

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NODO DI CATANIA**

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

**INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO.**

MACROFASE FUNZIONALE 1

LOTTO 2

Bretella CT-SR e Fascio A-P di prima fase e Collegamento Fascio A-P-Interporto - OPERE CIVILI
Ponti Ferroviari - VI03 Ponte su Buttaceto Collegamento Interporto Fascio A/P km 0+550 - Relazione di calcolo delle opere provvisionali

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RS3H 02 D 09 CL VI0300 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autore	Disegnato	Data
A	Emissione esecutiva	L.Nani	Febbraio 2020	A.Ferri	Febbraio 2020	S.Vanfiori	Febbraio 2020	A.Vittozzi		Febbraio 2020

File: RS3H.0.2.D.09.CL.VI.03.0.0.002.A

n. Elab.:

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Dott. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Reggio Calabria
N° A20783

INDICE

1	PREMESSA	3
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3	MATERIALI	6
3.1	CALCESTRUZZO	6
3.2	ACCIAIO PER C.A. (ARMATURA ORDINARIA)	6
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	7
4.1	STRATIGRAFIA.....	8
5	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATA.....	9
6	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018	12
6.1	METODI AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO.....	12
6.2	CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE PARATIE	15
6.3	VERIFICHE SISMICHE	16
6.4	MODELLO GEOMETRICO DI RIFERIMENTO	16
7	MODELLO DI CALCOLO.....	17
7.1	ANALISI DEI CARICHI	17
7.2	FASI DI CALCOLO	18
7.3	RISULTATI E VERIFICHE	21
7.3.1	<i>Risultati (combinazione SLE)</i>	21
7.3.2	<i>Risultati e verifiche SLU-STR (combinazione AI+MI+RI)</i>	22
7.3.3	<i>Sintesi sollecitazioni agenti</i>	23
7.3.4	<i>Verifiche di resistenza</i>	24

1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo delle opere d'arte provvisionali relative all'interramento di Catania.

In particolare si tratterà il dimensionamento della paratia provvisoria in corrispondenza dell'opera VI03.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

1.1 Descrizione dell'opera

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche geotecniche della paratia provvisoria relativa al viadotto VI01 che si sviluppa nell'intorno della progressiva 0+550.00 km.

Si riporta di seguito la sezione dell'opera:

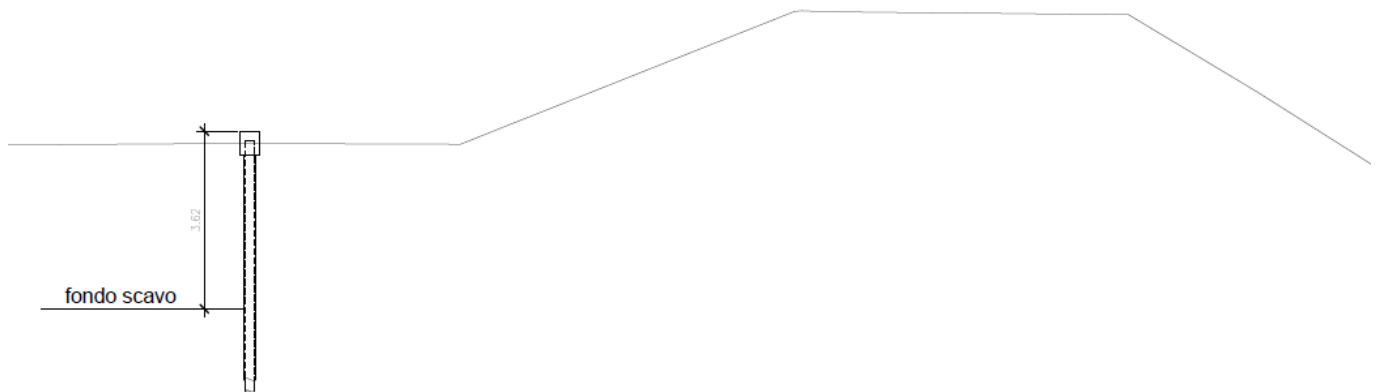


Figura 1 _ Sezione opera provvisoria.

La paratia provvisoria è costituita da micropali di diametro pari a 250 mm, posti ad un interasse di 30 cm e aventi una lunghezza di 9.00 m, con armatura tubolare $\phi 168.3$ di spessore 10 mm.

Si riporta di seguito la tipologia di micropalo impiegata:

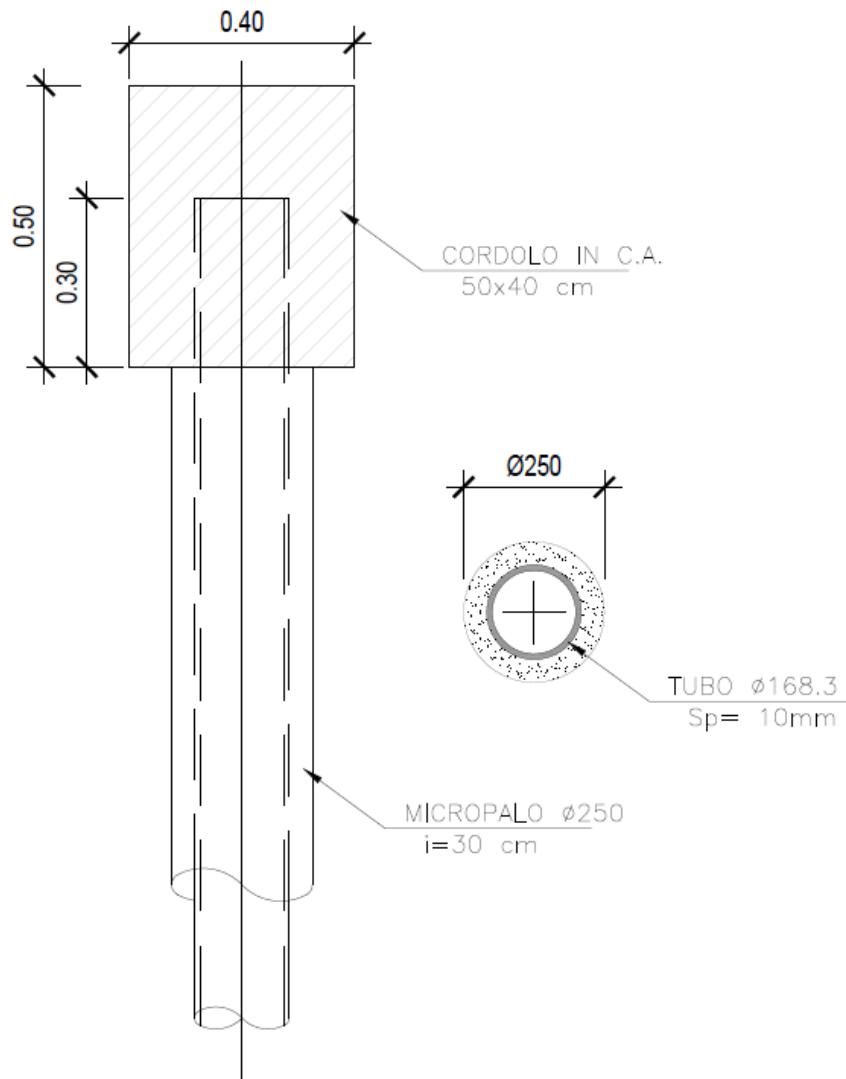


Figura 2 _ Tipologia micropali.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

3 MATERIALI

Si riportano di seguito i materiali previsti per la realizzazione delle strutture, suddivisi per elemento costruttivo.

3.1 Calcestruzzo

Classe C25/30

$R_{ck} =$	30	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	25	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	30	MPa	valor medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0,85		coeff. rid. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	14.16	MPa	resistenza di progetto
$f_{ctm} =$	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctm} =$	3,07	MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} =$	1.9	MPa	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} =$	30588	MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0,2		Coefficiente di Poisson
$G_c =$	13894	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto
$c =$	60	mm	Copriferro minimo
XC2			Classe di esposizione

3.2 Acciaio per c.a. (armatura ordinaria)

Acciaio tipo: EN 10025-S275 JR

Tensione di rottura a trazione: $f_{tk} \geq 430$ MPa

Tensione di snervamento: $f_{yk} \geq 275$ MPa

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica per l'opera in esame, valutata sulla base dell'interpretazione delle indagini geotecniche svolte in prossimità dell'opera.

La stratigrafia di riferimento finalizzata al dimensionamento dell'opera provvisoria è rappresentata nel profilo stratigrafico longitudinale, riportato nella seguente figura:

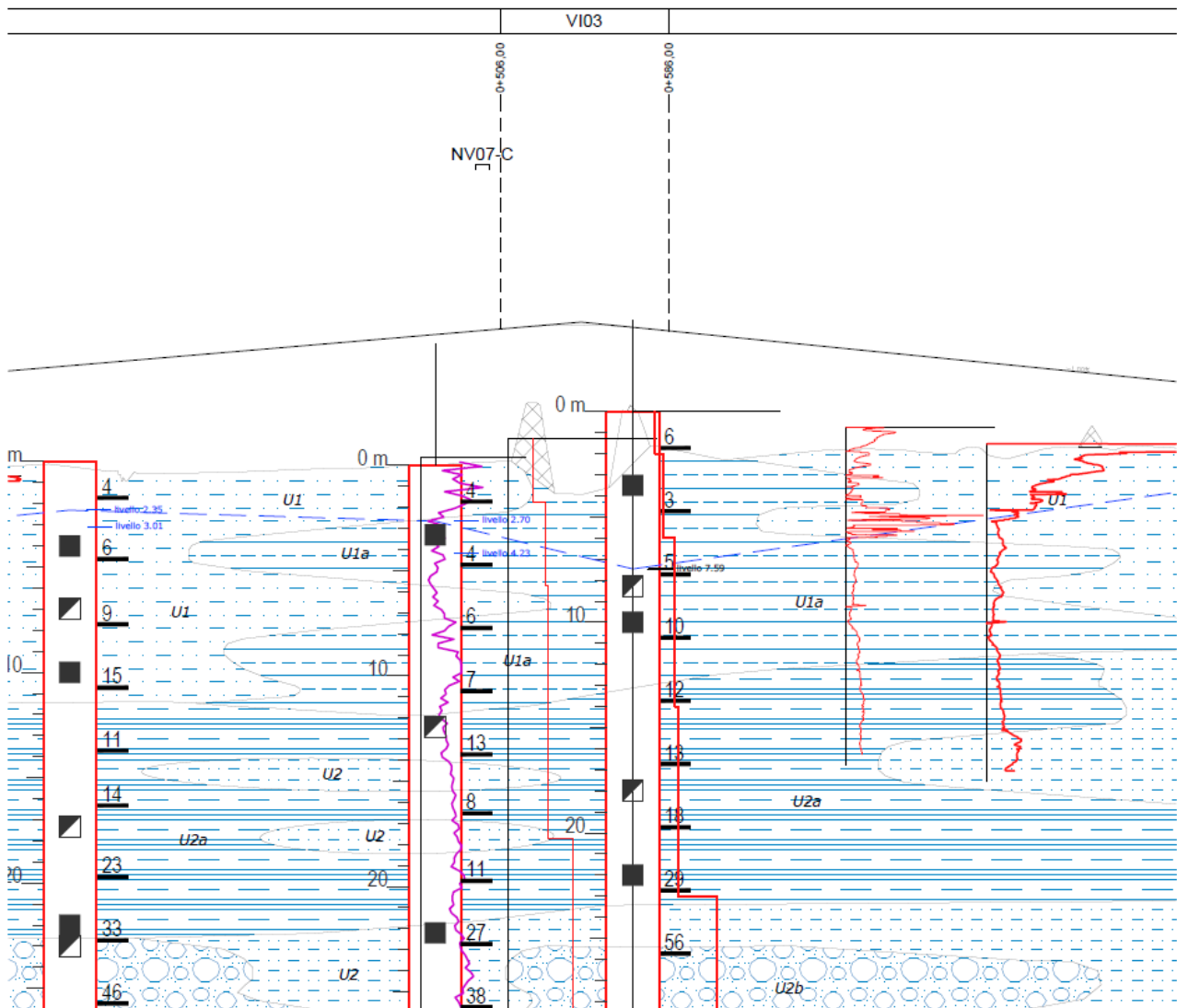


Figura 3 _ Profilo geotecnico.

Per maggiori dettagli sulla caratterizzazione geotecnica si rimanda alla Relazione geotecnica generale.

4.1 Stratigrafia

La stratigrafia lungo lo sviluppo del viadotto è indicata nella tabella sottostante:

Profondità da p.c. [m]	Unità geotecnica
Da 0 a 11.0	Unità U1a

Tabella 1 _ Stratigrafia terreno.

mentre i parametri meccanici delle unità geotecniche sono i seguenti:

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	cu [kPa]
Unità U1a	18.5	30	0	-

Tabella 2 _ Caratteristiche meccaniche unità geotecniche.

La falda è posta a 4.12m al di sotto del piano campagna.

5 CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATA

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi e/o eventuale inserimento degli elementi di contrasto), è necessario l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

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

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

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

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

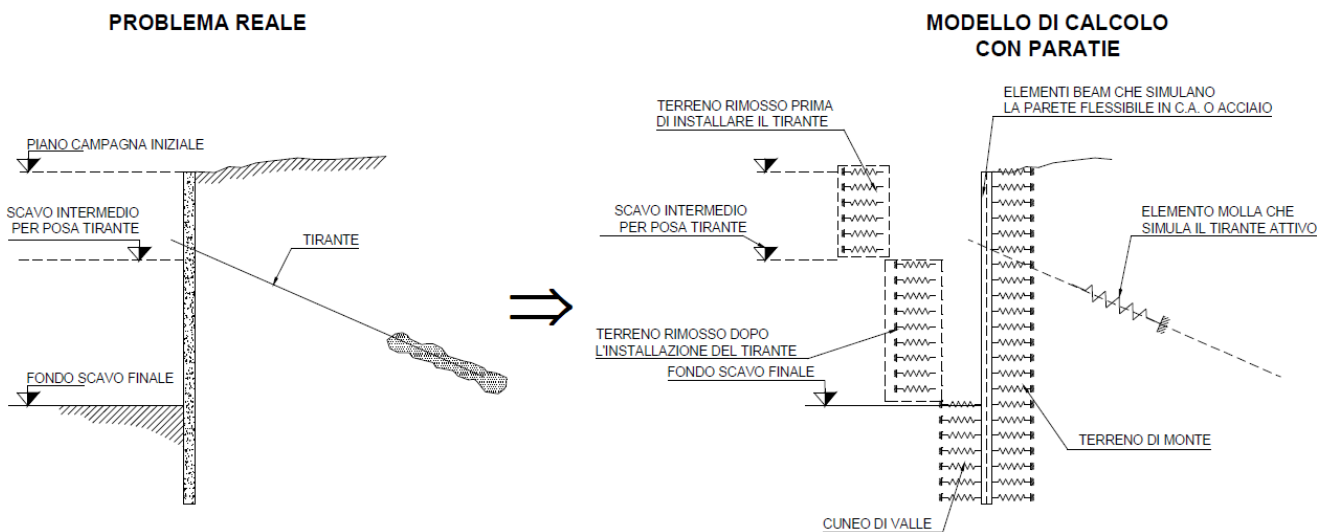


Figura 4 _ Modello di calcolo.

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

A tal riguardo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità proporzionale al modulo di rigidità del terreno. Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni) con molle dotate di opportuna rigidità.

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

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

dove:

Em: modulo elastico del materiale costituente la paratia

Jp: inerzia della sezione della paratia

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

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

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

$$k = E / L$$

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

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti. Il valore di L è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva. Si è scelto:

in zona attiva (uphill):

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

in zona passiva (downhill):

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

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

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

con

l = altezza totale della paratia

H = altezza corrente dello scavo.

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

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

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

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

6 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

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

6.1 Metodi agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

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

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

R_d è la resistenza di progetto

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

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

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

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

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

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

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- EQU perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- STR raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- GEO raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

- UPL perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- HYD erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

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

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

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

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

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

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

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

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

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

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

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

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

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

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

6.2 Criteri di Analisi e Verifica delle paratie

Per le paratie, al § 6.5.3.1.2 del DM 17.01.18 viene specificato che si devono considerare almeno i seguenti Stati Limite Ultimi, accertando che la condizione $R_d \geq E_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

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

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

SLU di tipo strutturale (STR)

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

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Con riferimento infine agli Stati Limite di Esercizio, bisogna controllare che gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di eventuali manufatti adiacenti, oltre che verificare, nei riguardi degli aspetti strutturali, la compatibilità degli stati tensionali dei materiali costituenti l'opera.

In aggiunta a quanto sopra, al § C6.5.3.1.2 della Circolare Applicativa n 7 del 21 gennaio 2019 viene inoltre specificato quanto segue:

Nelle verifiche nei confronti di stati limite ultimi geotecnici delle paratie, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed eventualmente della struttura e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia o con parte di essa. Le analisi devono essere condotte con la Combinazione 2 (A2+M2+R1),

Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali l'analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1.

In relazione a tali specifiche integrative contenute nella Circolare Applicativa, ciascuno degli Stati Limite di verifica previsti per le Paratie, è stato esaminato riferendosi alla Combinazioni 1 per il caso dei Stati Limite STR ed alla Combinazione 2 per gli Stati Limite (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

6.3 Verifiche sismiche

L'opera in esame è di tipo provvisoria e la sua durata in progetto risulta inferiore a 2 anni. Per tale motivo le verifiche sismiche non sono state eseguite, come specificato dalla normativa vigente.

6.4 Modello geometrico di riferimento

Secondo quanto indicato al paragrafo 6.5.2.2 delle NTC2018, il modello geometrico deve tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali. Nel caso in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

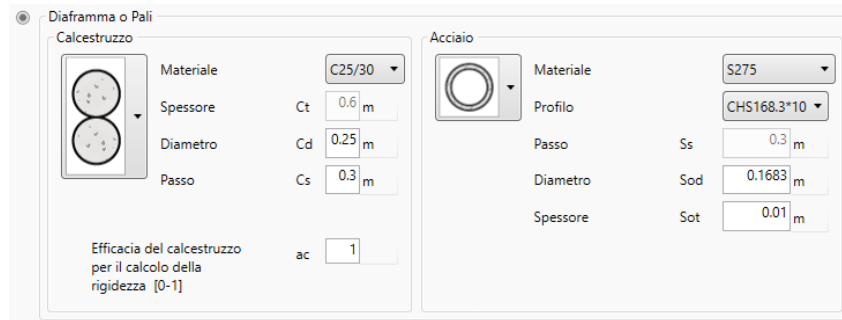
- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0,50 m.

Cautelativamente in fase di analisi la quota di fondo scavo è stata incrementata di 0.50 m.

Il suddetto paragrafo non si applica per le verifiche idrauliche.

7 MODELLO DI CALCOLO

Nell'immagine a seguire si riportano le caratteristiche della paratia implementate nel modello di calcolo.



Diaframma o Pali	
Calcestruzzo	
Materiale	C25/30
Spessore	Ct 0.6 m
Diametro	Cd 0.25 m
Passo	Cs 0.3 m
Efficacia del calcestruzzo per il calcolo della rigidezza [0-1]	ac 1
Acciaio	
Materiale	S275
Profilo	CHS168.3*10
Passo	Ss 0.3 m
Diametro	Sod 0.1683 m
Spessore	Sot 0.01 m

Figura 5 _ Caratteristiche micropali.

7.1 Analisi dei carichi

È stato considerato un carico di cantiere pari a 10 kN/m^2 agente su una striscia di 4.0 m a una distanza di 1 m dall'opera in esame.

7.2 Fasi di calcolo

Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione.

FASE 1: Realizzazione paratia di micropali

Base Design Section
 NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
 Stage 1

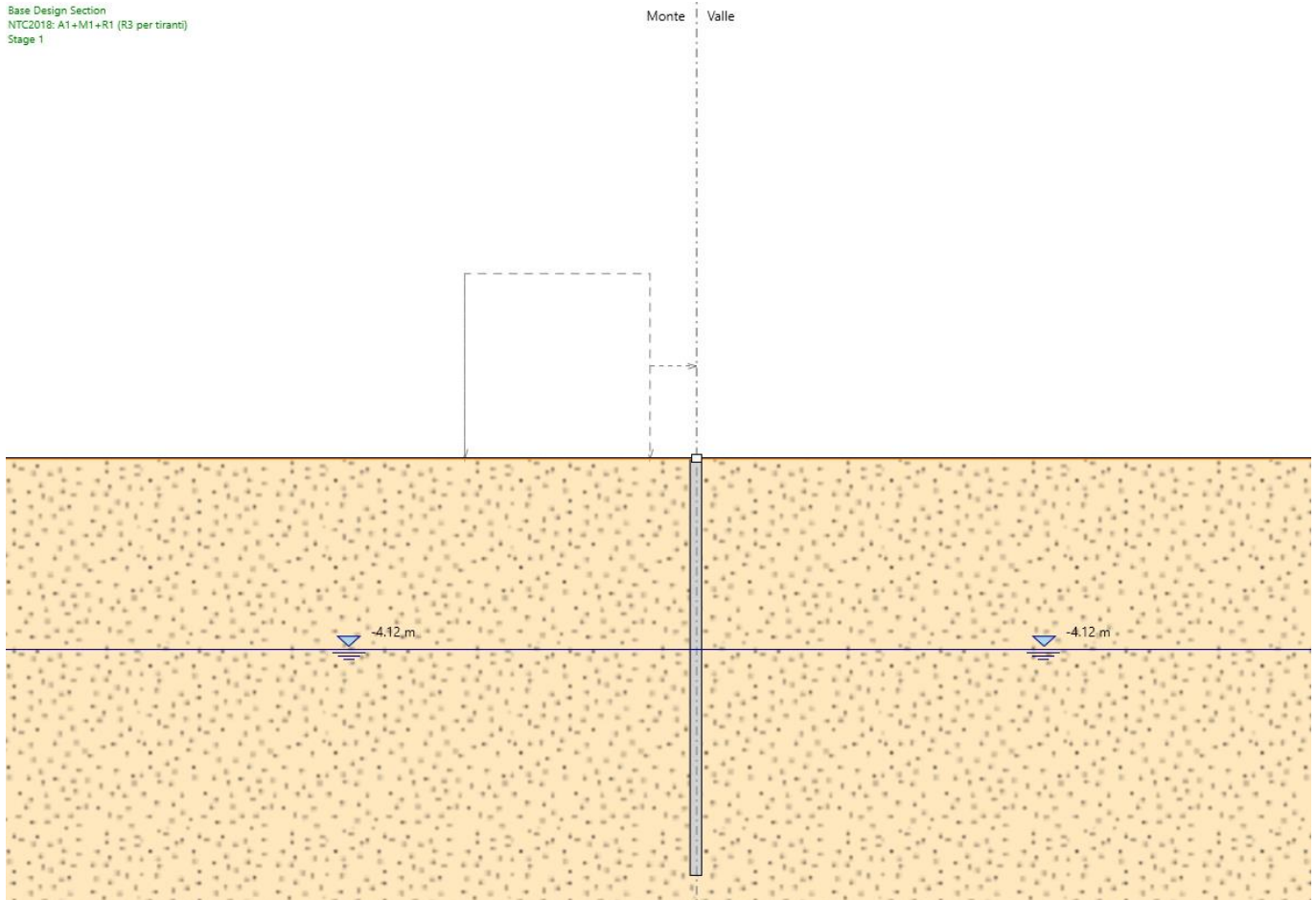


Figura 6 _ Modello di calcolo – Fase 1.

FASE 2: Applicazione del carico generato dalla presenza del cantiere

Base Design Section
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Stage 2

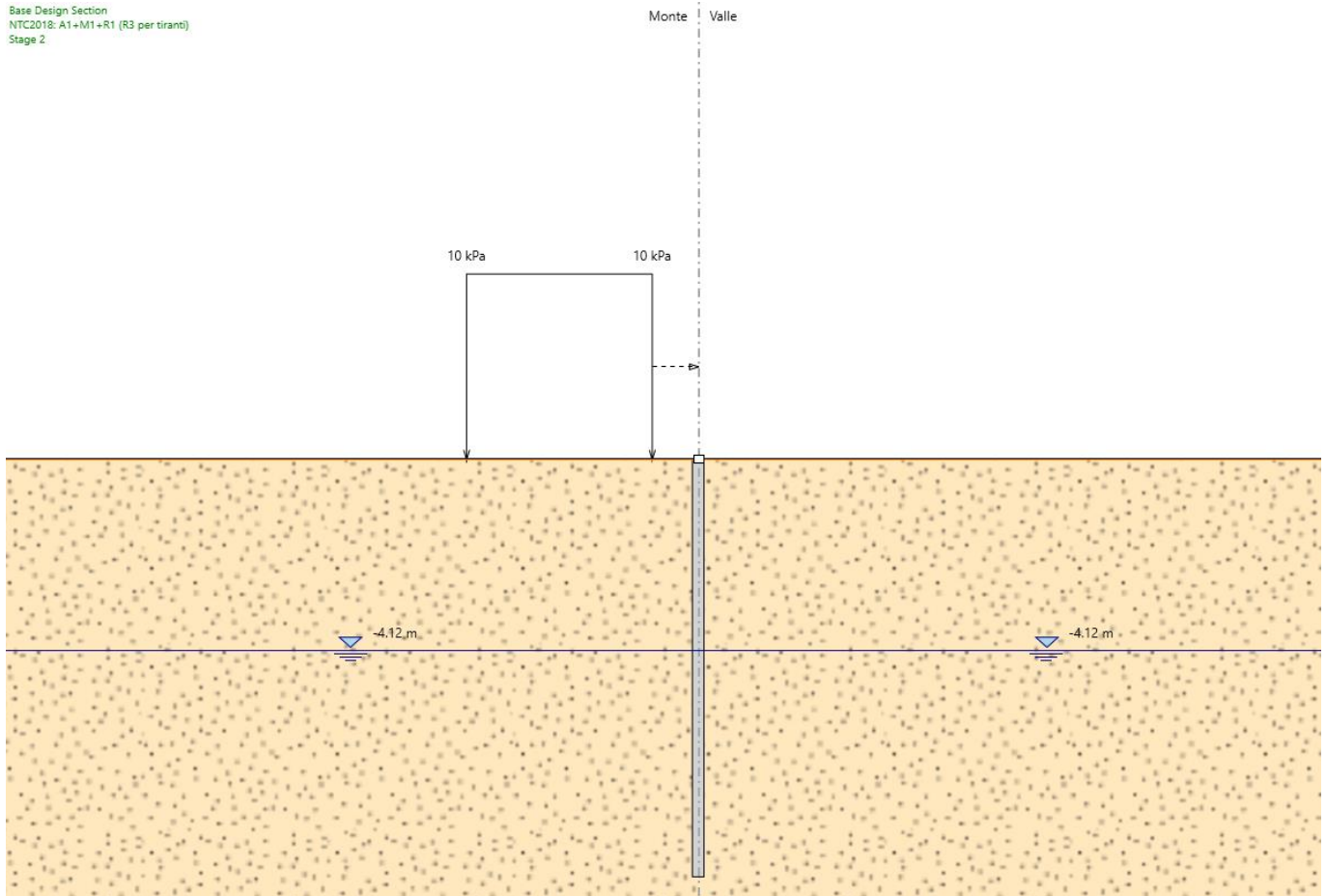


Figura 7 _ Modello di calcolo – Fase 2.

FASE 3: Scavo fino ad una profondità di 3.0 m dal p.c. (valore di calcolo pari a 3.50 m)

Base Design Section
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Stage 3

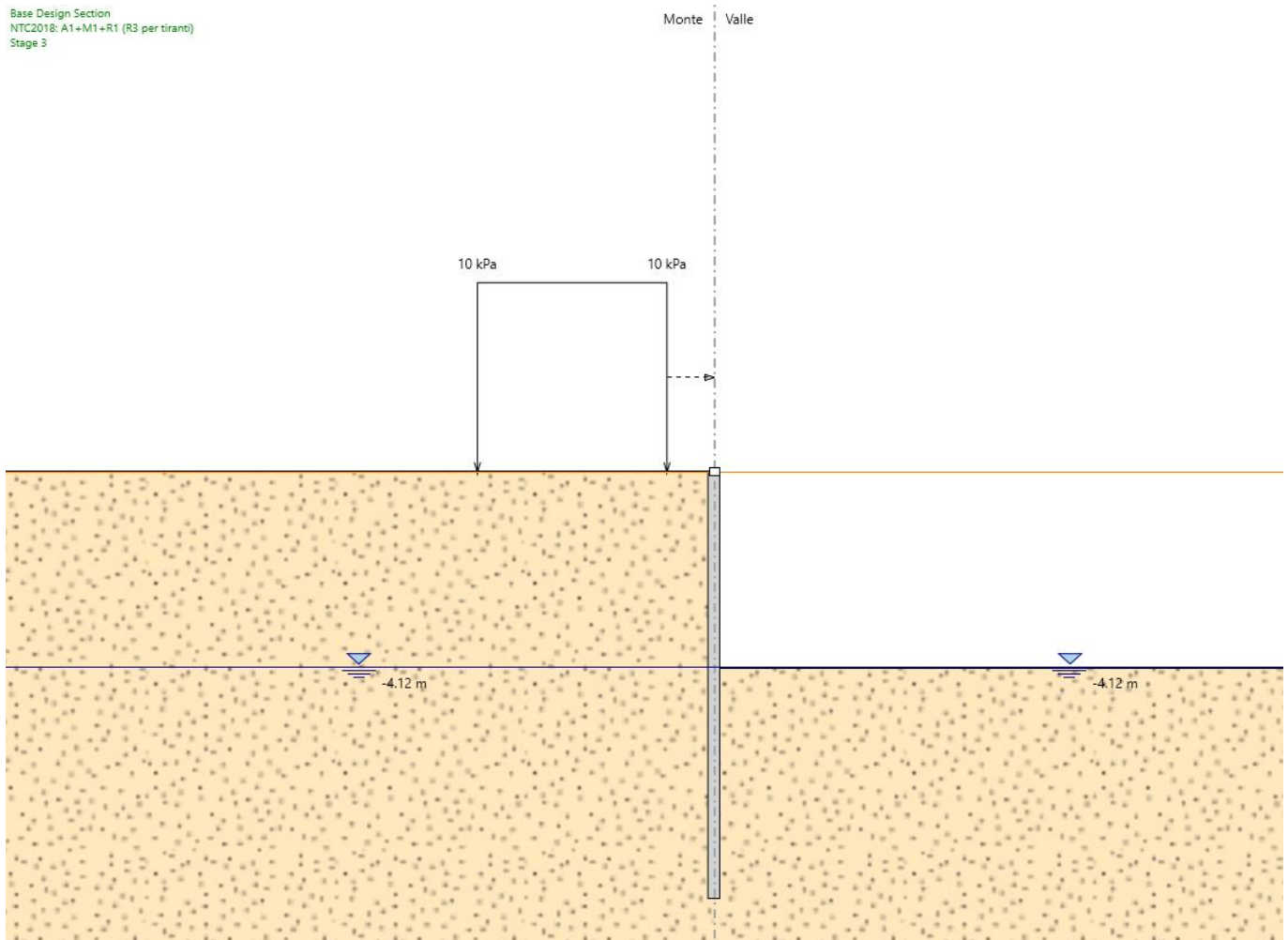


Figura 8 _Modello di calcolo – Fase 3.

7.3 Risultati e verifiche

Nel seguito si espongono, in sintesi, i principali risultati di interesse progettuale.

7.3.1 Risultati (combinazione SLE)

Dall'involuppo degli spostamenti in combinazione SLE si osserva che lo spostamento massimo orizzontale della paratia in condizioni statiche risulta accettabile.

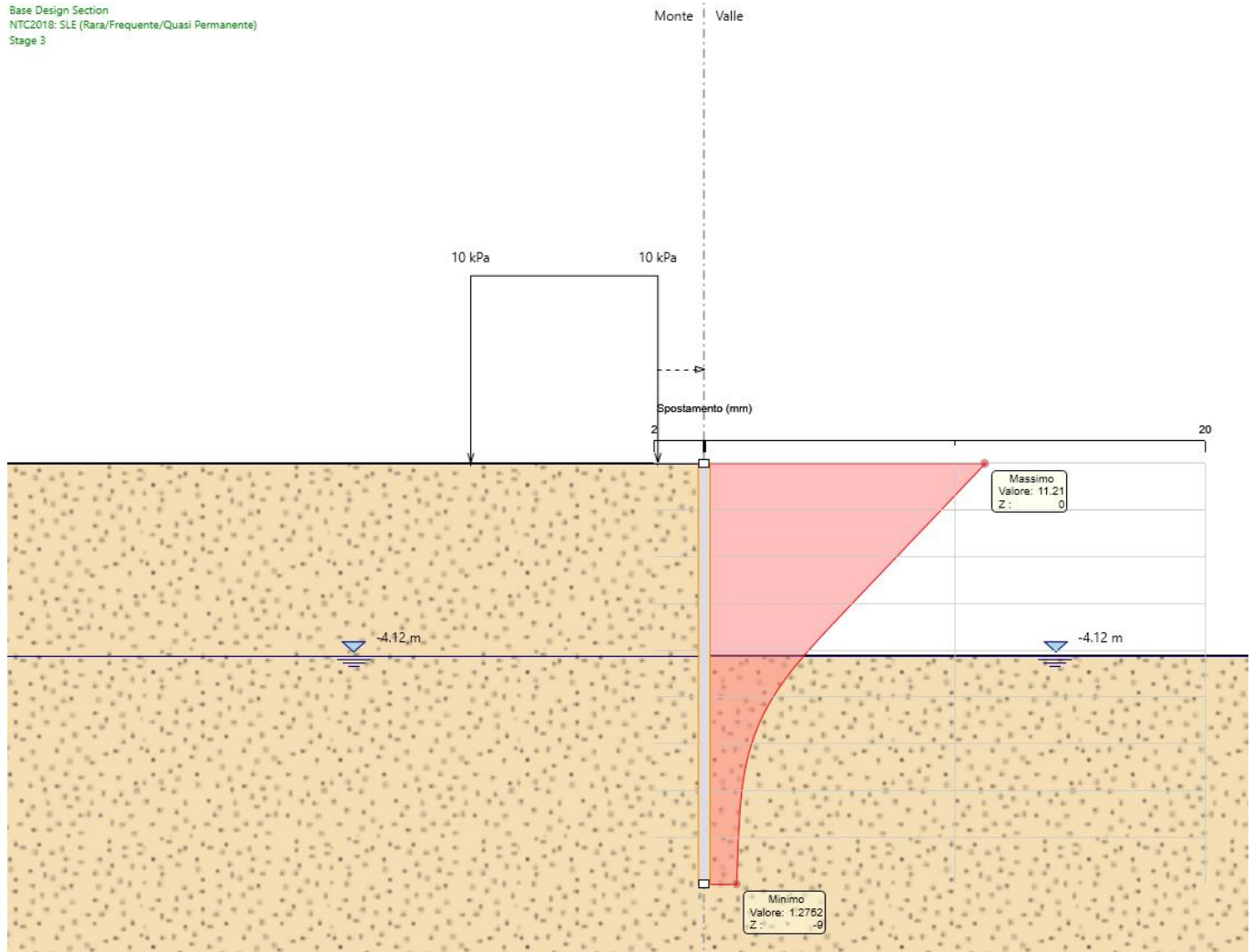


Figura 9 _ Combinazione SLE.

7.3.2 Risultati e verifiche SLU-STR (combinazione A1+MI+R1)

Momento flettente

Base Design Section
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
Stage 3

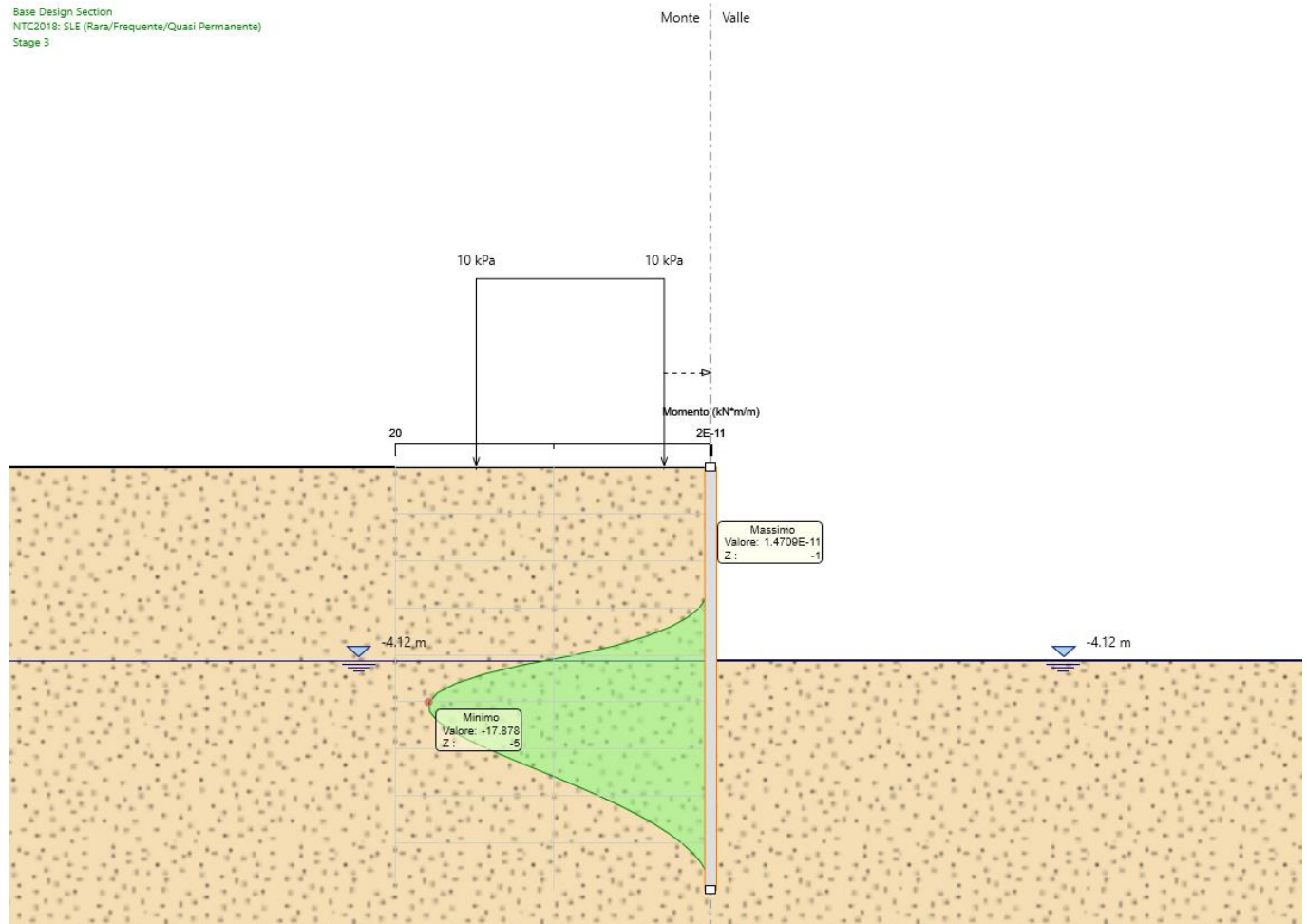


Figura 10 _ Momento flettente SLU-STR.

Taglio

Base Design Section
 NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)
 Stage 3

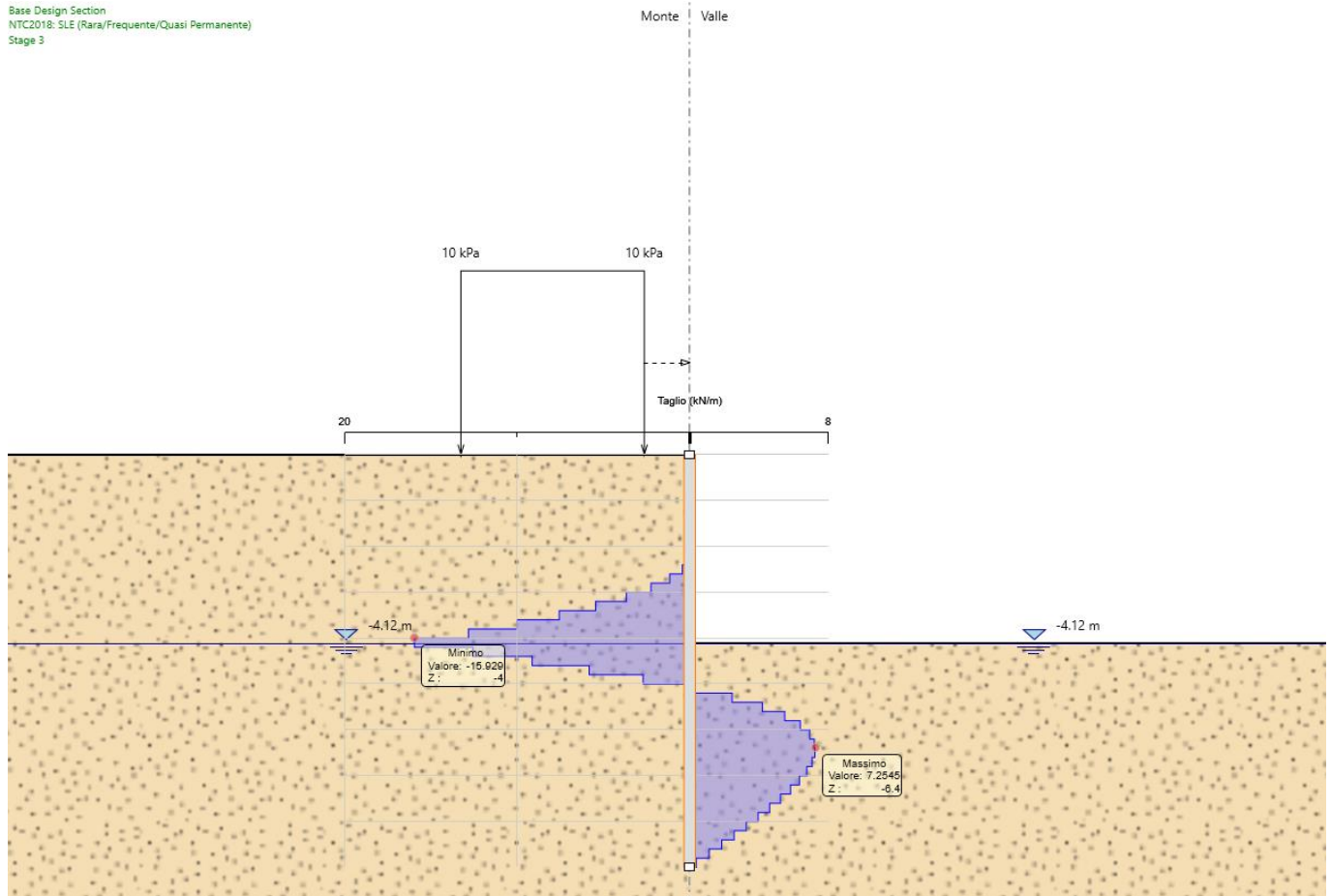


Figura 11 _ Taglio SLU-STR.

7.3.3 Sintesi sollecitazioni agenti

combinazione	fase	Sollecitazioni a metro lineare			Sollecitazioni sul singolo micropalo	
		M _{max}	z (M _{max})	V	M	V
(-)	(-)	(kNm/m)	(m)	(kN/m)	(kNm)	(kN)
SLU-STR	3	17.89	5	16	5.34	4.8

7.3.4 Verifiche di resistenza

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari - UNI EN 10219 - 2 - 1999

Dott. Ing. Simone Caffè

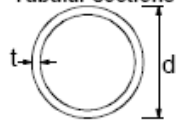
Diametro esterno nominale	D	168.30 [mm]
Spessore nominale	T	10.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	148.30 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	49.7 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	1564 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	5.61 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	186 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	251 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	3128 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	372 [cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	275 [MPa]
Coefficiente ε	ε	0.92 [-]
Classificazione		
Diametro	d	168.30 [mm]
Spessore	t	10.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	16.83 [-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1

Tubular sections						
						
Class	Section in bending and/or compression					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTE For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f _y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε ²	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

VERIFICHE DI RESISTENZA per sezioni di classe 1,2

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

Sollecitazioni di progetto	$N_{ed} =$	0	KN
	$M_{ed} =$	5.34	KNm
	$V_{ed} =$	4.8	KN

Resistenze di calcolo	$N_{c,rd} =$	1302.49	KN
	$M_{c,rd} =$	65.72	KNm
	$V_{c,rd} =$	478.73	KN

Condizione
 $V_{ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,rd}$ SI \Rightarrow taglio non influenza la resistenza a flessione
 \Rightarrow $\rho = (2V_{cd}/V_{c,rd-1})^2 =$ 0

Compressione $N_{ed}/N_{c,rd} =$ **0** ≤ 1

Flessione $M_{ed}/M_{c,rd} =$ **0.08** ≤ 1

Taglio $V_{ed}/V_{c,rd} =$ **0.01** ≤ 1

Flessione e Taglio

$$M_{V,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} = 65.71773 \text{ KNm}$$

$$M_{ed}/M_{V,rd} = \mathbf{0.081257} \leq 1$$

Presso-Flessione $n = N_{ed}/N_{c,rd} =$ 0

$$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) = 68.34644 \text{ KNm}$$

$$M_{ed}/M_{N,rd} = \mathbf{0.081257} \leq 1$$

Presso-Flessione e Taglio

$$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{V,rd} \cdot (1-n^{1.7}) = 68.34644 \text{ KNm}$$

$$M_{ed}/M_{N,rd} = \mathbf{0.081257} \leq 1$$