

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:

PROGETTISTA:

DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI

Ing. Gaetano USAI

Ing. Piergiorgio GRASSO



Responsabile integrazione fra le varie prestazioni specialistiche



PROGETTO ESECUTIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE

FV02 – Stazione di Teleso al km 26+391

Sottopasso ciclopedonale provvisorio: Opere provvisorie: Relazione di calcolo

APPALTATORE		SCALA:
IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A. Dott. Ing. Sabino Del Balzo UFFICIO TECNICO Ing. Sabino DEL BALZO 24/02/2020		-

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

I	F	2	6	1	2	E	Z	Z	C	L	F	V	0	2	0	0	0	0	9	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	A. Tagliaferri	24/02/2020	M. Pietrantonio	24/02/2020	P. Grasso	24/02/2020	Ing. Gaetano USAI



24/02/2020

File: IF26.1.2.E.ZZ.CL.FV.02.0.0.009.A.doc

n. Elab.:

Indice

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
5	DIMENSIONAMENTO APPARATO DI SPINTA	8
5.1	CALCOLO DELLA SPINTA.....	8
5.1.1	CONDIZIONI DI CALCOLO.....	8
5.1.2	DETERMINAZIONE DEI PESI E DELLE SPINTE	8
5.1.3	PESO DEL MANUFATTO.....	8
5.1.4	PESO DELLA PLATEA DI VARO.....	9
5.1.5	VALUTAZIONE DELL'ATTRITO LATERALE.....	9
5.1.6	SPINTA COMPLESSIVA	11
5.1.7	SPINTA PASSIVA.....	11
5.1.8	CONTRIBUTO DELLA PLATEA DI VARO.....	13
5.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	14
5.3	VERIFICHE STRUTTURALI	15
5.3.1	MURO REGGISPINTA.....	15
5.3.2	PLATEA DI VARO	23
6	PARATIE - CRITERI PROGETTUALI.....	24
6.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	24
6.2	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE	27
6.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	27
6.2.2	APPROCCIO PROGETTUALE	28
6.2.3	VERIFICHE AGLI SLE.....	28
6.2.4	AZIONI SISMICA.....	29
6.2.5	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	29
6.3	MODELLO DI CALCOLO	30

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	3 di 60

6.3.1	CARICHI AGENTI.....	30
6.3.2	MODELLO AREA DI VARO	31
6.3.3	MODELLO CAMERA DI ARRIVIO	34
7	RISULTATI DELLE ANALISI.....	37
7.1	AREA DI VARO	37
7.1.1	VERIFICHE STRUTTURALI PALI	37
7.1.2	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO	43
7.1.3	VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLU DELLA PARATIA	43
7.1.4	VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLE DELLA PARATIA	44
7.1.5	STIMA DEI CEDIMENTI VERTICALI DEL TERRENO A MONTE DELLA PARATIA	45
7.2	CEMRA DI ARRIVIO	46
7.2.1	VERIFICHE STRUTTURALI PALI	46
7.2.2	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO	52
7.2.3	VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLU DELLA PARATIA	57
7.2.4	VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLE DELLA PARATIA	58
7.2.5	STIMA DEI CEDIMENTI VERTICALI DEL TERRENO A MONTE DELLA PARATIA	59
8	INCIDENZA ARMATURE	60

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Opere provvisionali: Relazione di calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV0200 009	REV. A	FOGLIO 4 di 60

1 PREMESSA

La presente relazione illustra e riassume i risultati del calcolo e del dimensionamento delle opere provvisionali previste per lo scavo delle fondazioni e per la spinta del monolite del Sottopasso provvisorio della Stazione di Telese della progettazione esecutiva del Raddoppio della Tratta Canello - Benevento - I° Lotto Funzionale Frasso Telesino - Telese (itinerario Napoli – Bari).

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008).
- [2] Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [3] DM 06/05/2008 – “Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- [4] RFI DTC SI MA IFS 001 A – “Manuale di progettazione delle opere civili”
- [5] RFI DTC SI SP IFS 001 A – “Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili”
- [6] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [7] 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

- [DC1]. IF26 12 E ZZ RB GE0005 001 - Relazione geotecnica generale di linea delle opere all'aperto
- [DC2]. IF26 12 E ZZ PZ FV0203 004 – Sottopasso ciclopedonale provvisorio - Opere provvisionali e pianta scavi: FASE 1
- [DC3]. IF26 12 E ZZ PZ FV0203 005 – Sottopasso ciclopedonale provvisorio - Opere provvisionali e pianta scavi: FASE 2
- [DC4]. IF26 12 E BB PZ FV0200 001 – Sottopasso ciclopedonale provvisorio - Carpenteria e dettagli monolite a spinta
- [DC5]. IF26 12 E BB PZ FV0200 002 – Sottopasso ciclopedonale provvisorio - Carpenteria sottopasso e scale gettati in opera

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	5 di 60

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 14 gennaio 2008. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

Calcestruzzo magro per getti di livellamento		
Classe	C12/15	
$R_{ck} =$	15 Mpa	Resistenza caratteristica cubica
Classe di esposizione =	X0	

Calcestruzzo cordolo paratie		
Classe	C25/30	
$R_{ck} =$	30 Mpa	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.9 Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9 Mpa	Valore medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0.85 -	Coeff. Rid. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1.5 -	Coeff. parziale di sicurezza allo SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_M =$	14.11 Mpa	Resistenza di progetto
$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 Mpa	Resistenza media a trazione semplice
$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$	3.07 Mpa	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.79 Mpa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
$\sigma_c = 0.55 \cdot f_{ck} =$	13.70 Mpa	Tensione max in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$\sigma_c = 0.40 \cdot f_{ck} =$	9.96 Mpa	Tensione max in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} =$	31447 Mpa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0.2 -	Coefficiente di Poisson
$G_c = E_{cm} / (2(1+\nu)) =$	13103 MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =	Ordinarie	
Classe di esposizione =	XC2	
$c =$	4.00 cm	Copriferro minimo

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	6 di 60

Pali		
Classe	C25/30	▼
$R_{ck} =$	30	Mpa
Resistenza caratteristica cubica		
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.9	Mpa
Resistenza caratteristica cilindrica		
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9	Mpa
Valore medio resistenza cilindrica		
$\alpha_{cc} =$	0.85	-
Coeff. Rid. Per carichi di lunga durata		
$\gamma_M =$	1.5	-
Coeff. parziale di sicurezza allo SLU		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_M =$	14.11	Mpa
Resistenza di progetto		
$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56	Mpa
Resistenza media a trazione semplice		
$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$	3.07	Mpa
Resistenza media a trazione per flessione		
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.79	Mpa
Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)		
$\sigma_c = 0.55 \cdot f_{ck} =$	13.70	Mpa
Tensione max in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])		
$\sigma_c = 0.40 \cdot f_{ck} =$	9.96	Mpa
Tensione max in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §1.8.3.2.1 [3])		
$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} =$	31447	Mpa
Modulo elastico di progetto		
$\nu =$	0.2	-
Coefficiente di Poisson		
$G_c = E_{cm} / (2(1+\nu)) =$	13103	MPa
Modulo elastico tangenziale di progetto		
Condizioni ambientali =	Ordinarie	▼
Classe di esposizione =	XC2	▼

Acciaio per c.a.		
B450C		
$f_{yk} \geq$	450	Mpa
Tensione caratteristica di snervamento		
$f_{tk} \geq$	540	Mpa
Tensione caratteristica di rottura		
$(f_t/f_y)_k \geq$	1.15	-
$(f_t/f_y)_k <$	1.35	-
$\gamma_s =$	1.15	-
Coeff. Parziale di sicurezza allo SLU		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.3	Mpa
Tensione caratteristica di snervamento		
$E_s =$	210000	Mpa
Modulo elastico di progetto		
$\epsilon_{yd} =$	0.20%	
Deformazione di progetto a snervamento		
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k =$	7.50%	
Deformazione caratteristica ultima		
$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} =$	337.5	Mpa
Tensione in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])		

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lo schema geotecnico di riferimento per l'opera in oggetto fa riferimento alla Relazione Geotecnica Generale di linea delle opere all'aperto (elaborato IF26.1.2.E.ZZ.RB.GE.00.0.5.001).

Di seguito si riassumono i parametri di resistenza e la stratigrafia di progetto per le formazioni interagenti con le opere.

Tabella 1: Stratigrafia e parametri geotecnici di riferimento

FASE 1					
Profondità [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E' [MPa]
da 0.0 a 6.0	bc2	19	32	0	40
da 6.0 a 9.5	bc3	19	22	15	25
da 9.5 a 14.5	bn2	20	32	0	50
da 14.5 a 16.5	bn1	20	37	0	50
> 16.5	MDL3	20	25	30	80

I coefficienti di spinta corrispondenti allo stato attivo e passivo sono valutati dal programma di calcolo a partire dai parametri geotecnici riportati in Tabella 1.

In particolare i coefficienti di spinta attiva e passiva (k_a e k_p) sono calcolati secondo la formulazione di Coulomb, considerando un angolo di attrito terreno/calcestruzzo $\delta=0.6\phi'$.

Il livello di falda è posto ad una quota assoluta pari a +47.0 m s.l.m.. Cautelativamente, nelle analisi delle paratie, si assume un livello di falda posto a fondo scavo.

La distribuzione delle pressioni interstiziali è stata assunta idrostatica a monte e a valle della paratia.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Opere provvisionali: Relazione di calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV0200 009	REV. A	FOGLIO 8 di 60

5 DIMENSIONAMENTO APPARATO DI SPINTA

5.1 CALCOLO DELLA SPINTA

5.1.1 CONDIZIONI DI CALCOLO

Le condizioni di spinta considerate sono:

- 1) Al momento della spinta iniziale (distacco del manufatto dalla platea di varo - fase 1);
- 2) Al momento della spinta massima (fine dell'infissione - fase 2).

Per le verifiche geotecniche nei confronti dello SLU si è considerato l'approccio 1 combinazione 2: A2+M2+R2. Nella relazione, dunque, si è deciso di riportare il valore dei coefficienti parziali, delle azioni e dei parametri geotecnici, solo quando assumono un valore diverso da 1.00.

5.1.2 DETERMINAZIONE DEI PESI E DELLE SPINTE

Per le analisi seguenti si fa riferimento alla stratigrafia riportata al capitolo 4.

Tra la struttura del monolite ed il piano di scorrimento viene interposto un foglio di polietilene cerato al fine di evitare fenomeni di adesione.

Con tale accorgimento si può valutare prudenzialmente che il valore della spinta per cui il monolite inizia la traslazione sia circa pari al peso della struttura (ciò equivale a fissare un coefficiente di attrito di primo stacco pari all'unità).

Durante l'avanzamento vengono ad aggiungersi altre forze che si oppongono all'avanzamento della struttura, cioè l'attrito laterale del terreno nel tratto sotto i binari.

L'attrito di scorrimento, dopo la fase di primo stacco, scende a valori inferiori.

5.1.3 PESO DEL MANUFATTO

Il monolite ha un'altezza netta interna pari a 2.7 m ed una larghezza netta di 3.0 m. Le pareti, la soletta di copertura e la soletta inferiore hanno spessore 0.5 m.

Il monolite ha una lunghezza di 17.45m; in fase di varo sarà presente un rostro in c.a. per facilitare l'infissione e da demolire a spinta ultimata.

Nella tabella che segue si riporta il calcolo analitico del peso totale della struttura, comprensivo di rostri.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	9 di 60

Peso proprio monolite			
Altezza esterna	$H_{esterna}$	3.7	m
Larghezza esterna	$L_{esterna}$	4	m
Altezza interna	$H_{interna}$	2.7	m
Larghezza interna	$L_{interna}$	3	m
Area sezione trasversale	A_{trasv}	6.7	m ²
Peso c.a.	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso al metro lineare	W	167.5	kN/m
Lunghezza di verifica	L_{TOT}	17.45	m
Peso proprio monolite	W_{TOT}	2923	kN
Peso proprio rostri			
Travi principali	H_{rostro}	320	m
Trave di collegamento rostri	W_{trave}	32	kN
Peso proprio rostri	W_{rostri}	352	kN
		$W_{TOTALE MONOLITE}$	3275 kN

5.1.4 PESO DELLA PLATEA DI VARO

E' prevista una platea di varo dello spessore variabile da 0.20 m a 0.3 m (spessore medio 0.21 m), avente funzione di piano di appoggio per la fase di costruzione del monolite. La platea per consentire il posizionamento del sistema di spinta ha una lunghezza pari a 22.95 m e una larghezza pari a 5.10 m (comprensivo dell'ingombro dei cordoli laterali di spessore pari a 0.29 m). Quest'ultimi hanno una altezza di 0.30m.

Peso platea di varo			
Larghezza	$L1_{platea}$	5.1	
Lunghezza	$L2_{platea}$	22.95	
Spessore medio	s_{platea}	0.21	
Peso cordoli laterali	$W_{cordoli}$	99.83	kN
Peso proprio platea di varo	W_{platea}	714	kN

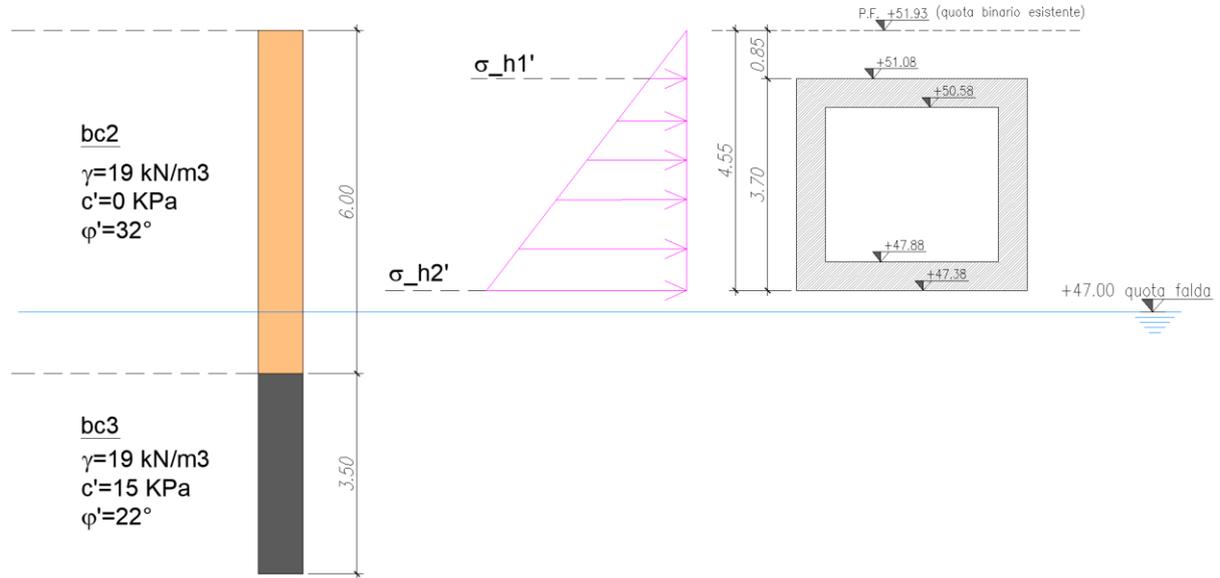
5.1.5 VALUTAZIONE DELL'ATTRITO LATERALE

Si calcolano le pressioni efficaci verticali (σ'_v) e orizzontali (σ'_h), in condizioni di spinta a riposo $k_0 = 1 - \tan(\varphi_d')$, valutato con l'angolo di attrito di progetto pari a $\tan(\varphi_d') = \tan(\varphi_k')/1.25$, per uno spessore pari all'altezza del monolite.

Con riferimento alla figura seguente, si valutano le pressioni orizzontali (σ'_{hi}), sulla base delle quali si calcolano le azioni resistenti dovute al terreno laterale per metro di lunghezza del monolite (S_{lat_i}), adottando un coefficiente di attrito (tra terra e parete del calcestruzzo) prudenziale pari alla tangente dell'angolo di attrito del terreno (preso questa volta con il suo valore caratteristico φ_k' in quanto azione che si oppone all'avanzamento). Il valore totale della spinta per metro lineare ($S_{lat_{tot}}$) viene quindi moltiplicato per la lunghezza del tratto di terreno entro cui il monolite è spinto ($L_{tratto\ di\ spinta}$) per ottenere l'azione resistente complessiva mobilitata a fine corsa ($S_{lat_{tot}}$).

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	10 di 60



Valutazione dell'attrito laterale		
ricoprimento su soletta superiore monolite da P.F.	H_{ricopr}	0.85 m
altezza totale fino a base strato terreno 1 da P.F.	H_1	4.55 m
profondità falda da p.c. da P.F.	H_w	4.95 m
peso di volume del terreno 1-2	γ_{terr}	19 kN/m ³
angolo di attrito del terreno 1 (valore caratteristico)	φ'_{k1}	32 °
angolo di attrito del terreno 1 (valore di progetto M2)	φ'_{d1}	26.6 °
coeff. di spinta a riposo terreno 1	$k_{01(\varphi'd1)}$	0.55
	σ_{h1}	8.9 kN/m ²
	σ_{h2}	52.0 kN/m ²
Coeff. d'attrito laterale terreno 1	$\tan(\varphi'_{k_1})$	0.62
	S_{lat_1}	124.9 kN/m
	$S_{\text{lat}_\text{tot}}$	78.0 kN/m
Lunghezza del tratto di terreno entro cui viene spinto il monolite	$L_{\text{tratto di spinta}}$	17.0 m
Attriti laterale	$S_{\text{lat}_\text{tot}}$	2654 kN

  	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Opere provvisionali: Relazione di calcolo	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FV0200 009</td> <td>A</td> <td>11 di 60</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	11 di 60
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	11 di 60								

5.1.6 SPINTA COMPLESSIVA

La spinta complessiva necessaria a far muovere il monolite ha inizialmente un valore pari al peso del monolite stesso al momento prima del distacco che vale 3275 kN (fase 1).

Una volta superata la platea di varo, la resistenza che si oppone allo scorrimento dovuto all'attrito alla base del manufatto vale 2046 kN ($3275 \cdot \tan \varphi_{k1}'$), valore ottenuto considerando come coefficiente d'attrito cls-terreno, la tangente dell'angolo d'attrito del terreno stesso, considerato cautelativamente con il suo valore caratteristico in quanto valutato come azione che si oppone all'avanzamento.

Valutazione dell'attrito di base - fase 2		
Peso del monolite	$W_{\text{TOTALE MONOLITE}}$	3275 kN
angolo di attrito del terreno di base (valore caratteristico)	φ_{k1}'	32 °
Coeff. d'attrito alla base	$\tan(\varphi_{k1}')$	0.62
Attrito di base	S_{base}	2046 kN

Complessivamente la spinta necessaria risulta pari a:

	SPINTA COMPLESSIVA	
	Valore iniziale	Valore finale
	[kN]	[kN]
Attrito laterale	0	2654
Attrito di base	3275	2046
TOTALE	3275	4700

5.1.7 SPINTA PASSIVA

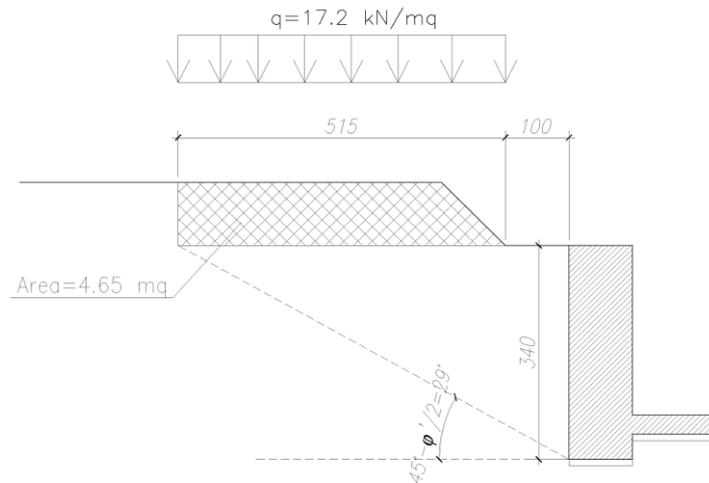
Il calcolo della spinta passiva opposta dal terreno dietro il muro reggispinta viene effettuato considerando le caratteristiche di resistenza del terreno presente (formazione bc2).

Per valutare la spinta complessiva in condizione di equilibrio limite passivo, si considera un valore prudenziale di attrito muro-terreno pari a $\delta = 0.30 \cdot \varphi'$ e comunque inferiore a 15° . Il coefficiente di spinta passiva è stato valutato attraverso gli abachi proposti da Caquot e Kerisel ed è pari a $k_p=3.256$ assumendo il valore dell'angolo di attrito ridotto in quanto azione resistente.

A tergo del muro è presente un riempimento dovuto alla pendenza del presvo, il cui sovraccarico prodotto, alla quota di testa del muro, è stato valutato secondo lo schema che segue.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	12 di 60



Considerando un cuneo di spinta passiva inclinato sull'orizzontale di un angolo pari a $(45^\circ - \varphi'/2) = (45^\circ - 32^\circ/2) = 29^\circ$, è possibile definire il sovraccarico agente come:

$$q = (4.65 \text{ m}^2 \cdot 19 \text{ kN/m}^3) / 5.15 \text{ m} = 17.2 \text{ kN/m}^2$$

Si calcola la spinta passiva dopo aver calcolato le tensioni orizzontali attraverso la relazione

$$\sigma'_{hp} = k_p \cdot (\sigma'_v + q)$$

essendo q è il carico legato al rinterro $q = 17.2 \text{ kPa}$.

In particolare:

a quota testa muro $\sigma'_{hp} = 56 \text{ kPa}$

a quota intradosso scatolate $\sigma'_{hp} = 273 \text{ kPa}$

La spinta totale passiva per metro lineare di muro reggispinta vale dunque:

$$r_{passiva} = (56 + 273) \times 3.4 \text{ m} / 2 = 575 \text{ kN/m}$$

Considerando cautelativamente una larghezza del muro di 12.0 m si ottengono i seguenti valori di spinta per metro di muro e complessiva:

$$R_{passiva_totale} = 575 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m} = 6899 \text{ kN}$$

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	13 di 60

Resistenza passiva		
Coesione terreno (valore caratteristico)	c'_{k1}	0 kPa
Coesione terreno (valore di progetto M2)	c'_{d1}	0 kPa
angolo di attrito del terreno 1 (valore caratteristico)	φ'_{k1}	32 °
angolo di attrito del terreno 1 (valore di progetto M2)	φ'_{d1}	26.6 °
angolo attrito muro-terreno	$\delta=0.3 \cdot \varphi'_{d1}$	7.97
coeff. di spinta passiva (Caquot e Kerisel)	$k_{p(\varphi'd1)}$	3.256
carico dovuto al riempimento	q	17.2 kPa
Altezza di calcolo per muro reggispinta	H	3.5 m
tensione spinta passiva a quota testa muro	σ_{hp1}	56 kN/m ²
tensione spinta passiva a quota base monolite	σ_{hp1}	273 kN/m ²
Spinta passiva per metro lineare di muro	$r_{passiva}$	575 kN/m
Larghezza muro reggispinta	B	12 m
	$R_{passiva_totale}$	6899 kN

5.1.8 CONTRIBUTO DELLA PLATEA DI VARO

Il contributo di resistenza allo scorrimento, offerto dalla platea di varo, si valuta come segue.

FASE 1: $S_{monolite+platea} = (W_{TOTALE\ MONOLITE} + W_{platea}) \cdot \tan(\varphi_{d2}')$

Contributo alla resistenza della platea di varo - fase 1		
Peso totale del monolite	$W_{TOTALE\ MONOLITE}$	3275 kN
Peso della platea	W_{platea}	714 kN
Coeff. d'attrito laterale	$\tan(\varphi'_{d_1})$	0.50
	$R_{monolite+platea}$	1994 kN

FASE 2: $S_{platea} = (W_{platea}) \cdot \tan(\varphi_{d2}')$

Contributo alla resistenza della platea di varo - fase 2		
Peso della platea	W_{platea}	714 kN
Coeff. d'attrito alla base	$\tan(\varphi'_{d_1})$	0.50
	R_{platea}	357 kN

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	14 di 60

5.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

I valori risultanti dalle forze di reazione su cui si può fare affidamento nelle due fasi per vincere le resistenze per attrito e far muovere il monolite e i corrispondenti fattori di sicurezza FS valgono:

VERIFICHE			
FASE 1			
Resistenza passiva	$R_{passiva_totale}$	6899	kN
Contributo alla resistenza della platea di varo - fase 1	$R_{monolite+platea}$	1994	kN
Spinta complessiva FASE 1	S_1	3275	kN
$FS=(R_{passiva_totale}+R_{monolite+platea})/S_1$		2.72	
FASE 2			
Resistenza passiva	$R_{passiva_totale}$	6899	kN
Contributo alla resistenza della platea di varo - fase 2	R_{platea}	357	kN
Spinta complessiva FASE 2	S_2	4700	kN
$FS=(R_{passiva_totale}+R_{platea})/S_2$		1.54	

La spinta resistente che può essere mobilitata è maggiore della spinta necessaria all'infissione del manufatto per entrambe le fasi.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	15 di 60

5.3 VERIFICHE STRUTTURALI

5.3.1 MURO REGGISPINTA

Le verifiche strutturali nei confronti dello SLU sono condotte utilizzando l'approccio 1 comb. 1: A1+M1+R1.

Il procedimento utilizzato per il calcolo delle spinte è lo stesso già mostrato nei paragrafi precedenti, utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza dei terreni.

Di seguito si mostrano i risultati ottenuti.

PESO DEL MANUFATTO

Peso proprio monolite			
Altezza esterna	$H_{esterna}$	3.7	m
Larghezza esterna	$L_{esterna}$	4	m
Altezza interna	$H_{interna}$	2.7	m
Larghezza interna	$L_{interna}$	3	m
Area sezione trasversale	A_{trasv}	6.7	m ²
Peso c.a.	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso al metro lineare	W	167.5	kN/m
Lunghezza di verifica	L_{TOT}	17.45	m
Peso proprio monolite	W_{TOT}	2923	kN
Peso proprio rostri			
Travi principali	H_{rostri}	320	m
Trave di collegamento rostri	W_{trave}	32	kN
Peso proprio rostri	W_{rostri}	352	kN
	$W_{TOTALE MONOLITE}$	3275	kN

PESO DELLA PLATEA DI VARO

Peso platea di varo			
Larghezza	$L1_{platea}$	5.1	
Lunghezza	$L2_{platea}$	22.95	
Spessore	S_{platea}	0.21	
Peso cordoli laterali	$W_{cordoli}$	137.7	kN
Peso proprio platea di varo	W_{platea}	752	kN

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	16 di 60

VALUTAZIONE DELL'ATTRITO LATERALE

Valutazione dell'attrito laterale		
ricoprimento su soletta superiore monolite da P.F.	H_{ricopr}	0.85 m
altezza totale fino a base strato terreno 1 da P.F.	H_1	4.55 m
profondità falda da p.c. da P.F.	H_w	4.95 m
peso di volume del terreno 1-2	γ_{terr}	19 kN/m ³
angolo di attrito del terreno 1 (valore di progetto A1)	φ'_{k1}	32 °
coeff. di spinta a riposo terreno 1	$k_{01(\varphi'_{k1})}$	0.47
	σ_{h1}	7.6 kN/m ²
	σ_{h2}	44.2 kN/m ²
Coeff. d'attrito laterale terreno 1	$\tan(\varphi'_{k1})$	0.62
	S_{lat_1}	106.2 kN/m
	S_{lat_tot}	66.4 kN/m
Lunghezza del tratto di terreno entro cui viene spinto il monolite	$L_{tratto\ di\ spinta}$	17.0 m
Attriti laterale	S_{lat_tot}	2256 kN

VALUTAZIONE DELL'ATTRITO DI BASE (FASE 2)

Valutazione dell'attrito di base - fase 2		
Peso del monolite	$W_{TOTALE\ MONOLITE}$	3275 kN
angolo di attrito del terreno di base (valore caratteristico)	φ'_{k1}	32 °
Coeff. d'attrito di base	$\tan(\varphi'_{k1})$	0.62
Attrito di base	S_{base}	2046 kN

SPINTA COMPLESSIVA

	SPINTA COMPLESSIVA	
	Valore iniziale	Valore finale
	[kN]	[kN]
Attrito laterale	0	2256
Attrito di base	3275	2046
TOTALE	3275	4303

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	17 di 60

CONTRIBUTO ALLA RESISTENZA DELLA PLATEA DI VARO

Contributo alla resistenza della platea di varo - fase 1		
Peso totale del monolite	$W_{\text{TOTALE MONOLITE}}$	3275 kN
Peso della platea	W_{platea}	752 kN
Coeff. d'attrito di base	$\tan(\varphi'_{k_1})$	0.62
	$R_{\text{monolite+platea}}$	2516 kN
Contributo alla resistenza della platea di varo - fase 2		
Peso della platea	W_{platea}	752 kN
Coeff. d'attrito laterale	$\tan(\varphi'_{k_1})$	0.62
	R_{platea}	470 kN

Nella tabella che segue si riassumono i valori delle forze in gioco con i loro valori caratteristici.

Spinta complessiva (valore iniziale)	S_1	3275 kN
Spinta complessiva (valore finale)	S_2	4303 kN
Contributo alla resistenza della platea di varo (fase 1)	$R_{\text{monolite+platea}}$	2516 kN
Contributo alla resistenza della platea di varo (fase 2)	R_{platea}	470 kN

Per le sollecitazioni sul muro reggispinta si utilizza il valore medio della reazione sul terreno pari al massimo tra:

$$\sigma_{tm} = \frac{\max(R_{\text{primo distacco}}; R_{\text{fine spinta}})}{H \cdot B}$$

con:

Reazione di primo distacco sul terreno: $R_{\text{primo distacco}} = S_1 - R_{\text{monolite+platea}}$

Reazione di fine spinta sul terreno: $R_{\text{fine spinta}} = S_2 - R_{\text{platea}}$

Altezza del muro reggispinta: $H = 3.4 \text{ m}$

Larghezza del muro reggispinta: $B = 12 \text{ m}$

La sezione trasversale del muro reggispinta, per metro lineare di profondità, presenta dimensioni BxH=1.0x1.0m. Le verifiche saranno condotte considerando, quindi, le sollecitazioni al metro lineare di muro.

L'armatura longitudinale è costituita da barre:

- Ø20/20 (lato contro terra);
- Ø20/20 (lato libero).

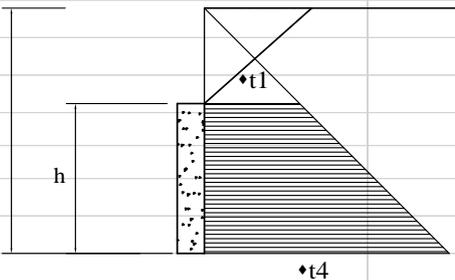
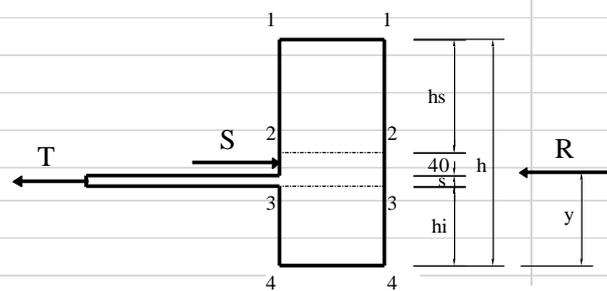
L'armatura trasversale è costituita da staffe chiuse:

- Ø12/20 a 4 bracci.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	18 di 60

5.3.1.1 SLU (A1+M1+R1)

Calcolo sollecitazioni su muro reggispinta		
Reazione di primo distacco sul terreno	$R_{\text{primo distacco}} = \gamma_G \cdot S_1 - \gamma_G \cdot R_{\text{monolite+platea}}$	986 kN
Reazione fine spinta sul terreno	$R_{\text{fine spinta}} = \gamma_G \cdot S_2 - \gamma_G \cdot R_{\text{platea}}$	4982 kN
		
Altezza di calcolo per muro reggispinta	H	3.5 m
Larghezza muro reggispinta	B	12 m
	$\sigma_{tm} = \max(S'_1; S'_2) / (B \cdot H)$	119 kN/m ²
	t	4.50 m
	$\sigma_{t1} = \sigma_{tm} \cdot \frac{t-h}{t-h/2} =$	43.1 kN/m ²
	$\sigma_{t4} = \sigma_{tm} \cdot \frac{t}{t-h/2} =$	194 kN/m ²
		
$R \cdot y + T \cdot (h_i + s/2) - S \cdot (h_i + s + 0.20) = 0$		
	$R \cdot y = \left[\frac{1}{2} \cdot \sigma_{t1} \cdot h^2 + \frac{1}{6} \cdot (\sigma_{t4} - \sigma_{t1}) \cdot h^2 \right] \cdot b$	6870 kNm
	hi	1.6 m
	s	0.3 m
	hs	1.2 m
	$\sigma_{t2} = \sigma_{tm} \cdot \frac{t-h_i-s-0.4m}{t-h/2} =$	95 kN/m ²
	$\sigma_{t3} = \sigma_{tm} \cdot \frac{t-h_i}{t-h/2} =$	125 kN/m ²
	$M_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{t1} \cdot h_s^2 + \frac{1}{6} \cdot (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \cdot h_s^2 =$	43 kNm/m
	$M_3 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{t3} \cdot h_i^2 + \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \cdot h_i^2 =$	219 kNm/m
	$T_2 = \sigma_{t1} \cdot h_s + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \cdot h_s =$	83 kN/m
	$T_3 = \sigma_{t3} \cdot h_i + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \cdot h_i =$	375 kN/m

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	19 di 60

Verifica a pressoflessione

$$M_{Ed} = \max(M_2; M_3) = 219 \text{ kNm/m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro reggispinta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	1000	1	1571	934
			2	1571	66

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	219	168	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	14.17 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M_{xRd} = 562 kNm

σ_c = -14.17 N/mm²
 σ_s = 391.3 N/mm²
 ε_c = 3.5 ‰
 ε_s = 50.03 ‰
 d = 934 mm
 x = 61.06 mm x/d = 0.06538
 δ = 0.7

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 mm Col. modello

Precompresso

$$M_{Ed} = 219 \text{ kNm} < M_{Rd} = 562 \text{ kNm}$$

$$FS_{min} = M_{Rd} / M_{Ed} = 2.57$$

La verifica risulta soddisfatta.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	20 di 60

Verifica a taglio

$$T_{Ed} = \max(T_2; T_3) = 375 \text{ kNm/m}$$

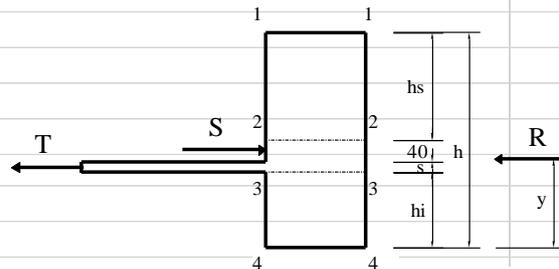
Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (D.M. 14/01/2008)			
classe cls	R_{ck}	30	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
	f_{cd}	14	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene a V	H	1000	mm
altezza utile	d	900	mm
area della sezione	A_{TOT}	900000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ_{cp}	0.00	N/mm ²
	α_c	1.00	
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
Feb44k	f_{vd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	ϕ_w	12	mm
Area staffa (spilla)	A_{ϕ_w}	113	mm ²
0.9 d	z	810	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	200	mm
	n° bracci	4	
angolo di inclinazione	θ	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	A_{s_w} / s_w	2.26	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	717	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	2857	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	375	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1	
taglio resistente	V_{Rd}	717	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
FS =	1.91	verifica	

La verifica risulta soddisfatta.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	21 di 60

5.3.1.2 SLE

Calcolo sollecitazioni su muro reggispinta		
Reazione di primo distacco sul terreno	$R_{\text{primo distacco}} = S_1 - R_{\text{monolite+platea}}$	758 kN
Reazione fine spinta sul terreno	$R_{\text{fine spinta}} = S_2 - R_{\text{platea}}$	3833 kN
		
Altezza di calcolo per muro reggispinta	H	3.5 m
Larghezza muro reggispinta	B	12 m
	$\sigma_{tm} = \max(S'_1; S'_2)/(B \cdot H)$	91 kN/m ²
	t	4.50 m
	$\sigma_{t1} = \sigma_{tm} \cdot \frac{t-h}{t-h/2} =$	33.2 kN/m ²
	$\sigma_{t4} = \sigma_{tm} \cdot \frac{t}{t-h/2} =$	149 kN/m ²
	$R \cdot y + T \cdot (h_i + s/2) - S \cdot (h_i + s + 0.20) = 0$	
	$R \cdot y = \left[\frac{1}{2} \cdot \sigma_{t1} \cdot h^2 + \frac{1}{6} \cdot (\sigma_{t4} - \sigma_{t1}) \cdot h^2 \right] \cdot b$	5284 kNm
	hi	1.6 m
	s	0.3 m
	hs	1.2 m
	$\sigma_{t2} = \sigma_{tm} \cdot \frac{t-h_i-s-0.4m}{t-h/2} =$	73 kN/m ²
	$\sigma_{t3} = \sigma_{tm} \cdot \frac{t-h_i}{t-h/2} =$	96 kN/m ²
	$M_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{t1} \cdot h_s^2 + \frac{1}{6} \cdot (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \cdot h_s^2 =$	33 kNm/m
	$M_3 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{t3} \cdot h_i^2 + \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \cdot h_i^2 =$	168 kNm/m
	$T_2 = \sigma_{t1} \cdot h_s + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \cdot h_s =$	64 kN/m
	$T_3 = \sigma_{t3} \cdot h_i^2 + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \cdot h_i =$	289 kN/m

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	22 di 60

Verifica a pressoflessione

$$M_{Ed} = \max(M_2; M_3) = 168 \text{ kNm/m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro reggispinta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	1000

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1571	934
2	1571	66

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	219	168	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	14.17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

σ_c -1.88 N/mm²
 σ_s 122.3 N/mm²

ε_s 0.6114 ‰
 d 934 mm
 x 175 x/d 0.1874
 δ 0.7

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

$$\sigma_s = 122.3 \text{ kNm} < 0.8 \cdot f_{yk} = 313 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	23 di 60

5.3.2 PLATEA DI VARO

La forza di trazione con cui si verifica l'armatura per la platea viene valutata attraverso la relazione seguente:

$$T = (\gamma_G \cdot S_1) - (\gamma_G \cdot W_{monolite} + \gamma_G \cdot W_{platea})$$

con:

S_1 = spinta complessiva sul muro reggispinta FASE 1;

$W_{monolite}$ = peso proprio platea di varo.

W_{platea} = peso proprio platea di varo.

SLU (A1)		
Spinta complessiva FASE 1	S_1	3275 kN
	$\gamma_G \cdot S_1$	4257 kN
Peso proprio monolite	$W_{monolite}$	3275 kN
	$\gamma_G \cdot W_{platea}$	4257
Peso proprio platea di varo	W_{platea}	752 kN
	$\gamma_G \cdot W_{platea}$	978
angolo di attrito del terreno 1 (valore di progetto A1)	$\varphi'_{k,1}$	32 °
Coeff. d'attrito laterale	$\tan(\varphi'_{k,1})$	0.62
Trazione nella soletta di varo	T	986 kN
SLE		
Spinta complessiva FASE 1	S_1	3275 kN
		kN
Peso proprio monolite	$W_{monolite}$	3275 kN
Peso proprio platea di varo	W_{platea}	752 kN
angolo di attrito del terreno 1 (valore di progetto A1)	$\varphi'_{k,1}$	32 °
Coeff. d'attrito laterale	$\tan(\varphi'_{k,1})$	0.62
Trazione nella soletta di varo	T	758 kN

Dunque la sollecitazione massima di trazione a cui è sottoposta la platea di varo risulta pari a:

SLU: $N_{Ed_SLU} = T/L_{platea} = 986 \text{ kN} / 5.1 \text{ m} = 193 \text{ kN/m}$

SLE: $N_{SLE} = T/L_{platea} = 758 \text{ kN} / 5.1 \text{ m} = 149 \text{ kN/m}$

Disponendo barre di armatura $\varnothing 16/20\text{cm}$ sia superiormente che inferiormente, risulta:

- $A_{s_totale} = (1005+1005) \text{ mm}^2/\text{m} = 2010 \text{ mm}^2/\text{m}$ area armatura totale;
- $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$ resistenza a trazione di calcolo;
- $N_{Rd} = A_{s_totale} \cdot f_{yd} = 787 \text{ kN/m}$ sollecitazione resistente (SLU).
- $\sigma_s = N_{SLE} / A_{s_totale} = 74 \text{ MPa}$ sollecitazione di trazione allo SLE.

La verifica risulta soddisfatta.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Opere provvisionali: Relazione di calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV0200 009	REV. A	FOGLIO 24 di 60

6 PARATIE - CRITERI PROGETTUALI

6.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

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 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 "striscia" di parete di sviluppo unitario, come mostrato nella seguente figura.

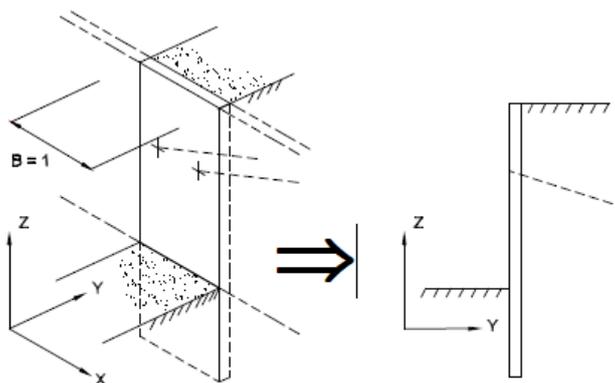


Figura 1: Modellazione piana della paratia

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.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	25 di 60

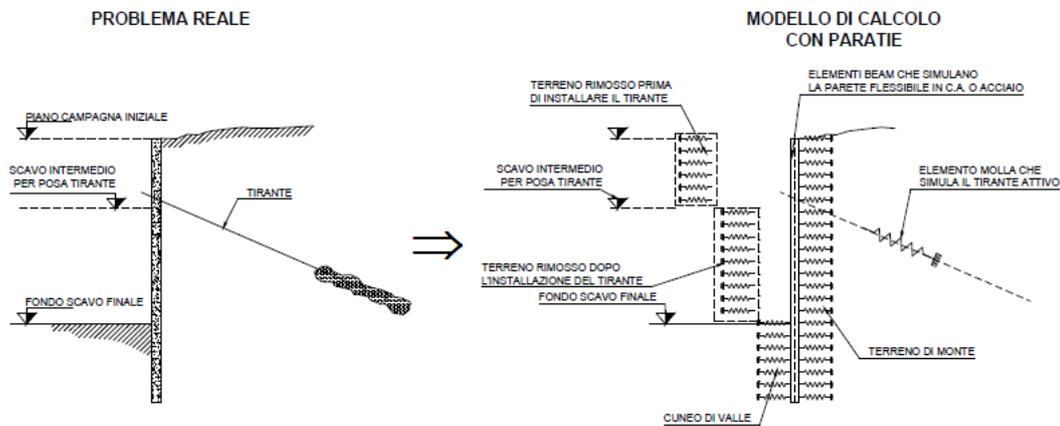


Figura 2: Schematizzazione terreno ed ancoraggi

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).

VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo PARATIE PLUS, applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale. Le ipotesi del metodo in questione sono:

il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;

la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.

il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.

la resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

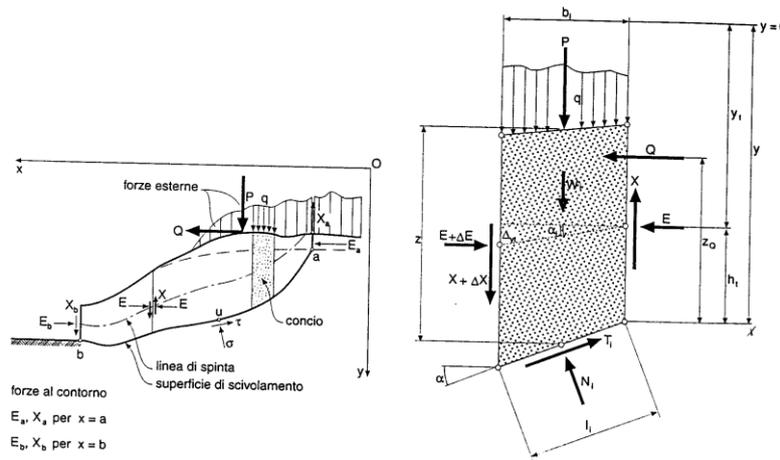
Nell'utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	26 di 60

schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("Metodo delle strisce").



Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.

$n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)

$n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.

n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.

1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a secondo del metodo che si considera; nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Opere provvisionali: Relazione di calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV0200 009	REV. A	FOGLIO 27 di 60

6.2 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) sono state effettuate nel rispetto dei criteri delle NTC2008.

In generale, le analisi degli stati limite di esercizio (SLE) sono utilizzate per ottenere informazioni circa gli spostamenti attesi sotto i carichi di esercizio e per verificarne l'ammissibilità nei confronti della funzionalità dell'opera.

Le analisi agli stati limite ultimi (SLU) sono impiegate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali e per le verifiche geotecniche.

6.2.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, ovvero:

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

$$E_d = \gamma_E E \left(F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left(\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right),$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = \gamma_E E_k$. Nella formulazione delle resistenze R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulle resistenze del sistema.

La verifica della suddetta condizione 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 degli approcci previsti dalla normativa.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Opere provvisionali: Relazione di calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV0200 009	REV. A	FOGLIO 28 di 60

6.2.2 APPROCCIO PROGETTUALE

Le verifiche sono state sviluppate adottando per gli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO):

- Approccio 1, Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR);
- Approccio 1, Combinazione 2: A2+M2+R1 (GEO).

I coefficienti parziali per le azioni (A), per i parametri geotecnici del terreno (M) e per le resistenze (R) sono in accordo alla Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I e 6.8.I (stabilità) di cui alle NTC 2008.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 14/01/2008.

6.2.3 VERIFICHE AGLI SLE

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d,$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. In condizioni di esercizio gli spostamenti dell'opera di sostegno dovranno essere compatibili con la funzionalità.

Trattandosi di un'opera provvisoria le verifiche a fessurazione sono omesse.

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI INDOTTI DALLO SCAVO

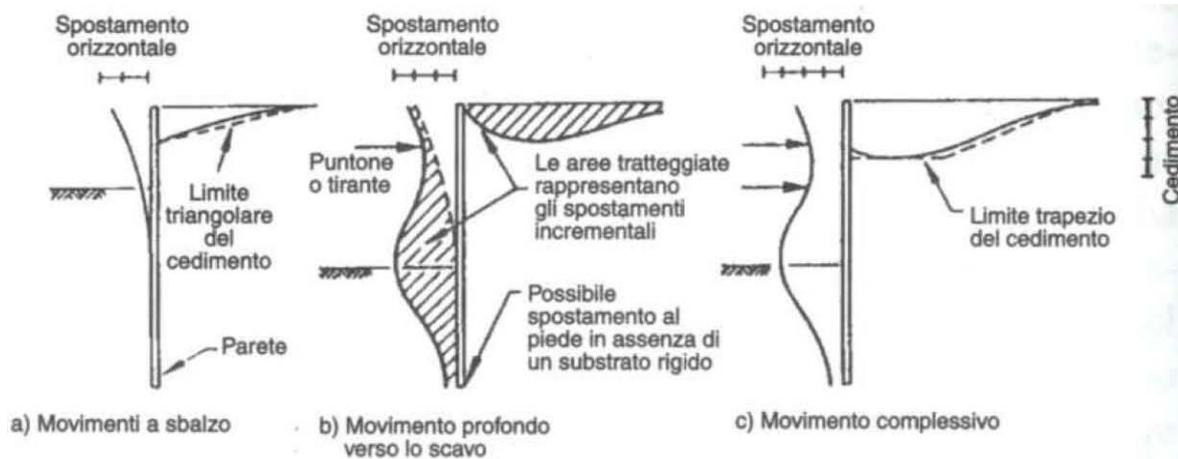
Nel caso in esame si fa riferimento allo studio di Clough & O'Rourke (1990) che raggruppa le osservazioni sperimentali disponibili sui movimenti del piano di campagna a tergo dello scavo nelle seguenti tre categorie principali:

- scavi in terreni granulari;
- scavi in terreni coesivi da consistenti a molto consistenti;
- scavi in terreni coesivi da teneri a mediamente consistenti.

Sulla base delle misure sudette Clough & O'Rourke (1990), hanno proposto il seguente meccanismo interpretativo per i movimenti del terreno a tergo della struttura di sostegno (figura seguente).

Opere provvisorie: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	29 di 60



Le correlazioni degli spostamenti verticali del piano campagna con gli spostamenti orizzontali massimi delle pareti, forniscono un rapporto pressoché costante, compreso tra 0.5 ed 1.0, a seconda che si tratti di una paratia a sbalzo o puntonata.

$$\frac{S_{v,max}}{S_{W,max}} = 1 \text{ per cinematismi di tipo "profondo" (paratie puntonate)}$$

$$\frac{S_{v,max}}{S_{W,max}} = 0.5 \text{ per cinematismi di tipo "a sbalzo" (paratie libere)}$$

6.2.4 AZIONI SISMICA

Trattandosi di un'opera provvisoria la cui durata è inferiore a 2 anni (vedasi paragrafo 2.4.1 delle NTC 2008) le verifiche sismiche sono omesse.

6.2.5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

In accordo alle NTC2008 si sono considerate le combinazioni delle azioni nel seguito descritte in cui si indica con:

G = azioni permanenti dovute al peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno; forze indotte dal terreno; forze dovute alla pressione dell'acqua.

Q_k = Azioni variabile corrispondente al sovraccarico di 10 kPa (mezzi di cantiere)

- Combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q_k$$

- Combinazione caratteristica (rara) impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE):

$$G + Q_k$$

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Opere provvisionali: Relazione di calcolo	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV0200 009	REV. A	FOGLIO 30 di 60

6.3 MODELLO DI CALCOLO

Le paratie necessarie alla realizzazione del sottopasso ciclopeditone provvisorio sono collocate nell'area di varo, a ridosso della linea ferroviaria esistente e in corrispondenza della camera di arrivo. In entrambi i casi si tratta di opere provvisionali, in quanto caratterizzate da una durata inferiore a 2 anni.

Le paratie sono costituite da pali Ø600mm posti ad interasse 0.8m di lunghezza L=12m, in corrispondenza dell'altezza massima di scavo.

Nella tabelle che segue si sintetizzano le caratteristiche geometriche dell'opera per i modelli di calcolo realizzati; per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati al progetto.

Tabella 2: Modelli di calcolo – Caratteristiche geometriche

MODELLO	Ø _{pali} [m]	L _{pali} [m]	Interasse pali [m]	H _{scavo} [m]
AREA DI CARO	600	12.0	0.8	4.20
CAMERA DI ARRIVO	600	12.0	0.8	4.20

Le altezze di scavo si intendono a partire dalla testa dei pali, come indicato nelle figure seguenti.

I carichi agenti in testa alla paratia sono valutati come riportato di seguito e fanno riferimento agli schemi di calcolo mostrati ai paragrafi successivi. Con riferimento al MdP delle Opere civili – Parte II – Sezione 3 (RFI DTC SI CS MA IFS 001), i carichi variabili da traffico ferroviario saranno quelli dovuti al treno di carico SW2, definito nella tabella 5.2.1 delle NTC 2008.

Le verifiche agli SLU e agli SLE sono state condotte ipotizzando una larghezza di ripartizione dei carichi ferroviari al livello del piano di regolamento pari alla larghezza della traversa più la larghezza dovuta alla diffusione del carico all'interno del ballast. Quest'ultima può essere assunta pari a 45° su un'altezza di 40 cm.

Il coefficiente di amplificazione dinamica dei carichi legati al transito dei convogli ferroviari è posto pari a 1.

6.3.1 CARICHI AGENTI

Come indicato al paragrafo precedente, a monte di entrambe le paratie si considerano i seguenti carichi agenti:

PESO RILEVATO FERROVIARIO			
γ _b =	20 kN/m ³		(peso specifico rilevato ferroviario esistente)
H _m =	0.6 m		(altezza media rilevato ferroviario)
Q _{eq} =	12.0 kN/m ²		(carico terreno a tergo paratia)
Applicato ad intradosso ballast			
CARICO VARIABILE DA TRAFFICO FERROVIARIO "TRENO SW/2"			
q _{sw2} =	150 kN/m		(RFI DTC SI CS MA IFS 001 C par. 3.8.1.3.2.2)
α =	1		(coefficiente di adattamento)
Φ ₂ =	1		(coefficiente di incremento dinamico)
L _t =	2.4 m		(larghezza traversina)
L _d =	3.20 m	(L _t +2*0.4)	(larghezza di diffusione del carico nel ballast+rilevato)
			(RFI DTC SI CS MA IFS 001 C par. 3.8.1.3.2.1)
Q _{sw2} =	46.9 kN/m ²		(sovraccarico ferroviario)

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	31 di 60

6.3.2 MODELLO AREA DI VARO

La paratia è costituita da pali Ø600mm posti ad interasse 0.8 m, di lunghezza L=12.0m. L'altezza di scavo è pari a 4.20 m dalla testa dei pali.

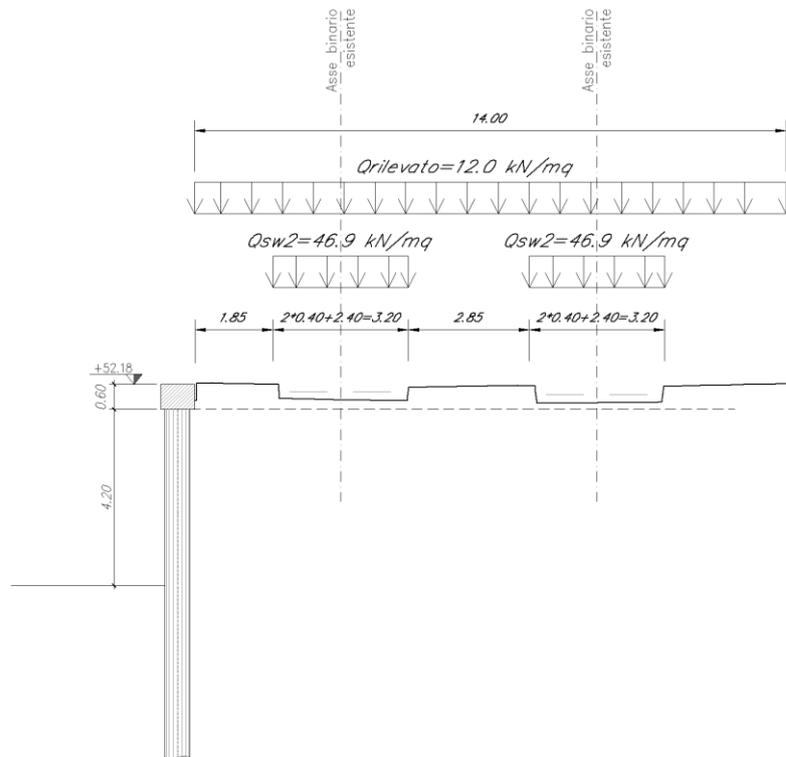


Figura 3: AREA DI VARO - Schema di calcolo

La fasi di calcolo risultano:

- STEP 0): Fase geostatica iniziale; la falda è posta a -4.2m dalla testa dei pali. Si considera agente il peso permanente del rilevato ferroviario (marciapiedi di banchina esistenti).
- STEP 1): Realizzazione dei pali della paratia. I carichi permanenti sono i medesimi della fase precedente.
- STEP 2): Scavo fino alla profondità di 4.2m dalla testa dei pali. I carichi sono i medesimi della fase precedente. A monte si considera in aggiunta il carico variabile dovuto al traffico ferroviario

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	32 di 60

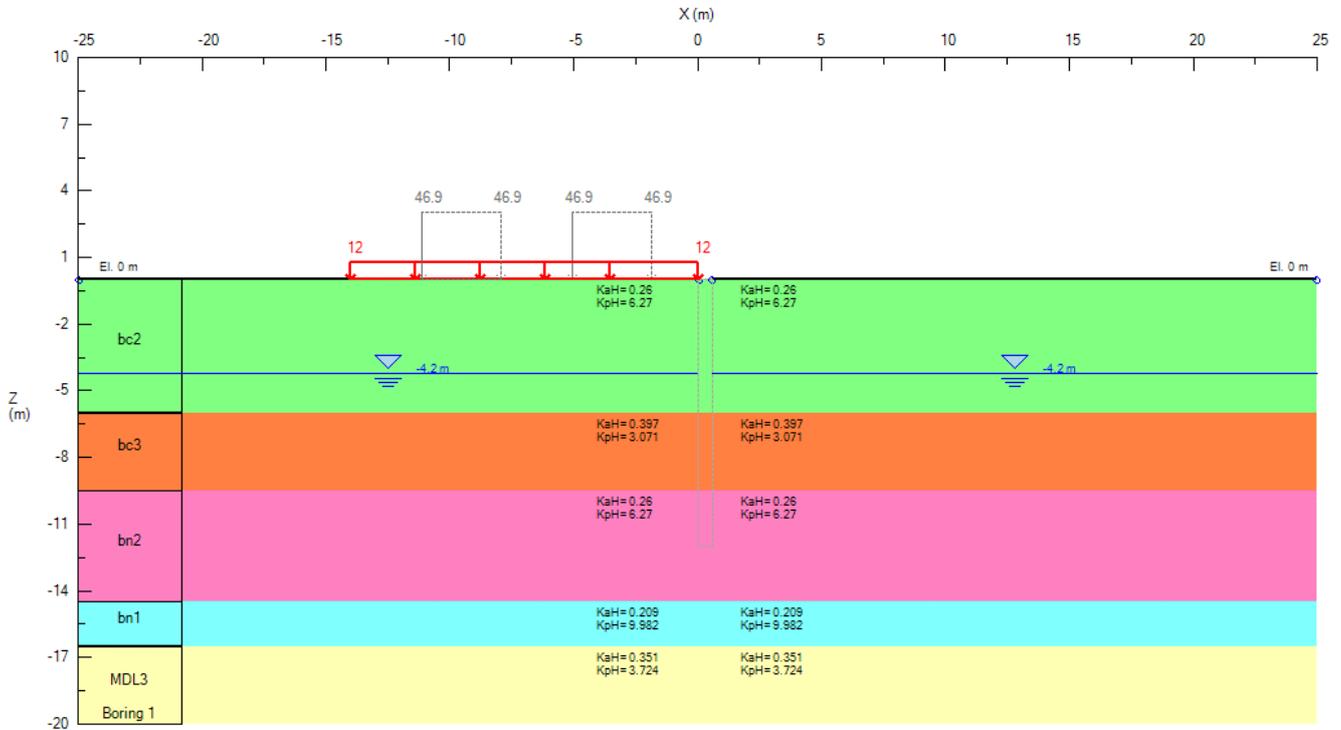


Figura 4: AREA DI VARO - STEP 0)

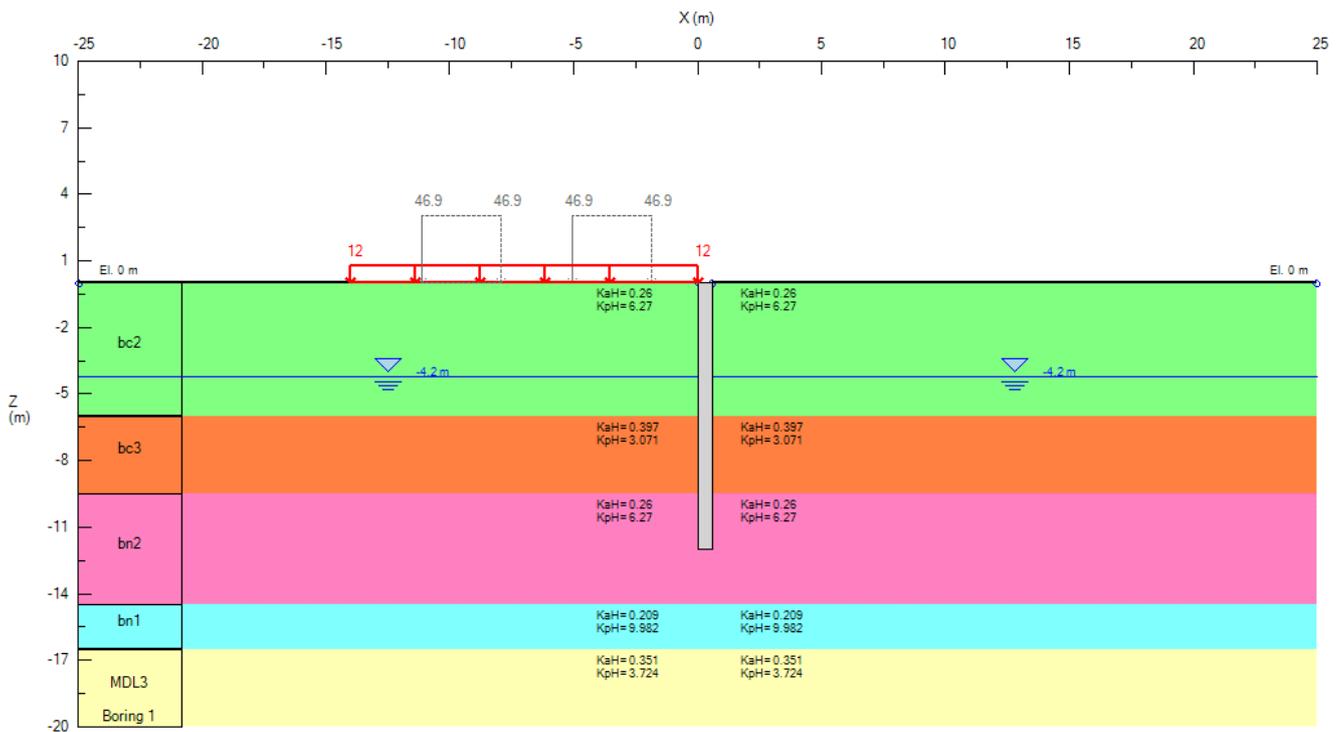


Figura 5: AREA DI VARO - STEP 1)

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	33 di 60

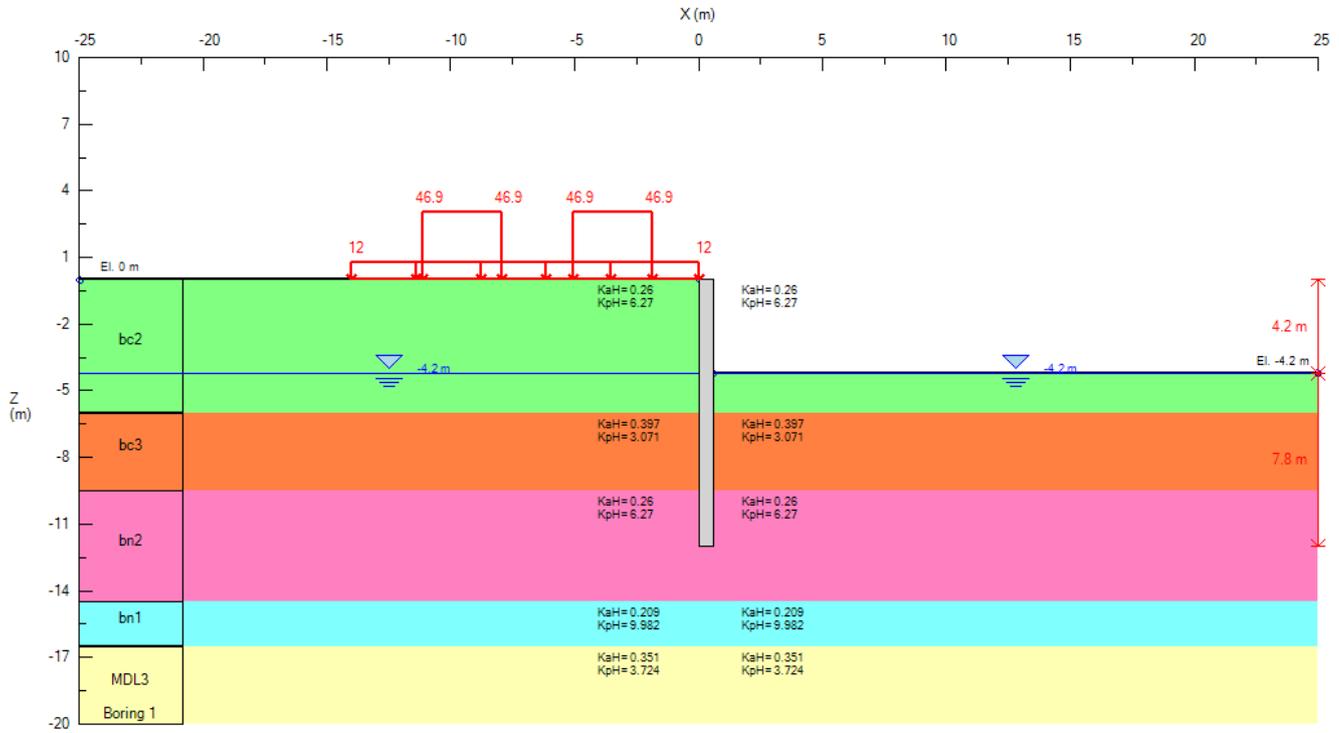


Figura 6: AREA DI VARO - STEP 2)

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	34 di 60

6.3.3 MODELLO CAMERA DI ARRIVIO

La paratia è costituita da pali $\varnothing 6000\text{mm}$ posti ad interasse 0.8 m, di lunghezza $L=12.0\text{m}$. L'altezza di scavo è pari a 4.20 m dalla testa dei pali.

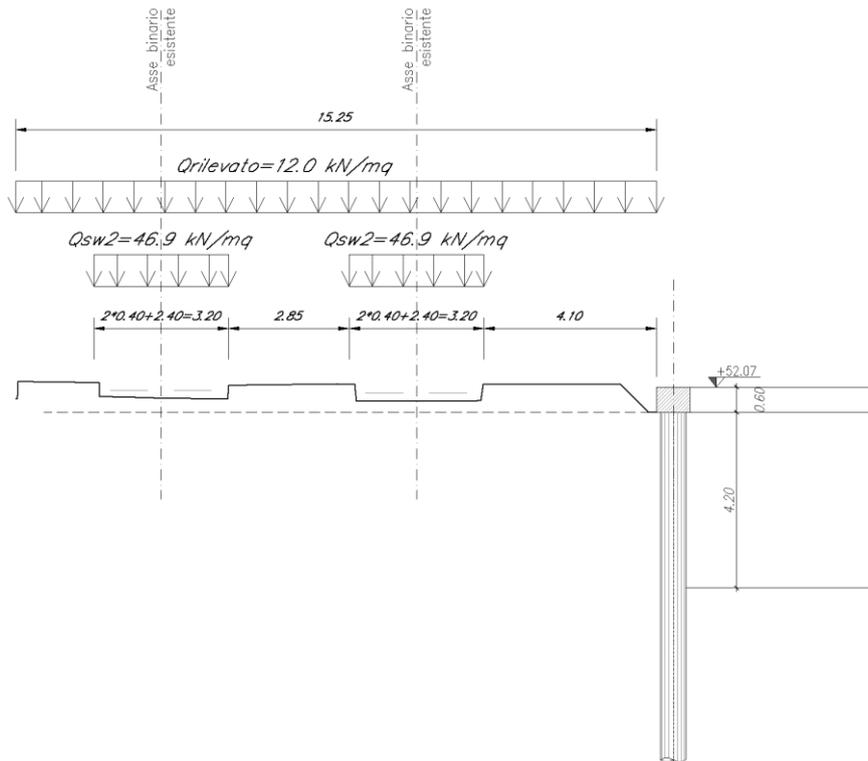


Figura 7: CAMERA DI ARRIVIO - Schema di calcolo

La fasi di calcolo risultano:

STEP 0): Fase geostatica iniziale; la falda è posta a -4.2m dalla testa dei pali. Si considera agente il peso permanente del rilevato ferroviario (marciapiedi di banchina esistenti).

STEP 1): Realizzazione dei pali della paratia. I carichi permanenti sono i medesimi della fase precedente.

STEP 2): Scavo fino alla profondità di 4.20m dalla testa dei pali. I carichi sono i medesimi della fase precedente. A monte si considera in aggiunta il carico variabile dovuto al traffico ferroviario

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	35 di 60

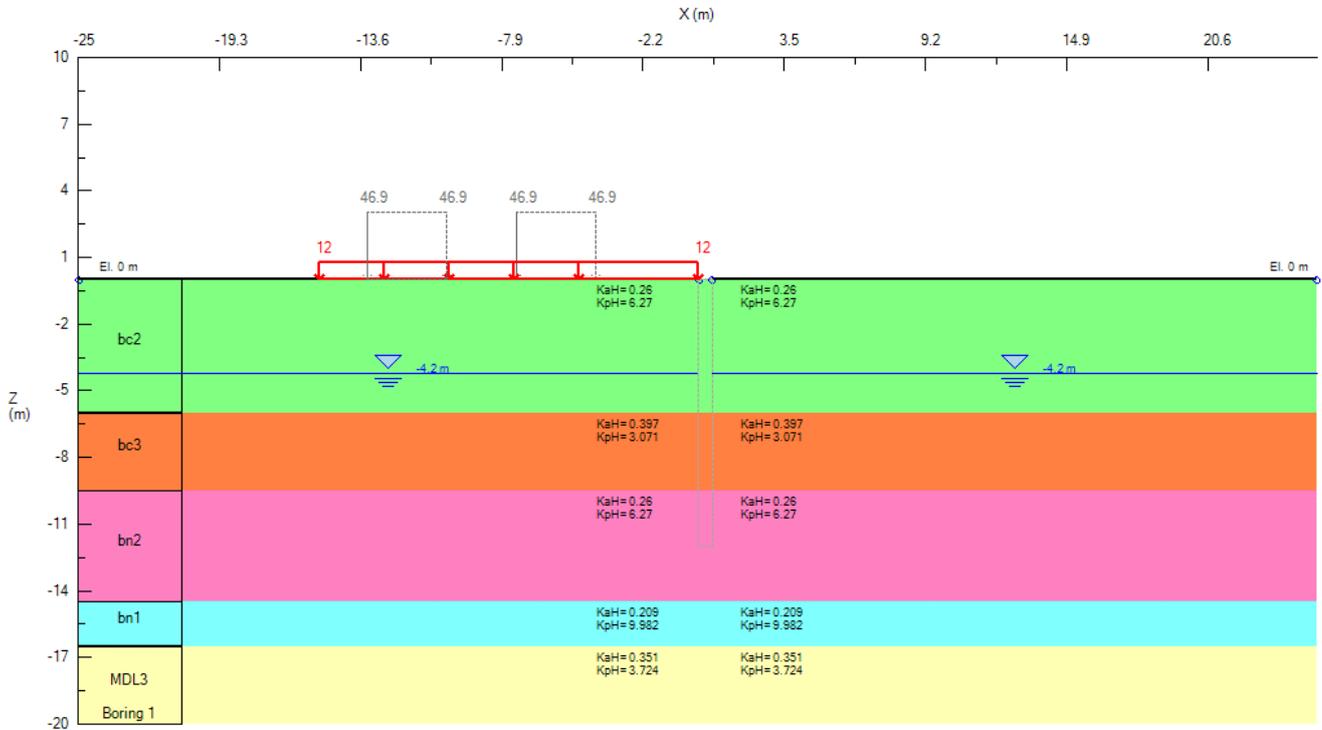


Figura 8: CAMERA DI ARRIVIO - STEP 0)

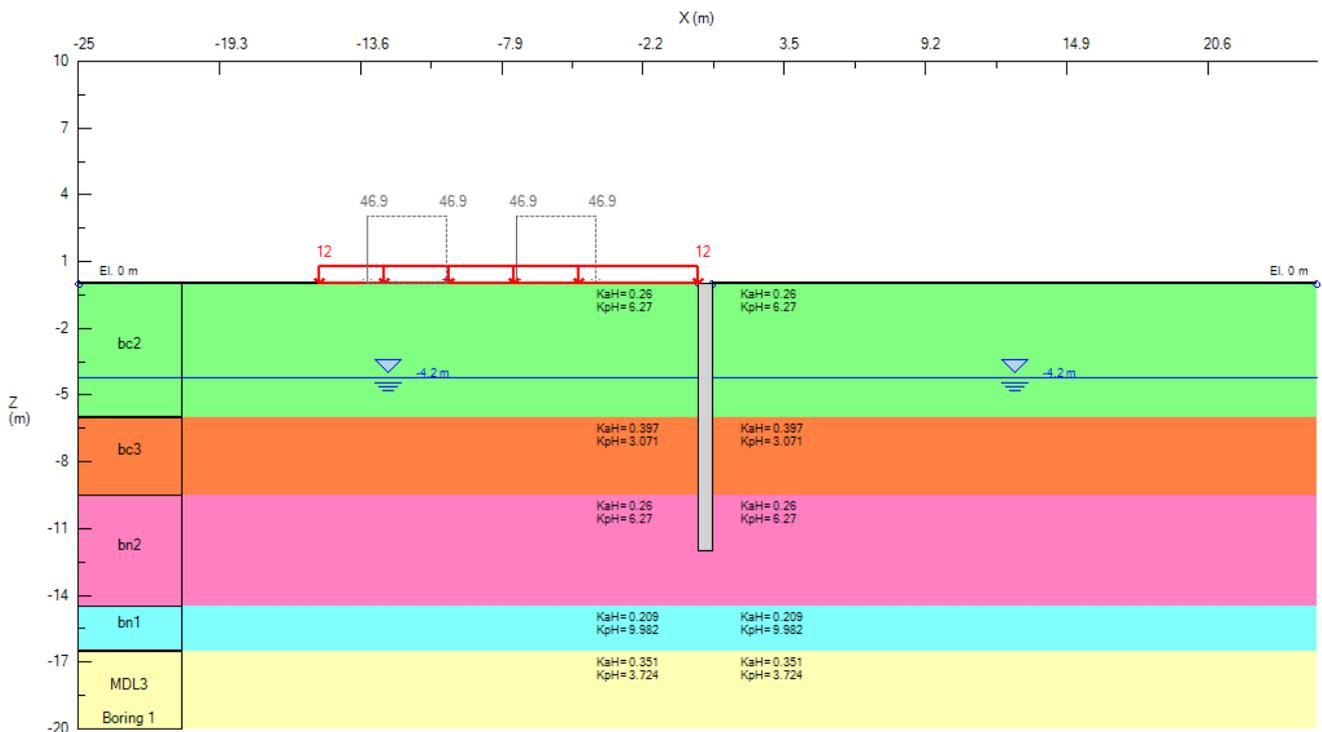


Figura 9: CAMERA DI ARRIVIO - STEP 1)

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	36 di 60

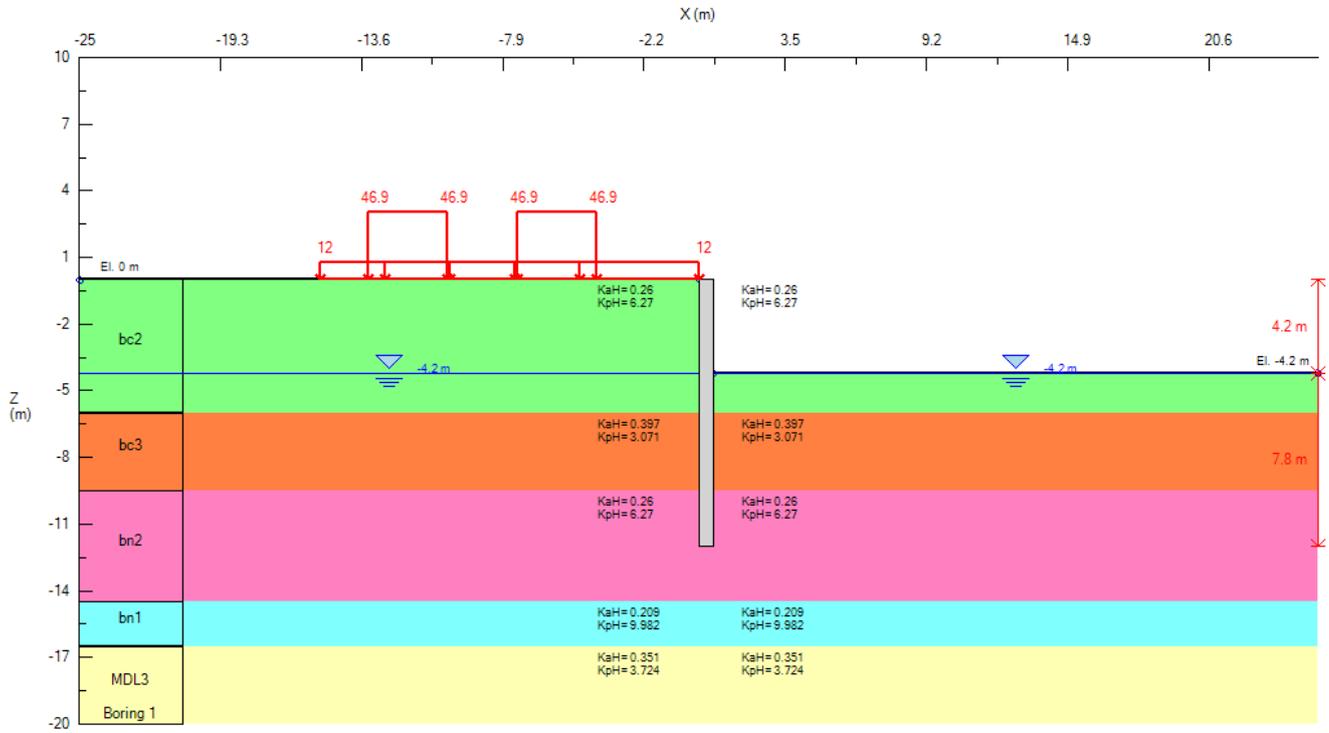


Figura 10: CAMERA DI ARRIVIO - STEP 2)

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	37 di 60

7 RISULTATI DELLE ANALISI

7.1 AREA DI VARO

7.1.1 VERIFICHE STRUTTURALI PALI

Nelle tabelle che seguono si sintetizzano i risultati ottenuti nell'analisi. Nelle figure sono mostrati i relativi diagrammi.

PALI	M_{max} (kNm/m)	M^*_{max} (kNm)	T_{max} (kN/m)	T^*_{max} (kN)
SLE_max	193.2	154.6	66.7	53.3
SLU (A1+M1+R1)_max	257.2	205.8	88.5	70.8

con:

M_{max} = sollecitazione massima di momento flettente al metro lineare di paratia;

M^*_{max} = sollecitazione massima di momento flettente sul singolo palo (considerando un interasse di 0.8 m);

T_{max} = sollecitazione massima di taglio al metro lineare di paratia;

T^*_{max} = sollecitazione massima di taglio sul singolo palo (considerando un interasse di 0.8 m).

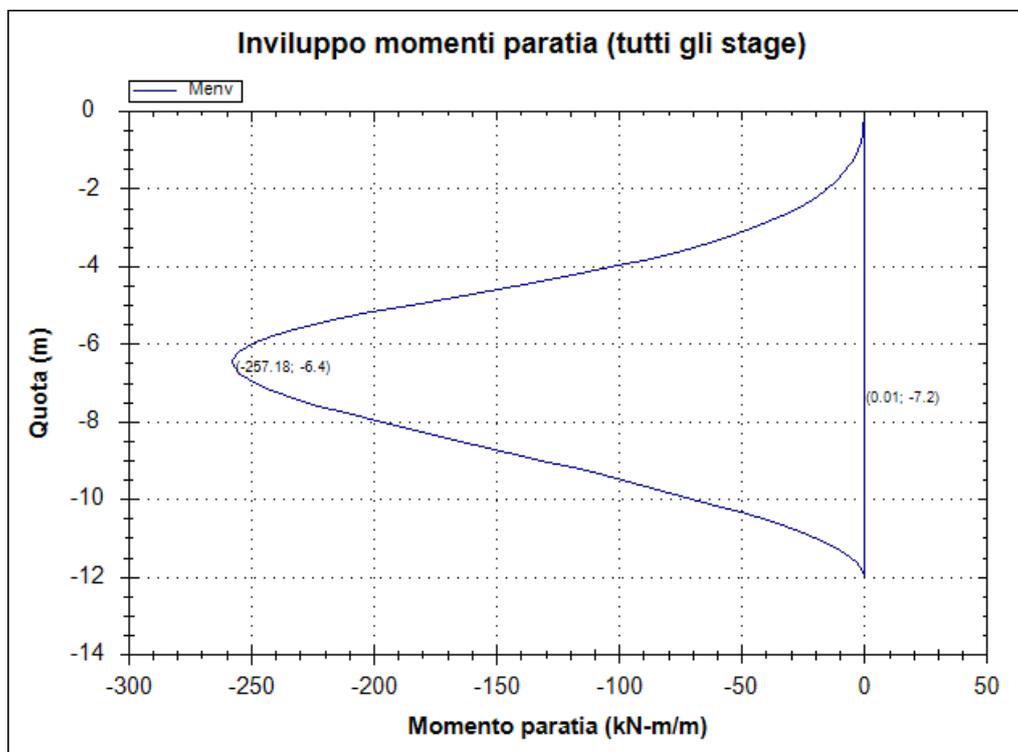


Figura 11: AREA DI VARO - Diagramma dell'involuppo del momento allo SLU (A1+M1+R1)

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	38 di 60

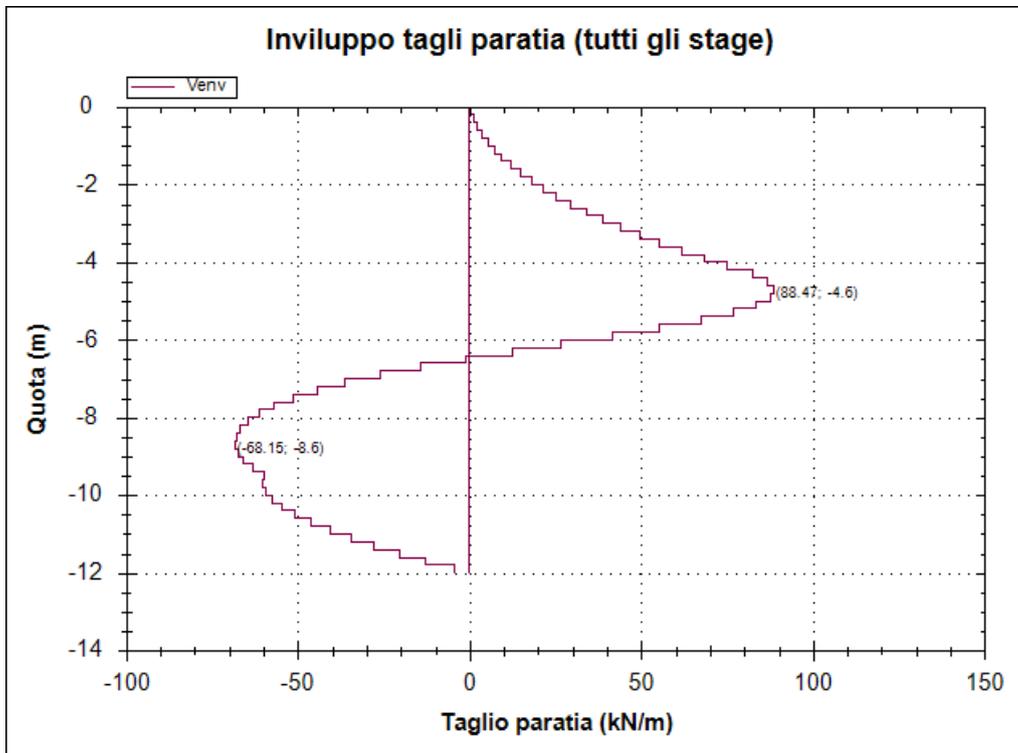


Figura 12: AREA DI VARO - Diagramma dell'involuppo del taglio allo SLU (A1+M1+R1)

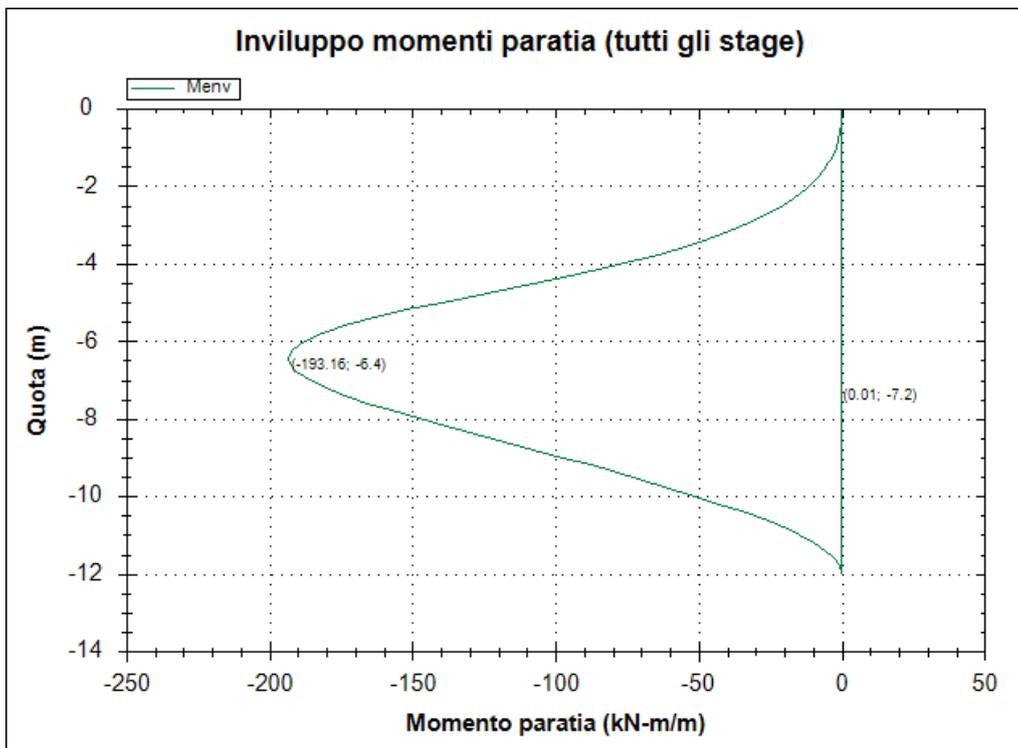


Figura 13: AREA DI VARO - Diagramma dell'involuppo del momento allo SLE

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	39 di 60

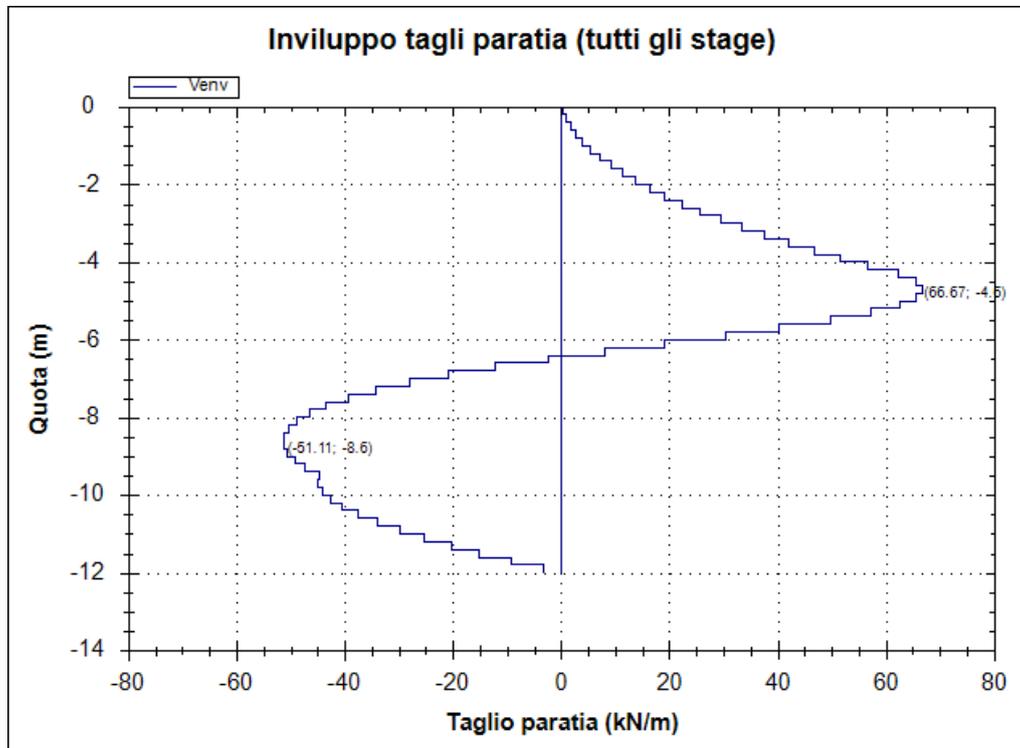


Figura 14: AREA DI VARO - Diagramma dell'involuppo del taglio allo SLE

La sezione trasversale del palo $\varnothing 600\text{mm}$ presenta la seguente armatura longitudinale:

- 16 $\varnothing 20$.

L'armatura trasversale è costituita da una spirale:

- $\varnothing 12/20$.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	40 di 60

Verifica a pressoflessione (SLU - A1+M1+R1)

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo600_area varo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 300 [mm]
Raggio interno 0 [mm]
N° barre uguali 16
Diametro barre 20 [mm]
Copriferro (baric.) 82 [mm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 205.8 154.6 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

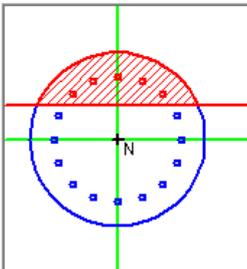
Vertici: 52 N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 mm Col. modello
 Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15 f_{oc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{cl} 1.829

M_{xRd} 371 kN m
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 6.405 ‰
d 518 mm
x 183 x/d 0.3534
δ 0.8817



$$M_{Ed} = 257.2 \text{ kNm} < M_{Rd} = 371 \text{ kNm.}$$

$$FS = M_{Rd}/M_{Ed} = 1.44$$

La verifica risulta soddisfatta.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	41 di 60

Verifica a pressoflessione (SLE)

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 300 [mm]
- Raggio interno: 0 [mm]
- N° barre uguali: 16
- Diametro barre: 20 [mm]
- Copriferro (baric.): 82 [mm]

Tipologia Sezione

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Diagramma Sezione

Metodo di calcolo

- S.L.U. +
- S.L.U. -
- Metodo n

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{oc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{cl}	1.829

Carichi e Sollecitazioni

- N_{Ed} : 0 kN
- M_{xEd} : 205.8 kNm
- M_{yEd} : 0 kNm

Parametri di Verifica

- σ_c : -9.495 N/mm²
- σ_s : 218.1 N/mm²
- ϵ_s : 1.09 ‰
- d : 518 mm
- x : 204.7 mm
- x/d : 0.3951
- δ : 0.9339

Altri Parametri

- N° barre: 0
- Vertici: 52
- N° iterazioni: 4

Verifica

Precompresso

$$\sigma_s = 218.1 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 313.4 \text{ MPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	42 di 60

Verifica a taglio (SLU - A1+M1+R1)

$$V_{Ed} = 70.8 \text{ kNm} < V_{Rd} = 175 \text{ kNm.}$$

$$FS = V_{Rd}/V_{Ed} = 2.48$$

Verifica a taglio per sezioni circolari armate a taglio (D.M. 17/01/2018)			
classe cls	R_{ck}	30	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
	f_{cd}	14	N/mm ²
diametro	Φ	600	mm
Area sezione	A	282743	mm ²
copriferro	c	80	mm
Area sezione rettangolare equivalente	A_{eq}	222244	mm ²
altezza utile equivalente	d	440	mm
larghezza equivalente	b_w	505	mm
altezza equivalente	h_{eq}	559.8476	mm
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	σ_{cp}	0.000	N/mm ²
	α_{cp}	1.00	
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
B450C	f_{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	ϕ_w	12	mm
Area staffa (spilla)	A_{ϕ_w}	113	mm ²
0.9 d	z	396	mm
passo spirale	s_w	200	mm
	n° bracci	2	
angolo di inclinazione biella compressa	θ	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	As_w / s_w	1.131	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	175	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	706	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	70.8	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1	
taglio resistente	V_{Rd}	175	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
	FS	2.48	

La verifica risulta soddisfatta.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	43 di 60

7.1.2 VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO

Il cordolo della paratia presenta dimensioni $B \times H = 0.8 \times 0.6 \text{ m}$ ed è armato con barre longitudinali $\varnothing 12$ e staffe trasversali $\varnothing 10/20 \text{ cm}$. La verifica strutturale del cordolo può essere omessa in quanto, non essendo la paratia vincolata in testa, le sollecitazioni flettenti e di taglio sul cordolo sono trascurabili.

7.1.3 VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLU DELLA PARATIA

La verifica delle spinte a valle della paratia è condotta in accordo all'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1).

Nella tabella che segue si mostrano i risultati delle analisi per l'approccio di calcolo considerato. La verifica risulta soddisfatta se la spinta passiva massima mobilizzabile risulta superiore alla spinta passiva massima mobilitata.

STEP 2	SLU (statica)
	(A2+M2+R1)
Spinta passiva massima mobilizzabile	868
Spinta passiva mobilitata	447
FS % passiva mobilitata	1.94

avendo posto:

- **FS % passiva mobilitata:** rapporto tra la spinta passiva e la spinta effettivamente mobilitata a valle.

ooooo

La verifica di stabilità globale della paratia è stata condotta ai sensi del DM 2008 nella configurazione di coefficienti parziali (A+M2+R2). Il coefficiente di sicurezza risulta pari a 2.00 e quindi superiore al minimo richiesto (pari a 1.1); la verifica risulta soddisfatta.

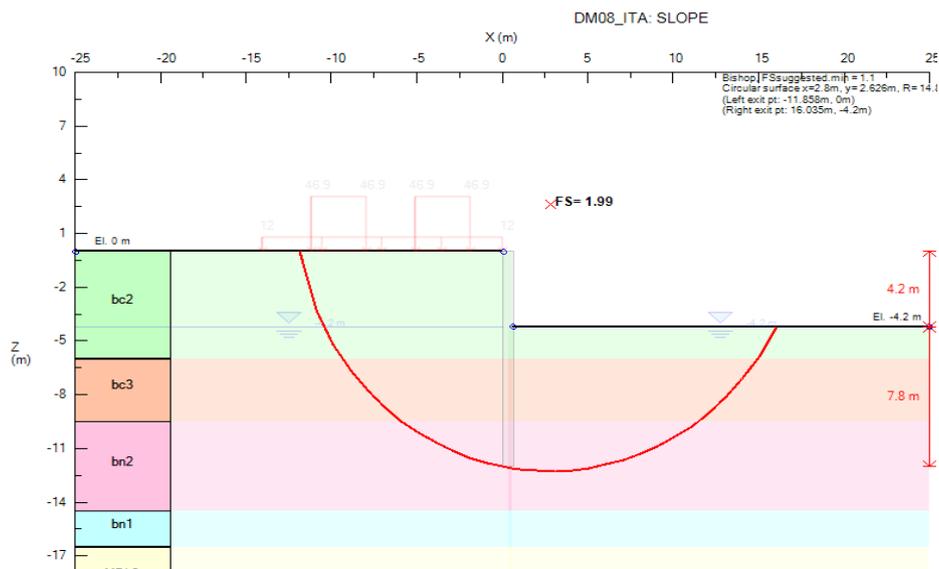


Figura 15: AREA DI VARO - Verifica di stabilità globale allo SLU (A1+M2+R2)

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	44 di 60

7.1.4 VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLE DELLA PARATIA

DEFORMAZIONI ORIZZONTALI DELLA PARATIA

Nella figura che segue si riportano gli spostamenti orizzontali dell'opera allo SLE nella condizione maggiormente gravosa (fase di massimo scavo).

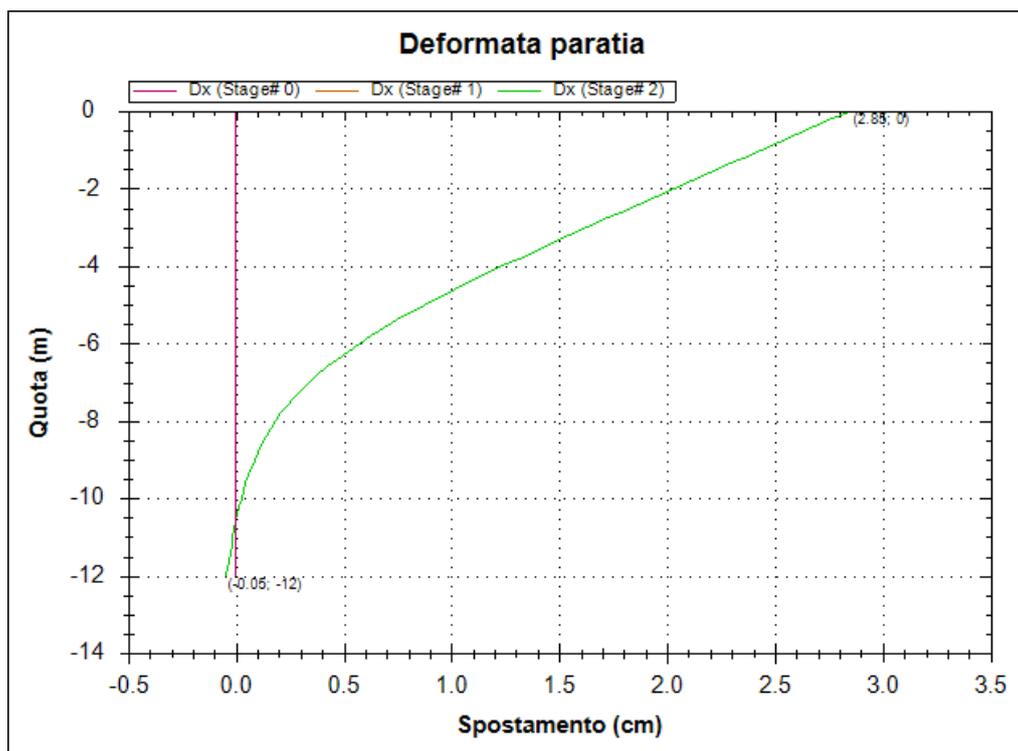


Figura 16: AREA DI VARO - Diagramma delle deformazioni allo SLE

SLE	
Spostamento orizzontale massimo δ_{h_max} (cm)	2.8

In relazione alla provvisorialità dell'opera, gli spostamenti orizzontali massimi risultano compatibili con la sua funzionalità.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	45 di 60

7.1.5 STIMA DEI CEDIMENTI VERTICALI DEL TERRENO A MONTE DELLA PARATIA

Le fasi di realizzazione della paratia devono portare a cedimenti superficiali tali da non compromettere il normale funzionamento della linea ferroviaria esistente.

Nel caso in esame, come riportato nella figura seguente, i cedimenti superficiali massimi risultano di poco superiori a 0.7 cm in corrispondenza della rotaia più vicina, posta a circa 2.5 m dalla testa della paratia..

Considerato che il modello di calcolo risulta molto cautelativo dal punto di vista dei carichi agenti, in quanto durante le fasi di spinta sono presenti i ponti ESSEN che contribuiscono a sostenere le rotaie e che, a spinta conclusa, è presente il monolite al di sotto della linea ferroviaria, si può concludere che i cedimenti massimi attesi non pregiudicano l'esercizio ferroviario.

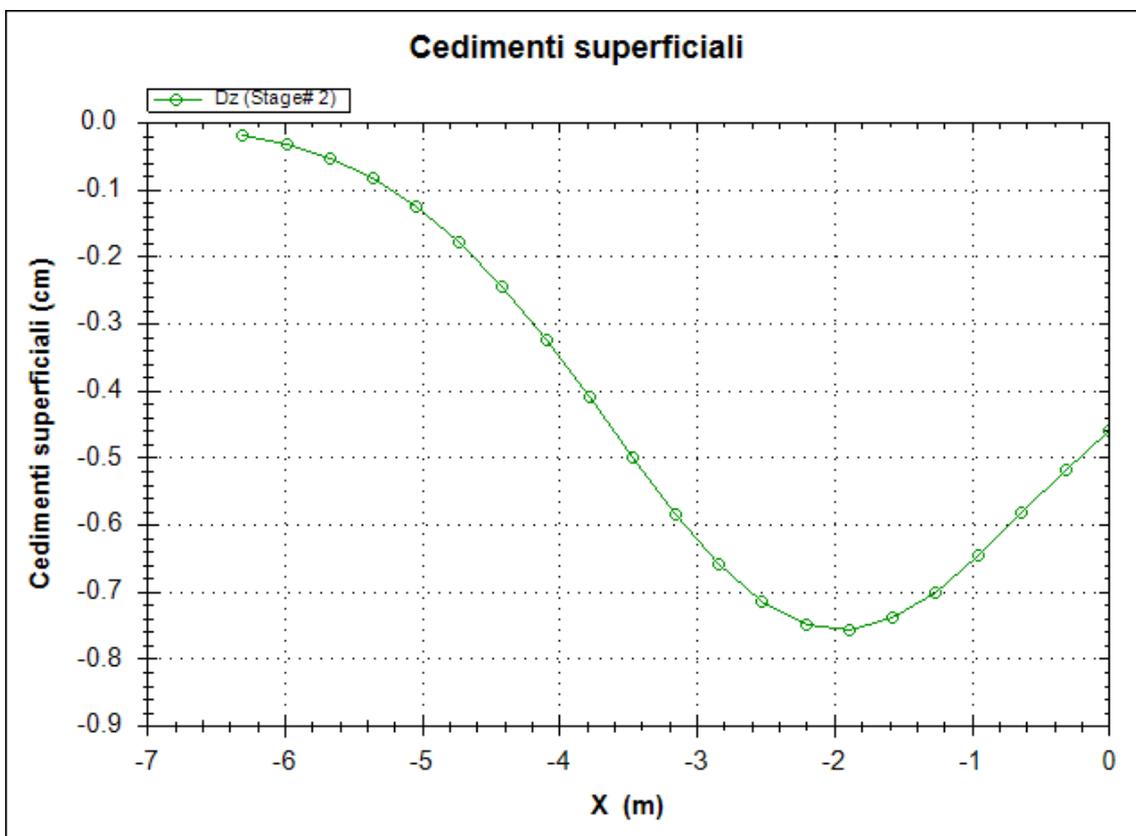


Figura 17: AREA DI VARO - Cedimenti verticali del terreno

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	46 di 60

7.2 CEMRA DI ARRIVIO

7.2.1 VERIFICHE STRUTTURALI PALI

Nelle tabelle che seguono si sintetizzano i risultati ottenuti nell'analisi. Nelle figure sono mostrati i relativi diagrammi.

PALI	M_{max} (kNm/m)	M^*_{max} (kNm)	T_{max} (kN/m)	T^*_{max} (kN)
SLE_max	169.5	135.6	59.4	47.5
SLU (A1+M1+R1)_max	221.4	177.1	77.6	62.1

con:

M_{max} = sollecitazione massima di momento flettente al metro lineare di paratia;

M^*_{max} = sollecitazione massima di momento flettente sul singolo palo (considerando un interasse di 0.8 m);

T_{max} = sollecitazione massima di taglio al metro lineare di paratia;

T^*_{max} = sollecitazione massima di taglio sul singolo palo (considerando un interasse di 0.8 m).

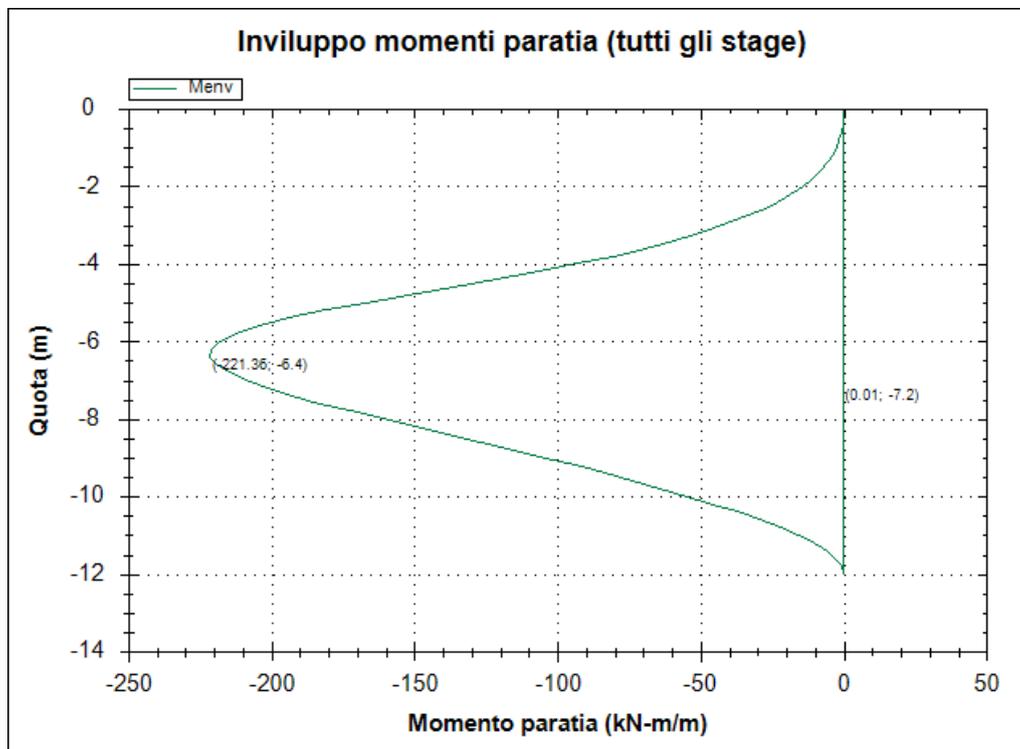


Figura 18: CAMERA DI ARRIVO - Diagramma dell'involuppo del momento allo SLU (A1+M1+R1)

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	47 di 60

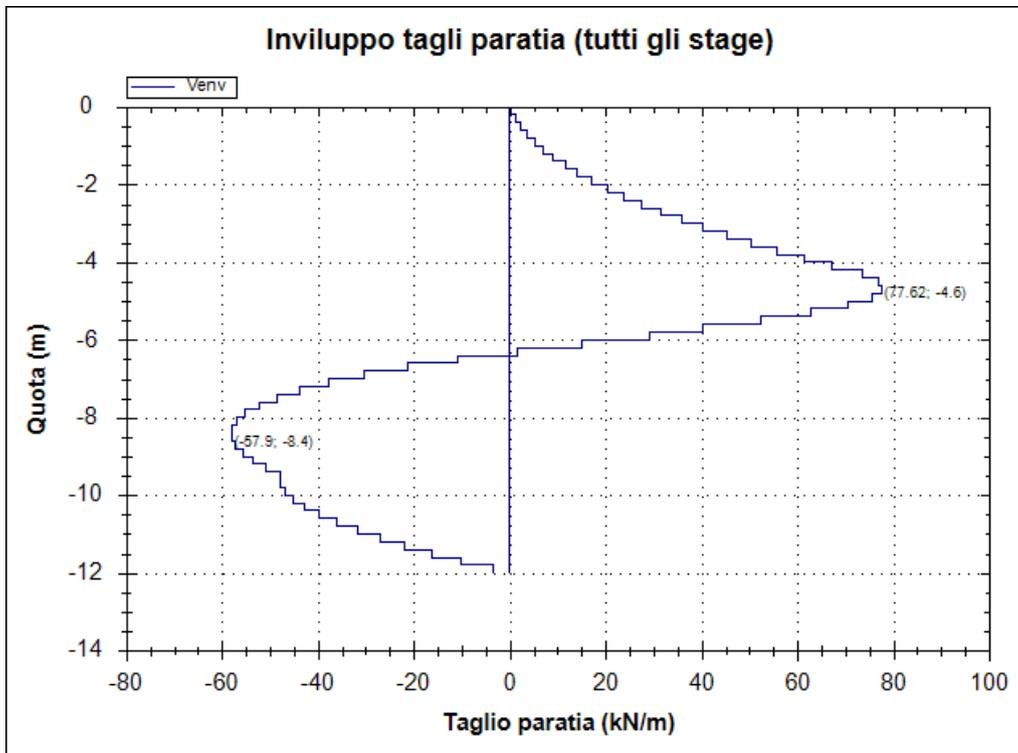


Figura 19: CAMERA DI ARRIVO - Diagramma dell'involuppo del taglio allo SLU (A1+M1+R1)

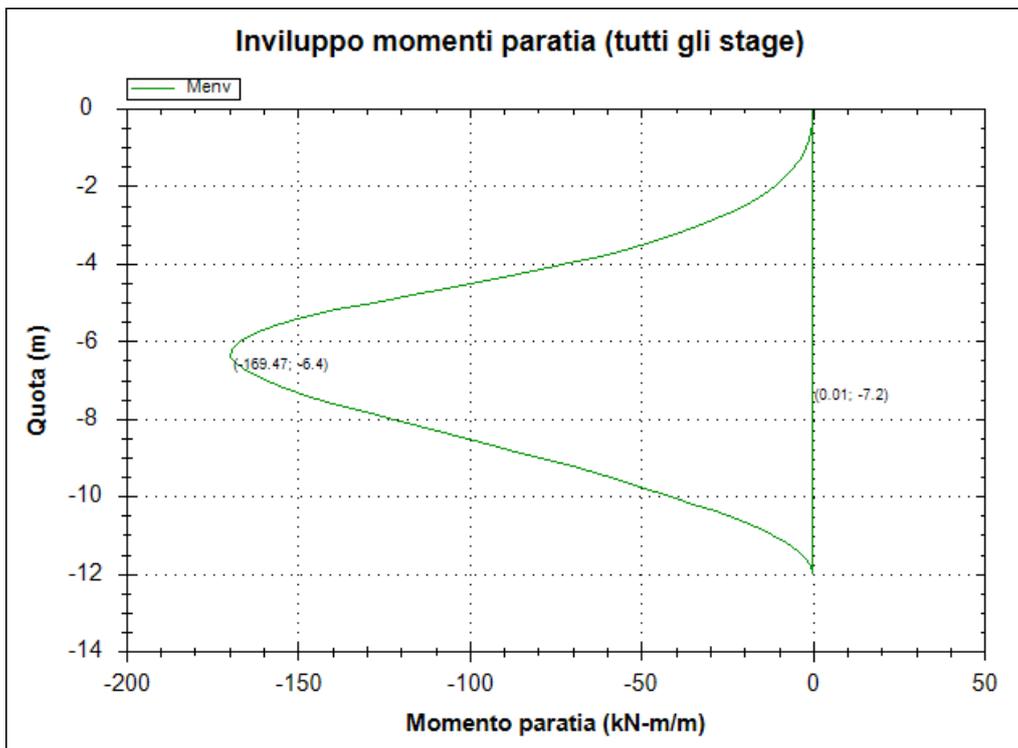


Figura 20: CAMERA DI ARRIVO - Diagramma dell'involuppo del momento allo SLE

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	48 di 60

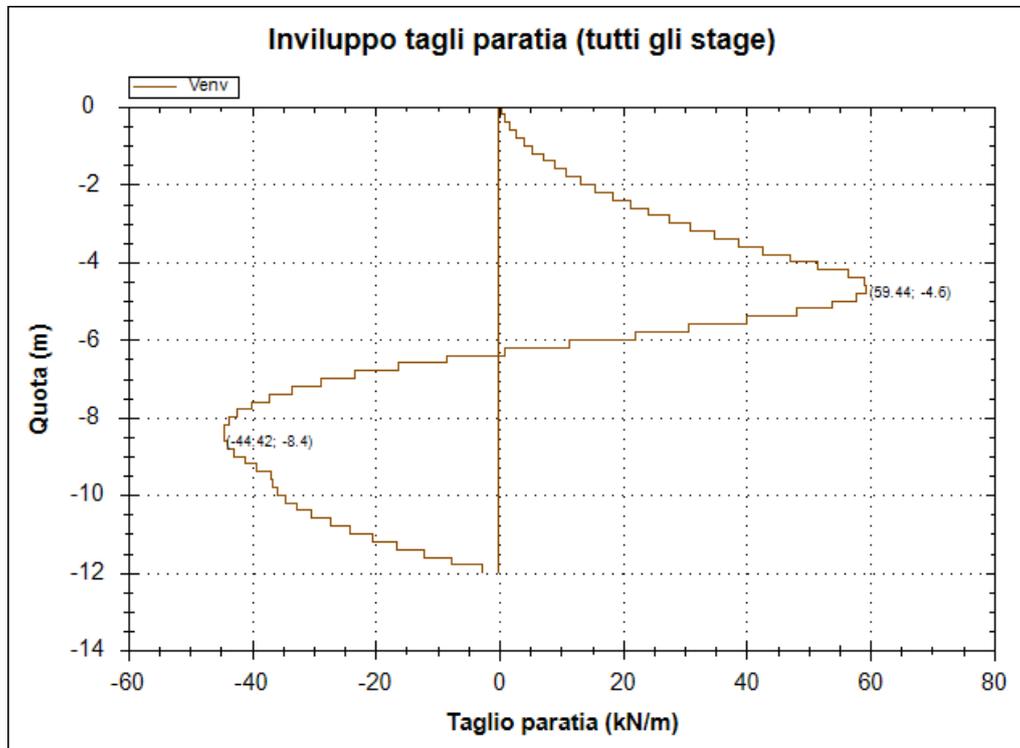


Figura 21: CAMERA DI ARRIVO - Diagramma dell'involuppo del taglio allo SLE

La sezione trasversale del palo $\varnothing 600\text{mm}$ presenta la seguente armatura longitudinale:

- $16\varnothing 20$.

L'armatura trasversale è costituita da una spirale:

- $\varnothing 12/20$.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	49 di 60

Verifica a pressoflessione (SLU - A1+M1+R1)

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo600_arrivo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 300 [mm]
Raggio interno: 0 [mm]
N° barre uguali: 16
Diametro barre: 20 [mm]
Copriferro (baric.): 82 [mm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 177.1 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 371 kNm

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17 ‰
E_s/E_c: 15 f_{oc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75 ‰
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
τ_{cl}: 1.829

σ_c: -14.17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 6.405 ‰
d: 518 mm
x: 183 x/d: 0.3534
δ: 0.8817

$$M_{Ed} = 177.1 \text{ kNm} < M_{Rd} = 371 \text{ kNm.}$$

$$FS = M_{Rd}/M_{Ed} = 2.09$$

La verifica risulta soddisfatta.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	50 di 60

Verifica a pressoflessione (SLE)

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 300 [mm]
Raggio interno: 0 [mm]
N° barre uguali: 16
Diametro barre: 20 [mm]
Copriferro (baric.): 82 [mm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 177.1 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

Materiali

B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
τ_{c1}: 1.829

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Verifica

Vertici: 52
N° iterazioni: 4
Precompresso

σ_c: -8.328 N/mm²
σ_s: 191.3 N/mm²
ε_s: 0.9563 ‰
d: 518 mm
x: 204.7 x/d: 0.3951
δ: 0.9339

$$\sigma_s = 191.3 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 313.4 \text{ MPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	51 di 60

Verifica a taglio (SLU - A1+M1+R1)

$$V_{Ed} = 62.1 \text{ kNm} < V_{Rd} = 175 \text{ kNm.}$$

$$FS = V_{Rd}/V_{Ed} = 2.82$$

Verifica a taglio per sezioni circolari armate a taglio (D.M. 17/01/2018)			
classe cls	R_{ck}	30	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
	f_{cd}	14	N/mm ²
diametro	Φ	600	mm
Area sezione	A	282743	mm ²
copriferro	c	80	mm
Area sezione rettangolare equivalente	A_{eq}	222244	mm ²
altezza utile equivalente	d	440	mm
larghezza equivalente	b_w	505	mm
altezza equivalente	h_{eq}	559.8476	mm
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	σ_{cp}	0.000	N/mm ²
	α_{cp}	1.00	
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
B450C	f_{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	ϕ_w	12	mm
Area staffa (spilla)	A_{ϕ_w}	113	mm ²
0.9 d	z	396	mm
passo spirale	s_w	200	mm
	n° bracci	2	
angolo di inclinazione biella compressa	θ	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	As_w / s_w	1.131	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	175	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	706	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	62.1	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1	
taglio resistente	V_{Rd}	175	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
	FS	2.82	

La verifica risulta soddisfatta.

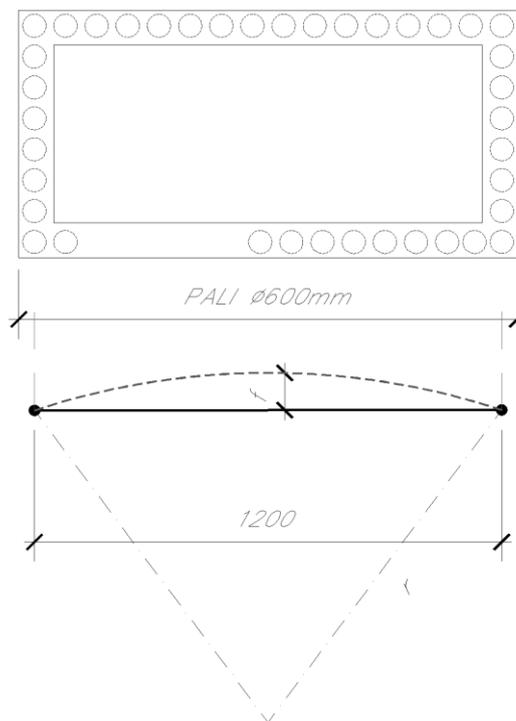
Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	52 di 60

7.2.2 VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO

Come risulta dal diagramma mostrato al paragrafo §6.1.5, lo spostamento massimo della testa della paratia allo SLE risulta pari a 2.4 cm (lato ferrovia).

Con riferimento alla figura seguente, si può assimilare, in via cautelativa, tale spostamento a quello che si avrebbe in corrispondenza della sezione di mezzeria della paratia, ipotizzando un vincolo fisso agli estremi dei 4 lati della paratia stessa.



La funzione principale del cordolo è quella di collegare in testa i pali, garantendo a questi ultimi di funzionare come una parete unica e come tale, avendo i pali tutti lo stesso comportamento, non si hanno sollecitazioni sul cordolo stesso; la resistenza strutturale dell'opera di sostegno è affidata agli stessi pali.

Nel presente caso la trave che costituisce il cordolo, essendo vincolata lateralmente dai tratti di cordolo ortogonali a quello in questione, subisce una deformazione indotta, con una curvatura determinata dallo spostamento teorico (e molto conservativo, in quanto determinato attraverso un modello piano) in mezzeria.

Ipotizzando una luce di calcolo L ed uno spostamento orizzontale del cordolo pari a f, il raggio di curvatura corrispondente risulta pari a:

$$r = L^2 / (8 \cdot f)$$

La curvatura corrispondente risulta quindi:

$$\chi = 1 / r$$

Conoscendo il valore della curvatura ed entrando nel diagramma Momento-curvatura della sezione in cls, funzione sia delle caratteristiche dei materiali, che dell'armatura presente, è possibile individuare il corrispettivo valore del momento.

Nella condizione maggiormente gravosa, imponendo una luce di calcolo L=12.0 m ed uno spostamento in mezzeria f=2.4 cm, risulta:

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	53 di 60

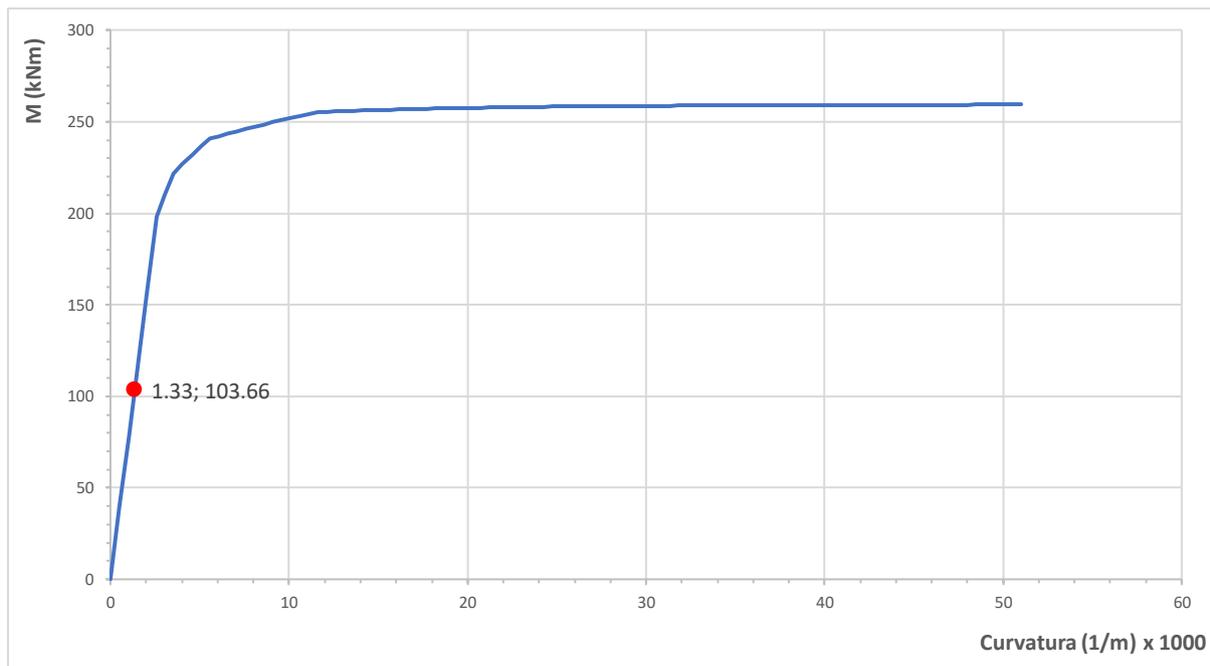
luce di calcolo	L	12	m
freccia di calcolo	f_{SLE}	2.4	cm
raggio di curvatura ($L^2/8*f$)	r	750	m
curvatura	1/r	0.001333333	1/m

Sulla base dell'armatura presente:

- Longitudinale: 3Ø14 in zona tesa e da 3Ø14 in zona compressa;
- Longitudinale di parete: 3+3Ø12,
- Trasversale: staffe Ø12/20cm,

e sulla base delle dimensioni della sezione trasversale BxH=0.6x0.9m e delle caratteristiche dei materiali, si ricostruisce il diagramma momento curvatura della sezione.

Come mostrato di seguito, ad un valore pari a quello calcolo della curvatura, corrisponde un valore del momento flettente M=84 kNm.



Come si evince dal diagramma, la sezione di verifica del cordolo è tale da garantire la necessaria resistenza.

Ai fini delle verifiche, non si considera in via cautelativa lo sforzo di compressione dovuto alla spinta della terra nella direzione ortogonale al cordolo.

Ipotizzando uno schema di calcolo di trave semplicemente appoggiata, a partire dal valore del momento flettente precedentemente calcolato, si valuta il taglio agente allo SLE, e, attraverso un coefficiente di amplificazione posto pari a 1.5, anche i valori delle stesse sollecitazioni allo SLU.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	54 di 60

Sforzo assiale (SLE)	N_{SLE}	0.0	kN
Momento flettente (SLE)	M_{SLE}	104	kNm
Taglio (SLE)	T_{SLE}	35	kN

Sforzo assiale (SLU)	N_{SLU}	0.0	kN
Momento flettente (SLU)	M_{SLU}	155	kNm
Taglio (SLU)	T_{SLU}	52	kN

Verifica a pressoflessione (SLU - A1+M1+R1)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Cordolo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° Vertici 4 Zoom N° barre 12 Zoom

N°	x [mm]	y [mm]
1	0	0
2	600	0
3	600	900
4	0	900

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
2	154	300	58
3	154	522	58
4	154	58	842
5	154	300	842
6	154	522	842
7	113	58	250

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 155 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 259.4 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 44.23 ‰
 d 842 mm
 x 61.74 x/d 0.07333
 δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 mm Col. modello

Precompresso

$M_{Ed} = 155 \text{ kNm} < M_{Rd} = 259 \text{ kNm}$.

$FS = M_{Rd}/M_{Ed} = 1.67$

La verifica risulta soddisfatta.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	55 di 60

Verifica a pressoflessione (SLE)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Cordolo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 12 Zoom

N°	x [mm]	y [mm]
1	0	0
2	600	0
3	600	900
4	0	900

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
2	154	300	58
3	154	522	58
4	154	58	842
5	154	300	842
6	154	522	842
7	113	58	250

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	155	104	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{cl} 1.829

σ_c -3.147 N/mm²
 σ_s 206 N/mm²
 ϵ_s 1.03 ‰
d 849.8 mm
x 158.4 x/d 0.1865
 δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

$\sigma_s = 206 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 313.4 \text{ MPa}$

La verifica risulta soddisfatta.

ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE
PROGETTO ESECUTIVO

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	56 di 60

Verifica a taglio (SLU - A1+M1+R1)

$$V_{Ed} = 52 \text{ kNm} < V_{Rd} = 430 \text{ kNm.}$$

$$FS = V_{Rd}/V_{Ed} >> 1$$

Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

classe cls	R_{ck}	30	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
	f_{cd}	14	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistente a V	b_w	800	mm
altezza membratura resistente a V	H	1200	mm
altezza utile	d	1080	mm
area della sezione	A_{TOT}	864000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ_{cp}	0.00	N/mm ²
	α_c	1.00	
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
Feb44k	f_{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	\varnothing_w	12	mm
Area staffa (spilla)	A_{\varnothing_w}	113	mm ²
0.9 d	z	972	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	200	mm
	n° bracci	2	
angolo di inclinazione	θ	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	A_{s_w} / s_w	1.13	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	430	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	2743	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	52	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1	
taglio resistente	V_{Rd}	430	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
	FS =	8.30	verifica

La verifica risulta soddisfatta.

  	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Opere provvisionali: Relazione di calcolo	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FV0200 009</td> <td>A</td> <td>57 di 60</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	57 di 60
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	57 di 60								

7.2.3 VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLU DELLA PARATIA

La verifica delle spinte a valle della paratia è condotta in accordo all'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1).

Nella tabella che segue si mostrano i risultati delle analisi per l'approccio di calcolo considerato. La verifica risulta soddisfatta se la spinta passiva massima mobilizzabile risulta superiore alla spinta passiva massima mobilitata.

STEP 2	SLU (statica)
	(A2+M2+R1)
Spinta passiva massima mobilizzabile	868
Spinta passiva mobilitata	407
FS % passiva mobilitata	2.13

avendo posto:

- **FS % passiva mobilitata:** rapporto tra la spinta passiva e la spinta effettivamente mobilitata a valle.

ooooo

La verifica di stabilità globale viene omessa in quanto non ritenuta significativa, in quanto trattasi di uno scavo completamente circondato da pali.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	58 di 60

7.2.4 VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLE DELLA PARATIA

DEFORMAZIONI ORIZZONTALI DELLA PARATIA

Nella figura che segue si riportano gli spostamenti orizzontali dell'opera allo SLE nella condizione maggiormente gravosa (fase di massimo scavo).

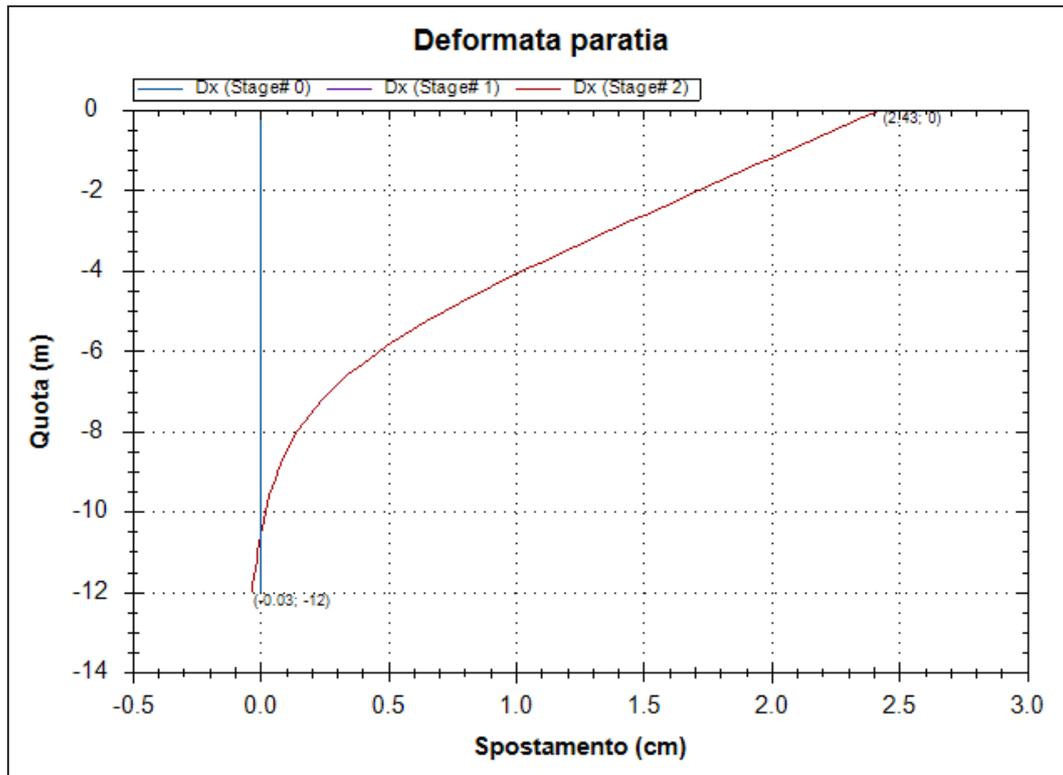


Figura 22: CAMERA DI ARRIVO - Diagramma delle deformazioni allo SLE

SLE	
Spostamento orizzontale massimo δ_{h_max} (cm)	2.4

In relazione alla provvisorialità dell'opera, gli spostamenti orizzontali massimi risultano compatibili con la sua funzionalità.

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	59 di 60

7.2.5 STIMA DEI CEDIMENTI VERTICALI DEL TERRENO A MONTE DELLA PARATIA

Le fasi di realizzazione della paratia devono portare a cedimenti superficiali tali da non compromettere il normale funzionamento della linea ferroviaria esistente.

Nel caso in esame, come riportato nella figura seguente, i cedimenti superficiali massimi risultano pari a circa 1.0 cm e dell'ordine di qualche millimetro in corrispondenza della rotaia più vicina, posta ad una distanza mai inferiore a 5 m.

Per tale motivo si può concludere che i cedimenti massimi attesi non pregiudicano l'esercizio ferroviario.

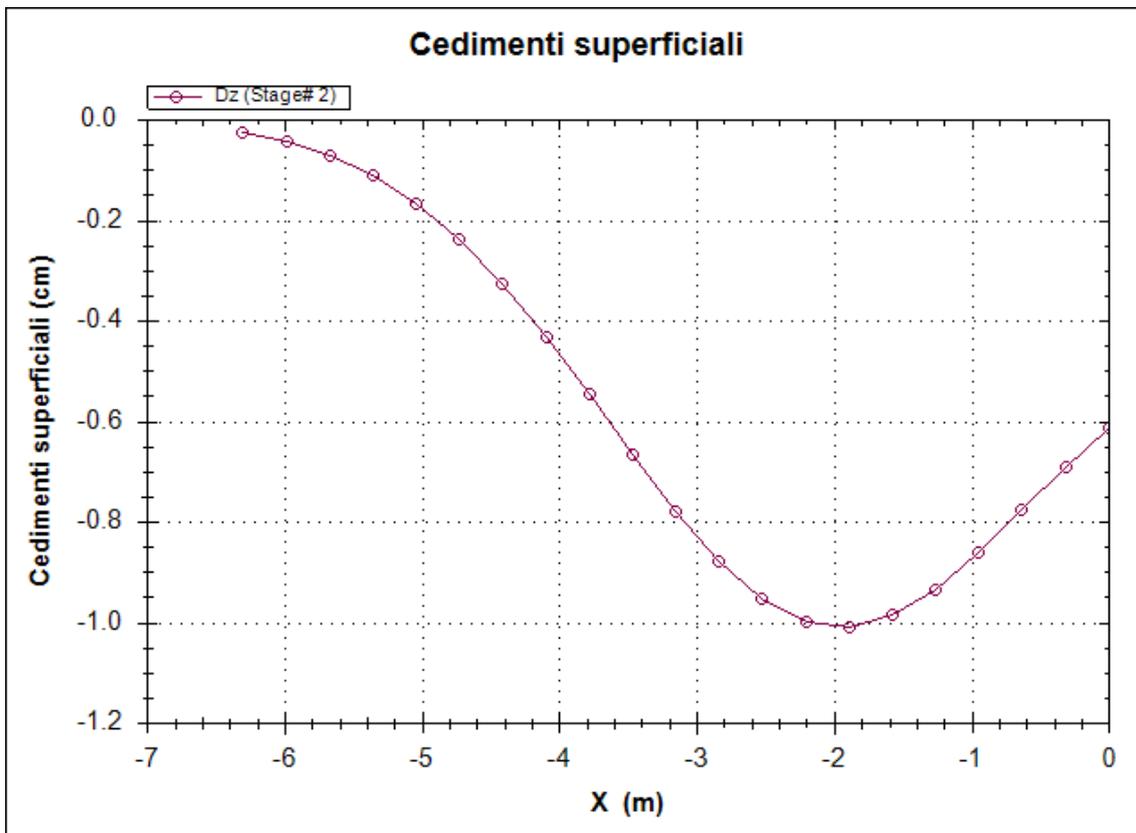


Figura 23: CAMERA DI ARRIVO - Cedimenti verticali del terreno

Opere provvisionali: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FV0200 009	A	60 di 60

8 INCIDENZA ARMATURE

PALO 600mm	
Cordolo in c.a.	60 kg/mc
Pali Ø6000 – L=12m	195 kg/mc
Pali Ø600 – L=8m	180 kg/mc
Pali Ø600 – L=6m	180 kg/mc