

COMMITTENTE:



ALTA Sorveglianza:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC VERONA - PADOVA

SUB TRATTA VERONA – VICENZA

1° SUB LOTTO VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

RELAZIONE

VI PONTI E VIADOTTI: VI01 VIADOTTO "FIBBIO" DAL Km 7+660.97 AL Km 10+020.97

RELAZIONE GEOTECNICA.

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.	SCALA:
ATI bonifica Progettista integratore	Consorzio IRICAV DUE Project Manager		-
Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 8664 – Sez. A settore Civile ed Ambientale			

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

I	N	0	D	0	0	D	I	2	R	B	V	I	0	1	0	0	0	0	1	B
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

ATI bonifica		

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	Tipo di Emissione	P.Ascari	Giugno 2015	P.Ascari	Giugno 2015	V.Pastore	Giugno 2015	
B	Per istruttoria Italferr	P.Ascari	06-08-2015	P.Ascari	06-08-2015	V.Pastore	06-08-2015	

File: IN0D00D12RBVI0100001B_FIBBIO	CUP: J41E9100000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049F17	

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	DOCUMENTI PROGETTUALI.....	4
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	5
2.3	BIBLIOGRAFIA TECNICA.....	5
3	BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
4	INDAGINI DISPONIBILI	7
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA.....	12
6	PALI.....	16
6.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE.....	16
6.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	16
6.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	16
6.2.1.1	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE	17
6.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	19
6.3	TIPI DI PALO	20
6.4	STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA.....	20
6.5	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI.....	22
6.6	PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE	30
6.6.1	carico limite ultimo per carichi orizzontali.....	30
6.6.2	Interazione palo terreno.....	31
6.6.3	AZIONI SUL PALO PER VERIFICHE STRUTTURALI SLU	32
6.6.4	SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE.....	33
7	OPERE PROVVISORIALI	43
7.1	INTRODUZIONE	43
7.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	45
7.2.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	45
7.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	46
7.2.3	STABILITA' GEOTECNICA E STRUTTURALE DELL'OPERA DI SOSTEGNO.....	46
7.2.4	STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	47
7.3	VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI – SPALLA A, PILA 1 E 2	47
7.3.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU.....	52
7.3.1.1	STABILITÀ GEOTECNICA DELL'OPERA DI SOSTEGNO (A2+M2+R1).....	52
7.3.1.2	DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI DI DESIGN SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	55
7.3.2	VERIFICHE STRUTTURALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	59
7.3.2.1	VERIFICHE DEI TIRANTI.....	63

7.3.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE	65
7.3.4	VERIFICA A SIFONAMENTO	69
7.4	VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI – SPALLA B	70
7.5	VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI – PILA TIPO (SCAVO CON PALANCOLE)	71
7.5.1	VERIFICA A SIFONAMENTO	73
ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI		74
ALLEGATO B – TABULATO DI CALCOLO PROGRAMMA PARATIE.....		80

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica del Viadotto Fibbio, posto fra le progressive km 7+660.97 e km 10+020.97, e facente parte del 1° Lotto funzionale della Linea AV/AC Verona-Padova, ed in particolare del 1° lotto costruttivo Verona Montebello Vicentino.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTI PROGETTUALI

- [1] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione idrogeologica – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0002001
- [2] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica generale & addendum – 1° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005001
- [3] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica – Rilevati e trincee con opere di sostegno e sottovia - 1° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005004
- [4] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione sismica – Elaborato n° IN0D00DI2RH000000001
- [5] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Profilo geologico e geotecnico in scala 1:5000/1:500 – Elaborati n° IN0D00DI2F5GE0002002 Rev A e n° 00DI2F5GE0002003.
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Ponti e Viadotti – Viadotto Fibbio” Profilo geotecnico in scala 1:1000/1:100 del Viadotto – Elaborati n° IN0D00DI2F7VI0100001, n° IN0D00DI2F7VI0100002 e n° IN0D00DI2F7VI0100003
- [7] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Planimetria con classificazione sismica del territorio – da Tav.1/4 a Tav.4/4, – Elaborato n° IN0D00DI2P4000000001 a IN0D00DI2P4GE00000004
- [8] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione stratigrafie dei sondaggi – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE00000001
- [9] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione prove penetrometriche statiche – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE00000002

- [10] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione prove di laboratorio – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000005
- [11] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Ponte sull’Illasi - Prognolo – Relazione geotecnica – Elaborato n° IN0D00DI2RBVI0200001


2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- [12] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [13] 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
- [14] CEN [Comité Européen de Normalisation, 2003]. Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance. Document EN 1998-1, Brussels.
- [15] RFI – Manuale di progettazione – Documento n° RFI-DINIC-MA-CS-00-001-C del 20 Settembre 2004
- [16] RFI – Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie – Documento n° RFI-DTC-INC-CS-SP-IFT-001-A del 21 Dicembre 2011
- [17] RFI. Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili. Parte II. Sezione 5. Opere in terra e scavi. Rev. A del 30 Giugno 2014

2.3 BIBLIOGRAFIA TECNICA

- [18] Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985). “Piling Engineering”. Surrey University Press, Glasgow and London, Halsted Press, a division of John Wiley & Sons, New York.
- [19] Berezantsev W.HG. (1965), “Design of Deep Foundations”, Proc. 6th ICSMFE, Montreal. Vol.II
- [20] Berezantsev W.HG. (1970), “Calculation of the Construction Basis”, Leningrad.

- [21] Fioravante, V., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M.B. and Pedroni, S. (1995). "Load carrying capacity of large diameter bored piles in sand and gravel". Proc. 10th ARCSMFE, 2, 3-15.
- [22] Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M.B., Pedroni, S. and Salgado, R. et al (1994). "Tip displacement of drilled shafts in sands". In Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. Ed. A.T. Yeung and G.Y. Felio, ASCE, GSP40, New York, 2, 1039-1057.
- [23] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26+
- [24] Lancellotta R. Costanzo D. e Foti S. "Progettazione Geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)" Hoepli ed.
- [25] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [26] Reese L.C., O'Neill M.W. (1988) "Drilled shaft: construction procedures and design methods" Publication N.FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C..
- [27] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBVI0100001-B	Pag 7 di 81

3 BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto in questione si sviluppa per una notevole lunghezza, per complessivi 2360 m. si compone di due spalle e di 92 pile. Il Torrente Fibbio viene attraversato da una campata speciale di 63 m di lunghezza fra l'ultima pila e la Spalla Est.

Il piano campagna ha un brusco gradino in corrispondenza della Spalla Ovest, su un terrazzamento ghiaioso di deposizione dell'Adige, posto quota di circa +42 m slm, e scende nella piana sottostante di circa 10 m, alla +32 m slm. Successivamente, il p.c. naturale degrada dolcemente fino alla +28 m slm circa all'estremità Est. Le campate sono da 25 m.

4 INDAGINI DISPONIBILI

La Figura 1, Figura 2 e Figura 3 riportano uno stralcio della sezione geotecnica del viadotto, con ubicazione delle verticali di indagine considerate nel presente documento.

Le indagini considerate sono sia quelle disponibili dal precedente progetto preliminare (Campagna d'indagine 2002), sia quelle, più numerose, recentemente eseguite nell'ambito del presente progetto (Campagna 2014/2015 ancora in corso).

In particolare, le indagini qui esaminate sono le seguenti.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBVI0100001-B	Pag 8 di 81

Tabella 1: Elenco delle indagini considerate per la progettazione geotecnica.

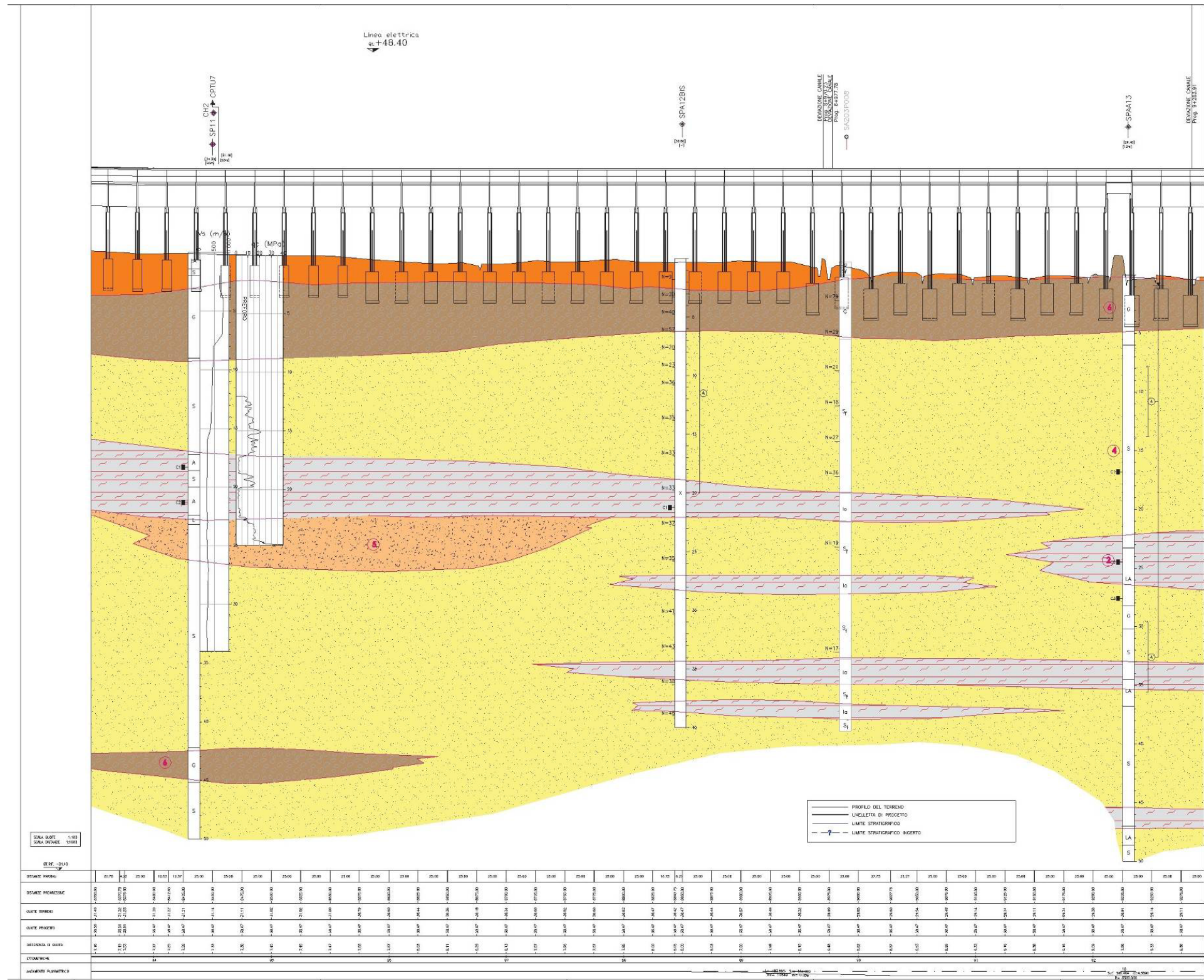
Progressiva (km ≈)	Sondaggio o prova CPTU (Denomin.)	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza sondaggio/CPTU (m)	Piezometro installato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tube Aperto ⁽²⁾
07+600	CPTU1	2014/2015	42.25	33.74	-
07+600	SPA9	2014/2015	42.35	35.00	TA (8m→20m)
07+610	CPTU2	2014/2015	42.42	33.50	-
07+670	CPTU3 e CPTU3bis	2014/2015	32.57	23.10	-
07+670	SPA10	2014/2015	32.62	50.0	TA (20m→35m)
08+050	SPA9bis	2014/2015	31.93	40.0	TA (11m→20m)
08+420	SP11 + CH2 + SDA12 ⁽³⁾	2014/2015	31.16	50.0 (35.0)	TA (6m→18m)
08+480	CPTU7	2014/2015	31.13	24.72	-
08+850	SPA12bis	2014/2015	30.80	40.0	TA (3m→20m)
09+020	SA203P008	2002	n.d.	40.0	-
09+240	SPAA13	2014/2015	29.37	50.0	TA (7.8m→13.8m) e (29.6m→35.6m)
09+650	SPA13bis	2014/2015	29.41	40.0	TA (3m→20m)
10+027	SA203P009	2002	n.d.	50.0	-
10+030	SP14 + CH3 + SDA15 ⁽³⁾	2014/2015	29.10	50.0 (35.0)	TA (3m→20m)
10+070	SP14bis	2014/2015	28.80	25.0	-
10+070	CPTU15	2014/2015	28.78	21.0	-

⁽¹⁾ = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande

⁽²⁾ = Tra parentesi il tratto finestrato

⁽³⁾ = Terna di sondaggi attrezzati per prove Cross-Hole; il sondaggio SPn è stato realizzato a carotaggio continuo mentre i sondaggi CHn e SDA n sono stati realizzati a distruzione di nucleo. Tra parentesi la profondità della prova Cross-Hole.

Nei Doc.Rif.[8], Doc.Rif.[9] e Doc.Rif.[10] sono riportati gli originali dei risultati delle indagini, nonché i risultati di dettaglio delle prove di laboratorio.



5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA

Per una definizione delle caratteristiche geotecniche del sito ed in particolare per la definizione dei valori dei parametri geotecnici utilizzati per il dimensionamento dei pali di fondazione delle opere del Lotto 1, si rimanda alla relazione di caratterizzazione geotecnica generale di cui al Doc.Rif.[2].

Di seguito si riporta una descrizione della situazione stratigrafica dell'area del Viadotto in oggetto, mentre nel Capitolo 6 è riportata la stratigrafia di calcolo utilizzata insieme ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

- In corrispondenza della Spalla Ovest sono presenti ghiaie addensate dal piano campagna seguite da sabbie grossolane. Più in profondità si rinviene invece la sequenza che verrà descritta successivamente per le altre pile. I valori di SPT sono tipicamente elevati per le ghiaie superficiali (da 40 colpi fino a rifiuto), e 50-60 colpi nelle sabbie ghiaiose e grossolane inferiori. Si segnala la presenza di ciottoli di grosse dimensioni (fino a 10÷15 cm)
- Nella piana ove si sviluppa il viadotto si ha invece una copertura formata prevalentemente da limi argillosi e sabbiosi, di spessore generalmente modesto (2-3m), e talora assenti. La frequenza delle indagini non consente tuttavia di mappare con esattezza tale andamento. In corrispondenza del tratto iniziale, al disotto delle coperture più fini si rinvennero (CPTU3 e 3bis) spessori anche modesti (2-3 m) di sabbie sciolte, potenzialmente liquefacibili. Le indagini evidenziando che tali materiali scompaiono sicuramente solo in corrispondenza della pila 15 circa.
- Nella rimanente parte del viadotto, al disotto delle coperture fini superficiali, si rinvennero quindi le ghiaie con ciottoli, per spessori generalmente dell'ordine dei 5 m da p.c. In corrispondenza di un sondaggio (SPA13bis), tale spessore raggiunge un massimo di circa 10 m;
- Al di sotto, e fino alle massime profondità indagate (50 m da p.c.), sono generalmente presenti depositi sabbiosi con valori di resistenza alla punta q_c dell'ordine dei 10÷15 MPa , e valori di SPT variabili nel campo 20÷50

colpi/30 cm. Tuttavia, in quasi tutte le indagini effettuate, le sabbie sono intervallate da livelli limoso-argillosi, presenti in sequenza per spessori generalmente dell'ordine dei 5 m circa, anche con intercalazioni sabbiose. Un primo intervallo di questo tipo si trova centrato fra i 15 e i 20 m da p.c, mentre un secondo intervallo, più profondo, è stato rinvenuto a profondità dell'ordine dei 35÷40 m da p.c. Le resistenze alla punta tipiche di tali strati sono dell'ordine di 1.5÷2.0 MPa, indicativi comunque di livelli consistenti.

- E' chiaro tuttavia che il rinvenimento di tali livelli fini, ed in particolare del più profondo, non consente di poter sfruttare, allo stato attuale delle conoscenze, con la necessaria certezza la capacità portante della base dei pali in sabbia, che necessariamente viene, in via cautelativa, penalizzata dalla presenza di tale strato. Le indagini da eseguire nella successiva fase di Progetto Esecutivo dovranno necessariamente definire meglio, fra gli altri, anche tale aspetto.

Per quanto concerne la quota di falda, le poche letture piezometriche ad oggi disponibili mostrano una profondità variabile tra 1÷3 m da p.c.

Tabella 2: Lotto 1 – Letture piezometriche

MISURE PIEZOMETRICHE VERONA - MONTEBELLO										
Tratta AV/AC Verona Padova - 1° Lotto Costruttivo Kas 0 - 10+400 - Campagna indagini geotecniche 2014										
Progressiva	Opera	Stipa	Sondaggio 70°x70°	18/11/2014 m da p.c.	28/11/2014 m da p.c.	17/12/2014 m da p.c.	18/01/2015 m da p.c.	16/02/2015 m da p.c.	27/03/2015 m da p.c.	NOTE
1-300	Rilavato	SFA1	20							
1-700	Rilavato in 9.5cm	SFA2	20							
2-500	Rilavato	SFA2	20							
4-700	Pincea	SFA4	20							
4-100	G.Artificiale	SFA2	30	-6.40	-7.25	-7.25	-7.47	-7.40	-7.45	
5-500	G.Artificiale	SOC7	20	-6.82	-6.70	-6.85	-6.80	-6.82	-6.87	
6-500	G.Artificiale	SFA8	30			-6.82	-7.25	-7.20	-7.22	
7-612	CVF (Soft)	SFA9	30	-6.20	-6.47	-6.28	-6.50	-6.50	-6.52	
7-661.00 *	V. Fittile	SFAA10	50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	ARTESIANA
8-450	V. Fittile	SFAA12	20	-3.40	-3.88	-3.82	-1.28	-1.22	-3.82	
		SFA12bis				-3.80	-1.25	-1.20	-3.82	
8-250 *	V. Fittile	SFAA12	50	-3.02	-3.58	-3.54	-3.72	-3.82	-3.70	REDDI SUPERFICIALE
	V. Fittile	SFAA12		-3.40	-3.22	-3.22	-3.42	-3.40	-3.42	REDDI PROFONDO
		SFA12bis				-1.12	-1.21	-1.25	-1.22	
10-302.50 *	V. Fittile	SFAA12	50		-1.70	-1.22	-1.21	-1.12	-1.17	
8-350	V. Fittile	SFA16b	40		-1.80	-3.80	-3.82	-3.78	-1.45	

La stratigrafia di calcolo considerata per il dimensionamento dei pali di fondazione sotto i carichi verticali è riportata al Capitolo 6, unitamente ai criteri di calcolo e alla definizione della metodologia di dimensionamento delle palificate stesse. Si fa presente che la stratigrafia di calcolo fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici assunti, considerando inoltre una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa. Per quanto concerne la stima della capacità portante sotto carichi assiali, la stratigrafia adottata, sostanzialmente riconducibile a quella del sondaggio SPAA13, è quella che massimizza gli spessori dei terreni coesivi, la cui presenza è tuttavia appurata dalla quasi totalità dei sondaggi esistenti. In aggiunta, la presenza di terreni fini a diverse quote, ed in particolare anche fino a quote profonde, fa sì che la capacità portante di base risulti più contenuta di quella che si avrebbe per pali interamente immorsati in sabbia, almeno per le profondità ove tale capacità è affetta dalla presenza degli strati argillosi.

Le indagini integrative da eseguire nella futura fase del Progetto Esecutivo dovranno avere come scopo principale quello di individuare con la necessaria affidabilità la natura dei terreni alle quota di base del palo, traendo così eventualmente vantaggio dall'assenza di terreni argillosi, ed aumentando le capacità portanti di base qui stimate, che potranno eventualmente contare sulla continuità di strati sabbiosi addensati

Per quanto concerne invece il comportamento del palo sotto i carichi orizzontali, si è ritenuto necessario procedere a due diverse schematizzazioni: nella prima si fa riferimento alla presenza di strati superficiali potenzialmente liquefacibili, anche se per uno spessore modesto (2 m da testa palo) in grado di condizionare negativamente il comportamento del palo sotto tali carichi. Nella seconda invece si è ipotizzata, come indicato dalle indagini, la presenza di ghiaie addensate, e quindi in condizioni più favorevoli.

Considerata l'esiguità dello strato superficiale liquefacibile, e il modesto contributo che tali terreni forniscono alla capacità portante verticale, il calcolo per

il comportamento del palo sotto i carichi assiali è stato svolto per un'unica stratigrafia.

6 PALI

6.1 DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Per la definizione delle palificate di fondazione, in accordo con i progettisti strutturali, si è proceduto nel seguente modo:

1. definizione delle resistenze del palo singolo, in accordo alle NTC 2008 (Doc. Rif. [12]). Il dettaglio di tale calcolo si riporta al punto 6.5;
2. verifica della palificata, da parte del progettista strutturale utilizzando le combinazioni di carico di Normativa, e ricavando il carico sui pali della palificata facendo riferimento al programma PIGLET, GROUP (o simile), tenendo quindi conto dell'effetto penalizzante del gruppo di pali.
3. Definizione della lunghezza del palo facendo riferimento al palo più caricato (usualmente il palo di spigolo), e verifiche strutturali delle armature, sempre con riferimento al palo più caricato.

Considerando anche le modalità di calcolo della resistenza del palo singolo qui riportate, si ritiene che tale approccio sia, nel suo complesso, da considerarsi cautelativo. Il progetto di dettaglio delle palificate verrà redatto in sede di Progetto Esecutivo, sulla base di una più dettagliata campagna di indagine.

6.2 PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

6.2.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo alla normativa nazionale NTC2008 (Doc. Rif. [12]) per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [12]})$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare. Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto E_d tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.3.1 del Doc. Rif. [12]).

6.2.1.1 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 delle NTC2008 (Doc. Rif. [12]), per fondazioni su pali, devono essere prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

- stabilità globale;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

SLU di tipo strutturale (STRU), relative a condizioni di:

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Tutte le verifiche (GEO/STRU) di cui sopra, devono essere svolte considerando almeno uno dei seguenti approcci (Par. 6.4.3.1 delle NTC 2008):

Approccio 1 (DA1):

Combinazione 1 (C1): A1 + M1 + R1

Combinazione 2 (C2): A2 + M1 + R2

Approccio 2 (DA2):

Combinazione 1: A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, e Tab. 6.4.II delle NTC 2008 (Doc. Rif. [12]) e per comodità riportati rispettivamente nella Tabella 3 e Tabella 4 del presente documento.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2008, Doc.Rif.[12], deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 3.

In condizioni sismiche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 7.11. delle NTC2008, Doc.Rif.[12], tutti i coefficienti sulle azioni A1 e A2 sono posti pari a 1 (par.7.11.1).

Le raccomandazioni per la progettazione delle fondazioni profonde riportate nel presente documento sono basate sull'Approccio 1 (DA1) delle NTC 2008 (Doc. Rif. [12], vedi anche Doc. Rif.[13]).

Per le verifiche di stabilità geotecnica (GEO) si fa riferimento alla Combinazione 2 (DA1-C2). Per la determinazione delle azioni agenti sugli elementi strutturali da usare per le verifiche strutturali si fa riferimento alla Combinazione 1 (DA1-C1).

Tabella 3: Tab. 6.2.I, NTC 2008 (Doc.Rif.[12])

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 4: Tab. 6.4.II, NTC 2008 (Doc.Rif.[12])

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

6.2.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per quanto riguarda lo stato limite di servizio (SLE), deve essere verificato che gli effetti attesi delle azioni caratteristiche (cedimenti, rotazioni, vibrazioni) sulle strutture proposte (o quelli indotti, se il caso, sulle strutture adiacenti) siano inferiori al massimo di quelli consentiti. Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità.

6.3 TIPI DI PALO

Considerando i costi e la facilità di costruzione, le condizioni geologiche e idrogeologiche del sito, è stato considerato l'impiego di pali trivellati in calcestruzzo armato, gettati in opera.

In questa relazione, è stata determinata la capacità portante del singolo palo avente diametro $D = 1500$ mm.

Nello schema di calcolo la testa palo è posta a 3 m dal piano finito.

6.4 STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA

Sulla base dei dati di indagine disponibili lungo lo sviluppo dell'opera e sulla base di quanto detto al Capitolo 5, di seguito si riportano le stratigrafie di calcolo ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni considerati. Si ribadisce che tali valori fanno riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici ricavati dai risultati delle indagini disponibili.

Tabella 5: Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo. Assenza di strati liquefacibili (valida per carichi verticali di tutti i pali e per i carichi orizzontali dalla pila 16 alla Spalla Est)

	Da	a	γ	ϕ'_k	c'_k	C_{Uk}	δ	$q_{b,ult}^{(1)}$	k_H
	(m p.c.)	(m p.c.)	(kN/m^3)	($^\circ$)	(kPa)	(kPa)	($^\circ$)	(kPa)	kN/m^3
Ghiaie	0.0	6.0	19.0	38	0		38	2500	15000
Sabbia	6.0	23.0	18.0	34	0	-	34	2500	12000
Limo argilloso	23.0	28.0	18.0	-	-	100	-	$9 \cdot C_{Uk}$	-
Sabbia	28.0	34.0	18.0	34	0	-	34	3500	12000
Limo argilloso	34.0	37.0	18.0	-	-	150	-	$9 \cdot C_{Uk}$	-
Sabbia a	37.0	47.0	18.0	34	0	-	34	4000	12000
Limo argilloso	47.0	49.0	18.0	-	-	300	-	$9 \cdot C_{Uk}$	-
Sabbia	Da 49 in poi		18.0	34	0		34	4000	12000

Tabella 6: Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo. Presenza di strati liquefacibili (solo per i carichi orizzontali, valida per la spalla Ovest e per la pila dalla 1 alla 15)

	Da	a	k_H
	(m p.c.)	(m p.c.)	kN/m^3
Sabbie	0.0	5.0	0
Sabbia	5.0	23.0	12000
Limo argilloso	23.0	28.0	-
Sabbia	28.0	34.0	12000
Limo argilloso	34.0	37.0	-
Sabbia a	37.0	47.0	12000
Limo argilloso	47.0	49.0	-
Sabbia	Da 49 in poi		15000

N.B. La testa palo parte da 3 dal p.c.

con:

γ = peso di volume naturale

ϕ_k' = valore caratteristico dell'angolo di attrito

c_k' = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate

c_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata

δ = valore caratteristico dell'angolo d'attrito tra palo e terreno;

$q_{b,ult}$ = valore assunto per la resistenza ultima di base (si veda paragrafo 6.5)

k_H = valore assunto per l'incremento del modulo di reazione orizzontale con la profondità per i materiali sabbioso-ghiaiosi.

Nelle analisi la falda è stata assunta coincidente con il p.c., come da indicazioni fornite dalla Relazione Idrogeologica.

6.5 CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

In conformità con la normativa NTC2008 (Doc. Rif.[12]), la resistenza geotecnica di progetto del palo soggetto a carichi di compressione $R_{c,d}$ e di trazione $R_{t,d}$ è stata ottenuta partendo dal valore di resistenza caratteristico a compressione $R_{c,k}$ e a trazione $R_{t,k}$, applicando i coefficienti parziali indicati nella Tab. 6.4.II del Doc. Rif.[12] (Tabella 4 del presente documento).

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_{R2}}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{R2}}$$

In particolare, per i pali trivellati in calcestruzzo gettati opera:

$\gamma_{R2} = 1.45$ per la resistenza laterale in compressione;

$\gamma_{R2} = 1.6$ per la resistenza laterale in trazione;

$\gamma_{R2} = 1.7$ per la resistenza di base.

I valori caratteristici a compressione del palo $R_{c,k}$ e a trazione $R_{t,k}$, sono ottenuti applicando i fattori di correlazioni ξ_3 e ξ_4 (si veda Tab. 6.4.IV del Doc. Rif.[12], Tabella 7 nel presente documento) alla resistenza a compressione $R_{c,cal}$ e a trazione $R_{t,cal}$ calcolati partendo dai risultati delle indagini geotecniche. In particolare:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

I valori di ξ_3 e ξ_4 da utilizzare nelle analisi sono funzione dal numero di sondaggi indipendenti che sono stati considerati per valutare la resistenza del palo per ogni area omogenea o struttura.

Per l'opera in questione si è scelto di considerare, come riportato al Capitolo 5, una stratigrafia di calcolo che fa riferimento ai valori minimi dei parametri

geotecnici caratteristici, considerando inoltre una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa. Si è quindi ritenuto che il valore di resistenza di calcolo così ottenuto rappresenti un minimo fra quelli possibili. Si è ritenuto di utilizzare un coefficiente pari a $\xi_4=1.55$.

Tabella 7: Tab. 6.4.IV, NTC 2008 (Doc.Rif.[12])

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Le resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ sono state determinate sulla base delle seguenti relazioni:

$$R_{c,cal} = Q_{c,ult} = Q_{ult,lat} + Q_{ult,base}$$

$$R_{t,cal} = Q_{t,ult} = Q_{ult,lat}$$

con:

$Q_{c,ult}$ = resistenza alla base ultima del singolo palo in compressione;

$Q_{t,ult}$ = resistenza alla base ultima del singolo palo in trazione;

$Q_{ult,shaft}$ = resistenza laterale ultima;

$Q_{ult,base}$ = resistenza alla base ultima.

La resistenza laterale ultima τ_{lim} è stata valutata come segue:

Terreni coesivi

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot C_{uk} \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

α = coefficiente ricavato sulla base di quanto riportato in Figura 4

C_{uk} = resistenza a taglio non drenata come riportato in Tabella 5

Terreni sabbiosi

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = k \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_{v0} \leq \tau_{us,max} \text{ kPa}$$

dove:

k = coefficiente di spinta laterale, considerato pari a 0.7 per i pali trivellati;

δ = angolo d'attrito tra palo e terreno come riportato in Tabella 5;

σ'_{v0} = tensione verticale alla quota di riferimento;

I valori massimi di $\tau_{us,max}$ sono stabiliti in accordo alle indicazioni di Reese & Wright [1977] (vedi anche Gwizdala [1984]) nel caso di pali trivellati a fango, sulla base delle seguenti espressioni:

$$\tau_{us,max} = 3 \cdot NSPT \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53 \text{ colpi/30 cm}$$

$$\tau_{us,max} = 142 + 0.32 \cdot NSPT \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} > 53 \text{ colpi/30 cm}$$

Per comodità di calcolo, e laddove $NSPT \geq 50$ per il tratto di interesse, si porrà:

$$\tau_{us,max} = 150 \text{ kPa}$$

La resistenza ultima di base $q_{b,ult}$ è stata determinata come segue:

Terreni coesivi

$$q_{b,ult} \text{ (kPa)} = 9 \cdot Cu_k$$

Terreni sabbiosi

Il valore di $q_{b,ult}$ è stato stabilito considerando un rapporto fra il cedimento della base del palo ed il diametro del palo pari al 10%.

Quando disponibili dati penetrometrici, si è considerato (Fioravante et al. (1995) e Ghionna et al. (1994) Lancellotta et al. (2011))

$$q_{bcr, 0.1} \cong 0.15 \div 0.18 q_c$$

Quando disponibili dati SPT, si sono utilizzate le indicazioni di Reese e O'Neill, 1988, Fioravante et al., 1995:

$$q_{bcr, 0.1} = 75 NSPT < 4000 \text{ kPa}$$

Tali dati sono in ottimo accordo con le indicazioni di Berezantzev (1965), riportate da AGI (1984).

I valori assunti nel calcolo per i diversi strati sono riportati nella Tabella 5.

Nei terreni stratificati, come quelli dell'area in oggetto, costituiti da alternanze di strati coesivi e di sabbie o ghiaie, la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi è stata abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 5.

Le stime delle resistenze geotecniche di progetto dei pali soggetti a carichi verticali a compressione $R_{c,d}$ e trazione $R_{t,d}$ sono riportate in Figura 6 e Figura 7. In Tabella 8, per entrambe le combinazioni, sono riportati i valori numerici delle resistenze di progetto $R_{c,d}$ e $R_{t,d}$. Nell' ALLEGATO A sono forniti i tabulati di calcolo che riportano i valori della portata laterale ultima e della portata di base, ricavati in accordo ai criteri esplicitati nei paragrafi precedenti, utilizzati per la determinazione delle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$.

Si ricorda che, in accordo a quanto riportato al paragrafo 6.2.1.1, i valori rappresentati considerano anche il peso del palo. Nella condizione di resistenza a compressione è stato assunto come carico permanente sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente favorevole.

Si ricorda che le resistenze di progetto consigliate dovranno essere confrontate con i carichi di progetto a testa pali (considerando i coefficienti parziali γ_A sulle azioni caratteristiche).

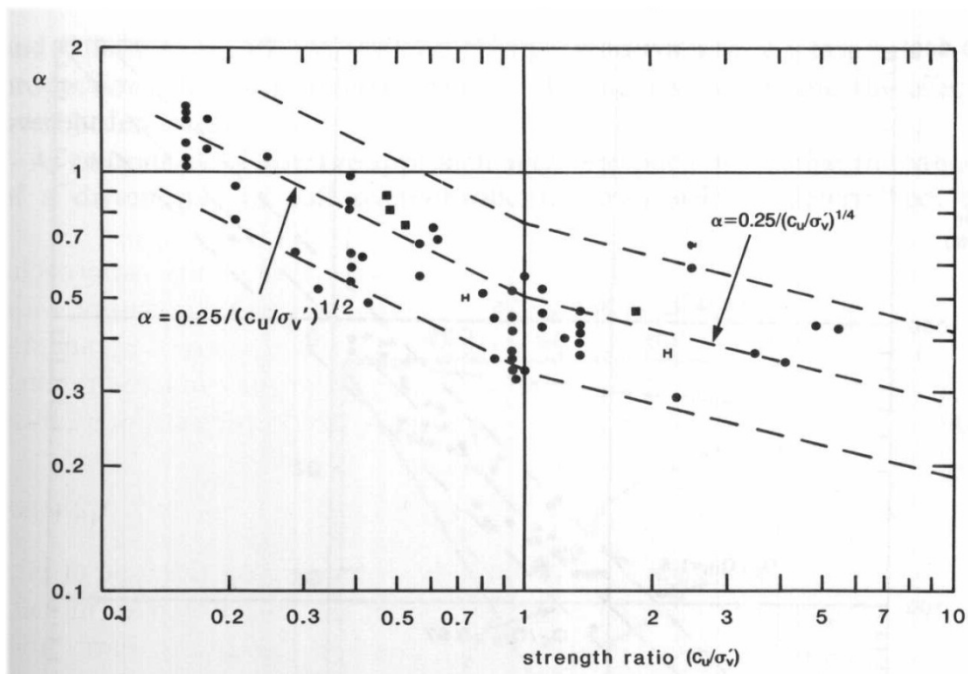
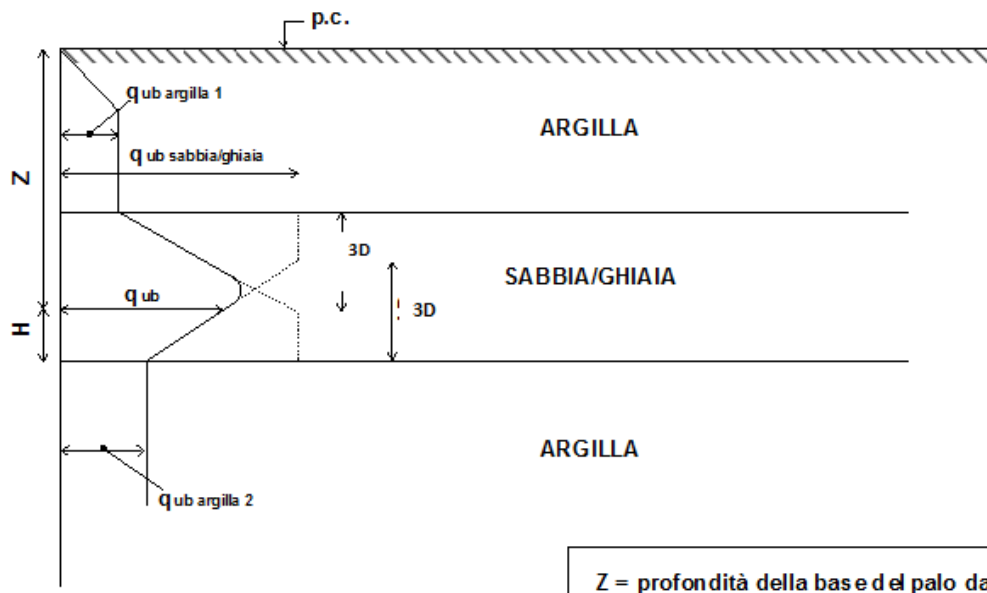


Figura 4 – Valore di α in funzione del rapporto c_u/σ'_v (da Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985))



Z = profondità della base del palo da p.c.

Figura 5 - Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni stratificati

Tabella 8: Resistenza di progetto palo singolo Approccio 1 , Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M1+R2) –Diametro palo D=1500 mm

L palo	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R _{d, compressione}	R _{d, trazione}	R _{d, compressione}	R _{d, trazione}
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
30	7757	5945	5062	4014
31	7705	6326	5069	4262
32	8018	6647	5283	4473
33	8307	6947	5482	4670
34	8596	7248	5680	4868
35	9545	7640	6277	5123
36	10538	8072	6904	5403
37	11537	8509	7535	5686
38	12535	8946	8166	5969
39	13255	9383	8633	6252
40	13532	9820	8839	6535
41	13643	10257	8948	6818
42	13755	10694	9057	7101
43	13867	11131	9167	7384
44	13979	11568	9276	7667
45	14306	11902	9500	7886
46	14595	12202	9698	8084
47	15327	12605	10169	8345
48	16098	13042	10666	8628
49	16868	13479	11163	8911
50	17639	13916	11659	9194

R_{d, compressione} = Resistenza di progetto in compressione
R_{d, trazione} = Resistenza di progetto a trazione

Viadotto Fibbio
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Approccio 1 - Combinazione 1 - STRU (A1+M1+R1)

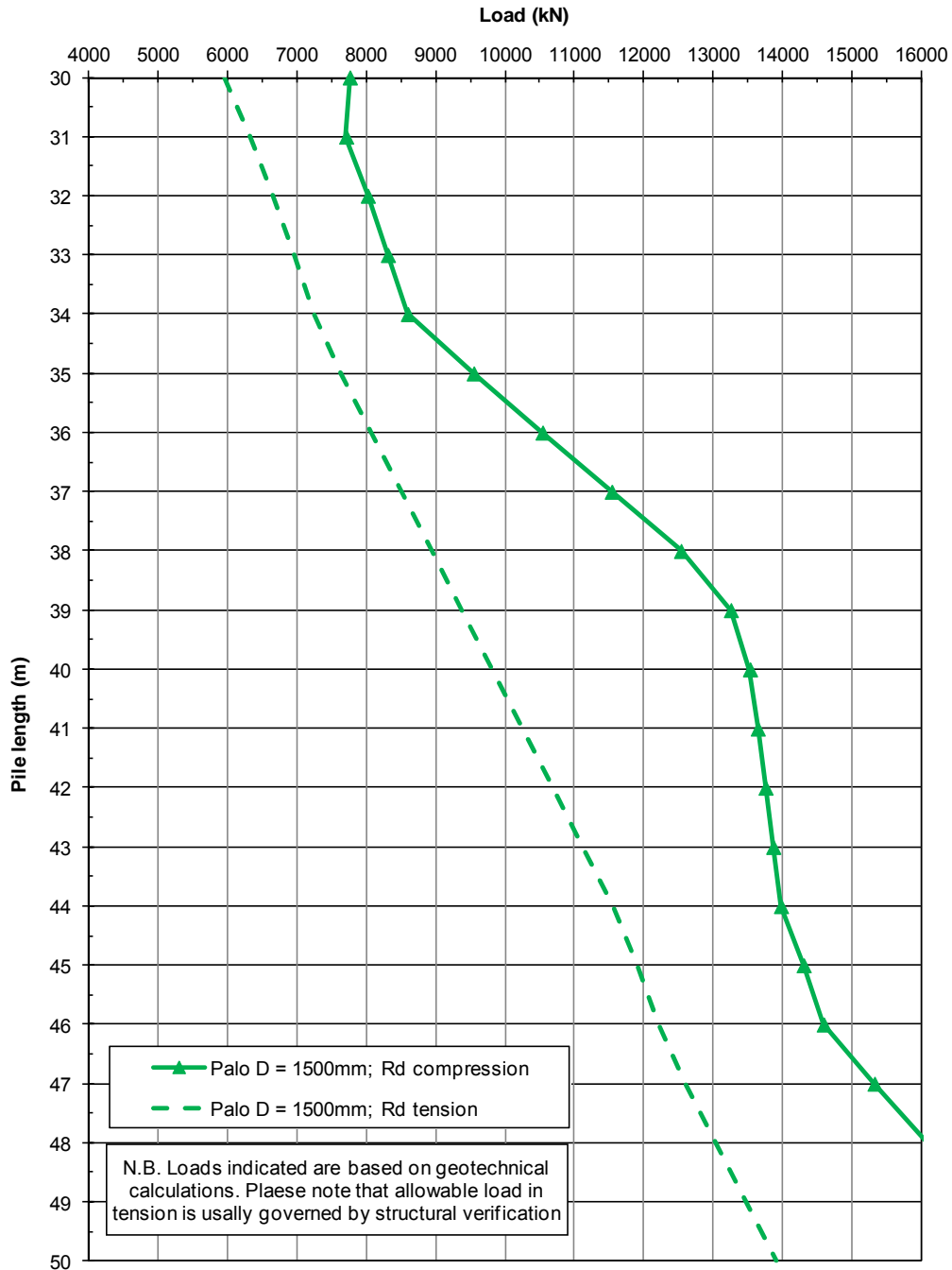


Figura 6: DA1-C1: Resistenza di progetto

Viadotto Fibbio
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Approccio 1 - Combinazione 2 - GEO (A2+M1+R2)

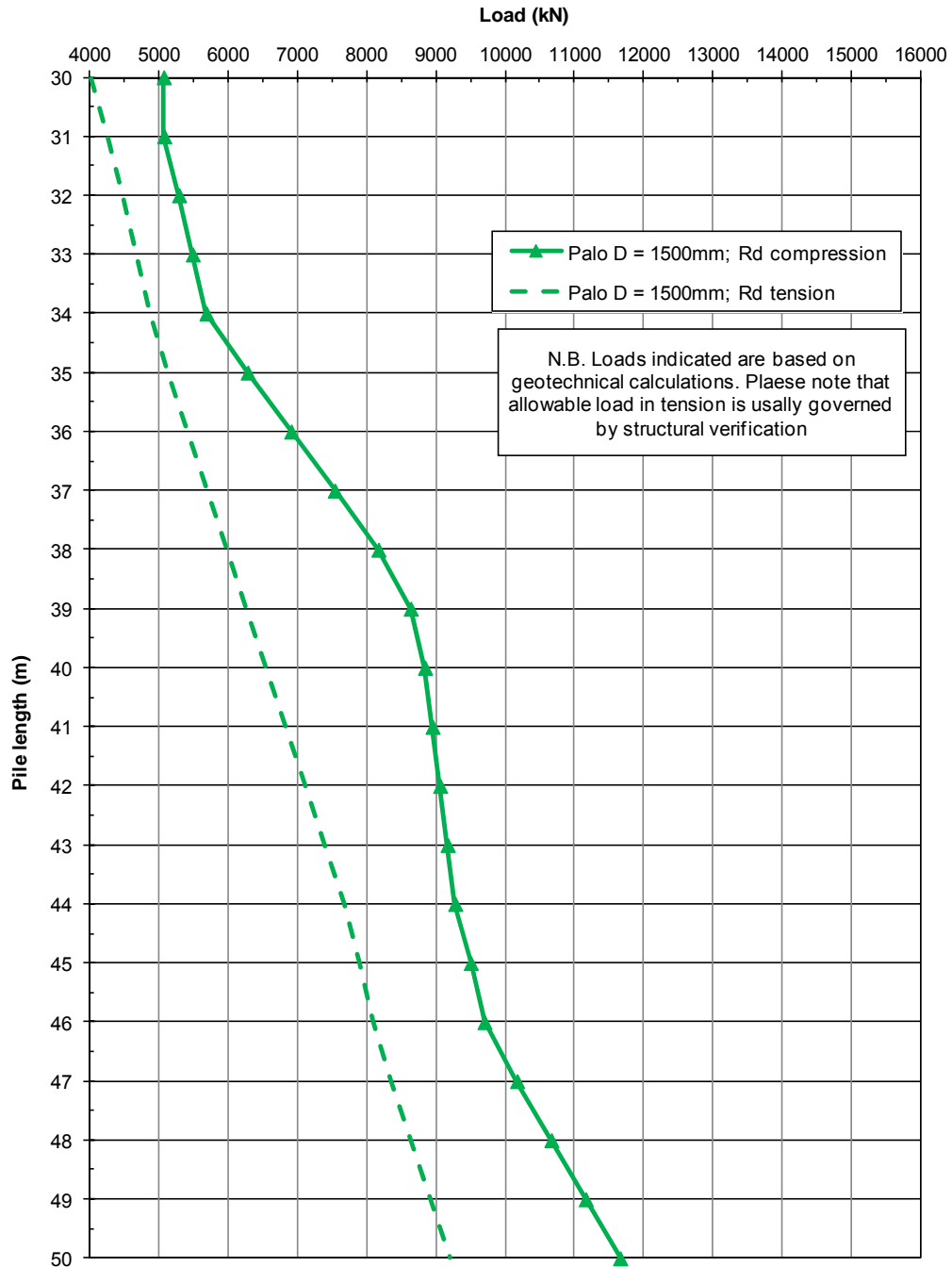


Figura 7: DA1-C2: Resistenza di progetto

6.6 PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE

6.6.1 CARICO LIMITE ULTIMO PER CARICHI ORIZZONTALI

In accordo alle indicazioni di letteratura (si veda ad esempio Viggiani (1999)) un palo si comporta come rigido quando $L/T < 2$, flessibile quando $L/T > 4$, essendo L la lunghezza del palo e T la sua lunghezza elastica, definita come:

$$T = \left(\frac{E_p J}{n_h} \right)^{0.2}$$

Essendo

E_p modulo di Young del palo

J = momento di inerzia del palo

n_h = parametro che tiene conto della rigidità orizzontale del terreno.

I valori di T sono calcolati nel paragrafo seguente.

Per le strutture esaminate nel presente progetto, i valori di T sono tipicamente, per pali del 1500, dell'ordine di 3-3.5m.

Le lunghezze attese del palo sono tali quindi per cui il rapporto L/T è tipicamente dell'ordine di 10, e pertanto il palo si comporta come flessibile. Gli stessi valori sono tipici anche dei pali del 1200. Non sono quindi possibili traslazioni orizzontali rigide dell'intero corpo della palificata. Si segnala comunque che le traslazioni orizzontali calcolate della testa del palo sono dell'ordine di qualche millimetro, e quindi ben lontane (di circa tre ordini di grandezza) da quelle che mobilitano la resistenza ultima del terreno nelle condizioni in esame.

Pertanto, la rottura della palificata per carichi orizzontali può avvenire solo nel caso del raggiungimento della condizione di cerniera plastica in testa, ed è quindi limitata dalle verifiche strutturali.

Pertanto, in accordo a quanto previsto dalle NTC 2008, al punto 6.4.3.1, la verifica geotecnica non viene ritenuta pertinente al caso in questione, e quindi non è stata condotta.

6.6.2 INTERAZIONE PALO TERRENO

Lo studio dell'interazione palo-terreno sotto carichi orizzontali è stata condotta in accordo all'approccio proposto da Matlock e Reese (1960), basato sul modello di Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione del terreno E_s . E_s non è un parametro del terreno e non può essere direttamente correlato con il modulo di Young, dato che è un parametro di interazione terreno-struttura. In particolare, per le analisi sono stati adottati i seguenti parametri e la seguente relazione (Elson, 1984):

Terreni a grana fine

$$E_h = 400 \cdot c_u \quad (\text{FL}^{-2})$$

c_u = coesione non drenata,

Terreni a grana grossa (materiale di riempimento)

$$E_h = k_h \cdot z \quad (\text{FL}^{-2})$$

dove:

E_h = modulo di reazione orizzontale del terreno a specifiche profondità;

z = profondità da piano finito;

k_h = incremento del modulo di reazione orizzontale con la profondità come riportato in Tabella 5.

La rigidità del palo è stata tenuta in conto considerando un modulo del calcestruzzo del palo pari a 25000 MPa.

Il calcolo è stato eseguito considerando una lunghezza di palo pari a 35 m. Tuttavia considerato che il comportamento del palo soggetto a carichi orizzontali dipende solamente dalle caratteristiche degli strati di terreno fino a profondità pari a 10÷12 volte il diametro del palo stesso, i risultati possono essere estesi a lunghezze di palo maggiori di quelle analizzate.

Nelle analisi la connessione della testa palo alla fondazione è stata considerata a “testa incastrata”.

6.6.3 AZIONI SUL PALO PER VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Per la condizione, “testa incastrata”, sono stati calcolato lungo il fusto del palo il momento adimensionale M_{ad} ed il taglio adimensionale F_{ad} .

Le relazioni utilizzate sono le seguenti

$$F = A_v * F_{0,d} + \frac{B_v * M_{0,d}}{T}$$

azione di taglio:

$$M = A_m * F_{0,d} * T + B_m * M_{0,d}$$

momento flettente

essendo:

$M_{0,d}$, $F_{0,d}$ = momento flettente e taglio a testa palo

α = rapporto tra momento e taglio a testa palo

T = lunghezza elastica del palo, legata alla rigidezza flessionale del palo e al modulo di reazione orizzontale del palo secondo la seguente relazione

$$T = \left(\frac{EJ}{n_h} \right)^{0.2}$$

A_y , B_y , A_s , B_s , A_v , B_v , A_m , B_m coefficienti adimensionali legati alle caratteristiche del terreno, del palo;

EJ = rigidezza flessionale del palo;

Sulla base di quanto detto nel Capitolo 5, i calcoli sono stati eseguiti considerando due diverse stratigrafie riportate al paragrafo 6.4 in Tabella 5 e Tabella 6.

In Figura 8, Figura 9, Figura 10 e Figura 11 si riportano gli andamenti per profondità crescenti a partire dalla testa del palo in termini di momento adimensionale $M_{ad} = M_d / M_{0,d}$ e taglio adimensionale $F_{ad} = F$ per condizioni di “testa incastrata”.

Gli stessi risultati, insieme al valore di $\alpha = M_0/F_0$ sono riportati in Tabella 9 e Tabella 11.

In Tabella 10 e Tabella 12 si riportano i coefficienti adimensionali legati alle caratteristiche del terreno, del palo e la lunghezza elastica T.

Il momento flettente di progetto sulla sezione del palo a specifiche profondità dovrà essere valutato come segue:

$$M_{d} = M_{ad} \cdot M_{0,d}$$

dove:

$M_{0,d}$ = momento flettente di progetto a testa palo, opportunamente fattorizzato in accordo alla combinazione DA1-C1 per verifiche strutturali SLU.

Inoltre, per la condizione “testa incastrata”, il momento flettente a testa palo può essere calcolato come segue:

$$M_{0,d} = - \alpha \cdot F_{0,d}$$

dove:

$F_{0,d}$ = azione di taglio di progetto, opportunamente fattorizzata in accordo alla combinazione DA1-C1 per verifiche strutturali SLU.

6.6.4 SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE

Lo spostamento orizzontale a testa palo è riportato in Figura 12 e Figura 13 e viene calcolato come segue:

$$d = A_y F_{0,k} T^3/EJ + B_y M_{0,k} T^2/EJ$$

dove:

A_y, B_y = coefficienti adimensionali di flessibilità a testa palo (vedi Tabella 10)

EJ = rigidezza flessionale del palo;

T = lunghezza elastica del palo, legata alla rigidezza flessionale del palo e al modulo di reazione orizzontale del palo (vedi Tabella 10)

$F_{0,k}$ = valore di progetto dell’azione di taglio a testa palo (per verifiche SLE);

$M_{0,k}$ = valore di progetto del momento flettente a testa palo (per verifiche SLE).

Per condizioni di “testa incastrata” $M_{0,k} = \alpha \cdot M_{0,k}$, con α riportati nella Tabella 9 e Tabella 11.

Tabella 9: Spalla Ovest e Pile n.1÷15 – D = 1500 mm – Momento flettente e del taglio normalizzati – Testa palo incastrata

Z (m)	M/M ₀ (-)	F/F ₀ (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0.00	1.00	1.000	3.145
1.09	0.65	1.000	
2.19	0.30	0.929	
3.28	0.03	0.645	
4.38	-0.15	0.387	
5.47	-0.24	0.173	
6.56	-0.27	0.016	
7.66	-0.26	-0.085	
8.75	-0.22	-0.139	
10.50	-0.13	-0.146	
12.25	-0.06	-0.108	
14.00	-0.01	-0.059	
15.75	0.01	-0.022	
17.50	0.01	0.000	
20.42	0.01	0.006	
23.33	0.00	0.005	
26.25	0.00	0.002	
30.63	0.00	-0.001	
35.00	0.00	0.000	

Tabella 10: Spalla Ovest e Pile n.1÷15 – D = 1500 mm - Coefficienti adimensionali Av, Bv, Am, Bm, Ay, By, As, Bs e lunghezza elastica T

Pile depth	Av	Am	Bv	Bm	Ay	As	By	Bs	T
m	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
0.0	1.00	0.00	0.00	1.00	2.1633	1.5797	1.5797	1.7578	3.500
1.1	1.00	0.31	0.00	1.00					
2.2	0.86	0.63	-0.08	1.00					
3.3	0.34	0.81	-0.34	0.93					
4.4	-0.06	0.84	-0.50	0.79					
5.5	-0.33	0.78	-0.56	0.62					
6.6	-0.46	0.65	-0.53	0.45					
7.7	-0.50	0.50	-0.46	0.29					
8.8	-0.45	0.34	-0.35	0.17					
10.5	-0.32	0.15	-0.19	0.03					
12.3	-0.17	0.03	-0.07	-0.03					
14.0	-0.06	-0.03	0.00	-0.05					
15.8	0.01	-0.04	0.03	-0.03					
17.5	0.02	-0.03	0.03	-0.02					
20.4	0.01	-0.01	0.01	-0.01					
23.3	0.01	0.00	0.00	0.00					
26.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.6	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

Tabella 11: Pile n.16÷92 e Spalla Est – D = 1500 mm – Momento flettente e del taglio normalizzati – Testa palo incastrata

Z (m)	M/M ₀ (-)	F/F ₀ (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0.0	1.000	1.000	2.305
1.1	0.568	0.813	
2.2	0.232	0.596	
3.3	0.002	0.386	
4.4	-0.142	0.226	
5.5	-0.216	0.096	
6.6	-0.237	0.001	
7.7	-0.221	-0.060	
8.8	-0.184	-0.090	
10.5	-0.111	-0.092	
12.3	-0.049	-0.067	
14.0	-0.011	-0.036	
15.8	0.007	-0.013	
17.5	0.011	0.000	
20.4	0.006	0.004	
23.3	0.002	0.003	
26.3	-0.001	0.001	
30.6	-0.001	0.000	
35.0	0.000	0.000	

Tabella 12: Pile n.16÷92 e Spalla Est – D = 1500 mm - Coefficienti
adimensionali Av, Bv, Am, Bm, Ay, By, As, Bs e lunghezza elastica T

Pile depth	Av	Am	Bv	Bm	Ay	As	By	Bs	T
m	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
0.0	1.00	0.00	0.00	1.00	1.1740	0.9107	0.9107	1.3188	3.338
1.1	0.64	0.27	-0.25	0.96					
2.2	0.31	0.42	-0.42	0.84					
3.3	0.04	0.47	-0.50	0.69					
4.4	-0.12	0.46	-0.51	0.52					
5.5	-0.22	0.40	-0.46	0.36					
6.6	-0.26	0.32	-0.38	0.22					
7.7	-0.26	0.23	-0.28	0.12					
8.8	-0.22	0.15	-0.19	0.04					
10.5	-0.14	0.06	-0.07	-0.03					
12.3	-0.07	0.00	0.00	-0.05					
14.0	-0.02	-0.02	0.03	-0.04					
15.8	0.01	-0.02	0.03	-0.02					
17.5	0.01	-0.01	0.02	-0.01					
20.4	0.01	-0.01	0.00	0.00					
23.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
26.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.6	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

Non-dimensional bending moment for fixed pile head

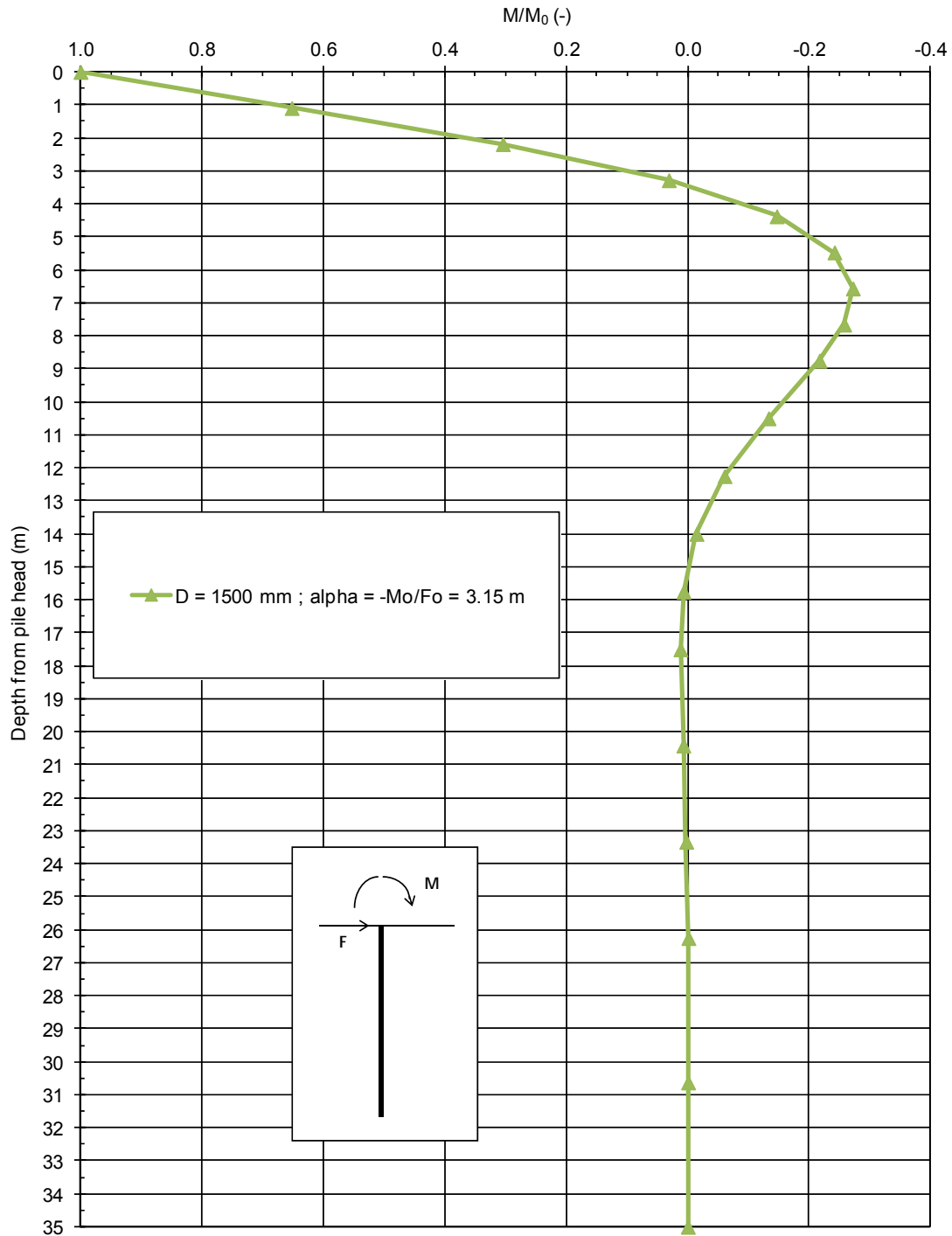


Figura 8: Spalla Ovest e Pile n.1÷15 – Andamento del momento flettente normalizzato

Non-dimensional shear force for fixed pile head

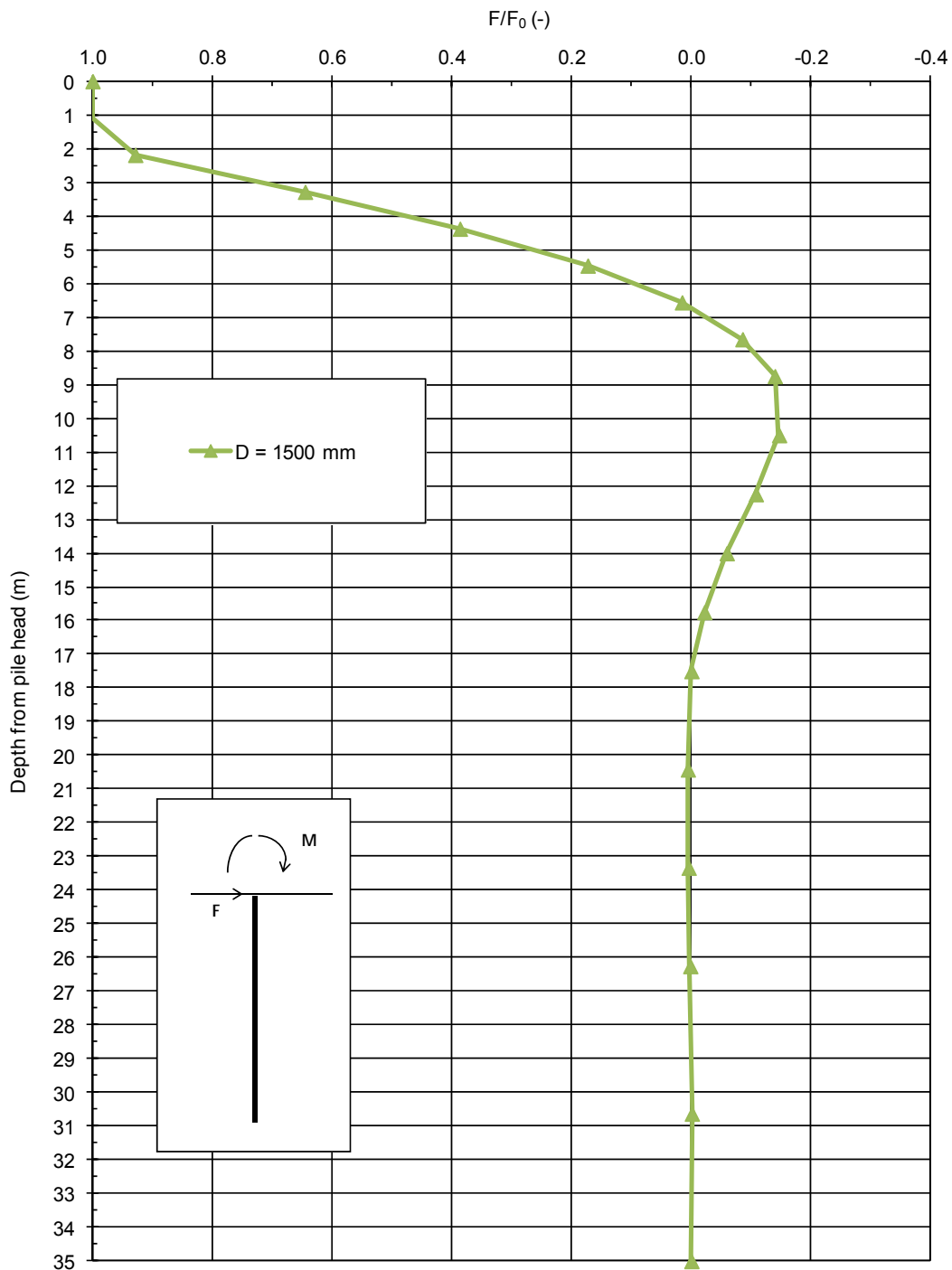


Figura 9: Spalla Ovest e Pile n.1÷15 – Andamento del taglio normalizzato

Non-dimensional bending moment for fixed pile head

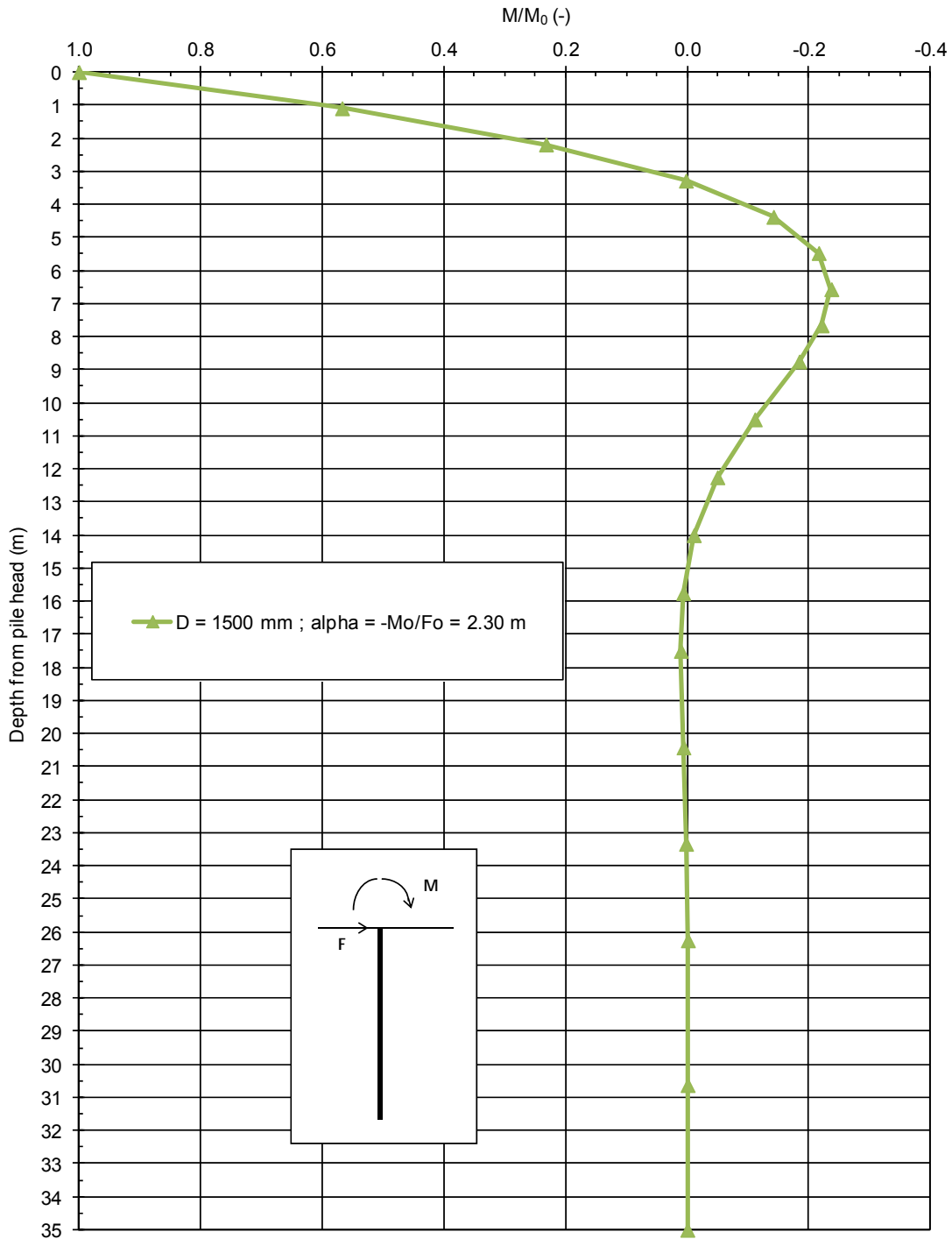


Figura 10: Pile n.16÷92 e Spalla Est – Andamento del momento flettente normalizzato

Non-dimensional shear force for fixed pile head

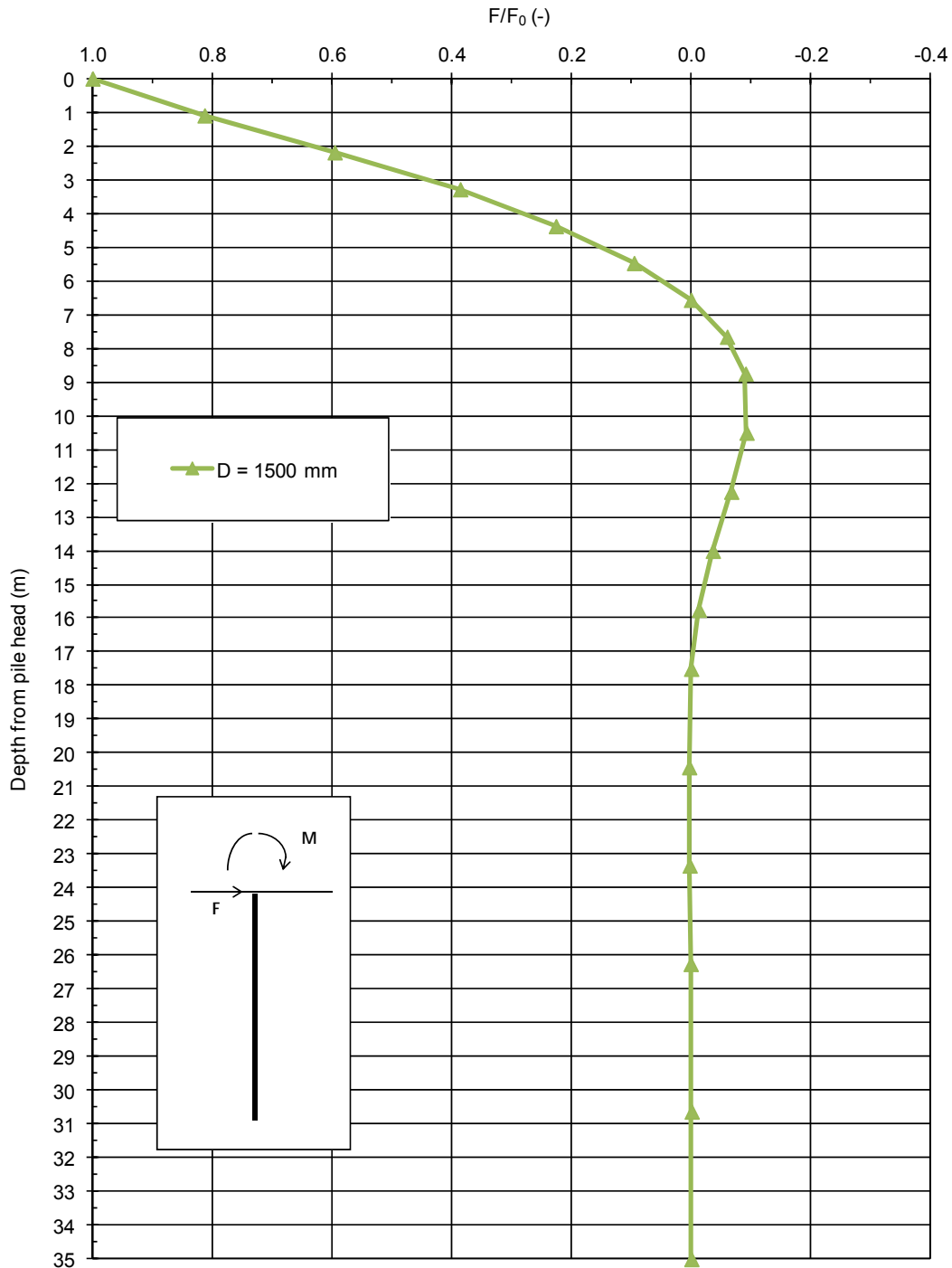


Figura 11: Pile n.16÷92 e Spalla Est – Andamento del taglio normalizzato

Fixed Head Condition - Pile head displacement

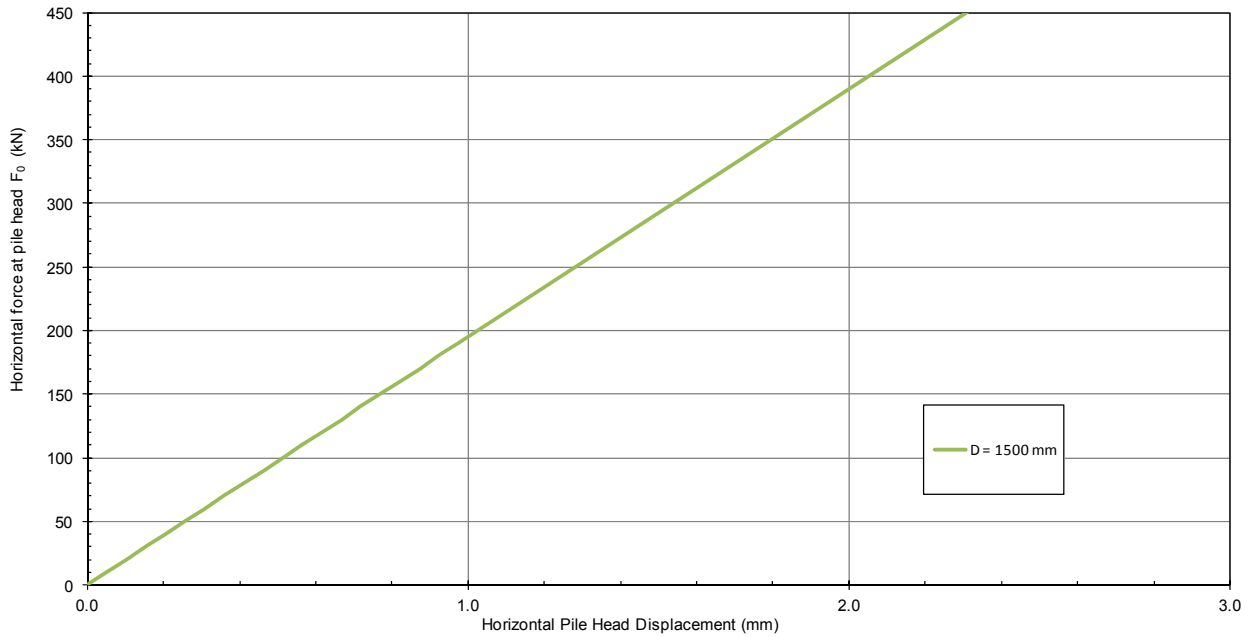


Figura 12: Spalla Ovest e Pile n.1÷15 – Curva carico – spostamento orizzontale

Fixed Head Condition - Pile head displacement

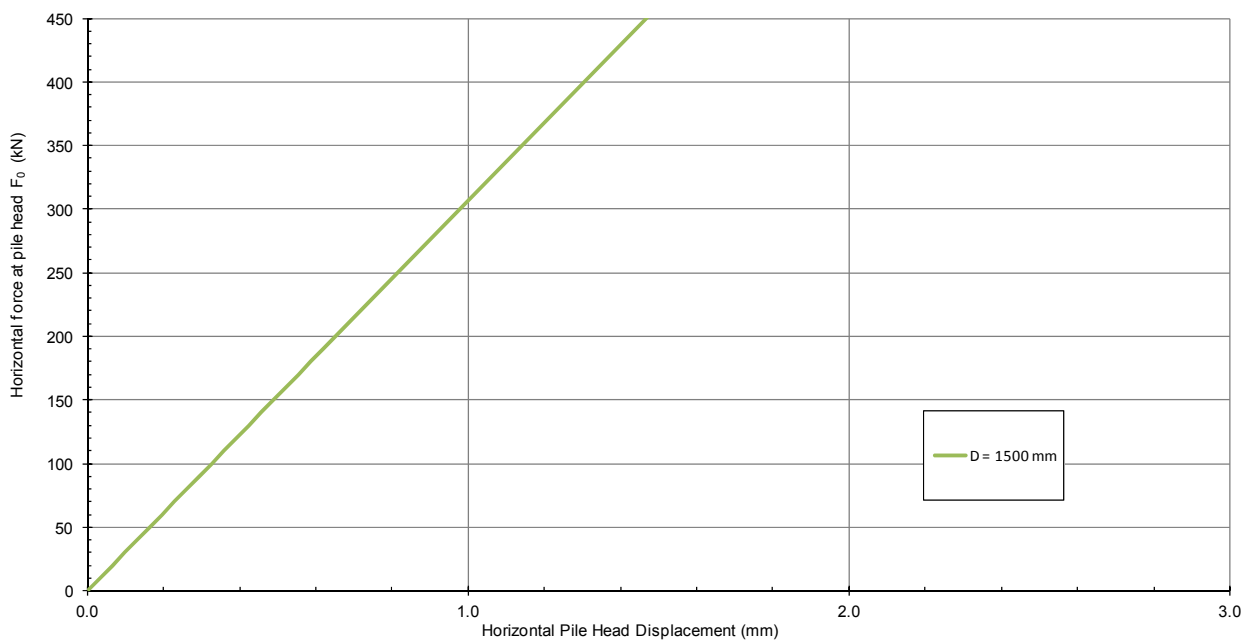


Figura 13: Pile n.16÷92 e Spalla Est – Curva carico – spostamento orizzontale

7 OPERE PROVVISORIALI

7.1 INTRODUZIONE

Nel presente capitolo si danno indicazioni sugli scavi provvisori necessari alla realizzazione delle fondazioni di spalle e pile del viadotto in oggetto. In particolare in alcuni casi sotto riportati saranno necessarie opere provvisoriali, nello specifico:

- realizzazione della fondazione della Spalla Ovest (Spalla A): lo scavo previsto raggiunge una profondità di circa 5.5m, ove lo scavo viene effettuato al piede di una scarpata.
- realizzazione della fondazione della Pila 1 e 2: lo scavo previsto raggiunge una profondità di circa 5.0m, ma il piano campagna a tergo dell'opera è sostanzialmente orizzontale.
- realizzazione della fondazione della Spalla Est (Spalla B): lo scavo previsto, in prossimità dell'argine, raggiunge una profondità di circa 5.2 m.

Per le restanti pile correnti, i dati a disposizione indicano che si tratta di scavi dell'ordine dei 3÷3.5 m dal p.c. esistente.

Considerando la situazione stratigrafica riportata al capitolo 5, si possono trarre le seguenti considerazioni e conclusioni:

- Le letture della falda ad oggi disponibili, indicano una falda che si trova oscillante tra pochi decimetri e 1.5 metri da p.c., e si ritiene possano essere notevolmente influenzata da eventi stagionali. In ogni caso, sulla base della relazione Idrogeologica, si è posta la quota di falda coincidente con il p.c.;
- Per le altezze di scavi considerate, la parte più superficiale è generalmente costituita da terreni fini, quindi poco permeabili. In seguito si trovano invece ghiaie grossolane, con permeabilità presumibilmente molto elevate. Tuttavia, la possibile presenza anche di modeste quantità di fine potrebbe agire favorevolmente nel ridurre le permeabilità delle ghiaie.

- Non sono disponibili prove di permeabilità in tali terreni. I dati granulometrici disponibili indicherebbero possibili permeabilità nell'ordine di 5×10^{-4} m/s.
- In tali circostanze, gli scavi fino alle profondità predette sono più agevolmente fattibili con l'ausilio di palancole che hanno il pregio di limitare il volume di scavo e ridurre le quantità di acqua da emungere. Se la presenza di ghiaie con ciottoli, aventi diametri anche fino a 10-15 cm, dovessero rendere in alcuni casi problematica l'infissione delle palancole, per tali altezze di scavo (sotto i 4 m) sarà sempre possibile procedere in alternativa con scavi a cielo aperto riprofilando le scarpate secondo pendenza stabili. Ovviamente le palancole non sono state considerate per profondità di scavo maggiori in quanto ritenuta una soluzione non sicuramente fattibile, proprio per la presenza delle ghiaie.

Per quanto concerne l'aggottamento della falda, si procederà come segue:

Aggottamento tramite realizzazione di pozzi, diametro 400 mm, con pompa sommersa. Il pozzo dovrà essere realizzato a p.c., e quindi tagliato fino al raggiungimento del fondo scavo. La profondità del pozzo sarà di almeno 12 m.

Le quantità di acqua da estrarre per ottenere l'abbassamento della falda voluto dipenderanno dai valori reali delle permeabilità dei materiali, e dalla continuità dello strato di limi ove è immersa la paratia di pali. Nel caso il pozzo non fosse sufficiente, si può ipotizzare di aumentare l'efficacia del sistema di dewatering mediante l'installazione di wellpoints. In alternativa si può realizzare una trincea perimetrale con dreni orizzontali, che convergono verso 1-2 pozzetti di raccolta dell'acqua, ove sono posizionate pompe in grado di pompare acqua fuori dello scavo.

7.2 PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

7.2.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

-C28/35

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 29,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 19,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37,0 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 22.000 (f_{cm} / 10)^{0,3} = 32.588 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} / 1,5 = 2,98 \text{ N/mm}^2$$

-Sollecitazioni massime in condizioni di esercizio:

$$+\text{Combinazione rara: } \sigma_{cmax} = 0,60 \cdot f_{ck} = 17,4 \text{ N/mm}^2$$

$$+\text{Comb. quasi perm: } \sigma_{cmax} = 0,45 \cdot f_{ck} = 13,1 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio in barre ad aderenza migliorata

-B450C

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

-Sollecitazioni massime in condizioni di esercizio:

$$+\text{Combinazione rara: } \sigma_{smax} = 0,80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per carpenteria metallica:

S 275 JR - EN 10025-2 (Fe430 B)

$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$$

-Tensione caratteristica di

snervamento

$$f_d = 275 \text{ N/mm}^2$$

7.2.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo alla normativa nazionale NTC2008 (Doc. Rif.[12]) per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif.}[12])$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare. Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto E_d tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.3.1 del Doc. Rif.[12]).

7.2.3 STABILITA' GEOTECNICA E STRUTTURALE DELL'OPERA DI SOSTEGNO

In accordo a quanto riportato al par.6.5.3.1 della normativa nazionale (Doc. Rif.[12]), la verifica geotecnica e strutturale (GEO and STRU) di un'opera di sostegno dovrà essere condotta considerando le seguenti combinazioni:

Approccio 1 (DA1):

Combinazione 1 (C1): A1 + M1 + R1

Combinazione 2 (C2): A2 + M2 + R1

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab.6.2.I, Tab.6.2.II del Doc.Rif.[12] (riportate in Tabella 3 e Tabella 13 del presente documento) ed assumendo γ_{R1} uguale ad 1. In condizioni sismiche tutti i coefficienti sulle azioni A1 e A2 sono posti pari a 1.

Come indicato al par.C6.5.3.1 del Doc.Rif.[13], per le verifiche di stabilità geotecnica (GEO) si fa riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2. Per la determinazione delle azioni agenti sugli elementi strutturali (STRU) da usare per le verifiche strutturali si fa riferimento alla all'Approccio 1 - Combinazione 1.

In accordo a quanto riportato al par.2.4 del Doc.Rif.[12], la verifiche in condizioni sismiche di opere provvisorie possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Tabella 13:Tab. 6.2.II, NTC 2008 (Doc.Rif.[12])

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_M $\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_T	1,0	1,0

7.2.4 STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per quanto riguarda lo stato limite di servizio (SLE), deve essere verificato che gli effetti attesi delle azioni caratteristiche (cedimenti, rotazioni, vibrazioni) sulle strutture proposte (o quelli indotti, se il caso, sulle strutture adiacenti) siano inferiori al massimo di quelli consentiti, e, quindi, sono compatibili con i requisiti di prestazione strutture.

Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità (par. 6.2.3.3 del Doc.Rif.[12]).

7.3 VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI – SPALLA A, PILA 1 E 2

Nel presente paragrafo vengono presentate le verifiche per il dimensionamento delle opere di sostegno provvisoriale necessarie per lo scavo della spalla Ovest, della pila 1 e 2.

Lo scavo raggiunge una profondità prossima ai 5.5 m e dimensioni in pianta pari a circa 17*17 m per la spalla e 11*11 m per le pile. Sul lato Ovest della spalla è presente, a monte dell'opera di sostegno, una scarpata di pendenza pari a circa 20°.

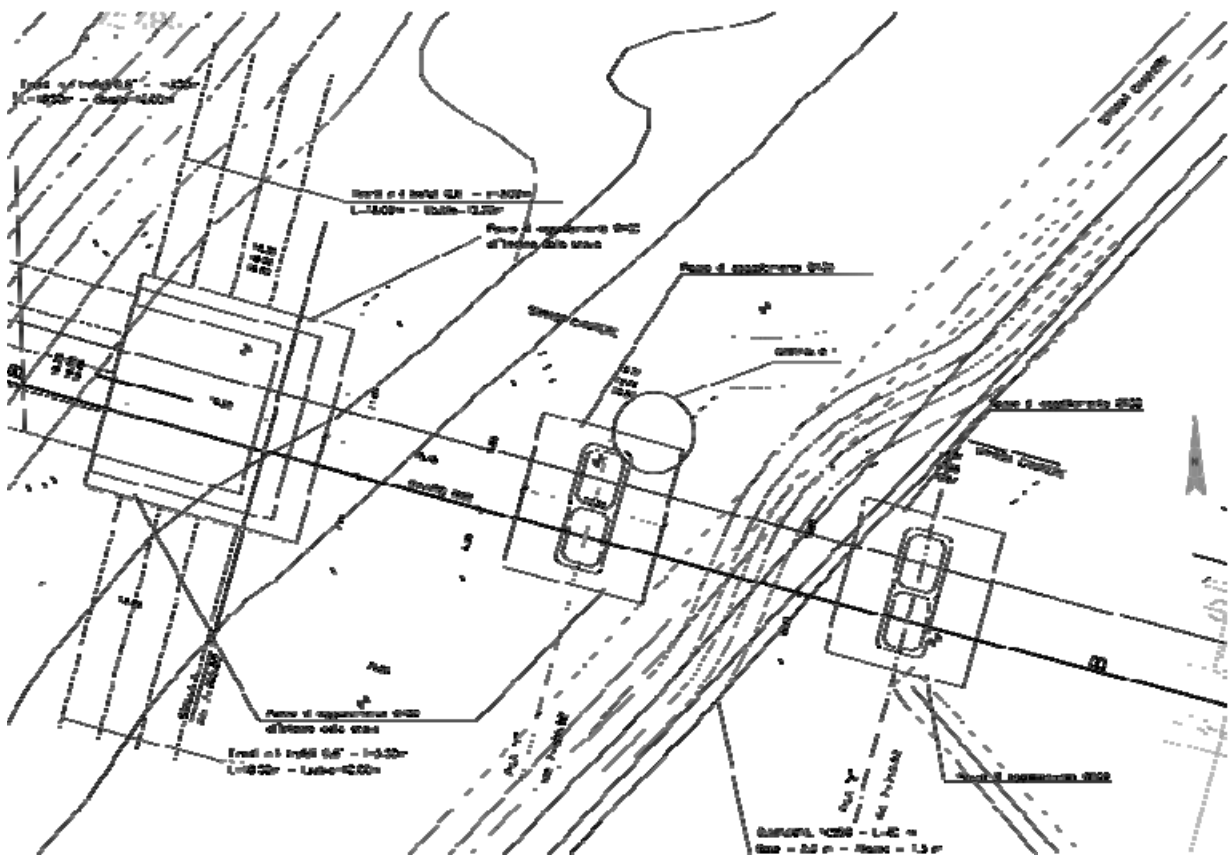


Figura 14: Spalla Ovest, pile 1 e 2 - Pianta scavo

Le caratteristiche principali dello scavo sono:

- Quota pc = +33.0 m slm in corrispondenza della Spalla fino a +43 m slm in sommità del pendio;
- Quota fondo scavo: +27.5 m slm
- Quota falda +33.0 slm

L'opera di sostegno è costituita sul lato ovest della spalla A da:

- un paratia di pali accostati di diametro $D=1000$ mm e lunghezza pari a $L=18$ m.
- sul lato Ovest dello scavo, sotto la scarpata, è previsto un ordine di tiranti a sostenere l'opera. I tiranti avranno le seguenti caratteristiche:
 - lunghezza totale, $L_{tot} = 18$ m;
 - lunghezza della fondazione, $L_{anc} = 10$ m;
 - interasse, $i = 3.3$ m;
 - angolo di inclinazione rispetto ad un piano orizzontale = 20°
 - n. trefoli = 4
 - $D_{perforazione} = 200$ mm

Sui restanti lati della spalla A e per le pile 1 e 2 l'opera di sostegno si riduce a:

- un paratia di pali accostati di diametro $D=1000$ mm e lunghezza pari a $L=16$ m

In entrambe i casi è inoltre prevista la realizzazione di colonne jetting con funzione di intasamento e quindi "impermeabilizzazione" delle paratie. Le colonne avranno diametro 400 mm e saranno realizzate tra un palo e l'altro.

Il dimensionamento della lunghezza delle paratie è stato condotto con riferimento ovviamente alle verifiche di stabilità derivante dal calcolo a paratia illustrato nel seguito, ma anche con riferimento alle verifiche a sifonamento.

La stratigrafia nell'area è la seguente (in quote assolute)

- dalla +43.0 alla +33.0: ghiaie;
- dalla +33.0 alla +30.0: limi argillosi;
- dalla + 30.0 alla +23.0: ghiaie;

- dalla +23.0 alla +20.0:sabbie;
- dalla +20.0 alla +15.0 limi argillosi;
- dalla +15.0 in poi sabbie.

L'analisi d'interazione terreno-struttura, necessaria a determinare le azioni di progetto negli elementi strutturali (tiranti inclusi) ed a verificare la stabilità locale dell'opera, è stata svolta con il codice di calcolo PARATIE PLUS 2014. Tale software considera l'interazione terreno-struttura attraverso il metodo semplificato della trave su letto di molle alla Winkler. In dettaglio, il codice di calcolo Paratie schematizza il terreno con molle le cui rigidezze sono caratterizzate da leggi costitutive non lineari, del tipo elasto-plastico o elastico non lineare-plastico, con valori iniziali delle tensioni orizzontali efficaci pari a quelle geostatiche e valori limite pari a quelli attivi e passivi.

Nelle seguenti figure si riportano gli schemi delle geometrie di scavo analizzate. A favore di sicurezza ed anche in accordo al punto 9.3.2.2 dell'EC7 (UNI EN 1997-1) si arrotonda la quota del fondo scavo a 5,5 m per entrambe i casi.

Di seguito si riportano:

1. i risultati delle verifiche geotecniche condotte in accordo alle NTC 2008, per gli SLU secondo l'Approccio 1 – Combinazione 1
2. le azioni interne da considerare ai fini delle verifiche strutturali del diaframma, in accordo alle NTC 2008, per gli SLU secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2
3. I valori di spostamento agli SLE
4. Le verifiche strutturali dei principali elementi costituenti la paratia

In ALLEGATO B si riportano i tabulati di calcolo con i dati di input ed output delle sezioni esaminate.

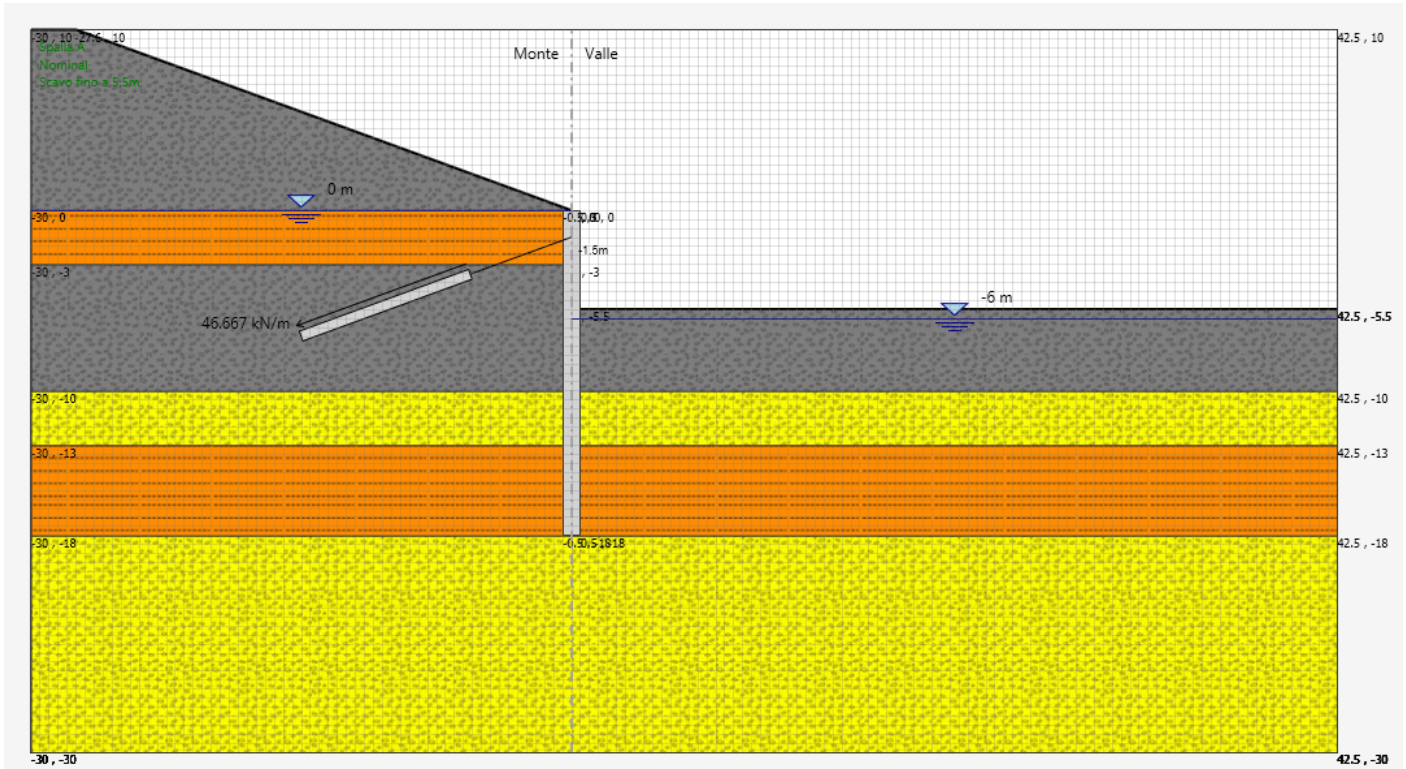


Figura 15: Modello di calcolo, opera di sostegno spalla A lato Ovest. I diversi colori rappresentano i diversi strati analizzati

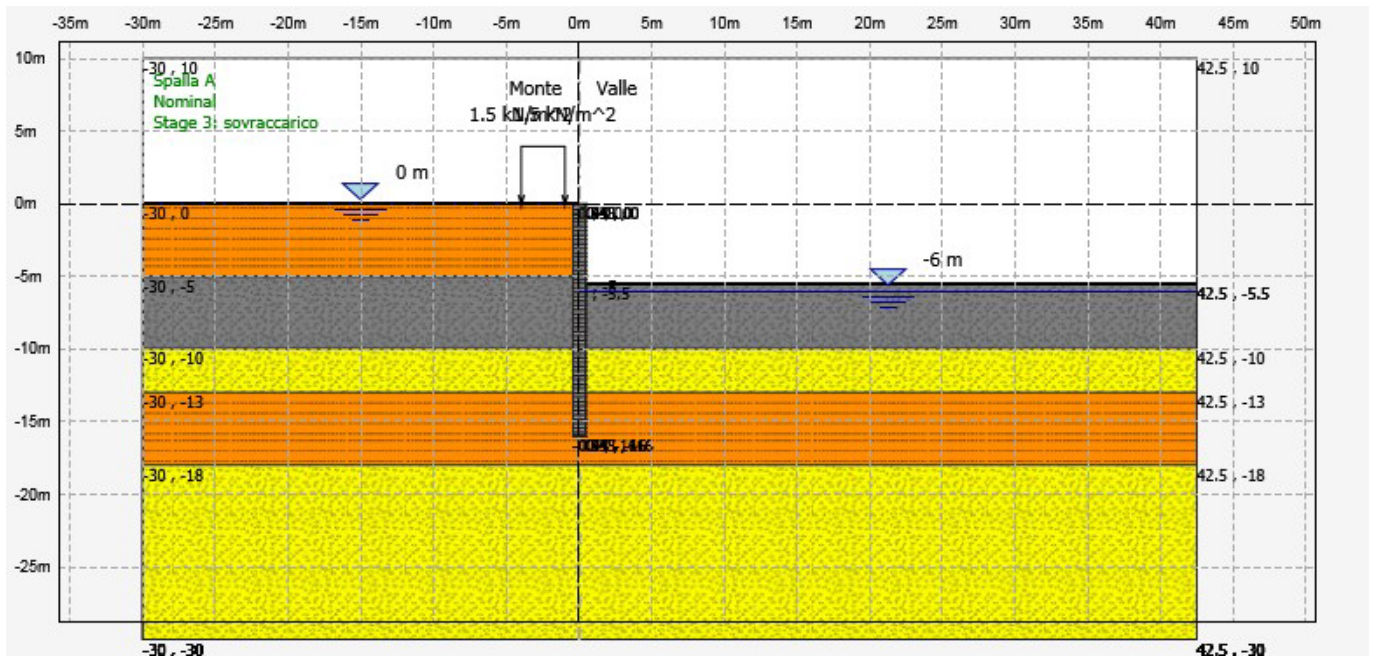


Figura 16: Modello di calcolo, opera di sostegno pila 1 e 2. I diversi colori rappresentano i diversi strati analizzati

7.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU

7.3.1.1 STABILITÀ GEOTECNICA DELL'OPERA DI SOSTEGNO (A2+M2+R1)

La verifica è stata condotta, in accordo alla normativa NTC 2008 secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2.

La convergenza raggiunta dal programma PARATIE con limitati spostamenti, assicura l'equilibrio dell'opera anche in presenza di parametri di resistenza al taglio dei terreni fattorizzati.

Nelle seguenti figure si riporta il riepilogo delle risultanti delle spinte sulle paratie con riferimento alla condizione di carico nominale (SLE).

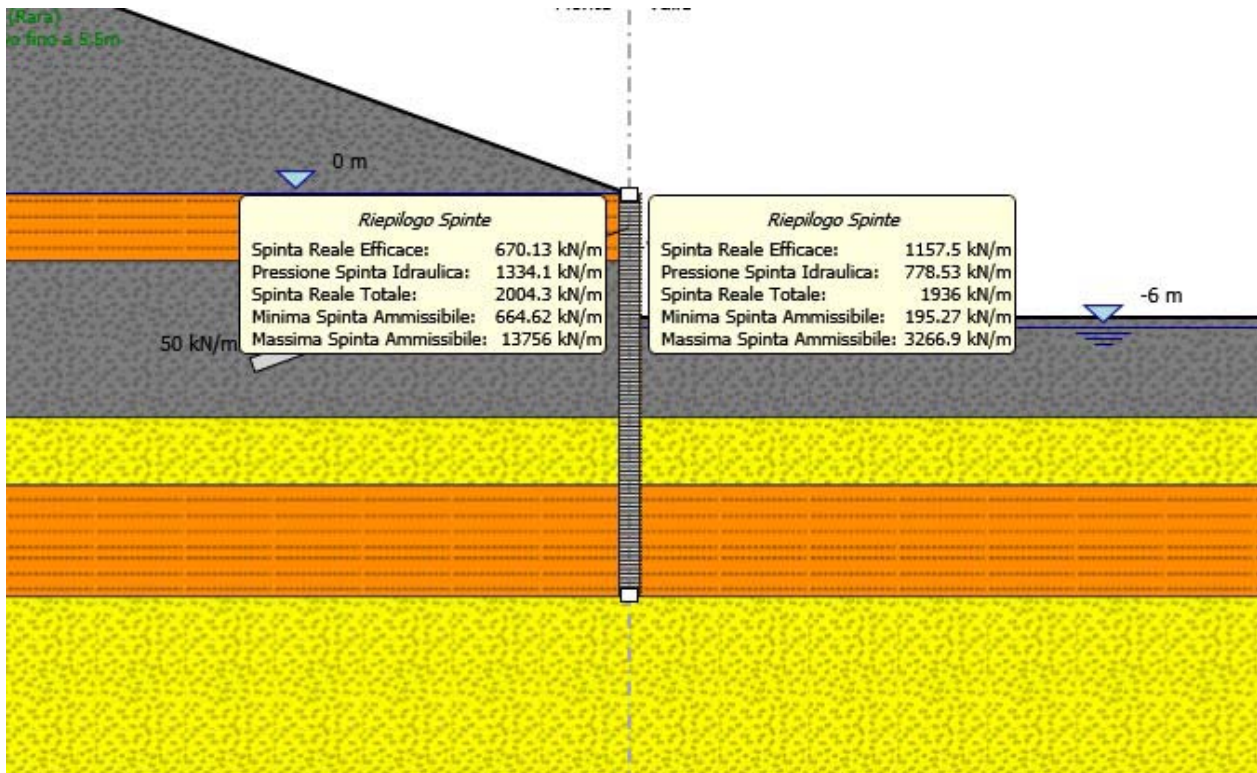


Figura 17: Spalla A con tirante

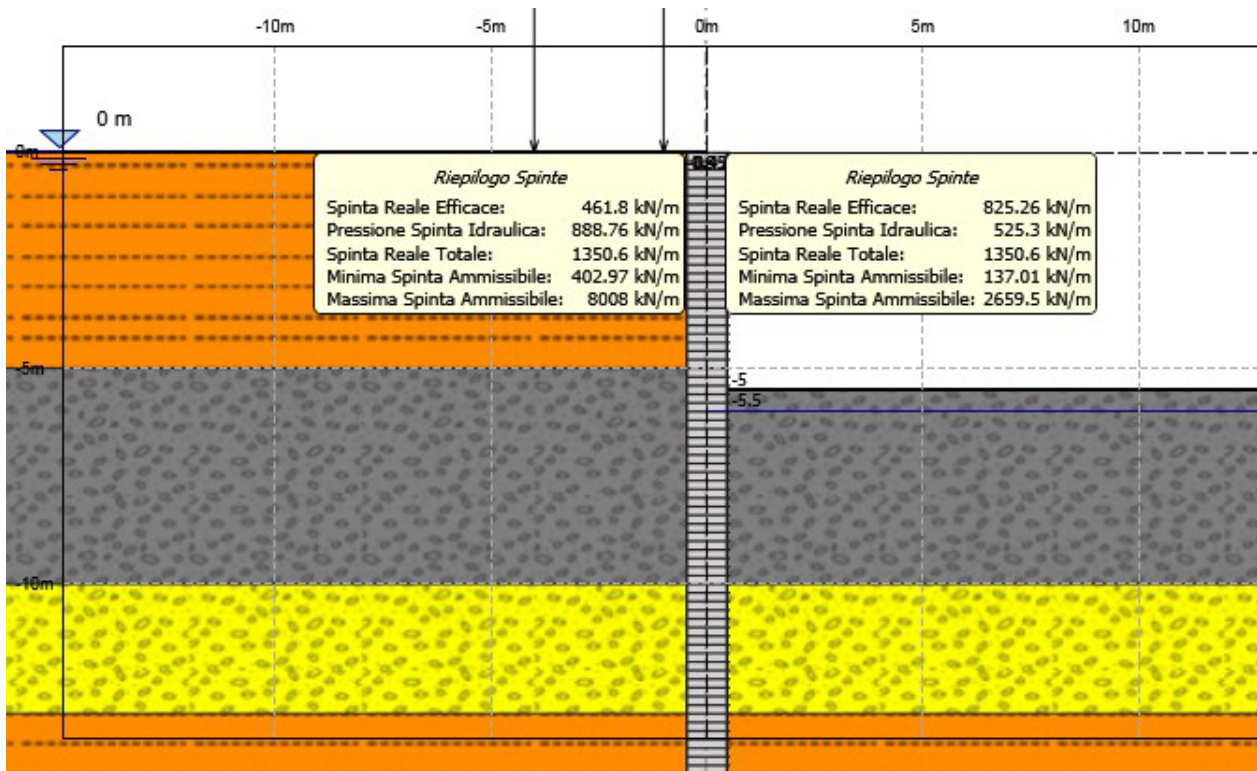


Figura 18: Pile 1 e 2

Dal loro esame si evince che con riferimento alla condizione di carico nominale (SLE) la massima spinta resistente è convenientemente superiore alla massima spinta agente (rapporto nell'intorno di 1 a 2).

7.3.1.2 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI DI DESIGN SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per quanto concerne le verifiche strutturali, in accordo all'Approccio 1

Per la combinazione 1 (A1+M2+R1) I valori di progetto delle sollecitazioni negli elementi strutturali (E_d) sono stati determinati applicando i coefficienti parziali per le azioni γ_A , agli effetti delle azioni valutati dalle analisi di interazione condotte con i parametri caratteristici (par.C.6.6.2 del Doc.Rif.[2]). In particolare:

- $\gamma_{A1} = 1.3$ è stato applicato agli effetti indotti dai carichi permanenti ($E_{k,PL}$)
- $\gamma_{A1} = 1.5$ è stato applicato agli incrementi degli effetti indotti dai carichi variabili ($E_{k,VL}$)

Conseguentemente, i valori di progetto degli effetti delle azioni agenti sugli elementi strutturali, che devono essere confrontati con le relative resistenze di progetto, sono pari a:

$$E_d = 1.3 E_{k,PL} + 1.5 (E_{k,TOT} - E_{k,PL}).$$

Nelle seguenti figure si riportano le sollecitazioni di design sugli elementi strutturali derivanti dalle due combinazioni di carico.

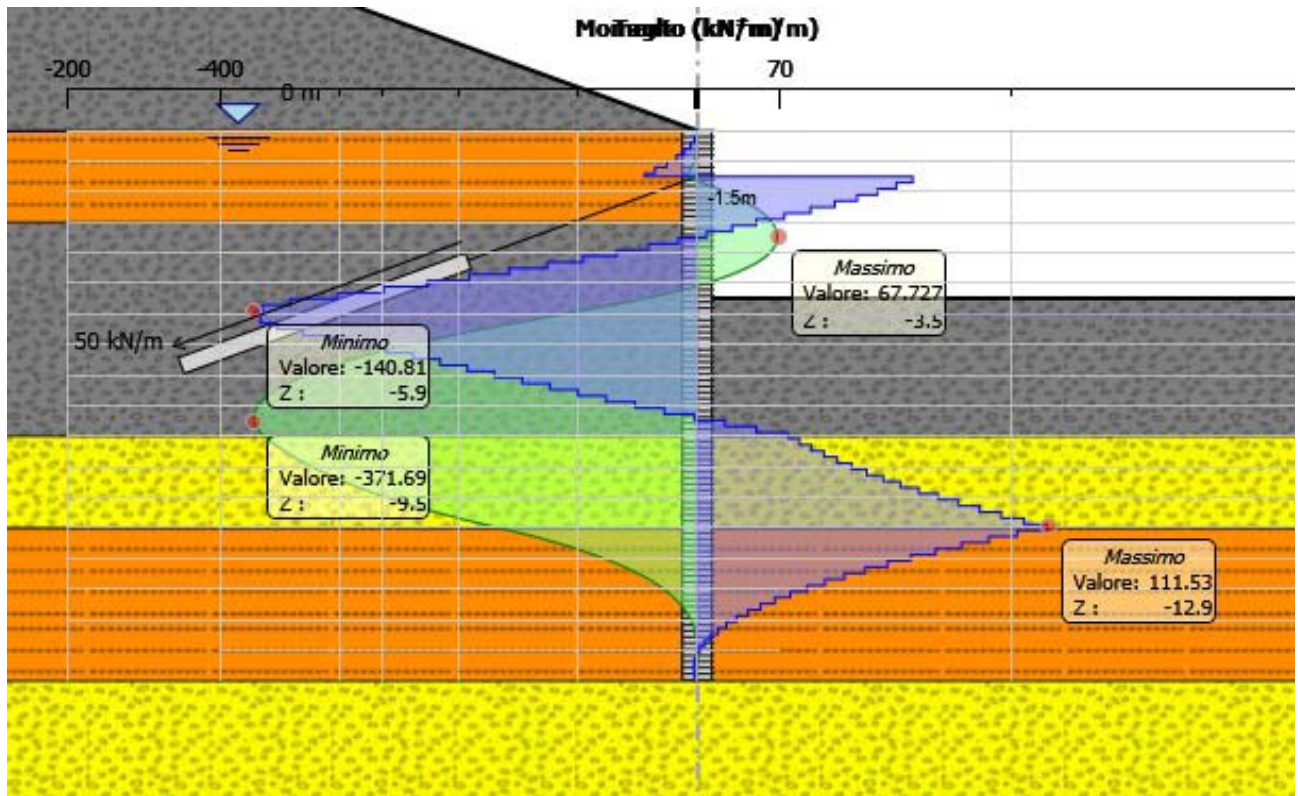


Figura 19: Spalla A - Sollecitazioni di design sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A1+M1+R1) – kN*m/ml e kN/ml

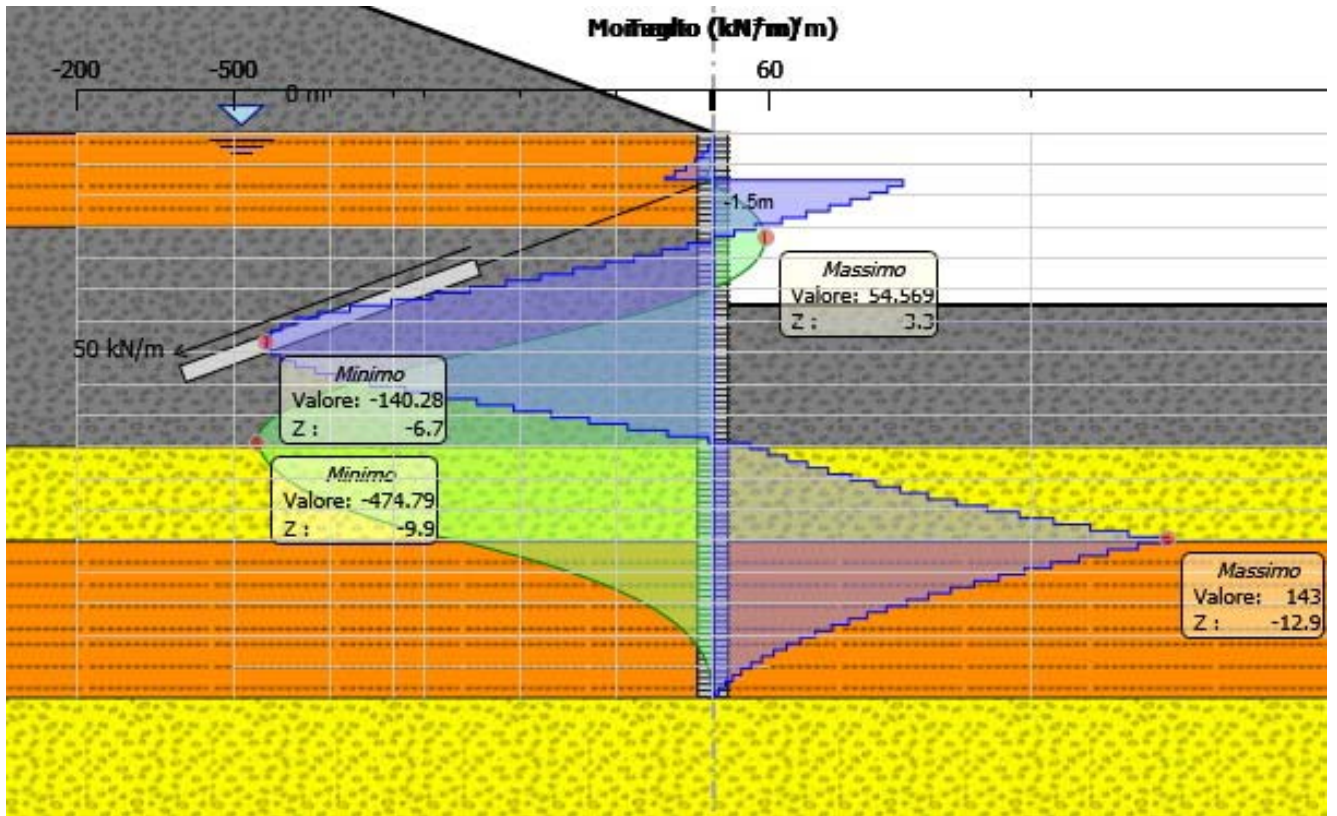


Figura 20: Spalla A - Sollecitazioni di design sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A2+M2+R1) – kN*m/ml e kN/ml

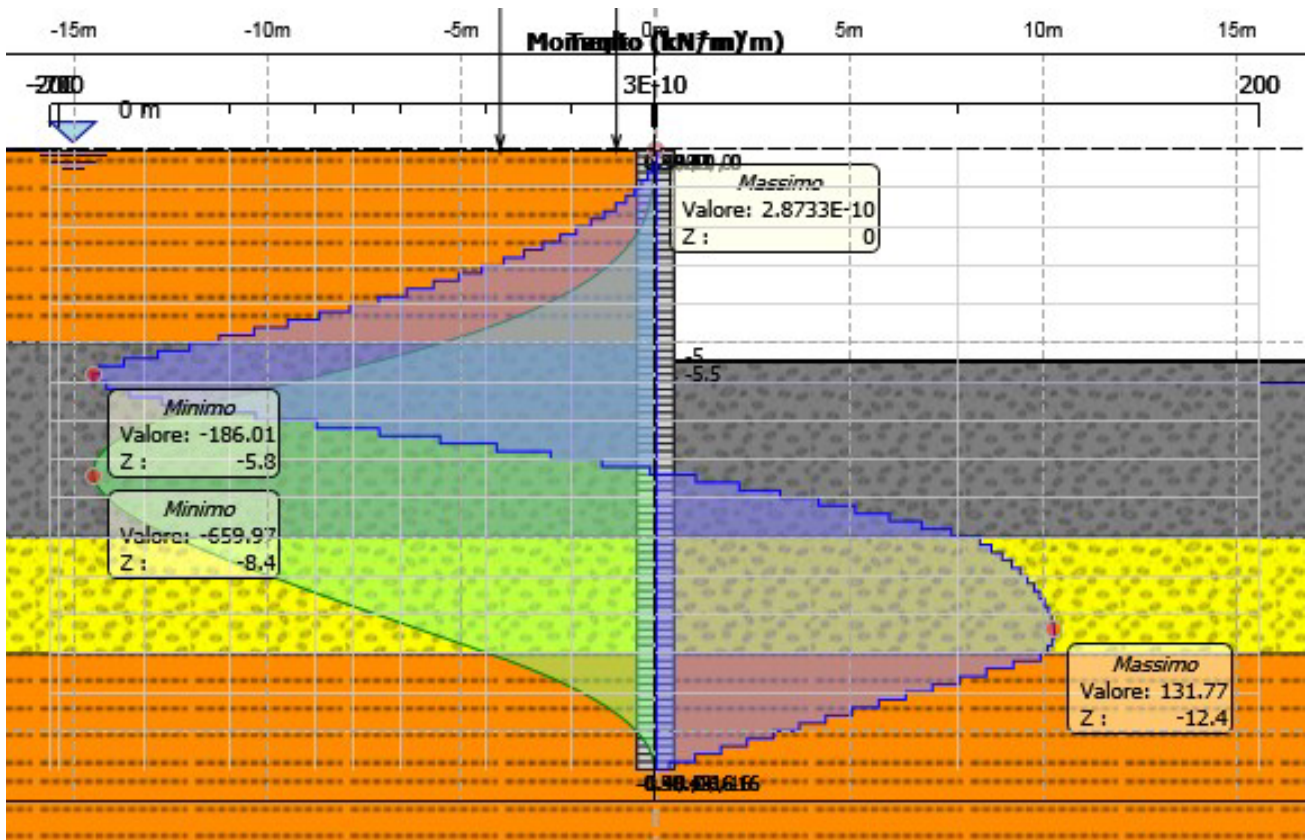


Figura 21: Pila 1 e 2 - Sollecitazioni di design sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A1+M1+R1) – kN*m/ml e kN/ml

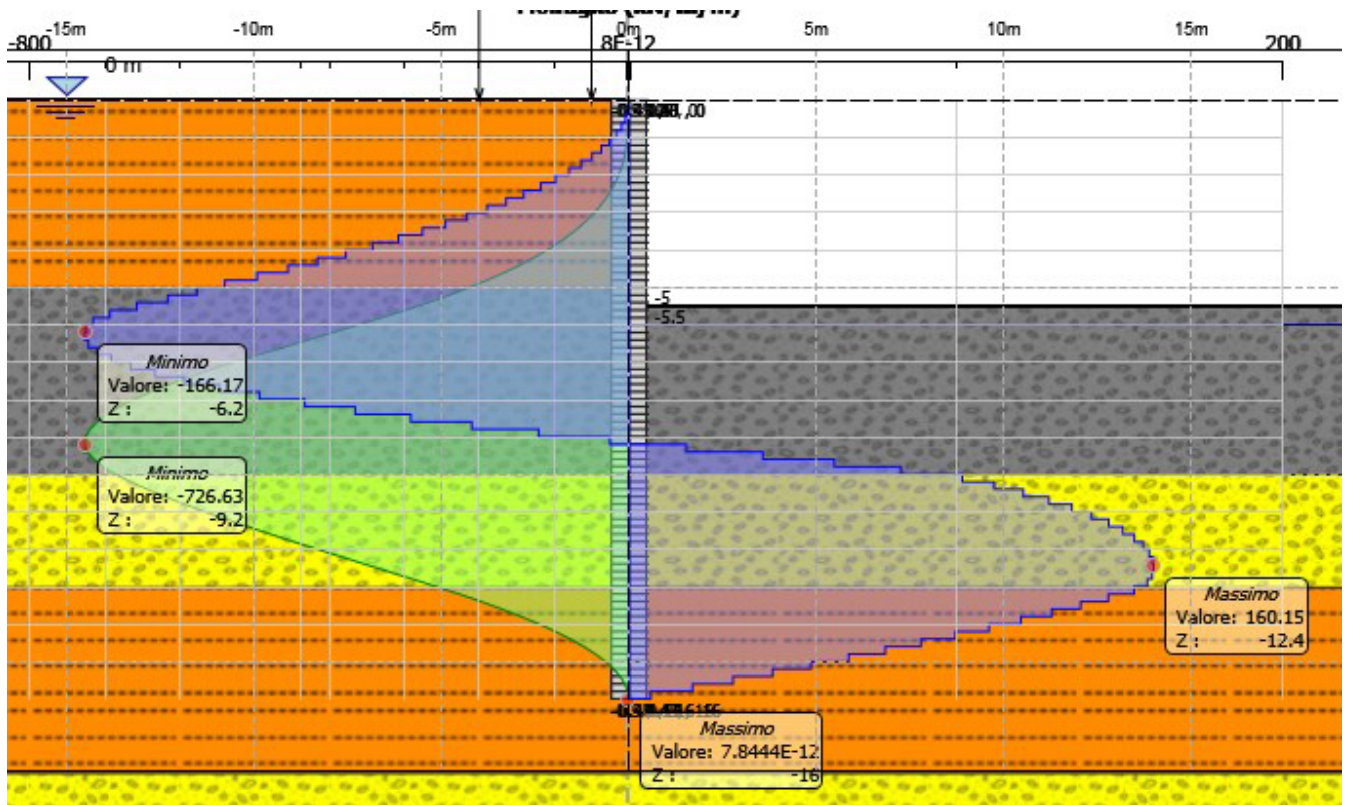


Figura 22: Pila 1 e 2 - Sollecitazioni di design sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A2+M2+R1) – kN*m/ml e kN/ml

7.3.2 VERIFICHE STRUTTURALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Si adottano per i pali le seguenti armature:

Paratia con tirante (lato Ovest della spalla A):

22 ϕ 20 e spirale ϕ 10 passo 20 cm

Paratie pile 1 e 2 e restanti lati della spalla A:

24 ϕ 22 e spirale ϕ 10 passo 20 cm

Nelle seguenti figure si riportano diagrammati per le differenti combinazioni di carico il coefficiente di sfruttamento della sezione resistente in c.a. (E_d/R_d). Dal

loro esame si osserva che il coefficiente di sfruttamento è sempre inferiore all'unità e pertanto le verifiche sono soddisfatte.

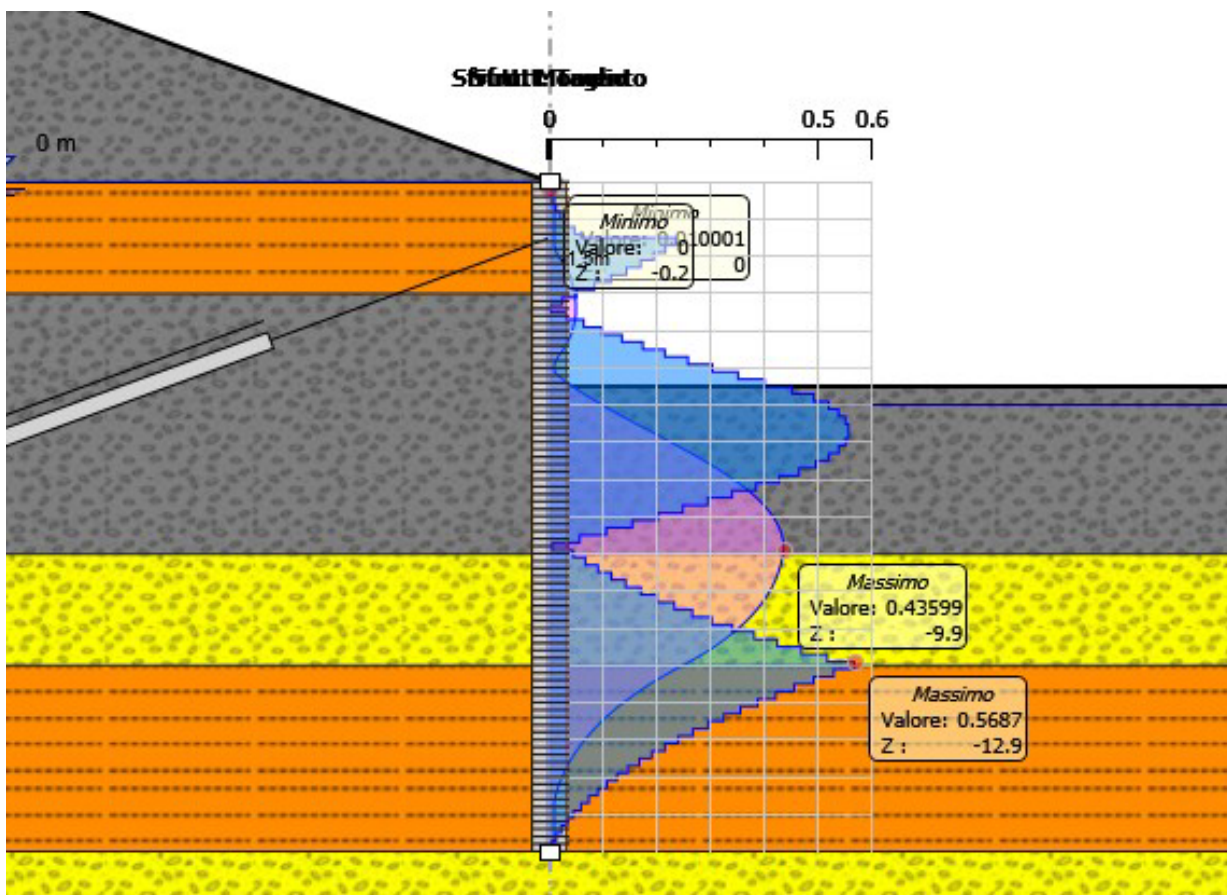


Figura 23: Spalla A - coefficiente di sfruttamento sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A1+M1+R1)

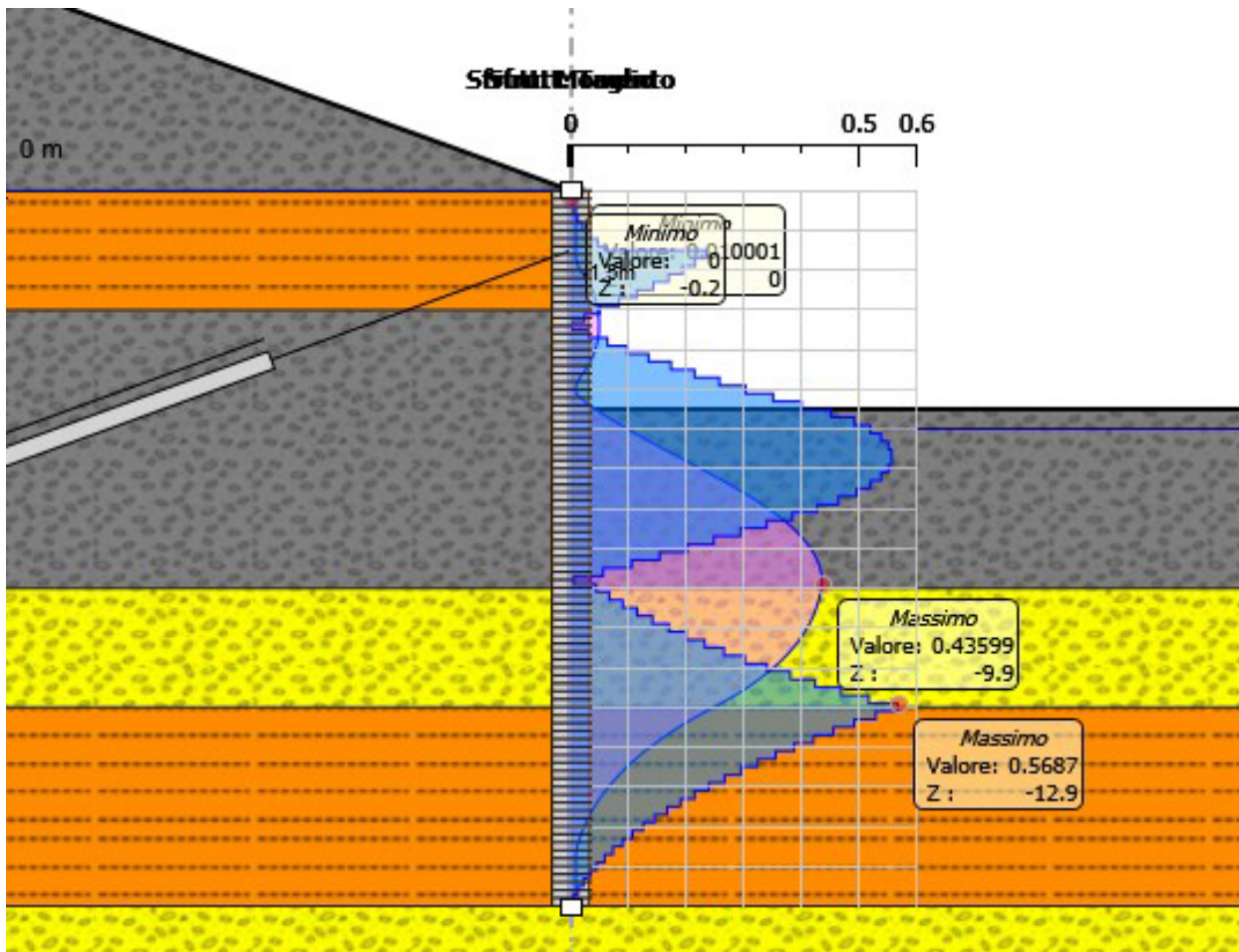


Figura 24: Spalla A - coefficiente di sfruttamento sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A2+M2+R1)

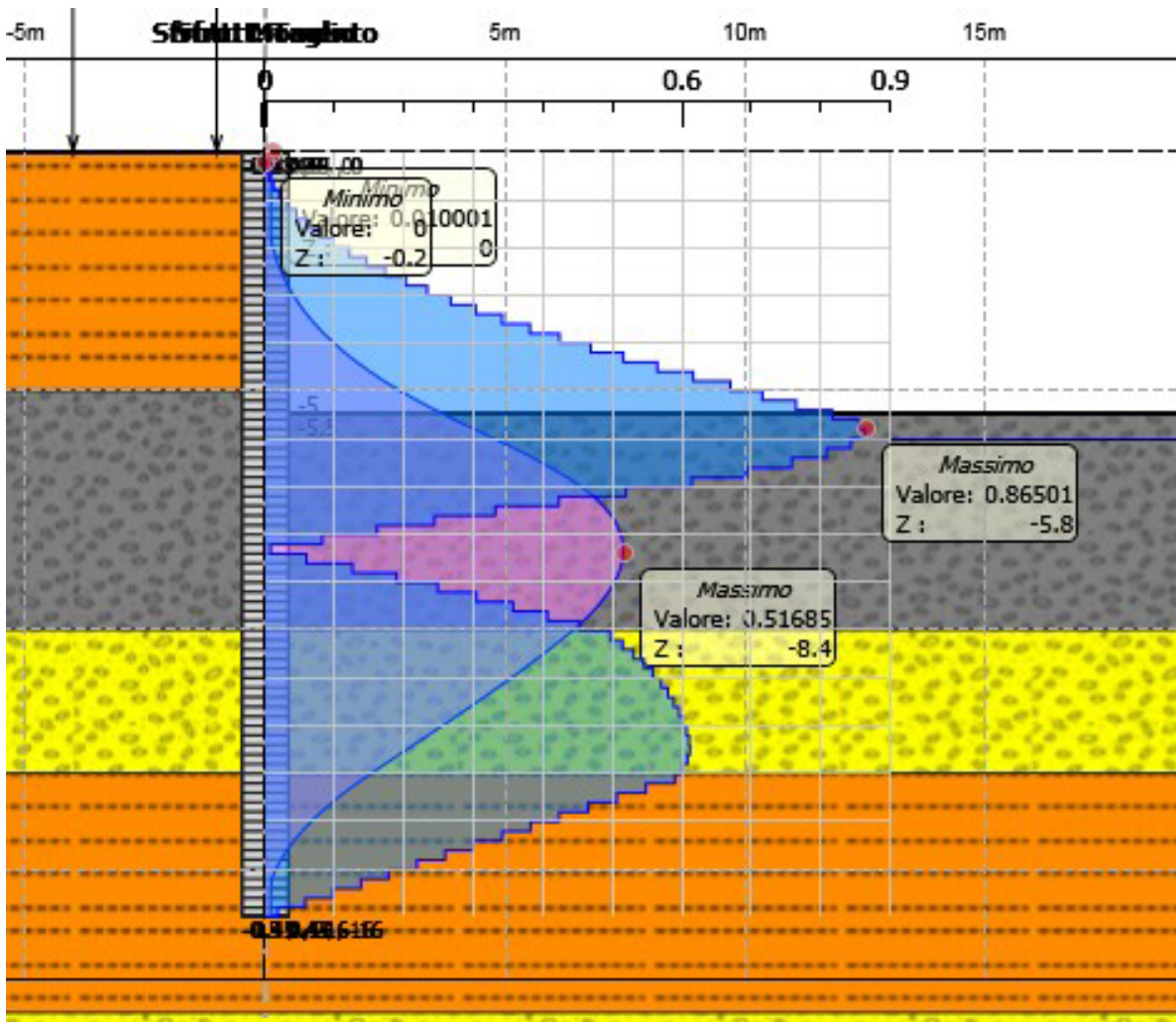


Figura 25: Pila 1 e 2 - coefficiente di sfruttamento sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A1+M1+R1)

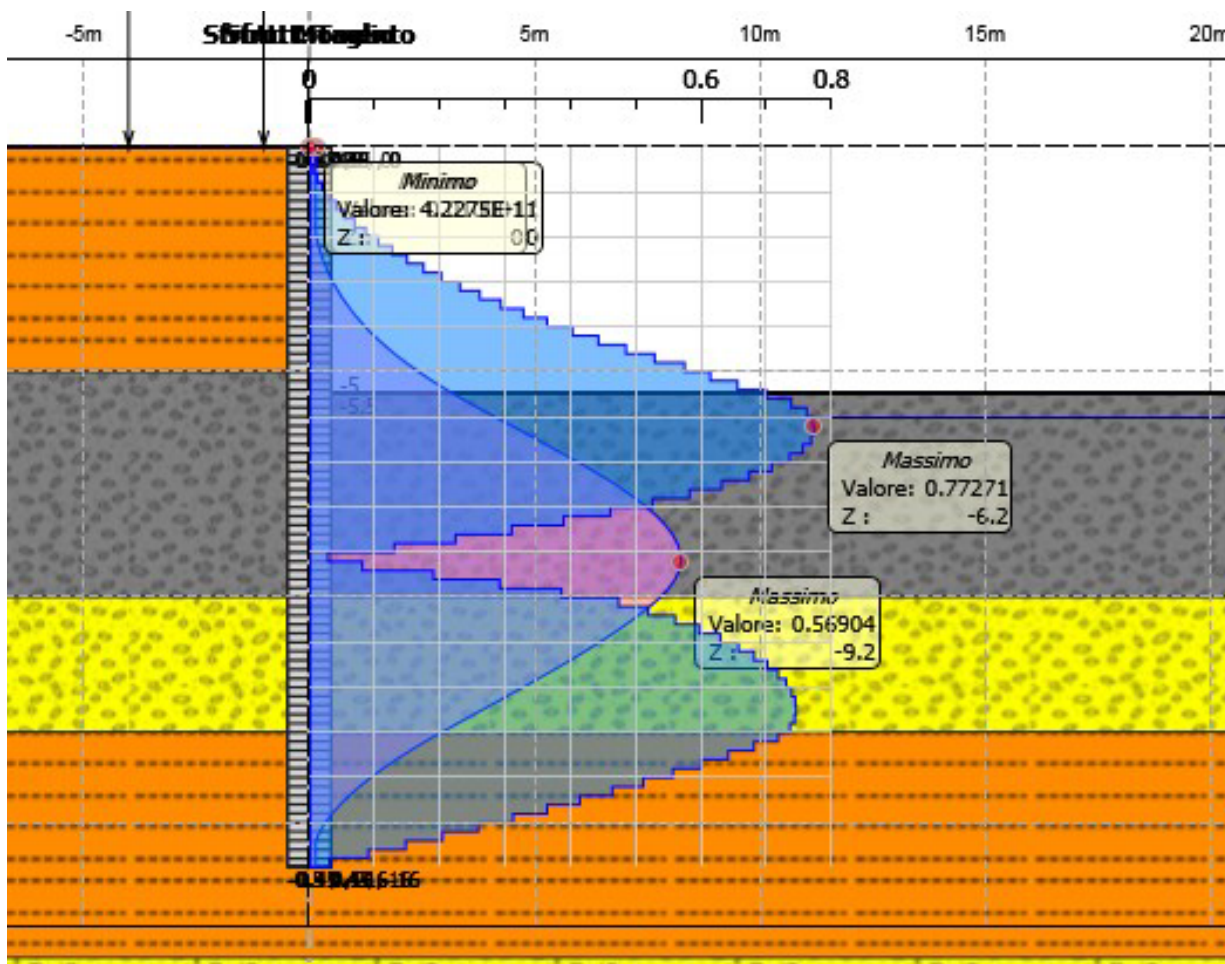


Figura 26: Pila 1 e 2 - coefficiente di sfruttamento sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A2+M2+R1)

7.3.2.1 VERIFICHE DEI TIRANTI

Le massime sollecitazioni sul tirante sono pari a:

Cond. A1+M1+R1 $T_{max} = 283,13 \text{ kN}$

Cond. A2+M2+R1 $T_{max} = 248,80 \text{ kN}$

I tiranti risulteranno verificati se le azioni derivanti dalle due combinazioni a SLU risulteranno inferiori o uguali alla resistenza di progetto GEO (capacità portante a sfilamento del bulbo lato terreno) ed alla resistenza di progetto STR (resistenza dei trefoli di acciaio).

La resistenza di progetto lato acciaio (resistenza STR) è definita come:

$$R_d = A \cdot f_{yd}$$

dove A è l'area dei trefoli;

$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_M}$ è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio armonico dei trefoli, pari alla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio f_y , del valore di 1670 N/mm² per il tipo di acciaio utilizzato, ridotta del coefficiente γ_M pari a 1.15.

La resistenza di progetto a sfilamento del bulbo (resistenza GEO) è definita come:

$$R_d = R / (\zeta \cdot \gamma_R)$$

con γ_R coefficiente parziale della resistenza, pari a 1.1 (tiranti provvisori);

ζ fattori di correlazione pari a 1.65;

R resistenza allo sfilamento, che può essere valutata secondo un'usuale espressione del tipo di quelle proposte da Bustamante e Doix (1985):

$$R = \alpha \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot q_s$$

Dove:

α è un coefficiente di iniezione;

D è il diametro nominale della perforazione;

L è la lunghezza del bulbo di ancoraggio;

q_s è la resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno,

Nel caso in esame si sono assunti i seguenti parametri:

Limo (Unità 3)

$$\alpha = 1,4$$

$$q_s = 150 \text{ kPa}$$

Ghiaia (Unità 6)

$$\alpha = 1,2$$

$$q_s = 200 \text{ kPa}$$

Nella seguente tabella si riporta il risultato delle verifiche lato acciaio (STR) e lato terreno (GEO) dei tiranti.

Elemento (-)	Rif.	Prof. da testa paratia (m)	n° trefoli (-)	Diametro (mm)	Interasse (m)	L libera (m)	L bulbo (m)	Comb. Carico	Tiro massimo (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)
Tiranti a trefoli (bulbo a iniezioni ripetute)	1° ordine	-1.5	4	200	3.3	8	10	A1+M1+R1	283.13	884.44	844.11

Dal loro esame si evince che le verifiche sono soddisfatte risultando sempre le resistenze di progetto superiori alle azioni.

7.3.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE

Nelle seguenti figure si riportano gli spostamento orizzontali lungo le opere di sostegno.

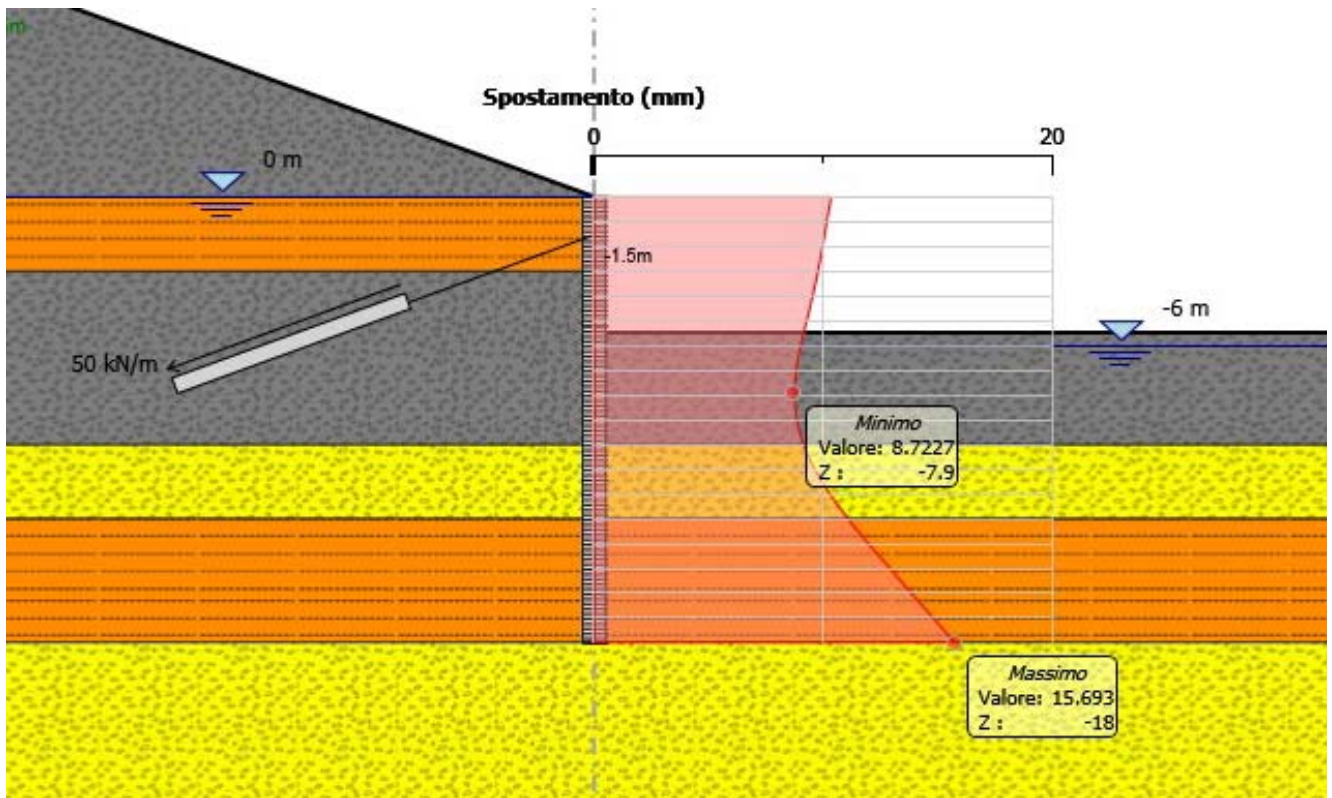


Figura 27: Spostamenti orizzontali lungo i pali – Spalla A con tirante

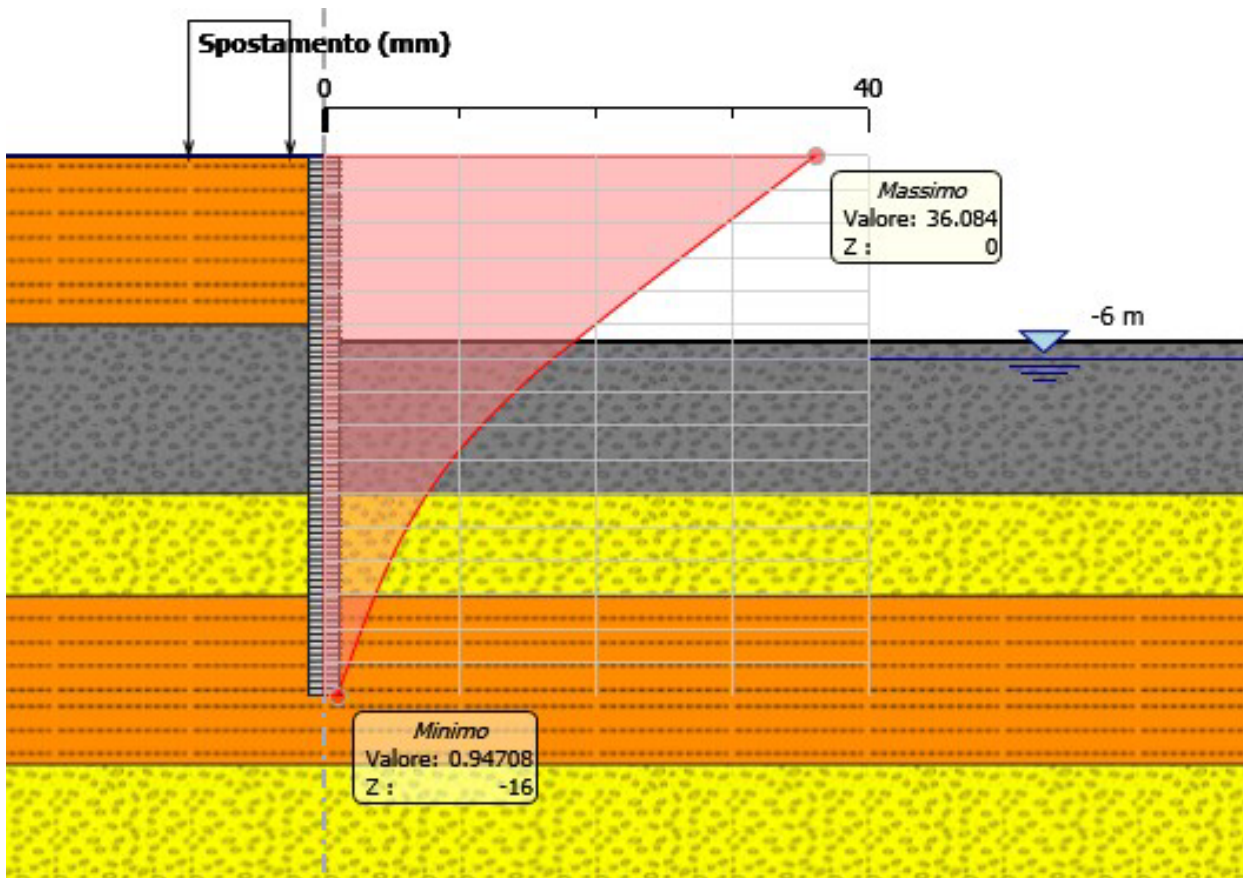


Figura 28: Spostamenti orizzontali lungo i pali – Pile 1 e 2

Nelle seguenti figure si riporta diagrammato l'andamento dell'apertura delle fessure lungo il fusto del palo.

Dal loro esame si osserva che l'apertura delle fessure risulta sempre contenuta o perlomeno prossima al valore ammesso per strutture di tipo definitivo in ambiente non aggressivo 0,3 mm.

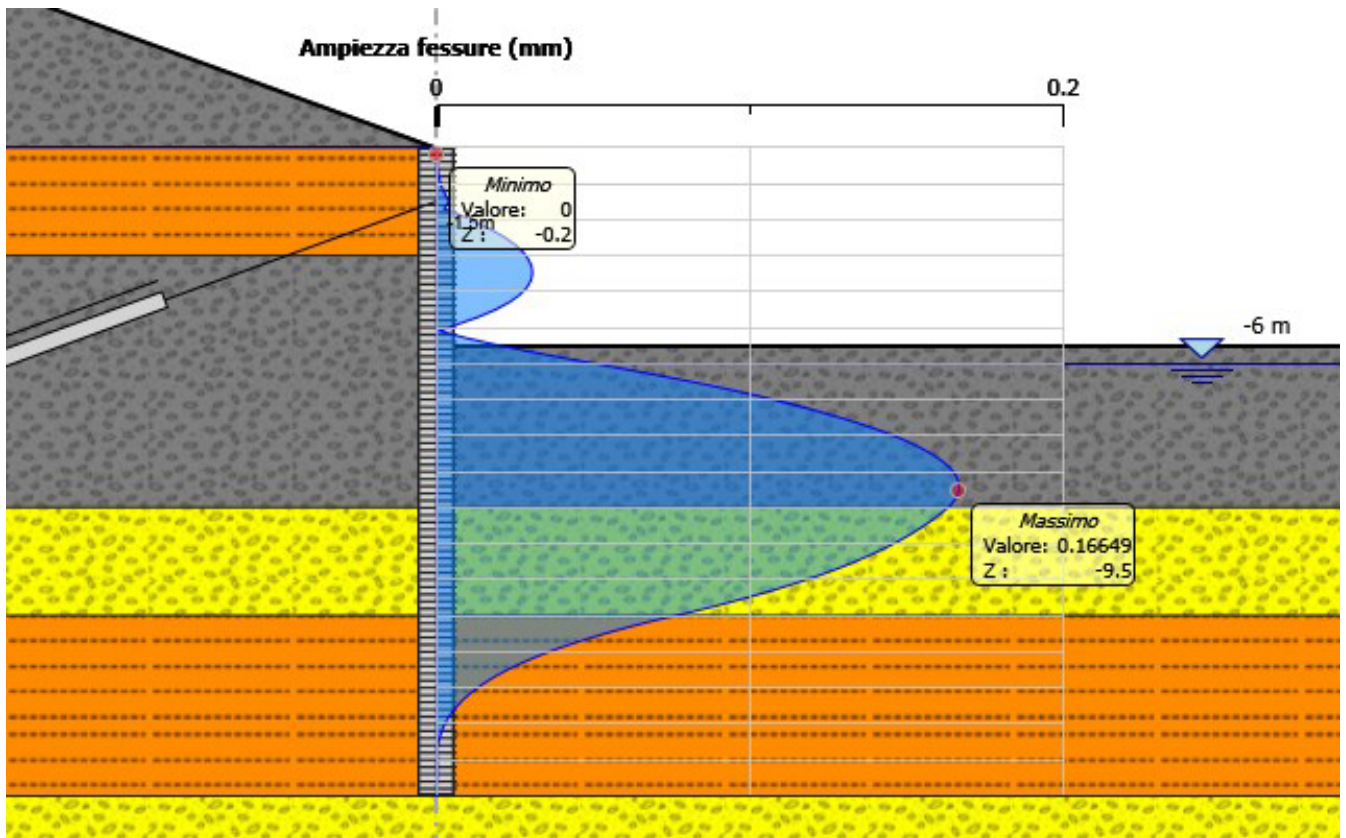


Figura 29: Apertura delle fessure lungo il fusto del palo – Spalla A con tirante

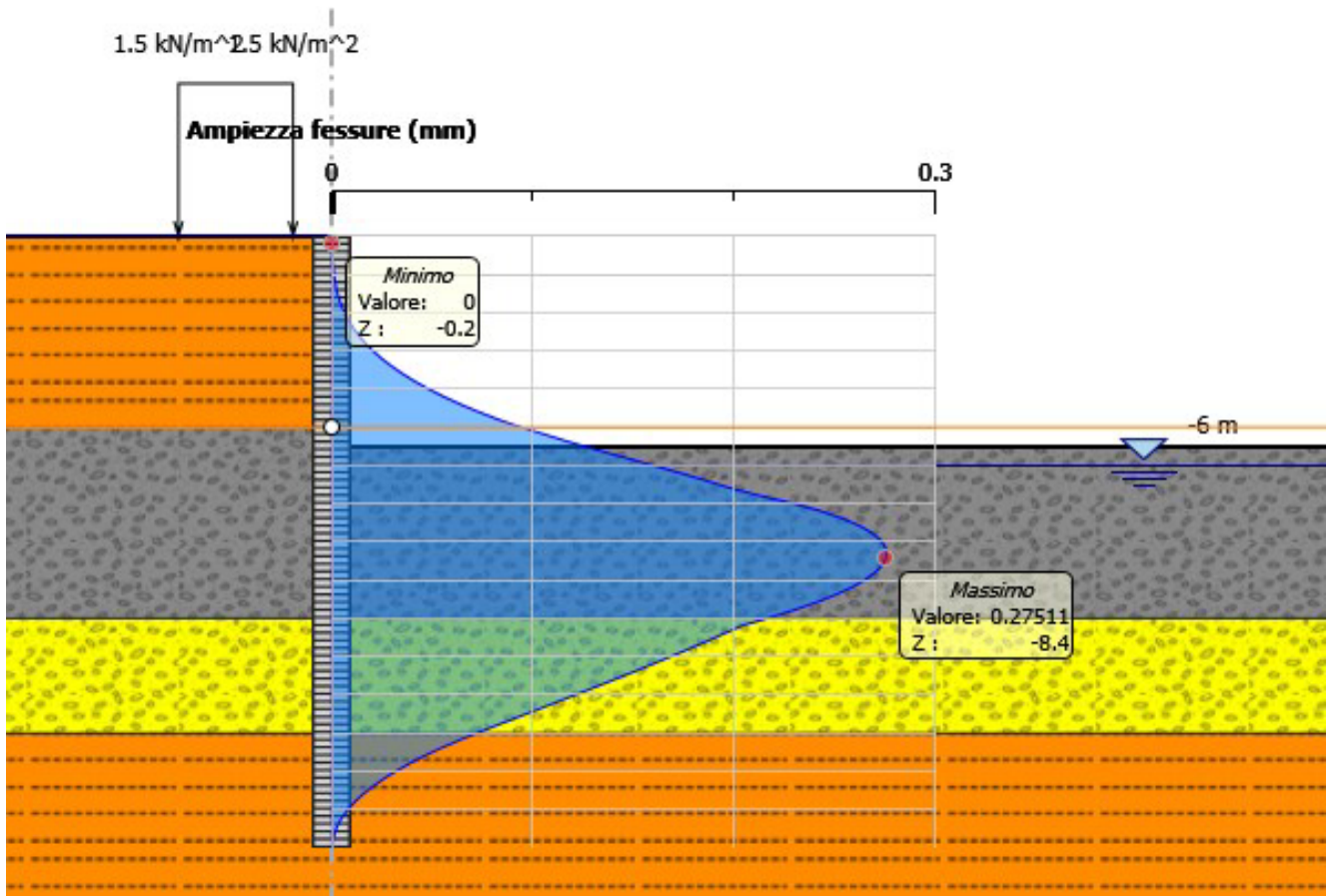


Figura 30: Aperture delle fessure lungo il fusto del palo – Pile 1 e 2

7.3.4 VERIFICA A SIFONAMENTO

La verifica a sifonamento è stata condotta con riferimento al punto più critico ovvero la base della paratie. Si è verificato che la sottospinta dell'acqua u_{insta} opportunamente fattorizzata ($u_{insta,d}$) risulti inferiore alla pressione del terreno σ_t convenientemente ridotta ($\sigma_{t,d}$).

I coefficienti parziali adottati sono:

per le forze stabilizzanti: 0,9

per quelle instabilizzanti: 1,3

Per le paratie delle spalle e delle pile 1 e 2 si ha:

$$DH = 5,5 \text{ m}$$

$$H_{paratia} = 16 \text{ m}$$

$$U_{insta,d} = 191,8 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{t,d} = 202,5 \text{ kPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

7.4 VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI – SPALLA B

Per la realizzazione della spalla B si prevedono scavi fino alla profondità di circa 5.5 m da piano campagna. Nella seguente figura si riporta stralcio planimetrico.

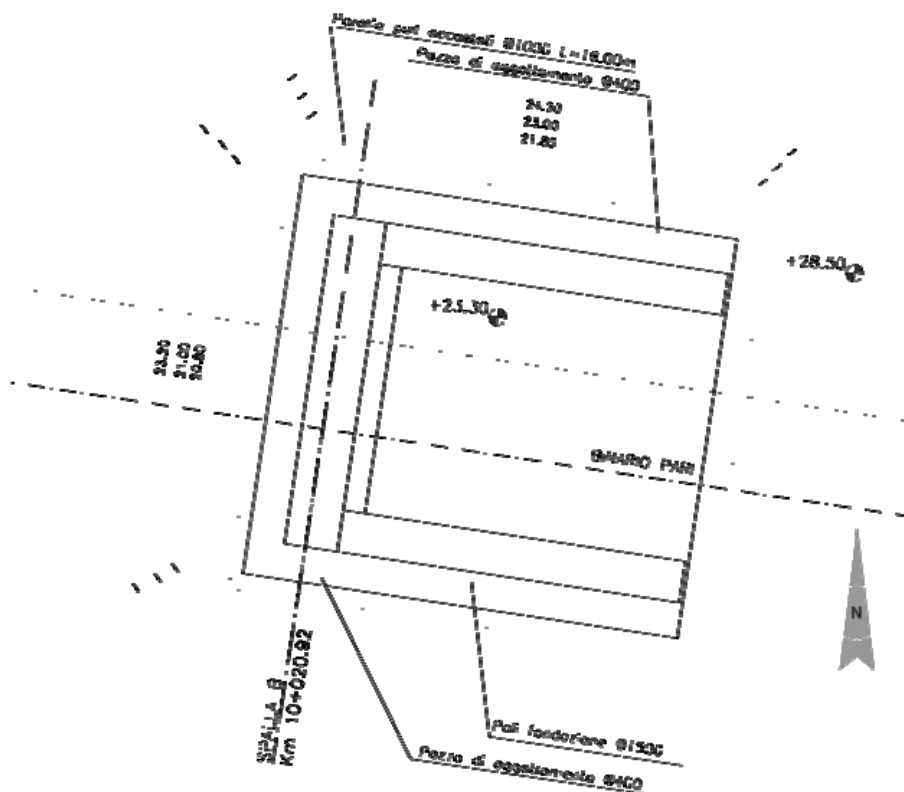


Figura 31: Spalla B – Stralcio planimetrico

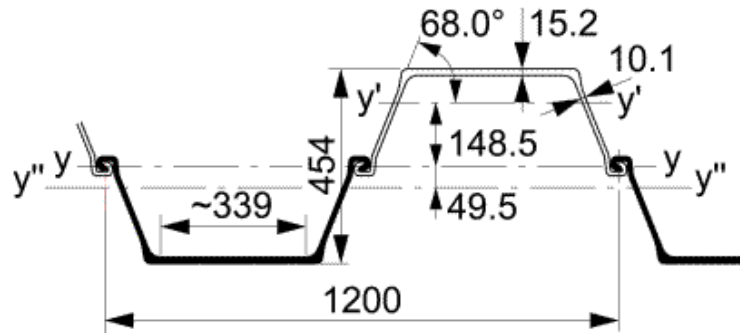
Si prevede pertanto la realizzazione di un'opera provvisoria avente caratteristiche del tutto analoghe a quanto previsto per le pile 1 e 2 e più precisamente pali accostati di diametro $D=1000$ mm e lunghezza $L=16$ m e intasamento mediante colonne jetting di diametro 400 mm da realizzarsi tra i pali su tutta la loro altezza. L'aggottamento della falda avverrà tramite un pozzo di diametro $D=400$ mm fino a 12 m da p.c., da tagliare fino al raggiungimento del fondo scavo.

Considerando che le condizioni stratigrafiche risultano sostanzialmente analoghe a quelle presenti in corrispondenza delle suddette pile in merito alle verifiche geotecniche e strutturali si rimanda al precedente cap. 7.3.

7.5 VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIE – PILA TIPO (SCAVO CON PALANCOLE)

L'altezza di scavo prevista per la realizzazione della pila tipo è pari a 3,5 m e le dimensioni in pianta sono pari a circa 12*8 m o 12*12 m.

L'opera di sostegno è costituita da una palanca tipo PU 28, di lunghezza 10 m, avente le seguenti caratteristiche:



	Area della sezione	Massa per m	Momento d'inerzia	Modulo di resistenza elastico	Raggio giratore d'inerzia	Superficie di rivestimento*
	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	m ² /m
Per S	129,7	101,8	10070	589	8,81	0,93
Per D	259,4	203,6	77350	3405	17,27	1,85
Per T	389,0	305,4	106490	3850	16,55	2,77
Per m di muro	216,1	169,6	64460	2840	17,27	1,54

Unità imperiale

Scaricare i file DWG

* Un lato, escluso l'interno dei giunti.

S Palancola singola: attorno all'asse neutro y'-y'

D Palancola doppia: attorno all'asse neutro y-y

T Palancola tripla: attorno all'asse neutro y''-y''

Come stratigrafia si è fatto riferimento alla pila 10 ritenuta rappresentativa delle condizioni più critiche e più precisamente (in quote relative al piano campagna):

- Dal piano campagna a -4.0: limi;
- Da -4,0 m a -9,0 m: ghiaia;
- Oltre -9,0 m: sabbia

L'analisi d'interazione terreno-struttura, necessaria a determinare le azioni di progetto negli elementi strutturali ed a verificare la stabilità locale dell'opera, è stata svolta con il codice di calcolo PARATIE PLUS 2014.

In ALLEGATO B si riportano i dati di input ed output del calcolo ed i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali.

7.5.1 VERIFICA A SIFONAMENTO

La verifica a sifonamento è stata condotta con riferimento al punto più critico ovvero la base della paratie. Si è verificato che la sottospinta dell'acqua u_{insta} opportunamente fattorizzata ($u_{\text{insta,d}}$) risulti inferiore alla pressione del terreno σ_t convenientemente ridotta ($\sigma_{t,d}$).

I coefficienti parziali adottati sono:

per le forze stabilizzanti: 0,9

per quelle instabilizzanti: 1,3

Per le paratie delle pile tipo si ha:

DH = 3,5 m

Hparatia = 10 m

$u_{\text{insta,d}} = 102,42$ kPa

$\sigma_{t,d} = 105,30$ kPa

La verifica risulta soddisfatta.

ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI

1500new / 1

*
* CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO *
*

VI01 D1500MM

DATI DI INPUT
=====

Diametro del palo	(m)	1.5
Lunghezza minima del palo	(m)	30
Lunghezza massima del palo	(m)	50
Incremento lunghezza palo	(m)	1
Quota testa palo da piano campagna	(m)	3
FS Portata laterale	(-)	1
FS Portata di base	(-)	1
Tensione massima nel calcestruzzo	(MPa)	100000
Peso specifico del palo	(kN/m3)	6.5
Numero degli strati di terreno	(-)	8
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

1500new / 2

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

=====

Strato (-)	Z, str (m)	Gnat. (kN/m3)	Geff. (kN/m3)	Z, w (m)	Fi (o)	Delta (o)	Cu, i (kPa)	Cu, f (kPa)
1	6.00	19.00	9.00	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
2	23.00	18.00	8.00	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
3	28.00	18.00	8.00	0.00	0.0	--	100.0	100.0
4	34.00	18.00	8.00	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
5	37.00	18.00	8.00	0.00	0.0	--	200.0	200.0
6	47.00	18.00	8.00	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
7	49.00	18.00	8.00	0.00	0.0	--	300.0	300.0
8	60.00	18.00	8.00	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0

Z, str = Quota fine strato da piano campagna
 Gnat. = Peso specifico del terreno naturale
 Geff. = Peso specifico del terreno immerso
 Z, w = Quota della falda da piano campagna
 Fi = Angolo di resistenza al taglio (per terreni incoerenti)
 Delta = Angolo d'attrito palo-terreno (per terreni incoerenti)
 Cu, i = Coesione non drenata, inizio strato (per terreni coesivi)
 Cu, f = Coesione non drenata, fine strato (per terreni coesivi)

Strato (-)	Terreno tipo (---)	TAU, max (kPa)	Qbase, i (kPa)	Qbase, f (kPa)	Qb, l/Qb, c (-)
1	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
2	INCOERENTE	150.0	2500.0	2500.0	1.00
3	COESIVO	100.0	900.0	900.0	1.00
4	INCOERENTE	150.0	3500.0	3500.0	1.00
5	COESIVO	100.0	1800.0	1800.0	1.00
6	INCOERENTE	150.0	4000.0	4000.0	1.00
7	COESIVO	100.0	2700.0	2700.0	1.00
8	INCOERENTE	150.0	4000.0	4000.0	1.00

TAU, max = Limite superiore dell'adesione laterale palo-terreno
 Qbase, i = Portata di base unitaria, inizio strato
 Qbase, f = Portata di base unitaria, fine strato
 Qb, l/Qb, c = Rapporto tra portata di base limite e critica

1500new / 3

VI01 D1500MM

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
3.0	57.0	27.0	--	0.55	14.8	--
4.0	76.0	36.0	--	0.55	19.7	--
5.0	95.0	45.0	--	0.55	24.6	--
6.0	114.0	54.0	--	0.55	29.5	--
7.0	132.0	62.0	--	0.47	29.3	--
8.0	150.0	70.0	--	0.47	33.1	--
9.0	168.0	78.0	--	0.47	36.8	--
10.0	186.0	86.0	--	0.47	40.6	--
11.0	204.0	94.0	--	0.47	44.4	--
12.0	222.0	102.0	--	0.47	48.2	--
13.0	240.0	110.0	--	0.47	51.9	--
14.0	258.0	118.0	--	0.47	55.7	--
15.0	276.0	126.0	--	0.47	59.5	--
16.0	294.0	134.0	--	0.47	63.3	--
17.0	312.0	142.0	--	0.47	67.0	--
18.0	330.0	150.0	--	0.47	70.8	--
19.0	348.0	158.0	--	0.47	74.6	--
20.0	366.0	166.0	--	0.47	78.4	--
21.0	384.0	174.0	--	0.47	82.2	--
22.0	402.0	182.0	--	0.47	85.9	--
23.0	420.0	190.0	--	0.47	89.7	--
24.0	438.0	198.0	0.50	0.25	50.0	900.0
25.0	456.0	206.0	0.50	0.24	50.0	900.0
26.0	474.0	214.0	0.50	0.23	50.0	900.0
27.0	492.0	222.0	0.50	0.23	50.0	900.0
28.0	510.0	230.0	0.50	0.22	50.0	900.0
29.0	528.0	238.0	--	0.47	112.4	1477.8
30.0	546.0	246.0	--	0.47	116.2	2055.6
31.0	564.0	254.0	--	0.47	119.9	2633.3
32.0	582.0	262.0	--	0.47	123.7	2555.6
33.0	600.0	270.0	--	0.47	127.5	2177.8
34.0	618.0	278.0	--	0.47	131.3	1800.0
35.0	636.0	286.0	0.50	0.35	100.0	1800.0
36.0	654.0	294.0	0.50	0.34	100.0	1800.0
37.0	672.0	302.0	0.50	0.33	100.0	1800.0
38.0	690.0	310.0	--	0.47	146.4	2288.9
39.0	708.0	318.0	--	0.47	150.0	2777.8
40.0	726.0	326.0	--	0.46	150.0	3266.7
41.0	744.0	334.0	--	0.45	150.0	3755.6
42.0	762.0	342.0	--	0.44	150.0	4000.0
43.0	780.0	350.0	--	0.43	150.0	3855.6
44.0	798.0	358.0	--	0.42	150.0	3566.7
45.0	816.0	366.0	--	0.41	150.0	3277.8
46.0	834.0	374.0	--	0.40	150.0	2988.9
47.0	852.0	382.0	--	0.39	150.0	2700.0
48.0	870.0	390.0	0.33	0.26	100.0	2700.0

1500new / 4

VI01 D1500MM

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
49.0	888.0	398.0	0.33	0.25	100.0	2700.0
50.0	906.0	406.0	--	0.37	150.0	2988.9
51.0	924.0	414.0	--	0.36	150.0	3277.8
52.0	942.0	422.0	--	0.36	150.0	3566.7
53.0	960.0	430.0	--	0.35	150.0	3855.6
54.0	978.0	438.0	--	0.34	150.0	4000.0
55.0	996.0	446.0	--	0.34	150.0	4000.0
56.0	1014.0	454.0	--	0.33	150.0	4000.0
57.0	1032.0	462.0	--	0.32	150.0	4000.0
58.0	1050.0	470.0	--	0.32	150.0	4000.0
59.0	1068.0	478.0	--	0.31	150.0	4000.0
60.0	1086.0	486.0	--	0.31	150.0	4000.0

Alfa = $Tau,lim / Cu$

Beta = $Tau,lim / Sigma,v$ efficace

Tau,lim = Adesione limite palo-terreno

qb,cr = Portata unitaria di base critica

1500new / 5

VI01 D1500MM

CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE - PALO TRIVELLATO D = 1500 mm

Lpalo (m)	Qamm (kN)	Ql,u (kN)	Qb,cr (kN)	Wpalo (kN)	Qt,lim (kN)	S,cls (MPa)
30.00	12373.4	8869.6	3848.5	344.6	12718.0	7.00
31.00	12304.0	9479.2	3180.9	356.1	12660.1	6.96
32.00	12800.6	9987.3	3180.9	367.6	13168.1	7.24
33.00	13260.3	10458.5	3180.9	379.1	13639.4	7.50
34.00	13720.1	10929.8	3180.9	390.5	14110.6	7.76
35.00	15203.2	11560.4	4044.8	402.0	15605.2	8.60
36.00	16754.1	12258.9	4908.7	413.5	17167.6	9.48
37.00	18313.4	12965.8	5772.7	425.0	18738.4	10.36
38.00	19872.8	13672.6	6636.6	436.5	20309.2	11.25
39.00	21000.1	14379.5	7068.6	448.0	21448.1	11.88
40.00	21440.2	15086.3	6813.3	459.5	21899.7	12.13
41.00	21625.1	15793.2	6302.8	470.9	22096.0	12.24
42.00	21809.9	16500.1	5792.3	482.4	22292.4	12.34
43.00	21994.8	17206.9	5281.8	493.9	22488.7	12.45
44.00	22179.7	17913.8	4771.3	505.4	22685.1	12.55
45.00	22698.3	18443.9	4771.3	516.9	23215.2	12.84
46.00	23158.1	18915.2	4771.3	528.4	23686.4	13.10
47.00	24305.0	19563.1	5281.8	539.9	24844.9	13.75
48.00	25510.9	20270.0	5792.3	551.3	26062.3	14.44
49.00	26716.8	20976.8	6302.8	562.8	27279.6	15.12
50.00	27922.7	21683.7	6813.3	574.3	28497.0	15.80

Lpalo = Lunghezza del palo da quota sottoplinto
 Qamm = Portata ammissibile del palo
 Ql,u = Portata laterale ultima
 Qb,cr = Portata di base critica
 Wpalo = Peso proprio del palo
 Qt,lim = Carico limite ultimo totale del palo
 S,cls = Tensione media di compressione sul calcestruzzo

Qamm = $Q_{l,u}/FSL + Q_{b,cr}/FSB - W_{palo}$

ALLEGATO B – TABULATO DI CALCOLO PROGRAMMA PARATIE

Il presente allegato riporta il tabulato del programma PARATIE relativo alle seguenti sezioni:

- **Spalla A con tirante**
- **Pila 1, 2 e Spalla B**
- **Pila tipo con palancole**



Report di Calcolo

Nome Progetto: Opere provvisionali Viadotto Fibbio - Spalla A, con tirante

Jobname: \\psf\Home\Documents\IG\20829\02Progetto_Definitivo\Revisione_01\VR-Montebello\Calcoli\Viadotto_Fibbio\Viadotto Fibbio - Spalla A_con tirante.pplus

Data: 31/07/2015 15.05.39

1. Descrizione del Software

ParatiePlus 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.

2. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;10)
(-27.6;10)
(0;0)
(42.5;0)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;0)
(0;0)
(42.5;0)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-3)
(0;-3)
(42.5;-3)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-10)
(0;-10)
(42.5;-10)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-13)
(0;-13)
(42.5;-13)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-18)

(42.5;-18)

(42.5;-30)

(-30;-30)

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ_{cv}	ϕ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	kN/m ²	kN/m ²			kN/m ²	kN/m ²				kN/m ²		kN/m ²	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	Ghiaia	19	19	36			0		Constant		6000 0	9600 0										
2	Limi argillosi	18.5	18.5	26			0		Constant		1000 0	1600 0										
3	Ghiaia	19	19	36			0		Constant		6000 0	9600 0										
4	Sabbia	18	18	34			0		Constant		4000 0	6400 0										
5	Limi argillosi	18.5	18.5	26			0		Constant		1000 0	1600 0										
6	Sabbia	18	18	34			0		Constant		4000 0	6400 0										

3. Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 18 m

Materiale :

Quota iniziale : 0 m

Barre di sinistra 1

Numero di barre : 20

Diametro : 0.022 m

Distanza dal bordo : 0.06 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 4 m

Diametro : 0.01 m

Lunghezza : 18 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.2 m

Sezione : PaliD1000 accostati

Area equivalente : 0.713998330361317 m

Inerzia equivalente : 0.0446 m⁴/m

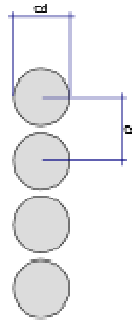
Materiale calcestruzzo : C28/35

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.1 m

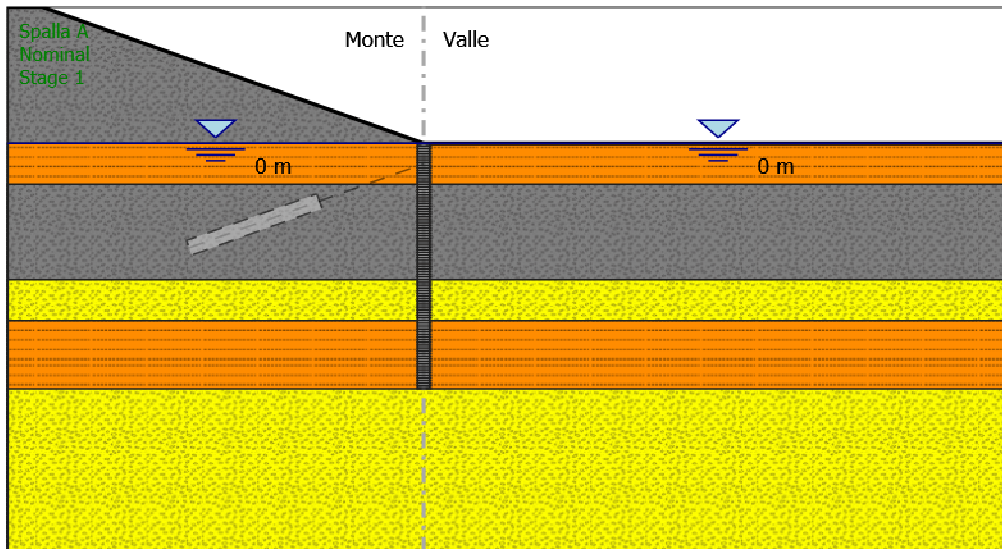
Diametro : 1 m

Efficacia : 1



4. Fasi di Calcolo

4.1. Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-30;10)

(-27.5;10)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : 0 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

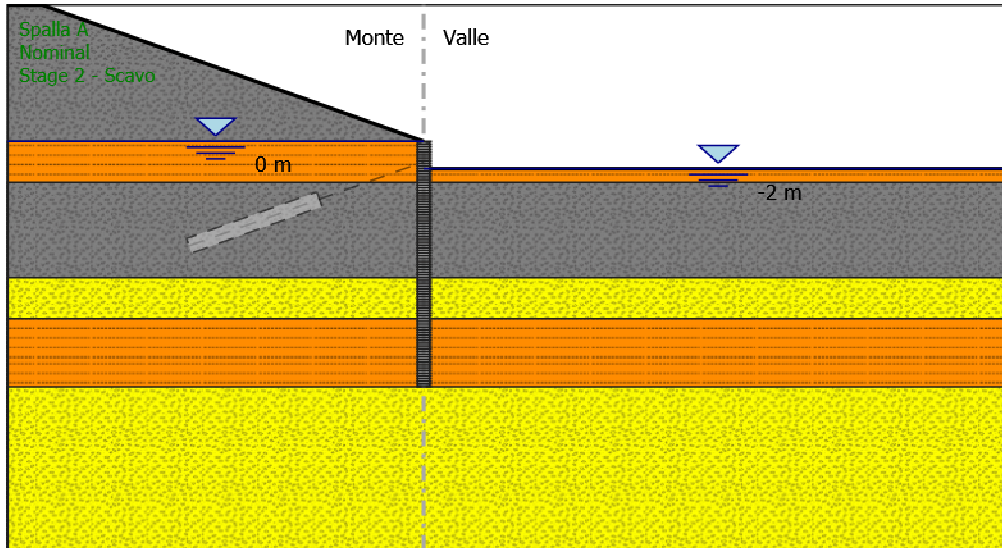
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : PaliD1000 accostati

4.2. Stage 2 - Scavo



Stage 2 - Scavo

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-30;10)

(-27.5;10)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -2 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

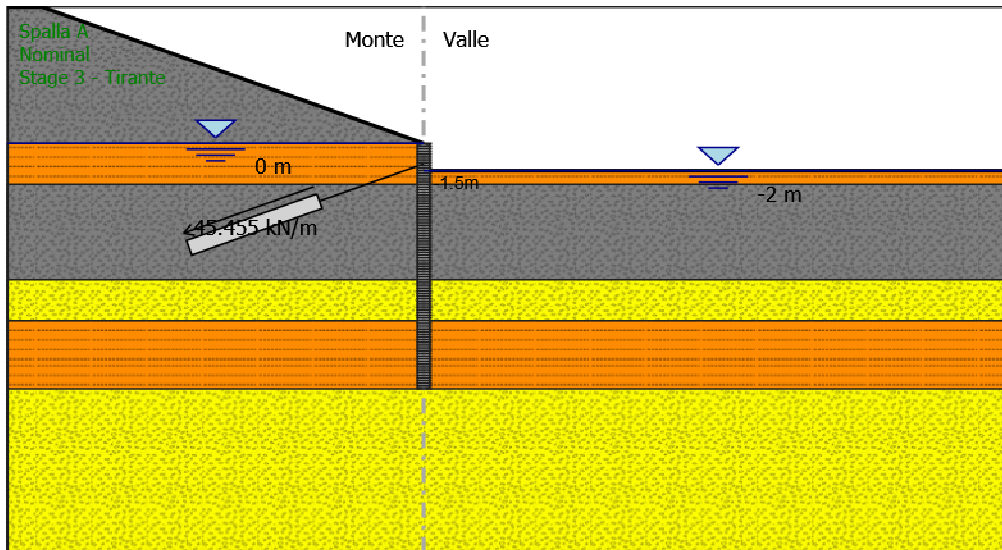
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : PaliD1000 accostati

4.3. Stage 3 - Tirante



Stage 3 - Tirante

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-30;10)

(-27.5;10)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -2 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : PaliD1000 accostati

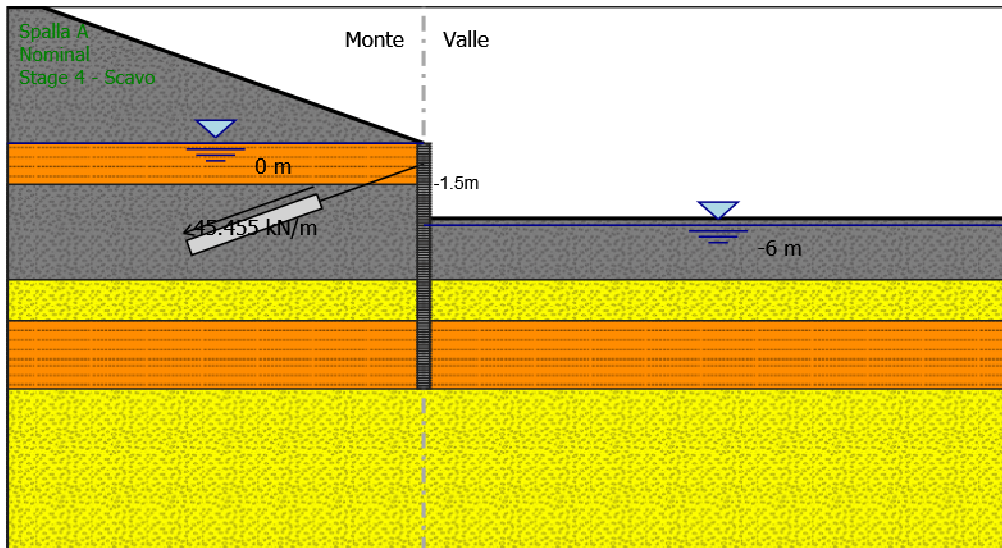
Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : -1.5 m

Lunghezza bulbo : 10 m
Diametro bulbo : 0.15 m
Lunghezza libera : 8 m
Precarico : 150 kN
Angolo : 20 °
Sezione : 4 trefoli
 Tipo di barre : Barre trefoli
 Numero di barre : 4
 Diametro : 0.01331 m
 Area : 0.000556 m²

4.4. Stage 4 - Scavo



Stage 4 - Scavo

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -5.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-30;10)

(-27.5;10)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-5.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -6 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -18 m

Sezione : PaliD1000 accostati

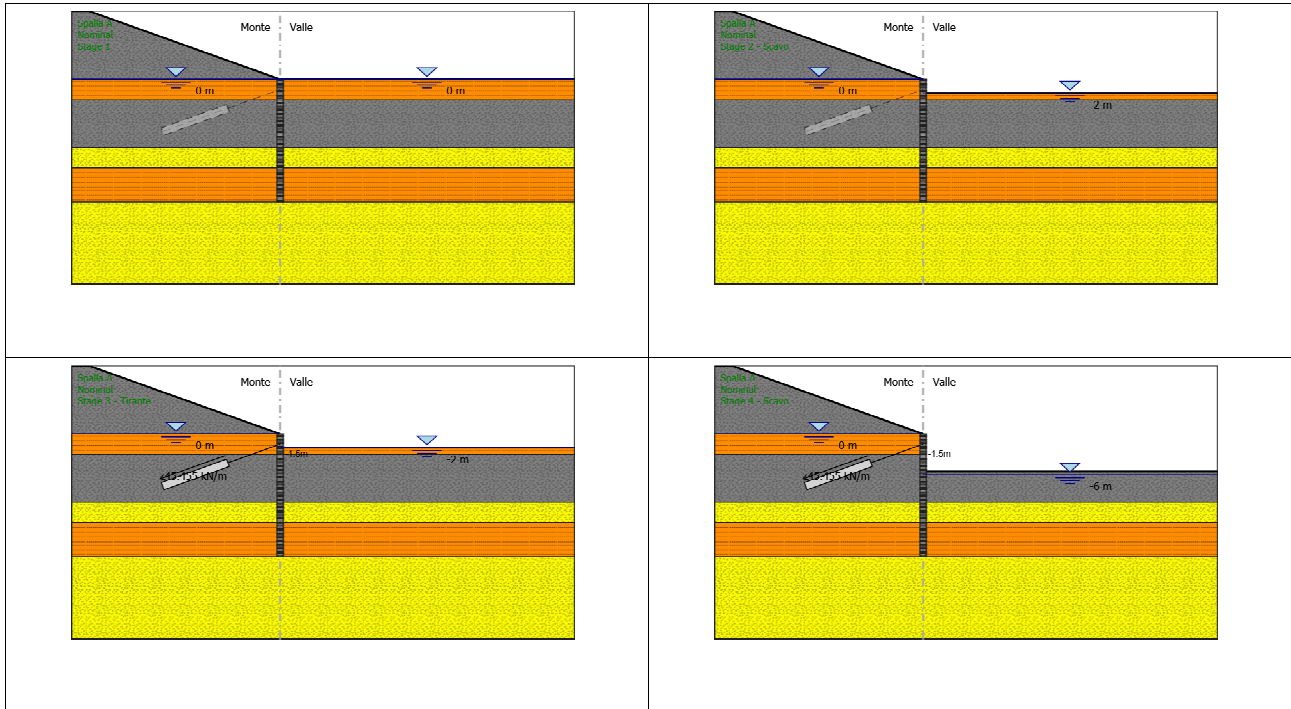
Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : -1.5 m

Lunghezza bulbo : 10 m
Diametro bulbo : 0.15 m
Lunghezza libera : 8 m
Precarico : 150 kN
Angolo : 20 °
Sezione : 4 trefoli
 Tipo di barre : Barre trefoli
 Numero di barre : 4
 Diametro : 0.01331 m
 Area : 0.000556 m²

4.5. Tabella Configurazione Stage (Nominal)



5. Descrizione Coefficienti Design Assumption

Coefficienti A

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_seism_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Lato Valle (F_WaterRes)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_QDStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
A1+M1+R1	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Coefficienti M

Nome	Parziale su tan(ϕ') (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohes)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	1
A1+M1+R1	1	1	1	1	1
A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

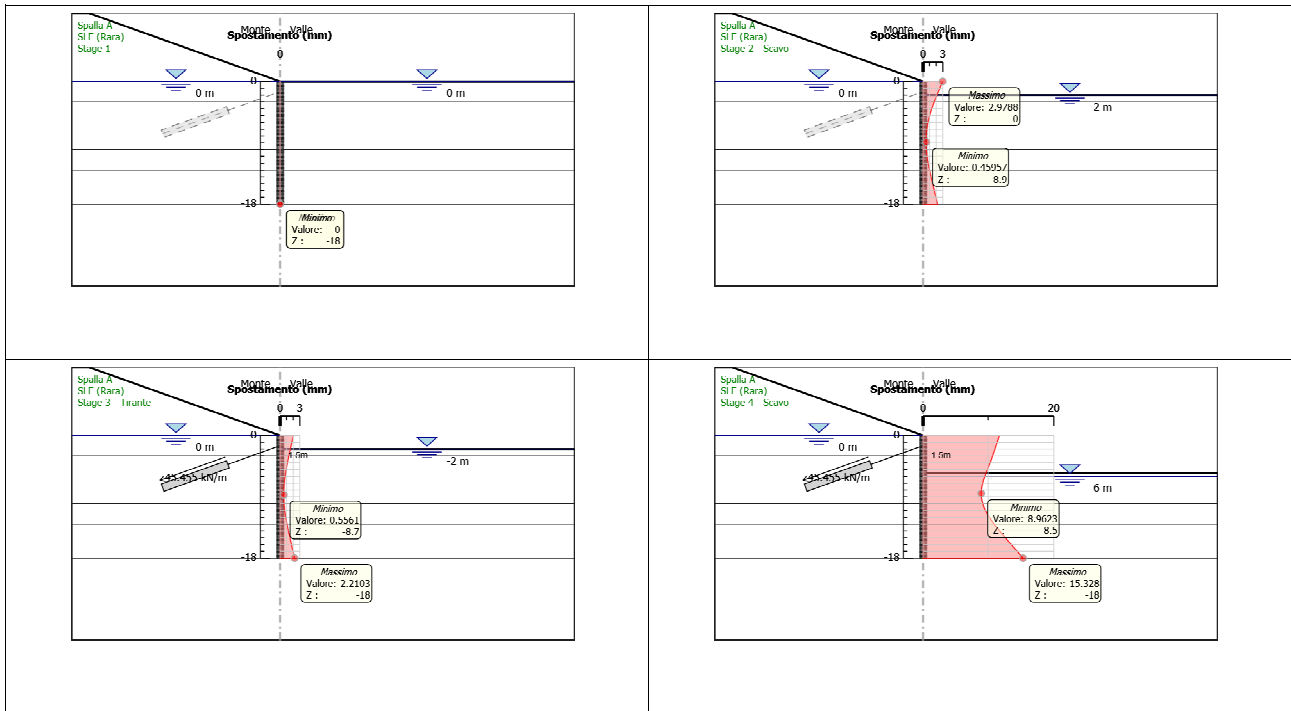
Coefficienti R

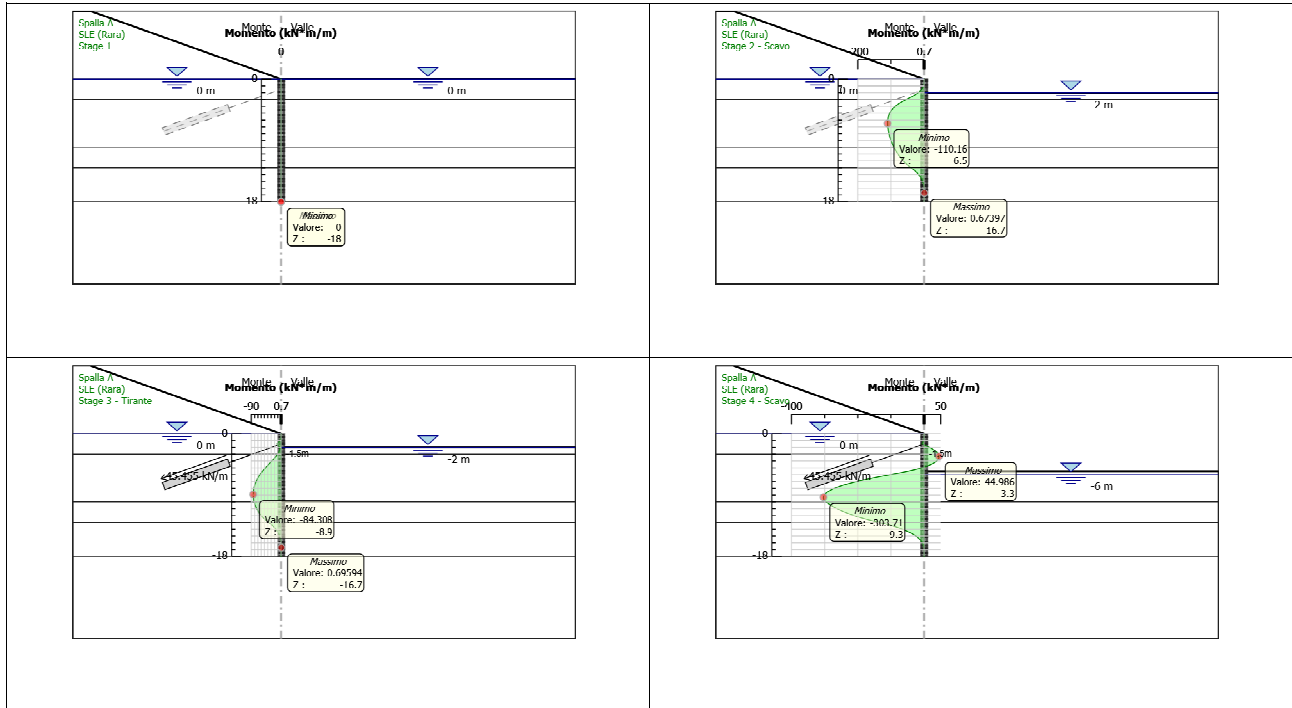
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)

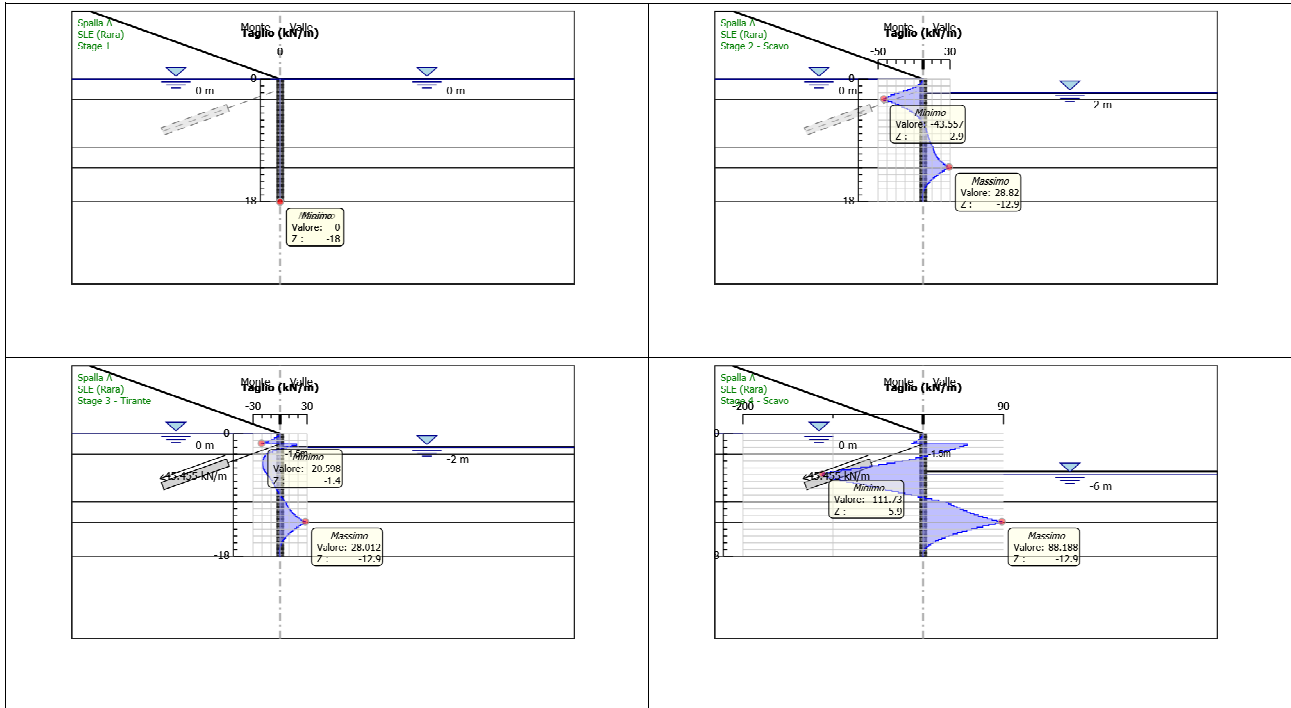
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1
A1+M1+R1	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

5.1. Risultati SLE (Rara)

5.1.1. Tabella Grafici dei Risultati





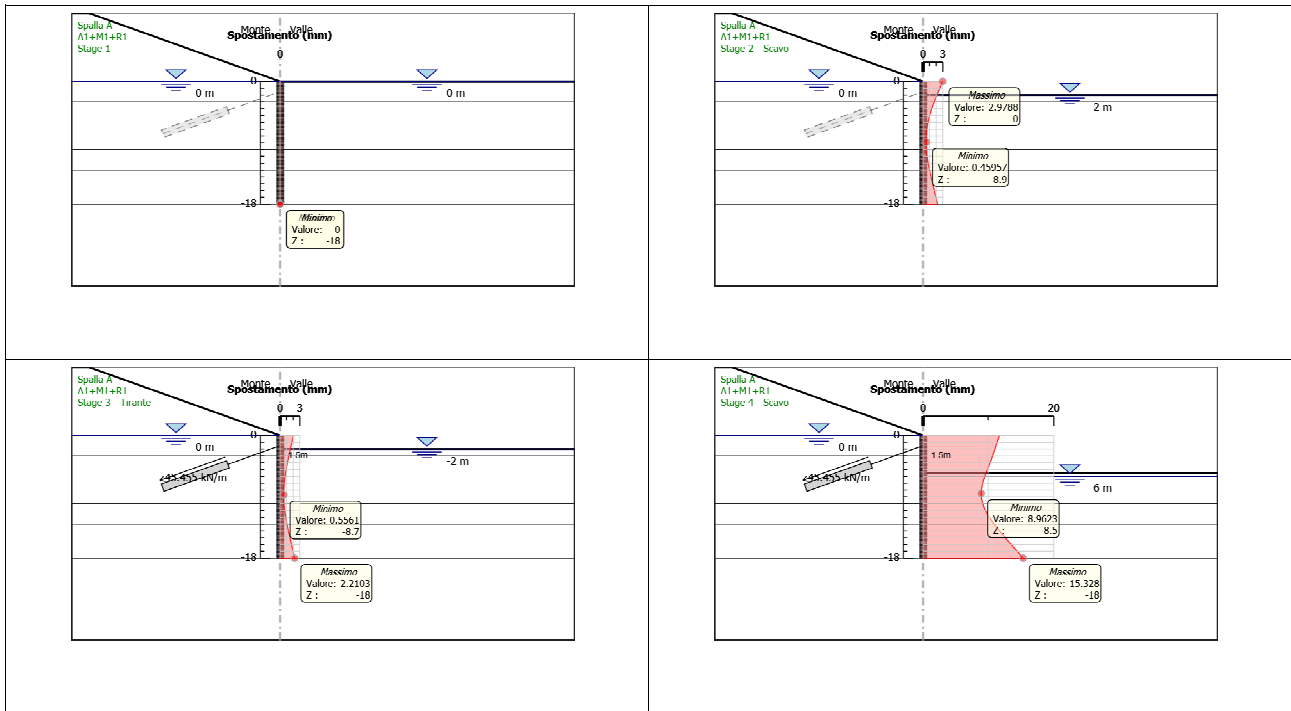


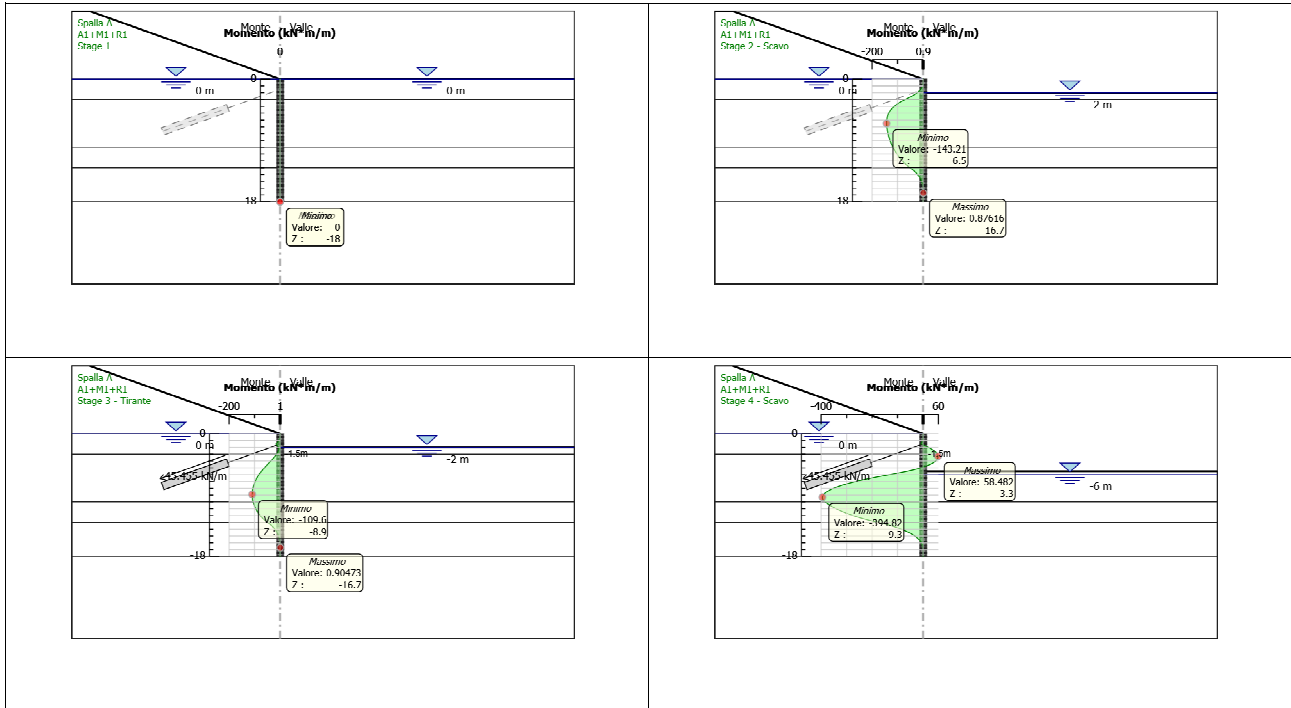
5.1.2. Risultati Elementi strutturali - SLE (Rara)

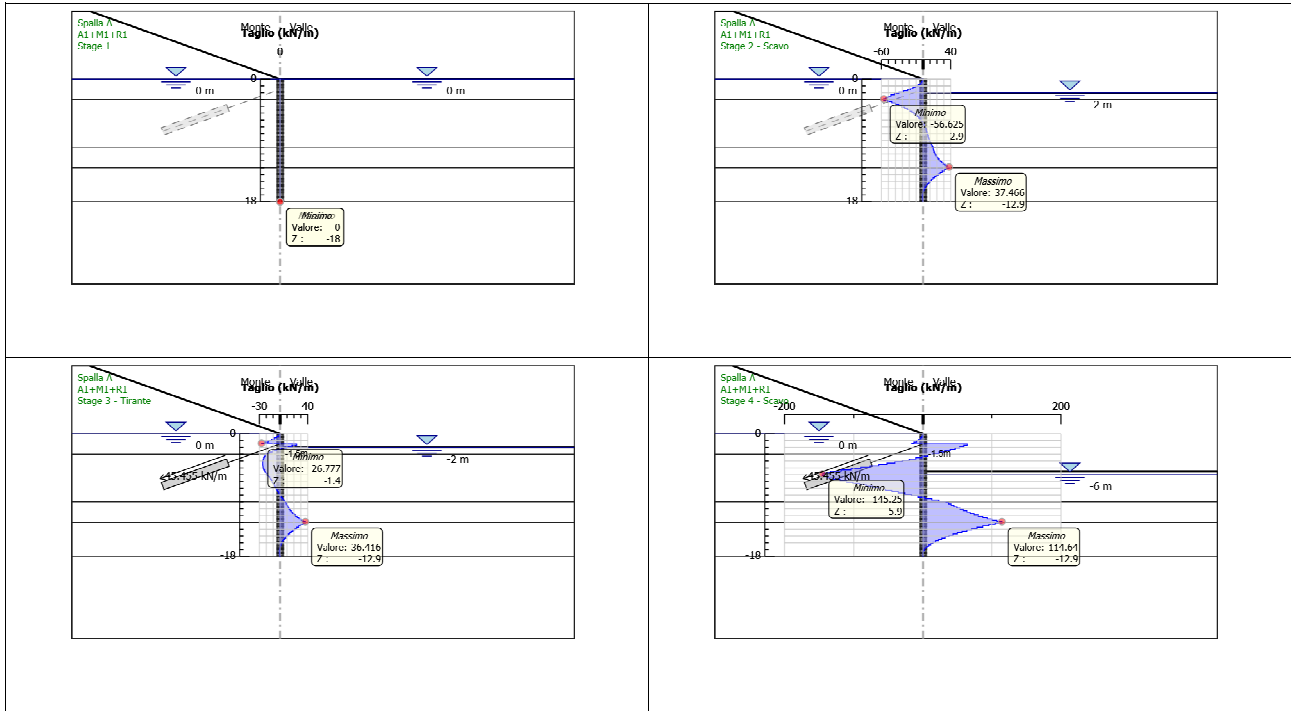
Design Assumption: SLE (Rara)	Sollecitazione Tieback
Stage	Forza (kN/m)
Stage 3 - Tirante	45.45
Stage 4 - Scavo	68.67256

5.2. Risultati A1+M1+R1

5.2.1. Tabella Grafici dei Risultati





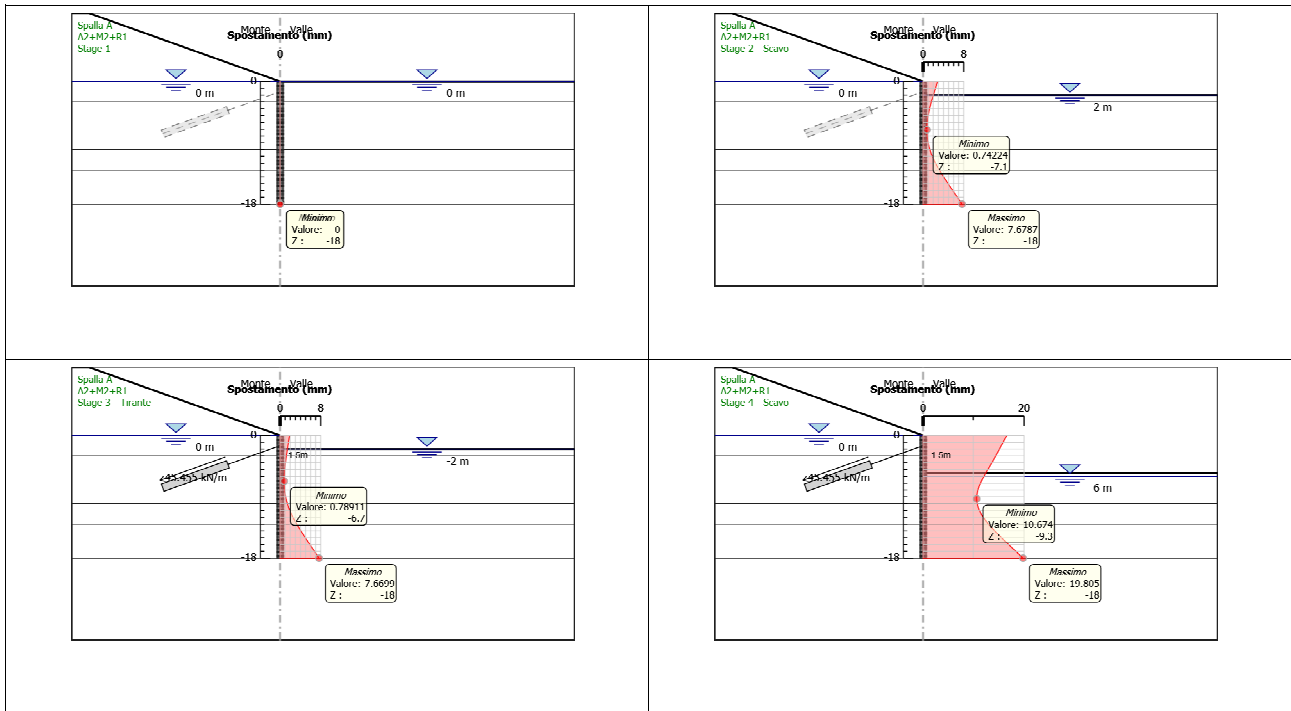


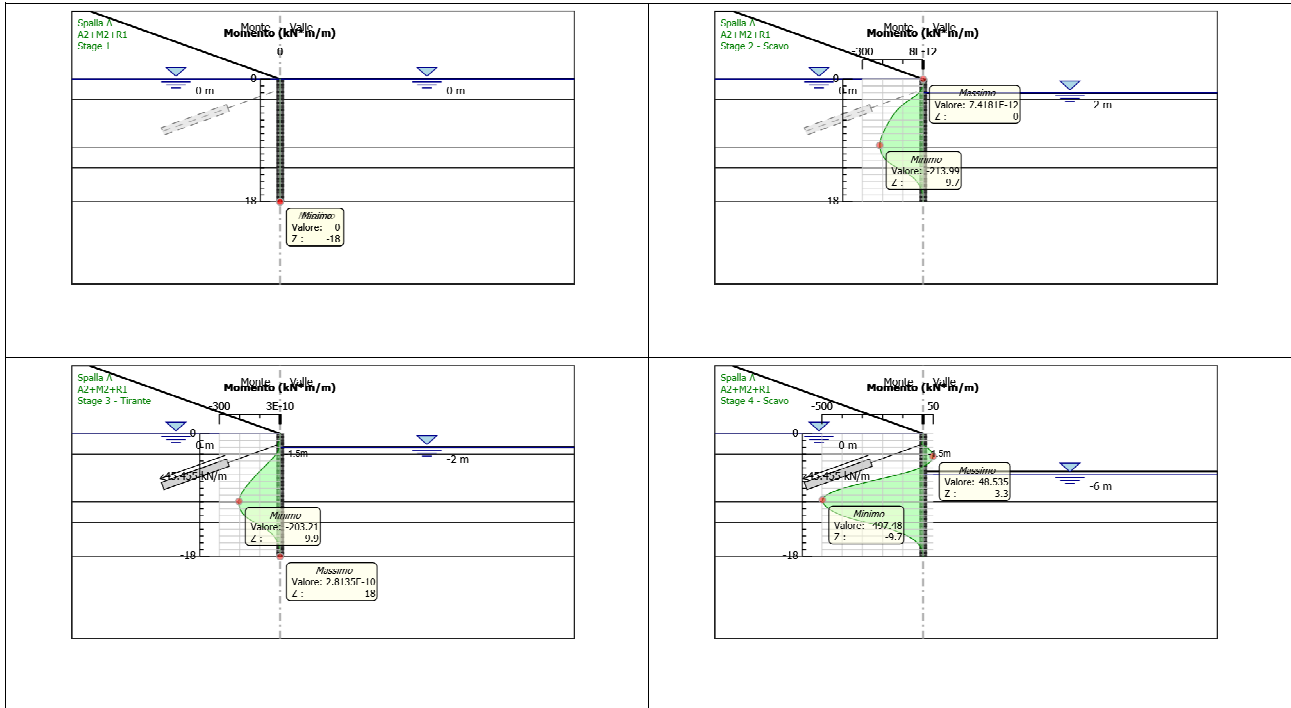
5.2.2. Risultati Elementi strutturali - A1+M1+R1

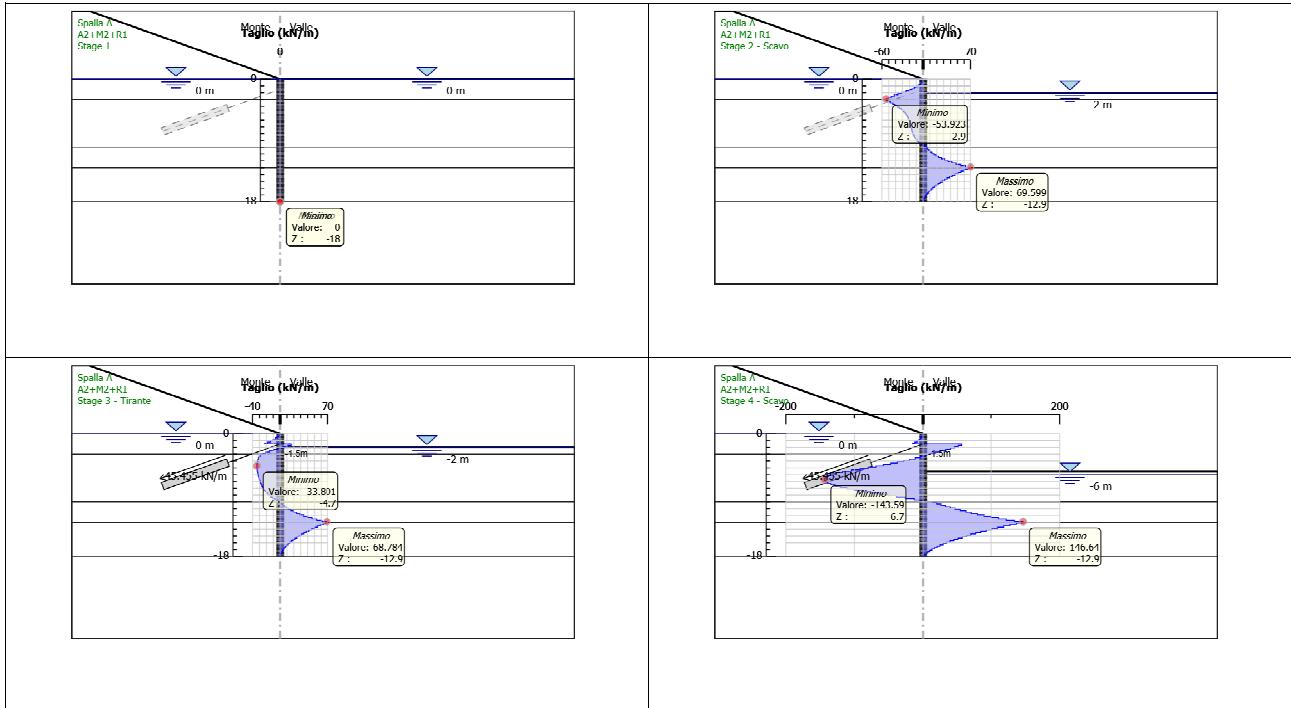
Design Assumption: A1+M1+R1	Sollecitazione Tieback
Stage	Forza (kN/m)
Stage 3 - Tirante	59.085
Stage 4 - Scavo	89.274328

5.3. Risultati A2+M2+R1

5.3.1. Tabella Grafici dei Risultati







5.3.2. Risultati Elementi strutturali - A2+M2+R1

Design Assumption: A2+M2+R1	Sollecitazione Tieback
Stage	Forza (kN/m)
Stage 3 - Tirante	45.45
Stage 4 - Scavo	79.47669

6. Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali

Normative Verifiche	
Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

Coefficienti per Verifica Tiranti	
GEO FS	1
ξ_{a3}	1.55
γ_s	1.1

6.1. Riepilogo Stage / Design Assumption per Involuppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2 - Scavo	Stage 3 - Tirante	Stage 4 - Scavo
SLE (Rara)	V	V	V	V
A1+M1+R1	V	V	V	V
A2+M2+R1	V	V	V	V

6.2. Risultati Caver

6.2.1. Tabella Involuppi Apertura Fessure - Caver : LEFT

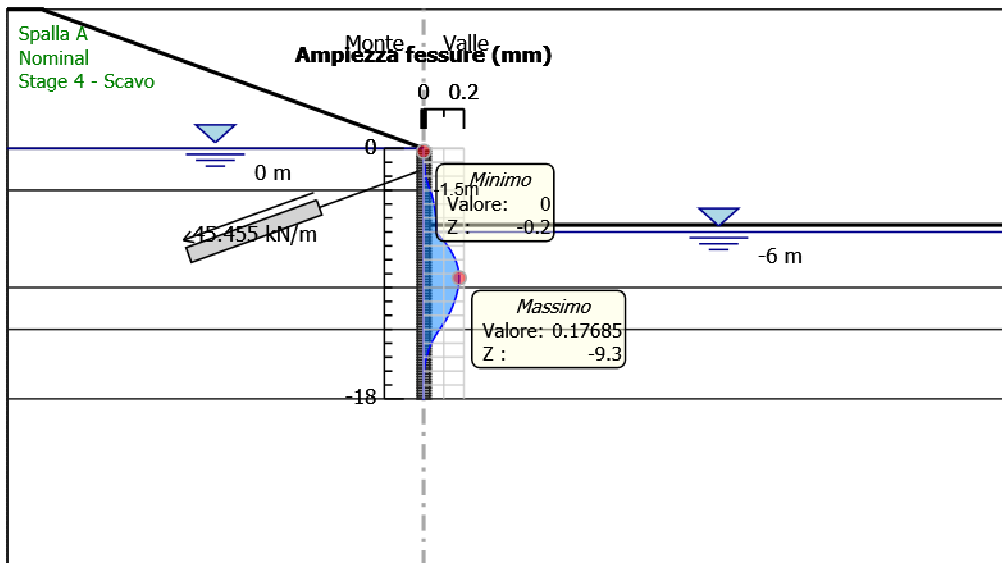
Involuppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
0	0
-0.2	0
-0.4	0
-0.6	0.001
-0.8	0.001
-1	0.002
-1.2	0.004
-1.4	0.006
-1.5	0.007
-1.7	0.006
-1.9	0.009
-2.1	0.012
-2.3	0.016
-2.5	0.02
-2.7	0.024
-2.9	0.029
-3.1	0.034
-3.3	0.039
-3.5	0.043
-3.7	0.046
-3.9	0.05

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-4.1	0.052
-4.3	0.055
-4.5	0.057
-4.7	0.058
-4.9	0.06
-5.1	0.061
-5.3	0.062
-5.5	0.063
-5.7	0.063
-5.9	0.064
-6.1	0.066
-6.3	0.079
-6.5	0.091
-6.7	0.103
-6.9	0.114
-7.1	0.123
-7.3	0.132
-7.5	0.141
-7.7	0.148
-7.9	0.155
-8.1	0.16
-8.3	0.165
-8.5	0.169
-8.7	0.172

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-8.9	0.175
-9.1	0.176
-9.3	0.177
-9.5	0.177
-9.7	0.175
-9.9	0.173
-10.1	0.17
-10.3	0.167
-10.5	0.164
-10.7	0.16
-10.9	0.155
-11.1	0.15
-11.3	0.145
-11.5	0.14
-11.7	0.133
-11.9	0.127
-12.1	0.119
-12.3	0.112
-12.5	0.103
-12.7	0.094
-12.9	0.085
-13.1	0.074
-13.3	0.065
-13.5	0.056

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-13.7	0.049
-13.9	0.042
-14.1	0.035
-14.3	0.03
-14.5	0.024
-14.7	0.02
-14.9	0.016
-15.1	0.013
-15.3	0.01
-15.5	0.008
-15.7	0.006
-15.9	0.004
-16.1	0.003
-16.3	0.002
-16.5	0.001
-16.7	0
-16.9	0
-17.1	0
-17.3	0
-17.5	0
-17.7	0
-17.9	0
-18	0

6.2.2. Grafico Involuppi Apertura Fessure - Caver



Involuppi

Apertura Fessure - Caver

6.2.3. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver : LEFT

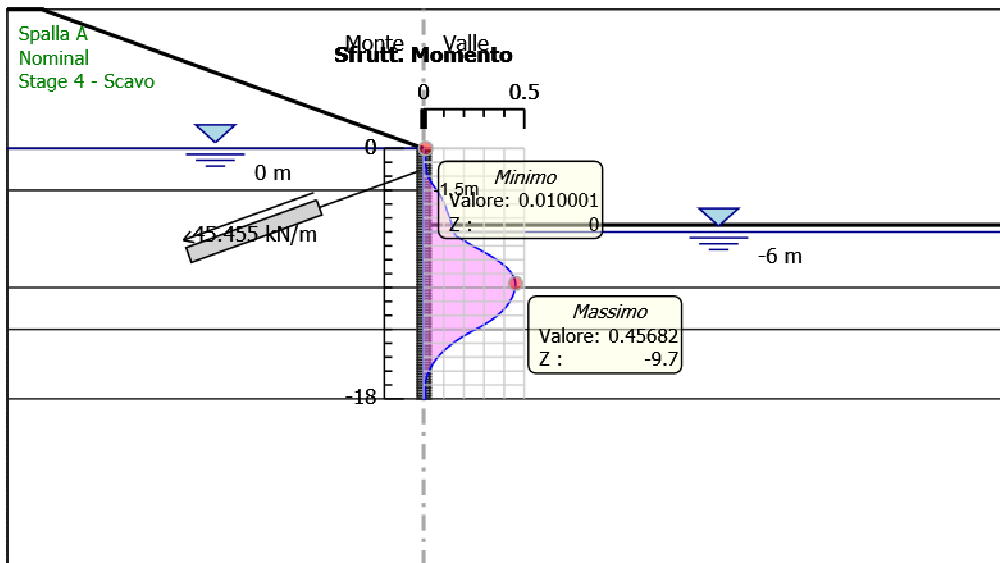
Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
0	0.01
-0.2	0.01
-0.4	0.01
-0.6	0.01
-0.8	0.01
-1	0.01
-1.2	0.01
-1.4	0.012
-1.5	0.015
-1.7	0.013
-1.9	0.018
-2.1	0.025
-2.3	0.033
-2.5	0.041
-2.7	0.05
-2.9	0.06
-3.1	0.07
-3.3	0.079
-3.5	0.088
-3.7	0.095
-3.9	0.101
-4.1	0.107

Involupi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-4.3	0.112
-4.5	0.117
-4.7	0.122
-4.9	0.127
-5.1	0.132
-5.3	0.136
-5.5	0.141
-5.7	0.145
-5.9	0.149
-6.1	0.152
-6.3	0.162
-6.5	0.187
-6.7	0.211
-6.9	0.233
-7.1	0.257
-7.3	0.282
-7.5	0.307
-7.7	0.33
-7.9	0.352
-8.1	0.373
-8.3	0.391
-8.5	0.407
-8.7	0.421
-8.9	0.433

Involupi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-9.1	0.443
-9.3	0.45
-9.5	0.454
-9.7	0.457
-9.9	0.457
-10.1	0.454
-10.3	0.45
-10.5	0.446
-10.7	0.44
-10.9	0.432
-11.1	0.424
-11.3	0.414
-11.5	0.402
-11.7	0.389
-11.9	0.375
-12.1	0.358
-12.3	0.34
-12.5	0.319
-12.7	0.297
-12.9	0.272
-13.1	0.245
-13.3	0.22
-13.5	0.197
-13.7	0.175

Involupi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-13.9	0.155
-14.1	0.136
-14.3	0.119
-14.5	0.104
-14.7	0.089
-14.9	0.077
-15.1	0.065
-15.3	0.054
-15.5	0.045
-15.7	0.037
-15.9	0.03
-16.1	0.023
-16.3	0.018
-16.5	0.013
-16.7	0.01
-16.9	0.01
-17.1	0.01
-17.3	0.01
-17.5	0.01
-17.7	0.01
-17.9	0.01
-18	0.01

6.2.4. Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Cover



Involuppi

Tasso di Sfruttamento a Momento - Cover

6.3.5. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver : LEFT

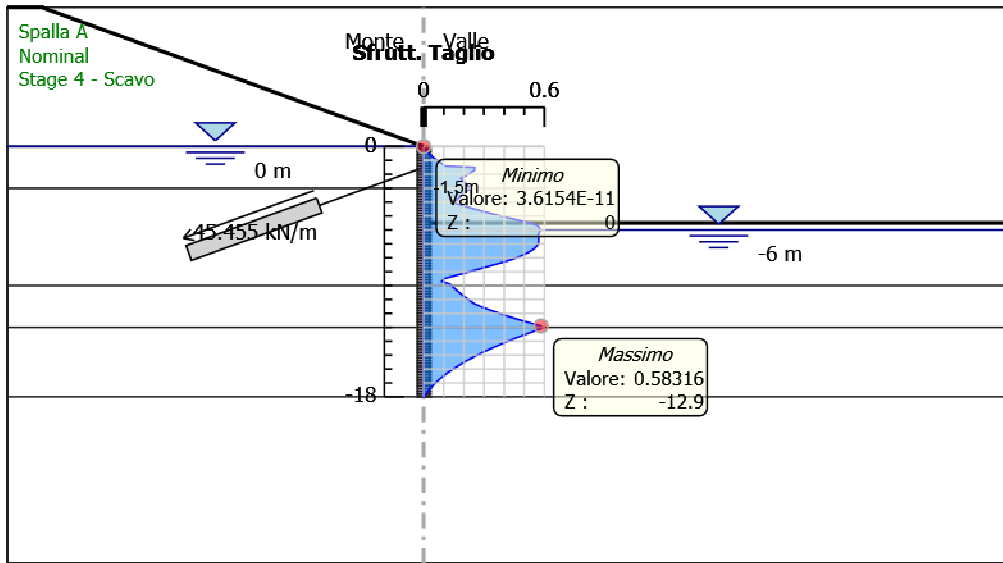
Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
0	0
-0.2	0.008
-0.4	0.019
-0.6	0.033
-0.8	0.049
-1	0.068
-1.2	0.089
-1.4	0.106
-1.5	0.254
-1.7	0.254
-1.9	0.233
-2.1	0.21
-2.3	0.185
-2.5	0.2
-2.7	0.213
-2.9	0.225
-3.1	0.225
-3.3	0.205
-3.5	0.19
-3.7	0.175
-3.9	0.161
-4.1	0.162

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-4.3	0.207
-4.5	0.255
-4.7	0.305
-4.9	0.358
-5.1	0.413
-5.3	0.471
-5.5	0.532
-5.7	0.567
-5.9	0.578
-6.1	0.578
-6.3	0.569
-6.5	0.571
-6.7	0.571
-6.9	0.571
-7.1	0.565
-7.3	0.553
-7.5	0.534
-7.7	0.51
-7.9	0.479
-8.1	0.442
-8.3	0.399
-8.5	0.351
-8.7	0.302
-8.9	0.253

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-9.1	0.204
-9.3	0.154
-9.5	0.103
-9.7	0.09
-9.9	0.132
-10.1	0.146
-10.3	0.161
-10.5	0.177
-10.7	0.194
-10.9	0.212
-11.1	0.232
-11.3	0.252
-11.5	0.283
-11.7	0.319
-11.9	0.357
-12.1	0.398
-12.3	0.44
-12.5	0.486
-12.7	0.533
-12.9	0.583
-13.1	0.583
-13.3	0.544
-13.5	0.507
-13.7	0.471

Involupi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-13.9	0.436
-14.1	0.402
-14.3	0.37
-14.5	0.339
-14.7	0.309
-14.9	0.28
-15.1	0.253
-15.3	0.227
-15.5	0.202
-15.7	0.179
-15.9	0.157
-16.1	0.136
-16.3	0.116
-16.5	0.098
-16.7	0.081
-16.9	0.066
-17.1	0.052
-17.3	0.039
-17.5	0.027
-17.7	0.017
-17.9	0.008
-18	0.002

6.3.6. Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver



Involuppi

Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver



Report di Calcolo

Nome Progetto: Opere provvisionali Viadotto Fibbio Pile 1 e 2 e spalla B

Jobname: \\psf\Home\Documents\IG\20829\02Progetto_Definitivo\Revisione_01\VR-Montebello\Calcoli\Viadotto_Fibbio\Viadotto Fibbio - Spalla B.pplus

Data: 31/07/2015 15.24.50

1. Descrizione del Software

ParatiePlus 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.

2. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;0)
(0;0)
(42.5;0)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-5)
(0;-5)
(42.5;-5)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-10)
(0;-10)
(42.5;-10)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-13)
(0;-13)
(42.5;-13)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-18)
(42.5;-18)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ_{cv}	ϕ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	kN/m ²	kN/m ²			kN/m ²	kN/m ²				kN/m ²		kN/m ²	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	Limi argilosi	18.5	18.5	26			0		Constant		10000	16000										
2	Ghiaia	19	19	36			0		Constant		60000	96000										
3	Sabbia	18	18	34			0		Constant		40000	64000										
4	Limi argilosi	18.5	18.5	26			0		Constant		10000	16000										
5	Sabbia	18	18	34			0		Constant		40000	64000										

3. Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 16 m

Materiale :

Quota iniziale : 0 m

Barre di sinistra 1

Numero di barre : 24

Diametro : 0.022 m

Distanza dal bordo : 0.06 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0 m

Diametro : 0.01 m

Lunghezza : 16 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.2 m

Sezione : PaliD1000 accostati

Area equivalente : 0.713998330361317 m

Inerzia equivalente : 0.0446 m⁴/m

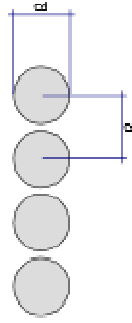
Materiale calcestruzzo : C28/35

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.1 m

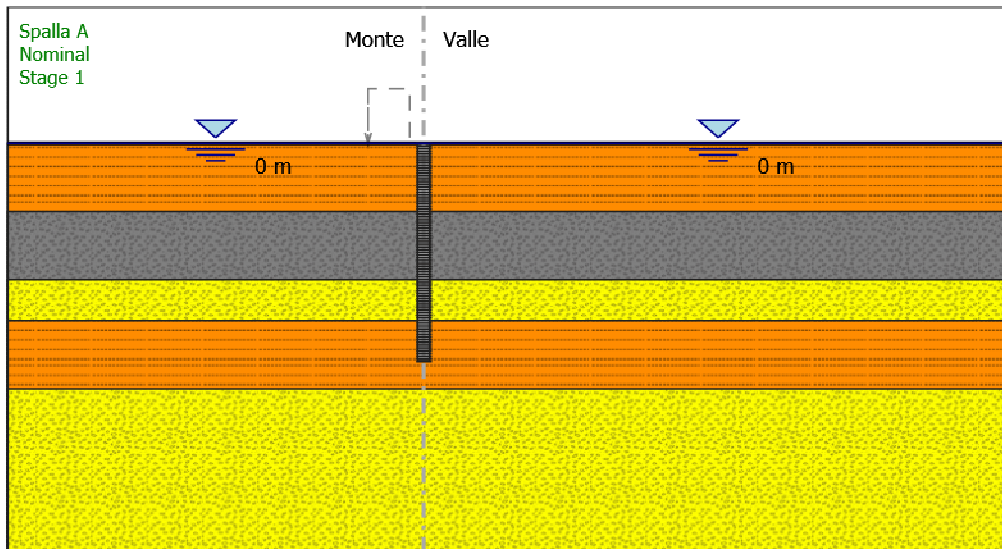
Diametro : 1 m

Efficacia : 1



4. Fasi di Calcolo

4.1. Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : 0 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

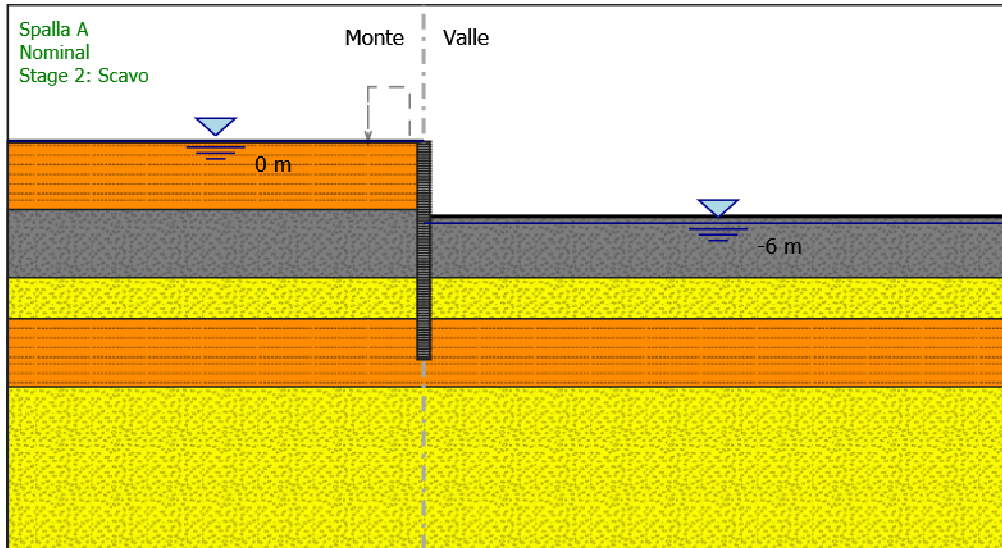
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : PaliD1000 accostati

4.2. Stage 2: Scavo



Stage 2: Scavo

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -5.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-5.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -6 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

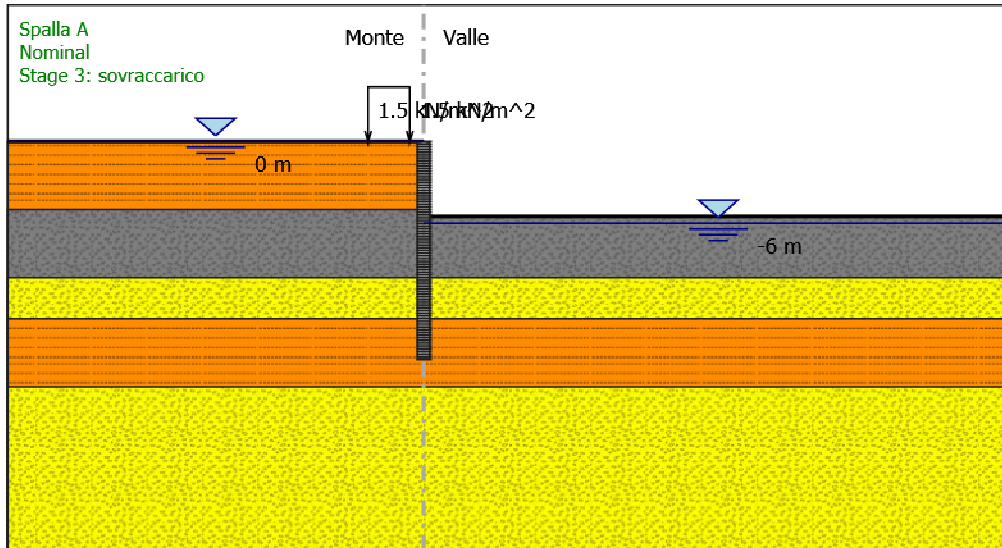
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : PaliD1000 accostati

4.3. Stage 3: sovraccarico



Stage 3: sovraccarico

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -5.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-5.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -6 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -4 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 1.5 kN/m²

Pressione finale : 1.5 kN/m²

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

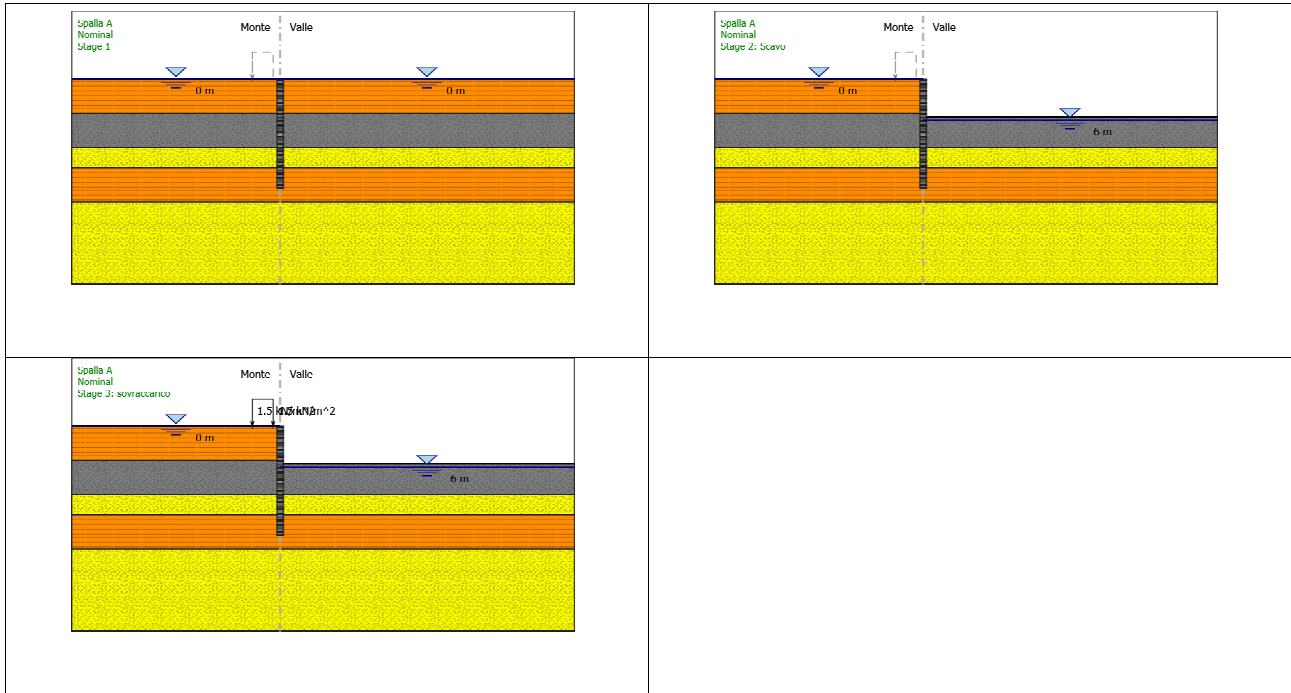
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : PaliD1000 accostati

4.4. Tabella Configurazione Stage (Nominal)



5. Descrizione Coefficienti Design Assumption

Coefficienti A

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_seism_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Lato Valle (F_WaterRes)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_QDStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
A1+M1+R1	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Coefficienti M

Nome	Parziale su tan(ϕ') (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohes)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	1
A1+M1+R1	1	1	1	1	1
A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

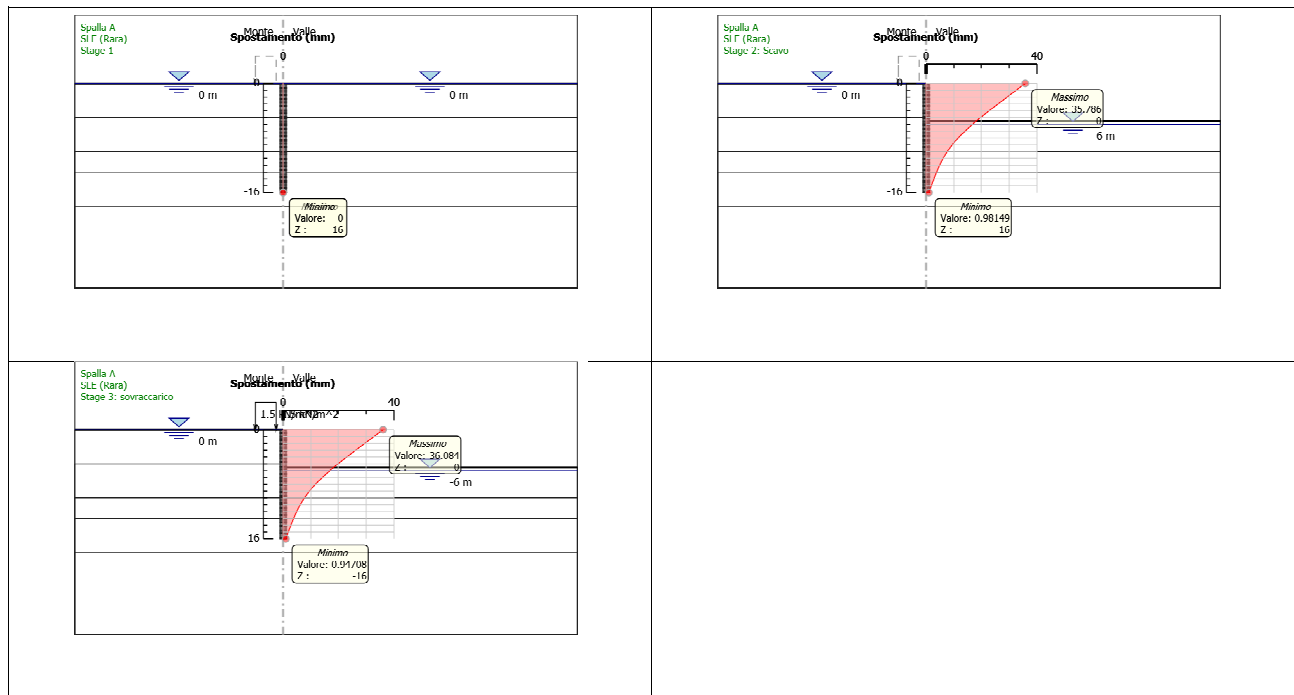
Coefficienti R

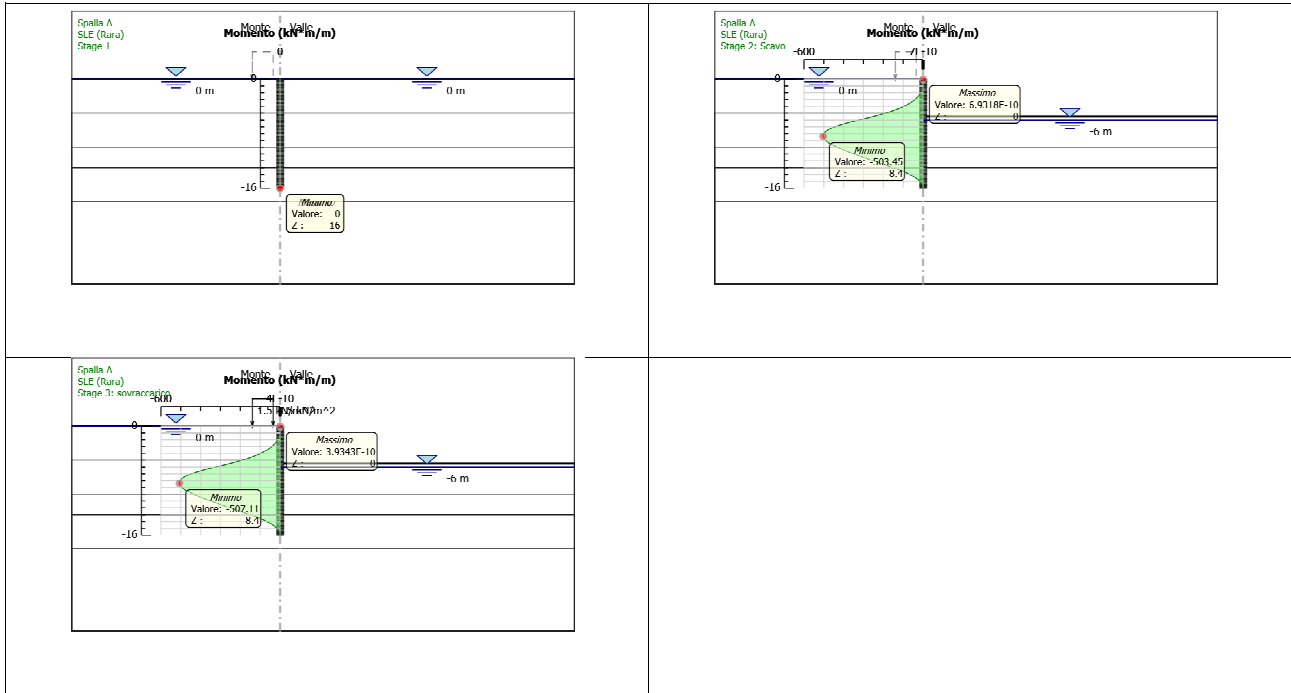
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)

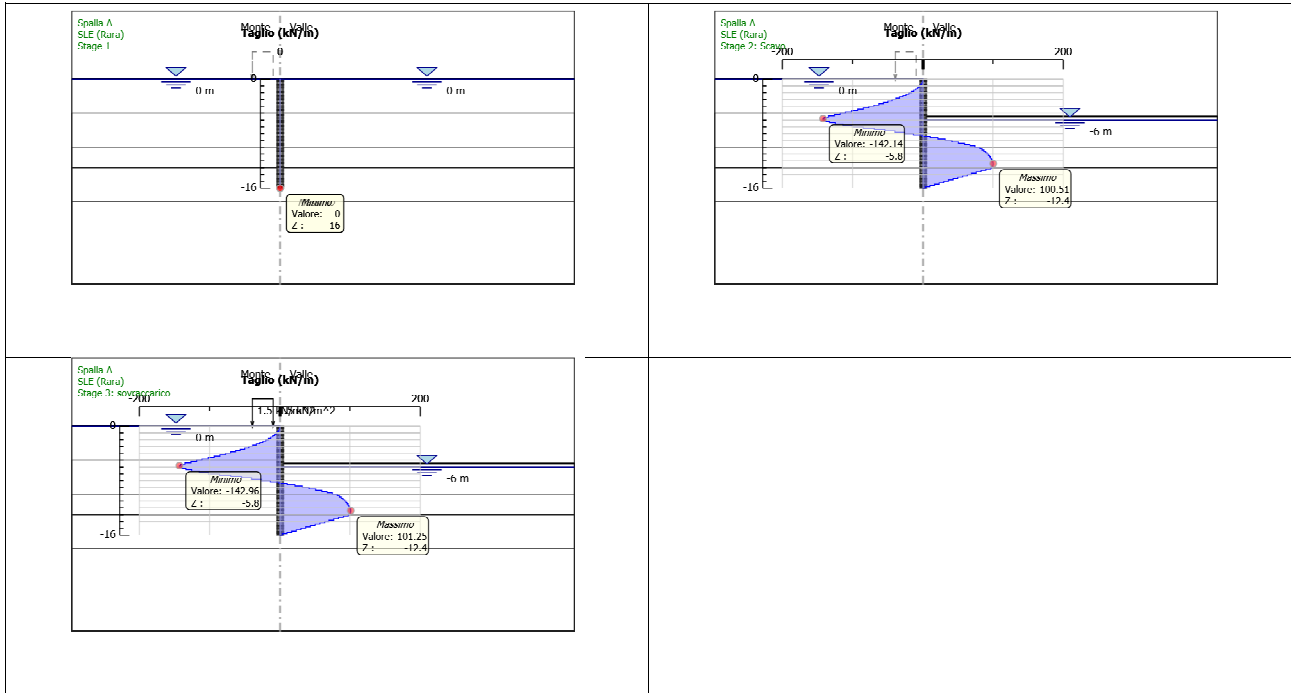
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1
A1+M1+R1	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

5.1. Risultati SLE (Rara)

5.1.1. Tabella Grafici dei Risultati

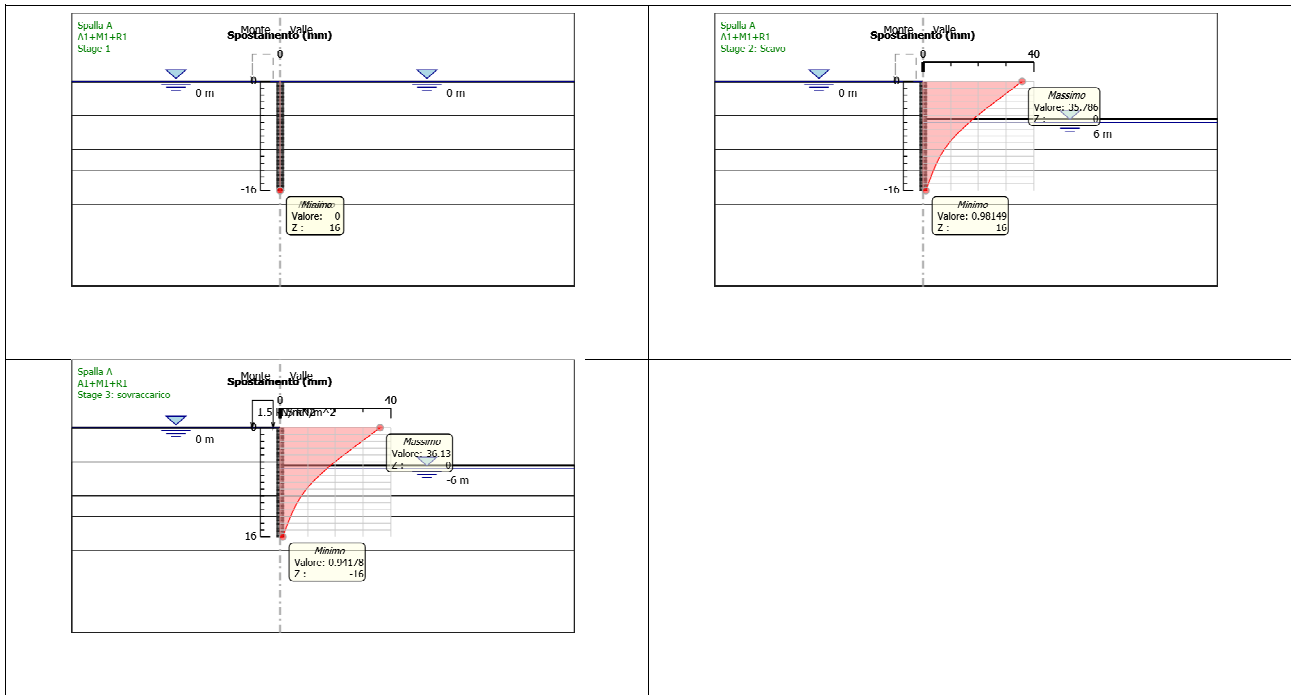


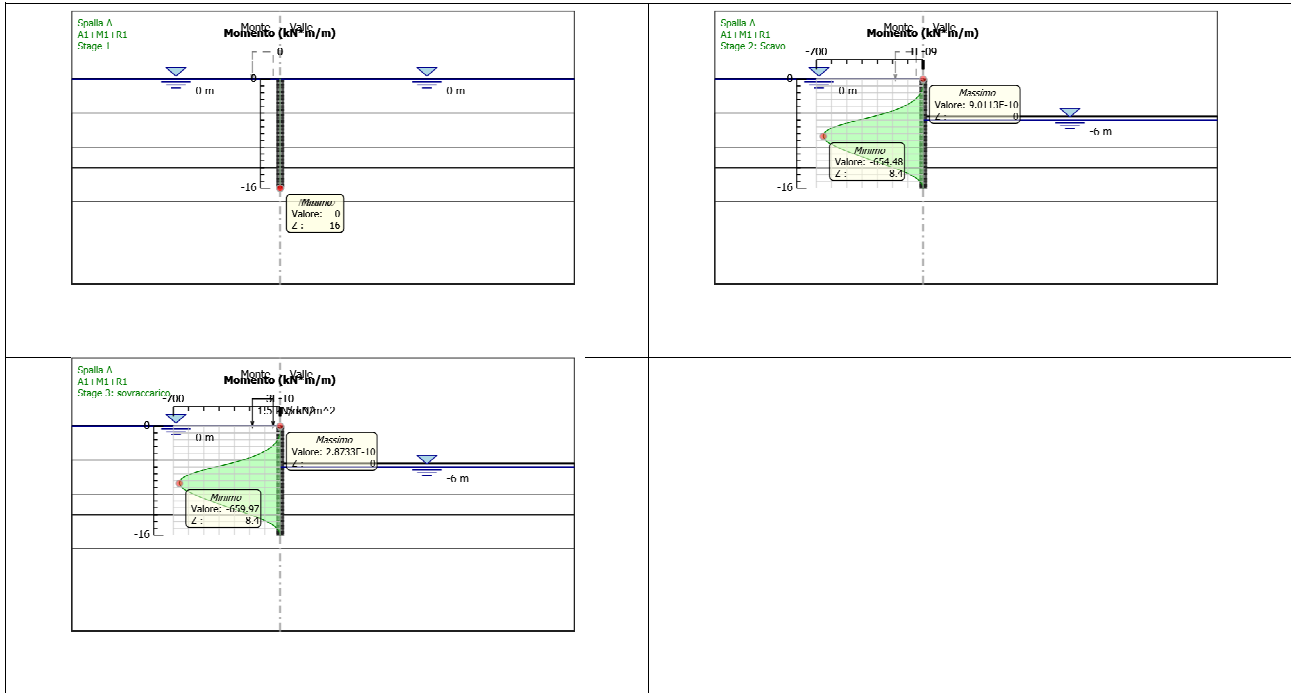


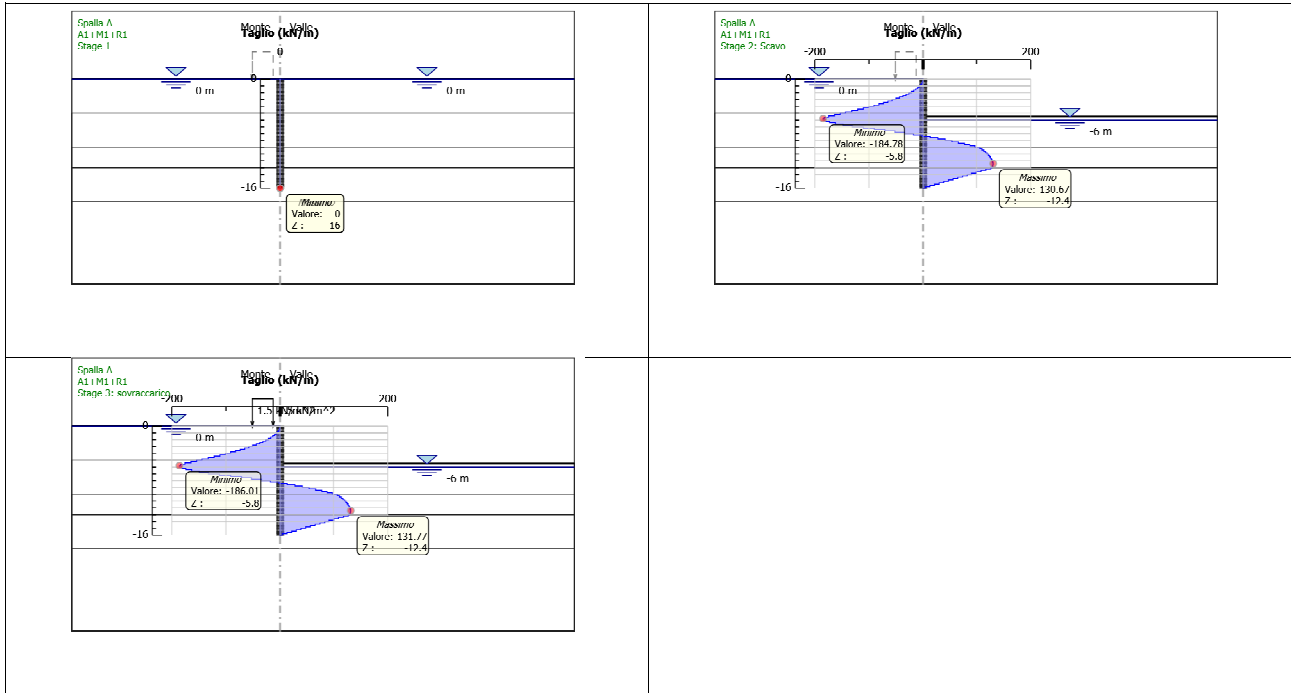


5.2. Risultati A1+M1+R1

5.2.1. Tabella Grafici dei Risultati

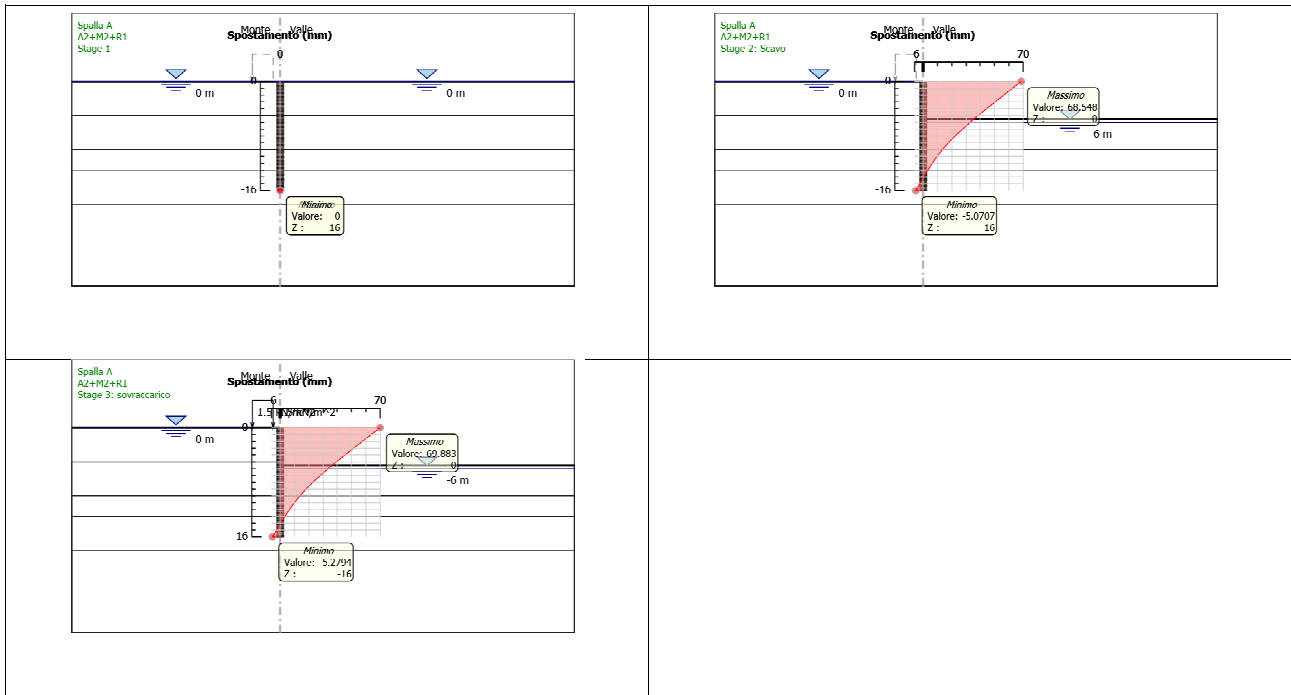


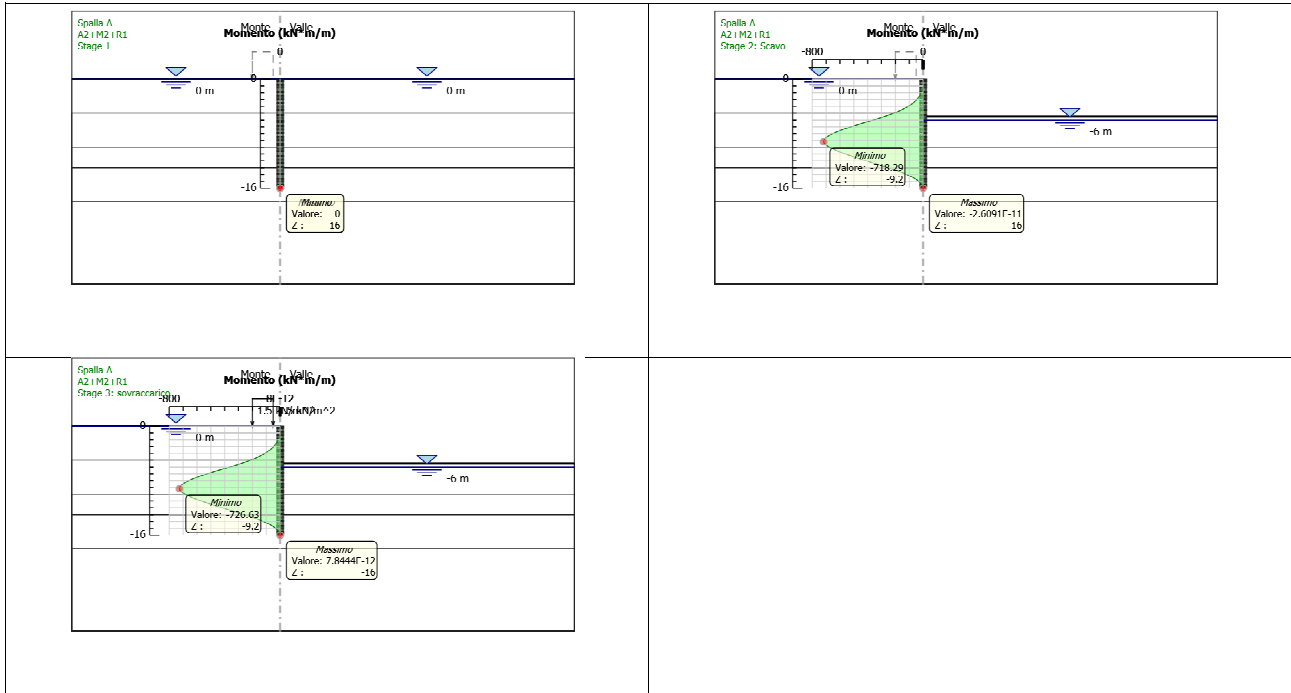


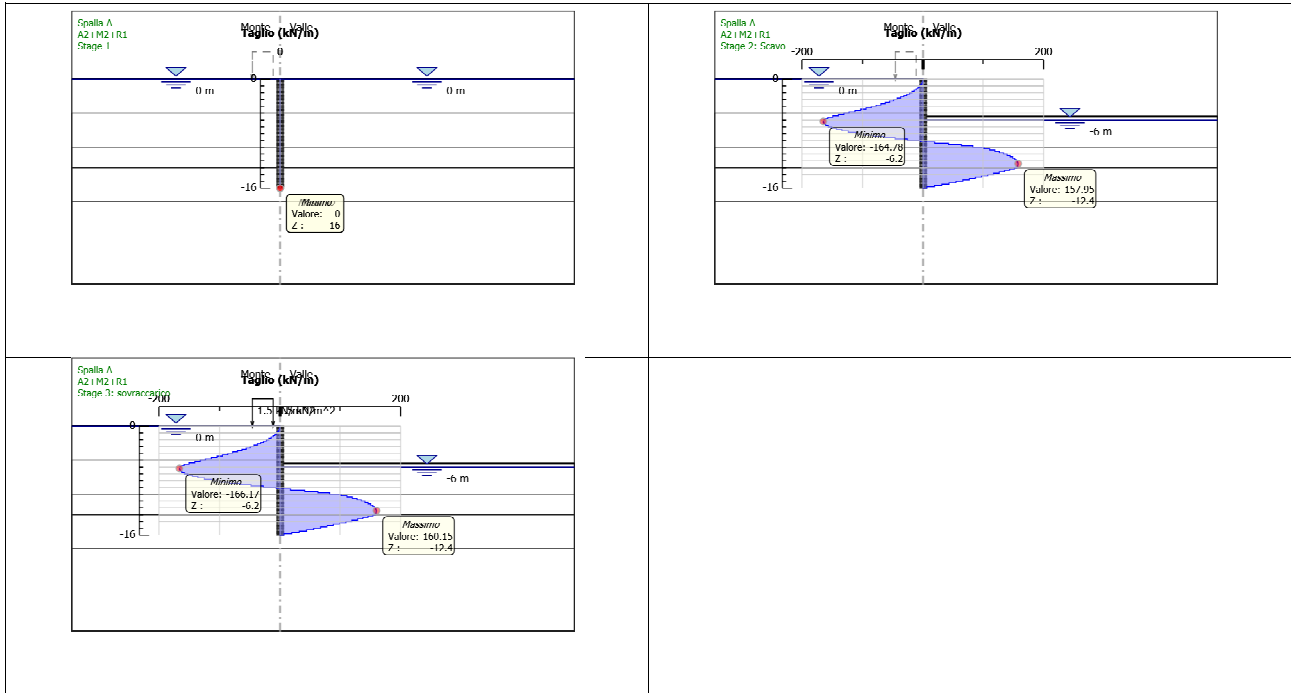


5.3. Risultati A2+M2+R1

5.3.1. Tabella Grafici dei Risultati







6. Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali

Normative Verifiche	
Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

Coefficienti per Verifica Tiranti	
GEO FS	1
ξ_{a3}	1.55
γ_s	1.1

6.1. Riepilogo Stage / Design Assumption per Involuppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2: Scavo	Stage 3: sovraccarico
SLE (Rara)	V	V	V
A1+M1+R1	V	V	V
A2+M2+R1	V	V	V

6.2. Risultati Caver

6.2.1. Tabella Involuppi Apertura Fessure - Caver : LEFT

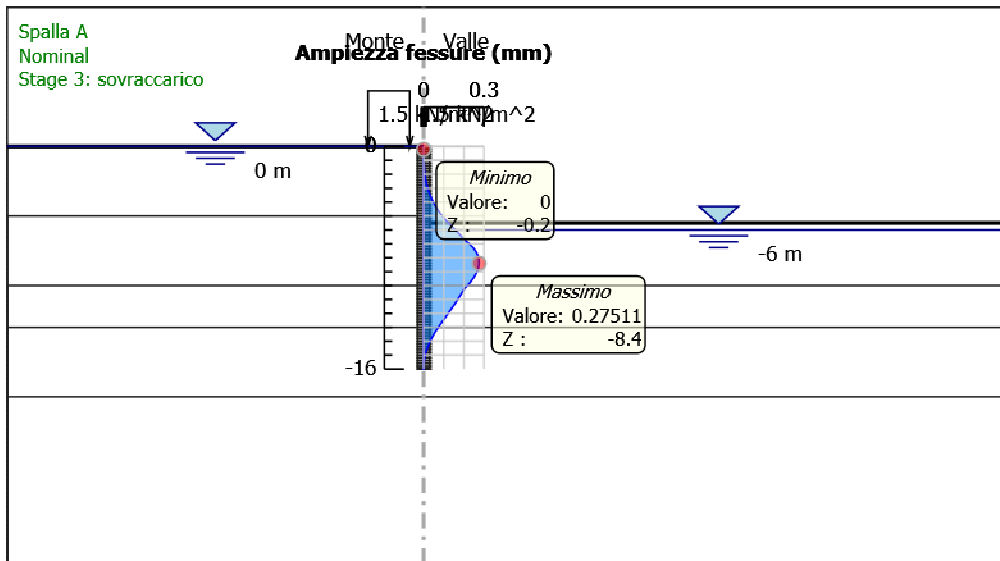
Involuppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
0	0
-0.2	0
-0.4	0
-0.6	0
-0.8	0
-1	0.001
-1.2	0.001
-1.4	0.002
-1.6	0.003
-1.8	0.004
-2	0.006
-2.2	0.008
-2.4	0.01
-2.6	0.013
-2.8	0.016
-3	0.02
-3.2	0.024
-3.4	0.029
-3.6	0.035
-3.8	0.041
-4	0.048

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-4.2	0.055
-4.4	0.064
-4.6	0.073
-4.8	0.083
-5	0.093
-5.2	0.105
-5.4	0.117
-5.6	0.13
-5.8	0.144
-6	0.158
-6.2	0.171
-6.4	0.184
-6.6	0.197
-6.8	0.211
-7	0.228
-7.2	0.241
-7.4	0.253
-7.6	0.262
-7.8	0.268
-8	0.273
-8.2	0.275
-8.4	0.275
-8.6	0.273
-8.8	0.27

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-9	0.265
-9.2	0.258
-9.4	0.25
-9.6	0.241
-9.8	0.23
-10	0.217
-10.2	0.204
-10.4	0.195
-10.6	0.187
-10.8	0.178
-11	0.169
-11.2	0.16
-11.4	0.151
-11.6	0.141
-11.8	0.131
-12	0.122
-12.2	0.112
-12.4	0.102
-12.6	0.092
-12.8	0.083
-13	0.073
-13.2	0.063
-13.4	0.055
-13.6	0.046

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-13.8	0.039
-14	0.032
-14.2	0.026
-14.4	0.021
-14.6	0.016
-14.8	0.012
-15	0.008
-15.2	0.005
-15.4	0.003
-15.6	0.001
-15.8	0
-16	0

6.2.2. Grafico Involuppi Apertura Fessure - Caver



Involuppi

Apertura Fessure - Caver

6.2.3. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver : LEFT

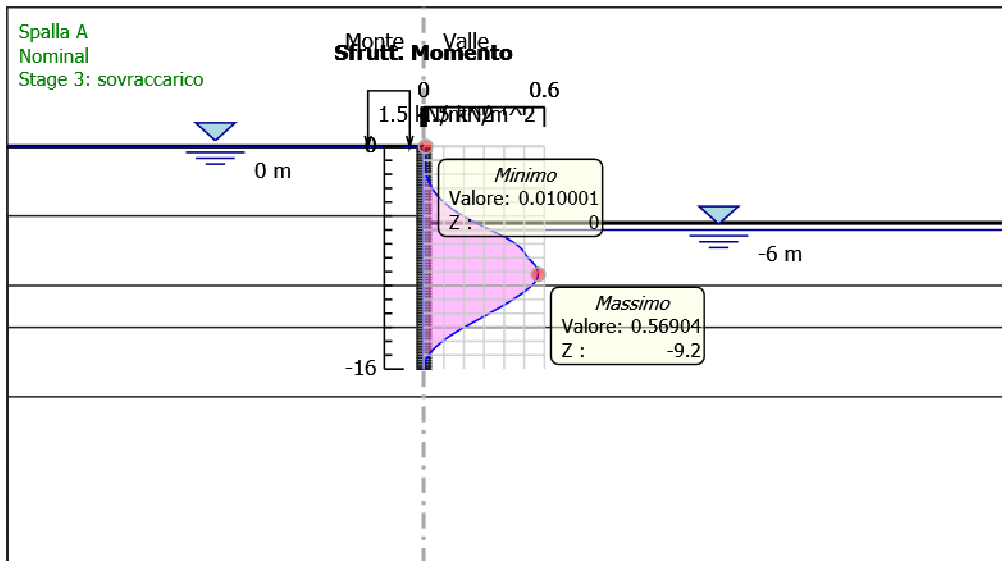
Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
0	0.01
-0.2	0.01
-0.4	0.01
-0.6	0.01
-0.8	0.01
-1	0.01
-1.2	0.01
-1.4	0.01
-1.6	0.01
-1.8	0.01
-2	0.012
-2.2	0.017
-2.4	0.022
-2.6	0.027
-2.8	0.034
-3	0.042
-3.2	0.051
-3.4	0.061
-3.6	0.073
-3.8	0.086
-4	0.1
-4.2	0.116

Involupi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-4.4	0.134
-4.6	0.153
-4.8	0.173
-5	0.196
-5.2	0.22
-5.4	0.246
-5.6	0.274
-5.8	0.302
-6	0.331
-6.2	0.36
-6.4	0.387
-6.6	0.413
-6.8	0.436
-7	0.457
-7.2	0.474
-7.4	0.489
-7.6	0.5
-7.8	0.508
-8	0.517
-8.2	0.533
-8.4	0.546
-8.6	0.556
-8.8	0.564
-9	0.568

Involupi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-9.2	0.569
-9.4	0.566
-9.6	0.56
-9.8	0.55
-10	0.537
-10.2	0.521
-10.4	0.504
-10.6	0.485
-10.8	0.465
-11	0.444
-11.2	0.422
-11.4	0.399
-11.6	0.375
-11.8	0.351
-12	0.326
-12.2	0.301
-12.4	0.276
-12.6	0.251
-12.8	0.226
-13	0.202
-13.2	0.177
-13.4	0.155
-13.6	0.133
-13.8	0.113

Involupi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-14	0.094
-14.2	0.077
-14.4	0.061
-14.6	0.047
-14.8	0.035
-15	0.025
-15.2	0.016
-15.4	0.01
-15.6	0.01
-15.8	0.01
-16	0.01

6.2.4. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Cover



Inviluppi

Tasso di Sfruttamento a Momento - Cover

6.3.5. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver : LEFT

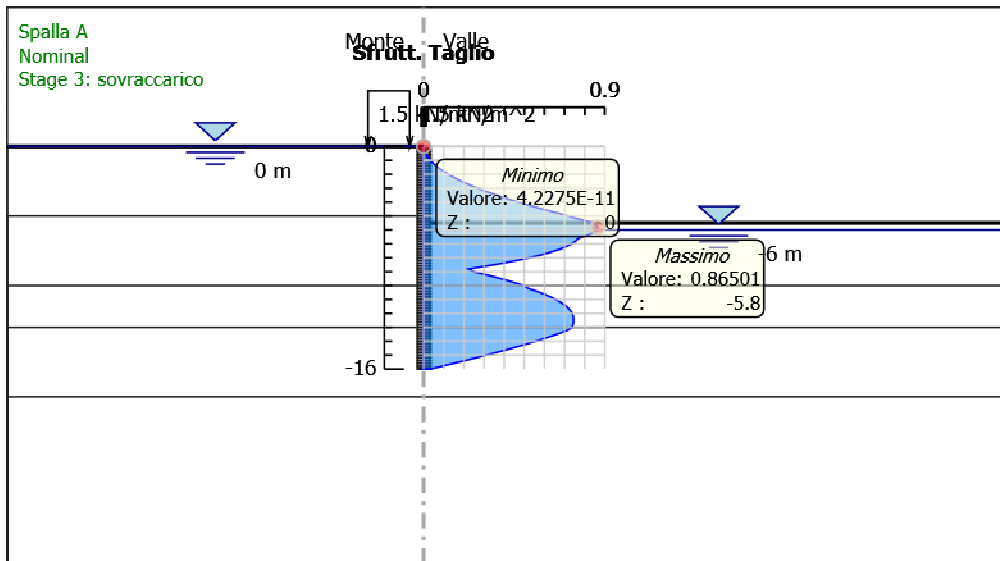
Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
0	0
-0.2	0.002
-0.4	0.007
-0.6	0.013
-0.8	0.022
-1	0.033
-1.2	0.047
-1.4	0.063
-1.6	0.08
-1.8	0.101
-2	0.123
-2.2	0.148
-2.4	0.175
-2.6	0.204
-2.8	0.235
-3	0.269
-3.2	0.305
-3.4	0.343
-3.6	0.383
-3.8	0.425
-4	0.47
-4.2	0.517

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-4.4	0.566
-4.6	0.618
-4.8	0.671
-5	0.717
-5.2	0.766
-5.4	0.818
-5.6	0.856
-5.8	0.865
-6	0.865
-6.2	0.845
-6.4	0.81
-6.6	0.768
-6.8	0.755
-7	0.735
-7.2	0.708
-7.4	0.673
-7.6	0.631
-7.8	0.581
-8	0.524
-8.2	0.46
-8.4	0.388
-8.6	0.309
-8.8	0.223
-9	0.25

Involupi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-9.2	0.306
-9.4	0.359
-9.6	0.408
-9.8	0.454
-10	0.498
-10.2	0.518
-10.4	0.559
-10.6	0.596
-10.8	0.628
-11	0.657
-11.2	0.681
-11.4	0.701
-11.6	0.717
-11.8	0.73
-12	0.738
-12.2	0.743
-12.4	0.745
-12.6	0.745
-12.8	0.743
-13	0.735
-13.2	0.717
-13.4	0.68
-13.6	0.641
-13.8	0.6

Involupi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-14	0.556
-14.2	0.511
-14.4	0.463
-14.6	0.414
-14.8	0.363
-15	0.311
-15.2	0.258
-15.4	0.203
-15.6	0.147
-15.8	0.089
-16	0.03

6.3.6. Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver



Involuppi

Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver



Report di Calcolo

Nome Progetto: Opere provvisionali Viadotto Fibbio, scavi con palancole

Jobname: \\psf\Home\Documents\IG\20829\02Progetto_Definitivo\Revisione_01\VR-Montebello\Calcoli\Viadotto_Fibbio\Viadotto Fibbio - Pile_palancole.pplus

Data: 31/07/2015 16.12.31

1. Descrizione del Software

ParatiePlus 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.

2. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;0)
(0;0)
(42.5;0)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-4.5)
(0;-4.5)
(42.5;-4.5)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-10)
(0;-10)
(42.5;-10)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-13)
(0;-13)
(42.5;-13)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-18)
(42.5;-18)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ_{cv}	ϕ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	kN/m ²	kN/m ²			kN/m ²	kN/m ²				kN/m ²		kN/m ²	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	Limi argilosi	18.5	18.5	26			0		Constant		10000	16000									
2	Ghiaia	19	19	36			0		Constant		60000	96000									
3	Sabbia	18	18	34			0		Constant		40000	64000									
4	Limi argilosi	18.5	18.5	26			0		Constant		10000	16000									
5	Sabbia	18	18	34			0		Constant		40000	64000									

3. Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Muro di sinistra

Sezione : Palancole

Area equivalente : 0.0200236666666667 m

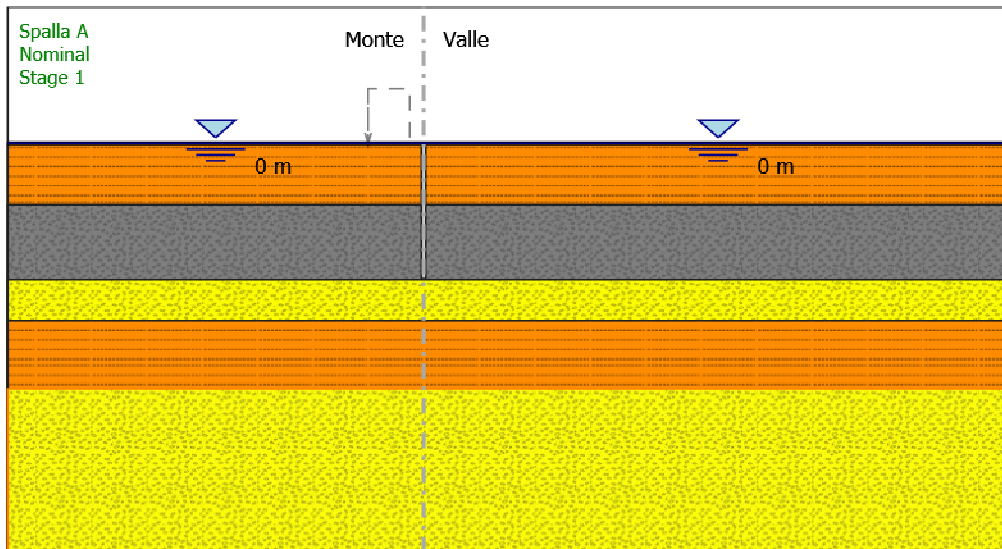
Inerzia equivalente : 0.0006 m⁴/m

Profilo palancole : AZ 28-700



4. Fasi di Calcolo

4.1. Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : 0 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

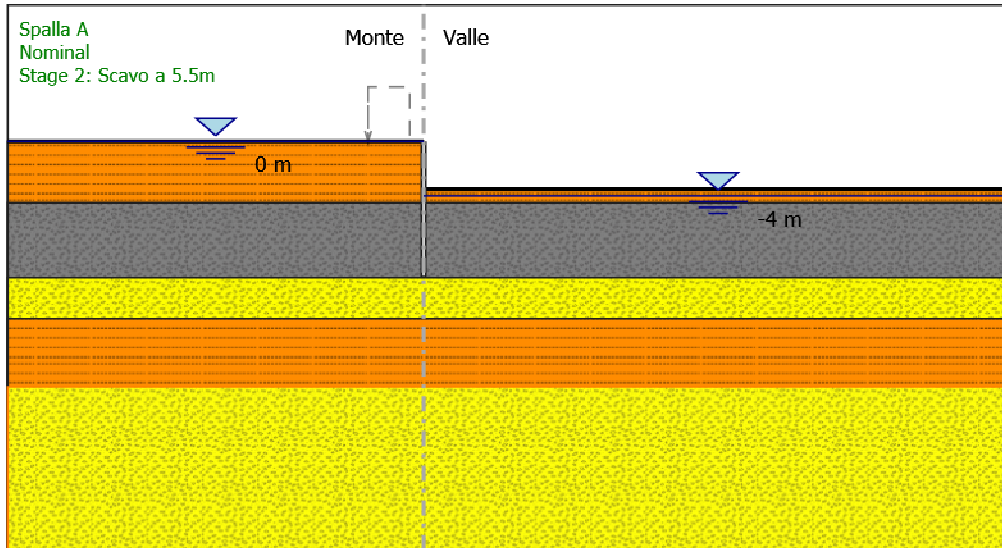
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : Palancole

4.2. Stage 2: Scavo a 5.5m



Stage 2: Scavo a 5.5m

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -3.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-3.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -4 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

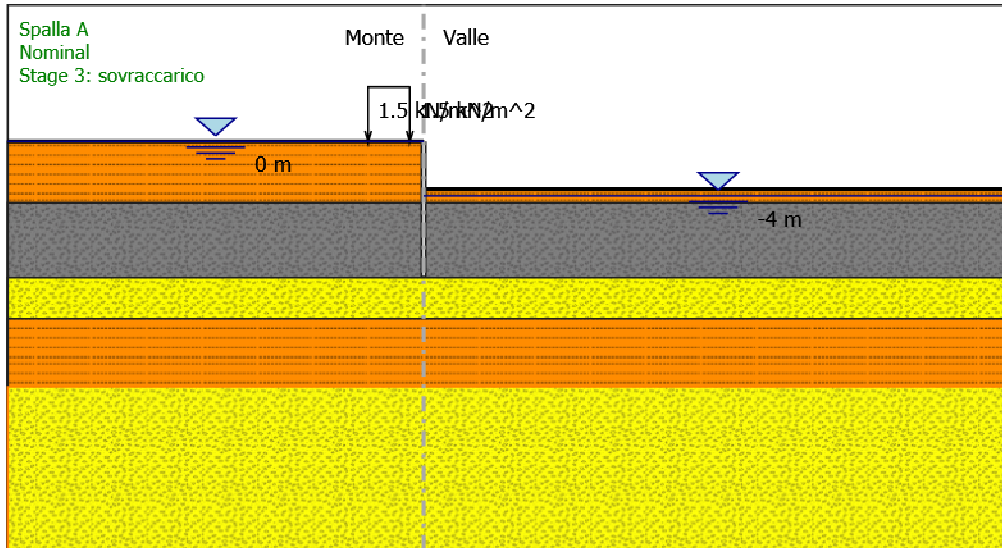
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : Palancole

4.3. Stage 3: sovraccarico



Stage 3: sovraccarico

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -3.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-3.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -4 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -4 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 1.5 kN/m²

Pressione finale : 1.5 kN/m²

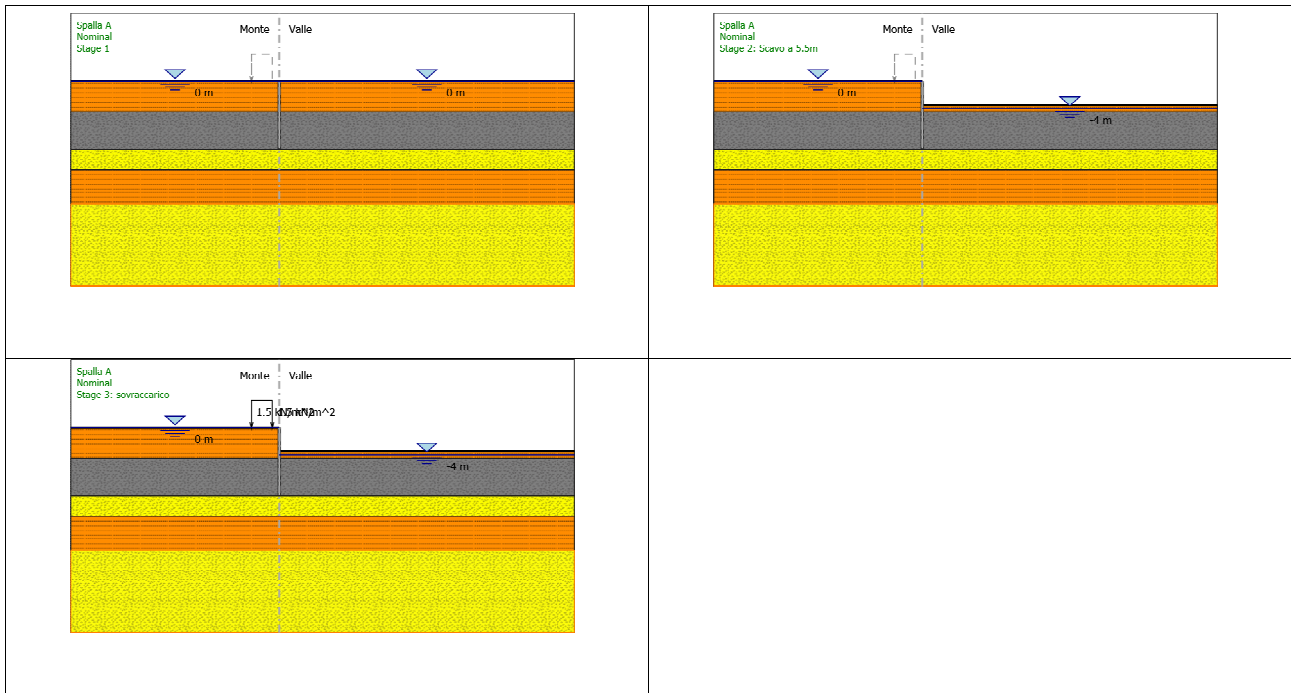
Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

X : 0 m

Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -10 m
Sezione : Palancole

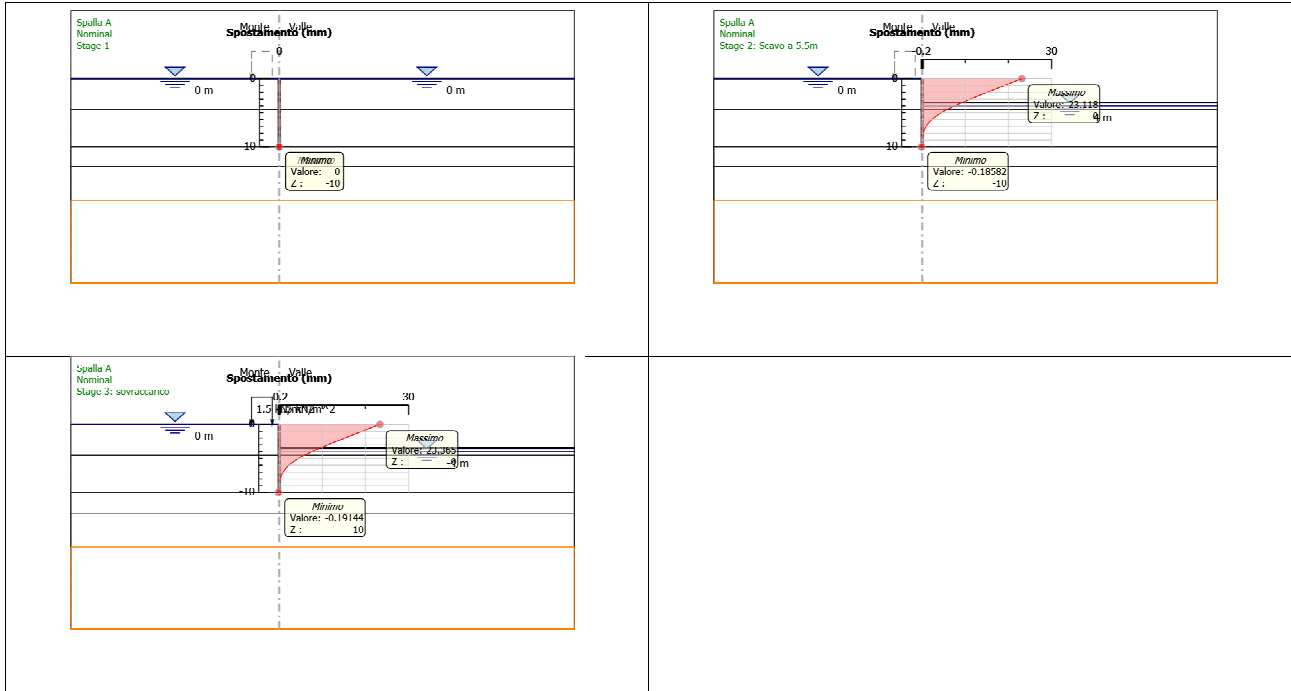
4.4. Tabella Configurazione Stage (Nominal)



5. Grafici dei Risultati

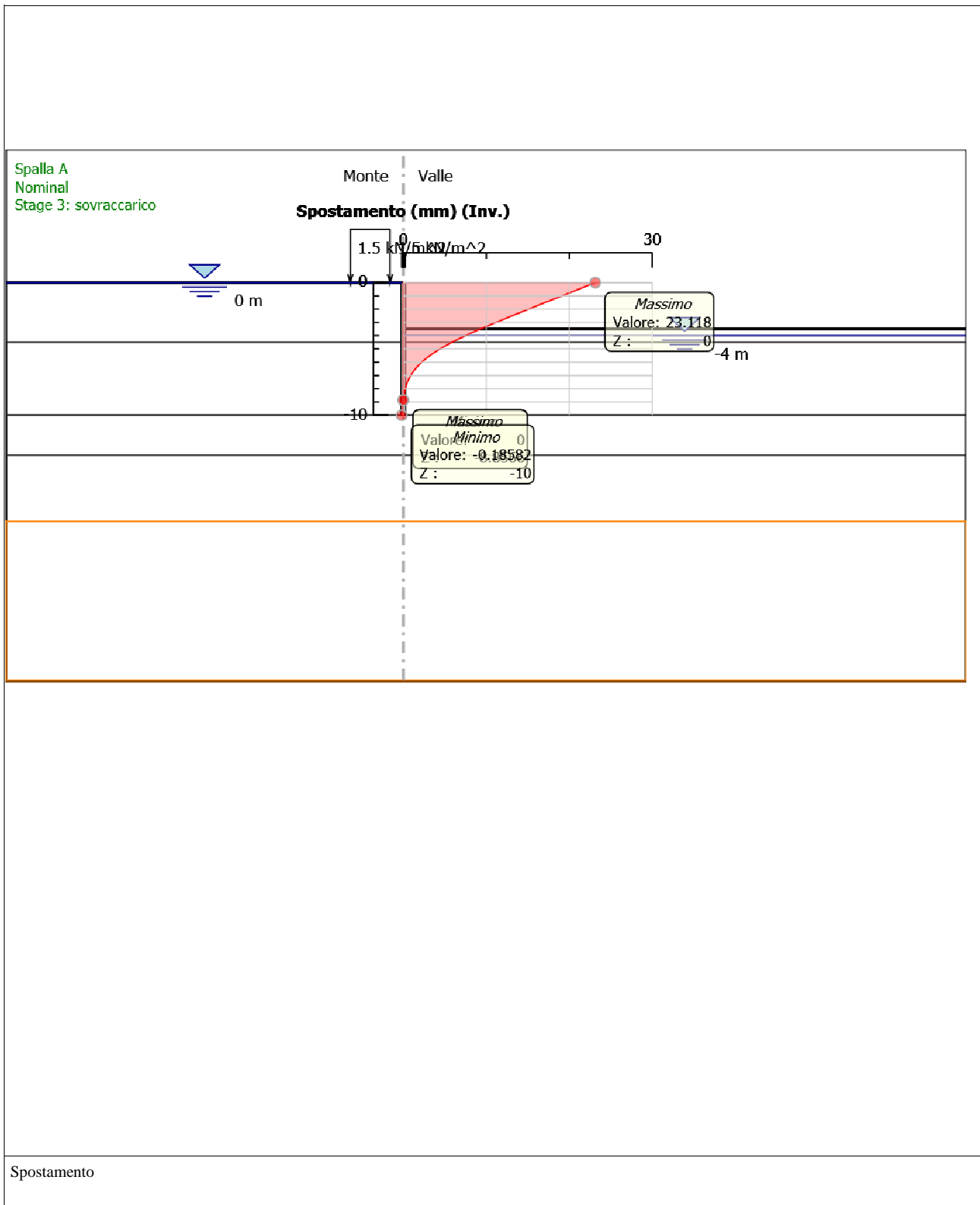
5.1. Design Assumption : Nominal

5.1.1. Grafici Spostamento in tabella



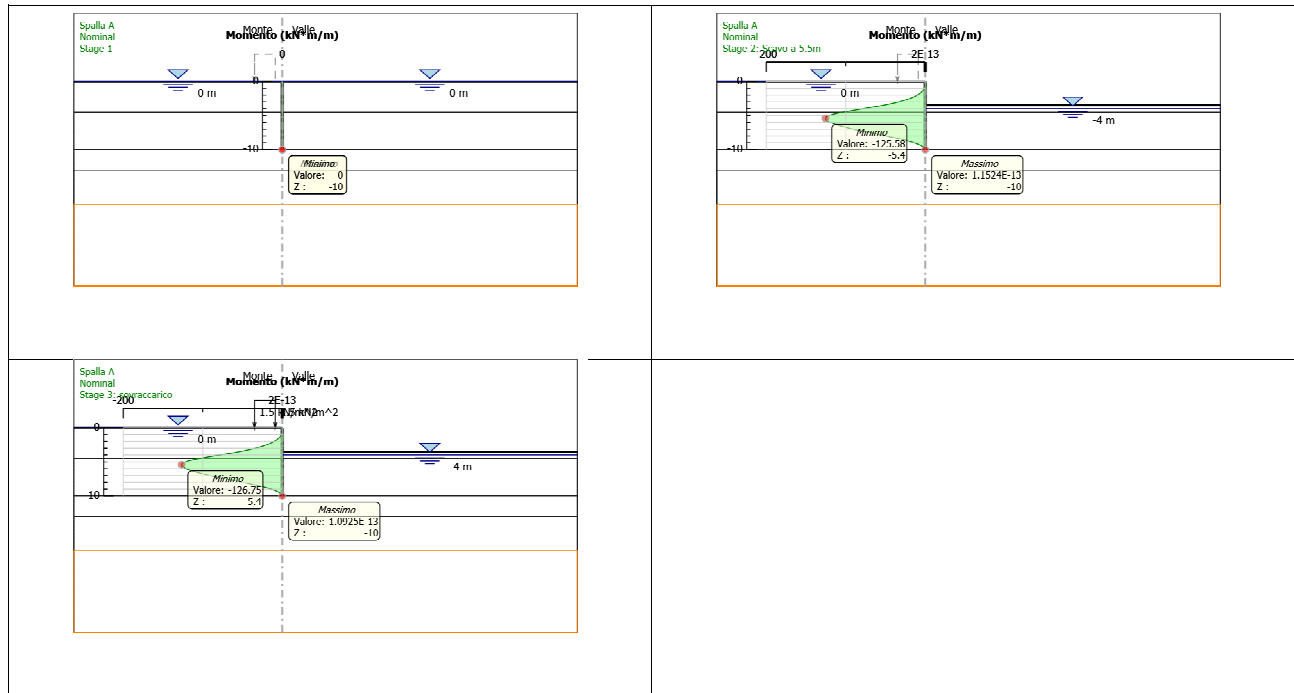
5.2. Involuppi Spostamento Nominal

5.2.1. Grafico Involuppi Spostamento

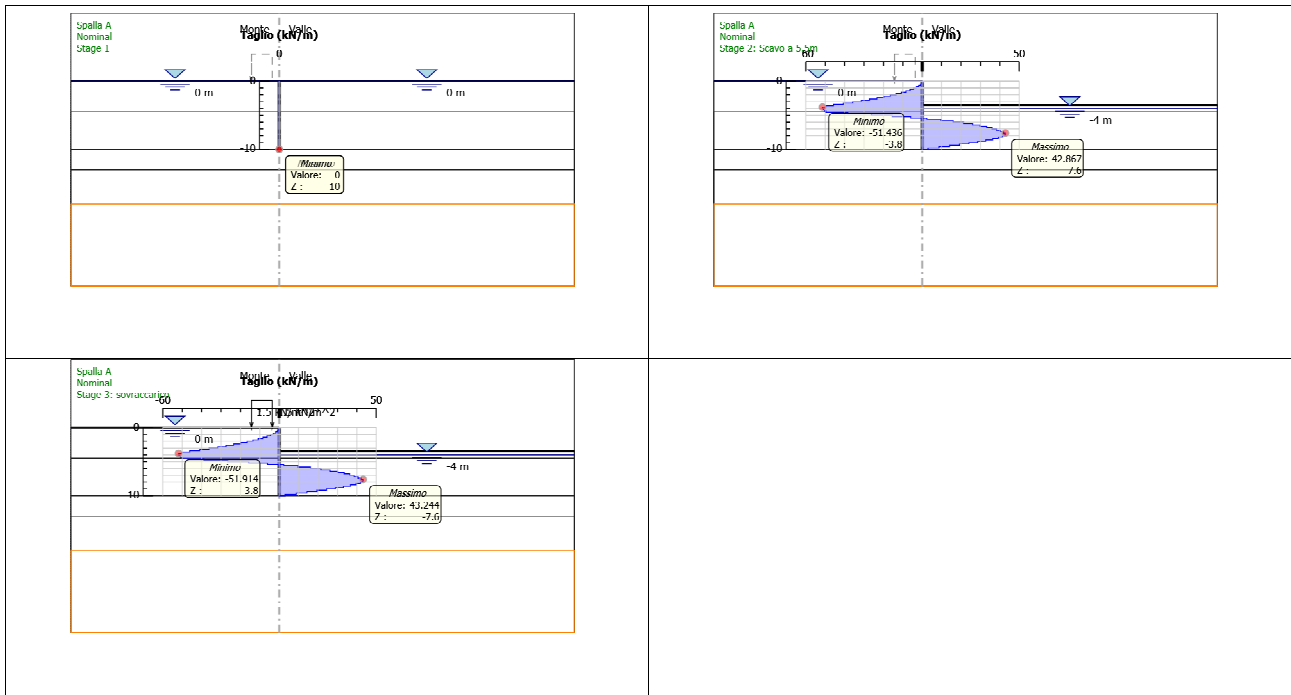


5.3. Risultati Paratia

5.3.1. Grafico Momento Nominal

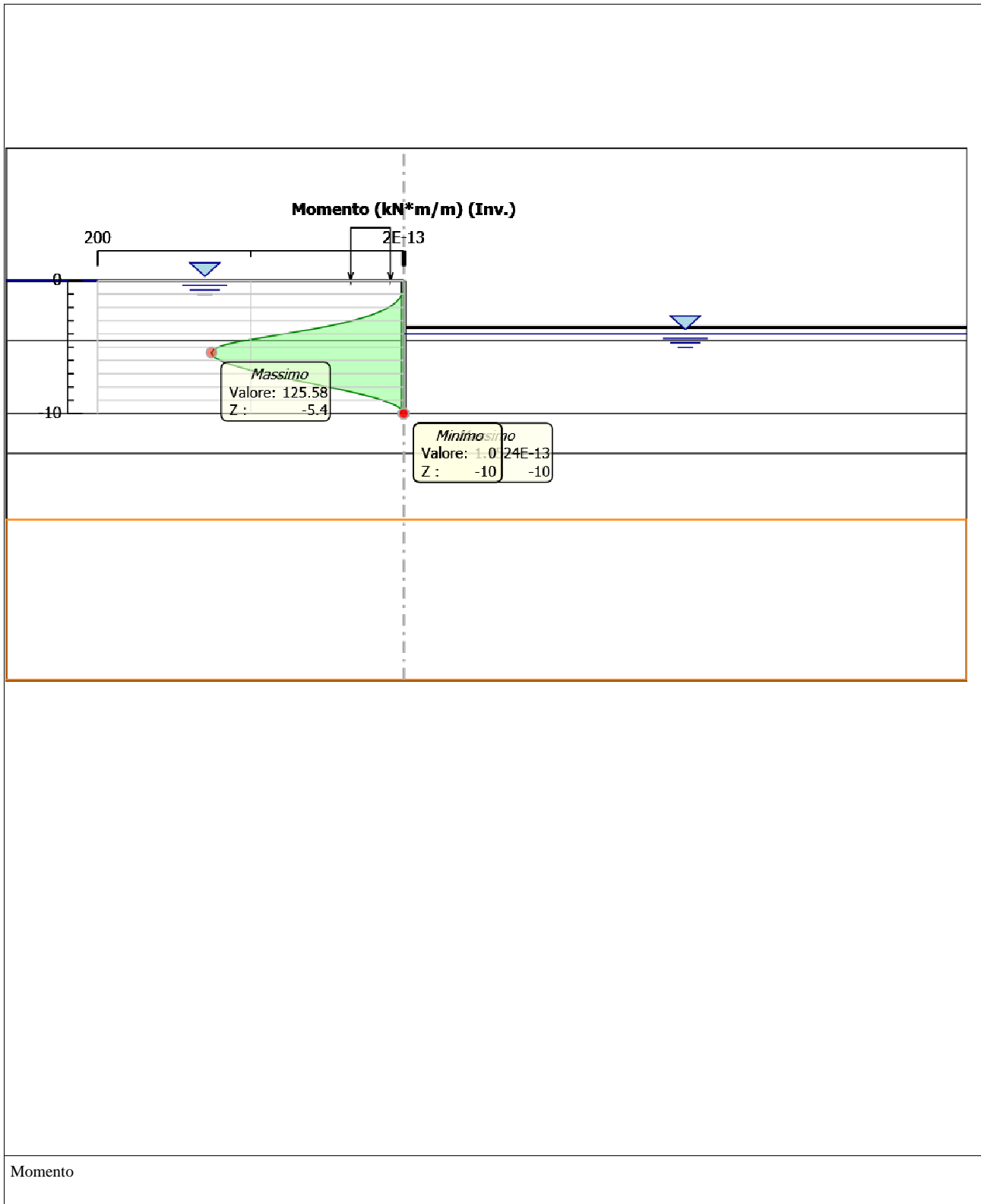


5.3.2. Grafico Taglio Nominal

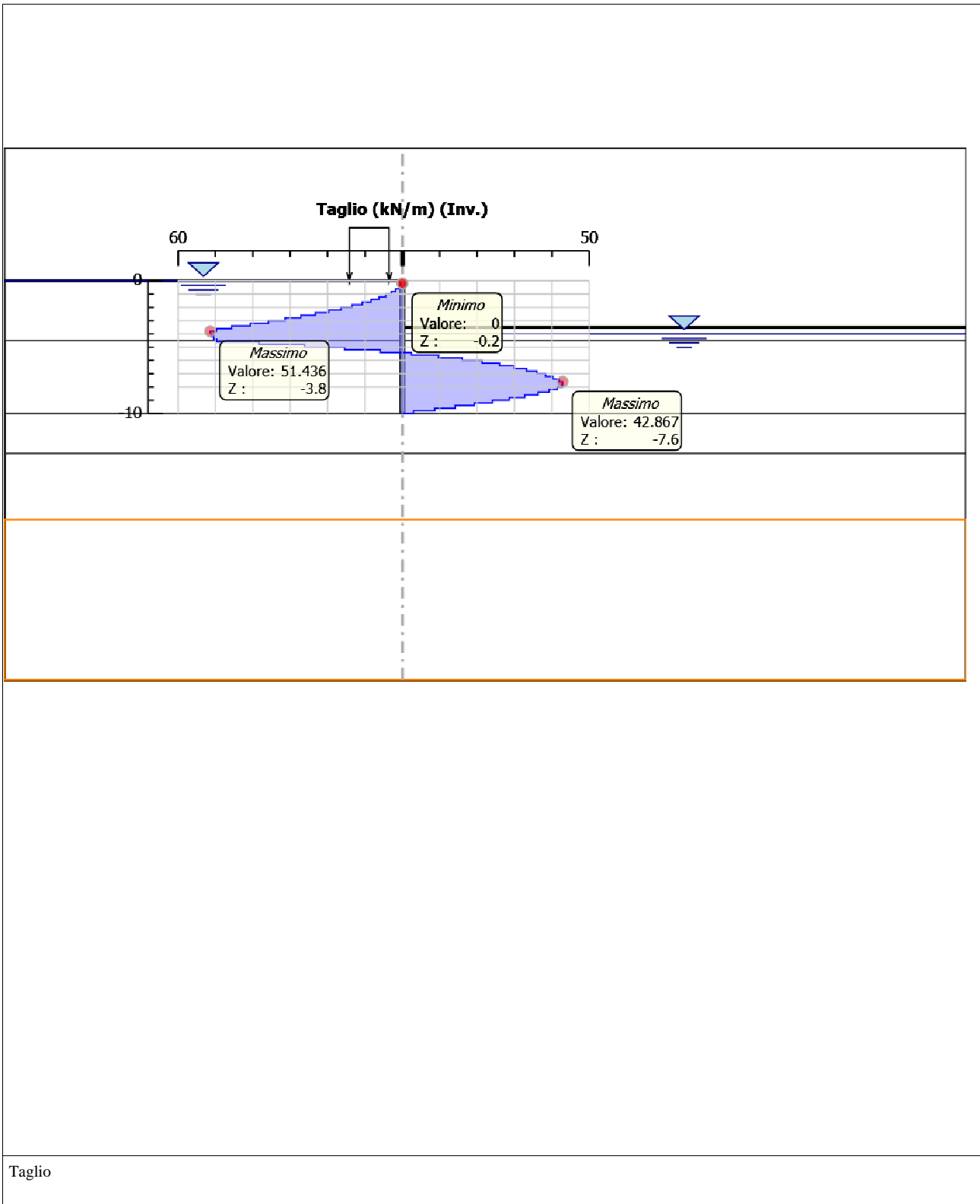


5.4. Inviluppi Risultati Paratia Nominal

5.4.1. Grafico Involuppi Momento Nominal



5.4.2. Grafico Involuppi Taglio Nominal



5.5. Riepilogo spinte

Design Assumption: Nominal	Tipo Risultato: Riepilogo spinte	Muro:	LEFT	Lato	LEFT		
Stage	Vera effettiva (kN/m)	Pressione neutra (kN/m)	Vera Totale (kN/m)	Min ammissibile (kN/m)	Max ammissibile (kN/m)	Percentuale di resistenza massima	Vera / Attiva
Stage 1	185.1	500	685.1	102.6	2743.4	6.75%	1.8
Stage 2: Scavo a 5.5m	218.5	221.5	440	171.7	4423.2	4.94%	1.27
Stage 3: sovraccarico	219.8	221.5	441.3	172.9	4448.4	4.94%	1.27

Design Assumption: Nominal	Tipo Risultato: Riepilogo spinte	Muro:	LEFT	Lato	RIGHT		
Stage	Vera effettiva (kN/m)	Pressione neutra (kN/m)	Vera Totale (kN/m)	Min ammissibile (kN/m)	Max ammissibile (kN/m)	Percentuale di resistenza massima	Vera / Attiva
Stage 1	185.1	500	685.1	102.6	2743.4	6.75%	1.8
Stage 2: Scavo a 5.5m	237	203	440	42.7	1347.3	17.59%	5.55
Stage 3: sovraccarico	238.3	203	441.3	42.7	1347.3	17.69%	5.58

6. Descrizione Coefficienti Design Assumption

Coefficienti A

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_seism_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Lato Valle (F_WaterRes)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_QDStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
A1+M1+R1	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Coefficienti M

Nome	Parziale su tan(ϕ') (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohes)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	1
A1+M1+R1	1	1	1	1	1
A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

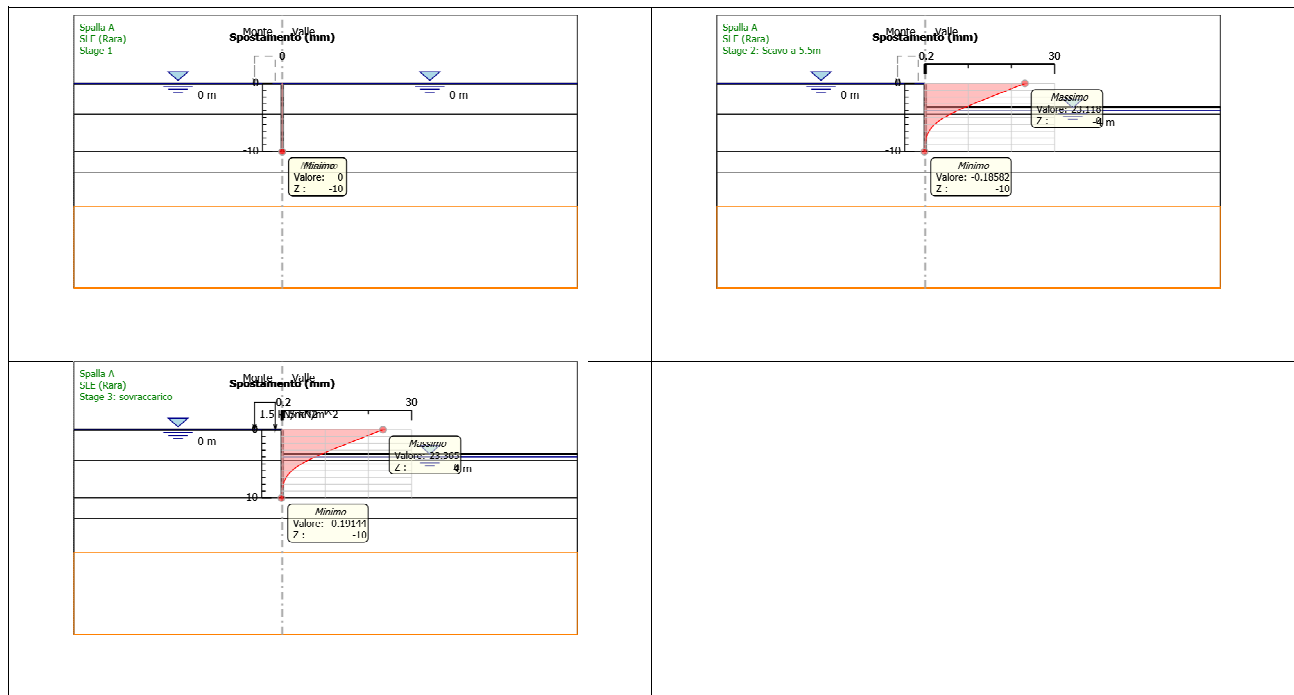
Coefficienti R

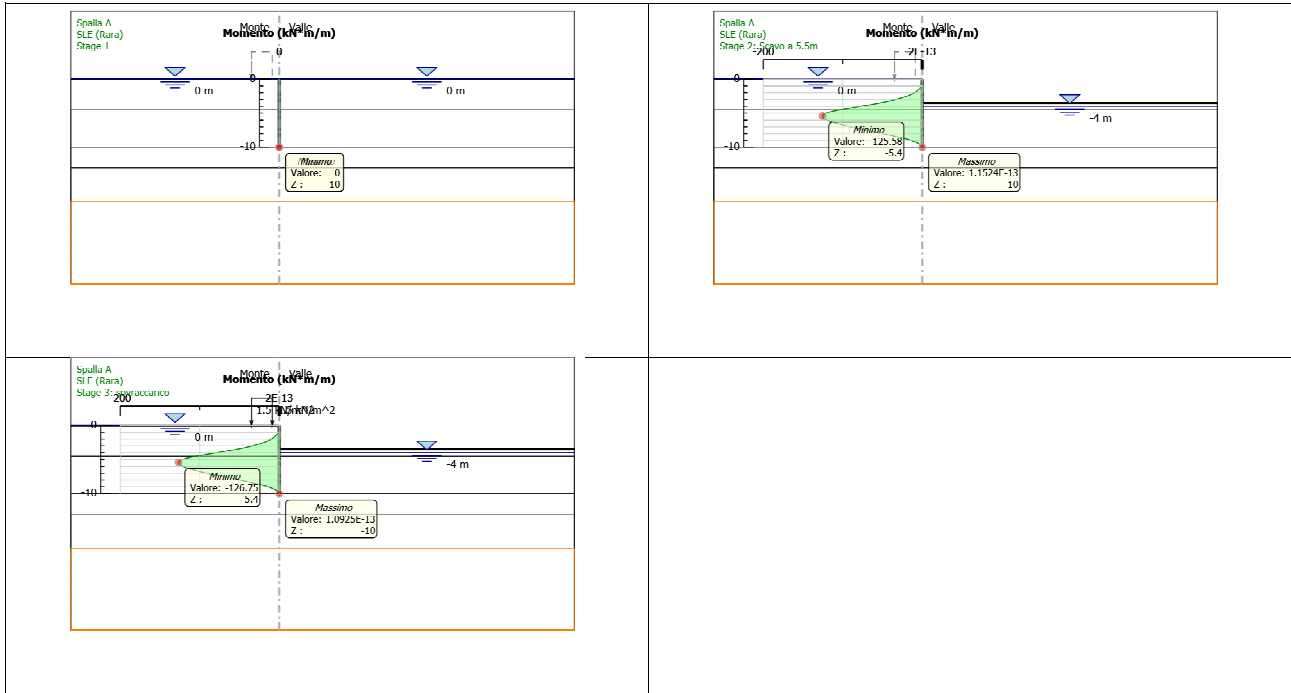
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)

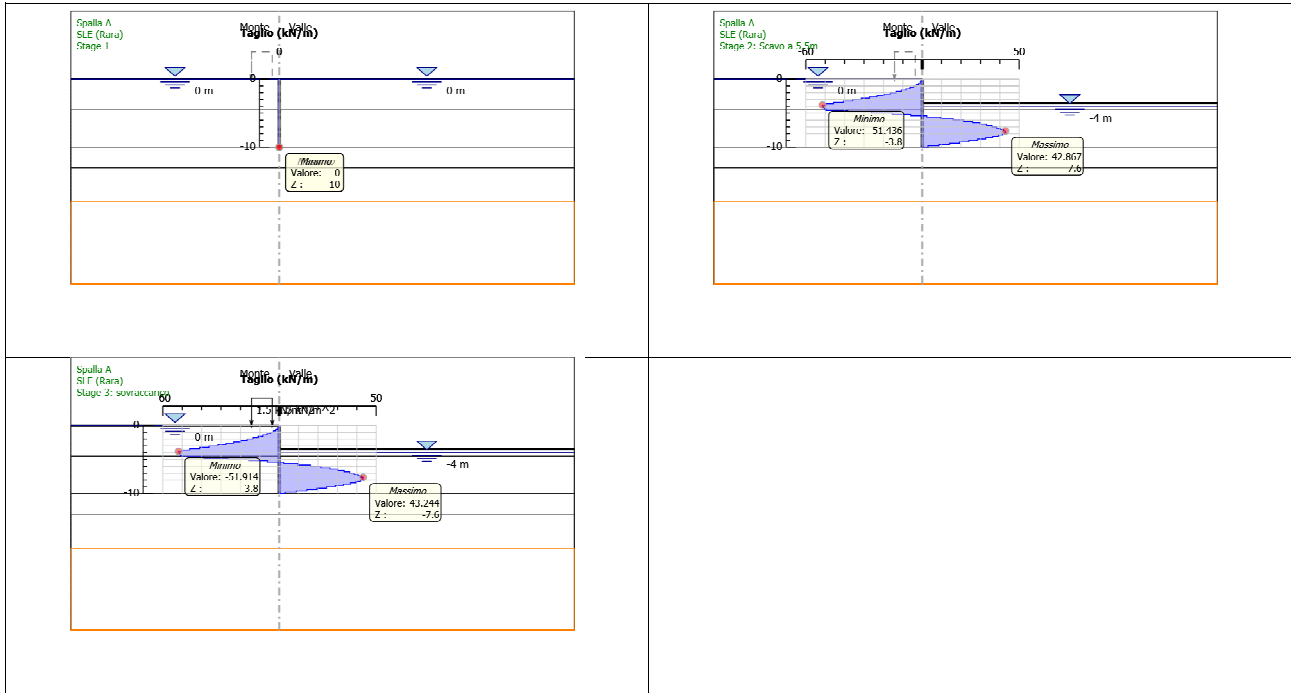
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1
A1+M1+R1	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

6.1. Risultati SLE (Rara)

6.1.1. Tabella Grafici dei Risultati

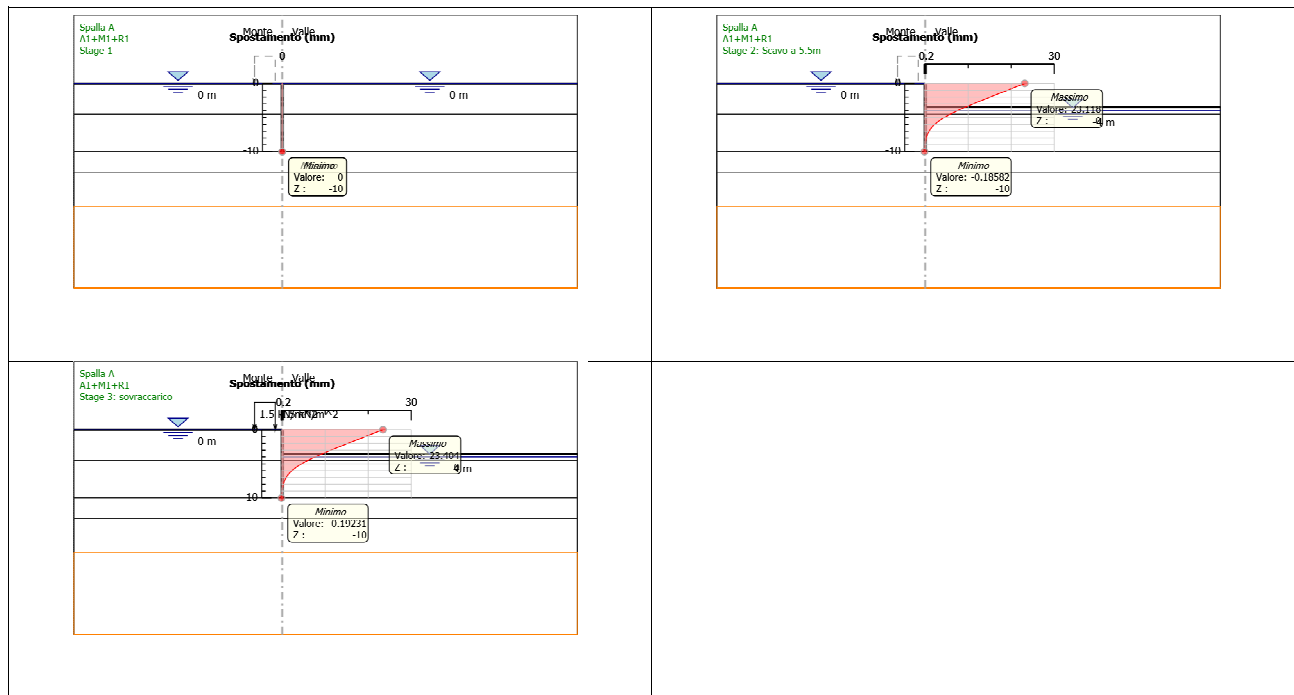


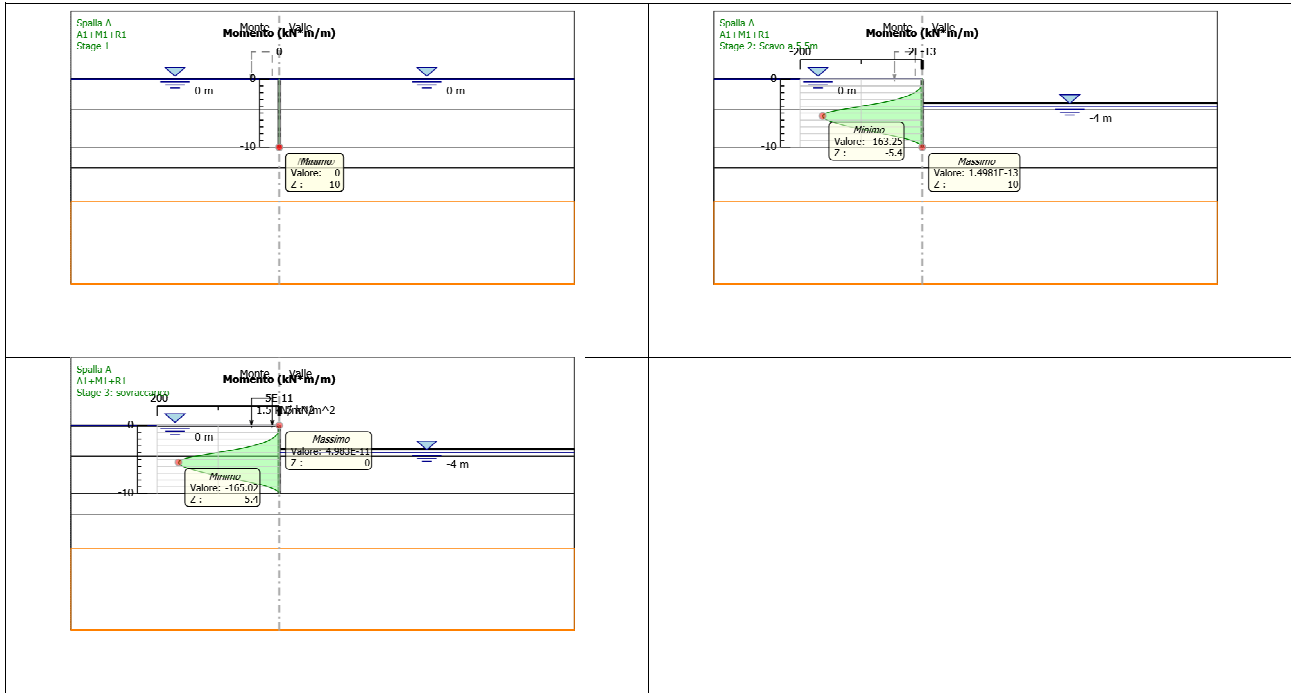


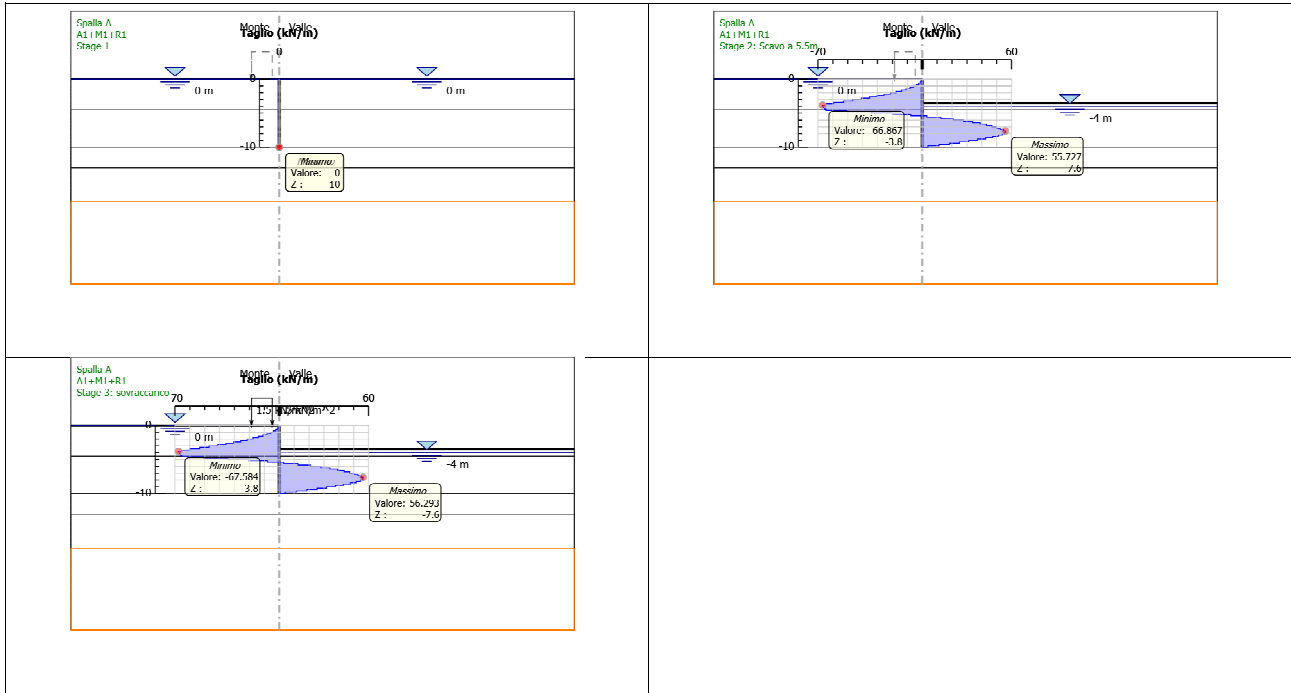


6.2. Risultati A1+M1+R1

6.2.1. Tabella Grafici dei Risultati

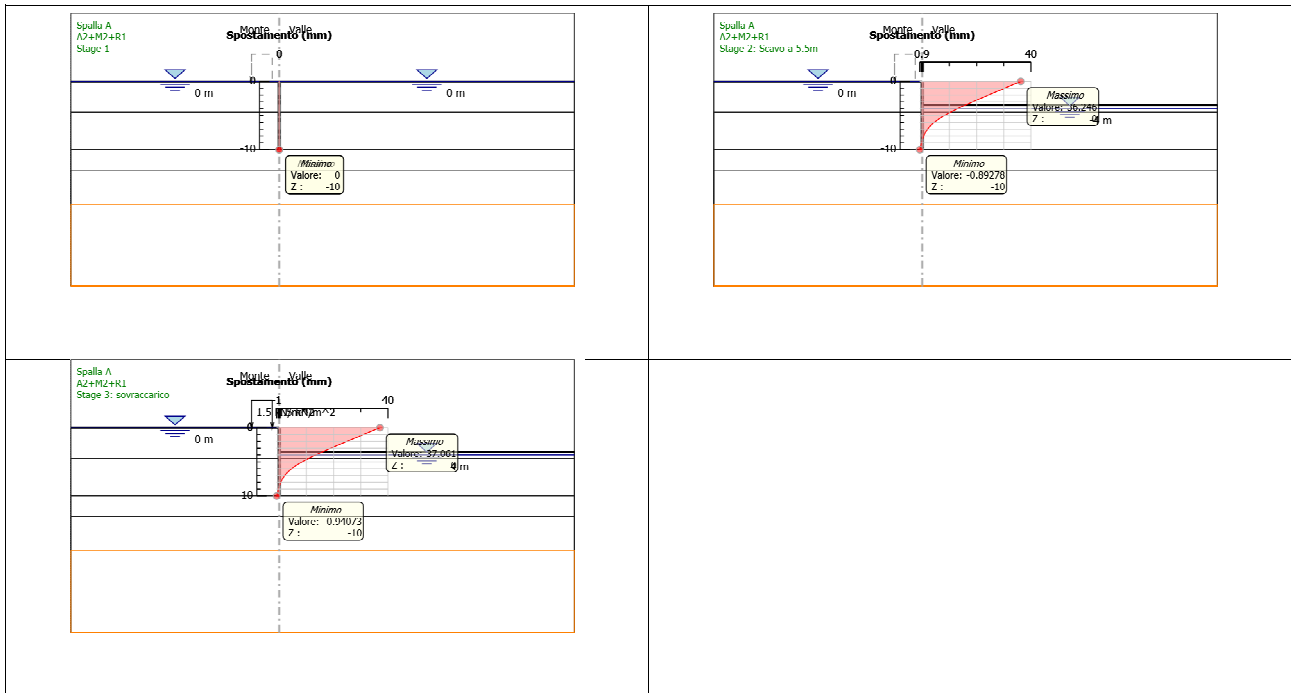


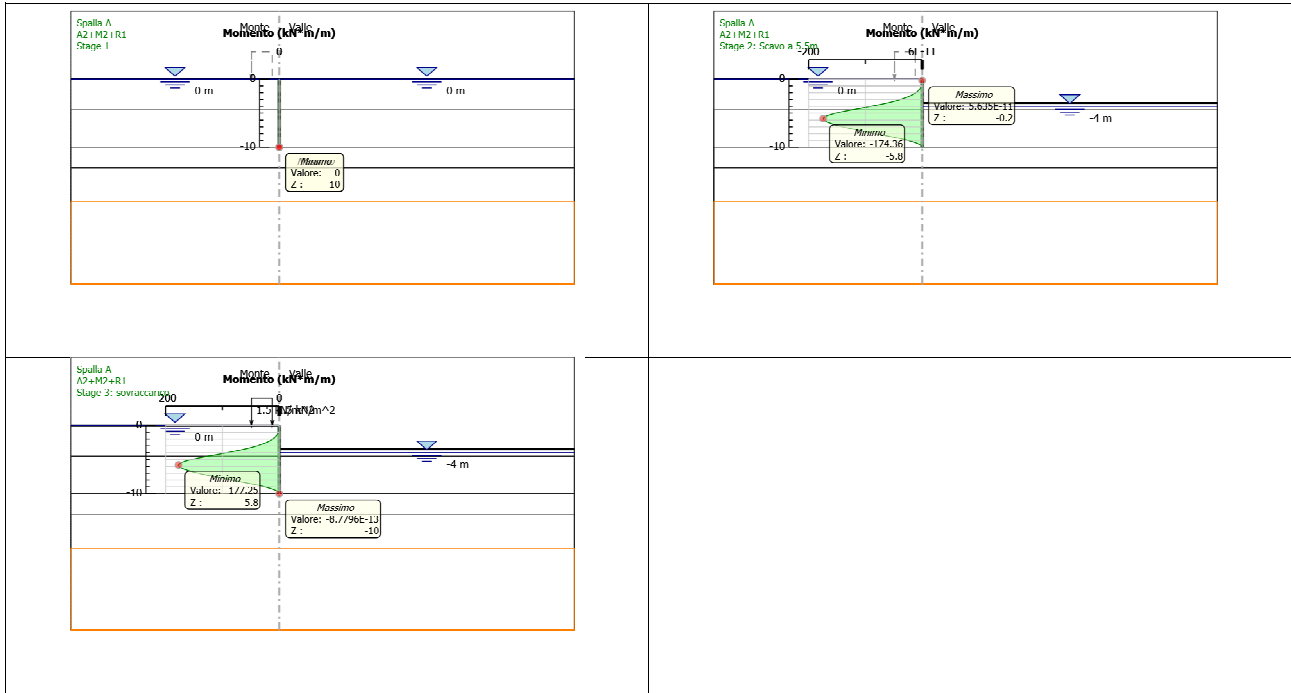


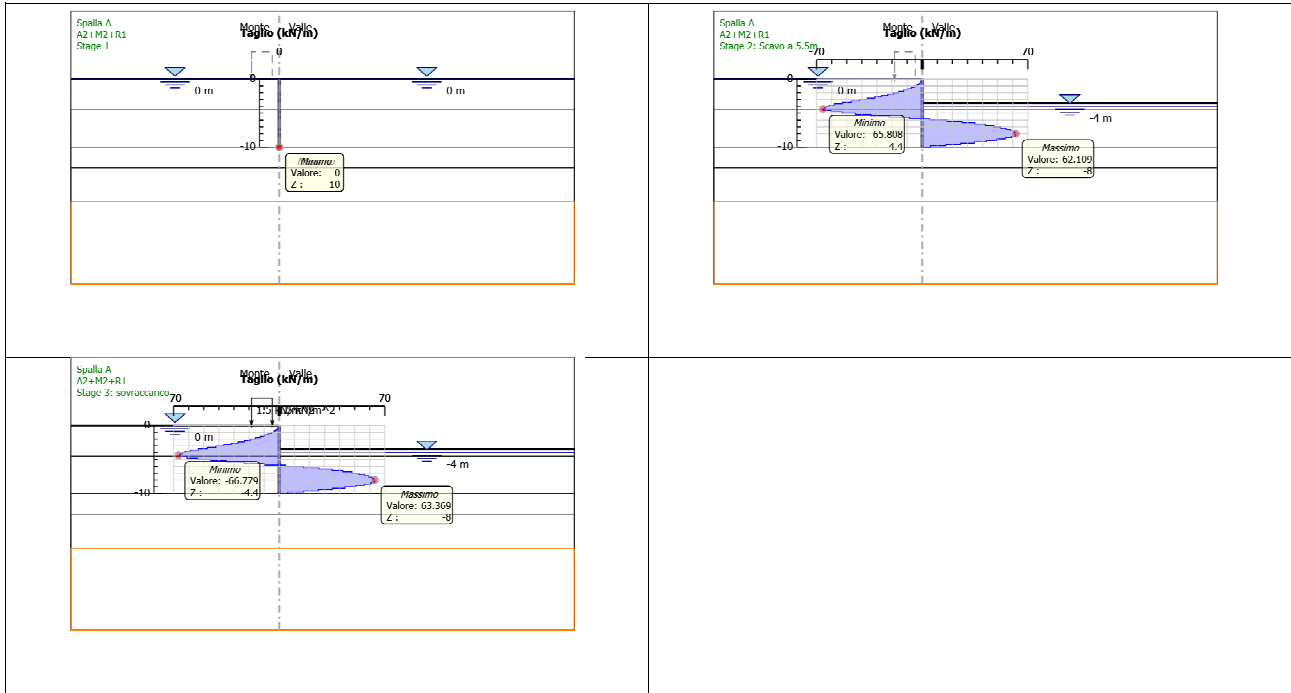


6.3. Risultati A2+M2+R1

6.3.1. Tabella Grafici dei Risultati

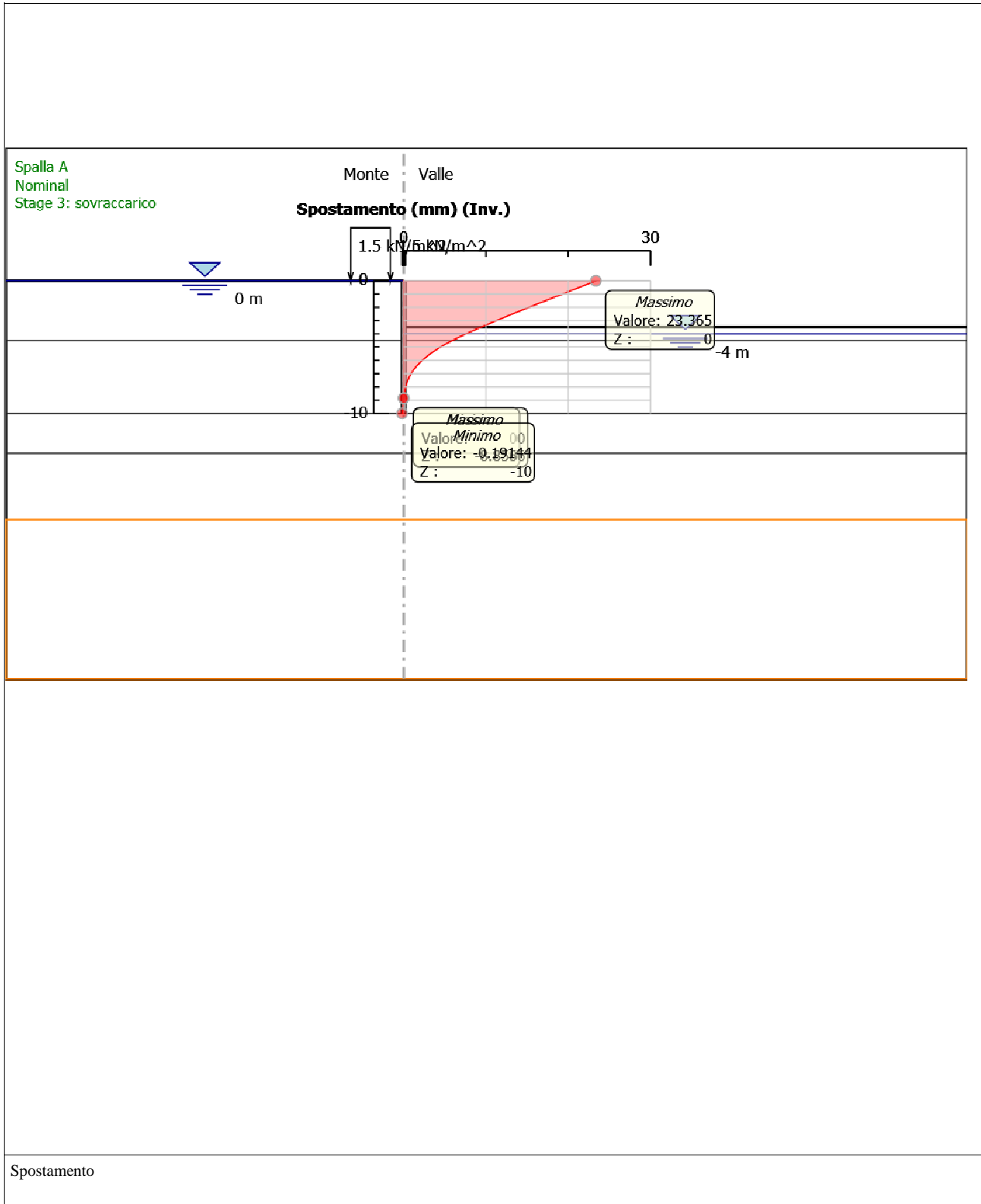




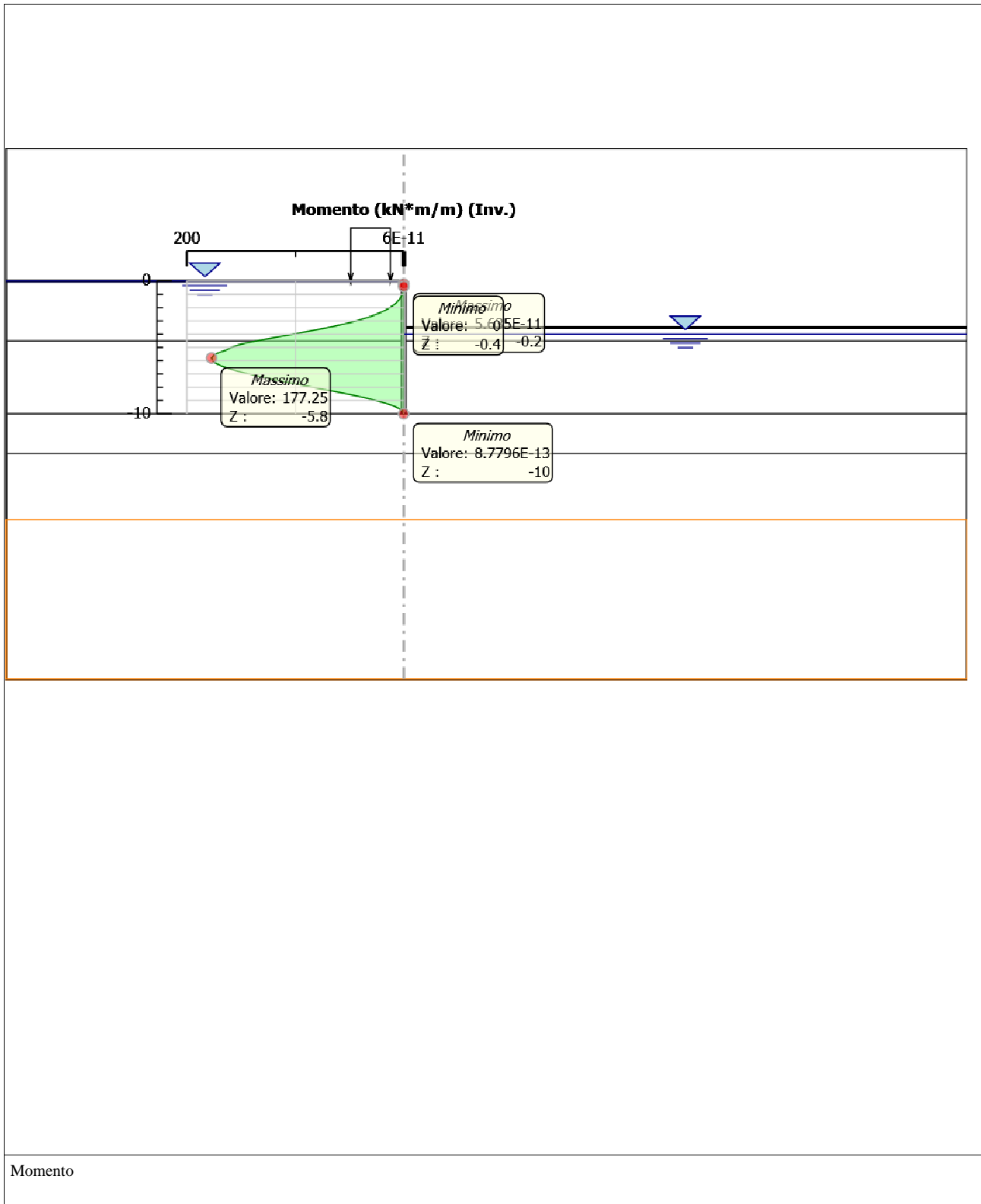


7. Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

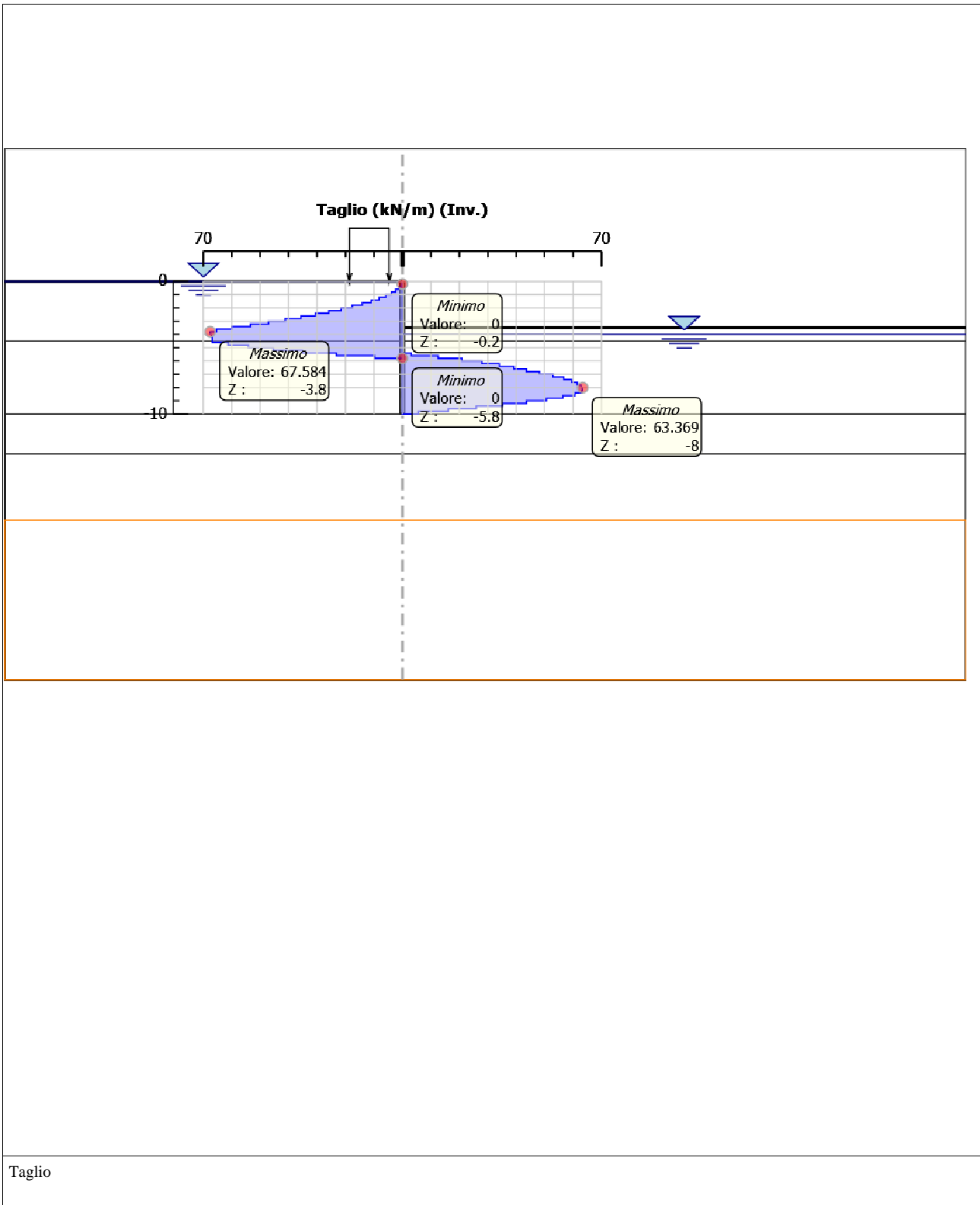
7.1. Grafico Inviluppi Spostamento



7.2. Grafico Involuppi Momento



7.3. Grafico Involuppi Taglio



7.4. Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
A2+M2+R1	Stage 1	Left Wall	LEFT	9.93
A2+M2+R1	Stage 3: sovraccarico	Left Wall	RIGHT	30.92

7.5. Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva
				%
A2+M2+R1	Stage 2: Scavo a 5.5m	Left Wall	LEFT	118.35
A2+M2+R1	Stage 1	Left Wall	RIGHT	141.66

8. Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali

Normative Verifiche	
Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

Coefficienti per Verifica Tiranti	
GEO FS	1
ξ_{a3}	1.55
γ_s	1.1

8.1. Riepilogo Stage / Design Assumption per Involuppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2: Scavo a 5.5m	Stage 3: sovraccarico
SLE (Rara)	V	V	V
A1+M1+R1	V	V	V
A2+M2+R1	V	V	V

8.2. Risultati SteelWorld

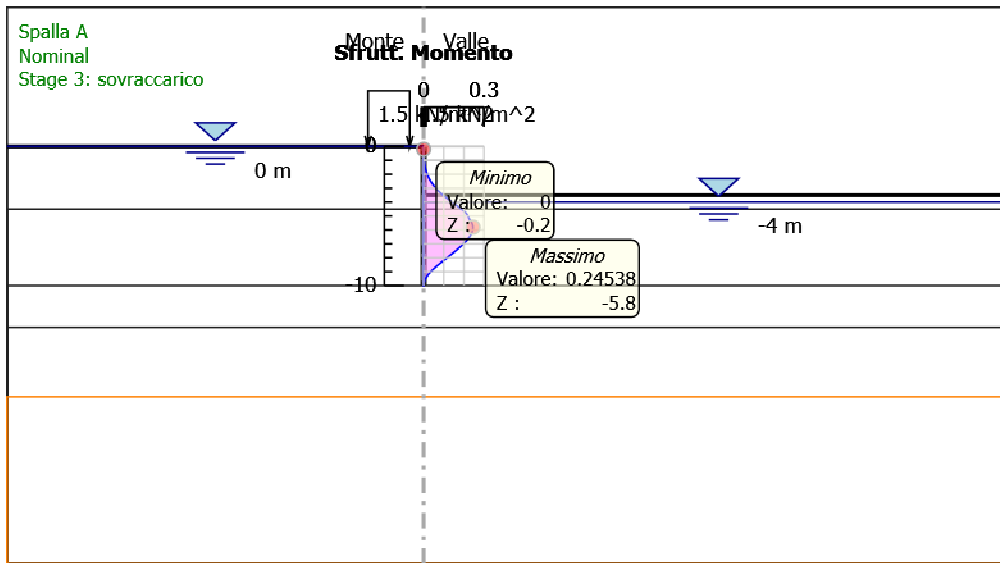
8.2.1. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld : LEFT

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld
0	0
-0.2	0
-0.4	0
-0.6	0
-0.8	0.001
-1	0.002
-1.2	0.003
-1.4	0.005
-1.6	0.007
-1.8	0.01
-2	0.014
-2.2	0.018
-2.4	0.024
-2.6	0.03
-2.8	0.038
-3	0.047
-3.2	0.057
-3.4	0.068
-3.6	0.081
-3.8	0.095
-4	0.109

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld
-4.2	0.123
-4.4	0.137
-4.6	0.151
-4.8	0.162
-5	0.169
-5.2	0.174
-5.4	0.175
-5.6	0.175
-5.8	0.172
-6	0.168
-6.2	0.162
-6.4	0.154
-6.6	0.146
-6.8	0.137
-7	0.127
-7.2	0.116
-7.4	0.105
-7.6	0.093
-7.8	0.081
-8	0.069
-8.2	0.058
-8.4	0.047
-8.6	0.037
-8.8	0.027

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld
-9	0.019
-9.2	0.013
-9.4	0.007
-9.6	0.003
-9.8	0.001
-10	0

8.2.2. Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld



Involuppi

Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld

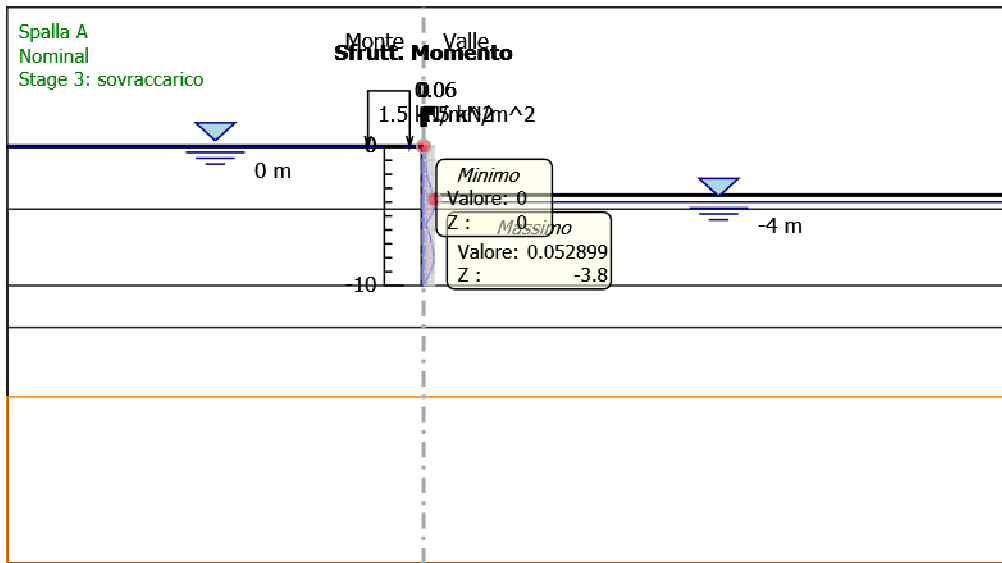
8.2.3. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld : LEFT

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
0	0
-0.2	0
-0.4	0.001
-0.6	0.001
-0.8	0.002
-1	0.004
-1.2	0.005
-1.4	0.007
-1.6	0.008
-1.8	0.011
-2	0.013
-2.2	0.016
-2.4	0.018
-2.6	0.021
-2.8	0.025
-3	0.028
-3.2	0.032
-3.4	0.036
-3.6	0.039
-3.8	0.041
-4	0.04
-4.2	0.04

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
-4.4	0.039
-4.6	0.03
-4.8	0.021
-5	0.012
-5.2	0.005
-5.4	0.002
-5.6	0.008
-5.8	0.013
-6	0.017
-6.2	0.02
-6.4	0.024
-6.6	0.026
-6.8	0.028
-7	0.03
-7.2	0.032
-7.4	0.033
-7.6	0.034
-7.8	0.034
-8	0.033
-8.2	0.031
-8.4	0.029
-8.6	0.026
-8.8	0.023
-9	0.019

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
-9.2	0.015
-9.4	0.011
-9.6	0.007
-9.8	0.002
-10	0.002

8.2.4. Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld



Involuppi

Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

