

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

VI21 - Ponte ferroviario a Singolo Binario su deviata provvisoria della L.S.-L = 40 m
Relazione di calcolo opere provvisionali

SCALA:

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

RS3E 50 D 09 CL VI2103 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvat	Data	
A	Emissione definitiva	M. Tartaglia	Novembre 2019	M. E. D'Effre'no	Novembre 2019	P. Spangolino	Novembre 2019	

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti
Dott. Ing. Antonio Vitozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° 43078
Vitozzi
Dicembre 2019

IDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	NORMATIVE E STANDARD DI RIFERIMENTO	4
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1	ACCIAIO	5
3.1.1	Acciaio per armatura strutture in c.a.	5
3.1.2	Profilati e piastre metalliche	5
3.2	CALCESTRUZZO	5
3.2.1	Calcestruzzo magro per getti di livellamento.....	5
3.2.2	Calcestruzzo pali, diaframmi di fondazione, cordoli opere provvisionali.....	5
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
5.1	TERRENO	8
6	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI	10
6.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	10
7	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 14-01-2008	13
7.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO	13
7.2	VERIFICHE ALLO SLU.....	17
7.2.1	Pressoflessione	17
7.2.2	Taglio	18
8	ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI	20
8.1	DESCRIZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO	20
8.1.1	Sezione SPA.....	20

8.2	SCHEMA E FASI DI CALCOLO	22
8.2.1	Sezione SPA.....	22
9	RISULTATI E VERIFICHE PARATIA	27
9.1	SEZIONE SPA.....	27
9.1.1	RISULTATI (combinazione SLE):	27
9.1.2	RISULTATI e VERIFICHE SLU STR PARATIA DI PALI (combinazione A1+M1+R1):.....	28
9.1.3	VERIFICA SLU GEO PARATIA DI PALI (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)	35
9.1.6	VERIFICA SLU UPL E HYD.....	37
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	43
10.4	RISULTATI	44

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA PROGETTO DEFINITIVO TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA					
VI21 - Ponte ferroviario a Singolo Binario su deviata provvisoria della L.S. - L = 40 m Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 21.03.001	REV. B	FOGLIO 4 di 45

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 VI21, avente una lunghezza di circa 40 m (VI21).

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVE E STANDARD DI 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.

2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella presente relazione si è fatto riferimento ai seguenti elaborati grafici:

GEOTECNICA																						
Relazione geotecnica generale	-	R	S	3	E	5	0	D	7	8	R	H	G	E	0	0	0	5	0	0	1	B
Profilo longitudinale geotecnico - Tav.9 di 10	1:2.000/200	R	S	3	E	5	0	D	7	8	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	9	B
Profilo longitudinale geotecnico - Tav.10 di 10	1:2.000/200	R	S	3	E	5	0	D	7	8	F	6	G	E	0	0	0	5	0	1	1	B

ELABORATI GRAFICI OPERE PROVVISORIALI																						
Pianta Fondazioni e sezione longitudinale		R	S	3	E	5	0	D	0	9	P	Z	V	I	2	1	0	0	0	0	2	B

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA PROGETTO DEFINITIVO TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA					
VI21 - Ponte ferroviario a Singolo Binario su deviated provvisoria della L.S. - L = 40 m Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 21.03.001	REV. B	FOGLIO 5 di 45

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: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- 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: $f_{tk} \geq 430 \text{ MPa}$
- Tensione di snervamento: $f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$

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

VI21 - Ponte ferroviario a Singolo Binario su deviate provvisoria
della L.S. - L = 40 m
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 03 001	B	7 di 45

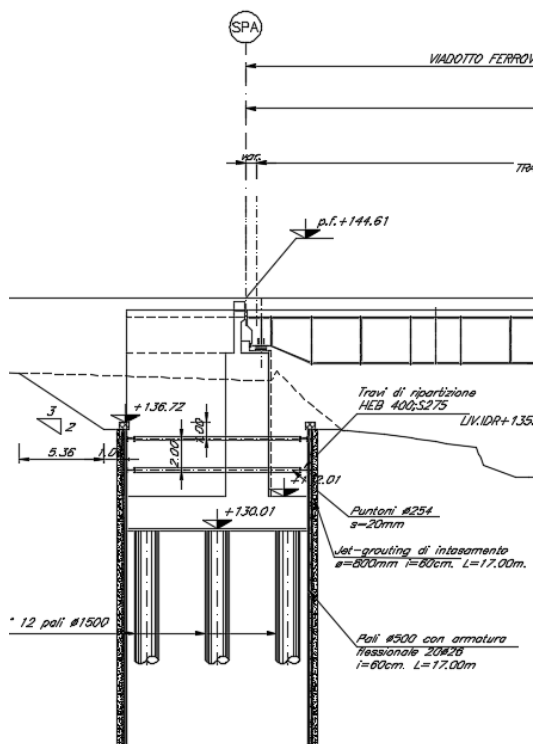


Figura 2

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA PROGETTO DEFINITIVO TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA					
VI21 - Ponte ferroviario a Singolo Binario su deviated provvisoria della L.S. - L = 40 m Relazione di calcolo opere provvisoria	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 21.03.001	REV. B	FOGLIO 8 di 45

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Terreno

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

GEOTECNICA																								
Relazione geotecnica generale	-	R	S	3	E	5	0	D	7	8	R	H	G	E	0	0	0	5	0	0	1	B		

Dall'esame della suddetta documentazione, è stato possibile riscontrare che lungo tutto il tratto interessato dalla realizzazione delle opere in oggetto, si rinvenivano nella zona più superficiale, terreni incoerenti prevalentemente sabbioso ghiaiosi con locali clasti/trovanti (**unità bbi**). Al di sotto di questo tipo di formazioni e fino alle massime profondità di interesse, si riscontrano terreni a comportamento prevalentemente coesivo, rappresentati da argille limose e argille marnose di colore grigio e grigio-verdastro, di colore grigio e grigio-verdastro a struttura scagliosa, con talvolta livelli di sabbie limose grigie, livelli argillitici duri e locali intercalazioni di arenarie medio-fini grigie e giallastre, in strati da sottili a medi (**unità AAC**). Per maggiori dettagli ed approfondimenti a quanto riportato in merito nella Relazione Geotecnica Generale. Si riportano le caratteristiche fisico-meccaniche di tali terreni:

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

$\gamma_{nat} = 19.5 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$	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
$G_0 = 80 \div 300 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_0 = 200 \div 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità AAC – Argille marnose grigie di Catenanuova

$\gamma_{nat} = 19.5 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$c' = 5 \div 23 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 19 \div 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 100 \div 500 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$k = 5 \cdot 10^{-9} \div 2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$	coefficiente di permeabilità
$E_0 = 200 \div 900 \text{ MPa}$	Modulo di deformazione elastico iniziale

Nei dimensionamenti delle opere si è considerata la seguente stratigrafia:

	Litotipo		POTENZA	γ	c'	ϕ'	E ₀	E _{vc}	E _{ur}
			m	KN/m ³	KPa		MPa	MPa	MPa
-8,5	Unità bbi Depositi terrazzati ghiaioso sabbiosi	bbi	6,5	19,5	0	36	300	100	160
	Unità AAC Argille marnose grigie di Catenanuova	AAC		20,5	5	22	400	133	212,8

Il livello idrico è posto ad una quota di 135.82 m s.l.m.m., mentre il piano campagna è posto ad una quota di 136.32 m s.l.m.m.

Per i dimensionamenti delle opere provvisorie della spalla SPA, il livello di falda è stato posto a 0.5 m al di sotto del p.c.. Essendo queste opere di tipo provvisorio non è necessaria la verifica sismica.

6 CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

6.1 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.

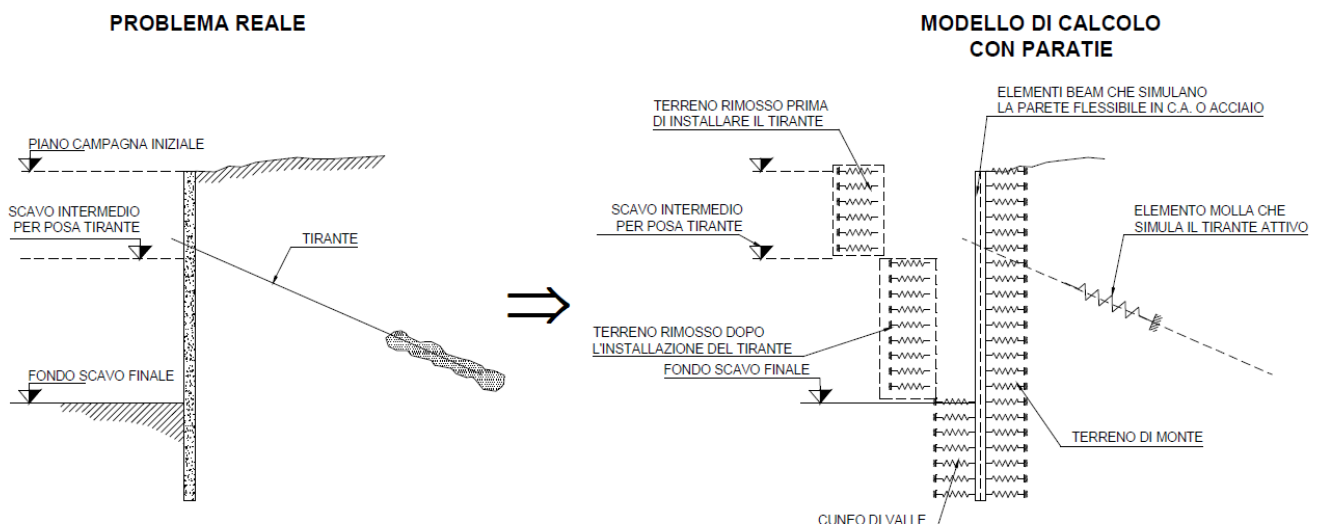
Le analisi finalizzate al dimensionamento delle paratie trattate nell'ambito del presente documento, sono state condotte con il programma di calcolo "Paratie Plus" della HarpaCeas s.r.l. di Milano Version 18.1.0

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 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 Δ , la rigidità di ogni molla è: $k = E\Delta / L$

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti.

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

in zona attiva (uphill):

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

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

in zona passiva (downhill):

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

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



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

VI21 - Ponte ferroviario a Singolo Binario su deviate provvisoria
della L.S. - L = 40 m
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 03 001	B	12 di 45

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.

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 γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema.

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

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 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 SLLI

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

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

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

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

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

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

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

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

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

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

Al § 2.5.3 del DM 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 .

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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_v	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.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{c1}

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

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.

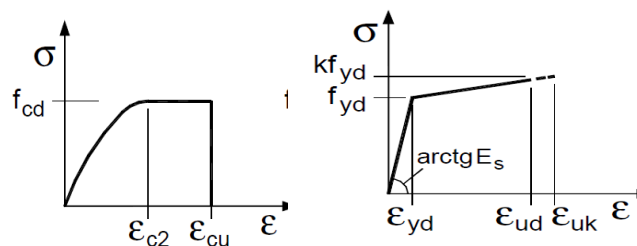
Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

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)

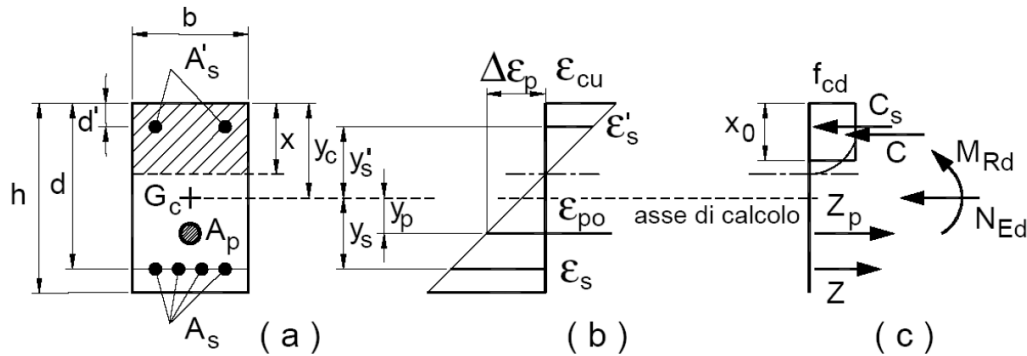
7.2 VERIFICHE ALLO SLU

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.

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}

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

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

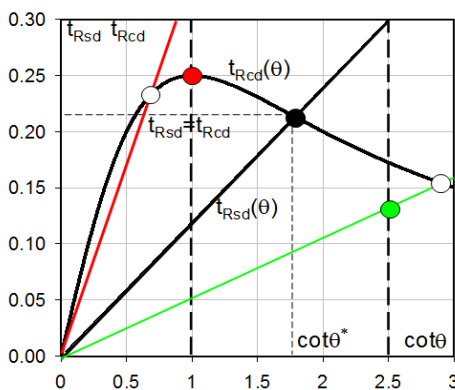
Essendo:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

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.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$



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.

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

8 ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI

8.1 Descrizione delle sezioni di calcolo

8.1.1 Sezione SPA

Paratia di pali in c.a.:

$D_p = 500 \text{ mm}$	diametro di perforazione
$i = 0.6 \text{ m}$	interasse longitudinale tra i pali
$L = 17.0 \text{ m}$	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

$\phi = 800 \text{ mm}$	diametro delle colonne
$i = 0.6 \text{ m}$	interasse longitudinale colonne in jet grouting
$L = 15 \text{ m}$	Lunghezza trattamento (da verifiche idrauliche)

136.32 m s.l.m.m. quota inizio trattamento

121.32 m s.l.m.m quota piede trattamento trattamento

Sistema di puntoni:

La Figura 3 mostra la pianta dello scavo della sezione SPA

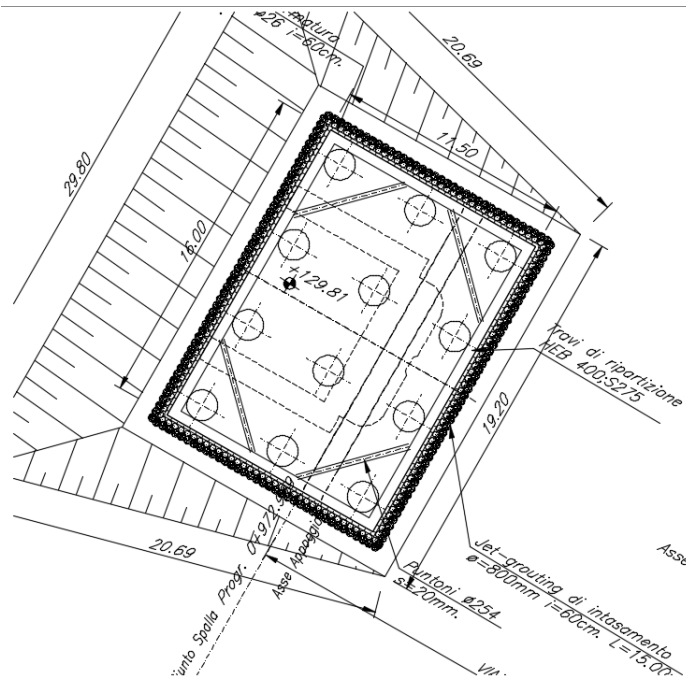


Figura 3

I puntoni 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 mezziera 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 4 mostra lo schema statico utilizzato in Midas Civil:

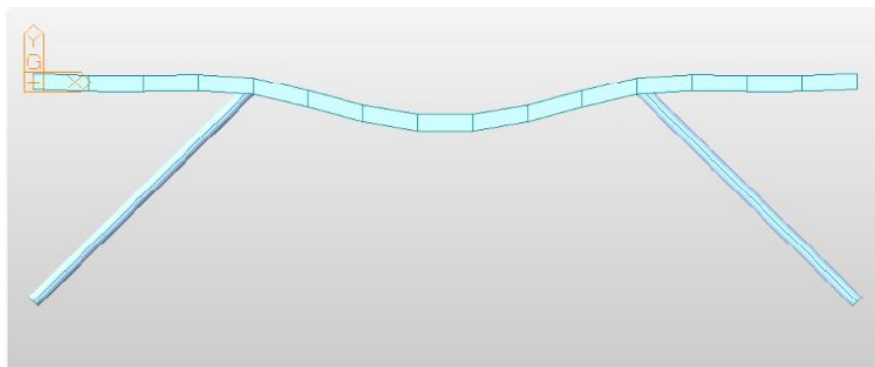


Figura 4

8.2 Schema e fasi di calcolo

8.2.1 Sezione SPA

Tipo paratia: **Paratia di pali destra e sinistra**

La massima altezza di scavo è di 6.5 m.

Geometria Sezione SPA

Tipo paratia: **Paratia di pali in c.a. destra e sinistra**

Altezza fuori terra	6.5	[m]
Profondità di infissione	10.5	[m]
Altezza totale della paratia	17.0	[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	[-]

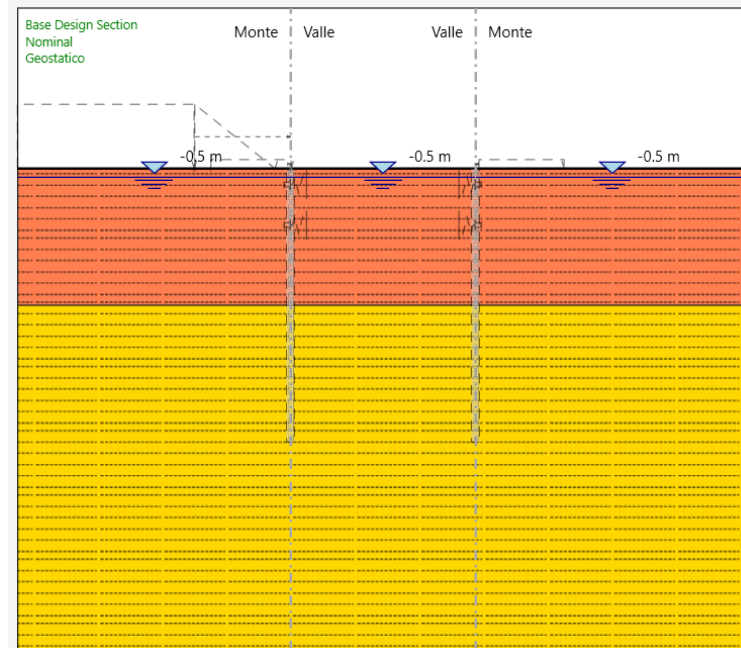
Il cordolo di collegamento dei pali ha dimensioni trasversali 0.60 m x 0.60 m.

Nel calcolo si è tenuto conto del carico accidentale dovuto ai mezzi di cantiere $q_{acc} = 10.0 \text{ kN/m}^2$ uniformemente distribuito su un'area di impronta di 5.0 m posto in prossimità dell'estradosso della paratia. Per simulare il profilo del p.c. è stato inserito un carico trapezoidale di 71 kPa.

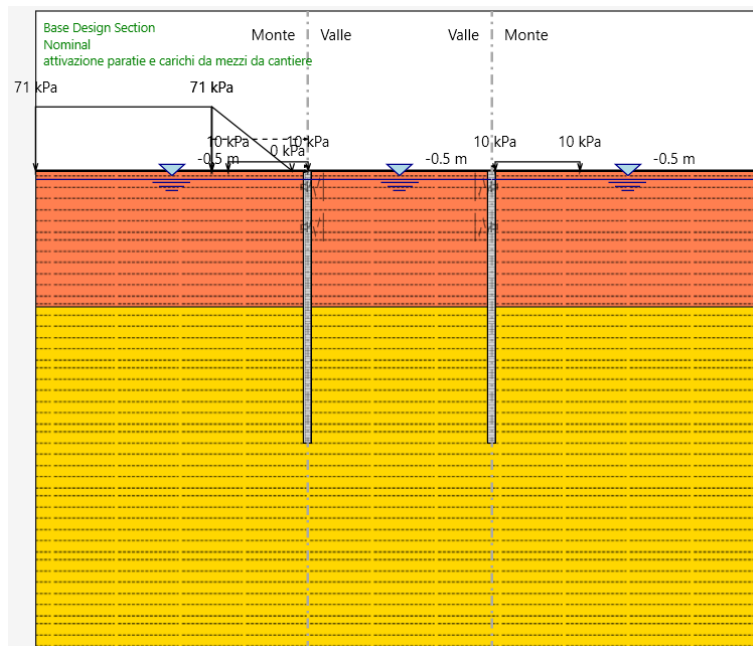
Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione.

Fasi di calcolo

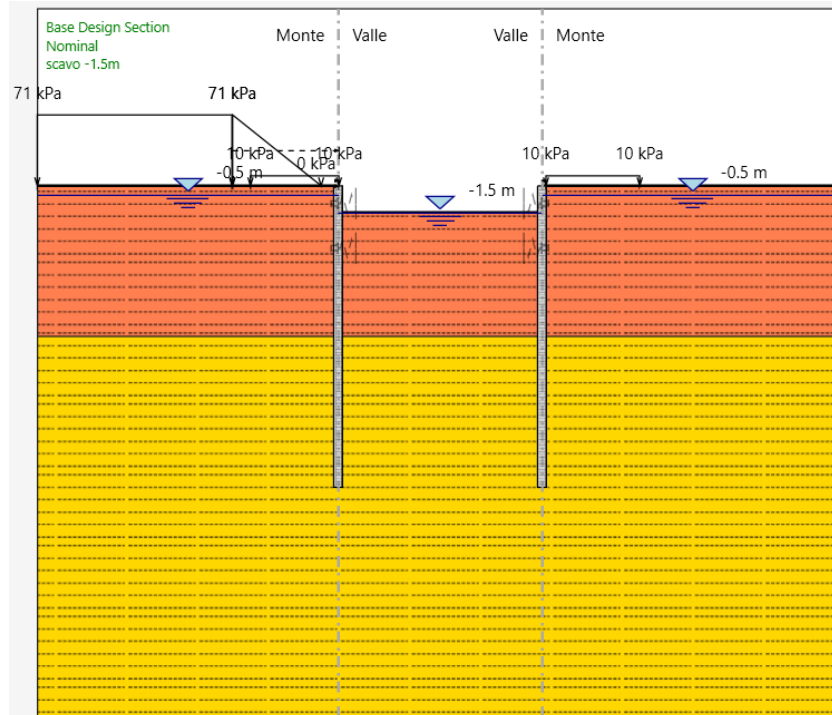
FASE 0: Generazione stato tensionale iniziale



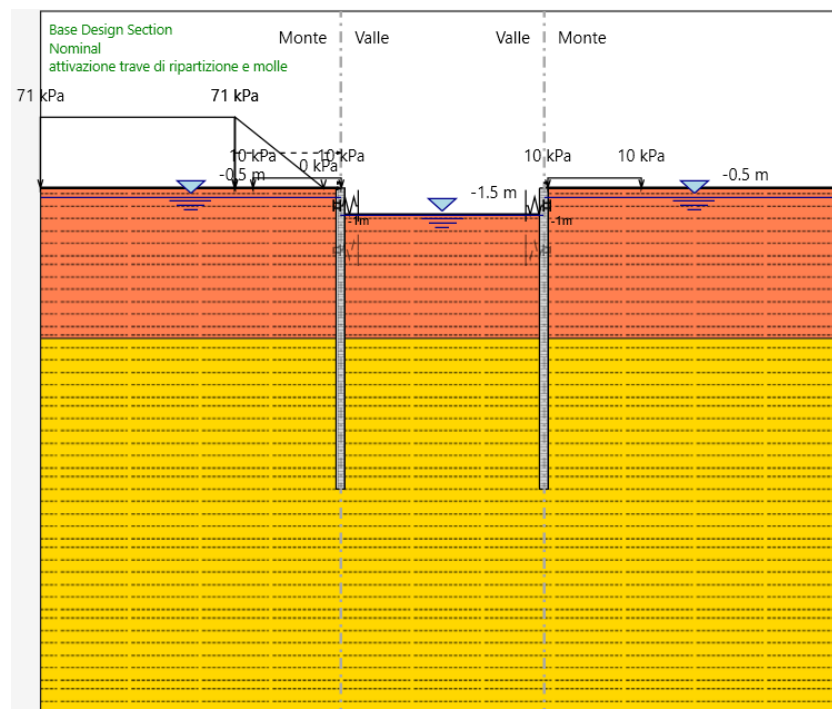
FASE 1: Installazione delle paratie di pali + attivazione carico di cantiere $q_{acc}=10.0$ kPa +attivazione carico trapezoidale che simula il p.c.



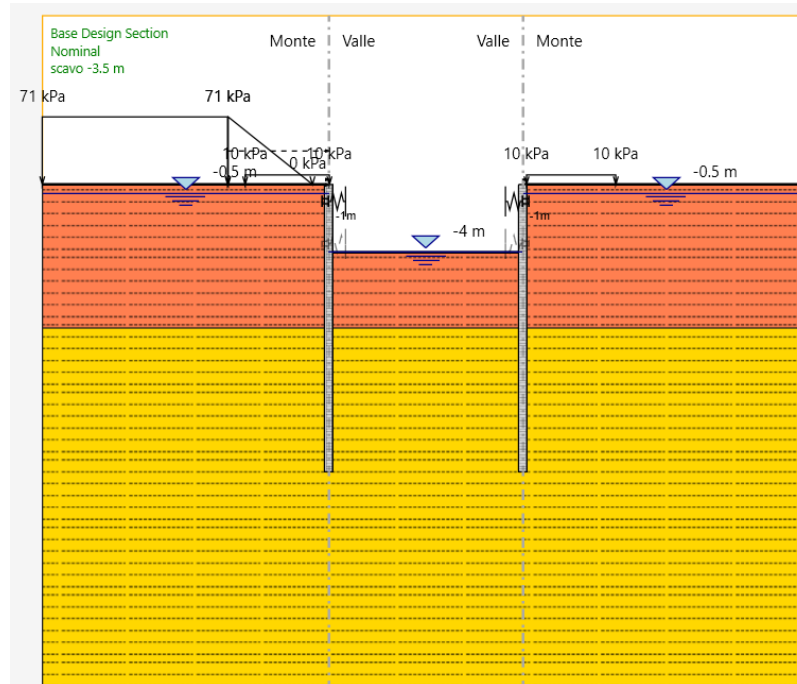
FASE 2: Scavo fino a arrivare a 1.5 m dal p.c.



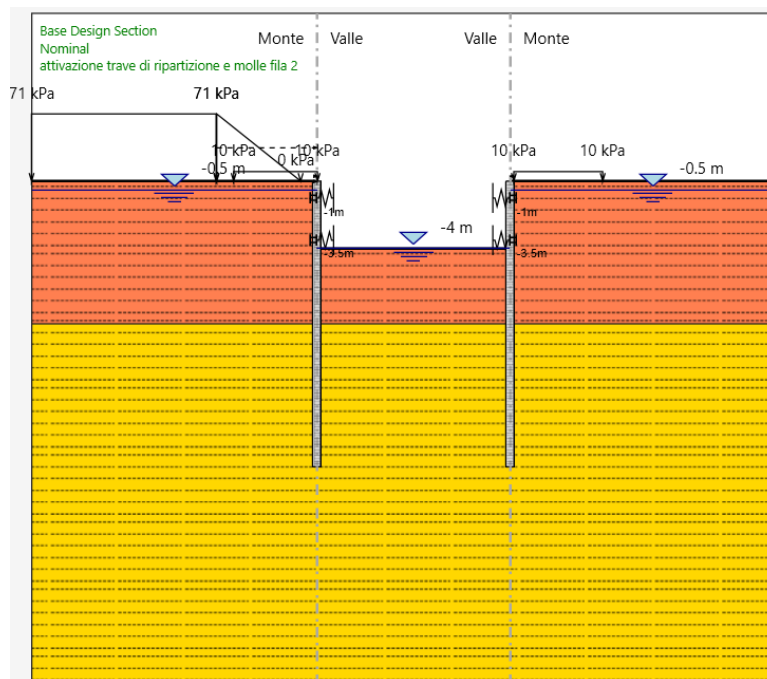
FASE 3: Installazione dei puntoni, con relative travi di ripartizione dei carichi, a 1 metro dalla testa della paratia

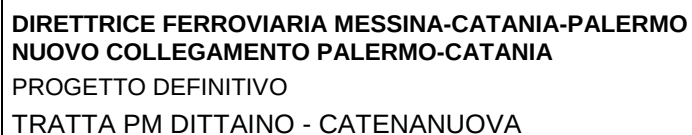


FASE 5: Scavo fino ad arrivare a 4 m da p.c.



FASE 6: Installazione dei puntoni, con relative travi di ripartizione dei carichi, a 3.5 metri dalla testa della paratia





COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 03 001	B	26 di 45

Base Design Section
Nominal
scavo -6.5m

Monte Valle Valle Monte

71 kPa 71 kPa 10 kPa 10 kPa 10 kPa 10 kPa

0.5 m 0.5 m 0.5 m 0.5 m

1m 1m 1m 1m

3.5m 3.5m 3.5m 3.5m

-6.5 m -6.5 m -6.5 m -6.5 m

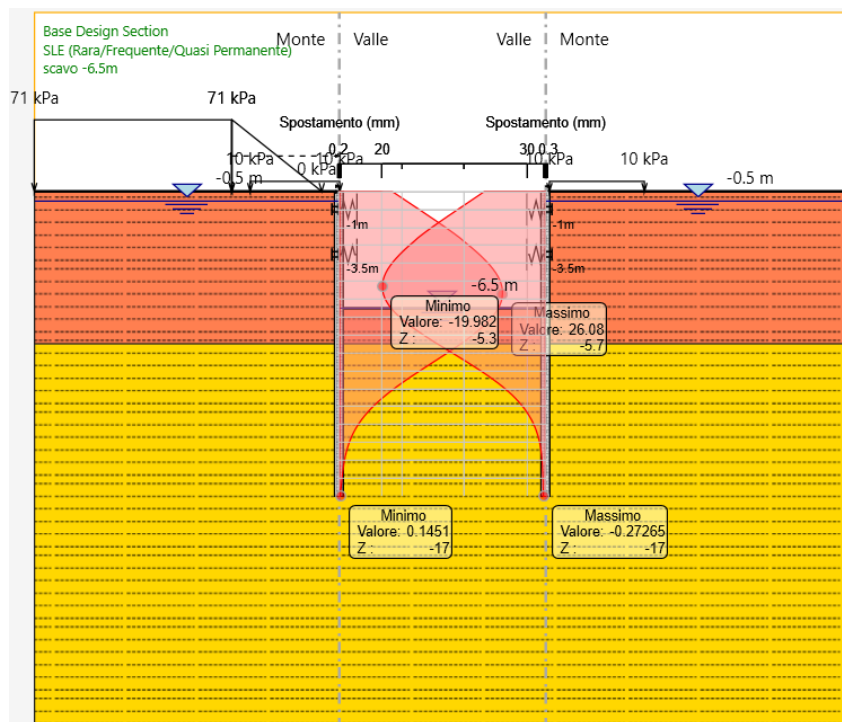
9 RISULTATI E VERIFICHE PARATIA

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

9.1 SEZIONE SPA

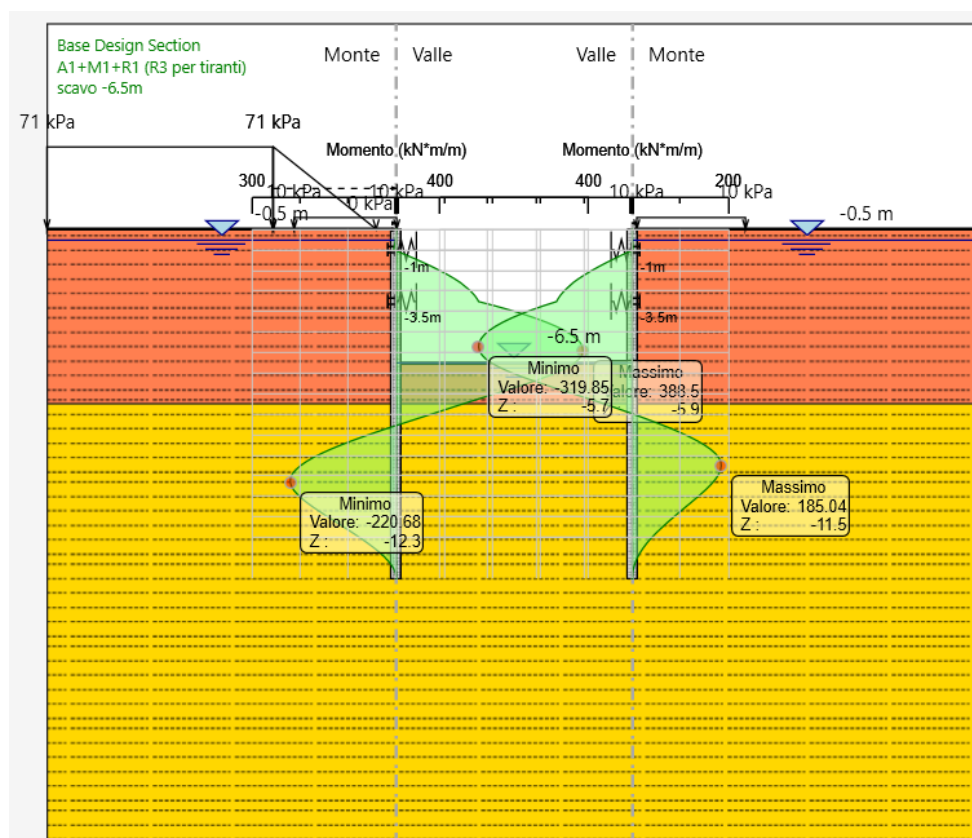
9.1.1 RISULTATI (combinazione SLE):

Dall'involuppo degli spostamenti in combinazione SLE si osserva che lo spostamento massimo orizzontale della paratia di sinistra vale 2.6 cm e di destra vale 2 cm.

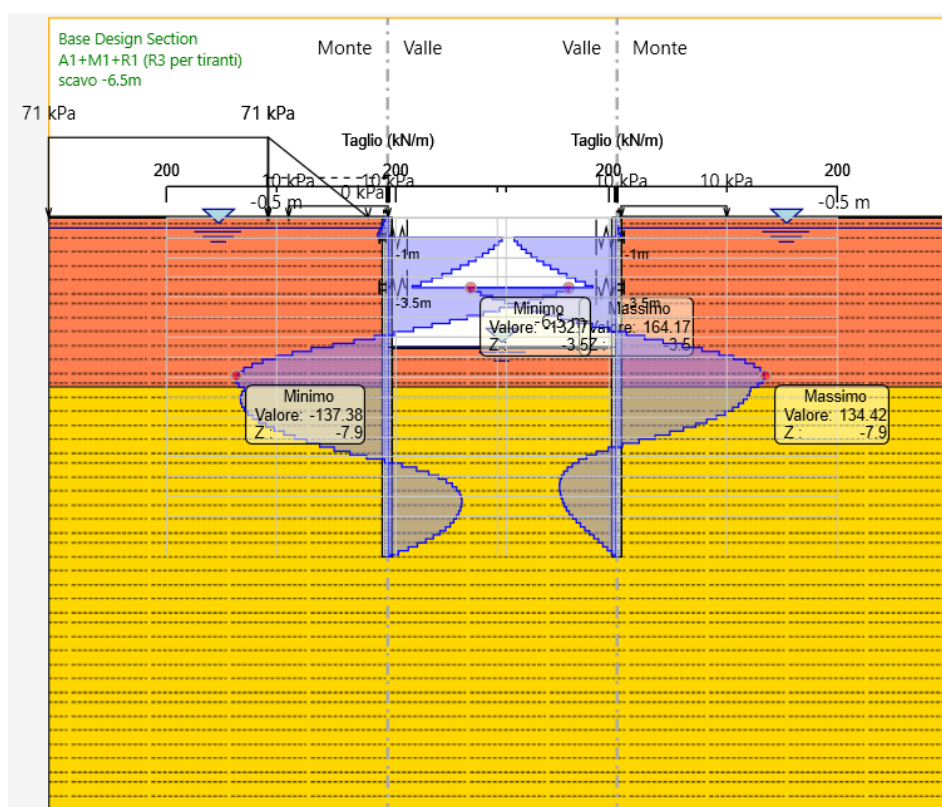


9.1.2 RISULTATI e VERIFICHE SLU STR PARATIA DI PALI (combinazione A1+M1+R1):

Dall'involuppo del momento flettente in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia di sinistra si ha ad una quota di 5.9 m da testa palo e risulta pari a 388.5 kNm/m, mentre per la paratia di destra si attinge il valore massimo di 319.85 kNm/m ad una profondità di 5.7 m da testa palo.

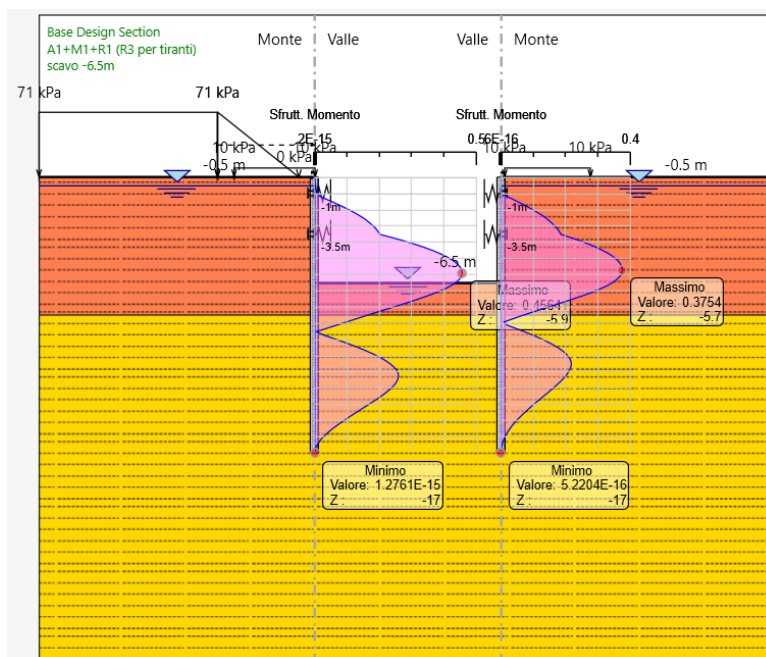


Dall'involuppo del taglio in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia di sinistra si ha ad una quota di 3.5 m da testa palo e risulta pari a 164.17 kN/m, mentre per la paratia di destra si ha a 3.5 m da testa palo e risulta pari a 132.7 kN/m.

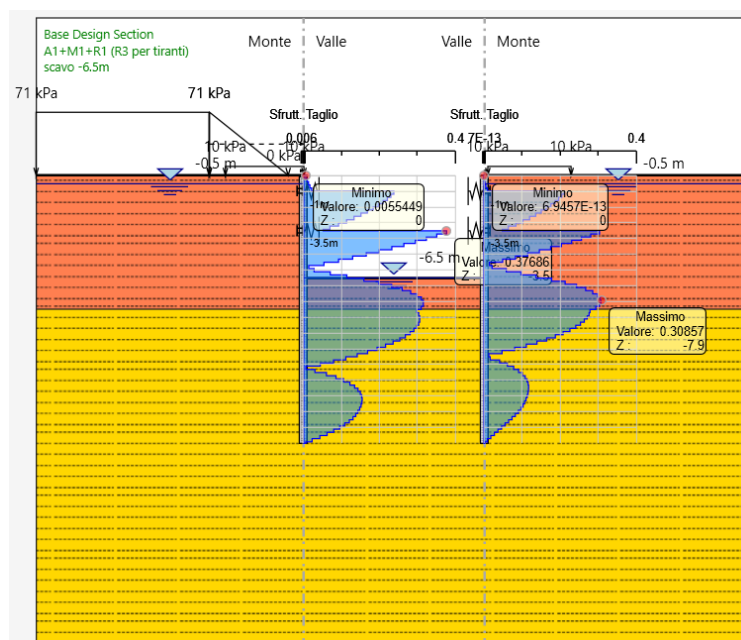


Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali dell'armatura a flessione e a taglio condotte mediante l'ausilio di Paratie plus. In Particolare si riportano i diagrammi dei tassi di sfruttamento sul palo, ottenuti come rapporto tra sollecitazione presente e resistenza disponibile in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

Tasso di sfruttamento a momento in comb. A1-M1-R3 ($T.S.F._{max} = 0.45 < 1$ – VERIFICA SODDISFATTA)



Tasso di sfruttamento a taglio dell'armatura in comb. A1-M1-R3 ($T.S.F._{max} = 0.37 < 1$ – VERIFICA SODDISFATTA)

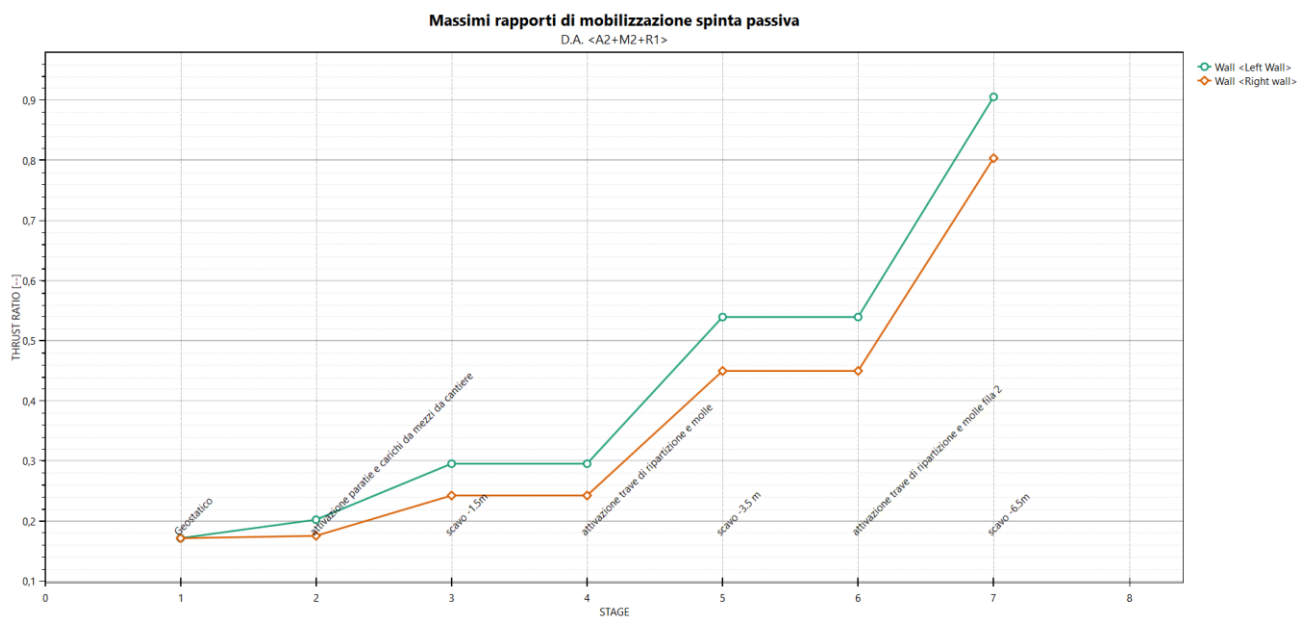


VI21 - Ponte ferroviario a Singolo Binario su deviated provvisoria
della L.S. - L = 40 m
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 03 001	B	31 di 45

9.1.3 VERIFICA SLU GEO PARATIA DI PALI (combinazione A2+M2+R1)

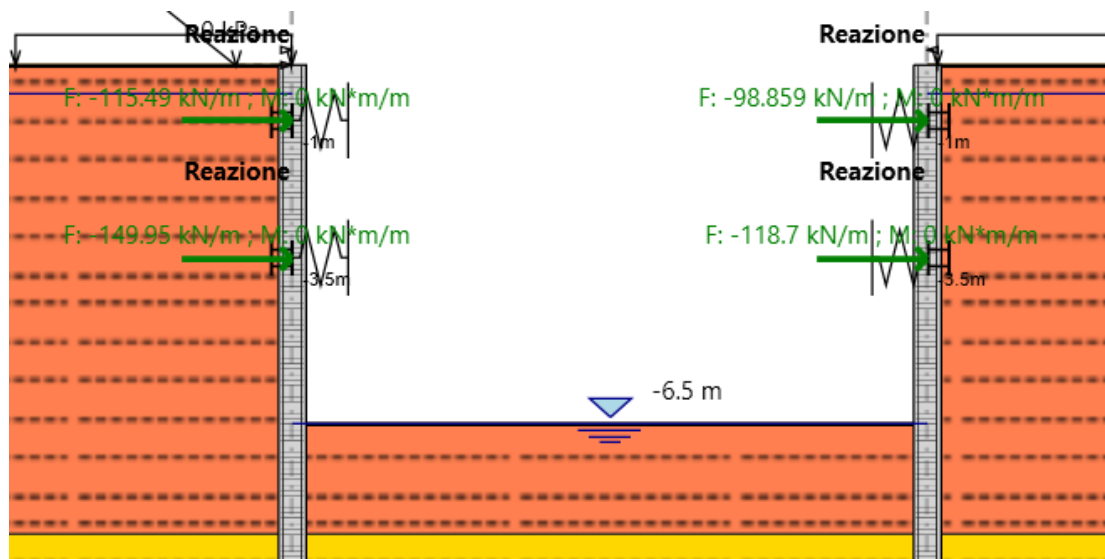
Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa il 84% sulla paratia di sinistra e di 90 % sulla paratia di destra.



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

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 molle in combinazione A1+M1+R1 il cui valore massimo risulta essere pari a 149.95 kN/m, valore che si attinge per il terzo livello di puntone.



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 $N_{Ed} = 1349 \text{ kN}$. 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.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA PROGETTO DEFINITIVO TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA					
VI21 - Ponte ferroviario a Singolo Binario su deviazione provvisoria della L.S. - L = 40 m Relazione di calcolo opere provvisorie	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 21 03 001	REV. B	FOGLIO 33 di 45

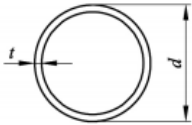
Sezioni tubolari 						
Classe	Sezione soggetta a flessione e/o compressione					
1	$d/t \leq 50 \varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \varepsilon^2$					
	Nota Per $d/t > 90 \varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	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

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

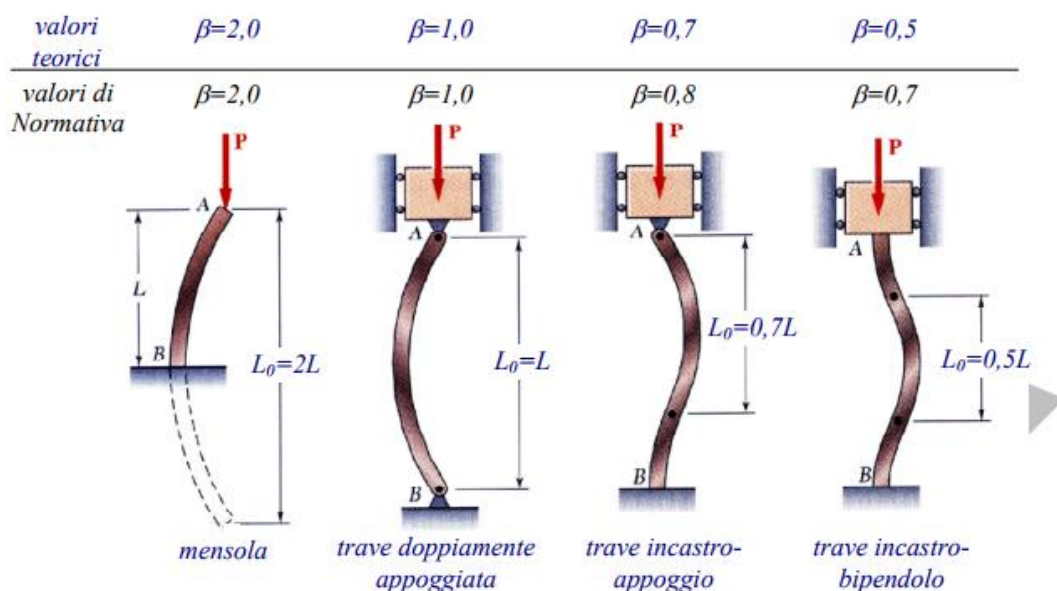
dove $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{L_o^2} = 6.56 \cdot 10^6 \text{ kN}$ e $\alpha = 0.21$ essendo il tubolare una sezione formata a caldo.

Nella formulazione precedente

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

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

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



Risulta:

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

Dunque essendo $N_{Ed} = 1349 \text{ kN}$ la verifica risulta essere soddisfatta.

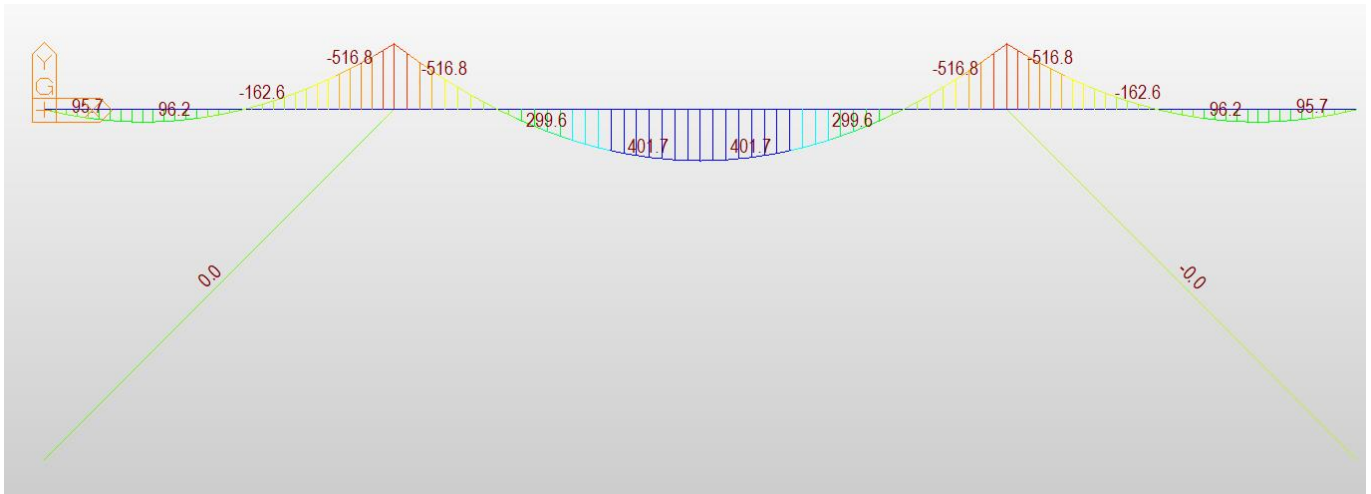
9.1.5 VERIFICA SLU STRU TRAVE DI RIPARTIZIONE (combinazione A1+M1+RI)

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 516.8 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 ($W_{pl}=3232\text{cm}^3$)

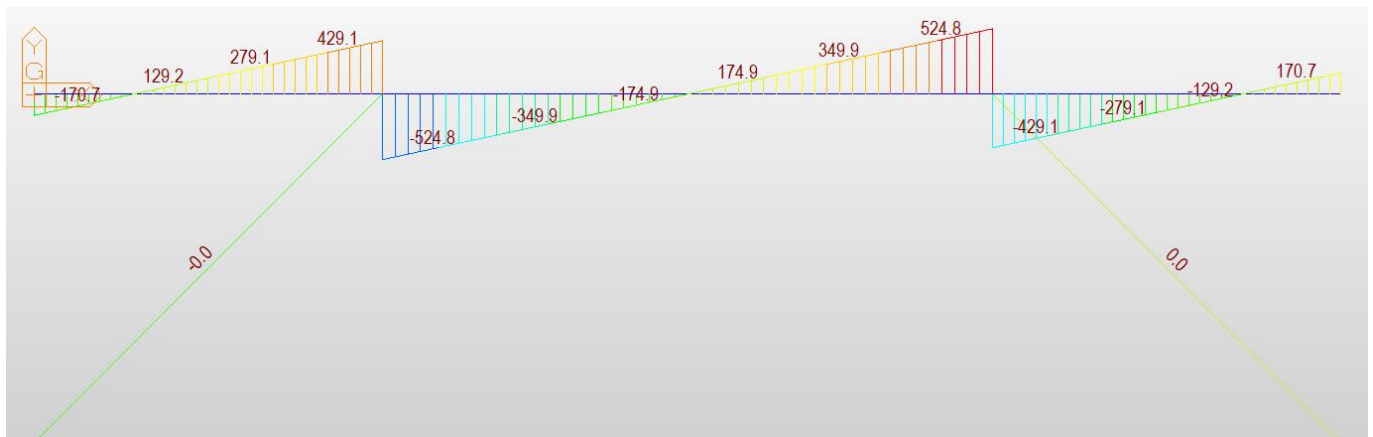
Dunque la verifica risulta essere soddisfatta.

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 524.8 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 ($A_v=68.98 \text{ cm}^2$)

Dunque la verifica risulta essere soddisfatta.

9.1.6 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 la 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_{Qi}	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_{G1}

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 presenza di scavi a valle di opere di sostegno di terreni in falda, quando il piano finale di scavo da progetto è inferiore al livello della falda in sito, si configurano due potenziali meccanismi di instabilità della zona a valle delle opere, e che vanno indagati, ovvero :

- Instabilità del fondo scavo per “sifonamento”
- Instabilità del fondo scavo per “sollevamento”

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 delle colonne di intasamento in jet grouting, si può determinare la pressione idrodinamica agente in corrispondenza di tale piano:

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

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 delle colonne di intasamento in jet grouting).

Nota la pressione idrodinamica agente, si può determinare l'aliquota di sovrappressione dovuta al moto di filtrazione e quindi le forze instabilizzanti agenti 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 11.5 e 16m.

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

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

Con h spessore del volume soggetto a verifica

Nel caso in esame si ha:

H_w	ΔH	$\sum \Delta H_i$	$u_{idrodin, fondo scavo}$	$V_{inst,d}$	$G_{stb,d}$	$(G_{stb,d} + R_d)/V_d$
[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kN]	[kN]	[-]
14.5	6	3.14	113.61	5791.09	13910.40	2.40

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

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.

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 γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{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.

Nel caso in esame si è effettuata la verifica in corrispondenza della base dello strato bbi -depositi alluvionali recenti incoerenti.

Come pressione instabilizzante $u_{inst,d}$ si è considerata la pressione indrodinamica agente in corrispondenza del piede delle colonne di intasamento in jet groting:

$$u = \left(H_w - \sum_j \Delta H_i - z \right) \cdot \gamma_w \cdot \gamma_{G1}$$

Si riportano i risultati delle analisi:

$U_{istb,d}$	$\sigma_{stb,d}$	$\sigma_{stb,d}/U_{istb,d}$
[kPa]	[kPa]	[-]
27.11	35.10	1.29

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte.

9.1.7 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 17.01.18 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:

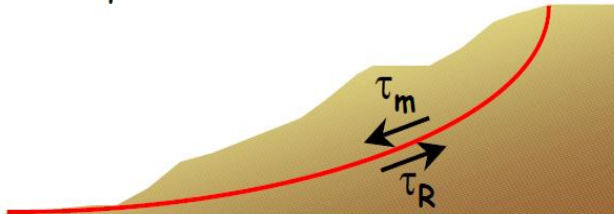
Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

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
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 riguardo 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

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.

10 ANALISI DI STABILITÀ 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.

10.1 Metodologie di calcolo

Le verifiche di stabilità per le scarpate di scavo provvisorie 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:



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

VI21 - Ponte ferroviario a Singolo Binario su deviate provvisoria
 della L.S. - L = 40 m
 Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 03 001	B	42 di 45

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

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.

$\gamma_{\phi'} = 1.25$	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 $FS \geq 1.1$.

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.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA PROGETTO DEFINITIVO TRATTA PM DITTAINO - CATENANUOVA					
VI21 - Ponte ferroviario a Singolo Binario su deviate provvisoria della L.S. - L = 40 m Relazione di calcolo opere provvisionali	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 21 03 001	REV. B	FOGLIO 43 di 45

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.

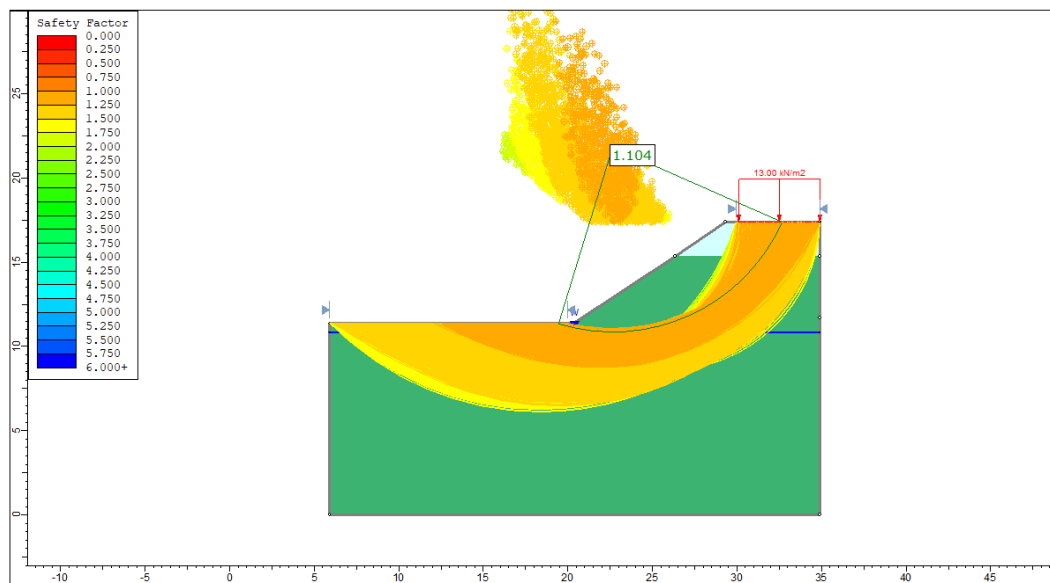


Figura 5. Analisi statica – Scarpate provvisorie –trincea H=6m – terreni coesivi

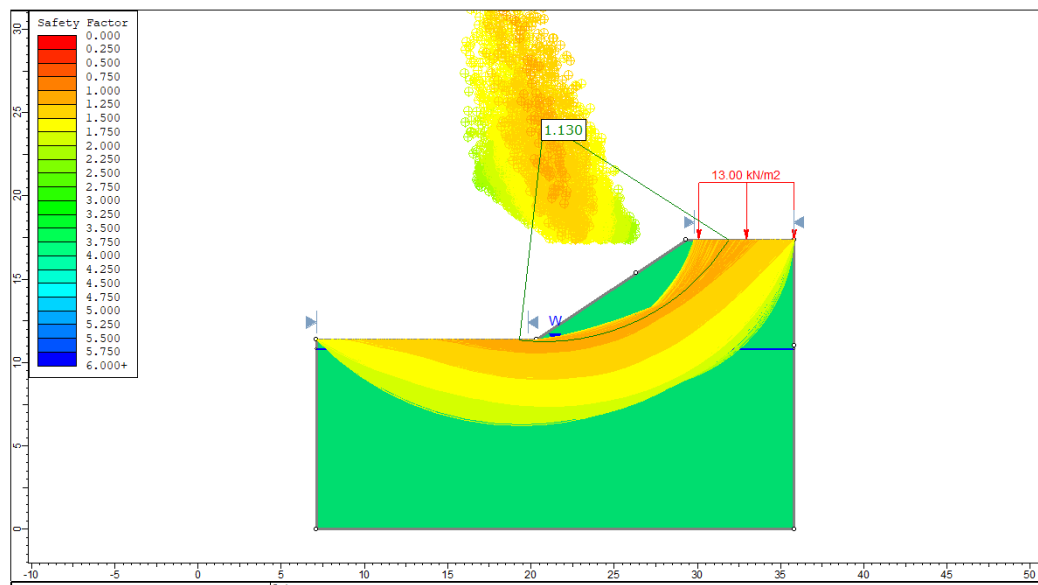


Figura 6. Analisi statica – Scarpate provvisorie –trincea H=6m – terreni incoerenti

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.