



COMUNE DI PADERNO DUGNANO (MI)

ATO Città Metropolitana Milano

PROGETTO ESECUTIVO

PARCO DELL'ACQUA

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

R.U.P

Ing. Davide Chiuch - CAP Holding S.p.A.

PROGETTISTA

Ing. Marco Callerio - CAP Holding S.p.A.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE OPERE SPECIALISTICHE

Ing. Marco Cottino – J+S S.p.A.

J+S

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3.1	Normativa di riferimento.....	5
3.2	Software	5
4	MATERIALI.....	5
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL’AREA	6
5.1	Premessa	6
5.2	Indagini geognostiche.....	6
5.3	Modello geologico-geotecnico	8
6	ANALISI DEI CARICHI	9
6.1	Spinta delle terre “a riposo”	9
6.2	Spinta delle terre in condizioni statiche	9
6.3	Sovraccarichi variabili	9
7	ANALISI DELLE OPERE.....	10
7.1	Metodo di calcolo	10
7.2	Criteri di verifica	10
8	SEZIONE TIPO	11
8.1	Fasi esecutive e di calcolo.....	11
8.2	Coefficienti di spinta della terra	13
8.3	Risultati dell’analisi	14
8.4	Verifiche.....	16

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le opere provvisorie previste nell'ambito del progetto esecutivo per la realizzazione del Parco dell'Acqua nel Comune di Paderno Dugnano (MI).

In particolare, si riportano le verifiche strutturali e geotecniche dell'opera provvisoria atta a sostenere lo scavo per la realizzazione del manufatto di sfioro.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'opera è costituita da una palanca a perdere tipo AZ 18-700 di altezza 12.00m.

Il fronte di scavo da sostenere ha altezza di 4.36 m.

Ai sensi del cap.2.4.1 delle NTC2018, le verifiche sismiche di opere temporanee e provvisorie, o in fase di costruzione, possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

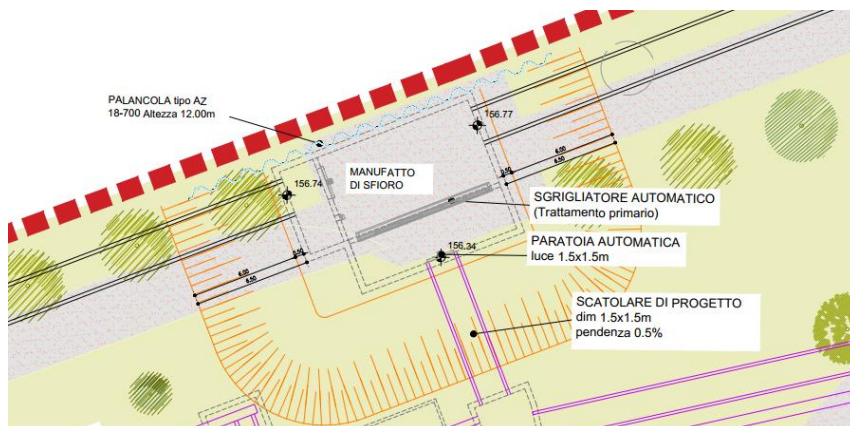


Figura 1: Planimetria generale dell'intervento.

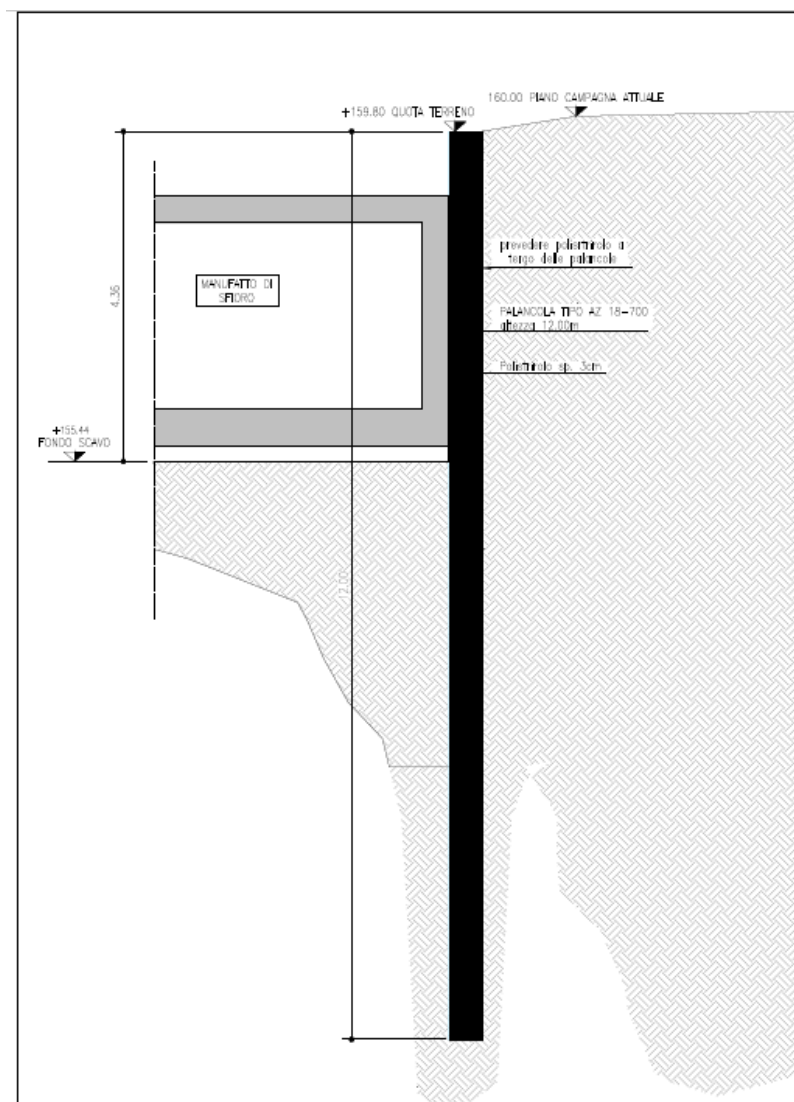


Figura 2: Sezione di progetto.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa di riferimento

- D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- Eurocodice 1: Azioni sulle strutture.
- Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio.
- Eurocodice 7: Progettazione geotecnica.

3.2 Software

- Paratie Plus rel.22.0.5 fornito da Harpaceas S.r.l., viale Richard, 1 – 20143, Milano.

4 MATERIALI

Palancole secondo UNI EN 10248-1:1997, UNI EN 10248-2:1997 e UNI EN 10346:2015.

Tipo S 240 GP

Tensione di rottura: $f_{tk} = 340 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento: $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

5.1 Premessa

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento, utilizzati nei calcoli per il dimensionamento e la verifica delle opere in oggetto, saranno ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito, oltre che delle prove di laboratorio.

5.2 Indagini geognostiche

L'indagine si è articolata con attività in sito e con analisi in laboratorio dei campioni prelevati. Nel dettaglio, in sito, sono stati eseguiti:

- n. 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo a profondità compresa tra 5.00m e 15.00m;
- n. 9 sondaggi ambientali a profondità compresa tra 2.00m e 6.00m;
- esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in foro;
- esecuzione di prove di permeabilità in terreno;
- prelievo di campioni per le analisi di laboratorio;
- esecuzione di n. 5 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT;
- esecuzione 1 indagine MASW della lunghezza di 65m.

Di seguito è riportato un riepilogo dei lavori effettuati.

Indagine	Tipologia	Simbologia	Caratteristiche	
1	Sondaggio geognostico	S1	Lunghezza (m)	5.0
			Permeabilità Lefranc	1
			Campioni ambientali	2
2	Sondaggio geognostico	S2	Lunghezza (m)	15.0
			Permeabilità Lefranc	3
			Campioni ambientali	3
			Piezometro/falda	15.0/ n.r.
3	Sondaggio geognostico	S3	Lunghezza (m)	10.0
			Permeabilità Lefranc	2
			Campioni ambientali	3
			Piezometro/falda	10.0/n.r.
4	Sondaggio geognostico	S4	Lunghezza (m)	10.0
			Prove SPT	3
			Campioni ambientali	3
			Piezometro/falda	10.0/ n.r.

5	Sondaggio ambientale	Sa1	Lunghezza (m)	2.0
			Campioni ambientali	2
6	Sondaggio ambientale	Sa2	Lunghezza (m)	2.0
			Campioni ambientali	2
7	Sondaggio ambientale	Sa3	Lunghezza (m)	2.0
			Campioni ambientali	2
8	Sondaggio ambientale	Sa4	Lunghezza (m)	2.0
			Campioni ambientali	2
9	Sondaggio ambientale	Sa5	Lunghezza (m)	6.0
			Campioni ambientali	3
10	Sondaggio ambientale	Sa6	Lunghezza (m)	6.0
			Campioni ambientali	3
11	Sondaggio ambientale	Sa7	Lunghezza (m)	6.0
			Campioni ambientali	3
12	Sondaggio ambientale	Sa8	Lunghezza (m)	5.0
			Campioni ambientali	3
13	Sondaggio ambientale	Sa9	Lunghezza (m)	5.0
			Campioni ambientali	3
14	Prova penetrometrica SCPT	SCPT1	Lunghezza (m)	4.20
15	Prova penetrometrica SCPT	SCPT2	Lunghezza (m)	6.30
16	Prova penetrometrica SCPT	SCPT3	Lunghezza (m)	3.60
17	Prova penetrometrica SCPT	SCPT4	Lunghezza (m)	5.10
18	Prova penetrometrica SCPT	SCPT5	Lunghezza (m)	6.00
19	Indagine sismica	MASW1	Lunghezza (m)	65.00

Figura 3: Riepilogo delle indagini in sito.

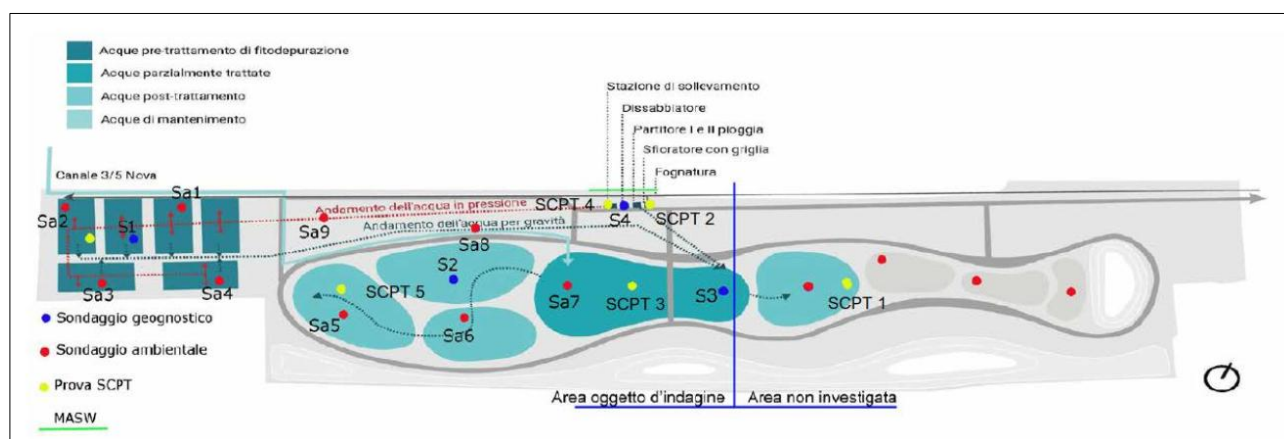


Figura 4: Ubicazione delle indagini in sito.

5.3 Modello geologico-geotecnico

In tutte le indagini geognostiche effettuate, sono stati individuati principalmente 2 strati:

- Strato 1: Limo sabbioso argilloso
- Strato 2: Ghiaia e sabbia

Il modello geologico-geotecnico è stato ottenuto considerando, a favore di sicurezza, le peggiori situazioni incontrate dalle indagini.

MODELLO GEOLOGICO-GEOTECNICO LOCALE										
Strato	Prof. (m)	Tipo di terreno	Nspt Medio	Angolo di resistenza al taglio	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Densità relativa (t/m ³)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Modulo di Young (Kg/cm ²)	Modulo di Poisson
1	0 ÷ 420	Limi	4	$\phi = 22^\circ - 23^\circ$	-	18.12	$\gamma = 1,40$	$\gamma = 1,87$	E = 32	0.35
2	420 ÷ 1500	Sabbia e ghiaia	20	$\phi = 32^\circ - 33^\circ$	-	51.23	$\gamma = 1,60$	$\gamma = 1,99$	E = 160	0.31

Figura 5: Modello geologico-geotecnico.

La falda acquifera non è stata riscontrata nei piezometri installati nei sondaggi.

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Spinta delle terre “a riposo”

Il coefficiente di spinta a riposo è calcolato in accordo alla seguente espressione:

$$k_0 = 1 - \sin(\phi')$$

dove:

ϕ' = angolo di resistenza al taglio del terreno

6.2 Spinta delle terre in condizioni statiche

Nella valutazione dei coefficienti di spinta (attiva e passiva) è necessario tenere in conto che l'angolo di attrito tra manufatto e terreno (δ) risulta inferiore all'angolo di attrito interno del terreno. Nel caso in studio si assume quanto segue:

- Spinta attiva: $\delta/\phi' = 0.67$
- Spinta passiva: $\delta/\phi' = 0.50$

Spinta attiva

Il coefficiente di spinta attiva (k_a) viene valutato ricorrendo alla correlazione generale di Mueller-Breslau basata sulla teoria di Coulomb e riferita a superfici di rottura piane. In questo caso, l'approssimazione (rispetto a quanto si sarebbe ottenuto considerando superfici di rottura di geometria complessa) risulta molto contenuta ed a favore di sicurezza.

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

ϕ = angolo d'attrito del terreno

α = angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale)

δ = angolo d'attrito terreno-parete

β = inclinazione del terreno a monte rispetto all'orizzontale

Spinta passiva

Per il calcolo del coefficiente di spinta passiva si fa riferimento a superfici di rottura di tipo complesso (spirale logaritmica) come suggerito da Caquot & Kerisel (1948).

6.3 Sovraccarichi variabili

Si considera un sovraccarico variabile uniformemente distribuito a tergo della paratia e pari a 20kPa.

7 ANALISI DELLE OPERE

7.1 Metodo di calcolo

Le opere di sostegno sono modellate come “opere flessibili”, in condizioni di simmetria piana nelle deformazioni (2D) e considerando le seguenti ipotesi di tipo “generale”.

- Stato piano nelle deformazioni (paratia di lunghezza infinita).
- Terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- Struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici.
- Solutore agli elementi finiti (FEM).
- Eventuali contrasti modellati per mezzo di molle/elementi di opportuna rigidità.
- Sovraccarichi a monte ed a valle della paratia trasformati in spinte sul paramento in accordo a quanto previsto dalla teoria elastica.
- Mobilitazione della spinta della terra funzione del livello di deformazione partendo da una condizione iniziale di spinta “a riposo” (k_0). I valori massimi e minimi della spinta vengono definiti in funzione dei coefficienti di spinta “passiva” (k_p) e “attiva” (k_a) rispettivamente.

7.2 Criteri di verifica

Criteri di verifica generali

Le verifiche strutturali e geotecniche sono condotte in riferimento ai dettami contenuti nelle NTC2018. Si evidenzia che l'analisi e la verifica strutturale e geotecnica della palanca è sviluppata mediante l'Approccio 1 – Combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1, secondo quanto previsto al cap.6.5.3.1.2 delle NTC2018.

Verifiche strutturali

La verifica strutturale è svolta con riferimento alla teoria dello stato limite, considerando le caratteristiche di resistenza dei materiali di Norma secondo le classi definite nel cap.4 del presente elaborato.

Verifica della lunghezza di immersione

La lunghezza di immersione è definita sulla base del più restrittivo dei seguenti criteri:

- Mobilitazione della spinta passiva non superiore al 50% della spinta potenzialmente mobilitabile in condizioni SLE (M1);

- Mobilitazione della spinta passiva non superiore al 100% della spinta potenzialmente mobilitabile in condizioni SLU (A2-M2).

8 SEZIONE TIPO

8.1 Fasi esecutive e di calcolo

Si considerano le seguenti fasi esecutive:

- Inizializzazione geostatica (inizializzazione degli sforzi)
- Realizzazione dell'opera di sostegno
- Scavo fino alla quota di progetto
- Applicazione sovraccarico accidentale ($q = 20\text{kPa}$) a tergo dell'opera

Segue la rappresentazione grafica delle singole fasi considerate nell'analisi.

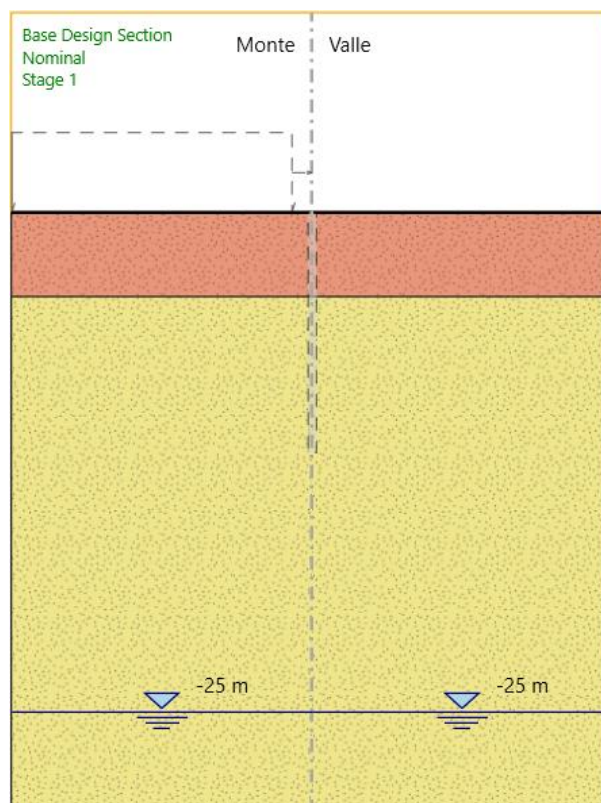


Figura 6: Fasi di calcolo – Stage 1.

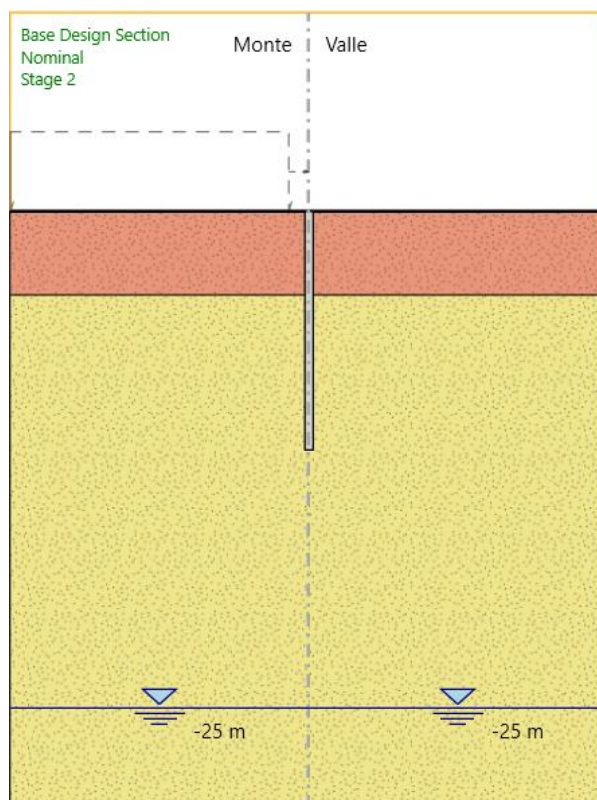


Figura 7: Fasi di calcolo – Stage 2.

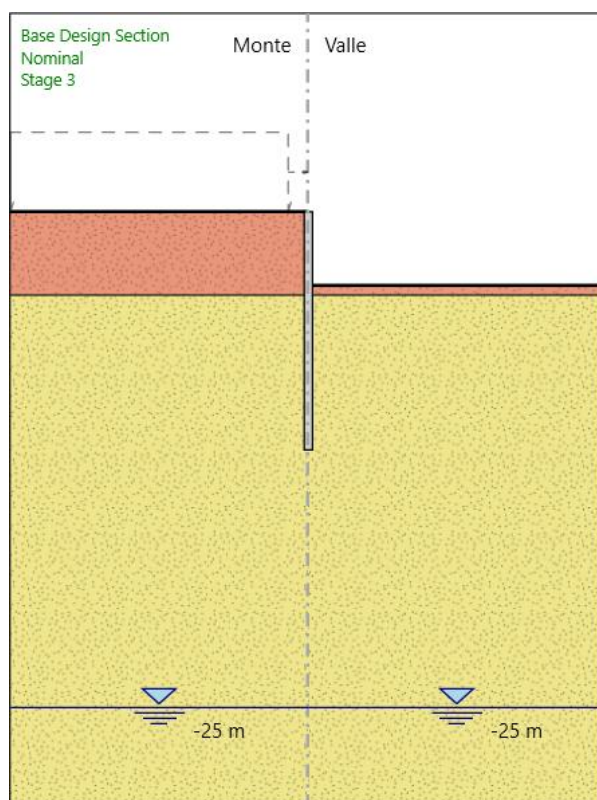


Figura 8: Fasi di calcolo – Stage 3.

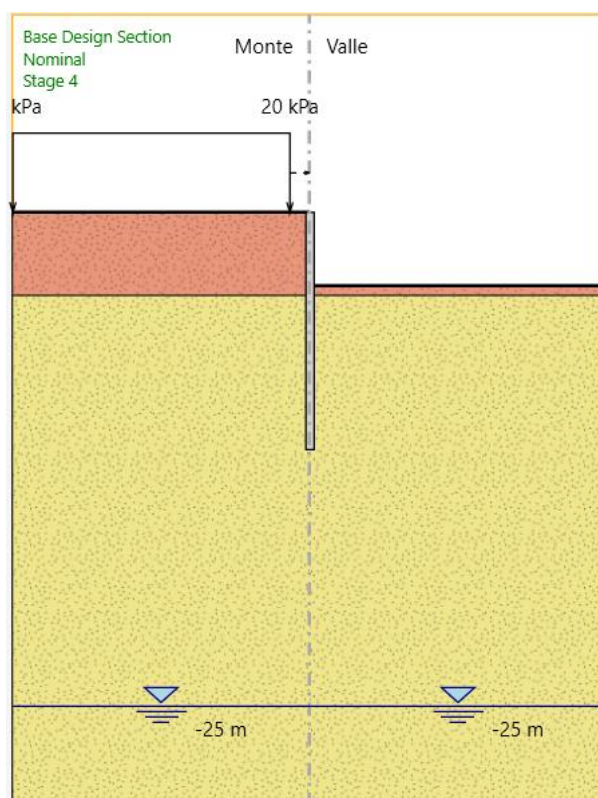


Figura 9: Fasi di calcolo – Stage 4.

8.2 Coefficienti di spinta della terra

Nella tabella successiva sono riassunti i coefficienti di spinta impiegati nell'analisi.

Strato	Codice	k_a	k_p
1	Unità 1	0.376	2.893
2	Unità 2	0.245	5.160

8.3 Risultati dell'analisi

Spostamenti

Nella figura seguente è riportato il diagramma degli spostamenti orizzontali nella configurazione più gravosa (SLE). Si osserva che lo spostamento massimo risulta pari a:

$$s_h = 35.49\text{mm}$$

Lo spostamento massimo è ammissibile per l'opera in oggetto.

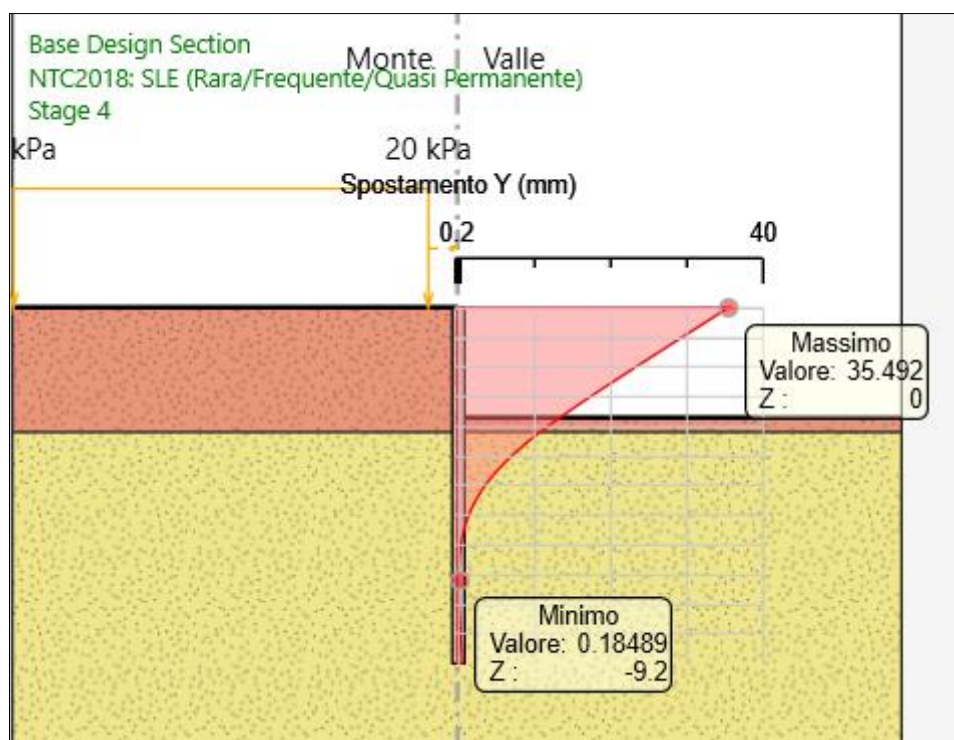


Figura 10: Spostamenti orizzontali – Stage 4

Azioni interne

Nelle successive figure sono illustrati i grafici delle azioni interne (momento flettente e taglio) calcolate nella configurazione SLU più gravosa. Si rammenta che le azioni sono espresse per metro lineare e fattorizzate per la combinazione di calcolo di riferimento.

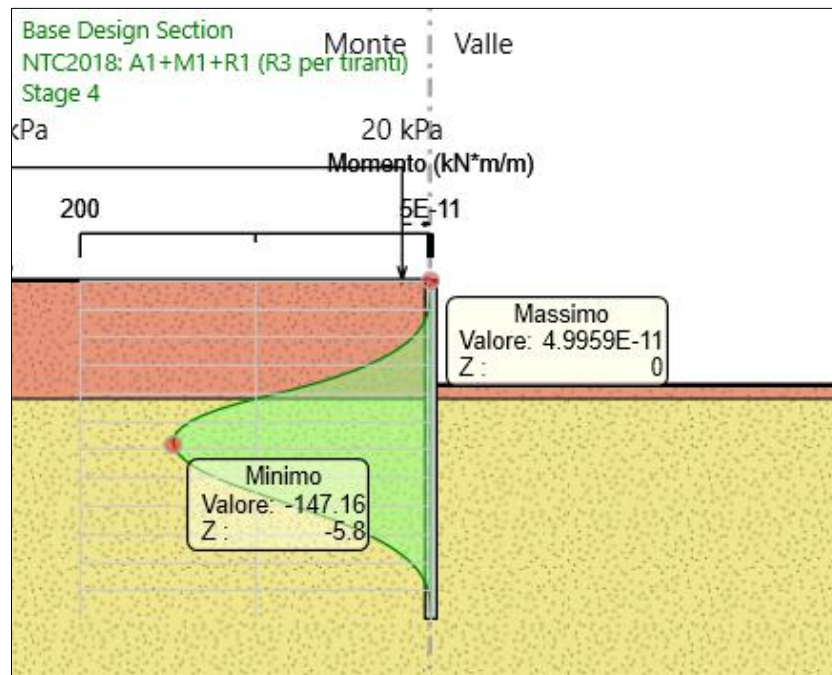


Figura 11: Memento flettente SLU [kNm/m] – Stage 4.

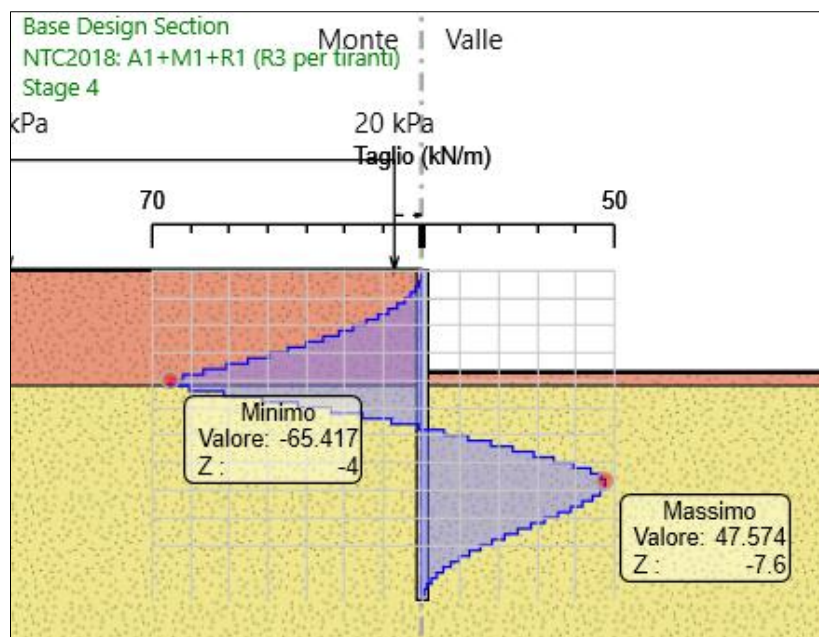


Figura 12: Azione di taglio SLU [kN/m] – Stage 4.

8.4 Verifiche

Verifica dell'immorsamento

Il livello massimo di mobilitazione della spinta passiva è pari al:

- 15.40% in condizioni SLE (Stage 4)
- 23.50% in condizioni SLU (Stage 4)

ovvero inferiore ai limiti prefissati al cap.7.2.

Verifica strutturale della palancola

La verifica strutturale della palancola è condotta in campo elastico, ai sensi del par.4.2.4.1.2 delle NTC2018.

$M_{Ed} = 147.16 \text{ kNm/m}$	momento flettente di progetto SLU
$W_{el} = 0.0018 \text{ m}^3/\text{m}$	modulo di resistenza elastico
$\sigma_{Ed} = M_{Ed} / W_{el} = 81.76 \text{ N/mm}^2$	sforzo normale di progetto
$V_{Ed} = 65.42 \text{ kN/m}$	azione di taglio di progetto SLU
$A = 139.20 \text{ cm}^2/\text{m}$	area
$\tau_{Ed} = V_{Ed} / A = 4.70 \text{ N/mm}^2$	sforzo di taglio di progetto
$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_{Ed})^2 + 3 \times (\tau_{Ed})^2} = 82.16 \text{ N/mm}^2$	sforzo ideale di progetto
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 240 / 1.05 = 229 \text{ N/mm}^2$	tensione ammissibile
$\sigma_{Ed} < f_{yd}$	verifica soddisfatta