

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO**

**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA**

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA**

**VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa**

**Relazione di calcolo delle opere provvisorie 5 di 6**

SCALA:



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

RS3E 50 D 09 CL VI1203 005 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	
A	Emissione definitiva	M. Piscitelli	Novembre	M. E. D'Effremo	Novembre	F. Spagnacino	Novembre 2019	

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti  
Dott. Ing. Angelo Vittozzi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
N° A/20783



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO**  
**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa  
Relazione di calcolo opere provvisionali - parte 3 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 12 03 03	B	2 di 43

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	7
3.1	ACCIAIO .....	7
3.1.1	Acciaio per armatura strutture in c.a.....	7
3.1.2	Profilati e piastre metalliche .....	7
3.2	CALCESTRUZZO.....	7
3.2.1	Calcestruzzo magro per getti di livellamento.....	7
3.2.2	Calcestruzzo pali, diaframmi di fondazione, cordoli opere provvisionali.....	7
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	9
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	10
5.1	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	10
5.2	MODELLO GEOTECNICO .....	11
6	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI.....	13
6.1	METODOLOGIA DI CALCOLO .....	13
7	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 14-01-2008 .....	16
7.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO .....	16
7.2	VERIFICHE ALLO SLU.....	20
7.2.1	Pressoflessione.....	20
7.2.2	Taglio .....	22
8	ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI .....	24
8.1	DESCRIZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO: P35.....	24
8.2	SCHEMA E FASI DI CALCOLO .....	25



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO**  
**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
 PROGETTO DEFINITIVO  
 TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa  
 Relazione di calcolo opere provvisoriale - parte 3 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 12 03 03	B	3 di 43

9	RISULTATI E VERIFICHE PARATIA .....	28
9.1	RISULTATI (COMBINAZIONE SLE): .....	28
9.2	RISULTATI E VERIFICHE SLU STR PARATIA DI PALI (COMBINAZIONE A1+M1+R1): .....	29
9.3	VERIFICA SLU GEO PARATIA DI PALI (COMBINAZIONE A2+M2+RI).....	31
9.3.1	VERIFICA SLU STRU PUNTONE (combinazione A1+M1+RI) .....	31
9.3.2	VERIFICA SLU STRU TRAVE DI RIPARTIZIONE (combinazione A1+M1+RI) .....	34
9.4	VERIFICA SLU UPL E HYD .....	37
9.5	VERIFICA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO.....	38
10	ANALISI DI STABILITA' SCARPATE PROVVISORIE.....	40
10.1	METODOLOGIE DI CALCOLO .....	40
10.2	CARICHI.....	41
10.3	SEZIONI DI CALCOLO .....	41
10.4	RISULTATI .....	42



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO**  
**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa  
Relazione di calcolo opere provvisionali - parte 3 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	52	D 09 CL	VI 12 03 03	A	4 di 43

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo delle opere provvisionali si riferisce alla progettazione definitiva del Lotto 5 della Linea Ferroviaria Messina-Catania-Palermo nella tratta PM Dittaino-Catenanuova. La relazione è relativa al viadotto VI12, avente una lunghezza di circa 1990 m (VI12).



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO**  
**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa  
Relazione di calcolo opere provvisionali - parte 3 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 12 03 03	B	5 di 43

## 2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

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

- Decreto Ministeriale del 14/01/2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04/02/2008, Supplemento Ordinario n.30.
- Circolare 01/02/2009, n.617 - Istruzione per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.
- DM 06/05/2008 - "Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".
- RFI DTC SI MA IFS 001 A - "Manuale di progettazione delle opere civili"
- RFI DTC SI SP IFS 001 A - "Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili"
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 - Progettazione Geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.



### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

#### 3.1 Acciaio

##### 3.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} \geq 540$  MPa
- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 450$  MPa
- allungamento caratteristico:  $\geq 7.5$  %
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:  $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

##### 3.1.2 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

#### 3.2 Calcestruzzo

##### 3.2.1 Calcestruzzo magro per getti di livellamento

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

##### 3.2.2 Calcestruzzo pali, diaframmi di fondazione, cordoli opere provvisionali

- Classe di resistenza: C25/30



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO**  
**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA

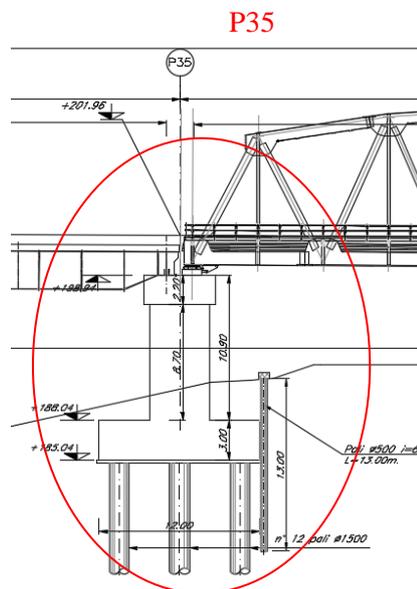
VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa  
Relazione di calcolo opere provvisionali - parte 3 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>RS3E</b>	50	D 09 CL	VI 12 03 03	B	8 di 43

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

#### 4 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 VI12. In Figura 1, è rappresentato una parte del viadotto inerente alla pila 35 ove è ubicata l'opera di sostegno provvisoria in esame costituita da pali in c.a. Per maggiori informazioni si rimanda agli elaborati grafici del viadotto in esame.



**Figura 1**

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



### Unità bbi – Depositi alluvionali recenti incoerenti (sabbia con ghiaia, sabbia ghiaiosa)

$\gamma_{\text{nat}} = 19.5 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35 \div 39^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$k = 1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$	coefficiente di permeabilità
$V_s = 200 \div 400 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 80 \div 300 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 200 \div 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

### Unità TRV/TRVa – Formazione di Terravecchia

$\gamma_{\text{nat}} = 19.5 \div 21 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$c' = 5 \div 20 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 20 \div 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 75 \div 420 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$k = 5 \cdot 10^{-9} \div 7 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	coefficiente di permeabilità
$E_o = 200 \div 900 \text{ MPa}$	Modulo di deformazione elastico iniziale

## 5.2 Modello Geotecnico

La quota testa cordolo è posto ad una quota di circa 191.6 m s.l.m. (intradosso cordolo a circa 191 m s.l.m.), il piano campagna locale è invece posto a circa 187 m.s.l.m.

Sono quindi presenti a monte dell'opera circa 4.0 m di rilevato stradale aventi le seguenti caratteristiche:

- peso di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$ ;
- angolo di attrito  $\varphi' = 35^\circ$ ;
- coesione efficace  $c' = 0$ .

Nei dimensionamenti delle opere si è considerata dunque la seguente stratigrafia:

0*	Litotipo		POTENZA	$\gamma$	$c'$	$\phi'$	$E_0$	$E_{vc}$	$E_{ur}$
	Unità Ra	Ra	m	KN/m <sup>3</sup>	KPa		MPa	MPa	MPa
-4	Riporto antropico	Ra	4	19	0	35	-	50	80
-11	Depositi alluvionali recenti coesivi (limoso argillosi)	bbc	11	19.5	5	24	180	60	96
-12.5	Depositi alluvionali recenti incoerenti (sabbia con ghiaia, sabbia ghiaiosa)	bbi	1.5	19.5	0	35	400	130	208
	Formazione di Terravecchia	TRV		20.5	10	24	450	150	240

\*quota 0 coincidente con la quota intradosso cordolo

Il livello idrico è posto ad una quota di 181.3 m s.l.m. Per tale motivo, la quota falda è considerata a circa 10 m da quota cordolo paratia. A monte dell'opera è presente un rilevato stradale.

## 6 CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

### 6.1 Metodologia di calcolo

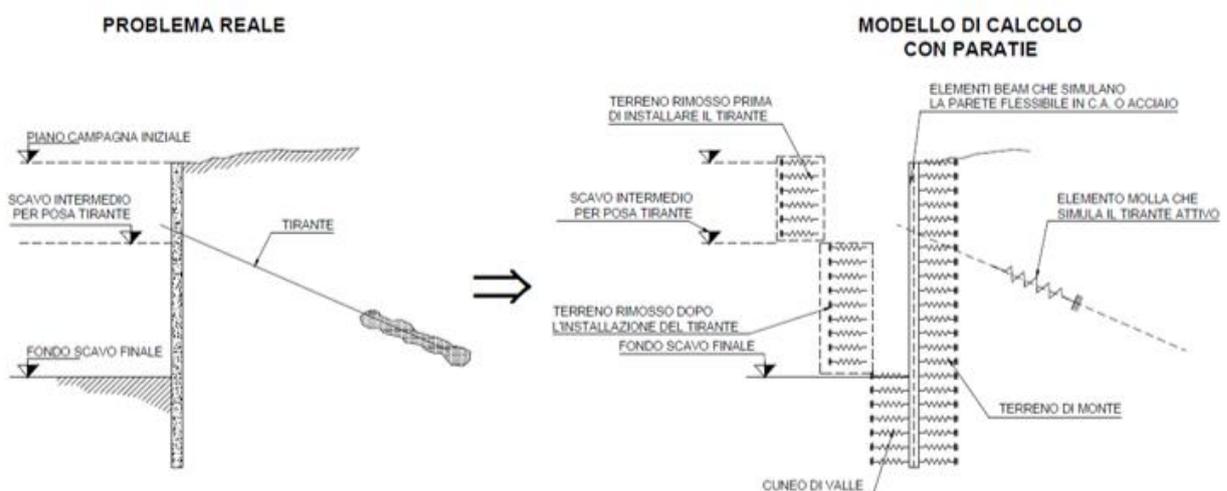
Le analisi finalizzate al dimensionamento delle paratie trattate nell'ambito del presente documento, sono state condotte con il programma di calcolo "Paratie Plus" della HarpaCeas s.r.l. di Milano Version 18.1

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:

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

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 ( $\sigma'_{h}$ ) 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 rigidità delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidità di ciascuna di esse,  $k$ , è data da:  $k = E / L$

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

Il valore di  $\Delta$  è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti.

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

Si è scelto:

in zona attiva (uphill):

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

Dove:  $\ell_A = \min\{1, 2H\}$ ;

in zona attiva (uphill):

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

Dove:  $\ell_A = \min\{1, 2H\}$ ;

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 ( $\leq 1$ ) associata al bulbo di ancoraggio.

## 7 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 14-01-2008

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.

### 7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 14/01/08, 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  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  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 14.01.08, 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 14.01.08 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
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_Q$  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 14.01.08, 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  $G_j$ .

### 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 $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA

VI12 - Viadotto a Singolo Binario - Ltot=1990 ml circa  
Relazione di calcolo opere provvisoriale - parte 3 di 6

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 12 03 03	B	20 di 43

Nell'ambito delle Analisi di seguito esposte, si è fatto riferimento nella fattispecie all'**APPROCCIO 1**, andando ad esaminare tutti gli stati limite ritenuti significativi per il caso delle opere in progetto, secondo quanto specificato al già citato prg "6.5.3.1.2 Paratie" del DM 14.01.08, ovvero:

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

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

SLU di tipo strutturale (STR)

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

Si è infine proceduto con una verifica nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio (SLE), effettuando una stima delle deformazioni dell'opera e dei cedimenti del piano limite a tergo.

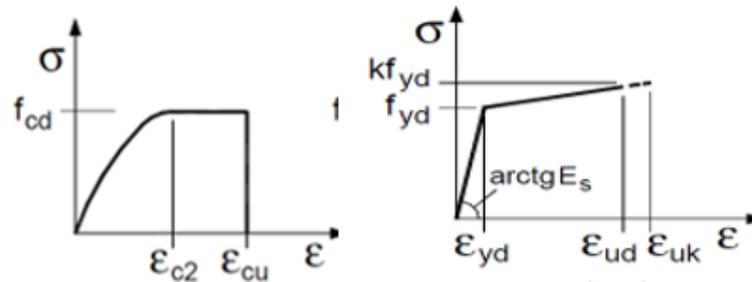
Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

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)

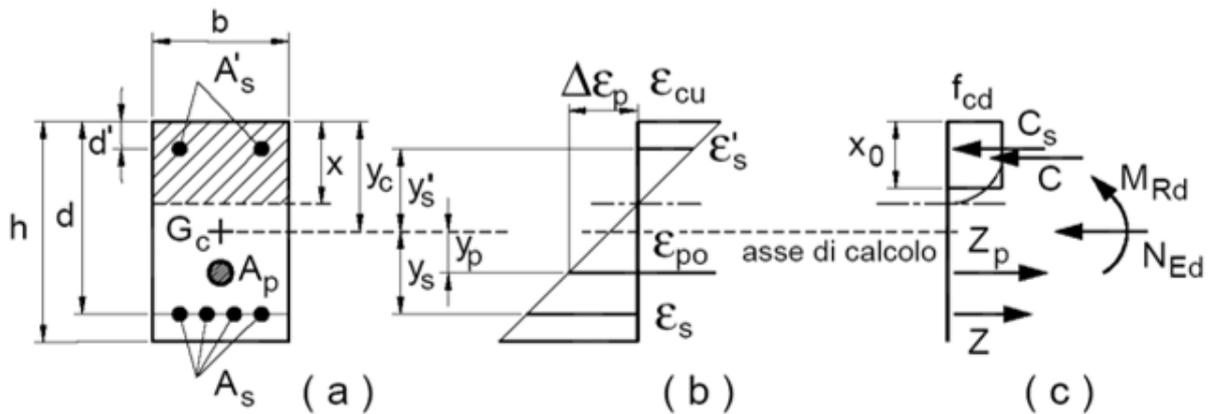
## 7.2 VERIFICHE ALLO SLU

### 7.2.1 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.

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

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.

### 7.2.2 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  $V_{Rcd}$

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

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

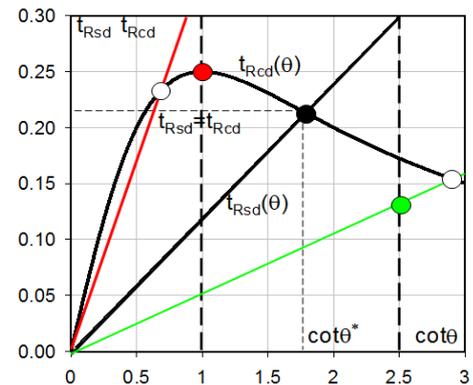
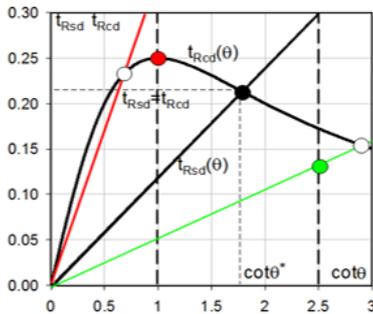
Essendo:

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

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  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

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

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



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

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

( $\theta^*$  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

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

$\omega_{sw}$  : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

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

## 8 ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI

### 8.1 Descrizione delle sezioni di calcolo: P35

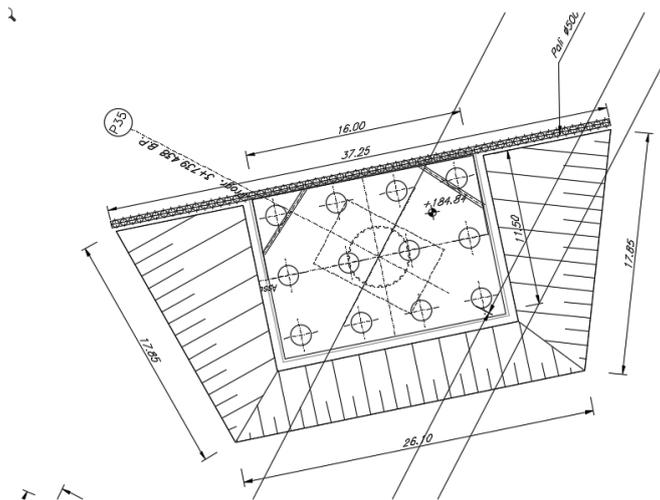
Paratia superiore: paratia di pali a cavalletto:

$D_p = 500 \text{ mm}$	diametro di perforazione pali
$i = 0.6 \text{ m}$	interasse pali verticali
$L_p = 16 \text{ m}$	lunghezza pali
$h = 6.35 \text{ m}$	Altezza fuori terra
$L_i = 9.65 \text{ m}$	Profondità di infissione
20 $\phi 26$	Armatura longitudinale
$\phi 12 / 10 \text{ cm}$	Armatura a taglio

Il cordolo di collegamento dei pali ha dimensioni trasversali  $0.60 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$ .

Sistema di puntoni:

La Figura 2 mostra la pianta dello scavo della sezione P35

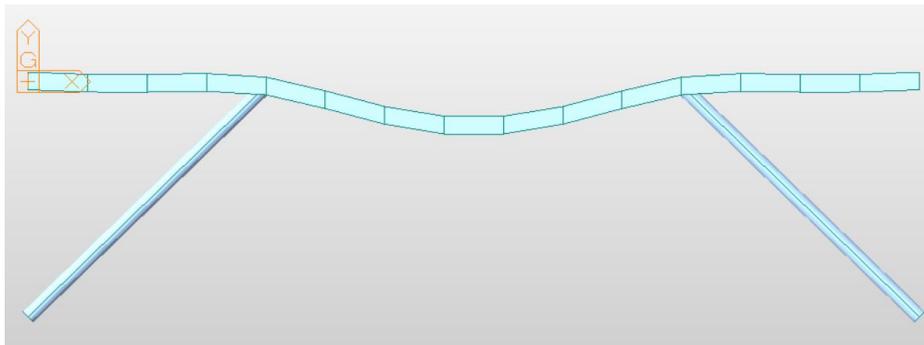


**Figura 2**

I puntoni sono sezioni circolari cave in acciaio (S275) aventi  $\Phi 254 \text{ mm}$  inclinati di circa  $45^\circ$ .

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  $1 \text{ KN/m}$  e si è mediato lo spostamento in corrispondenza

della mezzeria della trave di ripartizione del punto medio (sempre sulla trave di ripartizione) tra appoggio e collegamento trave/puntone =  $0.131 \cdot 10^{-3}$  m. Tramite la formula  $k = \frac{1}{u}$  si valuta la rigidezza  $k \approx 7619.048$  kN/m da applicare alle molle nel modello in Paratie Plus. La Figura 3 mostra lo schema statico utilizzato in Midas Civil:



**Figura 3**

## 8.2 Schema e fasi di calcolo

Nel calcolo si è tenuto conto del carico accidentale dato dal traffico veicolare  $q_{acc} = 20.0$  kN/m<sup>2</sup> uniformemente distribuito su un'area di impronta di 8.0 m posto in prossimità dell'estradosso della paratia. Per simulare la parte più superficiale del rilevato non inclusa nella stratigrafia, si è applicato un carico trapezoidale di 15 kPa.

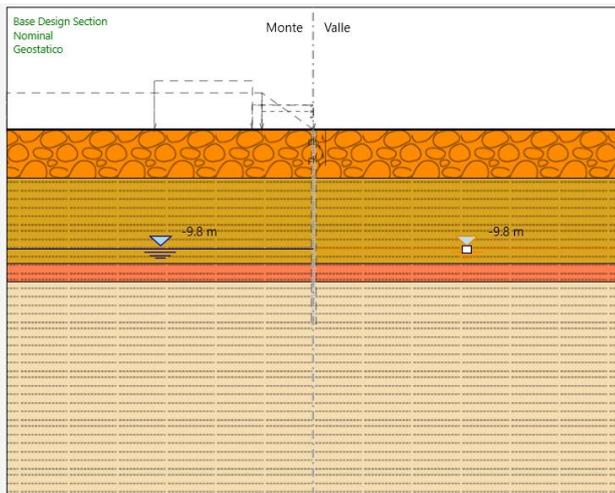
Il tipo di analisi utilizzato consente di riprodurre nel dettaglio la storia della costruzione di opere geotecniche. Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione tutte le principali fasi operative previste per la realizzazione dell'opera. Il termine di ciascuna analisi rappresenta quindi la condizione iniziale per la fase successiva. Le fasi di scavo vengono simulate mediante la disattivazione dei cluster di terreno corrispondenti, mentre la messa in opera o la rimozione degli elementi strutturali (paratie) viene simulata attivando o disattivando gli elementi strutturali corrispondenti.

Nel seguito si illustrano le fasi di calcolo mostrando la configurazione geometrica del modello per le principali fasi dell'analisi. I risultati delle analisi saranno riportati nel paragrafo successivo.

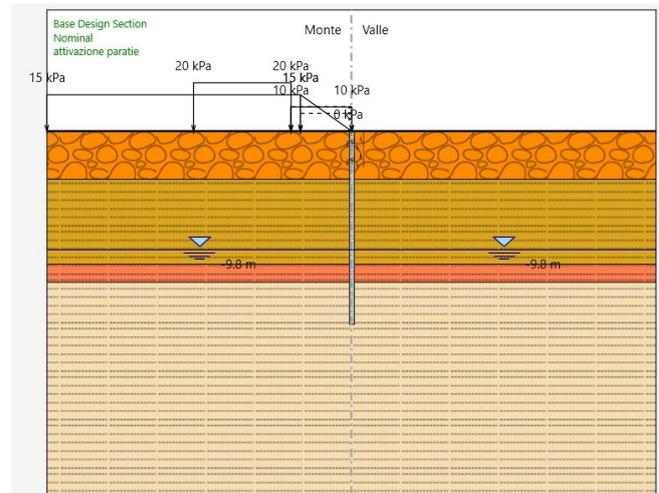
- Fase 1). Inizializzazione geostatica ed applicazione carico permanente da rilevato stradale (max 15 kPa)
- Fase 2). Realizzazione paratia pali ed applicazione carico variabile di 20 kPa rappresentativo del traffico veicolare e del carico trapezoidale di 15 kPa che simula la presenza della parte più superficiale del terreno non inclusa nella stratigrafia
- Fase 3). Esecuzione scavo fino alla profondità di 1.5 m da testa palo.
- Fase 4). Attivazione puntone e travi di ripartizione alla profondità di 1m da testa palo
- Fase 5). Esecuzione scavo fino alla profondità di 3 m da testa palo
- Fase 6). Attivazione puntone e travi di ripartizione alla profondità di 2.5 m da testa palo.

Fase 7). Esecuzione scavo fino alla quota massima di 6.35m da testa palo. Per esigenze di software lo scavo viene suddiviso in ulteriori 2 sotto-step per limitare la profondità di scavo di ogni step a circa 3,5/4.0m.

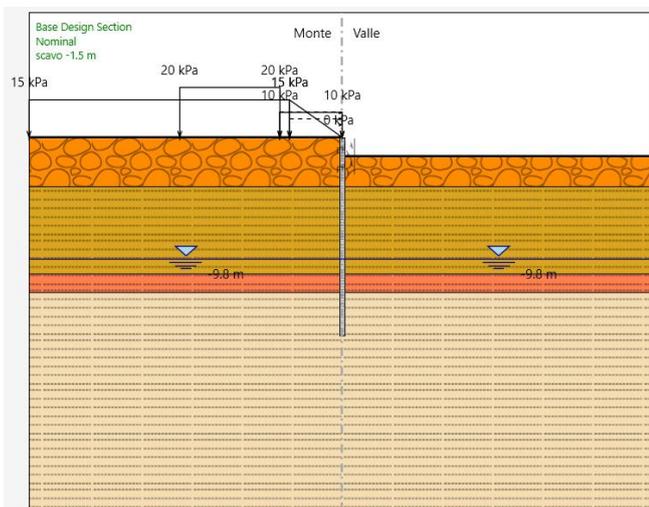
Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini.



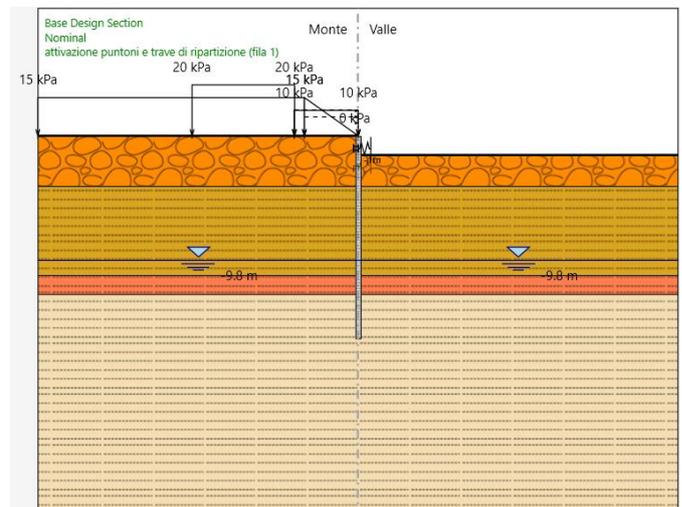
**Figura 4 – Stage 1**



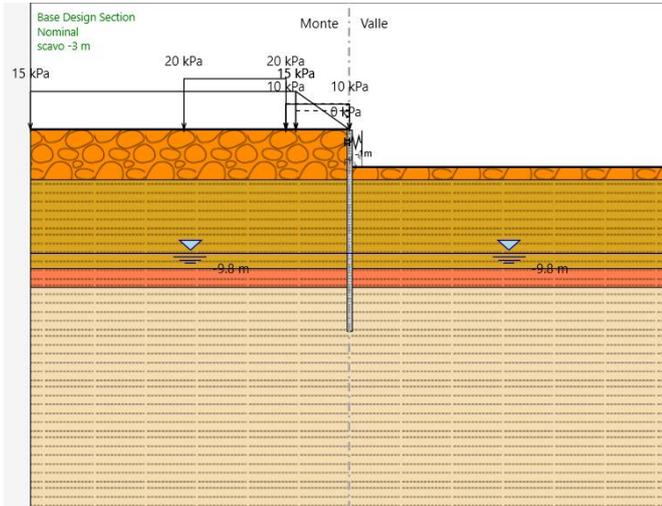
**Figura 5 – Stage 2**



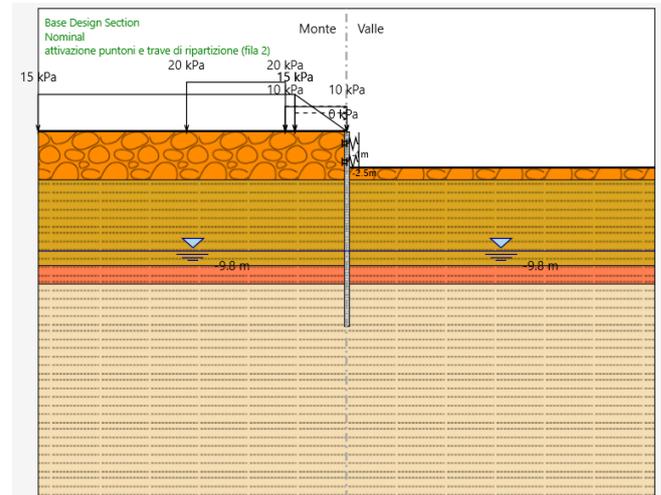
**Figura 6 – Stage 3**



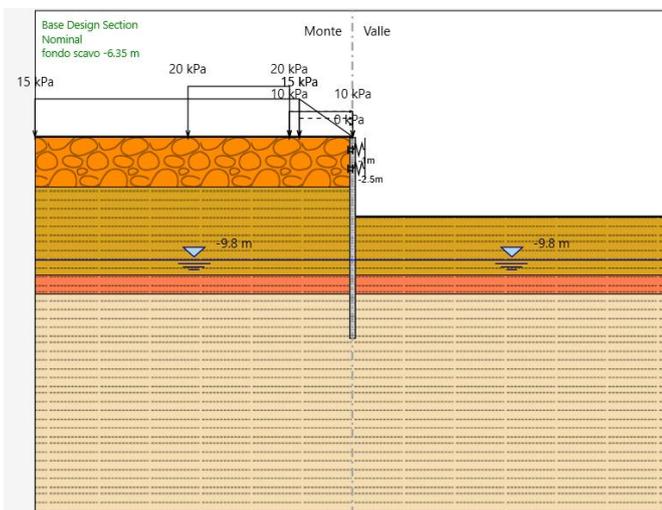
**Figura 7 – Stage 4**



**Figura 6 – Stage 5**



**Figura 7 – Stage 6**



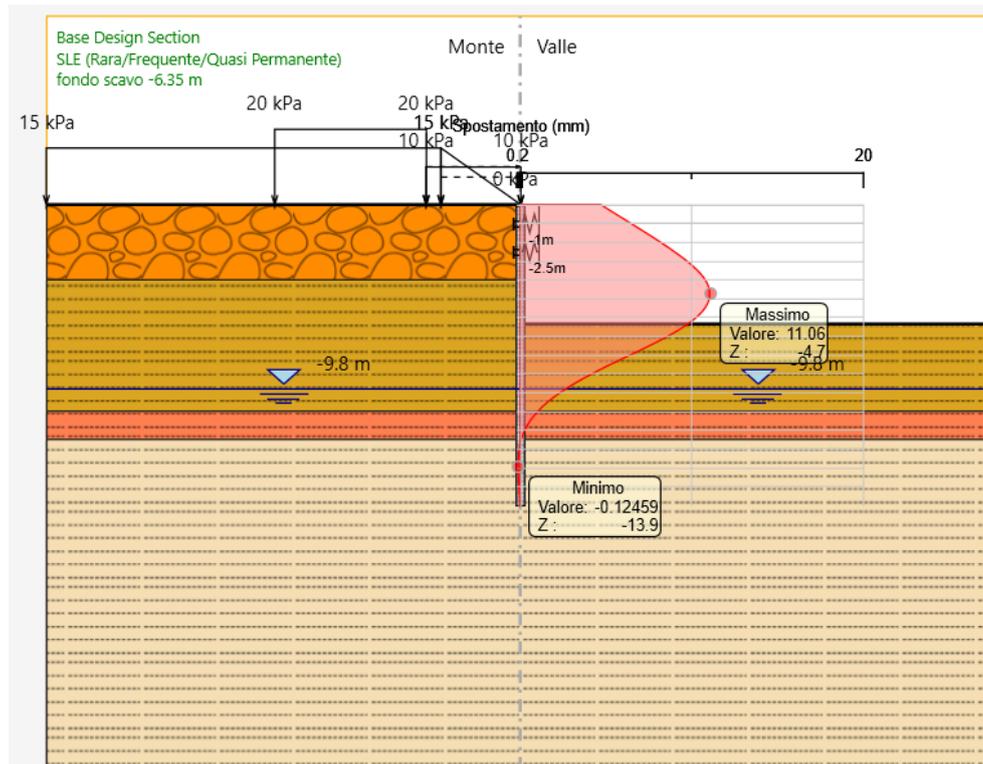
**Figura 8 – Stage 7**

## 9 RISULTATI E VERIFICHE PARATIA

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

### 9.1 Risultati (combinazione SLE):

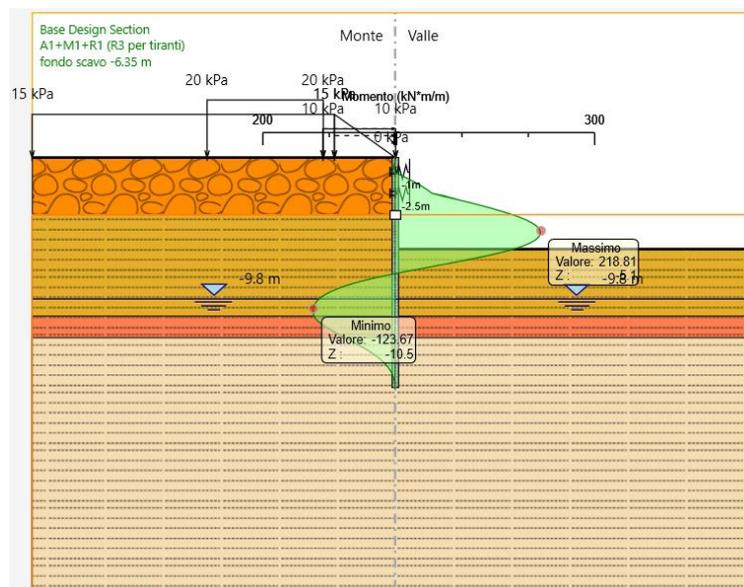
Dall'involuppo degli spostamenti in combinazione SLE si osserva che lo spostamento massimo orizzontale che si attinge a testa paratia vale 4.7 mm, mentre lo spostamento massimo vale 1.10 cm e si attinge a 47 m da testa paratia, compatibili con la funzionalità dell'opera.



**Figura 9 – Spostamento Massimo allo SLE**

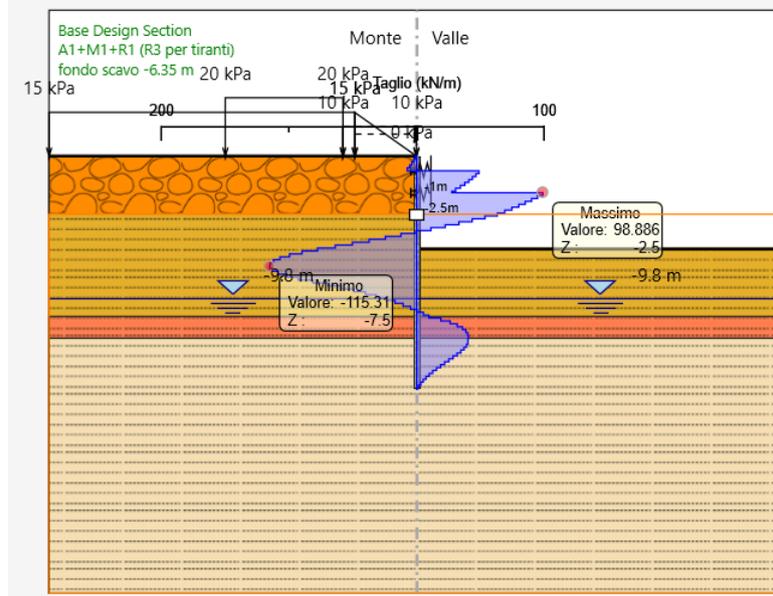
## 9.2 Risultati e verifiche SLU STR paratia di pali (combinazione A1+M1+R1):

Dall'involuppo del momento flettente in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore si ha ad una quota di -9.8 m da testa palo e risulta pari a 218.81 kNm/m.



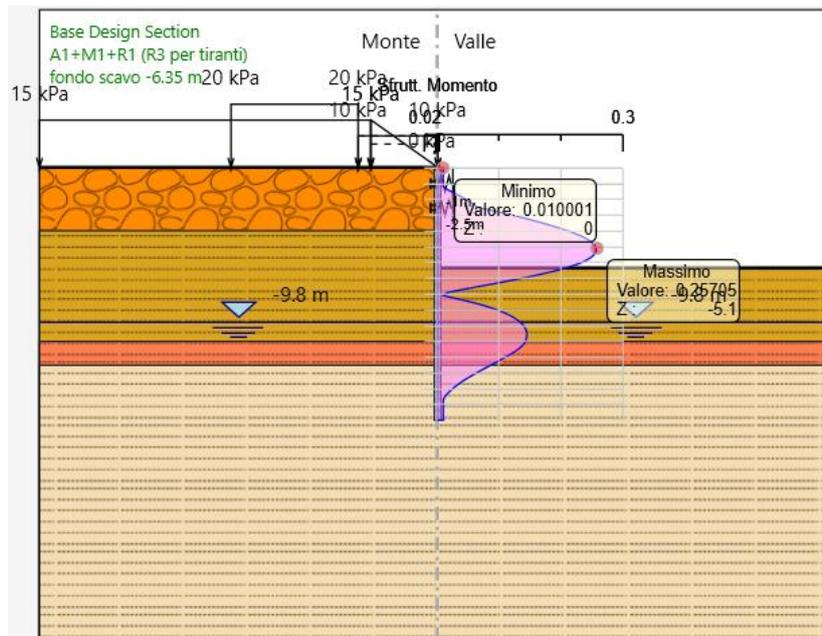
**Figura 10 – Momento Massimo allo SLU**

Dall'involuppo del taglio in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore si ha ad una quota di 7.5 m da testa palo e risulta pari a 115.31 kNm/m.



**Figura 11 – Taglio Massimo allo SLU**

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali delle paratie 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.



**Figura 12 – Tasso di sfruttamento a momento in comb. A1-M1-R3  
(.T.S.F.max = 0.25 < 1 – VERIFICA SODDISFATTA)**

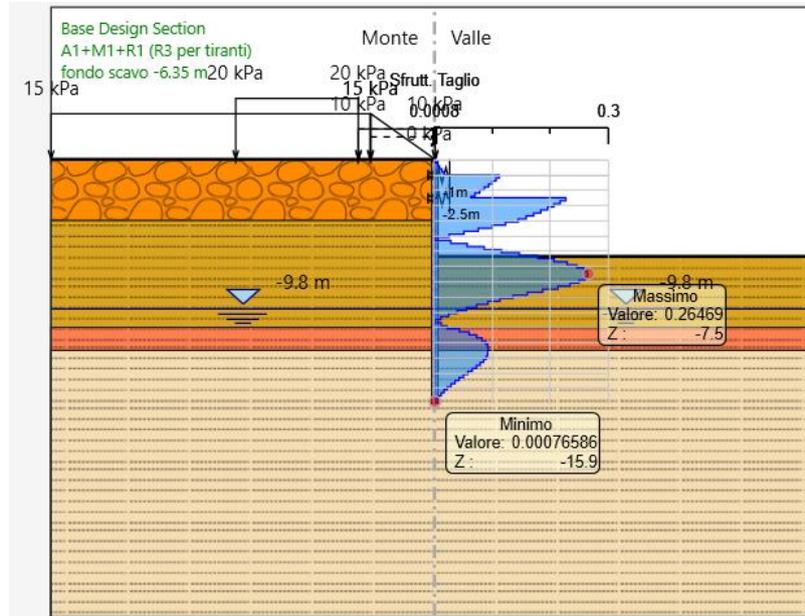


Figura 8 – Tasso di sfruttamento a Taglio in comb. A1-M1-R3  
(T.S.F.max = 0.26 < 1 – VERIFICA SODDISFATTA)

### 9.3 Verifica SLU GEO paratia di pali (combinazione A2+M2+RI)

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa il 55% .

#### Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <A2+M2+R1>

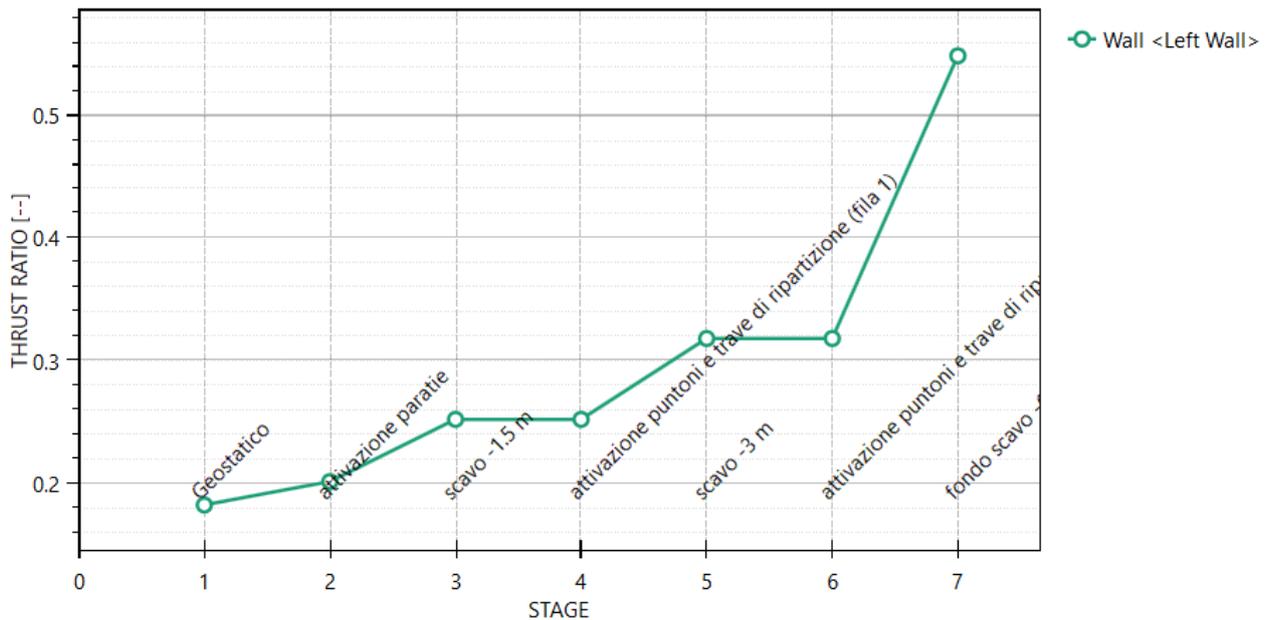
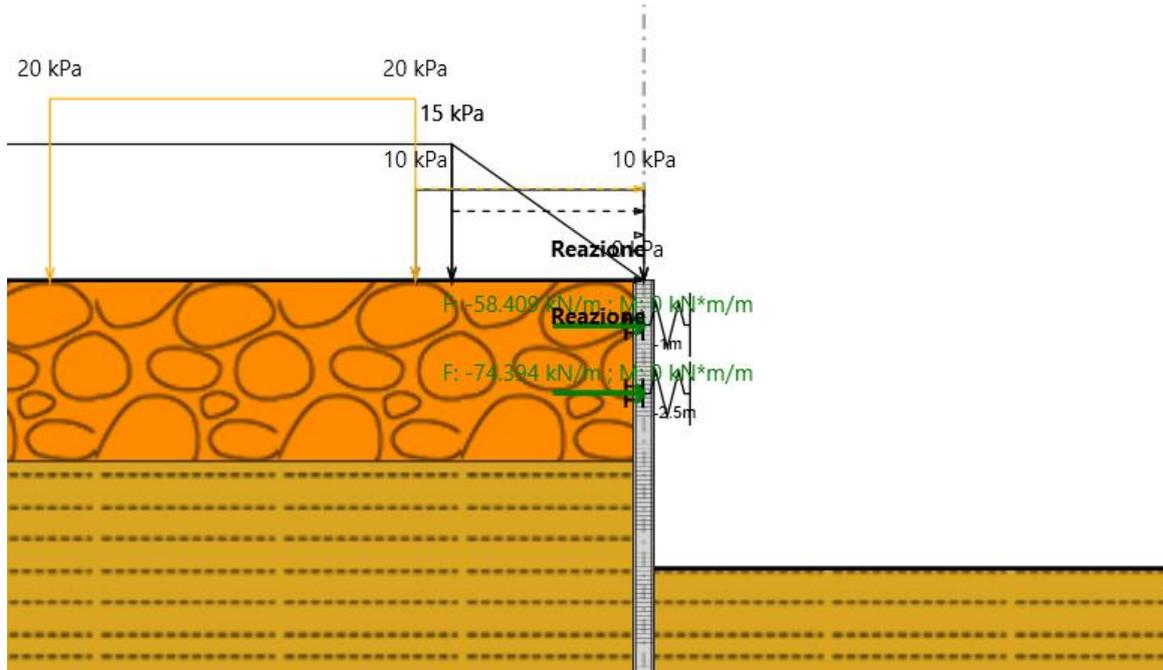


Figura 9 – Rapporto di mobilitazione spinta passiva comb. A2-M2-R1

#### 9.3.1 VERIFICA SLU STRU PUNTONE (combinazione A1+M1+RI)

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

Tramite il programma di calcolo Paratie Plus è stata valutata la reazione nella molla in combinazione A1+M1+R1 che risulta essere pari a 74.39 KN/m per la seconda fila di puntoni.



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  $N_{Ed} = 401.9 \text{ kN}$ . Si è proceduto dunque alla verifica di instabilità del puntone compresso.

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

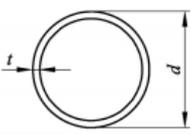
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

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
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\varepsilon^2$	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  $\chi$  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  $\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2.VI, e la snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$  è pari a

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

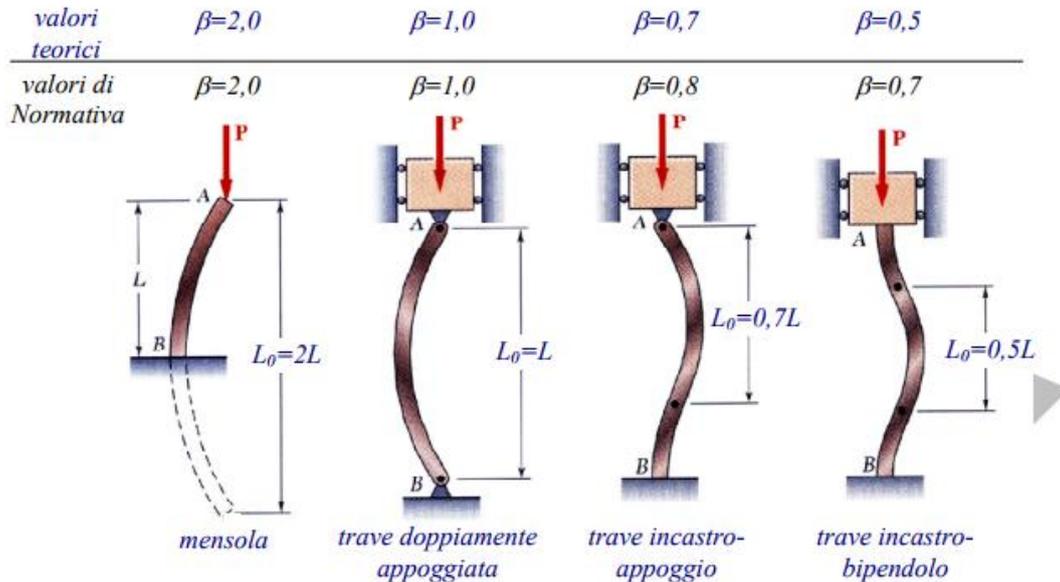
dove  $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E J}{L_0^2} = 6.56 \cdot 10^6 \text{ kN}$  e  $\alpha = 0.21$  essendo il tubolare una sezione formata a caldo.

Nella formulazione precedente

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

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

$$L_0 = \beta L = 1 \cdot 5.66 = 5.66 \text{ m}$$



Risulta:

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

Dunque essendo  $N_{Ed} = 401.9 \text{ kN}$  la verifica risulta essere soddisfatta.

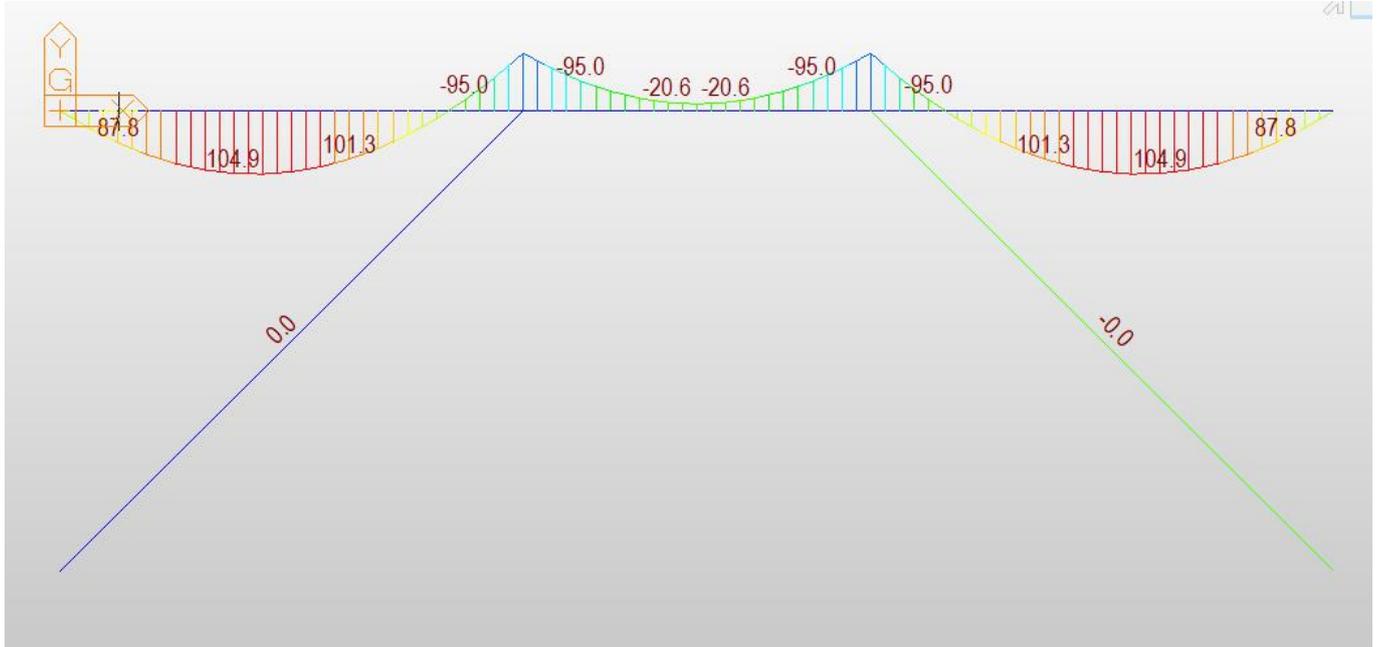
### 9.3.2 VERIFICA SLU STRU TRAVE DI RIPARTIZIONE (combinazione A1+M1+R1)

#### 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 104.9 kNm.



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

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 846.48 \text{ kNm}$$

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

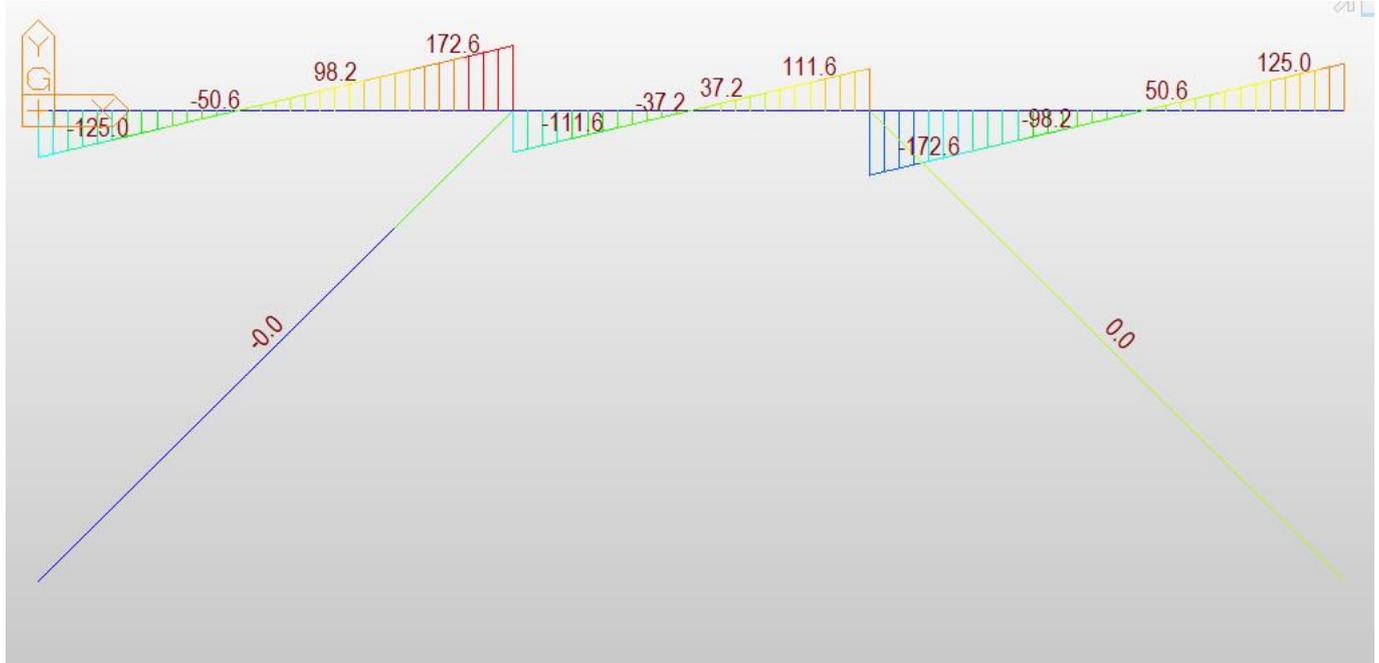
Dunque la verifica risulta essere soddisfatta.

### 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 172.6 kN.



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

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v * f_{yd}}{\sqrt{3}} = 1358.18 \text{ kN}$$

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.

#### 9.4 Verifica SLU UPL E HYD

Il § 6.2.3.2. del DM 14.01.2008 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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{Gi}$

Al fine del calcolo della resistenza di progetto  $R_d$ , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici ( $M_2$ ).

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.

In aggiunta al meccanismo di sollevamento, la normativa al § 6.2.3.2. del DM 14.01.2008 prescrive di effettuare verifiche specifiche nei riguardi del rischio di “**sifonamento**”, che riguarda specificamente le condizioni di filtrazione che si innescano a valle degli scavi, per effetto dei quali, a seguito dell’incremento delle pressioni interstiziali nella zona di valle, si può determinare un annullamento delle tensioni verticali efficaci e quindi la completa perdita di resistenza del terreno che determina un trasporto delle particelle da parte dell’acqua in movimento, dando origine ad un fenomeno progressivo di erosione che conduce al collasso della struttura del terreno.

In accordo con la normativa il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ( $u_{inst,d}$ ) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ( $\sigma_{stb,d}$ ), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad (6.2.6)$$

In entrambe le verifiche, nella valutazione delle pressioni interstiziali, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle successioni stratigrafiche sul regime di pressione dell'acqua. Nelle verifiche al sifonamento, in presenza di adeguate conoscenze sul regime delle pressioni interstiziali, i coefficienti di sicurezza minimi sono indicati nella Tab. 6.2.IV. Valori superiori possono essere assunti e giustificati tenendo presente della pericolosità del fenomeno in relazione

**Tabella 6.2.IV – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.**

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Le verifiche non risultano essere significative per il caso in esame in quanto non si registra una variazione del livello di falda, tra monte e valle dell'opera, a seguito dello scavo (la falda è situata ad una profondità maggiore o uguale la profondità dello scavo).

### 9.5 Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Il DM 14.01.08 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 14.01.18 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:

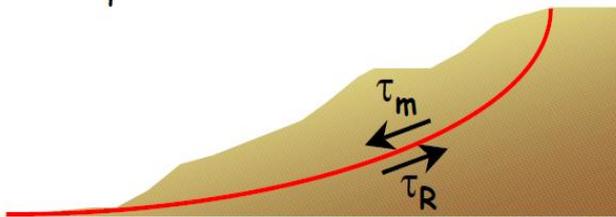
*Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.*

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
$\gamma_R$	1.1

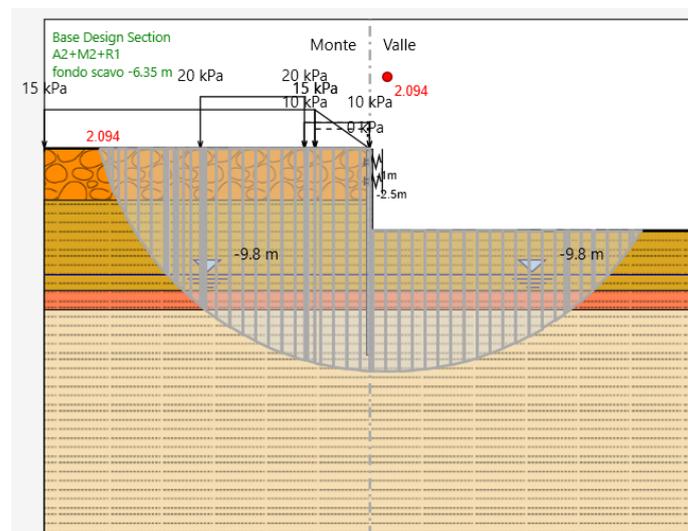
Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate mediante i metodi dell'equilibrio limite rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di **Bishop**, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.



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

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

Di seguito si riportano in forma grafica, i risultati delle Verifiche di Stabilità effettuate con in evidenza le superfici di scivolamento critiche, ed i relativi coefficienti di sicurezza minimi ottenuti. In particolare è stata analizzata la situazione maggiormente rappresentativa ovvero quella in corrispondenza dello scavo massimo.



**Figura 10: Superficie di scorrimento critica Cond. Statica (A2-M2).--- F.S=2.09>1.1. Verifica soddisfatta**

## 10 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 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.

### 10.1 Metodologie di calcolo

Le verifiche di stabilità per le scarpate di scavo provvisoriale 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 trascurate 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:

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

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.

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

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

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

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

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

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

## 10.2 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.

## 10.3 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 b2 – Depositi eluvio-colluviali

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio

### Unità bbc – Depositi alluvionali recenti coesivi (limoso argillosi)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio

### Unità bnc – Depositi terrazzati coesivi limoso argillosi

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio

### Unità bni – Depositi terrazzati ghiaioso sabbiosi

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio

### Unità bnc – Depositi terrazzati argillosi

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio

### Unità AAC – Argille marnose grigie di Catenanuova

$\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio

## 10.4 Risultati

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

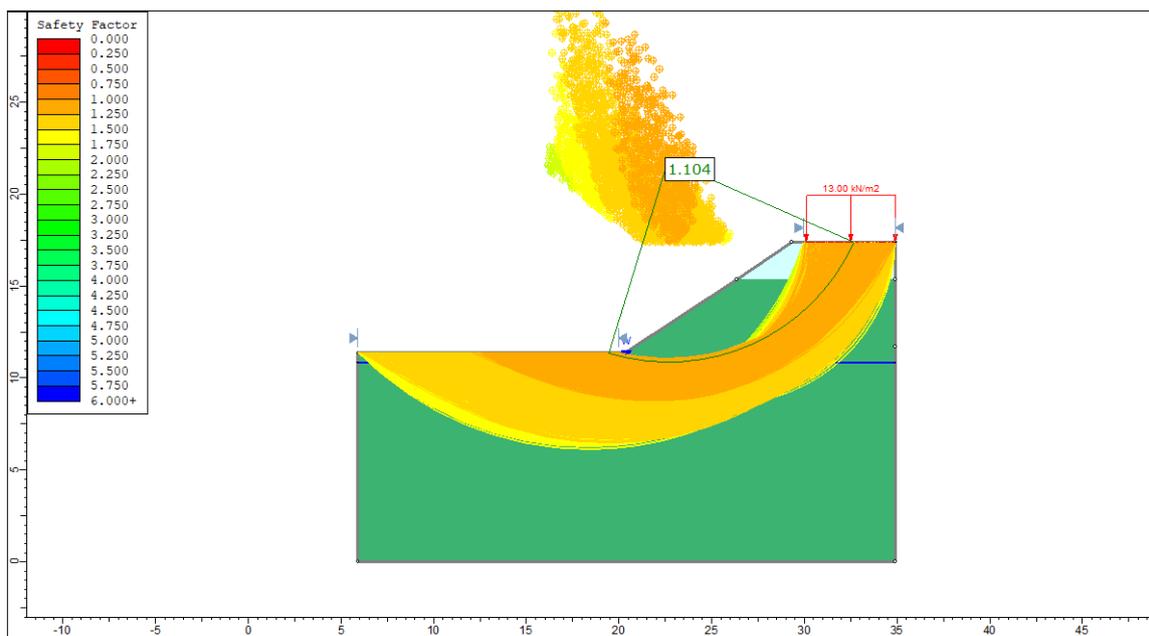


Figura 11. Analisi statica – Scarpate provvisorie –trincea H=6m – terreni coesivi

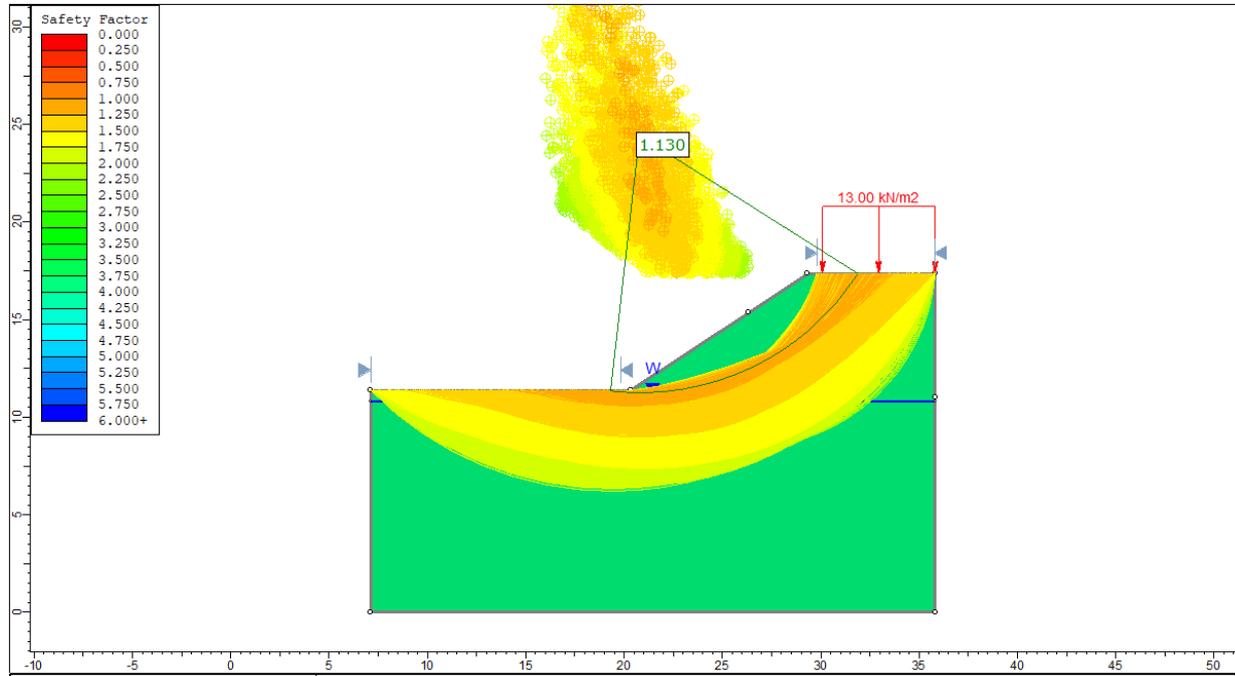


Figura 12. Analisi statica – Scarpate provvisorie –trincea H=6m – terreni incoerenti

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.