



AREA SERVIZI TERRITORIALI METROPOLITANI
Servizio Progettazione Costruzioni e Manutenzione Strade

INTERVENTO FINANZIATO NELL'AMBITO DEL PATTO PER BOLOGNA

VARIANTE ALLA S.P. 65 "DELLA FUTA"

NODO DI RASTIGNANO - 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO
TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE DELLE OCHE
NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E PIANORO

PROGETTO DEFINITIVO

CORPO STRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

GALLERIA ARTIFICIALE SULLA FERROVIA BOLOGNA – FIRENZE

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N.20155

RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



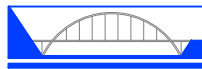

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO																								Ordinatore:									
RIFERIMENTO PROGETTO						RIFERIMENTO DIRETTORIO								RIFERIMENTO ELABORATO																			
Codice Commessa			Lotto, Sub- Cod. Prog. Cod. Appalto		Fase	Capitolo	Paragrafo	WBS tipologia progressivo		PARTE D'OPERA			Tip.	Disciplina	Progressivo		Rev.																
1	1	1	4	4	4	0	0	0	1	P	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	A	P	E	0	2	0	1	—	—	SCALA: —

 	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068		 		n.	data
					0	FEBBRAIO 2018
					1	—
					2	—
					3	—
REDDATTO:			VERIFICATO:		4	—

VISTO DEL PROPRIETARIO DELLE OPERE		VISTO DEL CONCEDENTE	
IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Pietro Luminasi		Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI	

SPEA Engineering

VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA”

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO

TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE
DELLE OCHE NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E
PIANORO

**RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO
DELLE OPERE PROVVISORIALI DELLA GALLERIA RFI**



INDICE

1. PREMESSA	6
2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	8
3. QUALITÀ E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	10
5. RIFERIMENTI NORMATIVI	11
6. TIPOLOGIE COSTRUTTIVE UTILIZZATE.....	12
6.1 TIPOLOGIA 1P.....	12
6.2 TIPOLOGIA 2P.....	13
6.3 TIPOLOGIA 3P.....	14
7. CONFIGURAZIONE TERRENO A TERGO PARATIA.....	17
8. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	18
9. METODO DI CALCOLO DELLE PARATIE MULTIANCORATE.....	20
9.1 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI CALCOLO	20
9.2 PARAMETRI UTILIZZATI NEI CALCOLI – LATO SCAVO.....	25
9.2.1 •SLU Combinazione 1 (A1+M1+R1) e SLE	25
9.2.2 SLU Combinazione 2 (A2+M2+R2): parametri del terreno fattorizzati	25
9.3 PARAMETRI UTILIZZATI NEI CALCOLI – LATO TERRA	26
9.3.1 •SLU Combinazione 1 (A1+M1+R1) e SLE	26
9.3.2 Combinazione 2 (A2+M2+R2): parametri del terreno fattorizzati	26
9.4 ANALISI DEI CARICHI.....	27
9.5 VALUTAZIONE DELLE RIGIDEZZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	27
10. PARATIA DI MICROPALI – TIPOLOGIA 1P	30
10.1 FASI COSTRUTTIVE DI CALCOLO	30
10.2 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI – SLU	31
10.2.1 Combinazione 1: A1+M1+R1(=1).....	31
10.2.2 Combinazione 2: A2+M2+R1(=1).....	34
10.3 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI – SLE COMBINAZIONE CARATTERISTICA	37
10.4 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA	41
10.5 VERIFICHE MICROPALI.....	42

10.5.1	Verifiche strutturali agli SLU	42
10.6	VERIFICHE TIRANTI	43
10.5.2	Verifiche dell'armatura dei tiranti - SLU.....	43
10.5.3	Verifiche dell'armatura dei tiranti – SLE combinazione caratteristica	44
10.5.4	Verifiche della fondazione – SLU	44
11.	PARATIA DI MICROPALI – TIPOLOGIA 2P	46
11.1	FASI COSTRUTTIVE DI CALCOLO	46
11.2	RISULTATI DELLE ELABORAZIONI – SLU	47
11.2.1	Combinazione 1: A1+M1+R1(=1).....	47
11.2.2	Combinazione 2: A2+M2+R1(=1).....	50
11.3	RISULTATI DELLE ELABORAZIONI – SLE COMBINAZIONE CARATTERISTICA	53
11.4	VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA	56
11.5	VERIFICHE MICROPALI.....	57
11.5.1	Verifiche strutturali agli SLU	57
11.6	VERIFICHE TIRANTI	58
11.6.1	Verifiche dell'armatura - SLU	58
11.6.2	Verifiche dell'armatura – SLE combinazione caratteristica	59
11.6.3	Verifiche della fondazione – SLU	59
12.	PARATIA DI MICROPALI – TIPOLOGIA 3P	61
12.1	FASI COSTRUTTIVE DI CALCOLO	61
12.2	RISULTATI DELLE ELABORAZIONI – SLU	62
12.2.1	Combinazione 1: A1+M1+R1(=1).....	62
12.2.2	Combinazione 2: A2+M2+R1(=1).....	65
12.3	RISULTATI DELLE ELABORAZIONI – SLE COMBINAZIONE CARATTERISTICA	68
12.4	VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA	71
12.5	VERIFICHE MICROPALI.....	72
12.5.1	Verifiche strutturali agli SLU	72
12.6	VERIFICHE TIRANTI	73
12.6.1	Verifiche dell'armatura - SLU	73
12.6.2	Verifiche dell'armatura – SLE combinazione caratteristica	74
12.6.3	Verifiche della fondazione – SLU	74
13.	VERIFICHE TRAVI DI RIPARTIZIONE	77

13.1.1	Sollecitazioni e sezione di calcolo	77
13.1.2	Classificazione della sezione	77
13.1.3	Verifica a taglio.	77
13.1.4	Verifica a flessione.	78


FIGURE

Figura 1-1: Planimetria di inquadramento	7
Figura 6-1: Sezione tipologica paratia 1P	12
Figura 6-2: Sezione tipologica paratia 2P	13
Figura 6-3: Sezione tipologica paratia 3P	15
Figura 7-1: Schema per la determinazione del profilo di calcolo della scarpata con banca ("Engineer Manual 1110-2-2502, 25 September 1989 – Retaining and flood walls").	17
Figura 9-1: Relazioni costitutive per il terreno e per i contrasti.	23
Figura 9-2: Parametri di spinta attiva e passiva.	24
Figura 9-3: Schema tiranti.	29
Figura 10-1: Andamento Momento flettente – Tipologia 1P – Combinazione 1	32
Figura 10-2: Andamento Taglio – Tipologia 1P – Combinazione 1	33
Figura 10-3: Andamento Momento flettente – Tipologia 1P – Combinazione 2	35
Figura 10-4: Andamento Taglio – Tipologia 1P – Combinazione 2	36
Figura 10-5: Andamento Momento flettente – Tipologia 1P – Combinazione SLE	38
Figura 10-6: Andamento Taglio – Tipologia 1P – Combinazione SLE	39
Figura 10-7: Andamento Deformata – Tipologia 1P – Combinazione SLE	40
Figura 10-8: Combinazione SLU A2+M2 – Diagramma pressioni limiti e mobilitate.	41
Figura 11-1: Andamento Momento flettente – Tipologia 2P – Combinazione 1	48
Figura 11-2: Andamento Taglio – Tipologia 2P – Combinazione 1	49
Figura 11-3: Andamento Momento flettente – Tipologia 2P – Combinazione 2	51
Figura 11-4: Andamento Taglio – Tipologia 2P – Combinazione 2	52
Figura 11-5: Andamento Momento flettente – Tipologia 2P – Combinazione SLE	54
Figura 11-6: Andamento Taglio – Tipologia 2P – Combinazione SLE	55
Figura 12-1: Andamento Momento flettente – Tipologia 3P – Combinazione 1	63
Figura 12-2: Andamento Taglio – Tipologia 3P – Combinazione 1	64
Figura 12-3: Andamento Momento flettente – Tipologia 3P – Combinazione 2	66
Figura 12-4: Andamento Taglio – Tipologia 3P – Combinazione 2	67
Figura 12-5: Andamento Momento flettente – Tipologia 3P – Combinazione SLE	69
Figura 12-6: Andamento Taglio – Tipologia 3P – Combinazione SLE	70

TABELLE

Tabella 3-1: Caratteristiche dei materiali impiegati.	9
Tabella 4-1: Parametri geotecnici caratteristici adottati nelle elaborazioni.	10
Tabella 8-1: Stratigrafia di calcolo Tipologia 1P	18
Tabella 8-2: Stratigrafia di calcolo Tipologia 2P	18

Tabella 8-3: Stratigrafia di calcolo Tipologia 3P	18
Tabella 8-4: Parametri geotecnici caratteristici.	19
Tabella 8-5: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.	19
Tabella 8-6: Parametri geotecnici di progetto M1.	19
Tabella 8-7: Stratigrafia di calcolo e Parametri geotecnici di progetto M2.	19
Tabella 9-1: Rigidezza e pretensione tiranti	29
Tabella 10-1: Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi.	45

 <small>gruppo Atlantia</small>	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</p> <p style="text-align: center;">NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</p> <p style="text-align: center;">Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro</p> <p style="text-align: right;">Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO DELLE OPERE PROVVISORIALI</p>
---	--

1. PREMESSA

Nell'ambito del progetto del II Lotto della Variante di Rastignano, si prevede la realizzazione di una galleria artificiale ferroviaria che permette alla S.P. n°65 in variante di oltrepassare la linea ferroviaria storica BO-FI per la cui costruzione è necessaria la realizzazione di una paratia di micropali a presidio degli scavi. Il dimensionamento di tale opera è l'oggetto del presente elaborato.

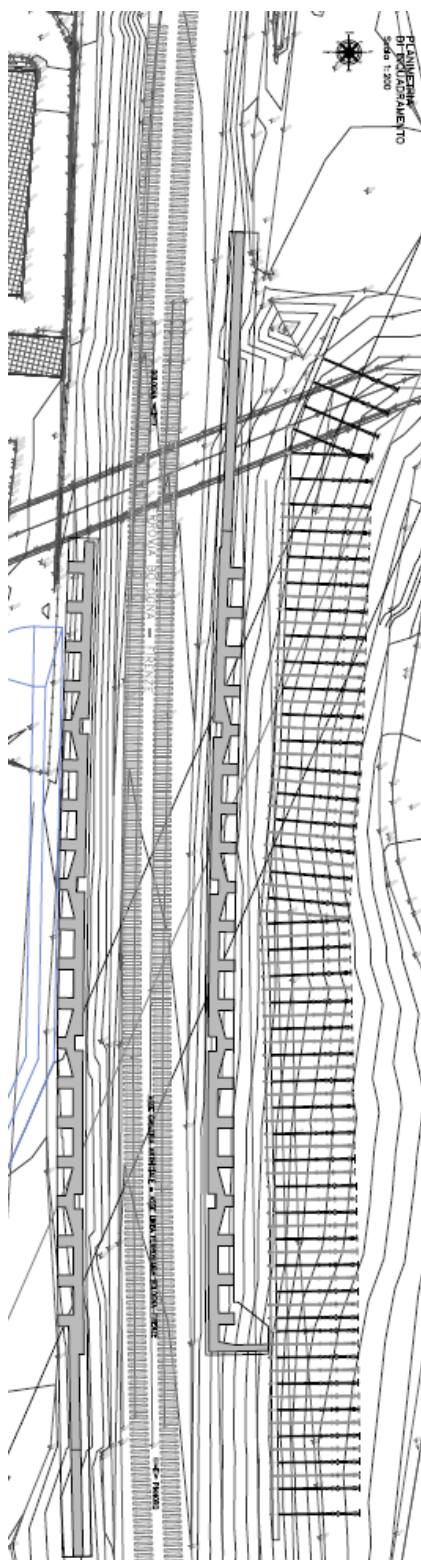



Figura 1-1: Planimetria di inquadramento

	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO DELLE OPERE PROVVISORIALI</p>
---	---

2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- **Decreto Min. Infrastrutture e Trasporti 14 Gennaio 2008** *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617** - *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*
- **UNI EN 1997-1:2005** *“Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”*.
- **UNI EN 1992-1-1:2005** *“Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”*.
- **UNI EN 206-1:2006** *“Calcestruzzo Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”*
- **EN 1537:2002** *“Esecuzione di lavori geotecnici speciali – tiranti di ancoraggio”*
- **AICAP**, *“Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”*, raccomandazioni, maggio 1993.
- **M. Bustamante, B. Doix**, *“Une methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectes”*.

3. QUALITÀ E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si adotteranno materiali uniformi a quanto prescritto dal CSA ed ai paragrafi 11.2 e 11.3 delle "Norme tecniche per le costruzioni". In particolare per le opere in oggetto si prevedono i conglomerati cementizi e l'acciaio le cui caratteristiche sono descritte in Tabella 3-1.

Tabella 3-1: Caratteristiche dei materiali impiegati.

CALCESTRUZZO	
Impiego	<i>Travi - Micropali</i>
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck}	30 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	25 MPa
Valor medio della resistenza a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56 MPa
Valor medio della resistenza cilindrica $f_{cm} = f_{ck} + 8$	33 MPa
Valor medio della resistenza a trazione per flessione $f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$	3.07 MPa
Modulo elastico E_{cm}	31476 MPa
ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	
Tipo	B450C
Tensione caratteristica di snervamento $f_{y\ nom}$	450 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura $f_{t\ nom}$	540 N/mm ²
ACCIAIO PER MICROPALI	
Tipo	S275H
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	275 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	430 N/mm ²
ACCIAIO PER TRAVI DI RIPARTIZIONE	
Tipo	S275
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	275 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	430 N/mm ²
ACCIAIO ARMONICO IN TREFOLI PER TIRANTI	
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	1860 N/mm ²
Tensione caratteri all'1% di deformazione totale $f_{p(1)\%}$	1670 N/mm ²

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Facendo riferimento alla relazione geologico-geotecnica di progetto e alla caratterizzazione geotecnica risulta che, in corrispondenza delle opere in esame, lo spessore del terreno naturale significativo ai fini geotecnici è costituito da quattro unità stratigrafiche ovvero:


- RIP (Riporto)
- DAG (Depositi alluvionali prevalentemente incoerenti);
- PAT alt (Substrato di Arenarie di Pantano alterato);
- PAT (Substrato di Pantano intatto).

Di conseguenza i parametri geotecnici caratteristici delle unità stratigrafiche considerate adottati nei calcoli sono indicati in Tabella 4-1.

Tabella 4-1: Parametri geotecnici caratteristici adottati nelle elaborazioni.

UNITÀ STRATIGRAFICA	RIP	DAG	PAT alt	PAT
Peso specifico γ [kN/m ³]	19.0	20.0	22	22
Coesione c' [kPa]	0.0	0.0	22	55
Angolo d'attrito ϕ' [°]	32	37	25	33

Il livello di falda è stato assunto alla quota + 101.00 m s.l.m..

 gruppo Atlantia	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO DELLE OPERE PROVVISORIALI</p>
--	---

5. RIFERIMENTI NORMATIVI

Conformemente a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" al Par. 6.5.3.1.2 le paratie sono calcolate agli SLU secondo le seguenti combinazioni di coefficienti:

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

dove i coefficienti parziali sono riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I ($R1=1$) della stessa Norma. Per le verifiche agli SLE si fa riferimento al Par. 6.5.3.2 della Norma.

Le verifiche geotecniche dei tiranti di ancoraggio sono condotte secondo il paragrafo 6.6.

Si fa inoltre riferimento per le verifiche agli SLU e agli SLE ai paragrafi 4.1 e 4.2 della Norma.

6. TIPOLOGIE COSTRUTTIVE UTILIZZATE

6.1 TIPOLOGIA 1P

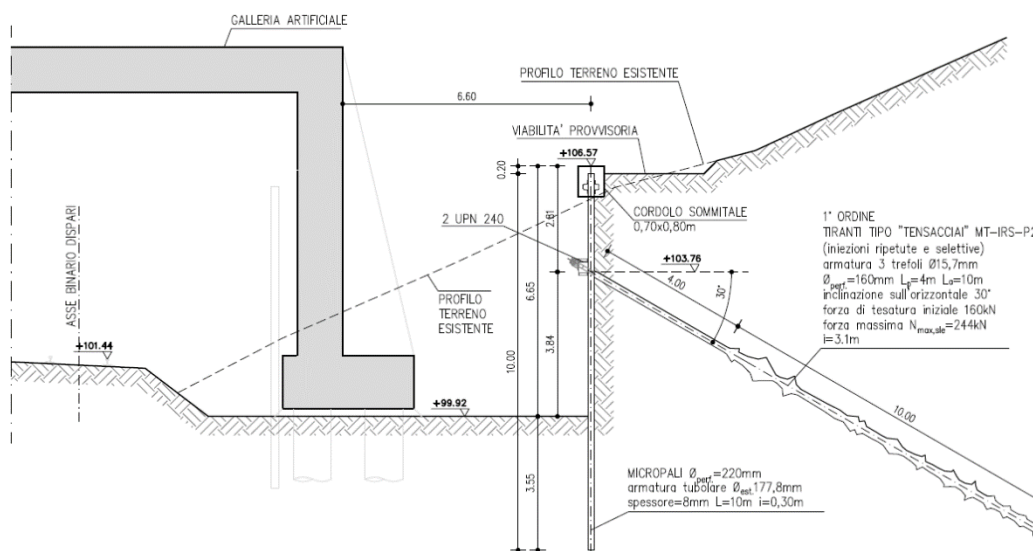


Figura 6-1: Sezione tipologica paratia 1P

- Micropali:
 - tubi $\varnothing 177.8$ mm e spessore 8 mm;
 - diametro di perforazione = 220 mm;
 - lunghezza micropali h: 10.0 m;
 - interasse 0.30 m, localmente in corrispondenza dei tiranti interasse 0.40 m.
- Tiranti posti a 2.50m dalla sommità della paratia:
 - diametro di perforazione ≥ 160 mm;
 - n°3 trefoli da 15.7mm di diametro (sezione di 150mm^2) per tirante;
 - inclinazione rispetto all'orizzontale 30° ;
 - lunghezza libera = 4.0 m;
 - lunghezza di ancoraggio = 10.0;
 - interasse pari a 3.10 m.
- Cordolo in c.a. di collegamento micropali:
 - bxh = 70x80 cm.

- Travi di ripartizione dei tiranti:
 - 2UPN 240 accoppiati

L'estradosso del cordolo della paratia è previsto variabile da quota +104.20m a quota +106.96m.

6.2 TIPOLOGIA 2P

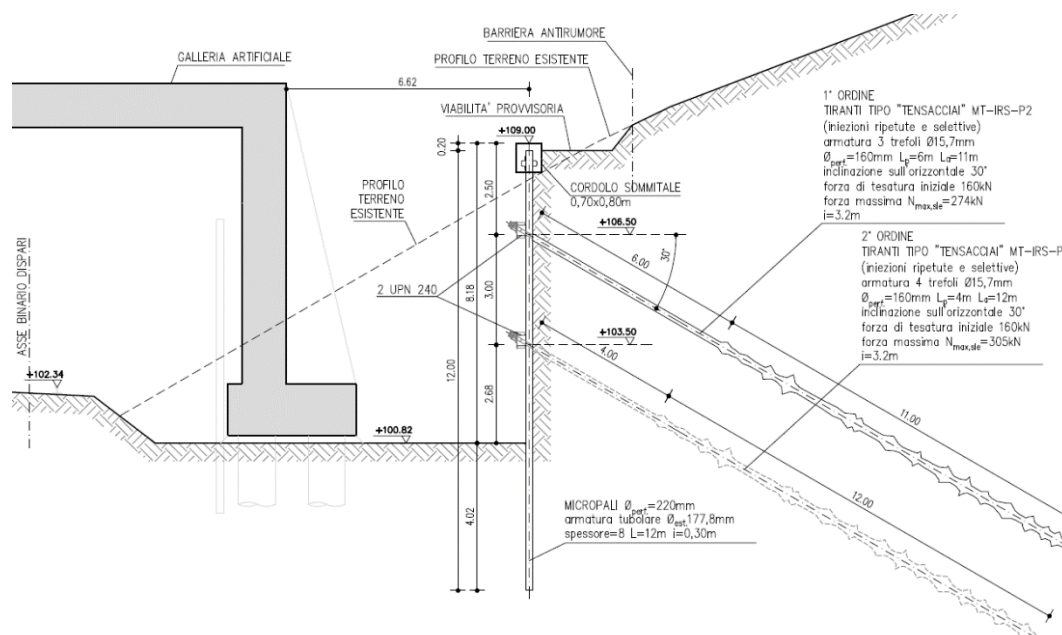


Figura 6-2: Sezione tipologica paratia 2P

- Micropali:
 - tubi Ø177.8 mm e spessore 8 mm;
 - diametro di perforazione = 220 mm;
 - lunghezza micropali h: 12.0 m;
 - interasse 0.30 m, localmente in corrispondenza dei tiranti interasse 0.40 m.
- 1° ordine di tiranti posti a 2.50m dalla sommità della paratia:
 - diametro di perforazione ≥ 160 mm;
 - n°3 trefoli da 15.7mm di diametro (sezione di 150mm^2) per tirante;
 - inclinazione rispetto all'orizzontale 30° ;
 - lunghezza libera = 6.0 m;
 - lunghezza di ancoraggio = 11.0;
 - interasse pari a 3.20 m.

- 2° ordine di tiranti posti a 5.50m dalla sommità della paratia:
 - diametro di perforazione ≥ 160 mm;
 - n°3 trefoli da 15.7mm di diametro (sezione di 150mm^2) per tirante;
 - inclinazione rispetto all'orizzontale 30° ;
 - lunghezza libera = 4.0 m;
 - lunghezza di ancoraggio = 12.0;
 - interasse pari a 3.20 m.
- Cordolo in c.a. di collegamento micropali:
 - bxh = 70x80 cm.
- Travi di ripartizione dei tiranti:
 - 2UPN 240 accoppiati

L'estradosso del cordolo della paratia è previsto variabile da quota +106.96m a quota +110.05m.

6.3 TIPOLOGIA 3P

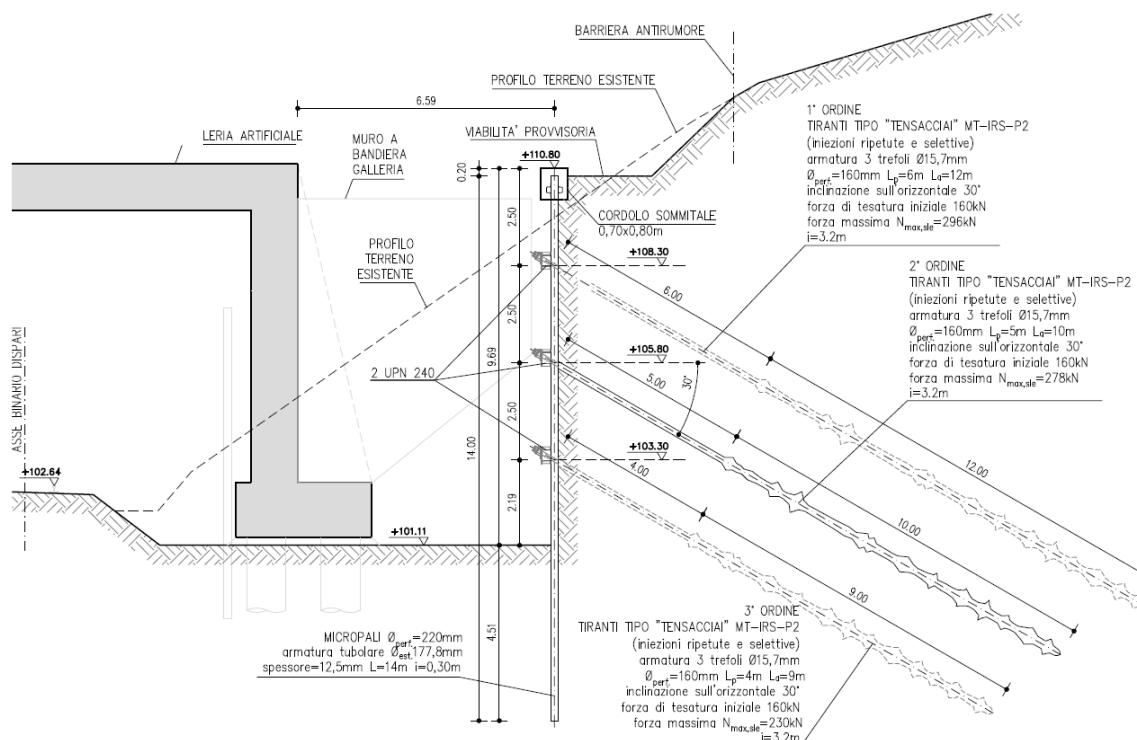



Figura 6-3: Sezione tipologica paratia 3P

- Micropali:
 - tubi Ø177.8 mm e spessore 8 mm;
 - diametro di perforazione = 220 mm;
 - lunghezza micropali h: 14.0 m;
 - interasse 0.30 m, localmente in corrispondenza dei tiranti interasse 0.40 m.
- 1° ordine di tiranti posti a 2.50m dalla sommità della paratia:
 - diametro di perforazione ≥ 160 mm;
 - n°3 trefoli da 15.7mm di diametro (sezione di 150mm^2) per tirante;
 - inclinazione rispetto all'orizzontale 30°;
 - lunghezza libera = 6.0 m;
 - lunghezza di ancoraggio = 12.0;
 - interasse pari a 3.20 m.
- 2° ordine di tiranti posti a 5.00m dalla sommità della paratia:
 - diametro di perforazione ≥ 160 mm;
 - n°3 trefoli da 15.7mm di diametro (sezione di 150mm^2) per tirante;

 gruppo Atlantia	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</p> <p style="text-align: center;">NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</p> <p style="text-align: center;">Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro</p> <p style="text-align: right;">Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO DELLE OPERE PROVVISORIALI</p>
--	--

- inclinazione rispetto all'orizzontale 30°;
 - lunghezza libera = 5.0 m;
 - lunghezza di ancoraggio = 10.0;
 - interasse pari a 3.20 m.
- 3° ordine di tiranti posti a 7.50m dalla sommità della paratia:
- diametro di perforazione ≥ 160 mm;
 - n°3 trefoli da 15.7mm di diametro (sezione di 150mm²) per tirante;
 - inclinazione rispetto all'orizzontale 30°;
 - lunghezza libera = 4.0 m;
 - lunghezza di ancoraggio = 9.0;
 - interasse pari a 3.20 m.
- Cordolo in c.a. di collegamento micropali:
- bxh = 70x80 cm.
- Travi di ripartizione dei tiranti:
- 2UPN 240 accoppiati.

L'estradosso del cordolo della paratia è previsto variabile da quota +110.05m a quota +110.80m.

7. CONFIGURAZIONE TERRENO A TERGO PARATIA

Il terreno a tergo della paratia è conformato a scarpata, ovvero con tratto inclinato e tratto orizzontale.

Con riferimento al "Engineer Manual 1110-2-2502, 25 September 1989 – Retaining and flood walls" del "Department of the Army – U.S. Army Corps of Engineers", tale configurazione di terreno è stata assimilata ad un pendio indefinito il cui angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale β_{avg} è stata determinata secondo i criteri indicati nella figura seguente.

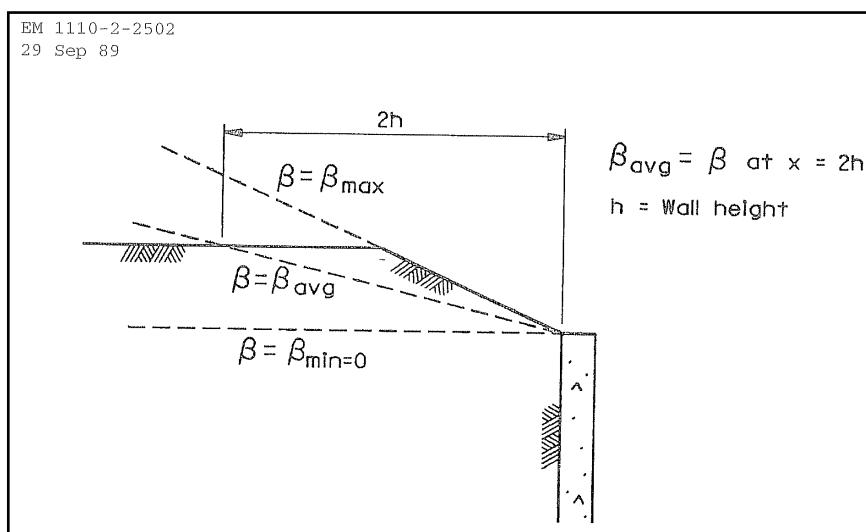


Figura 7-1: Schema per la determinazione del profilo di calcolo della scarpata con banca ("Engineer Manual 1110-2-2502, 25 September 1989 – Retaining and flood walls").

Per il caso in esame sono stati assunti i seguenti valori:

Tipologia 1P $\beta_{avg} = 17^\circ$;

Tipologia 2P $\beta_{avg} = 17^\circ$;

Tipologia 3P $\beta_{avg} = 17^\circ$.

8. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Nelle tabelle seguenti sono riportate la stratigrafia di calcolo ed i parametri.

Tabella 8-1: Stratigrafia di calcolo Tipologia 1P

Profondità [m] (*)	Unità
da 0.00 a 0.97	RIP
da 0.97 a 3.30	DAG
da 3.30 a 5.81	PAT alt
da 5.81 in poi	PAT

(*) Le profondità si riferiscono a testa paratia per la sezione a quota +106.57m.

Tabella 8-2: Stratigrafia di calcolo Tipologia 2P

Profondità [m] (*)	Unità
da 0.00 a 1.00	RIP
da 1.00 a 5.30	DAG
da 5.30 a 7.30	PAT alt
da 7.30 in poi	PAT

(*) Le profondità si riferiscono a testa paratia per la sezione a quota +109.00m.

Tabella 8-3: Stratigrafia di calcolo Tipologia 3P

Profondità [m] (*)	Unità
da 0.00 a 1.00	RIP
da 1.00 a 6.50	DAG
da 6.50 a 8.50	PAT alt
da 8.50 in poi	PAT

(*) Le profondità si riferiscono a testa paratia per la sezione a quota +110.80m.


	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</p> <p style="text-align: center;">NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</p> <p style="text-align: center;">Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro</p> <p style="text-align: right;">Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO DELLE OPERE PROVVISORIALI</p>
---	---

Tabella 8-4: Parametri geotecnici caratteristici.

UNITÀ STRATIGRAFICA	RIP	DA G	PAT alt	PAT
Peso specifico γ [kN/m ³]	19.0	20.0	22	22
Coesione c' [kPa]	0.0	0.0	22	55
Angolo d'attrito ϕ' [°]	32	37	25	33

Tabella 8-5: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

	$\tan(\phi')$ [γ_ϕ]	c' , [γ_c]	γ [γ_γ]
M1	1.00	1.00	1.00
M2	1.25	1.25	1.00

Tabella 8-6: Parametri geotecnici di progetto M1.

Unità	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]
RIP	19.0	32	0.0
DAG	20.0	37	0.0
PAT alt	22.0	25	22.0
PAT	22.0	33	55.0

Tabella 8-7: Stratigrafia di calcolo e Parametri geotecnici di progetto M2.

Unità	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]
RIP	19.0	26.56	0.0
DAG	20.0	31.08	0.0
PAT alt	22.0	20.45	17.6
PAT	22.0	27.45	44.0

9. METODO DI CALCOLO DELLE PARATIE MULTIANCORATE

Al fine di rappresentare il comportamento dell'opera di sostegno durante le varie fasi di lavoro (scavo, inserimento contrasti e riempimenti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

Tra i possibili modelli di comportamento, è assai adatto alla rappresentazione analitica, ed alla successiva organizzazione nell'ambito di un programma di calcolo automatico, quello suggerito da M. Bertero e R. Lancellotta "Metodi di calcolo basati sul comportamento elasto-plastico del terreno-Torino 1979"; J. Balay - F. Harfouche "Programme pour le calcul des suotenements par la methode des modules de reaction (Denebola)".

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

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

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

Nella Figura 9-1 si mostrano le relazioni costitutive per il terreno e per gli elementi di ancoraggio. Si intende che gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo". Nella valutazione delle spinte si può tener conto dell'attrito terreno-paratia, o della coesione di adesione; non si prendono in considerazione componenti di carico o di reazione verticali.

La relazione costitutiva è completa, cioè prevede cicli di carico e scarico, con variazioni dei parametri caratteristici, nel corso della esecuzione dell'opera.

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di ancoraggio consentendo, nei limiti della imperfetta conoscenza dei parametri, di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni, e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

L'impiego di tale approccio richiede la conoscenza, oltre che degli usuali parametri di spinta, anche di alcuni parametri caratteristici di tipo geotecnico definiti nel punto seguente.

9.1 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI CALCOLO

In base ai parametri geotecnici delle varie unità stratigrafiche, in accordo al metodo di calcolo discusso al punto precedente, si possono determinare le grandezze indicate nel seguito.

- Pressione attiva:

$$P_a = \sigma'_v \cdot k_a - c' \cdot k_{ac} \quad [F \cdot L^{-2}]$$

dove: σ'_v = tensione verticale efficace $[F \cdot L^{-2}]$

c' = coesione [F·L-2]

k_a, k_{ac} = coefficienti di spinta attiva valutati tenendo conto di un angolo di attrito terreno paratia $\delta_a = (2/3)\phi'$. I coefficienti k_a sono valutati in condizioni di deformazione piana tenendo conto di superfici di rottura curvilinee (vedasi Figura 9-2 tratta da Caquot e Kerisel "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" 1948 - NAVFAC DM 7.2 1971).

Il coefficiente k_{ac} (affidente ai termini coesivi) è valutato con l'espressione:

$$k_{ac} = 2\sqrt{k_a \cdot (1 + c_w/c')} = 2\sqrt{k_a}$$

Trascurando a favore di sicurezza il termine di adesione $c_w/c' = 0$.

- Pressioni orizzontali dovute ai carichi esterni:

$$P_q = q \cdot k_a \quad [F \cdot L-2]$$

dove: q = carico verticale uniformemente distribuito;

deve risultare: $P_a + P_q \geq 0$.

- Differenze di pressioni idrostatiche:

$$P_h = (Z_{wt} - Z_{ws}) \cdot \gamma_w \quad [F \cdot L-2]$$

dove: Z_{wt} = quota falda a tergo della paratia,

Z_{ws} = quota falda lato scavo,

γ_w = peso specifico acqua $\cong 10 \text{ kN/m}^3$.

- Pressione passiva:

$$P_p = \sigma'_v \cdot k_p + c' \cdot k_{pc} \quad [F \cdot L-2]$$

dove: k_p, k_{pc} = coefficienti di spinta passiva valutati tenendo conto di un angolo di attrito terreno paratia $\delta_p = \phi'/2 \leq 15^\circ$.


I coefficienti k_p sono valutati in condizioni di deformazione piana tenendo conto di superfici di rottura curvilinee (vedasi Figura 9-2 tratta da Caquot e Kerisel "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" 1948 - NAVFAC DM 7.2 1971). Il coefficiente k_{pc} (affidente ai termini coesivi) è valutato con l'espressione:

$$k_{pc} = 2\sqrt{k_p \cdot (1 + c_w/c')} = 2\sqrt{k_p}$$

Trascurando a favore di sicurezza il termine di adesione $c_w/c' = 0$.

- Pressione a riposo:

$$P_0 = \sigma'_v \cdot k_0 \quad [F \cdot L-2]$$

 <small>gruppo Atlantia</small>	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</p> <p style="text-align: center;">NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</p> <p style="text-align: center;">Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro</p> <p style="text-align: right;">Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO DELLE OPERE PROVVISORIALI</p>
---	--

dove: k_0 = coefficiente di spinta a riposo.

Gli effetti della sovraconsolidazione indotti dalle operazioni di scavo possono essere presi in considerazione facendo riferimento alla espressione seguente:

$$k_0(\text{post}) = k_0(\text{pre}) \cdot \text{OCR}^b$$

dove:

OCR = Over Consolidation Ratio.

- Moduli di reazione orizzontali del terreno:

Si può fare riferimento alla relazione proposta da Janbu (1972)

$$E_s = m \cdot P_r \cdot (P_0 / P_r)^\alpha \quad [\text{F-L-2}]$$

dove:

m = coefficiente dipendente dal tipo e dalla compressibilità del terreno;

P_0 = pressione a riposo;

P_r = pressione di riferimento = 100 kPa;

α = esponente funzione del tipo di terreno.

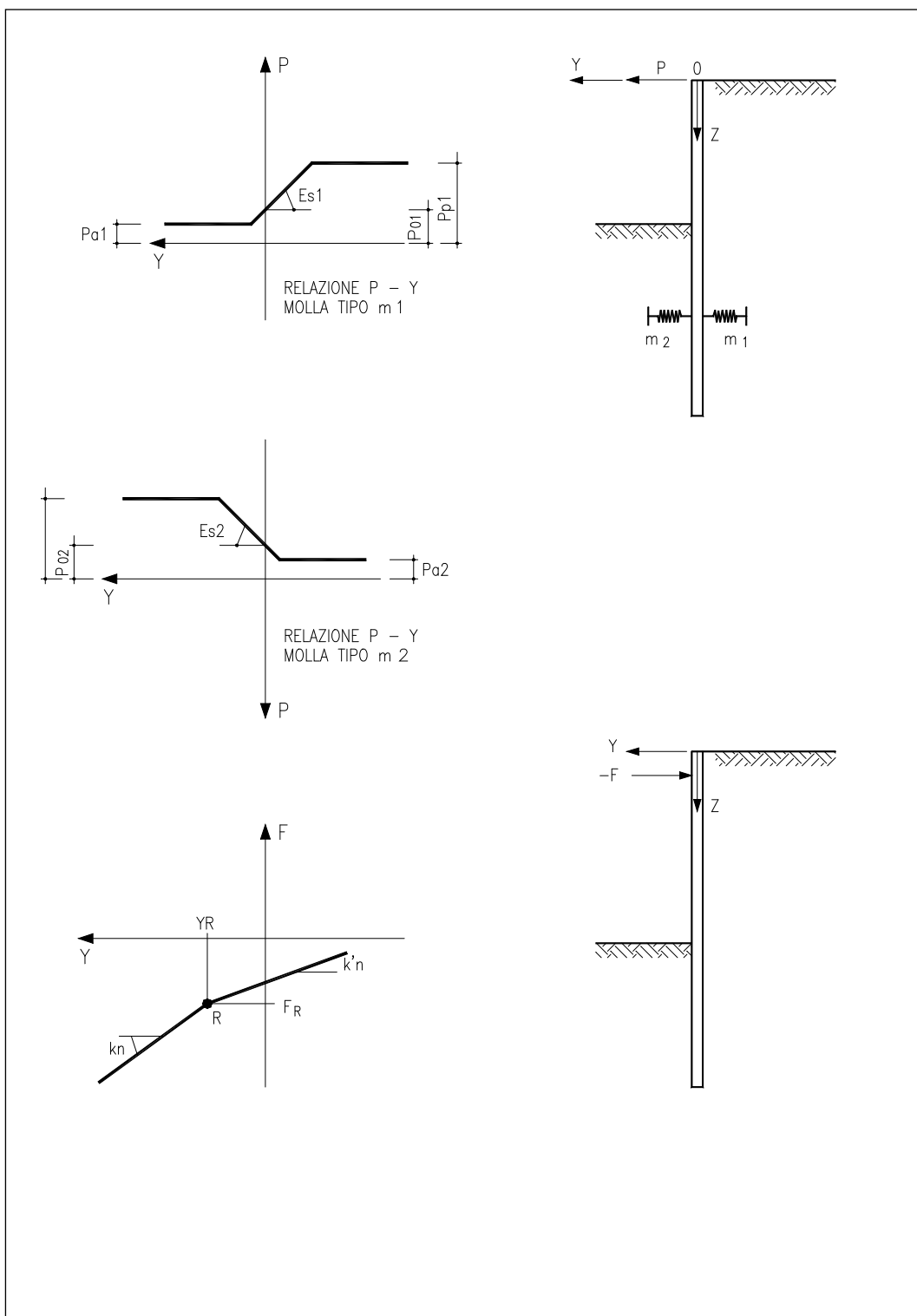


Figura 9-1: Relazioni costitutive per il terreno e per i contrasti.

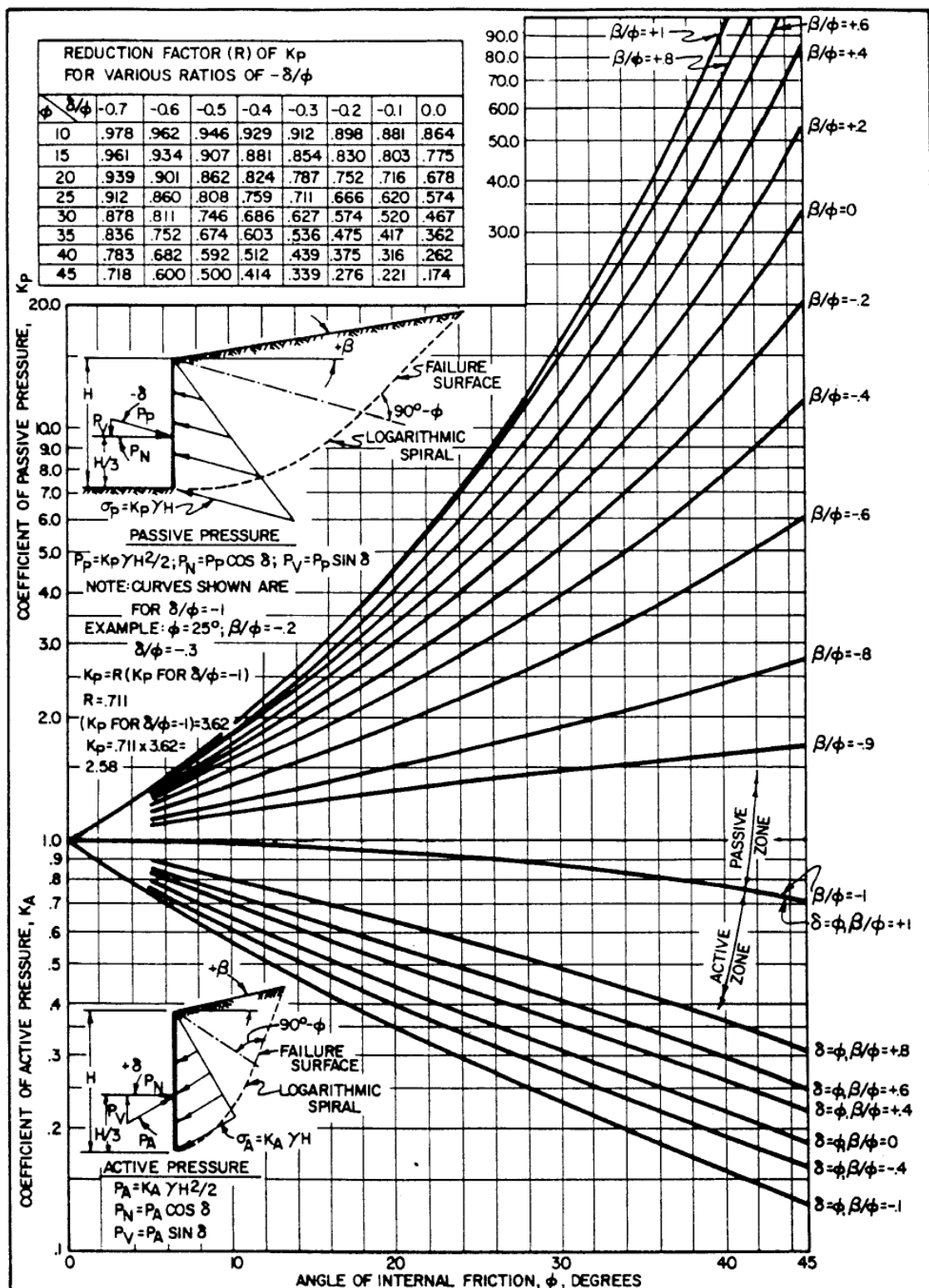


Figura 9-2: Parametri di spinta attiva e passiva.

9.2 PARAMETRI UTILIZZATI NEI CALCOLI – LATO SCAVO

Per le unità stratigrafiche individuate al paragrafo 8, si possono assumere i seguenti valori dei parametri di calcolo **lato scavo**, determinati considerando l'estradosso del terreno **piano**.

9.2.1 •SLU Combinazione 1 (A1+M1+R1) e SLE

• Strato 1: RIP

k_0	= 0.470	α	= 0.50	b	= 0.40	m	= 250
k_a	= 0.273	k_{ac}	= 1.05				
k_p	= 5.05	k_{pc}	= 4.49				

• Strato 2: DAG

k_0	= 0.398	α	= 0.50	b	= 0.40	m	= 340
k_a	= 0.224	k_{ac}	= 0.95				
k_p	= 6.61	k_{pc}	= 5.14				

• Strato 3: PAT alt

k_0	= 0.577	α	= 0.00	b	= 0.00	m	= 325
k_a	= 0.366	k_{ac}	= 1.21				
k_p	= 3.43	k_{pc}	= 3.70				

• Strato 4: PAT

k_0	= 0.455	α	= 0.00	b	= 0.00	m	= 1250
k_a	= 0.263	k_{ac}	= 1.03				
k_p	= 5.36	k_{pc}	= 4.63				

9.2.2 SLU Combinazione 2 (A2+M2+R2): parametri del terreno fattorizzati

• Strato 1: RIP

k_0	= 0.552	α	= 0.50	b	= 0.40	m	= 250
k_a	= 0.343	k_{ac}	= 1.17				
k_p	= 3.76	k_{pc}	= 3.88				

• Strato 2: DAG

k_0	= 0.483	α	= 0.50	b	= 0.40	m	= 340
k_a	= 0.284	k_{ac}	= 1.07				
k_p	= 4.88	k_{pc}	= 4.42				

• Strato 3: PAT alt

k_0	= 0.650	α	= 0.00	b	= 0.00	m	= 325
k_a	= 0.440	k_{ac}	= 1.33				
k_p	= 2.63	k_{pc}	= 3.24				

• **Strato 4: PAT**

k_0	= 0.539	α	= 0.00	b	= 0.00	m	= 1250
k_a	= 0.33	k_{ac}	= 1.15				
k_p	= 3.93	k_{pc}	= 3.97				

9.3 PARAMETRI UTILIZZATI NEI CALCOLI – LATO TERRA

Per le unità stratigrafiche individuate al paragrafo 8, si possono assumere i seguenti valori dei parametri di calcolo **lato terra**, determinati considerando l'estradosso del terreno con inclinazione $i = \beta_{avg} = 17^\circ$.

9.3.1 •SLU Combinazione 1 (A1+M1+R1) e SLE

• **Strato 1: RIP**

k_0	= 0.607	α	= 0.50	b	= 0.40	m	= 250
k_a	= 0.347	k_{ac}	= 1.18				
k_p	= 9.34	k_{pc}	= 6.11				

• **Strato 2: DAG**

k_0	= 0.514	α	= 0.50	b	= 0.40	m	= 340
k_a	= 0.282	k_{ac}	= 1.06				
k_p	= 14.00	k_{pc}	= 7.48				

• **Strato 3: PAT alt**

k_0	= 0.746	α	= 0.00	b	= 0.00	m	= 325
k_a	= 0.491	k_{ac}	= 1.40				
k_p	= 5.81	k_{pc}	= 4.82				

• **Strato 4: PAT**

k_0	= 0.588	α	= 0.00	b	= 0.00	m	= 1250
k_a	= 0.334	k_{ac}	= 1.15				
k_p	= 10.31	k_{pc}	= 6.42				

9.3.2 Combinazione 2 (A2+M2+R2): parametri del terreno fattorizzati

• **Strato 1: RIP**

k_0	= 0.714	α	= 0.50	b	= 0.40	m	= 250
k_a	= 0.451	k_{ac}	= 1.34				
k_p	= 6.65	k_{pc}	= 5.16				

• **Strato 2: DAG**

k_0	= 0.625	α	= 0.50	b	= 0.40	m	= 340
k_a	= 0.362	k_{ac}	= 1.20				
k_p	= 9.06	k_{pc}	= 6.02				

• **Strato 3: PAT alt**

k_0	= 0.840	α	= 0.00	b	= 0.00	m	= 325
k_a	= 0.628	k_{ac}	= 1.59				
k_p	= 3.98	k_{pc}	= 3.99				

• **Strato 4: PAT**

k_0	= 0.696	α	= 0.00	b	= 0.00	m	= 1250
k_a	= 0.429	k_{ac}	= 1.31				
k_p	= 7.09	k_{pc}	= 5.33				

9.4 ANALISI DEI CARICHI

La berlinese è stata dimensionata per resistere:

- alla spinta del terreno in fase statica;
- alla spinta dovuta alla presenza di sovraccarichi accidentali a tergo della paratia assunti pari a 10kPa (eventuali mezzi d'opera).

Dato il carattere discontinuo della paratia, non è necessario considerare la spinta idrostatica a tergo della stessa. Il sovraccarico accidentale è stato considerato con valore caratteristico

$Q_k = 10 \text{ kPa}$ ed indefinito a tergo della paratia.

I valori di progetto per entrambi gli SLU (combinazioni A1 e A2), basati su fattori parziali per carichi variabili definiti dalla Norma (Tab. 2.6.I), considerando che il programma di calcolo utilizzato e descritto nel seguito non fa distinzione tra carichi accidentali e permanenti, sono esposti nel seguito:

- nel caso A1: $Q = (1.50/1.30) \times 10 = 11.5 \text{ kPa}$;
- nel caso A2: $Q = (1.30/1.00) \times 10 = 13.0 \text{ kPa}$.

Ai risultati in termini di sollecitazioni ottenuti dal programma, si applicherà poi a posteriori un coefficiente moltiplicativo pari a 1.30 nel caso A1 e pari a 1.00 nel caso A2.

9.5 VALUTAZIONE DELLE RIGIDEZZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

- Rigidezza flessionale dei micropali.

Con riferimento al modulo elastico assunto per l'acciaio di armatura dei micropali:

$E = 210000000 \text{ kPa}$, si ottiene (interasse micropali $i = 0.30 \text{ m}$):

$EJ/i = 210000000 \times 0.00002230/0.30 = 15608 \text{ kNm}^2/\text{m}$.

- Rigidità traslazionale dei tiranti e pretensione.

I tiranti sono stati schematizzati secondo quanto indicato nella Figura 9-3, dalla quale si può determinare la seguente costante elastica di tirante nonché il valore della forza di pretensione.

$$k_{\text{tir}} = \frac{E \cdot A \cdot n \cdot \cos \alpha \cdot \cos \alpha}{(L_p + L_a/2) \cdot i}$$

dove:

- k_{tir} = costante di rigidità del tirante in direzione orizzontale;
 E = modulo elastico dell'acciaio = 196000000 kPa;
 A = area del singolo trefolo = 150 mm²;
 n = numero di trefoli per singolo tirante = 3;
 α = angolo di inclinaz. del tirante rispetto all'orizzontale = 30°;
 L_p = lungh. del tirante nel tratto passivo (lungh. libera);
 L_a = lungh. del tirante nel tratto attivo (lungh. ancoraggio);
 i = interasse orizzontale dei tiranti.

La forza di pretensione è $F = 160$ kN/tirante, il che equivale ad una forza orizzontale per metro di sviluppo della paratia pari a:

$$f = \frac{F \cdot \cos \alpha}{i}$$

Si riassumono nella seguente tabella i valori delle rigidità di ciascun ordine di tiranti e della corrispondente pretensione per ciascuna tipologia di berlinese.

Tabella 9-1: Rigidezza e pretensione tiranti

Tipologia 1P								
Ordine di tiranti	L_p [m]	L_a [m]	i [m]	α [°]	n°trefoli	$A_{trefolo}$ [mm ²]	k [kN/m]	f [kN/m]
1°	4.00	10.00	3.10	30	3	150	2371.00	44.70
Tipologia 2P								
Ordine di tiranti	L_p [m]	L_a [m]	i [m]	α [°]	n°trefoli	$A_{trefolo}$ [mm ²]	k [kN/m]	f [kN/m]
1°	6.00	11.00	3.20	30	3	150	1797.00	43.30
2°	4.00	12.00	3.20	30	3	150	2067.00	43.30
Tipologia 3P								
Ordine di tiranti	L_p [m]	L_a [m]	i [m]	α [°]	n°trefoli	$A_{trefolo}$ [mm ²]	k [kN/m]	f [kN/m]
1°	6.00	12.00	3.20	30	3	150	1722.00	43.30
2°	5.00	10.00	3.20	30	3	150	2067.00	43.30
3°	4.00	9.00	3.20	30	3	150	2431.00	43.30

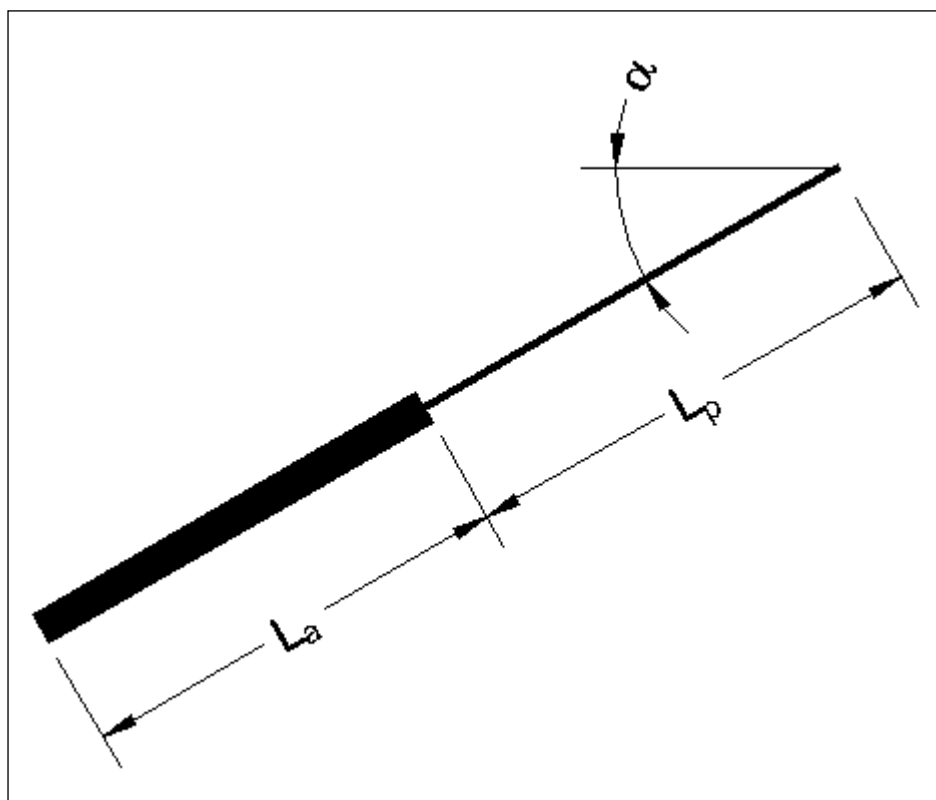



Figura 9-3: Schema tiranti.

 gruppo Atlantia	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</p> <p style="text-align: center;">Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro</p> <p style="text-align: right;">Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO DELLE OPERE PROVVISORIALI</p>
--	--

10. PARATIA DI MICROPALI – TIPOLOGIA 1P

10.1 FASI COSTRUTTIVE DI CALCOLO

Le fasi costruttive di calcolo sono le seguenti:

FASE 1:

- scavo a 3.00 m da testa paratia;
- falda lato terreno e lato scavo alla quota di 5.90m dalla sommità della paratia;
- sovraccarico a tergo della paratia con valore caratteristico pari a 10 kPa applicato a testa paratia (costante fino all'ultima fase);

FASE 2:

- pretensione tiranti;

FASE 3:

- scavo a 7.0 m da testa paratia;
- falda lato scavo a quota fondo scavo.

10.2 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI – SLU

10.2.1 Combinazione 1: A1+M1+R1(=1)

I risultati, riferiti ad una striscia di larghezza unitaria, sono riassunti nella tabella e nelle figure seguenti. I risultati riportati in tabella vanno moltiplicati per il fattore 1.3 (vedi paragrafo 9.4).

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	2.8 (.00)	.1 (8.00)	-58.7 (3.50)	38.4 (4.50)
2	2.8 (.00)	.1 (8.00)	-54.5 (3.50)	35.4 (4.50)
3	2.6 (.00)	16.2 (5.00)	-34.7 (7.50)	38.0 (2.50)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo
 - M+max = momento flettente positivo massimo
 fibre tese lato scavo
 - M-max = momento flettente negativo massimo
 fibre tese lato terra
 - Tmax = sforzo di taglio massimo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommità della paratia

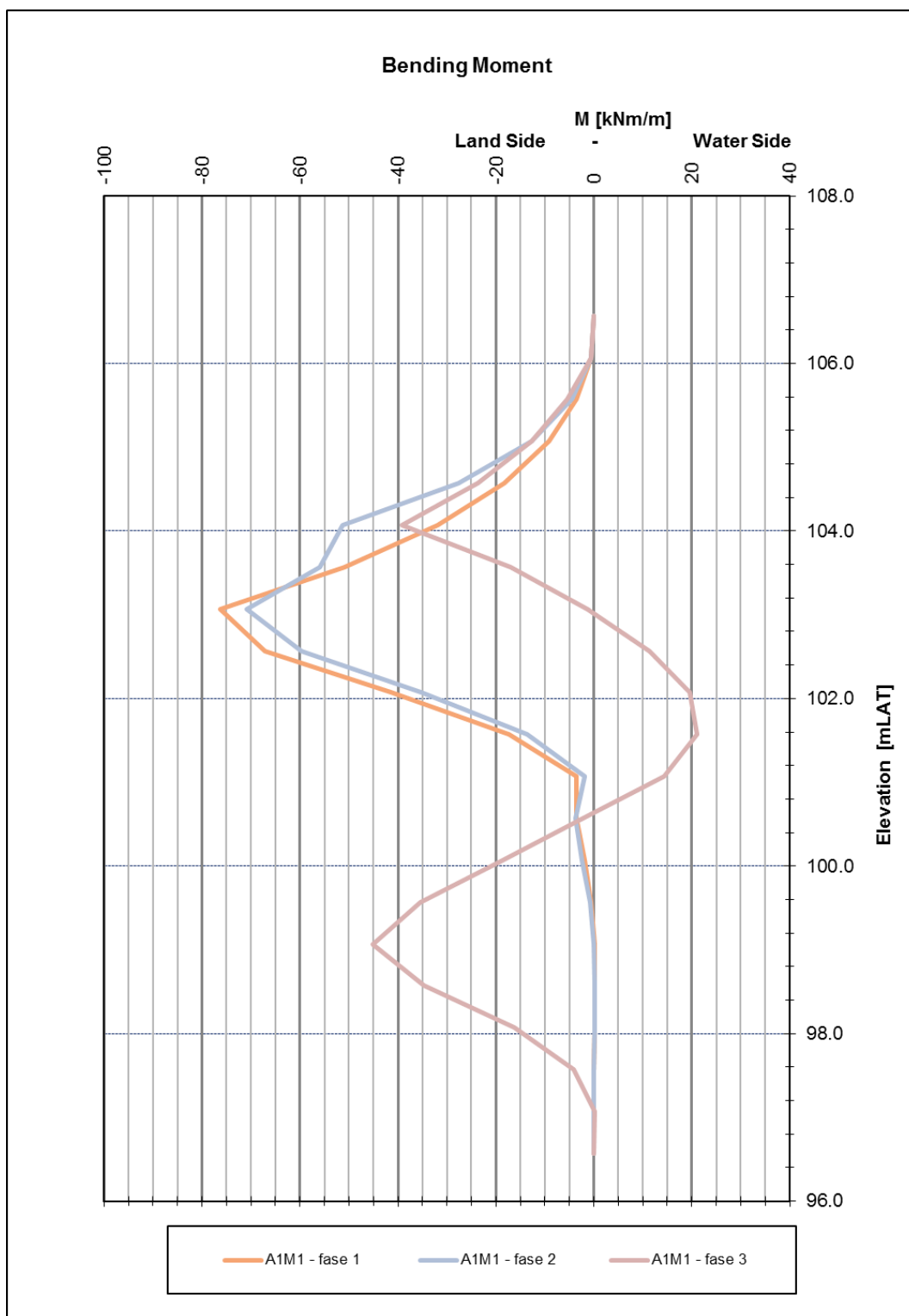


Figura 10-1: Andamento Momento flettente – Tipologia 1P – Combinazione 1

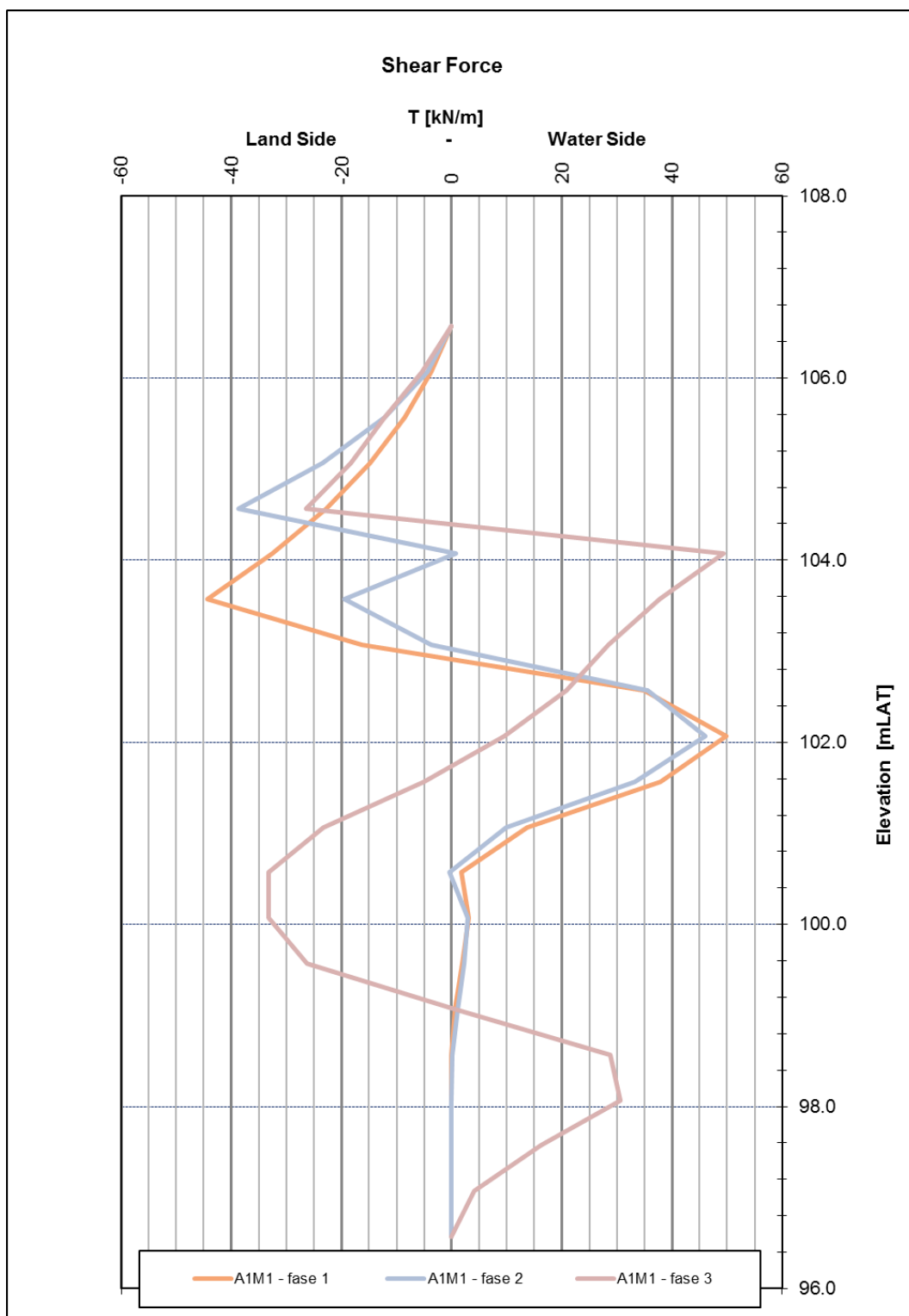


Figura 10-2: Andamento Taglio – Tipologia 1P – Combinazione 1

10.2.2 Combinazione 2: A2+M2+R1(=1)

I risultati, riferiti ad una striscia di larghezza unitaria, sono riassunti nella tabella e nelle figure seguenti.

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	6.1 (.00)	1.8 (7.50)	-95.4 (4.00)	56.0 (5.00)
2	6.1 (.00)	1.7 (7.50)	-88.6 (4.00)	51.9 (5.00)
3	5.8 (.00)	35.0 (4.50)	-81.3 (7.50)	60.4 (2.50)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo
 - M+max = momento flettente positivo massimo
 fibre tese lato scavo
 - M-max = momento flettente negativo massimo
 fibre tese lato terra
 - Tmax = sforzo di taglio massimo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommata' della paratia

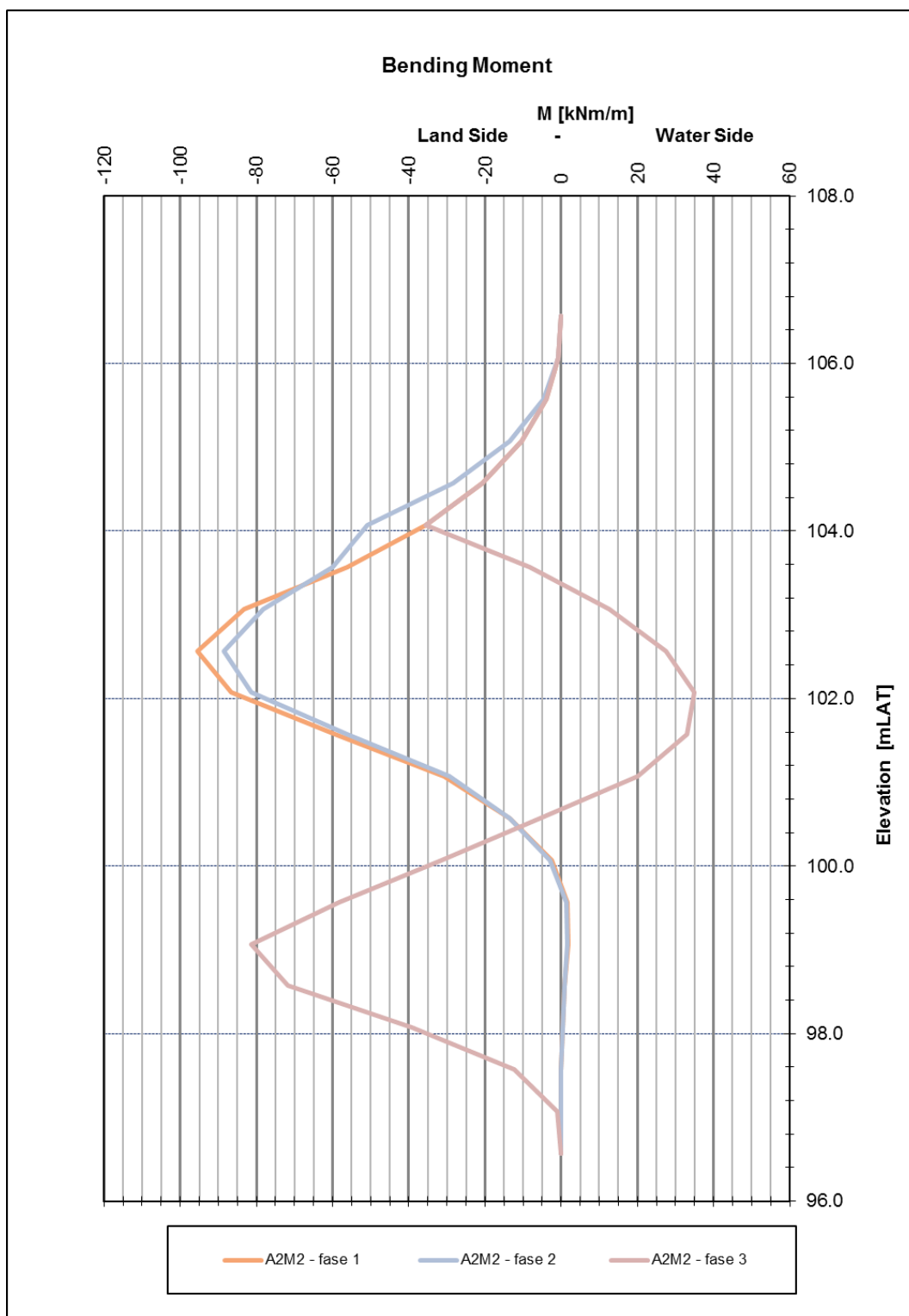


Figura 10-3: Andamento Momento flettente – Tipologia 1P – Combinazione 2

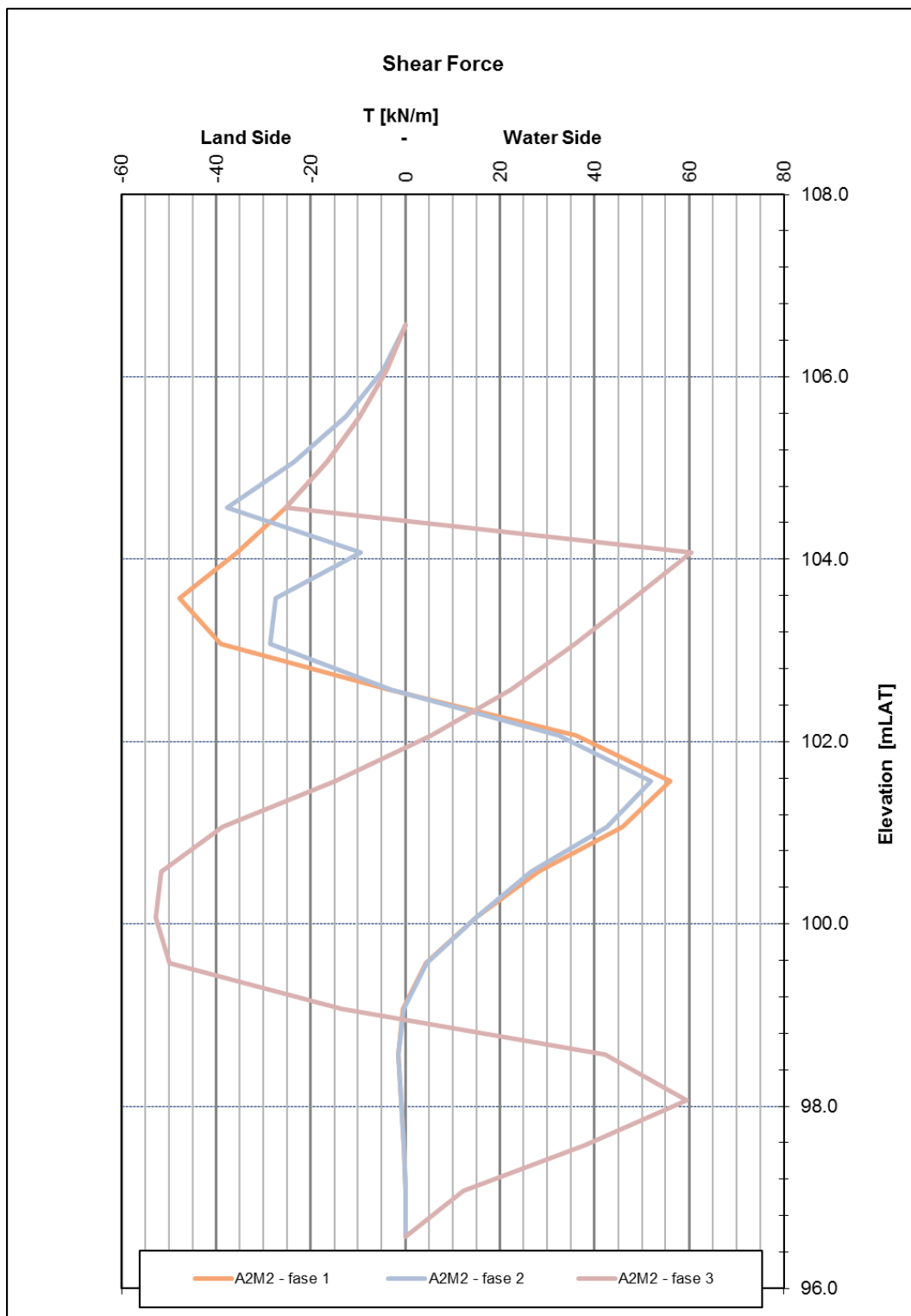


Figura 10-4: Andamento Taglio – Tipologia 1P – Combinazione 2

10.3 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI – SLE COMBINAZIONE CARATTERISTICA

I risultati, riferiti ad una striscia di larghezza unitaria, sono riassunti nella tabella e nelle figure seguenti.

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	2.7 (.00)	.1 (8.00)	-56.3 (3.50)	37.1 (4.50)
2	2.7 (.00)	.1 (8.00)	-52.2 (3.50)	34.1 (4.50)
3	2.4 (.00)	15.4 (5.00)	-32.7 (7.50)	36.7 (2.50)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo
 - M+max = momento flettente positivo massimo
 fibre tese lato scavo
 - M-max = momento flettente negativo massimo
 fibre tese lato terra
 - Tmax = sforzo di taglio massimo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommità della paratia

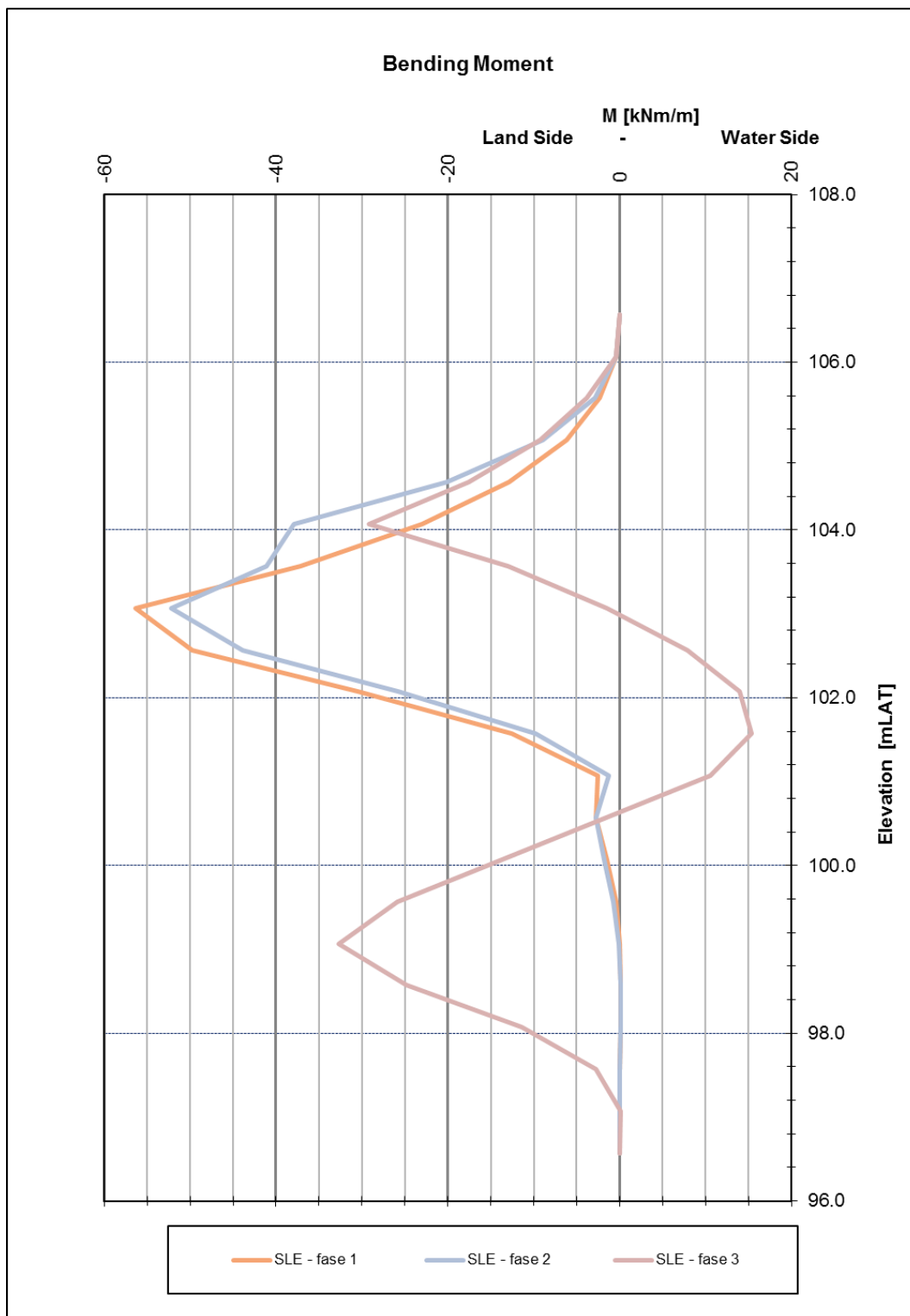


Figura 10-5: Andamento Momento flettente – Tipologia 1P – Combinazione SLE

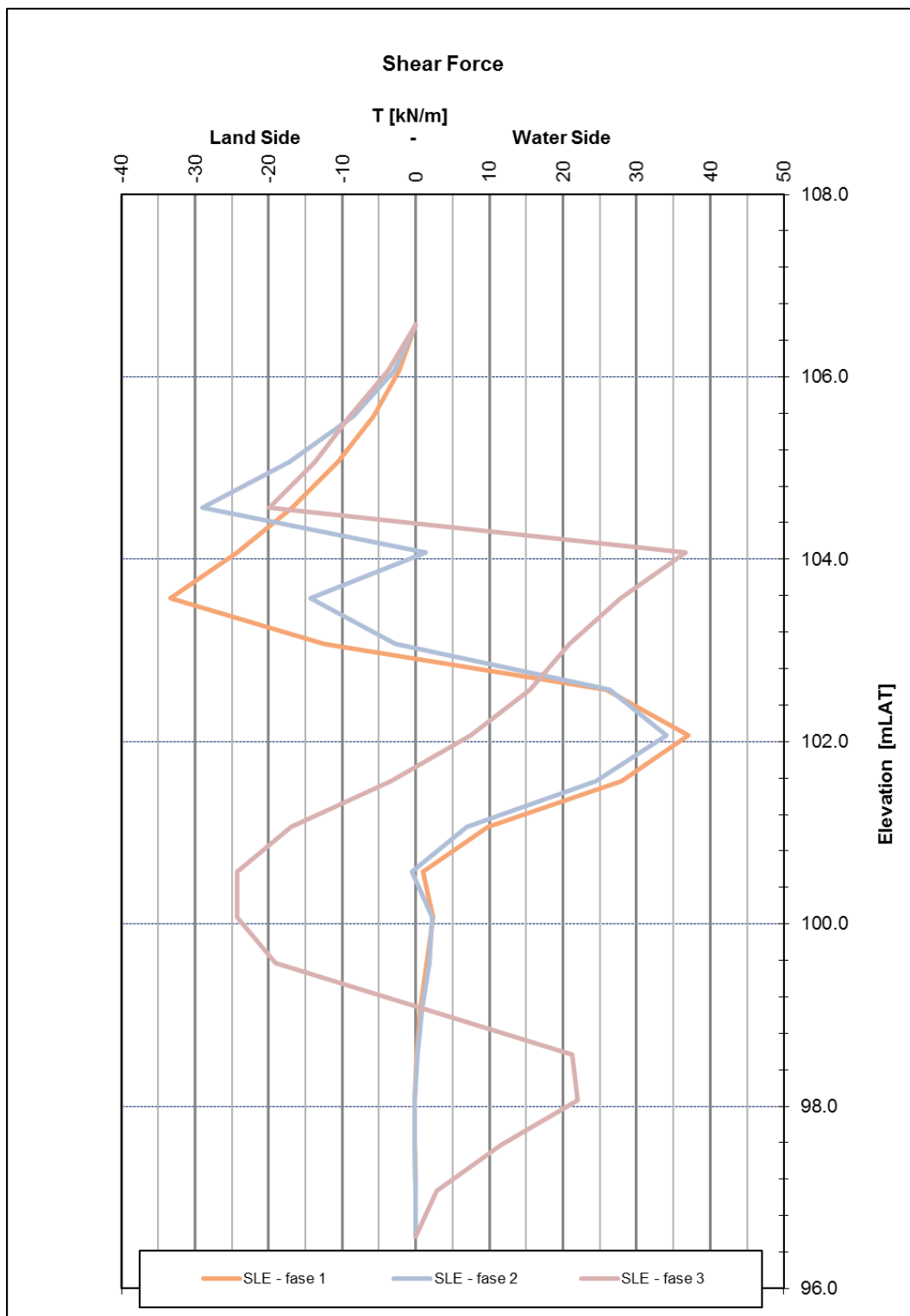


Figura 10-6: Andamento Taglio – Tipologia 1P – Combinazione SLE

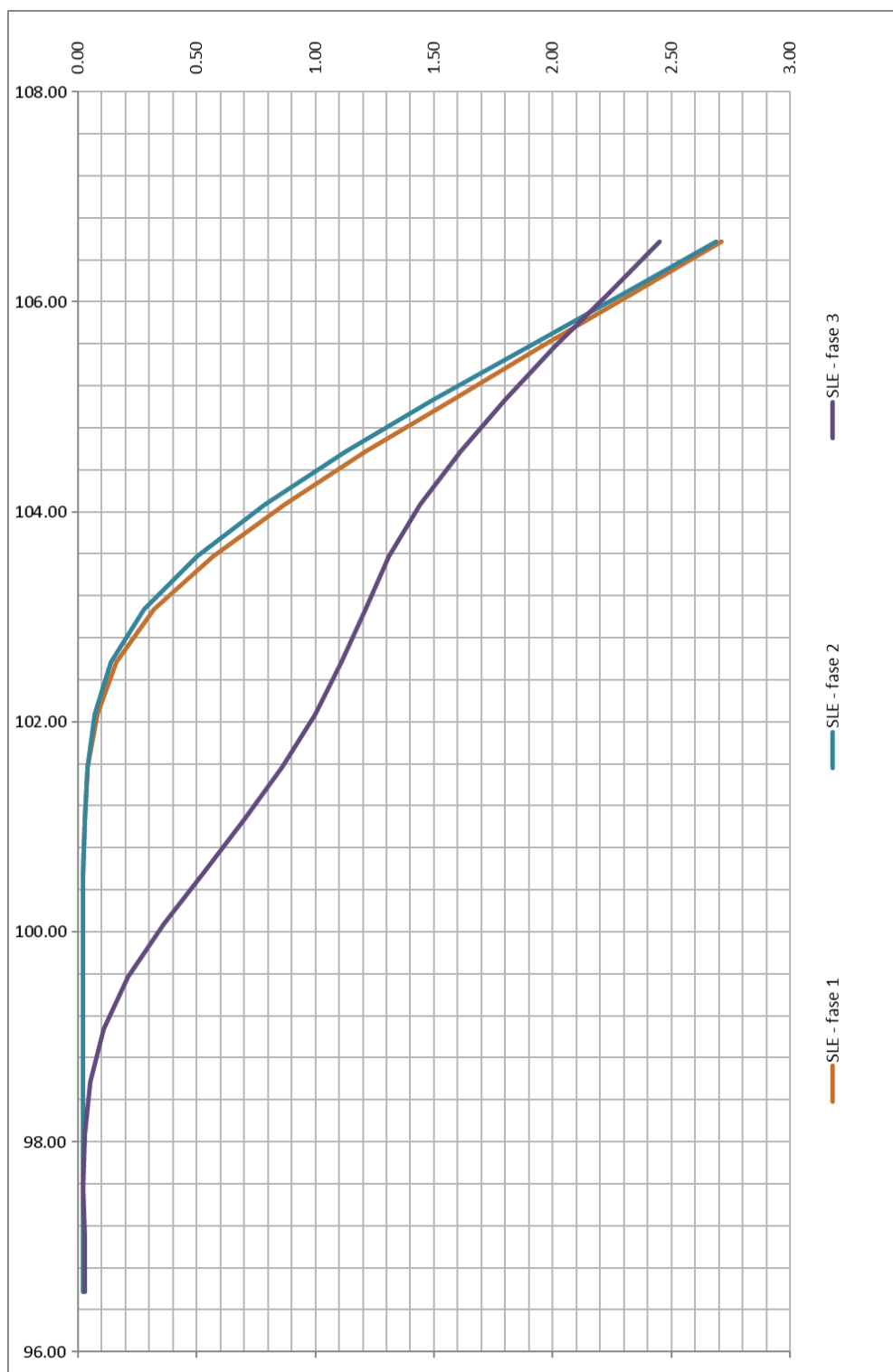


Figura 10-7: Andamento Deformata – Tipologia 1P – Combinazione SLE

10.4 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA

Con riferimento allo SLU combinazione 2, non si evidenziano problematiche di natura geotecnica per quanto concerne il coefficiente di sicurezza globale della paratia ottenuto dal rapporto fra la spinta mobilitata lato scavo e la spinta passiva lato scavo (vedi figura seguente) $FS_{min} = 3.63$.

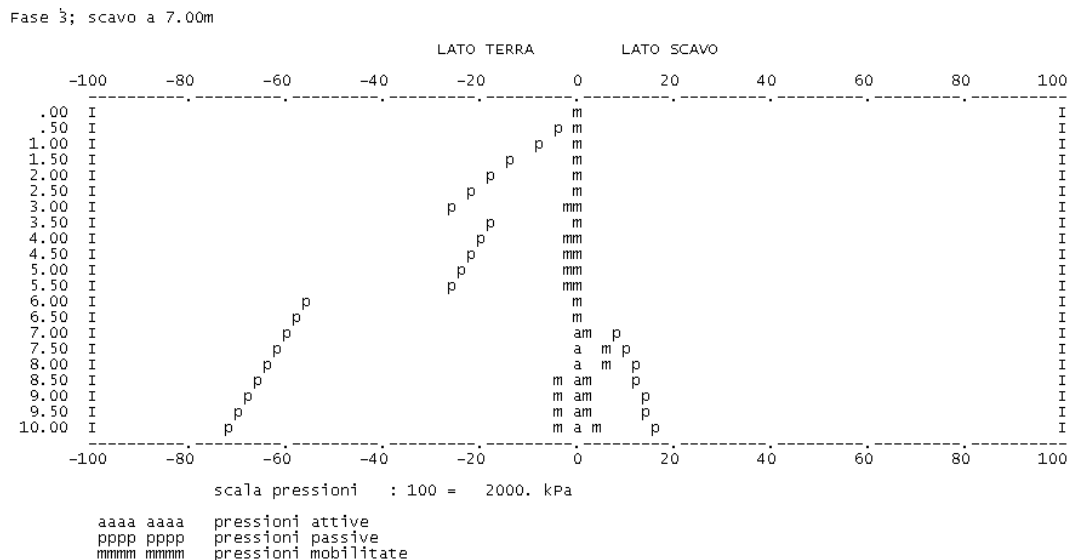


Figura 10-8: Combinazione SLU A2+M2 – Diagramma pressioni limiti e mobilitate.

Le elaborazioni agli SLE mostrano deformazione massima orizzontale pari a 2.70 cm in sommità.

10.5 VERIFICHE MICROPALI

10.5.1 Verifiche strutturali agli SLU

Le sollecitazioni ottenute per i micropali di interesse per le verifiche strutturali (SLU – combinazione 1) con riferimento ad un metro lineare di sviluppo della paratia sono le seguenti (vedi paragrafo 10.2.1):

- momento flettente: $M_{\max} = 58.7 \cdot 1.3 = 76.3 \text{ kNm/m}$;
- sforzo di taglio: $V_{\max} = 38.4 \cdot 1.3 = 49.92 \text{ kN/m}$.

Considerando l'interasse dei micropali, pari a 0.3 m, le sollecitazioni agenti sul singolo micropalo sono le seguenti:

- momento flettente: $M_{\max} = 76.3 \cdot 0.3 = 22.9 \text{ kNm}$;
- sforzo di taglio: $V_{\max} = 50.0 \cdot 0.3 = 15 \text{ kN}$.

Si adottano micropali con tubolare di armatura con diametro 177.8 mm e spessore 8 mm (vedi paragrafo 6). Nelle verifiche di resistenza si trascura, a favore di sicurezza, il contributo del calcestruzzo, ovvero si considera resistente soltanto il tubolare in acciaio.

- Classificazione della sezione tubolare.

Sulla base delle caratteristiche geometriche suddette, la sezione del tubolare appartiene alla classe 1; pertanto il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature è: $\gamma_{M0} = 1.05$.

- Verifica a taglio.

La resistenza di calcolo a taglio è fornita dalla seguente espressione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove per le sezioni circolari cave si ha:

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi}$$

Per il caso in esame risulta pertanto:

$$V_{c,Rd} = \frac{27.2 \cdot 100 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \cdot \frac{1}{1000} = 411 \text{ kN} > V_{\max}$$

Essendo il taglio di calcolo inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

- Verifica a flessione.

Per le sezioni di classe 1 la resistenza di calcolo a flessione retta è fornita dalla seguente espressione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Considerando, a favore di sicurezza, il modulo resistente elastico al posto di quello plastico, si ha:

$$M_{c,Rd} = \frac{173 \cdot 1000 \cdot 275}{1.05} \cdot \frac{1}{10^6} = 45.3 \text{ kNm} > M_{\max}$$

10.6 VERIFICHE TIRANTI

10.5.2 Verifiche dell'armatura dei tiranti - SLU

Le sollecitazioni ottenute per i tiranti di interesse per le verifiche strutturali (SLU – combinazione 1) con riferimento ad un metro lineare di sviluppo della paratia sono le seguenti (vedi paragrafo 10.2.1)

- sforzo sul tirante: $F_{\text{SLU-orizz}} = 65.80 \cdot 1.3 = 85.5 \text{ kN/m}$ in direzione orizzontale.

Considerando l'interasse dei tiranti, pari a 3.1 m, e l'inclinazione degli stessi pari a 30°, la forza agente sul singolo tirante è la seguente:

$$F_{\text{SLU}} = \frac{F_{\text{SLU-orizz}} \cdot i}{\cos \alpha} = \frac{85.50 \cdot 3.1}{\cos 30^\circ} = 306.1 \text{ kN}$$

Si adottano tiranti a 3 trefoli; il singolo trefolo presenta diametro 15.7 mm e sezione 150 mm² (vedi paragrafo 6). Con riferimento alle norme per il cemento armato precompresso, la resistenza a trazione di calcolo del singolo trefolo è assunta pari a:

$$R_{d-\text{trefolo}} = 0.9 \cdot A \cdot \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_s} = 0.9 \cdot 150 \cdot \frac{1670}{1.15} \cdot \frac{1}{1000} = 196.0 \text{ kN}$$

Essendo il tirante a 4 trefoli, la resistenza a trazione di calcolo dell'armatura è pari a:

$$R_{d-\text{armatura}} = 4 \cdot R_{d-\text{trefolo}} = 588 \text{ kN} > F_{\text{SLU}}$$

La resistenza caratteristica del tirante, necessaria per le verifiche del paragrafo 10.5.4, è pari a:

$$R_{k-\text{armatura}} = R_{d-\text{armatura}} \cdot \gamma_s = 677 \text{ kN}$$

10.5.3 Verifiche dell'armatura dei tiranti – SLE combinazione caratteristica

Le sollecitazioni ottenute per i tiranti di interesse per le verifiche strutturali (SLE) con riferimento ad un metro lineare di sviluppo della paratia sono le seguenti (vedi paragrafo 10.3):

- sforzo sul tirante: $F_{SLE-orizz} = 64.2 \text{ kN/m}$ in direzione orizzontale.

Considerando l'interasse dei tiranti, pari a 3.1 m, e l'inclinazione degli stessi pari a 30° , la forza agente sul singolo tirante è la seguente:

$$F_{SLE} = \frac{F_{SLE-orizz} \cdot i}{\cos \alpha} = \frac{64.2 \cdot 3.1}{\cos 30^\circ} = 229.8 \text{ kN}$$

Con riferimento alle norme per il cemento armato precompresso, la verifica alle tensioni è la seguente:

$$\sigma = \frac{F_{SLE}}{A} = \frac{229800}{3 \cdot 150} = 510 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{p(1)k} = 0.8 \cdot 1670 = 1336 \text{ MPa}$$

10.5.4 Verifiche della fondazione – SLU

La verifica della fondazione del tirante viene effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3; pertanto lo sforzo massimo di progetto sui tiranti è il medesimo riportato nel paragrafo 10.5.2, ovvero $F_{SLU} = 306.1 \text{ kN}$.

La capacità portante ultima del tirante $R_{a,c}$ viene valutata con la seguente formula:

$$R_{a,c} = \pi \cdot \phi_p \cdot \alpha \cdot \sum (\tau_{ai} \cdot l_i)$$

dove:

ϕ_p = diametro di perforazione = 160 mm;

α = coefficiente di maggiorazione del diametro = 1.0;

l_i = lunghezza della fondazione nei singoli strati

τ_{ai} = tensione tangenziale di aderenza palo-terreno nel singolo strato valutata come segue:

- unità DAG:
il contributo resistente viene trascurato;
- unità PAT alt:

$\tau_a = 150 \text{ kPa}$; tale tensione tangenziale di aderenza è stata determinata con riferimento a M. Bustamante, B. Doix, "Une methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés";

- unità PAT:

$\tau_a = 150 \text{ kPa}$; tale tensione tangenziale di aderenza è stata determinata con riferimento a M. Bustamante, B. Doix, "Une methode pour le calcul des tirants et

des micropieux injectés", ipotizzando che non sia determinabile a priori dove localmente finisce lo strato alterato.

La capacità portante ultima calcolata del tirante è pertanto pari a:

$$R_{a,c} = \pi \cdot 0.16 \cdot 1 \cdot (150.00 \cdot 9.50) = 716.00 \text{ kN}$$

La resistenza caratteristica allo sfilamento è pari a (par. 6.6.2 del DM 14/01/2008):

$$R_{ak} = \frac{R_{a,c}}{\xi} = \frac{716.00}{1.8} = 397.90 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto R_{ad} si determina applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i fattori parziali γ_R riportati nella tabella seguente, con riferimento ai tiranti temporanei.

Tabella 10-1: Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi.

	Simbolo	Coefficiente parziale
	γ_R	
Ancoraggi temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
Ancoraggi permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

Pertanto:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,t}} = \frac{397.90}{1.1} = 361.7 \text{ kN} > F_{SLU} = 306.1 \text{ kN}$$

Secondo quanto previsto dal DM 14/01/2008 occorre anche verificare che, nei tiranti con tratto libero realizzato con trefoli di acciaio armonico, la resistenza caratterista al limite di snervamento (verifica dell'armatura del tirante) sia sempre maggiore della resistenza caratteristica allo sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

Nel caso in esame la verifica è soddisfatta essendo:

$$R_{k\text{-armatura}} = 677.0 \text{ kN} > R_{ak\text{-fondazione}} = 397.90 \text{ kN}.$$

11. PARATIA DI MICROPALI – TIPOLOGIA 2P

11.1 FASI COSTRUTTIVE DI CALCOLO

Le fasi costruttive di calcolo sono le seguenti:

FASE 1:

- scavo a 3.00 m da testa paratia;
- falda lato terreno e lato scavo alla quota di 8.00m dalla sommità della paratia;
- sovraccarico a tergo della paratia con valore caratteristico pari a 10 kPa applicato a testa paratia (costante fino all'ultima fase);

FASE 2:

- pretensione 1° ordine di tiranti a quota 2.50m dalla sommità della paratia;

FASE 3:

- scavo a 6.0 m da testa paratia;

FASE 4:

- pretensione 2° ordine di tiranti a quota 5.50m dalla sommità della paratia;

FASE 5:

- scavo a 9.0 m da testa paratia;
- falda lato scavo a quota fondo scavo.

11.2 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI – SLU

11.2.1 Combinazione 1: A1+M1+R1(=1)

I risultati, riferiti ad una striscia di larghezza unitaria, sono riassunti nella tabella e nelle figure seguenti. I risultati riportati in tabella vanno moltiplicati per il fattore 1.3 (vedi paragrafo 9.4).

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	4.8 (.00)	5.9 (7.20)	-68.7 (4.20)	36.4 (5.40)
2	4.8 (.00)	5.7 (7.20)	-63.9 (4.20)	33.9 (5.40)
3	4.5 (.00)	18.7 (4.20)	-51.1 (6.60)	-44.2 (6.00)
4	4.5 (.00)	19.1 (4.20)	-47.5 (6.60)	42.3 (2.40)
5	4.2 (.00)	40.5 (6.60)	-76.3 (9.60)	-56.2 (9.00)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo
 - M+max = momento flettente positivo massimo
 fibre tese lato scavo
 - M-max = momento flettente negativo massimo
 fibre tese lato terra
 - Tmax = sforzo di taglio massimo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommità della paratia

TABELLA RIASSUNTIVA SFORZI CONTRASTI

Fase	F1 kN/m	F2 kN/m
	(2.50)	(5.50)
1	.0	.0
2	-43.3	.0
3	-66.7	.0
4	-66.8	-43.3
5	-74.0	-82.6

NOTE: - sono indicate le componenti di sforzo orizzontali riferite ad 1 m di sviluppo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommità della paratia

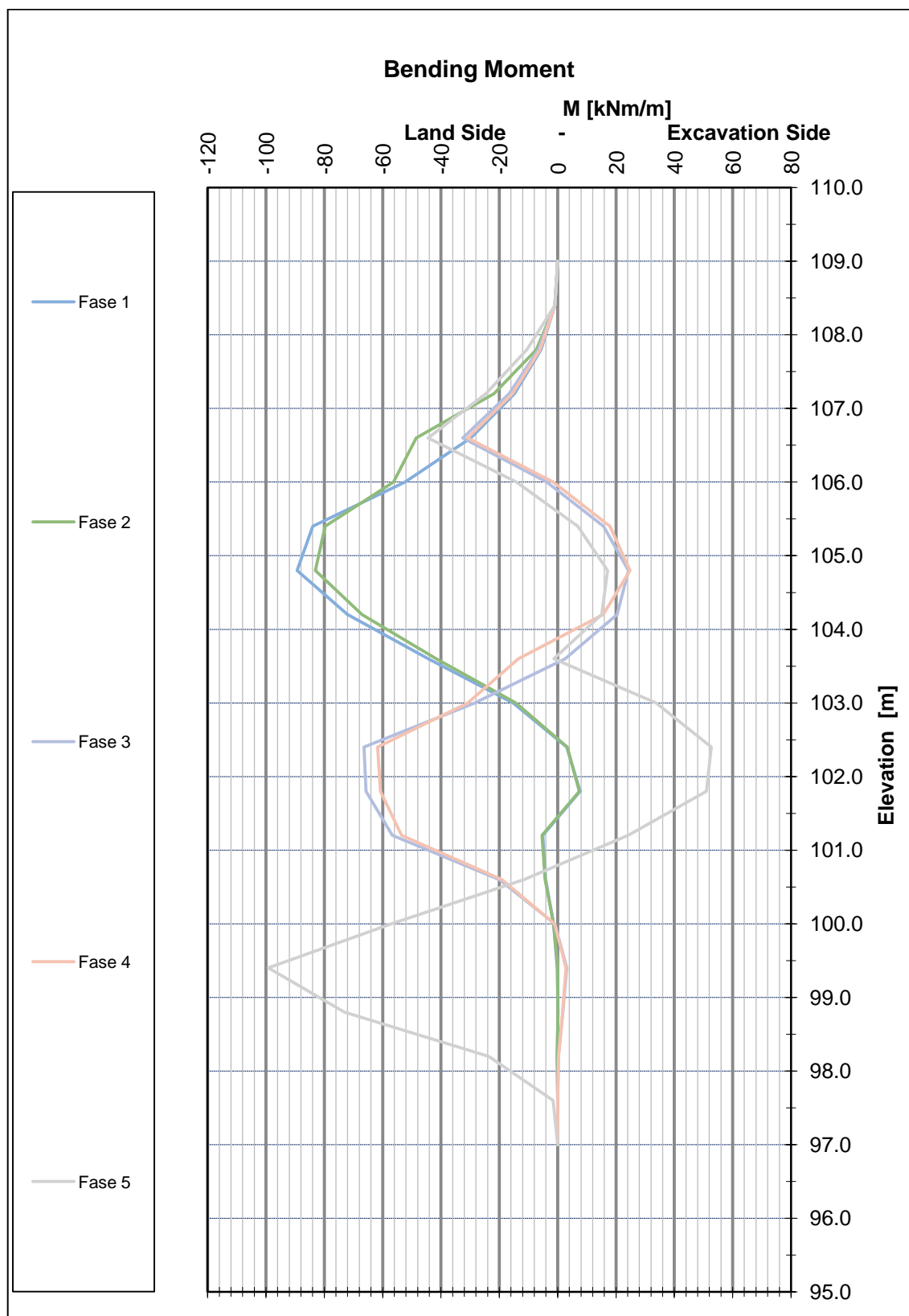


Figura 11-1: Andamento Momento flettente – Tipologia 2P – Combinazione 1

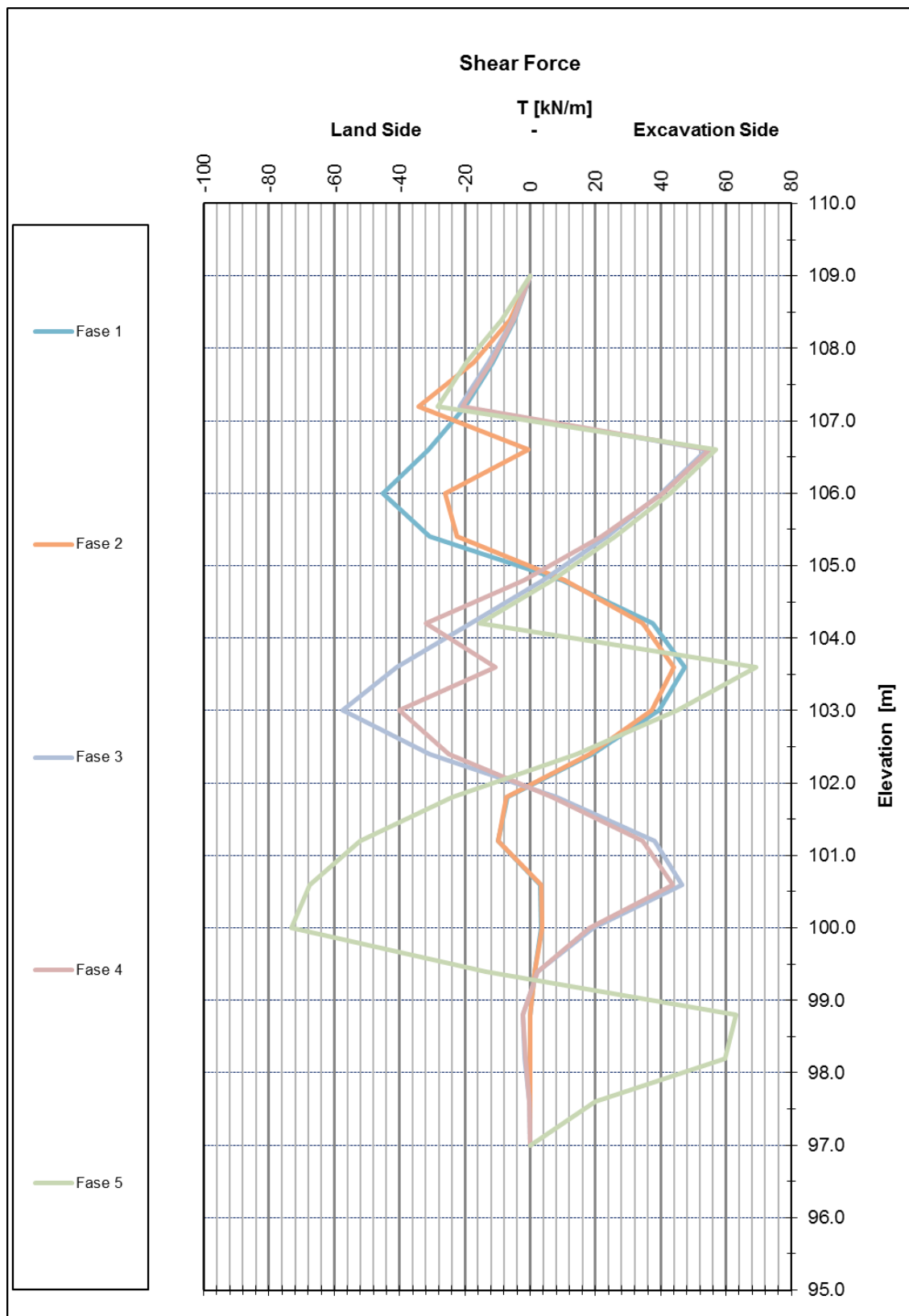


Figura 11-2: Andamento Taglio – Tipologia 2P – Combinazione 1

11.2.2 Combinazione 2: A2+M2+R1(=1)

I risultati, riferiti ad una striscia di larghezza unitaria, sono riassunti nella tabella e nelle figure seguenti.

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	9.1 (.00)	4.0 (7.20)	-113.4 (4.20)	61.3 (6.00)
2	9.1 (.00)	3.8 (7.20)	-108.2 (4.20)	59.2 (6.00)
3	8.9 (.00)	32.1 (4.20)	-116.8 (7.80)	88.6 (8.40)
4	9.0 (.00)	31.1 (4.20)	-114.4 (7.80)	86.5 (8.40)
5	8.4 (.00)	70.7 (6.60)	-126.8 (10.20)	-96.9 (9.00)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo
 - M+max = momento flettente positivo massimo
 fibre tese lato scavo
 - M-max = momento flettente negativo massimo
 fibre tese lato terra
 - Tmax = sforzo di taglio massimo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommità della paratia

TABELLA RIASSUNTIVA SFORZI CONTRASTI

Fase	F1 kN/m	F2 kN/m
	(2.50)	(5.50)
1	.0	.0
2	-43.3	.0
3	-92.6	.0
4	-92.9	-43.3
5	-107.0	-117.2

NOTE: - sono indicate le componenti di sforzo orizzontali riferite ad 1 m di sviluppo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommità della paratia

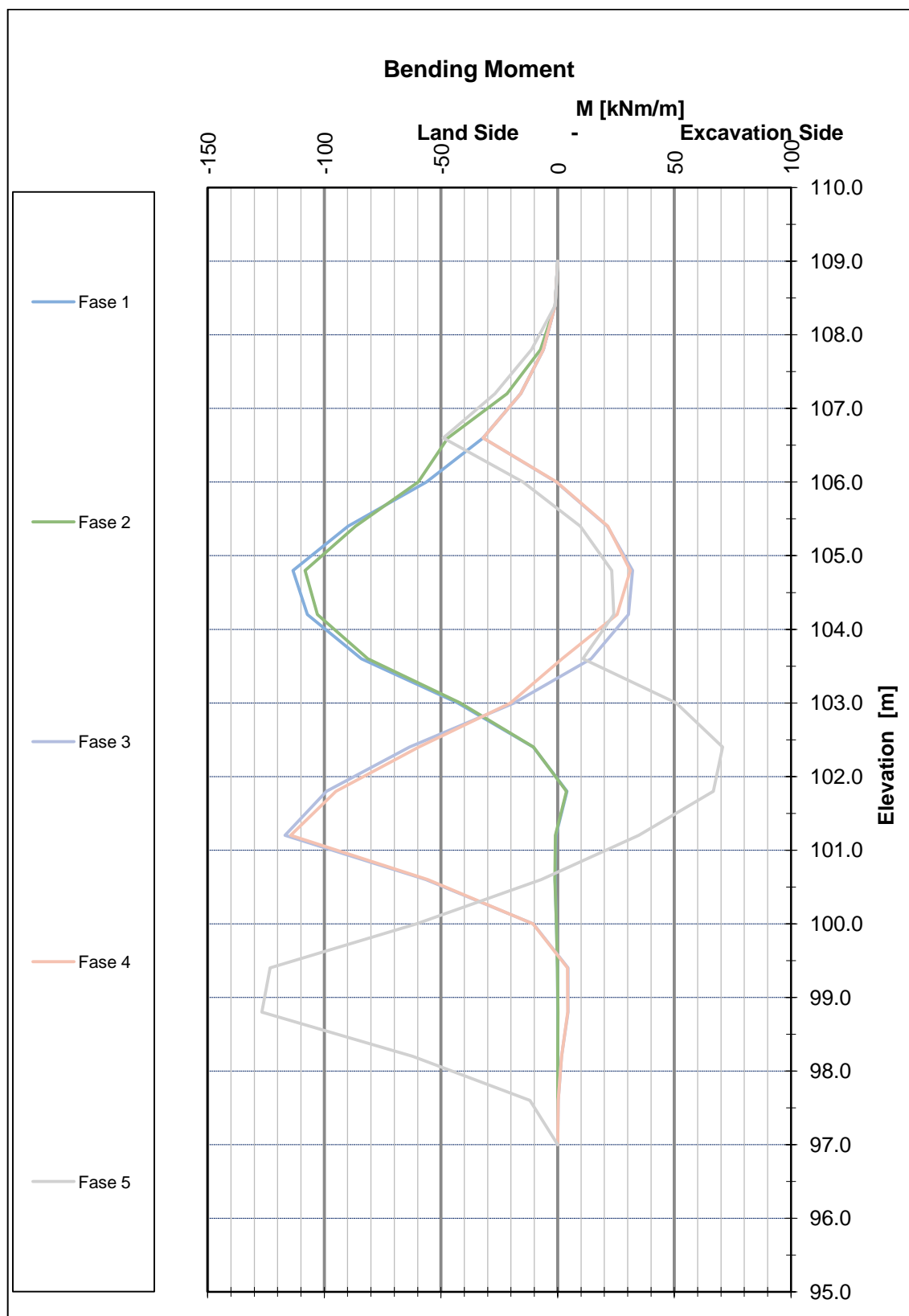


Figura 11-3: Andamento Momento flettente – Tipologia 2P – Combinazione 2

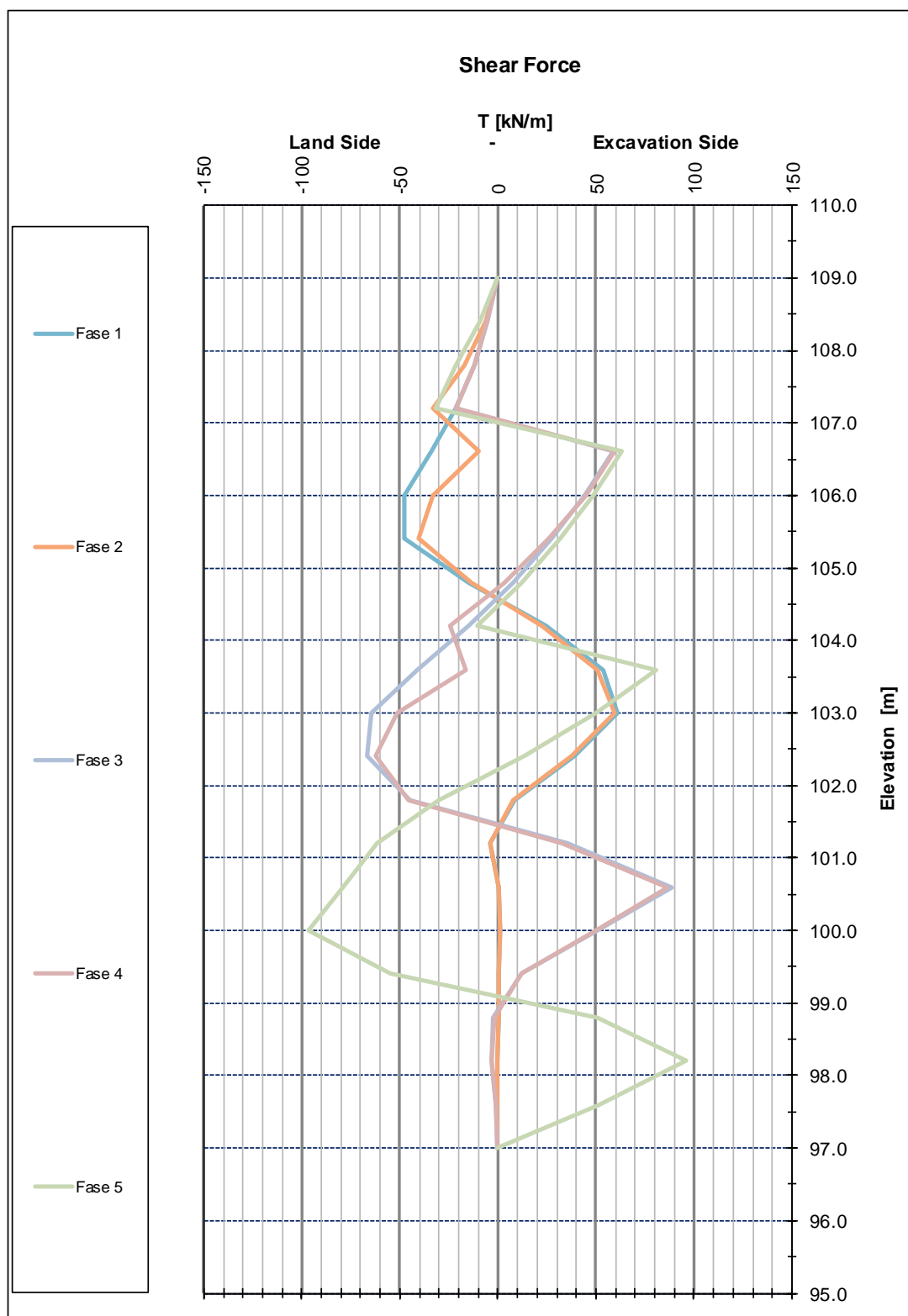


Figura 11-4: Andamento Taglio – Tipologia 2P – Combinazione 2

11.3 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI – SLE COMBINAZIONE CARATTERISTICA

I risultati, riferiti ad una striscia di larghezza unitaria, sono riassunti nella tabella e nelle figure seguenti.

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	4.6 (.00)	5.8 (7.20)	-65.3 (4.20)	34.7 (5.40)
2	4.5 (.00)	5.6 (7.20)	-60.5 (4.20)	32.2 (5.40)
3	4.2 (.00)	19.5 (4.20)	-49.8 (6.60)	-43.5 (6.00)
4	4.2 (.00)	19.9 (4.20)	-46.3 (6.60)	42.0 (2.40)
5	4.0 (.00)	39.9 (6.60)	-74.4 (9.60)	-55.1 (9.00)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo
 - M+max = momento flettente positivo massimo
 fibre tese lato scavo
 - M-max = momento flettente negativo massimo
 fibre tese lato terra
 - Tmax = sforzo di taglio massimo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommità della paratia

TABELLA RIASSUNTIVA SFORZI CONTRASTI

Fase	F1 kN/m	F2 kN/m
	(2.50)	(5.50)
1	.0	.0
2	-43.3	.0
3	-65.8	.0
4	-65.9	-43.3
5	-72.9	-81.5

NOTE: - sono indicate le componenti di sforzo orizzontali riferite ad 1 m di sviluppo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommità della paratia

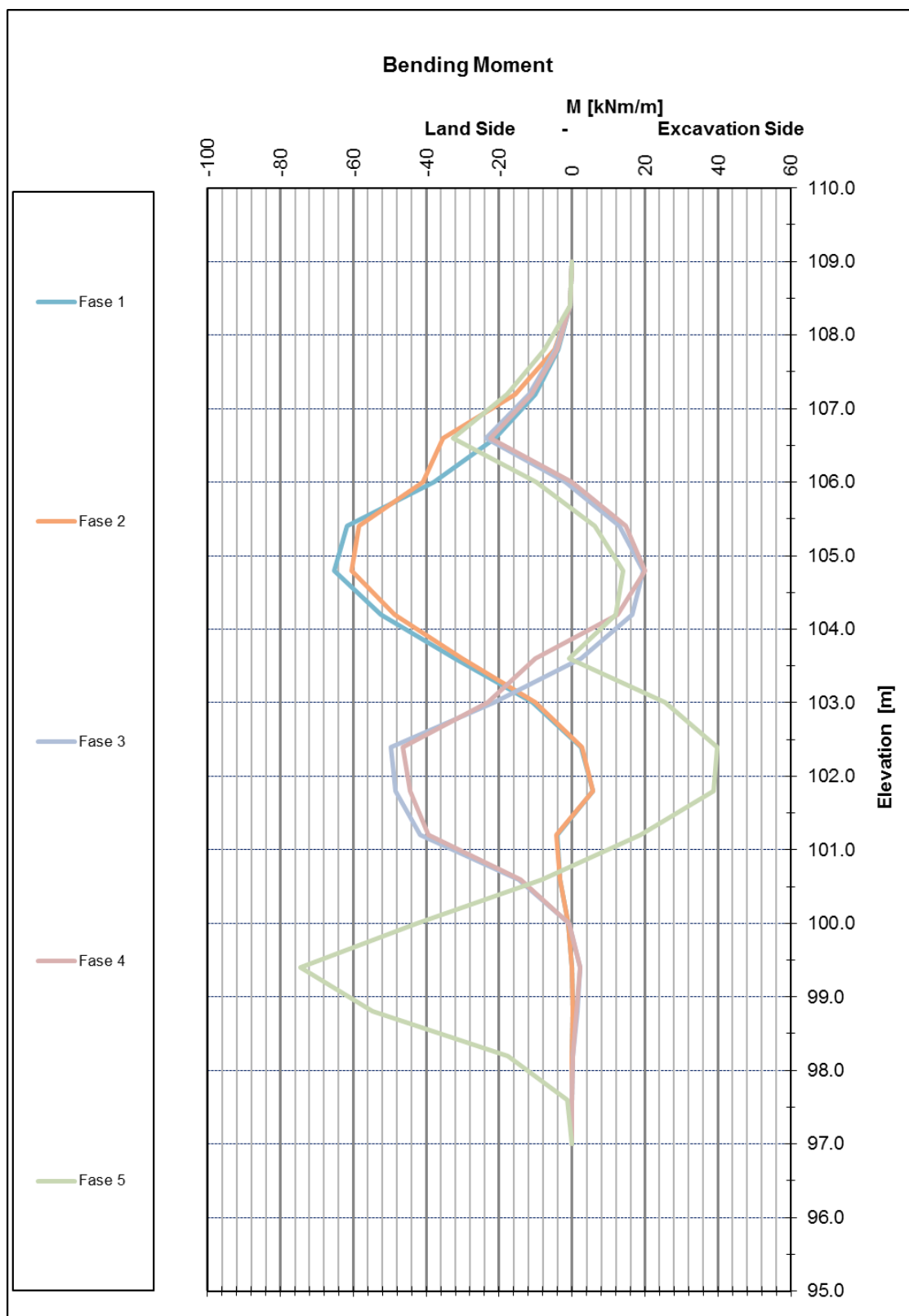


Figura 11-5: Andamento Momento flettente – Tipologia 2P – Combinazione SLE

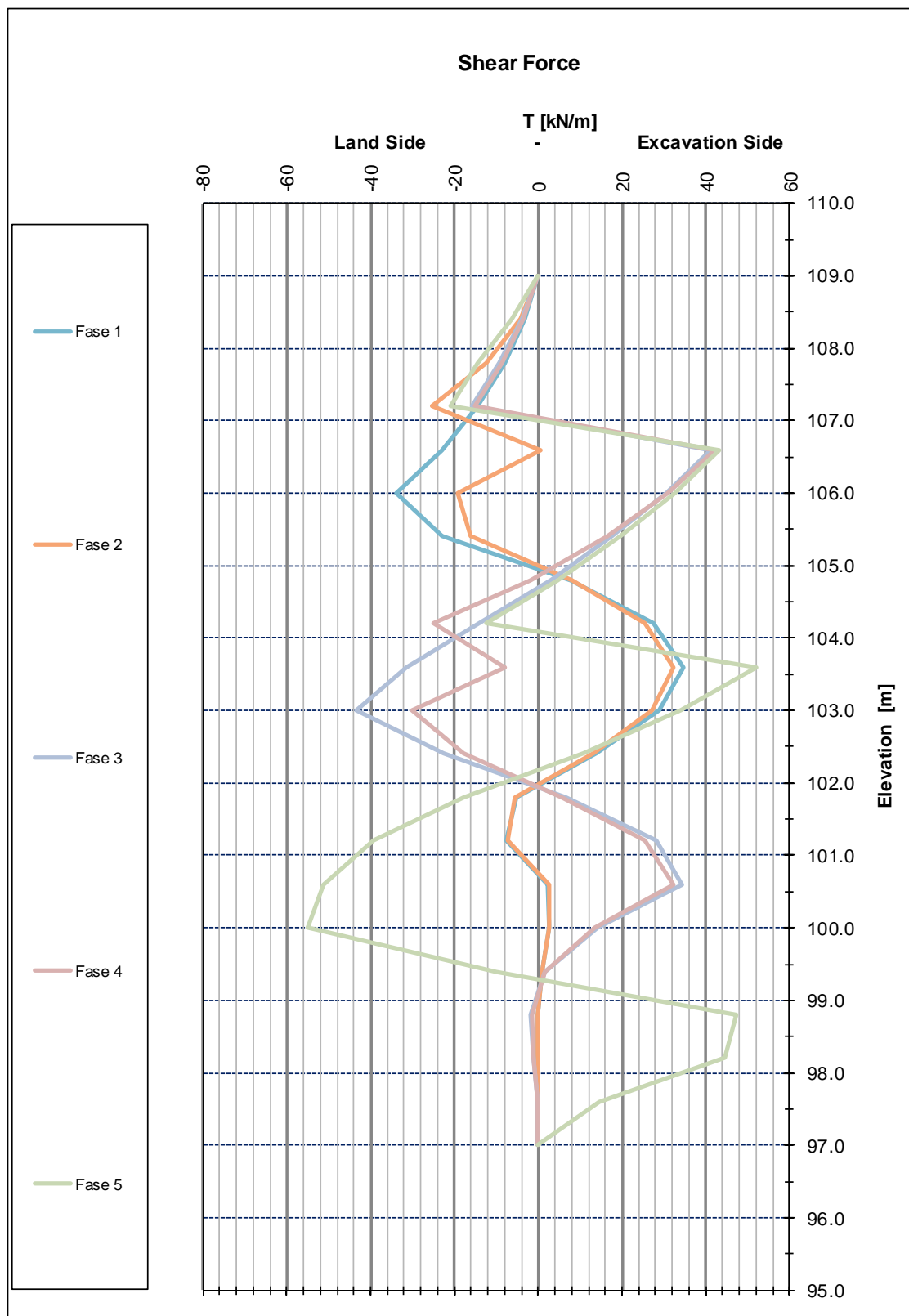


Figura 11-6: Andamento Taglio – Tipologia 2P – Combinazione SLE

11.4 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA

Con riferimento allo SLU combinazione 2, non si evidenziano problematiche di natura geotecnica per quanto concerne il coefficiente di sicurezza globale della paratia ottenuto dal rapporto fra la spinta mobilitata lato scavo e la spinta passiva lato scavo (vedi figura seguente) $FS_{min} = 2.32$.

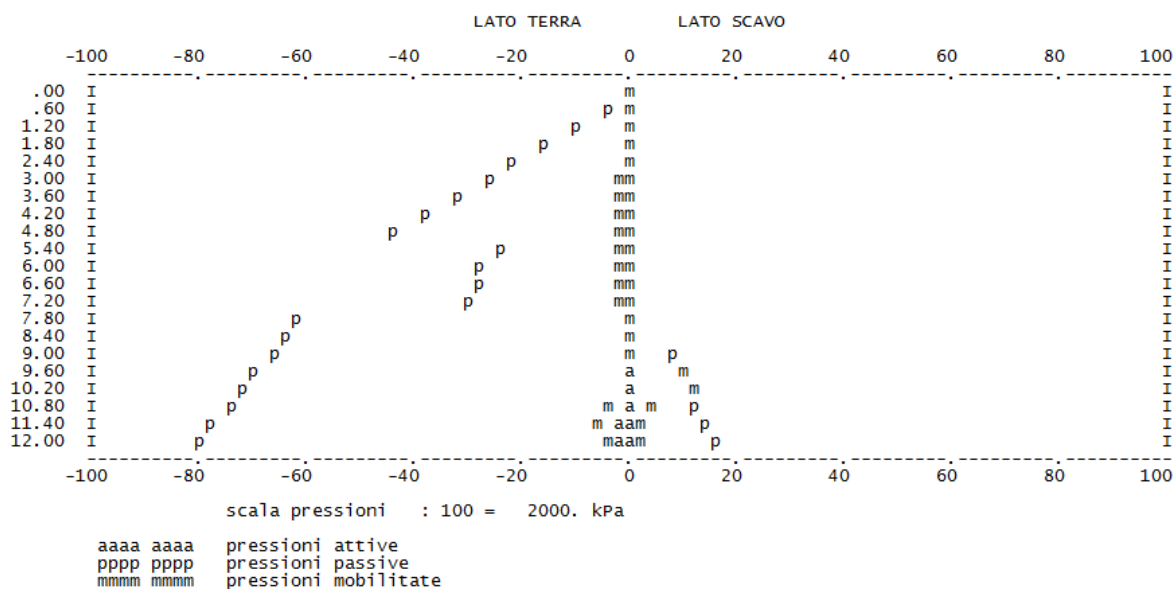


Figura 11-7: Combinazione SLU A2+M2 – Diagramma pressioni limiti e mobilitate.

Le elaborazioni agli SLE mostrano deformazione massima orizzontale pari a 4.0 cm in sommità.

11.5 VERIFICHE MICROPALI

11.5.1 Verifiche strutturali agli SLU

Le sollecitazioni ottenute per i micropali di interesse per le verifiche strutturali (SLU – combinazione 1) con riferimento ad un metro lineare di sviluppo della paratia sono le seguenti (vedi paragrafo 10.2.1):

- momento flettente: $M_{\max} = 76.3 \cdot 1.3 = 99.2 \text{ kNm/m}$;
- sforzo di taglio: $V_{\max} = 56.2 \cdot 1.3 = 73 \text{ kN/m}$.

Considerando l'interasse dei micropali, pari a 0.3 m, le sollecitazioni agenti sul singolo micropalo sono le seguenti:

- momento flettente: $M_{\max} = 99.2 \cdot 0.3 = 30.0 \text{ kNm}$;
- sforzo di taglio: $V_{\max} = 73.0 \cdot 0.3 = 22 \text{ kN}$.

Si adottano micropali con tubolare di armatura con diametro 177.8 mm e spessore 8 mm (vedi paragrafo 6). Nelle verifiche di resistenza si trascura, a favore di sicurezza, il contributo del calcestruzzo, ovvero si considera resistente soltanto il tubolare in acciaio.

- Classificazione della sezione tubolare.

Sulla base delle caratteristiche geometriche suddette, la sezione del tubolare appartiene alla classe 1; pertanto il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature è: $\gamma_{M0} = 1.05$.

- Verifica a taglio.

La resistenza di calcolo a taglio è fornita dalla seguente espressione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove per le sezioni circolari cave si ha:

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi}$$

Per il caso in esame risulta pertanto:

$$V_{c,Rd} = \frac{27.2 \cdot 100 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \cdot \frac{1}{1000} = 411 \text{ kN} > V_{\max}$$

Essendo il taglio di calcolo inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

- Verifica a flessione.

Per le sezioni di classe 1 la resistenza di calcolo a flessione retta è fornita dalla seguente espressione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{Y_{M0}}$$

Considerando, a favore di sicurezza, il modulo resistente elastico al posto di quello plastico, si ha:

$$M_{c,Rd} = \frac{173 \cdot 1000 \cdot 275}{1.05} \cdot \frac{1}{10^6} = 45.3 \text{ kNm} > M_{\max}$$

11.6 VERIFICHE TIRANTI

11.6.1 Verifiche dell'armatura - SLU

Le sollecitazioni ottenute per i tiranti di interesse per le verifiche strutturali (SLU – combinazione 1) con riferimento ad un metro lineare di sviluppo della paratia sono le seguenti (vedi paragrafo 10.2.1):

- sforzo sul tirante: $F_{\text{SLU-orizz}} = 82.60 \cdot 1.3 = 107.4 \text{ kN/m}$ in direzione orizzontale.

Considerando l'interasse dei tiranti, pari a 3.1 m, e l'inclinazione degli stessi pari a 30°, la forza agente sul singolo tirante è la seguente:

$$F_{\text{SLU}} = \frac{F_{\text{SLU-orizz}} \cdot i}{\cos \alpha} = \frac{107.40 \cdot 3.2}{\cos 30^\circ} = 397 \text{ kN}$$

Si adottano tiranti a 3 trefoli; il singolo trefolo presenta diametro 15.7 mm e sezione 150 mm² (vedi paragrafo 6). Con riferimento alle norme per il cemento armato precompresso, la resistenza a trazione di calcolo del singolo trefolo è assunta pari a:

$$R_{d-\text{trefolo}} = 0.9 \cdot A \cdot \frac{f_{p(1)k}}{Y_s} = 0.9 \cdot 150 \cdot \frac{1670}{1.15 \cdot 1000} = 196.0 \text{ kN}$$

Essendo il tirante a 3 trefoli, la resistenza a trazione di calcolo dell'armatura è pari a:

$$R_{d-\text{armatura}} = 3 \cdot R_{d-\text{trefolo}} = 588 \text{ kN} > F_{\text{SLU}}$$

La resistenza caratteristica del tirante, necessaria per le verifiche del paragrafo 10.5.4, è pari a:

$$R_{k-\text{armatura}} = R_{d-\text{armatura}} \cdot \gamma_s = 677 \text{ kN}$$

11.6.2 Verifiche dell'armatura – SLE combinazione caratteristica

Le sollecitazioni ottenute per i tiranti di interesse per le verifiche strutturali (SLE) con riferimento ad un metro lineare di sviluppo della paratia sono le seguenti (vedi paragrafo 10.3):

- sforzo sul tirante: $F_{SLE-orizz} = 81.5 \text{ kN/m}$ in direzione orizzontale.

Considerando l'interasse dei tiranti, pari a 3.2 m, e l'inclinazione degli stessi pari a 30° , la forza agente sul singolo tirante è la seguente:

$$F_{SLE} = \frac{F_{SLE-orizz} \cdot i}{\cos \alpha} = \frac{81.5 \cdot 3.2}{\cos 30^\circ} = 301.2 \text{ kN}$$

Con riferimento alle norme per il cemento armato precompresso, la verifica alle tensioni è la seguente:

$$\sigma = \frac{F_{SLE}}{A} = \frac{301200}{3 \cdot 150} = 669 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{p(1)k} = 0.8 \cdot 1670 = 1336 \text{ MPa}$$

11.6.3 Verifiche della fondazione – SLU

La verifica della fondazione del tirante viene effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3; pertanto lo sforzo massimo di progetto sui tiranti è il medesimo riportato nel paragrafo precedente, ovvero:

- $F_{SLU,1^\circ \text{ordine}} = 355 \text{ kN}$
- $F_{SLU,2^\circ \text{ordine}} = 397 \text{ kN}$.

La capacità portante ultima dei tiranti $R_{a,c}$ viene valutata con la seguente formula:

$$R_{a,c} = \pi \cdot \phi_p \cdot \alpha \cdot \sum (\tau_{ai} \cdot l_i)$$

dove:

ϕ_p = diametro di perforazione = 160 mm;

α = coefficiente di maggiorazione del diametro = 1.0;

l_i = lunghezza della fondazione nei singoli strati

τ_{ai} = tensione tangenziale di aderenza palo-terreno nel singolo strato valutata come segue:

- unità DAG:
il contributo resistente viene trascurato;

- unità PAT alt:

$\tau_a = 150kPa$; tale tensione tangenziale di aderenza è stata determinata con riferimento a M. Bustamante, B. Doix, *“Une methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectes”*;

- unità PAT:

$\tau_a = 150kPa$; tale tensione tangenziale di aderenza è stata determinata con riferimento a M. Bustamante, B. Doix, *“Une methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectes”*, ipotizzando che non sia determinabile a priori dove localmente finisce lo strato alterato.

La capacità portante calcolata dei tiranti è pertanto pari a:

– **1° ordine:**

$$R_{a,c1^{\circ}\text{ordine}} = \pi \cdot 0.16 \cdot 1 \cdot (150.00 \cdot 11) = 829kN$$

$$R_{ak,1^{\circ}\text{ordine}} = \frac{R_{a,c1^{\circ}\text{ordine}}}{\xi} = \frac{829}{1.8} = 460.50kN < R_{ak,armatura} = 677kN$$


$$R_{ad,1^{\circ}\text{ordine}} = \frac{R_{ak,1^{\circ}\text{ordine}}}{\gamma_{Ra,t}} = \frac{460.50}{1.1} = 418kN > F_{SLU,1^{\circ}\text{ordine}} = 355kN$$

– **2° ordine:**

$$R_{a,c2^{\circ}\text{ordine}} = \pi \cdot 0.16 \cdot 1 \cdot (150.00 \cdot 12) = 904kN$$

$$R_{ak,2^{\circ}\text{ordine}} = \frac{R_{a,c2^{\circ}\text{ordine}}}{\xi} = \frac{904}{1.8} = 502.4kN < R_{ak,armatura} = 677kN$$

$$R_{ad,2^{\circ}\text{ordine}} = \frac{R_{ak,2^{\circ}\text{ordine}}}{\gamma_{Ra,t}} = \frac{502.40}{1.1} = 456kN > F_{SLU,1^{\circ}\text{ordine}} = 397kN$$

	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO DELLE OPERE PROVVISORIALI</p>
---	---

12. PARATIA DI MICROPALI – TIPOLOGIA 3P

12.1 FASI COSTRUTTIVE DI CALCOLO

Le fasi costruttive di calcolo sono le seguenti:

FASE 1:

- scavo a 3.00 m da testa paratia;
- falda lato terreno e lato scavo alla quota di 9.80m dalla sommità della paratia;
- sovraccarico a tergo della paratia con valore caratteristico pari a 10 kPa applicato a testa paratia (costante fino all'ultima fase);

FASE 2:

- pretensione 1° ordine di tiranti a quota 2.50m dalla sommità della paratia;

FASE 3:

- scavo a 5.50 m da testa paratia;

FASE 4:

- pretensione 2° ordine di tiranti a quota 5.00m dalla sommità della paratia;

FASE 5:

- scavo a 8.00 m da testa paratia;

FASE 6:

- pretensione 3° ordine di tiranti a quota 7.50m dalla sommità della paratia;

FASE 7:

- scavo a 9.7 m da testa paratia.

12.2 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI – SLU

12.2.1 Combinazione 1: A1+M1+R1(=1)

I risultati, riferiti ad una striscia di larghezza unitaria, sono riassunti nella tabella e nelle figure seguenti. I risultati riportati in tabella vanno moltiplicati per il fattore 1.3 (vedi paragrafo 9.4).

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	4.6 (.00)	9.9 (7.70)	-65.2 (4.20)	-31.2 (2.80)
2	4.6 (.00)	9.7 (7.70)	-61.3 (3.50)	-29.4 (2.10)
3	5.0 (.00)	1.5 (4.20)	-44.1 (7.00)	39.6 (2.80)
4	5.1 (.00)	.3 (11.90)	-40.4 (7.00)	39.4 (2.80)
5	4.9 (.00)	42.6 (6.30)	-87.7 (9.10)	-71.1 (8.40)
6	4.9 (.00)	43.8 (6.30)	-82.2 (9.10)	59.5 (4.90)
7	4.9 (.00)	44.3 (7.00)	-89.8 (9.80)	-70.4 (9.10)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo
 - M+max = momento flettente positivo massimo
 fibre tese lato scavo
 - M-max = momento flettente negativo massimo
 fibre tese lato terra
 - Tmax = sforzo di taglio massimo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommità della paratia

TABELLA RIASSUNTIVA SFORZI CONTRASTI

Fase	F1 kN/m	F2 kN/m	F3 kN/m
	(2.50)	(5.00)	(7.50)
1	.0	.0	.0
2	-43.3	.0	.0
3	-70.8	.0	.0
4	-70.7	-43.3	.0
5	-78.0	-69.0	.0
6	-78.2	-69.0	-43.3
7	-79.1	-74.2	-61.4

NOTE: - sono indicate le componenti di sforzo orizzontali riferite ad 1 m di sviluppo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommità della paratia

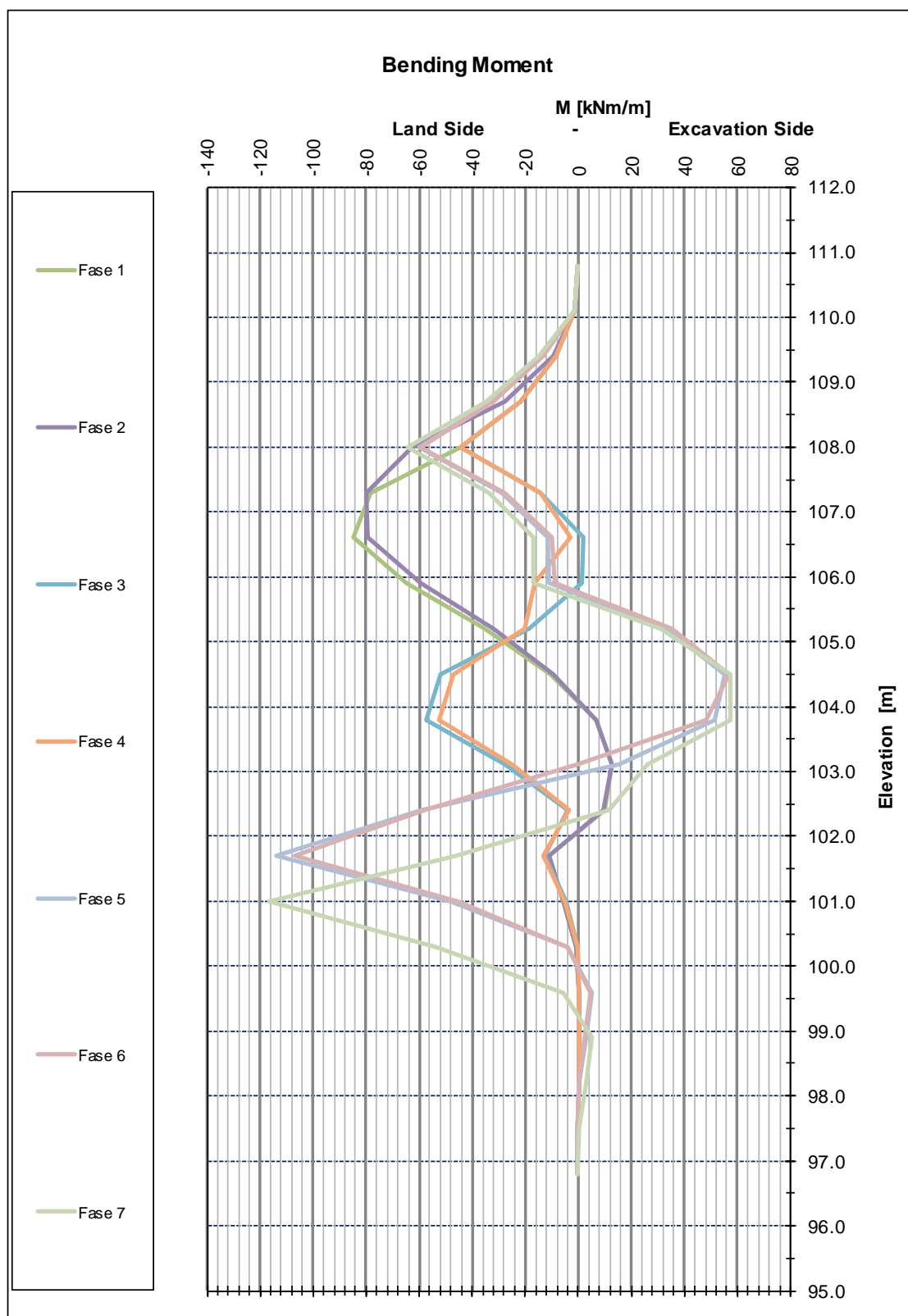


Figura 12-1: Andamento Momento flettente – Tipologia 3P – Combinazione 1

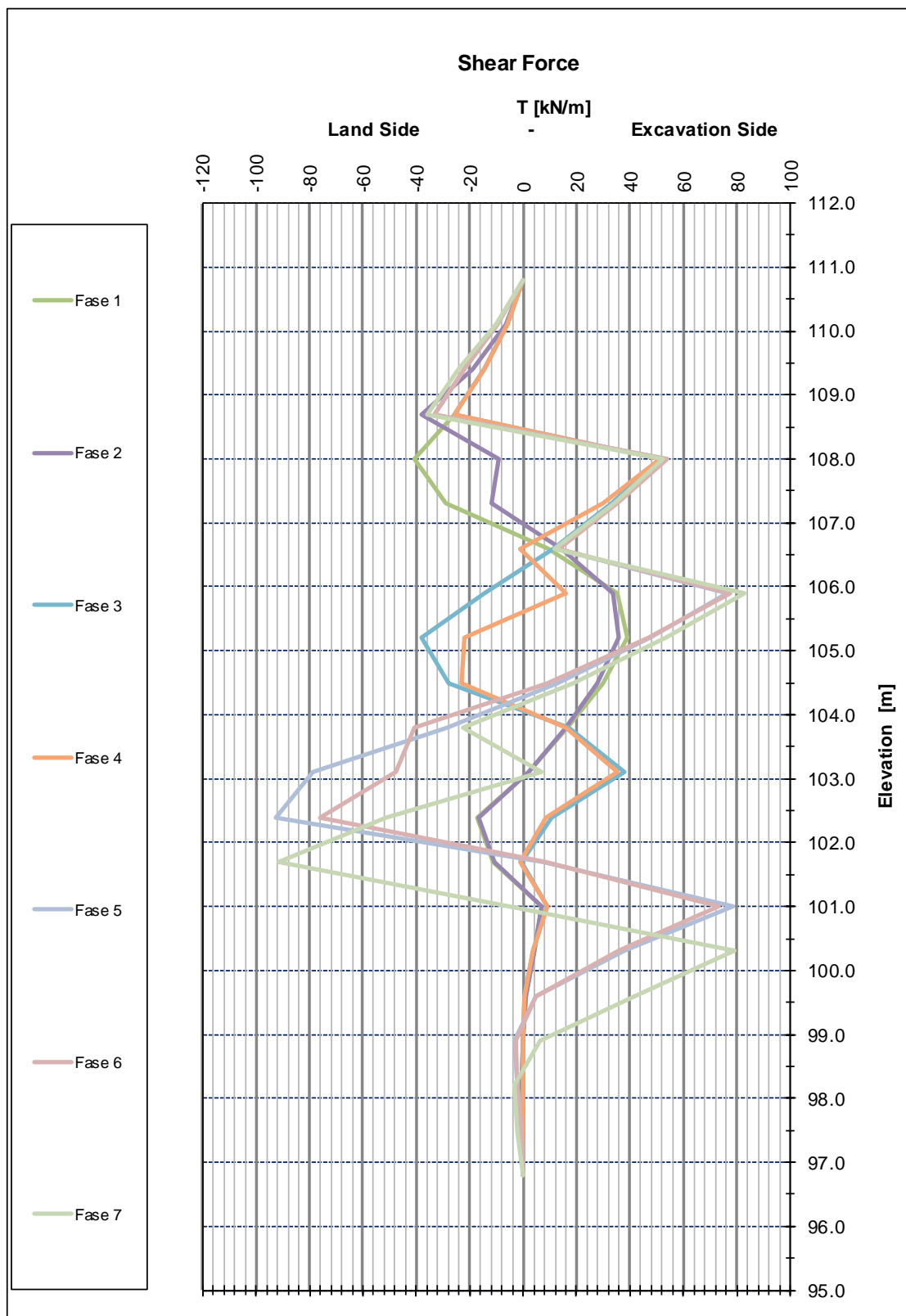


Figura 12-2: Andamento Taglio – Tipologia 3P – Combinazione 1

12.2.2 Combinazione 2: A2+M2+R1(=1)

I risultati, riferiti ad una striscia di larghezza unitaria, sono riassunti nella tabella e nelle figure seguenti.

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	9.1 (.00)	4.0 (7.20)	-113.4 (4.20)	61.3 (6.00)
2	9.1 (.00)	3.8 (7.20)	-108.2 (4.20)	59.2 (6.00)
3	9.0 (.00)	15.2 (4.20)	-88.4 (7.20)	63.2 (8.40)
4	9.1 (.00)	9.4 (4.20)	-85.6 (7.20)	62.2 (8.40)
5	8.7 (.00)	47.9 (6.00)	-120.6 (9.00)	-105.6 (7.80)
6	8.7 (.00)	48.3 (6.00)	-118.0 (9.00)	-92.2 (7.80)
7	8.6 (.00)	43.8 (6.00)	-94.8 (10.20)	72.2 (4.80)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo
 - M+max = momento flettente positivo massimo
 fibre tese lato scavo
 - M-max = momento flettente negativo massimo
 fibre tese lato terra
 - Tmax = sforzo di taglio massimo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommata' della paratia

TABELLA RIASSUNTIVA SFORZI CONTRASTI

Fase	F1 kN/m	F2 kN/m	F3 kN/m
	(2.50)	(5.00)	(7.50)
1	.0	.0	.0
2	-43.3	.0	.0
3	-83.2	.0	.0
4	-83.1	-43.3	.0
5	-93.2	-83.6	.0
6	-93.3	-83.5	-43.3
7	-94.6	-96.6	-88.3

NOTE: - sono indicate le componenti di sforzo orizzontali riferite ad 1 m di sviluppo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla
 sommata' della paratia

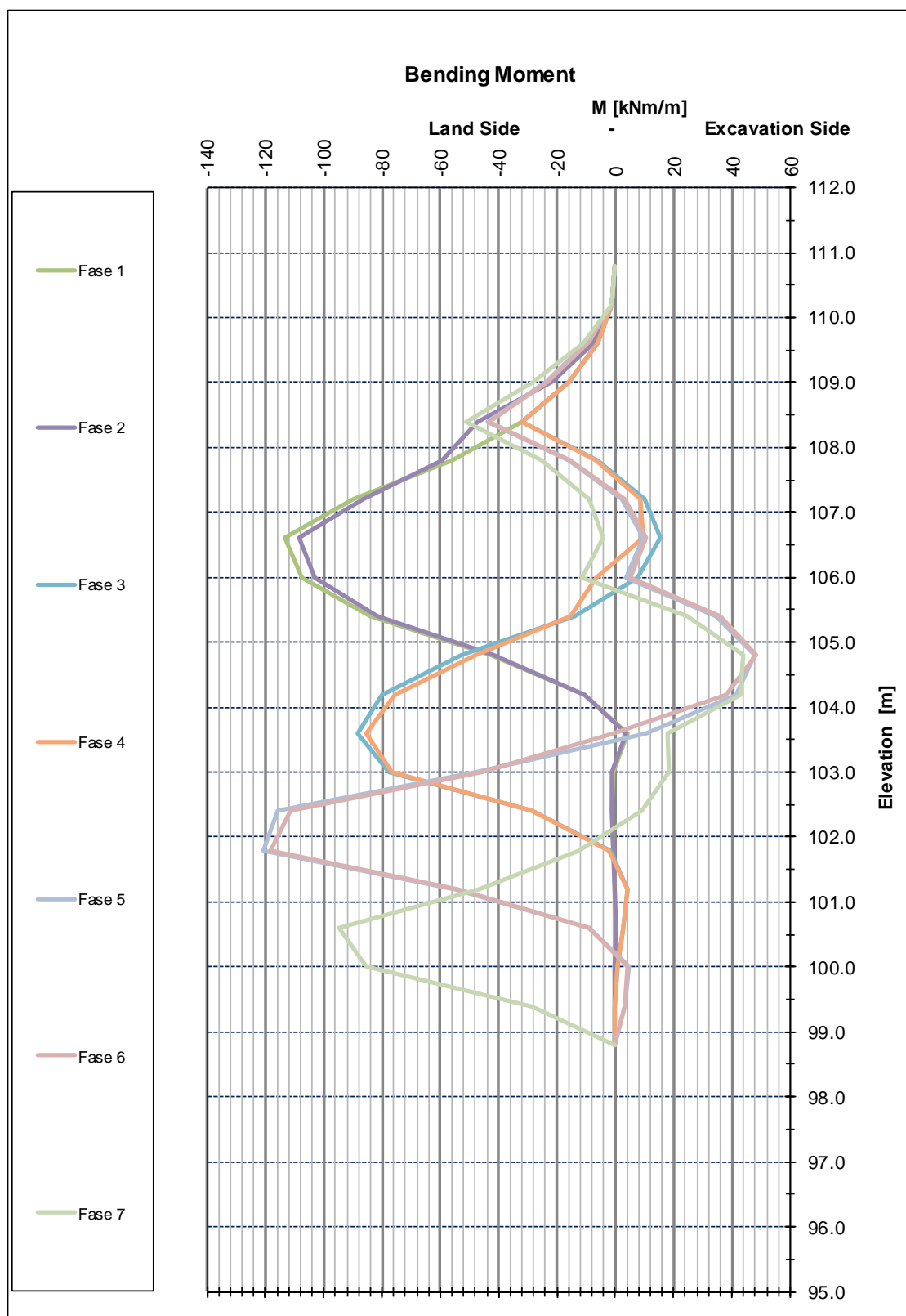


Figura 12-3: Andamento Momento flettente – Tipologia 3P – Combinazione 2

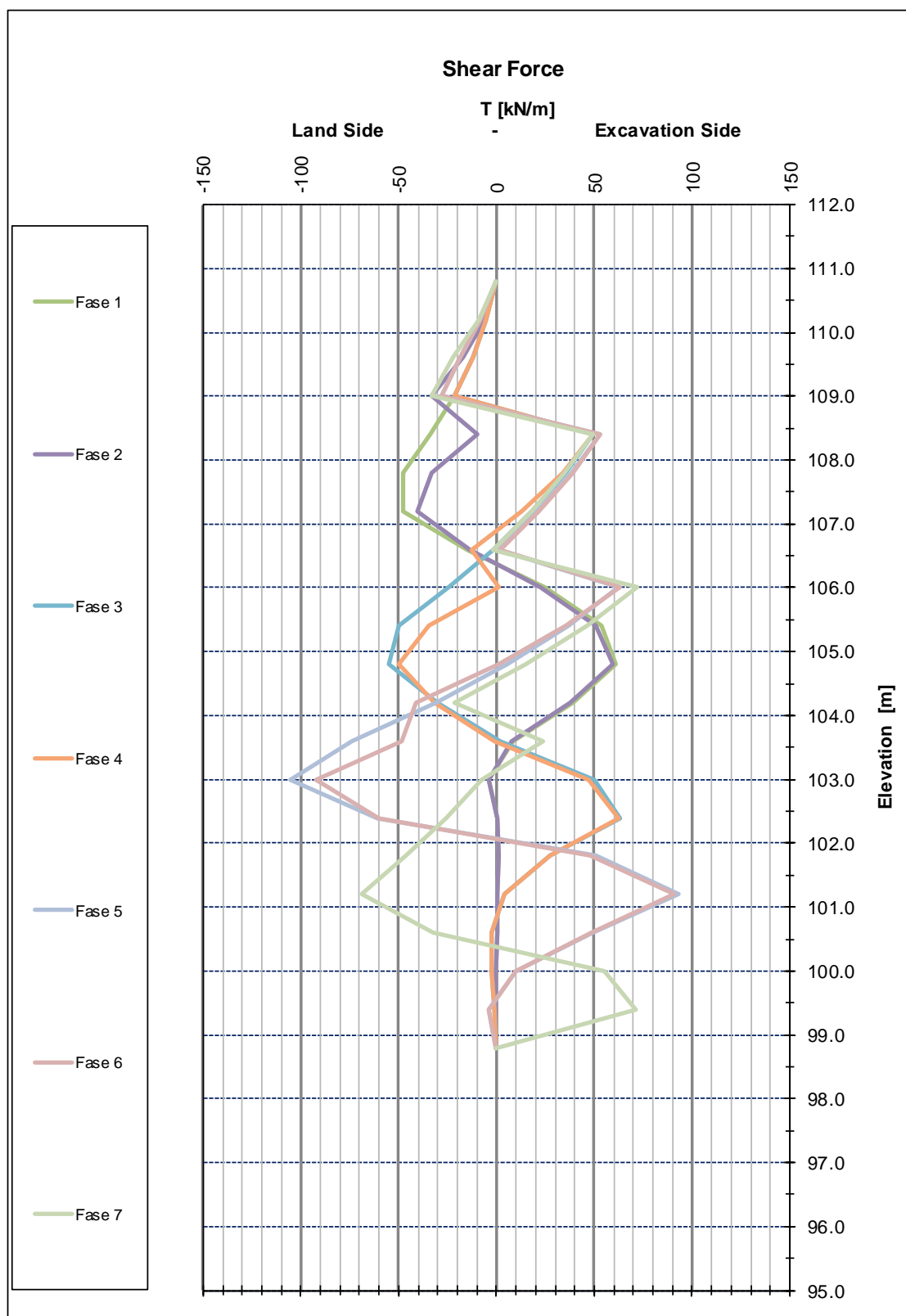


Figura 12-4: Andamento Taglio – Tipologia 3P – Combinazione 2

12.3 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI – SLE COMBINAZIONE CARATTERISTICA

I risultati, riferiti ad una striscia di larghezza unitaria, sono riassunti nella tabella e nelle figure seguenti.

TABELLA RIASSUNTIVA DEFORMAZIONI E SOLLECITAZIONI

Fase	d.max cm	M+max kN*m/m	M-max kN*m/m	Tmax kN/m
1	4.3 (.00)	9.6 (7.70)	-61.3 (4.20)	-30.1 (2.80)
2	4.3 (.00)	9.4 (7.70)	-58.1 (3.50)	-28.3 (2.10)
3	4.7 (.00)	3.8 (4.20)	-42.8 (7.00)	39.5 (2.80)
4	4.8 (.00)	.3 (11.20)	-39.0 (7.00)	39.2 (2.80)
5	4.5 (.00)	43.4 (6.30)	-86.3 (9.10)	-70.2 (8.40)
6	4.5 (.00)	44.6 (6.30)	-80.8 (9.10)	58.7 (4.90)
7	4.5 (.00)	45.0 (6.30)	-88.4 (9.80)	-69.5 (9.10)

NOTE: - d.max = spostamento orizzontale massimo
 - M+max = momento flettente positivo massimo fibre tese lato scavo
 - M-max = momento flettente negativo massimo fibre tese lato terra
 - Tmax = sforzo di taglio massimo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla sommità della paratia

TABELLA RIASSUNTIVA SFORZI CONTRASTI

Fase	F1 kN/m	F2 kN/m	F3 kN/m
	(2.50)	(5.00)	(7.50)
1	.0	.0	.0
2	-43.3	.0	.0
3	-69.6	.0	.0
4	-69.6	-43.3	.0
5	-76.6	-68.4	.0
6	-76.8	-68.5	-43.3
7	-77.7	-73.6	-61.1

NOTE: - sono indicate le componenti di sforzo orizzontali riferite ad 1 m di sviluppo
 - in parentesi sono riportate le quote dalla sommità della paratia

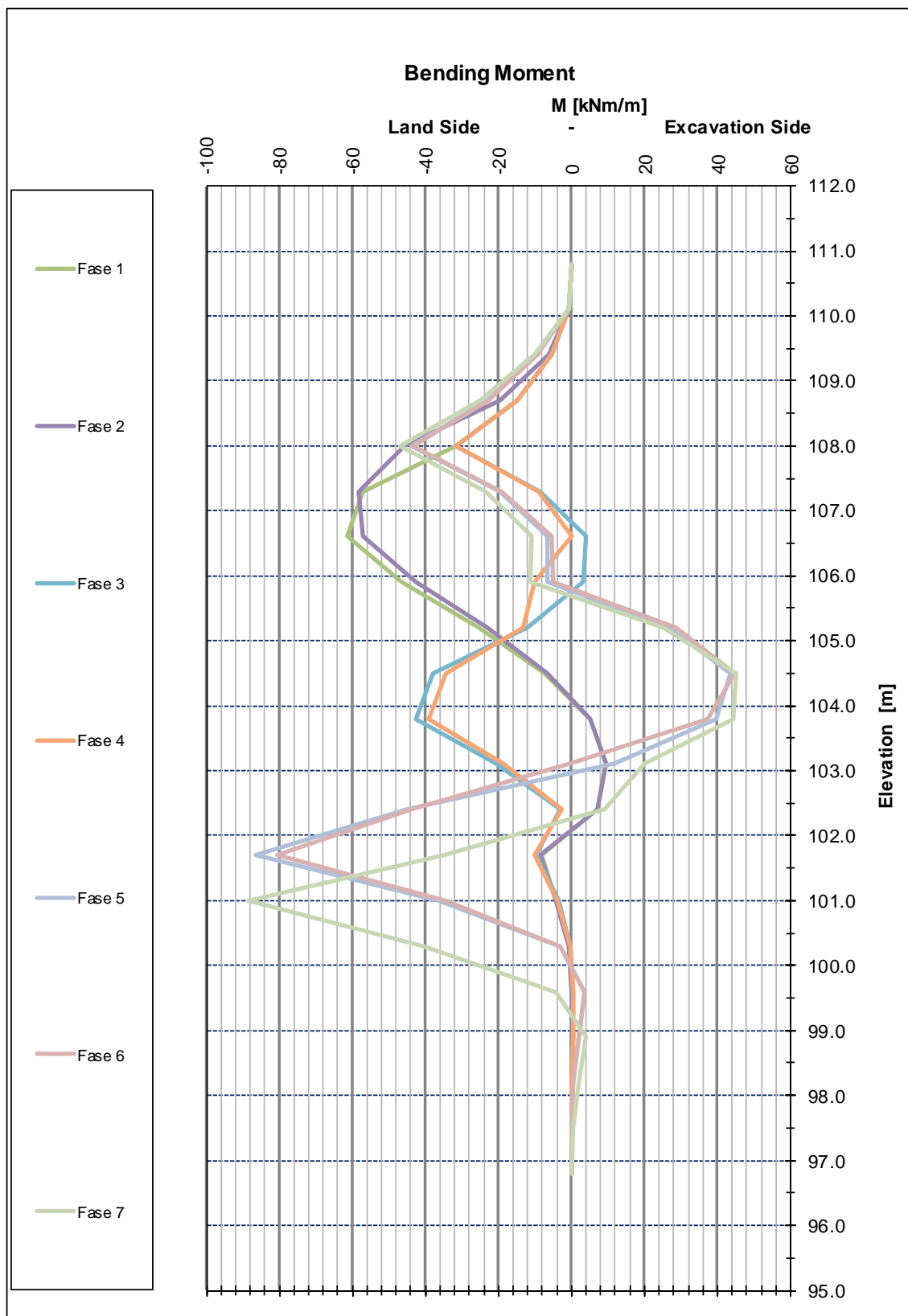


Figura 12-5: Andamento Momento flettente – Tipologia 3P – Combinazione SLE

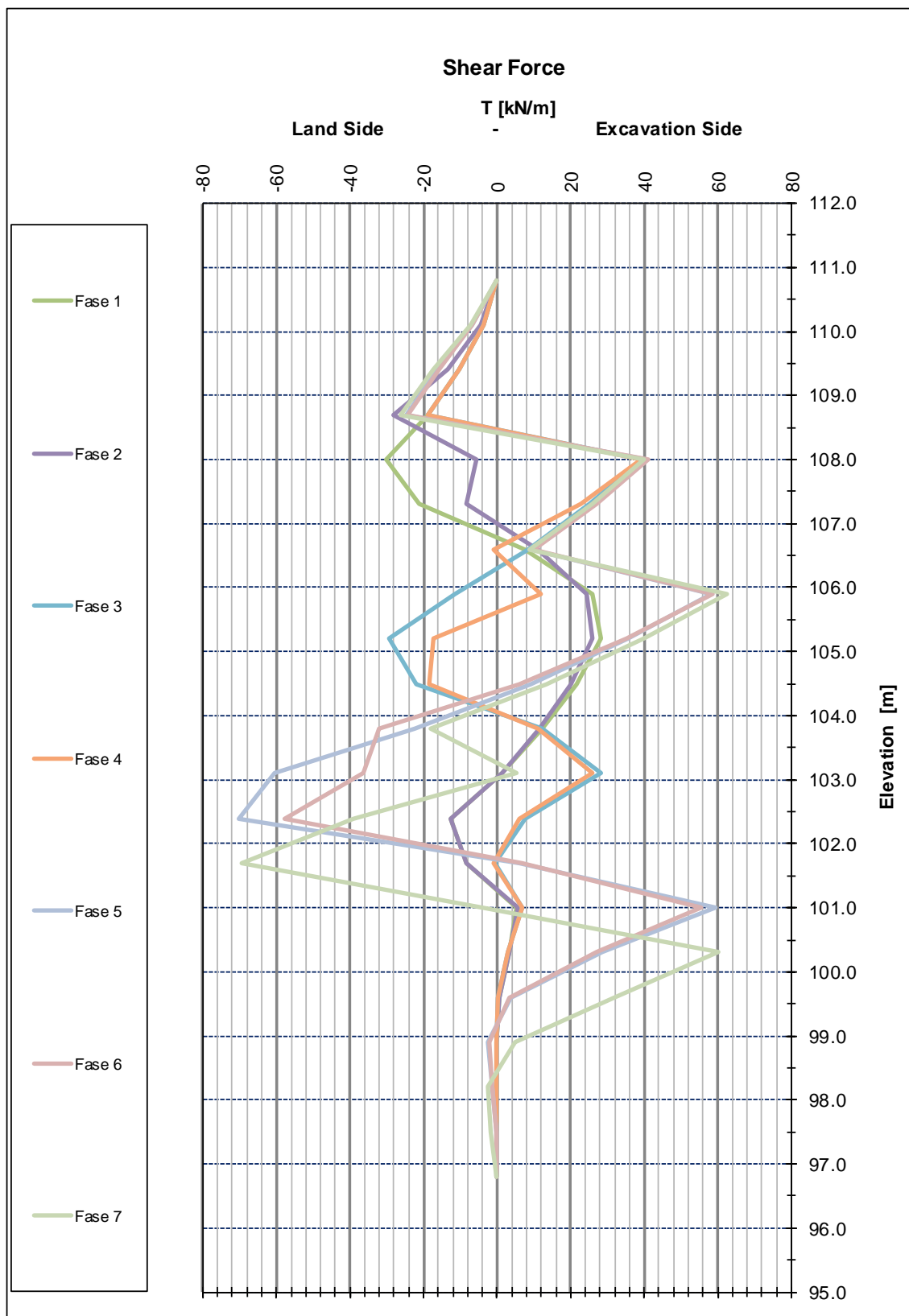


Figura 12-6: Andamento Taglio – Tipologia 3P – Combinazione SLE

12.4 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA

Con riferimento allo SLU combinazione 2, non si evidenziano problematiche di natura geotecnica per quanto concerne il coefficiente di sicurezza globale della paratia ottenuto dal rapporto fra la spinta mobilitata lato scavo e la spinta passiva lato scavo (vedi figura seguente) $FS_{min} = 1.95$.

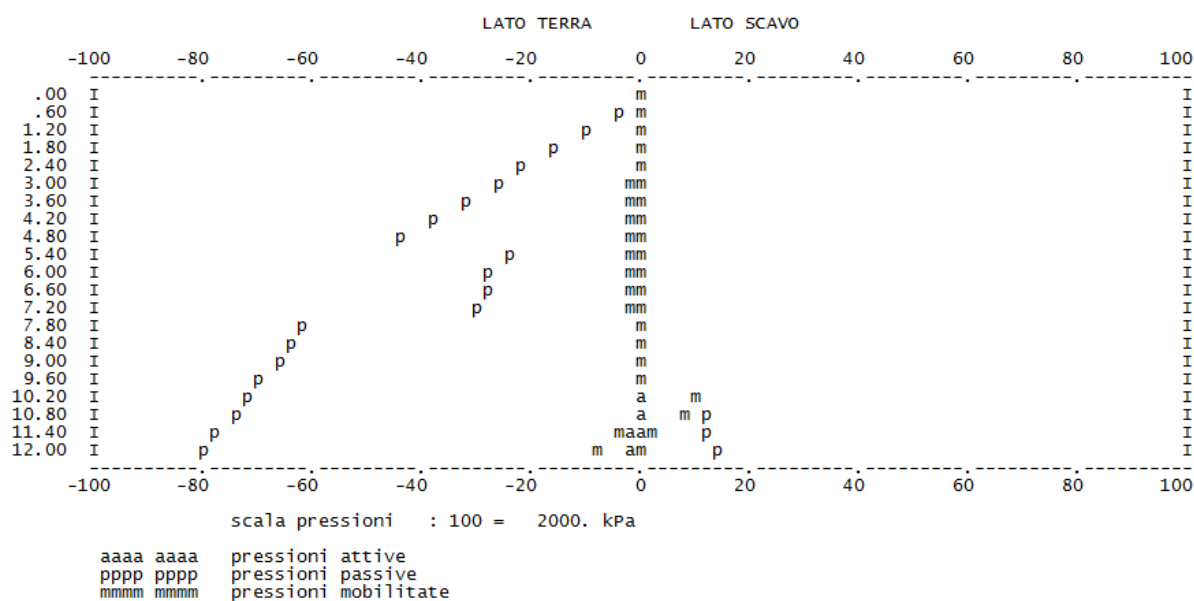


Figura 12-7: Combinazione SLU A2+M2 – Diagramma pressioni limiti e mobilitate.

Le elaborazioni agli SLE mostrano deformazione massima orizzontale pari a 4.50 cm in sommità.

12.5 VERIFICHE MICROPALI

12.5.1 Verifiche strutturali agli SLU

Le sollecitazioni ottenute per i micropali di interesse per le verifiche strutturali (SLU – combinazione 1) con riferimento ad un metro lineare di sviluppo della paratia sono le seguenti (vedi paragrafo 10.2.1):

- momento flettente: $M_{\max} = 89.8 \cdot 1.3 = 116.8 \text{ kNm/m}$;
- sforzo di taglio: $V_{\max} = 71.1 \cdot 1.3 = 92.5 \text{ kN/m}$.

Considerando l'interasse dei micropali, pari a 0.3 m, le sollecitazioni agenti sul singolo micropalo sono le seguenti:

- momento flettente: $M_{\max} = 116.8 \cdot 0.3 = 35.0 \text{ kNm}$;
- sforzo di taglio: $V_{\max} = 92.5 \cdot 0.3 = 28 \text{ kN}$.

Si adottano micropali con tubolare di armatura con diametro 177.8 mm e spessore 8 mm (vedi paragrafo 6). Nelle verifiche di resistenza si trascura, a favore di sicurezza, il contributo del calcestruzzo, ovvero si considera resistente soltanto il tubolare in acciaio.

- Classificazione della sezione tubolare.

Sulla base delle caratteristiche geometriche suddette, la sezione del tubolare appartiene alla classe 1; pertanto il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrane è: $\gamma_{M0} = 1.05$.

- Verifica a taglio.

La resistenza di calcolo a taglio è fornita dalla seguente espressione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove per le sezioni circolari cave si ha:

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi}$$

Per il caso in esame risulta pertanto:

$$V_{c,Rd} = \frac{27.2 \cdot 100 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \cdot \frac{1}{1000} = 411 \text{ kN} > V_{\max}$$

Essendo il taglio di calcolo inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

- Verifica a flessione.

Per le sezioni di classe 1 la resistenza di calcolo a flessione retta è fornita dalla seguente espressione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{Y_{M0}}$$

Considerando, a favore di sicurezza, il modulo resistente elastico al posto di quello plastico, si ha:

$$M_{c,Rd} = \frac{173 \cdot 1000 \cdot 275}{1.05} \cdot \frac{1}{10^6} = 45.3 \text{ kNm} > M_{\max}$$

12.6 VERIFICHE TIRANTI

12.6.1 Verifiche dell'armatura - SLU

Le sollecitazioni ottenute per i tiranti di interesse per le verifiche strutturali (SLU – combinazione 1) con riferimento ad un metro lineare di sviluppo della paratia sono le seguenti:

- sforzo massimo sul tirante: $F_{\text{SLU-orizz}} = 79.10 \cdot 1.3 = 103 \text{ kN/m}$ in direzione orizzontale.

Considerando l'interasse dei tiranti, pari a 3.1 m, e l'inclinazione degli stessi pari a 30°, la forza agente sul singolo tirante è la seguente:

$$F_{\text{SLU}} = \frac{F_{\text{SLU-orizz}} \cdot i}{\cos \alpha} = \frac{103.0 \cdot 3.2}{\cos 30^\circ} = 380 \text{ kN}$$

Si adottano tiranti a 3 trefoli; il singolo trefolo presenta diametro 15.7 mm e sezione 150 mm² (vedi paragrafo 6). Con riferimento alle norme per il cemento armato precompresso, la resistenza a trazione di calcolo del singolo trefolo è assunta pari a:

$$R_{d-\text{trefolo}} = 0.9 \cdot A \cdot \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_s} = 0.9 \cdot 150 \cdot \frac{1670}{1.15} \cdot \frac{1}{1000} = 196.0 \text{ kN}$$

Essendo il tirante a 3 trefoli, la resistenza a trazione di calcolo dell'armatura è pari a:

$$R_{d-\text{armatura}} = 3 \cdot R_{d-\text{trefolo}} = 588 \text{ kN} > F_{\text{SLU}}$$

La resistenza caratteristica del tirante, necessaria per le verifiche del paragrafo 10.5.4, è pari a:

$$R_{k-\text{armatura}} = R_{d-\text{armatura}} \cdot \gamma_s = 677 \text{ kN}$$

12.6.2 Verifiche dell'armatura – SLE combinazione caratteristica

Le sollecitazioni ottenute per i tiranti di interesse per le verifiche strutturali (SLE) con riferimento ad un metro lineare di sviluppo della paratia sono le seguenti:

- sforzo massimo sul tirante: $F_{SLE-orizz} = 77.7 \text{ kN/m}$ in direzione orizzontale.

Considerando l'interasse dei tiranti, pari a 3.2 m, e l'inclinazione degli stessi pari a 30° , la forza agente sul singolo tirante è la seguente:

$$F_{SLE} = \frac{F_{SLE-orizz} \cdot i}{\cos \alpha} = \frac{77.7 \cdot 3.2}{\cos 30^\circ} = 287.1 \text{ kN}$$

Con riferimento alle norme per il cemento armato precompresso, la verifica alle tensioni è la seguente:

$$\sigma = \frac{F_{SLE}}{A} = \frac{287100}{3 \cdot 150} = 638 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{p(1)k} = 0.8 \cdot 1670 = 1336 \text{ MPa}$$

12.6.3 Verifiche della fondazione – SLU

La verifica della fondazione del tirante viene effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3; pertanto lo sforzo massimo di progetto sui tiranti è il medesimo riportato nel paragrafo precedente, ovvero:

- $F_{SLU,1^\circ \text{ordine}} = 381 \text{ kN}$
- $F_{SLU,2^\circ \text{ordine}} = 361 \text{ kN}$.
- $F_{SLU,3^\circ \text{ordine}} = 298 \text{ kN}$.

La capacità portante ultima dei tiranti $R_{a,c}$ viene valutata con la seguente formula:

$$R_{a,c} = \pi \cdot \phi_p \cdot \alpha \cdot \sum (\tau_{ai} \cdot l_i)$$

dove:

ϕ_p = diametro di perforazione = 160 mm;

α = coefficiente di maggiorazione del diametro = 1.0;

l_i = lunghezza della fondazione nei singoli strati

τ_{ai} = tensione tangenziale di aderenza palo-terreno nel singolo strato valutata come segue:

- unità DAG:
il contributo resistente viene trascurato;
- unità PAT alt:

$\tau_a = 150kPa$; tale tensione tangenziale di aderenza è stata determinata con riferimento a M. Bustamante, B. Doix, *"Une methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectes"*;

- unità PAT:

$\tau_a = 150kPa$; tale tensione tangenziale di aderenza è stata determinata con riferimento a M. Bustamante, B. Doix, *"Une methode pour le calcul des tirants et des micropieux injectes"*, ipotizzando che non sia determinabile a priori dove localmente finisce lo strato alterato.

La capacità portante calcolata dei tiranti è pertanto pari a:

– **1° ordine:**

$$R_{a,c1^{\circ}\text{ordine}} = \pi \cdot 0.16 \cdot 1 \cdot (150.00 \cdot 10.5^*) = 791.7kN$$

$$R_{ak,1^{\circ}\text{ordine}} = \frac{R_{a,c1^{\circ}\text{ordine}}}{\xi} = \frac{791.7}{1.8} = 439.8kN < R_{ak,armatura} = 677kN$$

$$R_{ad,1^{\circ}\text{ordine}} = \frac{R_{ak,1^{\circ}\text{ordine}}}{\gamma_{Ra,t}} = \frac{439.80}{1.1} = 400kN > F_{SLU,1^{\circ}\text{ordine}} = 381kN$$

* E' stato considerato solo il tratto di bulbo in PATalt e PAT (10.5m). La lunghezza totale del bulbo, compreso il tratto in DAG, è 12m.

– **2° ordine:**

$$R_{a,c2^{\circ}\text{ordine}} = \pi \cdot 0.16 \cdot 1 \cdot (150.00 \cdot 10) = 754kN$$


$$R_{ak,2^{\circ}\text{ordine}} = \frac{R_{a,c2^{\circ}\text{ordine}}}{\xi} = \frac{754}{1.8} = 419kN < R_{ak,armatura} = 677kN$$

$$R_{ad,2^{\circ}\text{ordine}} = \frac{R_{ak,2^{\circ}\text{ordine}}}{\gamma_{Ra,t}} = \frac{419}{1.1} = 381kN > F_{SLU,1^{\circ}\text{ordine}} = 361kN$$

– **3° ordine:**

$$R_{a,c3^{\circ}\text{ordine}} = \pi \cdot 0.16 \cdot 1 \cdot (150.00 \cdot 9) = 678.6kN$$

$$R_{ak,3^{\circ}\text{ordine}} = \frac{R_{a,c3^{\circ}\text{ordine}}}{\xi} = \frac{678.6}{1.8} = 377kN < R_{ak,armatura} = 677kN$$

 gruppo Atlantia	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA</p> <p style="text-align: center;">NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</p> <p style="text-align: center;">Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro</p> <p style="text-align: right;">Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO DELLE OPERE PROVVISORIALI</p>
--	--

$$R_{ad,3^{\circ}ordine} = \frac{R_{ak,3^{\circ}ordine}}{\gamma_{Ra,t}} = \frac{377.0}{1.1} = 342.7\text{kN} > F_{SLU,1^{\circ}ordine} = 298\text{kN}$$

13. VERIFICHE TRAVI DI RIPARTIZIONE

13.1.1 Sollecitazioni e sezione di calcolo

Come travi di ripartizione per tutti gli ordini dei tiranti sono state considerate 2 travi UPN 240 accoppiate. Tale trave è caricata dalla massima reazione orizzontale dei tiranti divisa per l'interasse dei tiranti stessi, indicata nel seguito con q_h .

Le sollecitazioni di momento flettente e taglio in corrispondenza dell'appoggio risultano, per lo stato limite ultimo pari a:

- SLU:

$$M_{h-SLU} = \frac{q_h \cdot i^2}{10} = \frac{82.6 \cdot 1.3 \cdot 3.2^2}{10} = 110 \text{ kNm};$$

$$V_{h-SLU} = \frac{q_h \cdot i}{2} = \frac{82.6 \cdot 1.3 \cdot 3.2}{2} = 172 \text{ kN}.$$

13.1.2 Classificazione della sezione

Sulla base delle caratteristiche geometriche del profilo metallico UPN 240 la sezione appartiene alla classe 1; pertanto il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membraure è: $\gamma_{M0} = 1.05$.

13.1.3 Verifica a taglio.

La resistenza di calcolo a taglio è fornita dalla seguente espressione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$


dove:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f = 9660 - 2 \cdot 90 \cdot 14 + (10 + 14) \cdot 14 = 7476 \text{ mm}^2$$

Per il caso in esame risulta pertanto:

$$V_{c,Rd} = 2 \cdot \frac{7476 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \cdot \frac{1}{1000} = 2260.90 \text{ kN} > V_{\max}$$

Essendo il taglio di calcolo inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO DELLE OPERE PROVVISORIALI</p>
---	---

13.1.4 Verifica a flessione.

Per le sezioni di classe 1 la resistenza di calcolo a flessione retta è fornita dalla seguente espressione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{Y_{M0}}$$

Considerando, a favore di sicurezza, il modulo resistente elastico al posto di quello plastico, si ha:

$$M_{c,Rd} = \frac{741.5 \cdot 1000 \cdot 275}{1.05} \cdot \frac{1}{10^6} = 194.20 \text{ kNm} > M_{\max}.$$