



**REALIZZAZIONE DEL NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE
DI SANTA TERESA VAL D'AGRO' DELL'AUTOSTRADA A18 MESSINA
CATANIA E CORRISPONDENTI COLLEGAMENTI ALLA VIABILITA' ORDINARIA**
CUP: F91B13000720001 CIG: 8059580FCD



PROGETTAZIONE
Mandataria:



Mandante:




PROGER S.p.A.
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

PROGIN S.p.A.
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

DINAMICA s.r.l.
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Antonino SUTERA

PROJECT MANAGER DELL'R.T.I.:	Dott. Ing. Carlo LISTORTI	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:	Dott. Ing. Antonio GRIMALDI
PROJECT MANAGER ASSISTANT:			Dott. Ing. Salvatore RUSSO
PROGETTAZIONE INFRASTRUTTURALE:			Dott. Ing. Lorenzo INFANTE
PROGETTAZIONE STRUTTURALE:			Dott. Ing. Michele PIRRO
PROGETTAZIONE IMPIANTI TECNOLOGICI:			Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI
GEOLOGO:			Dott. Ing. Paolo IORIO
RESPONSABILE GEOTECNICA:			Dott. Ing. Enrico D'ARGENZIO
ESPERTO IDROLOGIA ED IDRAULICA:			Dott. Geol. Marco SANDRUCCI
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:			Dott. Ing. Ylenia MASCARUCCI
RESPONSABILE INTERFERENZE E ESPROPRI:			Dott. Ing. Umberto RICCI
RESPONSABILE DELLA QUALITA':			Dott. Ing. Davide FERLAZZO
GIOVANE PROFESSIONISTA:			Geom. Antonino CHILLE'
			Dott. Ing. Jacopo BENEDETTI
			Dott. Ing. Domenico DICUONZO

PROGETTO DEFINITIVO

3 - OPERE D'ARTE MAGGIORI
PARATIA DI PALI RAMO D ENTRTA NORD
Relazione di calcolo

Questo elaborato è di proprietà della Proger S.p.A. pertanto non può essere riprodotto né integralmente, né in parte senza l'autorizzazione scritta dello stesso. Da non utilizzare per scopi diversi da quelli per cui è stato fornito.	Commessa	Nome File	Codice Elaborato				Rev	Scalo
	P20062	D0308-SRL01_02.pdf	D	03	08	S	RL	01

REVISIONI	00	25/01/2021	EMISSIONE	MAROTTA	IORIO	INFANTE
	01	12/02/2021	REVISIONE A SEGUITO NOTA 3175 DEL 05/02/2021	MAROTTA	IORIO	INFANTE
	02	10/05/2021	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI CAS	RICCIARDI	IORIO	INFANTE
	REV.	DATA	MOTIVAZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

RESPONSABILE DELLE INTEGRAZIONI DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:	R.U.P.: Dott. Ing. Onofrio CRISAFULLI Supp. R.U.P.: Dott. Ing. Adriano GRASSI	VISTI/APPROVAZIONI:
---	--	---------------------

Nuovo svincolo autostradale di Santa Teresa Di Riva
 Autostrada A18 Messina-Catania

RELAZIONE DI CALCOLO

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	2
3.1	Resistenze di progetto	2
3.1.1	Calcestruzzo pali C28/35	2
3.1.2	Calcestruzzosolette cordoli e fodere C 32/40	2
3.1.3	Acciaio di armatura B450C	2
4	CONDIZIONI GEOTECNICHE	4
4.1	Definizione delle unità geotecniche intercettate	4
4.2	Parametri geotecnici di progetto	4
4.3	Livello falda	4
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	5
6	DESCRIZIONE DELLE OPERE E SCELTE TIPOLOGICHE	7
7	METODOLOGIA DI CALCOLO DELL'OPERA DI SOSTEGNO	8
7.1	Analisi dei carichi	8
7.1.1	Spinta delle terre.....	8
7.1.2	Carico accidentale	9
7.1.3	Spinta attiva in presenza di coesione	9
7.1.4	Metodo di valutazione della spinta sismica	10
7.2	Metodologia di calcolo	12
7.3	Criteri di verifica delle opere	13
7.3.1	Combinazioni di carico.....	14
7.3.2	Verifiche geotecniche	16
7.3.3	Criteri di verifica strutturale sezioni in cemento armato	16
7.3.4	Verifiche strutturali allo SLU per la paratia.....	19
7.3.5	Verifiche strutturali allo SLE per la paratia	19
7.3.6	Verifiche dei sistemi di ancoraggio	19
8	RISULTATI E VERIFICHE PARATIE	22
8.1	Sezioneparatia di pali con un ordine di tiranti in testa	22
8.1.1	Parametri geotecnici di progetto	22
8.1.2	Fasistica di modellazione.....	22
8.1.3	Risultati.....	23
8.1.4	Verifiche strutturali dei tiranti.....	25
8.1.5	Verifica delle travi di ripartizione	26
8.1.6	Verifiche strutturali pali della paratia	28
9	APPENDICE A: ANALISI PARATIE. TABULATI DI CALCOLO PARATIE.....	31
9.1	Sezione paratia di pali con un ordine di tiranti in testa	31

1 PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento delle paratie definitive del RAMO D ALL'ENTRATA NORD dello svincolo di interconnessione autostradale di Santa Teresa Di Riva dell'autostrada A18 Messina – Catania previste nel P.E.e corrispondenti collegamenti alla viabilità ordinaria.

In particolare nel presente documento sono stati affrontati i seguenti aspetti:

- breve richiamo delle condizioni geotecniche del sito;
- descrizione delle opere in progetto;
- dimensionamento e verifiche strutturali e geotecniche delle opere.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'eseguire il dimensionamento delle opere di cui alla presente relazione, si è fatto riferimento alla seguente normativa tecnica:

[N_01] D.M. 17.01.2018 Norme tecniche per le costruzioni.

[N_02] Circolare n. 7 del 21/01/2019. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. del 17/01/2018.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le verifiche nel seguito esposte tengono conto dei seguenti materiali per la realizzazione delle sottostrutture.

3.1 Resistenze di progetto

3.1.1 Calcestruzzo pali C28/35

$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.93 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 32308 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume
<u>Resistenze di progetto allo SLU</u>	
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 15.87 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.29 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione
<u>Resistenze di progetto allo SLE</u>	
$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. caratteristica (rara)
$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.31 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

3.1.2 Calcestruzzo solette cordoli e fodere C 32/40

$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume
<u>Resistenze di progetto allo SLU</u>	
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.41 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione
<u>Resistenze di progetto allo SLE</u>	
$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. caratteristica (rara)
$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$	tensione limite in comb. quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

3.1.3 Acciaio di armatura B450C

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a rottura
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	modulo elastico
<u>Resistenza di progetto allo SLU</u>	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}; \gamma_s = 1.15$	resistenza di progetto a compressione
<u>Resistenza di progetto allo SLE</u>	

Mandataria



Mandante



RELAZIONE DI CALCOLO

$$\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

tensione limite in comb. rara

4 CONDIZIONI GEOTECNICHE

Nel presente capitolo si riporta una breve sintesi delle condizioni geotecniche delle opere in esame. Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione geotecnica generale

4.1 Definizione delle unità geotecniche intercettate

Lungo il tracciato dalle indagini eseguite sono state intercettate le seguenti unità geotecniche:

- **Unità S: sabbie medie e sabbie ghiaiose**

4.2 Parametri geotecnici di progetto

Per le unità interferenti con le opere si assumono i seguenti valori dei parametri caratteristici.

Unità S: sabbie medie e sabbie ghiaiose

$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35 \div 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 150 \div 500 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 40 \div 480 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 110 \div 1200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

4.3 Livello falda

La falda si trova ad una profondità tale da non avere interazioni con l'opera di progetto.

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo con le norme vigenti [NTC – 2018 - § 3.2]. Secondo tali norme, l'entità dell'azione sismica è innanzitutto funzione della sismicità dell'area in cui viene costruita l'opera e del periodo di ritorno dell'azione sismica.

L'opera viene progettata in funzione di una vita nominale pari a 100 anni relativa a “costruzioni con livelli di prestazioni elevati” e rientra nella classe d'uso IV relativa a “reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5/11/2001, n. 6792”. Moltiplicando la vita nominale per il coefficiente di classe d'uso si valuta il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

In funzione dello stato limite rispetto al quale viene verificata l'opera si definisce una probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento. Per il progetto dell'opera in esame si farà essenzialmente riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), a cui è associata una PVR pari al 10% [NTC 2018– Tabella 3.2.I]. Nota la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è possibile valutare il periodo di ritorno TR, come previsto nell'allegato A alle norme tecniche per le costruzioni, secondo la seguente espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = - \frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 1898 \text{ anni}$$

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k, dipendente dall'accelerazione massima al sito ag in condizioni rocciose e topografia orizzontale; tale parametro è uno dei tre indicatori che caratterizza la pericolosità sismica del sito ed è tanto più alto tanto più è ampio il periodo di ritorno al quale si riferisce.

Nello specifico, la Normativa attribuisce al generico sito una pericolosità sismica mediante la definizione dei seguenti tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nel caso in esame, per la determinazione dei parametri di pericolosità sismica da utilizzare per le analisi, si è fatto riferimento al comune di Santa Teresa di Riva, di cui nel seguito si riporta la classificazione sismica nazionale nell'ambito del quale lo stesso ricade:

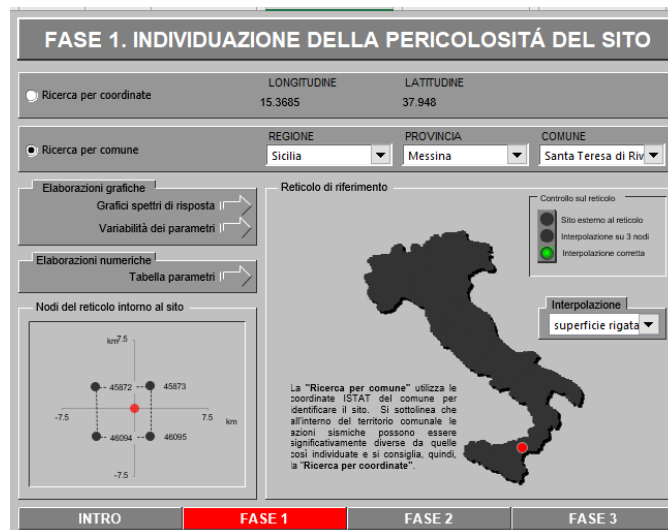


Figura 1::Localizzazione del punto di riferimento per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica nel reticolo della Classificazione sismica nazionale

Con riferimento allo stato limite di Verifica SLV, si determinano pertanto per il punto in esame, e per un periodo di ritorno dell'azione sismica $T_r = 1898$ anni, i seguenti parametri di pericolosità sismica:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_{C^*} [s]
SLO	120	0.1277	2.3616	0.3119
SLD	201	0.1634	2.3885	0.3228
SLV	1898	0.4198	2.4759	0.4036
SLC	3900	0.4653	2.4808	0.4178

Tabella 1:parametri sismici Santa Teresa di Riva (ME)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende infine necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo e categorie topografiche di riferimento

Relativamente alla definizione della categoria di sottosuolo sismica, sono state reperite indagini sismiche Masw, i cui risultati sono riportati nella Relazione geologica e idrogeologica. Quindi per i terreni, dalle indagini sismiche attualmente disponibili, si attribuisce una **Categoria di sottosuolo C** - *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

La topografia dell'area e delle zone circostanti permettono di definire, la **Categoria topografica T1** - Superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $< 15^\circ$.

Nel caso in esame si è dunque ottenuto per lo stato limite SLV:

ag (g)				0.4198
F0				2.4759
T*c				0.4036
Ss				1.0764
St				1
Cc				1.4165

Latitudine	<input type="text" value="37.949"/>	Longitudine	<input type="text" value="15.371"/>	Santa Teresa di Riva (ME)
	37° 56' 56.4" N		15° 22' 15.6" E	<input type="button" value="Maps"/>
Vita nominale (anni)	<input type="text" value="100"/>	Classe d'uso	<input type="text" value="IV"/>	Cu 2
Stato Limite	<input type="text" value="SLV"/>	Cat. Sottosuolo	<input type="text" value="C"/>	Cat. topografica <input type="text" value="T1"/>

Figura 2: riepilogo parametri sismici allo SLV

6 DESCRIZIONE DELLE OPERE E SCELTE TIPOLOGICHE

In corrispondenza dello svincolo di interconnessione autostradale di Santa Teresa Di Riva dell'autostrada A18 Messina - Catania è prevista la realizzazione di diverse opere tra cui paratie di pali.

Nello specifico sono state dimensionate le paratie di pali in corrispondenza delle seguenti progressive dello svincolo stesso:

- Da km 0+152.36 a km 0+127.37 (Asse 1)
- Da km.0+152.36 a km 0+129.92 (Asse 2)
- Da km.0+192.39 a km 0+289.09 (Asse 3)
- Da km.0+192.39 a km 0+214.27(Asse 4)

Delle suddette sono state analizzate le sezioni di calcolo ritenute le più rappresentative in funzione dell'altezza di scavo, delle geometrie e dei carichi al contorno.

In particolare è stata analizzata la sezione di paratia di pali in corrispondenza del ramo D - rampa entrata asse nord, (Fig.3) ,costituita da pali Ø1000mm, interasse 1.2 m, lunghezza L= 12.50m, con cordolo in sommità in c.a. (sagomato per alloggiare il tirante) e con un ordine di tiranti aventi le seguenti caratteristiche: 4 trefoli (0.6"), diametro di perforazione Dp=250 mm, lunghezza libera Lp= 8 m e lunghezza del tratto attivo La=8 m, interasse i = 2.4 m e pretiro di 330 kN.

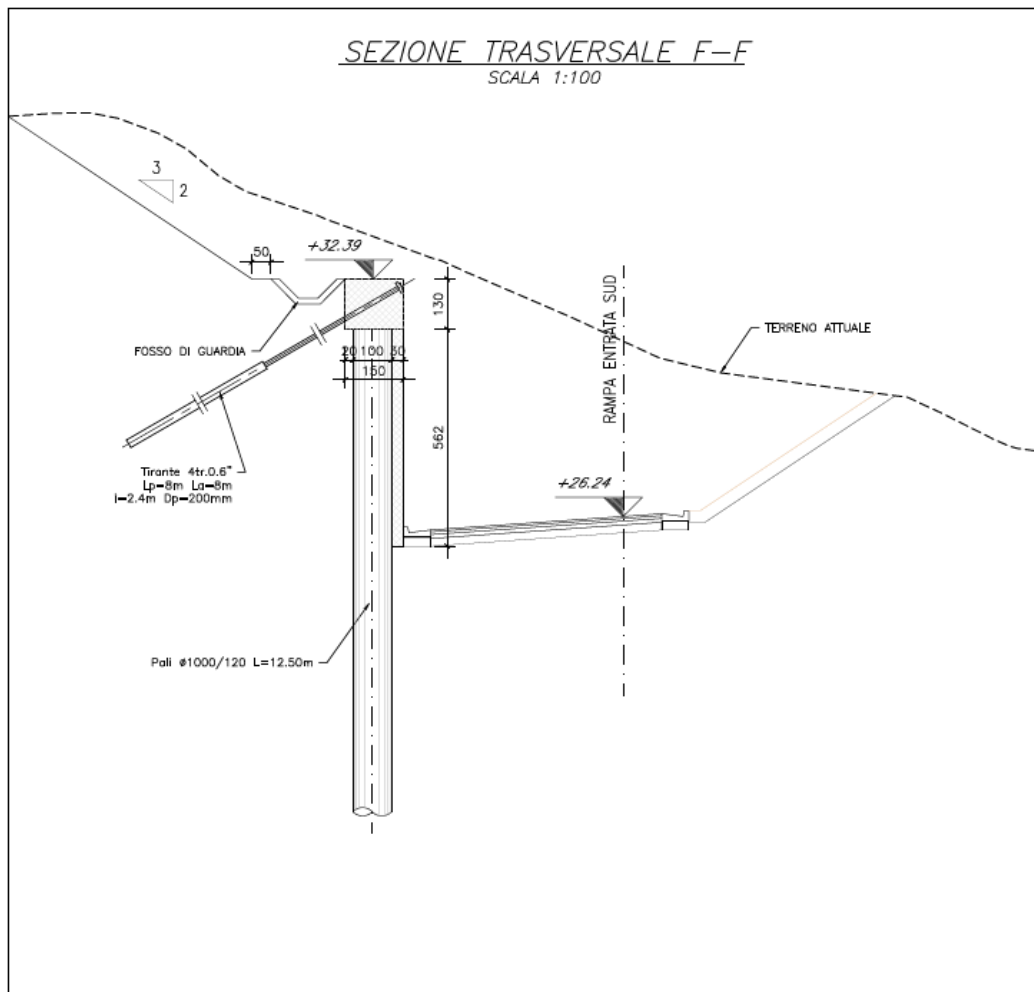


Figura 3: Paratia di pali definitiva con un ordine di tiranti in testa

7 METODOLOGIA DI CALCOLO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

Nel presente capitolo sono descritte l'analisi dei carichi, la metodologia di calcolo ed i criteri di verifica delle opere.

7.1 Analisi dei carichi

7.1.1 Spinta delle terre

La spinta sulla parete si determina come risultante delle pressioni orizzontali calcolate come:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K \cdot \cos \delta$$

dove:

σ_h = pressione orizzontale;

σ_v = pressione verticale;

K = coefficiente di spinta dello strato di calcolo;

δ = coeff. di attrito terreno-parete;

La pressione verticale è data dal peso del terreno sovrastante:
 in termini di tensioni totali:

$$\sigma_v = \gamma z$$

γ = peso dell'unità di volume del terreno

z = generica quota di calcolo della pressione a partire dal piano campagna

in termini di tensioni efficaci in assenza di filtrazione:

$$\sigma_v = \gamma' z$$

γ' = peso dell'unità di volume efficace del terreno

in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione:

$$\sigma_v = [\gamma - \gamma_w(1 + lw)] z$$

lw = gradiente idraulico.

Coefficiente di spinta a riposo

Il coefficiente di spinta a riposo normal – consolidato può essere valutato come:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen}(\phi'_{peak}) \quad \text{nelle sabbie}$$

Il coefficiente di spinta a riposo, nel caso di deposito sovraconsolidato, viene stimato dalla relazione seguente:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot OCR^n$$

con $n = 0.5$ come valore tipico valido sia per argille che per sabbie.

I coefficienti di spinta attiva K_a e passiva K_p , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo; essi possono essere calcolati automaticamente dal programma o definiti dall'utente in funzione delle esigenze.

Tali coefficienti sono funzione dei seguenti parametri:

- angolo di resistenza a taglio del terreno;
- angolo di attrito muro – terreno;
- angolo di inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

Nel caso in oggetto i coefficienti di spinta attiva sono stati calcolati automaticamente dal programma di calcolo Paratie Plus, considerando $\delta' = 0.66 \phi'$.

7.1.2 Carico accidentale

Le eventuali azioni accidentali dovute alla presenza di viabilità a monte dell'opera, sono state tenute in conto con un carico verticale uniformemente distribuito agente a monte della paratia valutato in relazione alla distribuzione dei carichi stradali (Q1k e q1k) di norma, opportunamente distribuiti in direzione longitudinale tenuto conto dell'altezza dell'opera e della distanza della viabilità dall'opera stessa.

7.1.3 Spinta attiva in presenza di coesione

Nel caso di regime di spinta attivo, la presenza della coesione comporta una contospinta sulla parete, che vale:

$$\sigma_h = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

essendo c la coesione dello strato.

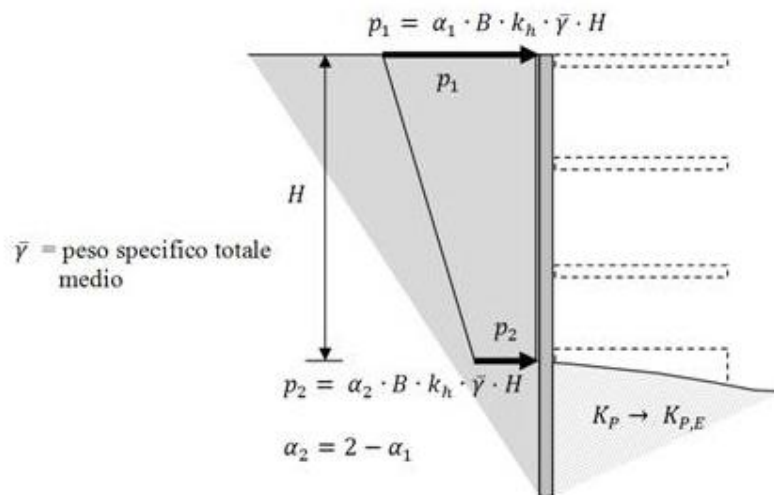
7.1.4 Metodo di valutazione della spinta sismica

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla parete dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione, dalla deformabilità dell'opera.

Il D.M. 14 Gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", consente l'utilizzo di metodi pseudostatici in cui l'azione sismica è definita mediante una accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. In sede di progettazione viene utilizzato il metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe, specializzato con le ipotesi di Seed & Whitman (1970) circa la determinazione del coefficiente B , potendo far riferimento all'ipotesi di opera flessibile in relazione alle condizioni di vincolo presenti. Questo metodo consente la determinazione di un incremento di spinta sismica da applicare all'opera.

Esso è basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido, per cui le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

Il modello citato prevede la valutazione delle sovraspinte sismiche sull'opera come funzione dell'accelerazione ridotta k_h (coefficiente sismico orizzontale), come di seguito descritto:



Nel caso specifico si è assunto in particolare

$\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ (distribuzione di pressioni uniforme lungo la paratia)

H = intera altezza della paratia (tratto interrato + tratto fuori terra)

$B = 0.375$ (Seed & Whitman)

In particolare la spinta sismica SE (statica + dinamica) vale:

$$S_E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a$$

dove se $\eta \leq \varphi - q$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\eta + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\eta \cdot \sin(\eta - \delta - \theta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\sin(\varphi - \delta - \theta) \cdot \sin(\eta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

altrimenti se $\eta > \varphi - \theta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\eta + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\eta \cdot \sin(\eta - \theta - \delta)}$$

essendo:

- η = angolo tra intradosso parete e la verticale;
- θ = angolo definito come ;
- $K_h = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{a_{\max}}{g}$ = coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- $K_v = 0.5 \cdot K_h$ = coefficiente di intensità sismica verticale;
- g = accelerazione di gravità;
- $a_{\max} = S_S S_T a_{\max}$ = accelerazione di picco massima;
- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
- α = coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;
- β = coefficiente che tiene conto della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative cadute di resistenza.

Il coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma seguente ed è stato assunto pari a 0.88.

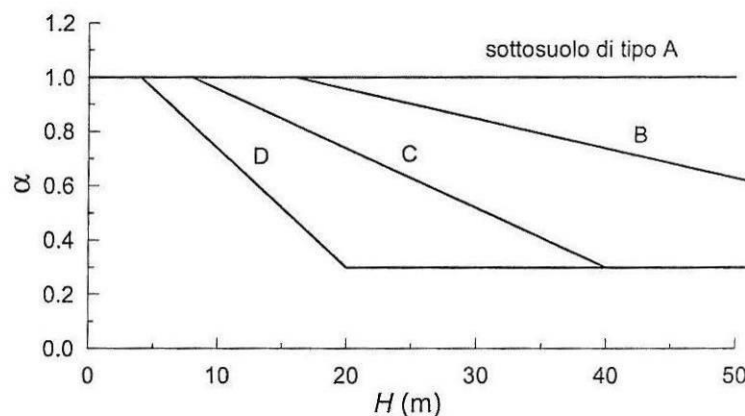


Figura 4 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

Il coefficiente β può essere ricavato attraverso il diagramma seguente, in funzione del massimo spostamento U_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza. Considerando uno spostamento massimo della paratia sotto sisma pari a 0.02m, esso è stato assunto pari a 0.73.

:

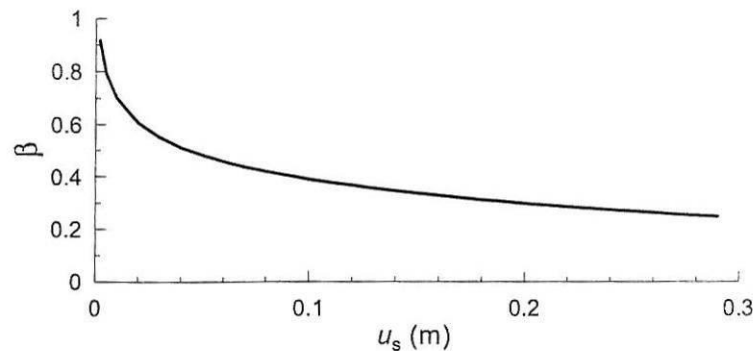


Figura 5 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

Deve risultare comunque che:

$$u_s \leq 0.005 \cdot H$$

$$\alpha \cdot \beta \geq 0.2$$

7.2 Metodologia di calcolo

Le analisi di stabilità locale delle opere di sostegno e quelle per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti, sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo PARATIE PLUS 20.

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 rigidezza 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 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 dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata, calcolato mediante l'espressione $K_0 = 1 - \sin \varphi'$;
- i coefficienti di spinta attiva K_a e passiva K_p , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb, Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a $2/3$ dell'angolo di attrito del terreno stesso.
- i parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidità delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. In particolare, il modulo di ricarico è assunto pari al doppio del modulo vergine.

Le componenti di sforzo verticale ed orizzontale vengono intese come sforzi principali. Viene introdotta una funzione di plasticità dipendente da esse, che definisce i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato in cui l'elemento si trova, questo reagisce con differenti caratteristiche di rigidità. Sono possibili tre situazioni:

- Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati e viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).
- Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai prima sperimentati; la fase incrudente è identificata dalla sigla V - C (Virgin Compression).
- Collasso: il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale; questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva; il collasso viene identificato attraverso la parola Active o Passive.

Nel caso di applicazione di un tirante, lo step di installazione dello stesso viene preceduto da una fase nella quale lo scavo è approfondito appena al di sotto della quota di inserimento dell'ancoraggio. In questo modo il vero processo realizzativo è simulato in modo abbastanza fedele.

7.3 Criteri di verifica delle opere

Il progetto e la verifica della paratia richiede la verifica dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):

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

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza di uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza di uno o più puntoni o del sistema di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Per ognuno degli stati limite sopra definiti si adotteranno le combinazioni di carico definite nei paragrafi di seguito.

7.3.1 Combinazioni di carico

Combinazioni di carico allo Stato limite ultimo – SLU

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni:

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

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

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

Effetto delle azioni e della resistenza 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 ad. Nella formulazione della resistenza appare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza.

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

Nella seguente tabella si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).

I coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato sono di seguito indicati:

Tabella 2- Coefficienti parziali delle azioni e dei terreni

Combinazioni per analisi statiche SLU							
	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	Permanenti		Variabili				
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	$\tan\varphi'$	c'	c_u
STR (A1+M1)	1.3	1.0	1.5	0.0	1.00	1.00	1.00
GEO (A2+M2)	1.0	1.0	1.3	0.0	1.25	1.25	1.40

I coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato sono di seguito indicati:

Tabella 3- Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU

Verifica	Coefficiente
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		$\gamma_R=1.0$
Sfilamento di uno o più ancoraggi	Temporanei	$\gamma_R=1.1$
	Permanenti	$\gamma_R=1.2$

Combinazioni di carico agli Stati limite di esercizio - 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 il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Nello specifico le analisi S.L.E. consentono di valutare gli spostamenti dell'opera per verificarne la compatibilità con la funzionalità attesa per l'opera stessa.

Secondo quanto prescritto dalle N.T.C., l'analisi allo Stato Limite di Esercizio viene condotta mantenendo pari all'unità i vari coefficienti parziali definiti per le verifiche a S.L.E., sia per quanto concerne le azioni che per i parametri di resistenza secondo le seguenti combinazioni di carico:

Combinazione caratteristica rara	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
Combinazione frequente	$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
Combinazione quasi permanente	$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

I coefficienti di combinazione ψ_i assumono i seguenti valori:

$$\psi_0 = \psi_1 = 0.75;$$

$$\psi_2 = 0$$

Modello geometrico di riferimento (NTC 2018)

Secondo quanto prescritto da normativa vigente al paragrafo 6.5.2.2 (modello geometrico di riferimento), il calcolo dell'opera di sostegno deve essere eseguito incrementando l'altezza di scavo di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota tra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0.50 m.

Per la sezione della galleria artificiale si è tenuto conto del 10% della differenza di quota tra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opera vincolata. Mentre per la sezione della paratia tirantata si è considerato una maggiorazione dello scavo di 0.5 m.

7.3.2 Verifiche geotecniche

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico (GEO) si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificatamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto delle spinte attiva e passiva risultano rispettivamente maggiore e minore, se riferiti a quelli calcolati con i parametri caratteristici.

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 PARATIE Plus 20.0, che nell'analizzare il sistema di sollecitazioni e deformazioni verifica tutte le condizioni di equilibrio del sistema.

7.3.3 Criteri di verifica strutturale sezioni in cemento armato

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1,50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1,15.

Verifiche agli stati limite ultimi per pressoflessione e taglio

Per il calcolo della resistenza delle sezioni si assumono le seguenti ipotesi:

conservazione delle sezioni piane con assenza di scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo;

- deformazione limite nel calcestruzzo pari al 3,5‰;
- deformazione limite nell'acciaio ordinario pari al 10‰.

Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si utilizza una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa. Il vertice della parabola corrisponde ad una deformazione di -2‰, mentre l'estremità del tratto orizzontale ha ascissa pari al -3,5‰.

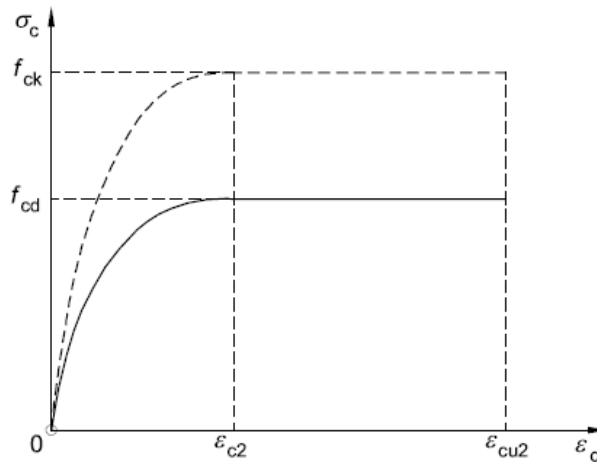


Figura 6- Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

L'ordinata massima del diagramma è pari alla resistenza a compressione di progetto:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18,81 \text{ MPa.}$$

Per l'acciaio dell'armatura ordinaria si impiega una bilatera simmetrica rispetto all'origine, con ordinata massima e minima pari a f_{yd} e modulo elastico di 200000 MPa:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,30 \text{ MPa.}$$

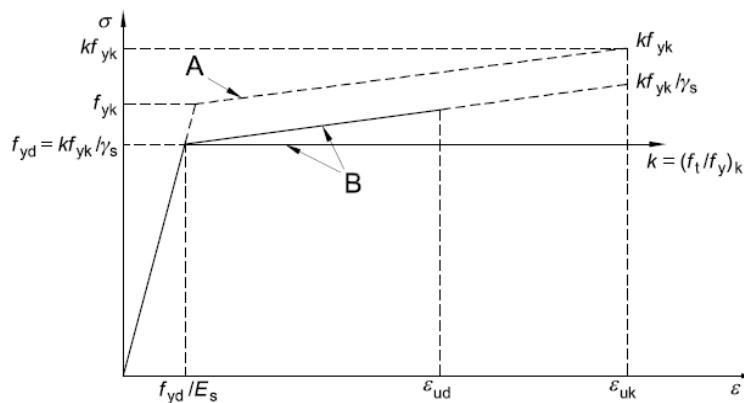


Figura 7 Legame costitutivo di progetto per l'acciaio

in cui $k = (f_t / f_y)_k$, A = caratteristico e B = calcolo

Allo stato limite ultimo, la verifica a pressoflessione è condotta confrontando il momento flettente ME_d (derivante dall'analisi) ed il momento resistente MR_d della sezione.

Per ogni sezione si verifica che il punto identificativo dello stato di sollecitazione per ciascuna combinazione risulti interno al dominio di rottura e dunque che la verifica porti ad esito positivo. A partire da questo punto, si ipotizza che la rottura possa avvenire mantenendo costante sia lo sforzo normale sia il rapporto dei momenti nelle due direzioni.

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d; (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \right\}$, resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio;

$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \vartheta$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento;

$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \vartheta + \tan \vartheta}$, valore di progetto del massimo sforzo 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 in mm;
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$;
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$;
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$;
- $k_1 = 0,15$;
- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $v = 0,5$ per calcestruzzi fino a C70/85;
- $1 \leq \cot \vartheta \leq 2,5$;
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- $v_1 = v$ è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio;
- $\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

Verifica allo stato limite di fessurazione

In funzione delle condizioni del sito in cui sorge l'opera si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia maggiore delle dimensioni delle fessure calcolate nel progetto.

Il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tab 4.1.IV del DM2018. Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armature ϵ_{sm} per la distanza media delle fessure Δs_m :

$$w_m = \epsilon_{sm} \times \Delta s_m$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δs_m si fa riferimento ai criteri consolidati nella letteratura tecnica.

Verifica alle tensioni di esercizio

In funzione delle condizioni del sito in cui sorge l'opera si verifica che il valore limite di tensione agente sul calcestruzzo e sull'acciaio, al variare delle combinazioni agli stati limite di esercizio, risulti inferiore al limite fissato dalla normativa.

7.3.4 Verifiche strutturali allo SLU per la paratia

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento strutturale l'analisi sarà condotta con riferimento all'Approccio 1 (A1+M1+R1 e A2+M2+R1).

Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia

La verifica strutturale dei pali in c.a. sarà soddisfatta se il valore del momento resistente ultimo del palo M_{ru} e del taglio resistente ultimo V_{Rcd} risultano maggiori del momento di calcolo agente M_d e del taglio di calcolo agente V_d .

7.3.5 Verifiche strutturali allo SLE per la paratia

In corrispondenza delle medesime sezioni sono state effettuate le verifiche sulla massima ampiezza delle fessure secondo le combinazioni di carico definite dalla normativa NTC § 2.5.8 (verifica allo stato limite di fessurazione) e sulle massime tensioni nel calcestruzzo e nelle armature (verifica delle tensioni in esercizio).

In conseguenza alle condizioni ambientali già definite, occorre verificare che l'ampiezza delle fessure w_k sia al di sotto del valore limite fissato pari a 0.2 mm per la combinazione di carico quasi permanente e 0.3 mm per la combinazione di carico frequente.

7.3.6 Verifiche dei sistemi di ancoraggio

Il codice Paratie Plus 20 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 viene eseguita 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.

Raggiungimento della resistenza strutturale in uno o più ancoraggi (verifica a trazione dei tiranti)

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 20 applica quindi la disequazione di verifica $T_{yd} > T_{Ed}$.

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.

Per i terreni in cui sono fondati i tiranti di progetto si assume il valore $\alpha\tau_{lim} = 220$ kPa.

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

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 (pari a 1.75)
- 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 20 applica quindi la disequazione di verifica $T_{Rf} > T_{Ed}$.

Tabella 4- 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 5- 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

8 RISULTATI E VERIFICHE PARATIE

Di seguito si riportano le verifiche strutturali e geotecniche condotte per tutte le sezioni sopra descritte (cfr. § 5).

8.1 Sezione paratia di pali con un ordine di tiranti in testa

8.1.1 Parametri geotecnici di progetto

Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici utilizzati nella modellazione.

Tabella 6 Caratteristiche meccaniche dei terreni interferenti con lo scavo

Litotipo	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E_{vc} [kPa]	E_{ur} [kPa]
sabbie medie e sabbie ghiaiose (S)	19	0	35	35000	56000

8.1.2 Fasistica di modellazione

Il software Paratie Plus prevede la possibilità di modellare la paratia secondo la tecnica stage by stage; questo consente di riprodurre fedelmente il processo costruttivo dell'opera.

Per la paratia in oggetto è stata adottata la seguente fasistica:

Fase n.	Lavorazioni previste
Fase 0	Inizializzazione delle condizioni litostratigrafiche
Fase 1	Realizzazione della paratia di pali
Fase 2	Scavo fino a quota -1.5 m da p.c.
Fase 3	Inserimento di un ordine di tiranti a quota -0.6 m dal cordolo.
Fase 4	Scavo fino a quota 3.5m da p.c.
Fase 5	Scavo fino a quota massima 6.9 m da p.c.
Fase 6	Applicazione dell'azione sismica

Nella seguente immagine si riporta la fase di calcolo corrispondente allo scavo massimo.

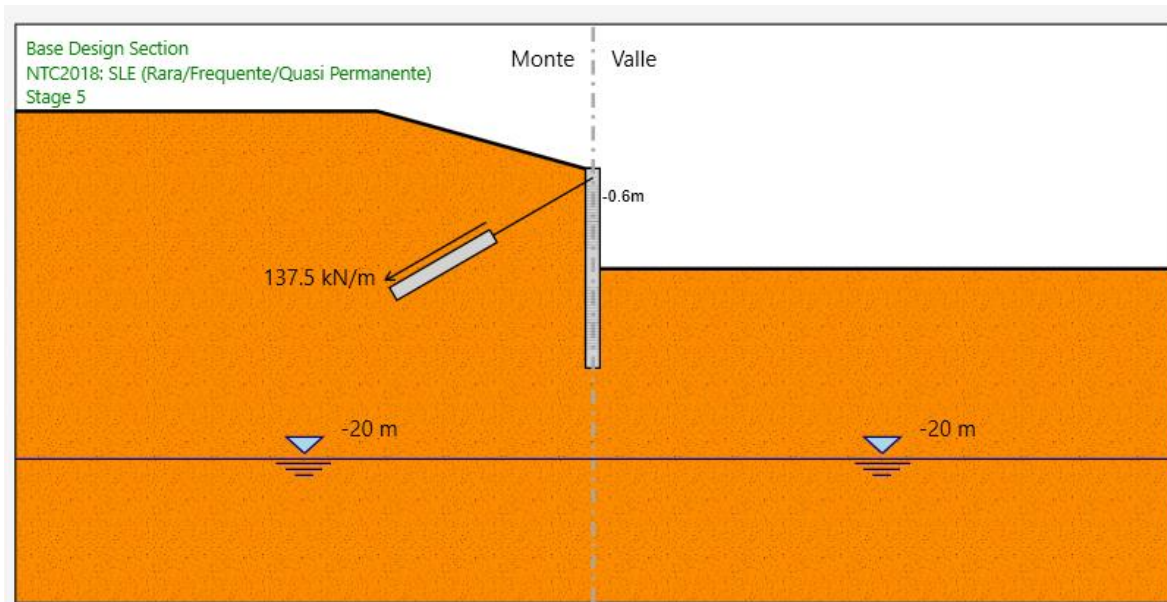


Figura 8 – Fase 5

8.1.3 Risultati

Nelle seguenti immagini si riportano i principali risultati dell'analisi in termini di:

- Spostamenti orizzontali della paratia allo SLE;
- Diagrammi di involucro dei momenti flettenti e tagli allo SLE;
- Diagrammi di involucro dei momenti flettenti e tagli allo SLU/SLV, con relativa verifica di resistenza tramite calcolo del momento resistente e del taglio resistente e sollecitazione massima sul tirante.

Per i pali della paratia in oggetto si dispongono le seguenti armature:

- Armatura longitudinale: 18Ø24mm
- Armatura a taglio: Spirale Ø14mm a passo 20cm.

Lo spostamento massimo a circa 5.4 m da p.c. allo SLE è di 2.64mm.

Dalle seguenti figure si osserva che i tassi di sfruttamento relativi al taglio e momento sono inferiori dell'unità e in particolare a 0.8. Pertanto, essendo le resistenze a flessione e a taglio maggiori delle massime sollecitazioni di taglio e momento allo SLU, le verifiche strutturali sono soddisfatte.

Nell'appendice di calcolo A sono riportati i tabulati di calcolo completi.

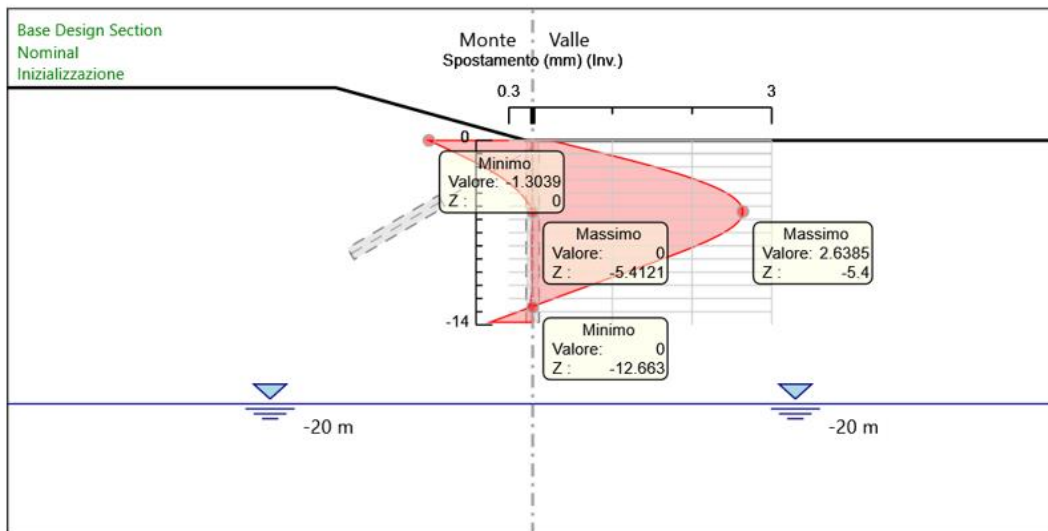


Figura 9 Involuppo spostamenti allo SLE. $|\mu_{max}|=2.64$ mm

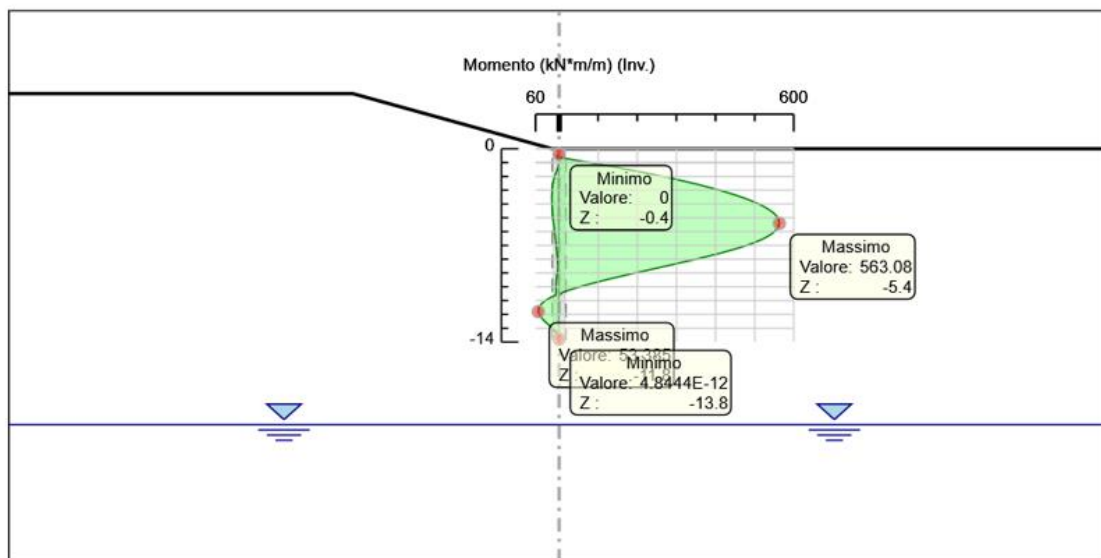


Figura 10 Involuppo momento flettente-SLU-SLV

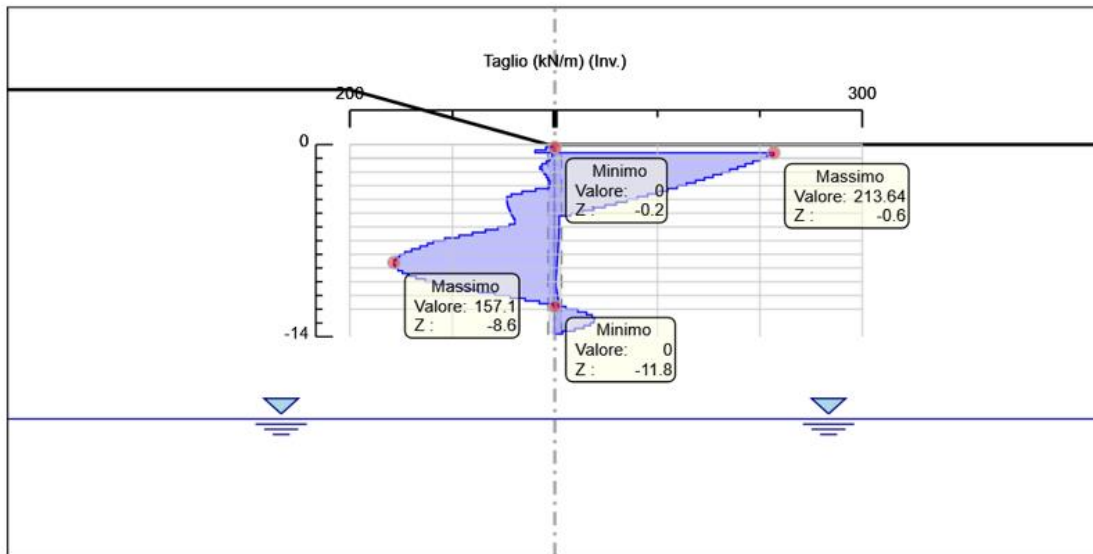


Figura 11 Involuppo taglio-SLU_SLV

8.1.4 Verifiche strutturali dei tiranti

Nel seguito viene presentata la verifica strutturale dei tiranti, aventi le caratteristiche di seguito riportate:

Profondità Ancoraggio	0.6m
Diametro perforazione	0.25m
Inclinazione	30°
Lunghezza bulbo	8m
Lunghezza libera	8m
Lunghezza tot	16m
Passo	2.4m
Trefoli	N.4 f 0,6"
Pretiro	330KN

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

- $\alpha = 1.4$ (Iniezione IRS)
- $\tau = 220$ kPa (Iniezione IRS)

Tutti i Tiranti nella DS corrente

D.A. <NTC2018: SISMICA STR>

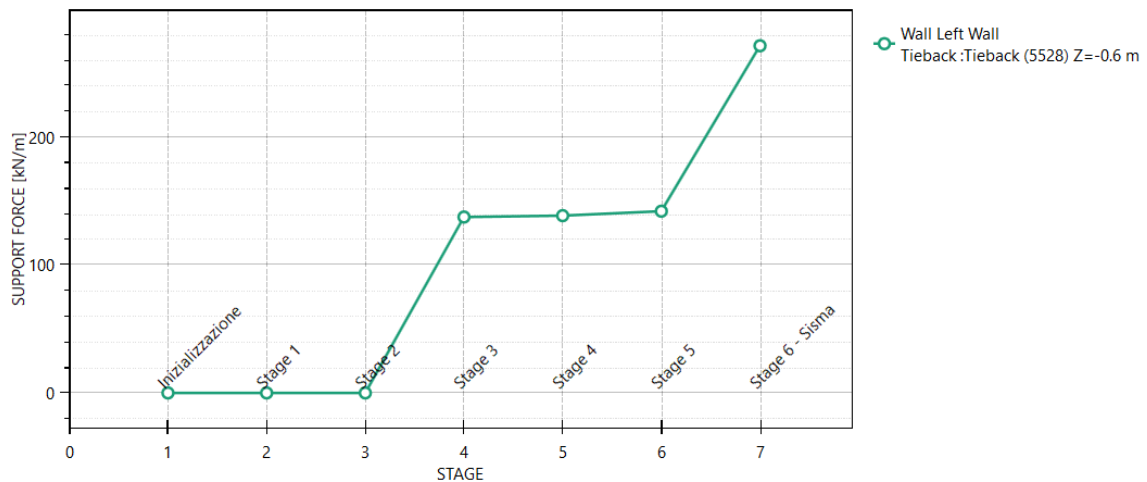


Figura 12: trazione nel tirante

Nella seguente tabella si riporta il resoconto delle verifiche strutturali e geotecniche.

Sollecitazione	Resistenza geo	Resistenza stru	t.sfruttamento geo	t.sfruttamento stru.
KN	KN	KN	[-]	[-]
651.25	921.53	773.77	0.707	0.842

8.1.5 Verifica delle travi di ripartizione

Di seguito sono riportate le azioni interne di progetto agli SLU/SLV. La trave di ripartizione è schematizzata come una trave incastrata-incastrata in cui il momento flettente e il taglio sono calcolati come segue:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{10}$$

$$T = \frac{q \cdot l}{2}$$

Dove q è il rapporto tra N_q (tiro max nell'ancoraggio) e l'interasse l tra gli ancoraggi.

Tabella 7. Azioni interne trave di ripartizione

ANCHOR DATA				DESIGN ACTIONS (F_{Ed})		
Section	Order	N_q kN	i m	N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm	V_{Ed} kN
B	1	651	2.40	0	156.30	325.62

Nel seguito si espongono le verifiche della sezione in c.a. effettuate tramite il codice VCAslu.
 Si prevede un'armatura longitudinale $\varnothing 24/20\text{mm}$ esternamente ed internamente. Nel seguito si espongono le verifiche delle sezioni in c.a., effettuate tramite il codice VCAslu.

Titolo : _____

N° strati barre

N°	b [mm]	h [mm]
1	1300	1500

N°	As [mm²]	d [mm]
1	2262	70
2	2262	1430

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d mm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

L_o mm

Precompresso

Figura 13: verifica a presso-flessione

La verifica a presso flessione risulta soddisfatta.

Si prevede un'armatura a taglio staffe $\varnothing 14/20\text{mm}$. Si riporta in seguito la verifica a taglio.

SEZIONE CLS			ARMATURA A TAGLIO					CALCOLO DEI TAGLI RESISTENTI			FS
h	d	b	ϕ_{legat}	Bracci	A _o	A _{sw}	S	V _{ed}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm²]	[mm²]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	
1500	1440	1300	14	2	154	308	200.0	326	867.4	8805	2.66

Tabella 8: verifica a Taglio

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

8.1.6 Verifiche strutturali pali della paratia

La verifica strutturale del palo è stata eseguita direttamente dal programma PARATIE PLUS 20 con le armature precedentemente indicate (armatura longitudinale: 18Ø24mm, armatura a taglio: Spirale Ø14mm a passo 20 cm) e le massime sollecitazioni derivanti dal calcolo. Di seguito, sono riportate le verifiche allo SLV, con riferimento all'Approccio 1 (A1+M1+R1): la verifica è soddisfatta in quanto i tassi di sfruttamento sono inferiori ad 1.

Si riportano, inoltre, le verifiche delle tensioni di esercizio sul calcestruzzo e sull'acciaio agli SLE, che risultano soddisfatte, essendo anche in questo caso il tasso di sfruttamento in termini tensionali minore di 1.

Infine si riporta la verifica a fessurazione agli SLE, la quale è soddisfatta in quanto l'ampiezza delle fessure è inferiore a 0.3 mm.

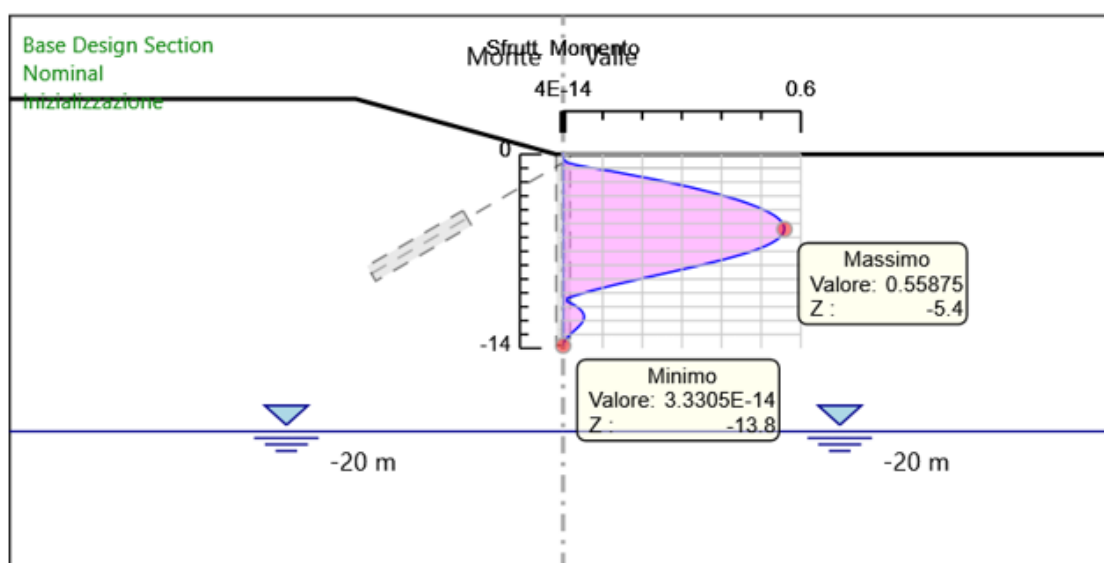


Figura 14: Verifica strutturale tasso di sfruttamento momento

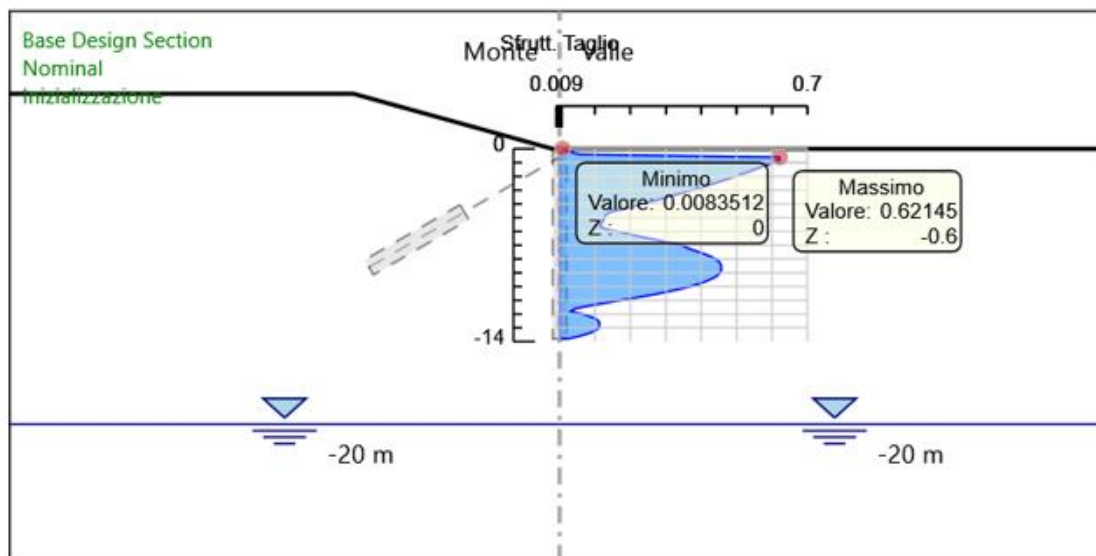


Figura 15: Verifica strutturale tasso di sfruttamento Taglio

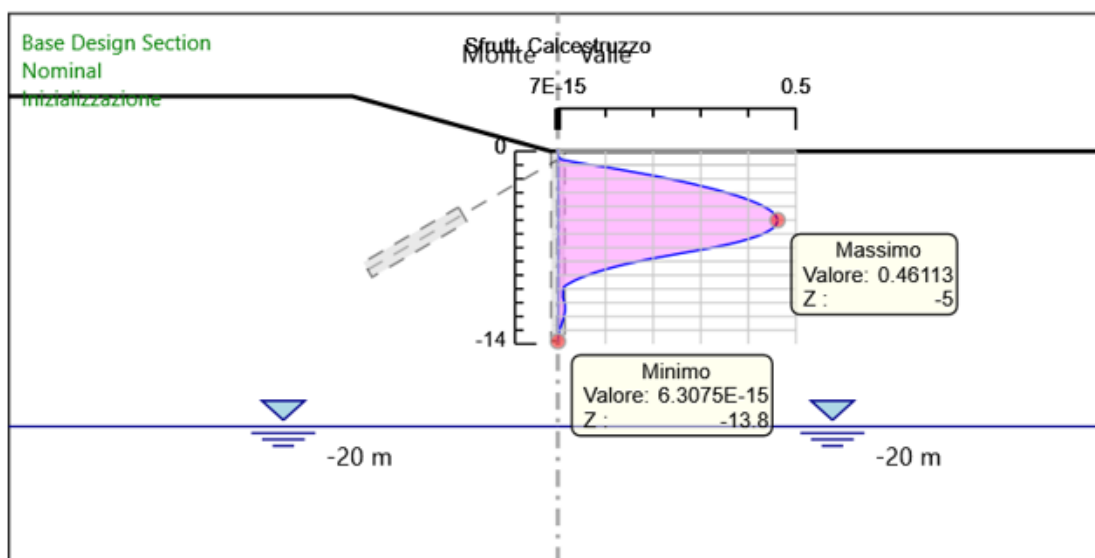


Figura 16: Verifica tensioni di esercizio nel calcestruzzo-tasso di sfruttamento

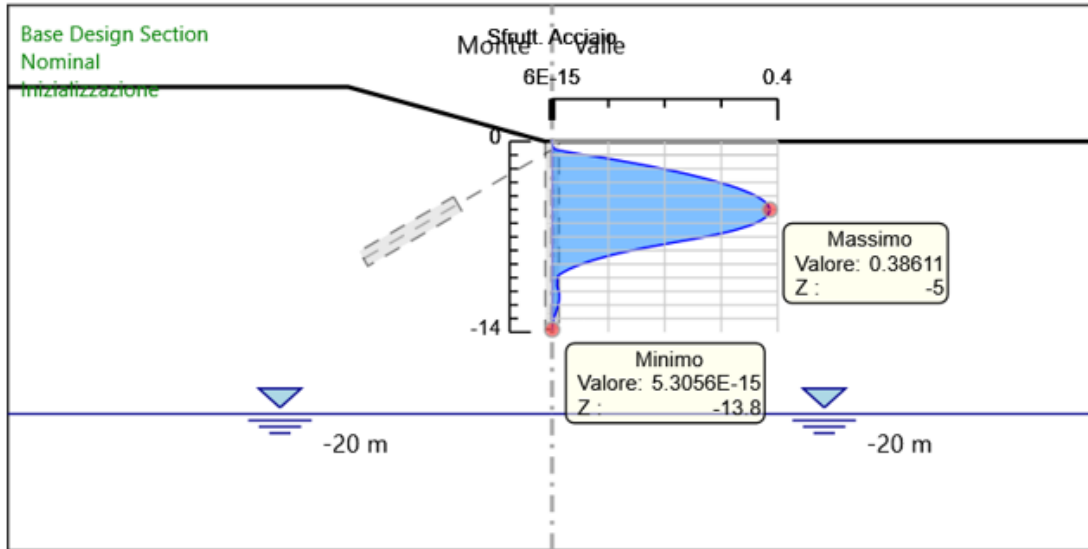


Figura 17: Verifica tensioni di esercizio nell'acciaio-tasso di sfruttamento

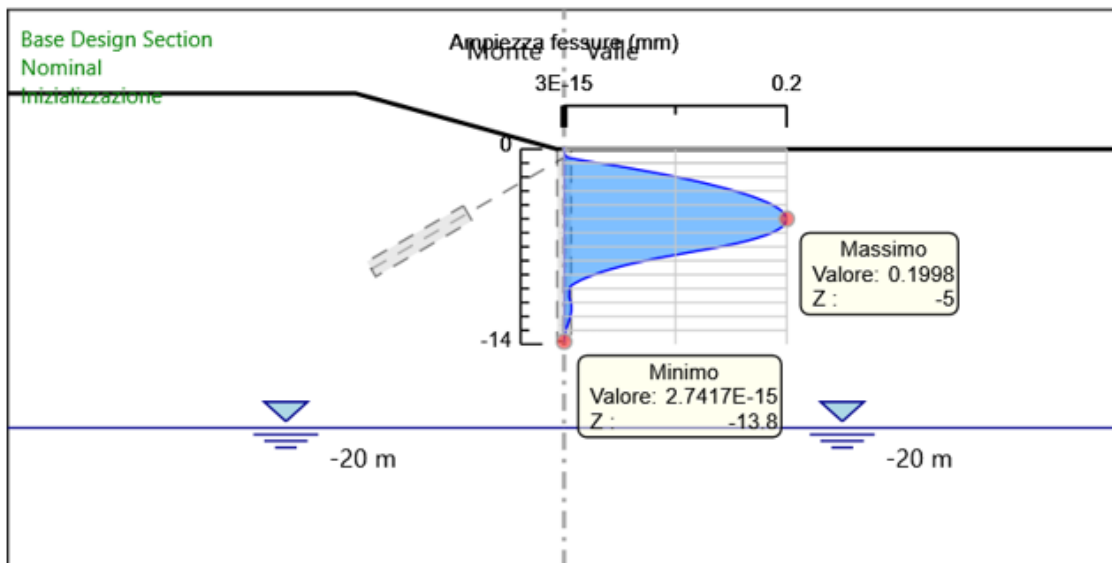


Figura 18 Verifica a fessurazione SLE

9 APPENDICE A: ANALISI PARATIE. TABULATI DI CALCOLO PARATIE

9.1 Sezione paratia di pali con un ordine di tiranti in testa

The logo for PARATIE plus features the word "PARATIE" in a bold, blue, sans-serif font. To its right, the word "plus" is written in a red, cursive script font. A small "TM" trademark symbol is positioned at the top right of the "plus" text.

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.

2. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 4.2 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c	S_u	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp 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	S-SABBIE MEDIE SABBIE GHIAIOSE	19	19	35		0		Constant	35000	56000										

3. Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.8 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 13.8 m

Materiale : B450C

Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 18

Diametro : 0.024 m

Distanza dal bordo : 0.077 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0.05 m

Diametro : 0.014 m

Lunghezza : 13.8 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.2 m

Sezione : Pali D1000

Area equivalente : 0.654498469497874 m

Inerzia equivalente : 0.0409 m⁴/m

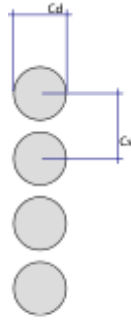
Materiale calcestruzzo : C28/35

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.2 m

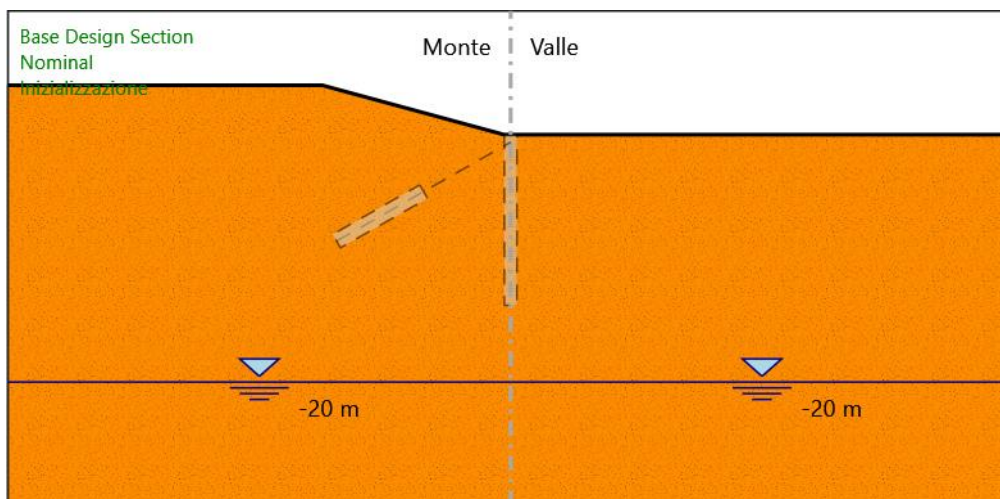
Diametro : 1 m

Efficacia : 1



4. Fasi di Calcolo

4.1. Inizializzazione



Inizializzazione

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;4)

(-15;4)

(-0.5;0)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

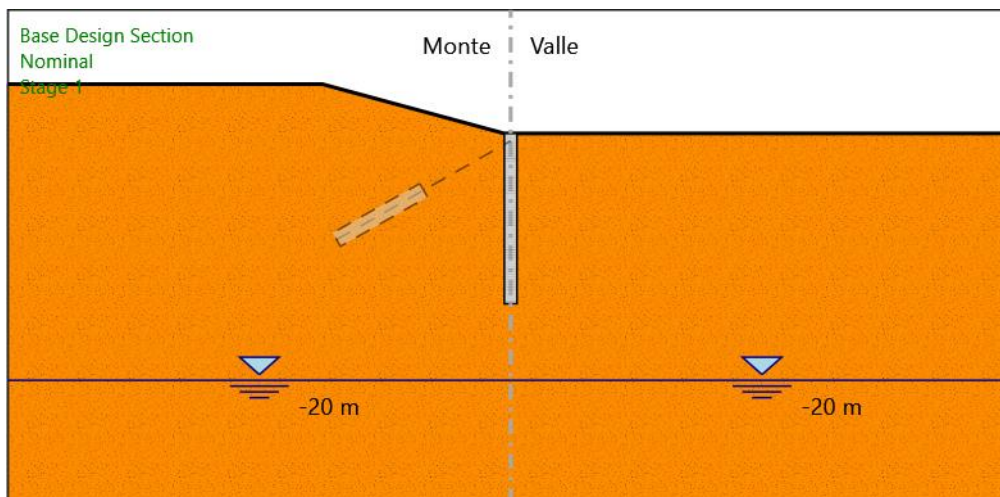
0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

4.2. Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;4)

(-15;4)

(-0.5;0)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Mandataria



Mandante



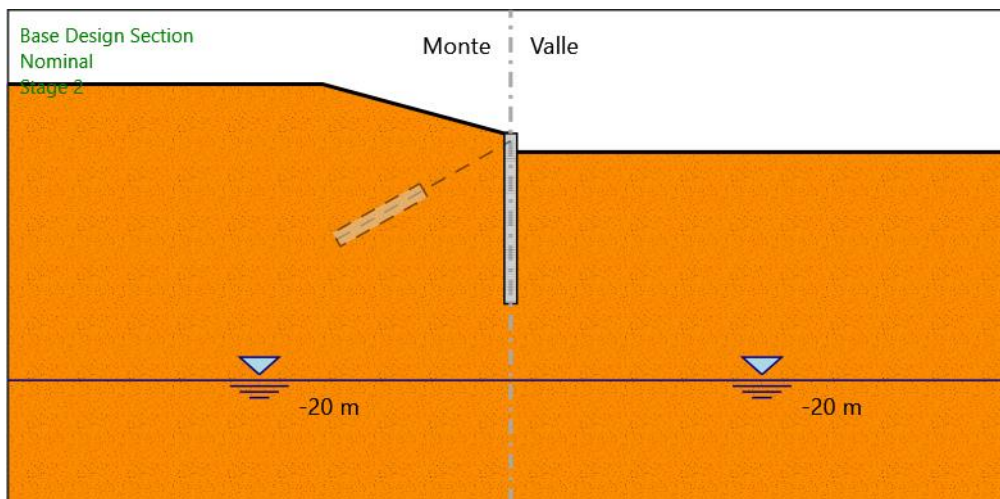
RELAZIONE DI CALCOLO

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.8 m

Sezione : Pali D1000

4.3. Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;4)

(-15;4)

(-0.5;0)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-1.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Mandatario



Mandante



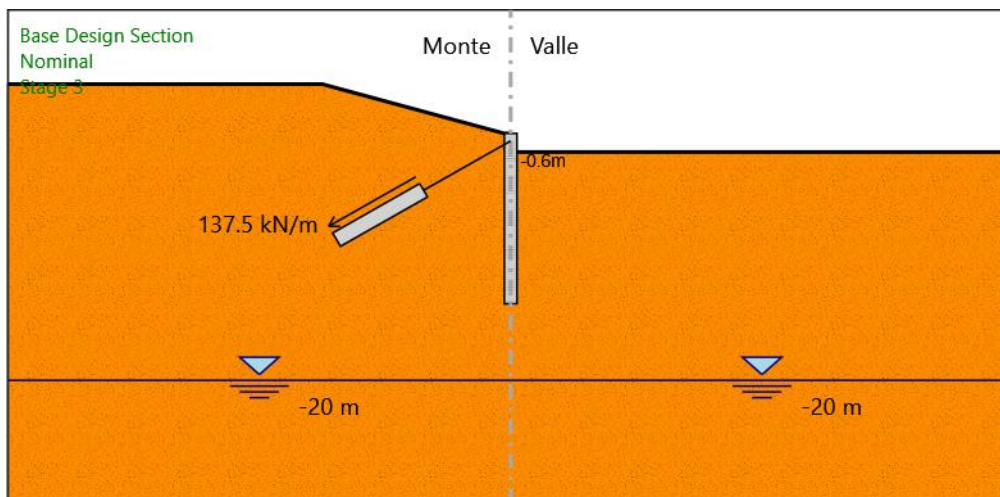
RELAZIONE DI CALCOLO

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.8 m

Sezione : Pali D1000

4.4. Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;4)

(-15;4)

(-0.5;0)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-1.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Mandataria



Mandante



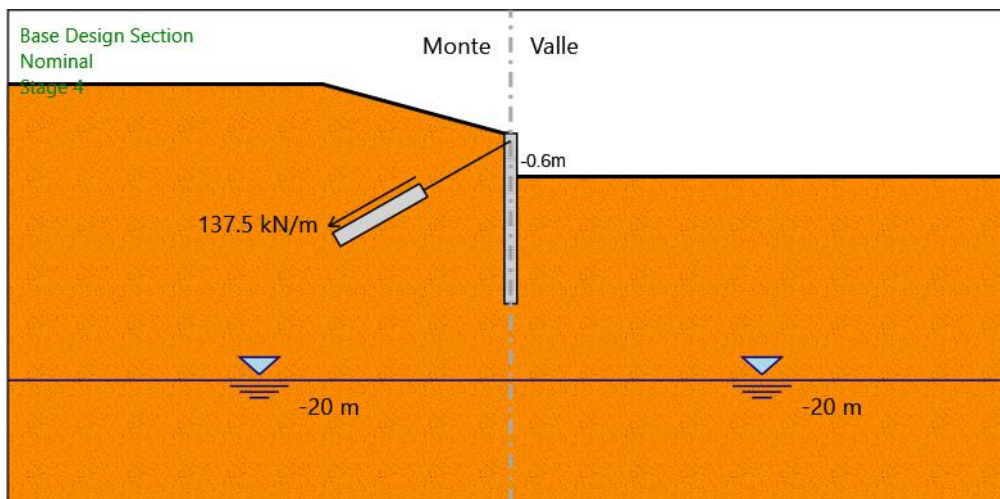
RELAZIONE DI CALCOLO

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.8 m

Sezione : Pali D1000

4.5. Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -3.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;4)

(-15;4)

(-0.5;0)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-3.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Mandatario



Mandante



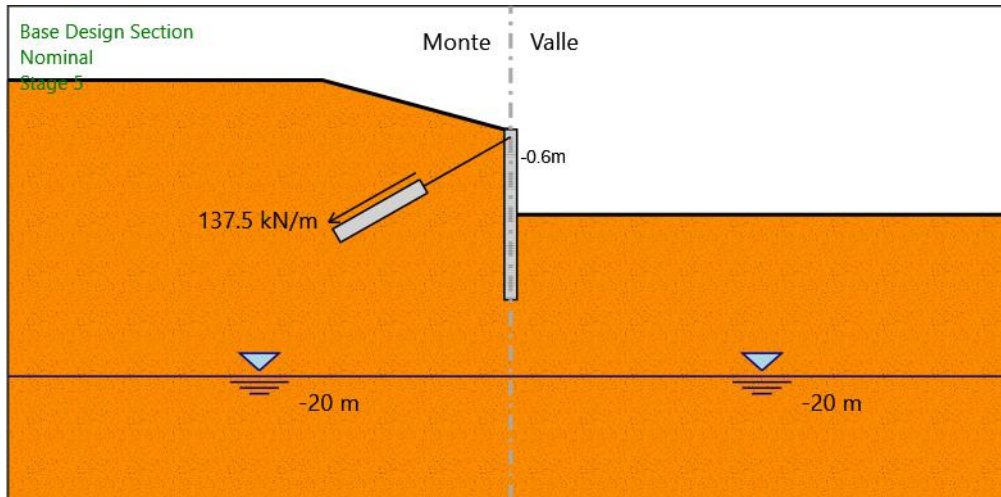
RELAZIONE DI CALCOLO

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.8 m

Sezione : Pali D1000

4.6. Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6.9 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;4)

(-15;4)

(-0.5;0)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-6.9 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Mandataria



Mandante



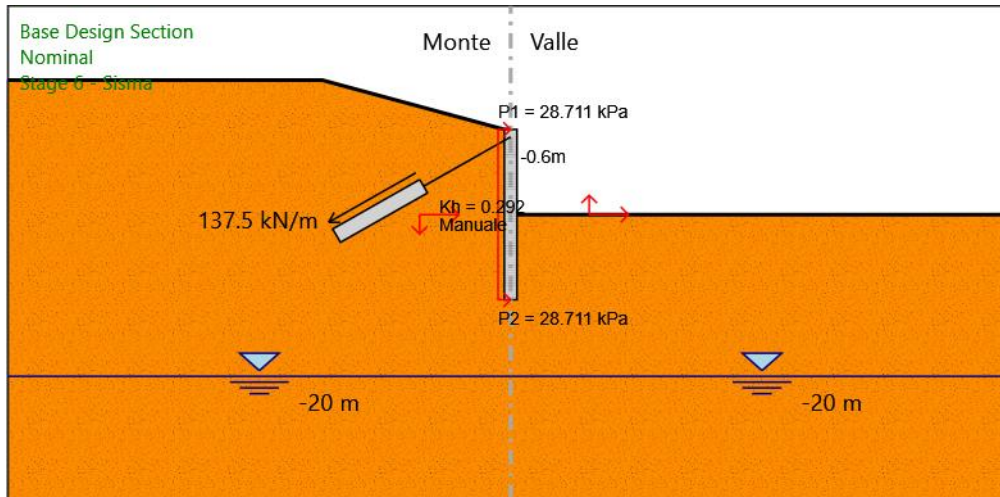
RELAZIONE DI CALCOLO

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.8 m

Sezione : Pali D1000

4.7. Stage 6 - Sisma



Stage 6 - Sisma

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6.9 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-40;4)

(-15;4)

(-0.5;0)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-6.9 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -20 m

Falda di destra : -20 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Mandataria



Mandante



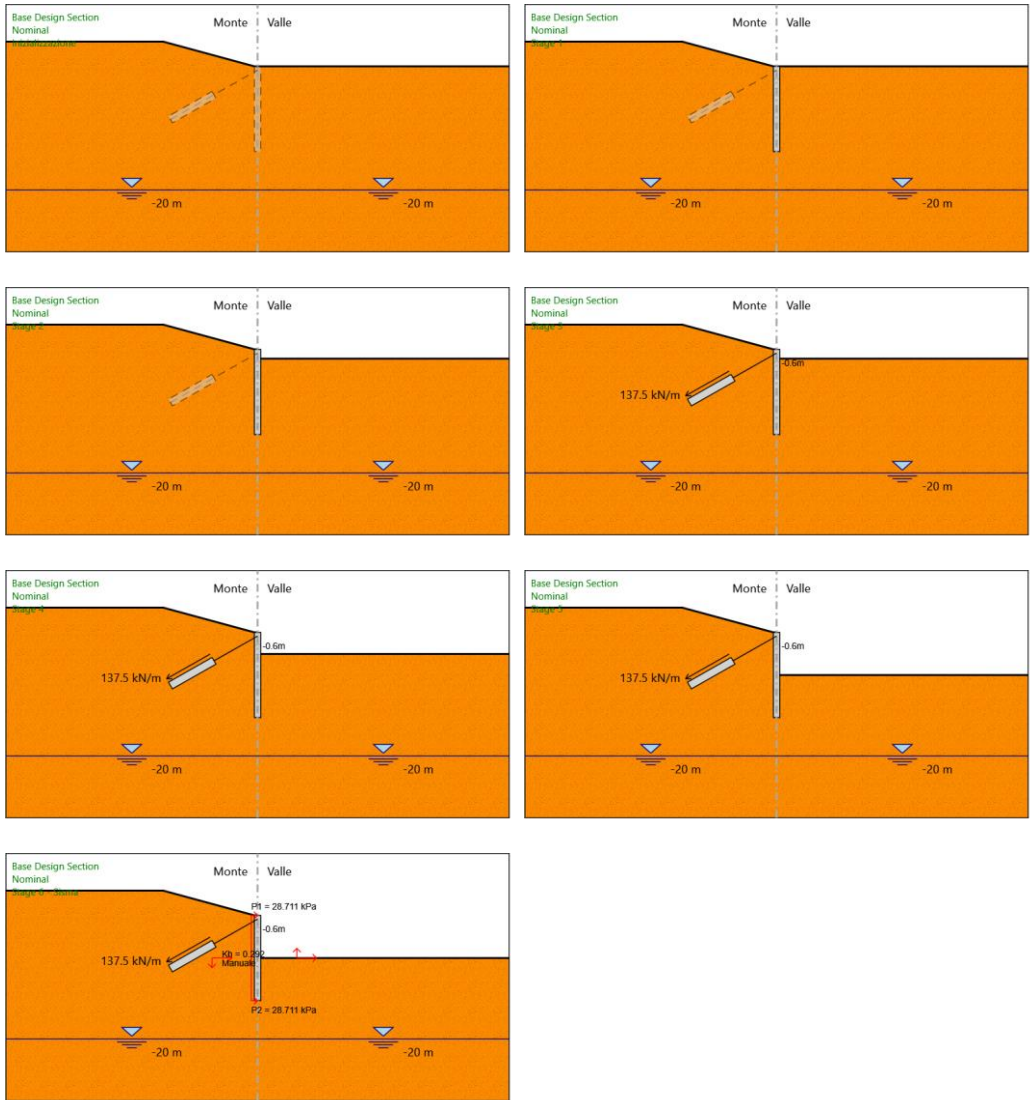
RELAZIONE DI CALCOLO

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -13.8 m

Sezione : Pali D1000

4.8. Tabella Configurazione Stage (Nominal)



5. 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_Wat erDR)	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 $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohes)	Parziale su S_u (F_Su)	Parziale su q_u (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 permanententi (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



5. Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Inizializzazione	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6 - Sisma
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	V	V	V	V	V	V	
NTC2018: SISMICA STR							V
NTC2018: SISMICA GEO							V

5. Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

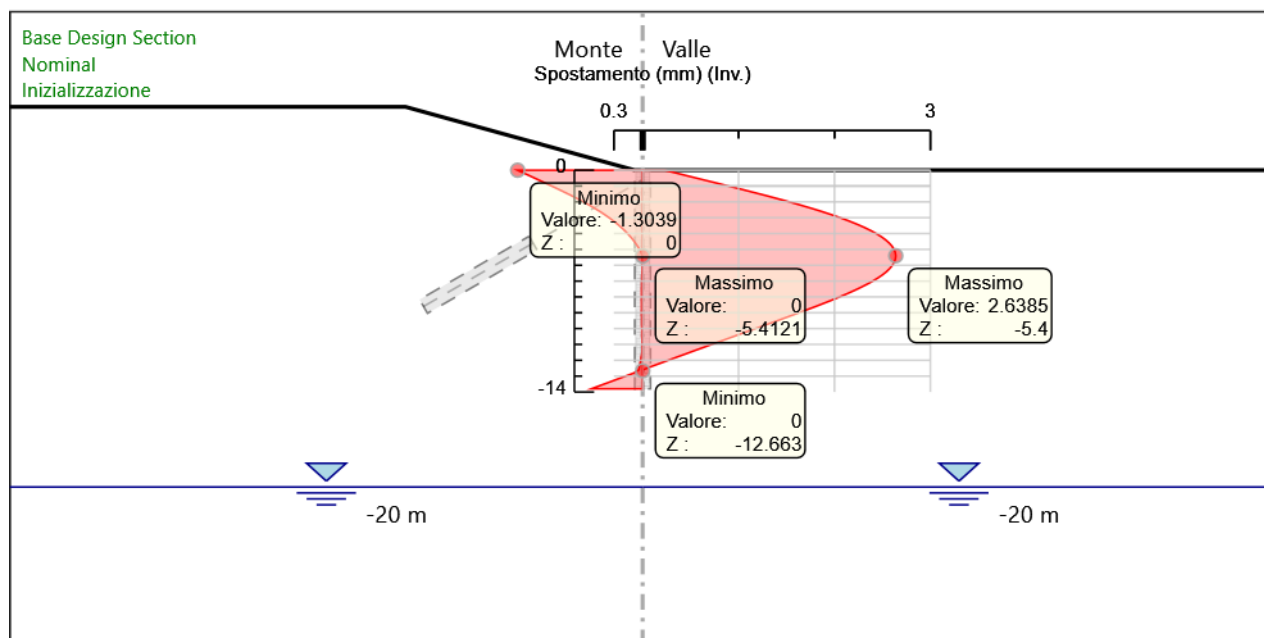
5.1. Tabella Inviluppi Spostamento Left Wall

Selected Design Assumptions Inviluppi: Spostamento Muro: LEFT		
Z (m)	Lato sinistro (mm)	Lato destro (mm)
0	-1.304	0.228
-0.2	-1.233	0.362
-0.4	-1.162	0.495
-0.6	-1.091	0.629
-0.8	-1.02	0.763
-1	-0.949	0.896
-1.2	-0.879	1.027
-1.4	-0.811	1.157
-1.6	-0.744	1.284
-1.8	-0.68	1.408
-2	-0.618	1.529
-2.2	-0.559	1.645
-2.4	-0.502	1.757
-2.6	-0.448	1.863
-2.8	-0.398	1.965
-3	-0.35	2.06
-3.2	-0.306	2.149
-3.4	-0.264	2.231
-3.6	-0.225	2.306
-3.8	-0.19	2.375
-4	-0.157	2.435
-4.2	-0.127	2.488
-4.4	-0.1	2.534
-4.6	-0.076	2.571
-4.8	-0.054	2.6
-5	-0.034	2.621
-5.2	-0.016	2.634
-5.4	-0.001	2.638
-5.6	0	2.635
-5.8	0	2.624
-6	-0.002	2.604
-6.2	-0.004	2.577
-6.4	-0.006	2.543
-6.6	-0.007	2.502
-6.8	-0.008	2.454
-7	-0.009	2.399
-7.2	-0.01	2.339
-7.4	-0.01	2.274
-7.6	-0.011	2.204
-7.8	-0.011	2.13
-8	-0.011	2.053
-8.2	-0.011	1.972
-8.4	-0.011	1.889
-8.6	-0.011	1.804
-8.8	-0.011	1.718
-9	-0.011	1.629
-9.2	-0.01	1.54
-9.4	-0.01	1.45
-9.6	-0.009	1.359
-9.8	-0.009	1.268
-10	-0.009	1.176
-10.2	-0.008	1.084
-10.4	-0.008	0.993
-10.6	-0.007	0.901
-10.8	-0.006	0.81



Selected Design Assumptions Involuppi: Spostamento Muro: LEFT		
Z (m)	Lato sinistro (mm)	Lato destro (mm)
-11	-0.006	0.719
-11.2	-0.005	0.628
-11.4	-0.005	0.537
-11.6	-0.009	0.447
-11.8	-0.015	0.357
-12	-0.021	0.267
-12.2	-0.027	0.177
-12.4	-0.033	0.088
-12.6	-0.039	0.001
-12.663	0	0
-12.8	-0.091	0
-13	-0.18	0
-13.135	0	0
-13.2	-0.269	0
-13.4	-0.358	0.001
-13.6	-0.446	0.001
-13.8	-0.535	0.002

5.2. Grafico Inviluppi Spostamento



Spostamento

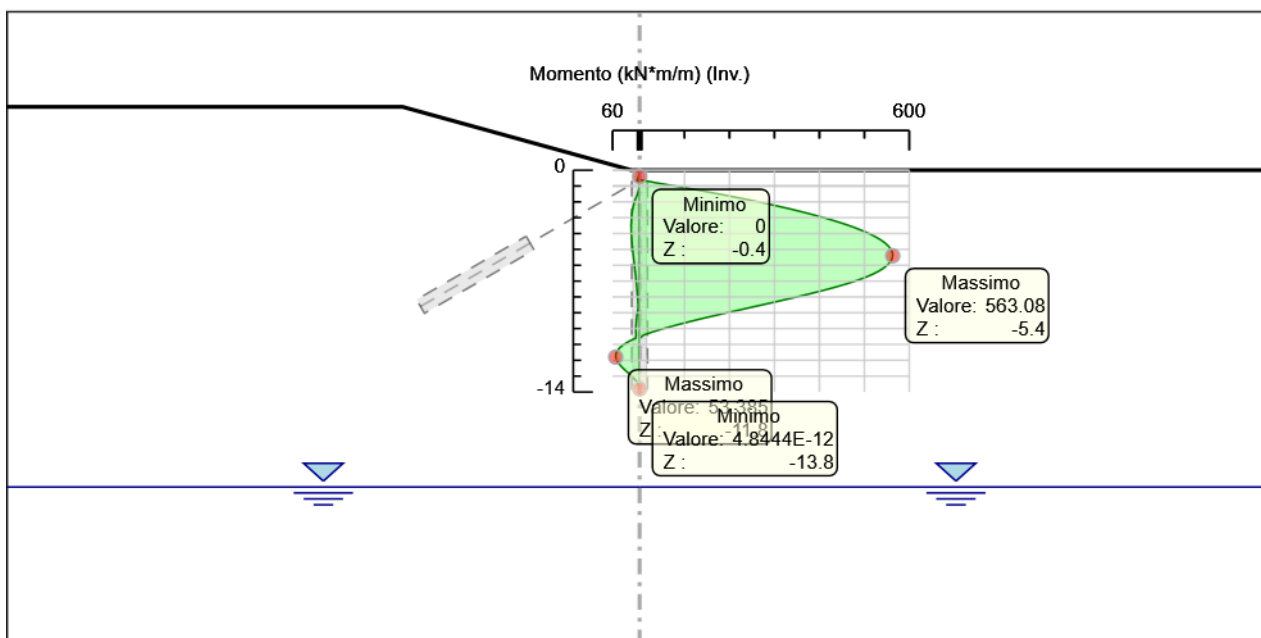
5.3. Tabella Inviluppi Momento WallElement

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0.574	0
-0.4	2.338	0
-0.6	5.334	0
-0.8	0.451	37.395
-1	0.999	78.804
-1.2	2.019	118.848
-1.4	3.697	157.482
-1.6	6.218	194.661
-1.8	9.116	230.337
-2	11.563	264.465
-2.2	13.596	296.999
-2.4	15.249	327.893
-2.6	16.557	357.101
-2.8	17.553	384.576
-3	18.267	410.272
-3.2	18.731	434.144
-3.4	18.971	456.144
-3.6	19.015	476.228
-3.8	18.887	494.347
-4	18.611	510.457
-4.2	18.208	524.511
-4.4	17.699	536.464
-4.6	17.102	546.268
-4.8	16.433	553.878
-5	15.708	559.248
-5.2	14.941	562.332
-5.4	14.145	563.084
-5.6	13.332	561.457
-5.8	12.511	557.407
-6	11.691	550.886
-6.2	10.879	541.849
-6.4	10.081	530.25
-6.6	9.301	516.043
-6.8	8.544	499.183
-7	7.813	479.624
-7.2	7.112	457.498
-7.4	6.443	433.118
-7.6	5.808	406.796
-7.8	5.208	378.843
-8	4.643	349.573
-8.2	4.116	319.297
-8.4	3.624	288.327
-8.6	3.17	256.976
-8.8	3.825	225.556
-9	5.202	194.38
-9.2	6.303	163.758
-9.4	7.148	134.005
-9.6	7.757	105.432
-9.8	8.149	78.352
-10	8.345	53.077
-10.2	8.364	29.919
-10.4	8.227	9.193
-10.6	8.791	0.237
-10.8	23.72	0
-11	35.475	0
-11.2	44.188	0
-11.4	49.991	0



Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-11.6	53.012	0
-11.8	53.385	0.016
-12	51.238	0.039
-12.2	46.767	0.051
-12.4	40.591	0.055
-12.6	33.328	0.052
-12.8	25.594	0.045
-13	17.974	0.034
-13.2	11.035	0.022
-13.4	5.347	0.012
-13.6	1.479	0.003
-13.8	0	0

5.4. Grafico Involuppi Momento



Momento

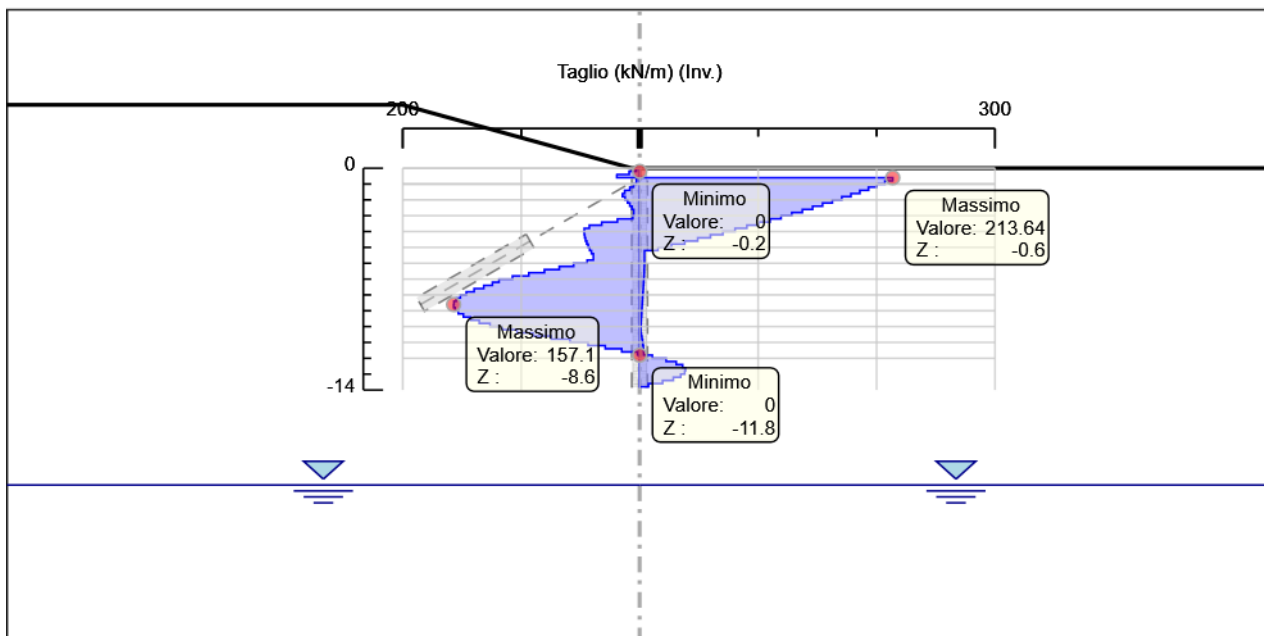
5.5. Tabella Inviluppi Taglio WallElement

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	2.871	0
-0.2	8.82	0
-0.4	19.29	0
-0.6	19.29	213.643
-0.8	2.741	213.643
-1	5.097	207.046
-1.2	8.394	200.222
-1.4	12.601	193.171
-1.6	14.49	185.891
-1.8	14.49	178.381
-2	12.236	170.641
-2.2	10.163	162.671
-2.4	8.267	154.47
-2.6	6.541	146.038
-2.8	4.979	137.376
-3	5.786	128.482
-3.2	18.746	119.357
-3.4	32.019	110.002
-3.6	42.422	100.416
-3.8	46.771	90.598
-4	46.773	80.55
-4.2	46.773	70.271
-4.4	46.385	59.762
-4.6	45.657	49.022
-4.8	44.668	38.051
-5	43.485	26.85
-5.2	42.14	15.419
-5.4	40.66	4.067
-5.6	39.075	4.105
-5.8	44.327	4.105
-6	55.795	4.098
-6.2	67.806	4.06
-6.4	80.396	3.993
-6.6	93.597	3.9
-6.8	107.437	3.785
-7	118.741	3.652
-7.2	124.328	3.505
-7.4	131.611	3.345
-7.6	139.762	3.177
-7.8	146.351	3.001
-8	151.38	2.822
-8.2	154.848	2.639
-8.4	156.755	2.456
-8.6	157.1	2.274
-8.8	157.1	2.094
-9	155.884	1.917
-9.2	153.107	1.745
-9.4	148.767	1.578
-9.6	142.865	1.417
-9.8	135.402	1.263
-10	126.375	1.116
-10.2	115.786	0.977
-10.4	103.635	1.367
-10.6	89.92	1.948
-10.8	74.643	2.43
-11	58.777	2.814
-11.2	43.566	3.102
-11.4	29.011	3.296



Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-11.6	15.109	3.431
-11.8	1.862	10.733
-12	0	22.355
-12.2	0	30.881
-12.4	0.014	36.317
-12.6	0.038	38.666
-12.8	0.052	38.666
-13	0.058	38.104
-13.2	0.058	34.695
-13.4	0.054	28.439
-13.6	0.041	19.339
-13.8	0.017	7.395

5.6. Grafico Involuppi Taglio



Taglio

6. 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}	1.75
γ_s	1.2



6.1. Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Inizializzazione	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6 - Sisma
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	V	V	V	V	V	V	
NTC2018: SISMICA STR							V
NTC2018: SISMICA GEO							V

6.2. Risultati Cover

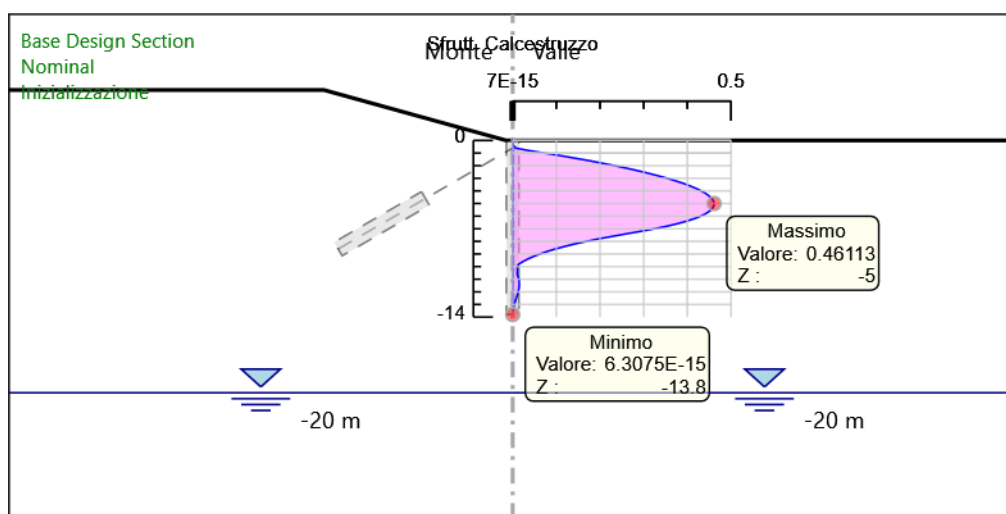
6.2.1. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver
0	0
-0.2	0
-0.4	0.002
-0.6	0.007
-0.8	0.037
-1	0.073
-1.2	0.109
-1.4	0.142
-1.6	0.174
-1.8	0.205
-2	0.234
-2.2	0.261
-2.4	0.287
-2.6	0.311
-2.8	0.333
-3	0.354
-3.2	0.373
-3.4	0.39
-3.6	0.406
-3.8	0.42
-4	0.432
-4.2	0.442
-4.4	0.45
-4.6	0.456
-4.8	0.46
-5	0.461
-5.2	0.46
-5.4	0.457
-5.6	0.451
-5.8	0.442
-6	0.431
-6.2	0.416
-6.4	0.398
-6.6	0.377
-6.8	0.352
-7	0.324
-7.2	0.293
-7.4	0.261
-7.6	0.228
-7.8	0.197
-8	0.169
-8.2	0.143
-8.4	0.119
-8.6	0.098
-8.8	0.079
-9	0.062
-9.2	0.048
-9.4	0.035
-9.6	0.024
-9.8	0.014
-10	0.011
-10.2	0.011
-10.4	0.011
-10.6	0.01
-10.8	0.012
-11	0.014



Involuppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver	
-11.2	0.015	
-11.4	0.015	
-11.6	0.015	
-11.8	0.014	
-12	0.013	
-12.2	0.011	
-12.4	0.009	
-12.6	0.007	
-12.8	0.006	
-13	0.004	
-13.2	0.002	
-13.4	0.001	
-13.6	0	
-13.8	0	

6.2.2. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver



Inviluppi
Tasso di Sfruttamento Calcestruzzo - Caver

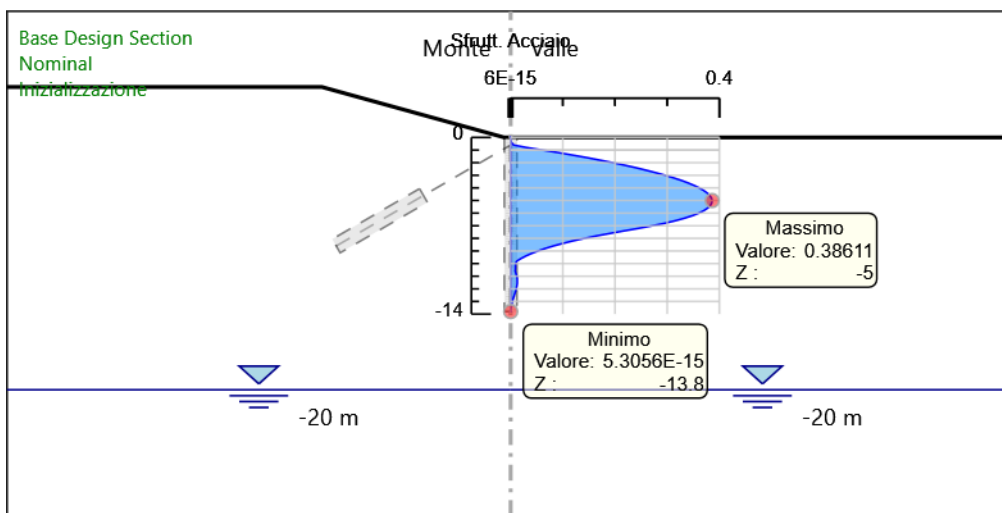
6.2.3. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Cover : LEFT

Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Cover		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Armature - Cover	
0	0	
-0.2	0	
-0.4	0.001	
-0.6	0.006	
-0.8	0.031	
-1	0.061	
-1.2	0.091	
-1.4	0.119	
-1.6	0.146	
-1.8	0.172	
-2	0.196	
-2.2	0.219	
-2.4	0.24	
-2.6	0.26	
-2.8	0.279	
-3	0.296	
-3.2	0.312	
-3.4	0.327	
-3.6	0.34	
-3.8	0.351	
-4	0.361	
-4.2	0.37	
-4.4	0.377	
-4.6	0.382	
-4.8	0.385	
-5	0.386	
-5.2	0.385	
-5.4	0.383	
-5.6	0.378	
-5.8	0.37	
-6	0.36	
-6.2	0.348	
-6.4	0.333	
-6.6	0.316	
-6.8	0.295	
-7	0.272	
-7.2	0.245	
-7.4	0.218	
-7.6	0.191	
-7.8	0.165	
-8	0.141	
-8.2	0.119	
-8.4	0.1	
-8.6	0.082	
-8.8	0.066	
-9	0.052	
-9.2	0.04	
-9.4	0.029	
-9.6	0.02	
-9.8	0.012	
-10	0.009	
-10.2	0.009	
-10.4	0.009	
-10.6	0.009	
-10.8	0.01	
-11	0.012	
-11.2	0.013	
-11.4	0.013	
-11.6	0.012	



Involuppi Tasso di Sfruttamento Armature - Caver		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento Armature - Caver	
-11.8	0.012	
-12	0.011	
-12.2	0.009	
-12.4	0.008	
-12.6	0.006	
-12.8	0.005	
-13	0.003	
-13.2	0.002	
-13.4	0.001	
-13.6	0	
-13.8	0	

6.2.4. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento Armature - Cover



Inviluppi
Tasso di Sfruttamento Armature - Cover



6.2.5. Tabella Involuppi Apertura Fessure - Caver : LEFT

Involuppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver (mm)
0	0
-0.2	0
-0.4	0.001
-0.6	0.003
-0.8	0.016
-1	0.032
-1.2	0.047
-1.4	0.062
-1.6	0.076
-1.8	0.089
-2	0.101
-2.2	0.113
-2.4	0.124
-2.6	0.135
-2.8	0.144
-3	0.153
-3.2	0.162
-3.4	0.169
-3.6	0.176
-3.8	0.182
-4	0.187
-4.2	0.191
-4.4	0.195
-4.6	0.197
-4.8	0.199
-5	0.2
-5.2	0.199
-5.4	0.198
-5.6	0.195
-5.8	0.192
-6	0.187
-6.2	0.18
-6.4	0.172
-6.6	0.163
-6.8	0.153
-7	0.141
-7.2	0.127
-7.4	0.113
-7.6	0.099
-7.8	0.085
-8	0.073
-8.2	0.062
-8.4	0.052
-8.6	0.042
-8.8	0.034
-9	0.027
-9.2	0.021
-9.4	0.015
-9.6	0.01
-9.8	0.006
-10	0.005
-10.2	0.005
-10.4	0.005
-10.6	0.005
-10.8	0.005
-11	0.006
-11.2	0.006
-11.4	0.007
-11.6	0.006

Mandataria



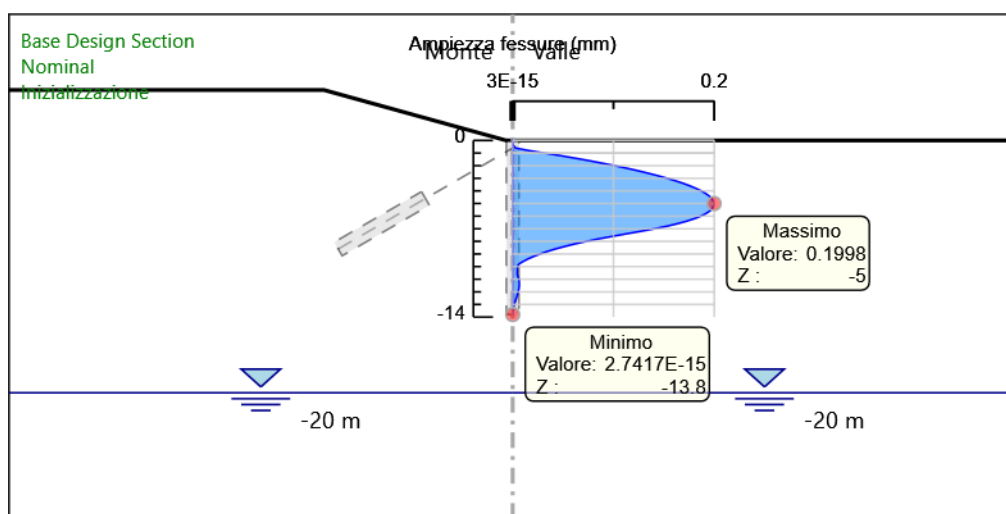
Mandante



RELAZIONE DI CALCOLO

Inviluppi Apertura Fessure - Caver		LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver (mm)	
-11.8	0.006	
-12	0.005	
-12.2	0.005	
-12.4	0.004	
-12.6	0.003	
-12.8	0.002	
-13	0.002	
-13.2	0.001	
-13.4	0	
-13.6	0	
-13.8	0	

6.2.6. Grafico Involuppi Apertura Fessure - Caver



Involuppi
Apertura Fessure - Caver

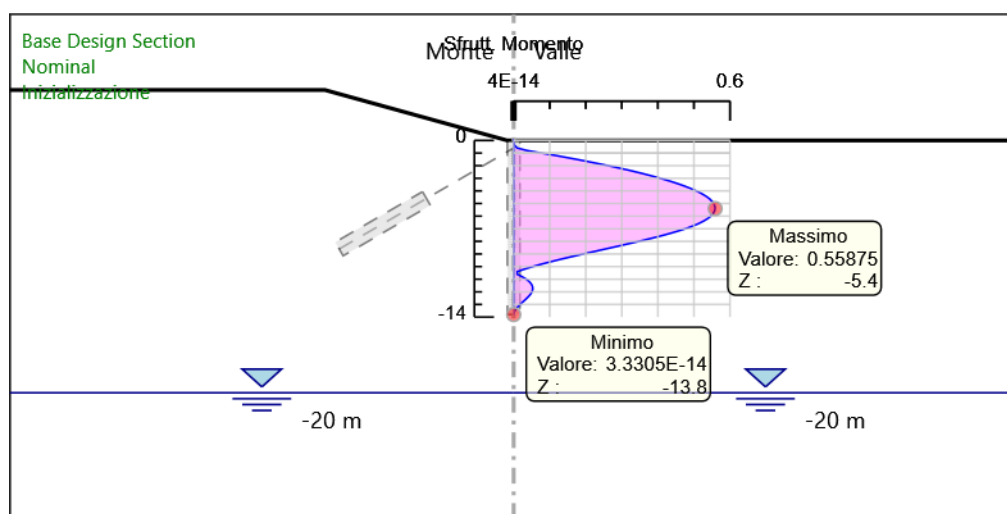
6.2.7. Tabella Involupi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver : LEFT

Involupi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	
0	0	
-0.2	0.001	
-0.4	0.003	
-0.6	0.01	
-0.8	0.037	
-1	0.078	
-1.2	0.118	
-1.4	0.156	
-1.6	0.193	
-1.8	0.229	
-2	0.262	
-2.2	0.295	
-2.4	0.325	
-2.6	0.354	
-2.8	0.382	
-3	0.407	
-3.2	0.431	
-3.4	0.453	
-3.6	0.473	
-3.8	0.491	
-4	0.507	
-4.2	0.52	
-4.4	0.532	
-4.6	0.542	
-4.8	0.55	
-5	0.555	
-5.2	0.558	
-5.4	0.559	
-5.6	0.557	
-5.8	0.553	
-6	0.547	
-6.2	0.538	
-6.4	0.526	
-6.6	0.512	
-6.8	0.495	
-7	0.476	
-7.2	0.454	
-7.4	0.43	
-7.6	0.404	
-7.8	0.376	
-8	0.347	
-8.2	0.317	
-8.4	0.286	
-8.6	0.255	
-8.8	0.224	
-9	0.193	
-9.2	0.162	
-9.4	0.133	
-9.6	0.105	
-9.8	0.078	
-10	0.053	
-10.2	0.03	
-10.4	0.01	
-10.6	0.01	
-10.8	0.024	
-11	0.035	
-11.2	0.044	
-11.4	0.05	
-11.6	0.053	



Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	
-11.8	0.053	
-12	0.051	
-12.2	0.046	
-12.4	0.04	
-12.6	0.033	
-12.8	0.025	
-13	0.018	
-13.2	0.011	
-13.4	0.005	
-13.6	0.001	
-13.8	0	

6.2.8. Grafico Involupi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver



Involupi
Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver

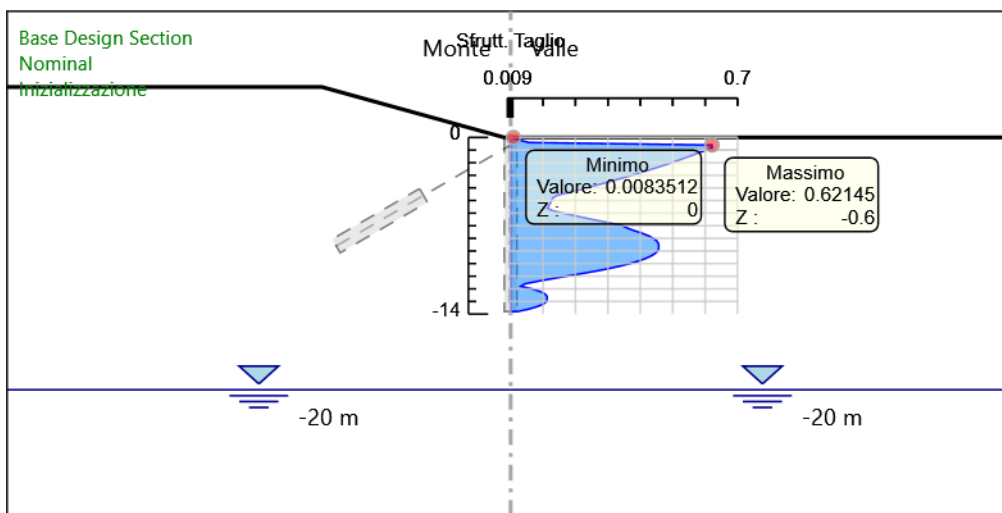
6.2.9. Tabella Involupi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver : LEFT

Involupi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	
0	0.008	
-0.2	0.026	
-0.4	0.056	
-0.6	0.621	
-0.8	0.621	
-1	0.602	
-1.2	0.582	
-1.4	0.562	
-1.6	0.541	
-1.8	0.519	
-2	0.496	
-2.2	0.473	
-2.4	0.449	
-2.6	0.425	
-2.8	0.4	
-3	0.374	
-3.2	0.347	
-3.4	0.32	
-3.6	0.292	
-3.8	0.264	
-4	0.234	
-4.2	0.204	
-4.4	0.174	
-4.6	0.143	
-4.8	0.13	
-5	0.126	
-5.2	0.123	
-5.4	0.118	
-5.6	0.114	
-5.8	0.129	
-6	0.162	
-6.2	0.197	
-6.4	0.234	
-6.6	0.272	
-6.8	0.313	
-7	0.345	
-7.2	0.362	
-7.4	0.383	
-7.6	0.407	
-7.8	0.426	
-8	0.44	
-8.2	0.45	
-8.4	0.456	
-8.6	0.457	
-8.8	0.457	
-9	0.453	
-9.2	0.445	
-9.4	0.433	
-9.6	0.416	
-9.8	0.394	
-10	0.368	
-10.2	0.337	
-10.4	0.301	
-10.6	0.262	
-10.8	0.217	
-11	0.171	
-11.2	0.127	
-11.4	0.084	
-11.6	0.044	



Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	
-11.8	0.031	
-12	0.065	
-12.2	0.09	
-12.4	0.106	
-12.6	0.112	
-12.8	0.112	
-13	0.111	
-13.2	0.101	
-13.4	0.083	
-13.6	0.056	
-13.8	0.022	

6.2.10. Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver



Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver

6.2.11. 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 3	330	1935.221	773.767	0.171	0.426		NO
Tieback	Stage 4	332.562	1935.221	773.767	0.172	0.43		NO
Tieback	Stage 5	340.901	1935.221	773.767	0.176	0.441		NO
Tieback	Stage 6 - Sisma	341.016	1935.221	773.767	0.176	0.441		NO

6.2.12. 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 3	429	921.534	773.767	0.466	0.554		NO
Tieback	Stage 4	432.33	921.534	773.767	0.469	0.559		NO
Tieback	Stage 5	443.172	921.534	773.767	0.481	0.573		NO
Tieback	Stage 6 - Sisma	443.32	921.534	773.767	0.481	0.573		NO

6.2.13. 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 Resistenza STR	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage 3	330	921.534	773.767	0.358	0.426	NO
Tieback	Stage 4	332.595	921.534	773.767	0.361	0.43	NO
Tieback	Stage 5	342.538	921.534	773.767	0.372	0.443	NO
Tieback	Stage 6 - Sisma	343.784	921.534	773.767	0.373	0.444	NO

6.2.14. Verifiche Tiranti NTC2018: SISMICA STR

Design Assumption:	Tipo Risultato:	NTC2018							
NTC2018: SISMICA STR	Verifiche Tiranti						(ITA)		
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze	
Tieback	Stage 3	330	921.534	773.767	0.358	0.426		NO	
Tieback	Stage 4	332.562	921.534	773.767	0.361	0.43		NO	
Tieback	Stage 5	340.901	921.534	773.767	0.37	0.441		NO	
Tieback	Stage 6 - Sisma	651.246	921.534	773.767	0.707	0.842		NO	

6.2.15. Verifiche Tiranti NTC2018: SISMICA GEO

Design Assumption:	Tipo Risultato:	NTC2018						
NTC2018: SISMICA GEO	Verifiche Tiranti				(ITA)			
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio Resistenza STR	Gerarchia delle Resistenze	
Tieback	Stage 3	330	921.534	773.767	0.358	0.426	NO	
Tieback	Stage 4	332.562	921.534	773.767	0.361	0.43	NO	
Tieback	Stage 5	340.901	921.534	773.767	0.37	0.441	NO	
Tieback	Stage 6 - Sisma	651.246	921.534	773.767	0.707	0.842	NO	



6.2.16. 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