 16.1

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU - FLESSIONE

M _{Ed}	86.4	[kNm]	
M _{c,Rd}	181	[kNm]	Resistenza a flessione del tubo FS 2.1

VERIFICHE TENSIONALI - SLU					
V _{SLE}	49.5	[kN]	τ	9	[MPa]
M _{SLE}	86.4	[kNm]	σ _M	165	[MPa]
N _{SLE}	0	[kN]	σ _N	0	[MPa]
			σ _{TOT}	166	[MPa]
				ok	
					FS 1.6

VERIFICHE TENSIONALI - SLE					
V _{SLE}	36.6	[kN]	τ	7	[MPa]
M _{SLE}	64.0	[kNm]	σ _M	122	[MPa]
N _{SLE}	0	[kN]	σ _N	0	[MPa]
			σ _{TOT}	123	[MPa]
				ok	
coeff.	1.35		FS	2.1	

9.3 Verifica geotecnica allo SLU

In merito alle verifiche di carattere geotecnico (GEO), nella tabella che segue si mostrano i risultati delle analisi per il relativo approccio di calcolo.

	SLU (statica) (A2+M2+R1)	SLV (sismica) (EQK+M2+R1)
Spinta passiva massima mobilizzabile	1557	1557
Spinta passiva mobilitata	248	242
FS % passiva mobilitata	6.3	6.4

FS % passiva mobilitata: rapporto tra la spinta passiva e la spinta effettivamente mobilitata a valle.

9.4 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.

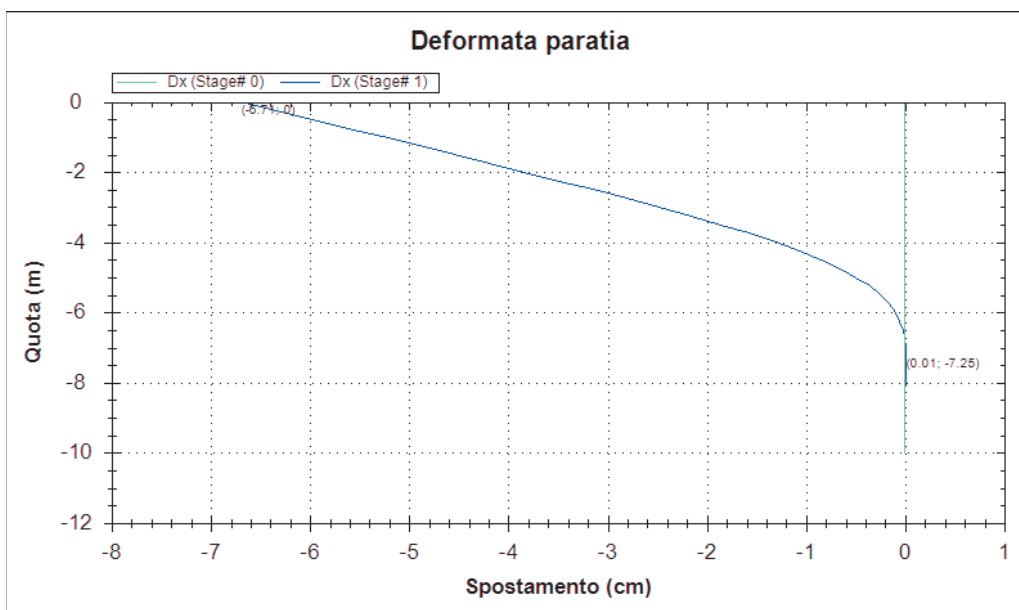


Figura 12: Diagramma degli spostamenti orizzontali (SLE)