

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. M. Abram
	Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. F. Pambianco
	Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. M. Briganti Botta
	Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. L. Gagliardini
	Dott. Ing. L. Nani	Dott. Geol. G. Cerquiglini

MANDANTI:

	Dott. Ing. G. Guiducci	Dott. Ing. G. Lucibello
	Dott. Ing. A. Signorelli	Dott. Arch. G. Guastella
	Dott. Ing. E. Moscatelli	Dott. Geol. M. Leonardi
	Dott. Ing. A. Bela	Dott. Ing. G. Parente
	Dott. Arch. E. A. E. Crimi	Dott. Ing. L. Ragnacci
	Dott. Ing. M. Panfilii	Dott. Arch. A. Strati
	Dott. Arch. P. Ghirelli	Archeol. M. G. Liseno
	Dott. Ing. D. Pelle	
	Dott. Ing. D. Carlacchini	Dott. Ing. F. Aloe
	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. A. Salvemini
	Dott. Ing. C. Consorti	
	Dott. Ing. V. Rotisciani	Dott. Ing. G. Verini Supplizi
	Dott. Ing. G. Pulli	Dott. Ing. V. Piuanno
	Dott. Ing. F. Macchioni	Geom. C. Sugaroni
	Dott. Ing. P. Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



OPERE IN SOTTERRANEO
GALLERIA ARTIFICIALE FRANCOFONTE: ELABORATI GENERALI
Relazione Tecnica e di calcolo Opere imbocco Sud

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

L0408Z E 2101

NOME FILE

T04GA00OSTRE03C

CODICE ELAB.

T04GA00OSTRE03

REVISIONE

C

SCALA:

1:1.000

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C	Revisione a seguito di Rapporto di Verifica	Nov 2021	M.Rinaldi	E.Moscatelli	N.Granieri
B	Revisione a seguito istruttoria ANAS	Sett 2021	M.Rinaldi	E.Moscatelli	N.Granieri
A	Emissione	Giu 2021	M.Rinaldi	E.Moscatelli	N.Granieri

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	MATERIALI.....	5
4	CRITERI DI VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI SICUREZZA	7
4.1	INTRODUZIONE	7
4.3	OPERE DI SOSTEGNO – PARATIE	10
4.3.1	Criteri di analisi	10
4.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	15
4.4.1	Calcolo del copriferro per le verifiche strutturali	17
5	PARAMETRI GEOTECNICI	18
5.1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	18
6	PARAMETRI SISMICI	19
7	ANALISI PARATIE	22
7.1	IMBOCCO SUD H = 17.5 M	22
7.1.1	Verifiche strutturali pali	24
7.1.2	Spostamenti	29
7.1.4	Stabilità globale	30
7.1.5	Verifica Tiranti.....	31
7.3	IMBOCCO SUD H = 15 M	35
7.3.1	Verifiche strutturali pali	37
7.3.2	Spostamenti	43
7.3.4	Stabilità globale	44
7.3.6	Verifica Tiranti.....	45
7.5	IMBOCCO SUD H = 13.5 M	49
7.5.1	Verifiche strutturali pali	51
7.5.2	Spostamenti	57
7.5.3	Stabilità globale	58
7.5.5	Verifica Tiranti.....	59
7.7	IMBOCCO SUD H = 9.0 M	63
7.7.1	Verifiche strutturali pali	65

7.7.2	Spostamenti.....	71
7.7.3	Stabilità globale	72
7.7.5	Verifica Tiranti.....	73
7.9	IMBOCCO SUD H = 6.0 M	77
7.9.1	Verifiche strutturali pali	79
7.9.2	Spostamenti.....	85
7.9.3	Stabilità globale	86
7.9.5	Verifica Tiranti.....	87
7.11	IMBOCCO SUD H = 4.5 M	90
7.11.1	Verifiche strutturali pali	92
7.11.3	Spostamenti.....	97
7.11.4	Stabilità globale	98
7.11.5	Verifica Tiranti.....	99
7.13	IMBOCCO SUD H = 2.5 M	102
7.13.1	Verifiche strutturali pali	104
7.13.3	Spostamenti.....	109
7.13.4	Stabilità globale	110
7.15	VERIFICA TRAVI DI RIPARTIZIONE	111
8	GESTIONE DELLE FASI ESECUTIVE DELLA GALLERIA	112
9	RISOLUZIONE INTERFERENZE TIRANTI.....	113
10	VALORI SOGLIA MONITORAGGIO	117
11	ALLEGATI DI CALCOLO.....	118
11.1	FRANCOFONTE NORD	118
11.1.1	H 17.5 m.....	118
11.1.3	H 15 m.....	121
11.1.5	H 13.5 m.....	124
11.1.7	H 9m.....	127
11.1.8	H 6 m.....	129
11.1.10	H 4.5 m.....	132
11.1.11	H 2.5 m.....	134

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione si riportano i calcoli di dimensionamento relativi alle paratie di imbocco provvisoria e tratti definitivi per la realizzazione della galleria Francofonte, da realizzare nell'ambito del progetto esecutivo del collegamento autostradale Ragusa – Catania, lotto 4.

Per la paratia imbocco sud è prevista una paratia provvisoria di pali con diametro 1000 mm interasse 1.20 m di lunghezza massima 24 m (H max scavo 17.5 m) .

Si prevedono un massimo di tre ordini di tiranti con interasse 3.6 m. L'azione di contrasto dei tiranti è distribuita sui micropali dalle travi di collegamento e ripartizione previste lungo ciascun ordine, costituite da un doppio profilato in acciaio S355 della serie HEB200.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative italiane vigenti:

- **Legge 5 novembre 1971, n. 1086** (G.U. 21 dicembre 1971, n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **Legge 2 febbraio 1974, n. 64** (G.U. 21 marzo 1974 n. 76) "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. (1993) "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce"
- "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Armato con Barre di Materiale Composito Fibrorinforzato", CNR
- **D.M. Infrastrutture e trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008, n. 30, S.O.) "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617** del ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" " di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

3 MATERIALI

Calcestruzzi

CLS MAGRO UNI EN 206-1

- Classe di resistenza: C12/15

CLS PER OPERE STRUTTURALI UNI EN 206-1

- Classe di resistenza: C25/30

- Classe di lavorabilità: S5

- Classe di esposizione: XC2 (I)

- Diametro max inerti: 25mm

CLS PROIETTATO

- Destinazione d'uso UNI 14487-1

- Classe di resistenza: C25/30

- Classe di lavorabilità: S4

- Classe di esposizione: XC2 (I)

- Categoria di ispezione: 1

- Diametro max inerti: 10mm

- Rapporto max A/C: 0.60

Acciaio

BARRE $\varnothing \leq 26$ mm

B450C controllato in stabilimento

- tensione caratteristica a rottura, f_{tk} : 540MPa

- tensione caratteristica di snervamento, f_{yk} : 450MPa

TIRANTI A TREFOLI

- Diametro trefolo: $\varnothing 0.6$ "

- Tensione caratteristica di rottura, f_{ptk} : 1860 MPa

- Tensione caratteristica corrisp. ad una deformazione dell'1% sotto carico, $f_{p(1)k}$: 1670MPa

ACCIAIO PER PROFILATI

- Profilati in acciaio, spessori ≤ 40 mm: S275J0W

Miscele di iniezione

- Rapporto A/C ≤ 0.5

- Classe C20/25

- Additivo fluidificante e antiritiro

Drenaggi

- Tubi in PVC, $\varnothing 50/40$ mm, larghezza fessure 1mm, distanza fessure massima:10mm
- Rivestiti con tessuto-non-tessuto 500gr/mq

Per maggiori dettagli si faccia riferimento alla tabella materiali nell'elaborato **T04GN000STSC01**.

Per maggiori dettagli circa le caratteristiche dei tiranti definitivi si veda la tavola **T04GA000STDC01**.

4 CRITERI DI VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI SICUREZZA

4.1 INTRODUZIONE

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F \cdot F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I delle NTC-2008. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1 delle NTC-2008. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Cap. 2 delle NTC-2008.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II delle NTC-2008 e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;**
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;**
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.**

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Nelle sezioni che seguono saranno descritte in maggiore dettaglio le metodologie applicate ai casi esaminati: stabilità dei pendii, opere di materiali sciolti e fronti di scavo, opere di sostegno.

Sisma

Nel paragrafo. 7.11.6.3.2 de DM 14/01/2008 si specifica che per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza nei confronti dei possibili stati limite ultimi (SLV) verificando il rispetto della condizione [6.2.1] con i coefficienti di sicurezza parziali prescritti al paragrafo 7.11.1. Quindi, le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali γ_R indicati nel capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel capitolo 6 laddove non espressamente specificato. Come riporta la circolare C7.11.1 :

Le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche (SL V) devono essere effettuate adottando valori unitari dei coefficienti parziali dei gruppi A ed M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e i soli coefficienti parziali del gruppo R per il calcolo delle resistenze di progetto. A quest'ultimo fine, devono essere impiegati i valori dei coefficienti γ_R

riportati nel presente Capitolo 7. Nel caso in cui non fossero espressamente indicati, si fa riferimento ai valori di γ_R indicati nel Capitolo 6.

4.3 OPERE DI SOSTEGNO – PARATIE

4.3.1 Criteri di analisi

Le analisi sono condotte con riferimento alle Norme Tecniche 2008.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera è effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2: (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I e 6.8.I

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Sono state condotte analisi di tipo sismico di salvaguardia della vita (SLV) riferite alle condizioni di fine costruzione, come previsto dalle NTC 2008.

Questo approccio schematizza le azioni dinamiche con forze statiche equivalenti, pari al prodotto del coefficiente sismico (k_h) per il peso delle masse accelerate dal sisma.

In aderenza a quanto riportato dal NTC 2008 relativamente alle paratie, la componente orizzontale a_h dell'accelerazione equivalente è legata all'accelerazione di picco dalla relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} \quad \text{paragr. 7.11.6.3.1}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera; $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

L'accelerazione di picco a_{\max} , è pari a:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad \text{paragr. 7.11.10}$$

dove a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento, S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T di amplificazione topografica.

Il coefficiente α viene ricavato dall'altezza complessiva H delle paratie in funzione della categoria di suolo con riferimento al diagramma riportato nella figura seguente.

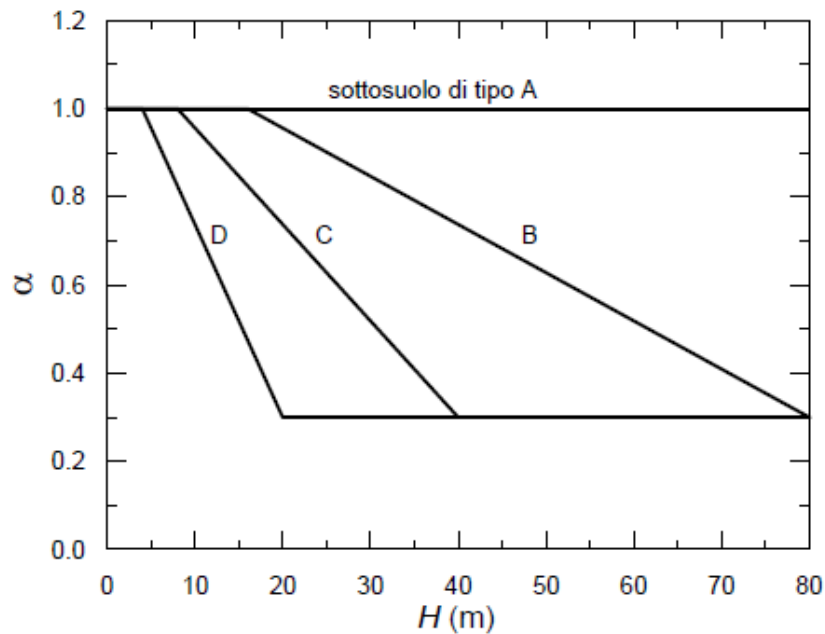


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

Il coefficiente β viene ricavato dal diagramma in figura seguente, sulla base della stima degli spostamenti massimi della paratia considerati ammissibili.

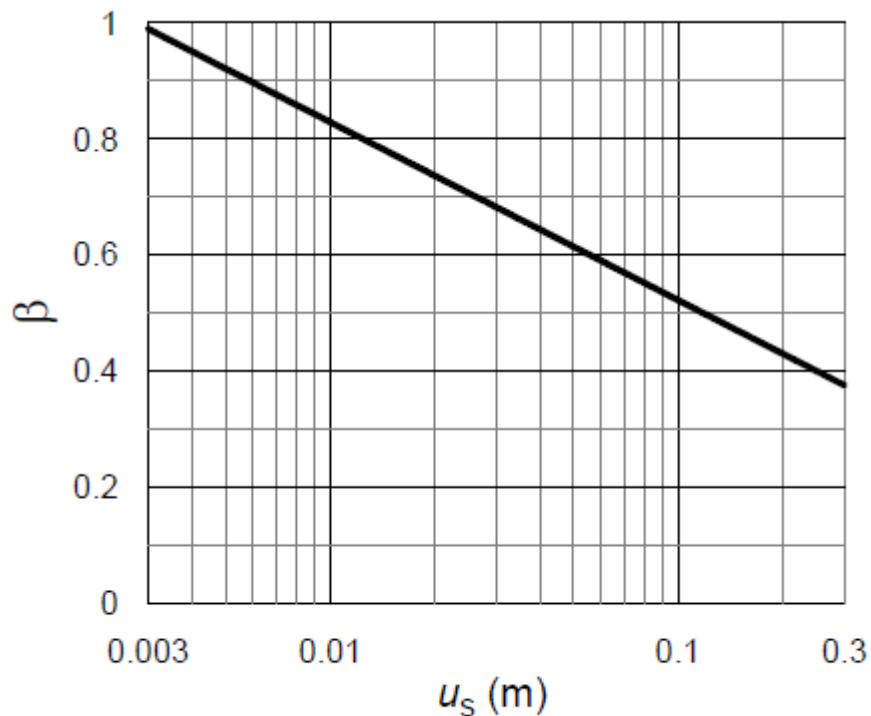


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima è valutato in funzione della ubicazione geografica del sito (comuni di appartenenza) e in funzione del periodo di riferimento V_R (pari al prodotto della vita nominale V_N per il coefficiente di utilizzo C_U).

Gli stati limite considerati sono SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) e SLD (Stato Limite di Danno).

Tiranti di ancoraggio.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione (6.2.1) con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione

A1+M1+R3

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

La resistenza caratteristica allo sfilamento R_{ak} dell'ancoraggio può essere dedotta da:

- risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;**
- metodi di calcolo analitici, dove R_{ak} è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.**

Nel caso in esame si è utilizzato l'approccio b), in cui il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo.

Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} , si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Per la valutazione della resistenza caratteristica allo sfilamento, si è fatto ricorso al metodo di Bustamante e Doix.

La resistenza laterale R_k è così determinata:

$$R_k = \tau_{lim} \pi D_e L$$

in cui:

τ_{lim} : resistenza caratteristica lungo la superficie laterale del bulbo;

$$D_e = \alpha D$$

D = diametro di perforazione

α = coefficiente maggiorativo

L = lunghezza del bulbo

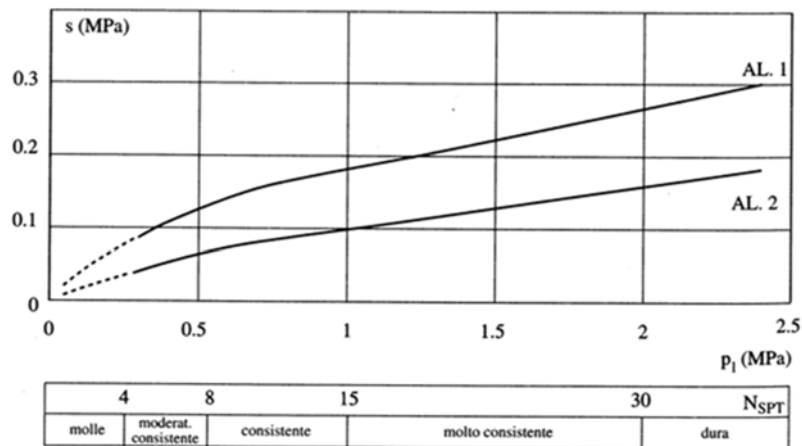


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di s per argille e limi

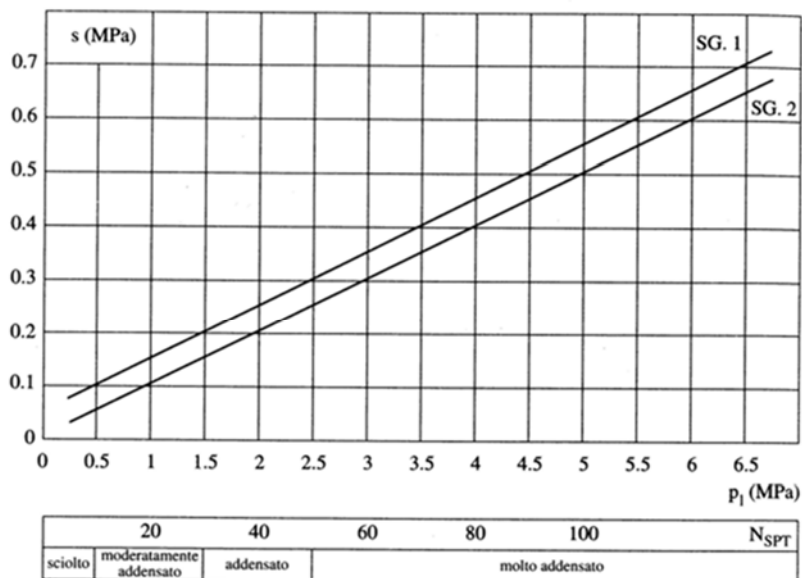


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)				
TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marna	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs 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) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Indicazioni per la scelta del valore di s		
TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

Cautelativamente per le verifiche dei tiranti sono stati presi i valori :

α = coefficiente maggiorativo = 1.2

S = 0.2 Mpa

Tali valori saranno confermati a seguito di indagini di seconda fase o tramite campi prova.

4.4 VERIFICHE STRUTTURALI

I modelli geotecnici, descritti ai paragrafi precedenti, relativamente alle combinazioni di carico previste dalla normativa NTC 2008, hanno consentito di ricavare le azioni di calcolo.

Nei paragrafi successivi sono illustrati i metodi di calcolo assunti per la valutazione delle resistenze di progetto e le relative verifiche strutturali riguardanti i suddetti elementi.

Gli **elementi in c.a.** sono stati oggetto di verifiche strutturali agli stati limite ultimi (SLU).

Le **verifiche agli SLU** sono state eseguite verificando la seguente condizione:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base alle resistenze di progetto dei materiali ed in riferimento al comportamento degli elementi monodimensionali inflessi (prevalenza delle sollecitazioni flessionali e di taglio);
- E_d è l'azione di calcolo relativa alle combinazioni di carico tipo STR.

Sono state distinte due condizioni di verifica:

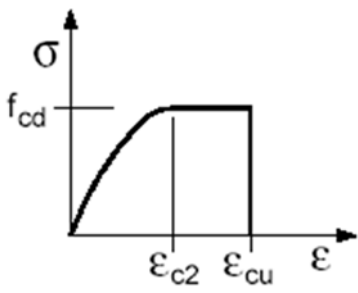
Verifiche a pressoflessione:

Le ipotesi adottate nel calcolo possono essere così riassunte:

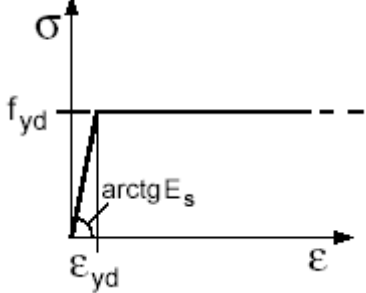
1. conservazione delle sezioni piane;
2. perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
3. resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
4. rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
5. rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

- Caratteristiche di calcolo dei materiali:

1. Calcestruzzo :

<p>- Gallerie artificiali (C25/30): $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,cyl} / \gamma_c = 14.1 \text{ N/mm}^2$</p> <p>- Imbocchi (C25/30): $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,cyl} / \gamma_c = 14.1 \text{ N/mm}^2$</p> <p>ove:</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\gamma_c = 1.5$ (fattore di sicurezza) - $\alpha_{cc} = 0.85$ (coefficiente riduttivo per gli effetti di lunga durata) 	
<p>$\epsilon_{c2} = 0.20 \%$</p>	
<p>$\epsilon_{cu} = 0.35 \%$</p>	

2. Acciaio:

<p>$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$</p> <p>ove:</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\gamma_s = 1.15$ (fattore di sicurezza) 	
<p>$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_{sd} = 0.19 \%$</p>	
<p>$\epsilon_{ud} = 1.0 \%$</p>	

Verifiche a taglio

Le verifiche nei confronti delle sollecitazioni di taglio sono condotte considerando:

- Criterio di verifica: $V_{Rsd} = \min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) \geq V_{Ed}$
- Ipotesi di calcolo: la resistenza viene valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono:
 1. le armature trasversali (inclinate di un angolo " α ")
 2. le armature longitudinali
 3. il corrente compresso di calcestruzzo
 4. i puntoni d'anima inclinati di un angolo " θ ".

La valutazione della resistenza, in maniera cautelativa, è stata eseguita assumendo una "sezione quadrata inscritta":

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

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

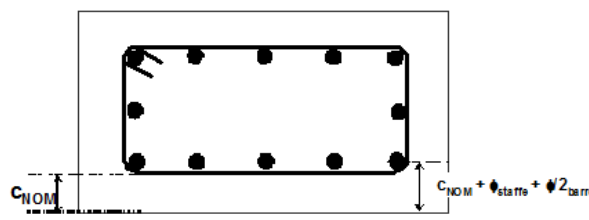
con:

- d altezza utile della sezione (nei pali è pari al lato del quadrato inscritto)
- b_w larghezza minima della sezione (nei pali è pari al lato del quadrato inscritto)
- A_{sw} area dell'armatura trasversale
- $f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 8.70 \text{ N/mm}^2$ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- α_{cd} fattore maggiorativo dipendente dallo sforzo di compressione medio agente nella sezione di verifica; cautelativamente è stato posto pari ad $\alpha_{cd} = 1$ relativo alle sezioni non compresse ($N_{Ed}=0$).

4.4.1 Calcolo del copriferro per le verifiche strutturali

Il valore del copriferro nominale, in accordo alla definizione data sia dalle NTC, rappresenta la porzione netta di calcestruzzo a ricoprimento delle armature sia esse longitudinali che staffe. La distanza (d), invece, indica la distanza tra il baricentro dell'armatura principale e la superficie esterna dell'elemento che viene impiegata nel dimensionamento strutturale in c.a. Il valore di d potrà essere opportunamente calcolato a partire dal copriferro nominale cui bisognerà aggiungere il diametro delle staffe e il semidiametro dell'armatura principale resistente :

- $d = \text{copriferro per le verifiche strutturali} = C_{\text{nom}} + \phi_{\text{staffe}} + \phi_{\text{barre}} / 2$



Nello specifico il valore di d è pari : $7 \text{ cm} + \phi 12 + \phi 24/2 = 9.4 \text{ cm}$

5 PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini dei calcoli progettuali delle opere in esame è stata utilizzata la seguente caratterizzazione geotecnica delle formazioni geologiche interessate dalle opere.

5.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nella tabella seguente si riportano i valori delle caratteristiche fisico – meccaniche delle formazioni interessate dalla realizzazione delle opere.

Tabella 5-1 Parametri geotecnici di calcolo.

Formazione	Tratto	γ	c'	ϕ'	E
		kN/m ³	kPa	°	MPa
Qcs	Opere aperto	19,0÷21,0	0	38÷42	50÷150
Qa	Opere aperto	17,0÷19,0	10÷20	20÷25	10÷100

Le formazioni presenti lungo il tratto in oggetto sono:

- **Qcs** Sabbie con vari gradi di cementazione. Quando la cementazione è consistente. la composizione di tale litotipo passa da granulare a lapidea ed il materiale tende alle calcareniti di colore avana biancastro.
- **Qa** materiale dal comportamento essenzialmente a grana fine di tipo argilloso e limoso

Nel corso delle indagini è stato misurato il livello piezometrico in corrispondenza dei piezometri installati. È stata rilevata la presenza di falda a profondità variabili, come indicato nel profilo geologico.

Per maggiori dettagli circa la caratterizzazione dei litotipi e le prove di laboratorio si rimanda alla relazione Geotecnica Generale **T04GE00GETRE01** e al profilo **geotecnicoT04GE00GETFG02**

6 PARAMETRI SISMICI

Sito in Esame : latitudine: 36,928 [°]; longitudine: 14,728 [°]

Classe d'uso: IV. Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Vita nominale: **10** [anni] – opere provvisionali

Categoria sottosuolo: **B**; Categoria topografica: **T1**; Periodo di riferimento: **35** anni

NTC - Norme Tecniche per le Costruzioni

Dati NTC 2008

Latitudine Longitudine Ragusa (RG)
36° 55' 40.8" N 14° 43' 40.8" E

Vita nominale (anni) Classe d'uso Cu 2

Stato Limite Cat. Sottosuolo Cat. topografica

ag (g)

F0

T*c

Ss

St

Cc

punti 50525 50524 50303 50747 posizione indicativa (mappa INGV)

La categoria di suolo è definita nella relazione sismica **T04GE06GEORE01**.

Sito in Esame : latitudine: 36,928 [°]; longitudine: 14,728 [°]

Classe d'uso: IV. Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Vita nominale: **50** [anni] – opere definitive

Categoria sottosuolo: **B**; Categoria topografica: **T1**; Periodo di riferimento: **50** anni

NTC - Norme Tecniche per le Costruzioni

Dati NTC 2008

Latitudine Longitudine Ragusa (RG)
36° 55' 40.8" N 14° 43' 40.8" E

Vita nominale (anni) Classe d'uso Cu 2

Stato Limite Cat. Sottosuolo Cat. topografica

ag (g)
F0
T*c
Ss
St
Cc

punti 50525 50524 50303 50747

posizione indicativa (mappa INGV)

La categoria di suolo è definita nella relazione sismica **T04GE06GEORE01**.

Parametri sismici

	H	H	H	H	H	H	H
H (m)	24	20	18	14	10	8	6
u (m)	0.12	0.1	0.09	0.07	0.05	0.04	0.03
β	0.3428	0.3659	0.3792	0.4110	0.4536	0.4818	0.5183
α	1	1	1	1	1	1	1
$\alpha*\beta$	> 0.2	> 0.2	> 0.2	> 0.2	> 0.2	> 0.2	> 0.2
cat sott Suolo	B	B	B	B	B	B	B
cat topog.	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1
ag	0.2522	0.3006	0.3006	0.3006	0.3006	0.3006	0.3006
F0	2.3375	2.3375	2.3645	2.3645	2.3645	2.3645	2.3645
SS	1.1642	1.1642	1.1157	1.1157	1.1157	1.1157	1.1157
ST	1	1	1	1	1	1	1
amax	0.2936	0.35	0.3354	0.3354	0.3354	0.3354	0.3354
kh	0.1006	0.128	0.1272	0.1378	0.1521	0.1616	0.1738
kv	0	0	0	0	0	0	0

La spinta sismica viene calcolata con la teoria di Mononobe Okabe. Tale teoria è basata su un equilibrio limite di un cuneo di terreno soggetto ad un'azione orizzontale, in aggiunta al peso. Non è altro che un'estensione del metodo di Coulomb (risalente al 1776).

Questa teoria si usa per opere "flessibili" che accettano "grandi" spostamenti, ovvero che non si comportano come opere rigide.

Il diagramma di spinta viene applicato solo alla parte di opera fuori terra.

Nel paragrafo. 7.11.6.3.2 de DM 14/01/2008 si specifica che per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza nei confronti dei possibili stati limite ultimi (SLV) verificando il rispetto della condizione [6.2.1] con i coefficienti di sicurezza parziali prescritti al paragrafo 7.11.1. Quindi, le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali γ_R indicati nel capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel capitolo 6 laddove non espressamente specificato. Come riporta la circolare C7.11.1 :

Le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche (SL V) devono essere effettuate adottando valori unitari dei coefficienti parziali dei gruppi A ed M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e i soli coefficienti parziali del gruppo R per il calcolo delle resistenze di progetto. A quest'ultimo fine, devono essere impiegati i valori dei coefficienti γ_R

riportati nel presente Capitolo 7. Nel caso in cui non fossero espressamente indicati, si fa riferimento ai valori di γ_R indicati nel Capitolo 6.

7 ANALISI PARATIE

Si riportano, di seguito, i principali risultati delle analisi numeriche condotte per le sezioni rappresentative dell'imbocco Sud della Galleria Francofonte. I calcoli sono stati effettuati con il codice ParatiePlus.

7.1 IMBOCCO SUD H = 17.5 M

La paratia è costituita da una successione di pali Ø1000, posti ad interasse di 1.20 m, di lunghezza massima pari a 24 m. La paratia sarà contrastata con ordini di tiranti posti ad interasse di 3.60 m con inclinazione $\alpha = 15^\circ$. Tale azione di contrasto verrà distribuita sui micropali dalle travi di collegamento e ripartizione previste lungo ciascun ordine, costituite da un doppio profilato in acciaio S275 della serie HEB200.

Per il dimensionamento della paratia si è considerata un'altezza di scavo massima pari a 17.5 m.

La stratigrafia di calcolo, a partire da p.c., è costituita da:

Stratigrafia [da p.c.]	Formazione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
da 0 a 30 m	Qcs	21	0	40	80

Si considera la falda a 25,0 m dal piano campagna.

La valutazione dei coefficienti di spinta attiva è stata effettuata facendo ricorso alla teoria di Mononobe-Okabe (rapporto $\delta/\phi'=0.5$) mentre la valutazione dei coefficienti di spinta passiva è stata effettuata con la teoria di Caquot-Kerisel considerando a favore di sicurezza un rapporto $\delta/\phi'=0$.

Nel calcolo sono state considerate le seguenti fasi:

1. Inizializzazione del modello con fase geostatica e realizzazione della paratia
2. Scavo per la realizzazione del primo tirante
3. Messa in opera del tirante
4. Realizzazione degli ordini di tiranti successivi con modalità analoghe alla realizzazione del primo e ripetizione delle fasi 3 e 4 fino al raggiungimento della quota di fondo scavo
5. Scavo finale
6. Applicazione del sisma
7. Stabilità globale

Le fasi sopra riportate, nel calcolo sono ripetute per le diverse combinazioni:

- SLU: A1+M1+R1
- SLU: A2+M2+R2
- SLE

In allegato sono riportati tutti i dettagli dei calcoli eseguiti.

Di seguito si riporta un'immagine esplicativa del modello di calcolo:

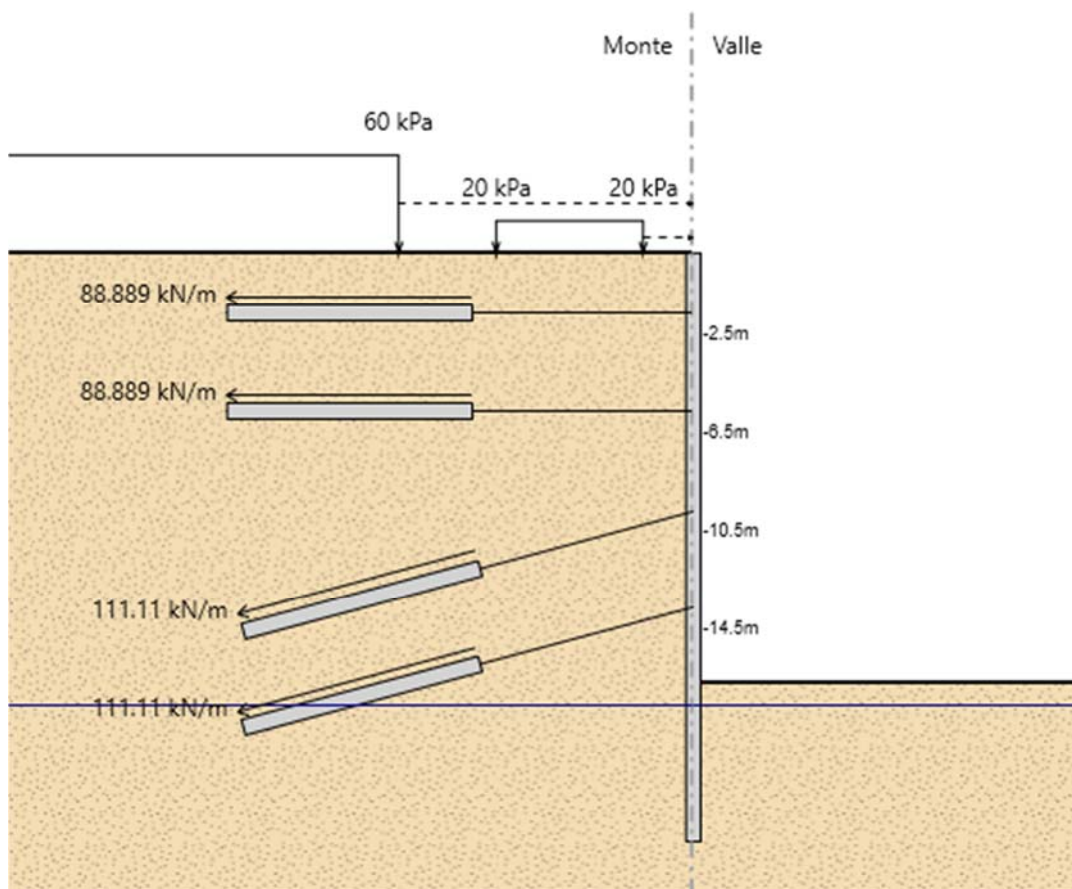


Figura 7.1 Figura esplicativa del modello di calcolo adottato per la sezione frontale di imbocco.

7.1.1 Verifiche strutturali pali

Si riportano, di seguito, le sollecitazioni massime agenti sui micropali e le verifiche strutturali, valutate per la combinazione A1+M1+R1 attraverso il software ParatiePLUS.

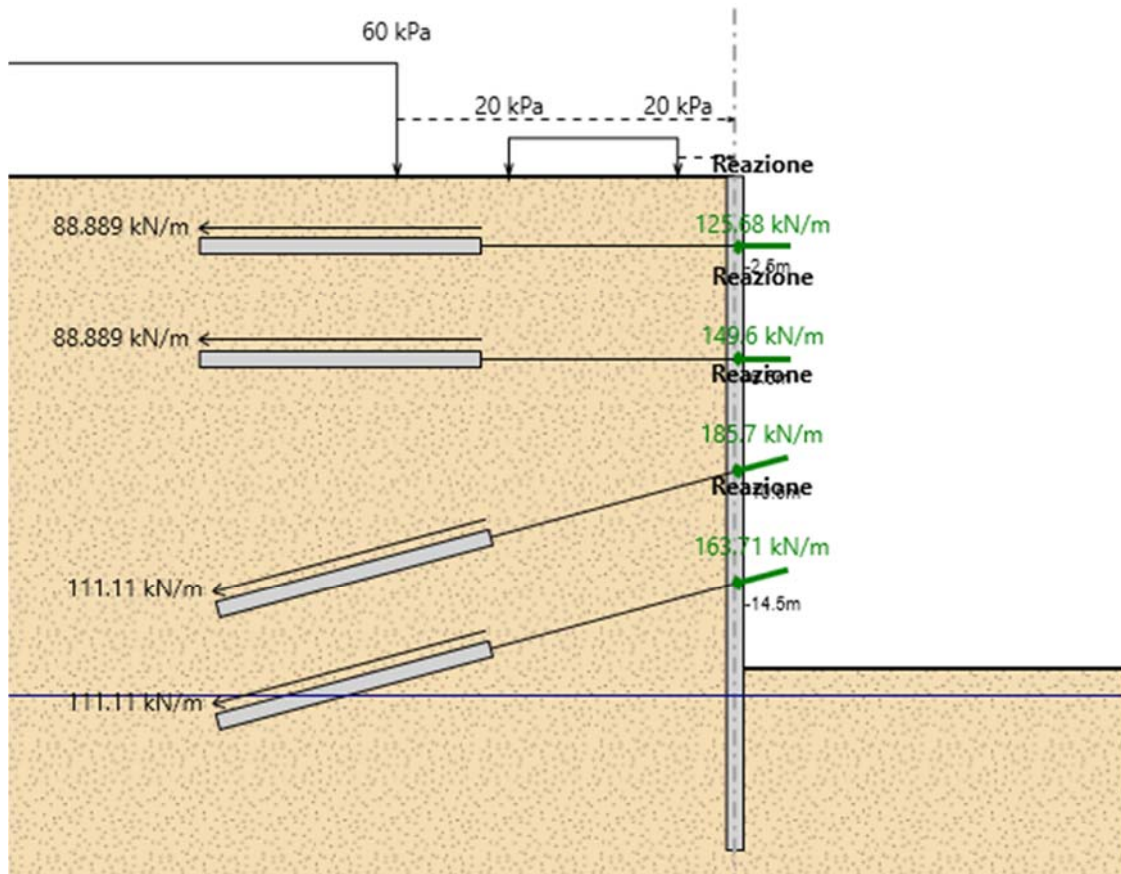


Figura 7-2 Rappresentazione dello schema di calcolo.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

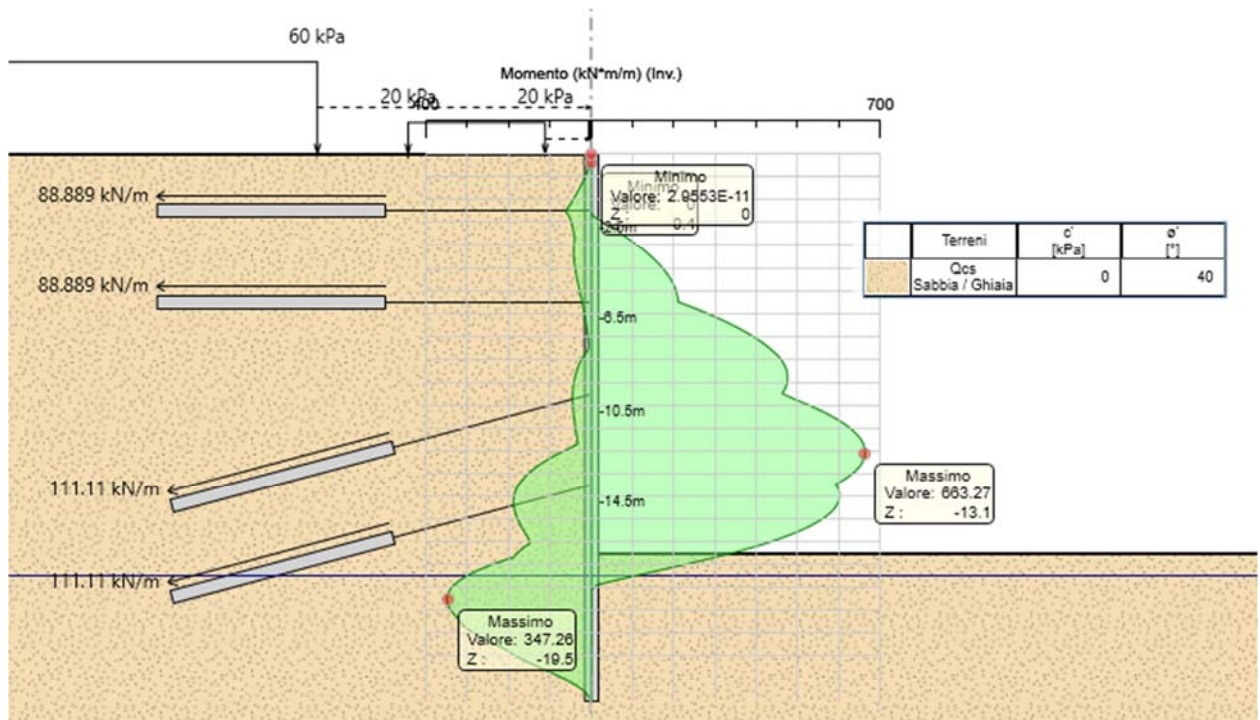


Figura 7-3 Momento flettente agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - involucro

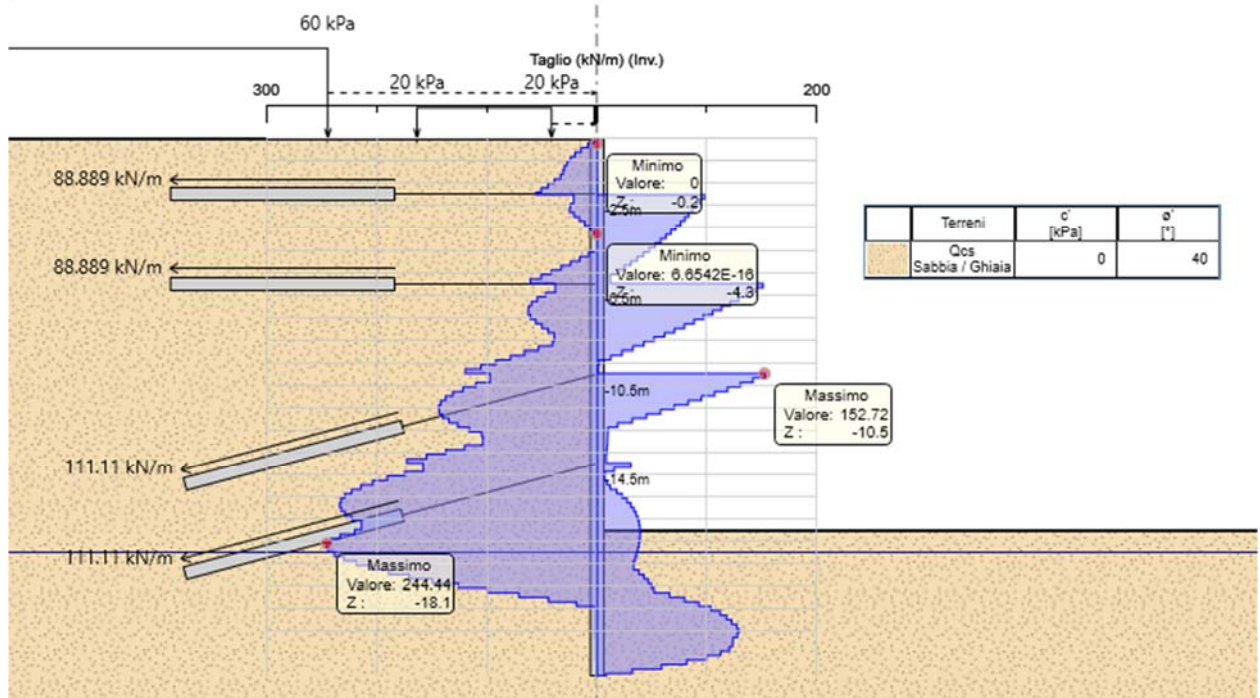


Figura 7-4 Taglio agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - involucro

A metro lineare, le massime sollecitazioni di calcolo sono pari a:

$$M_d = 663 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 244 \text{ kN/m}$$

Sul singolo palo (interasse 1.20 m):

$$M_d = 797 \text{ kNm}$$

$$V_d = 293 \text{ kN}$$

Si riportano le verifiche agli SLU.

7.1.1.1 Pressoflessione

Palo $\phi 1000$ (classe di resistenza C25/30) armato con **20 $\phi 24$** (FeB450C).

Si considera la Nd dovuta al solo peso proprio, trascurabile ai fini delle verifiche.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali_24_20F24

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno 50 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 20

Diametro barre 2.4 [cm]

Copriferro (baric.) 10 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

File

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 1'262 kN m

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 9.123 ‰

d 90 cm

x 24.95 x/d 0.2773

δ 0.7866

La verifica è soddisfatta.

7.1.1.2 Taglio

Sezione quadrata inscritta di lato 70 cm; armature costituita da staffe $\phi 12$ passo 20 cm (acciaio B450C).

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio			
<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} = 293$	<i>kN</i>	
Altezza della sezione	$h = 700$	<i>mm</i>	
Copriferro della sezione	$\delta = 100$	<i>mm</i>	
Altezza utile della sezione	$d = 600$	<i>mm</i>	
Diametro delle staffe	$d_w = 12$	<i>mm</i>	
Numero di braccia	$n_w = 2$		
Area totale staffe	$A_{sw} = 226.08$	<i>mm²</i>	
Passo delle staffe	$s = 200$	<i>mm</i>	
Inclinazione delle staffe	$\alpha = 90$	<i>deg</i>	
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta = 21.8$	<i>deg</i>	$\cot(\theta) = 2.50$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 700$	<i>mm</i>	
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c = 1.2$		
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} = 597.2$	<i>kN</i>	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} = 1103.4$	<i>kN</i>	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} = 597.2$	<i>kN</i>	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Esito della verifica	soddisfatta		

La verifica è soddisfatta.

7.1.2 __ Spostamenti

Il massimo spostamento, in condizioni di esercizio, in assenza di sisma, è pari a 21 mm.

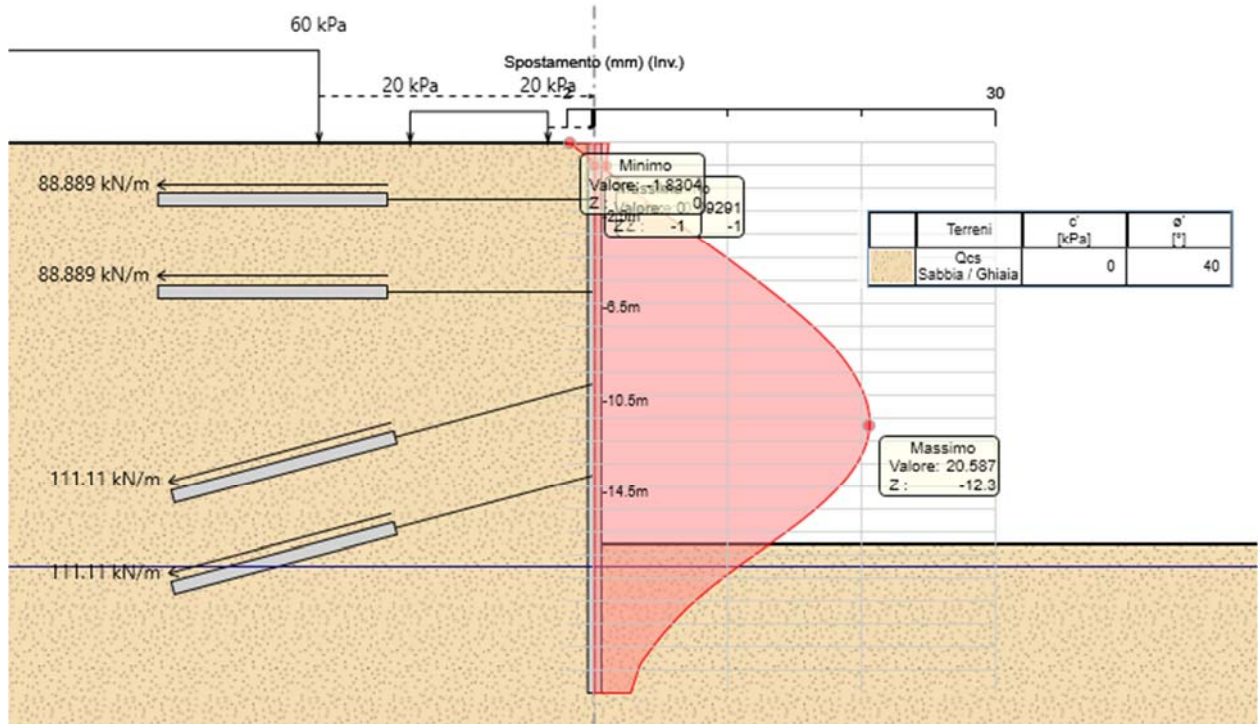


Figura 7-5 Spostamenti Paratia

7.1.4 __ Stabilità globale

Come indicato al punto 6.5.3.1.2 del D.M. 2008, le verifiche di stabilità globale sono state condotte per la combinazione A2+M2+R2, in fase statica e fase sismica. Il metodo di calcolo adottato è quello di Bishop. Si riporta la figura del FS minimo ottenuto.

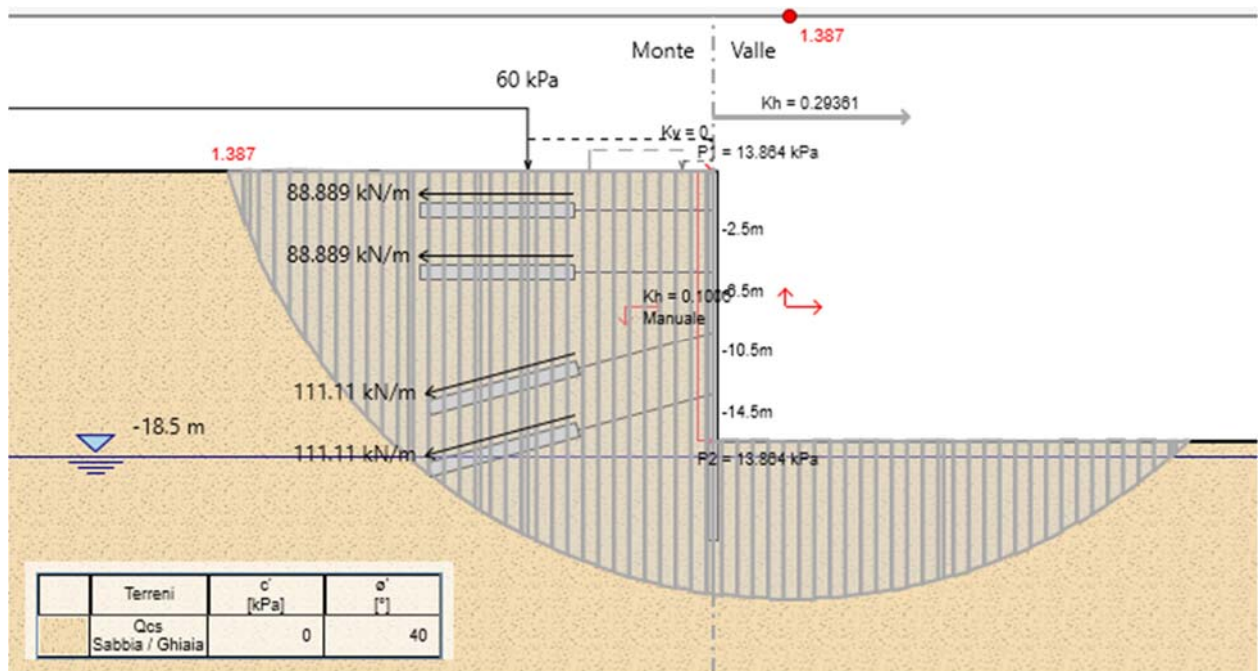


Figura 7-6 Stabilità globale – Fase sismica - Paratia imbocco Sud

7.1.5 Verifica Tiranti

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni ottenute sui tiranti.

Ordine	Interasse (m)	Inclinazione (°)	Trefoli	Pre Tensione (kN)	Reazione (kN)	N esercizio (kN)
T1	3.6	0	4	320	452.4	348.0
T2	3.6	0	4	320	538.6	414.3
T3	3.6	15	5	400	668.5	514.3
T4	3.6	15	5	400	589.4	453.3

Si riportano di seguito le verifiche, che dalle analisi numeriche, risulta essere più sollecitata, sia per i tiranti a 4 trefoli sia per i tiranti a 5 trefoli.

Numero trefoli:	n =	4	
Area singolo trefolo At:		140	(mm ²)
Area complessiva dell'acciaio (A = n·At):		559.064	(mm ²)
Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$	Deq =	26.68	(mm)
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk})		1860	(MPa)
Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$)		1670	(MPa)
N_G Azione permanente sul tirante:		538.6	kN
N_Q Azione variabile sul tirante:		0	kN
N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$):		538.56	kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot p \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =	200	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1.2	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	240	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0.20	(MPa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0.20	(MPa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0.10	(MPa)
$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$		
Lunghezza di ancoraggio	L =	7.0 (m)
$\gamma_R = 1.1$ (tiranti provvisionali) $\xi_3 = 1.80$ $\xi_4 = 1.80$		

Verifica a trazione dell'armatura

$N = N_G + N_Q =$	538.56	(kN)
UNI EN 1537	$N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t =$	675.91 (kN)

Verifica nel rispetto della gerarchia delle resistenze par.6.6.2 NTC2008

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)\%}$)	1670	MPa
Diametro del trefolo	13.34	mm
Resistenza caratt. al limite di snervamento della lungh. libera	933.64	kN
Resistenza a sfilamento della fondazione	675.91	kN

Le verifiche sono soddisfatte.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

Numero trefoli:	n =	5	
Area singolo trefolo At:		140	(mm ²)
Area complessiva dell'acciaio (A = n·At):		698.83	(mm ²)
Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$	Deq =	29.83	(mm)
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk})		1860	(MPa)
Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$)		1670	(MPa)
N_G Azione permanente sul tirante:		668.52	kN
N_Q Azione variabile sul tirante:		0	kN
N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$):		668.52	kN
Aderenza Malta -Terreno $L = N_t \cdot F_s / (D_s \cdot p \cdot s_d)$			
D (cm) Diametro della perforazione =		200	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =		1.2	
D_s (cm) Diametro di calcolo ($D_s = \alpha \cdot D$) =		240	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =		0.20	(MPa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =		0.20	(MPa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =		0.10	(MPa)
$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$			
Lunghezza di ancoraggio	L =	8.8	(m)
$\gamma_R = 1.1$ (tiranti provvisionali) $\xi_3 = 1.80$ $\xi_4 = 1.80$			

Verifica a trazione dell'armatura

$N = N_G + N_Q =$	668.52	(kN)
UNI EN 1537	$N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot At =$	844.89 (kN)

Verifica nel rispetto della gerarchia delle resistenze par.6.6.2 NTC2008

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$)	1670	MPa
Diametro del trefolo	13.34	mm
Resistenza caratt. al limite di snervamento della lungh. libera	1167.05	kN
Resistenza a sfilamento della fondazione	844.89	kN

Le verifiche sono soddisfatte.

La lunghezza libera del tirante si ottiene dalla seguente relazione:

$$L_{libera} = (h + t - h_i) \cdot \sin(45 - \phi/2) / (\sin(45 + \alpha + \phi/2))$$

La lunghezza così ottenuta deve essere aumentata in base alle NTC 2008 (7.11.12) di:

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

Quindi si ha:

Lunghezza libera T1		Lunghezza libera T2	
hi = prodonfità T1	2.5 m	hi = prodonfità T2	6.5 m
h = fuori terra paratia	16.5 m	h = fuori terra paratia	16.5 m
t = infissione paratia	7.5 m	t = infissione paratia	7.5 m
i = inclinazione tirante	0 °	i = inclinazione tirante	0 °
φ = angolo attrito	32 °	φ = angolo attrito	32 °
ag/g	0.2522	ag/g	0.2522
kp	29 °	kp	29 °
L libera	11.9 m	L libera	9.7 m
L libera sisma	16.0 m	L libera sisma	13.0 m

Lunghezza libera T3		Lunghezza libera T4	
hi = prodonfità T3	10.5 m	hi = prodonfità T4	14.5 m
h = fuori terra paratia	16.5 m	h = fuori terra paratia	16.5 m
t = infissione paratia	7.5 m	t = infissione paratia	7.5 m
i = inclinazione tirante	15 °	i = inclinazione tirante	15 °
φ = angolo attrito	32 °	φ = angolo attrito	32 °
ag/g	0.2522	ag/g	0.2522
kp	29 °	kp	29 °
L libera	6.7 m	L libera	4.7 m
L libera sisma	9.0 m	L libera sisma	7.0 m

Si riporta in forma tabellare i risultati ottenuti delle lunghezze caratteristiche dei tiranti.

Ordine	Inclinazione Tirante (°)	Lunghezza Libera (m)	Lunghezza Ancoraggio (m)	Lunghezza Totale (m)
T1	var	16	7	23
T2	var	13	7	20
T3	15	9	9	18
T4	15	7	9	16

7.3 IMBOCCO SUD H = 15 M

La paratia è costituita da una successione di pali Ø1000, posti ad interasse di 1.20 m, di lunghezza massima pari a 20 m. La parati sarà contrastata con ordini di tiranti posti ad interasse di 3.60 m con inclinazione $\alpha = 15^\circ$. Tale azione di contrasto verrà distribuita sui micropali dalle travi di collegamento e ripartizione previste lungo ciascun ordine, costituite da un doppio profilato in acciaio S275 della serie HEB200.

Per il dimensionamento della paratia si è considerata un'altezza di scavo massima pari a 15 m.

La stratigrafia di calcolo, a partire da p.c., è costituita da:

Stratigrafia [da p.c.]	Formazione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
da 0 a 30 m	Qcs	21	0	40	80

Si considera la falda a 25,0 m dal piano campagna.

La valutazione dei coefficienti di spinta attiva è stata effettuata facendo ricorso alla teoria di Mononobe-Okabe (rapporto $\delta/\phi'=0.5$) mentre la valutazione dei coefficienti di spinta passiva è stata effettuata con la teoria di Caquot-Kerisel considerando a favore di sicurezza un rapporto $\delta/\phi'=0$.

Nel calcolo sono state considerate le seguenti fasi:

1. Inizializzazione del modello con fase geostatica e realizzazione della paratia
2. Scavo per la realizzazione del primo tirante
3. Messa in opera del tirante
4. Realizzazione degli ordini di tiranti successivi con modalità analoghe alla realizzazione del primo e ripetizione delle fasi 3 e 4 fino al raggiungimento della quota di fondo scavo
5. Scavo finale
6. Applicazione del sisma
7. Stabilità globale

Le fasi sopra riportate, nel calcolo sono ripetute per le diverse combinazioni:

- SLU: A1+M1+R1
- SLU: A2+M2+R2
- SLE

In allegato sono riportati tutti i dettagli dei calcoli eseguiti.

Di seguito si riporta un'immagine esplicativa del modello di calcolo:

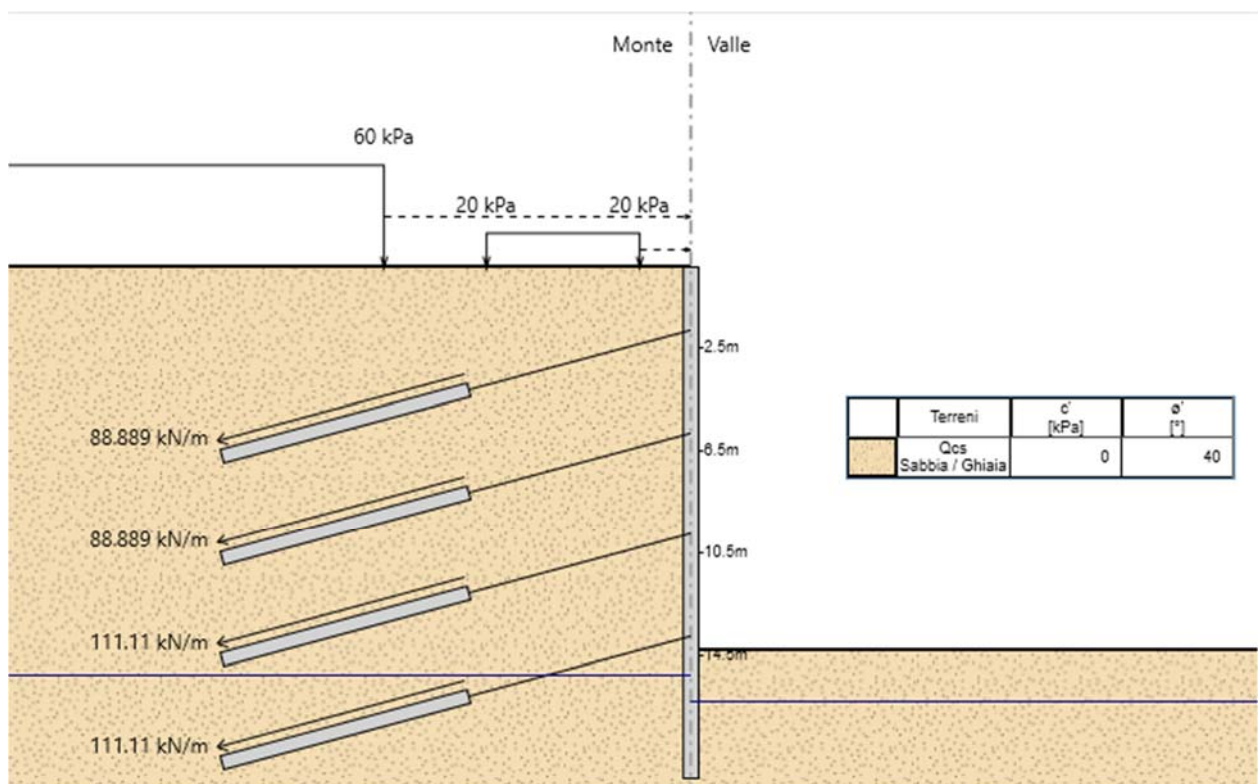


Figura 7.7 Figura esplicativa del modello di calcolo adottato per la sezione frontale di imbocco.

7.3.1 Verifiche strutturali pali

Si riportano, di seguito, le sollecitazioni massime agenti sui micropali e le verifiche strutturali, valutate per la combinazione A1+M1+R1 attraverso il software ParatiePLUS.

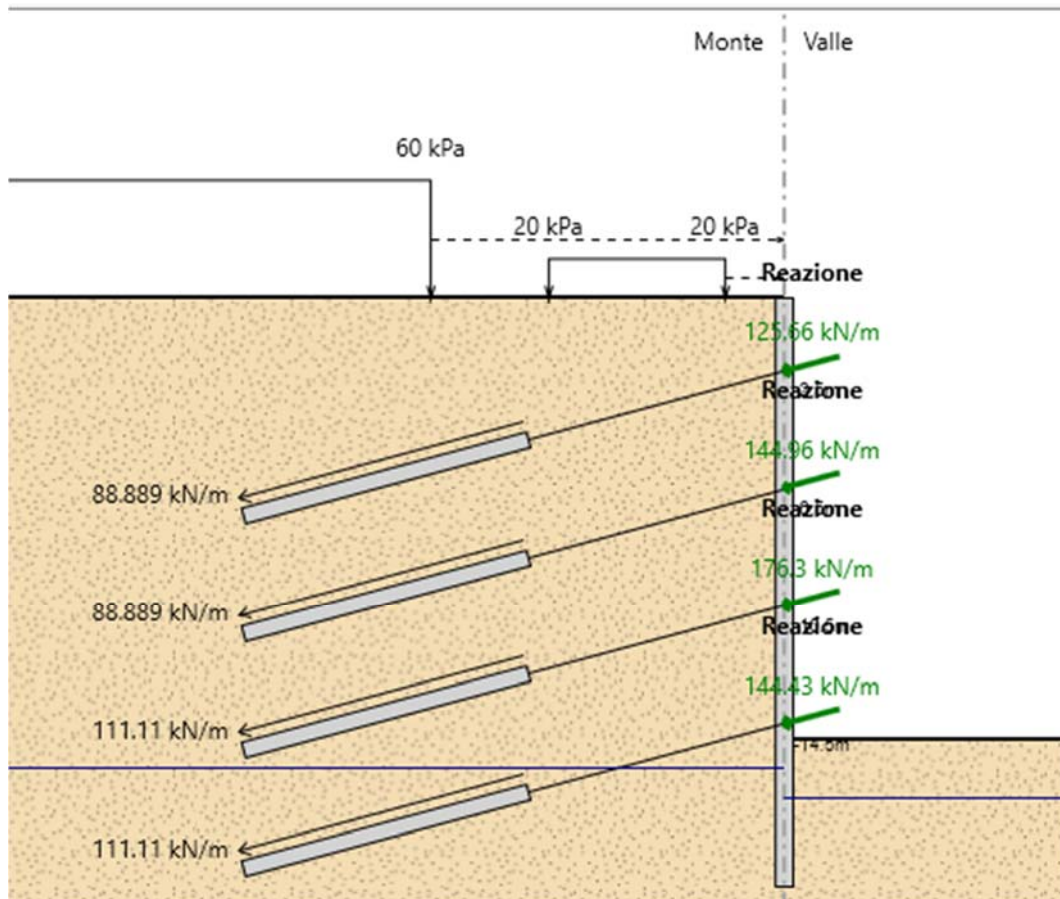


Figura 7-8 Rappresentazione dello schema di calcolo.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

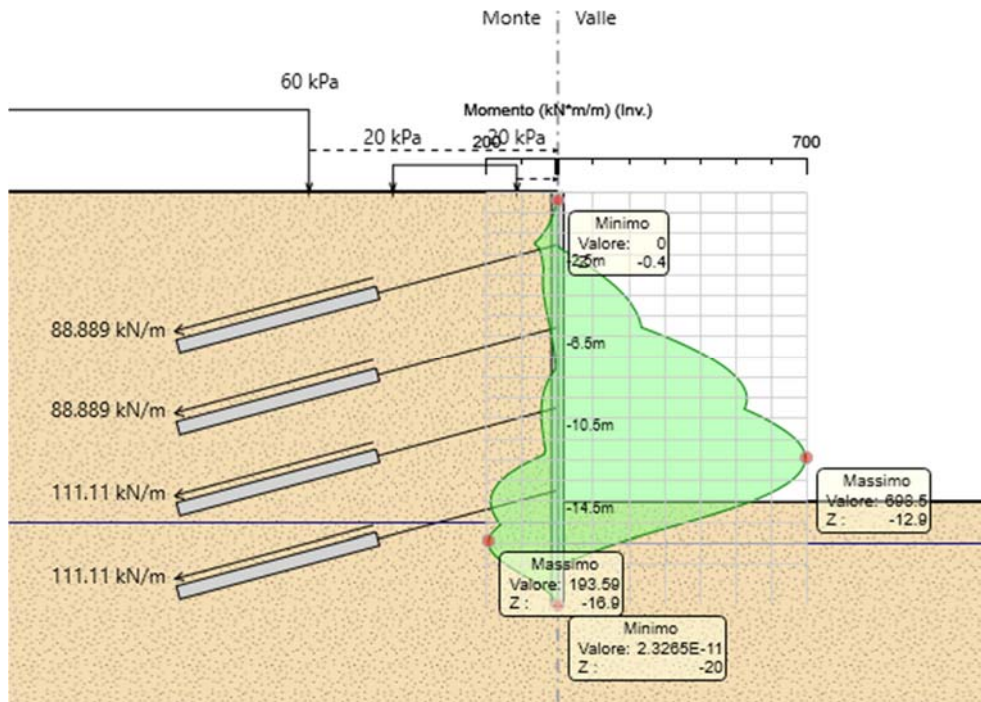


Figura 7-9 Momento flettente agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - inviluppo

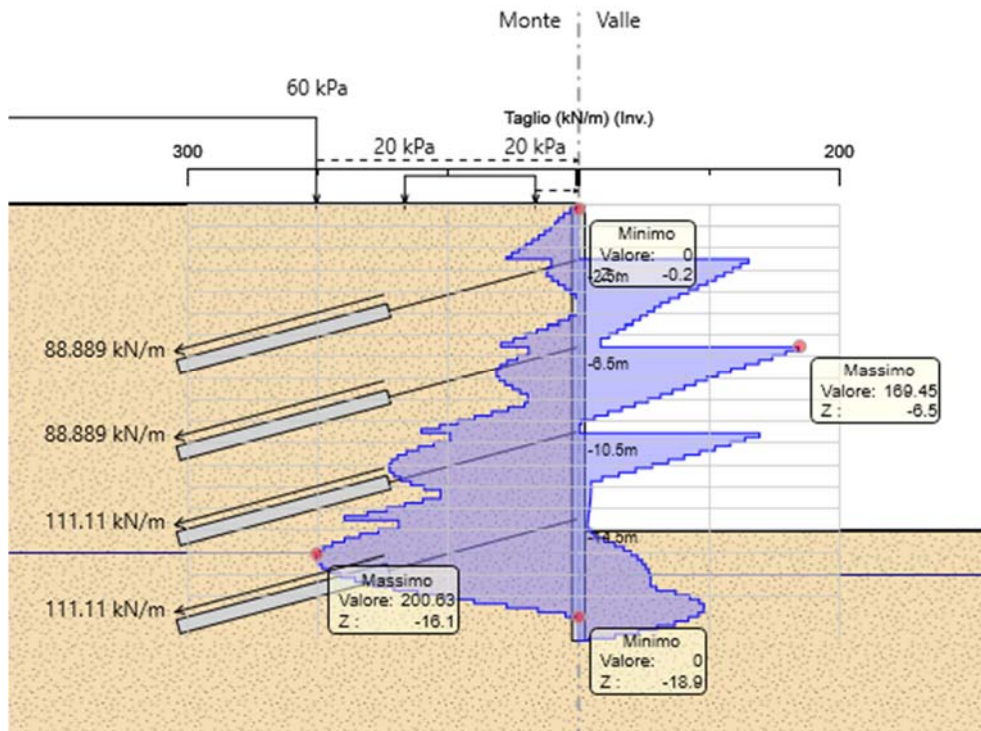


Figura 7-10 Taglio agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - inviluppo

A metro lineare, le massime sollecitazioni di calcolo sono pari a:

$$M_d = 696 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 200 \text{ kN/m}$$

Sul singolo palo (interasse 1.20 m):

$$M_d = 835 \text{ kNm}$$

$$V_d = 240 \text{ kN}$$

Si riportano le verifiche agli SLU.

7.3.1.1 Pressoflessione

Palo $\phi 1000$ (classe di resistenza C25/30) armato con **20 $\phi 24$** (FeB450C).

Si considera la Nd dovuta al solo peso proprio, trascurabile ai fini delle verifiche.

La verifica è soddisfatta.

7.3.1.2 Taglio

Sezione quadrata inscritta di lato 70 cm; armature costituita da staffe $\phi 12$ passo 20 cm (acciaio B450C).

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio			
<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} =$	240	<i>kN</i>
Altezza della sezione	$h =$	700	<i>mm</i>
Copriferro della sezione	$\delta =$	100	<i>mm</i>
Altezza utile della sezione	$d =$	600	<i>mm</i>
Diametro delle staffe	$d_w =$	12	<i>mm</i>
Numero di braccia	$n_w =$	2	
Area totale staffe	$A_{sw} =$	226.08	<i>mm²</i>
Passo delle staffe	$s =$	200	<i>mm</i>
Inclinazione delle staffe	$\alpha =$	90	<i>deg</i>
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta =$	21.8	<i>deg</i> $\cot(\theta) = 2.50$
Larghezza minima della sezione	$b_w =$	700	<i>mm</i>
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c =$	1.2	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} =$	597.2	<i>kN</i>
		$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$	
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} =$	1103.4	<i>kN</i>
		$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$	
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	597.2	<i>kN</i>
		$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	
Esito della verifica	soddisfatta		

La verifica è soddisfatta.

7.3.1.3 Fessurazione

<u>Verifica apertura fessure sezione circolare</u> <u>NTC Par.C.4.1.2.2.4.5</u>		
σ_s	95.0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R_{ck}	30 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	24 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	100 mm	Copriferro
D	1000 mm	Diametro
k_t	0.4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
δ	76 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	24.9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	126 mm	Interasse ferri longitudinali
A_{c_eff}	28149 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	452 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	2.6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	31447 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.68	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	32.9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	1.61 %	Rapporto area acciai/area efficace
ϵ_{sm}	0.03 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	512.3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✔ 0.139 mm	Valore di calcolo apertura fessure

La verifica è soddisfatta.

7.3.2 __ Spostamenti

Il massimo spostamento, in condizioni di esercizio, in assenza di sisma, è pari a 16 mm.

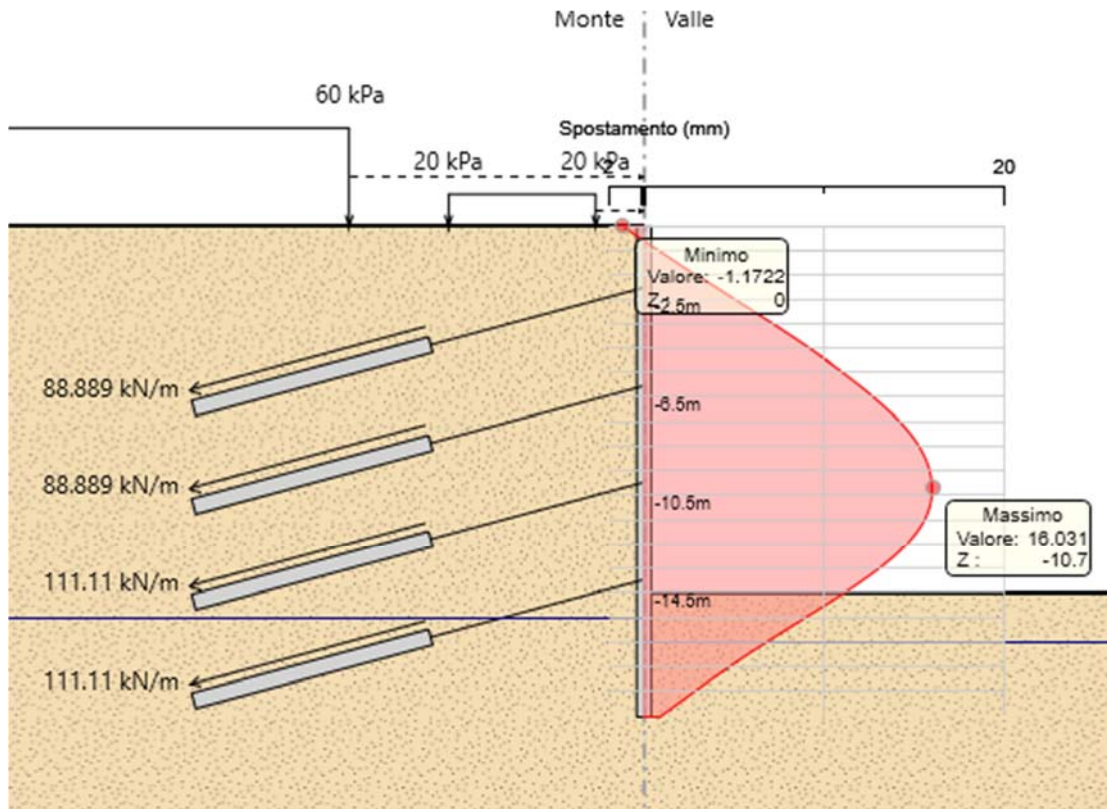


Figura 7-11 Spostamenti Paratia

7.3.4 __ Stabilità globale

Come indicato al punto 6.5.3.1.2 del D.M. 2008, le verifiche di stabilità globale sono state condotte per la combinazione A2+M2+R2, in fase statica e fase sismica. Il metodo di calcolo adottato è quello di Bishop. Si riporta la figura del FS minimo ottenuto.

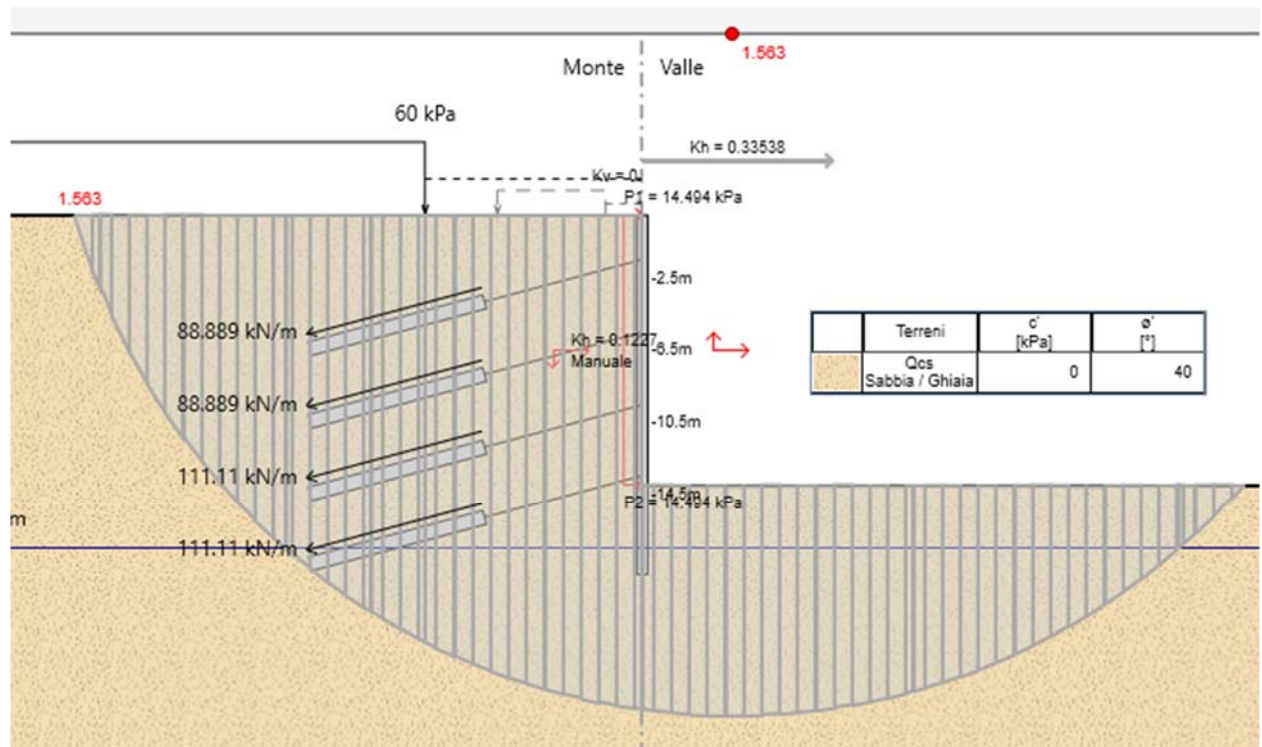


Figura 7-12 Stabilità globale – Fase sismica - Paratia imbocco Sud

7.3.6 Verifica Tiranti

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni ottenute sui tiranti.

Ordine	Interasse (m)	Inclinazione (°)	Trefoli	Pre Tensione (kN)	Reazione (kN)	N esercizio (kN)
T1	3.6	15	4	320	452.4	348.0
T2	3.6	15	4	320	521.9	401.4
T3	3.6	15	5	400	634.7	488.2
T4	3.6	15	5	400	519.9	400.0

Si riportano di seguito le verifiche, che dalle analisi numeriche, risulta essere più sollecitata, sia per i tiranti a 4 trefoli sia per i tiranti a 5 trefoli.

Numero trefoli:	n =	4	
Area singolo trefolo At:		140	(mm ²)
Area complessiva dell'acciaio (A = n·At):		559.064	(mm ²)
Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$	Deq =	26.68	(mm)
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk})		1860	(MPa)
Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$)		1670	(MPa)
N_G Azione permanente sul tirante:		521.9	kN
N_Q Azione variabile sul tirante:		0	kN
N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$):		521.856	kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot p \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =	200	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1.2	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	240	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0.20	(MPa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0.20	(MPa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0.09	(MPa)
$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$		
Lunghezza di ancoraggio	L =	7.5 (m)
$\gamma_R = 1.2$ (tiranti definitivi) $\xi_3 = 1.80$ $\xi_4 = 1.80$		

Verifica a trazione dell'armatura

$N = N_G + N_Q =$	521.856	(kN)
UNI EN 1537	$N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t =$	675.91 (kN)

Verifica nel rispetto della gerarchia delle resistenze par.6.6.2 NTC2008

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)\%}$)	1670	MPa
Diametro del trefolo	13.34	mm
Resistenza caratt. al limite di snervamento della lungh. libera	933.64	kN
Resistenza a sfilamento della fondazione	675.91	kN

Le verifiche sono soddisfatte.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

Numero trefoli:	n =	5	
Area singolo trefolo At:		140	(mm ²)
Area complessiva dell'acciaio (A = n·At):		698.83	(mm ²)
Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$	Deq =	29.83	(mm)
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk})		1860	(MPa)
Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$)		1670	(MPa)
N_G Azione permanente sul tirante:		634.7	kN
N_Q Azione variabile sul tirante:		0	kN
N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$):		634.68	kN

Aderenza Malta -Terreno $L = N_t \cdot F_s / (D_s \cdot p \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =		200	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =		1.2	
D_s (cm) Diametro di calcolo ($D_s = \alpha \cdot D$) =		240	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =		0.20	(MPa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =		0.20	(MPa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =		0.09	(MPa)
$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$			
Lunghezza di ancoraggio	L =	9.0	(m)
$\gamma_R = 1.2$ (tiranti definitivi) $\xi_3 = 1.80$ $\xi_4 = 1.80$			

Verifica a trazione dell'armatura

$N = N_G + N_Q =$	634.68	(kN)
UNI EN 1537 $N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot At =$	844.89	(kN)

Verifica nel rispetto della gerarchia delle resistenze par.6.6.2 NTC2008

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$)	1670	MPa
Diametro del trefolo	13.34	mm
Resistenza caratt. al limite di snervamento della lung. libera	1167.05	kN
Resistenza a sfilamento della fondazione	844.89	kN

Le verifiche sono soddisfatte.

La lunghezza libera del tirante si ottiene dalla seguente relazione:

$$L_{libera} = (h + t - h_i) \cdot \frac{\sin(45 - \phi/2)}{\sin(45 + \alpha + \phi/2)}$$

La lunghezza così ottenuta deve essere aumentata in base alle NTC 2008 (7.11.12) di:

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

Quindi si ha:

Lunghezza libera T1		Lunghezza libera T2	
hi = prodonfità T1	2.5 m	hi = prodonfità T2	6.5 m
h = fuori terra paratia	15 m	h = fuori terra paratia	15 m
t = infissione paratia	5 m	t = infissione paratia	5 m
i = inclinazione tirante	15 °	i = inclinazione tirante	0 °
φ = angolo attrito	32 °	φ = angolo attrito	32 °
ag/g	0.2522	ag/g	0.2522
kp	29 °	kp	29 °
L libera	8.7 m	L libera	7.5 m
L libera sisma	12.0 m	L libera sisma	10.0 m
Lunghezza libera T3		Lunghezza libera T4	
hi = prodonfità T3	10.5 m	hi = prodonfità T4	14.5 m
h = fuori terra paratia	15 m	h = fuori terra paratia	15 m
t = infissione paratia	5 m	t = infissione paratia	5 m
i = inclinazione tirante	15 °	i = inclinazione tirante	15 °
φ = angolo attrito	32 °	φ = angolo attrito	32 °
ag/g	0.2522	ag/g	0.2522
kp	29 °	kp	29 °
L libera	4.7 m	L libera	2.7 m
L libera sisma	7.0 m	L libera sisma	4.0 m

Si riporta in forma tabellare i risultati ottenuti delle lunghezze caratteristiche dei tiranti.

Ordine	Inclinazione Tirante (°)	Lunghezza Libera (m)	Lunghezza Ancoraggio (m)	Lunghezza Totale (m)
T1	var	16	8	24
T2	var	13	8	21
T3	15	9	9	18
T4	15	7	9	16

7.5 IMBOCCO SUD H = 13.5 M

La paratia è costituita da una successione di pali Ø1000, posti ad interasse di 1.20 m, di lunghezza massima pari a 18 m. La parati sarà contrastata con ordini di tiranti posti ad interasse di 3.60 m con inclinazione $\alpha = 15^\circ$. Tale azione di contrasto verrà distribuita sui micropali dalle travi di collegamento e ripartizione previste lungo ciascun ordine, costituite da un doppio profilato in acciaio S275 della serie HEB200.

Per il dimensionamento della paratia si è considerata un'altezza di scavo massima pari a 13.5 m.

La stratigrafia di calcolo, a partire da p.c., è costituita da:

Stratigrafia [da p.c.]	Formazione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
da 0 a 30 m	Qcs	21	0	40	80

Si considera la falda a 25,0 m dal piano campagna.

La valutazione dei coefficienti di spinta attiva è stata effettuata facendo ricorso alla teoria di Mononobe-Okabe (rapporto $\delta/\phi'=0.5$) mentre la valutazione dei coefficienti di spinta passiva è stata effettuata con la teoria di Caquot-Kerisel considerando a favore di sicurezza un rapporto $\delta/\phi'=0$.

Nel calcolo sono state considerate le seguenti fasi:

1. Inizializzazione del modello con fase geostatica e realizzazione della paratia
2. Scavo per la realizzazione del primo tirante
3. Messa in opera del tirante
4. Realizzazione degli ordini di tiranti successivi con modalità analoghe alla realizzazione del primo e ripetizione delle fasi 3 e 4 fino al raggiungimento della quota di fondo scavo
5. Scavo finale
6. Applicazione del sisma
7. Stabilità globale

Le fasi sopra riportate, nel calcolo sono ripetute per le diverse combinazioni:

- SLU: A1+M1+R1
- SLU: A2+M2+R2
- SLE

In allegato sono riportati tutti i dettagli dei calcoli eseguiti.

Di seguito si riporta un'immagine esplicativa del modello di calcolo:

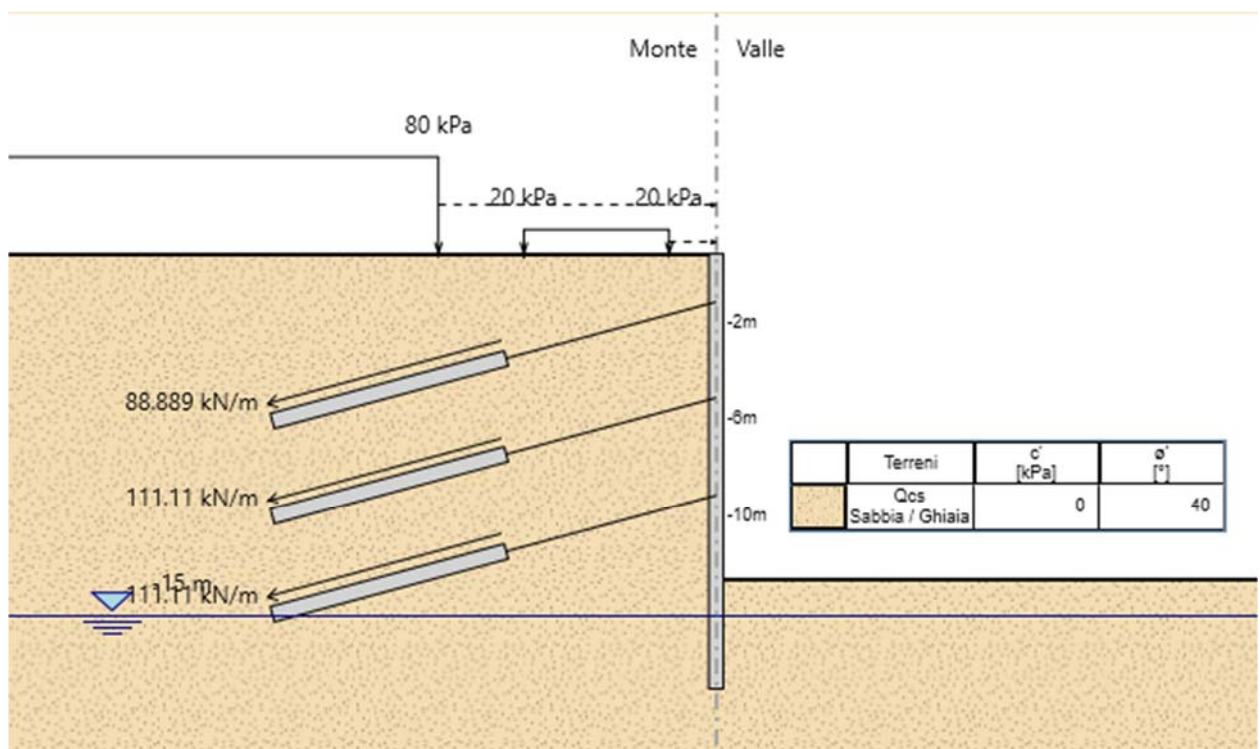


Figura 7.13 Figura esplicativa del modello di calcolo adottato per la sezione frontale di imbocco.

7.5.1 Verifiche strutturali pali

Si riportano, di seguito, le sollecitazioni massime agenti sui micropali e le verifiche strutturali, valutate per la combinazione A1+M1+R1 attraverso il software ParatiePLUS.

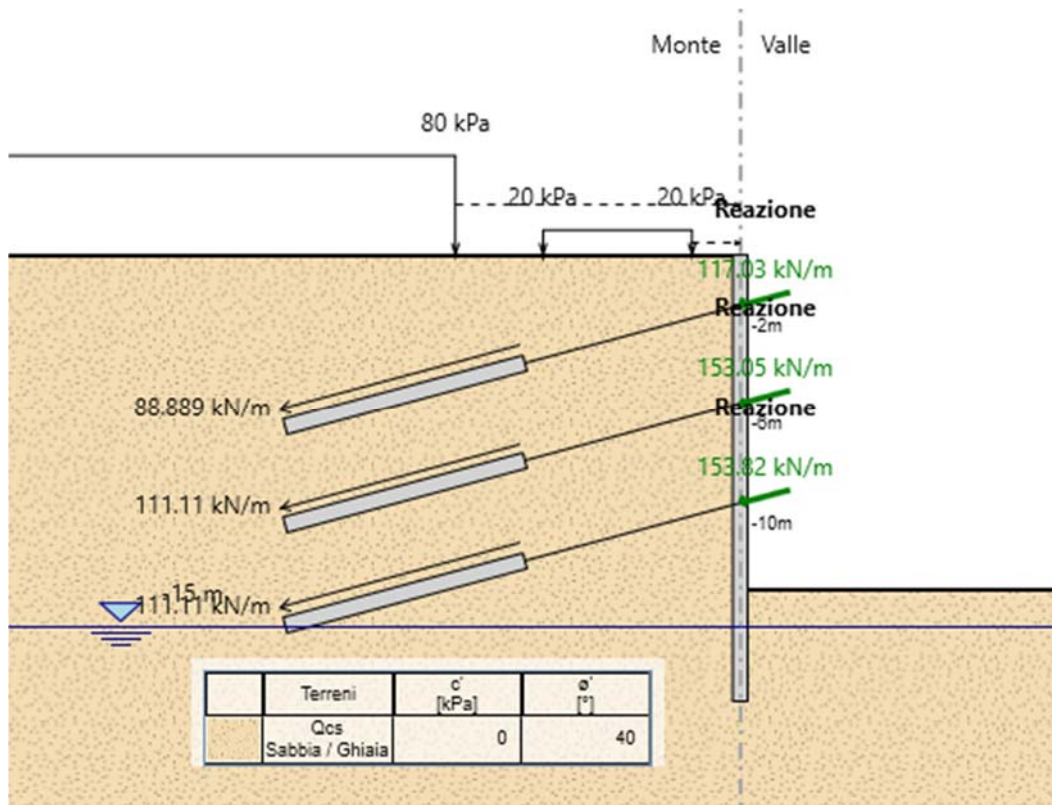


Figura 7-14 Rappresentazione dello schema di calcolo.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

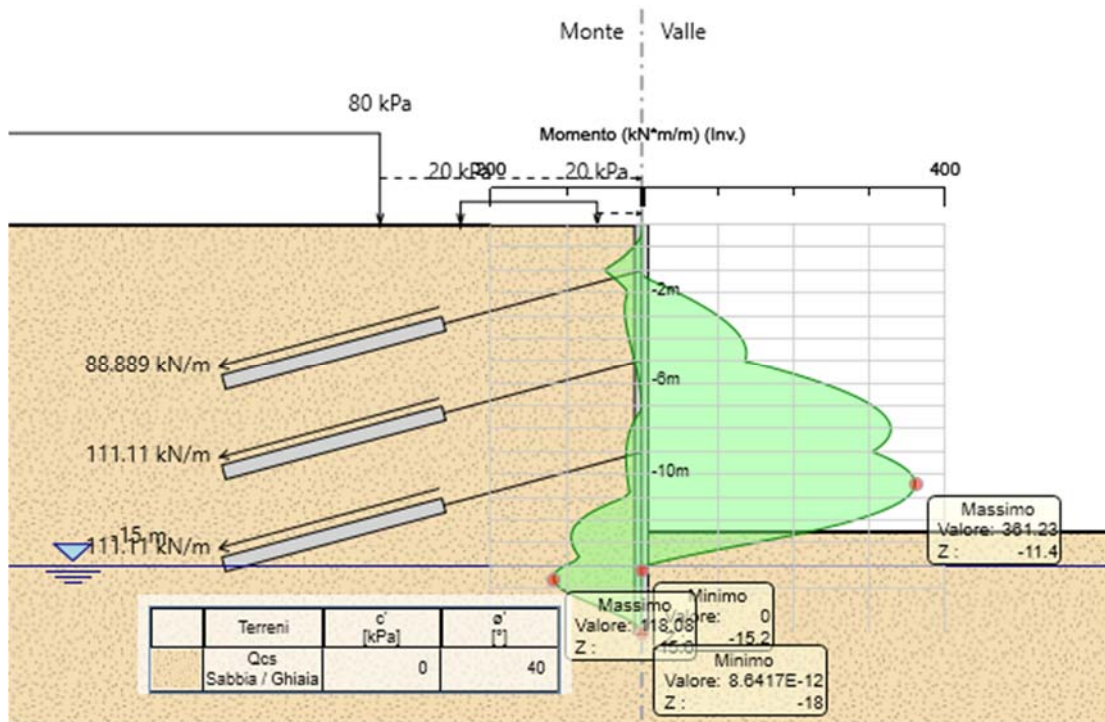


Figura 7-15 Momento flettente agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - inviluppo

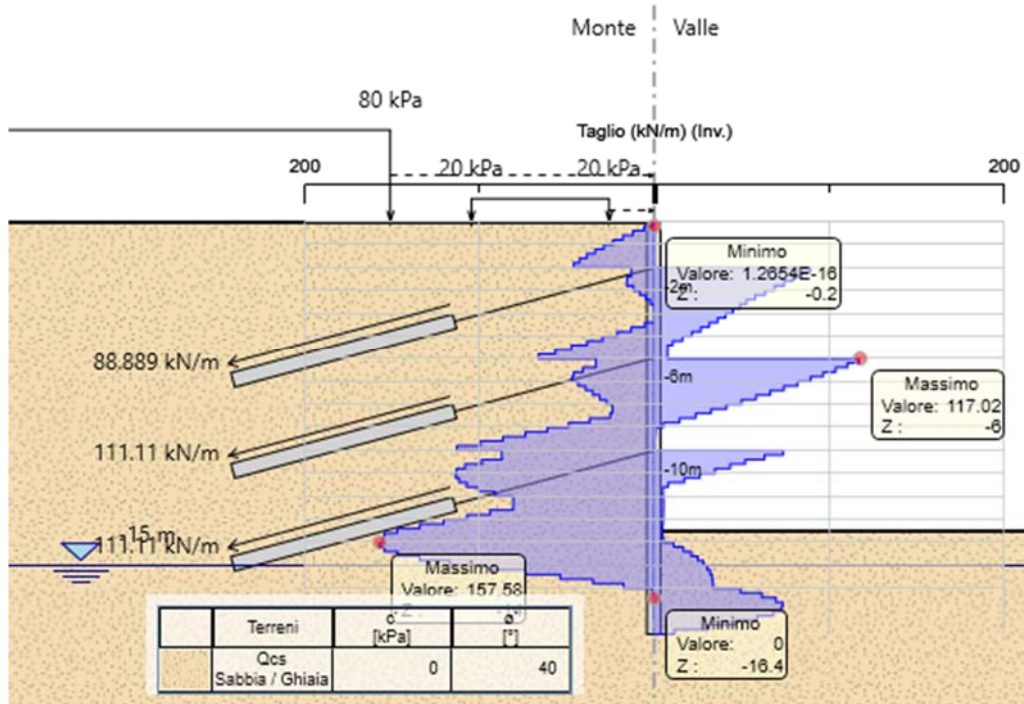


Figura 7-16 Taglio agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - inviluppo

A metro lineare, le massime sollecitazioni di calcolo sono pari a:

$$M_d = 361 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 158 \text{ kN/m}$$

Sul singolo palo (interasse 1.20 m):

$$M_d = 433 \text{ kNm}$$

$$V_d = 190 \text{ kN}$$

Si riportano le verifiche agli SLU.

7.5.1.1 Pressoflessione

Palo $\phi 1000$ (classe di resistenza C25/30) armato con **20 $\phi 20$** (FeB450C).

Si considera la Nd dovuta al solo peso proprio, trascurabile ai fini delle verifiche.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali_18_20F20

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 20
Diametro barre: 2 [cm]
Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 433 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]

xN: 0
yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 916.5 kNm

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{cl}	1.829

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 11.13 ‰
d: 90 cm
x: 21.52 x/d: 0.2392
 δ : 0.7389

La verifica è soddisfatta.


7.5.1.2 Taglio

Sezione quadrata inscritta di lato 70 cm; armature costituita da staffe $\phi 12$ passo 20 cm (acciaio B450C).

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio			
<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} =$	190	<i>kN</i>
Altezza della sezione	$h =$	700	<i>mm</i>
Copriferro della sezione	$\delta =$	100	<i>mm</i>
Altezza utile della sezione	$d =$	600	<i>mm</i>
Diametro delle staffe	$d_w =$	12	<i>mm</i>
Numero di braccia	$n_w =$	2	
Area totale staffe	$A_{sw} =$	226.08	<i>mm²</i>
Passo delle staffe	$s =$	200	<i>mm</i>
Inclinazione delle staffe	$\alpha =$	90	<i>deg</i>
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta =$	21.8	<i>deg</i> $\cot(\theta) = 2.50$
Larghezza minima della sezione	$b_w =$	700	<i>mm</i>
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c =$	1.2	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} =$	597.2	<i>kN</i>
		$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$	
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} =$	1103.4	<i>kN</i>
		$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$	
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	597.2	<i>kN</i>
		$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	
Esito della verifica	soddisfatta		

La verifica è soddisfatta.

7.5.1.3 Fessurazione

<u>Verifica apertura fessure sezione circolare</u> <u>NTC Par.C.4.1.2.2.4.5</u>		
σ_s	100.0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R_{ck}	30 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	24 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	50 mm	Copriferro
D	1000 mm	Diametro
k_t	0.4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
δ	26 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	24.9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	141 mm	Interasse ferri longitudinali
A_{c_eff}	17530 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	452 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	2.6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	31447 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.68	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	32.9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2.58 %	Rapporto area acciai/area efficace
ϵ_{sm}	0.03 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	246.5 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	 0.070 mm	Valore di calcolo apertura fessure

La verifica è soddisfatta.

7.5.2 __ Spostamenti

Il massimo spostamento, in condizioni di esercizio, in assenza di sisma, è pari a 6.5 mm.

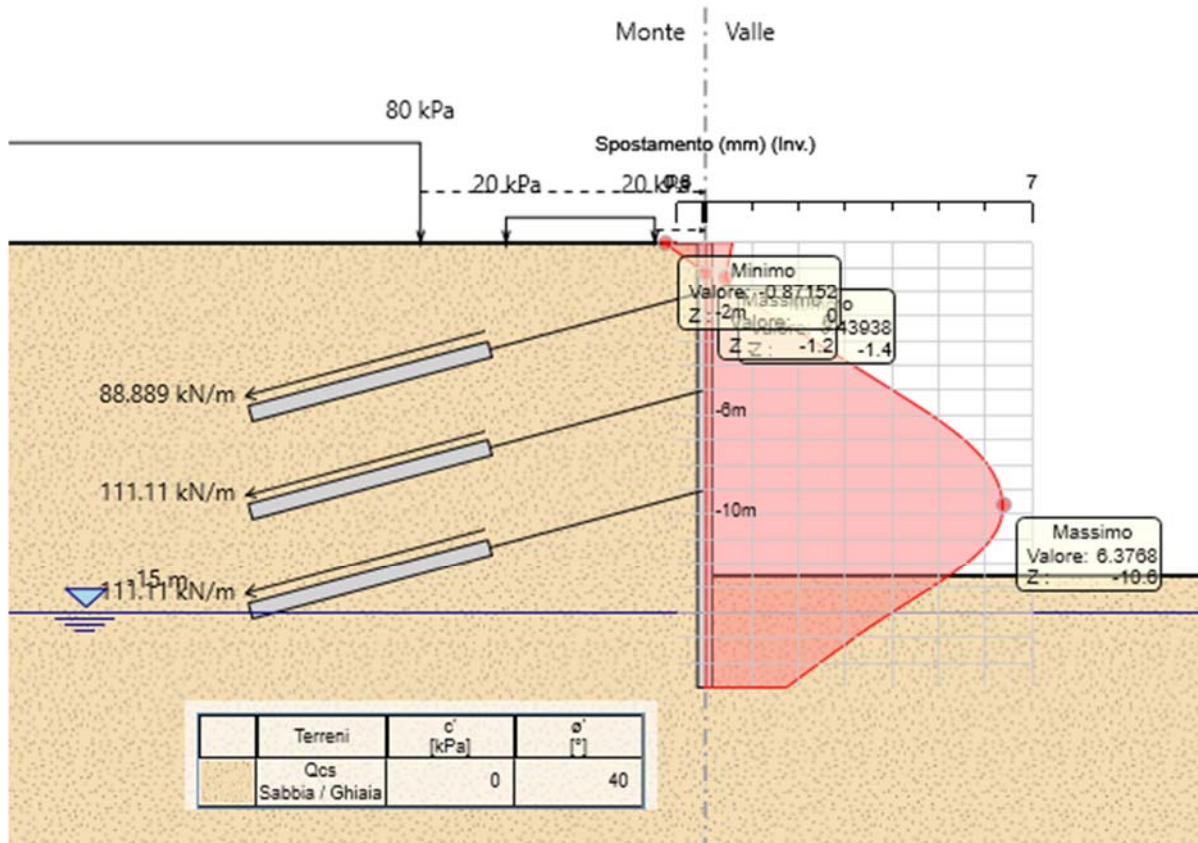


Figura 7-17 Spostamenti Paratia

7.5.3 __ Stabilità globale

Come indicato al punto 6.5.3.1.2 del D.M. 2008, le verifiche di stabilità globale sono state condotte per la combinazione A2+M2+R2, in fase statica e fase sismica. Il metodo di calcolo adottato è quello di Bishop. Si riporta la figura del FS minimo ottenuto.

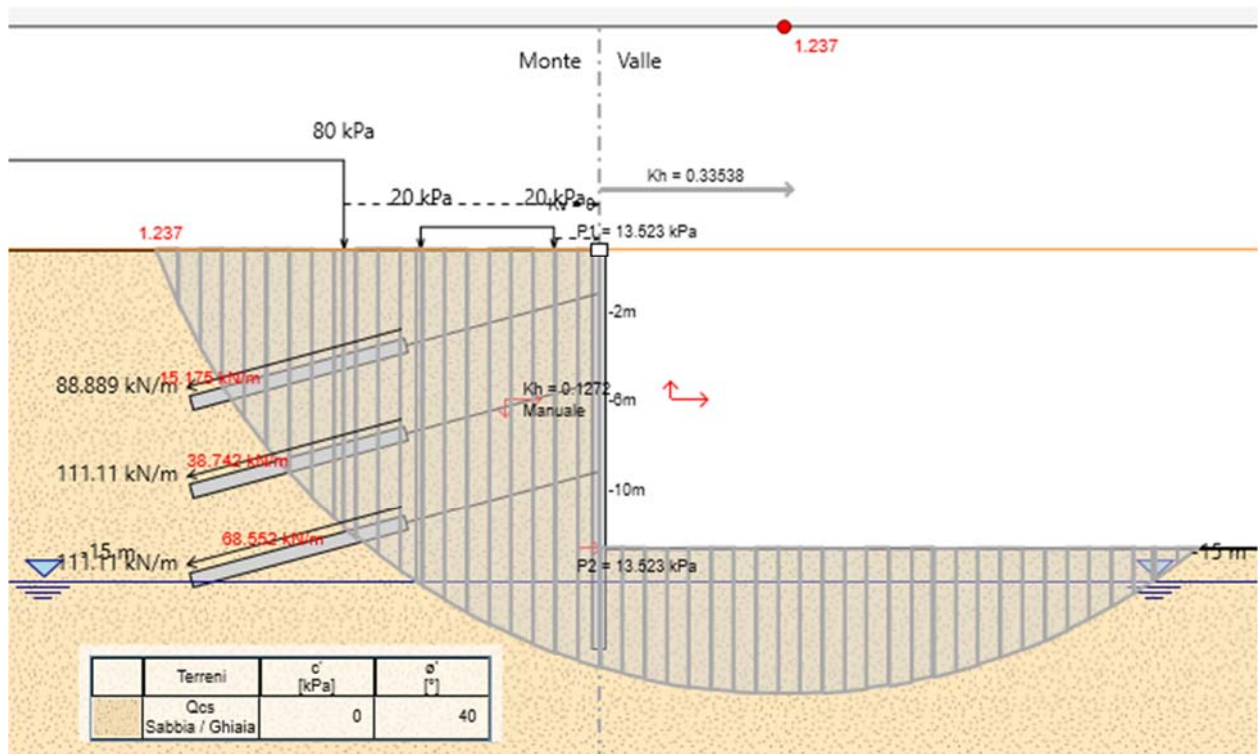


Figura 7-18 Stabilità globale – Fase sismica - Paratia imbrocco Sud

7.5.5 Verifica Tiranti

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni ottenute sui tiranti.

Ordine	Interasse (m)	Inclinazione (°)	Trefoli	Pre Tensione (kN)	Reazione (kN)	N esercizio (kN)
T2	3.6	15	4	320	421.3	324.0
T3	3.6	15	5	400	551.0	423.7
T4	3.6	15	5	400	553.8	426.0

Si riportano di seguito le verifica, che dalle analisi numeriche, risulta essere più sollecitata, sia per i tiranti a 4 trefoli sia per i tiranti a 5 trefoli.

Numero trefoli:	n =	4	
Area singolo trefolo At:		140	(mm ²)
Area complessiva dell'acciaio (A = n·At):		559.064	(mm ²)
Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0,5}$	Deq =	26.68	(mm)
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk})		1860	(MPa)
Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$)		1670	(MPa)
N_G Azione permanente sul tirante:		421.3	kN
N_Q Azione variabile sul tirante:		0	kN
N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$):		421.272	kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot p \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =	200	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1.2	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	240	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0.20	(MPa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0.20	(MPa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0.09	(MPa)
$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$		
Lunghezza di ancoraggio	L =	6.0 (m)
$\gamma_R = 1.2$ (tiranti definitivi) $\xi_3 = 1.80$ $\xi_4 = 1.80$		

Verifica a trazione dell'armatura

$N = N_G + N_Q =$	421.272	(kN)
UNI EN 1537	$N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t =$	675.91 (kN)

Verifica nel rispetto della gerarchia delle resistenze par.6.6.2 NTC2008

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)\%}$)	1670	MPa
Diametro del trefolo	13.34	mm
Resistenza caratt. al limite di snervamento della lungh. libera	933.64	kN
Resistenza a sfilamento della fondazione	675.91	kN

Le verifiche sono soddisfatte.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

Numero trefoli:	n =	5	
Area singolo trefolo At:		140	(mm ²)
Area complessiva dell'acciaio (A = n·At):		698.83	(mm ²)
Diametro equivalente dei trefoli Deq = (A·4/π) ^{0.5}	Deq =	29.83	(mm)
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f _{ptk})		1860	(MPa)
Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio (f _{p(1)k})		1670	(MPa)
N _G Azione permanente sul tirante:		553.752	kN
N _Q Azione variabile sul tirante:		0	kN
N _t Azione di calcolo (N _G ·γ _g +N _Q ·γ _q):		553.752	kN

Aderenza Malta -Terreno L = Nt·Fs / (Ds·p·s_d)

D (cm) Diametro della perforazione =		200	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =		1.2	
Ds (cm) Diametro di calcolo (Ds = α·D) =		240	(mm)
s _k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =		0.20	(MPa)
s _k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =		0.20	(MPa)
s _d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =		0.09	(MPa)
s _d = Min(s _{med} /ξ ₃ γ _s ; s _{min} /ξ ₄ γ _s)			
Lunghezza di ancoraggio	L =	7.9	(m)
γ _R = 1.2 (tiranti definitivi) ξ ₃ = 1.80 ξ ₄ = 1.80			

Verifica a trazione dell'armatura

N = N _G + N _Q =	534.42	(kN)
UNI EN 1537 N ≤ 0.65·f _{ptk} ·n·At =	844.89	(kN)

Verifica nel rispetto della gerarchia delle resistenze par.6.6.2 NTC2008

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio (f _{p(1)k})	1670	MPa
Diametro del trefolo	13.34	mm
Resistenza caratt. al limite di snervamento della lungh. libera	933.64	kN
Resistenza a sfilamento della fondazione	675.91	kN

Le verifiche sono soddisfatte.

La lunghezza libera del tirante si ottiene dalla seguente relazione:

$$L_{libera} = (h + t - h_i) \frac{\sin(45 - \phi/2)}{\sin(45 + \alpha + \phi/2)}$$

La lunghezza così ottenuta deve essere aumentata in base alle NTC 2008 (7.11.12) di:

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

Quindi si ha:

Lunghezza libera		Lunghezza libera		Lunghezza libera	
hi = prodonfità T2	2.5 m	hi = prodonfità T3	6.5 m	hi = prodonfità T4	10.5 m
h = fuori terra paratia	13.5 m	h = fuori terra paratia	13.5 m	h = fuori terra paratia	13.5 m
t = infissione paratia	4.5 m	t = infissione paratia	4.5 m	t = infissione paratia	4.5 m
i = inclinazione tirante	15 °	i = inclinazione tirante	15 °	i = inclinazione tirante	15 °
φ = angolo attrito	32 °	φ = angolo attrito	32 °	φ = angolo attrito	32 °
ag/g	0.3006	ag/g	0.3006	ag/g	0.3006
kp	29 °	kp	29 °	kp	29 °
L libera	7.7 m	L libera	5.7 m	L libera	3.7 m
L libera sisma	11.0 m	L libera sisma	8.0 m	L libera sisma	5.0 m

Si riporta in forma tabellare i risultati ottenuti delle lunghezze caratteristiche dei tiranti.

Ordine	Inclinazione Tirante (°)	Lunghezza Libera (m)	Lunghezza Ancoraggio (m)	Lunghezza Totale (m)
T2	15	13	7	20
T3	15	9	9	18
T4	15	7	9	16

7.7 IMBOCCO SUD H = 9.0 M

La paratia è costituita da una successione di pali $\varnothing 1000$, posti ad interasse di 1.20 m, di lunghezza massima pari a 14 m. La parati sarà contrastata con ordini di tiranti posti ad interasse di 3.60 m con inclinazione $\alpha = 15^\circ$. Tale azione di contrasto verrà distribuita sui micropali dalle travi di collegamento e ripartizione previste lungo ciascun ordine, costituite da un doppio profilato in acciaio S275 della serie HEB200.

Per il dimensionamento della paratia si è considerata un'altezza di scavo massima pari a 9.0 m.

La stratigrafia di calcolo, a partire da p.c., è costituita da:

Stratigrafia [da p.c.]	Formazione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
da 0 a 30 m	Qcs	21	0	40	80

Si considera la falda a 25,0 m dal piano campagna.

La valutazione dei coefficienti di spinta attiva è stata effettuata facendo ricorso alla teoria di Mononobe-Okabe (rapporto $\delta/\phi'=0.5$) mentre la valutazione dei coefficienti di spinta passiva è stata effettuata con la teoria di Caquot-Kerisel considerando a favore di sicurezza un rapporto $\delta/\phi'=0$.

Nel calcolo sono state considerate le seguenti fasi:

1. Inizializzazione del modello con fase geostatica e realizzazione della paratia
2. Scavo per la realizzazione del primo tirante
3. Messa in opera del tirante
4. Realizzazione degli ordini di tiranti successivi con modalità analoghe alla realizzazione del primo e ripetizione delle fasi 3 e 4 fino al raggiungimento della quota di fondo scavo
5. Scavo finale
6. Applicazione del sisma
7. Stabilità globale

Le fasi sopra riportate, nel calcolo sono ripetute per le diverse combinazioni:

- SLU: A1+M1+R1
- SLU: A2+M2+R2
- SLE

In allegato sono riportati tutti i dettagli dei calcoli eseguiti.

Di seguito si riporta un'immagine esplicativa del modello di calcolo:

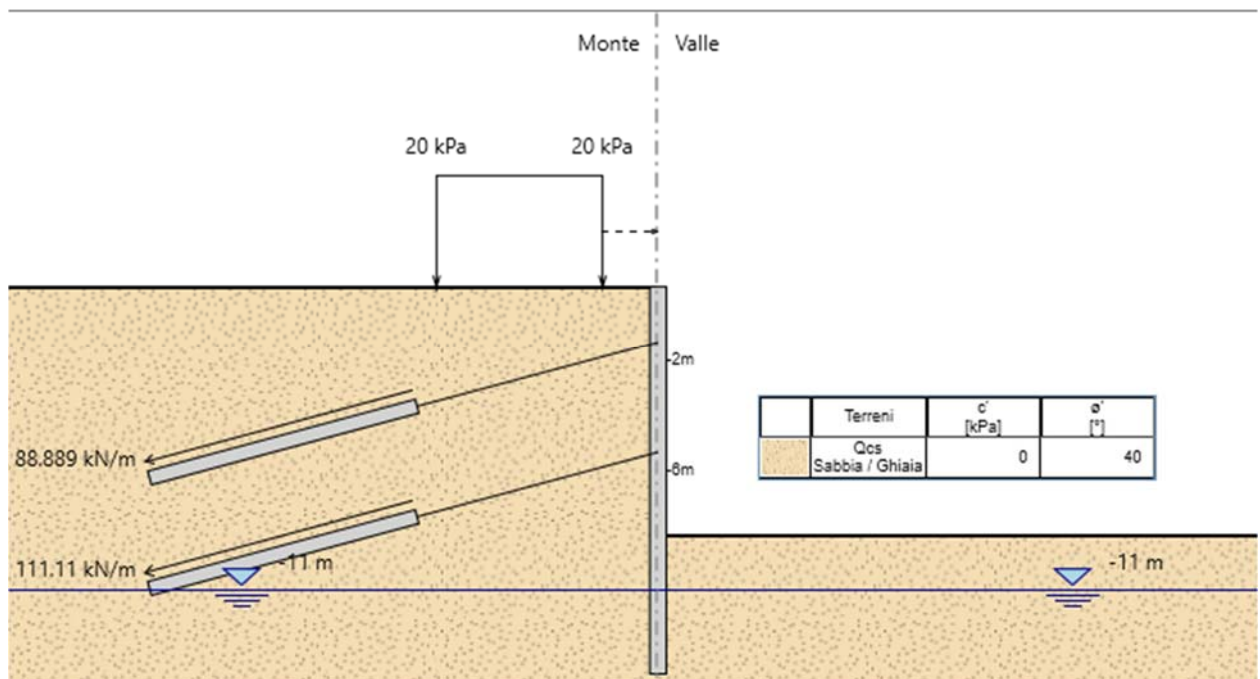


Figura 7.19 Figura esplicativa del modello di calcolo adottato per la sezione frontale di imbocco.

7.7.1 Verifiche strutturali pali

Si riportano, di seguito, le sollecitazioni massime agenti sui micropali e le verifiche strutturali, valutate per la combinazione A1+M1+R1 attraverso il software ParatiePLUS.

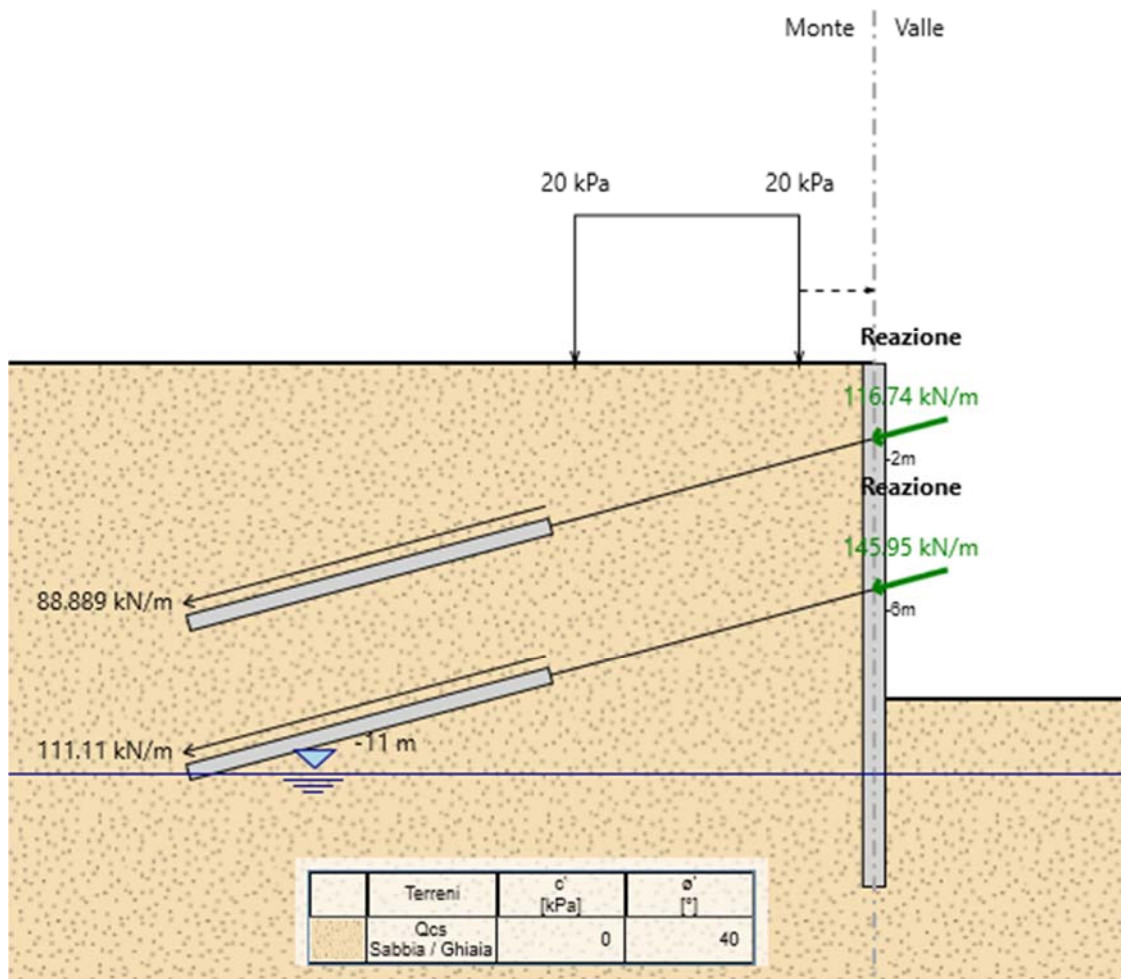


Figura 7-20 Rappresentazione dello schema di calcolo.

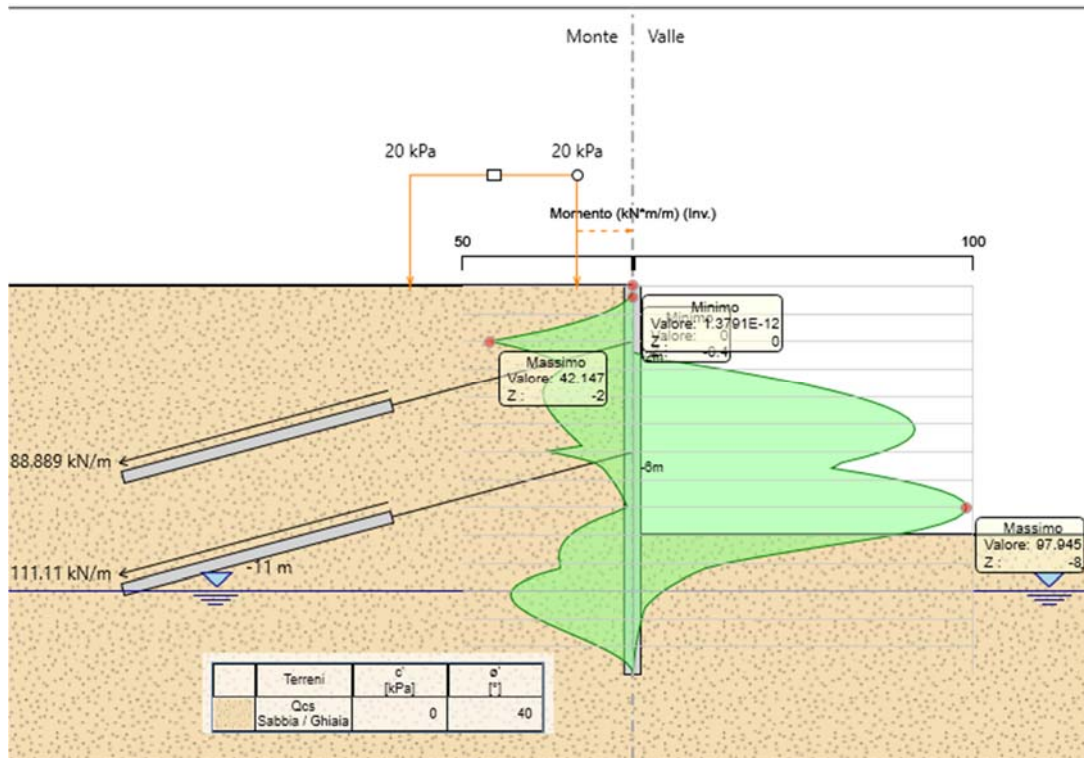


Figura 7-21 Momento flettente agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - involucro

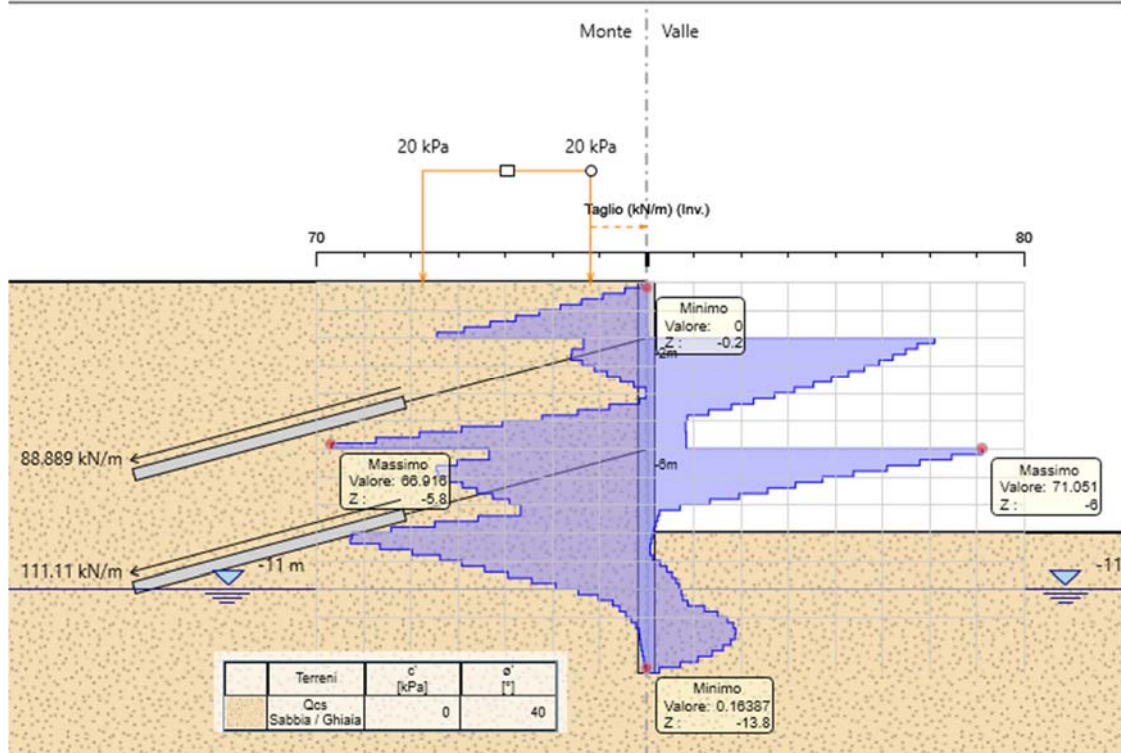


Figura 7-22 Taglio agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - involucro

A metro lineare, le massime sollecitazioni di calcolo sono pari a:

$$M_d = 98 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 71 \text{ kN/m}$$

Sul singolo palo (interasse 1.20 m):

$$M_d = 118 \text{ kNm}$$

$$V_d = 86 \text{ kN}$$

Si riportano le verifiche agli SLU.

7.7.1.1 Pressoflessione

Palo $\phi 1000$ (classe di resistenza C25/30) armato con **10 $\phi 20$** (FeB450C).

Si considera la Nd dovuta al solo peso proprio, trascurabile ai fini delle verifiche.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali_14_10F20

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 10
Diametro barre: 2 [cm]
Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 118 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura:
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd}: 494.5 kN m

σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 16.48 ‰

d: 90 cm
x: 15.76 x/d: 0.1751
 δ : 0.7

La verifica è soddisfatta.


7.7.1.2 Taglio

Sezione quadrata inscritta di lato 70 cm; armature costituita da staffe $\phi 12$ passo 20 cm (acciaio B450C).

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio			
<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} =$	86	<i>kN</i>
Altezza della sezione	$h =$	700	<i>mm</i>
Coprifero della sezione	$\delta =$	100	<i>mm</i>
Altezza utile della sezione	$d =$	600	<i>mm</i>
Diametro delle staffe	$d_w =$	12	<i>mm</i>
Numero di braccia	$n_w =$	2	
Area totale staffe	$A_{sw} =$	226.08	<i>mm²</i>
Passo delle staffe	$s =$	200	<i>mm</i>
Inclinazione delle staffe	$\alpha =$	90	<i>deg</i>
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta =$	21.8	<i>deg</i> $\cot(\theta) = 2.50$
Larghezza minima della sezione	$b_w =$	700	<i>mm</i>
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c =$	1.2	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} =$	597.2	<i>kN</i>
		$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$	
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} =$	1103.4	<i>kN</i>
		$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$	
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	597.2	<i>kN</i>
		$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	
Esito della verifica	soddisfatta		

La verifica è soddisfatta.

7.7.1.3 Fessurazione

<u>Verifica apertura fessure sezione circolare</u> <u>NTC Par.C.4.1.2.2.4.5</u>		
σ_s	84.0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R_{ck}	30 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	24 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	100 mm	Copriferro
D	1000 mm	Diametro
k_t	0.4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
δ	76 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	24.9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	126 mm	Interasse ferri longitudinali
A_{c_eff}	28149 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	452 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	2.6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	31447 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.68	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	32.9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	1.61 %	Rapporto area acciai/area efficace
ϵ_{sm}	0.02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	512.3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	 0.123 mm	Valore di calcolo apertura fessure

La verifica è soddisfatta.

7.7.2 __ Spostamenti

Il massimo spostamento, in condizioni di esercizio, in assenza di sisma, è pari a 1.7 mm.

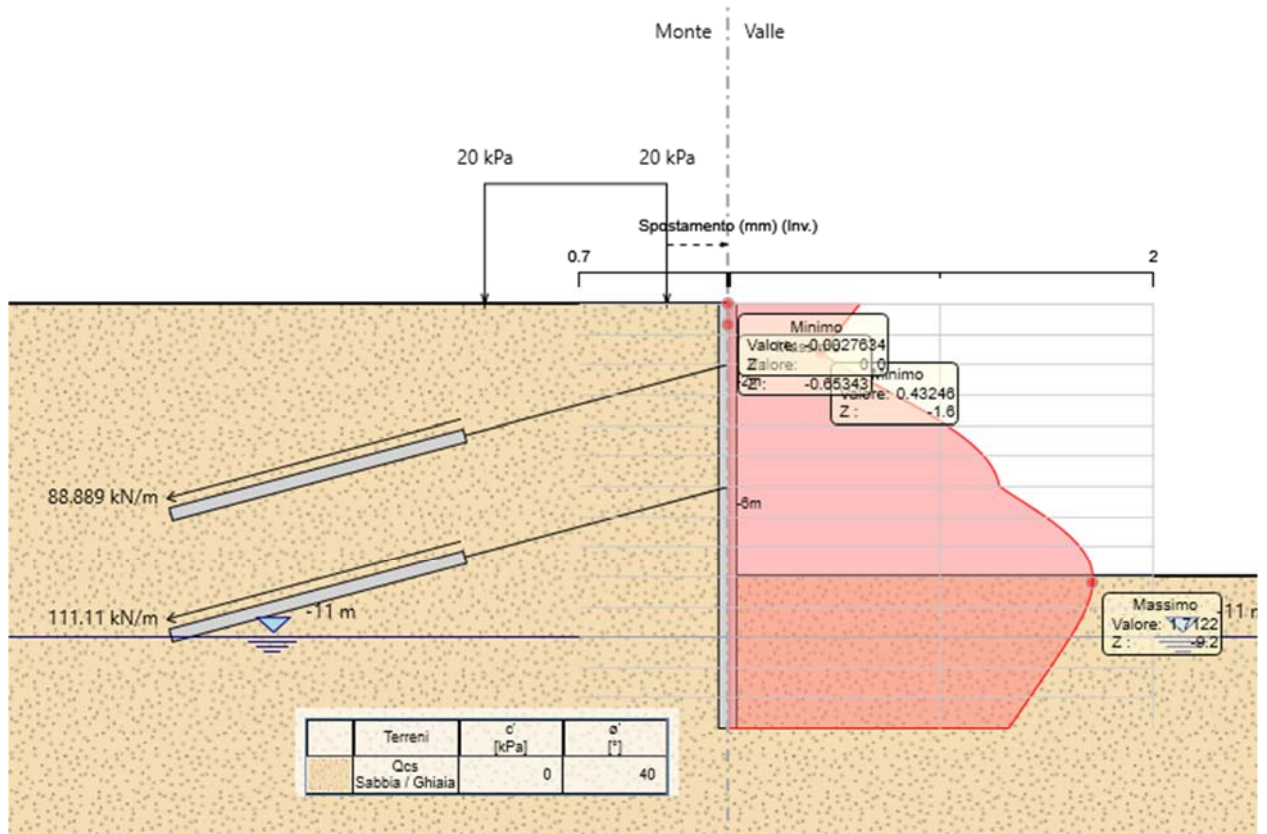


Figura 7-23 Spostamenti Paratia

7.7.3 __ Stabilità globale

Come indicato al punto 6.5.3.1.2 del D.M. 2008, le verifiche di stabilità globale sono state condotte per la combinazione A2+M2+R2, in fase statica e fase sismica. Il metodo di calcolo adottato è quello di Bishop. Si riporta la figura del FS minimo ottenuto.

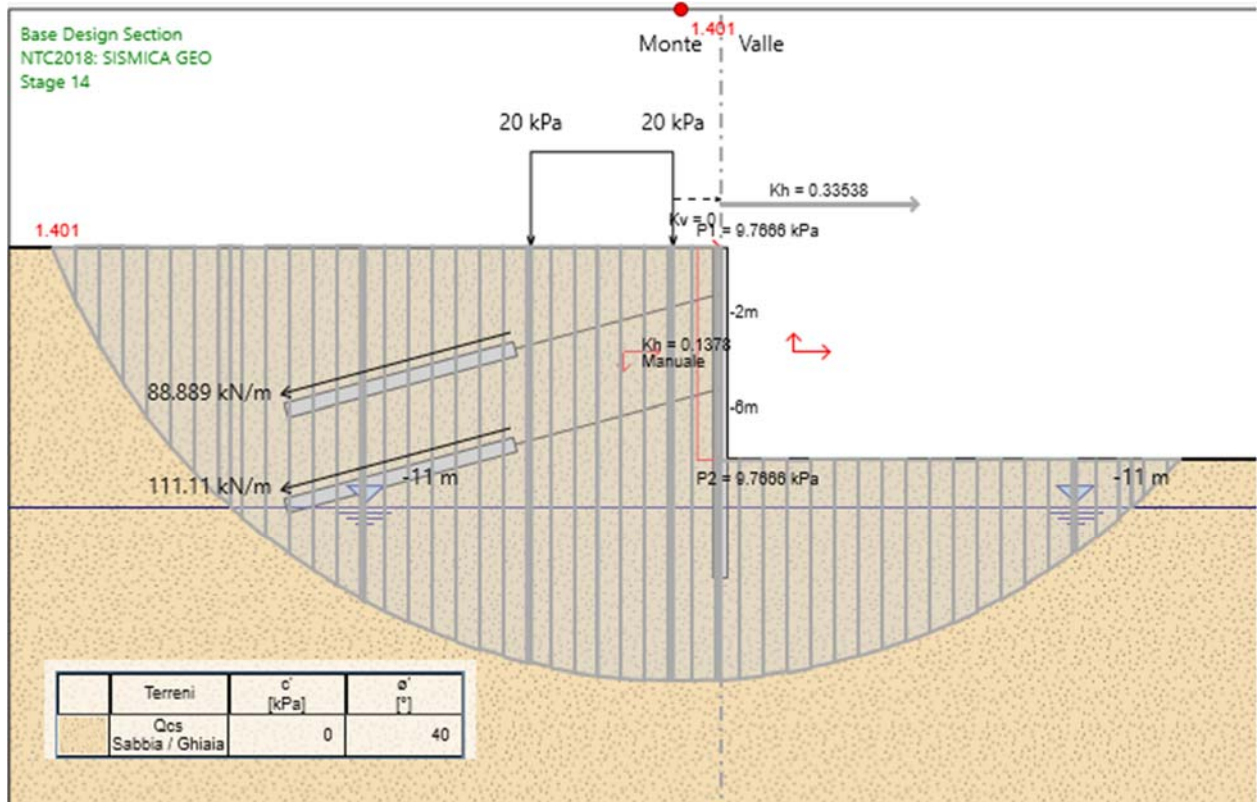


Figura 7-24 Stabilità globale – Fase sismica - Paratia imbocco Sud

7.7.5 Verifica Tiranti

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni ottenute sui tiranti.

Ordine	Interasse (m)	Inclinazione (°)	Trefoli	Pre Tensione (kN)	Reazione (kN)	N esercizio (kN)
T2	3.6	15	4	320	420.3	321.1
T3	3.6	15	5	400	525.4	404.1

Si riportano di seguito le verifiche, che dalle analisi numeriche, risulta essere più sollecitata, sia per i tiranti a 4 trefoli sia per i tiranti a 5 trefoli.

Numero trefoli:	n =	4	
Area singolo trefolo At:		140	(mm ²)
Area complessiva dell'acciaio (A = n·At):		559.064	(mm ²)
Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$	Deq =	26.68	(mm)
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk})		1860	(MPa)
Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)\%}$)		1670	(MPa)
N_G Azione permanente sul tirante:		420.3	kN
N_Q Azione variabile sul tirante:		0	kN
N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$):		420.264	kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot p \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =	200	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1.2	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	240	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0.20	(MPa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0.20	(MPa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0.09	(MPa)
$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$		
Lunghezza di ancoraggio	L =	6.0 (m)
$\gamma_R = 1.2$ (tiranti definitivi) $\xi_3 = 1.80$ $\xi_4 = 1.80$		

Verifica a trazione dell'armatura

$N = N_G + N_Q =$	420.264	(kN)
UNI EN 1537	$N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t =$	675.91 (kN)

Verifica nel rispetto della gerarchia delle resistenze par.6.6.2 NTC2008

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)\%}$)	1670	MPa
Diametro del trefolo	13.34	mm
Resistenza caratt. al limite di snervamento della lungh. libera	933.64	kN
Resistenza a sfilamento della fondazione	675.91	kN

Le verifiche sono soddisfatte.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

Numero trefoli:	n =	5	
Area singolo trefolo At:		140	(mm ²)
Area complessiva dell'acciaio (A = n·At):		698.83	(mm ²)
Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$	Deq =	29.83	(mm)
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk})		1860	(MPa)
Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$)		1670	(MPa)
N_G Azione permanente sul tirante:		525.4	kN
N_Q Azione variabile sul tirante:		0	kN
N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$):		525.42	kN

Aderenza Malta -Terreno $L = N_t \cdot F_s / (D_s \cdot p \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =		200	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =		1.2	
D_s (cm) Diametro di calcolo ($D_s = \alpha \cdot D$) =		240	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =		0.20	(MPa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =		0.20	(MPa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =		0.09	(MPa)
$s_d = \text{Min}(s_{med} / \zeta_3 \gamma_s ; s_{min} / \zeta_4 \gamma_s)$			
Lunghezza di ancoraggio	$L =$	8.0	(m)
$\gamma_R = 1.2$ (tiranti definitivi) $\zeta_3 = 1.80$ $\zeta_4 = 1.80$			

Verifica a trazione dell'armatura

$N = N_G + N_Q =$	525.42	(kN)
UNI EN 1537 $N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t =$	844.89	(kN)

Verifica nel rispetto della gerarchia delle resistenze par.6.6.2 NTC2008

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$)	1670	MPa
Diametro del trefolo	13.34	mm
Resistenza caratt. al limite di snervamento della lungh. libera	933.64	kN
Resistenza a sfilamento della fondazione	675.91	kN

Le verifiche sono soddisfatte.

La lunghezza libera del tirante si ottiene dalla seguente relazione:

$$L_{libera} = (h + t - h_i) \cdot \frac{\sin(45 - \phi/2)}{\sin(45 + \alpha + \phi/2)}$$

La lunghezza così ottenuta deve essere aumentata in base alle NTC 2008 (7.11.12) di:

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

Quindi si ha:

Lunghezza libera T2		Lunghezza libera T3	
hi = prodonfità T2	2.5 m	hi = prodonfità T4	6.5 m
h = fuori terra paratia	13.5 m	h = fuori terra paratia	13.5 m
t = infissione paratia	4.5 m	t = infissione paratia	4.5 m
i = inclinazione tirante	15 °	i = inclinazione tirante	15 °
φ = angolo attrito	32 °	φ = angolo attrito	32 °
ag/g	0.2522	ag/g	0.2522
kp	29 °	kp	29 °
L libera	7.7 m	L libera	5.7 m
L libera sisma	11.0 m	L libera sisma	8.0 m

Si riporta in forma tabellare i risultati ottenuti delle lunghezze caratteristiche dei tiranti.

Ordine	Inclinazione Tirante (°)	Lunghezza Libera (m)	Lunghezza Ancoraggio (m)	Lunghezza Totale (m)
T2	15	13	7	20
T3	15	9	9	18

7.9 IMBOCCO SUD H = 6.0 M

La paratia è costituita da una successione di pali Ø1000, posti ad interasse di 1.20 m, di lunghezza massima pari a 10 m. La parati sarà contrastata con ordini di tiranti posti ad interasse di 3.60 m con inclinazione $\alpha = 15^\circ$. Tale azione di contrasto verrà distribuita sui micropali dalle travi di collegamento e ripartizione previste lungo ciascun ordine, costituite da un doppio profilato in acciaio S275 della serie HEB200.

Per il dimensionamento della paratia si è considerata un'altezza di scavo massima pari a 6.0 m.

La stratigrafia di calcolo, a partire da p.c., è costituita da:

Stratigrafia [da p.c.]	Formazione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
da 0 a 30 m	Qcs	21	0	40	80

Si considera la falda a 25,0 m dal piano campagna.

La valutazione dei coefficienti di spinta attiva è stata effettuata facendo ricorso alla teoria di Mononobe-Okabe (rapporto $\delta/\phi'=0.5$) mentre la valutazione dei coefficienti di spinta passiva è stata effettuata con la teoria di Caquot-Kerisel considerando a favore di sicurezza un rapporto $\delta/\phi'=0$.

Nel calcolo sono state considerate le seguenti fasi:

1. Inizializzazione del modello con fase geostatica e realizzazione della paratia
2. Scavo per la realizzazione del primo tirante
3. Messa in opera del tirante
4. Realizzazione degli ordini di tiranti successivi con modalità analoghe alla realizzazione del primo e ripetizione delle fasi 3 e 4 fino al raggiungimento della quota di fondo scavo
5. Scavo finale
6. Applicazione del sisma
7. Stabilità globale

Le fasi sopra riportate, nel calcolo sono ripetute per le diverse combinazioni:

- SLU: A1+M1+R1
- SLU: A2+M2+R2
- SLE

In allegato sono riportati tutti i dettagli dei calcoli eseguiti.

Di seguito si riporta un'immagine esplicativa del modello di calcolo:

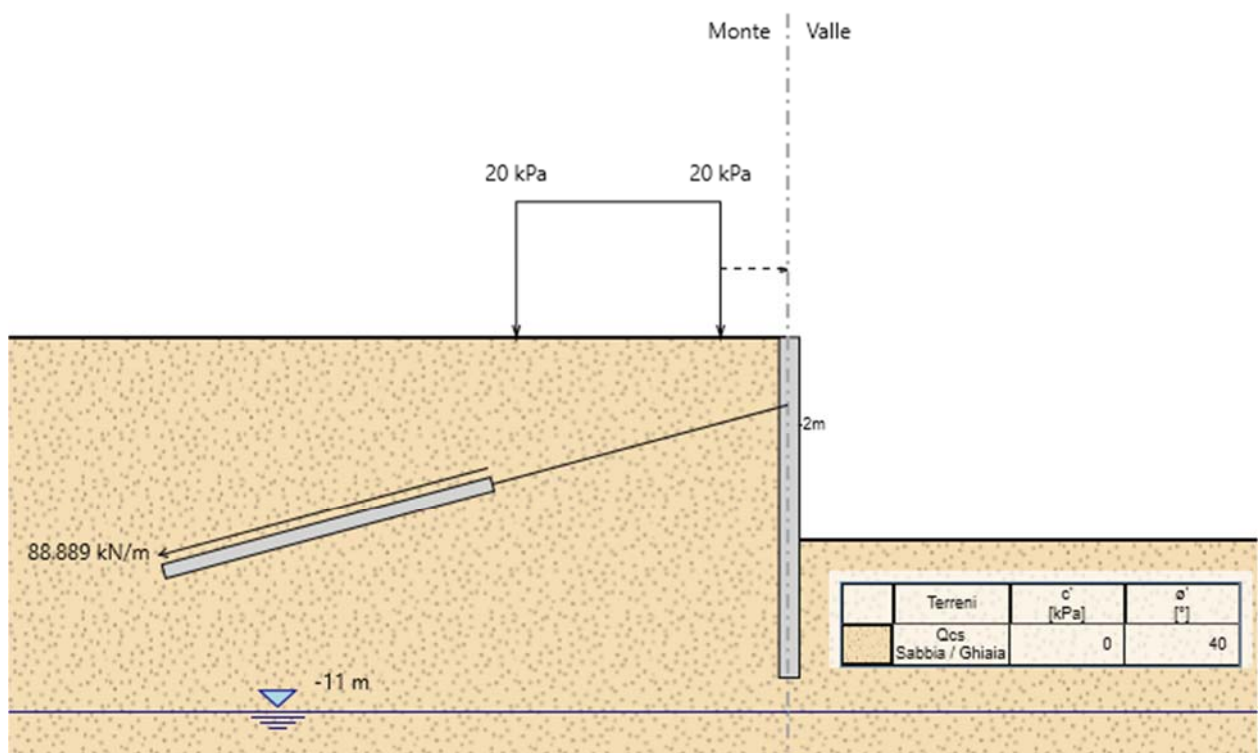


Figura 7.25 Figura esplicativa del modello di calcolo adottato per la sezione frontale di imbocco.

7.9.1 Verifiche strutturali pali

Si riportano, di seguito, le sollecitazioni massime agenti sui micropali e le verifiche strutturali, valutate per la combinazione A1+M1+R1 attraverso il software ParatiePLUS.

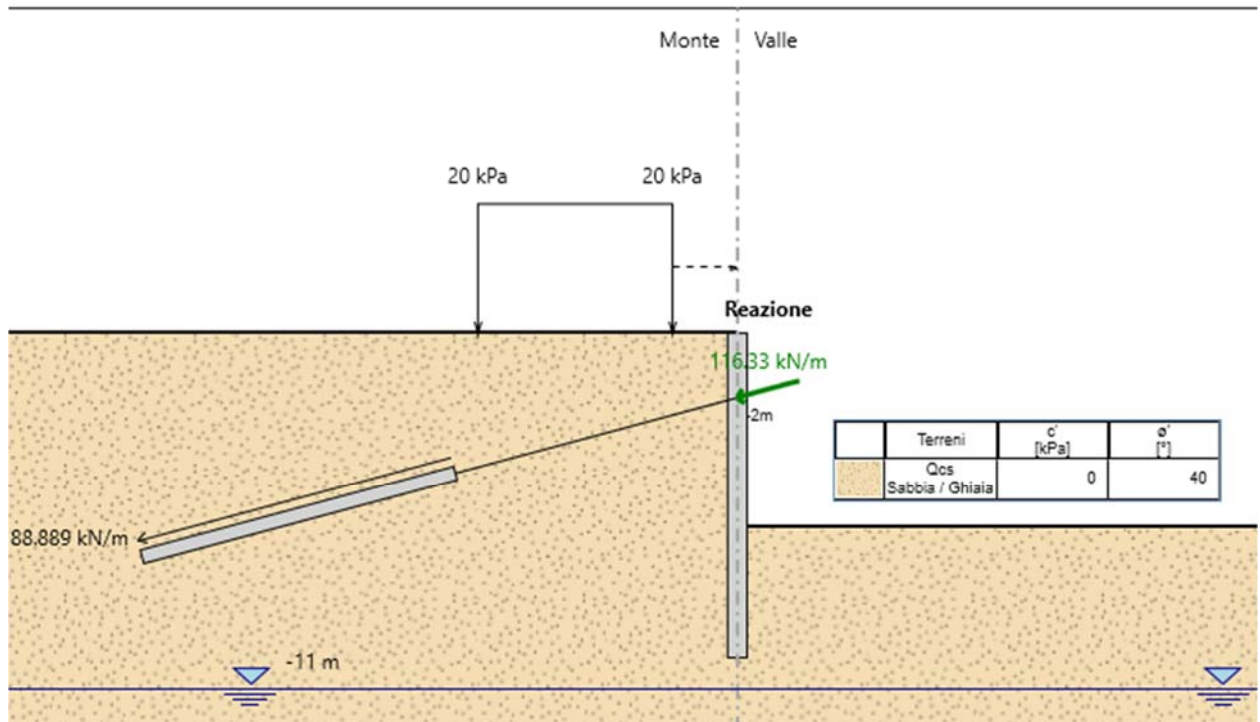


Figura 7-26 Rappresentazione dello schema di calcolo.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

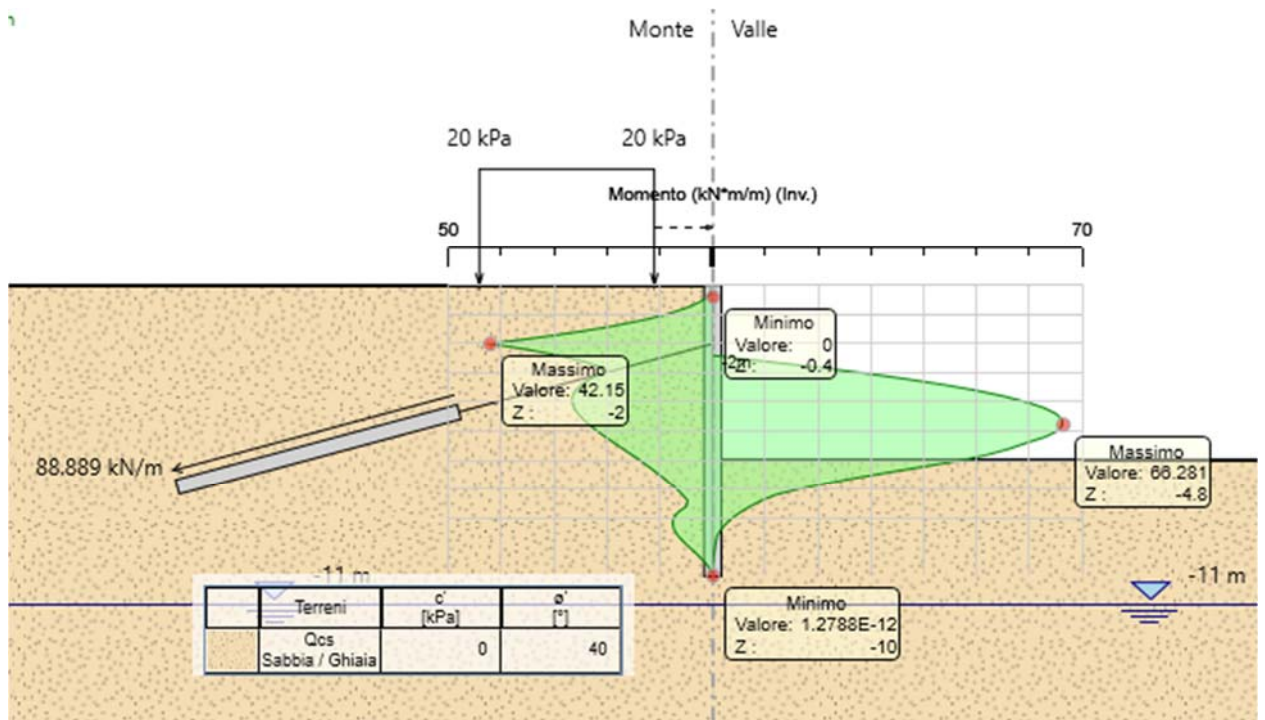


Figura 7-27 Momento flettente agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - inviluppo

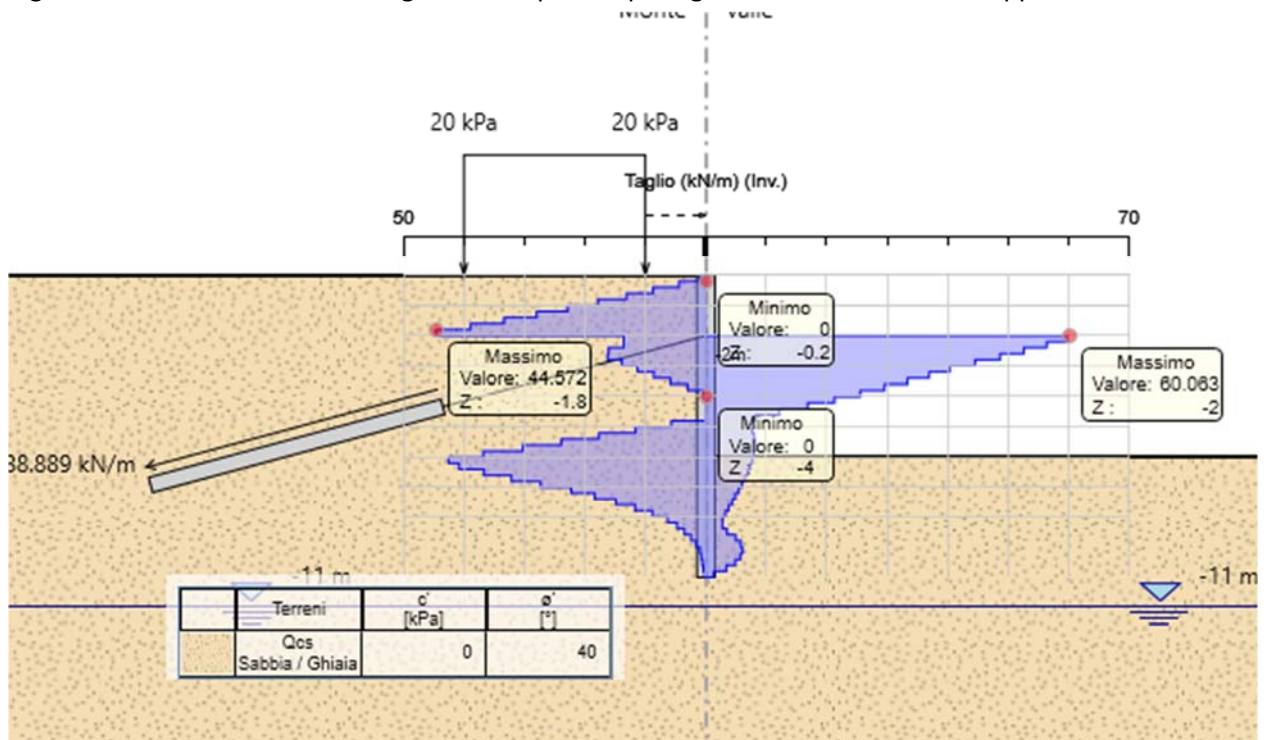


Figura 7-28 Taglio agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - inviluppo

A metro lineare, le massime sollecitazioni di calcolo sono pari a:

$$M_d = 66 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 60 \text{ kN/m}$$

Sul singolo palo (interasse 1.20 m):

$$M_d = 80 \text{ kNm}$$

$$V_d = 72 \text{ kN}$$

Si riportano le verifiche agli SLU.

7.9.1.1 Pressoflessione

Palo $\phi 1000$ (classe di resistenza C25/30) armato con **10 $\phi 20$** (FeB450C).

Si considera la Nd dovuta al solo peso proprio, trascurabile ai fini delle verifiche.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali_10_10F20

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 10
Diametro barre: 2 [cm]
Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 80 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipologia rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} : 67.5 ‰	ϵ_{c2} : 2 ‰
f_{yd} : 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} : 3.5 ‰
E_s : 200'000 N/mm ²	f_{cd} : 14.17
ϵ_s / ϵ_c : 15	f_{cc} / f_{cd} : 0.8
ϵ_{syd} : 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 9.75
$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm ²	τ_{co} : 0.6
	τ_{c1} : 1.829

Calcoli

M_{xRd}: 494.5 kNm
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 16.48 ‰
d: 90 cm
x: 15.76 x/d: 0.1751
 δ : 0.7

La verifica è soddisfatta.

7.9.1.2 Taglio

Sezione quadrata inscritta di lato 70 cm; armature costituita da staffe $\phi 12$ passo 20 cm (acciaio B450C).

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio			
<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} =$	72	kN
Altezza della sezione	$h =$	700	mm
Copriferro della sezione	$\delta =$	100	mm
Altezza utile della sezione	$d =$	600	mm
Diametro delle staffe	$d_w =$	12	mm
Numero di braccia	$n_w =$	2	
Area totale staffe	$A_{sw} =$	226.08	mm ²
Passo delle staffe	$s =$	200	mm
Inclinazione delle staffe	$\alpha =$	90	deg
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta =$	21.8	deg
Larghezza minima della sezione	$b_w =$	700	mm
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c =$	1.2	
			$\cot(\theta) = 2.50$
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} =$	597.2	kN
		$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$	
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} =$	1103.4	kN
		$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$	
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	597.2	kN
		$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	
Esito della verifica	soddisfatta		

La verifica è soddisfatta.

7.9.1.3 Fessurazione

<u>Verifica apertura fessure sezione circolare</u> <u>NTC Par.C.4.1.2.2.4.5</u>		
σ_s	63.0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R_{ck}	30 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	24 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	100 mm	Copriferro
D	1000 mm	Diametro
k_t	0.4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
δ	76 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	24.9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	126 mm	Interasse ferri longitudinali
A_{c_eff}	28149 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	452 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	2.6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	31447 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.68	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	32.9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	1.61 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	512.3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.092 mm	Valore di calcolo apertura fessure

La verifica è soddisfatta.

7.9.2 __ Spostamenti

Il massimo spostamento, in condizioni di esercizio, in assenza di sisma, è pari a circa 0.85 mm.

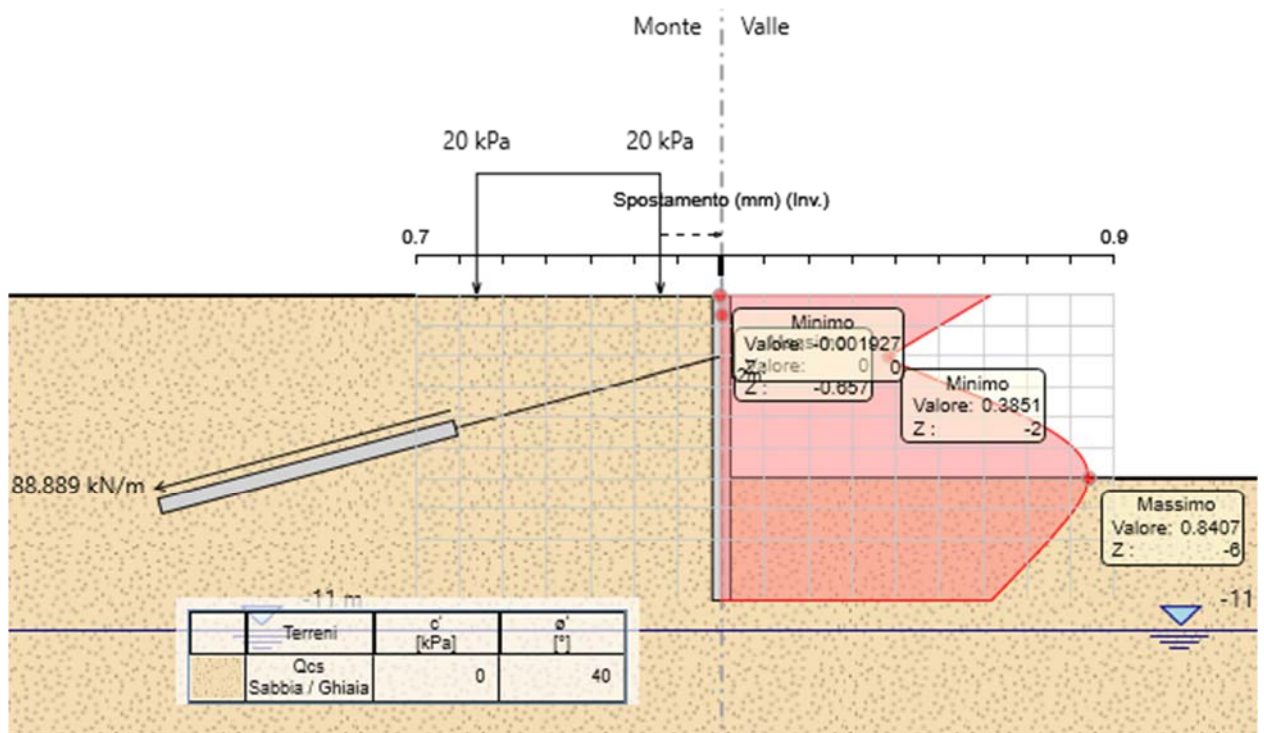


Figura 7-29 Spostamenti Paratia

7.9.3 __ Stabilità globale

Come indicato al punto 6.5.3.1.2 del D.M. 2008, le verifiche di stabilità globale sono state condotte per la combinazione A2+M2+R2, in fase statica e fase sismica. Il metodo di calcolo adottato è quello di Bishop. Si riporta la figura del FS minimo ottenuto.

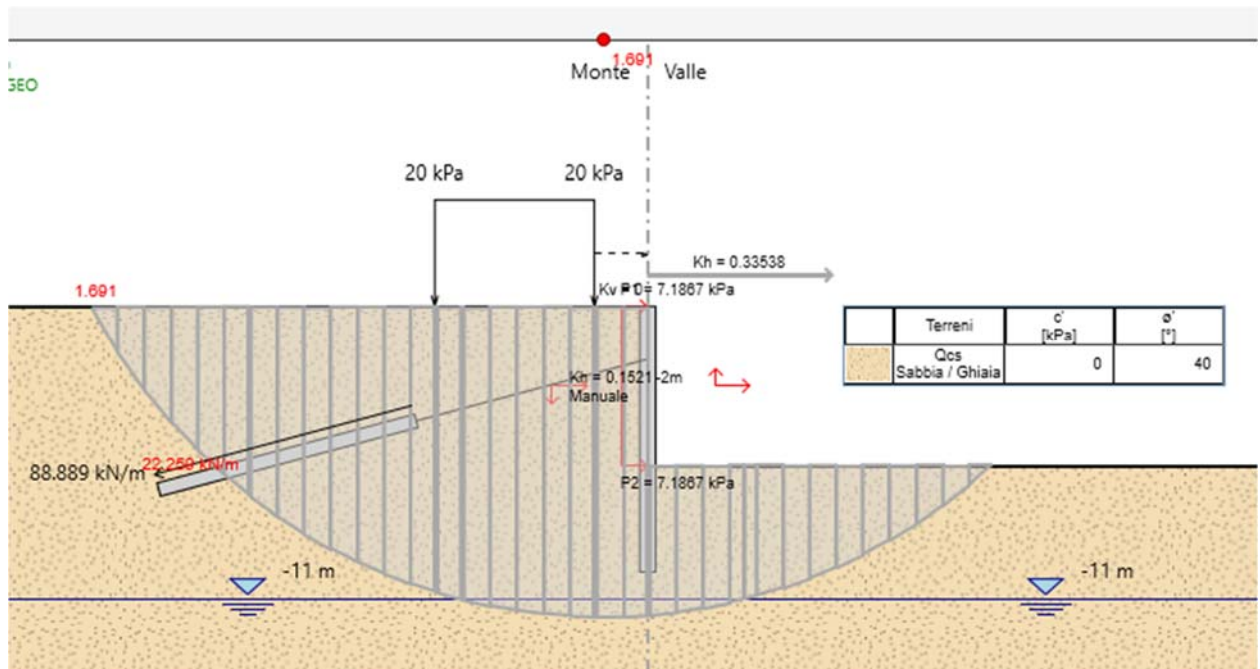


Figura 7-30 Stabilità globale – Fase sismica - Paratia imbocco Sud

7.9.5 Verifica Tiranti

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni ottenute sui tiranti.

Ordine	Interasse (m)	Inclinazione (°)	Trefoli	Pre Tensione (kN)	Reazione (kN)	N esercizio (kN)
T2	3.6	15	4	320	419.2	322.6

Si riportano di seguito le verifiche, che dalle analisi numeriche, risulta essere più sollecitata.

Numero trefoli:	n =	4	
Area singolo trefolo At:		140	(mm ²)
Area complessiva dell'acciaio (A = n·At):		559.064	(mm ²)
Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$	Deq =	26.68	(mm)
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk})		1860	(MPa)
Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$)		1670	(MPa)
N_G Azione permanente sul tirante:		419.2	kN
N_Q Azione variabile sul tirante:		0	kN
N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$):		419.2	kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot p \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =	200	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1.2	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	240	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0.20	(MPa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0.20	(MPa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0.09	(MPa)
$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$		
Lunghezza di ancoraggio	L =	6.0 (m)
$\gamma_R = 1.2$ (tiranti definitivi) $\xi_3 = 1.80$ $\xi_4 = 1.80$		

Verifica a trazione dell'armatura

$N = N_G + N_Q =$	419.2	(kN)
UNI EN 1537	$N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t =$	675.91 (kN)

Verifica nel rispetto della gerarchia delle resistenze par.6.6.2 NTC2008

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)\%}$)	1670	MPa
Diametro del trefolo	13.34	mm
Resistenza caratt. al limite di snervamento della lungh. libera	933.64	kN
Resistenza a sfilamento della fondazione	675.91	kN

Le verifiche sono soddisfatte.

La lunghezza libera del tirante si ottiene dalla seguente relazione:

$$L_{libera} = (h + t - h_i) \frac{\sin(45 - \phi/2)}{\sin(45 + \alpha + \phi/2)}$$

La lunghezza così ottenuta deve essere aumentata in base alle NTC 2008 (7.11.12) di:

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

Quindi si ha:

Lunghezza libera T2

hi = prodonfità T2	2.5 m
h = fuori terra paratia	13.5 m
t = infissione paratia	4.5 m
i = inclinazione tirante	15 °
φ = angolo attrito	32 °
ag/g	0.2522
kp	29 °

L libera 7.7 m

L libera sisma 11.0 m

Si riporta in forma tabellare i risultati ottenuti delle lunghezze caratteristiche dei tiranti.

Ordine	Inclinazione Tirante (°)	Lunghezza Libera (m)	Lunghezza Ancoraggio (m)	Lunghezza Totale (m)
T2	15	13	7	20

7.11 IMBOCCO SUD H = 4.5 M

La paratia è costituita da una successione di pali $\varnothing 1000$, posti ad interasse di 1.20 m, di lunghezza massima pari a 8 m. La paratia sarà contrastata con ordini di tiranti posti ad interasse di 3.60 m con inclinazione $\alpha = 15^\circ$. Tale azione di contrasto verrà distribuita sui micropali dalle travi di collegamento e ripartizione previste lungo ciascun ordine, costituite da un doppio profilato in acciaio S275 della serie HEB200.

Per il dimensionamento della paratia si è considerata un'altezza di scavo massima pari a 4.5 m.

La stratigrafia di calcolo, a partire da p.c., è costituita da:

Stratigrafia [da p.c.]	Formazione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
da 0 a 30 m	Qcs	21	0	40	80

Si considera la falda a 25,0 m dal piano campagna.

La valutazione dei coefficienti di spinta attiva è stata effettuata facendo ricorso alla teoria di Mononobe-Okabe (rapporto $\delta/\phi'=0.5$) mentre la valutazione dei coefficienti di spinta passiva è stata effettuata con la teoria di Caquot-Kerisel considerando a favore di sicurezza un rapporto $\delta/\phi'=0$.

Nel calcolo sono state considerate le seguenti fasi:

1. Inizializzazione del modello con fase geostatica e realizzazione della paratia
2. Scavo per la realizzazione del primo tirante
3. Messa in opera del tirante
4. Realizzazione degli ordini di tiranti successivi con modalità analoghe alla realizzazione del primo e ripetizione delle fasi 3 e 4 fino al raggiungimento della quota di fondo scavo
5. Scavo finale
6. Applicazione del sisma
7. Stabilità globale

Le fasi sopra riportate, nel calcolo sono ripetute per le diverse combinazioni:

- SLU: A1+M1+R1
- SLU: A2+M2+R2
- SLE

In allegato sono riportati tutti i dettagli dei calcoli eseguiti.

Di seguito si riporta un'immagine esplicativa del modello di calcolo:

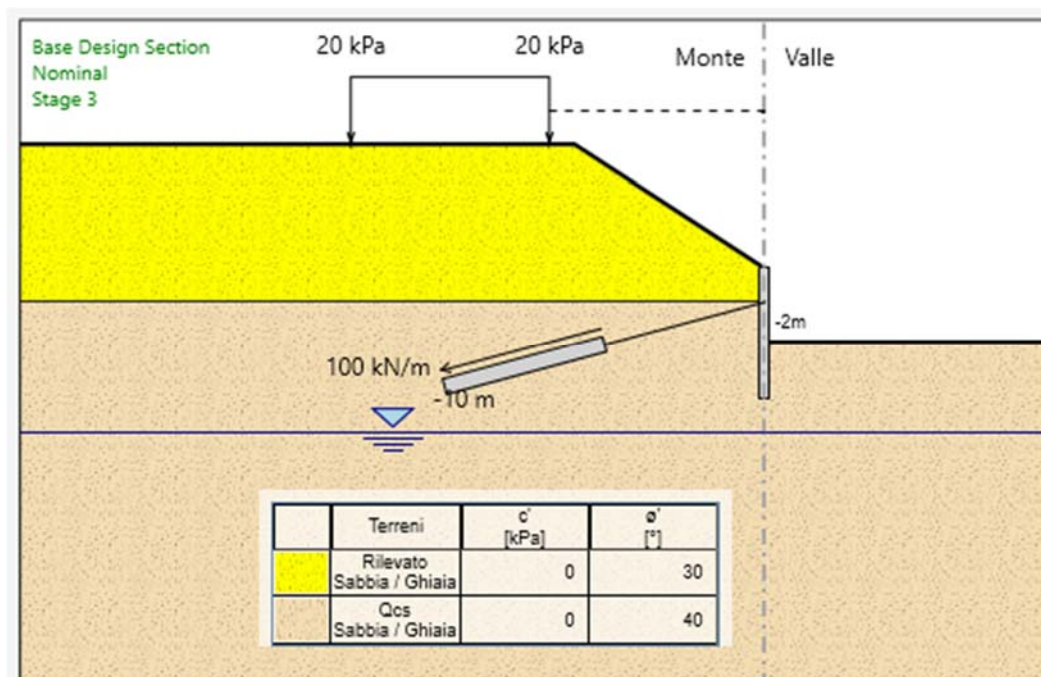


Figura 7.31 Figura esplicativa del modello di calcolo adottato per la sezione frontale di imbocco.

7.11.1 Verifiche strutturali pali

Si riportano, di seguito, le sollecitazioni massime agenti sui micropali e le verifiche strutturali, valutate per la combinazione A1+M1+R1 attraverso il software ParatiePLUS.

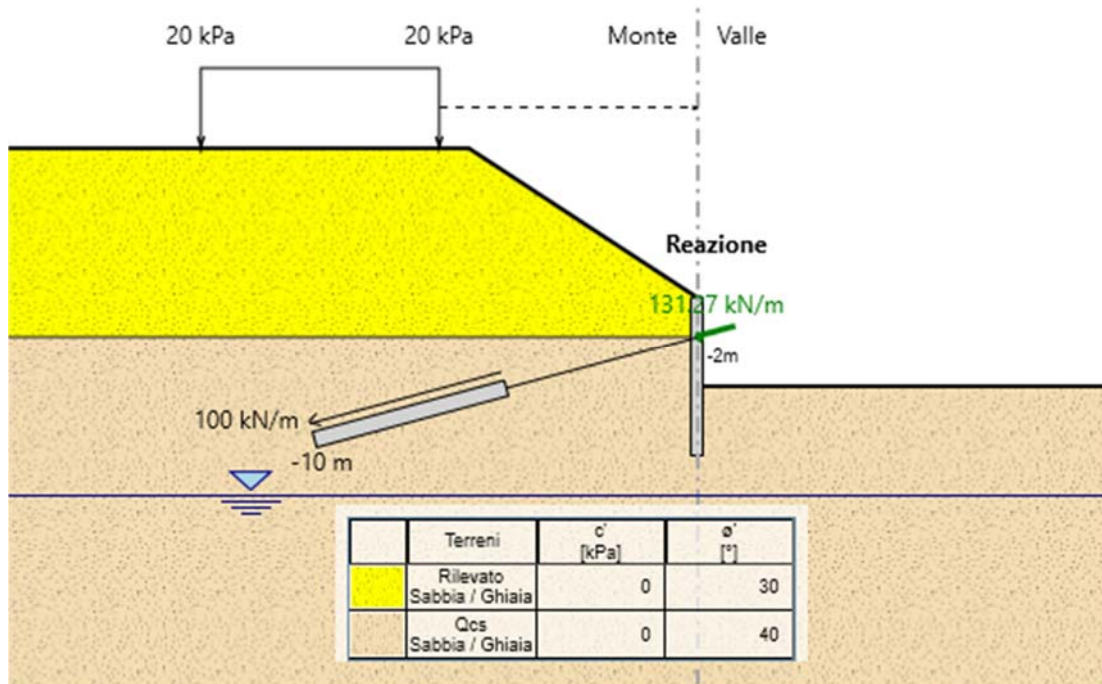


Figura 7-32 Rappresentazione dello schema di calcolo.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

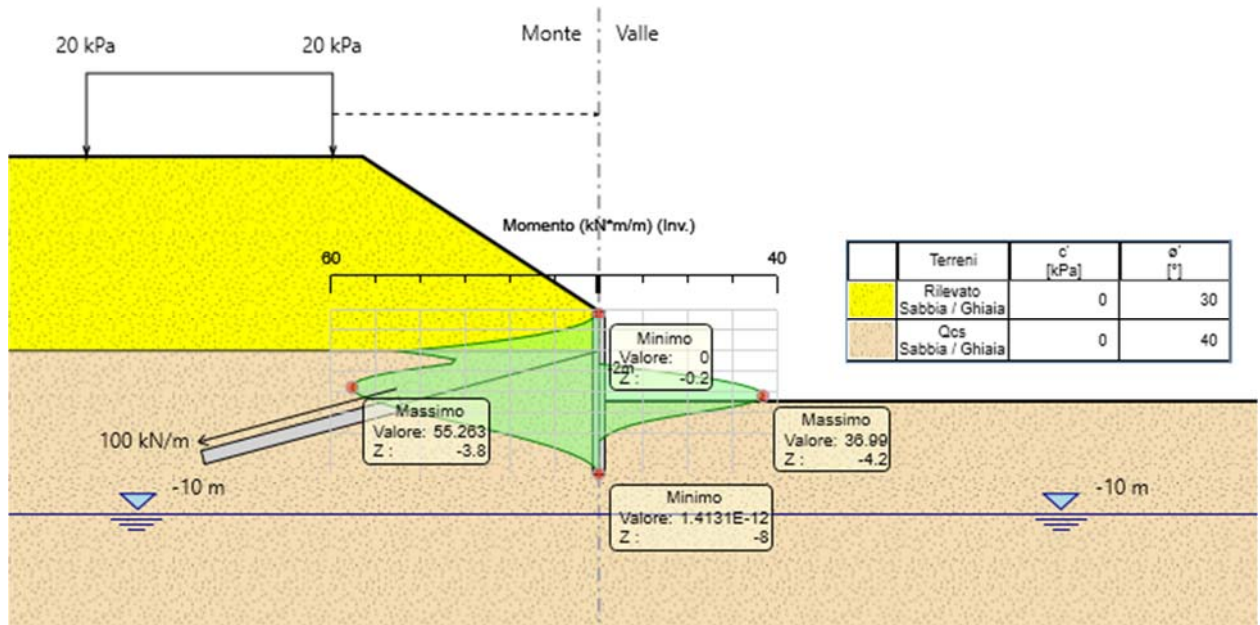


Figura 7-33 Momento flettente agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - inviluppo

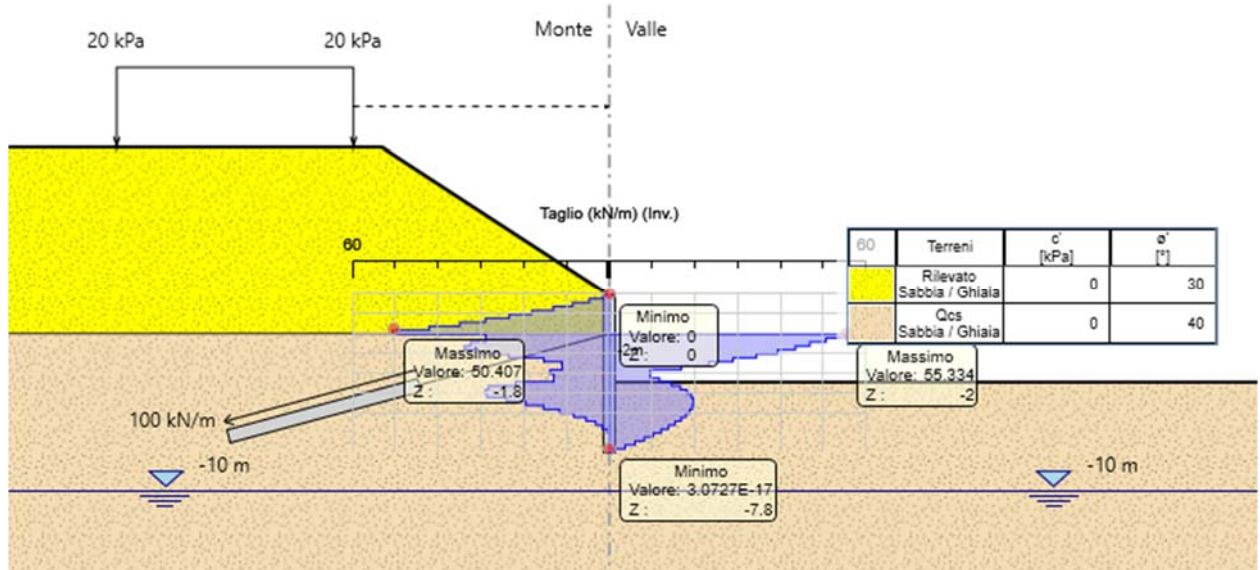


Figura 7-34 Taglio agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - inviluppo

A metro lineare, le massime sollecitazioni di calcolo sono pari a:

$$M_d = 60 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 75 \text{ kN/m}$$

Sul singolo palo (interasse 1.20 m):

$$M_d = 75 \text{ kNm}$$

$$V_d = 90 \text{ kN}$$

Si riportano le verifiche agli SLU.

7.11.1.1 Pressoflessione

Palo $\phi 1000$ (classe di resistenza C25/30) armato con **10 $\phi 20$** (FeB450C).

Si considera la Nd dovuta al solo peso proprio, trascurabile ai fini delle verifiche.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali_6_10F20

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 50 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N* barre uguali 10

Diametro barre 2 [cm]

Copriferro [baric.] 10 [cm]

N* barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN

M_{xEd} 75 kNm

M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %

E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ϵ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 494.5 kNm

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 %

ϵ_s 16.48 %

d 90 cm

x 15.76 x/d 0.1751

δ 0.7

La verifica è soddisfatta.

7.11.1.2 Taglio

Sezione quadrata inscritta di lato 70 cm; armature costituita da staffe $\phi 12$ passo 20 cm (acciaio B450C).

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio			
<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} =$	90	<i>kN</i>
Altezza della sezione	$h =$	700	<i>mm</i>
Copriferro della sezione	$\delta =$	100	<i>mm</i>
Altezza utile della sezione	$d =$	600	<i>mm</i>
Diametro delle staffe	$d_w =$	12	<i>mm</i>
Numero di braccia	$n_w =$	2	
Area totale staffe	$A_{sw} =$	226.08	<i>mm²</i>
Passo delle staffe	$s =$	200	<i>mm</i>
Inclinazione delle staffe	$\alpha =$	90	<i>deg</i>
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta =$	21.8	<i>deg</i> $\cot(\theta) = 2.50$
Larghezza minima della sezione	$b_w =$	700	<i>mm</i>
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c =$	1.2	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} =$	597.2	<i>kN</i>
		$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$	
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} =$	1103.4	<i>kN</i>
		$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$	
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	597.2	<i>kN</i>
		$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	
Esito della verifica	soddisfatta		

La verifica è soddisfatta.

7.11.3 _ Spostamenti

Il massimo spostamento, in condizioni di esercizio, in assenza di sisma, è pari a circa 1.4 mm.

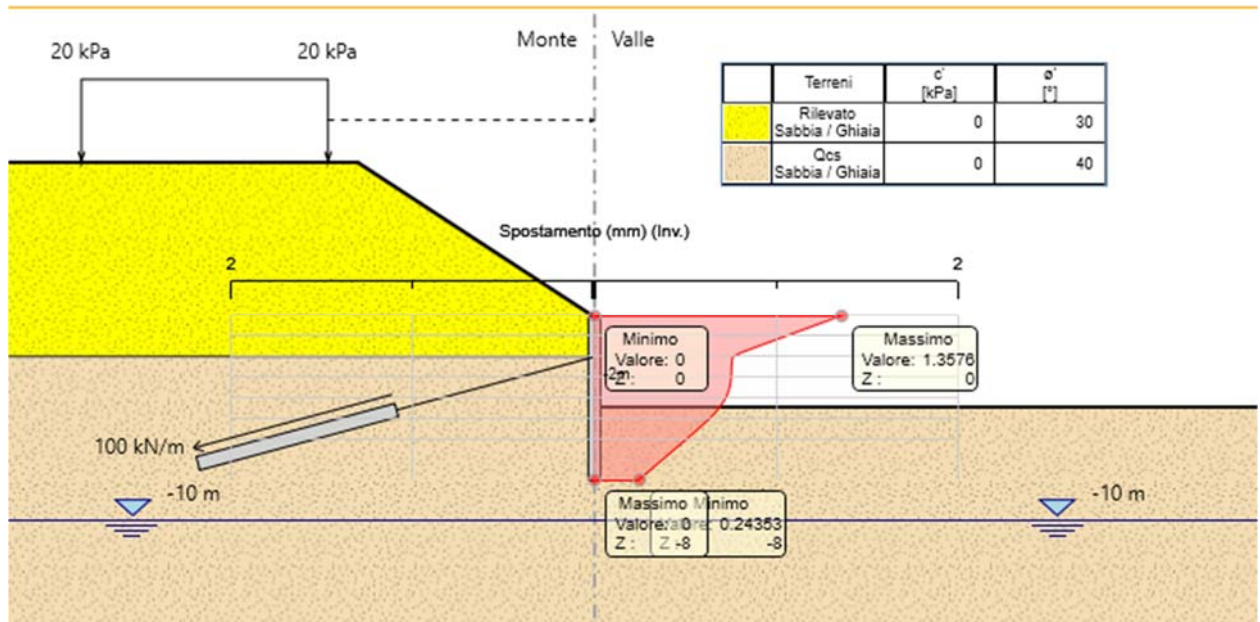


Figura 7-35 Spostamenti Paratia

7.11.4 _ Stabilità globale

Come indicato al punto 6.5.3.1.2 del D.M. 2008, le verifiche di stabilità globale sono state condotte per la combinazione A2+M2+R2, in fase statica e fase sismica. Il metodo di calcolo adottato è quello di Bishop. Si riporta la figura del FS minimo ottenuto.

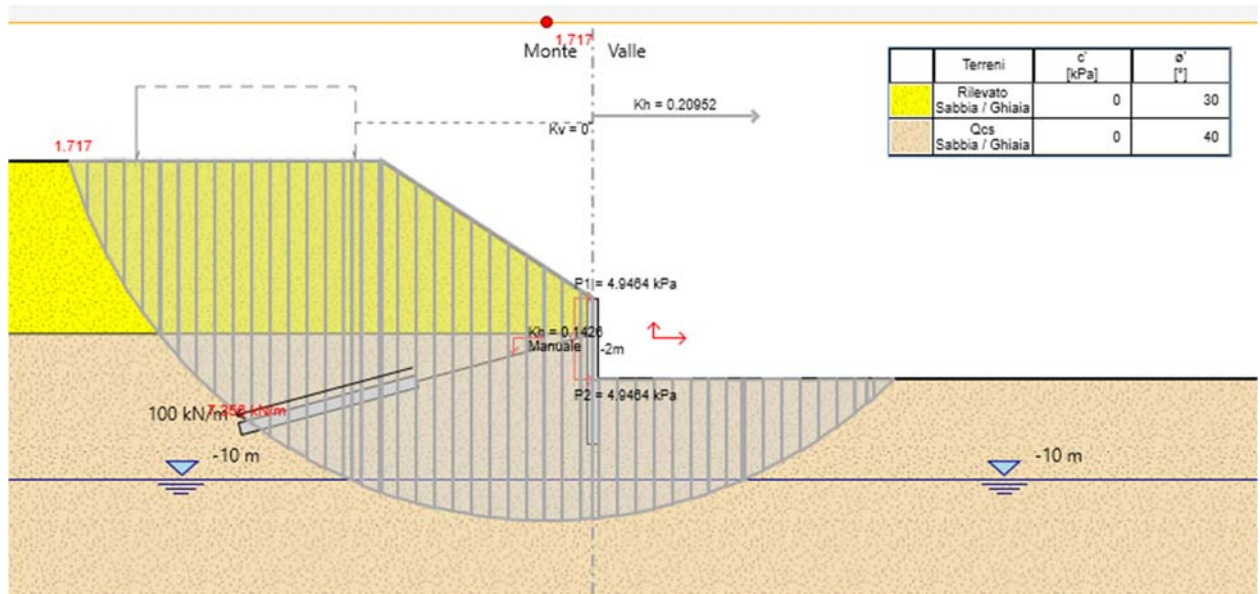


Figura 7-36 Stabilità globale – Fase sismica - Paratia imbrocco Sud

7.11.5 Verifica Tiranti

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni ottenute sui tiranti.

Ordine	Interasse (m)	Inclinazione (°)	Trefoli	Pre Tensione (kN)	Reazione (kN)	N esercizio (kN)
T7/8	3.6	15	4	360	473.4	363.6

Si riportano di seguito le verifica, che dalle analisi numeriche, risulta essere più sollecitata, sia per i tiranti a 4 trefoli sia per i tiranti a 5 trefoli.

Numero trefoli:	n =	4	
Area singolo trefolo At:		140	(mm ²)
Area complessiva dell'acciaio (A = n·At):		559.064	(mm ²)
Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$	Deq =	26.68	(mm)
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{ptk})		1860	(MPa)
Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)k}$)		1670	(MPa)
N_G Azione permanente sul tirante:		473.4	kN
N_Q Azione variabile sul tirante:		0	kN
N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_g + N_Q \cdot \gamma_q$):		473.4	kN

Aderenza Malta -Terreno $L = Nt \cdot Fs / (Ds \cdot p \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione =	200	(mm)
α (-) Coeff. moltiplicativo =	1.2	
Ds (cm) Diametro di calcolo ($Ds = \alpha \cdot D$) =	240	(mm)
s_k (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno =	0.15	(MPa)
s_k (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno =	0.15	(MPa)
s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno =	0.08	(MPa)
$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_3 \gamma_s ; s_{min} / \xi_4 \gamma_s)$		
Lunghezza di ancoraggio	L =	8.3 (m)
$\gamma_R = 1.1$ (tiranti provvisionali) $\xi_3 = 1.80$ $\xi_4 = 1.80$		

Verifica a trazione dell'armatura

$N = N_G + N_Q =$	473.4	(kN)
UNI EN 1537	$N \leq 0.65 \cdot f_{ptk} \cdot n \cdot A_t =$	675.91 (kN)

Verifica nel rispetto della gerarchia delle resistenze par.6.6.2 NTC2008

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1)\%}$)	1670	MPa
Diametro del trefolo	13.34	mm
Resistenza caratt. al limite di snervamento della lungh. libera	933.64	kN
Resistenza a sfilamento della fondazione	675.91	kN

Le verifiche sono soddisfatte.

La lunghezza libera del tirante si ottiene dalla seguente relazione:

$$L_{libera} = (h + t - h_i) \frac{\sin(45 - \phi/2)}{\sin(45 + \alpha + \phi/2)}$$

La lunghezza così ottenuta deve essere aumentata in base alle NTC 2008 (7.11.12) di:

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right)$$

Quindi si ha:

Lunghezza libera

hi = prodonfità T1	2.5 m
h = fuori terra paratia	3.5 m
t = infissione paratia	4.5 m
i = inclinazione tirante	15 °
φ = angolo attrito	32 °
ag/g	0.2522
kp	29 °

L libera 2.7 m

L libera sisma 4.0 m

Si riporta in forma tabellare i risultati ottenuti delle lunghezze caratteristiche dei tiranti.

Ordine	Inclinazione Tirante (°)	Lunghezza Libera (m)	Lunghezza Ancoraggio (m)	Lunghezza Totale (m)
T7/8	15	5	9	14

7.13 IMBOCCO SUD H = 2.5 M

La paratia è costituita da una successione di pali Ø1000, posti ad interasse di 1.20 m, di lunghezza massima pari a 8 m. La paratia sarà contrastata con ordini di tiranti posti ad interasse di 3.60 m con inclinazione $\alpha = 15^\circ$. Tale azione di contrasto verrà distribuita sui micropali dalle travi di collegamento e ripartizione previste lungo ciascun ordine, costituite da un doppio profilato in acciaio S275 della serie HEB200.

Per il dimensionamento della paratia si è considerata un'altezza di scavo massima pari a 2.5 m.

La stratigrafia di calcolo, a partire da p.c., è costituita da:

Stratigrafia [da p.c.]	Formazione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
da 0 a 30 m	Qcs	21	0	40	80

Si considera la falda a 25,0 m dal piano campagna.

La valutazione dei coefficienti di spinta attiva è stata effettuata facendo ricorso alla teoria di Mononobe-Okabe (rapporto $\delta/\phi'=0.5$) mentre la valutazione dei coefficienti di spinta passiva è stata effettuata con la teoria di Caquot-Kerisel considerando a favore di sicurezza un rapporto $\delta/\phi'=0$.

Nel calcolo sono state considerate le seguenti fasi:

1. Inizializzazione del modello con fase geostatica e realizzazione della paratia
2. Scavo per la realizzazione del primo tirante
3. Messa in opera del tirante
4. Realizzazione degli ordini di tiranti successivi con modalità analoghe alla realizzazione del primo e ripetizione delle fasi 3 e 4 fino al raggiungimento della quota di fondo scavo
5. Scavo finale
6. Applicazione del sisma
7. Stabilità globale

Le fasi sopra riportate, nel calcolo sono ripetute per le diverse combinazioni:

- SLU: A1+M1+R1
- SLU: A2+M2+R2
- SLE

In allegato sono riportati tutti i dettagli dei calcoli eseguiti.

Di seguito si riporta un'immagine esplicativa del modello di calcolo:

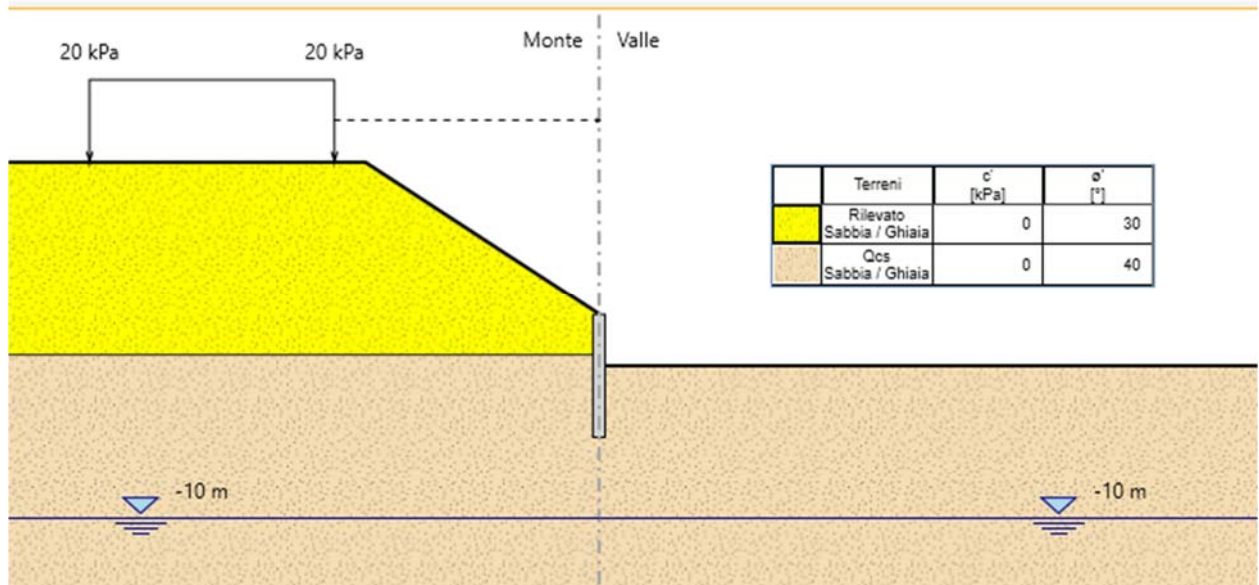


Figura 7.37 Figura esplicativa del modello di calcolo adottato per la sezione frontale di imbocco.

7.13.1 Verifiche strutturali pali

Si riportano, di seguito, le sollecitazioni massime agenti sui micropali e le verifiche strutturali, valutate per la combinazione A1+M1+R1 attraverso il software ParatiePLUS.

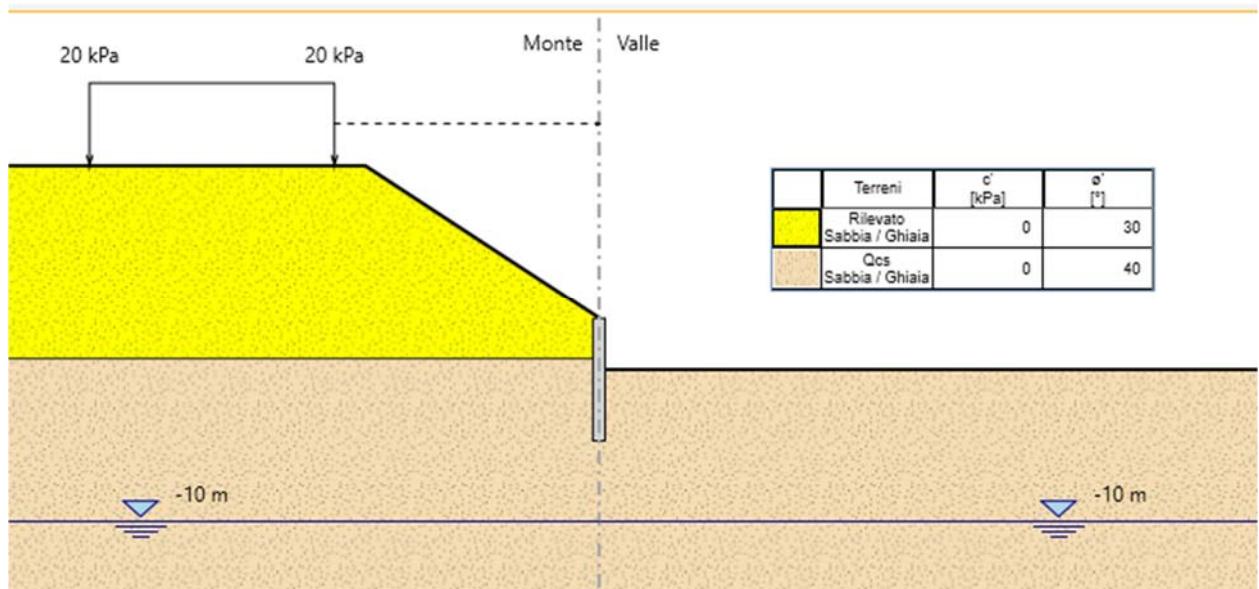


Figura 7-38 Rappresentazione dello schema di calcolo.

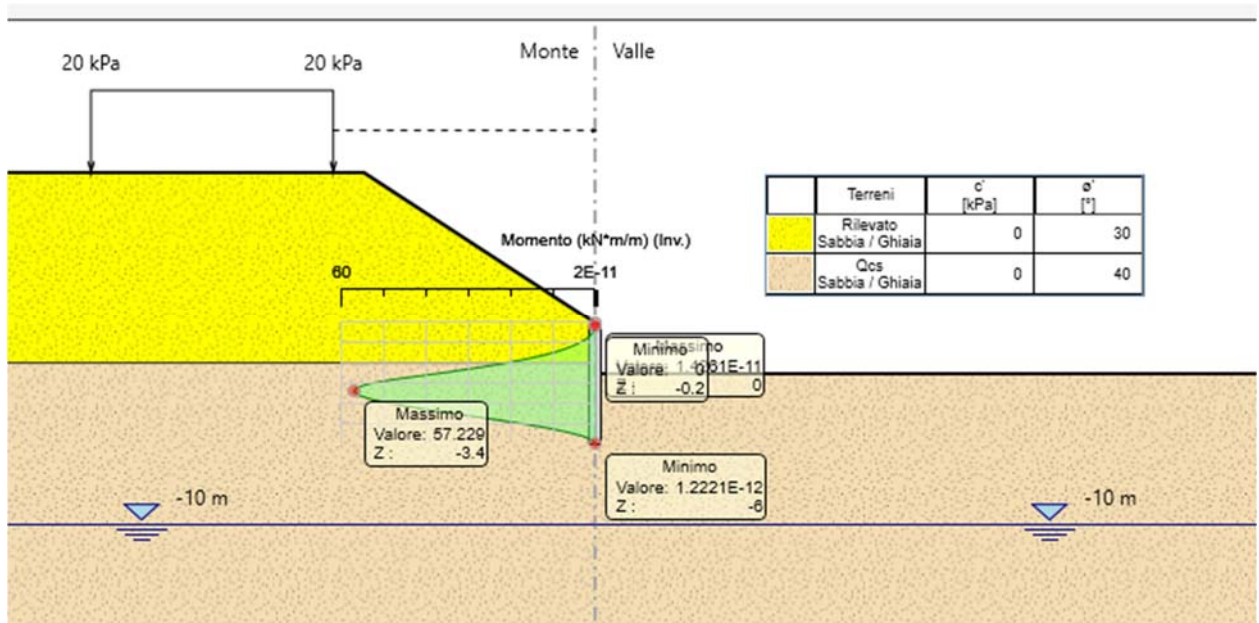


Figura 7-39 Momento flettente agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - inviluppo

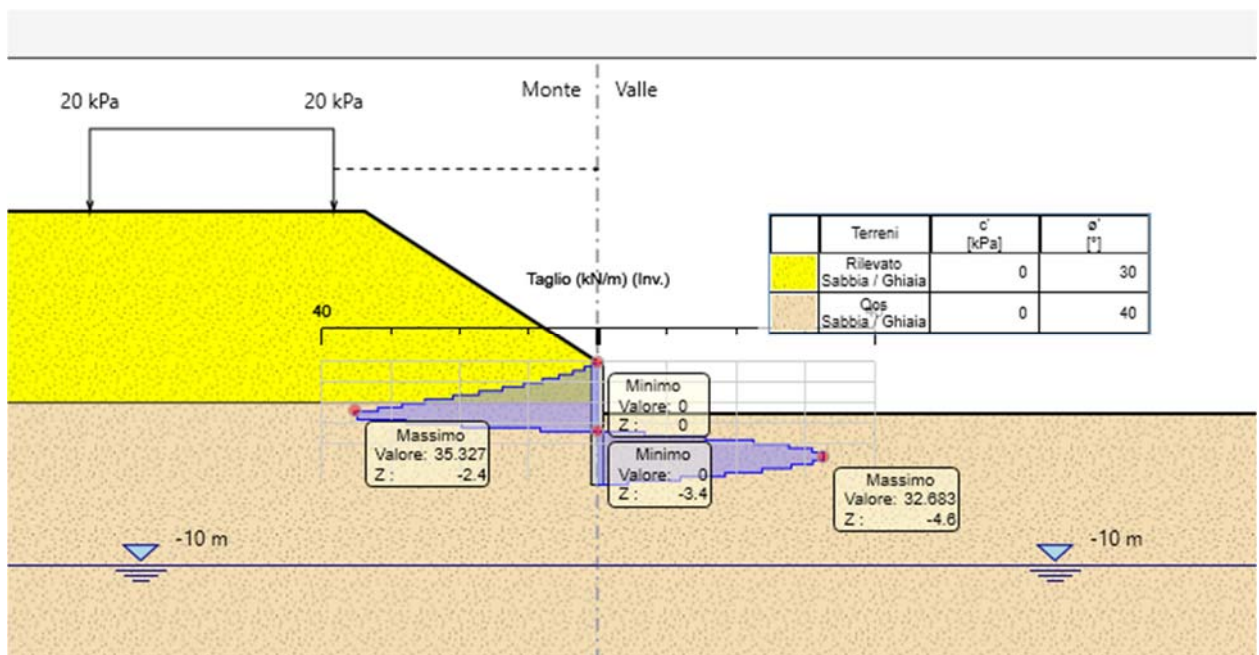


Figura 7-40 Taglio agente sulla paratia per ogni fase costruttiva - inviluppo

A metro lineare, le massime sollecitazioni di calcolo sono pari a:

$$M_d = 58 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 35 \text{ kN/m}$$

Sul singolo palo (interasse 1.20 m):

$$M_d = 70 \text{ kNm}$$

$$V_d = 42 \text{ kN}$$

Si riportano le verifiche agli SLU.

7.13.1.1 Pressoflessione

Palo $\phi 1000$ (classe di resistenza C25/30) armato con **10 $\phi 20$** (FeB450C).

Si considera la Nd dovuta al solo peso proprio, trascurabile ai fini delle verifiche.

La verifica è soddisfatta.

7.13.1.2 Taglio

Sezione quadrata inscritta di lato 70 cm; armature costituita da staffe $\phi 12$ passo 20 cm (acciaio B450C).

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio			
<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} =$	42	<i>kN</i>
Altezza della sezione	$h =$	700	<i>mm</i>
Copriferro della sezione	$\delta =$	100	<i>mm</i>
Altezza utile della sezione	$d =$	600	<i>mm</i>
Diametro delle staffe	$d_w =$	12	<i>mm</i>
Numero di braccia	$n_w =$	2	
Area totale staffe	$A_{sw} =$	226.08	<i>mm²</i>
Passo delle staffe	$s =$	200	<i>mm</i>
Inclinazione delle staffe	$\alpha =$	90	<i>deg</i>
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta =$	21.8	<i>deg</i> $\cot(\theta) = 2.50$
Larghezza minima della sezione	$b_w =$	700	<i>mm</i>
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c =$	1.2	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} =$	597.2	<i>kN</i>
		$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$	
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} =$	1103.4	<i>kN</i>
		$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$	
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	597.2	<i>kN</i>
		$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	
Esito della verifica	soddisfatta		

La verifica è soddisfatta.

7.13.3 _ Spostamenti

Il massimo spostamento, in condizioni di esercizio, in assenza di sisma, è pari a circa 1.6 mm.

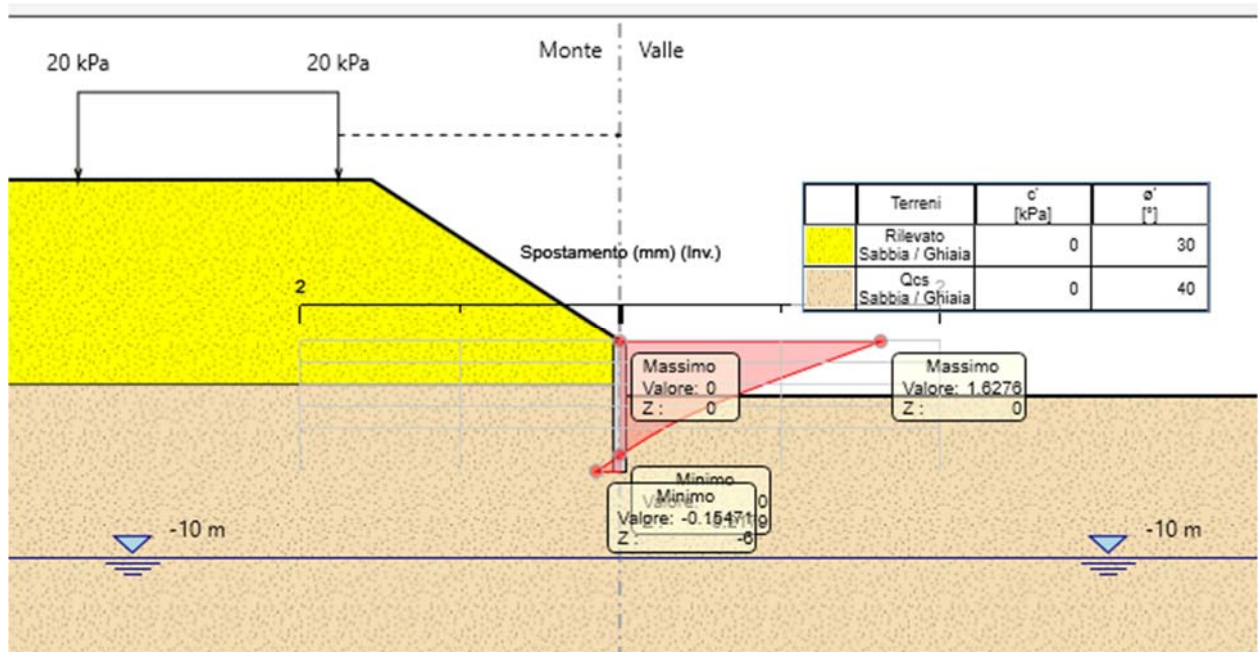


Figura 7-41 Spostamenti Paratia

7.13.4 _ Stabilità globale

Come indicato al punto 6.5.3.1.2 del D.M. 2008, le verifiche di stabilità globale sono state condotte per la combinazione A2+M2+R2, in fase statica e fase sismica. Il metodo di calcolo adottato è quello di Bishop. Si riporta la figura del FS minimo ottenuto.

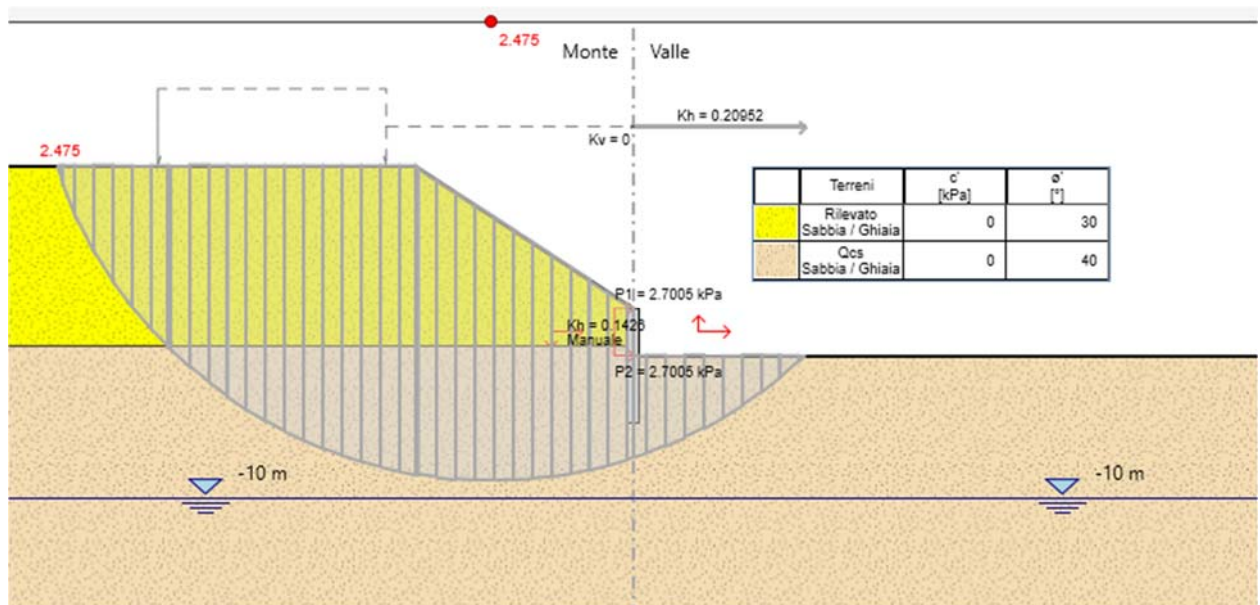


Figura 7-42 Stabilità globale – Fase sismica - Paratia imbocco Sud

7.15 VERIFICA TRAVI DI RIPARTIZIONE

Per la verifica delle travi di ripartizione in acciaio (S275), necessarie alla ripartizione dell'azione dei tiranti, costituite da n. 2 travi HEB200 accoppiate, si adotta cautelativamente lo schema strutturale a trave continua appoggiata in corrispondenza delle teste dei tiranti e sottoposta ad un carico uniformemente distribuito pari a Nq / i , dove Nq è il tiro agente nel tirante e i è l'interasse.

In questo modo le azioni flettenti e taglianti sono determinate come segue:

$$M = \frac{Nq}{i} \cdot \frac{i^2}{10} \quad V = \frac{Nq}{i} \cdot \frac{i}{2}$$

La massima sollecitazione di calcolo attesa nei tiranti, in condizioni statiche e sismiche, ricavata con il programma Paratie, è data dalla seconda fila di tiranti della berlinese imbocco nord che, sempre per la combinazione A1+M1+R1, presenta un'azione pari a:

$$N_q = 668.5 \text{ kN}$$

da cui si ricavano le azioni massime pari a:

$$M_{Ed} = 240.7 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 334.3 \text{ kN}$$

Verifica a flessione

$$M_{pl,Rd} = 2 \times W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0} = 298 \text{ kNm}$$

in cui

$$W_{pl} = 642.5 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

Risulta: $M_{pl,Rd} \geq M_{Ed} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

Verifica a taglio

$$V_{c,Rd} = 2 \times A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 751 \text{ kN}$$

in cui

$$A_v = 25.0 \text{ cm}^2 \text{ calcolata in base alla (4.2.19) della NTC 2008.}$$

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

Risulta: $V_{c,Rd} \geq V_{Ed} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

8 GESTIONE DELLE FASI ESECUTIVE DELLA GALLERIA

In questo paragrafo si illustrano le fasi di realizzazione previste per la galleria Francofonte. In particolare, si prevede di scavare la galleria partendo dall'imbocco est (Nord) verso l'imbocco ovest (sud), facendo in modo di garantire sempre almeno una distanza reciproca tra i fonti di scavo delle due canne almeno pari a 5 diametri.


La fasistica può essere riassunta come segue:

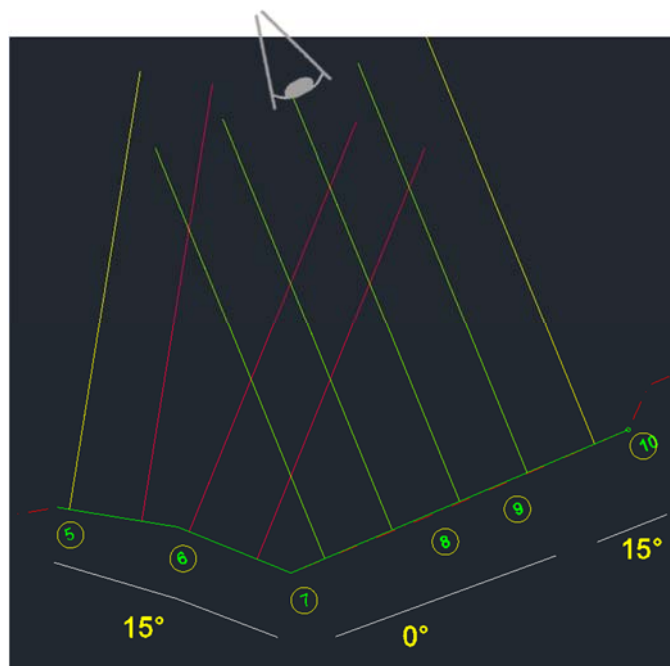
1. realizzazione della paratia d'imbocco Est (sud);
2. realizzazione degli infilaggi, della dima e della GA01 carr. DX;
3. inizio scavo GN01 carr. DX;
4. realizzazione degli infilaggi, della dima Galleria Artificiale GA01 carr. SX;
5. realizzazione muro in terra rinforzata per il ritombamento delle Gallerie Artificiali GA01;
6. ritombamento delle Gallerie Artificiali GA01;
7. inizio scavo GN01 carr. SX;
8. realizzazione paratie di imbocco Ovest (Sud);
9. realizzazione degli infilaggi, della dima e della Gallerie Artificiali GA02 carr. DX e SX;
10. realizzazione muro in terra rinforzata per il ritombamento delle Gallerie Artificiali GA02;
11. ritombamento delle Gallerie Artificiali GA02.

Per le fasi relative allo svincolo Francofonte Ovest si rimanda all'elaborato T04CA01CANPE04.

Nel tratto di paratia 6-7 i tiranti sono inclinati di 15° rispetto l'orizzontale mentre nel tratto di paratia 7-9 i tiranti sono orizzontali. Questo permette di risolvere l'interferenza planimetrica che si era creata di sovrapposizione dei tiranti, permettendo la loro corretta esecuzione.

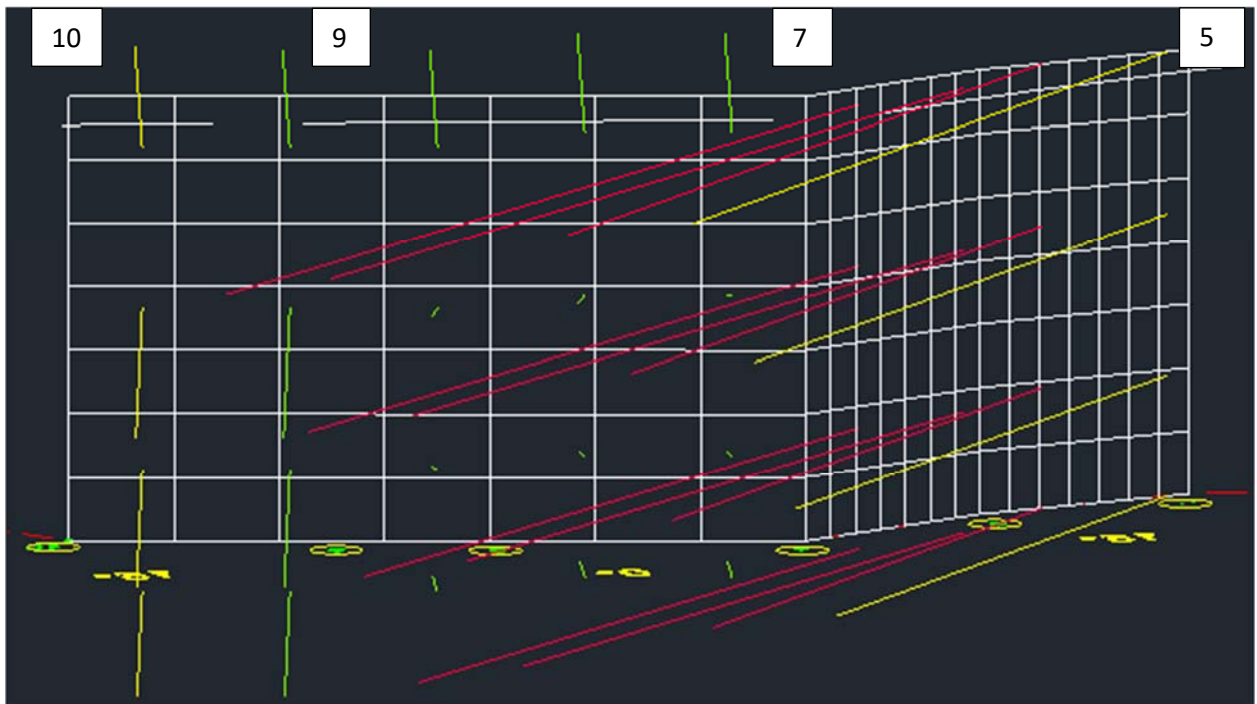
Inoltre questo problema geometrico è stato studiato con un semplice 3d dei tiranti di modo da garantire la corretta risoluzione geometrica.

Nella vista planimetrica sotto riportata si evidenziano in rosso e verde i tiranti interferenti, mentre in giallo i tiranti che non interferiscono. E' stato inserito con un simbolo  il punto di vista dal quale si allega lo screenshot del 3D.



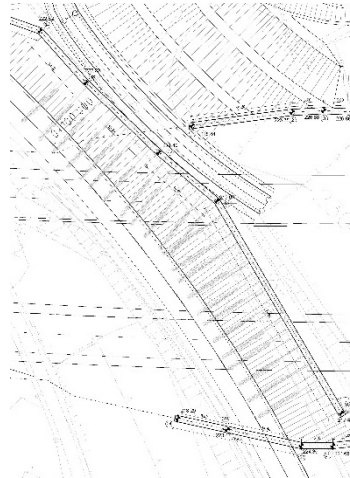
Si riporta una vista 3D, con punto di vista come se fossimo all'interno del terreno (come indicato nella planimetria sopra riportata).

Si può facilmente riscontrare che i tiranti posizionati nel tratto 7-9 (VERDE) con inclinazione 0° rispetto l'orizzontale non interferiscono con i tiranti posizionati nel tratto 5-7 (ROSSI) che hanno inclinazione 15° rispetto l'orizzontale. Per maggiori dettagli visionare gli elaborati di dettaglio (planimetria e sviluppata).



Questo permette di risolvere l'interferenza planimetrica che si era creata di sovrapposizione dei tiranti, permettendo la loro corretta esecuzione.

Si riporta di seguito lo stralcio planimetrico del punto 31



Si riporta di seguito lo stralcio della sviluppata nel punto 31

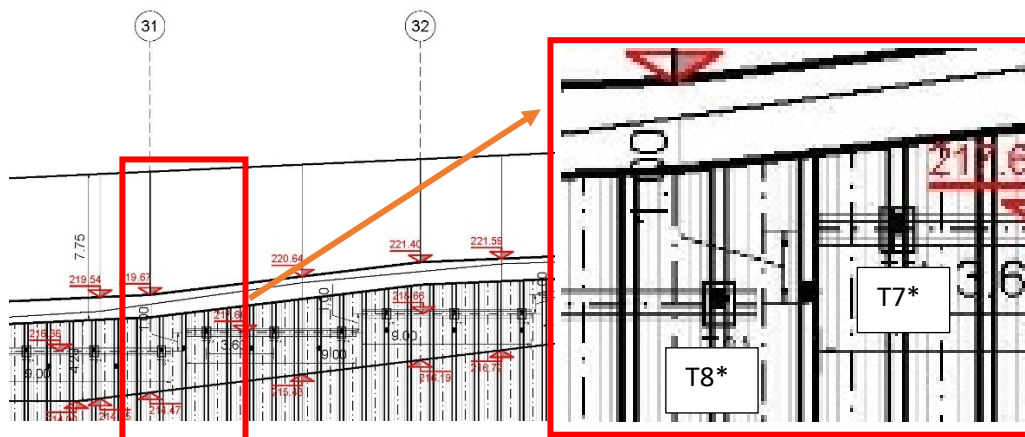


TABELLA TIRANTI								
Tipo	n° trefoli	L _L [m]	L _A [m]	L [m]	N ₀ [kN]	β [°]	Ø _p [mm]	Iniezioni
T7*	4	5,00	9,00	14,00	320	15	200	IRS
T8*	4	5,00	9,00	14,00	320	25	200	IRS

L = Lunghezza libera
 L = Lunghezza bulbo di ancoraggio
 L = Lunghezza totale
 IRS = iniezioni ripetute e selettive
 * = TIRANTI PROVVISORIALI

N₀ = Pretensione iniziale
 β = inclinazione rispetto al piano orizzontale
 Ø_p = Diametro perforazione tiranti

Il tirante provvisoriale T8*, posizionati vicino al punto 31, è stato inclinato di 25° rispetto l'orizzontale, in modo da non interferire con il vicino tirante T7* che invece è inclinato di 15° rispetto l'orizzontale. Inoltre il tirante T8* si trova ad una quota di 1 metro inferiore rispetto al tirante T7*.

Questo permette di risolvere l'interferenza planimetrica che si era creata di sovrapposizione dei tiranti, permettendo la loro corretta esecuzione.

10 VALORI SOGLIA MONITORAGGIO

Oggetto di questo paragrafo è identificare i valori soglia di allerta e di allarme per ciascuna sezione di calcolo rappresentative della paratia in oggetto.

Di seguito si riporta la tabella dei valori soglia degli spostamenti della paratia

Valori monitoraggio spostamenti paratia			
sez H	Valori di Esercizio	Soglia di Allerta	Soglia di Allarme
m	SLE	120 % SLE	150 % SLE
-	mm	mm	mm
17.5	21	25.2	37.8
15	16	19.2	28.8
13.5	10	12	18
9	10	12	18
6	10	12	18
4.5	10	12	18
2.5	10	12	18

Di seguito si riporta la tabella dei valori soglia delle celle di carico dei tiranti della paratia

Valori monitoraggio carico tiranti paratia			
ord T	Valori di Esercizio	Soglia di Allerta	Soglia di Allarme
-	SLE	110 % SLE	80 % Sfilamento di progetto
-	kN	kN	kN
T1/T1b/T1*/T1a*	348	382.8	426.4
T2/T2*/T2a*	385	423.5	426.4
T3/T3a*	488	536.8	548
T4/Ta*/T4a*	400	440	548
T7*/T8*	363	399.3	548

Per maggiori dettagli vedere l'elaborato specifico sul monitoraggio

11 ALLEGATI DI CALCOLO

11.1 FRANCOFONTE NORD

11.1.1 H 17.5 m

* 1: Defining general settings

UNIT m kN

TITLE New Project

DELTA 0.2

option param itemax 40

option control hinges 0 0.0001 0.001

* 2: Defining wall(s)

WALL LeftWall_32 0 -24 0 1

* 3: Defining surfaces for wall(s)

SOIL 0_L LeftWall_32 -24 0 1 0

SOIL 0_R LeftWall_32 -24 0 2 180

* 4: Defining soil layers

*

* Soil Profile (Qcs_2_8_L_0)

*

LDATA Qcs_2_8_L_0 0 LeftWall_32

ATREST 0.5 0.5 1

WEIGHT 21 11 10

PERMEABILITY 0.0001

RESISTANCE 0 40 0 0 0

KSCALE 0 0

YOUNG 80000 1.28E+05

ENDL

* 5: Defining structural materials

* Steel material: 110 Name=Fe360 E=206000200 kPa

MATERIAL Fe360_110 2.06E+08

* Concrete material: 105 Name=C20/25 E=29962000 kPa

MATERIAL C2025_105 2.9962E+07

* Rebar material: 126 Name=acciaio armonico E=200100000 kPa

MATERIAL acciaioarmonico_126 2.001E+08

* 6: Defining structural elements

* 6.1: Beams and combined Wall Elements

BEAM WallElement_33 LeftWall_32 -24 0 C2025_105 0.6 00 00 0

* 6.2: Supports

WIRE Tieback_466 LeftWall_32 -2.5 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 88.889 0 0 0

WIRE Tieback_New_847 LeftWall_32 -6.5 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 88.889 0 0 0

WIRE Tieback_New_New_1048 LeftWall_32 -10.5 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 111.11 15 0 0

WIRE Tieback_New_New_New_1249 LeftWall_32 -14.5 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 111.11 15 0 0

* 6.3: Strips

STRIP LeftWall_32 2 12 2 6 0 20 45

STRIP LeftWall_32 1 13 12 68 0 60 45

* 7: Defining Steps

STEP Stage1_31

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-FRICT=40 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-FRICT=40 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KA=0.179 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KP=9.529 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KA=0.179 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KP=9.529 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-COHE=0 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-ADHES=0 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-COHE=0 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-ADHES=0 LeftWall_32
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 0
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -24 0 0
ADD WallElement_33
ENDSTEP

STEP Stage2_165
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 0
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -24 0 0
ENDSTEP

STEP Stage3_266
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -3
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -24 0 0
ENDSTEP

STEP T1_366
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -3
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -24 0 0
ADD Tieback_466
ENDSTEP

STEP Stage5_467
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -7
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -6 1 -24 0 0
ENDSTEP

STEP T2_747
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -7
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -6 1 -24 0 0
ADD Tieback_New_847
ENDSTEP

STEP Stage7_848
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -11
SURCHARGE 0 0 0 0

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

WATER -10 1 -24 0 0
ENDSTEP

STEP T3_948
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -11
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 1 -24 0 0
ADD Tieback_New_New_1048
ENDSTEP

STEP Stage9_1049
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -15
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -14 1 -24 0 0
ENDSTEP

STEP T4_1149
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -15
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -14 1 -24 0 0
ADD Tieback_New_New_New_1249
ENDSTEP

STEP Stage11_1250
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -16.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -16 1 -24 0 0
ENDSTEP

STEP Stage13_3453
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -17.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -18.5 0 -24 0 0
ENDSTEP

STEP Stage14_4455
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -17.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -18.5 0 -24 0 0
ENDSTEP

11.1.3 H 15 m

* 1: Defining general settings

UNIT m kN

TITLE New Project

DELTA 0.2

option param itemax 40

option control hinges 0 0.0001 0.001

* 2: Defining wall(s)

WALL LeftWall_32 0 -20 0 1

* 3: Defining surfaces for wall(s)

SOIL 0_L LeftWall_32 -20 0 1 0

SOIL 0_R LeftWall_32 -20 0 2 180

* 4: Defining soil layers

*

* Soil Profile (Qcs_2_8_L_0)

*

LDATA Qcs_2_8_L_0 0 LeftWall_32

ATREST 0.5 0.5 1

WEIGHT 21 11 10

PERMEABILITY 0.0001

RESISTANCE 0 40 0 0 0

KSCALE 0 0

YOUNG 80000 1.28E+05

ENDL

* 5: Defining structural materials

* Steel material: 110 Name=Fe360 E=206000200 kPa

MATERIAL Fe360_110 2.06E+08

* Concrete material: 105 Name=C20/25 E=29962000 kPa

MATERIAL C2025_105 2.9962E+07

* Rebar material: 126 Name=acciaio armonico E=200100000 kPa

MATERIAL acciaioarmonico_126 2.001E+08

* 6: Defining structural elements

* 6.1: Beams and combined Wall Elements

BEAM WallElement_33 LeftWall_32 -20 0 C2025_105 0.6 00 00 0

* 6.2: Supports

WIRE Tieback_466 LeftWall_32 -2.5 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 88.889 15 0 0

WIRE Tieback_New_847 LeftWall_32 -6.5 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 88.889 15 0 0

WIRE Tieback_New_New_1048 LeftWall_32 -10.5 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 111.11 15 0 0

WIRE Tieback_New_New_New_1249 LeftWall_32 -14.5 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 111.11 15 0 0

* 6.3: Strips

STRIP LeftWall_32 2 11 2 6 0 20 45

STRIP LeftWall_32 1 12 12 68 0 60 45

* 7: Defining Steps

STEP Stage1_31

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-FRICT=40 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-FRICT=40 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KA=0.179 LeftWall_32

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KP=9.529 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KA=0.179 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KP=9.529 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-COHE=0 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-ADHES=0 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-COHE=0 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-ADHES=0 LeftWall_32
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 0
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -20 0 0
ADD WallElement_33
ENDSTEP

STEP Stage2_165
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 0
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -20 0 0
ENDSTEP

STEP Stage3_266
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -3
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -20 0 0
ENDSTEP

STEP T1_366
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -3
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -20 0 0
ADD Tieback_466
ENDSTEP

STEP Stage5_467
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -7
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -6 1 -20 0 0
ENDSTEP

STEP T2_747
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -7
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -6 1 -20 0 0
ADD Tieback_New_847
ENDSTEP

STEP Stage7_848
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -11
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 1 -20 0 0
ENDSTEP

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

STEP T3_948
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -11
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 1 -20 0 0
ADD Tieback_New_New_1048
ENDSTEP

STEP Stage9_1049
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -15
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -15 0 -20 0 0
ENDSTEP

STEP T4_1149
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -15
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -15 0 -20 0 0
ADD Tieback_New_New_New_1249
ENDSTEP

STEP Stage11_1250
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -15
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -16 1 -20 0 0
ENDSTEP

STEP Stage14_4455
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -15
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -18.5 0 -20 0 0
ENDSTEP

11.1.5 H 13.5 m

* 1: Defining general settings

UNIT m kN

TITLE New Project

DELTA 0.2

option param itemax 40

option control hinges 0 0.0001 0.001

* 2: Defining wall(s)

WALL LeftWall_32 0 -18 0 1

* 3: Defining surfaces for wall(s)

SOIL 0_L LeftWall_32 -18 0 1 0

SOIL 0_R LeftWall_32 -18 0 2 180

* 4: Defining soil layers

*

* Soil Profile (Qcs_2_8_L_0)

*

LDATA Qcs_2_8_L_0 0 LeftWall_32

ATREST 0.5 0.5 1

WEIGHT 21 11 10

PERMEABILITY 0.0001

RESISTANCE 0 40 0 0 0

KSCALE 0 0

YOUNG 80000 1.28E+05

ENDL

* 5: Defining structural materials

* Steel material: 110 Name=Fe360 E=206000200 kPa

MATERIAL Fe360_110 2.06E+08

* Concrete material: 105 Name=C20/25 E=29962000 kPa

MATERIAL C2025_105 2.9962E+07

* Rebar material: 126 Name=acciaio armonico E=200100000 kPa

MATERIAL acciaioarmonico_126 2.001E+08

* 6: Defining structural elements

* 6.1: Beams and combined Wall Elements

BEAM WallElement_33 LeftWall_32 -18 0 C2025_105 0.6 00 00 0

* 6.2: Supports

WIRE Tieback_466 LeftWall_32 -2 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 88.889 15 0 0

WIRE Tieback_New_847 LeftWall_32 -6 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 111.11 15 0 0

WIRE Tieback_New_New_1048 LeftWall_32 -10 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 111.11 15 0 0

* 6.3: Strips

STRIP LeftWall_32 2 10 2 6 0 20 45

STRIP LeftWall_32 1 10 11.5 38.5 0 80 45

* 7: Defining Steps

STEP Stage1_31

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-FRICT=40 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-FRICT=40 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KA=0.179 LeftWall_32

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KP=9.529 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KA=0.179 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KP=9.529 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-COHE=0 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-ADHES=0 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-COHE=0 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-ADHES=0 LeftWall_32
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 0
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -18 0 0
ADD WallElement_33
ENDSTEP

STEP Stage2_165
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 0
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -18 0 0
ENDSTEP

STEP Stage3_266
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -2.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -18 0 0
ENDSTEP

STEP T1_366
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -2.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -18 0 0
ADD Tieback_466
ENDSTEP

STEP Stage5_467
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -6.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -6 1 -18 0 0
ENDSTEP

STEP T2_747
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -6.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -6 1 -18 0 0
ADD Tieback_New_847
ENDSTEP

STEP Stage7_848
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -10.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 1 -18 0 0
ENDSTEP

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

STEP T3_948
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -10.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 1 -18 0 0
ADD Tieback_New_New_1048
ENDSTEP

STEP Stage9_1049
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -13.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -15 0 -18 0 0
ENDSTEP

STEP Stage14_4455
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -13.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -15 0 -18 0 0
ENDSTEP

11.1.7 H 9m

* 1: Defining general settings

UNIT m kN

TITLE New Project

DELTA 0.2

option param itemax 40

option control hinges 0 0.0001 0.001

* 2: Defining wall(s)

WALL LeftWall_32 0 -14 0 1

* 3: Defining surfaces for wall(s)

SOIL 0_L LeftWall_32 -14 0 1 0

SOIL 0_R LeftWall_32 -14 0 2 180

* 4: Defining soil layers

*

* Soil Profile (Qcs_2_8_L_0)

*

LDATA Qcs_2_8_L_0 LeftWall_32

ATREST 0.5 0.5 1

WEIGHT 21 11 10

PERMEABILITY 0.0001

RESISTANCE 0 40 0 0 0

KSCALE 0 0

YOUNG 80000 1.28E+05

ENDDL

* 5: Defining structural materials

* Steel material: 110 Name=Fe360 E=206000200 kPa

MATERIAL Fe360_110 2.06E+08

* Concrete material: 105 Name=C20/25 E=29962000 kPa

MATERIAL C2025_105 2.9962E+07

* Rebar material: 126 Name=acciaio armonico E=200100000 kPa

MATERIAL acciaioarmonico_126 2.001E+08

* 6: Defining structural elements

* 6.1: Beams and combined Wall Elements

BEAM WallElement_33 LeftWall_32 -14 0 C2025_105 0.6 00 00 0

* 6.2: Supports

WIRE Tieback_466 LeftWall_32 -2 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 88.889 15 0 0

WIRE Tieback_New_847 LeftWall_32 -6 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 111.11 15 0 0

* 6.3: Strips

STRIP LeftWall_32 2 8 2 6 0 20 45

* 7: Defining Steps

STEP Stage1_31

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-FRICT=40 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-FRICT=40 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KA=0.179 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KP=9.529 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KA=0.179 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KP=9.529 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-COHE=0 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-ADHES=0 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-COHE=0 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-ADHES=0 LeftWall_32
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 0
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -14 0 0
ADD WallElement_33
ENDSTEP

STEP Stage2_165
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 0
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -14 0 0
ENDSTEP

STEP Stage3_266
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -2.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -14 0 0
ENDSTEP

STEP T1_366
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -2.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -5 0 -14 0 0
ADD Tieback_466
ENDSTEP

STEP Stage5_467
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -6.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -11 0 -14 0 0
ENDSTEP

STEP T2_747
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -6.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -11 0 -14 0 0
ADD Tieback_New_847
ENDSTEP

STEP Stage7_848
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -9
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -11 0 -14 0 0
ENDSTEP

STEP Stage14_4455
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -9
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -11 0 -14 0 0

```
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KAED=0.26188 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KAEW=0.34846 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KPED=9.4651 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KPEW=8.6453 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KAED=0.23929 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KAEW=0.33147 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KPED=8.1369 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KPEW=7.2859 LeftWall_32
EQK USER 0.1378 0.0689 -0.0689 0 0.66 0 0.66 0 0
* Defining seismic surcharge pressures on wall LeftWall_32
*   min elevation = -9
*   max elevation = 0
*   average gamma = 21
*   kh = 0.1378
*   deltaQ = 87.899175
DLOAD step LeftWall_32 -9 9.7666 0 9.7666
* Include pressure contribution from wall: LeftWall_32
* Include wall contribution
DLOAD step LeftWall_32 -9 2.067 0 2.067
ENDSTEP
```

11.1.8 H 6 m

```
* 1: Defining general settings
UNIT m kN
TITLE New Project
DELTA 0.2
option param itemax 40
option control hinges 0 0.0001 0.001

* 2: Defining wall(s)
WALL LeftWall_32 0 -10 0 1

* 3: Defining surfaces for wall(s)
SOIL 0_L LeftWall_32 -10 0 1 0
SOIL 0_R LeftWall_32 -10 0 2 180

* 4: Defining soil layers
*
* Soil Profile (Qcs_2_8_L_0)
*
LDATA Qcs_2_8_L_0 0 LeftWall_32
ATREST 0.5 0.5 1
WEIGHT 21 11 10
PERMEABILITY 0.0001
RESISTANCE 0 40 0 0 0
KSCALE 0 0
YOUNG 80000 1.28E+05
ENDL

* 5: Defining structural materials
* Steel material: 110 Name=Fe360 E=206000200 kPa
MATERIAL Fe360_110 2.06E+08
* Concrete material: 105 Name=C20/25 E=29962000 kPa
MATERIAL C2025_105 2.9962E+07
* Rebar material: 126 Name=acciaio armonico E=200100000 kPa
MATERIAL acciaioarmonico_126 2.001E+08
```

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

* 6: Defining structural elements

* 6.1: Beams and combined Wall Elements

BEAM WallElement_33 LeftWall_32 -10 0 C2025_105 0.6 00 00 0

* 6.2: Supports

WIRE Tieback_466 LeftWall_32 -2 acciaioarmonico_126 1.1032E-05 88.889 15 0 0

* 6.3: Strips

STRIP LeftWall_32 2 6 2 6 0 20 45

* 7: Defining Steps

STEP Stage1_31

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-FRICT=40 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-FRICT=40 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KA=0.179 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KP=9.529 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KA=0.179 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KP=9.529 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-COHE=0 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-ADHES=0 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-COHE=0 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-ADHES=0 LeftWall_32

SETWALL LeftWall_32

GEOM 0 0

SURCHARGE 0 0 0 0

WATER -5 0 -10 0 0

ADD WallElement_33

ENDSTEP

STEP Stage2_165

SETWALL LeftWall_32

GEOM 0 0

SURCHARGE 0 0 0 0

WATER -5 0 -10 0 0

ENDSTEP

STEP Stage3_266

SETWALL LeftWall_32

GEOM 0 -2.5

SURCHARGE 0 0 0 0

WATER -5 0 -10 0 0

ENDSTEP

STEP T1_366

SETWALL LeftWall_32

GEOM 0 -2.5

SURCHARGE 0 0 0 0

WATER -5 0 -10 0 0

ADD Tieback_466

ENDSTEP

STEP Stage5_467

SETWALL LeftWall_32

GEOM 0 -6

SURCHARGE 0 0 0 0

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO OPERE IMBOCCO SUD

```
WATER -11 0 -10 0 0
ENDSTEP

STEP Stage14_4455
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -6
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -11 0 -10 0 0
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KAED=0.27224 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KAEW=0.37124 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KPED=9.4477 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 U-KPEW=8.5202 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KAED=0.24762 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KAEW=0.35572 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KPED=7.9783 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_8_L_0 D-KPEW=7.0119 LeftWall_32
EQK USER 0.1521 0.07605 -0.07605 0 0.66 0 0.66 0 0
* Defining seismic surcharge pressures on wall LeftWall_32
*   min elevation = -6
*   max elevation = 0
*   average gamma = 21
*   kh = 0.1521
*   deltaQ = 43.12035
DLOAD step LeftWall_32 -6 7.1867 0 7.1867
* Include pressure contribution from wall: LeftWall_32
* Include wall contribution
DLOAD step LeftWall_32 -6 2.2815 0 2.2815
ENDSTEP
```

11.1.10 H 4.5 m

* 1: Defining general settings

UNIT m kN

TITLE New Project

DELTA 0.2

option param itemax 40

option control hinges 0 0.0001 0.001

* 2: Defining wall(s)

WALL LeftWall_32 0 -8 0 1

* 3: Defining surfaces for wall(s)

SOIL 0_L LeftWall_32 -8 0 1 0

SOIL 0_R LeftWall_32 -8 0 2 180

* 4: Defining soil layers

*

* Soil Profile (Rilevato_33617_8_L_0)

*

LDATA Rilevato_33617_8_L_0 8 LeftWall_32

ATREST 0.5 0.5 1

WEIGHT 20 10 10

PERMEABILITY 0.0001

RESISTANCE 0 30 0 0 0

KSCALE 0 0

YOUNG 30000 48000

ENDL

*

* Soil Profile (Qcs_2_33618_L_0)

*

LDATA Qcs_2_33618_L_0 -2 LeftWall_32

ATREST 0.5 0.5 1

WEIGHT 18 8 10

PERMEABILITY 0.0001

RESISTANCE 20 32 0 0 0

KSCALE 0 0

YOUNG 80000 1.28E+05

ENDL

* 5: Defining structural materials

* Steel material: 110 Name=Fe360 E=206000200 kPa

MATERIAL Fe360_110 2.06E+08

* Concrete material: 105 Name=C20/25 E=29962000 kPa

MATERIAL C2025_105 2.9962E+07

* Rebar material: 126 Name=acciaio armonico E=200100000 kPa

MATERIAL acciaioarmonico_126 2.001E+08

* 6: Defining structural elements

* 6.1: Beams and combined Wall Elements

BEAM WallElement_33 LeftWall_32 -8 0 C2025_105 0.6 00 00 0

* 6.2: Supports

WIRE Tieback_35554 LeftWall_32 -2 acciaioarmonico_126 1.0296E-05 100 15 0 0

* 6.3: Strips

STRIP LeftWall_32 2 5 13 12 7.5 20 45

* 7: Defining Steps

STEP Stage1_31

CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-FRICT=30 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-FRICT=30 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-KA=0.333 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-KP=4.288 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-KA=0.333 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-KP=4.288 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-FRICT=32 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-FRICT=32 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-KA=0.307 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-KP=4.845 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-KA=0.307 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-KP=4.845 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-COHE=0 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-ADHES=0 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-COHE=0 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-ADHES=0 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-COHE=20 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-ADHES=0 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-COHE=20 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-ADHES=0 LeftWall_32
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 0
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 0 -8 0 0
ADD WallElement_33
ENDSTEP

STEP Stage2_27336

SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -2.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 0 -8 0 0
ENDSTEP

STEP T1_30007

SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -2.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 0 -8 0 0
ADD Tieback_35554
ENDSTEP

STEP stageC_35303

SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -3.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 0 -8 0 0
ENDSTEP

STEP Stage3_29516

SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -4.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 0 -8 0 0

ENDSTEP

STEP Stage6_45006
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -4.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 0 -8 0 0
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-KAED=0.44995 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-KAEW=0.57207 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-KPED=4.1749 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-KPEW=3.6338 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-KAED=0.40491 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-KAEW=0.53586 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-KPED=3.5532 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-KPEW=2.9867 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-KAED=0.41781 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-KAEW=0.56779 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-KPED=4.7373 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-KPEW=3.9949 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-KAED=0.37612 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-KAEW=0.53865 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-KPED=4.0361 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-KPEW=3.2579 LeftWall_32
EQK USER 0.1426 0.0713 -0.0713 33.111 0.5 0 0.5 0 0
* Defining seismic surcharge pressures on wall LeftWall_32
* min elevation = -4.5
* max elevation = 0
* average gamma = 18.88888888888889
* kh = 0.2154
* deltaQ = 20.4541875
DLOAD step LeftWall_32 -4.5 4.5454 0 4.5454
* Include pressure contribution from wall: LeftWall_32
* Include wall contribution
DLOAD step LeftWall_32 -4.5 2.139 0 2.139
ENDSTEP

11.1.11 H 2.5 m

* 1: Defining general settings

UNIT m kN
TITLE New Project
DELTA 0.2
option param itemax 40
option control hinges 0 0.0001 0.001

* 2: Defining wall(s)

WALL LeftWall_32 0 -6 0 1

* 3: Defining surfaces for wall(s)

SOIL 0_L LeftWall_32 -6 0 1 0
SOIL 0_R LeftWall_32 -6 0 2 180

* 4: Defining soil layers

*

* Soil Profile (Rilevato_33617_8_L_0)

*

LDATA Rilevato_33617_8_L_0 8 LeftWall_32

ATREST 0.5 0.5 1

WEIGHT 20 10 10

PERMEABILITY 0.0001
RESISTANCE 0 30 0 0 0
KSCALE 0 0
YOUNG 30000 48000

ENDL

*

* Soil Profile (Qcs_2_33618_L_0)

*

LDATA Qcs_2_33618_L_0 -2 LeftWall_32

ATREST 0.5 0.5 1

WEIGHT 21 11 10

PERMEABILITY 0.0001

RESISTANCE 0 40 0 0 0

KSCALE 0 0

YOUNG 80000 1.28E+05

ENDL

* 5: Defining structural materials

* Steel material: 110 Name=Fe360 E=206000200 kPa

MATERIAL Fe360_110 2.06E+08

* Concrete material: 105 Name=C20/25 E=29962000 kPa

MATERIAL C2025_105 2.9962E+07

* 6: Defining structural elements

* 6.1: Beams and combined Wall Elements

BEAM WallElement_33 LeftWall_32 -6 0 C2025_105 0.6 00 00 0

* 6.2: Supports

* 6.3: Strips

STRIP LeftWall_32 2 2 13 12 7.5 20 45

* 7: Defining Steps

STEP Stage1_31

CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-FRICT=30 LeftWall_32

CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-FRICT=30 LeftWall_32

CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-KA=0.333 LeftWall_32

CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-KP=4.62 LeftWall_32

CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-KA=0.333 LeftWall_32

CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-KP=4.62 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-FRICT=40 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-FRICT=40 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-KA=0.217 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-KP=9.529 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-KA=0.217 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-KP=9.529 LeftWall_32

CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-COHE=0 LeftWall_32

CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-ADHES=0 LeftWall_32

CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-COHE=0 LeftWall_32

CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-ADHES=0 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-COHE=0 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-ADHES=0 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-COHE=0 LeftWall_32

CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-ADHES=0 LeftWall_32

SETWALL LeftWall_32

GEOM 0 0
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 0 -6 0 0
ADD WallElement_33
ENDSTEP

STEP Stage2_27336
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -2.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 0 -6 0 0
ENDSTEP

STEP Stage6_45006
SETWALL LeftWall_32
GEOM 0 -2.5
SURCHARGE 0 0 0 0
WATER -10 0 -6 0 0
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-KAED=0.44995 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-KAEW=0.57207 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-KPED=4.4984 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 U-KPEW=3.9156 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-KAED=0.40491 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-KAEW=0.53586 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-KPED=3.829 LeftWall_32
CHANGE Rilevato_33617_8_L_0 D-KPEW=3.2179 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-KAED=0.30746 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-KAEW=0.3921 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-KPED=9.4596 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 U-KPEW=8.6036 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-KAED=0.27768 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-KAEW=0.36684 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-KPED=8.0843 LeftWall_32
CHANGE Qcs_2_33618_L_0 D-KPEW=7.1946 LeftWall_32
EQK USER 0.1426 0.0713 -0.0713 33.111 0.66 0 0.66 0 0
* Defining seismic surcharge pressures on wall LeftWall_32
* min elevation = -2.5
* max elevation = 0
* average gamma = 20.2
* kh = 0.1426
* deltaQ = 6.75121875
DLOAD step LeftWall_32 -2.5 2.7005 0 2.7005
* Include pressure contribution from wall: LeftWall_32
* Include wall contribution
DLOAD step LeftWall_32 -2.5 2.139 0 2.139
ENDSTEP