

STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA"
**Adeguamento della piattaforma stradale e messa in
 sicurezza dal km 56+000 al km 64+000**
Stralcio 1 da pk 0+000 a pk 1+900

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **RM 368**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)
 PROGIN S.p.A.
 S.I.N.A. S.p.A. – BRENG S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
 Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli n. 23799

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



IL GEOLOGO:
 Dott. Geol. Gianluca PANDOLFI ELMI (Progin S.p.A.)
 Ordine dei Geologi Regione Umbria n. 467



Direttore Tecnico:
 Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
 Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)



VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
 Dott. Ing. Paolo NARDOCCI



PROTOCOLLO

DATA

_____ 202_

PROGETTO OPERE D'ARTE MINORI

Relazione tecnica e di calcolo Paratia Provvisoriale – OS01

CODICE PROGETTO

NOME FILE
 T01OS01STRRE02C

REVISIONE

SCALA:

D	P	R	M	3	6	8	E	2	3
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

CODICE
 ELAB.

T	0	1	O	S	0	1	S	T	R	R	E	0	2
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

C

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C	Emissione a seguito di validazione e istruttoria ANAS	01-2024	M. Piccolo	P. Valente	L. Infante
B	Emissione a seguito istruttoria ANAS	06-2023	M. Piccolo	P. Valente	L. Infante
A	Prima emissione	12-2022	M. Boccardi	P. Valente	L. Infante

Indice

1	PREMESSA	1
1.1	Descrizione dell'opera	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
2.1	Elaborati di riferimento.....	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1	Classe di esposizione e copriferri.....	5
3.2	Calcestruzzo per cordoli e micropali (C25/30)	6
3.3	Acciaio per barre d'armatura (B450C)	6
3.4	Acciaio da carpenteria per micropali (S355).....	7
3.5	Acciaio da carpenteria per travi di ripartizione (S275).....	7
3.6	Acciaio pe trefoli	7
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	8
4.1	Unità Geotecniche	8
4.2	Parametri geotecnici caratteristici di progetto.....	8
4.3	Stratigrafia di progetto.....	10
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018	11
5.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO	11
6	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI	18
6.1	VERIFICHE STRUTTURALI C.A. - SLU	18
6.1.1	Pressoflessione	18
6.1.2	Taglio.....	19
6.2	VERIFICHE STRUTTURALI C.A. - SLE.....	20
6.2.1	Verifiche tensionali	20
6.2.2	Verifiche a fessurazione	20
6.3	VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI.....	21

6.3.1	Trazione.....	21
6.3.2	Compressione	21
6.3.3	Flessione monoassiale	21
6.3.4	Taglio.....	22
6.3.5	Flessione e Taglio.....	23
6.3.6	Presso o tenso-flessione retta	23
6.4	VERIFICHE DEI SISTEMI DI ANCORAGGIO	24
6.4.1	Raggiungimento della resistenza strutturale in uno o più ancoraggi.....	24
6.4.2	Verifica allo sfilamento dei tiranti	24
6.4.1	Prove di progetto su ancoraggi preliminari	26
6.4.2	Prove di carico in corso d’opera sugli ancoraggi.....	26
7	<i>CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI</i>	<i>27</i>
7.1	Generalità	27
7.2	Metodologie di calcolo	27
7.3	Spinte dei terreni in fase statica.....	29
7.4	Coefficienti sismici.....	31
7.5	Combinazioni di carico	32
8	<i>ANALISI E VERIFICHE TIPOLOGICO “A”.....</i>	<i>33</i>
8.1	Modello di calcolo.....	33
8.2	Spostamenti orizzontali (combinazione SLE)	34
8.3	Sollecitazioni Momento flettente e Taglio (involuppo SLU - STR)	35
8.4	Verifiche geotecniche (combinazione SLU - GEO).....	36
8.5	Verifiche strutturali micropali (involuppo SLU - STR)	37
8.6	Verifiche tiranti e travi di ripartizione (combinazione SLU – STR).....	38
8.7	Verifiche strutturali cordolo (involuppo SLU - STR).....	40
8.8	Verifiche stabilità globale (combinazione SLU – GEO).....	42
9	<i>ANALISI E VERIFICHE TIPOLOGICO “B”.....</i>	<i>43</i>
9.1	Modello di calcolo.....	43

9.2	Spostamenti orizzontali (combinazione SLE)	44
9.3	Sollecitazioni Momento flettente e Taglio (involuppo SLU - STR)	45
9.4	Verifiche geotecniche (combinazione SLU - GEO).....	46
9.5	Verifiche strutturali micropali (involuppo SLU - STR)	47
9.6	Verifiche strutturali cordolo (involuppo SLU - STR)	48
9.7	Verifiche stabilità globale (combinazione SLU – GEO).....	50
10	TABULATI DI CALCOLO	51
10.1	Tipologico “A”	51
10.2	Tipologico “B”	89

1 PREMESSA

Nell'ambito della progettazione esecutiva dell'intervento "Strada Statale 4 via Salaria: adeguamento della piattaforma stradale e messa in sicurezza dal km 56+000 al km 64+000", è prevista la realizzazione delle opere di sostegno necessarie al potenziamento della strada statale S.S.4 "Via Salaria" mediante l'adeguamento della piattaforma esistente ad una piattaforma assimilabile, per caratteristiche tecniche, alla cat. B.

In particolare la presente relazione di calcolo riguarda il dimensionamento e la verifica della paratia di micropali OS01 che si sviluppa tra la pk 0+032 e la pk 0+156. Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico dell'opera:

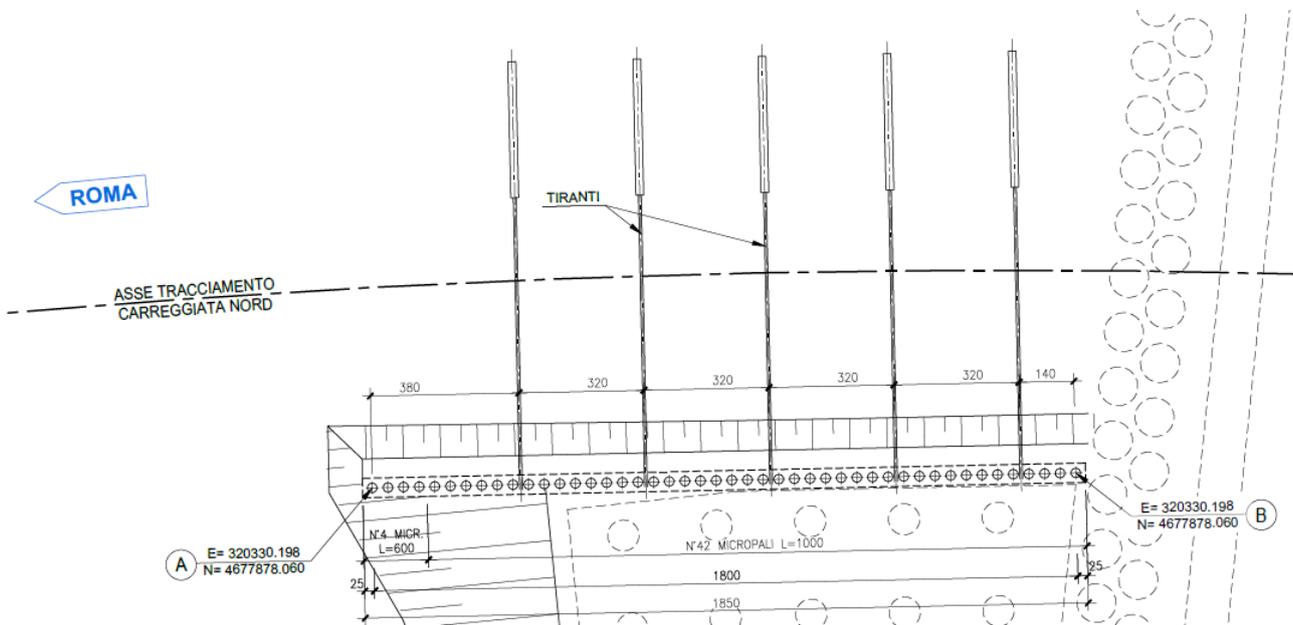


Figura 1 – Stralcio planimetrico

1.1 Descrizione dell'opera

L'opera di sostegno OS01, oggetto della presente relazione si sviluppa tra la pk 0+032 e la pk 0+156 ed è stata progettata e dimensionata considerando le sezioni tipologiche più gravose lungo il suo sviluppo. Di seguito si riporta una tabella riepilogativa con l'indicazione dei Tipologici individuati in funzione dell'altezza massima di scavo e dei rispettivi dimensionamenti.

Tabella 1 – Tipologici OS01

Tipologico	Elemento	Lunghezza [m]	Diametro [m]	Interasse pali/tiranti [m]	Armatura pali Info tiranti	Travi di Ripartizione
A H.max = 6m	Micropali	11	0,24	0,4	Tubo in Acciaio S355 - φ168,3 Sp.10mm	-
	Tirante n. 1 (1,5m)	L.lib 6m - L.bulbo 6m	0,20	3,20	α=20° - 3 Trefoli 0,6"	Acciaio S275 - 2 x HEB140
B H.max = 2.5m	Micropali	7	0,24	0,4	Tubo in Acciaio S355 - φ168,3 Sp.10mm	-

Di seguito si riporta il profilo longitudinale:

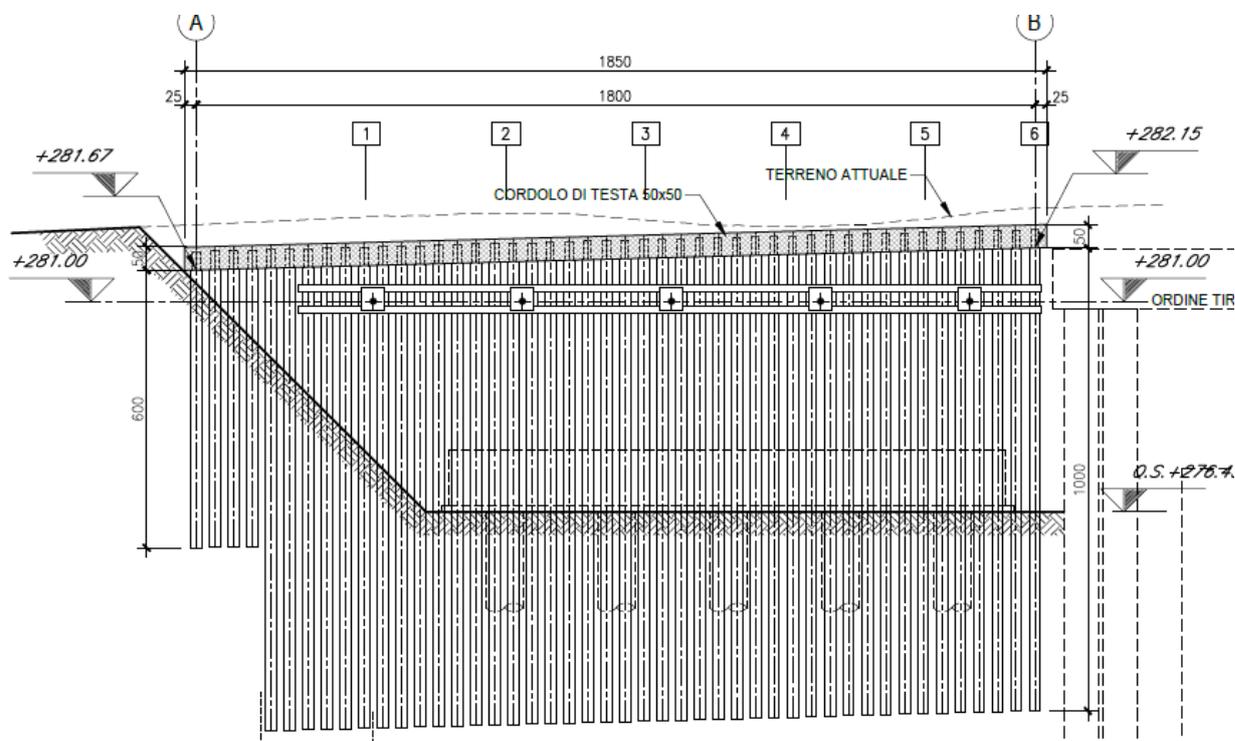


Figura 2 – Profilo longitudinale Paratia OS01

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- D.M. 17 gennaio 2018 - *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)*;
- Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 - *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018*;
- UNI EN 1992-1-1 - *Progettazione delle strutture di calcestruzzo*;
- UNI EN 206-1-2001 - *Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità*.
- UNI 11104_2016: *Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1*
- Decreto Protezione Civile 21 ottobre 2003: Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003.
- OPCM 20 marzo 2003 n. 3274, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- OPCM 3 maggio 2005 n. 3431: Ulteriori modifiche ed integrazioni dell'ordinanza del Presidente del consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- OPCM 8 luglio 2004 n. 3362: Modalità di attivazione del Fondo per investimenti straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri istituito ai sensi dell'art. 32-bis del decreto legge 30 settembre 2003 n. 269 convertito, con modificazioni, dalla legge 24 novembre 2003 n. 326.
- OPCM 28 aprile 2006: Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii..
- Raccomandazioni AGI (1977);
- Modalità Tecniche ANISG (1977).
- Quaderni tecnici ANAS

2.1 Elaborati di riferimento

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati:

CODICE ELABORATI										ELABORATI	SCALA
T	0	1	OS	0	1	STR	CP	0	1	Carpenteria opere provvisionali – Pianta e sviluppata	Varie
T	0	1	OS	0	1	STR	CP	0	2	Carpenteria opere provvisionali - Sezioni trasversali	Varie
T	0	1	GE	0	2	GEO	RE	0	1	Relazione geotecnica generale	Varie
T	0	1	GE	0	2	GEO	FG	0	1	Profilo geotecnico parte1	Varie
T	0	1	GE	0	2	GEO	FG	0	2	Profilo geotecnico parte2	Varie

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

3.1 Classe di esposizione e copriferri

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI EN 206:2014, si definiscono di seguito le classi di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

- Cordoli e Micropali: XC2;

CLASSI DI ESPOSIZIONE			CLASSI DI ESPOSIZIONE		
Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono corrispondere le classi di esposizione	Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono corrispondere le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco			4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: ambiente molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suola non aggressiva o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	Nel caso in cui il calcestruzzo sia esposto ad acqua di mare o a salinità trasportata dall'acqua, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
			XS1	Aria che trasporta salinità marina in assenza di contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo per strutture in zone costiere.
			XS2	Acqua di mare.	Calcestruzzo di parti di strutture marine completamente immerse in acqua.
			XS3	Aree soggette a marea, molo ondoso, spruzzi di acqua di mare.	Calcestruzzo di opere portuali, per esempio banchine, moli, ponti. Calcestruzzo di opere di difesa marittima, per esempio barriere frangiflutti, dighe foranee.
2 Corrosione indotta da carbonatazione			5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti		
Nel caso in cui il calcestruzzo che contiene armatura o altri inserti metallici sia esposto all'aria ed all'umidità, l'esposizione deve essere classificata come segue:			Nel caso in cui il calcestruzzo sia esposto ad un significativo attacco da cicli di gelo/disgelo, purché bagnato, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XC1	Permanente secco, acquoso o saturo d'acqua.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria bassa. Calcestruzzo permanentemente immerso in acqua o esposto a condensa.	XF1	Condizioni che determinano una moderata saturazione del calcestruzzo in presenza di agente disgelante.	Calcestruzzo di facciate, colonne o elementi strutturali verticali o inclinati esposti alla pioggia ed ai cicli di gelo/disgelo.
XC2	Prevalentemente acquoso o saturo d'acqua, raramente secco.	Calcestruzzo a contatto con l'acqua per lungo tempo. Calcestruzzo di strutture di contenimento acqua. Calcestruzzo di molte fondazioni.	XF2	Condizioni che determinano una moderata saturazione del calcestruzzo in presenza di agente disgelante.	Calcestruzzo di facciate, colonne o elementi strutturali verticali o inclinati esposti alla pioggia ed ai cicli di gelo/disgelo in presenza di sali disgelanti, per esempio opere stradali esposte al gelo in presenza di sali disgelanti trasportati dall'aria.
XC3	Moderata o alta umidità dell'aria.	Calcestruzzo in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità dell'aria da moderata ad alta.	XF3	Condizioni che determinano una elevata saturazione del calcestruzzo in assenza di agente disgelante.	Calcestruzzo di elementi orizzontali in edifici dove possono aver luogo accumuli d'acqua.
XC4	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua.	Calcestruzzo in esterni con superfici soggette ad alternanze di ambiente secco ed acquoso o saturo d'acqua. Calcestruzzo ciclicamente esposto all'acqua in condizioni che non ricadono nella classe XC2.	XF4	Condizioni che determinano una elevata saturazione del calcestruzzo con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Calcestruzzo di elementi orizzontali, di strade o pavimentazioni, esposti al gelo ed ai sali disgelanti oppure esposti al gelo in zone costiere.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare			6 Attacco chimico*		
Nel caso in cui il calcestruzzo armato o con inserti metallici sia esposto ad acqua contenente cloruri da origini diverse da quelle dell'acqua di mare, inclusi i sali disgelanti, l'esposizione deve essere classificata come segue:			Nel caso in cui il calcestruzzo sia esposto ad attacco chimico derivante da acque sotterranee o dal terreno, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XD1	Moderata umidità dell'aria.	Calcestruzzo esposto all'azione aggressiva dei cloruri trasportati dall'aria per esempio derivanti dall'uso di sali disgelanti. Per esempio impalcati da ponti, viadotti o barriere stradali.	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo.	Calcestruzzo esposto a terreno naturale e acqua del terreno con caratteristiche chimiche del prospetto 2 della UNI EN 206:2014.
XD2	Prevalentemente acquoso o saturo d'acqua, raramente secco.	Calcestruzzo per impianti di trattamento acqua o esposto ad acque contenenti cloruri, per esempio acque industriali o piscine.	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo.	Calcestruzzo esposto a terreno naturale e acqua del terreno con caratteristiche chimiche del prospetto 2 della UNI EN 206:2014.
XD3	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua.	Calcestruzzo esposto a spruzzi di soluzioni di cloruri, per esempio derivanti da sali disgelanti. Per esempio su impalcati da ponti, viadotti o barriere stradali. Calcestruzzo di opere accessorie stradali (muri di sostegno), parti di ponti, pavimentazioni stradali o industriali o di parcheggi.	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo.	Calcestruzzo esposto a terreno naturale e acqua del terreno con caratteristiche chimiche del prospetto 2 della UNI EN 206:2014.

Classi di esposizione secondo norma UNI – EN 206-2016

La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati, di cui ai successivi paragrafi, sono state inoltre determinate tenendo conto delle classi minime stabilite dalla stessa norma UNI-EN 11104:2016, di cui alla successiva tabella:

VALORI LIMITE PER LA COMPOSIZIONE E LE PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO

PROSPETTO 5 UNI 11104:2016	CLASSI DI ESPOSIZIONE															
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri			Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico			
						Acqua di mare			XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XF1								
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	C32/40	C35/45	
Minimo contenuto in cemento (Kg/m ³) (d)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)												4,0 (a)				
Altri requisiti							È richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156			È richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati (c)		

(a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CEN/TS 12390-9, UNI CEN/TR 15177 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. Il valore minimo di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con D_{agg} > 20mm; per D_{agg} inferiori il limite minimo andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per D_{agg} tra 12mm e 16 mm).

(b) Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.

(c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI 9156-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI 9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.

(d) Quando si applica il concetto di valore k il rapporto massimo a/c e il contenuto minimo di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.

Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI – 11104

I copriferri di progetto adottati per le barre di armatura, tengono infine conto inoltre delle prescrizioni di cui alla Tabella C4.1.IV della circolare esplicativa alle NTC2018; si è in particolare previsto di adottare i seguenti Copriferri minimi espressi in mm

- Cordoli: 50 mm

3.2 Calcestruzzo per cordoli e micropali (C25/30)

Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg:		R_{ck}=	30	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 gg:	(0,83*R _{ck})	f_{ck}=	24.9	MPa
Resistenza a compressione cilindrica media:	(f _{ck} +8)	f_{cm}=	32.9	MPa
Valore medio resistenza a trazione assiale:		f_{ctm}=	2.56	MPa
Valore caratteristico frattile 5% resistenza a trazione assiale:		f_{ctk,0,05}=	1.79	MPa
Valore medio resistenza a trazione per flessione:		f_{ctm}=	3.07	MPa
Valore caratteristico frattile 5% resistenza a trazione per flessione		f_{ctk,0,05}=	2.15	MPa
**Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:		γ_c=	1.5	[-]
Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:	(0,85*f _{ck} /γ _c)	f_{cd}=	14.1	MPa
Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:	(f _{ctk,0,05} / γ _s)	f_{ctd}=	1.19	MPa
*Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:	(1,2*f _{ctd})	f_{ctd,r}=	1.43	MPa
Modulo di elasticità secante:		E_{cm}=	31447	MPa
Modulo di Poisson:		ν=	0-0,2	[-]
Coefficiente di dilatazione lineare		α=	0.00001	°C ⁻¹
*Tensione massima ammissibile nella comb. Quasi Permanente	σ_{cmax QP} =	(0,45 f _{ck}) =	11.21	MPa
*Tensione massima ammissibile nella comb. Caratteristica -Rara	σ_{cmax R} =	(0,60 f _{ck}) =	14.94	MPa

**Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1.0

*Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

3.3 Acciaio per barre d'armatura (B450C)

Tipologia		B450C	
Resistenza caratteristica a snervamento	f _{yk}	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	γ _c	1.15	
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd}	391.3	MPa
Modulo elastico longitudinale	E _{cm}	210000	MPa
Tensione massima per la verifica agli SLE	σ_{s max}=(0,80 f_{yk}) =	360	MPa
Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)			

3.4 Acciaio da carpenteria per micropali (S355)

Tipologia		S355	
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	355	MPa
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	510	MPa

3.5 Acciaio da carpenteria per travi di ripartizione (S275)

Tipologia		S355	
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	355	MPa
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	430	MPa

3.6 Acciaio pe trefoli

Tensione caratteristica di rottura:	f_{ptk}	1860	MPa
Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale:	$f_{p(1)k}$	1670	MPa
Allungamento sotto carico massimo:	A_{gt}	3.50	%
Modulo di Elasticità:	E_s	210000	MPa
Coefficienti parziale per le verifiche agli SLU:	γ_s	1.15	-
Resistenza di Calcolo	$f_{yd} = f_{p(1)k} / \gamma_s$	1452	MPa

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel presente capitolo si riportano le principali unità geotecniche presenti lungo la linea ed a seguire i parametri geotecnici di progetto secondo quanto riportato nella relazione geotecnica generale alla quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

4.1 Unità Geotecniche

Unità Ra - riporto antropico

Unità ec (limo sabbioso argilloso)

Unità AL (argilla limosa)

Unità GS (ghiaia sabbiosa)

Unità MS (conglomerati)

Unità SR / SB (calcari marnosi)

Unità SRa (calcari marnosi alterati litoidi)

Unità OB (calcareniti)

4.2 Parametri geotecnici caratteristici di progetto

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono state desunte tenendo conto di quanto risultante nel profilo geologico e di.

Unità Ra - riporto antropico

$\gamma = 19.0 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 250 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità ec (limo sabbioso argilloso)

$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 26 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 100 \div 175 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 200 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità AL (argilla limosa)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 26 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 75 \div 200 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 150 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità GS (ghiaia sabbiosa)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35 \div 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 350 \div 600 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità MS (conglomerati)

$\gamma = 19.0 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 20 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35 \div 42^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 400 \div 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità SR / SB (calcari marnosi)

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\sigma_c = 21 \div 93 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale
$\sigma_{c,media} = 49 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale media
$\sigma_{c,10\%} = 30 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale decimo percentile
Parametri di resistenza per le fondazioni dirette:	
$c' = 40 \div 60 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio

Unità SRa (calcari marnosi alterati litoidi)

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 40 \div 50 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 900 \text{ MPa}$	modulo di deformazione

Unità OB (calcareniti)

$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 20 \div 40 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 24 \div 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 75 \text{ MPa}$	modulo di deformazione operativo
$\sigma_c = 4 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale

Il livello di falda di progetto per le opere è indicato nel profilo stratigrafico e nelle sezioni geotecniche. I moduli di deformabilità "operativi" da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni (E_{op1}), saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_o): $E_{op1} = E_o / 5$.

4.3 Stratigrafia di progetto

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono state desunte tenendo conto di quanto risultante nel profilo geologico e dalla caratterizzazione dei litotipi riportati nella relazione geotecnica generale. In relazione all'ubicazione dell'opera, e alle quote di approfondimento della testa delle paratie, si sono considerati tali terreni ed i relativi parametri geotecnici:

Unità Ra - riporto antropico (da 0.0m a -3.0m)

$\gamma = 19.0 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 250 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità GS - ghiaia sabbiosa (da -3.0m a max)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35 \div 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 350 \div 600 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

In riferimento alla falda è stata assunta una quota di progetto a -8.00 m dal p.c. Tale quota di falda è stata assunta nei modelli di analisi.

5 CRITERI DI PROGETTAZIONE AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso delle Paratie di Sostegno.

5.1 METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/18, con i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza è stata effettuata con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale: $R_d \geq E_d$. Dove:

R_d è la resistenza di progetto

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

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni,

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

oppure

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

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e $\gamma_{Fj} = \gamma_{Ej}$, associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ 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) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- EQU perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- STR raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

- GEO raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;
- UPL perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- HYD erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 17.01.18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_s .

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto come già illustrati al paragrafo precedente:

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_γ	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.I di seguito riportata:

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}

Nell'ambito delle Analisi di seguito esposte, si è fatto riferimento nella fattispecie all'APPROCCIO 1, andando ad esaminare tutti gli stati limite ritenuti significativi per il caso delle opere in progetto, secondo quanto specificato al già citato prg "6.5.3.1.2 Paratie" del DM 17.01.18, ovvero:

SLU di tipo geotecnica (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

In particolare:

- la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è stata effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I;
- le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2:

6.2.4.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero la risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stab,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stab,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2). Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽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_{c1} .

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- a) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

Viste le condizioni stratigrafiche e le condizioni idrauliche al contorno (permeabilità dei terreni e profondità della falda a monte e a valle della paratia), si ritiene che le seguenti verifiche non risultano necessarie per le sezioni in esame:

- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- Le rimanenti verifiche sono state 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 e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento. Nella fattispecie con riferimento alle paratie dotate di Tiranti per le verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono (verifiche effettuate con il software Paratie Plus).

Per il dimensionamento della lunghezza libera dell'ancoraggio si deve verificare che essa sia tale da garantire che in condizioni statiche e sismiche il tratto “attivo” di fondazione dell'ancoraggio si trovi al di fuori del cuneo di Spinta Attiva, la cui inclinazione rispetto all'orizzontale in condizioni statiche è di $45^\circ + \phi'/2$. La lunghezza libera è definita dall'intersezione del tirante con un piano inclinato di $45^\circ - \phi'/2$ sulla verticale, parallelo al piano passante per il piede della paratia e da esso distante $0,20h$ (AGI 2012 - Ancoraggi nei terreni e delle rocce). Valgono le seguenti espressioni:

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

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

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

dove:

- h = altezza fuori terra della paratia
- α = inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale
- t = infissione della paratia
- h_i = profondità del tirante

Per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta rispetto all'orizzontale si riduce. Detta “ L_s ” la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche “ L_e ” può essere ottenuta mediante la relazione (§ 7.11.6.4 del DM 17.01.18):

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad [7.11.12]$$

Per il dimensionamento geotecnico del tirante, deve risultare rispettata la condizione [6.2.1 del DM 17.01.18] 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 Tabelle 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 verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto Ed con la resistenza di progetto Rad, determinata applicando alla resistenza caratteristica Rak (valutata secondo quanto descritto nel § 6.6.2 del DM 17.01.18) i coefficienti parziali γ_R riportati nella Tab. 6.6.I. Si specifica inoltre che quando l'armatura è realizzata mediante trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze al fine di contenere il rischio di rotture di tipo fragile, si deve verificare che la resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio deve risultare minore della resistenza a snervamento dell'armatura.

Le verifiche sismiche e SLE non sono state effettuate in quanto l'opera è provvisoria

Si rimanda ai Tabulati di Calcolo per la tabella riassuntiva di tutti i coefficienti parziali utilizzati nelle suddette verifiche.

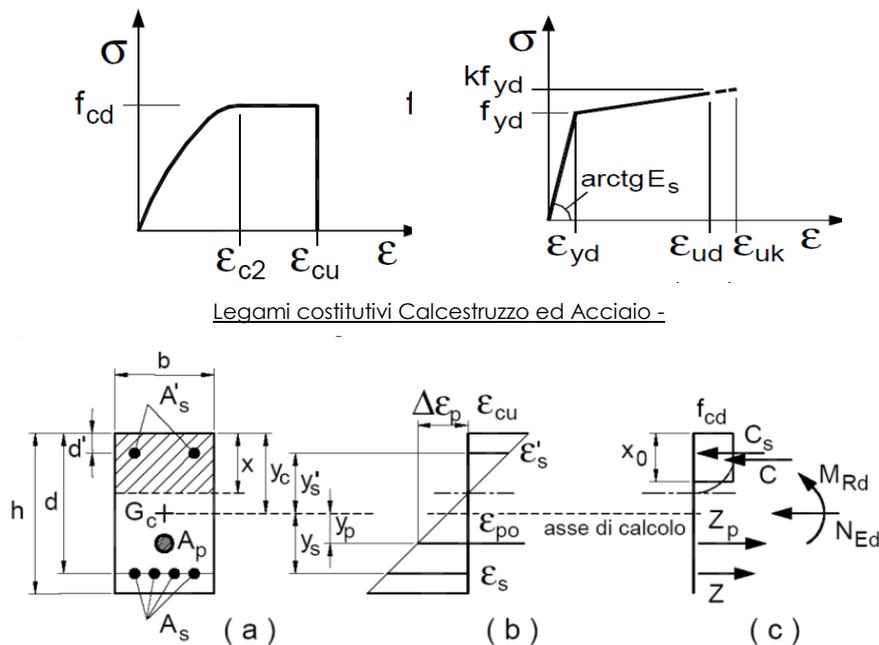
6 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 e al 4.2.4. delle NTC.

6.1 VERIFICHE STRUTTURALI C.A. - SLU

6.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.3.2 delle NTC, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -

Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_\phi = \mu_\phi(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

μ_ϕ è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

6.1.2 Taglio

La resistenza a taglio VRd della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

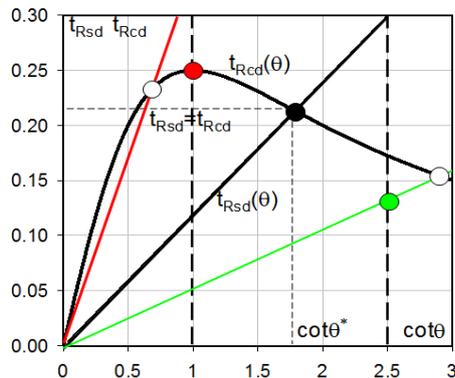
Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_1 = A_{sw} / (b_w \cdot d)$
- d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$ mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio VRd è il minimo tra la resistenza a taglio trazione VRsd e la resistenza a taglio compressione VRcd :

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{(1 + \text{ctg}^2\theta)}$$

Essendo: $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$



- Se la $\text{cot} \theta^*$ è maggiore di 2.5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversal e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportat dalle armature trasversali valutabile per una $\text{cot} \theta = 2,5$.
- Se la $\text{cot} \theta^*$ è minore di 1.0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dall bielle di calcestruzzo valutabile per una $\text{cot} \theta = 1,0$.
- Se la $\text{cot} \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il tagli resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.3.5.2 delle NTC, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\text{cot} \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove:

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

6.2 VERIFICHE STRUTTURALI C.A. - SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

6.2.1 Verifiche tensionali

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche “Rara” e “Quasi Permanente”; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo “non reagente” adottando come limiti di riferimento quelli previsti dalle NTC.

6.2.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico “Frequente” e combinazione “Quasi Permanente”. Con riferimento alle classi di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura risultano le seguenti condizioni ambientali [NTC – Tabella 4.1.III]:

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

6.3 VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI

6.3.1 Trazione

L'azione assiale di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.5]$$

dove la resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica di progetto della sezione lorda, A ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [4.2.6]$$

b) la resistenza di progetto a rottura della sezione netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [4.2.7]$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza di progetto plastica della sezione lorda, $N_{pl,Rd}$, deve risultare minore della resistenza di progetto a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti, $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \quad [4.2.8]$$

6.3.2 Compressione

La forza di compressione di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

6.3.3 Flessione monoassiale

Il momento flettente di progetto M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;} \quad [4.2.12]$$

in cui W_{pl} rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;} \quad [4.2.13]$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;} \quad [4.2.14]$$

per le sezioni di classe 3, $W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{eff,min}$ è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

6.3.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove A_v è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f \quad [4.2.19]$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w \cdot t_w) \quad [4.2.20]$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f) \quad [4.2.21]$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = Ah/(b+h) \text{ quando il carico è parallelo all'altezza del profilo,} \quad [4.2.22]$$

$$A_v = Ab/(b+h) \text{ quando il carico è parallelo alla base del profilo;}$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi \quad [4.2.23]$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo,

b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

h_w è l'altezza dell'anima,

h è l'altezza delle sezioni cave,

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

t_f è lo spessore delle ali,

t_w è lo spessore dell'anima.

6.3.5 Flessione e Taglio

Se il taglio di progetto V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_{yk}$.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,v,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,s,Rd} \quad [4.2.32]$$

in cui A_w rappresenta l'area dell'anima del profilo.

6.3.6 Presso o tenso-flessione retta

La presso- o tenso-flessione retta può essere trattata con riferimento a metodi di comprovata validità.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a \quad [4.2.34]$$

o

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a \quad [4.2.35]$$

essendo

$M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano dell'anima,

$M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano delle ali,

e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

dove:

A è l'area lorda della sezione,

b è la larghezza delle ali,

t_f è lo spessore delle ali.

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto, $M_{N,y,Rd}$.

6.4 VERIFICHE DEI SISTEMI DI ANCORAGGIO

Il codice Paratie Plus consente di effettuare le verifiche di resistenza allo SLU/SLV dell’armatura e della fondazione dei tiranti, applicando automaticamente la seguente metodologia, in ottemperanza alla vigente normativa.

Il codice verifica sia la resistenza dell’acciaio armonico che la resistenza della fondazione con riferimento alla combinazione A1+M1+R3. Esso inoltre applica un criterio di verifica di “Gerarchia delle Resistenze”, in cui verifica che la resistenza dell’acciaio armonico sia superiore a quella della fondazione.

6.4.1 Raggiungimento della resistenza strutturale in uno o più ancoraggi

In condizioni ultime, al fine di verificare l’acciaio dei tiranti, lo sforzo massimo di trazione di calcolo N_Q ricavato dall’analisi allo SLU/SLV, deve risultare non maggiore dello sforzo di snervamento di progetto dei tiranti N_{yd} ottenuto moltiplicando l’area totale A_t della sezione resistente per la tensione caratteristica di snervamento dell’acciaio $f_{p(1)k}$ (1670 MPa), fattorizzata con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.15$.

$$T_{yd} = \frac{f_{p(1)k} A n_{tr}}{\gamma_s} \geq T_{Ed}$$

dove:

- $f_{p(1)k}$ è la resistenza caratteristica di rottura dell’acciaio dei trefoli
- A è l’area di ciascun trefolo
- n_{tr} è il numero di trefoli per tirante
- γ_s è il coefficiente parziale dell’acciaio

Il codice Paratie Plus applica quindi la disequazione di verifica $T_{yd} > T_{Ed}$.

6.4.2 Verifica allo sfilamento dei tiranti

La fondazione dei tiranti (tratto attivo) sarà eseguita con iniezione di malta cementizia (ed additivi) ad alta pressione, con il metodo IRS (Iniezioni Ripetute e Selettive) attraverso valvole poste ad interasse di 0.5 m.

In considerazione delle caratteristiche tecnologiche e della natura dei terreni si valutano le tensioni “caratteristiche” di adesione laterale limite fondazione-terreno $\alpha\tau_{lim}$, riferite al diametro nominale di perforazione. Tali valori sono in accordo a quanto suggerito dall’esperienza di Bustamante e Doix per il caso in esame.

$$T_{rf} = \frac{\pi \cdot D_p \cdot \alpha\tau_{lim} \cdot L_a}{\gamma_R \cdot \xi}$$

dove:

- T_{Rf} è la resistenza di progetto dell’interfaccia tra il bulbo di fondazione ed il terreno
- $\alpha\tau_{lim}$ è la tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno
- γ_R è il coefficiente parziale riduttivo della resistenza
- ξ è il fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili di indagine (cautelativamente posto pari a 1.80)
- L_a è la lunghezza attiva

- D_p è il diametro di perforazione
- T_Q è l'azione di trazione massima allo SLU/SLV

Il codice Paratie Plus applica quindi la disequazione di verifica $T_{Rf} > T_{Ed}$.

Tabella 2- Fattori di correlazione ξ

n	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{Sa3}	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_{Sa4}	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Tabella 3- Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi ξ

	Simbolo	Coefficiente Parziale (γ_R)
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.10
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.20

6.4.1 Prove di progetto su ancoraggi preliminari

Il paragrafo 6.6.4.1 delle NTC 2018 prescrive la realizzazione di tiranti preliminari di prova da sottoporre a sollecitazioni più severe di quelle di verifica e non utilizzabili per l’impiego successivo. A tal fine, essendo il numero di ancoraggi di progetto compreso tra 0 e 30, verranno realizzati n.1 tiranti preliminari.

6.4.2 Prove di carico in corso d’opera sugli ancoraggi

Il paragrafo 6.6.4.2 delle NTC 2018 prescrive che vengano effettuate le prove di carico in corso d’opera su tutti gli ancoraggi per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto. La prova consiste nell’applicazione di un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,2 l’azione di progetto Pd utilizzata per le verifiche SLE, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova. A tal fine, nella tabella seguente si riportano per ogni Tipologico e per ognuno dei tiranti di progetto, le sollecitazioni di Pretiro, Esercizio e Collaudo, quest’ultima pari ad 1,2 volte quella di esercizio.

Tabella 4 – Sollecitazioni di Pretiro, Esercizio e Collaudo dei Tiranti di progetto

Tiranti	Sollecitazione di Pretiro [KN]	Sollecitazione di Esercizio [KN]	Sollecitazione di Collaudo [KN]
Tipologico A			
n. 1 (1,5m)	200	210	252

N.B.: si specifica che nelle verifiche di seguito riportate non è stata considerata la perdita di spessore e, quindi di resistenza degli elementi in acciaio per corrosione, in quanto i tassi di sfruttamento sono tali da garantire il soddisfacimento delle verifiche anche in condizioni di riduzione degli spessori per effetto della corrosione.

7 CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

7.1 Generalità

Le analisi finalizzate al dimensionamento delle paratie trattate nell'ambito del presente documento, sono state condotte con il programma di calcolo "Paratie Plus" della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

Il software Paratie Plus, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

Nel seguito si illustrano quindi le metodologie di calcolo utilizzate, le fasi di calcolo modellate e i risultati delle analisi e verifiche geotecniche dei pali costituenti la paratia.

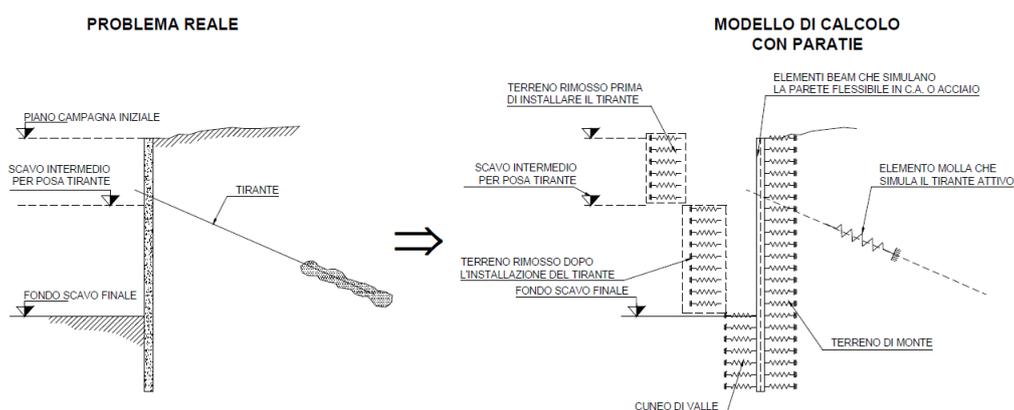
7.2 Metodologie di calcolo

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato con delle molle secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".



Al fine di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle paratie è necessario poterne seguire il comportamento durante le principali fasi esecutive.

A tal riguardo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità

proporzionale al modulo di rigidezza del terreno. Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni) con molle dotate di opportuna rigidezza.

In particolare, la paratia è schematizzata attraverso un diaframma di spessore equivalente ricavato attraverso la seguente espressione:

$$s_{eq} = \sqrt[3]{12E_m J_p}$$

dove:

E_m modulo elastico del materiale costituente la paratia

J_p inerzia della sezione della paratia

Il terreno si comporta come un mezzo elastico sino a che il rapporto tra la tensione orizzontale efficace (σ'_{h}) e la tensione verticale efficace (σ'_{v}) risulta compreso tra il coefficiente di spinta attivo (k_a) e passivo (k_p), mentre quando il rapporto è pari a k_a o a k_p il terreno si comporta come un mezzo elasto-plastico.

Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidezza di ciascuna di esse, k , è data da: $k = E / L$

ove E è un modulo di rigidezza del terreno mentre L è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite Δ , la rigidezza di ogni molla è: $k = E\Delta/L$

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti.

Il valore di L è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva.

Si è scelto:

in zona attiva (uphill):

$$L_A = \frac{2}{3} \ell_A \tan(45^\circ - \phi' / 2)$$

Dove: $\ell_A = \min\{l, 2H\}$;

in zona passiva (downhill):

$$L_P = \frac{2}{3} \ell_P \tan(45^\circ + \phi' / 2)$$

Dove: $\ell_P = \min\{l - H, H\}$

con

l = altezza totale della paratia

H = altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987). Si assume in ogni caso un valore di H non minore di 1/10 dell'altezza totale della parete.

Il programma consente di seguire le fasi evolutive degli scavi a valle dell'opera, determinando, per ciascuna fase di scavo prevista, la deformata dell'opera e le sollecitazioni e gli stati tensionali nel terreno con essa interagente.

Il software consente di tener conto anche della presenza di vincoli lungo la paratia, sia di tipo elastico (molle /tiranti) che di tipo rigido.

La presenza dei tiranti viene infine schematizzata dal software come dei vincoli elastici, la cui deformabilità dipende dalle caratteristiche della sezione resistente in acciaio dei tiranti e dalla lunghezza libera degli stessi, eventualmente incrementata di una quantità funzione dell'efficienza (≤ 1) associata al bulbo di ancoraggio.

7.3 Spinte dei terreni in fase statica

Le spinte agenti sull'opera di sostegno in fase statica dipendono direttamente dalla situazione geostatica e dai parametri di resistenza del terreno.

In particolare la pressione fondamentale dell'analisi è la σ'_h che lo scheletro solido del terreno esercita sulla struttura di sostegno che dipende dagli spostamenti che essa subisce per effetto di σ'_h stessa ovvero dipende dall'interazione fra la struttura ed il terreno a tergo dell'opera.

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso valle, la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come::

- $\sigma'_h a = K_a \sigma'_v$ $\sigma'_h a = K_a \sigma'_v - 2c'(K_a)^{0.5}$ pressione attiva

dove: K_a = coefficiente di spinta attiva;

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso monte, la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

- $\sigma'_h p = K_p \sigma'_v + 2c'(K_p)^{0.5}$ pressione passiva

dove: K_p = coefficiente di spinta passiva;

In condizioni statiche, K_a e K_p sono funzione dell'angolo di attrito efficace dello scheletro solido ϕ' , dell'angolo di attrito fra struttura e terreno δ dell'inclinazione β del paramento di monte della struttura di sostegno e dell'inclinazione i del terrapieno a tergo dell'opera .

Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di K_a e K_p in letteratura, si è fatto riferimento a quelle proposte da Coulomb [1773], per il calcolo del K_a e di Lancellotta (2002) per il calcolo del Coefficiente K_p di cui in seguito si riportano le espressioni generali:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2(\beta) \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad K_p = \left[\frac{\cos \delta}{1 - \sin \phi'} \left(\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta} \right) \right] e^{2\theta_p \tan \phi'}$$

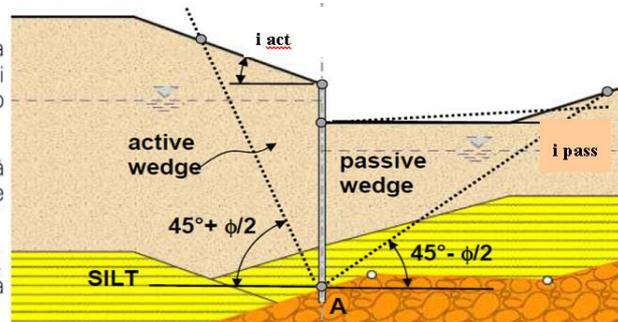
$$\theta_p = \arcsin \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'} \right) + \delta$$

In considerazione del fatto che nell'ambito dei modelli oggetto di analisi, i terrapieni spingenti sulle opere sono caratterizzati da alternanze stratigrafiche tra formazioni diverse in termini di parametri fisico meccanici, la determinazione dei coefficienti di spinta K_a e K_p viene effettuata per ciascuna unità tenendo conto del relativo angolo d'attrito ϕ' e quindi del valore dell'angolo d'attrito terra muro δ , posto in generali pari $0.6\phi'$, a meno della fase sismica, ove si assume in ogni caso $\delta=0$.

Il valore di inclinazione del piano limite del terrapieno i da considerare nella valutazione dei coefficienti di spinta, è funzione della zona di estensione del potenziale cuneo di spinta agente sull'opera. Tale valore assume un valore

diverso per ciascuno strato, è viene valutato automaticamente nel software di calcolo utilizzato secondo la procedura sinteticamente illustrata nel seguito con riferimento allo strato "SILT" (in giallo):

- dal punto A più basso dello strato in corrispondenza della parete, si traccia la linea di rottura piana corrispondente al cuneo di mobilitazione in spinta attiva (o passiva) secondo la teoria di Coulomb, senza considerare attrito terra-muro, fino a raggiungere la linea di scavo (o piano campagna);
- si determina quindi un ipotetico cuneo di terreno mobilitato, compreso tra il punto A e la sommità del tratto non esposto della parete: tale cuneo sarà delimitato superiormente da una superficie irregolare;
- calcolata l'area di tale cuneo, si calcola una superficie piana equivalente (inclinata di i sull'orizzontale) tale che l'area del triangolo equivalente sia pari all'area del cuneo prima determinato.



- Schema di valutazione delle pendenze equivalenti del piano limite per ciascuno strato -

In presenza di falda, occorre inoltre tener conto, alla generica profondità, dell'ulteriore contributo di spinta attiva associato a quest'ultima, che può essere espressa come segue.

$$\sigma_w = \gamma_w h_w$$

γ_w = peso unità di volume dell'acqua

h_w = battente idraulico alla quota considerate.

In condizioni drenate (regime stazionario), che sono le condizioni a vantaggio di sicurezza nel caso di esecuzione di scavi (detensionamento del terreno), la pressione dell'acqua (pressione neutra) nei pori è indipendente dalla deformazione dello scheletro solido (disaccoppiamento meccanico-idraulico).

Pertanto, nell'ipotesi semplificativa che il flusso nell'intorno della paratia si sviluppi prevalentemente in direzione verticale (certamente realistica in assenza di acquiferi confinati), il calcolo della pressione neutra p alla quota z può essere condotto considerando che il prodotto fra permeabilità k e perdita di carico i è costante (principio di conservazione della massa applicato alla legge di Darcy) ovvero, che in ciascun tratto omogeneo (permeabilità k costante), di spessore $L = z - z_0$, la perdita di carico i è costante:

$$p = p_0 - \gamma_w (1 + i)(z - z_0) \text{ pressione neutra}$$

dove:

p_0 è la pressione all'inizio di ciascun tratto omogeneo ovvero $p(z = z_0)$

γ_w è il peso specifico dell'acqua

$$i = \frac{-\Delta h}{L} = -\frac{[h(z) - h(z_0)]}{z - z_0}$$

i è la perdita di carico

z è la quota, positiva verso l'alto, alla quale si calcola p

7.4 Coefficienti sismici

Il § 7.11.6.3 del DM 17.01.18, precisa che l'analisi delle paratie in condizioni sismiche, può essere eseguite con metodi di analisi dinamica oppure mediante metodi pseudostatici; nel caso in esame si è fatto ricorso all'utilizzo delle formulazioni proposte dalla normativa in quest'ultimo caso, dove gli effetti dell'azione sismica sull'opera nonché sul terreno e sulla falda con essa interagente, sono valutabili attraverso le accelerazioni equivalenti orizzontale (a_h) e verticale (a_v). Nello specifico, risulta:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

Dove:

- $a_{max} = S_s ST ag$ è l'accelerazione di picco attesa al suolo;
- g : è l'accelerazione di gravità;
- SS e ST coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, come già definiti nell'ambito del precedente paragrafo
- β è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti (u_s) senza cadute di resistenza.
- α è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera, in funzione dell'altezza complessiva dell'opera H e del tipo di sottosuolo.

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi: $k_h = 0.2 a_{max}/g$, ovvero: $\alpha \cdot \beta = 0.20$.

I coefficienti α e β possono essere stimati dai seguenti grafici riportati nelle Fig. 7.11.2 e 7.11.3 del DM 17.01.18:

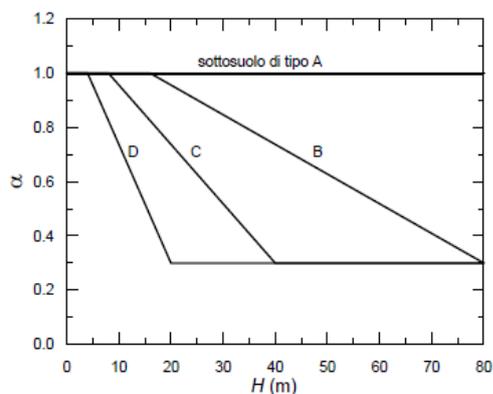


Fig. 7.11.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

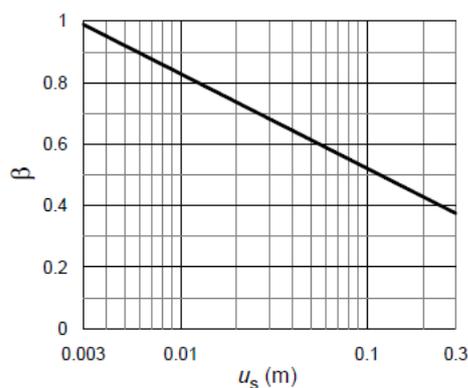


Fig. 7.11.3 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Riguardo infine il valore dell'accelerazione equivalente verticale (a_v), la stessa norma precisa che per le paratie, può porsi $a_v=0$.

Le verifiche sismiche e SLE non sono state effettuate in quanto l'opera è provvisoria

8 ANALISI E VERIFICHE TIPOLOGICO "A"

8.1 Modello di calcolo

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

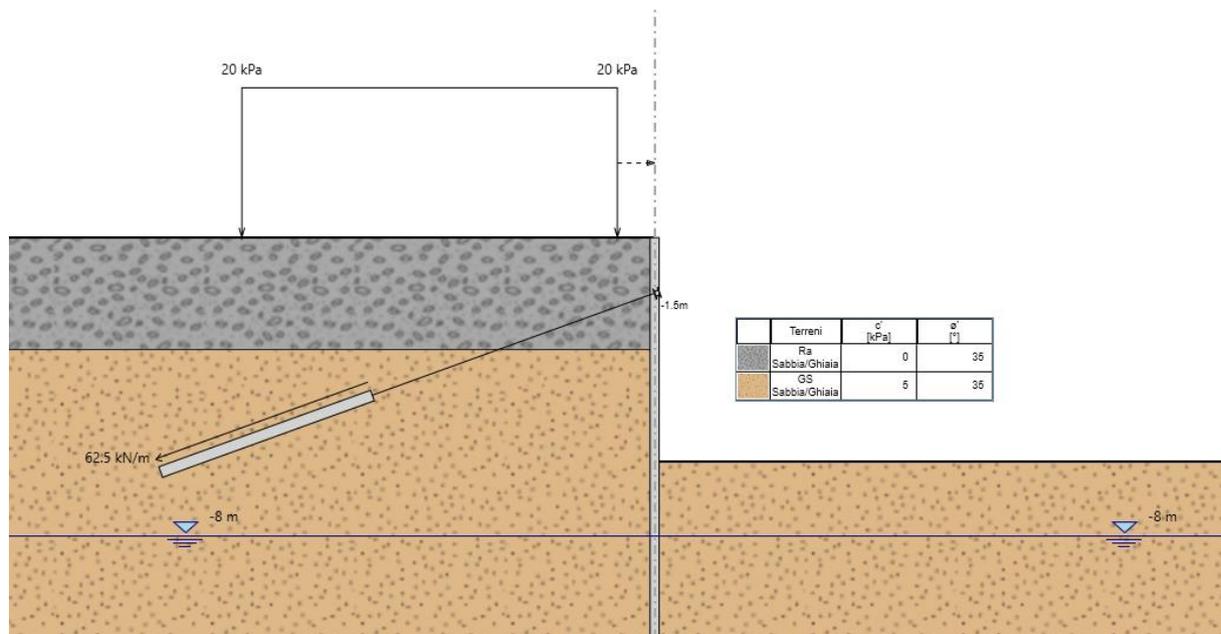


Figura 4 – Modello Paratia (Fase Finale)

Il modello stratigrafico considerato ed il livello di falda sono quelli descritti al precedente §4.3.

Nei paragrafi successivi vengono sinteticamente riportati i principali risultati delle verifiche geotecniche e strutturali del Tipologico in esame.

Nella seguente tabella sono riportate le caratteristiche del Tipologico in esame:

Tipologico	Elemento	Lunghezza [m]	Diametro [m]	Interasse pali/tiranti [m]	Armatura pali Info tiranti	Travi di Ripartizione
A H.max = 6m	Micropali	11	0,24	0,4	Tubo in Acciaio S355 - ϕ168,3 Sp.10mm	-
	Tirante n. 1 (1,5m)	L.lib 6m - L.bulbo 6m	0,20	3,20	$\alpha=20^\circ$ - 3 Trefoli 0,6"	Acciaio S275 - 2 x HEB140

Per ulteriori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

8.2 Spostamenti orizzontali (combinazione SLE)

Il massimo spostamento orizzontale per la paratia si ottiene a quota -4.10 m nell'ultima fase di scavo, e risulta pari a circa 5,91 mm.

Gli spostamenti orizzontali risultano quindi compatibili con l'esercizio dell'opera.

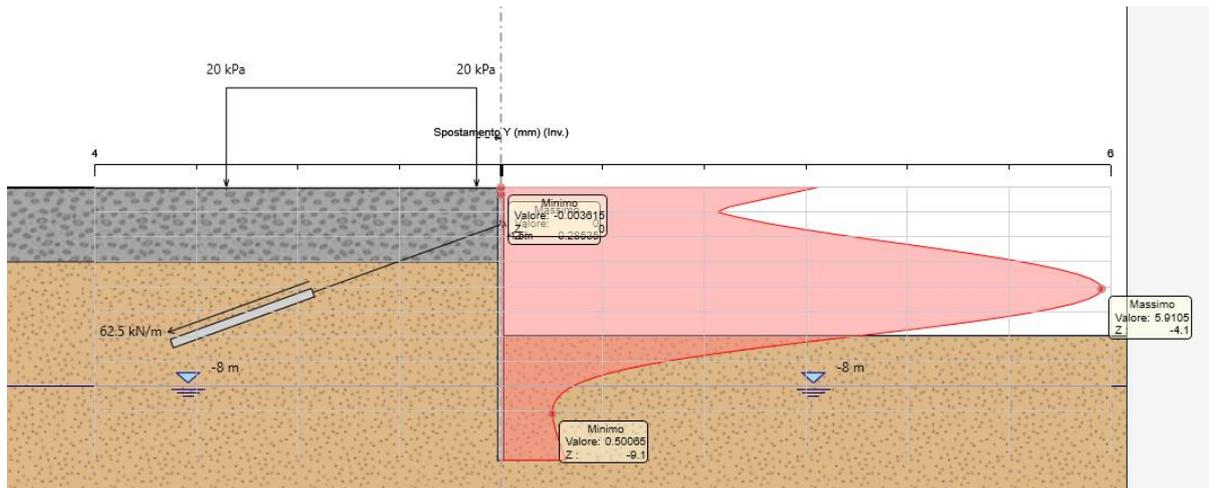


Figura 5: Involucro Spostamenti SLE

8.3 Sollecitazioni Momento flettente e Taglio (involuppo SLU - STR)

Il massimo momento che si ottiene sulla paratia di Micropali si manifesta a quota -4.3 m e risulta pari a 40.14 kNm/m.

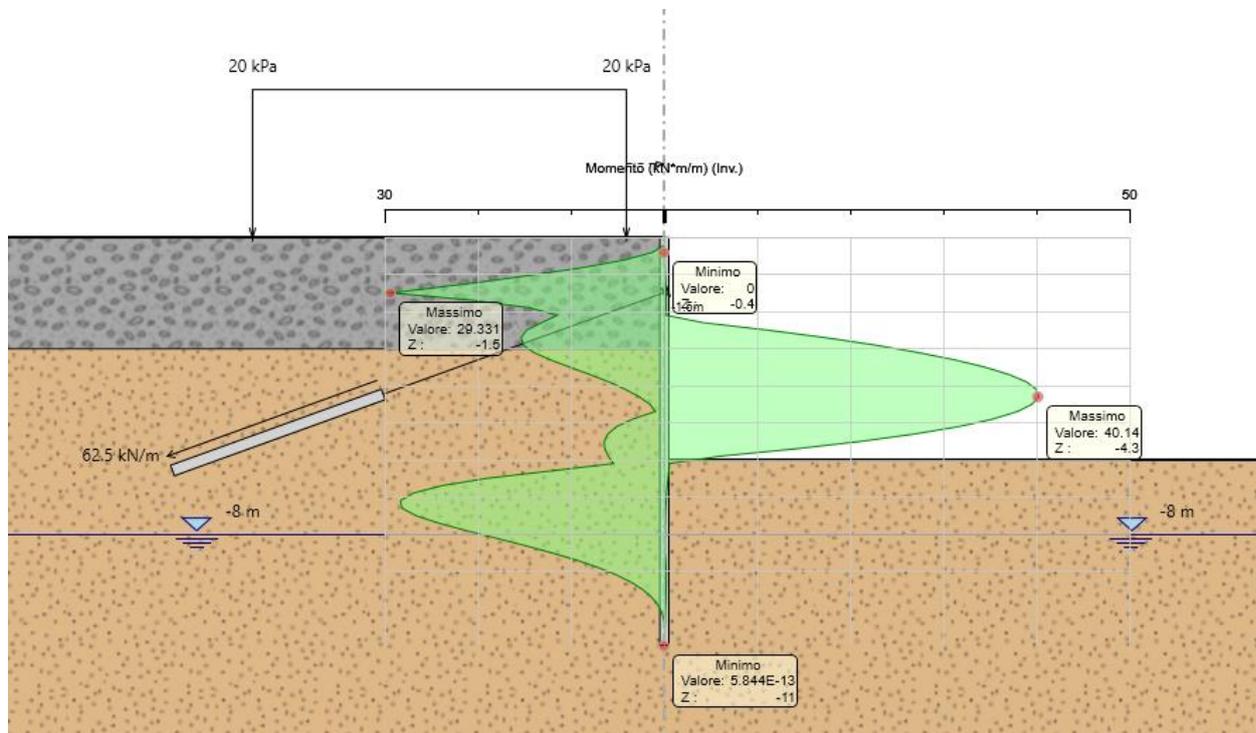


Figura 6: Involuppo Momento Flettente

Il massimo taglio che si ottiene sulla paratia di Micropali si manifesta a quota -5.9 m e risulta pari a 47.25 kN/m.

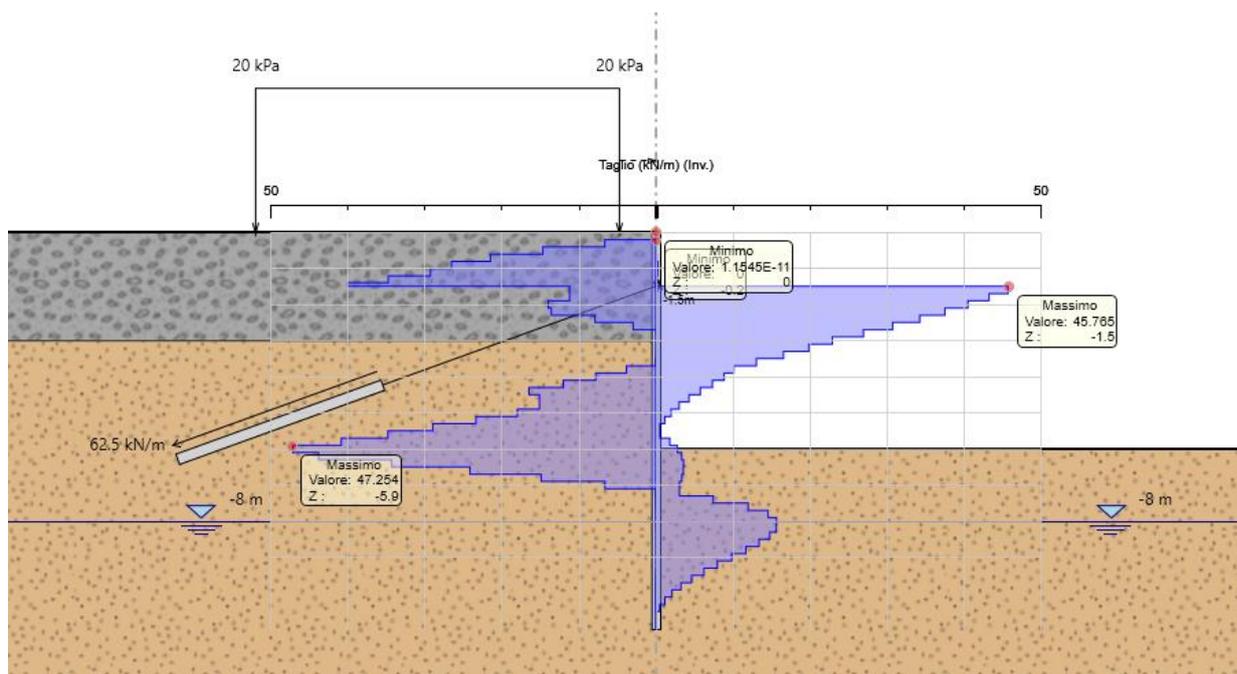
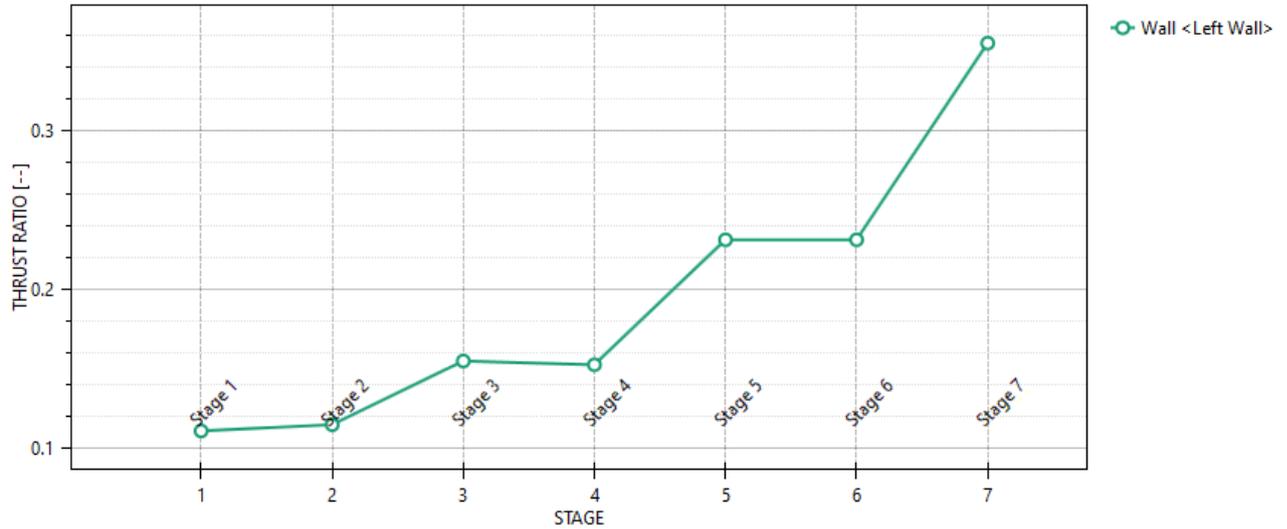


Figura 7: Involuppo Taglio

8.4 Verifiche geotecniche (combinazione SLU - GEO)

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>



L'andamento riporta i rapporti di mobilitazione in condizione statica GEO. La spinta sollecitante non eguaglia la resistenza passiva di progetto quindi la verifica è soddisfatta con rapporti di mobilitazione inferiori a 0.5.

8.5 Verifiche strutturali micropali (involuppo SLU - STR)

Il massimo coefficiente di sfruttamento a flessione che si ottiene per le paratie risulta pari a 0.19.

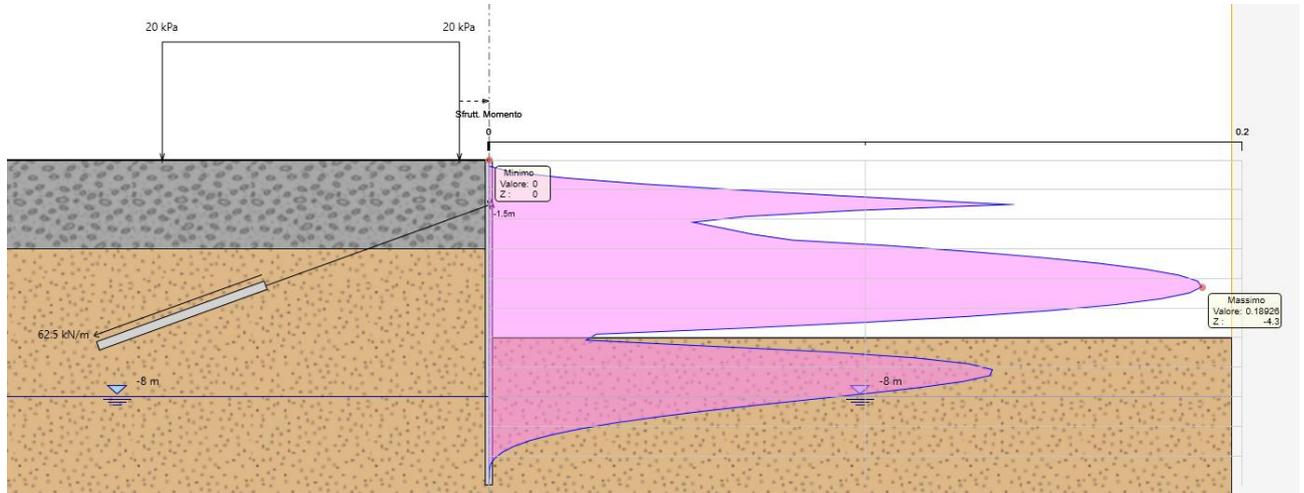


Figura 8: Involuppo coefficiente di sfruttamento a flessione.

Il massimo coefficiente di sfruttamento a taglio che si ottiene per la paratia risulta pari al 0,03.

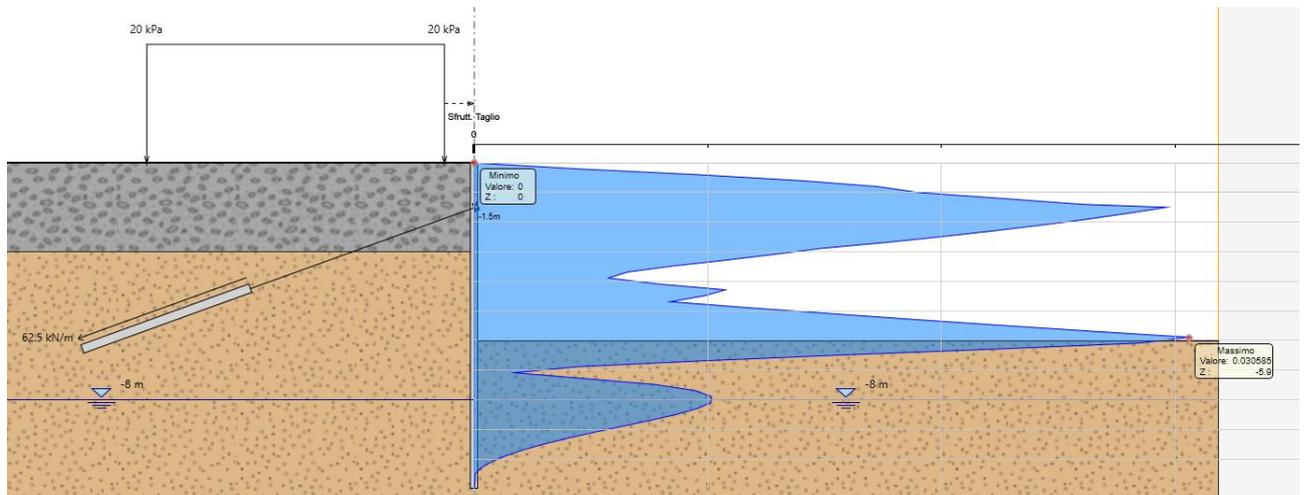


Figura 9: Involuppo coefficiente di sfruttamento a taglio.

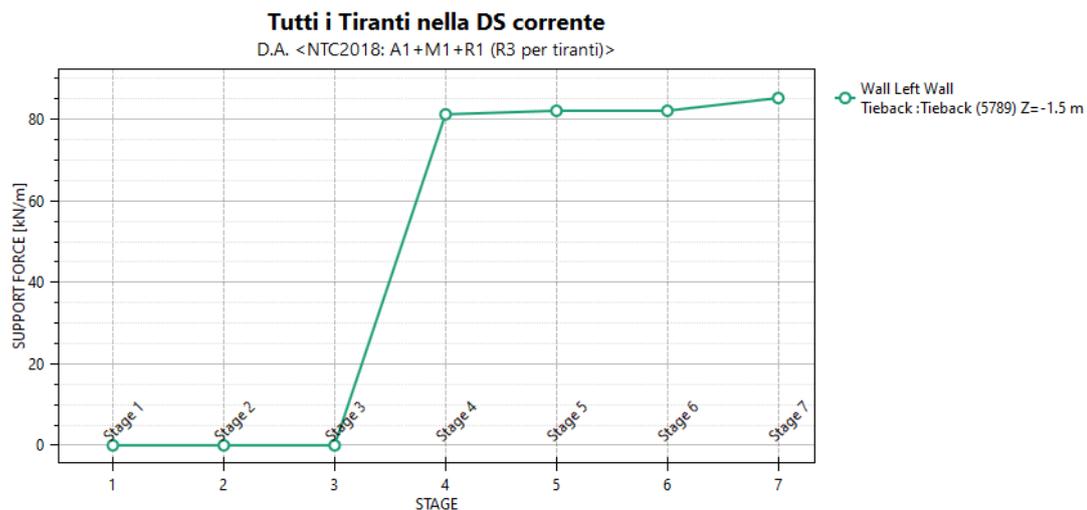
8.6 Verifiche tiranti e travi di ripartizione (combinazione SLU – STR)

Nel seguito viene presentata la verifica geotecnica e strutturale dei tiranti e delle travi di ripartizione.

La lunghezza libera dei tiranti inclinati è definita in modo tale da posizionare il tratto iniettato (iniezione tipo IRS) fuori dal cuneo di spinta. La resistenza geotecnica del tirante è calcolata secondo il metodo di Bustamante e Doix. Nel calcolo sono stati considerati i seguenti parametri:

$$\alpha = 1.2 \text{ (Iniezione IRS)}$$

$$\tau = 180 \text{ kPa (Iniezione IRS)}$$



Nelle seguenti tabelle si riporta il resoconto delle verifiche strutturali e geotecniche dei tiranti:

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tiranti	Puntoni	Travi di Ripartizione in Acciaio	Travi di Ripartizione in Calcestruzzo					
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage 4	260	376.99	605.56	0.69	0.429	✓	✓
Tieback	Stage 5	262.79	376.99	605.56	0.697	0.434	✓	✓
Tieback	Stage 6	262.79	376.99	605.56	0.697	0.434	✓	✓
Tieback	Stage 7	272.79	376.99	605.56	0.724	0.45	✓	✓

Verifiche Strutturali e Geotecniche Tiranti

I tiranti sono previsti con interasse trasversale pari a 3.20 m. Per tale ragione, si rende necessario il dimensionamento di una trave di ripartizione, avente la funzione di ripartire lo sforzo assiale dei tiranti su tutti i pali costituenti la paratia. Nella fattispecie sono state considerate travi in acciaio S275 tipo HE140B per i tiranti di progetto. Il calcolo delle sollecitazioni agenti sulla trave di ripartizione è stato effettuato considerando lo schema di trave su più appoggi e considerando agente un carico uniforme pari allo sforzo normale del tirante distribuito lungo l'interasse. Si riportano di seguito le verifiche a Flessione e a Taglio effettuate con l'ausilio del software PARATIE PLUS 21.

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tiranti		Puntoni		Travi di Ripartizione in Acciaio			Travi di Ripartizione in Calcestruzzo					
Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento M-N	Sfruttamento Taglio	Instabilità	
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	3.2	NTC2018: A1+I	Stage 4	81.25	0	0.63	0.441	0	
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	3.2	NTC2018: A1+I	Stage 5	82.122	0	0.636	0.446	0	
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	3.2	NTC2018: A1+I	Stage 6	82.122	0	0.636	0.446	0	
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	3.2	NTC2018: A1+I	Stage 7	85.247	0	0.661	0.463	0	

Verifiche Travi di ripartizione

8.7 Verifiche strutturali cordolo (involuppo SLU - STR)

Le caratteristiche della sollecitazione sono determinate modellando gli elementi strutturali oggetto di verifica alla stregua di travi continue su più appoggi e, cautelativamente si è considerata la luce delle campate pari a 2 volte l'interasse dei Pali, al fine di prevedere un'eventuale perdita di appoggio tra cordolo e Palo. Tale trave risulta caricata con un'azione uniformemente distribuita valutata a partire dalla sollecitazione di Taglio testa-palo derivante dal modello di calcolo dell'opera di sostegno. Definito V_{max} il massimo valore della sollecitazione di Taglio a metro lineare, il suddetto carico è così calcolato $q_{sd} = V_{max}$.

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

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

SOLLECITAZIONI A METRO LINEARE				SOLLECITAZIONI SU CORDOLO	
	COMB.	Td,max [kN/m]	l [m]	Mmax [kNm]	Vmax [kN]
Paratia Fasi	SLU	20	0,80	1,3	8

Si riporta l'armatura del cordolo e le verifiche a taglio e flessione realizzate con l'ausilio del software di calcolo PresFle+ v.5.15.

CORDOLO PARATIA – C25/30				
Altezza (m)	Larghezza (m)	Armatura scavo longitudinale	Armatura terreno longitudinale	Armatura trasversale
0,50	0,50	4φ16	4φ16	φ10/200 - 2 Bracci

Tabella 5 – Caratteristiche geometriche e armature di progetto Cordolo

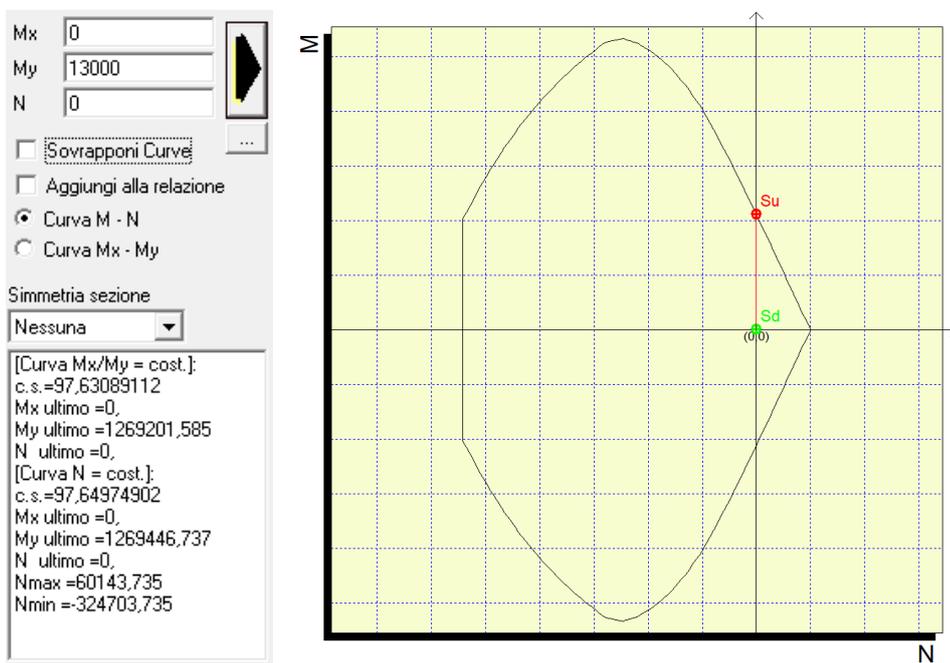
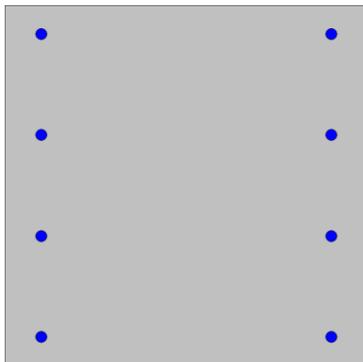


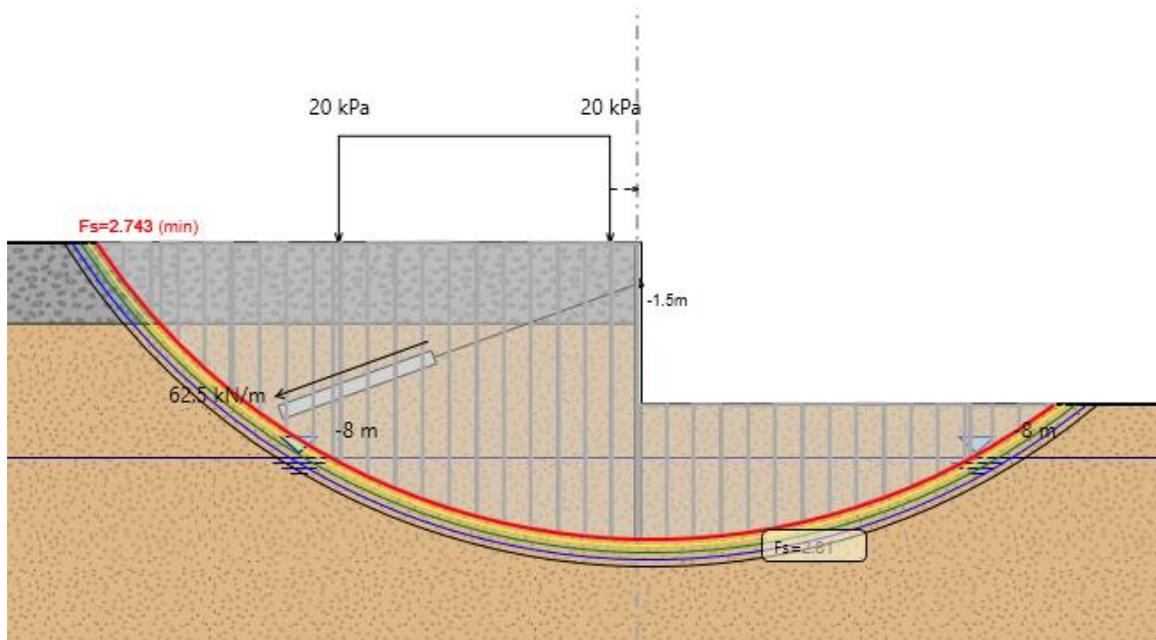
Figura 10 – Verifica a Flessione FS=97 - SLU

Elemento	Geometrie				Armatura long. tesa			Sollecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO							
	b _w (mm)	H (mm)	c (mm)	d (mm)	n	Ø	A _s (mm ²)	N _{sd} (KN)	V _{sd} (KN)	σ _{cp} (Mpa)	ρ _l	k	f _{ck} (Mpa)	v _{min}	V _{Rdmin} (KN)	V _{Rct} (KN)	F.S.
Cordolo	500	500	50	450	4	16	804	0	8	0	0,004	1,67	24,9	0,38	84,55	93,24	11,65

Tabella 6 – Verifica a Taglio SLU

8.8 Verifiche stabilità globale (combinazione SLU – GEO)

Di seguito si riportano in forma grafica, i risultati delle Verifiche di Stabilità effettuate con in evidenza le superfici di scivolamento critiche, ed i relativi coefficienti di sicurezza minimi ottenuti. In particolare sono state analizzate le situazioni rappresentative delle condizioni di scavo massimo in fase statica e simica in combinazione GEO:



Superficie di scorrimento in condizioni statiche (A2+M2) – $F_{S_{min}} = 2,74 \geq 1,10$ - OK

Le verifiche di stabilità globale come si evince dai risultati risultano soddisfatte in quanto le superfici di scorrimento analizzate che sono comprese nell'anello raffigurato di colore arancione hanno tutte un coefficiente di sicurezza maggiore di quello richiesto.

9 ANALISI E VERIFICHE TIPOLOGICO “B”

9.1 Modello di calcolo

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

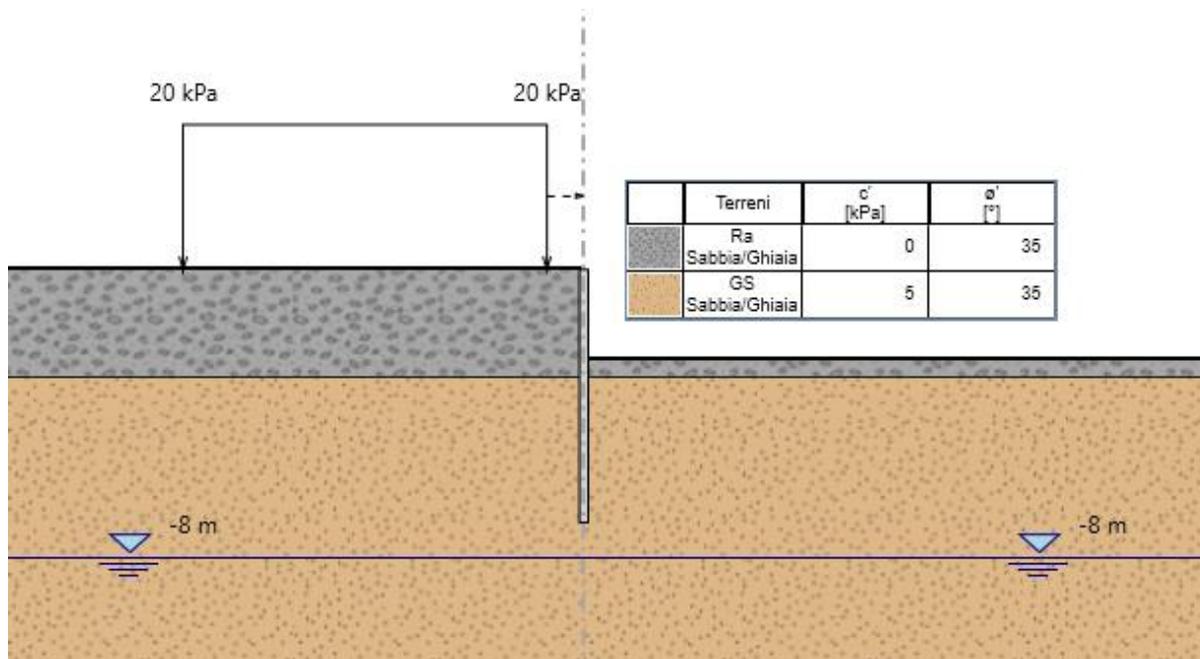


Figura 11 – Modello Paratia (Fase Finale)

Il modello stratigrafico considerato ed il livello di falda sono quelli descritti al precedente §4.3.

Nei paragrafi successivi vengono sinteticamente riportati i principali risultati delle verifiche geotecniche e strutturali del Tipologico in esame.

Nella seguente tabella sono riportate le caratteristiche del Tipologico in esame:

Tipologico	Elemento	Lunghezza [m]	Diametro [m]	Interasse pali/tiranti [m]	Armatura pali Info tiranti	Travi di Ripartizione
B H.max = 2.5m	Micropali	7	0,24	0,4	Tubo in Acciaio S355 - ϕ168,3 Sp.10mm	-

Per ulteriori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

9.2 Spostamenti orizzontali (combinazione SLE)

Il massimo spostamento orizzontale per la paratia si ottiene a quota 0 m nell'ultima fase di scavo, e risulta pari a circa 7.56 mm.

Gli spostamenti orizzontali risultano quindi compatibili con l'esercizio dell'opera.

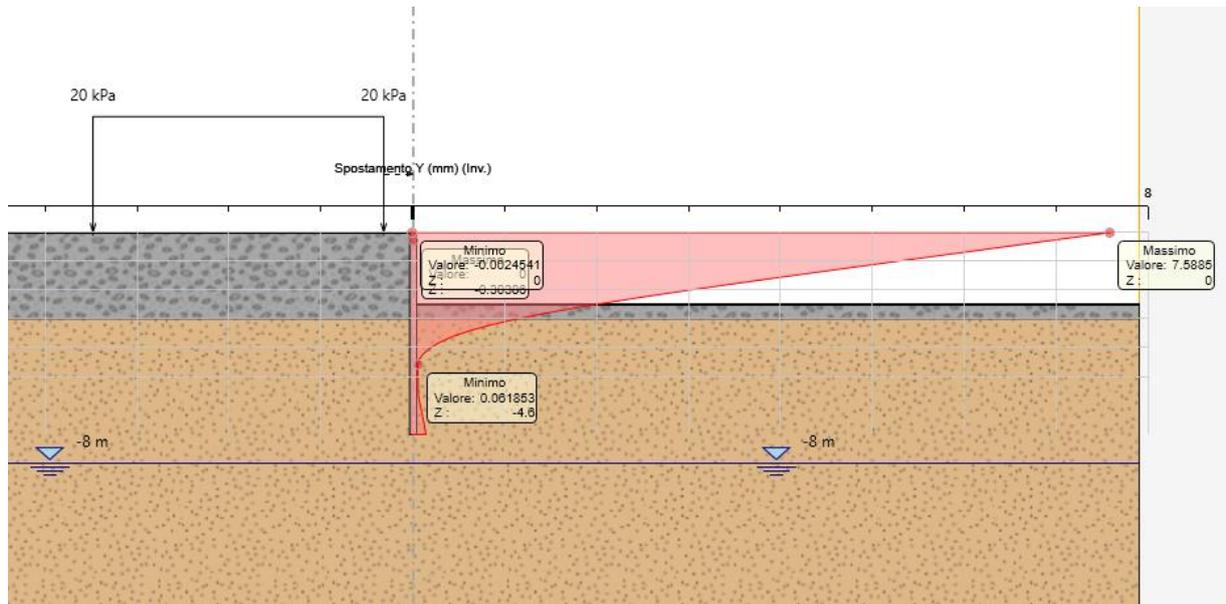


Figura 12: Involucro Spostamenti SLE

9.3 Sollecitazioni Momento flettente e Taglio (involuppo SLU - STR)

Il massimo momento che si ottiene sulla paratia di Micropali si manifesta a quota -3.2 m e risulta pari a 29.31 kNm/m.

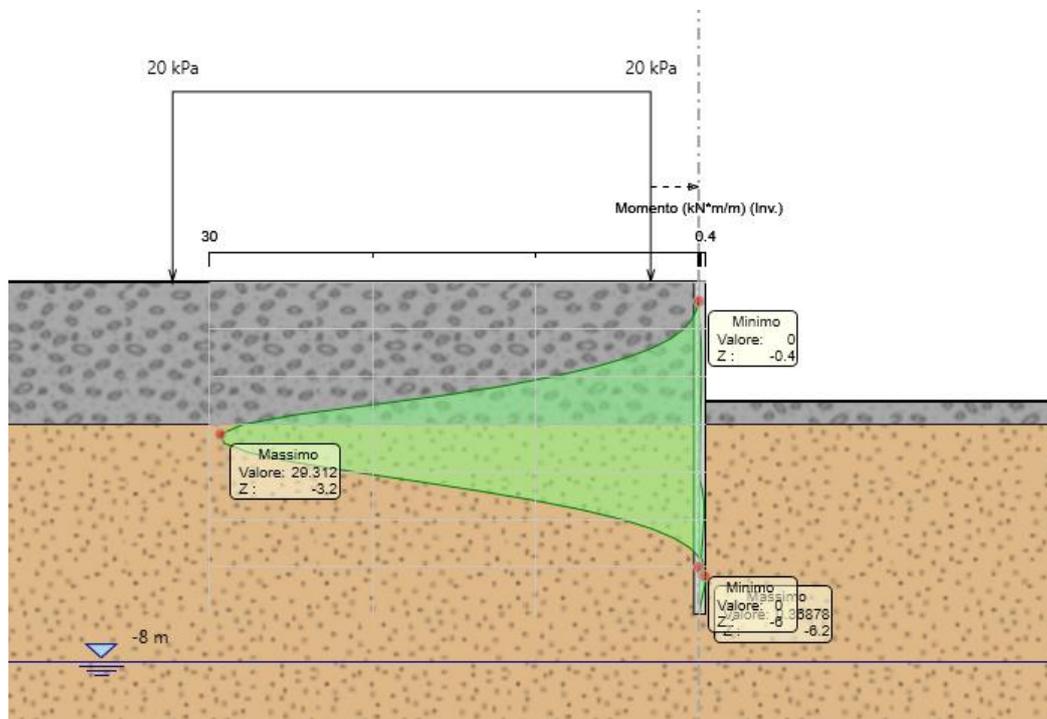


Figura 13: Involuppo Momento Flettente

Il massimo taglio che si ottiene sulla paratia di Micropali si manifesta a quota -2.6 m e risulta pari a 22.34 kN/m.

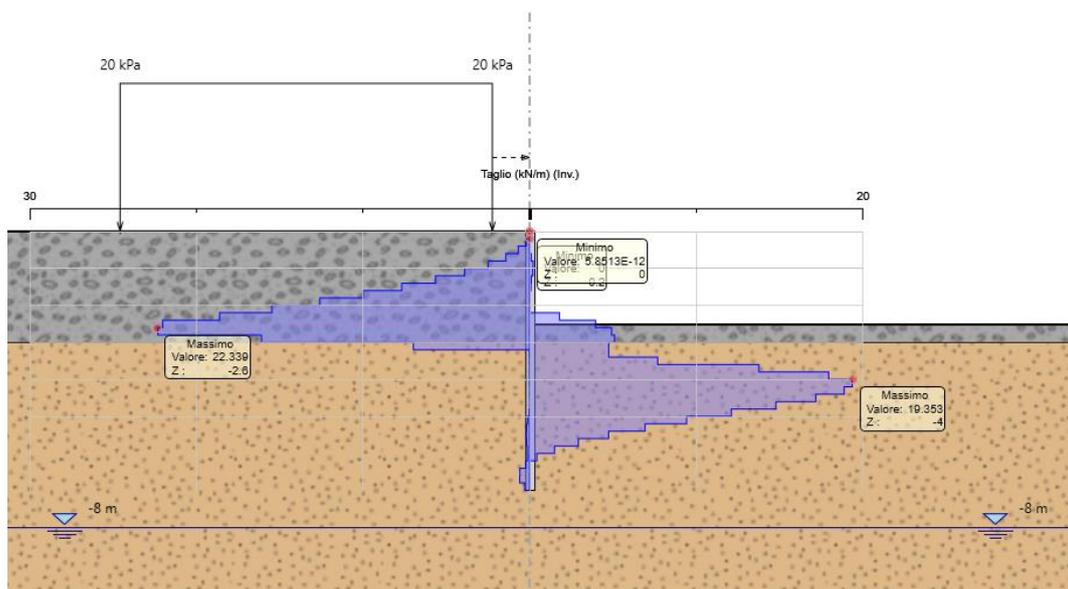
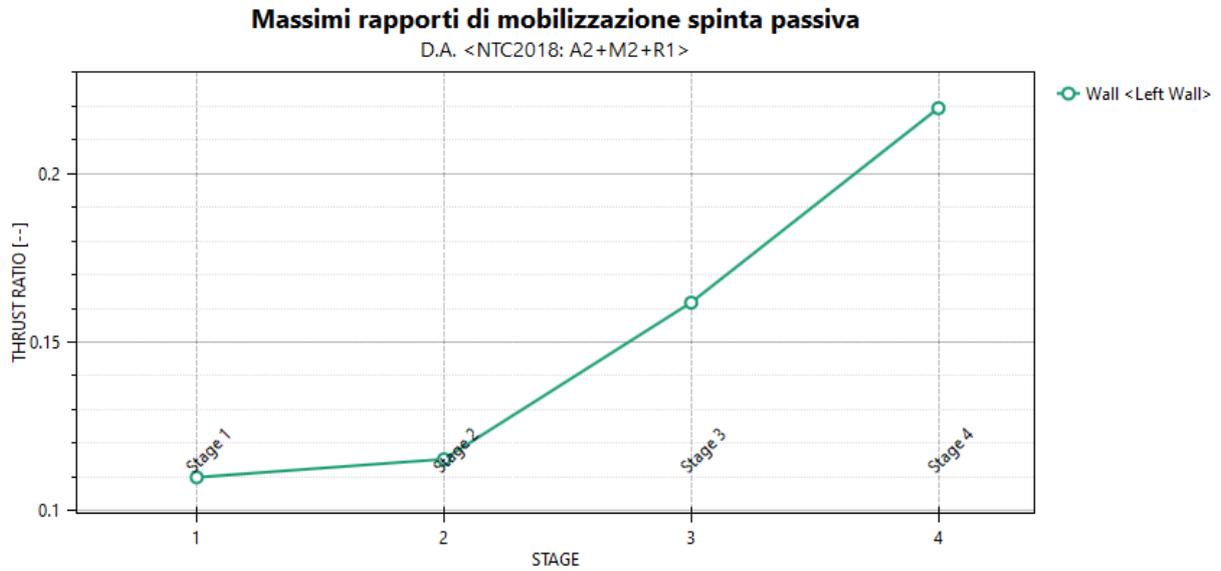


Figura 14: Involuppo Taglio

9.4 Verifiche geotecniche (combinazione SLU - GEO)



L'andamento riporta i rapporti di mobilitazione in condizione statica GEO. La spinta sollecitante non eguaglia la resistenza passiva di progetto quindi la verifica è soddisfatta con rapporti di mobilitazione inferiori a 0.3.

9.5 Verifiche strutturali micropali (involuppo SLU - STR)

Il massimo coefficiente di sfruttamento a flessione che si ottiene per le paratie risulta pari a 0.14.

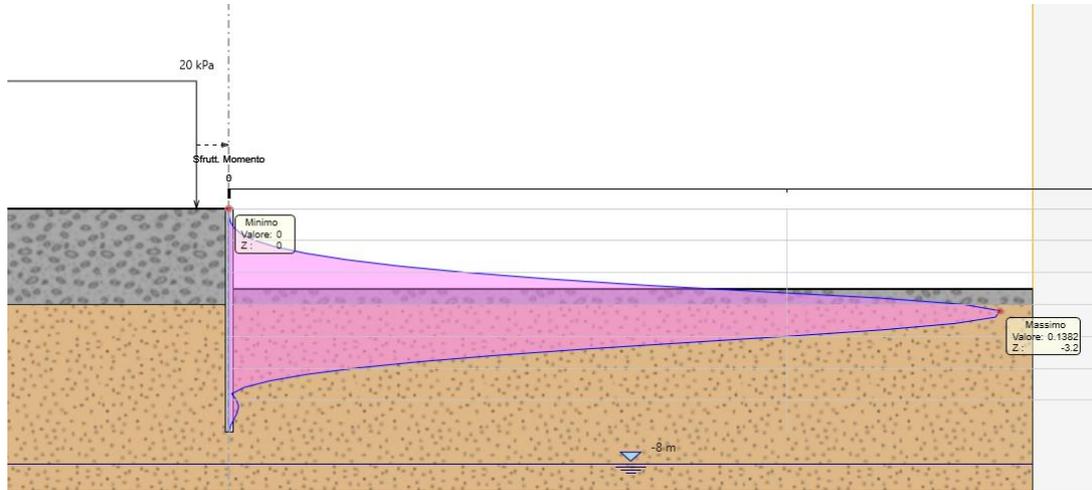


Figura 15: Involuppo coefficiente di sfruttamento a flessione.

Il massimo coefficiente di sfruttamento a taglio che si ottiene per la paratia risulta pari al 0,014.

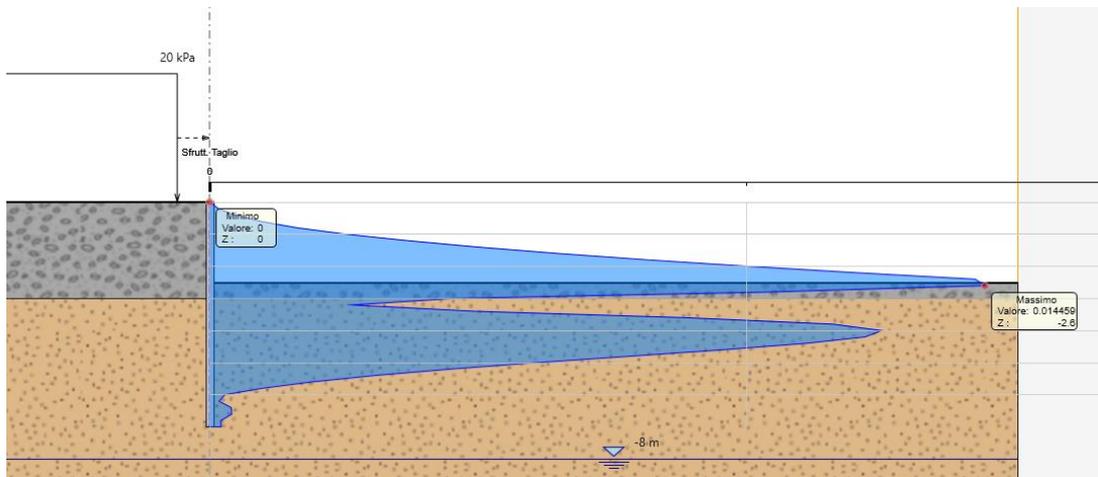


Figura 16: Involuppo coefficiente di sfruttamento a taglio.

9.6 Verifiche strutturali cordolo (involuppo SLU - STR)

Le caratteristiche della sollecitazione sono determinate modellando gli elementi strutturali oggetto di verifica alla stregua di travi continue su più appoggi e, cautelativamente si è considerata la luce delle campate pari a 2 volte l'interasse dei Pali, al fine di prevedere un'eventuale perdita di appoggio tra cordolo e Palo. Tale trave risulta caricata con un'azione uniformemente distribuita valutata a partire dalla sollecitazione di Taglio testa-palo derivante dal modello di calcolo dell'opera di sostegno. Definito Vmax il massimo valore della sollecitazione di Taglio a metro lineare, il suddetto carico è così calcolato $q_{sd}=V_{max}$.

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

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

SOLLECITAZIONI A METRO LINEARE				SOLLECITAZIONI SU CORDOLO	
	COMB.	Td,max [kN/m]	l [m]	Mmax [kNm]	Vmax [kN]
Paratia Fasi	SLU	20	0,80	1,3	8

Si riporta l'armatura del cordolo e le verifiche a taglio e flessione realizzate con l'ausilio del software di calcolo PresFle+ v.5.15.

CORDOLO PARATIA – C25/30				
Altezza (m)	Larghezza (m)	Armatura scavo longitudinale	Armatura terreno longitudinale	Armatura trasversale
0,50	0,50	4φ16	4φ16	φ10/200 - 2 Bracci

Tabella 7 – Caratteristiche geometriche e armature di progetto Cordolo

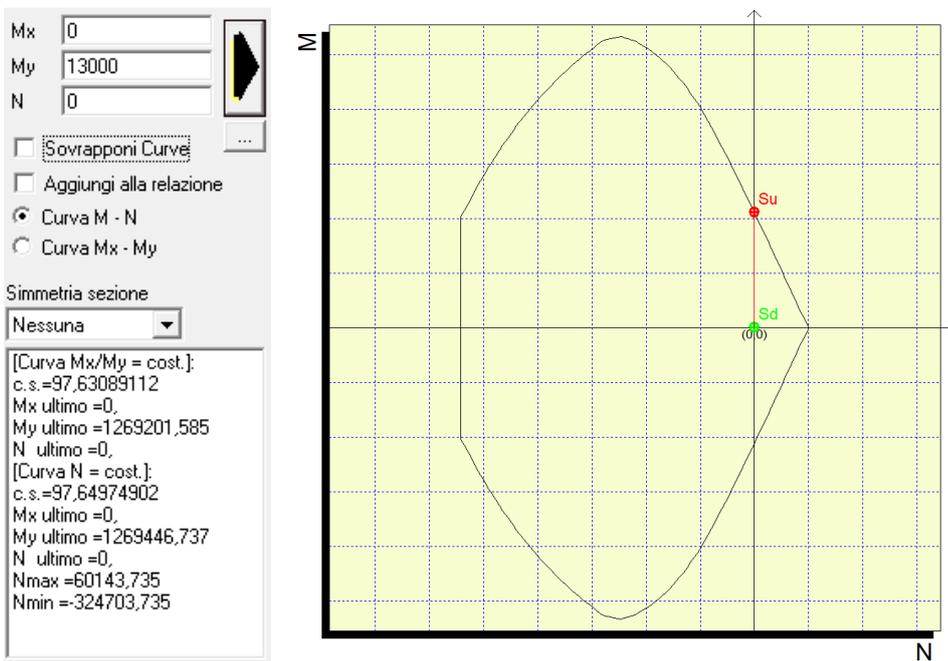
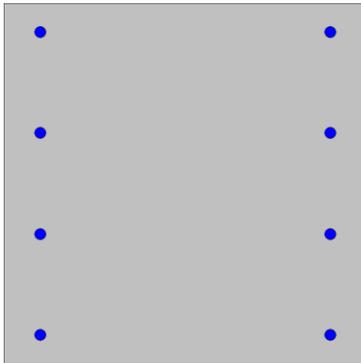


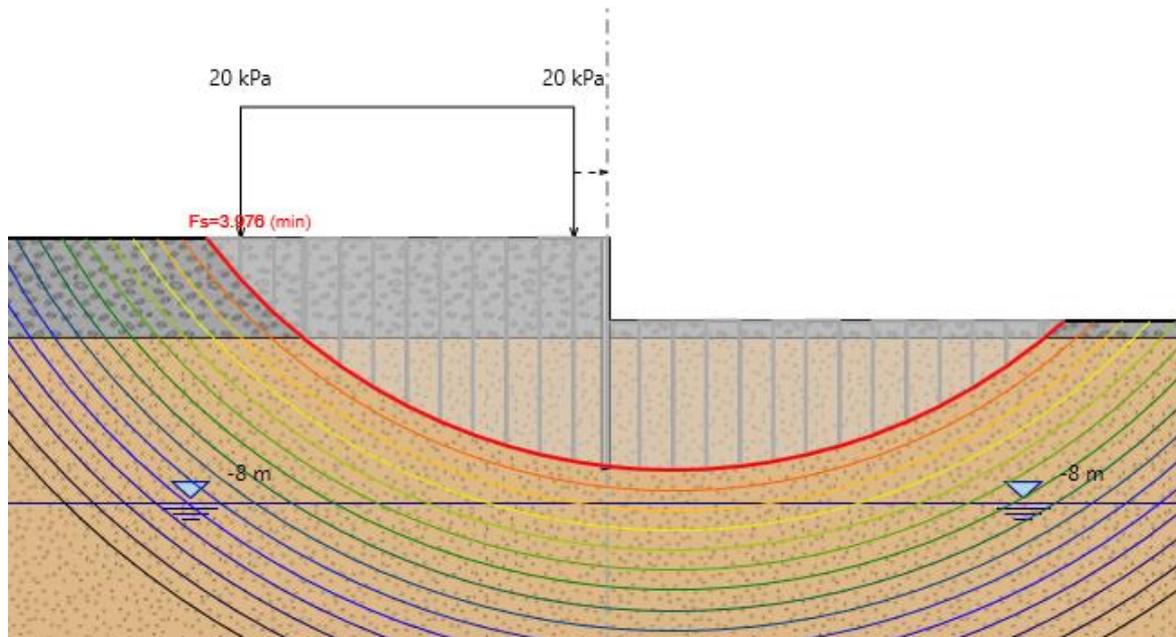
Figura 17 – Verifica a Flessione FS=97 - SLU

Elemento	Geometrie				Armatura long. tesa			Sollecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO							
	b _w (mm)	H (mm)	c (mm)	d (mm)	n	Ø	A _s (mm ²)	N _{sd} (KN)	V _{sd} (KN)	σ _{cp} (Mpa)	ρ _l	k	f _{ck} (Mpa)	v _{min}	V _{Rdmin} (KN)	V _{Rct} (KN)	F.S.
Cordolo	500	500	50	450	4	16	804	0	8	0	0,004	1,67	24,9	0,38	84,55	93,24	11,65

Tabella 8 – Verifica a Taglio SLU

9.7 Verifiche stabilità globale (combinazione SLU – GEO)

Di seguito si riportano in forma grafica, i risultati delle Verifiche di Stabilità effettuate con in evidenza le superfici di scivolamento critiche, ed i relativi coefficienti di sicurezza minimi ottenuti. In particolare sono state analizzate le situazioni rappresentative delle condizioni di scavo massimo in fase statica e simica in combinazione GEO:



Superficie di scorrimento in condizioni statiche (A2+M2) – $F_{S_{min}} = 3,98 \geq 1,10$ - OK

Le verifiche di stabilità globale come si evince dai risultati risultano soddisfatte in quanto le superfici di scorrimento analizzate che sono comprese nell'anello raffigurato di colore arancione hanno tutte un coefficiente di sicurezza maggiore di quello richiesto.

10 TABULATI DI CALCOLO

10.1 Tipologico “A”

Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -3 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c	S_u	Modulo Elastico	E_u	E_{vc}	E_{ur}	Ah	Avexp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	Ra	20	20	35		0		Constant		70000	112000									
2	GS	19	19	35		5		Constant		70000	112000									

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11 m

Muro di sinistra

Sezione : Micropali 240

Area equivalente : 0.027520924933746 m

Inerzia equivalente : 0.0001 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.4 m

Diametro : 0.24 m

Efficacia : 1

Materiale acciaio : S355

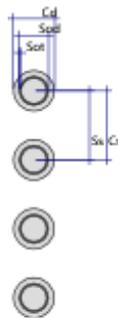
Sezione : CHS168.3*10

Tipo sezione : O

Spaziatura : 0.4 m

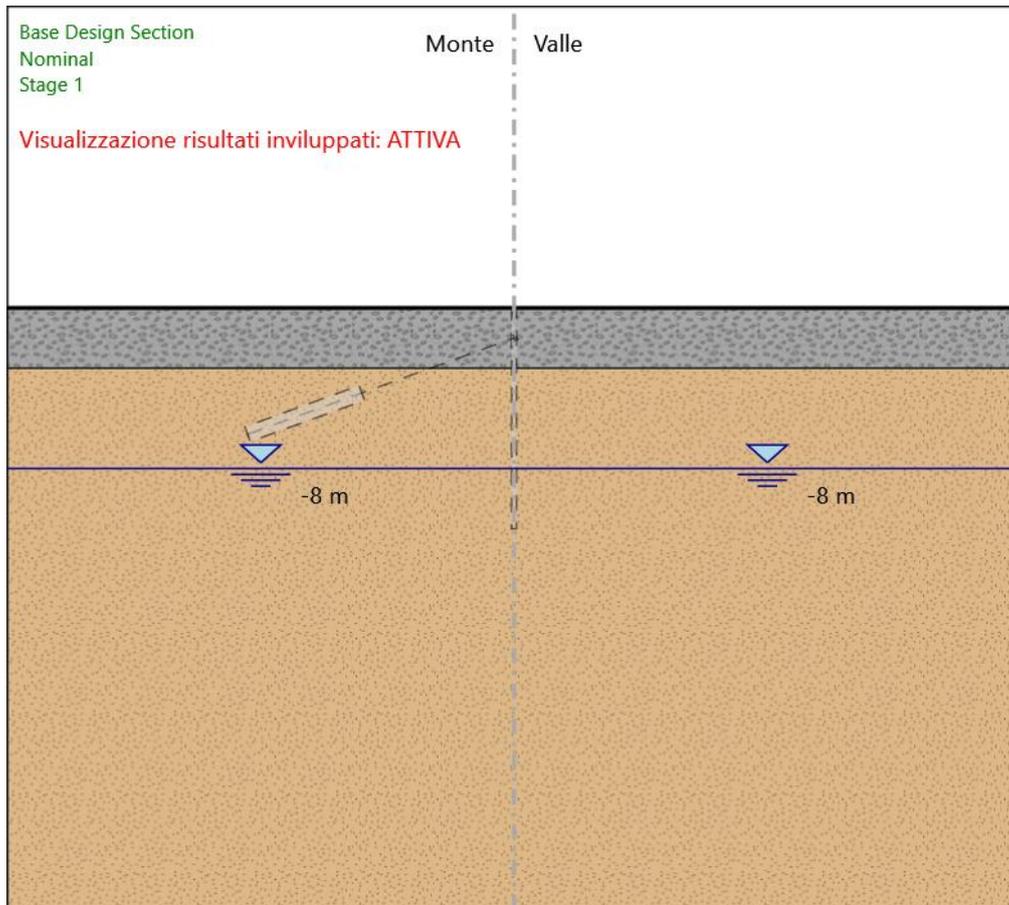
Spessore : 0.01 m

Diametro : 0.1683 m



Fasi di Calcolo

Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

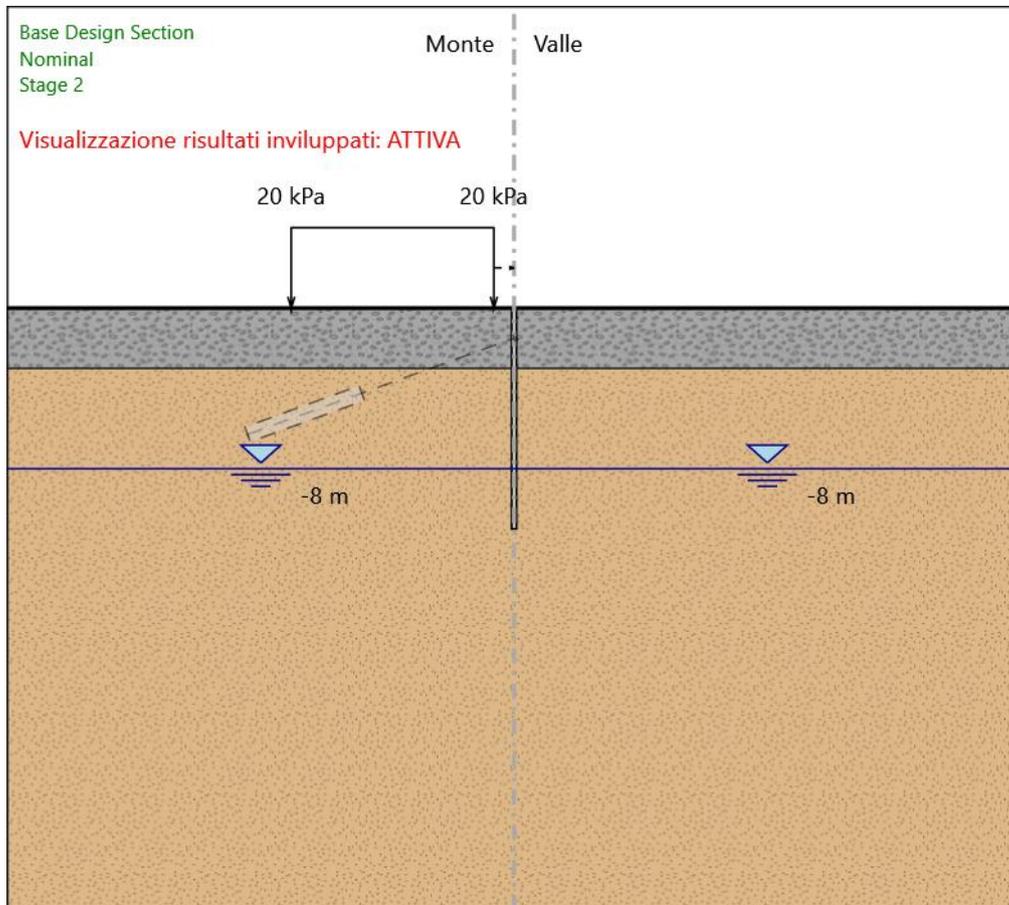
0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -11 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

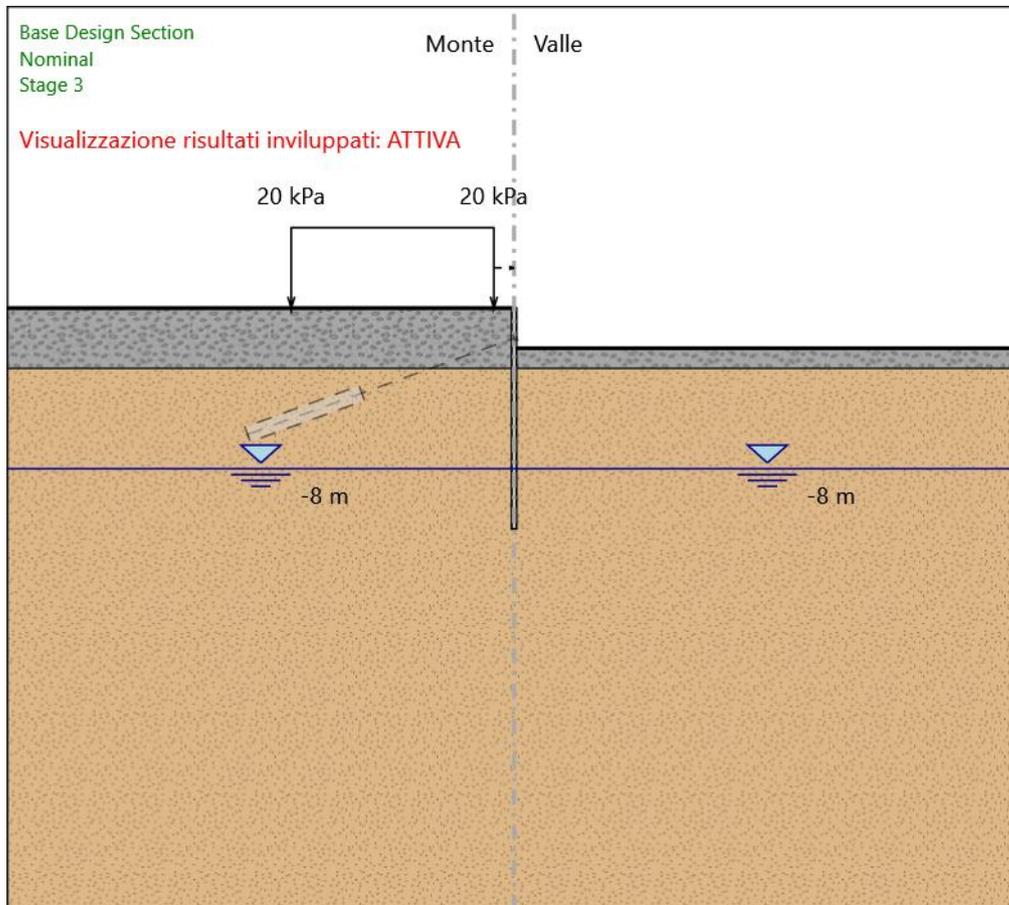
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11 m

Sezione : Micropali 240

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -11 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

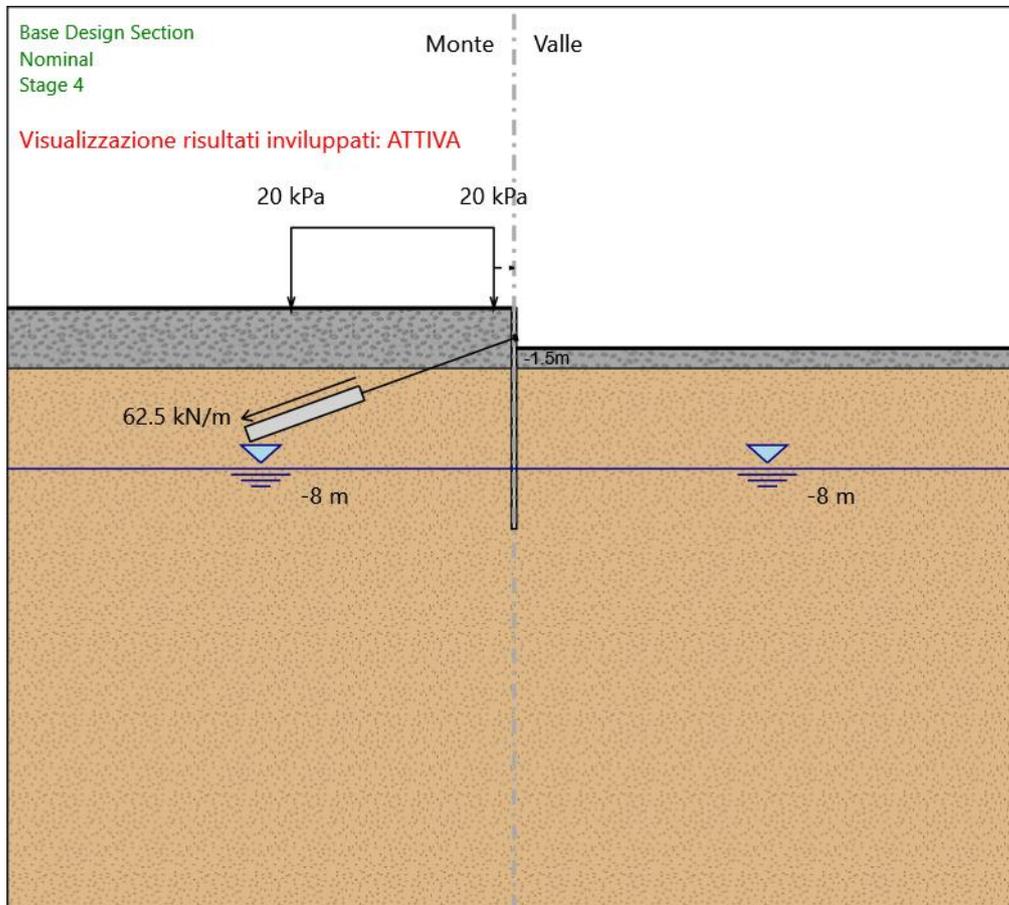
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11 m

Sezione : Micropali 240

Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -11 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11 m

Sezione : Micropali 240

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : -1.5 m

Lunghezza bulbo : 6 m

Diametro bulbo : 0.2 m

Lunghezza libera : 8 m

Spaziatura orizzontale : 3.2 m

Precarico : 200 kN

Angolo : 20 °

Sezione : 3 strands

Area : 0.000417 m²

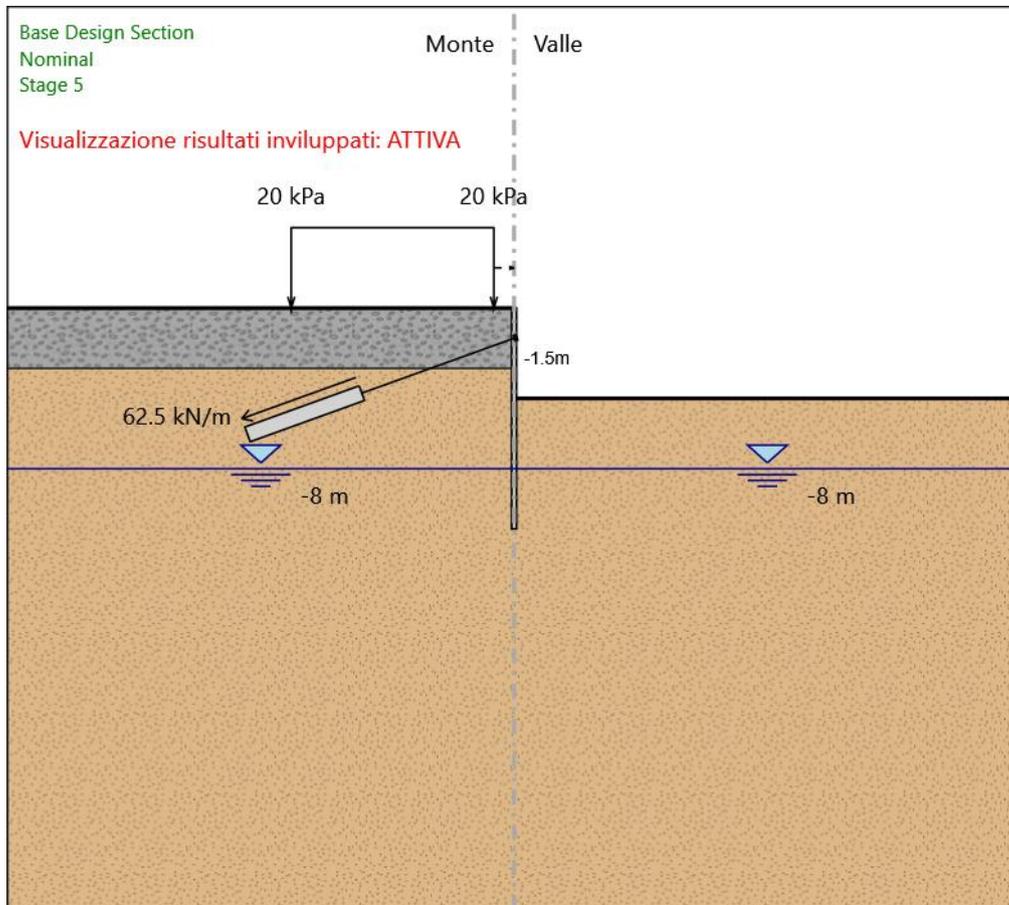
Trave di Ripartizione : Default Waler

Sezione : DOUBLE HE 140B MAT. S275

HE 140B

Materiale : S275

Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-4.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -11 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11 m

Sezione : Micropali 240

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : -1.5 m

Lunghezza bulbo : 6 m

Diametro bulbo : 0.2 m

Lunghezza libera : 8 m

Spaziatura orizzontale : 3.2 m

Precarico : 200 kN

Angolo : 20 °

Sezione : 3 strands

Area : 0.000417 m²

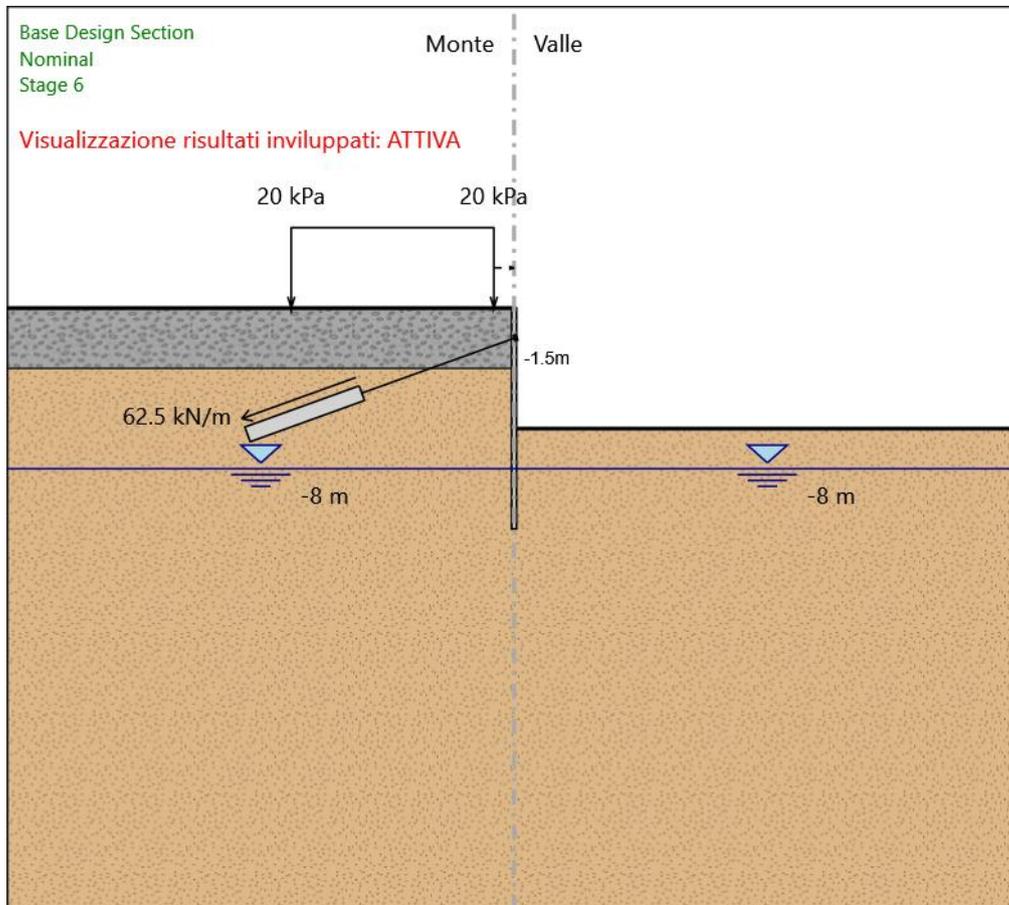
Trave di Ripartizione : Default Waler

Sezione : DOUBLE HE 140B MAT. S275

HE 140B

Materiale : S275

Stage 6



Stage 6

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-6 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -11 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11 m

Sezione : Micropali 240

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : -1.5 m

Lunghezza bulbo : 6 m

Diametro bulbo : 0.2 m

Lunghezza libera : 8 m

Spaziatura orizzontale : 3.2 m

Precarico : 200 kN

Angolo : 20 °

Sezione : 3 strands

Area : 0.000417 m²

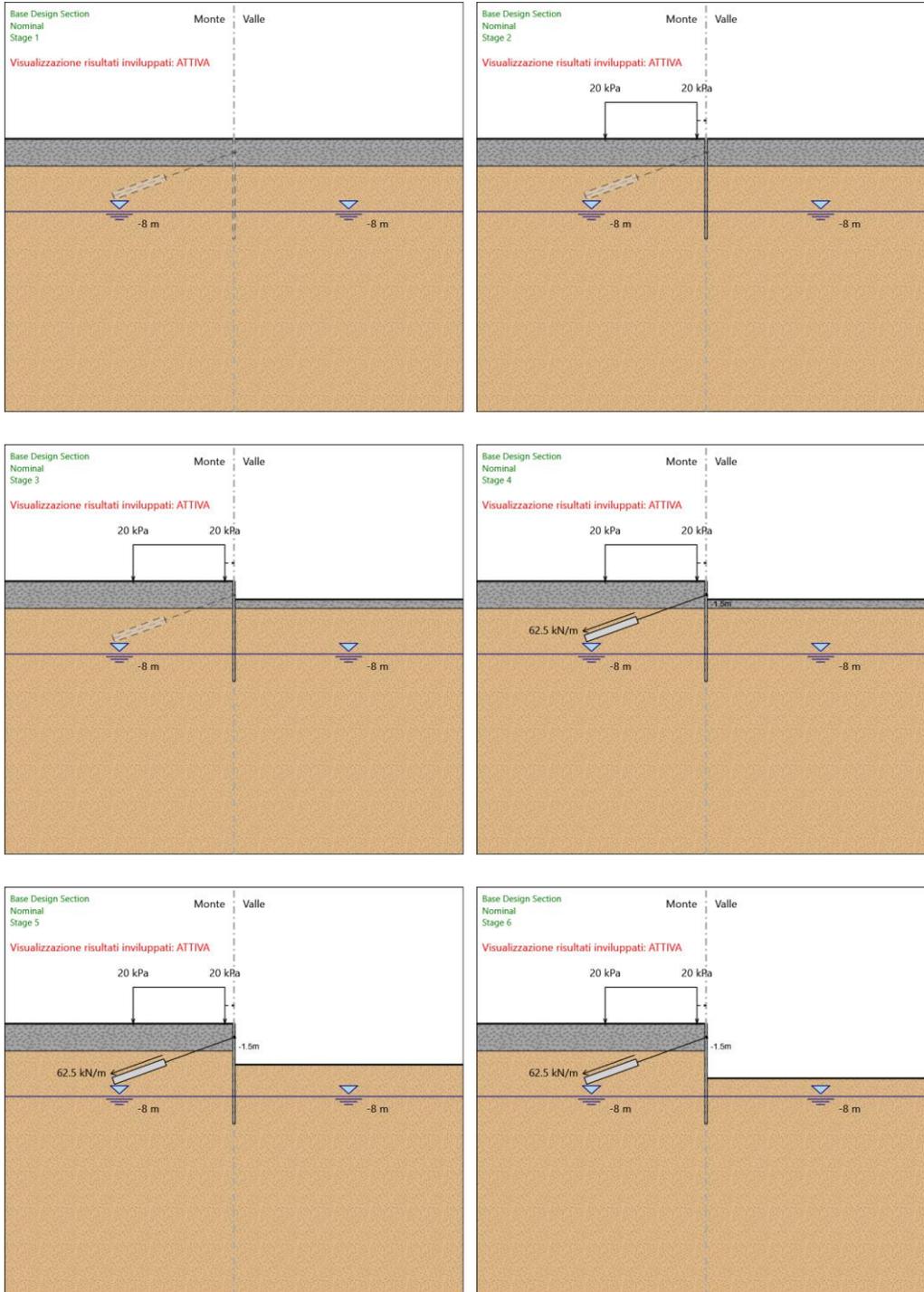
Trave di Ripartizione : Default Waler

Sezione : DOUBLE HE 140B MAT. S275

HE 140B

Materiale : S275

Tabella Configurazione Stage (Nominal)



Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load _unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_loa d_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load _unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Sismico (F_seis m_load)	Pressio ni Acqua Lato Monte (F_Wa terDR)	Pressio ni Acqua Lato Valle (F_Wat erRes)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_UPL_ Gdstab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_UPL_ Gdstab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_UPL_ QDStab)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_HYD_ Gdstab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_HYD_ Gdstab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_HYD_ QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequ ente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(ϕ) (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

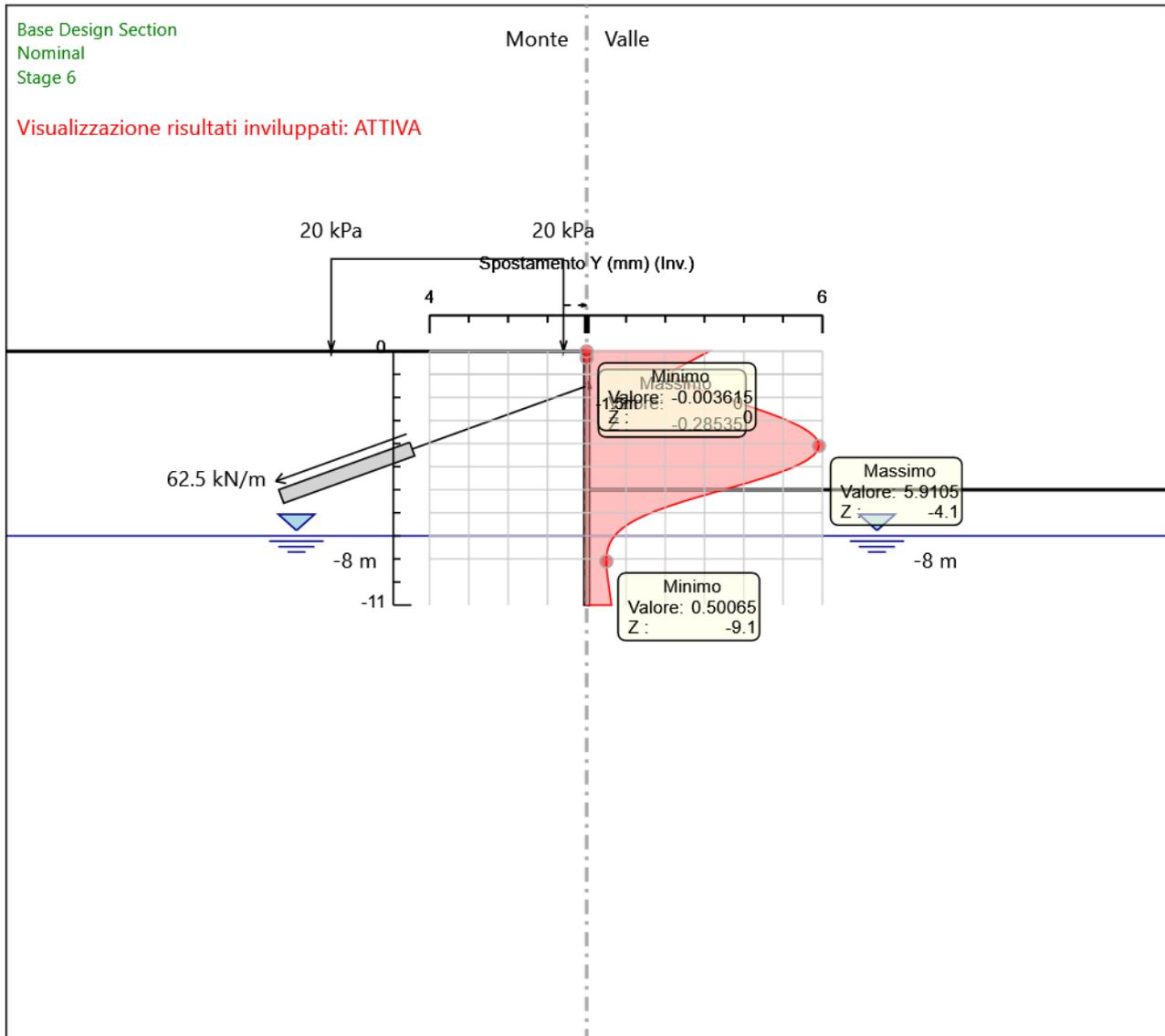
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1						

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Grafico Inviluppi Spostamento

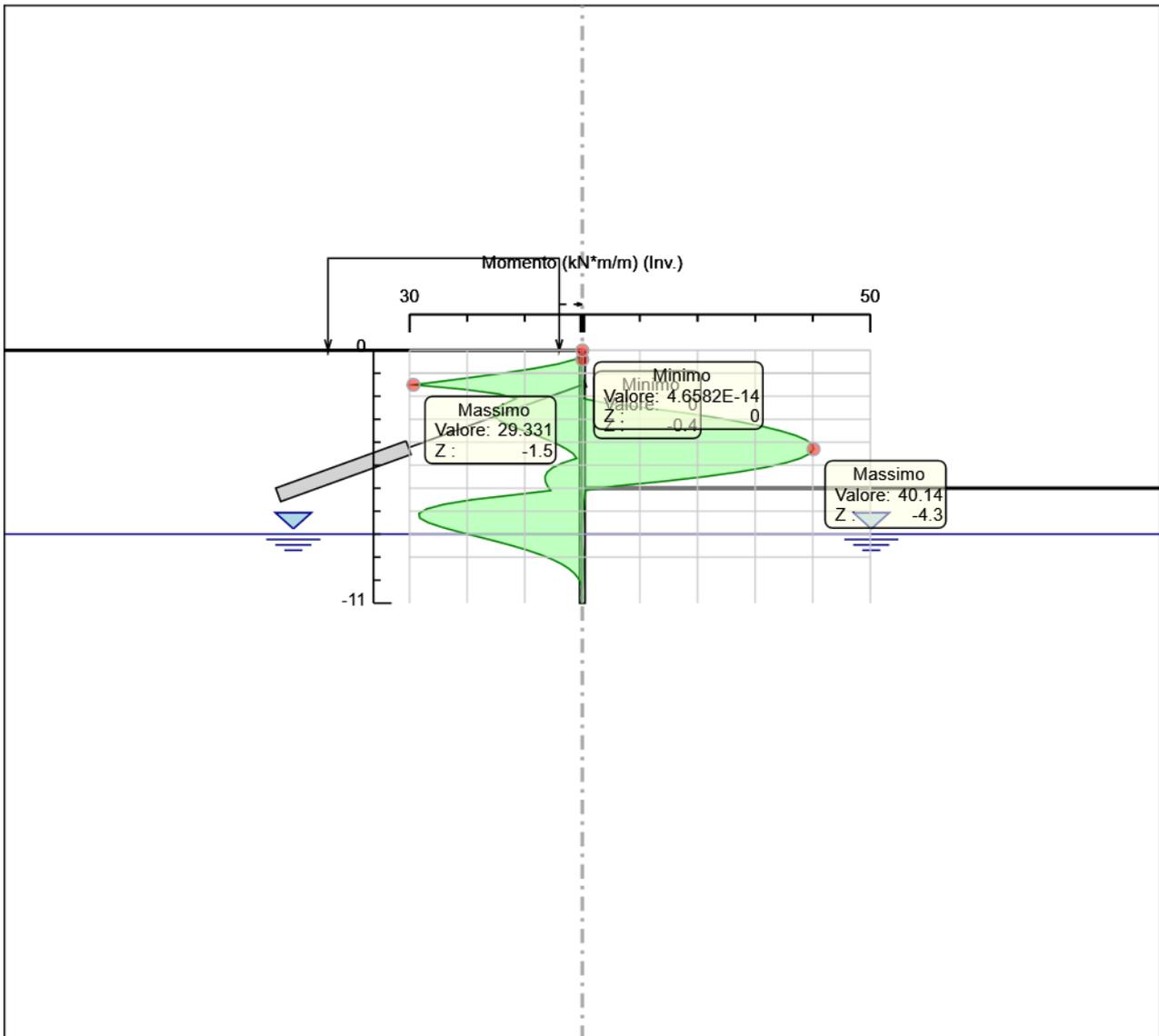


Spostamento

Tabella Involuppi Momento WallElement

Selected Design Assumptions	Involuppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0
-0.4	1.347	0
-0.6	4.306	0
-0.8	8.623	0.013
-1	13.954	0.064
-1.2	19.83	0.113
-1.4	26.062	0.145
-1.5	29.331	0.158
-1.7	20.542	0.174
-1.9	14.53	0.174
-2.1	11.514	0.16
-2.3	13.211	4.098
-2.5	14.814	10.955
-2.7	15.424	17.107
-2.9	15.159	22.501
-3.1	14.107	27.088
-3.3	12.312	31.063
-3.5	10.185	34.38
-3.7	8.011	36.993
-3.9	5.982	38.855
-4.1	4.207	39.92
-4.3	2.737	40.14
-4.5	1.58	39.468
-4.7	1.006	37.859
-4.9	3.425	35.266
-5.1	5.134	31.645
-5.3	6.099	26.949
-5.5	6.481	21.134
-5.7	6.425	14.152
-5.9	6.063	5.959
-6.1	5.501	0.529
-6.3	12.28	0.441
-6.5	19.169	0.353
-6.7	24.022	0.273
-6.9	27.023	0.206
-7.1	28.367	0.152
-7.3	28.223	0.11
-7.5	26.73	0.078
-7.7	24.33	0.058
-7.9	21.413	0.051
-8.1	18.276	0.041
-8.3	15.144	0.029
-8.5	12.184	0.032
-8.7	9.502	0.106
-8.9	7.162	0.148
-9.1	5.192	0.165
-9.3	3.59	0.163
-9.5	2.34	0.149
-9.7	1.408	0.127
-9.9	0.755	0.101
-10.1	0.334	0.074
-10.3	0.097	0.048
-10.5	0.004	0.026
-10.7	0.002	0.023
-10.9	0	0.005
-11	0	0

Grafico Involuppi Momento

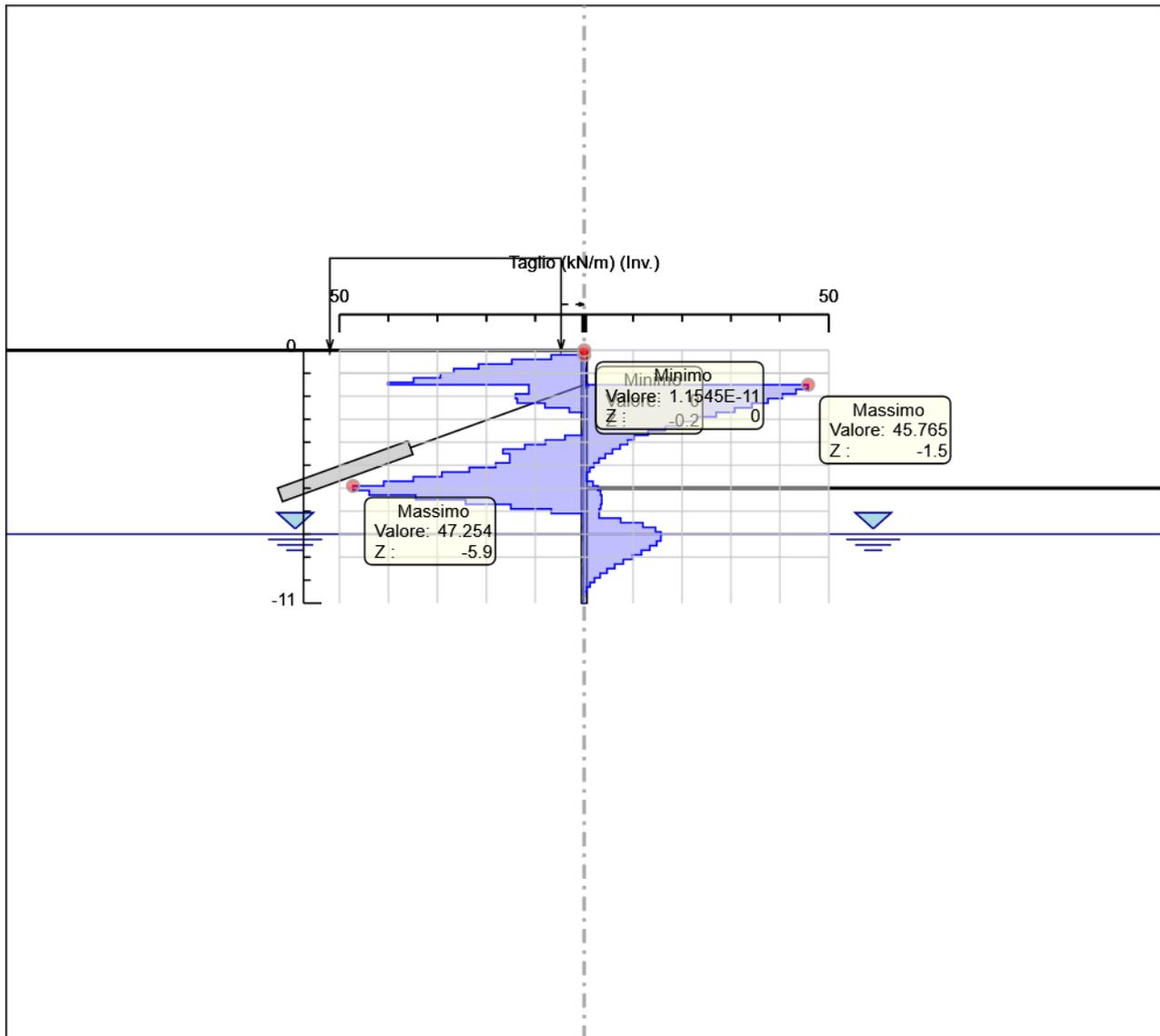


Momento

Tabella Inviluppi Taglio WallElement

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0	0
-0.2	6.736	0
-0.4	14.793	0
-0.6	21.587	0.132
-0.8	26.652	0.257
-1	29.382	0.257
-1.2	34.87	0.242
-1.4	40.145	0.161
-1.5	40.145	45.765
-1.7	11.311	45.765
-1.9	14.062	43.287
-2.1	14.062	40.54
-2.3	13.688	37.553
-2.5	8.016	34.287
-2.7	3.049	30.759
-2.9	0.083	26.973
-3.1	0.08	22.932
-3.3	0.08	19.877
-3.5	0.174	16.583
-3.7	3.929	13.066
-3.9	7.918	10.146
-4.1	12.141	8.874
-4.3	16.597	7.35
-4.5	16.597	5.785
-4.7	15.22	4.319
-4.9	18.106	3.031
-5.1	23.477	1.98
-5.3	29.078	1.151
-5.5	34.908	0.53
-5.7	40.966	1.813
-5.9	47.254	2.809
-6.1	47.254	3.368
-6.3	43.942	3.602
-6.5	34.442	3.602
-6.7	24.268	3.582
-6.9	15.004	3.382
-7.1	6.719	3.064
-7.3	0.208	7.464
-7.5	0.16	12.001
-7.7	0.133	14.586
-7.9	0.12	15.686
-8.1	0.098	15.686
-8.3	0.074	15.657
-8.5	0.054	14.803
-8.7	0.046	13.408
-8.9	0.037	11.699
-9.1	0.027	9.854
-9.3	0.07	8.006
-9.5	0.111	6.252
-9.7	0.132	4.658
-9.9	0.137	3.268
-10.1	0.137	2.106
-10.3	0.128	1.186
-10.5	0.109	0.513
-10.7	0.094	0.087
-10.9	0.094	0.007
-11	0.046	0.002

Grafico Inviluppi Taglio



Taglio

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	LEFT	7.5
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 6	Left Wall	RIGHT	21.35

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 6	Left Wall	LEFT	145.74
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	RIGHT	261.09

Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali

Normative Verifiche

Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

Coefficienti per Verifica Tiranti

GEO FS	1
ξ_{a3}	1.8
γ_s	1.15

Riepilogo Stage / Design Assumption per Involuppo

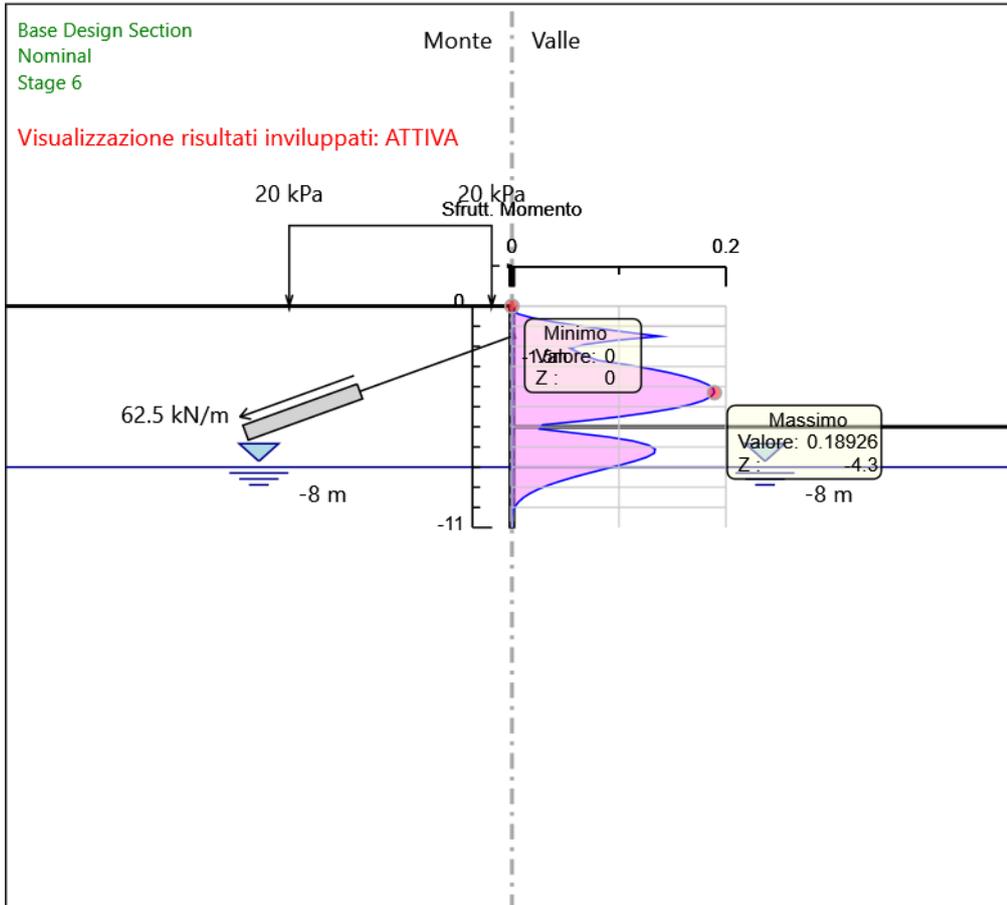
Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1						

Risultati SteelWorld

Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld : LEFT

Z (m)	LEFT Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld
0	0
-0.2	0
-0.4	0.006
-0.6	0.02
-0.8	0.041
-1	0.066
-1.2	0.093
-1.4	0.123
-1.5	0.138
-1.7	0.097
-1.9	0.069
-2.1	0.054
-2.3	0.062
-2.5	0.07
-2.7	0.081
-2.9	0.106
-3.1	0.128
-3.3	0.146
-3.5	0.162
-3.7	0.174
-3.9	0.183
-4.1	0.188
-4.3	0.189
-4.5	0.186
-4.7	0.179
-4.9	0.166
-5.1	0.149
-5.3	0.127
-5.5	0.1
-5.7	0.067
-5.9	0.029
-6.1	0.026
-6.3	0.058
-6.5	0.09
-6.7	0.113
-6.9	0.127
-7.1	0.134
-7.3	0.133
-7.5	0.126
-7.7	0.115
-7.9	0.101
-8.1	0.086
-8.3	0.071
-8.5	0.057
-8.7	0.045
-8.9	0.034
-9.1	0.024
-9.3	0.017
-9.5	0.011
-9.7	0.007
-9.9	0.004
-10.1	0.002
-10.3	0
-10.5	0
-10.7	0
-10.9	0
-11	0

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

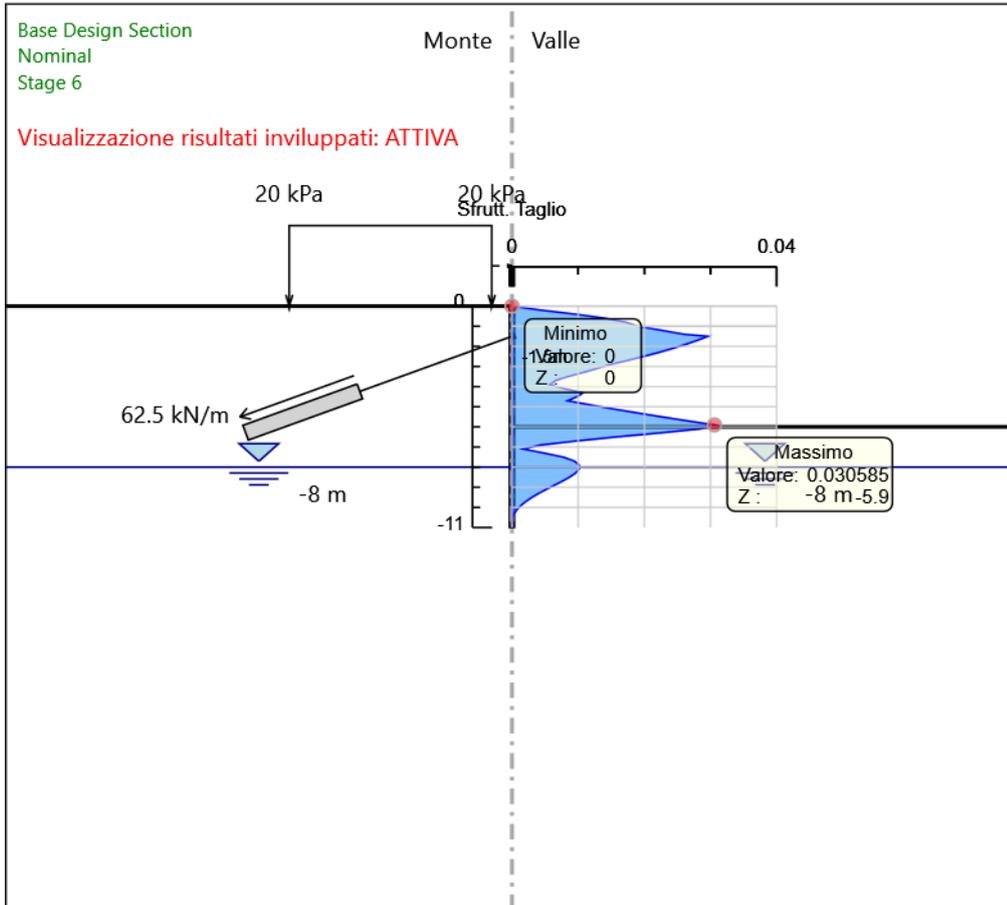


Involuppi
Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld : LEFT

Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
0	0
-0.2	0.004
-0.4	0.01
-0.6	0.014
-0.8	0.017
-1	0.019
-1.2	0.023
-1.4	0.026
-1.5	0.03
-1.7	0.028
-1.9	0.026
-2.1	0.024
-2.3	0.022
-2.5	0.02
-2.7	0.017
-2.9	0.015
-3.1	0.013
-3.3	0.011
-3.5	0.008
-3.7	0.007
-3.9	0.006
-4.1	0.008
-4.3	0.011
-4.5	0.01
-4.7	0.008
-4.9	0.012
-5.1	0.015
-5.3	0.019
-5.5	0.023
-5.7	0.027
-5.9	0.031
-6.1	0.028
-6.3	0.022
-6.5	0.016
-6.7	0.01
-6.9	0.004
-7.1	0.002
-7.3	0.005
-7.5	0.008
-7.7	0.009
-7.9	0.01
-8.1	0.01
-8.3	0.01
-8.5	0.009
-8.7	0.008
-8.9	0.006
-9.1	0.005
-9.3	0.004
-9.5	0.003
-9.7	0.002
-9.9	0.001
-10.1	0.001
-10.3	0
-10.5	0
-10.7	0
-10.9	0
-11	0

Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld



Inviluppi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

Verifiche Tiranti NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

Design Assumption: NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)		Tipo Risultato: Verifiche Tiranti			NTC2018 (ITA)			
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage 4	200	814.301	605.557	0.246	0.33		NO
Tieback	Stage 5	202.034	814.301	605.557	0.248	0.334		NO
Tieback	Stage 6	209.143	814.301	605.557	0.257	0.345		NO

Verifiche Tiranti NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)		Tipo Risultato: Verifiche Tiranti			NTC2018 (ITA)			
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage 4	260	376.991	605.557	0.69	0.429		
Tieback	Stage 5	262.792	376.991	605.557	0.697	0.434		
Tieback	Stage 6	272.789	376.991	605.557	0.724	0.45		

Verifiche Tiranti NTC2018: A2+M2+R1

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R1	Tipo Risultato: Verifiche Tiranti	NTC2018 (ITA)						
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage 4	200	376.991	605.557	0.531	0.33		
Tieback	Stage 5	205.667	376.991	605.557	0.546	0.34		
Tieback	Stage 6	228.887	376.991	605.557	0.607	0.378		

Involuppo Verifiche Tiranti (su tutte le D.A. attive)

Tipo Risultato:									
Verifiche Tiranti									
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze	Design Assumption
Tieback	Stage 6	272.789	376.991	605.557	0.724	0.45			NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Verifiche Travi di Ripartizione Nominal

Design Assumption: Nominal	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione								
Trave di Ripartizione	Elemento strutturale	Sezione	Materiale	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M- N	Ratio taglio	Instabilità
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	Stage 4	62.5	0	0	0	0
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	Stage 5	63.136	0	0	0	0
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	Stage 6	65.357	0	0	0	0

Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

Design Assumption: NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)		Tipo Risultato: Verifiche NTC2018								
Trave di Ripartizione		Travi di Ripartizione		Elemento strutturale						
		Elemento strutturale		Sezione						
				Materiali						
				Stage						
				Carico distribuito (kN/m)						
				Assiale (kN)						
				Ratio M-N						
				Ratio taglio						
				Instabilità						
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	Stage 4	62.5	0	0.484	0.339	0	
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	Stage 5	63.136	0	0.489	0.343	0	
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	Stage 6	65.357	0	0.507	0.355	0	

Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) Trave di Ripartizione	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione Elemento strutturale	NTC2018		Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità
		(ITA)	Sezione						
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	Stage 4	81.25	0	0.63	0.441	0
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	Stage 5	82.122	0	0.636	0.446	0
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	Stage 6	85.247	0	0.661	0.463	0

Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: A2+M2+R1

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R1 Trave di Ripartizione	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione Elemento strutturale	NTC2018 (ITA)		Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità
		Sezione	Materiale						
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	Stage 4	62.5	0	0.484	0.339	0
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	Stage 5	64.271	0	0.498	0.349	0
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	Stage 6	71.527	0	0.554	0.388	0

10.2 Tipologico “B”

Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -3 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c	S_u	Modulo Elastico	E_u	E_{vc}	E_{ur}	Ah	Avexp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur		
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	Ra	20	20	35		0		Constant		70000	112000										
2	GS	19	19	35		5		Constant		70000	112000										

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -7 m

Muro di sinistra

Sezione : Micropali 240

Area equivalente : 0.027520924933746 m

Inerzia equivalente : 0.0001 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.4 m

Diametro : 0.24 m

Efficacia : 1

Materiale acciaio : S355

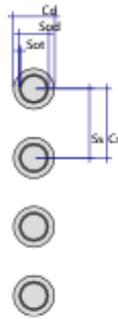
Sezione : CHS168.3*10

Tipo sezione : O

Spaziatura : 0.4 m

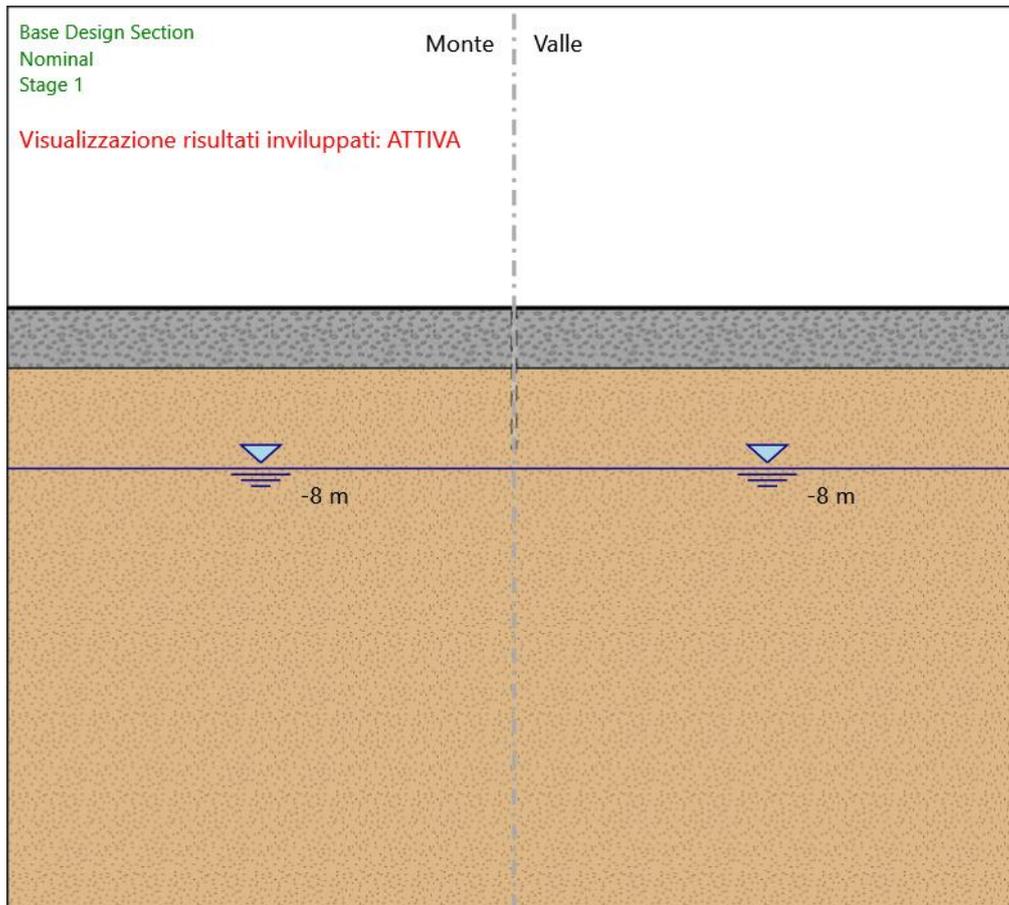
Spessore : 0.01 m

Diametro : 0.1683 m



Fasi di Calcolo

Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

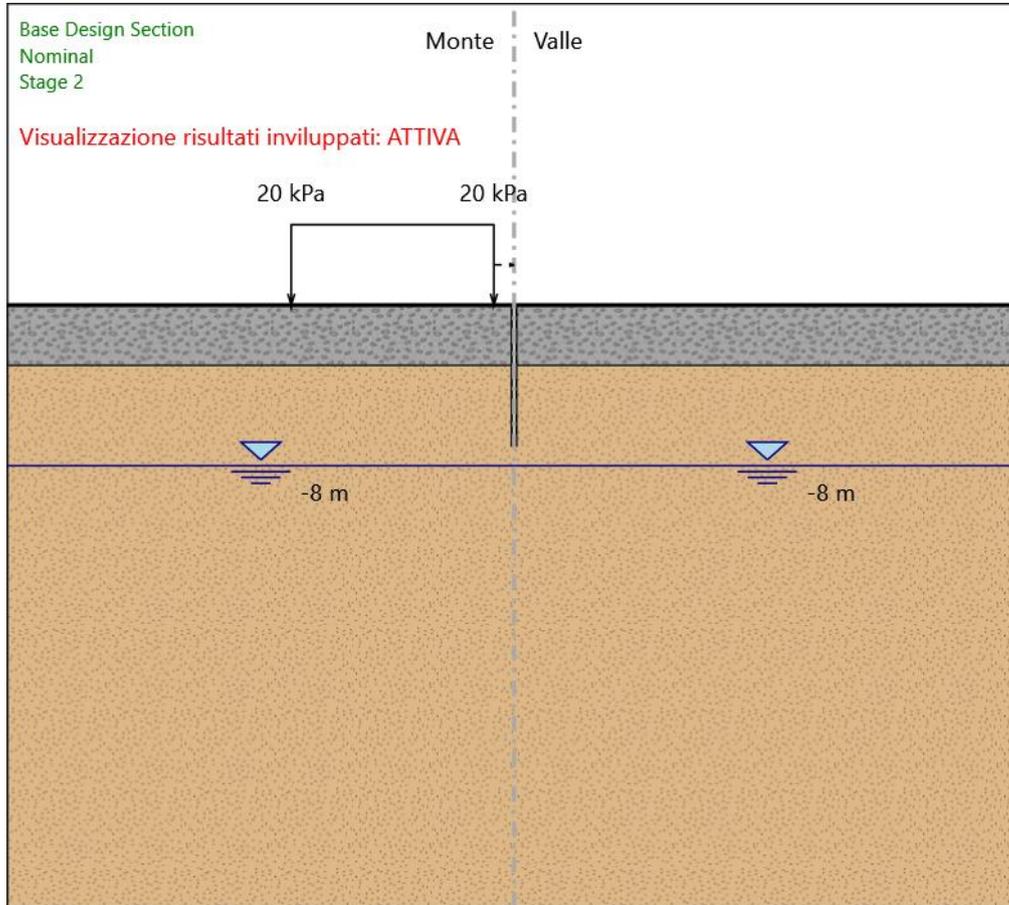
0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -11 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

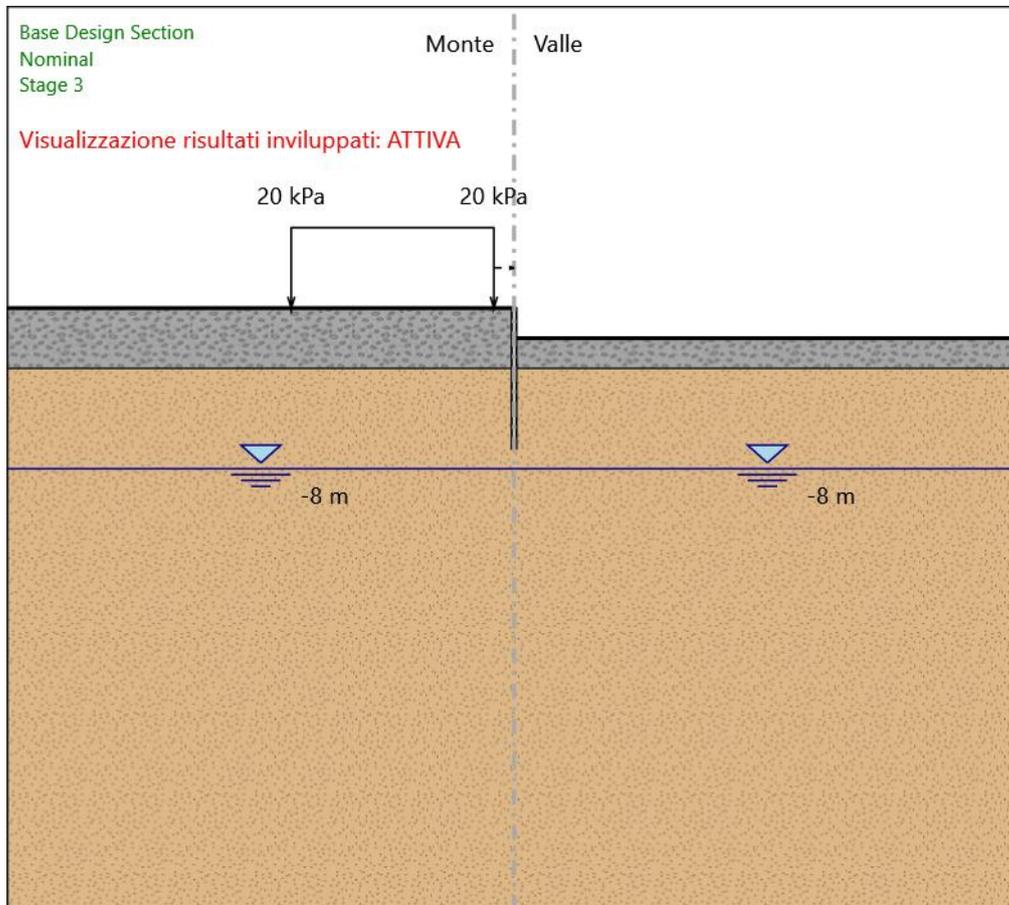
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -7 m

Sezione : Micropali 240

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-1.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -11 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

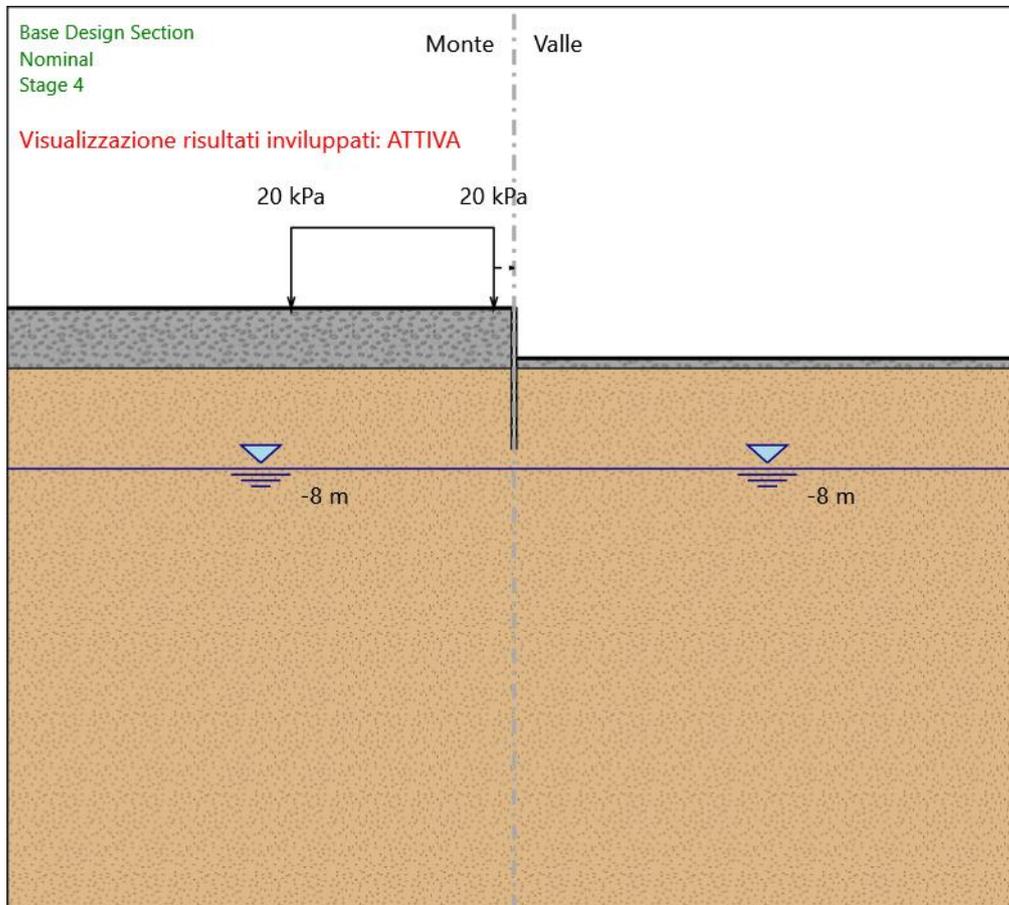
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -7 m

Sezione : Micropali 240

Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -8 m

Falda di destra : -8 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -11 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -7 m

Sezione : Micropali 240

Tabella Configurazione Stage (Nominal)



Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load _unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_loa d_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load _unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Sismico (F_seis m_load)	Pressio ni Acqua Lato Monte (F_Wa terDR)	Pressio ni Acqua Lato Valle (F_Wat erRes)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_UPL_ Gdstab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_UPL_ Gdstab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_UPL_ QDStab)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_HYD_ Gdstab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_HYD_ Gdstab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_HYD_ QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequ ente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(ϕ) (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

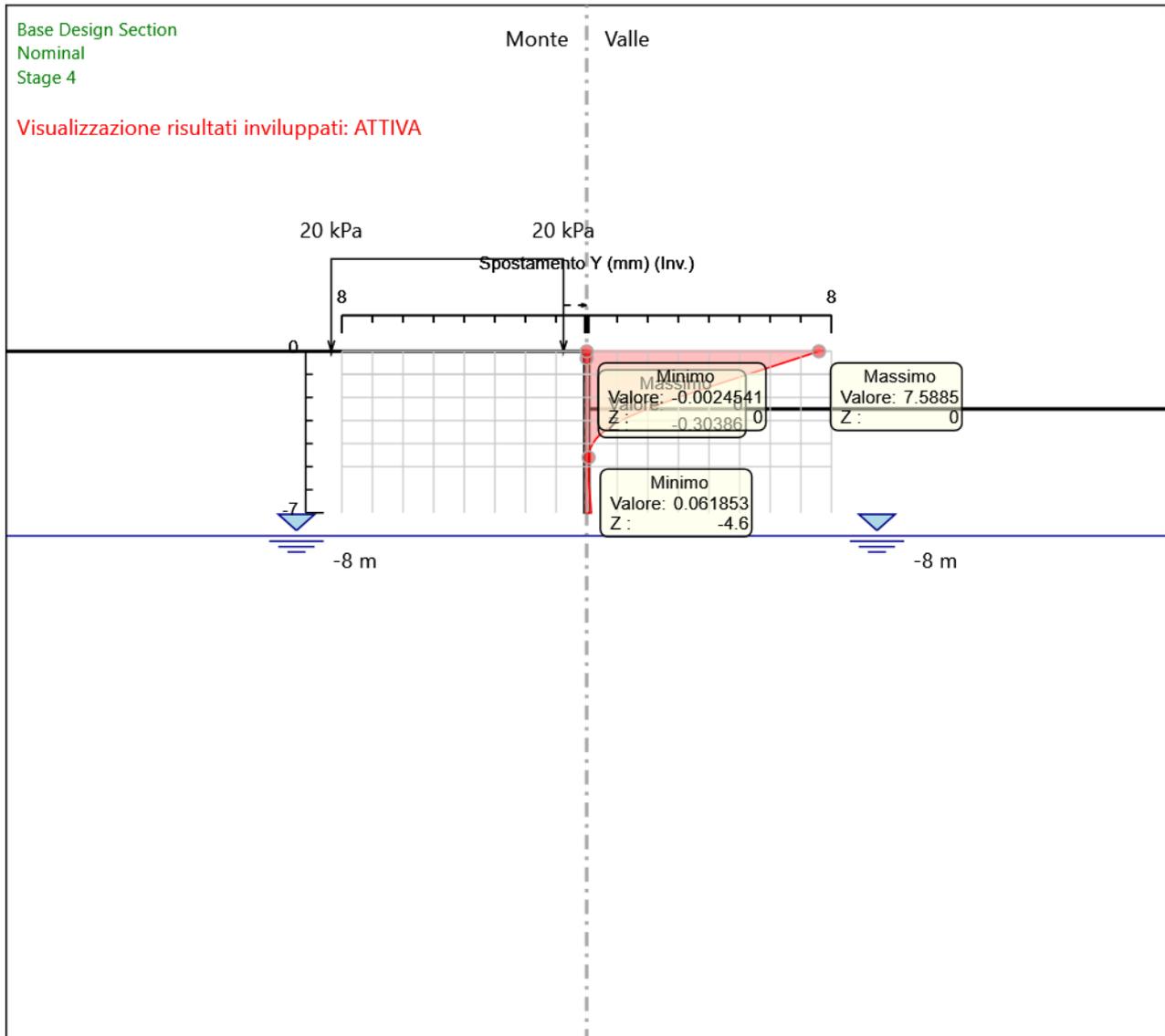
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1				

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Grafico Inviluppi Spostamento

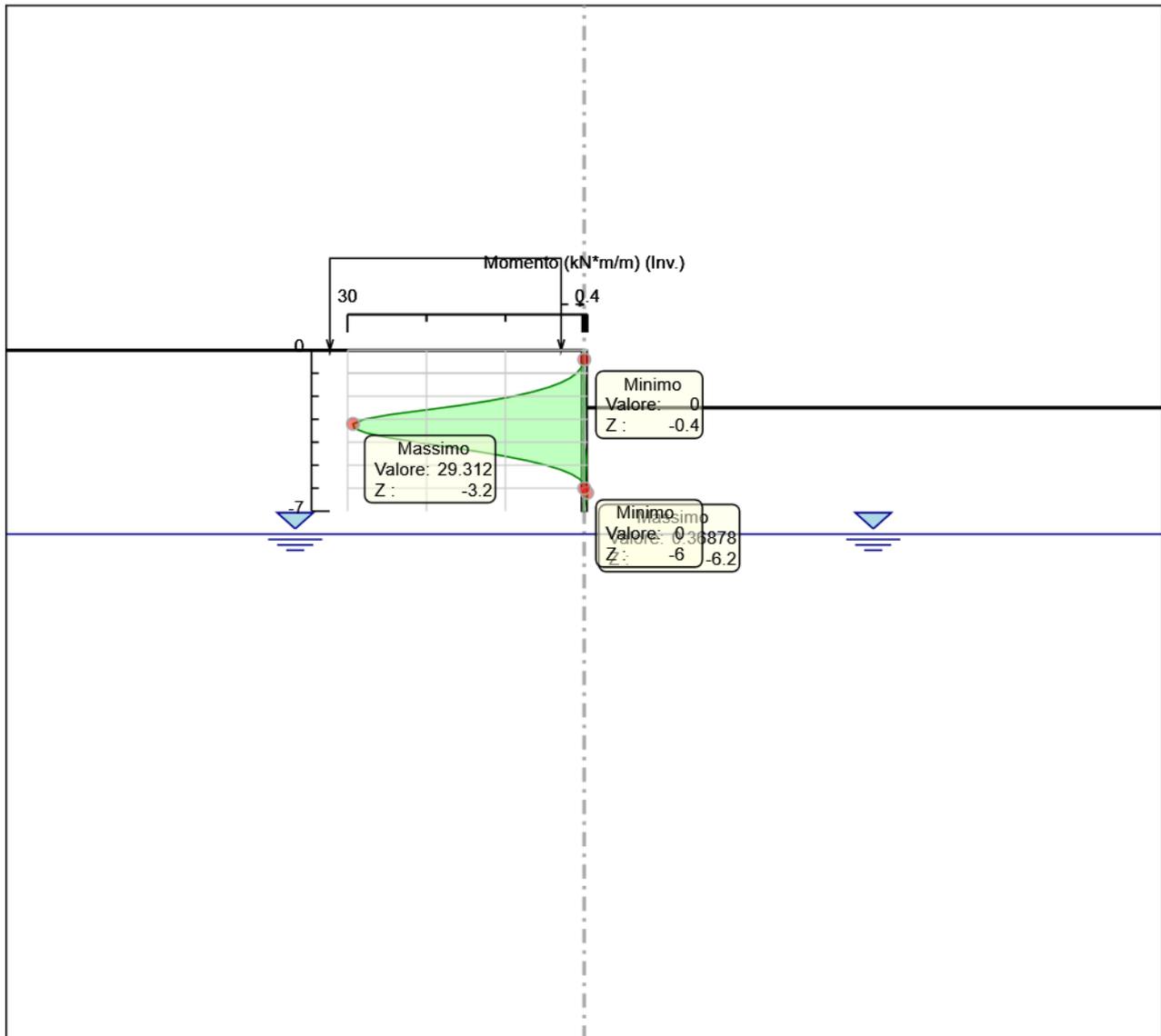


Spostamento

Tabella Involuppi Momento WallElement

Selected Design Assumptions	Involuppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0
-0.4	0.047	0
-0.6	0.191	0
-0.8	0.484	0
-1	0.988	0.039
-1.2	1.775	0.077
-1.4	2.911	0.098
-1.6	4.452	0.112
-1.8	6.456	0.118
-2	8.98	0.116
-2.2	12.079	0.108
-2.4	15.807	0.096
-2.6	20.216	0.08
-2.8	24.684	0.061
-3	27.909	0.047
-3.2	29.312	0.037
-3.4	29.143	0.03
-3.6	27.607	0.025
-3.8	24.855	0.021
-4	21.267	0.017
-4.2	17.396	0.038
-4.4	13.622	0.184
-4.6	10.189	0.259
-4.8	7.234	0.281
-5	4.815	0.27
-5.2	2.931	0.238
-5.4	1.546	0.195
-5.6	0.599	0.149
-5.8	0.014	0.107
-6	0	0.283
-6.2	0	0.369
-6.4	0	0.315
-6.6	0	0.191
-6.8	0	0.065
-7	0	0

Grafico Involuppi Momento

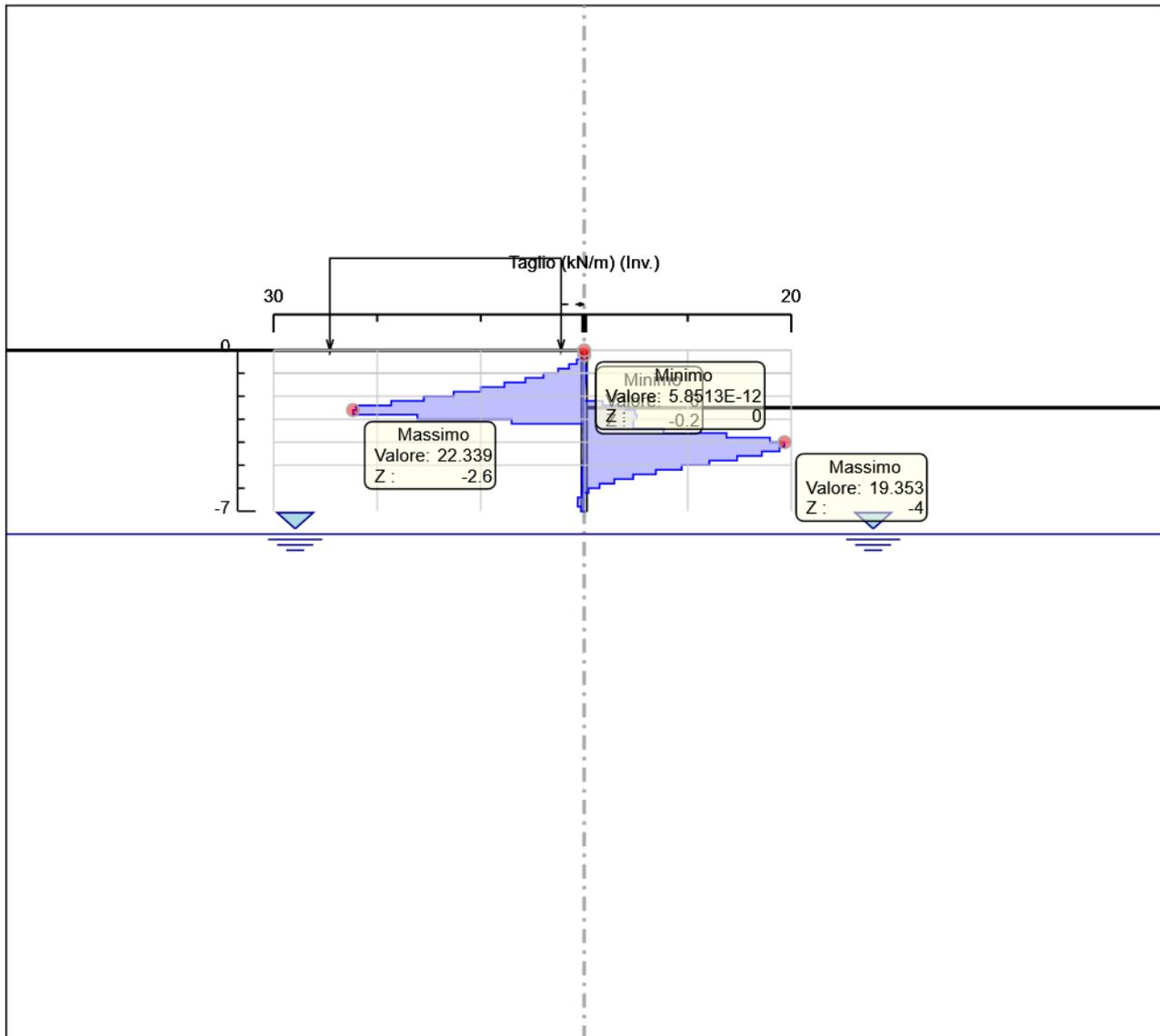


Momento

Tabella Inviluppi Taglio WallElement

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0	0
-0.2	0.236	0
-0.4	0.72	0
-0.6	1.464	0.094
-0.8	2.518	0.209
-1	3.936	0.209
-1.2	5.683	0.188
-1.4	7.704	0.104
-1.6	10.02	0.072
-1.8	12.62	0.03
-2	15.495	0
-2.2	18.639	1.796
-2.4	22.046	3.948
-2.6	22.339	4.918
-2.8	22.339	5.099
-3	16.125	5.099
-3.2	7.012	4.751
-3.4	0.035	7.683
-3.6	0.026	13.759
-3.8	0.022	17.94
-4	0.027	19.353
-4.2	0.027	19.353
-4.4	0.013	18.873
-4.6	0.004	17.166
-4.8	0.057	14.772
-5	0.16	12.095
-5.2	0.213	9.418
-5.4	0.231	6.927
-5.6	0.231	4.737
-5.8	0.209	2.923
-6	0.175	1.487
-6.2	0.269	0.427
-6.4	0.618	0
-6.6	0.633	0
-6.8	0.633	0
-7	0.323	0

Grafico Inviluppi Taglio



Taglio

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	LEFT	7.46
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 4	Left Wall	RIGHT	13.65

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 4	Left Wall	LEFT	178.25
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	RIGHT	270.78

Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali

Normative Verifiche

Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

Coefficienti per Verifica Tiranti

GEO FS	1
ξ_{a3}	1.8
γ_s	1.15

Riepilogo Stage / Design Assumption per Involuppo

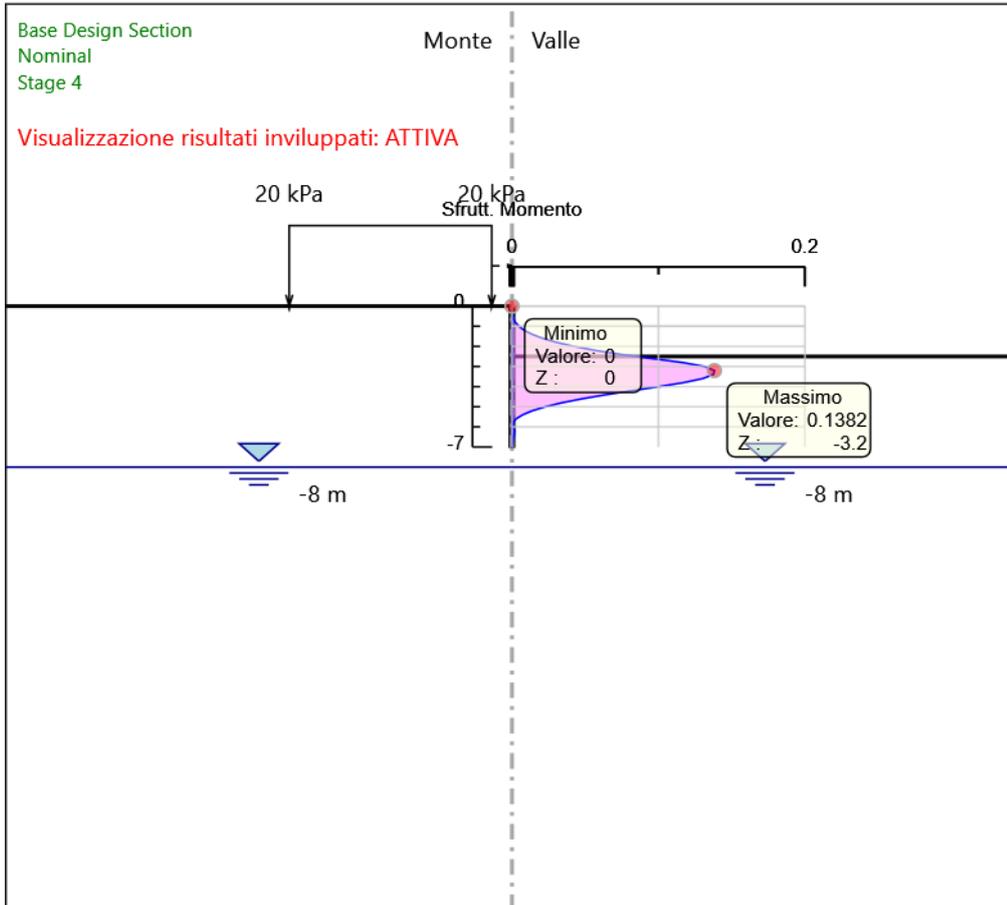
Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1				

Risultati SteelWorld

Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld : LEFT

Z (m)	Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld	LEFT
0		0
-0.2		0
-0.4		0
-0.6		0.001
-0.8		0.002
-1		0.005
-1.2		0.008
-1.4		0.014
-1.6		0.021
-1.8		0.03
-2		0.042
-2.2		0.057
-2.4		0.075
-2.6		0.095
-2.8		0.116
-3		0.132
-3.2		0.138
-3.4		0.137
-3.6		0.13
-3.8		0.117
-4		0.1
-4.2		0.082
-4.4		0.064
-4.6		0.048
-4.8		0.034
-5		0.023
-5.2		0.014
-5.4		0.007
-5.6		0.003
-5.8		0.001
-6		0.001
-6.2		0.002
-6.4		0.001
-6.6		0.001
-6.8		0
-7		0

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

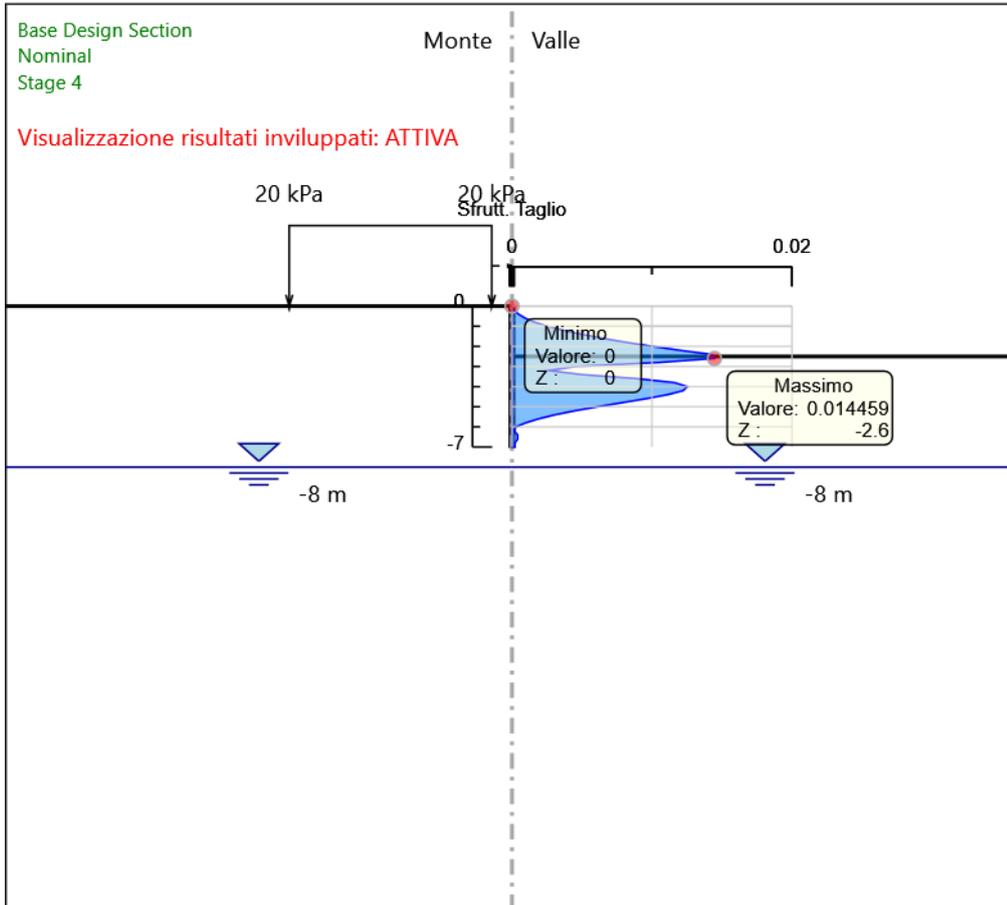


Involuppi
Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld : LEFT

Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	LEFT
0		0
-0.2		0
-0.4		0
-0.6		0.001
-0.8		0.002
-1		0.003
-1.2		0.004
-1.4		0.005
-1.6		0.006
-1.8		0.008
-2		0.01
-2.2		0.012
-2.4		0.014
-2.6		0.014
-2.8		0.01
-3		0.005
-3.2		0.003
-3.4		0.005
-3.6		0.009
-3.8		0.012
-4		0.013
-4.2		0.012
-4.4		0.011
-4.6		0.01
-4.8		0.008
-5		0.006
-5.2		0.004
-5.4		0.003
-5.6		0.002
-5.8		0.001
-6		0
-6.2		0
-6.4		0
-6.6		0
-6.8		0
-7		0

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld



Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld