

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA NUOVA ENNA-DITTAINO

VI02 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1015.39 ml circa

Relazione di calcolo opere provvisionali

SCALA:

-

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

RS3V 40 D 09 CL VI0203 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	M. Tartaglia	Novembre 2019	M. E. D'Effremo	Novembre 2019	F. Sparacino	Novembre 2019	A. Vitozzi Marzo 2020
B	Emissione esecutiva	M. Tartaglia	Marzo 2020	G. M. Lechincheri	Marzo 2020	F. Sparacino	Marzo 2020	

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Aut. Ing. Angelo Vitozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n° 42076

RS3CV 40 D 09 CL VI0203 001 B.doc

n. tab.

824



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA NUOVA ENNA-DITTAINO**

VI02 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1015.39 ml circa
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 03 01	B	2 di 44

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVE E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
2.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1	ACCIAIO	5
3.1.1	<i>Profilati e piastre metalliche.....</i>	5
3.2	CALCESTRUZZO	5
3.2.1	<i>Calcestruzzo magro per getti di livellamento</i>	5
3.2.2	<i>Calcestruzzo pali, diaframmi di fondazione, cordoli opere provvisionali</i>	5
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	6
5.1	TERRENO.....	7
6	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI.....	8
6.1	METODOLOGIA DI CALCOLO.....	9
7	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018.....	11
7.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO	11
7.2	CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DI PARATIE.....	15
7.3	VERIFICHE ALLO SLU.....	17
7.3.1	<i>Pressoflessione</i>	17
7.3.2	<i>Taglio.....</i>	18
8	ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI	21
8.1	DESCRIZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO	21
8.1.1	<i>Sezione P22</i>	21
8.2	SCHEMA E FASI DI CALCOLO.....	23



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
 NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
 PROGETTO DEFINITIVO
 TRATTA NUOVA ENNA-DITTAINO**

VI02 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1015.39 ml circa
 Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 03 01	B	3 di 44

8.2.1	Sezione P22	23
9	RISULTATI E VERIFICHE PARATIA NEL SEGUITO SI ESPONGONO, IN SINTESI, I PRINCIPALI RISULTATI DI INTERESSE PROGETTUALE.	28
9.1	SEZIONE P22	28
9.1.1	RISULTATI (combinazione SLE):	28
9.1.2	RISULTATI E VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione A1+M1+RI):	29
9.1.3	VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A.(combinazione A2+M2+RI).....	31
9.1.4	VERIFICA SLU STRU PUNTONE (combinazione A1+M1+RI).....	32
9.1.5	VERIFICA SLU STRU TRAVE DI RIPARTIZIONE (combinazione A1+M1+RI)	34
9.1.6	VERIFICA SLU UPL E HYD	36
9.1.7	Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno	40
10	ANALISI DI STABILITA' SCARPATE PROVVISORIE	41
10.1	METODOLOGIE DI CALCOLO	41
10.2	CARICHI	42
10.3	SEZIONI DI CALCOLO.....	42
10.4	RISULTATI.....	43

1 PREMESSA

Il progetto è redatto secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni e nel rispetto della seguente normativa:

- [N1] **D.M. del 17 gennaio 2018: Nuove norme tecniche per le costruzioni;**
- [N2] **C.M. 21/01/2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";**
- [N3] **RFI DTC SI PS MA IFS 001 C: Manuale di progettazione delle Opere Civili. Emissione per applicazione del 21/12/2018;**
- [N4] **RFI DTC SI PS SP IFS 001 C del 21/12/2018: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;**

Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si è inoltre fatto riferimento alla normativa Europea di seguito specificata:

- [N5] **STI 2014 – 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;**

2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

2.1 Acciaio

2.1.1 Profilati e piastre metalliche

- Acciaio tipo: EN 10025-S275 JR
- Tensione di rottura a trazione: $f_{tk} \geq 430$ MPa
- Tensione di snervamento: $f_{yk} \geq 275$ MPa

2.2 Calcestruzzo

2.2.1 Calcestruzzo magro per getti di livellamento

- Classe di resistenza: C12/15
- classe di esposizione: X0

2.2.2 Calcestruzzo pali, diaframmi di fondazione, cordoli opere provvisionali

- Classe di resistenza: C25/30
- classe di esposizione: XC2
- classe di consistenza: S4
- dimensione massima dell'inerte: $D_{max} = 32$ mm
- copriferro minimo: $c_{f,min} \geq 50$ mm

3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo tratta delle analisi delle sollecitazioni e delle verifiche di resistenza delle opere provvisionali previste per i lavori di realizzazione del viadotto VI02. In Figura 1, è rappresentato il viadotto ove sono presenti le sezioni P01, P02, P03, P04, P21, P22, P23, P24, P25, P31 e P32 provviste di opere provvisionali costituite da pali in c.a. con a tergo colonne di intasamento in jet-grouting. Tra queste, la sezione P22 è stata considerata la più gravosa per la sua tipologia e per questo motivo è stata oggetto di studio, in termini di verifiche geotecniche e strutturali. Nella relazione corrente sono presentate le verifiche relative alle opere provvisionali della pila P22. Per maggiori informazioni si rimanda agli elaborati grafici di progetto:

P22

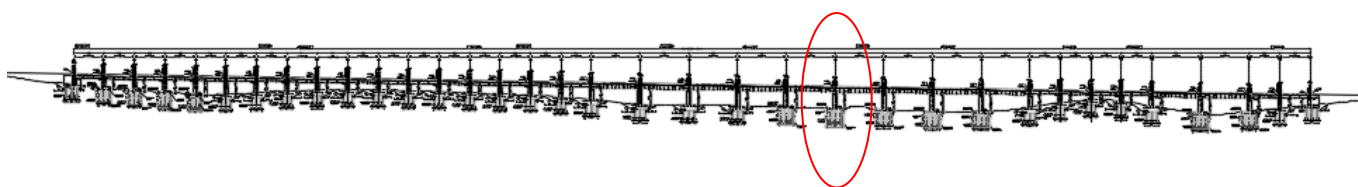


Figura 1

In Figura 2 è rappresentata la sezione dell'opera provvisionale prevista per la pila P22, costituita da pali in c.a. con a tergo colonne di intasamento in jet-grouting di lunghezza $L=22$ m, sostenuta da un livello di puntoni. Per ulteriori informazioni si rimanda all'elaborato grafico di progetto:

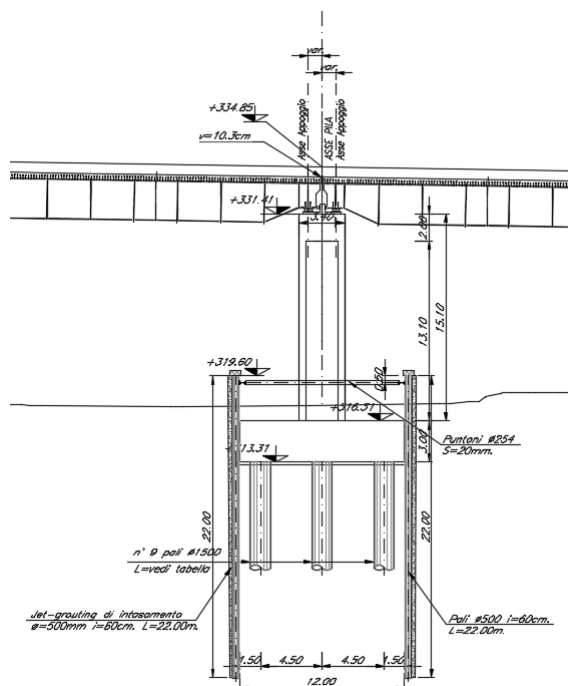


Figura 2

4.1 Terreno

Per l'inquadramento Geotecnico dell'area interessata dalla realizzazione delle opere della Stazione di Catenanuova ci si è riferiti a quanto indicato nella documentazione Geotecnica Generale di Progetto.

Dall'esame della suddetta documentazione, è stato possibile riscontrare che lungo tutto il tratto interessato dalla realizzazione delle opere in oggetto si riscontra nella parte più superficiale un deposito di materiale alluvionale coesivo (**Unità ba-Depositi alluvionali coesivi**) costituito da argilla limosa e limo argilloso, seguito da un cappellaccio alterato della formazione di base (**Unità Cap-c-Cappellaccio alterato della formazione di base**). A profondità maggiori si riscontra la formazione di Terravecchia (**TRV**), la quale è costituita da una argilla limosa, marnosa con frequenti livelletti limo sabbiosi, a struttura scagliettata.. Per maggiori dettagli ed approfondimenti a quanto riportato in merito nella Relazione Geotecnica Generale. Si riportano le caratteristiche fisico-meccaniche di tali terreni:

Unità ba-Depositi alluvionali coesivi

$\gamma = 18.0 \div 19.0$ kN/m ³	peso dell'unità di volume
$c' = 0 \div 5$ kPa	coesione drenata
$\phi' = 24 \div 27^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 30 \div 200$ kPa	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 80 \div 200$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale
$V_s = 100-200$ m/s	velocità delle onde di taglio
$K = 3 \cdot 10^{-8} \div 7 \cdot 10^{-8}$ m/s	permeabilità

Unità cap-c – Capellaccio coesivo costituente la parte alterata argilloso limosa della formazione di base

$\gamma = 19.5 \div 20.5$ kN/m ³	peso dell'unità di volume
$c' = 0 \div 10$ kPa	coesione drenata
$\phi' = 23 \div 27^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 50 \div 250$ kPa	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 120 \div 400$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale
$V_s = 120 \div 400$ m/s	velocità delle onde di taglio
$K = 3 \cdot 10^{-8} \div 7 \cdot 10^{-7}$ m/s	permeabilità

Unità TRV– Formazione di Terravecchia: argilla da debolmente marnosa a marnosa

$\gamma = 19.0 \div 22.0$ kN/m ³	peso dell'unità di volume
$c' = 5$ kPa per $\sigma'v < 150$ kPa	coesione drenata
$\phi' = 26^\circ$ per $\sigma'v < 150$ kPa	angolo di resistenza al taglio

Parametri di resistenza drenati minimi (in funzione dello stato tensionale in sito):

$c' = 10 \text{ kPa}$ per $\sigma'v > 150 \text{ kPa}$ coesione drenata

$\phi' = 19^\circ$ per $\sigma'v > 150 \text{ kPa}$ angolo di resistenza al taglio

Parametri di resistenza drenati massimi (in funzione dello stato tensionale in sito):

$c' = 10 \text{ kPa}$ per $\sigma'v > 150 \text{ kPa}$ coesione drenata

$\phi' = 29^\circ$ per $\sigma'v > 150 \text{ kPa}$ angolo di resistenza al taglio

$c_r' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata residua

$\phi_r' = 19^\circ$ angolo di resistenza al taglio residuo

$c_u = 200 \div 600 \text{ kPa}$ resistenza al taglio in condizioni non drenate (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)

$E_o = 400 \div 1000 \text{ MPa}$ Modulo di deformazione elastico iniziale

$V_s = 300 \div 650 \text{ m/s}$ velocità delle onde di taglio

$k = 4 \cdot 10^{-9} \div 6 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ coefficiente di permeabilità

Nei dimensionamenti delle opere si è considerata la seguente stratigrafia:

Litotipo	POTENZA	γ	c'	ϕ'	E_o	E_{vc}	E_{ur}
	m	kN/m ³	kPa	°	MPa	MPa	MPa
Depositi alluvionali coesivi ba	7.9	18.5	0	25.5	120	30	48
Cappellaccio coesivo cap-c	9.4	20	0	24	150	50	80
Formazione di Terravecchia TRV		20.5	5	26	450	150	240

Il livello idrico è posto ad una quota di 319.1 m s.l.m.m, mentre i p.c. è posto a 317.6 m s.l.m.m.

Per i dimensionamenti delle opere provvisionali della pila P22, il livello idrico è stato dunque posto a 1.5 m al di sopra del p.c., mentre la testa delle paratie, considerando un franco di sicurezza di 0.5m al di sopra del livello idrico, è stata posta a 319.6 m s.l.m.m.

Essendo queste opere di tipo provvisorio non è necessaria la verifica sismica.

5 CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

5.1 Metodologia di calcolo

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.

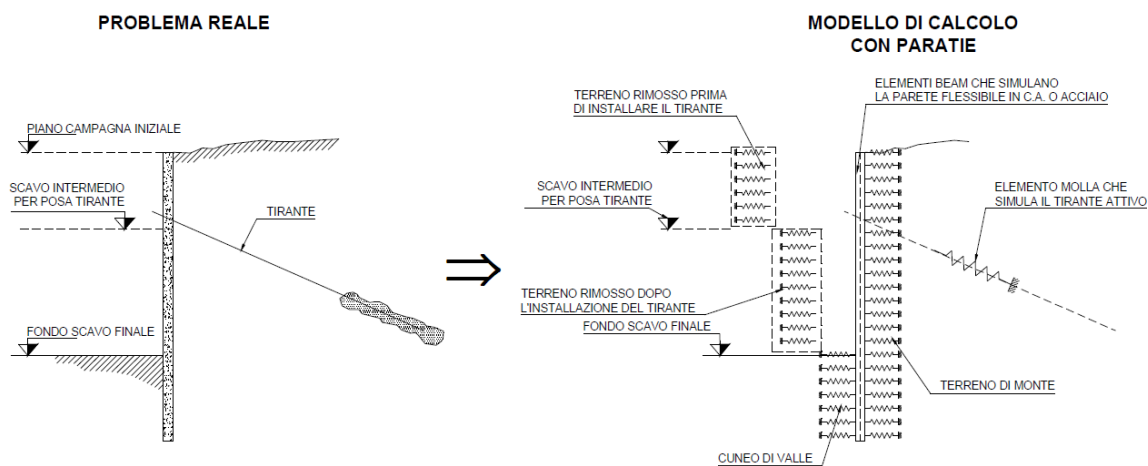
Le analisi finalizzate al dimensionamento delle paratie trattate nell'ambito del presente documento, sono state condotte con il programma di calcolo "Paratie Plus" della HarpaCeas s.r.l. di Milano Version 18.1.0

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

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

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

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



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

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

E_m modulo elastico del materiale costituente la paratia

J_p inerzia della sezione della paratia

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

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

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

$$k = E / L$$

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

$$K = \frac{E\Delta}{L}$$

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):

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

e in zona passiva (downhill):

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

dove ℓ_A ed ℓ_P sono rispettivamente:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA NUOVA ENNA-DITTAINO

VI02 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1015.39 ml circa
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 03 01	B	11 di 44

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

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

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 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/18, con i criteri del **metodo semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Per la sicurezza strutturale, la *resistenza* dei materiali e le *azioni* sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. I frattili sono stati assunti pari al 5%.

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, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate:

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

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , 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.

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$ delle azioni, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d :

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

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \gamma_E$ con $\gamma_E = \gamma_F$:

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

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, compresi gli elementi di fondazione e tutti gli altri elementi strutturali che eventualmente interagiscono con il terreno;

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.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1,0$.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

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_2 .

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1.

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
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

6.2 Criteri di Analisi e Verifica di 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 $Rd \geq Ed$ 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.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (**A2+M2+R2**) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 17.01.18; in aggiunta a quanto già mostrato in precedenza nel documento, si riporta anche la Tab 6.8.I appena menzionata:

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2 dello stesso DM.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio I considerando le due combinazioni di coefficienti:

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

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo **R1** pari all'unità.

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

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+RI).

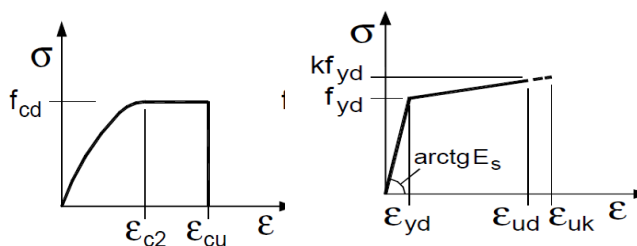
Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali l'analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+RI), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (RI) sono 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)

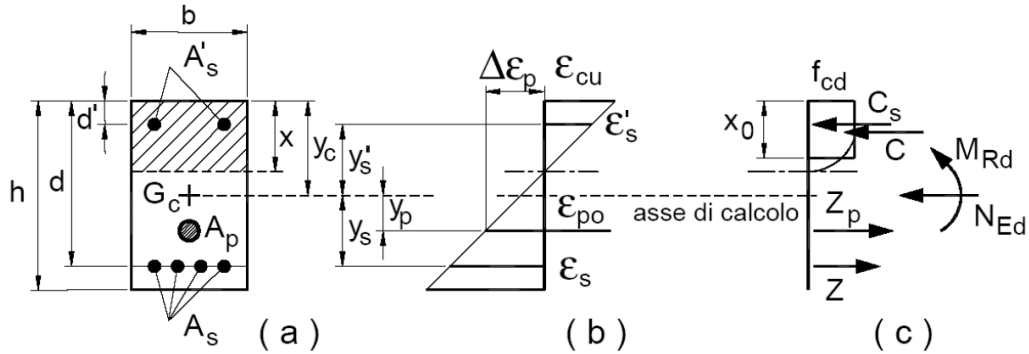
6.3 Verifiche allo SLU

6.3.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



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

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

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

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

6.3.2 Taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

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

Dove:

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

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{(1 + \text{ctg}^2\theta)}$$

- Se la $\cot\theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$

Essendo:

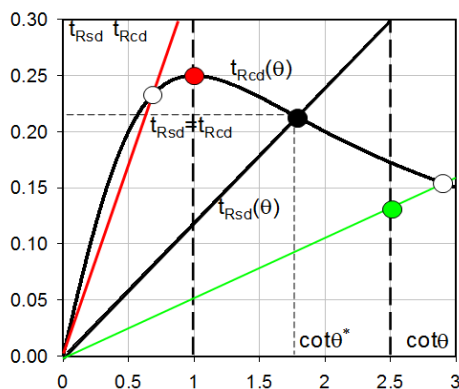
$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo

del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

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

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



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

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

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

dove

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

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

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

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

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

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

7 ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI

7.1 Descrizione delle sezioni di calcolo

7.1.1 Sezione P22

Paratia di pali in c.a.:

$D_p = 500 \text{ mm}$ diametro di perforazione

$i = 0.6 \text{ m}$ interasse longitudinale tra i pali

$L = 22 \text{ m}$ lunghezza del palo

Armatura

$20 \phi 26$ armatura longitudinali in acciaio B450C

$\phi 12$ passo 10cm armatura a taglio in acciaio B450C

jet grouting di intasamento la cui efficacia sarà da confermare con specifico campo prove

$\phi = 500 \text{ mm}$ diametro delle colonne

$i = 0.35 \text{ m}$ interasse longitudinale colonne in jet grouting

$L = 22 \text{ m}$ Lunghezza trattamento

319.6 m s.l.m.m. quota inizio trattamento

297.6 m s.l.m.m. quota piede trattamento

Sistema di puntoni:

La Figura 3 mostra la pianta dello scavo della sezione P22

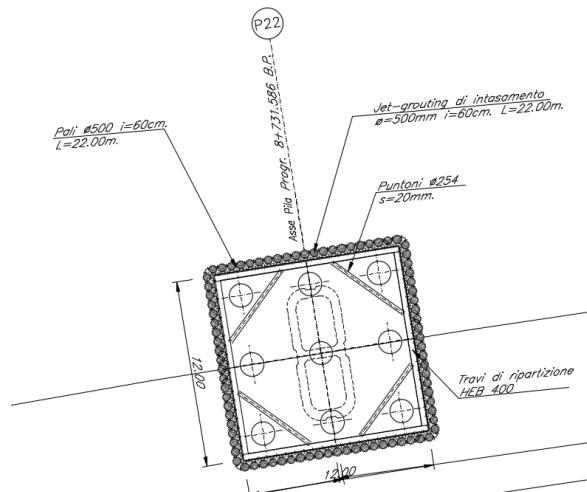


Figura 3

I puntone sono sezioni circolari cave in acciaio (S275) aventi $\Phi 254$ mm inclinati di circa 45° .

La rigidezza del puntone è stata valutata tramite una modellazione agli elementi finiti in ambiente Midas Civil. Alla trave di ripartizione è stato applicato un carico uniformemente distribuito di 1 kN/m e si è mediato lo spostamento in corrispondenza della mezzzeria della trave di ripartizione del punto medio (sempre sulla trave di ripartizione) tra appoggio e collegamento trave/puntone = $0.3012 \cdot 10^{-4}$ m. Tramite la formula $k = \frac{1}{u}$ si valuta la rigidezza $k \approx 33195.79$ kN/m da applicare alle molle nel modello in Paratie Plus. La Figura 4 mostra lo schema statico utilizzato in Midas Civil:

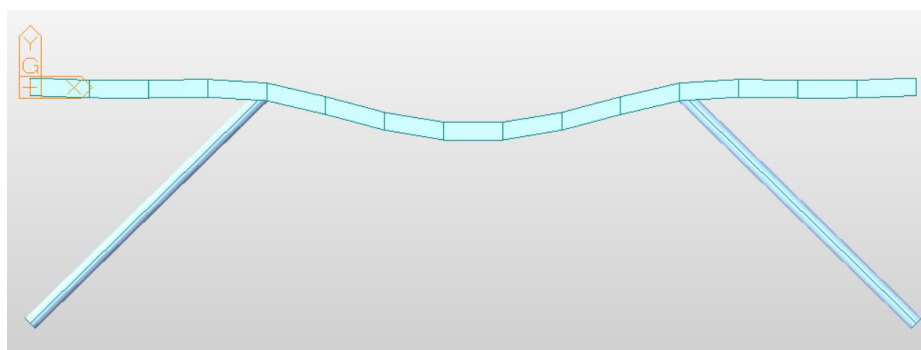


Figura 4



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA NUOVA ENNA-DITTAINO

VI02 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1015.39 ml circa
Relazione di calcolo opere provvisionali

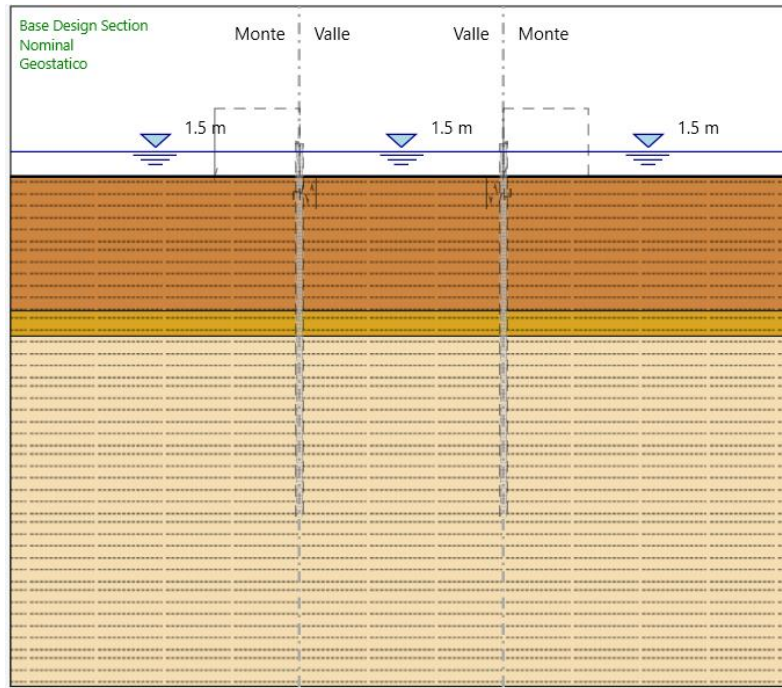
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 03 01	B	24 di 44

Altezza fuori terra	7	[m]
Profondità di infissione	15	[m]
Altezza totale della paratia	22.0	[m]
Numero di file di pali	1	[m]
Interasse fra i pali della fila	0.6	[m]
Diametro dei pali	0.50	[m]
Armatura longitudinale	20 ϕ 26	[-]
Armatura a taglio	ϕ 12 con passo 10 cm	[-]

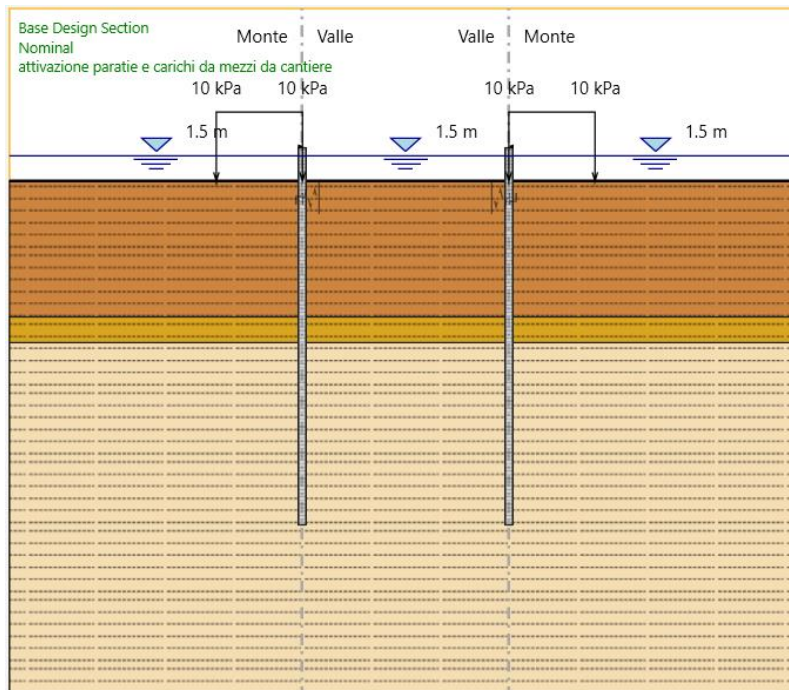
Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione.

Fasi di calcolo

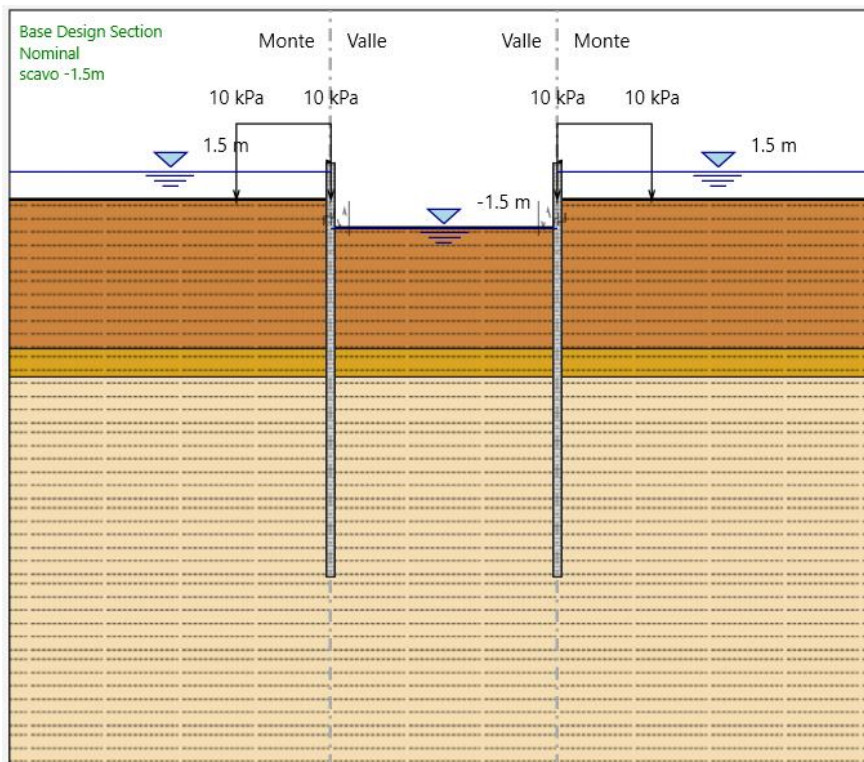
FASE 0: Generazione stato tensionale iniziale



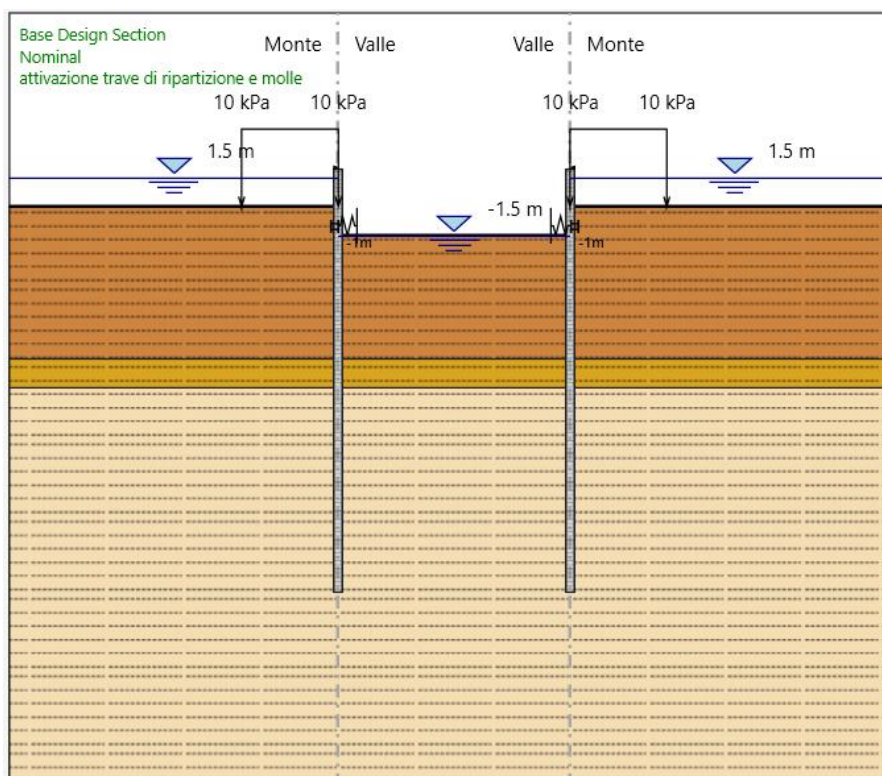
FASE 1: Installazione pali in c.a.+attivazione carico che simula il terreno + attivazione carico di cantiere gacc =10.0 kPa



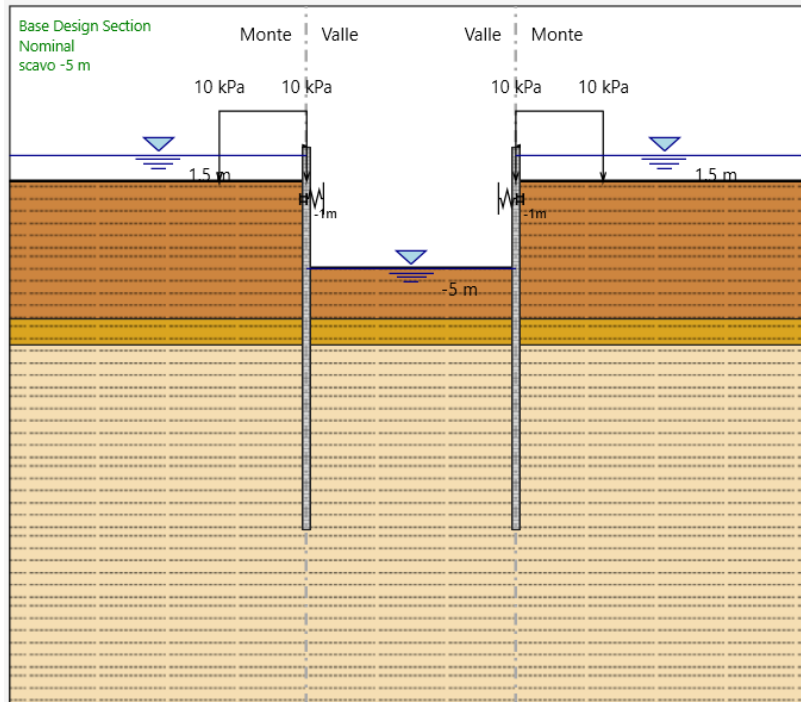
FASE 2: Scavo fino a arrivare a 1.5 m dal p.c.



FASE 3: Installazione dei puntoni, con relative travi di ripartizione dei carichi, a 1 metro dal p.c.



FASE 4: Scavo fino ad arrivare a 5 m da p.c.

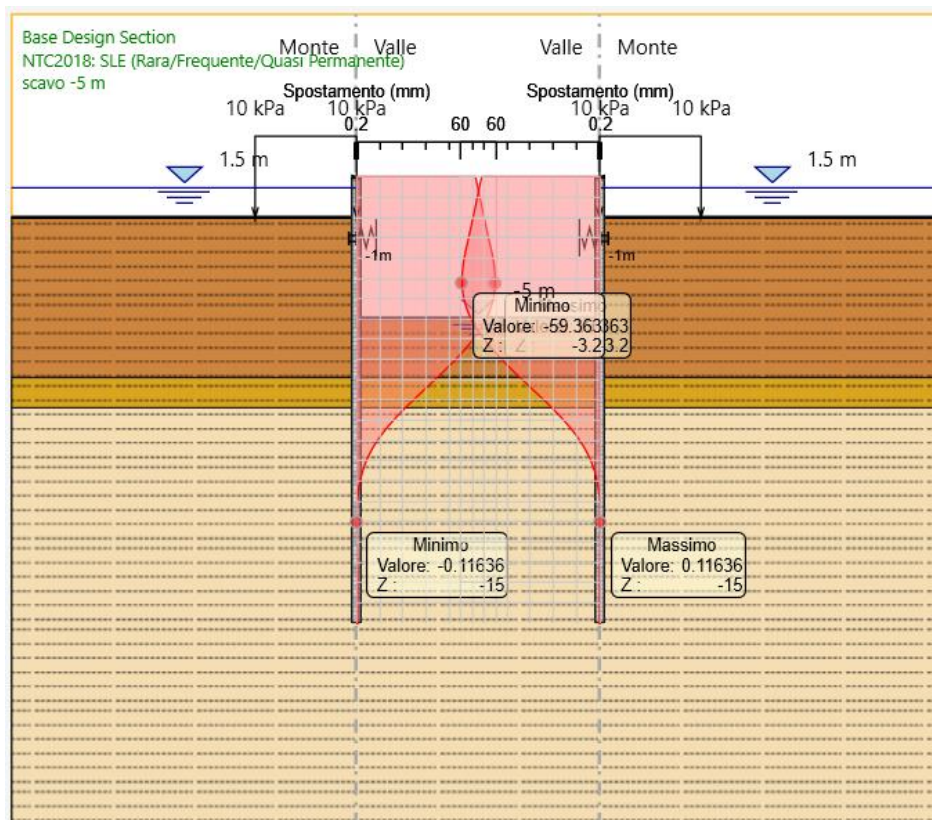


8 RISULTATI E VERIFICHE PARATIA NEL SEGUITO SI ESPONGONO, IN SINTESI, I PRINCIPALI RISULTATI DI INTERESSE PROGETTUALE.

8.1 SEZIONE P22

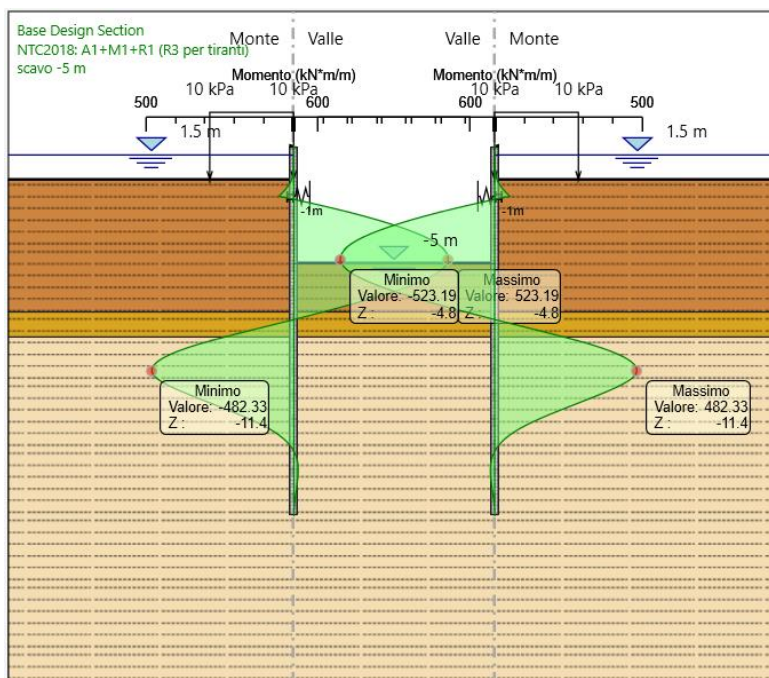
8.1.1 RISULTATI (combinazione SLE):

Dall'involuppo degli spostamenti in combinazione SLE si osserva che lo spostamento massimo orizzontale della paratia di sinistra e di destra vale 5.9 cm.

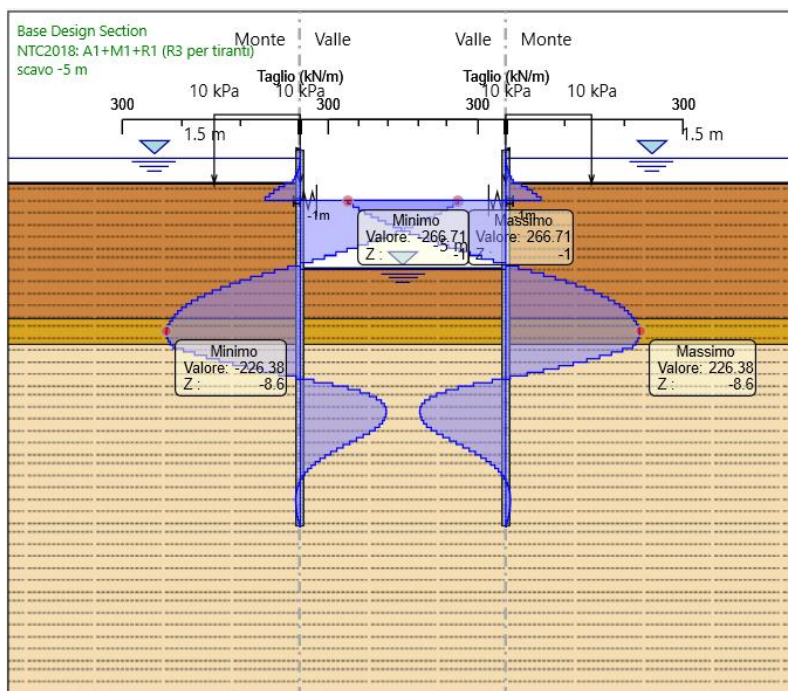


8.1.2 RISULTATI E VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione A1+M1+R1):

Dall'involuppo del momento flettente in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia di sinistra e di destra vale 523.19 kNm/m e si attinge ad una quota di 4.8 m. dal p.c..

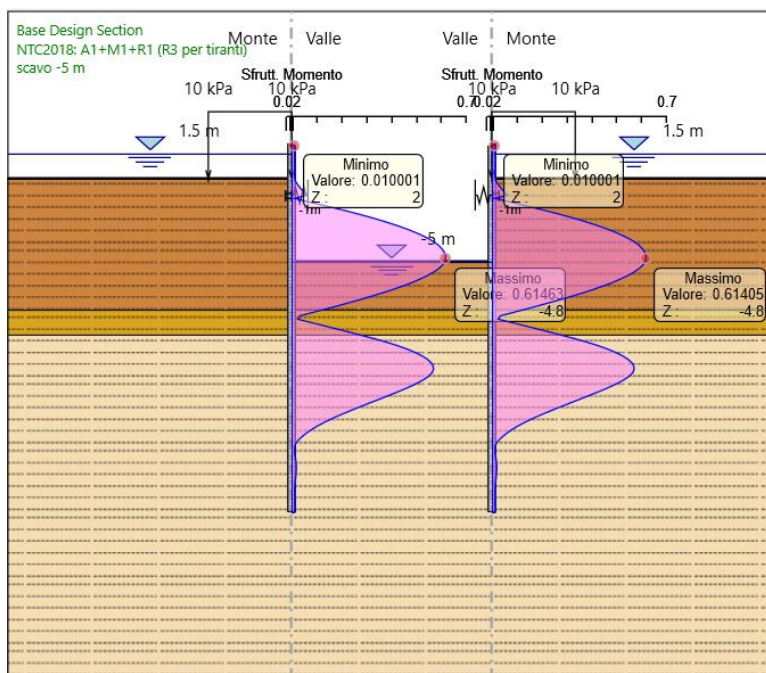


Dall'involuppo del taglio in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia di sinistra e di destra si ha ad una profondità di 1 m da p.c e risulta pari a 266.71 kN/m

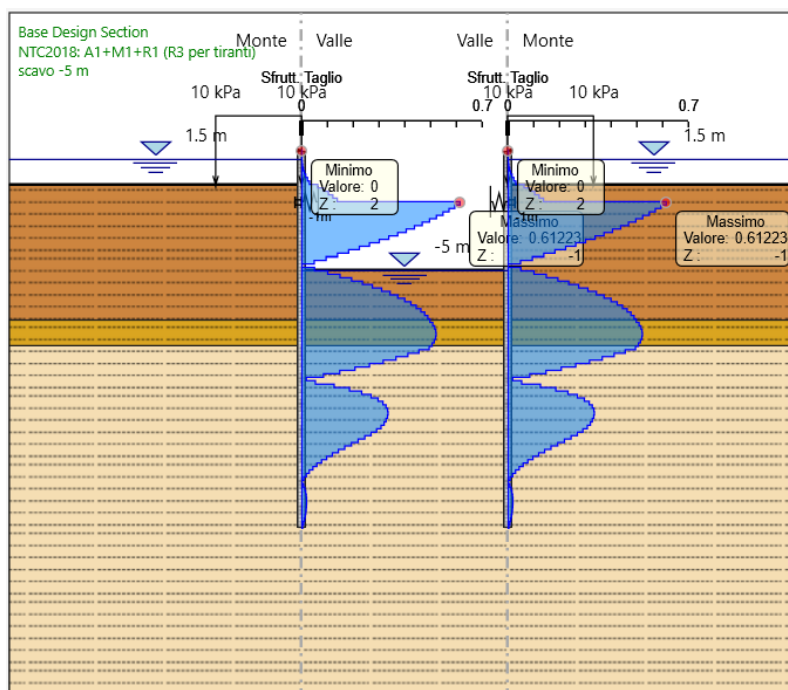


Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali dei pali in c.a. a flessione e a taglio condotte mediante l'ausilio di Paratie plus. In Particolare si riportano i diagrammi dei tassi di sfruttamento sul palo, ottenuti come rapporto tra sollecitazione presente e resistenza disponibile in ogni sezione del palo.

Tasso di sfruttamento a momento nelle pali in comb. A1-M1-R3 (.T.S.F._{max} = 0.61 < 1 – VERIFICA SODDISFATTA)



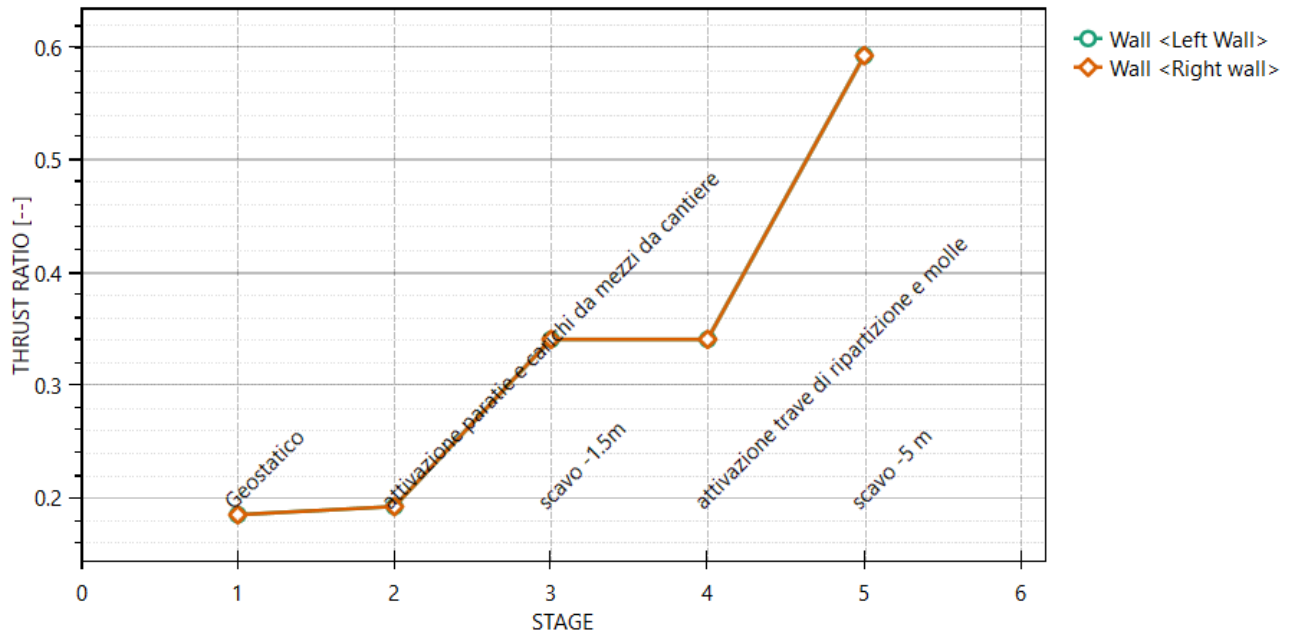
Tasso di sfruttamento a taglio nei pali in comb. A1-M1-R3 (.T.S.F._{max} = 0.61 < 1 – VERIFICA SODDISFATTA)



8.1.3 VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione A2+M2+RI)

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

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

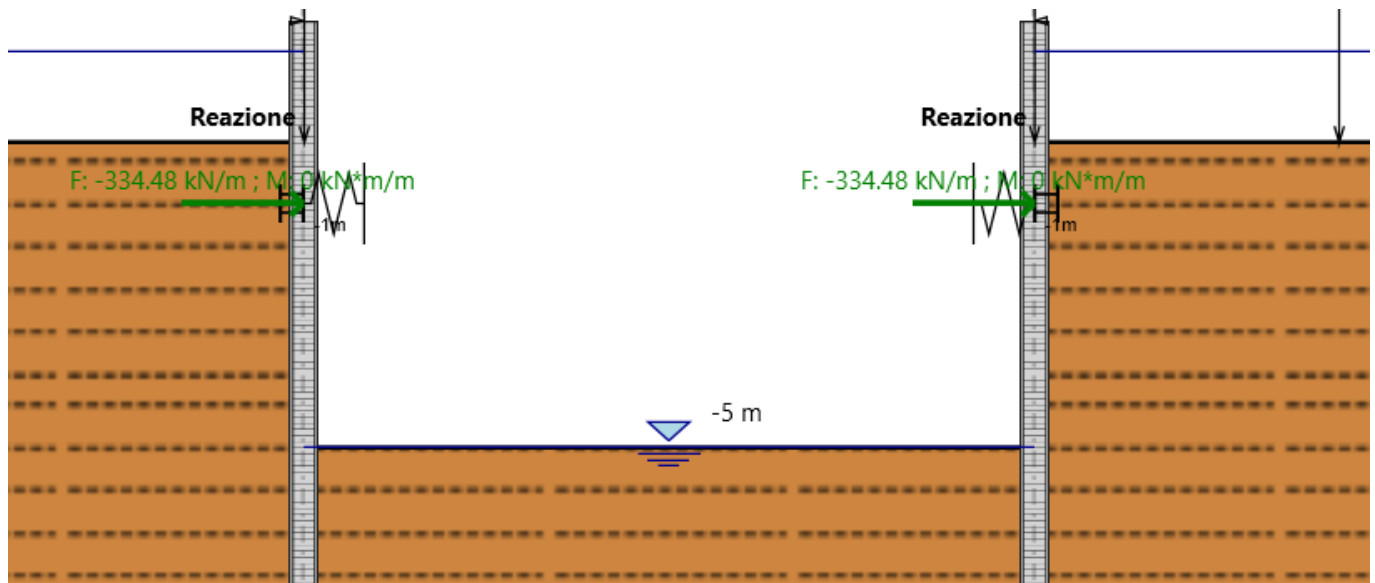


Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa il 59% sulla partia di sinistra di destra.

8.1.4 VERIFICA SLU STRU PUNTONE (combinazione A1+M1+R1)

I puntone sono caratterizzati da un profilo circolare cavo $\phi 254$ $s=20$ mm.

Tramite il programma di calcolo Paratie Plus è stata valutata la reazione nella molla in combinazione A1+M1+R1 che risulta essere pari a 334.48 kN/m sul lato destro e sul lato sinistro del muro.



Tale reazione è stata utilizzata come moltiplicatore del carico unitario nel modello in Midas Civil.

In tal modo è stato valutato lo sforzo normale agente sul singolo puntone.

Tale sforzo è $N_{Ed} = 1809.5$ kN. Si è proceduto dunque alla verifica di instabilità del puntone compresso.

$N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

essendo la sezione di classe 1.

Infatti:

$$\frac{d}{t} = 12.7 \leq 50\epsilon^2 = 42.5$$

e come riportato nella tabella sottostante la sezione è di classe 1.

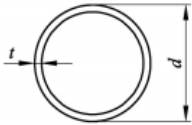
Sezioni tubolari						
						
Classe	Sezione soggetta a flessione e/o compressione					
1	$d/t \leq 50 \varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \varepsilon^2$					
	Nota	Per $d/t > 90 \varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6.				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Figura 2.3 Tabella 5.2- parte 3 di EN 1993-1-1: rapporti lato/spessore per parti compresse.

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1$$

dove $\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$, α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2.VI, e la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 0.0248$$

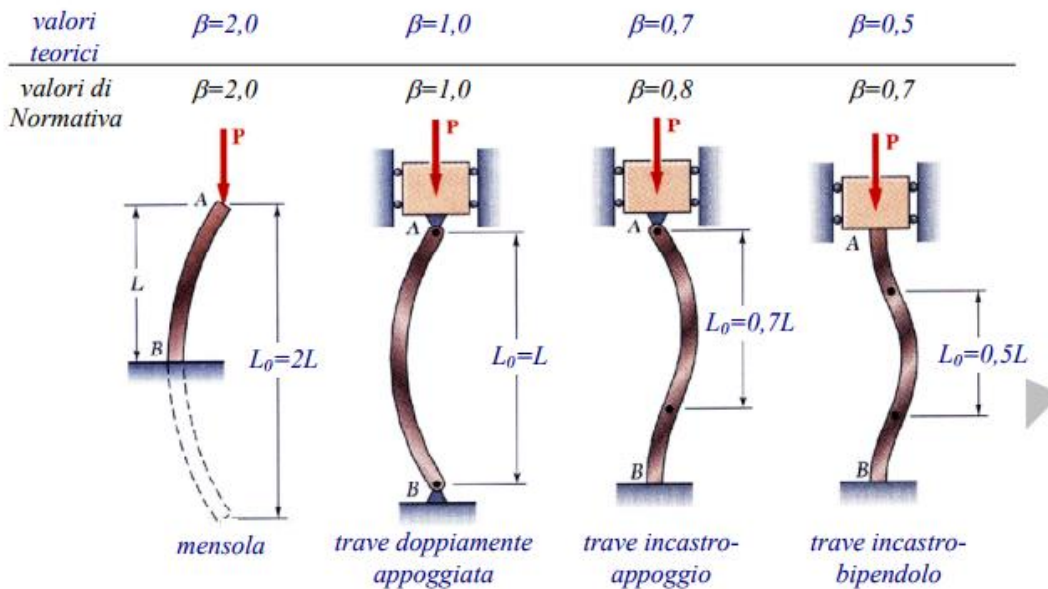
dove $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{L_o^2} = 1.17 \cdot 10^7$ kN e $\alpha = 0.21$ essendo il tubolare una sezione formata a caldo.

Nella formulazione precedente

$$E = 210 \cdot 10^9 \frac{N}{m^2}$$

$$J = 1.01 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$L_o = \beta L = 1 \cdot 4.24 = 4.24 m$$



Risulta:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 3515.9 \text{ kN}$$

Dunque essendo $N_{Ed} = 1809.5 \text{ kN}$ la verifica risulta essere soddisfatta.

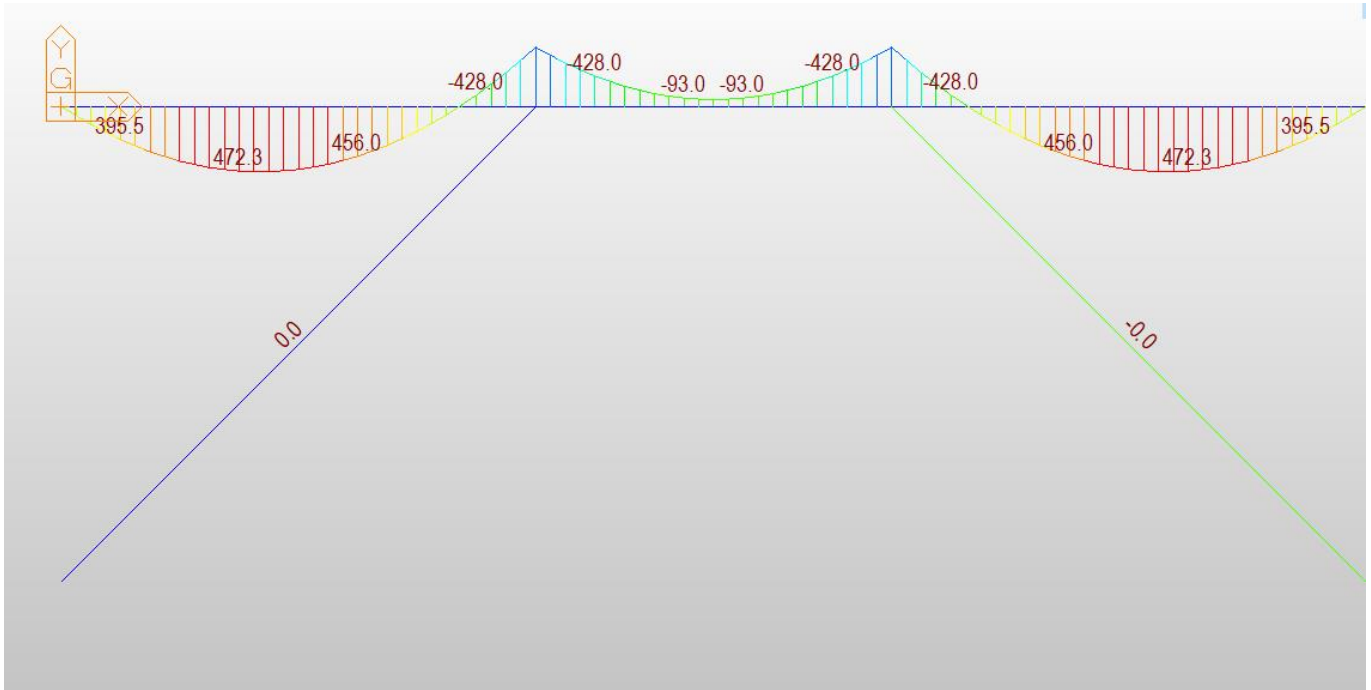
8.1.5 VERIFICA SLU STRU TRAVE DI RIPARTIZIONE (combinazione A1+M1+R1)

VERIFICA A MOMENTO

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Per ricavare la sollecitazione massima a flessione nella trave di ripartizione si è ricavato il carico uniformemente distribuito sulla trave di ripartizione su ParatiePlus 18 nella combinazione A1+M1+R1. Tale carico è stato applicato allo schema trave/puntone su Midas Civil. Il momento massimo risulta essere 472.3 KNm.



La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale per le sezioni di classe 1 e 2

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 846.47 \text{ kNm}$$

Ove W_{pl} della sezione composta è la somma di W_{pl} dei due profilati HE400B ($W_{pl}=3232\text{cm}^3$)

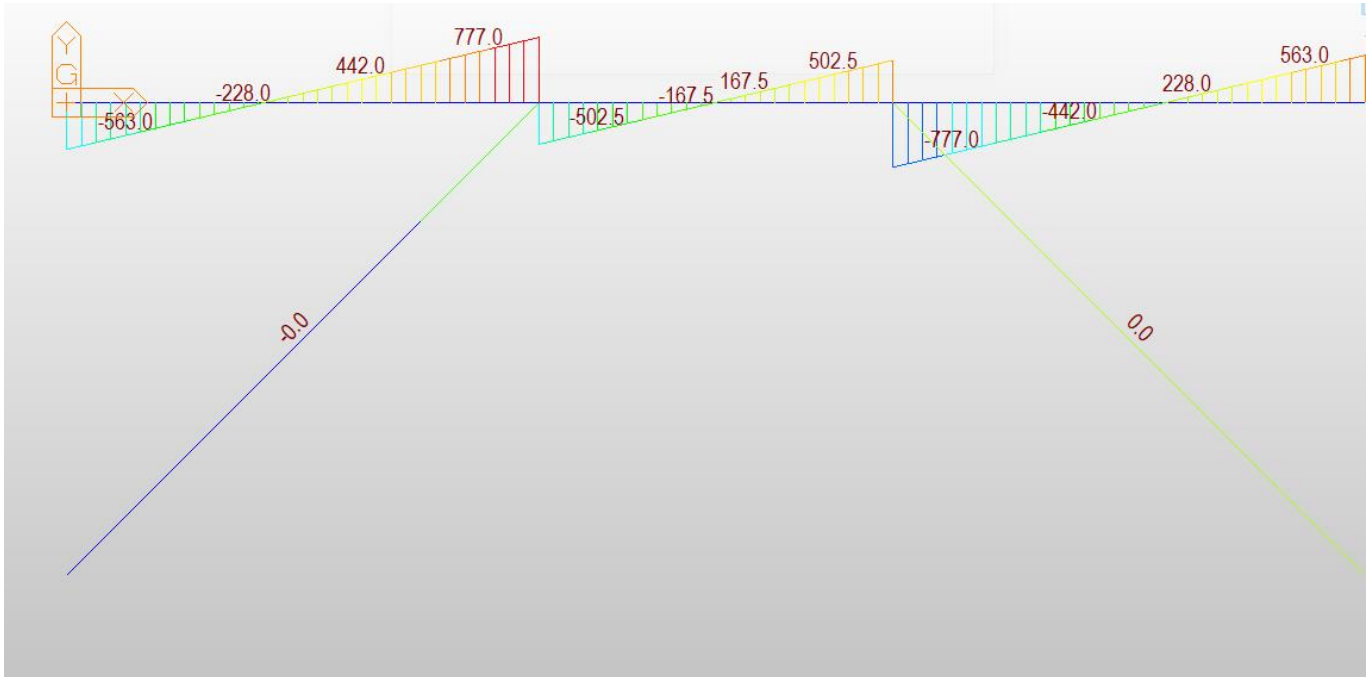
Dunque la verifica risulta essere soddisfatta.

VERIFICA A TAGLIO

Il taglio di calcolo T_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{c,Rd}} \leq 1$$

Per ricavare la sollecitazione massima a taglio nella trave di ripartizione si è ricavato il carico uniformemente distribuito sulla trave di ripartizione su ParatiePlus 18 nella combinazione A1+M1+R1. Tale carico è stato applicato allo schema trave/puntone su Midas Civil. Il taglio massimo risulta essere 777.0 kN.



La resistenza di calcolo taglio della sezione $T_{c,Rd}$ vale:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v * f_{yd}}{\sqrt{3}} = 1058.17 \text{ kN}$$

Ove A_v della sezione composta è la somma di A_v dei due profilati HE400B ($A_v=69.98 \text{ cm}^2$)

Dunque la verifica risulta essere soddisfatta.

8.1.6 VERIFICA SLU UPL E HYD

Il § 6.2.4.2. del DM 17.01.2018 specifica che le opere geotecniche devono essere verificate, ove ricorrano le condizioni, anche che nei riguardi di possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

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

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

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

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

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III.

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

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

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

Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato negli specifici paragrafi della normativa dedicata alle fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

I fenomeni sono legati essenzialmente ai processi di filtrazione che si innescano verso la zona di fondo scavo a completamento degli scavi, che avvengono “a breve termine” per terreni a grana grossa, ovvero a “lungo termine” per terreni a grana fine, o comunque, in quest’ultimo caso, alla sovrappressione di tipo idrostatico che agisce a piede del cuneo di terreno potenzialmente instabile immediatamente a ridosso dell’opera.

Nel caso in esame i terreni interessati dal moto di filtrazione sono caratterizzati da differenti valori della conducibilità idraulica pertanto, al fine di determinare la sovrappressione idrodinamica agente ai piedi della paratia, si sono determinate le perdite di carico che si hanno in ciascun strato e pari a:

$$\Delta H_i = \Delta H \frac{\frac{l_i}{k_i}}{\sum_j \frac{l_j}{k_j}}$$

con

ΔH_i perdite di carico nell’iesimo strato;

ΔH carico idraulico

l_i spessore dell’iesimo strato

k_i conducibilità idraulica dell’iesimo strato

Determinate le perdite di carico e assumendo come piano $z=0$ quello passante per il piede della paratia, si può determinare la pressione idrodinamica agente in corrispondenza del piede della paratia:

$$u = \left(H_w - \sum_j \Delta H_i - z \right) \cdot \gamma_w$$

dove

H_w altezza piezometrica di monte

$\sum_j \Delta H_i$ perdite di carico nella sezione in esame, somma delle perdite di carico negli strati di monte

z quota geotetica (assunta pari $z=0$ se si valutano le pressioni al piede della paratia).

Nota la pressione idrodinamica agente, si può determinare la forza instabilizzante agente sul volume di terreno oggetto della verifica in esame:

$$V_{inst,d} = \gamma_{G1} \cdot u_{idrodin} \cdot B \cdot L$$

Con B e L larghezza e profondità dello scavo pari rispettivamente a 12 e 12 m.

Mentre le forze stabilizzanti sono date dal peso del volume di terreno soggetto a verifica:

$$G_{st,d} = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{sat} \cdot h \cdot B \cdot L$$

Con h spessore del volume soggetto a verifica

Nel caso in esame la verifica è affettuata in corrispondenza del piede della paratia, ad una profondità di 20m dal p.c.. I terreni di fondo scavo interessati dalla verifica a sollevamento (unità ba-Depositi alluvionali coesivi, unità Cap-c Capellaccio coesivo, unità TRV formazione di Terravecchia) hanno uno spessore complessivo di 15m.

H_w	ΔH_w	$\sum \Delta H_i$	$u_{idrodin, fondo scavo}$	$V_{inst,d}$	$\sigma_{v, fondo scavo}$	$G_{stb,d}$	$(G_{stb,d} + R_d)/V_d$
[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kN]	[kPa]	[kN]	[-]
21.5	6.4	3.20	182.99	28986.03	302.80	39242.88	1.35

Essendo le forze stabilizzanti maggiori di quelle instabilizzanti, la verifica a sollevamento del fondo scavo è verificata.

Per la **stabilità al sifonamento**, si distinguono due condizioni di effluo:

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

a) nel caso di frontiera di effluo libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di effluo;

b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di effluo, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$. In tutti gli altri casi il progettista deve

valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente. Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”, ove applicabile.

Nel caso in esame, facendo riferimento ad una condizione di efflusso libera, si è verificato che il gradiente idraulico medio i_m fosse minore del gradiente idraulico critico i_c diviso per il coefficiente parziale γ_R

Nel caso in esame, facendo riferimento ad una condizione di efflusso libera (caso a), si è verificato che il gradiente idraulico medio i_m fosse minore del gradiente idraulico critico i_c diviso per il coefficiente parziale $\gamma_R=3$.

In particolare il gradiente idraulico medio i_m è stato determinato come:

$$i_m = \frac{\Delta H}{L \cdot \gamma_w}$$

Dove

ΔH è il carico idraulico

L è il percorso dei filetti fluidi:

γ_w è il peso specifico dell'acqua.

Il gradiente critico i_c è pari a:

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Dove

γ' è il peso alleggerito del terreno oggetto della verifica ovvero la sua media ponderata qualora fossero presenti più unità stratigrafiche

h spessore del terreno coinvolto nella verifica.

Nel caso in esame il terreno coinvolto nella verifica è lo strato Cap-c (cappellaccio):

infissione paratia	strato oggetto di verifica	profondità di verifica da p.c.	spessore strato di verifica	i_c	i_m	$FS=i_c/\gamma_R/i_m$
[m]	[-]	[z]	[m]	[-]	[-]	[-]
15.1	Cap-c	9.4	3	1	0.30	1.10

Essendo il gradiente critico di progetto maggiore del gradiente medio, la verifica risulta essere soddisfatta.

8.1.7 Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Il DM 17.01.08 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”; nel seguito si riportano dunque, per maggiore chiarezza espositiva, le specifiche normative a riguardo.

Il punto 6.8 del DM 17.01.08 e relativa circolare applicativa, tratta l’argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 “Verifiche di Sicurezza (SLU)” viene prescritto quanto di seguito:

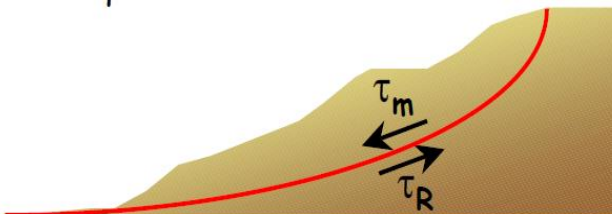
Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate mediante i metodi dell’equilibrio limite rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di **Bishop**, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA NUOVA ENNA-DITTAINO

VI02 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1015.39 ml circa
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 03 01	B	41 di 44

Le verifiche sono state effettuate rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica

Nel caso in esame la verifica non risulta significativa in quanto non esistono superfici di scorrimento circolari ammissibili che hanno tratto finale ricadente nella parte di scavo tra le paratie.

9 ANALISI DI STABILITA' SCARPATE PROVVISORIE

Nel presente capitolo si riportano le verifiche di stabilità globali delle trincee ferroviarie in progetto. Lungo il tracciato ferroviario sono presenti tratti con altezze generalmente inferiori ai 6 m. In generale si prevedono:

- scarpate di scavo provvisorie, per la realizzazione delle opere d'arte, con pendenza 2 (verticale) / 3 (orizzontale), con banca intermedia di larghezza 2 m ogni 6 m di dislivello.

9.1 Metodologie di calcolo

Le verifiche di stabilità per le scarpate di scavo provvisionali sono state svolte nelle sole condizioni statiche. L'esame delle condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Per la valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità globale si è impiegato il codice di calcolo denominato Slide 7.0, in cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. Sono state cautelativamente considerate ipotesi di deformazione piana. In particolare, in questa sede si fa riferimento al metodo di Bishop che prevede superfici di scorrimento circolari nei terreni. Nelle analisi sono state ovviamente tralasciate le superfici più corticali in quanto poco significative e per le quali non risulta idonea una analisi convenzionale all'equilibrio limite.

Il coefficiente di sicurezza FS a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie:

$$FS = \frac{\int_S \tau_{\text{disp}}}{\int_S \tau_{\text{mob}}}$$

In accordo alla normativa vigente per rilevati in materiali sciolti e fronti di scavo, le analisi di stabilità vengono condotte secondo la combinazione (A2+M2+R2).

Secondo quanto previsto da normativa, per le analisi di stabilità in condizioni statiche SLU, i parametri di resistenza del terreno devono essere abbattuti a mezzo dei coefficienti parziali di seguito riportati.



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA NUOVA ENNA-DITTAINO**

VI02 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1015.39 ml circa
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 03 01	B	42 di 44

$\gamma_{\phi'} = 1.25$ coefficiente parziale per l'angolo di resistenza al taglio

$\gamma_{c'} = 1.25$ coefficiente parziale per la coesione drenata

L'analisi viene quindi condotta con i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

$\tan(\phi'_k) = \tan(\phi'_k) / \gamma_{\phi'}$ angolo di resistenza al taglio

$c'_k = c'_k / \gamma_{c'}$ coesione drenata

Il coefficiente di sicurezza minimo per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo è pari ad 1.1 (γ_R) in condizioni SLU statiche, quindi il fattore di sicurezza alla stabilità da verificare è $FS \geq 1.1$.

9.2 Carichi

Il sovraccarico accidentale stradale, considerato agente sulle viabilità, è stato assunto pari a 20 kPa già fattorizzato ($\gamma_F = 1.3$, Tabella 5.2.V NTC 2008).

Inoltre, sia per le trincee definitive che per quelle provvisorie, è stato cautelativamente utilizzato un sovraccarico accidentale a monte di 10 kPa.

In condizioni sismiche, ai carichi accidentali è stato applicato un coefficiente di combinazione pari a 0.2, come da § 2.3.3 delle Specifiche RFI.

9.3 Sezioni di calcolo

L'analisi di stabilità per le trincee provvisorie è stata condotta cautelativamente per le seguenti sezioni:

- sezione di altezza 6 m con scarpate 2 (vert) /3 (orizz) in terreni coesivi, cautelativamente si considera uno spessore superficiale di 2 m circa di eluvio-colluvio (unità b2), poi alluvioni coesive (unità bbc) con falda a fondo scavo;
- sezione di altezza 6 m con scarpate 2 (vert) /3 (orizz) in terreni incoerenti (unità bni) con falda a fondo scavo.

Sono stati considerati i seguenti parametri geotecnici. I parametri di resistenza assunti nei calcoli sono quelli che mediamente si individuano dall'involuppo di tutti i risultati delle prove di laboratorio nell'ambito delle tensioni che interessano le superfici di scorrimento.

Unità ba-Depositi alluvionali coesivi

$\gamma = 18.0 \div 19.0$ kN/m³ peso di volume naturale

$c' = 0 \div 5$ kPa coesione drenata



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA NUOVA ENNA-DITTAINO**

VI02 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1015.39 ml circa
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 09 CL	VI 02 03 01	B	43 di 44

$\varphi' = 24 \div 27^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Unità cap-c – Capellaccio coesivo costituente la parte alterata argilloso limosa della formazione di base

$\gamma = 19.5 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$c' = 0 \div 10 \text{ kPa}$ coesione drenata

$\varphi' = 23 \div 27^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Unità TRV– Formazione di Terravecchia: argilla da debolmente marnosa a marnosa

$\gamma = 19.0 \div 22.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$c' = 5 \text{ kPa}$ per $\sigma'v < 150 \text{ kPa}$ coesione drenata

$\varphi' = 26^\circ$ per $\sigma'v < 150 \text{ kPa}$ angolo di resistenza al taglio

Parametri di resistenza drenati minimi (in funzione dello stato tensionale in sito):

$c' = 10 \text{ kPa}$ per $\sigma'v > 150 \text{ kPa}$ coesione drenata

$\varphi' = 19^\circ$ per $\sigma'v > 150 \text{ kPa}$ angolo di resistenza al taglio

Parametri di resistenza drenati massimi (in funzione dello stato tensionale in sito):

$c' = 10 \text{ kPa}$ per $\sigma'v > 150 \text{ kPa}$ coesione drenata

$\varphi' = 29^\circ$ per $\sigma'v > 150 \text{ kPa}$ angolo di resistenza al taglio

9.4 Risultati

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati delle verifiche di stabilità delle scarpate.

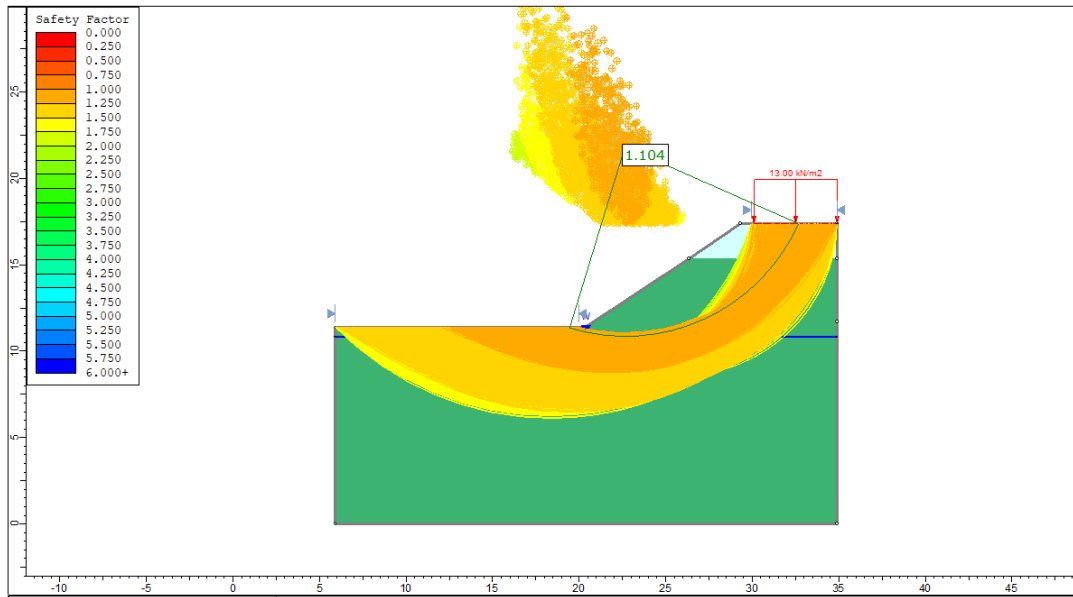


Figura 5. Analisi statica – Scarpate provvisorie –trincea H=6m – terreni coesivi

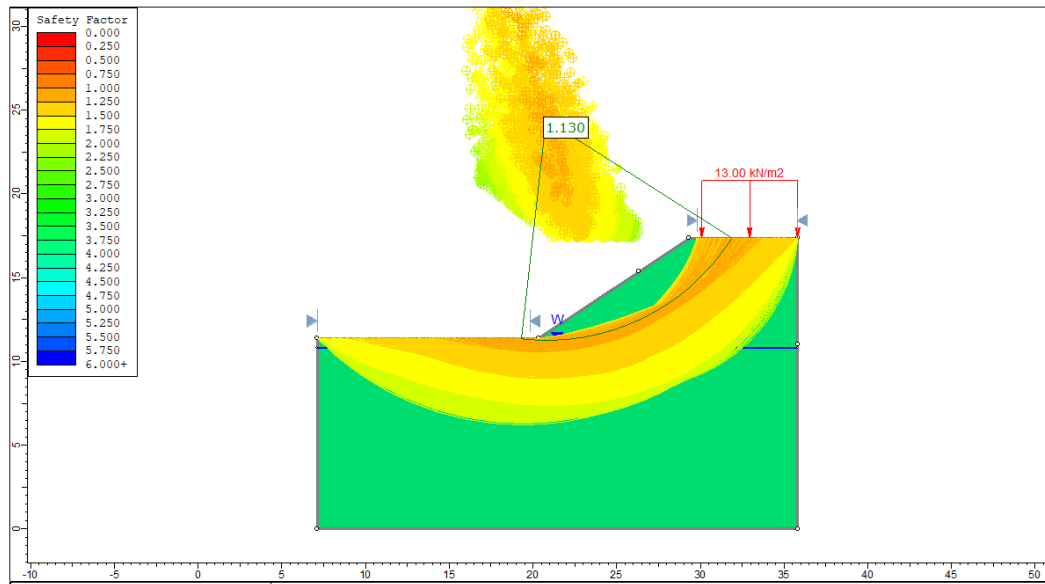


Figura 6. Analisi statica – Scarpate provvisorie –trincea H=6m – terreni incoerenti

I fattori di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche sono sempre maggiori di quanto prescritto da normativa ($\gamma_R \geq 1.1$ per le analisi statiche SLU) quindi le verifiche di stabilità sono sempre soddisfatte.