

S.G.C. E78 GROSSETO - FANO

Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa.

Adeguamento a 2 corsie del tratto della Variante di Urbania

PROGETTO DEFINITIVO

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A25111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfilì</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Claudio Müller</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>(Mandante)</p> <p>cooprogetti cocoprogetti</p> <p>(Mandante)</p> <p>engeko</p> <p>(Mandante)</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>	<p>(Mandante)</p> <p>MORENO PANFILI SETTORE CIVILE E AMBIENTALE SETTORE INDUSTRIALE SETTORE INFORMATICA E INFORMAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>(Mandante)</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 2):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Gallerie

Galleria Il Monte

Imbocco Nord-Ovest – Relazione tecnica e di calcolo delle paratie di imbocco

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00GA01OSTRE01_B		
DPAN247	D	22	CODICE ELAB. T00GA01OSTRE01	B	-
D					
C					
B	Rev. Ist.U.0039705 24/01/22 e Ist.U.0057794 01/02/22	Feb. '22	Ragnacci	Panfilì	Guiducci
A	Emissione	Ottobre '21	Ragnacci	Panfilì	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1.	<u>PREMESSA.....</u>	<u>4</u>
2.	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>6</u>
3.	<u>CONDIZIONI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE.....</u>	<u>7</u>
3.1.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO.....	7
3.2.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO.....	7
3.3.	STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	7
4.	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI.....</u>	<u>8</u>
4.1.	CALCESTRUZZO.....	8
4.2.	ACCIAIO.....	8
4.3.	ULTERIORI SPECIFICHE RELATIVE AI MATERIALI.....	8
4.3.1.	CALCESTRUZZI.....	8
5.	<u>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE.....</u>	<u>10</u>
6.	<u>DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....</u>	<u>11</u>
6.1.	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	11
6.2.	DEFINIZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	12
7.	<u>CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO.....</u>	<u>13</u>
7.1.	PREMESSA NORMATIVA DI CALCOLO.....	13
7.2.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI (CAP. 2.5.3 D.M. 17/01/2018).....	13
7.3.	COEFFICIENTI DELLE AZIONI AGLI STATI LIMITE.....	14
7.4.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DELLE PARATIE (SLU).....	15
7.4.1.	SLU (GEO).....	16
7.4.2.	SLU (STR).....	17
7.4.3.	CONDIZIONI SISMICHE.....	17
7.4.4.	VERIFICA DEI TIRANTI DI ANCORDAGGIO.....	18
7.4.5.	VERIFICA Di STABILITA' GLOBALE.....	19
7.5.	SLE.....	20
8.	<u>ANALISI DEI CARICHI.....</u>	<u>21</u>
8.1.	CARICHI PERMANENTI.....	21
8.2.	AZIONE SISMICA.....	22
9.	<u>SOFTWARE DI CALCOLO E IPOTESI DI MODELLAZIONE.....</u>	<u>24</u>
9.1.	IPOTESI GENERALI DI CALCOLO.....	24
9.2.	LEGAME COSTITUTIVO.....	25
9.3.	PARATIE PLUS (VSP).....	25

PROGETTAZIONE ATI:

9.4.	ALTRI SOFTWARE	25
10.	<u>DESCRIZIONE DELLE FASI SCAVO</u>	26
11.	<u>CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.</u>	35
11.1.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMO	35
11.1.1.	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE.....	35
11.1.2.	VERIFICA A TAGLIO.....	35
11.2.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	36
12.	<u>RISULTATI DELL'ANALISI</u>	37
12.1.	PALI.....	37
12.2.	SISTEMI DI ANCORAGGIO	41
13.	<u>VERIFICA DEI PALI</u>	42
13.1.	VERIFICHE PALI (SLU).....	42
13.1.	VERIFICA SLE.....	43
13.1.1.	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI.....	43
13.1.2.	VERIFICA DELLA FESSURAZIONE.....	44
14.	<u>VERIFICHE DEI SISTEMI DI ANCORAGGIO</u>	45
14.1.	CALCOLO DELLE RESISTENZE DI PROGETTO.....	45
14.1.1.	Resistenza allo sfilamento del bulbo d'ancoraggio.....	45
14.1.2.	Resistenza strutturale della barra d'ancoraggio	47
14.2.	VERIFICHE DEI SISTEMI D'ANCORAGGIO.....	47
14.3.	VERIFICA DELLA LUNGHEZZA LIBERA DEGLI ANCORAGGI	47
15.	<u>VERIFICA TRAVE DI RIPARTIZIONE</u>	49
16.	<u>VERIFICA STABILITA' GLOBALE</u>	51
16.1.	CONDIZIONI STATICHE	51
16.2.	CONDIZIONI SISMICHE	51
16.3.	VERIFICA GEO STABILITA' GLOBALE	51
17.	<u>MONITORAGGIO PARATIE</u>	54
18.	<u>CONCLUSIONI</u>	55
19.	<u>ALLEGATO DI CALCOLO: OUTPUT PARATIE</u>	56
19.1.	DESCRIZIONE DEL SOFTWARE.....	58
19.2.	DESCRIZIONE DELLA STRATIGRAFIA E DEGLI STRATI DI TERRENO	59
19.3.	DESCRIZIONE COEFFICIENTI DESIGN ASSUMPTION	60
19.4.	RIEPILOGO STAGE / DESIGN ASSUMPTION PER INVILUPPO	61
19.5.	DESCRIZIONE SINTETICA DEI RISULTATI DELLE DESIGN ASSUMPTION (INVILUPPI)	62
19.6.	TABELLA INVILUPPI MOMENTO WALLELEMENT	63

PROGETTAZIONE ATI:

19.7.	TABELLA INVILUPPI TAGLIO WALLELEMENT	67
19.8.	INVILUPPO SPINTA REALE EFFICACE / SPINTA PASSIVA.....	71
19.9.	INVILUPPO SPINTA REALE EFFICACE / SPINTA ATTIVA.....	72

PROGETTAZIONE ATI:

1. PREMESSA

Nella presente relazione si mostrano i calcoli e le verifiche eseguite per il dimensionamento dell'opera di sostegno necessarie alla protezione degli scavi previsti per la realizzazione delle opere di imbocco Nord-Ovest della galleria naturale "Il Monte".

L'imbocco viene realizzato completamente con paratie di pali di varie lunghezze data l'impossibilità di creare un imbocco diretto in trincea. Infatti, le opere di contenimento degli scavi interessano prevalentemente un'area dove sono presenti depositi limo – argillosi nello strato più superficiale e rocce tenere negli strati inferiori.

La progressiva discriminante tra galleria artificiale e galleria naturale risulta essere la 0+737.85; progressiva lungo il quale si innesta la paratia oggetto d'esame, sviluppandosi fino alla progressiva 0+693.50.

L'intervento in oggetto si configura come opera provvisoria in quanto verrà ricoperta una volta concluse le opere di completamento della galleria.

Nel seguito vengono descritte in dettaglio le fasi esecutive per la realizzazione delle opere, si forniscono le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati e si riportano i risultati delle verifiche statiche condotte.

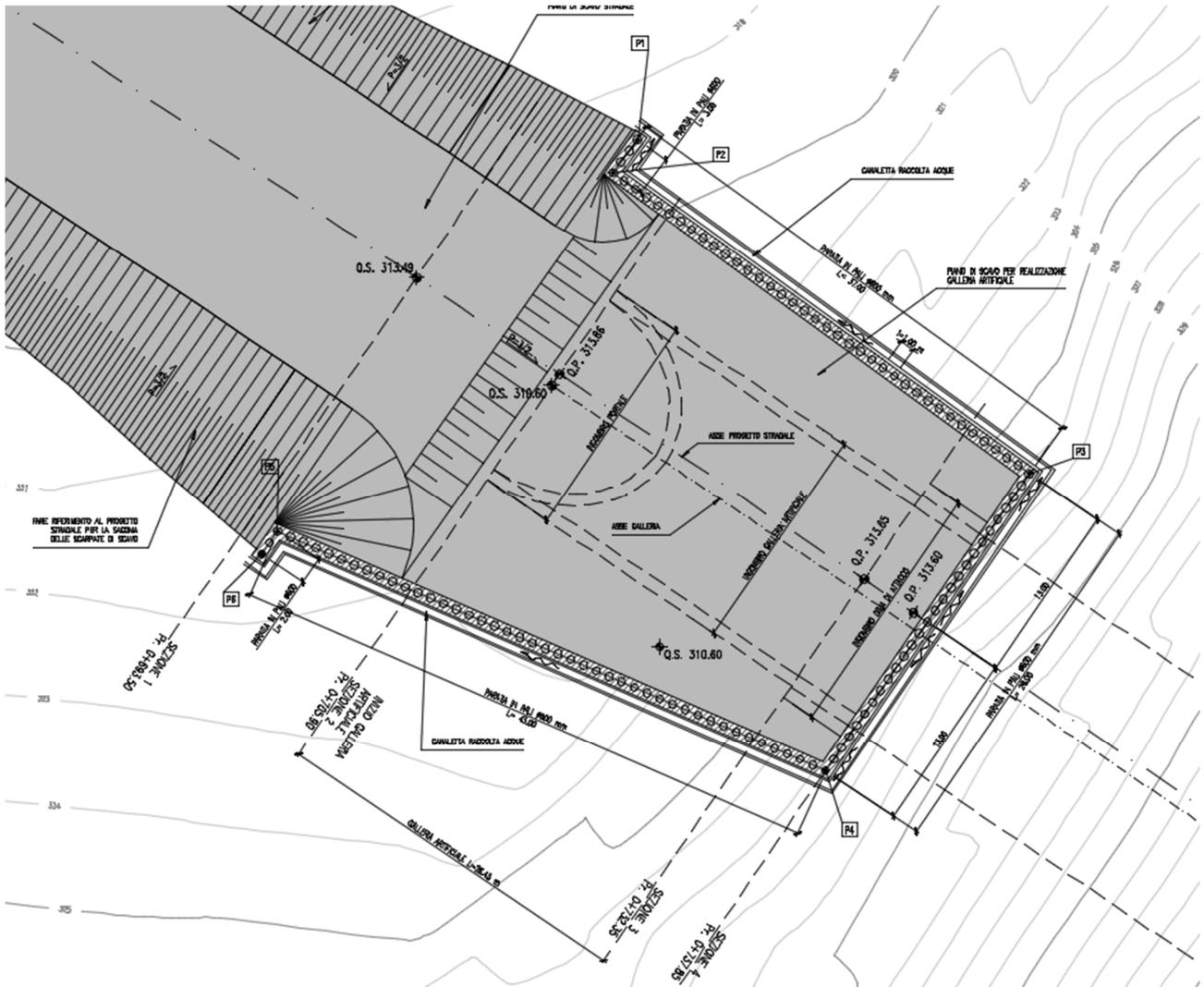


Figura 1.1 Planimetria dell'intervento

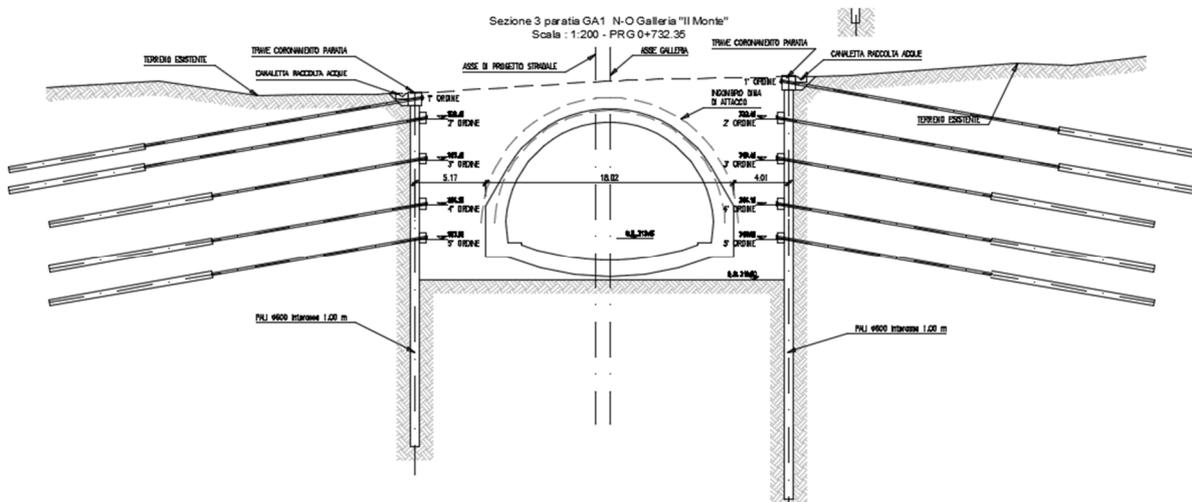


Figura 1.2 Sezione dell'opera in esame

PROGETTAZIONE ATI:

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministero delle Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018, Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare del 21/01/2019 n.7, “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.
- [3] UNI EN 1993-1-1 EUROCODICE 3- Progettazione delle strutture in acciaio -Parte 1: Regole generali e regole per gli edifici
- [4] UNI EN 1997-1: EUROCODICE 7 – Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole Generali
- [5] UNI EN 1998-5 EUROCODICE 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5 - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;

PROGETTAZIONE ATI:

3. CONDIZIONI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Per la definizione della stratigrafia di progetto e delle caratteristiche dei materiali si è fatto riferimento al profilo geotecnico a cui si rimanda.

3.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'opera in esame si estende dalla progressiva Km 0+705.90 alla progressiva Km 0+737.85 circa.

A causa della notevole variabilità della profondità del substrato roccioso e dell'altrettanto rilevante sviluppo longitudinale dell'opera, nelle analisi è stata considerata la sezione più gravosa, ovvero quella avente il massimo spessore di coltre detritica (progressiva Km 0+737.85).

In prossimità di tale sezione sono stati effettuati vari sondaggi che hanno rilevato uno Substrato alterato del flysh (unità SUB_alt) circa pari a 7,5 m, al di sotto del quale giace il substrato marnoso arenaceo (unità SUB_a per le marne e unità SUB_b per le arenarie), entrambe con vario grado di alterazione e di spessore.

Come precedentemente detto, tale stratificazione è stata utilizzata nella sezione di calcolo, ovvero quella avente la massima altezza della paratia (progressiva Km. 0+737.85 circa), che è caratterizzata da una pronunciata pendenza, mediamente di 25°.

Dalle prove in situ non è stata rilevata nessuna falda e per questo non viene considerata nell'analisi.

3.3. STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Di seguito si riportano i valori caratteristici dei terreni presenti in sito, utilizzati per le successive analisi:

Descrizione	Unità	γ' [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]	E [MPa]	z
Substrato alterato flysh	SUB_alt	20	25	10	100	50	0-7m
Substrato marnoso-arenaceo	SUB	23	27	30	300	300 (z<15m) 400 (z>30m)	7-50 m

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

4.1. CALCESTRUZZO

- Calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza minima:	C_{min}	C12/15
------------------------------	-----------	--------

- Calcestruzzo per getto: pali, trave di coronamento e ripartizione

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104		
Classe di resistenza minima:	Cmin	C25/30
Classe di esposizione:		XC3
Classe di consistenza:	S	S5
Dimensione massima aggregati [mm]	Dmax	20
Copriferro [mm]	c	60

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo e per la definizione della classe di resistenza di queste ultime in funzione delle condizioni ambientali, si farà riferimento alle indicazioni contenute nelle norme UNI EN 206-1 ed UNI 11104.

4.2. ACCIAIO

- Acciaio per armature ordinarie

Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento		
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	$\geq 450N/mm^2$
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq 540N/mm^2$

- Acciaio per tiranti

Acciaio armonico in trefoli Y1860 high Grade controllato in stabilimento		
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	$\geq 1640N/mm^2$
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq 1860N/mm^2$

4.3. ULTERIORI SPECIFICHE RELATIVE AI MATERIALI

4.3.1. CALCESTRUZZI

La prescrizione del calcestruzzo all'atto del progetto deve essere caratterizzata almeno mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza al getto ed il diametro massimo dell'aggregato, nonché la classe di esposizione ambientale, di cui alla norma UNI EN 206:2016.

PROGETTAZIONE ATI:

Per le caratteristiche dei calcestruzzi si fa riferimento alle formule indicate di seguito:

- resistenza a compressione cubica: R_{ck}
- resistenza a compressione cilindrica: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$
- resistenza a compressione cilindrica media: $f_{cm} = f_{ck} + 8$ [N/mm²]
- resistenza media a trazione semplice per classi <C50/60: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$
- modulo elastico: $E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$ [N/mm²]
- coefficiente di Poisson: 0,20

PROGETTAZIONE ATI:

5. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

L'opera completa è costituita da una berlinese di pali tirantata con profondità variabile a seconda della morfologia del terreno presente in situ.

La sezione di calcolo scelta è il tratto con andamento ortogonale al tracciato stradale, la quale presenta le condizioni al contorno sfavorevoli per il calcolo.

La geometria di tale paratia può essere riassunta come:

		H palo [m]	φ pali [mm]	i pali [mm]	ordini trefoli						
		28.00	600.00	1000.00	5						
ORDINE	N° trefoli	i vert. [°]	i oriz. [°]	Profondità [m]	Passo [m]	Pretensione [kN]	φ perforazione [mm]	L libera [m]	L ancoraggio [m]	L totale [m]	
1	7	10.00	0.00	0.00	2.00	500.00	150.00	25.00	10.00	35.00	
2	7	10.00	0.00	-4.50	12.50	700.00	150.00	25.00	10.00	35.00	
3	7	10.00	0.00	-7.50	9.50	1000.00	150.00	20.00	12.00	32.00	
4	7	10.00	0.00	-11.50	5.50	1000.00	150.00	20.00	12.00	32.00	
5	7	10.00	0.00	-14.00	3.00	1000.00	150.00	15.00	12.00	27.00	

PROGETTAZIONE ATI:

6. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nonostante la provvisorialità dell'opera si ipotizza che la durata dei lavori possa superare i due anni, per tal motivo verrà considerata l'azione sismica nel dimensionamento dell'opera.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini della normativa vigente le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ai fini delle verifiche strutturali, in accordo con la normativa vigente, si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Non verrà considerato lo Stato Limite di Danno (SLD) in quanto la struttura risulta provvisoria.

Per la definizione del tempo di ritorno del sisma, è stata considerata una vita nominale della struttura pari a 10 anni e classe d'uso IV ($c_u = 2$), cosicché il periodo di riferimento dell'azione sismica risulta essere:

$$V_R = V_N \cdot c_u = 20 \text{ anni}$$

Tuttavia la Circolare Esplicativa delle NTC18 se la V_R è minore di 35 anni verrà considerato un periodo di riferimento pari a:

$$V_{R,C_NTC18} = 35 \text{ anni}$$

6.1. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale sulla base dell'individuazione di categorie di sottosuolo (Tab.3.2.IV del D.M. 17/01/2018) e topografiche (Tab.3.2.V del D.M. 17/01/2018) di riferimento (in assenza di specifiche analisi).

A livello di categoria di suolo di fondazione si assume un terreno di categoria B: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti".

PROGETTAZIONE ATI:

Per quanto concerne invece le condizioni topografiche, il sito in oggetto è attribuibile alla Categoria T2: "Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ "

6.2. DEFINIZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA DI PROGETTO

Sulla base di quanto mostrato in precedenza sono riportati i parametri per la definizione dell'azione sismica massima di progetto la quale sarà necessaria per la definizione della forza pseudo-statica sismica.

Vengono qui di seguito riportati i principali parametri, oltre che l'azione sismica presente nella locazione specifica dei manufatti.

1. Definizione accelerazione	
Coefficiente accel. base a_g / g	0.1561 NTC
Fattore importanza I	1
Coefficiente S_s	1.2
Coefficiente S_T	1.2
$a_{max} / g =$	0.224784

Figura 6.1 Definizione accelerazione sismica

7. CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO

7.1. PREMESSA NORMATIVA DI CALCOLO

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto prescritto per i sistemi fondazionali nelle NTC2018 e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche strutturali sono eseguite nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e degli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione.

Gli stati limite di esercizio esaminati per il soddisfacimento delle prestazioni richieste ai manufatti sono:

- danneggiamenti locali che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto (controllo delle tensioni massime e della fessurazione del calcestruzzo con verifiche sezionali);
- eccessive deformazioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto (verifica dei rapporti limite deformazione massima o spessore /luce di calcolo).

Per ogni stato limite deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{eq. 6.2.1 delle NTC2018})$$

dove

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

7.2. COMBINAZIONE DELLE AZIONI (CAP. 2.5.3 D.M. 17/01/2018)

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

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

PROGETTAZIONE ATI:

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,l} Q_{k,l} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

La progettazione e verifica degli elementi strutturali è condotta in conformità alla normativa vigente Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (DM 17/01/2018). Le verifiche tensionali degli elementi strutturali sono eseguite col metodo degli stati limite. Ai fini del dimensionamento e delle verifiche sono stati presi in esame i seguenti approcci di calcolo, secondo quanto specificato in NTC 2018:

SLU approccio 1:

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

SLE:

- Combinazione 3 (SLE-Rara)

Per ognuno degli stati limite sopra definiti si adatteranno le combinazioni di carico definite precedentemente.

7.3. COEFFICIENTI DELLE AZIONI AGLI STATI LIMITE

Per la verifica agli SLU si adottano i valori dei coefficienti parziali della tabella sotto riportata (rif. Tab. 6.2.I delle NTC 2018):

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	SLE	
				(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole			1,1	1,3
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole			1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole			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}

I coefficienti di combinazione dei carichi, applicati secondo le varie combinazioni, sono riferiti alla Tab. 2.5.I delle NTC 2018:

Tab. 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

7.4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DELLE PARATIE (SLU)

Per ogni stato limite ultimo SLU deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto delle azioni e R_d il valore di progetto della resistenza del sistema.

Effetto delle azioni sono espresse in funzione delle azioni di progetto $E_d = F_k \cdot \gamma_E$, dei parametri di progetto X_k / γ_M e della geometria di progetto. Nella formulazione della resistenza appare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza.

Combinazioni per analisi statiche SLU							
	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	c _u
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli			
STR (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU STR e GEO di paratie		
Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)
Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi	$\gamma_R = 1.0$	-
Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia	$\gamma_R = 1.0$	-
Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera	$\gamma_R = 1.0$	-
Instabilità del fondo scavo per sollevamento	$\gamma_R = 1.0$	-
Instabilità globale dell'insieme terreno-opera	-	$\gamma_R = 1.1$
Sfilamento di uno o più ancoraggi	Temporanei	$\gamma_R = 1.1$
	Permanenti	$\gamma_R = 1.2$

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	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Nel rispetto delle norme vigenti (NTC 2018, par. 6.5.3.1.2), per le paratie devono essere prese in considerazione almeno le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) di seguito indicate. In particolare andrà distinto tra SLU di tipo Geotecnico (GEO) e di tipo Strutturale (STR) di seguito indicate.

7.4.1. SLU (GEO)

Nel caso in esame per SLU **GEO** le verifiche da eseguire sono:

- Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera: La verifica all'equilibrio globale alla rotazione viene implicitamente soddisfatta mediante l'analisi di interazione terreno struttura, condotta mediante il programma di calcolo che nell'analizzare il sistema verifica tutte le condizioni di equilibrio fase per fase;
- Verifica di stabilità globale: si valuta in base a un modello semplificato basato sulla teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido plastico. Per tale verifica si fa riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 e le azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2;
- Verifica allo sfilamento dei tiranti: come metodo di verifica si fa il confronto tra la trazione agente nel tirante e l'attrito che si crea tra la superficie del bulbo e il terreno; a favore di sicurezza si trascura il contributo della resistenza di punta del bulbo. La verifica viene eseguita facendo riferimento alla Combinazione 1 con il valore di resistenza R3. Il valore resistente risulta pari a:

$$R_{ac} = \pi \alpha D L_{fond} q_s$$

Dove:

α = coefficiente di incremento del diametro di perforazione D dei tiranti che tiene conto della metodologia di iniezione e della natura dei terreni interessati;

- D=diametro di perforazione dei tiranti;

- L_{fond} = lunghezza del tratto di fondazione del tirante;

- q_s = aderenza caratteristica terreno-fondazione.

7.4.2. SLU (STR)

Per quanto concerne le verifiche agli stati limite ultimo per il dimensionamento strutturale (STR) le analisi saranno eseguite facendo riferimento alla Combinazione 1 (A1+M1+R1) in cui le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1, applicati direttamente sulle sollecitazioni caratteristiche.

In questo caso le verifiche a cui far riferimento sono le seguenti:

- Resistenza strutturale della paratia: consiste nel confronto tra l'azione di progetto e la resistenza di un palo in c.a. a flessione semplice.
- Resistenza strutturale del tirante: La normativa prescrive che sia verificata la seguente relazione:

$$T_{max,SLU} \leq \frac{f_{p1tk}}{\gamma_s} * n * A_{tr}$$

- Resistenza strutturale della trave di ripartizione: come per la paratie si eseguirà una verifica flessionale. La verifica di tale trave, viene condotta considerando lo schema statico di trave in semplice appoggio con luci pari all'interasse orizzontale dei tiranti. Questa viene schematizzata con un carico uniformemente distribuito rappresentante la componente orizzontale dell'azione assiale massima sui tiranti distribuita lungo la luce:

$$q_{Ed} = \frac{T_{Ed}}{i}$$

7.4.3. CONDIZIONI SISMICHE

Come prescritto dalle NTC2018 Al Par. 7.11.1, le verifiche si eseguono con coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e considerando le variazioni della spinta delle terre a monte e a valle della paratia per effetto dell'accelerazione sismica.

In accordo con il Capitolo 7.11.6.3.1 delle NTC2018, l'analisi della spinta delle terre in condizioni sismiche può essere effettuata seguendo un metodo pseudo-statico. Questa tipologia di analisi consente di considerare l'azione dinamica indotta dal sisma attraverso una statica equivalente: essa è pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLV) l'accelerazione laterale di progetto può essere calcolata mediante la seguente espressione:

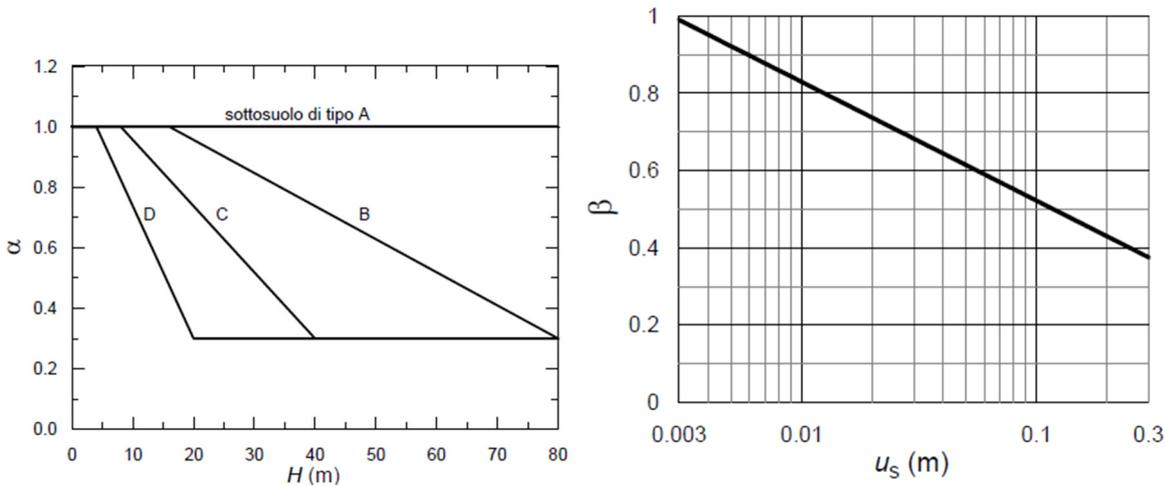
$$k_h = \alpha \cdot \beta \frac{a_{max}}{g}$$

Dove il coefficiente α è funzione della deformabilità dei terreni interagenti con la struttura e dell'altezza dell'opera, mentre β dipende dalla capacità della struttura di subire spostamenti. Tali coefficienti possono essere dedotti a partire dalle Figure 7.11.2 e 7.11.3 presenti nelle NTC2018 e di seguito riportate.

In ogni caso è necessario che $u_s \leq 0,005 \cdot H$

Se $\alpha \cdot \beta < 0,2$ sarà da assumere $k_h = 0,2 \cdot a_{max}/g$

PROGETTAZIONE ATI:



7.4.4. VERIFICA DEI TIRANTI DI ANCORDAGGIO

Le verifiche di sicurezza agli SLU si riferiscono essenzialmente a due meccanismi di rottura:

- Collasso causato dalla mobilitazione della resistenza del terreno;
- Rottura degli elementi strutturali.

Le verifiche sono condotte seguendo la combinazione A1+M1+R3, ove i coefficienti delle azioni e dei materiali sono riportati nelle precedenti tabelle (), mentre per i coefficienti delle resistenze si fa riferimento alla Tab. 6.6.I delle NTC 2018.

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

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

Il valore caratteristico della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio può essere determinato tramite:

- Dati risultanti di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- Con metodi analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in situ e/o laboratorio.

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a1} e ξ_{a2} riportati nella Tabella 6.6.II rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,m}$ misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{\text{medio}}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a,m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right\}$$

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati nella Tabella 6.6.III rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo.

Tab. 6.6.II - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	> 2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

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

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

7.4.5. VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

7.4.5.1. Condizioni statiche

La verifica di stabilità globale è valutata seguendo l'approccio dell'analisi limite.

Tra i vari metodi appartenenti all'equilibrio, i cosiddetti "metodi dei conci" sono tra dei più conosciuti e versatili: essi consistono nel suddividere il volume di terreno in conci verticali. Ciascun concio è soggetto al peso proprio W_i , alla reazione normale N_i' , a quella tangenziale T_i (definita solitamente secondo il criterio di Mohr-Coulomb in condizioni drenate e secondo quello di Tresca in condizioni non drenate) ed all'eventuale pressione dell'acqua U_i lungo la superficie di scorrimento ed alle azioni orizzontali H_i e verticali V_i agenti sulle facce laterali.

Secondo quanto riportato dalle NTC2018 al Cap. 6.5.3.1.2, la stabilità globale dell'opera è da verificare secondo la combinazione 2 dell'approccio 1, ossia con i fattori A2+M2+R2. I coefficienti parziali per le azioni ed i materiali sono riportati nelle tabelle soprastanti (Tab. 6.2.I e 6.2.II delle NTC2018), mentre quello della resistenza è definito in Tab. 6.8.I delle NTC2018 ed è pari a 1,1.

7.4.5.2. Condizioni sismiche

Secondo quanto riportato al Cap. 7.11.4 delle NTC 2018, le verifiche in condizioni sismiche per i pendii ed i fronti di scavo riguardano la stabilità dei pendii, e possono essere utilizzati come metodi di verifica sia i metodi pseudostatici, sia metodi agli spostamenti.

Per quanto riguarda la prima metodologia, l'azione sismica è rappresentata mediante un'azione statica equivalente proporzionale al peso del terreno. Le componenti verticale ed orizzontale di tale forza possono essere espresse come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

Dove i coefficienti k_h e k_v sono rispettivamente:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_s è un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima, che tiene conto delle deformazioni attese dal sistema, e quindi dipende in generale dalla categoria di sottosuolo e dall'accelerazione attesa. Per quanto riguarda i fronti di scavo ed i rilevati, la normativa suggerisce $\beta_s = 0.38$ nelle verifiche al SLV.

Come anticipato, le verifiche in condizione sismica sono condotte ponendo uguali all'unità i coefficienti relativi alle azioni ed ai materiali. Per le resistenze di progetto invece si considera un coefficiente parziale $\gamma_R = 1.2$.

7.5. SLE

Le opere ed i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. Per ciascuno stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

Dove E_d è sempre il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Questi consistono semplicemente nel valutare che i cedimenti dovuti alla deformazione della paratia siano compatibili con le opere nei dintorni dell'opera provvisoria per la combinazione "Rara" e nell'apertura delle fessure nella combinazione "Frequente".

PROGETTAZIONE ATI:

8. ANALISI DEI CARICHI

Si considerano i seguenti carichi nel calcolo delle sollecitazioni agenti sulle paratie:

- Carichi permanenti G_1 :
 - Peso proprio del terreno;
 - Peso proprio delle strutture. Questo a favore di sicurezza viene trascurato nella definizione dell'azione assiale agente nel palo;
 - Spinta dell'acqua;
 - Spinta delle terre;
- Azione del sisma:
 - Componente inerziale della spinta delle terre;

Le azioni dei carichi variabili dei mezzi di cantiere viene trascurata a favore di sicurezza in quanto risulta stabilizzante essendo agente a valle.

Poiché il modello di calcolo utilizzato per l'analisi strutturale schematizza una striscia di paratia profonda 1.0 m (sviluppo in direzione longitudinale) nel seguito i carichi e le sollecitazioni si intendono riferiti a detta striscia unitaria.

8.1. CARICHI PERMANENTI

Le pressioni nel terreno sono determinate sulla base dei pesi specifici delle stratigrafie relative al manufatto (Cap. del presente documento).

Le pressioni totali ed efficaci sono riferite al livello di falda posto in evidenza nel capitolo 3.

La spinta delle terre viene simulata dal Software Paratie Plus 2021 attraverso l'interazione struttura-terreno determinato da molle elasto-plastiche con le seguenti formulazioni:

- Spinta del terreno a riposo: formula di Jacky

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

- Spinta attiva e passiva: Il calcolo può essere condotto con varie formulazioni come Coulomb o Rankine e viene valutato direttamente dal software di calcolo per le varie fasi di cantiere. Il coefficiente di spinta passiva K_p risulta l'inverso del coefficiente di spinta attiva.

$$K_A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2(\beta)$$

L'angolo di attrito tra il muro e il terreno viene posto pari a $\delta = 0.5 \cdot \phi'$

8.2. AZIONE SISMICA

La spinta delle terre è calcolata attraverso il metodo di Mononobe-Okabe.

Tale metodo si rifà all'analisi dell'equilibrio limite di un cuneo di terreno instabile a contatto con l'opera di sostegno; in più, però, il metodo tiene conto della forza d'inerzia della massa del cuneo instabile, considerata applicata nel baricentro del cuneo stesso, derivante dall'accelerazione sismica.

A tale scopo, nella definizione del coefficiente di spinta attiva, il metodo considera un angolo di rotazione addizionale:

$$\psi = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \mp k_v}\right)$$

dove k_h e k_v sono i coefficienti sismici, rispettivamente orizzontale e verticale definiti al paragrafo 6.2.

L'espressione del coefficiente di spinta attiva si modifica, pertanto, come segue:

$$K_{a,s} = \frac{\sin^2(\varphi' - \beta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta + \psi) \cdot \left[\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - i - \psi)}{\sin(\beta + \delta + \psi) \cdot \sin(\beta - i)}} \right)^2 \right]}$$

Dove i è l'inclinazione del terreno a tergo dell'opera di sostegno.

La spinta del terreno a tergo del muro in condizioni sismiche, pertanto, si valuta semplicemente sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche k_a il coefficiente $K_{a,s}$ sopra definito:
 $P_A = 0,5 \cdot \gamma' \cdot K_{a,s} \cdot H^2(1 \mp k_v)$.

Secondo quanto riportato ai Cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. e Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, nei metodi pseudostatici l'accelerazione orizzontale equivalente agente su una paratia può essere calcolata mediante la seguente formula (Eq. 7.11.9 delle NTC 2018):

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

Dove α tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti, mentre β dipende dalla capacità dell'opera di subire spostamenti senza perdite di resistenza.

Entrambi i valori sono stati valutati con i grafici proposti dalle normative ipotizzando uno spostamento molto basso:

$U_{s=}$	0.0085	m
$\beta=$	0.8482	
$\alpha=$	0.88	
$k_h = \alpha \beta a_{max}$	0.1678	

Nei calcoli si è trascurata la componente idrodinamica durante il sisma. Nel software di calcolo utilizzato questo corrisponde ad un rilevato dinamicamente impervio (ipotesi generalmente valida

PROGETTAZIONE ATI:

per permeabilità inferiori a $5 \cdot 10^{-4}$ m/s. In tale condizioni l'acqua, rimanendo intrappolata all'interno degli interstizi, si muove solidalmente al terreno. Sulla paratia agirà quindi un'azione dovuta ad una massa complessiva acqua + terreno, definita quindi dal peso specifico γ_{Sat} .

Trascurando la variazione delle pressioni interstiziali ed essendo la traslazione differenziale tra acqua e terreno impedita, il contributo dell'acqua sarà legato unicamente alla componente idrostatica.

PROGETTAZIONE ATI:

9. SOFTWARE DI CALCOLO E IPOTESI DI MODELLAZIONE

I calcoli progettuali sono stati svolti con l'ausilio del codice di calcolo **PARATIE PLUS ver. 21.0.1** commercializzato da **Harpaceas Srl**.

La simulazione avviene analizzando il problema piano XZ (considerando una profondità unitaria in direzione Y), dove i gradi di libertà attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione. In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

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

Questo modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio. Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno, la soluzione dipende: dal percorso tenso-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti, dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc... La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia, nel caso in esame tirantata, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe, 1996).

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata principalmente dal tipo di terreno considerato e dalla velocità di carico. In particolare, si farà distinzione tra condizioni drenate e non drenate, in quanto il codice di calcolo permette di differenziare il comportamento a breve termine di un terreno a seconda della sua capacità di sviluppare sovrappressioni interstiziali.

Verrà per cui, nell'eventualità fosse necessario, predisposto un modello per il calcolo in condizioni drenate e non drenate. Quello che porterà alle condizioni peggiori risulterà dimensionante per gli elementi strutturali e geotecnici.

9.1. IPOTESI GENERALI DI CALCOLO

Le analisi sono state svolte considerando le seguenti ipotesi di tipo "generale":

- Stato piano nelle deformazioni (paratia di lunghezza infinita);
- Terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastoplastico inelastico;
- Elementi strutturali discretizzati in elementi perfettamente elastici;

PROGETTAZIONE ATI:

- Tiranti modellati per mezzo di molle di opportuna rigidezza;
- Sovraccarichi a monte ed a valle della paratia trasformati in spinte sul paramento in accordo a quanto previsto dalla teoria elastica. I sovraccarichi a valle non sono considerati nel calcolo delle tensioni;
- Mobilitazione della spinta della terra funzione del livello di deformazione partendo da una condizione iniziale di spinta a riposo (K_0). I valori massimi e minimi della spinta vengono definiti in funzione, rispettivamente, dei coefficienti di spinta passiva (K_P) e attiva (K_A).

9.2. LEGAME COSTITUTIVO

Per i dettagli si rimanda al manuale di teoria del codice di calcolo PARATIE-PLUS. Da un punto di vista generale la legge costitutiva del terreno viene definita da due sottoclassi di parametri: parametri di spinta (K_0 , K_A e K_P) e parametri di deformabilità.

9.3. PARATIE PLUS (VSP)

PARATIE PLUS offre la possibilità di calcolare la stabilità complessiva del versante in cui può o meno essere presente un'opera di sostegno flessibile.

Questo tipo di verifica prende in esame la configurazione di scavo o, più in generale, del pendio, nella generica fase, prescindendo dalla sequenza costruttiva precedente. Questa tecnica, infatti, appartiene all'ambito dei metodi all'equilibrio limite che operano, di fatto, indipendentemente dal comportamento deformativo dell'opera, o meglio, che prescindono dalla successione temporale delle deformazioni reversibili o irreversibili sviluppatesi prima della configurazione esaminata.

Il fronte di scavo viene analizzato tenendo conto della maggior parte, ma non di tutti, gli elementi che concorrono alla definizione del modello più generale affrontato con PARATIE PLUS.

Il sistema è, eccetto casi particolari, iperstatico, e generalmente si impongono alcune ipotesi sulle azioni sulle facce laterali e sui punti di applicazione delle azioni al fine di ridurre le incognite. Tra i metodi dei conci, il metodo di Bishop è uno dei più utilizzati: le ipotesi sono:

- Il meccanismo di rottura è definito da un arco di circonferenza;
- Il punto di applicazione dell'azione normale N_i' coincide con il punto medio del concio;
- Le azioni verticali lungo le facce laterali dei conci V_i sono nulle.

Per maggiori informazioni sulle equazioni risolventi si rimanda al manuale utente del software.

9.4. ALTRI SOFTWARE

Le verifiche delle sezioni in c.a. sono state eseguite con l'ausilio del freeware "VCASlu" distribuito dal Prof. Piero Gelfi dell'Università di Brescia e attraverso fogli Excel opportunamente predisposti.

10. DESCRIZIONE DELLE FASI SCAVO

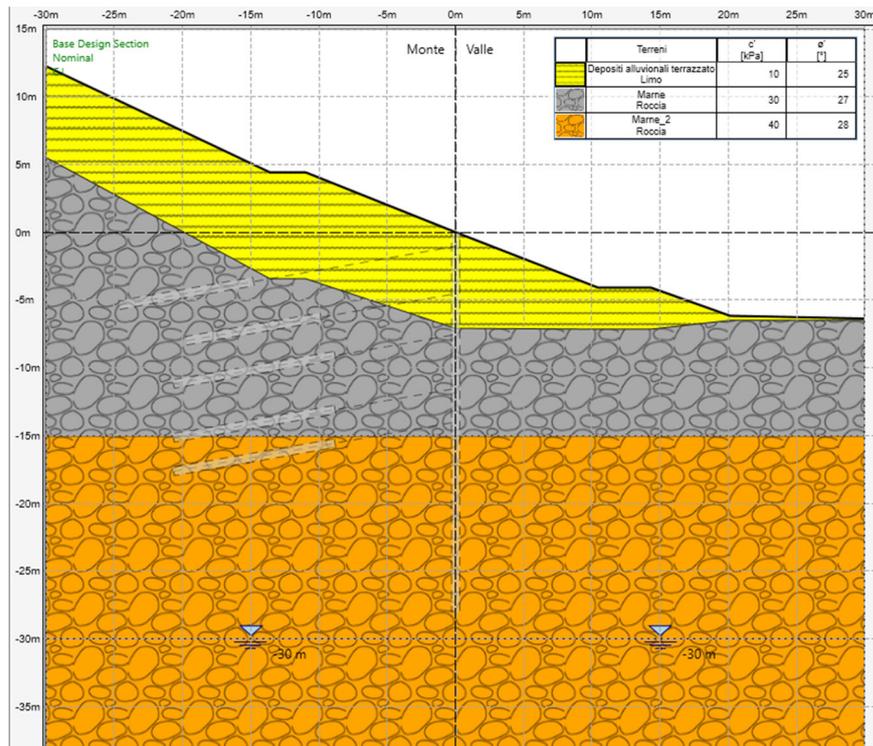
A partire dalla descrizione della geometria discussa al capitolo 5, si riporta la sequenza di scavo ipotizzata in fase di calcolo per la valutazione delle azioni interne agenti negli elementi strutturali e geotecnici.

Si considerano per cui le seguenti fasi costruttive:

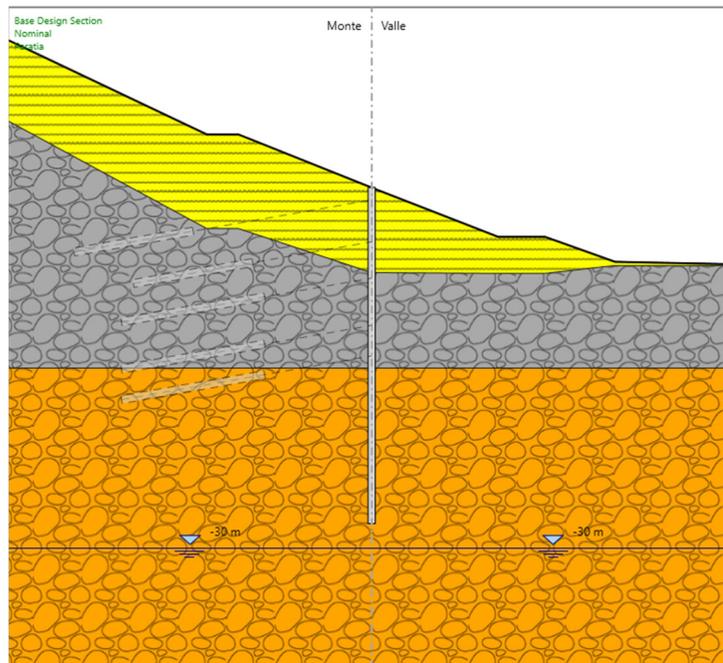
1. Definizioni delle tensioni litostatiche iniziali;
2. Realizzazione della paratia;
3. Scavo a 2.5m dalla quota di realizzazione dei pali;
4. Realizzazione del primo ordine di tiranti in corrispondenza della trave di coronamento e relativo pre-tiro;
5. Scavo a 5.5m dalla quota di realizzazione dei pali;
6. Realizzazione del secondo ordine di tiranti e relativo pre-tiro;
7. Scavo a 8.5m dalla quota di realizzazione dei pali;
8. Realizzazione del terzo ordine di tiranti e relativo pre-tiro;
9. Scavo a 10m dalla quota di realizzazione dei pali;
10. Scavo a 12.5m dalla quota di realizzazione dei pali;
11. Realizzazione del quarto ordine di tiranti e relativo pre-tiro;
12. Scavo a 15m dalla quota di realizzazione dei pali;
13. Realizzazione del quinto ordine di tiranti e relativo pre-tiro;
14. Scavo a 17m dalla quota di realizzazione dei pali;
15. Applicazione del sisma;

PROGETTAZIONE ATI:

1. Definizioni delle tensioni litostatiche iniziali

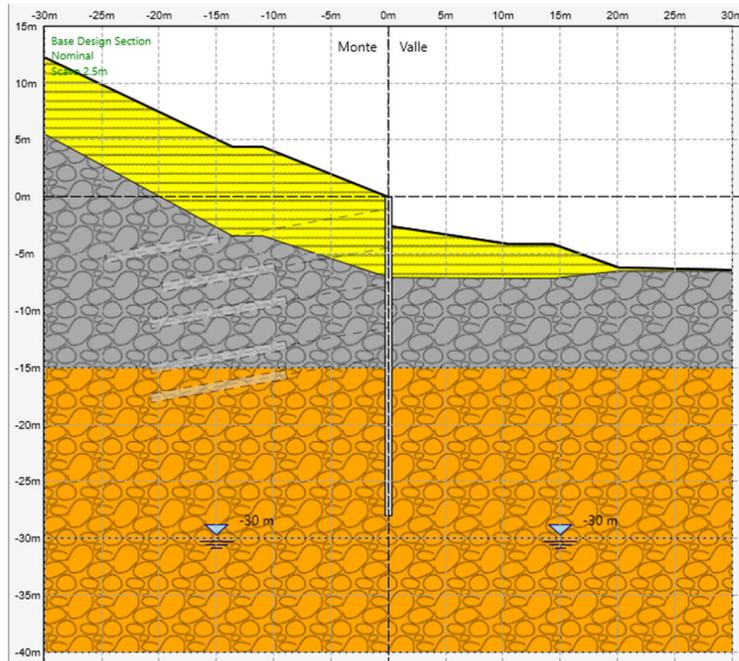


2. Realizzazione della paratia;

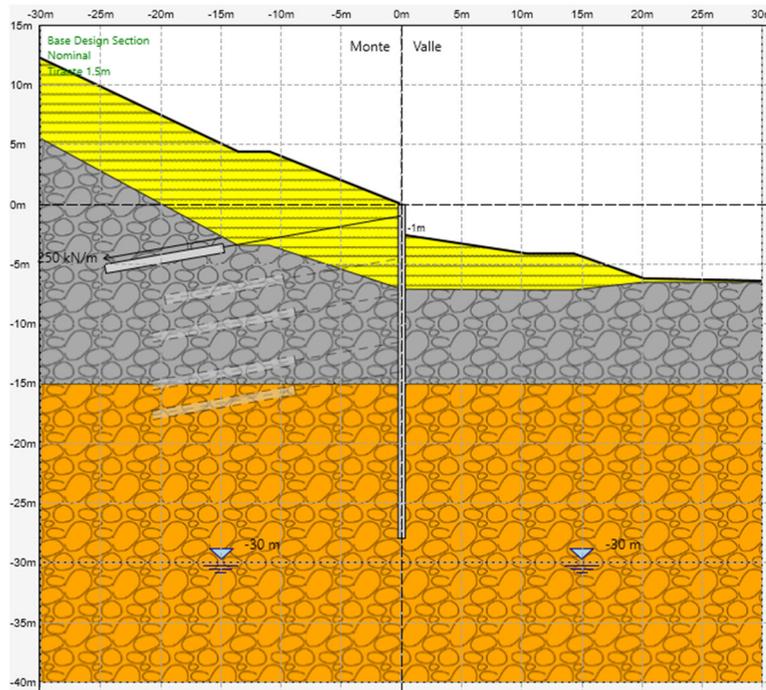


PROGETTAZIONE ATI:

3. Scavo a 2.5m dalla quota di realizzazione dei pali;

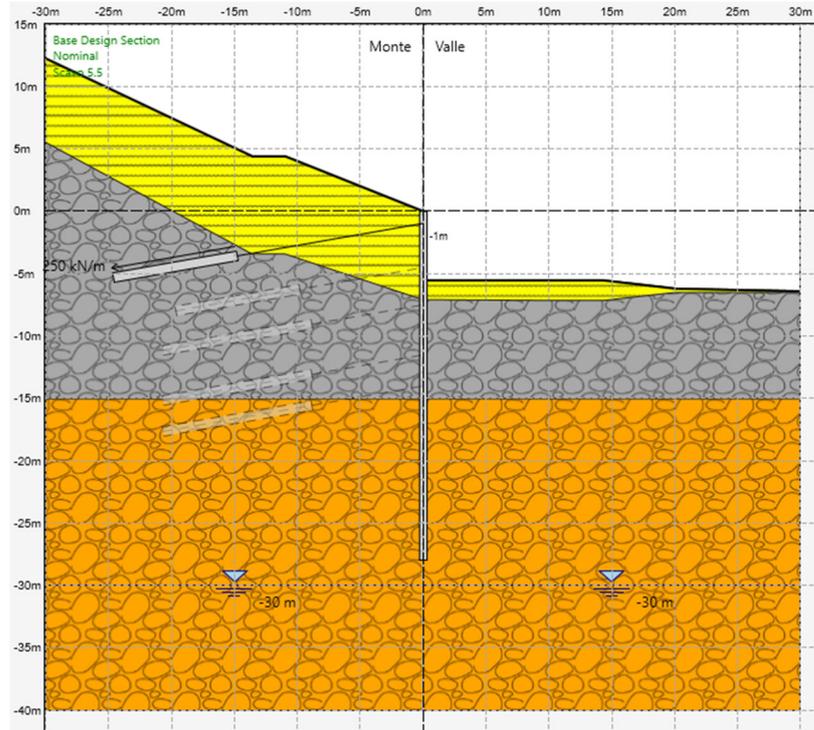


4. Realizzazione del primo ordine di tiranti in corrispondenza della trave di coronamento e relativo pre-tiro;

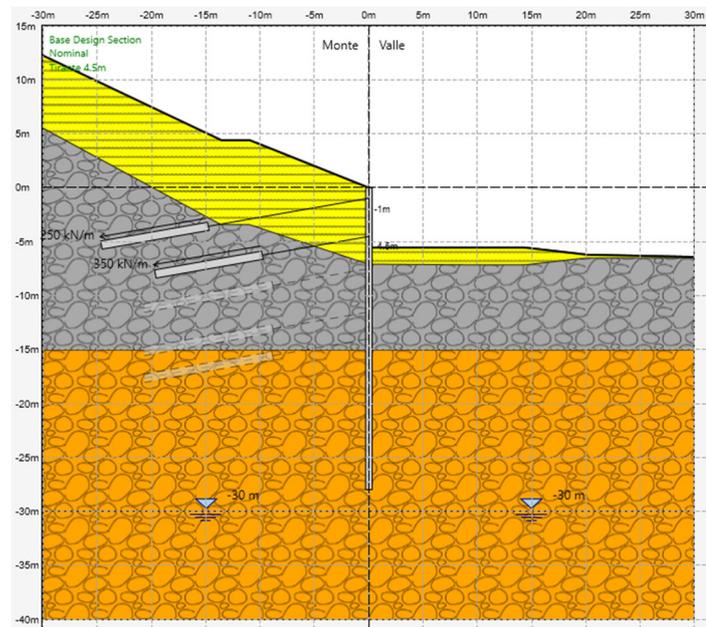


PROGETTAZIONE ATI:

5. Scavo a 5.5m dalla quota di realizzazione dei pali;

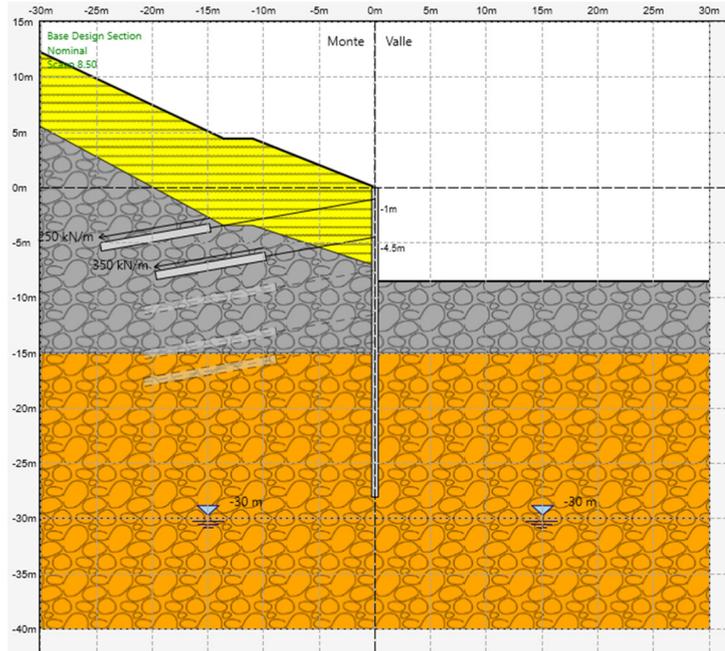


6. Realizzazione del secondo ordine di tiranti e relativo pre-tiro;

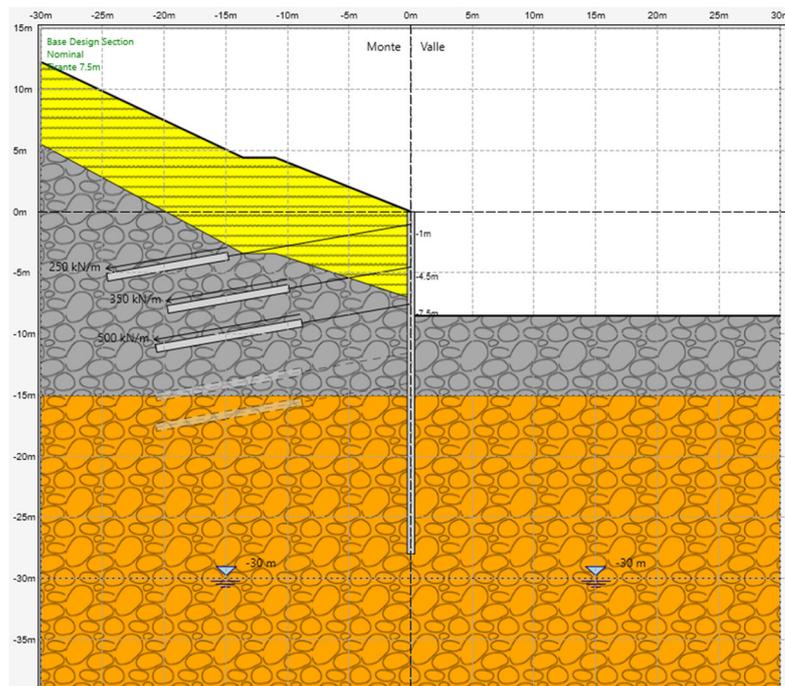


PROGETTAZIONE ATI:

7. Scavo a 8.5m dalla quota di realizzazione dei pali;

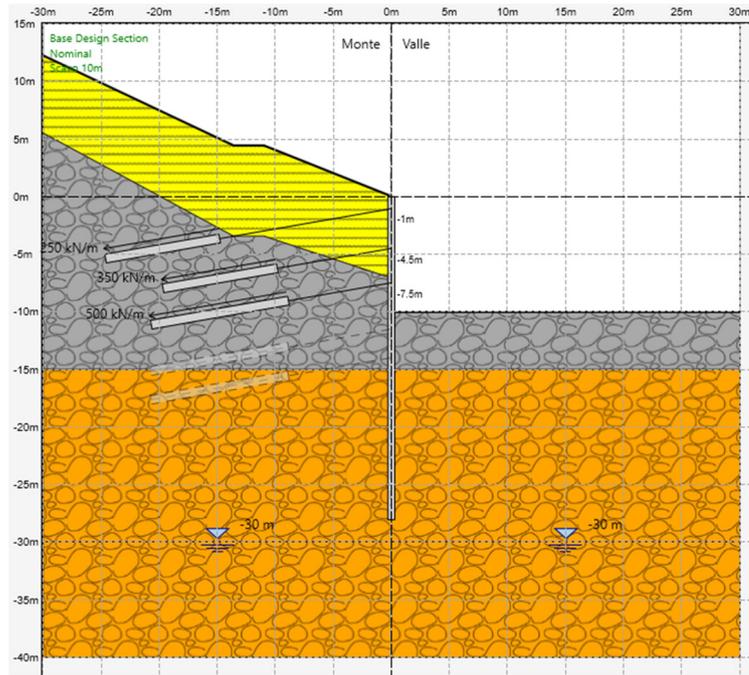


8. Realizzazione del terzo ordine di tiranti e relativo pre-tiro;

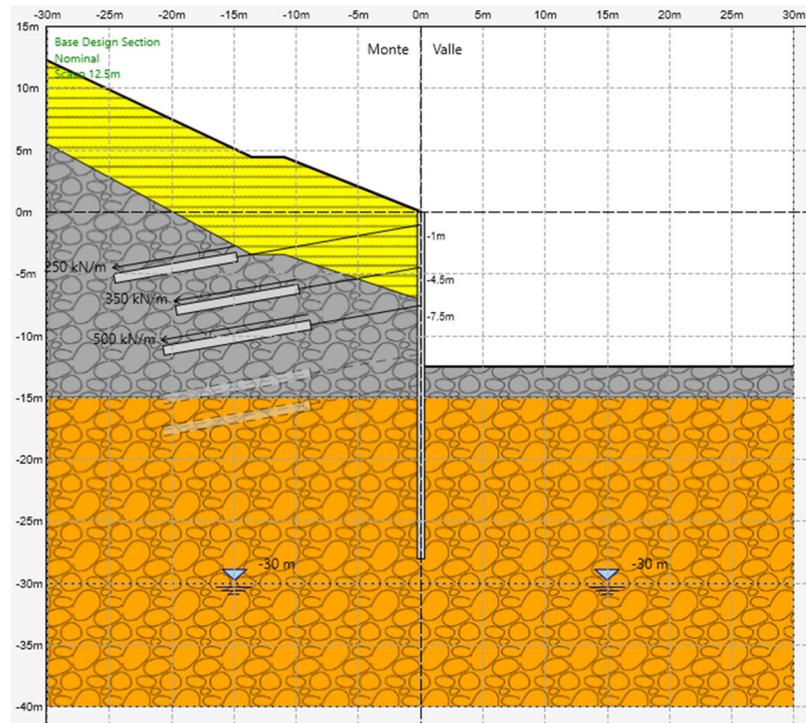


PROGETTAZIONE ATI:

9. Scavo a 10m dalla quota di realizzazione dei pali;

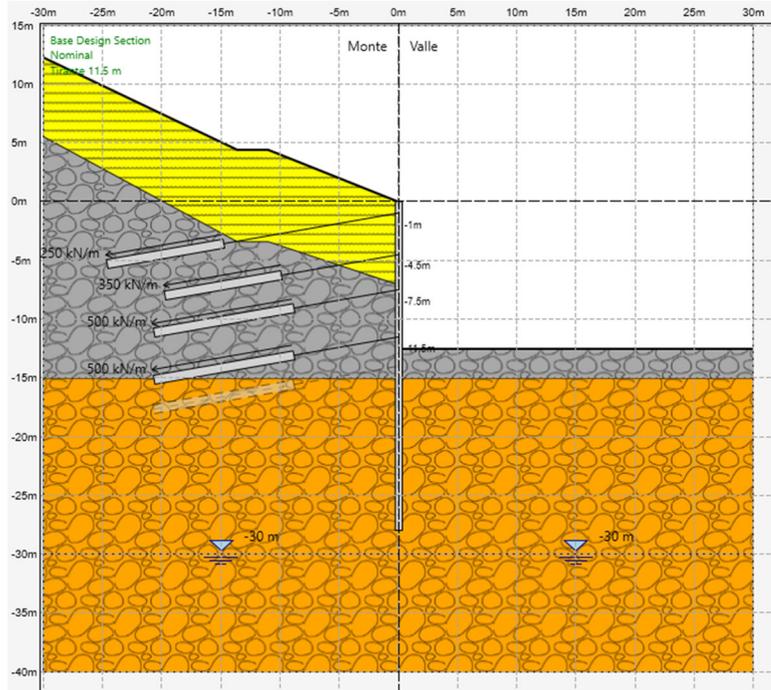


10. Scavo a 12.5m dalla quota di realizzazione dei pali;

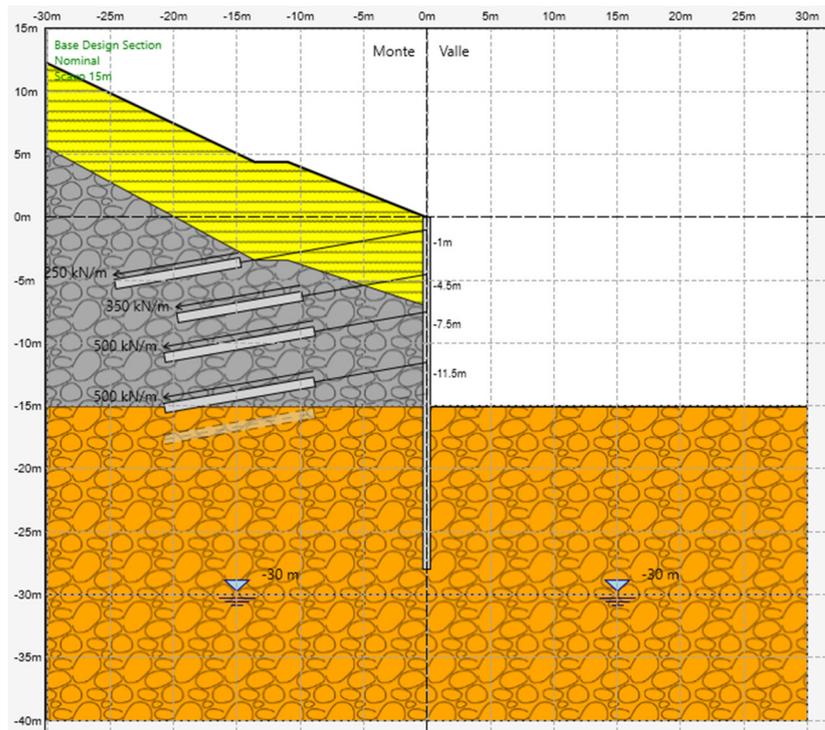


PROGETTAZIONE ATI:

11. Realizzazione del quarto ordine di tiranti e relativo pre-tiro;

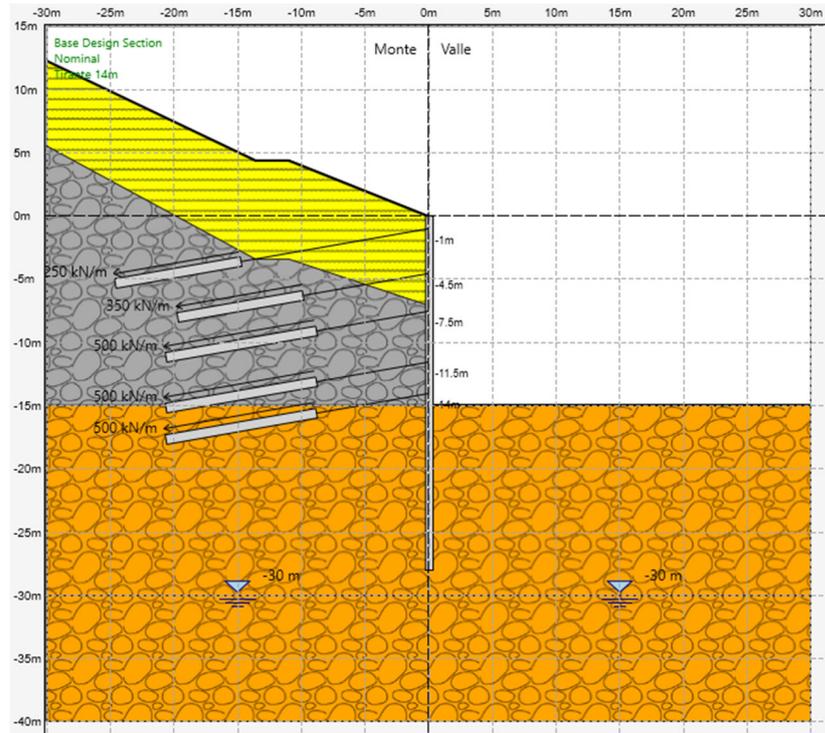


12. Scavo a 15m dalla quota di realizzazione dei pali;

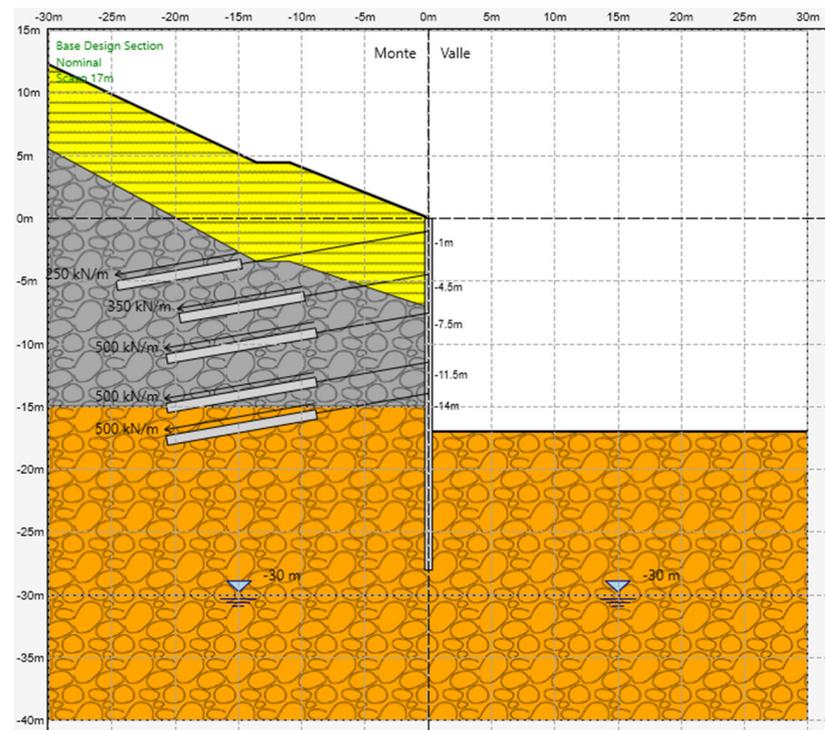


PROGETTAZIONE ATI:

13. Realizzazione del quinto ordine di tiranti e relativo pre-tiro;

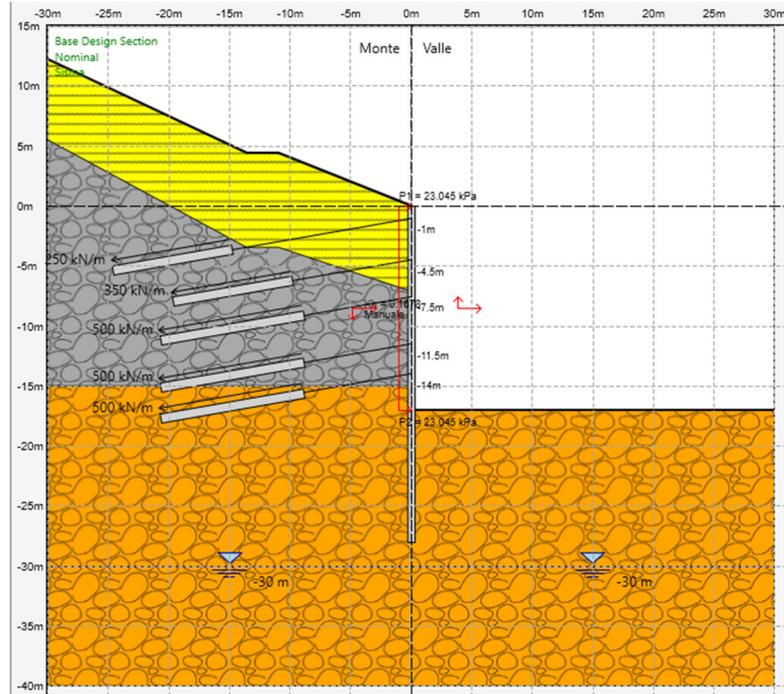


14. Scavo a 17m dalla quota di realizzazione dei pali;



PROGETTAZIONE ATI:

15. Applicazione del sisma;



PROGETTAZIONE ATI:

11. CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- Verifiche per gli Stati Limite Ultimi a presso-flessione ed a taglio;
- Verifiche per gli Stati Limite di Esercizio per la fessurazione.

11.1. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMO

11.1.1. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

La verifica alle sollecitazioni che provocano tensioni normali (sforzo normale, flessione semplice e flessione composta) è stata fatta con uno specifico programma in cui, inserendo le caratteristiche geometriche della sezione, delle armature e delle sollecitazioni desunte dai precitati tabulati di calcolo, si ottiene, per i materiali ipotizzati, il momento resistente che dovrà risultare maggiore del momento agente.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa retta, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli $\sigma - \varepsilon$:

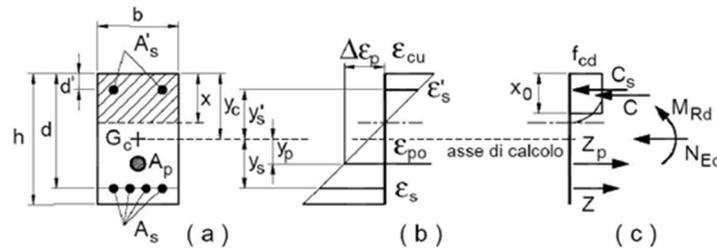


Figura 11.1 Schema verifica a pressoflessione

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

$$FS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \geq 1$$

11.1.2. VERIFICA A TAGLIO

Per la verifica di resistenza agli SLU, con riferimento alle sollecitazioni taglianti, deve risultare:

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} \geq 1$$

Per il valore resistente si fa riferimento ai seguenti valori qui di seguito riportati, tenendo conto di sezioni armate o non armate a taglio:

PROGETTAZIONE ATI:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$
resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio;
- $V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg(\alpha) + ctg(\theta)) \cdot \sin \alpha$, valore di progetto della forza di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento delle armature;
- $V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot \frac{ctg(\alpha) + ctg(\theta)}{1 + ctg^2(\theta)}$, Valore di progetto della massima forza di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$, con d espresso in mm;
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$ è la tensione media di compressione della sezione;
- A_c è l'area della sezione in calcestruzzo;
- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa e deve essere $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

11.2. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per gli Stati Limite di Esercizio occorre verificare che l'ampiezza delle fessure w_k , per gli elementi con armature lente, sia al di sotto del valore limite fissato per le classi di esposizione in oggetto. Nel caso in esame si farà riferimento alla sola combinazione Frequente in quanto l'opera è di tipo provvisoria; il limite da rispettare risulta $w_k = 0.3mm$.

12. RISULTATI DELL'ANALISI

Si riportano nel seguito i risultati per le varie combinazioni nei diversi elementi strutturali.

12.1. PALI

Nel presente capitolo sono riportati i massimi valori delle azioni interne ai pali ai vari Stati Limite.

SLU/SLV				SLE-rara				SLE-freq			
MAX T	365	kN	prof. -7.5 m	MAX T	281	kN	prof. -7.5 m	MAX T	281	kN	prof. -7.5 m
MAX M ⁺	679	kNm	prof. -11.1 m	MAX M ⁺	233	kNm	prof. -10.9 m	MAX M ⁺	233	kNm	prof. -10.9 m
MAX M ⁻	367	kNm	prof. -21.6 m	MAX M ⁻	201	kNm	prof. -7.5 m	MAX M ⁻	201	kNm	prof. -7.5 m
				δ^+	6.1	mm	prof. -11.5 m	δ^+	6	mm	prof. -11.5 m
				δ^-	-9.7	mm	prof. 0 m	δ^-	-10	mm	prof. 0 m

Di seguito si riportano i diagrammi degli involuipi delle azioni interne:

• SLU/SLV – Momento Flettente

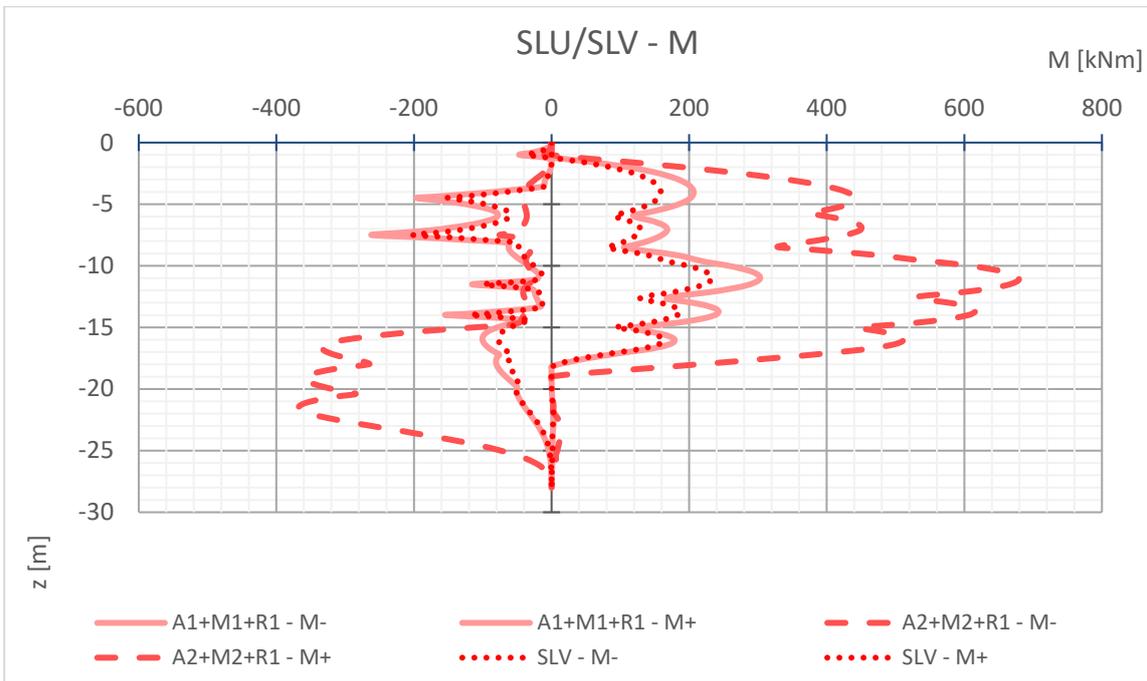


Figura 12.1 Involuppo momenti SLU/SLV

• SLU/SLV – Taglio

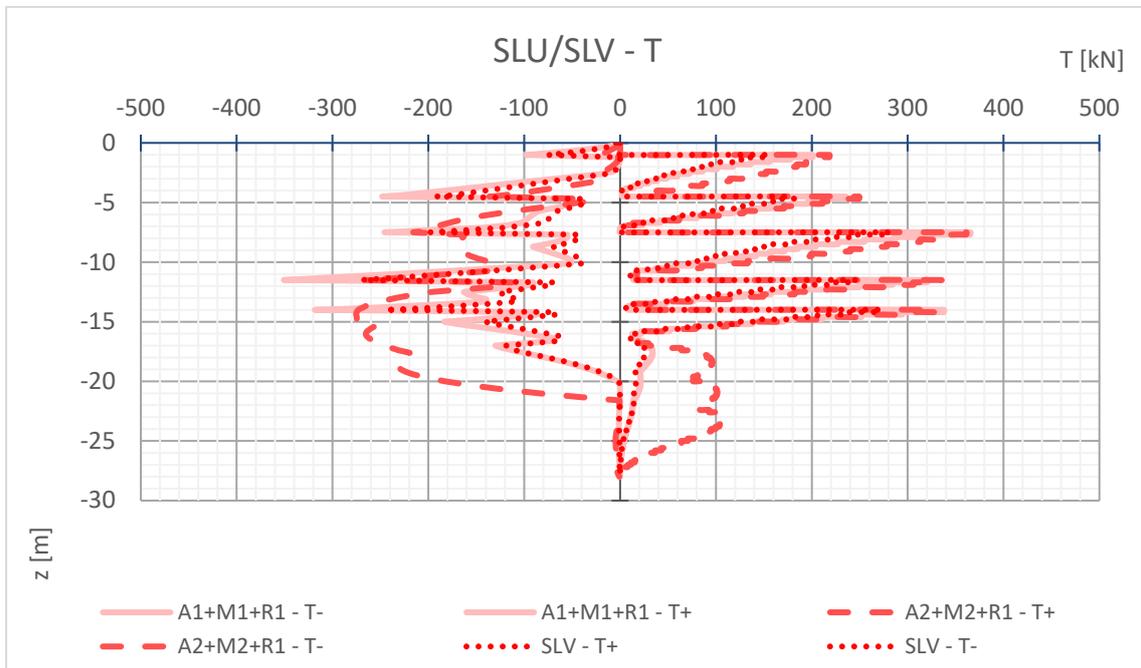


Figura 12.2 Involuppo Taglio – SLU/SLV

- SLE- Rara – Momento

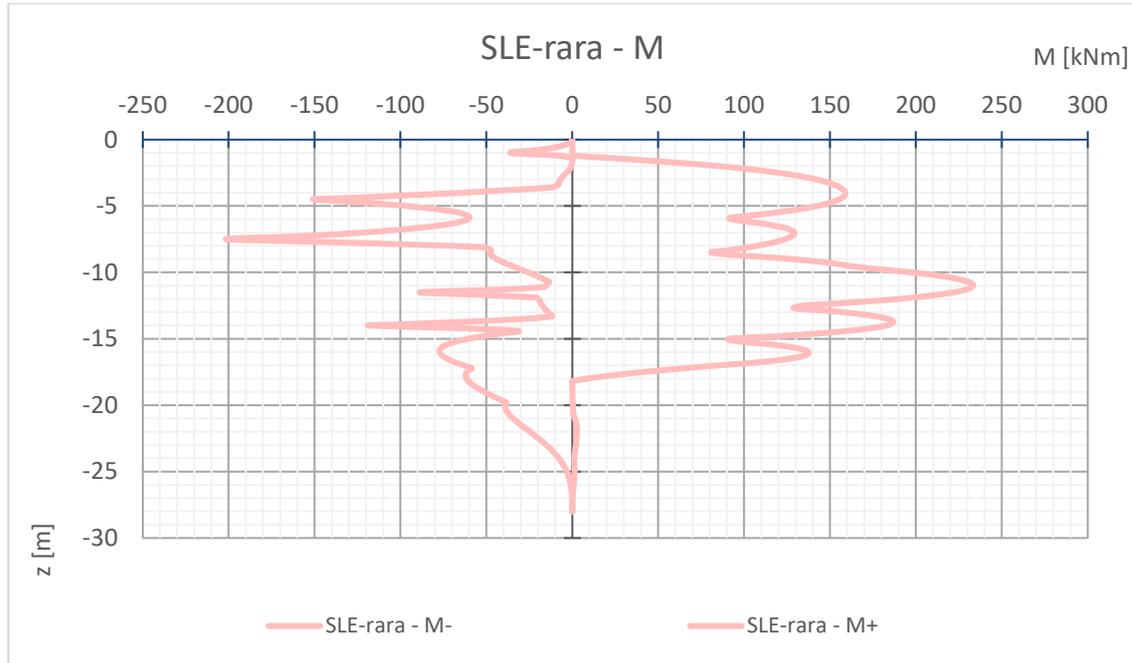


Figura 12.3 Involuppo Momento – SLE rara

- SLE- Rara – spostamento

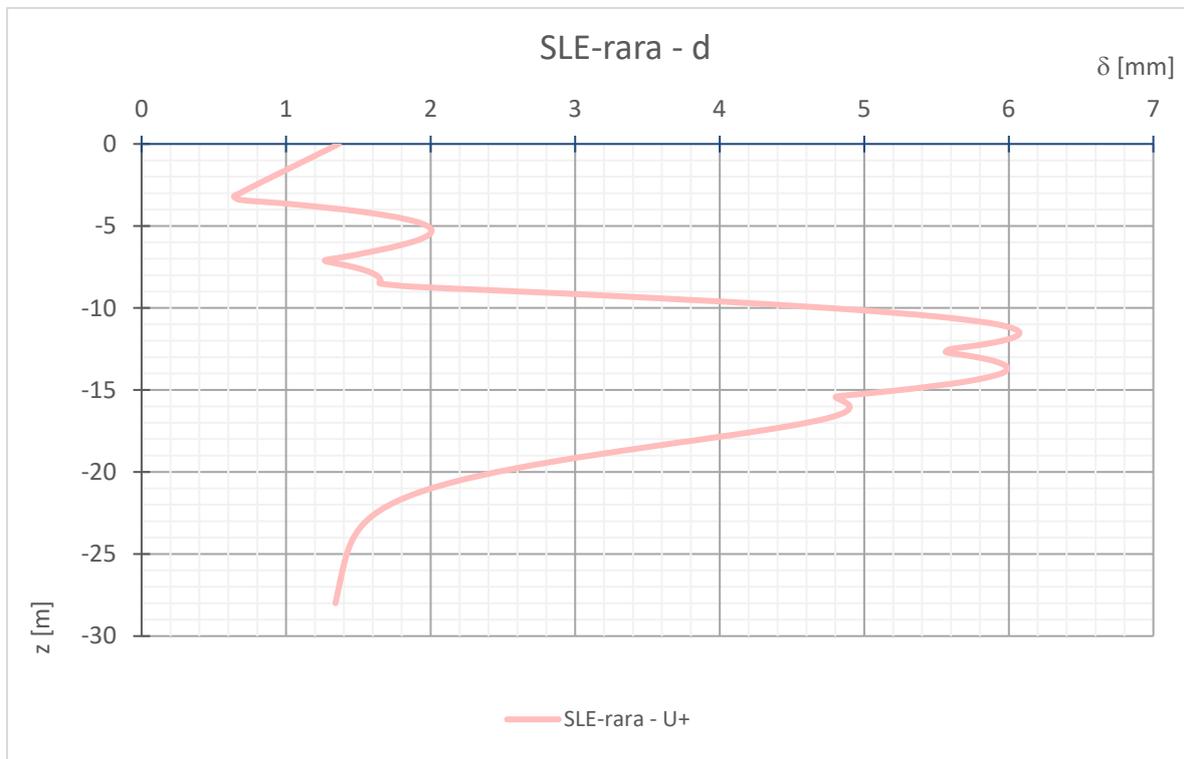


Figura 12.4 Involuppo Spostamento – SLE rara

PROGETTAZIONE ATI:

- SLE- Frequente – Momento

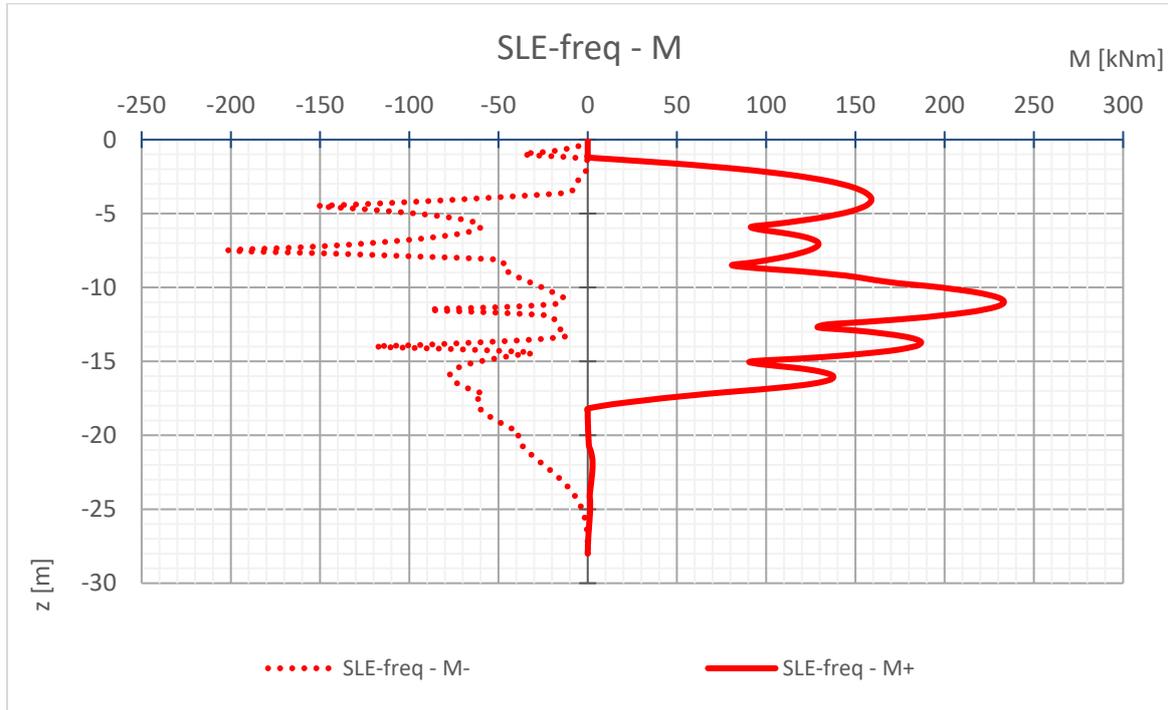


Figura 12.5 Involuppo Momento – SLE Freq

- SLE- Frequente – Spostamento

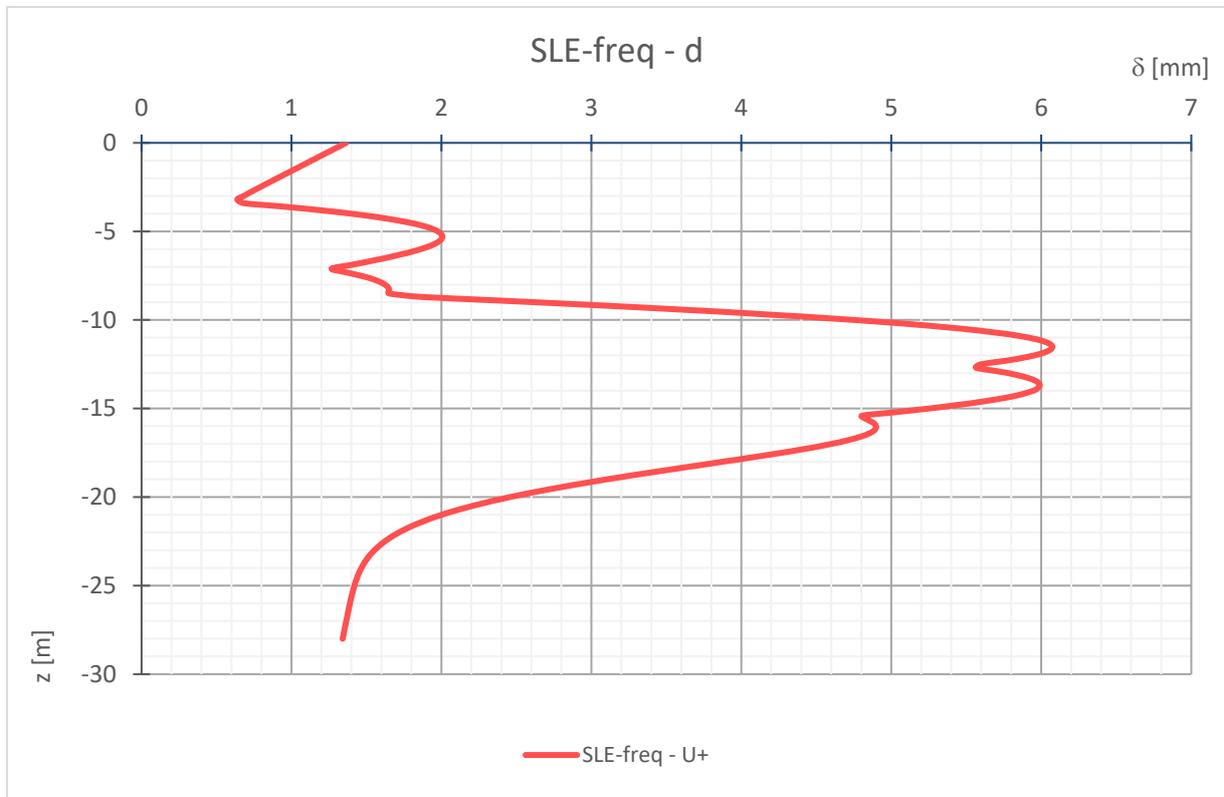


Figura 12.6 Involuppo Spostamento – SLE Freq

PROGETTAZIONE ATI:

12.2. SISTEMI DI ANCORAGGIO

Di seguito si riportano le massime azioni assiali del sistema d'ancoraggio.

ORDINE	AZIONI TIRANTI				
			N	F _s GEO	F _s STR
ORDINE 1	Tirante 1.5m	SLU	653	1.81	2.41
	Tirante 1.5m	SLE-rara	502	4.65	3.13
	Tirante 1.5m	SLE-freq	0	0.00	0.00
ORDINE 2	Tirante 4.5m	SLU	921	1.28	1.71
	Tirante 4.5m	SLE-rara	708	3.29	2.22
	Tirante 4.5m	SLE-freq	0	0.00	0.00
ORDINE 3	Tirante 7.5m	SLU	1319	1.07	1.19
	Tirante 7.5m	SLE-rara	1014	2.76	1.55
	Tirante 7.5m	SLE-freq	0	0.00	0.00
ORDINE 4	Tirante 11.5	SLU	1325	1.08	1.19
	Tirante 11.5	SLE-rara	1020	2.77	1.55
	Tirante 11.5	SLE-freq	0	0.00	0.00
ORDINE 5	Tirante 14	SLU	1320	1.19	1.19
	Tirante 14	SLE-rara	1016	3.06	1.55
	Tirante 14	SLE-freq	0	0.00	0.00

Per la definizione dei fattori di sicurezza si rimanda ai capitoli successivi.

13. VERIFICA DEI PALI

13.1. VERIFICHE PALI (SLU)

Il momento e il taglio resistente vengono valutati attraverso le formule riportati al capitolo 11 con l'aggiunta che per la verifica a taglio verrà considerata una sezione equivalente quadrata. A favore di sicurezza non si considera l'azione assiale del palo nel calcolo della resistenza strutturale.

Per ottimizzare l'armatura di taglio si farà riferimento per la verifica, al puntone ad inclinazione variabile e si valuterà l'inclinazione del puntone tale che: $V_{Rd,s} = V_{Rd,max}$

L'armatura presente nel palo può essere riassunta nella seguente tabella:

ACCIAIO									
Descrizione		N/m (L)	ϕ mm	A_{barra} mm ²	Passo (staffe e par.) m	L_{sing} m	L_{TOT} m	V_{TOT} m ³	m kg
1	A_s	22	26	531	-	1.09	24.0	0.013	100.2
3	A_{sw}	1	10	79	0.10	1.76	17.6	0.001	10.8

Da cui otteniamo i seguenti valori resistenti:

- $M_{Rd} = 752$ kNm
- $V_{Rd} = 436.24$ kN

Mentre le azioni agenti risultano (passo 1.00m):

SLU/SLV					
MAX T	365	kN	prof.	-7.5	m
MAX M ⁺	679	kNm	prof.	-11.1	m
MAX M ⁻	367	kNm	prof.	-21.6	m

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

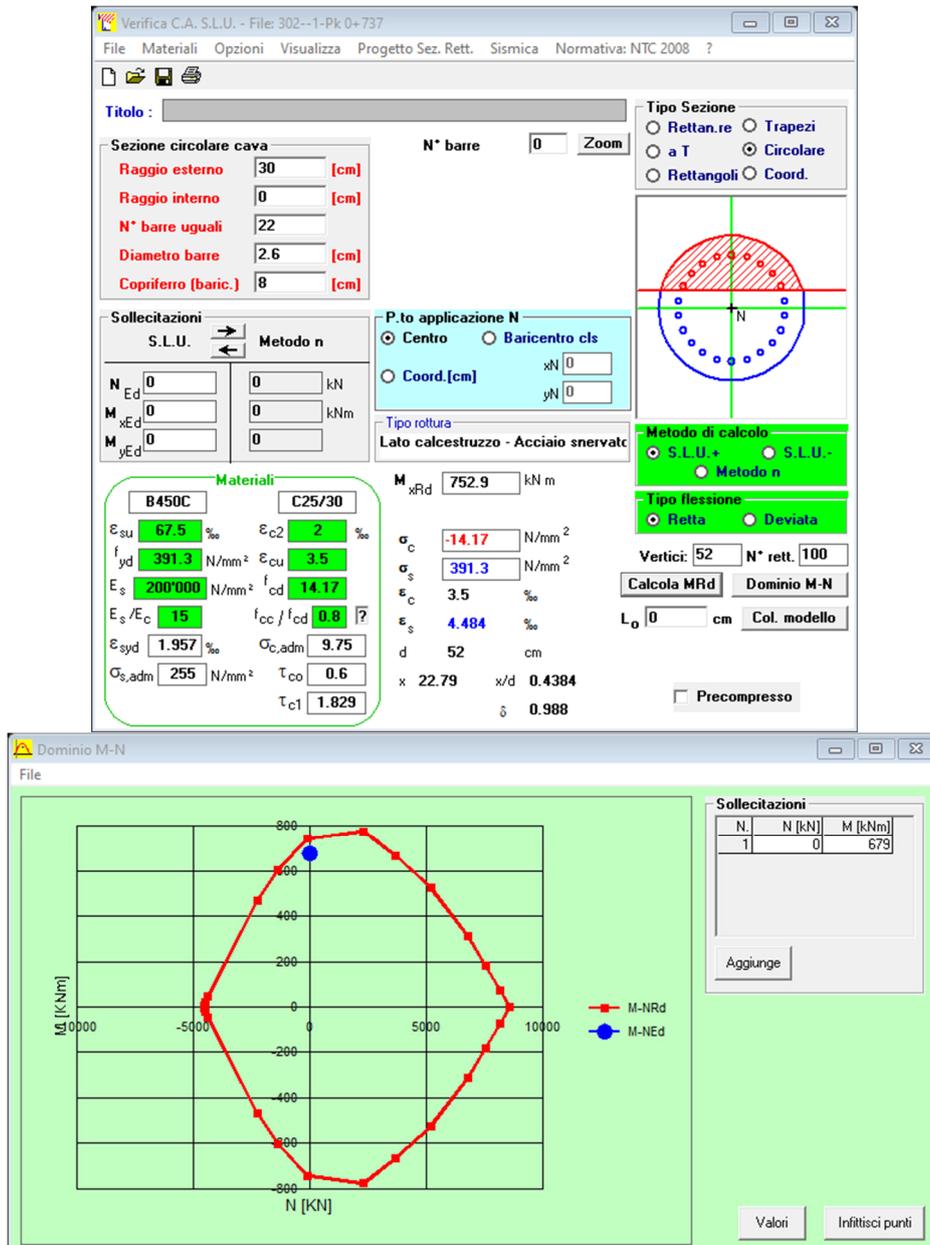


Figura 13.1 VCA SLU palo

13.1. VERIFICA SLE

13.1.1. VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI

Secondo quanto riportato nel capitolo precedente lo spostamento massimo è di 9.7mm con uno spostamento relativo:

$$\delta_{rel} = \frac{\delta}{H} = \frac{0,0097 \text{ m}}{17,00 \text{ m}} \approx 0.5 \text{ ‰}$$

Si ritiene che lo spostamento è pienamente compatibile con l'operabilità dell'opera.

PROGETTAZIONE ATI:

13.1.2. VERIFICA DELLA FESSURAZIONE

Si riporta qui di seguito il calcolo della fessurazione di una sezione circolare:

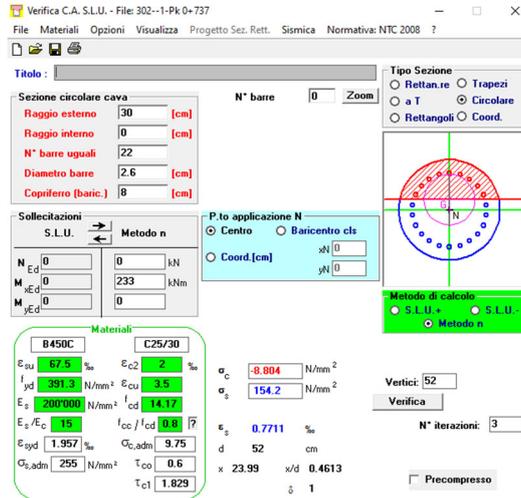


Figura 13.2 VCA SLU verifica SLE

Dati		
f_{ck}	24.9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	61 mm	Interasse ferri longitudinali
A_{ϕ}	531 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000.0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f_{ctm}	2.6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	31447.2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.68	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	32.9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	0.0592	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	0.000619	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ϵ_{sm2}	0.000441	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ϵ_{sm}	0.000619	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	278.6 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0.173 mm	Valore di calcolo apertura fessure

PROGETTAZIONE ATI:

14. VERIFICHE DEI SISTEMI DI ANCORAGGIO

14.1. CALCOLO DELLE RESISTENZE DI PROGETTO

14.1.1. RESISTENZA ALLO SFILAMENTO DEL BULBO D'ANCORAGGIO

La resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio è valutata seguendo l'approccio proposto da Bustamante e Doix (1985):

$$Q_{\text{lim}} = \frac{\pi d_s L_s q_{s,k}}{\gamma_R}$$

Dove:

- d_s Diametro del bulbo d'ancoraggio
- L_s Lunghezza dell'ancoraggio
- q_s Massimo sforzo di taglio all'interfaccia palo/terreno

Mentre L_s è un parametro arbitrario, i parametri d_s e q_s dipendono da diversi fattori, principalmente la tecnologia utilizzata ed il tipo di terreno.

I metodi di realizzazione dei micropali possono essere suddivisi in due principali tipologie:

- Pali IGU (Injection Global Unique) o pali Radice: il getto del palo è realizzato mediante un'unica iniezione ad una pressione inferiore rispetto a quella utilizzata nei pali IRS;
- Pali IRS (Injection Répétitive et Sélective) o tipo Tubfix: mediante l'uso di tubi a Manchette è possibile iniettare la malta a pressioni maggiori e controllare e ripetere le iniezioni.

Quest'ultima verrà utilizzata come tipologia di iniezione. Questa scelta incide sul diametro del bulbo d'ancoraggio, infatti, il diametro del bulbo d'ancoraggio risulta pari a:

$$d_s = \alpha \cdot d$$

Con d = diametro di perforazione e α = coefficiente maggiorativo, funzione della tecnologia e del terreno.

Nella tabella seguente sono mostrati i valore che assume il coefficiente α in funzione delle variabili sopra citate.

Type of soil	Values of α		Minimum suggested grout volume*
	IRS	IGU	
Gravel	1.8	1.3 - 1.4	1.5 V_S
Sandy gravel	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 V_S
Gravelly sand	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 V_S
Coarse sand	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_S
Medium sand	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_S
Fine sand	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_S
Silty sand	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	IRS: (1.5 - 2) V_S ; IGU: 1.5 V_S
Silt	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	IRS: 2 V_S ; IGU: 1.5 V_S
Clay	1.8 - 2.0	1.2	IRS: (2.5 - 3) V_S ; IGU: (1.5 - 2) V_S
Marl	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) V_S for stiff layers
Marly limestone	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) V_S or more for fractured layers
Weathered or fractured limestone			
Weathered and/or fractured rock			
	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) V_S for slightly fractured layers 2 V_S or more for fractured layers

Figura 14.1 valori di α secondo quanto proposto da Bustamante & Doix

Il valore di q_s è invece dedotto da prove sperimentali, ed è espresso in funzione dei risultati ottenuti mediante prove pressiometriche o SPT. Gli autori hanno fornito utili grafici per la determinazione di q_s : per diverse tipologie di terreno esistono due curve, dipendenti dalla tecnologia utilizzata (IGU o IRS). Di seguito sono mostrate le curve da utilizzare in funzione dei parametri sopra citati.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

Abaco MC1 - MC2:

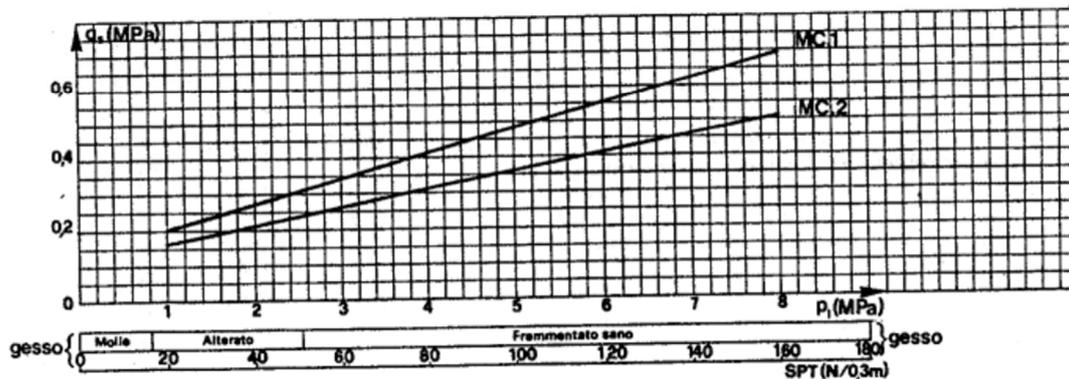


Figura 14.2 Massimo valore sforzo laterale del bulbo in marnie e arenarie (Bustamante & Doix)

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti valori:

- Tipologia di terreno: roccia fratturata;
- Tecnologia costruttiva: IRS (curva MC2)
- Diametro del foro = 0,15 m;
- $\alpha = 1,8$;
- $q_s = 0,25 \text{ MPa} = 250 \text{ kPa}$

Viene tenuto conto del solo strato di Marne in quanto i tiranti risultano ancorati in tale strato.

È da notare che il valore del massimo sforzo di taglio è frutto di un'assunzione, basata sulla letteratura disponibile, poiché in assenza di informazioni dettagliate per il caso in esame. In fase

PROGETTAZIONE ATI:

costruttiva sarà da confermare o eventualmente correggere l'ipotesi fatta nel presente documento riguardo allo sforzo massimo. A tal riguardo, si demanderà l'esecuzione un numero di prove su tiranti di prova conforme a quanto prescritto al Par. 6.6.4 delle NTC2018.

Come riportato in precedenza, il valore caratteristico della resistenza è ottenuto dividendo il valore calcolato per un coefficiente ξ_a , assunto cautelativamente pari a 1,8.

14.1.2. RESISTENZA STRUTTURALE DELLA BARRA D'ANCORAGGIO

La resistenza a trazione dei tiranti è valutata secondo la seguente formula:

$$N_{Rd} = \frac{f_{p(1)k} \cdot A}{\gamma_s}$$

Dove:

- $f_{p(1)k} = 1690 \frac{N}{mm^2}$ Tensione a snervamento dell'acciaio
- $A = 973 mm^2$ Sezione trasversale della barra
- $\gamma_s = 1,1$ Fattore parziale sulla resistenza del tirante

14.2. VERIFICHE DEI SISTEMI D'ANCORAGGIO

Di seguito si riportano i valori dei fattori di sicurezza per lo SLU-GEO (sfilamento del bulbo) e SLU STR (resistenza della barra) per i vari ordini di tiranti. In tutti i casi, tali valori sono superiori all'unità.

AZIONI TIRANTI				
		N	F _s GEO	F _s STR
Tirante 1.5m	SLU	653	1.81	2.41
Tirante 4.5m	SLU	921	1.28	1.71
Tirante 7.5m	SLU	1319	1.07	1.19
Tirante 11.5	SLU	1325	1.08	1.19
Tirante 14	SLU	1320	1.19	1.19

Figura 14.3 Fattori di sicurezza sistemi di ancoraggio

Secondo quanto riportato C6.6.2 della circolare del 21/01/2019, la gerarchia delle resistenze per i sistemi di ancoraggio è da garantire qualora l'ancoraggio sia realizzato mediante trefoli. Si può osservare che essendo il fattore di sicurezza strutturale sempre maggiore o uguale a quello geotecnica, tale gerarchia viene sempre rispettata.

14.3. VERIFICA DELLA LUNGHEZZA LIBERA DEGLI ANCORAGGI

La verifica della lunghezza libera consiste nell'accertare che il bulbo di ancoraggio dei tiranti sia interamente esterno alla regione di terreno soggetta a rottura, ossia, secondo la teoria di Coulomb,

quel volume di terreno compreso entro una regione delimitata dalla paratia e da una retta inclinata

di $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}$ rispetto alla verticale.

Questo andrà traslato di una quantità dipendente dall'accelerazione massima attesa in situ, in particolare:

$$L = L_{statica} \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{a_{max}}{g}\right)$$

Nella seguente figura è mostrata una sezione del manufatto, i tiranti risultano al di fuori di tale zona critica e per tale motivo la verifica risulta soddisfatta.

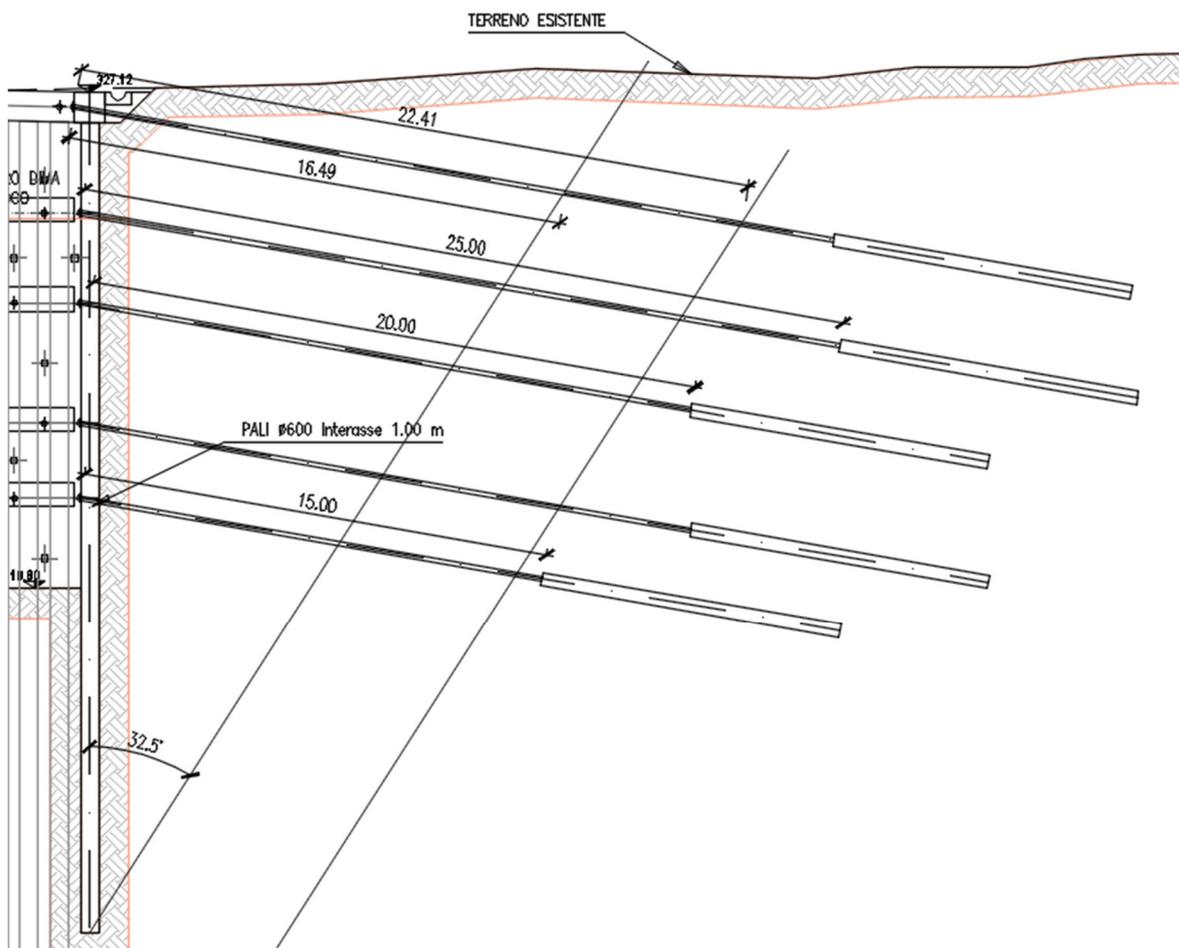


Figura 14.4 Verifica lunghezza libera dei tiranti

PROGETTAZIONE ATI:

15. VERIFICA TRAVE DI RIPARTIZIONE

La verifica della trave di ripartizione è condotta utilizzando il freeware VCASlu, messo a disposizione gratuitamente dal prof. Pietro Gelfi.

Il dimensionamento è svolto considerando l'ordine di tiranti più sollecitato. Nella figura qui di seguito, che riporta l'involuppo delle azioni sui tiranti (per unità di lunghezza), si evince che il carico massimo è pari a **660 kN/m**.

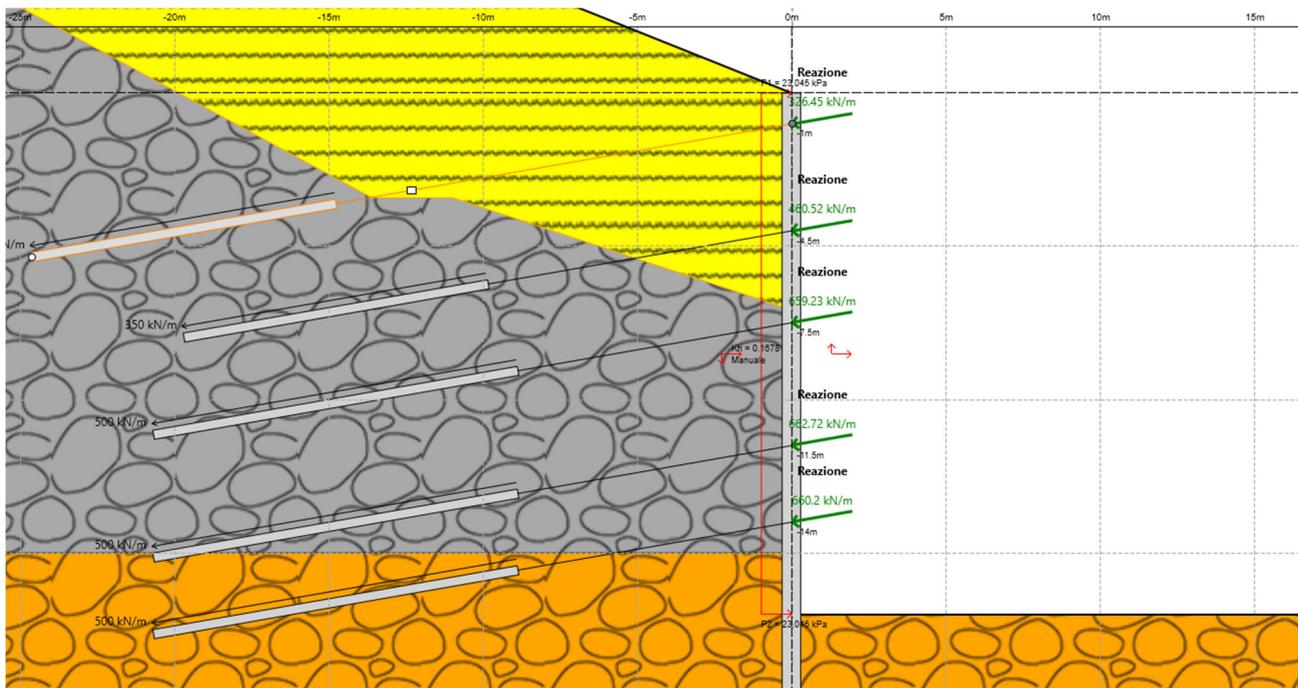


Figura 15.1 Azione massima tiranti

Poiché la sezione in esame è posta all'incirca in mezzeria rispetto allo sviluppo totale, il massimo momento agente può essere calcolato con buona approssimazione come quello generato da un carico uniformemente distribuito su una trave su più appoggi:

$$M = \frac{pl^2}{8}$$

L'azione dei tiranti è inoltre inclinata, pertanto si sono calcolati i momenti flettenti generati da ciascuna delle due componenti della forza:

$$p_x = R * \cos(i) = 649.97 \text{ kN/m}$$

$$p_y = R * \sin(i) = 114.61 \text{ kN/m}$$

I momenti flettenti generati su ciascun profilo resistente saranno la metà di quelli derivanti dai carichi:

$$M_x = \frac{p_x l^2}{8} = 324.99 \text{ kNm}$$

PROGETTAZIONE ATI:

$$M_y = \frac{p_y l^2}{8} = 57.30 \text{ kNm}$$

Considerando la seguente armatura:

ACCIAIO									
Descrizione		N	ϕ	A_{barra}	Passo	L_{sing}	L_{TOT}	V_{TOT}	m
			mm	mm ²	(staffe e par.)	m	m	m ³	kg
1	A_s	7	24	452	-	2.08	14.5	0.007	51.6
2	A'_s	7	24	452	-	2.08	14.5	0.007	51.6
3	A_{sw}	4	10	79	0.20				

Si ottiene la seguente capacità portante:

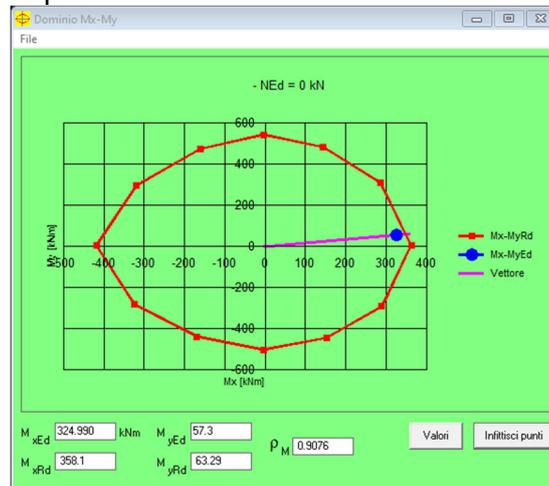


Figura 15.2 Dominio Mx-My

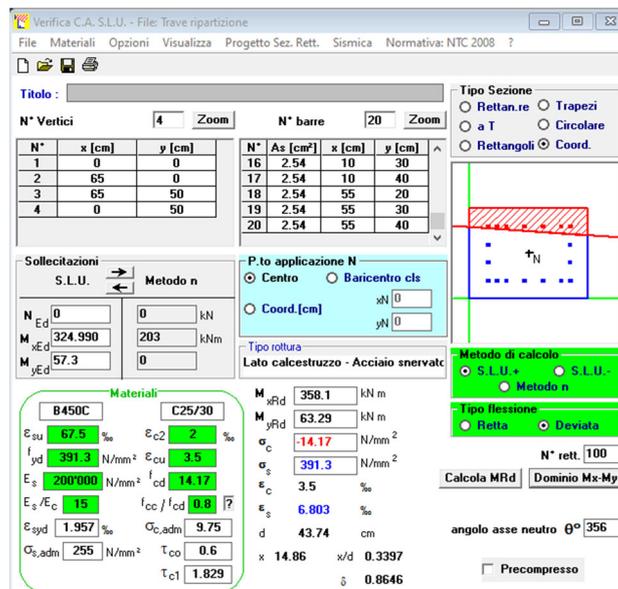


Figura 15.3 VCA Slu calcolo trave di ripartizione

PROGETTAZIONE ATI:

16. VERIFICA STABILITA' GLOBALE

La verifica di stabilità globale è condotta attraverso il software ParatiePlus, attraverso il modulo VSP.

16.1. CONDIZIONI STATICHE

Secondo quanto riportato dalle NTC2018 al Cap. 6.5.3.1.2, la stabilità globale dell'opera è da verificare secondo la combinazione 2 dell'approccio 1, ossia con i fattori A2+M2+R2. I coefficienti parziali per le azioni ed i materiali sono riportati nelle tabelle soprastanti (Tab. 6.2.I e 6.2.II delle NTC2018), mentre quello della resistenza è definito in Tab. 6.8.I delle NTC2018 ed è pari a 1,1. Questa verifica verrà eseguita, eventualmente, sia nelle condizioni drenate che non drenate.

16.2. CONDIZIONI SISMICHE

Secondo quanto riportato al Cap. 7.11.4 delle NTC 2018, le verifiche in condizioni sismiche per i pendii ed i fronti di scavo riguardano la stabilità dei pendii, e possono essere utilizzati come metodi di verifica sia i metodi pseudo-statici, sia metodi agli spostamenti.

Per quanto riguarda la prima metodologia, l'azione sismica è rappresentata mediante un'azione statica equivalente proporzionale al peso del terreno. Le componenti verticale ed orizzontale di tale forza possono essere espresse come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

Dove i coefficienti k_h e k_v sono rispettivamente:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Come precedentemente detto, le verifiche in condizione sismica sono condotte ponendo uguali all'unità i coefficienti relativi alle azioni ed ai materiali. Per le resistenze di progetto invece si considera un coefficiente parziale $\gamma_R = 1.2$.

16.3. VERIFICA GEO STABILITA' GLOBALE

La verifica di stabilità globale è condotta utilizzando il modulo VSP di Paratie PLUS, il quale valuta il fattore di sicurezza sia in termini di combinazione statica (A2+M2+R2) che in termini di combinazione sismica.

In particolare in quest'ultima, il valore di k_h è valutato secondo quanto prescritto al Cap. 7.11.4 delle NTC 2018 utilizzando come fattore riduttivo $\beta_s = 0,38$, cosicché i coefficienti sismici assumono i seguenti valori:

$$k_h = 0,08$$

$$k_v = 0,04$$

PROGETTAZIONE ATI:

Nelle figure seguenti sono riportate le superfici di scorrimento considerate. I fattori di sicurezza minimi sono i seguenti:

- Combinazione A2+M2+R2 – Statica: $F_S = 1,50 \geq 1,1$
- Combinazione sismica: $F_S = 1,64 \geq 1,2$

Essendo entrambi i fattori di sicurezza maggiori di quelli prescritti dalla normativa vigente, le verifiche sono soddisfatte.

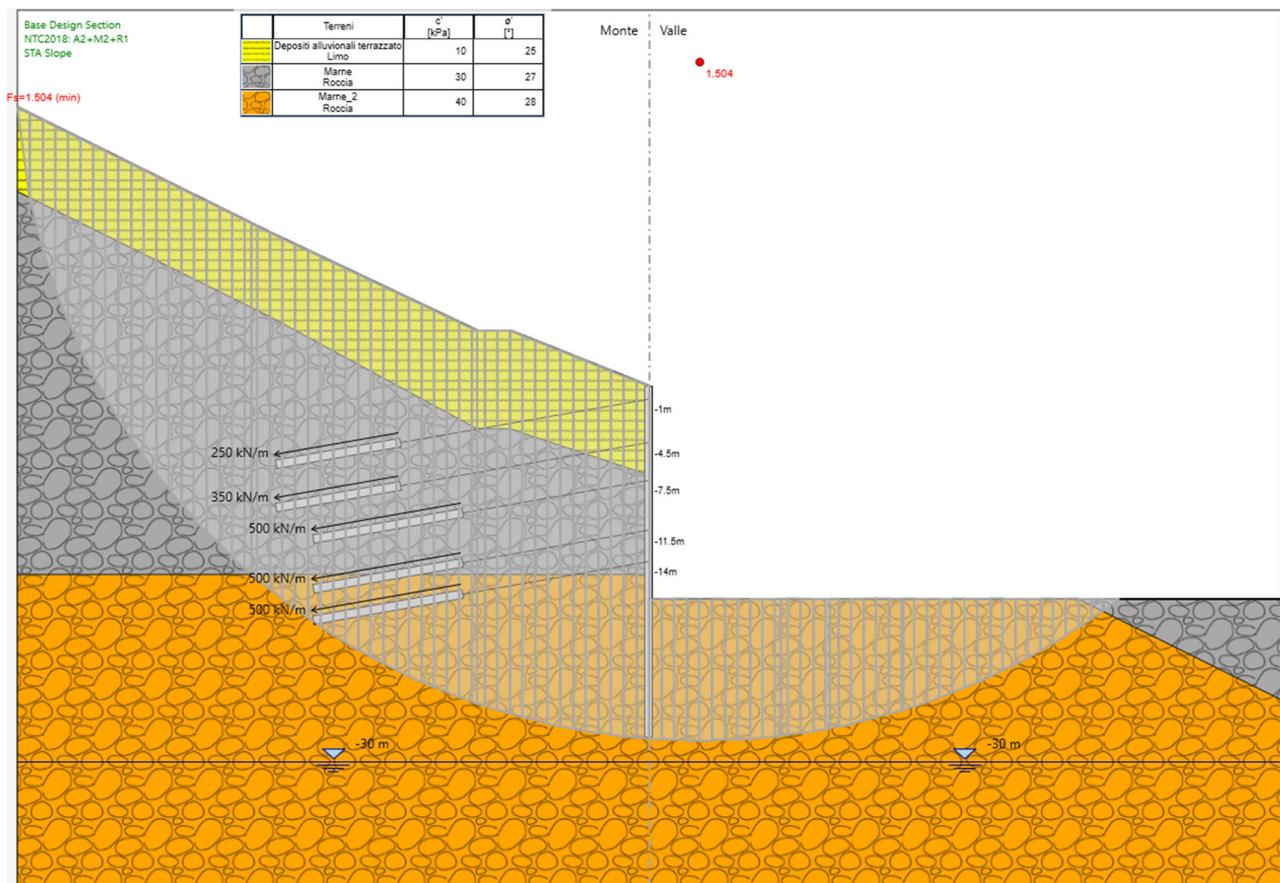


Figura 16.1 Fattore di sicurezza della verifica di stabilità globale in condizioni statiche

PROGETTAZIONE ATI:

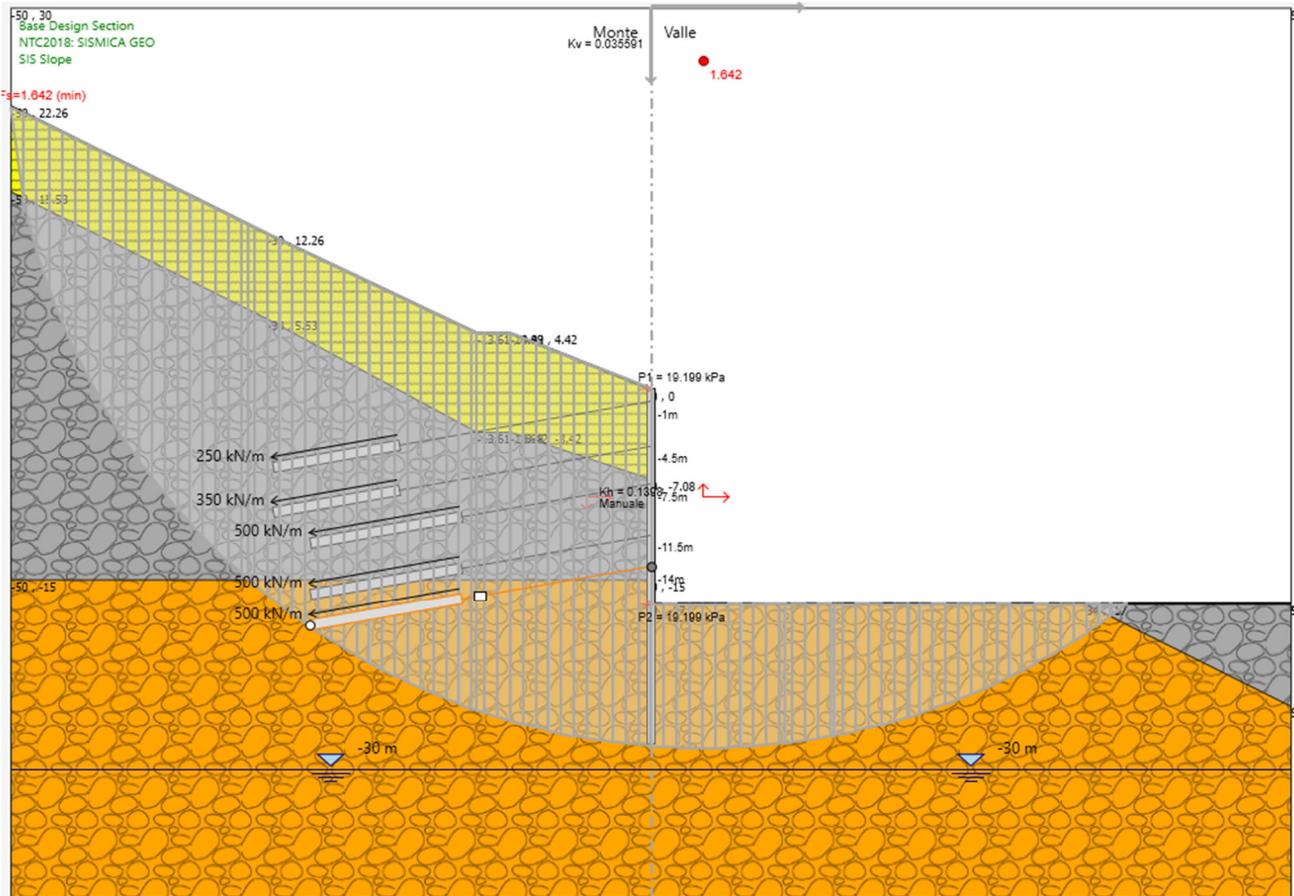


Figura 16.2 Fattore di sicurezza della verifica di stabilità globale in condizioni sismiche

PROGETTAZIONE ATI:

17. MONITORAGGIO PARATIE

Al fine di controllare in corso d'opera il comportamento deformativo della paratia di sostegno, si prevede la posa in opera di capisaldi topografici in corrispondenza della trave di testata, con frequenza di 1 punto di misura ogni 10.0 m circa di sviluppo della paratia. Ulteriori file di capisaldi, sempre con frequenza di 1 punto di misura ogni 10 m, andranno ubicati ogni 5-6 m di ribasso.

I riferimenti così installati dovranno fornire gli spostamenti assoluti nelle tre direzioni dello spazio. La lettura dei dati dovrà avvenire con frequenza giornaliera nel periodo di realizzazione dell'opera, in particolare modo per le paratie prossimi a frane. I dati ottenuti da queste letture, saranno impiegati per valutare il comportamento delle opere di contenimento degli scavi durante l'esecuzione degli stessi e per tutto il periodo in cui rimangono aperti con lavorazioni in prossimità.

La cadenza delle letture sarà comunque modulata in corso d'opera in funzione dei dati emersi durante i primi controlli.

PROGETTAZIONE ATI:

18. CONCLUSIONI

Oggetto della presente relazione sono state le analisi per la valutazione della sicurezza delle paratie di sostegno per l'imbocco Nord-Ovest della galleria naturale "Il Monte".

La presenza di una colta di materiale sciolto di notevole spessore ha reso necessaria la presenza della paratia di pali lungo tutto il fronte di scavo con un'altezza massima pari a 17m.

L'opera di sostegno è stata studiata e verificata in tutte le fasi di scavo risultando quindi sicura ai sensi delle NTC18.

Attraverso l'equilibrio limite è stato valutato infine la stabilità dell'intero sistema al di fuori della paratia; anch'esso risulta verificato ai sensi delle NTC 18

PROGETTAZIONE ATI:

19. ALLEGATO DI CALCOLO: OUTPUT PARATIE

PARATIE plus™

Report di Calcolo

Nome Progetto: Paratia 1° imbocco GA1

Autore: MP

Jobname: \\SRV2012\Dati\1 COMMESSE\302-imbocchi Urbania\3 - Lavoro\3-Paratie\302-GA1\302--1-Pk 0+737.pplus

Data: 21/10/2021 08:53:32

Design Section: Base Design Section

PROGETTAZIONE ATI:

Sommario

Contenuto Sommario

PROGETTAZIONE ATI:

19.1. 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.

PROGETTAZIONE ATI:

19.2. DESCRIZIONE DELLA STRATIGRAFIA E DEGLI STRATI DI TERRENO

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;15)
(-15;15)
(15;15)
(30;15)
(30;-40)
(-30;-40)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;5.5261)
(-13.6073;-3.4187)
(-10.9874;-3.4187)
(0;-7.079)
(10.4515;-7.15)
(14.3314;-7.15)
(20.1038;-6.5)
(30;-6.5)
(30;-40)
(-30;-40)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-15)
(0;-15)
(0;-15)
(30;-15)
(30;-40)
(-30;-40)

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c_v	ϕ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Avexp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur		
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	°	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	Depositi alluvionali terrazzato	19.5	22	25				10		Constant	40000	64000											
2	Marne	23	23	27				30		Constant	300000	300000											
3	Marne_2	23	23	28				40		Constant	400000	400000											

PROGETTAZIONE ATI:

19.3. 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
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(ϕ) (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohes)	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
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	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
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

PROGETTAZIONE ATI:

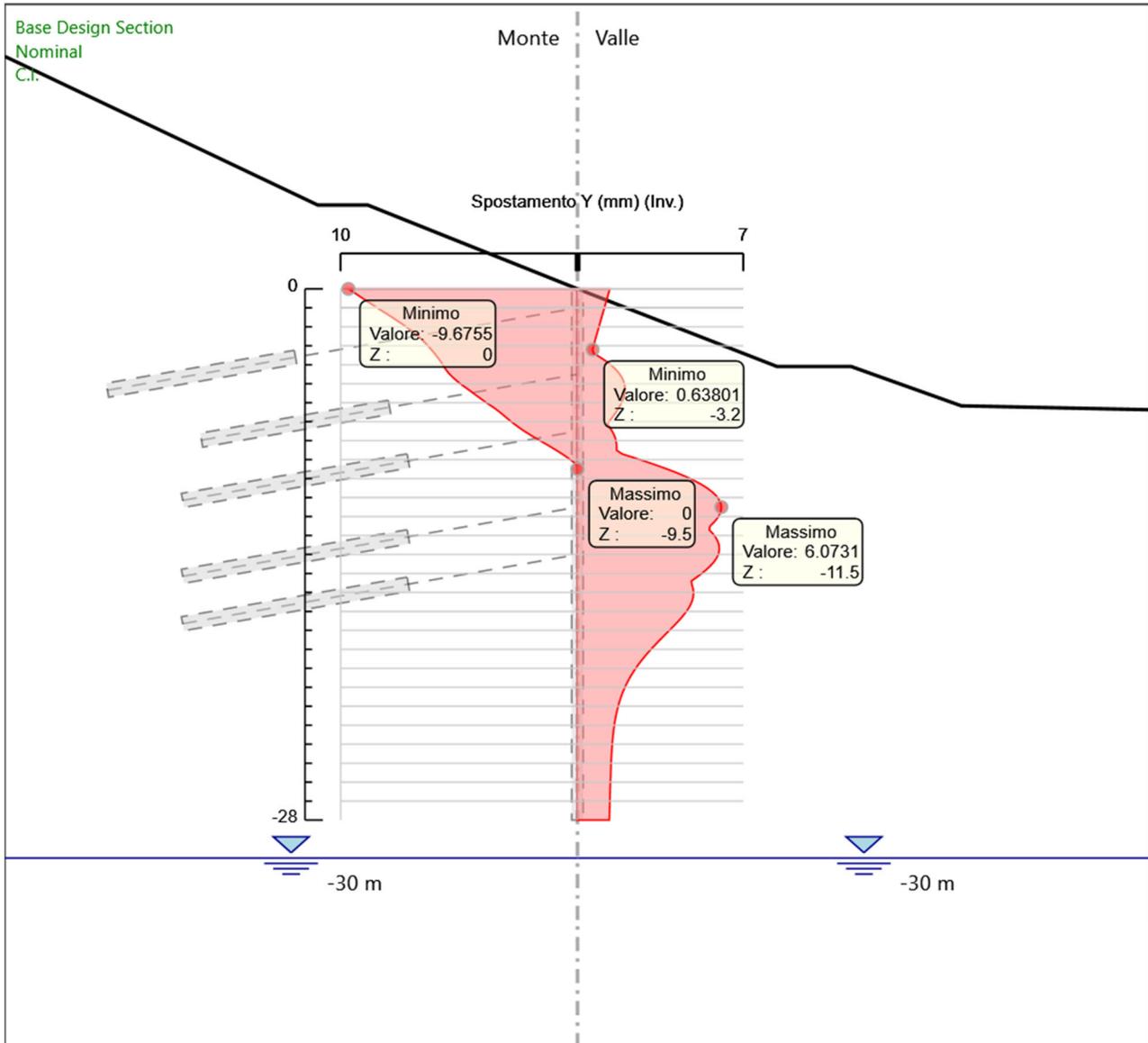
19.4. RIEPILOGO STAGE / DESIGN ASSUMPTION PER INVILUPPO

Design Assumption	C.I. Paratia		Scavo	Tirante	Scavo	Tirante	Scavo	Tirante	Scavo	Scavo	Tirante	Scavo	Tirante	Scavo	Sisma
			2.5m	1.5m	5.5	4.5m	8.50	7.5m	10m	12.5m	11.5 m	15m	14m	17m	
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: SISMICA GEO	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V

PROGETTAZIONE ATI:

19.5. DESCRIZIONE SINTETICA DEI RISULTATI DELLE DESIGN ASSUMPTION (INVILUPPI)

Grafico Inviluppi Spostamento



Spostamento

PROGETTAZIONE ATI:

19.6. TABELLA INVILUPPI MOMENTO WALLELEMENT

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	1.121	0
-0.4	5.429	0
-0.6	13.866	0
-0.8	27.375	0
-1	46.9	0
-1.2	11.707	33.007
-1.4	0.392	75.168
-1.6	1.059	115.689
-1.8	2.221	154.427
-2	4.017	191.235
-2.2	6.582	226.078
-2.4	10.054	258.8
-2.6	14.571	289.256
-2.8	19.225	317.316
-3	23.853	342.852
-3.2	28.288	365.735
-3.4	32.365	385.836
-3.6	35.919	403.025
-3.8	47.685	417.173
-4	84.232	428.15
-4.2	125.461	435.826
-4.4	171.461	440.068
-4.5	196.282	440.852
-4.7	164.161	439.696
-4.9	137.031	434.775
-5.1	114.953	425.953
-5.3	97.967	413.094
-5.5	86.097	396.059
-5.7	79.346	374.709
-5.9	77.71	389.921
-6.1	81.169	411.251
-6.3	89.699	428.086
-6.5	103.26	440.322
-6.7	121.802	447.852
-6.9	145.269	450.602
-7.1	173.597	448.725
-7.3	212.878	440.487
-7.5	261.918	427.332
-7.7	189.646	410.55
-7.9	125.203	390.756
-8.1	67.895	367.809
-8.3	61.577	341.566
-8.5	62.408	329.859
-8.7	61.413	380.372
-8.9	58.864	425.605
-9.1	55.196	465.224
-9.3	50.773	498.889
-9.5	45.899	526.565
-9.7	40.817	562.174
-9.9	35.723	593.352
-10.1	33.659	619.958
-10.3	31.124	641.85

PROGETTAZIONE ATI:

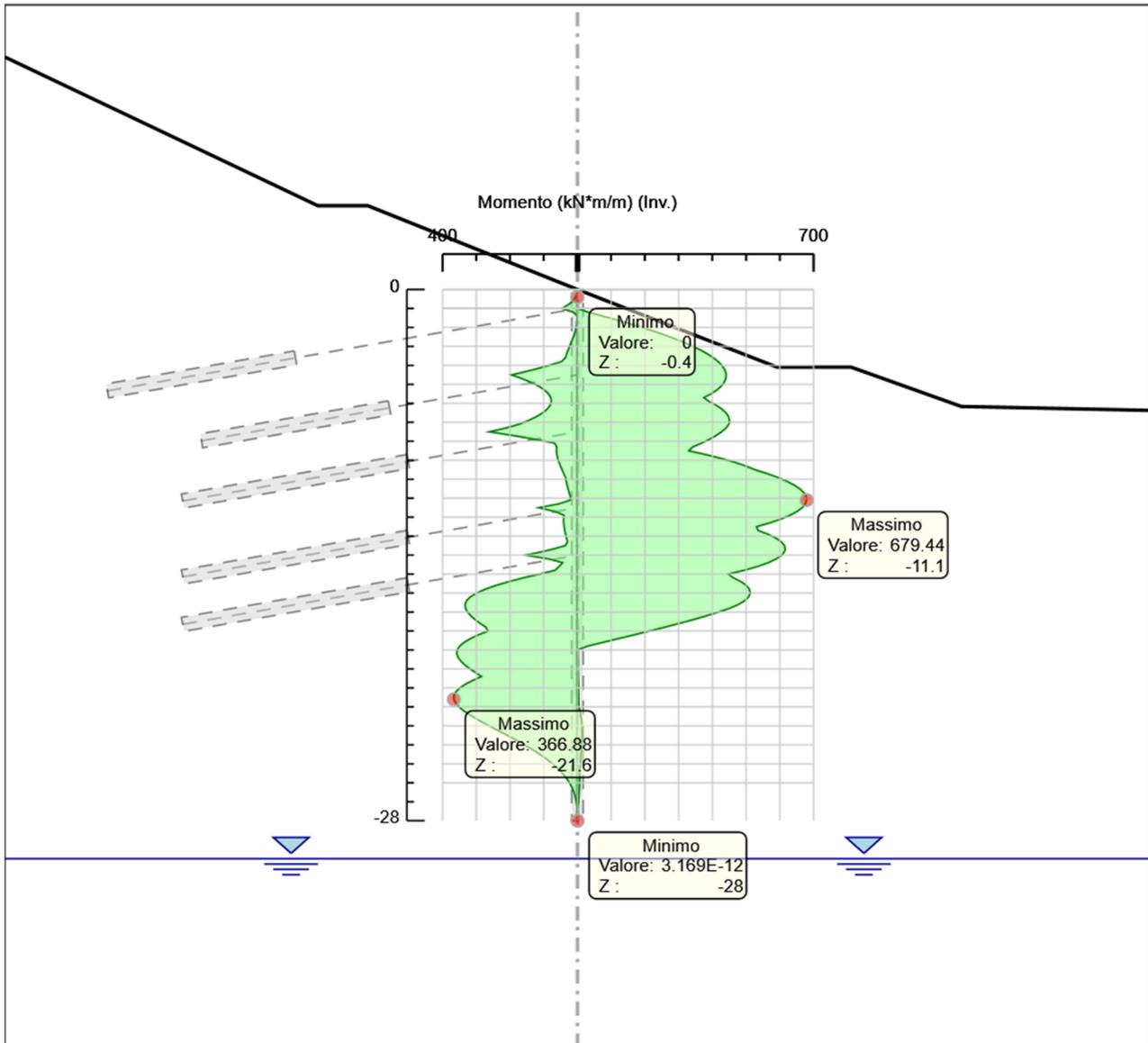
Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-10.5	28.181	658.886
-10.7	24.962	670.924
-10.9	21.573	677.823
-11.1	21.772	679.439
-11.3	56.095	675.633
-11.5	115.547	666.261
-11.7	67.073	651.181
-11.9	40.143	630.253
-12.1	41.214	603.334
-12.3	41.074	570.282
-12.5	39.946	530.955
-12.7	38.043	535.418
-12.9	35.569	565.233
-13.1	32.719	588.348
-13.3	29.73	604.62
-13.5	36.387	613.909
-13.7	76.632	616.072
-13.9	125.806	610.967
-14	153.732	605.636
-14.2	86.194	589.364
-14.4	43.863	565.47
-14.6	54.682	533.811
-14.8	67.076	494.246
-15	113.41	446.633
-15.2	161.806	462.768
-15.4	205.031	485.003
-15.6	242.673	500.726
-15.8	274.316	509.816
-16	299.548	512.154
-16.2	317.955	507.62
-16.4	329.122	496.094
-16.6	333.554	477.457
-16.8	332.314	451.588
-17	326.372	418.368
-17.2	316.602	382.037
-17.4	303.788	343.008
-17.6	288.626	301.695
-17.8	271.728	258.513
-18	265.453	213.872
-18.2	294.025	168.191
-18.4	317.89	121.881
-18.6	336.633	75.357
-18.8	349.841	29.032
-19	357.1	0.062
-19.2	358.131	0.12
-19.4	353.93	0.47
-19.6	345.403	0.792
-19.8	333.371	1.027
-20	318.572	1.188
-20.2	301.659	1.34
-20.4	284.743	1.725
-20.6	310.655	1.999
-20.8	332.229	2.18
-21	349.052	2.281
-21.2	360.71	2.592
-21.4	366.789	3.031

PROGETTAZIONE ATI:

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-21.6	366.875	3.312
-21.8	361.427	3.459
-22	351.441	3.858
-22.2	337.82	6.898
-22.4	321.371	9.272
-22.6	302.812	11.054
-22.8	282.774	12.314
-23	261.805	13.121
-23.2	240.375	13.539
-23.4	218.886	13.628
-23.6	197.672	13.443
-23.8	177.004	13.036
-24	157.102	12.451
-24.2	138.136	11.729
-24.4	120.231	10.909
-24.6	103.474	10.021
-24.8	87.978	9.095
-25	73.833	8.155
-25.2	61.085	7.223
-25.4	49.748	6.317
-25.6	39.803	6.366
-25.8	31.208	6.459
-26	23.901	6.243
-26.2	17.803	5.78
-26.4	12.822	5.131
-26.6	8.856	4.354
-26.8	5.799	3.507
-27	3.536	2.647
-27.2	1.95	1.828
-27.4	0.922	1.105
-27.6	0.332	0.528
-27.8	0.059	0.144
-28	0	0

PROGETTAZIONE ATI:

Grafico Inviluppi Momento



Momento

PROGETTAZIONE ATI:

19.7. TABELLA INVILUPPI TAGLIO WALLELEMENT

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	5.607	0
-0.2	21.538	0
-0.4	42.184	0
-0.6	67.547	0
-0.8	97.626	0
-1	97.626	218.265
-1.2	1.536	218.265
-1.4	3.332	210.801
-1.6	5.812	202.609
-1.8	8.977	193.75
-2	12.827	184.347
-2.2	17.362	174.3
-2.4	22.582	163.611
-2.6	43.573	152.277
-2.8	67.641	140.3
-3	91.225	127.68
-3.2	114.403	114.414
-3.4	137.252	100.504
-3.6	159.839	85.946
-3.8	182.739	70.741
-4	206.143	54.885
-4.2	229.998	38.376
-4.4	248.214	21.211
-4.5	248.214	249.2
-4.7	48.904	249.2
-4.9	51.878	230.428
-5.1	71.217	211.121
-5.3	90.941	191.282
-5.5	109.832	170.913
-5.7	126.321	150.017
-5.9	142.7	128.596
-6.1	156.508	106.65
-6.3	168.251	84.178
-6.5	178.372	61.179
-6.7	187.488	42.065
-6.9	196.333	23.525
-7.1	196.407	5.07
-7.3	245.802	0
-7.5	245.802	365.315
-7.7	163.206	365.315
-7.9	168.371	345.493
-8.1	168.371	329.724
-8.3	167.06	313.247
-8.5	166.297	296.06
-8.7	166.377	278.164
-8.9	166.377	259.559
-9.1	164.617	240.244
-9.3	161.018	220.22
-9.5	155.58	199.486
-9.7	148.304	178.044
-9.9	139.188	155.892
-10.1	137.577	133.03
-10.3	135.25	109.46

PROGETTAZIONE ATI:

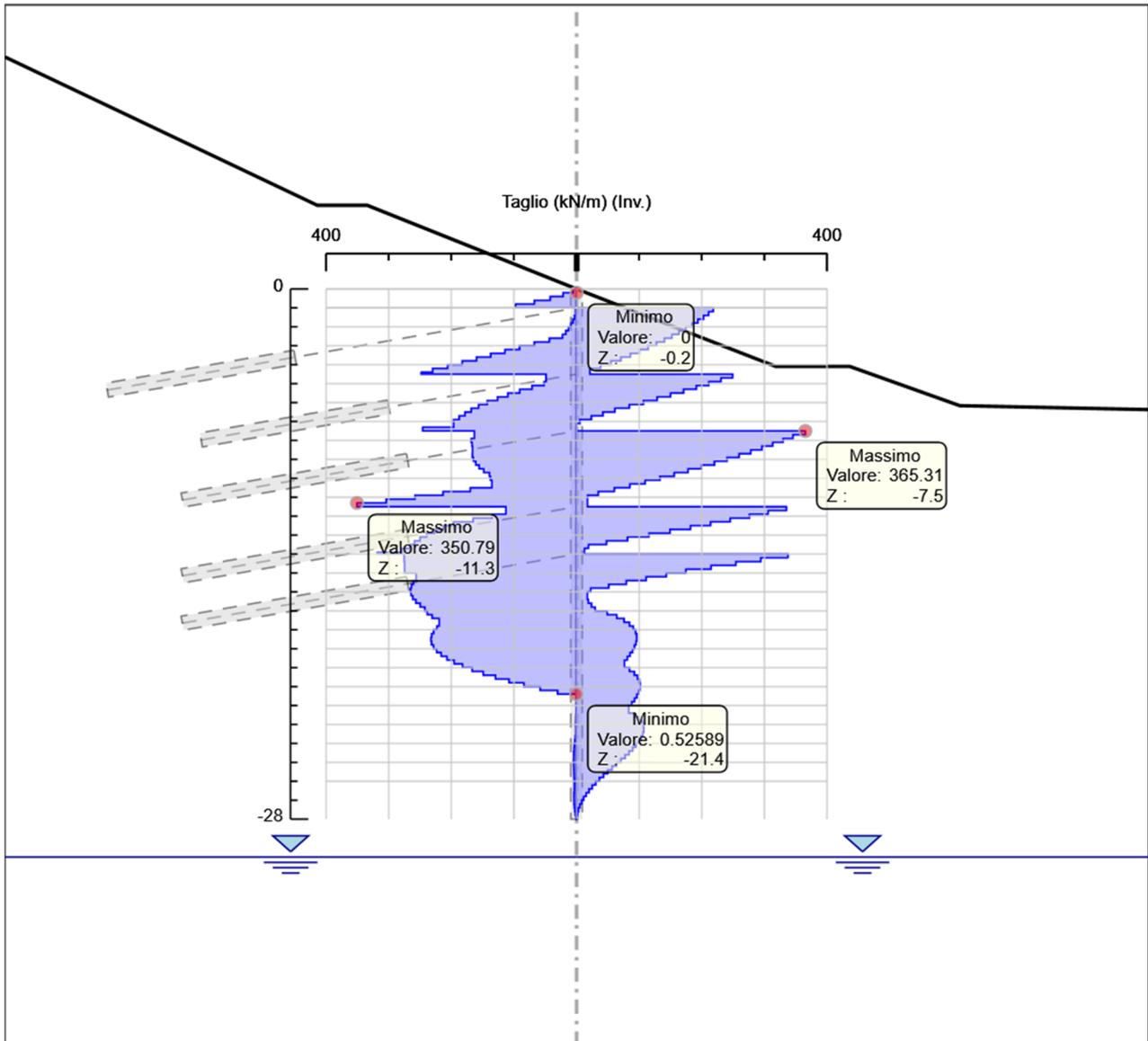
Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-10.5	169.805	85.18
-10.7	213.259	60.19
-10.9	258.101	34.492
-11.1	304.055	17.41
-11.3	350.788	17.41
-11.5	350.788	335.187
-11.7	112.821	335.187
-11.9	134.596	305.942
-12.1	165.26	275.987
-12.3	196.633	245.323
-12.5	212.738	213.95
-12.7	227.004	181.867
-12.9	239.431	149.075
-13.1	250.018	115.574
-13.3	258.767	81.364
-13.5	265.677	47.746
-13.7	279.159	19.03
-13.9	318.509	12.505
-14	318.509	337.691
-14.2	275.377	337.691
-14.4	275.377	294.101
-14.6	274.749	254.277
-14.8	274.855	214.746
-15	274.855	174.507
-15.2	256.306	143.141
-15.4	260.56	111.177
-15.6	263.921	79.464
-15.8	265.213	51.314
-16	265.213	22.577
-16.2	264.435	17.224
-16.4	261.588	18.792
-16.6	256.673	23.778
-16.8	249.688	29.712
-17	242.287	48.851
-17.2	238.411	64.07
-17.4	230.756	75.81
-17.6	219.513	84.489
-17.8	223.194	90.501
-18	228.406	94.215
-18.2	231.548	95.972
-18.4	232.622	96.086
-18.6	232.622	96.086
-18.8	231.626	94.843
-19	228.561	92.5
-19.2	223.427	89.291
-19.4	216.224	85.419
-19.6	206.952	81.067
-19.8	195.611	76.391
-20	182.201	84.561
-20.2	166.722	92.232
-20.4	149.173	97.376
-20.6	129.556	100.335
-20.8	107.87	101.426
-21	84.114	101.426
-21.2	58.289	100.94
-21.4	30.395	99.146

PROGETTAZIONE ATI:

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-21.6	0.526	96.286
-21.8	0.599	92.58
-22	0.687	88.221
-22.2	0.745	83.384
-22.4	0.867	92.794
-22.6	1.058	100.191
-22.8	1.186	104.846
-23	1.262	107.144
-23.2	1.293	107.444
-23.4	1.293	107.444
-23.6	2.039	106.074
-23.8	2.925	103.338
-24	3.606	99.509
-24.2	4.104	94.831
-24.4	4.438	89.526
-24.6	4.631	83.784
-24.8	4.699	77.479
-25	4.699	70.727
-25.2	4.66	63.737
-25.4	4.528	56.687
-25.6	4.34	49.724
-25.8	4.109	42.973
-26	3.842	36.535
-26.2	3.546	30.492
-26.4	3.884	24.906
-26.6	4.233	19.825
-26.8	4.302	15.287
-27	4.302	11.316
-27.2	4.094	7.93
-27.4	3.616	5.139
-27.6	2.887	2.95
-27.8	1.92	1.364
-28	0.718	0.297

PROGETTAZIONE ATI:

Grafico Inviluppi Taglio



Taglio

PROGETTAZIONE ATI:

19.8. INVILUPPO SPINTA REALE EFFICACE / SPINTA PASSIVA

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1	Sisma	Left Wall	LEFT	19.39
NTC2018: A2+M2+R1 Scavo 17m		Left Wall	RIGHT	60.22

PROGETTAZIONE ATI:

19.9. INVILUPPO SPINTA REALE EFFICACE / SPINTA ATTIVA

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1	C.I.	Left Wall	LEFT	89.96
NTC2018: A2+M2+R1	C.I.	Left Wall	RIGHT	186.85

PROGETTAZIONE ATI: