

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO

IV VIADOTTI INTERFERENZE

IV01 - CAVALCA FERROVIA VIA WENNER Km 1+828
Opere provvisorie lato spalla A Relazione di Calcolo

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL IV0100 004 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	A. Polastri	Sett.2020	G. Ficofella	Sett.2020	M. D'Avino	Sett.2020	D. Tiberti Sett.2020

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Dott. Jacopo Dorati Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10074

File: NN1X00D78CLIV0100004A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	GENERALITÀ.....	4
1.1	PREMESSA	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2	MATERIALI	7
2.1	CALCESTRUZZO PER MICROPALI	7
2.2	ACCIAIO B450C	7
2.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	8
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE	10
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018	11
6	METODI DI CALCOLO E MODELLI	14
6.1	SEZIONI DI CALCOLO	14
6.2	DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO PARATIE PLUS	14
6.2.1	<i>Tiranti Puntoni</i>	15
6.2.2	<i>Verifiche Micropali</i>	16
6.2.3	<i>Verifiche Puntoni</i>	16
6.2.4	<i>Stima dei cedimenti indotti</i>	16
6.3	CARICHI.....	19
6.4	FASI DI CALCOLO.....	19
6.5	CARATTERISTICHE DEI TERRENI E DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	20
6.5.1	<i>Sezione 1</i>	20
6.5.2	<i>Sezione 2</i>	21
6.5.3	<i>Sezione 3</i>	21
7	RISULTATI DELLE ANALISI	22
7.1	SEZIONE 1.....	22



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 LOTTO TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO

OPERE PROVVISORIALI LATO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78 CL	IV 01 00 004	A	3 di 34

7.1.1	Verifiche agli SLU.....	22
7.1.2	Verifiche agli SLE.....	23
7.1.3	Verifiche geotecniche.....	24
7.2	SEZIONE 2.....	27
7.2.1	Verifiche agli SLU.....	27
7.2.2	Verifiche agli SLE.....	28
7.3	SEZIONE 3.....	29
7.3.1	Verifiche agli SLU.....	29
7.3.2	Verifiche SLE.....	30
7.3.3	Verifiche geotecniche.....	31
8	VERIFICA EQU.....	34

1 GENERALITÀ

1.1 Premessa

La presente relazione riporta le verifiche geotecniche delle opere di sostegno provvisorie funzionali alla realizzazioni delle fondazioni profonde delle spalle del cavalcaferrovia di Via Wenner.

Il viadotto è costituito da un'unica campata poggiante su due spalle, di seguito denominate spalla A e spalla B, secondo il verso delle progressive crescenti.

Le sezioni più significative ai fini della definizione delle altezze di scavo sono riportate di seguito

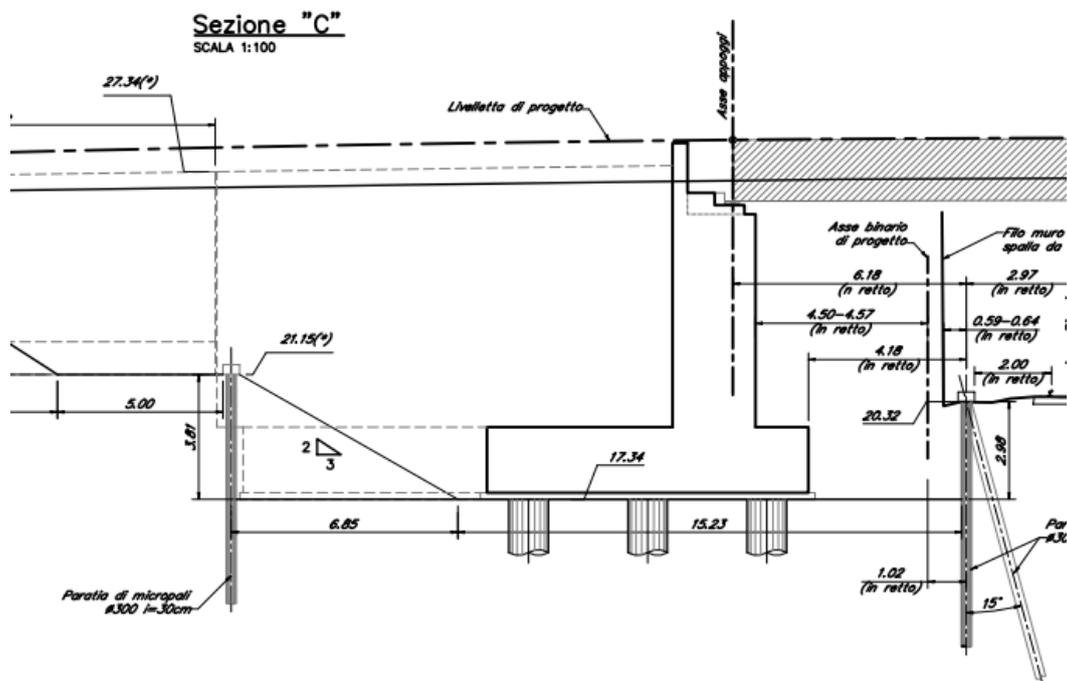
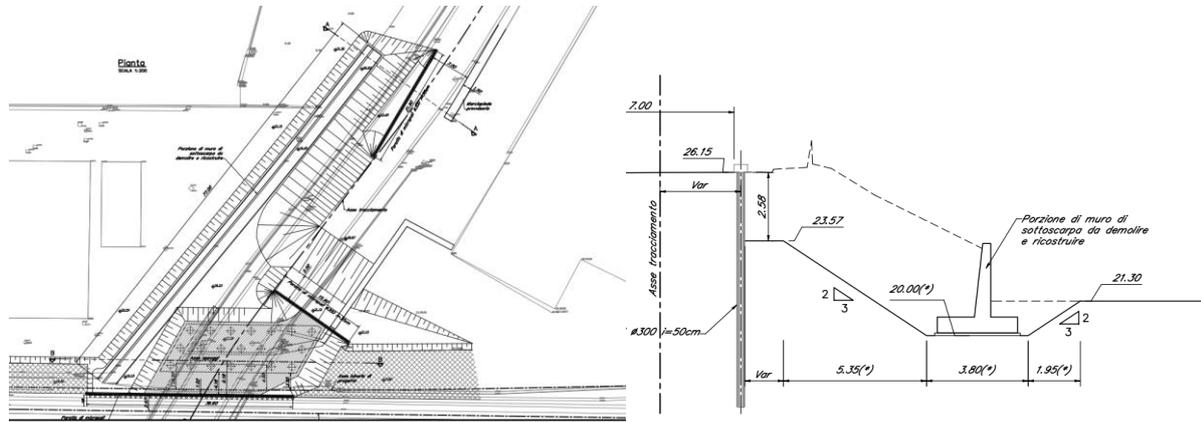


Figura 1: Spalla A – paratia a sbalzo di micropali lato monte e paratia di micropilati a cavalletto lato vale

OPERE PROVVISORIE LATO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78 CL	IV 01 00 004	A	5 di 34



	LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO LOTTO TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO					
OPERE PROVVISORIALI LATO SPALLA A	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 CL	IV 01 00 004	A	6 di 34

1.2 Normativa di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- [N1] Legge 5/11/1971, n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica.
- [N2] D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N3] CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [N4] RFI DTC SICS MA IFS 001 C - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N5] RFI DTC SICS SP IFS 001 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [N6] Eurocodice EN 1997-1: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [N7] Eurocodice EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [N8] Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.

1.3 Documenti di riferimento

I documenti che verranno richiamati nel seguito sono:

- Rif. [1] Relazione geotecnica – NN1X00D78RHIV01000010
- Rif. [2] Impalcato – Relazione di calcolo – NN1X00D78CLIV01000030
- Rif. [3] relazione di calcolo spalla A - NN1X00D78CLIV01000010
- Rif. [4] relazione di calcolo spalla B - NN1X00D78CLIV01000020

2 MATERIALI

2.1 Calcestruzzo per micropali

Per le strutture in fondazione si adotta un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche riportate in :

MALTA MICROPALI	C25/30	
Peso per unità di volume		
γ	25	kN/m ³
Resistenza a compressione		
R_{ck}	30	MPa
f_{ck}	24.8	MPa
Modulo elastico		
E	31475.7	MPa

Tabella 1: Caratteristiche calcestruzzo micropali

2.2 Acciaio B450C

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC18 ([N2]), per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

ACCIAIO per ARMATURA	B450C	
Peso per unità di volume		
γ	78.5	kN/m ³
Resistenza a trazione		
$f_{yk} =$	450.00	MPa
$f_{yd} =$	391.30	MPa
$f_{tk} =$	540.00	MPa
Modulo elastico e coefficiente di Poisson		
$E_{sm} =$	210000	MPa
$\nu =$	0.30	
Grandezze deformative		
$\epsilon_{yd} =$	0.19%	
$\epsilon_{sud} =$	6.75%	def. rottura di calcolo

Tabella 2: Caratteristiche acciaio per armatura

2.3 Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio per profilati e tubi del tipo S235

Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yka} =$	235 MPa
coefficiente di sicurezza	$\gamma_M =$	1,05
resistenza di calcolo dell'acciaio	$= f_{yka} / \gamma_M =$	$f_{yda} =$ 223 MPa
modulo elastico dell'acciaio	$E =$	$2,06 E^{+08}$ kPa

3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si rimanda alla Relazione geotecnica (Rif. [1]) la trattazione completa dei parametri geologici e geotecnici del terreno di fondazione.

Si riportano di seguito il sunto dei parametri e della stratigrafia di progetto in base ai quali sono state effettuate le verifiche di normativa.

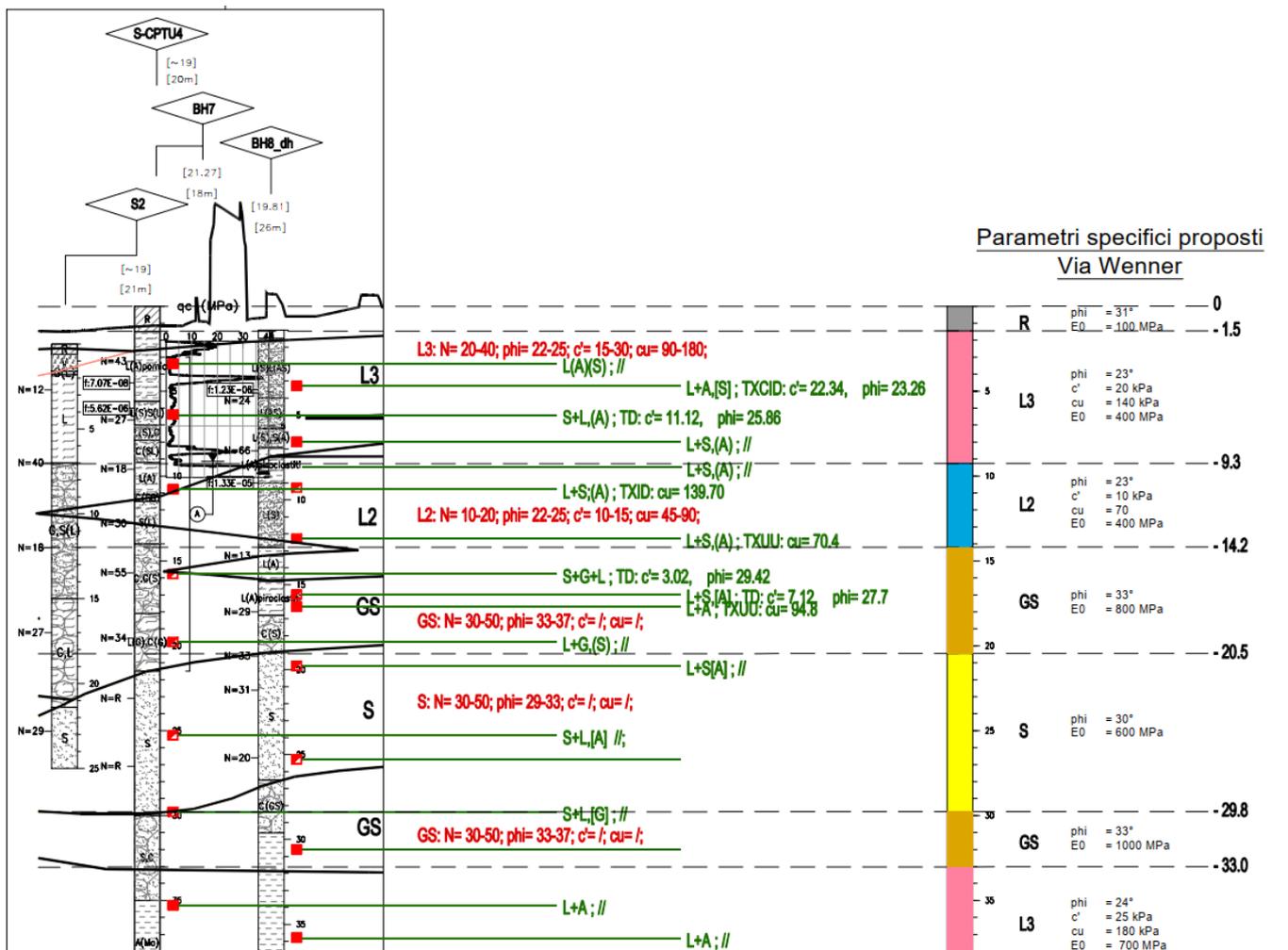


Figura 3. Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Si riportano in forma tabellare le caratteristiche delle paratie

Tabella 3. Caratteristiche geometriche opere di sostegno a sbalzo lato valle

Nome opera	-	Wenner – Spalla A lato monte-Cavalletto
	-	
Altezza totale dello scavo	[m]	3.81 m
Lunghezza Micropali	[m]	9
Diametro Perforazione	[mm]	300
Interasse	[m]	0.4
Tubolari di armatura	[-]	F219/10
Interasse micropali a cavalletto	[m]	1.6
Diametro Perforazione micropali a cavalletto	[mm]	300
Lunghezza micropali a cavalletto	[m]	9.0
Tubolari di armatura micropali a cavalletto	[-]	F219/10

Tabella 4: Caratteristiche geometriche opere di sostegno a sbalzo Sezione A

Nome opera	-	Wenner – Sezione A - Sbalzo
	-	
Altezza totale dello scavo	[m]	2.58
Lunghezza Micropali	[m]	9.0
Diametro Perforazione	[mm]	300
Interasse	[m]	0.5
Tubolari di armatura	[-]	F219/10

Tabella 5. Caratteristiche geometriche opere di sostegno micropali a cavalletto

Nome opera	-	Wenner – Spalla A lato valle-Cavalletto
	-	
Altezza totale dello scavo	[m]	2.98 m
Lunghezza Micropali	[m]	9.0
Diametro Perforazione	[mm]	300
Interasse	[m]	0.4
Tubolari di armatura	[-]	F219/10
Interasse micropali a cavalletto	[m]	1.6
Diametro Perforazione micropali a cavalletto	[mm]	300
Lunghezza micropali a cavalletto	[m]	9.0
Tubolari di armatura micropali a cavalletto	[-]	F219/10

	LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO LOTTO TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO					
OPERE PROVVISORIALI LATO SPALLA A	COMMESSA NN1X	LOTTO 00	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO IV 01 00 004	REV. A	FOGLIO 11 di 34

5 CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per

ogni stato limite considerato:

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

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

SLU di tipo strutturale (STR)

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

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2

(A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

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

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

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

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

Bisogna però ricordare che al paragrafo 6.2.4.1.3 la norma chiarisce che le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

Questo equivale a dire che le analisi riguardanti gli SLU di tipo strutturale devono svolgersi unicamente con la combinazione 1, mentre la combinazione 2 deve utilizzarsi solo per le analisi di collasso.

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

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

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	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

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

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali. In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica

analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

Per la presente progettazione i limiti massimi di spostamento sono di seguito riportati

- spostamento massimo in asse binari su rilevati ferroviari esistenti $w = 2.0$ cm



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
LOTTO TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO

OPERE PROVVISORIALI LATO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78 CL	IV 01 00 004	A	13 di 34

VERIFICHE HYD

Citando la normativa “Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei 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 le verifiche a sifonamento in condizioni di flusso prevalentemente verticale la verifica si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso”.

6 METODI DI CALCOLO E MODELLI

6.1 Sezioni di calcolo

Al fine di identificare l'involuppo delle sollecitazioni che possono agire sulle opere di sostegno in esame sono state identificate due sezioni di calcolo così definite

SEZIONE 1: Spalla A lato monte scavo con paratia a sbalzo

$$H \text{ scavo} = 3.81 + 0.38 = 4.19 \text{ m}$$

SEZIONE 2 Sezione A scavo con paratia a sbalzo

$$H \text{ scavo} = 2.58 + 0.25 = 2.8 \text{ m}$$

SEZIONE 3: Spalla A lato valle scavo con paratia a sbalzo

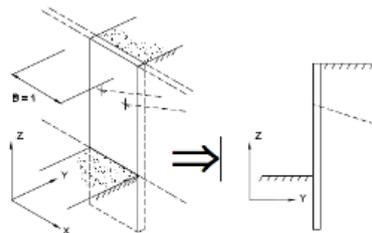
$$H \text{ scavo} = 2.98 + 0.3 = 3.3 \text{ m}$$

6.2 Descrizione del codice di calcolo PARATIE PLUS

Al fine di rappresentare il comportamento dell'opera di sostegno durante le varie fasi di lavoro si è utilizzato un metodo di calcolo capace di simulare l'interazione terreno-paratia. L'analisi è stata sviluppata con il software Paratie Plus (Rif.[1])2011 di Harpaceas.

PARATIE è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il problema è visto come un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella seguente figura.



La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo “trave su suolo elastico”; le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una “molla”, abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

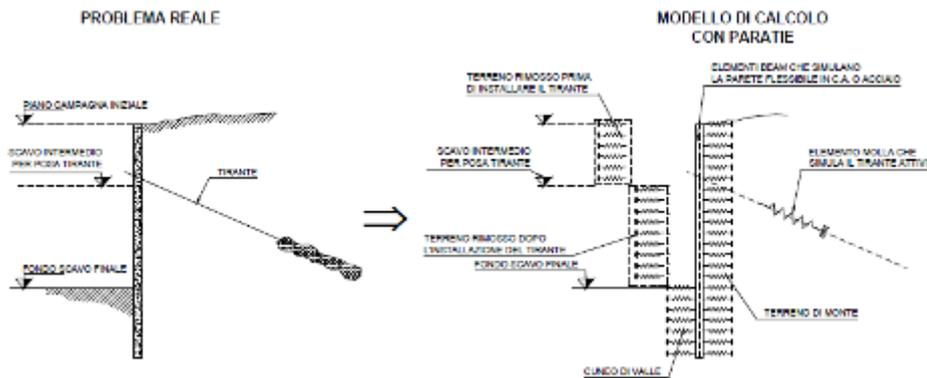


Figura 4: Schematizzazione terreno e vincoli (ancoraggi, puntoni, elem. strutturali)

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate/puntellate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi “statica incrementale”: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti/vincoli applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe, 1996).

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

6.2.1 Tiranti Puntoni

Il tirante o il puntone applicato è un elemento finito che diviene attivo a partire da un determinato step e che può eventualmente essere rimosso in seguito. La sua “nascita” provoca nel modello due effetti:

1. sorge una forza al nodo di applicazione del tirante/puntone, forza dovuta allo stato di eventuale coazione (la pretensione) con cui l'elemento nasce;

	LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO					
	COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO					
LOTTO TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO						
OPERE PROVVISORIALI LATO SPALLA A	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	00	D 78 CL	IV 01 00 004	A	16 di 34

2. la rigidezza globale della struttura riceve un contributo dovuto alla rigidezza estensionale del tirante/puntone stesso. Quando, nelle fasi successive, il nodo ove il tirante/puntone è connesso, subirà ulteriori spostamenti, la forza nel tirante/puntone subirà mutamenti.

Il tirante/puntone viene caratterizzato da una rigidezza assiale data da un'espressione del tipo:

$$K=E(A/L)$$

ove E è il modulo elastico della barra, A l'area per unità di larghezza della barra nel tratto deformabile e L la lunghezza del tratto deformabile del tirante o la lunghezza del puntone.

6.2.2 Verifiche Micropali

La verifica del micropalo alle sollecitazioni taglianti e flettenti è implementata nel software ParatiePlus. A tal proposito, si riporteranno, nei paragrafi dedicati, gli screenshots dei valori di sfruttamento della sezione

6.2.3 Verifiche Puntoni

Per i puntoni, si verifica l'instabilità secondo quanto riportato al par. 4.2.4.1.3.1 - Aste compresse del DM18.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove:

N_{Ed} è l'azione di compressione di progetto

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

Le azioni di progetto sono state calcolate attraverso il software Paratie Plus, con riferimento a vincoli fissi, ma la verifica degli elementi è stata eseguita attraverso il software SAP2000 (RIF.[2]), del quale viene omessa la descrizione e per la quale si rimanda ai manuali specifici.

6.2.4 Stima dei cedimenti indotti

I cedimenti superficiali indotti dalla realizzazione della paratia vengono stimati attraverso la procedura proposta da Boone and Westland implementata nel codice di calcolo. Questo approccio associa i cedimenti superficiali alla stabilità di base, a un valore modificato della rigidezza del sistema e agli spostamenti della paratia come mostrato nella figura seguente.

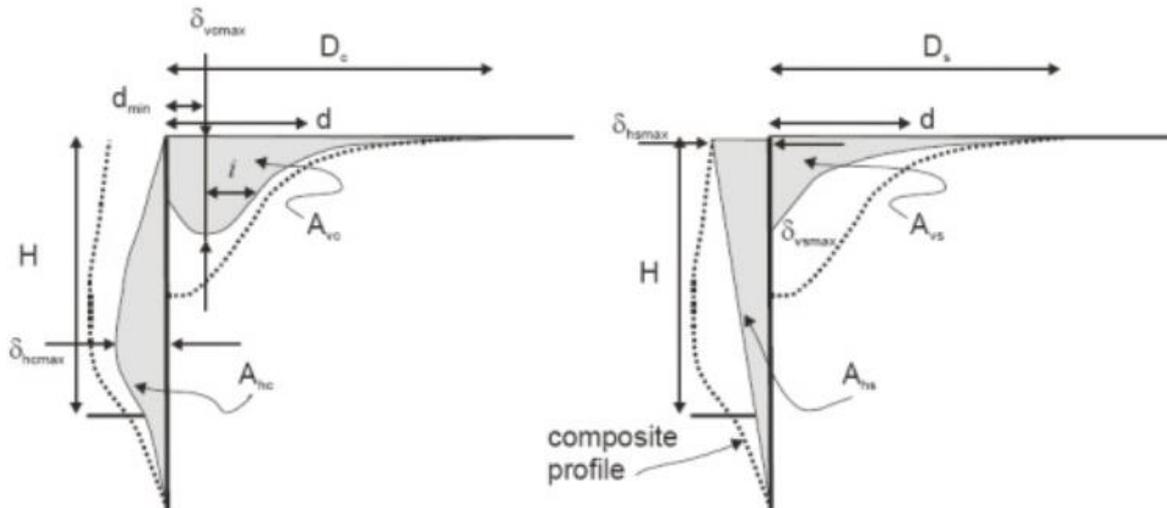


Figura 5: Definizione dei parametri di spostamento verticale ed orizzontale, profilo concavo sulla sinistra, convesso sulla destra, da manuale Paratie Plus (Boone, 2003)

Gli spostamenti della paratia e gli abbassamenti sono suddivisi in due categorie principali:

- Paratie a sbalzo - che generano il volume di cedimento convesso attraverso A_{vs} ;
- Inflessione della paratia – che genera il profilo di cedimento concavo attraverso A_{vc} .

La combinazione dei due casi genera il profilo di cedimenti superficiali. Entrambe queste aree A_{vs} e A_{vc} sono prese con una determinata percentuale dei corrispondenti movimenti della paratia. Quando viene lanciata un'analisi di tipo NL (trave su suolo elasto-plastico), il programma permette di stimare gli abbassamenti della paratia direttamente dagli spostamenti della stessa. Inoltre, viene aggiunta una componente dovuta alla traslazione del piede della paratia alla configurazione concava. Questo volume aggiuntivo è stimato come un triangolo estrapolando una linea dal massimo spostamento sopra il piede della paratia allo spostamento alla base della paratia stessa. La tabella seguente riporta ulteriori indicazioni su questo metodo.

Tabella 6: Sommario delle equazioni di stima degli spostamenti basato su una curva che approssima i risultati di una modellazione numerica NL.

Characteristic	Condition	Equation
<i>Maximum Lateral Displacement</i>		
maximum unfactored lateral displacement, δ_{max}^* construction Stage, α_{CS}	support installation and removal	$\delta_{\text{max}}^* = (8.5S_t + 0.4)FS^{-1.7}$
	supports removed	$\alpha_{CS} = 1$
	tiebacks remaining stressed	$\alpha_{CS} = 1 - \frac{(E_w/p_s)}{3000/S_t^{0.3} + (E_w/p_s)}$
preloading, α_{PL}	percent of preload maintained	$\alpha_{PL} = e^{-(PL/(60+4S_t))}$
excavation width, α_B		$\alpha_B = 0.75 + H/(4B)$
strut stiffness, α_S		$\alpha_S = 0.3(e^{S_t/1000} + e^{S_t/200}) + 0.7$
soil modulus, α_M		$\alpha_M = 6.67E_w^{-2/3}$
max. lateral displacement, δ_{max}		$\delta_{\text{max}} = \delta_{\text{max}}^* \alpha_M \alpha_S \alpha_{PL} \alpha_D \alpha_B \alpha_{CS}$
<i>Ground Surface Displacements</i>		
maximum lateral displacement at surface, δ_{surface}	Supports remain in place	$\frac{\delta_{\text{surface}}}{\delta_{\text{max}}} = \frac{(E_w/p_s)}{500 + (E_w/p_s)S_t^{0.2}}$
	Supports removed	$\frac{\delta_{\text{surface}}}{\delta_{\text{max}}} = \frac{(E_w/p_s)}{700} \leq 1.0$
<i>lateral displacement areas</i>		
Area of lateral spandrel displacement, A_{ht} Ratio of spandrel displacement to total displacement area, A_{ht}/A_{ht}	End of excavation stage	$A_{ht} = \delta_{\text{surface}}(H + H_p)/2$ $\frac{A_{ht}}{A_{ht}} = \frac{(E_w/p_s)}{1,600 + (E_w/p_s)S_t^{0.35}}$
	After support removal	$\frac{A_{ht}}{A_{ht}} = \frac{(E_w/p_s)}{300 + (E_w/p_s)}$
		$A_{ht} = 1 - A_{ht}/A_{ht}$
<i>ratios of vertical and lateral displacement areas</i>		
Ratio of vertical and horizontal displacement areas	Cantilever walls	$A_{vt}/A_{ht} = A_{vc}/A_{hc} = A_{vt}/A_{ht} = 1$
	Supports remain in place	$A_{vt}/A_{ht} = A_{vc}/A_{hc} = A_{vt}/A_{ht} = 0.85$
	Supports removed	$A_{vt}/A_{ht} = A_{vc}/A_{hc} = A_{vt}/A_{ht} = 1.1$ (no dilation)
<i>spandrel portion of settlement trough</i>		
Maximum settlement, $\delta_{v\text{max}}$		$\delta_{v\text{max}} = 3A_{vt}/D_s; D_s \approx 1.2H \text{ to } 1.5H$
Settlement at any point, δ_{vs}		$\delta_{vs} = \delta_{v\text{max}}^3 [(D_s - d)/D_s]^2; D_s \approx 1.2H \text{ to } 1.5H$
<i>concave settlement portion of settlement trough</i>		
Maximum settlement, $\delta_{v\text{max}}$		$\delta_{v\text{max}} = \frac{A_{vc}}{[1 - \Phi(0, d_{\text{min}}, i)]\sqrt{2\pi} i}$
Settlement at any point, δ_{vc}		$\delta_{vc} = e^{-\frac{(d-d_{\text{min}})^2}{2i^2}}$
D_s = twice the distance from the wall top to the position of the load resultant i = inflection point, defined as $(D_s - d_{\text{min}})/\text{constant}$, where the constant ≈ 4 to 5 Φ = area of standard normal distribution function, with random variable = 0 (wall position), mean = d_{min} , and standard deviation = i		
<i>complete settlement profile</i>		
Total settlement at any point		$\delta_v = \delta_{vc} + \delta_{vs}$

6.3 Carichi

Per la paratia a sbalzo lato monte spalla A si considera un peso permanente del muro di sostegno presente, uniformemente distribuito pari a $q=25\text{kPa}$.

Per la paratia a sbalzo di sezione a si considera un carico variabile $q=20\text{kPa}$.

Per la paratia a cavalletto della spalla A lato valle ,si considerano i carichi indotti dal passaggio dei convogli ferroviari pari a $q = 50 \text{ kPa}$ distribuito per l'intera larghezza della sede ferroviaria in rilevato.

6.4 Fasi di calcolo

Sono state considerate le seguenti fasi di calcolo:

1. generazione delle tensioni litostatiche
2. realizzazione della paratia;
3. raggiungimento del fondo scavo di progetto

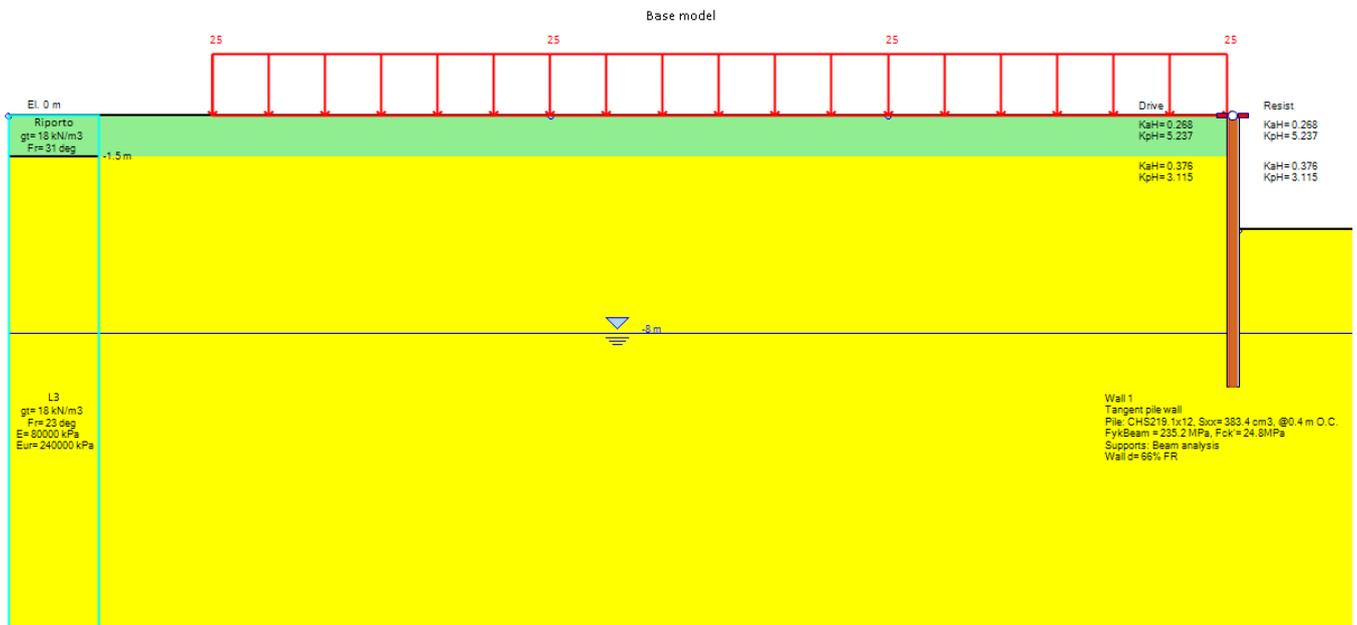
Con riferimento al punto 5. si sottolinea che la quota di fondo scavo di progetto è stata determinata in ossequio a quanto previsto dalle normative vigenti al punto 6.5.2.2, ovvero :” *Nel caso in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:*

- *10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;*
- *10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;*
- *0,5 m”*

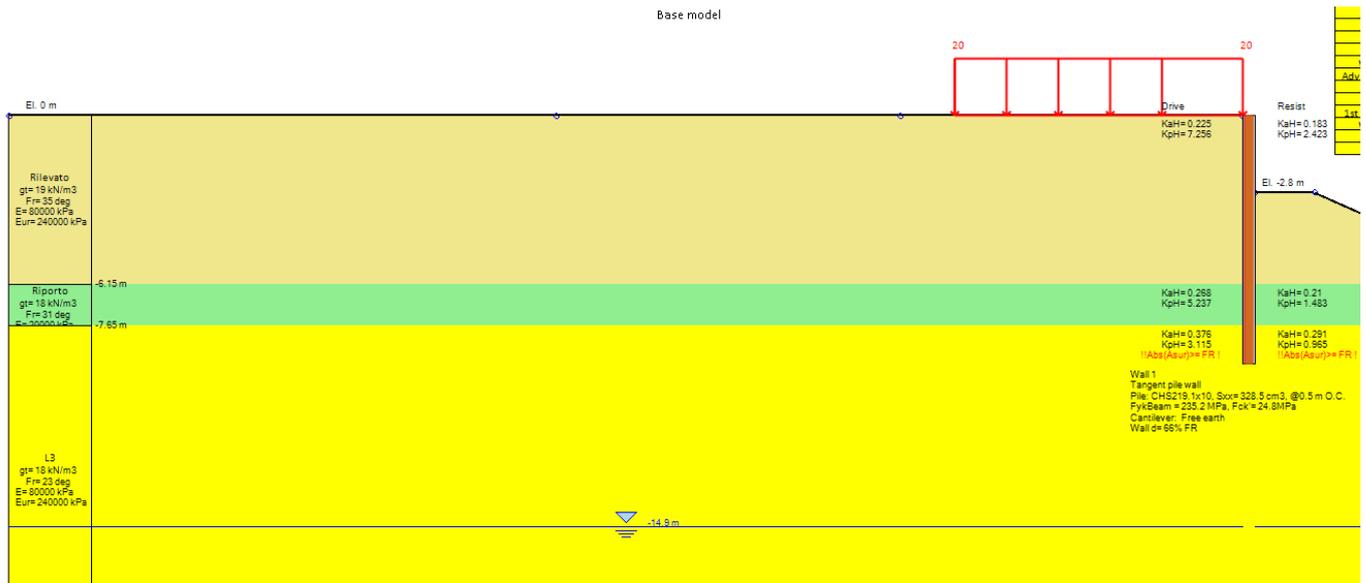
6.5 Caratteristiche dei terreni e degli elementi strutturali

Si riportano nella seguente tabella le caratteristiche meccaniche dei terreni interagenti con le opere, segnalando che, cautelativamente, si è posta sempre pari al valore nullo la coesione efficace dei terreni suddetti.

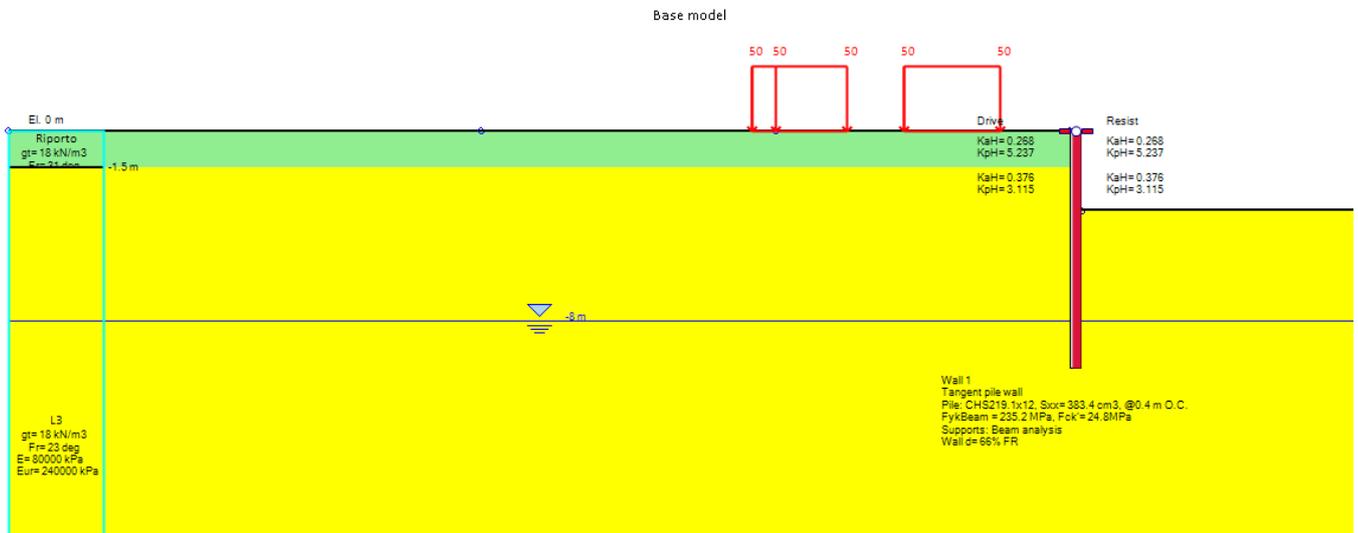
6.5.1 Sezione 1



6.5.2 Sezione 2



6.5.3 Sezione 3



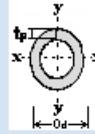
7 RISULTATI DELLE ANALISI

7.1 Sezione 1

7.1.1 Verifiche agli SLU

Le figure che seguono dimostrano come le verifiche agli SLU della paratia risultino soddisfatte. Si riportano in particolare gli output ottenuti per la combinazione A1+M1+R1. I valori del taglio e del momento resistente sono rappresentati dalle linee rosse. Tali valori si riferiscono ad una “fetta” di modello di 1 m, nella quale ricadono 2 micropali. A tal proposito vengono riportate le caratteristiche fondamentali della sezione tubolare:

2. Dettaglio proprietà strutturali					
	A	123.75	cm ²		
I _{xx}	4471.6	cm ⁴	I _{yy}	4471.6	cm ⁴
S _{xx}	383.4	cm ³	S _{yy}	383.4	cm ³
W _{plx}	515.3	cm ³	W _{ply}	515.3	cm ³
	J	8399.76	cm ⁴		
	r _x	6.011	cm		
	r _y	6.011	cm		
	W	0.95	kN/m		

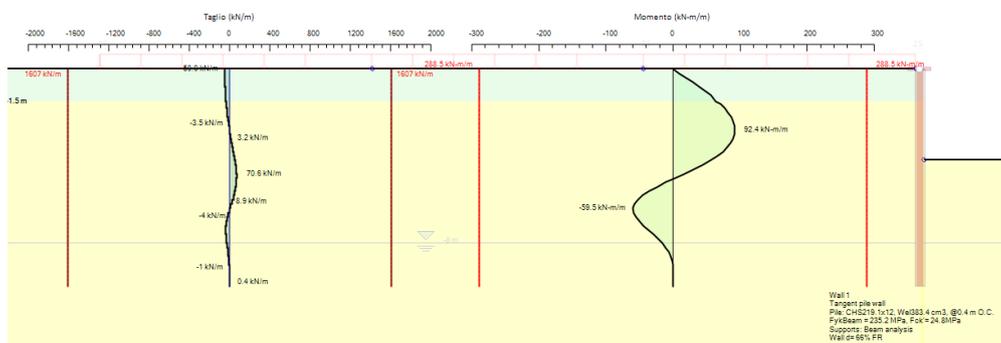


Il momento ed il taglio resistente del singolo micropalo vengono calcolati dalle seguenti:

$$M_{rd} = W_y f_{yd} \quad V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

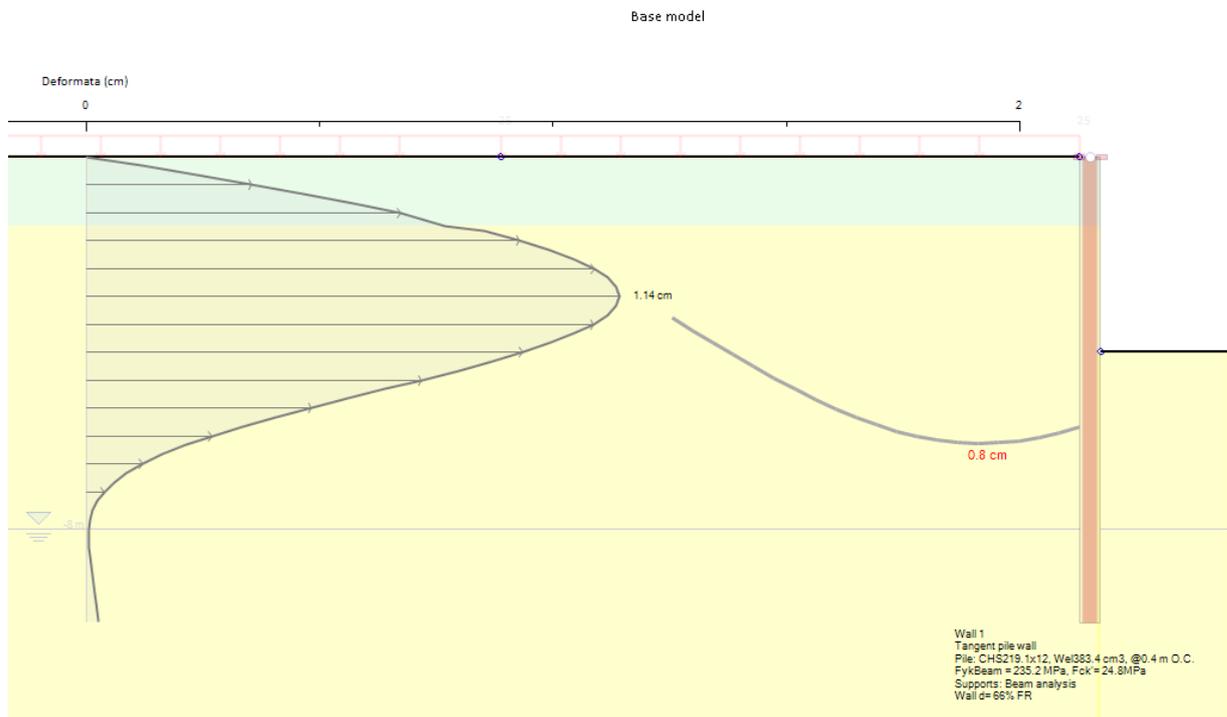
Considerato il carattere provvisorio dell'opera, non sono state eseguite verifiche in condizioni sismiche. Le verifiche allo stato limite ultimo vengono ampiamente soddisfatte per poter soddisfare le verifiche agli spostamenti successivamente riportate.

0: DM08_JTA: Comb. 1: A1+M1+R1 (PARENT: Base model)



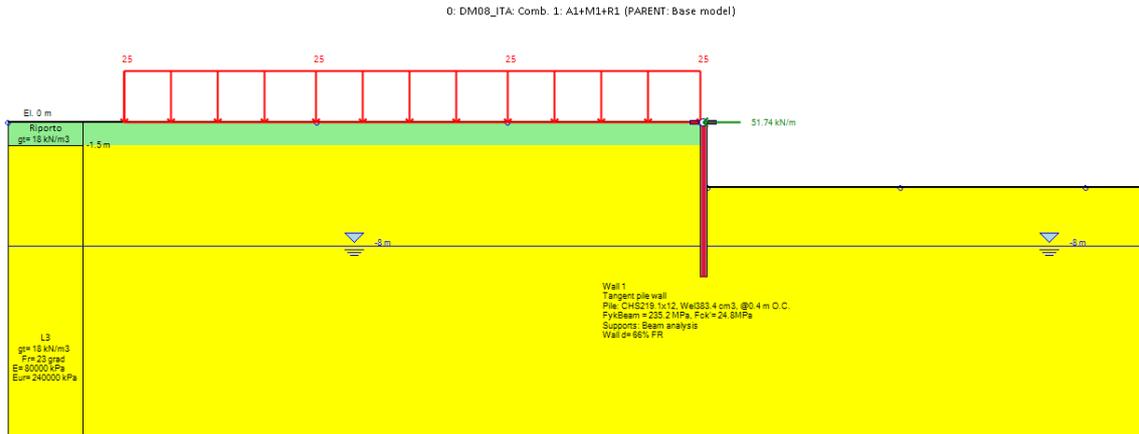
7.1.2 Verifiche agli SLE

Dai risultati riportati in figura si può notare come i valori di spostamento ottenuti nelle condizioni di esercizio siano contenuti e compatibili con l'opera in esame. In particolare si ottiene uno spostamento orizzontale massimo della paratia di 1.14 cm nella zona di spanciamento ed un cedimento massimo del terreno di 0.8 cm.



Gli spostamenti calcolati soddisfano a pieno i limiti imposti (vedasi cap. 5) e la verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.1.3 Verifiche geotecniche



La risultante sul micropalo inclinato è pari a 51.74 kN/m, che moltiplicata per l'interasse dei micropali $i=1.6\text{m}$, la reazione diventa $R = 82\text{ kN}$. La risultante della trazione sul micropalo è quindi $T = R/\sin(15) = 316\text{ kN}$.

Si riporta nel seguito la verifica geotecnica dei micropali a cavalletto, eseguita confrontando il tiro massimo agente con il tiro limite.

Questo ultimo valore è stato calcolato riferendosi alle specifiche della normativa tecnica (NTC 2018) per pali, e con riferimento ad una tensione tangenziale limite pari a

$$\tau = 130\text{ kPa}$$

I coefficienti di sicurezza parziali utilizzati sono i seguenti

$$\gamma_R = 1.25 \text{ (resistenza laterale in trazione)}$$

$$\xi_{a4} = 1.70 \text{ (1 verticale di indagine)}$$

$$\gamma_R * \xi_{a4} = 2.13$$

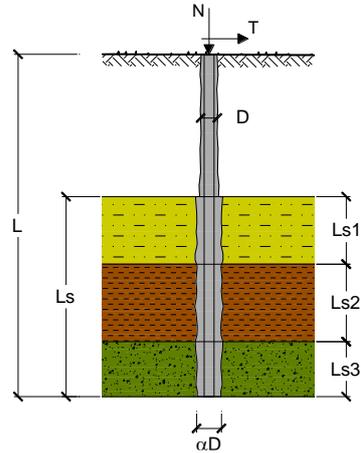
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropali Via Wenner Spalla A Lato Monte

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	316.00	0.00	316.00
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
S U	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.65
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.55

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3.598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328'475 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 235 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 224 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

OPERE PROVVISORIALI LATO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78 CL	IV 01 00 004	A	26 di 34

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 30.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
L3	9.00	1.00	0.30	0.130	0.130	0.066	564.04
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 9.00$ (m)

$QI = 564.04$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

0%

$Qp = 0.00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Qlim = 564.04$ (kN)

$Fs = 1.78$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

7.2 Sezione 2

7.2.1 Verifiche agli SLU

Vengono riportate le caratteristiche fondamentali della sezione tubolare:

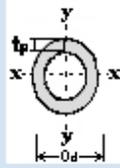
2. Dettaglio proprietà strutturali

I_{xx} 3893.1 cm ⁴	I_{yy} 3893.1 cm ⁴	J 7196.88 cm ⁴	r_x 5.863 cm
S_{xx} 328.5 cm ³	S_{yy} 328.5 cm ³	W 0.87 kN/m	r_y 5.863 cm
W_{plx} 437.6 cm ³	W_{ply} 437.6 cm ³		

A 113.26 cm²

Ricalcola proprietà

Modifica proprietà profilo



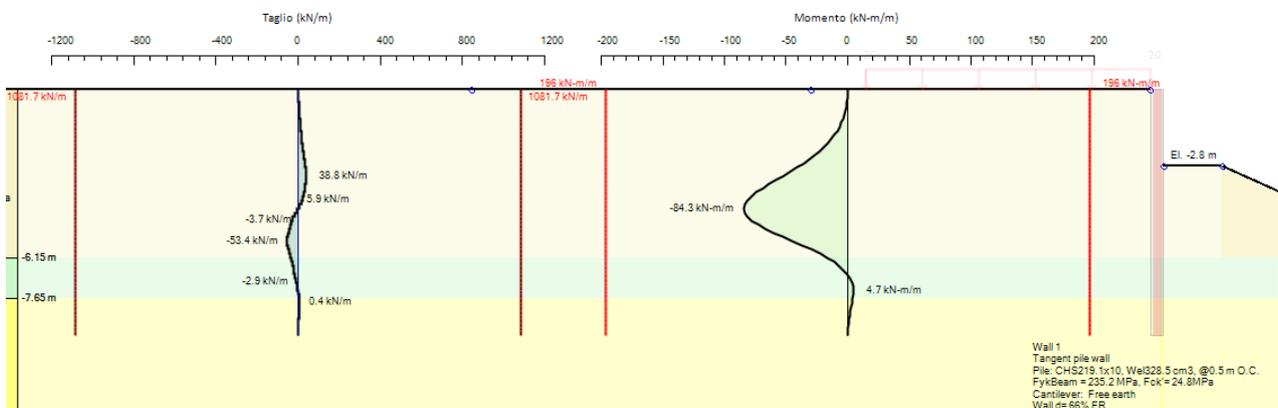
Il momento ed il taglio resistente del singolo micropalo vengono calcolati dalle seguenti:

$$M_{rd} = W_y f_{yd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

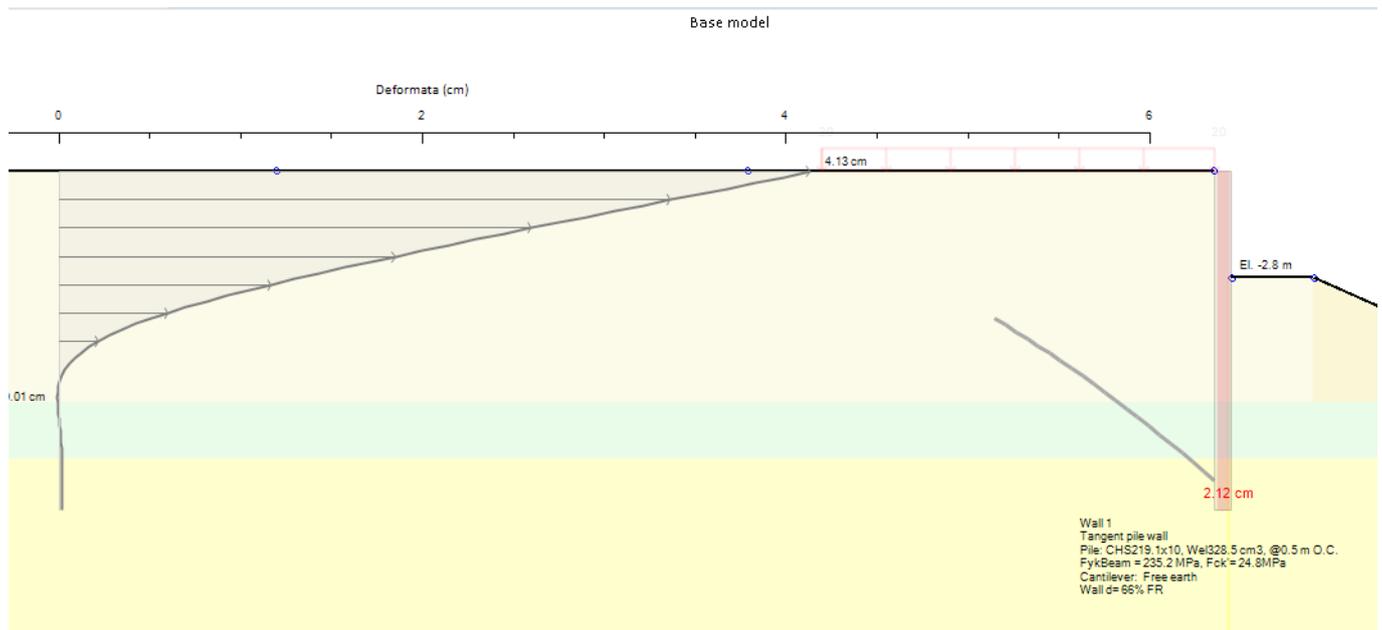
Considerato il carattere provvisorio dell'opera, non sono state eseguite verifiche in condizioni sismiche. Le verifiche allo stato limite ultimo vengono ampiamente soddisfatte per poter soddisfare le verifiche agli spostamenti successivamente riportate.

0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1 (PARENT: Base model)



7.2.2 Verifiche agli SLE

Dai risultati riportati in figura si può notare come i valori di spostamento ottenuti nelle condizioni di esercizio siano contenuti e compatibili con l'opera in esame. In particolare si ottiene uno spostamento orizzontale massimo della paratia di 4.13 cm nella zona di spanciamento ed un cedimento massimo del terreno di 2.12 cm.



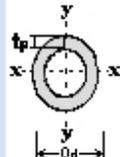
Gli spostamenti calcolati soddisfano a pieno i limiti imposti (vedasi cap. 5) e la verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.3 Sezione 3

7.3.1 Verifiche agli SLU

Vengono riportate le caratteristiche fondamentali della sezione tubolare:

2. Dettaglio proprietà strutturali

	A 113.26 cm ²							
I _{xx} 3893.1 cm ⁴	I _{yy} 3893.1 cm ⁴	J 7196.88 cm ⁴	r _x 5.863 cm					
S _{xx} 328.5 cm ³	S _{yy} 328.5 cm ³		r _y 5.863 cm					
W _{plx} 437.6 cm ³	W _{ply} 437.6 cm ³	W 0.87 kN/m						

Ricalcola proprietà

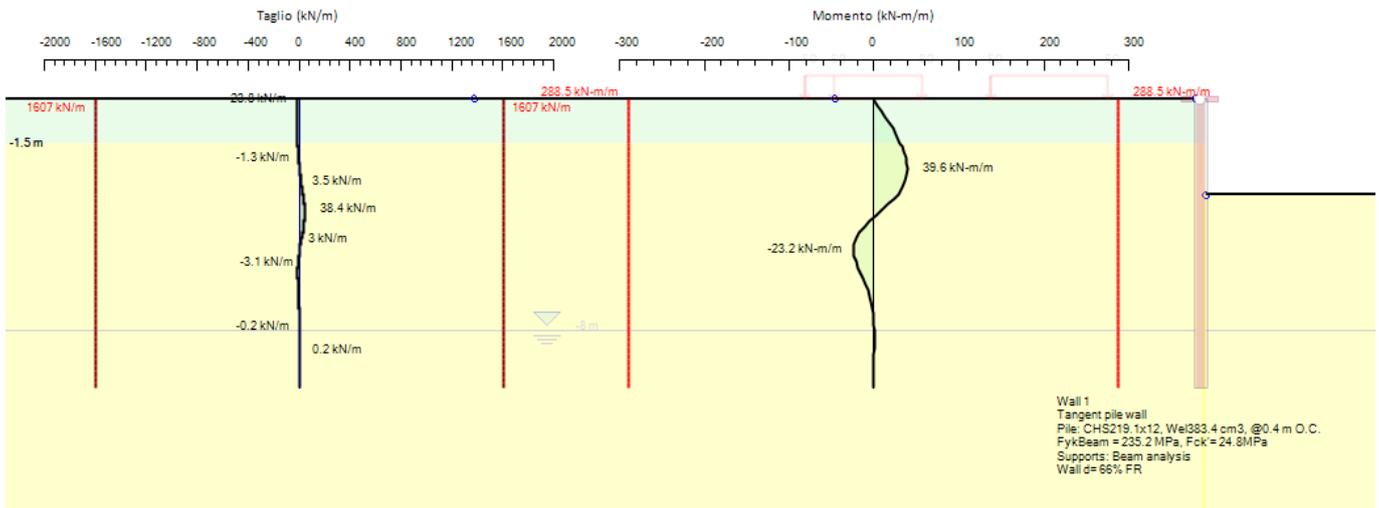
Modifica proprietà profilo

Il momento ed il taglio resistente del singolo micropalo vengono calcolati dalle seguenti:

$$M_{rd} = W_y f_{yd} \quad V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

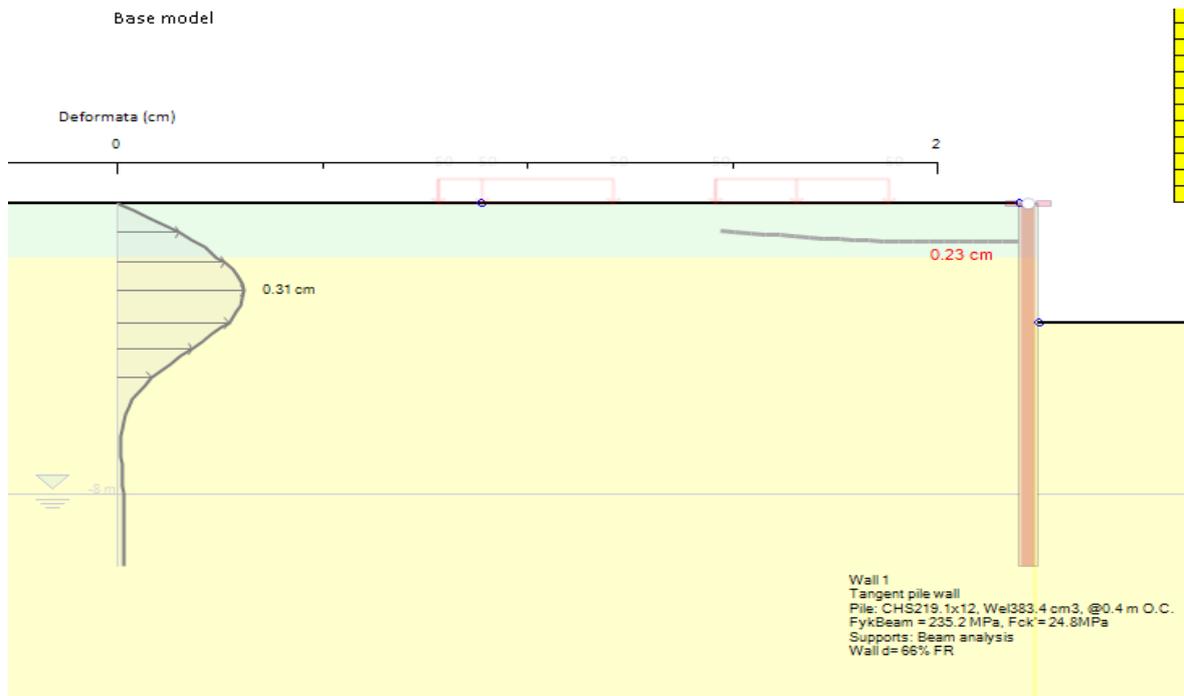
Considerato il carattere provvisorio dell'opera, non sono state eseguite verifiche in condizioni sismiche. Le verifiche allo stato limite ultimo vengono ampiamente soddisfatte per poter soddisfare le verifiche agli spostamenti successivamente riportate.

0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1 (PARENT: Base model)



7.3.2 Verifiche SLE

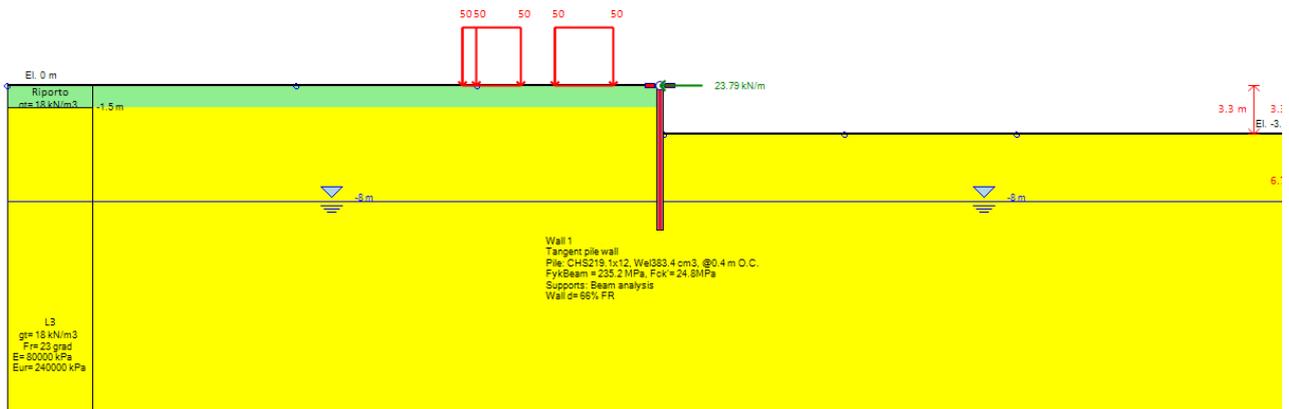
Dai risultati riportati in figura si può notare come i valori di spostamento ottenuti nelle condizioni di esercizio siano contenuti e compatibili con l'opera in esame. In particolare si ottiene uno spostamento orizzontale massimo della paratia di 0.31 cm nella zona di spanciamento ed un cedimento massimo del terreno di 0.23 cm.



Gli spostamenti calcolati soddisfano a pieno i limiti imposti (vedasi cap. 5) e la verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.3.3 Verifiche geotecniche

0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1 (PARENT: Base model)



La risultante sul micropalo inclinato è pari a 23.79 kN/m, che moltiplicata per l'interasse dei micropali $i=1.6\text{m}$, la reazione diventa $R = 38.0\text{ kN}$. La risultante della trazione sul micropalo è quindi $T = R/\text{sen}(15) = 146\text{ kN}$.

Si riporta nel seguito la verifica geotecnica dei micropali a cavalletto, eseguita confrontando il tiro massimo agente con il tiro limite.

Questo ultimo valore è stato calcolato riferendosi alle specifiche della normativa tecnica (NTC 2018) per pali, e con riferimento ad una tensione tangenziale limite pari a

$$\tau = 130\text{ kPa}$$

I coefficienti di sicurezza parziali utilizzati sono i seguenti

$$\gamma_R = 1.25 \text{ (resistenza laterale in trazione)}$$

$$\xi_{a4} = 1.70 \text{ (1 verticale di indagine)}$$

$$\gamma_R * \xi_{a4} = 2.13$$

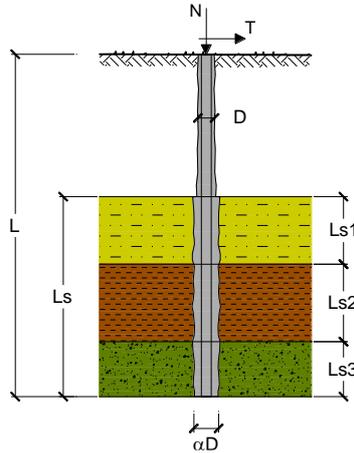
OPERE PROVVISORIALI LATO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78 CL	IV 01 00 004	A	32 di 34

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO
OPERA: Micropali Via Wenner Spalla A Lato Valle

DATI DI INPUT:
Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	146.00	0.00	146.00
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$	
S.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.65
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.55

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

<input type="radio"/> IPE	<input type="radio"/> INP	<input type="radio"/> HEA	<input type="radio"/> HEB	<input type="radio"/> HEM	<input checked="" type="radio"/> Tubi	<input type="radio"/> ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	$\emptyset 219,1 \times 10,0$	

 $\emptyset 219,1 \times 10,0$

 Area dell'armatura (Aarm): 6569 (mm²)

 Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 3.598E+07 (mm⁴)

 Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 328'475 (mm³)

Tipo di acciaio: S 235 (Fe360)

 Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 235 (N/mm²)

 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 224 (N/mm²)

 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * l_s$$

Tipo di Terreno	Spessore l_s (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
L3	9.00	1.00	0.30	0.130	0.130	0.066	564.04
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00

$L_s = 9.00 \text{ (m)}$ $Ql = 564.04 \text{ (kN)}$

Capacità portante di punta

$$Q_p = \%Punta * Ql$$

(consigliato 10-15%)

$\% Punta = 0\%$ $Q_p = 0.00 \text{ (kN)}$

CARICO LIMITE DEL MICROPALLO

$$Q_{lim} = Q_b + Ql$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

$Q_{lim} = 564.04 \text{ (kN)}$

$F_s = 3.86$



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
LOTTO TRATTA ARECHI – PONTECAGNANO AEROPORTO

OPERE PROVVISORIALI LATO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78 CL	IV 01 00 004	A	34 di 34

8 VERIFICA EQU

Il soddisfacimento della verifica EQU (rotazione intorno ad un punto) è garantito dal raggiungimento della condizione di convergenza del codice di calcolo, che assicura il rispetto della condizione di equilibrio delle forze orizzontali e dell'equilibrio a rotazione.