

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: VI06 VIADOTTO “SAN BONIFACIO” DAL Km 24+874.84 AL Km 25+314.84

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	data	P.Ascari	data	V.Pastore	data	
B	Per istruttoria Italferr	P.Ascari	06-08-2015	P.Ascari	06-08-2015	V.Pastore	06-08-2015	

File: IN0D00DI2RBVI0600001B SAN BONIFACIO	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	CONSIDERAZIONI PROGETTUALI	10
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.....	21
6.6	PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE	29
6.6.1	carico limite ultimo per carichi orizzontali.....	29
6.6.2	Interazione palo terreno.....	30
6.7	AZIONI SUL PALO PER VERIFICHE STRUTTURALI SLU	31
6.8	SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE.....	32
7	OPERE PROVVISORIALI	38
7.1	INTRODUZIONE	38
7.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	38
7.2.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	38
7.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	39
7.2.3	STABILITA' GEOTECNICA E STRUTTURALE DELL'OPERA DI SOSTEGNO.....	40
7.2.4	STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	41
7.3	VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI.....	41
7.3.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU.....	45
7.3.1.1	STABILITÀ GEOTECNICA DELL'OPERA DI SOSTEGNO (A2+M2+R1).....	45
7.3.1.2	DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI DI DESIGN SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	45
7.3.2	VERIFICA A SIFONAMENTO	46
	ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI	47

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica del Viadotto San Bonifacio, compreso fra il km 24+874.84 e 25+314.84, e facente parte del 1° Lotto funzionale della Linea AV/AC Verona-Padova, ed in particolare del 3° 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 – 3° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005003
- [3] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geologica e geomorfologica – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0002001.
- [4] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione idrogeologica. – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0002001.
- [5] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Carta geologica e geomorfologica e profilo geolitologico – Elaborato da n° IN0D00DI2G4GE0003001 a n° IN0D00DI2G4GE0003008
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Carta Idrogeologica e profilo idrogeologico. – Elaborato da n° IN0D00DI2G4GE0002001 a n° IN0D00DI2G4GE0002008
- [7] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione sismica – Elaborato n° IN0D00DI2RH000000001
- [8] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Profilo geotecnico Tav.6/8 e Tav.7/8e in scala 1:5000/1:500 – Elaborati n° IN0D00DI2F5GE0002006 e n° IN0D00DI2F5GE0002007
- [9] 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 n° IN0D00DI2P4GE00000004

- [10] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione stratigrafie dei sondaggi – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000001
- [11] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione prove penetrometriche statiche – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000002
- [12] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione prove di laboratorio – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000005

2.2 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [13] 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.
- [14] 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
- [15] CEN [Comité Européen de Normalisation, 2003]. Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance. Document EN 1998-1, Brussels.
- [16] RFI – Manuale di progettazione – Documento n° RFI-DINIC-MA-CS-00-001-C del 20 Settembre 2004
- [17] RFI – Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie – Documento n° RFI-DTC-INC-CS-SP-IFT-001-A del 21 Dicembre 2011
- [18] 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**

- [19] 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.
- [20] Berezantsev W.HG. (1965), “Design of Deep Foundations”, Proc. 6th ICSMFE, Montreal. Vol.II

- [21] Berezantsev W.HG. (1970), "Calculation of the Construction Basis", Leningrad.
- [22] 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.
- [23] 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.
- [24] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26+
- [25] 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.
- [26] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [27] 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..
- [28] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni
- [29] Poulos H.G. and Davis E.H. (1980), "Pile foundation analysis and design", John Wiley and Sons, New York.

3 BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto in questione si sviluppa per una lunghezza di 440m e si compone di 16 pile e due spalle

Il piano campagna si mantiene tipicamente pianeggiante per tutta la lunghezza del viadotto, con quote che oscillano fra la +28÷29 m slm

Le campate tipiche sono da 25 m, mentre le dimensioni dei plinti sono tipicamente di 12.5 e 16.5 m in senso trasversale allo sviluppo del viadotto, e fra 8 e 10.8 m in senso longitudinale. I plinti poggiano su pali trivellati di diametro 1500 mm, in numero variabile fra 6 e 12 pali.

4 INDAGINI DISPONIBILI

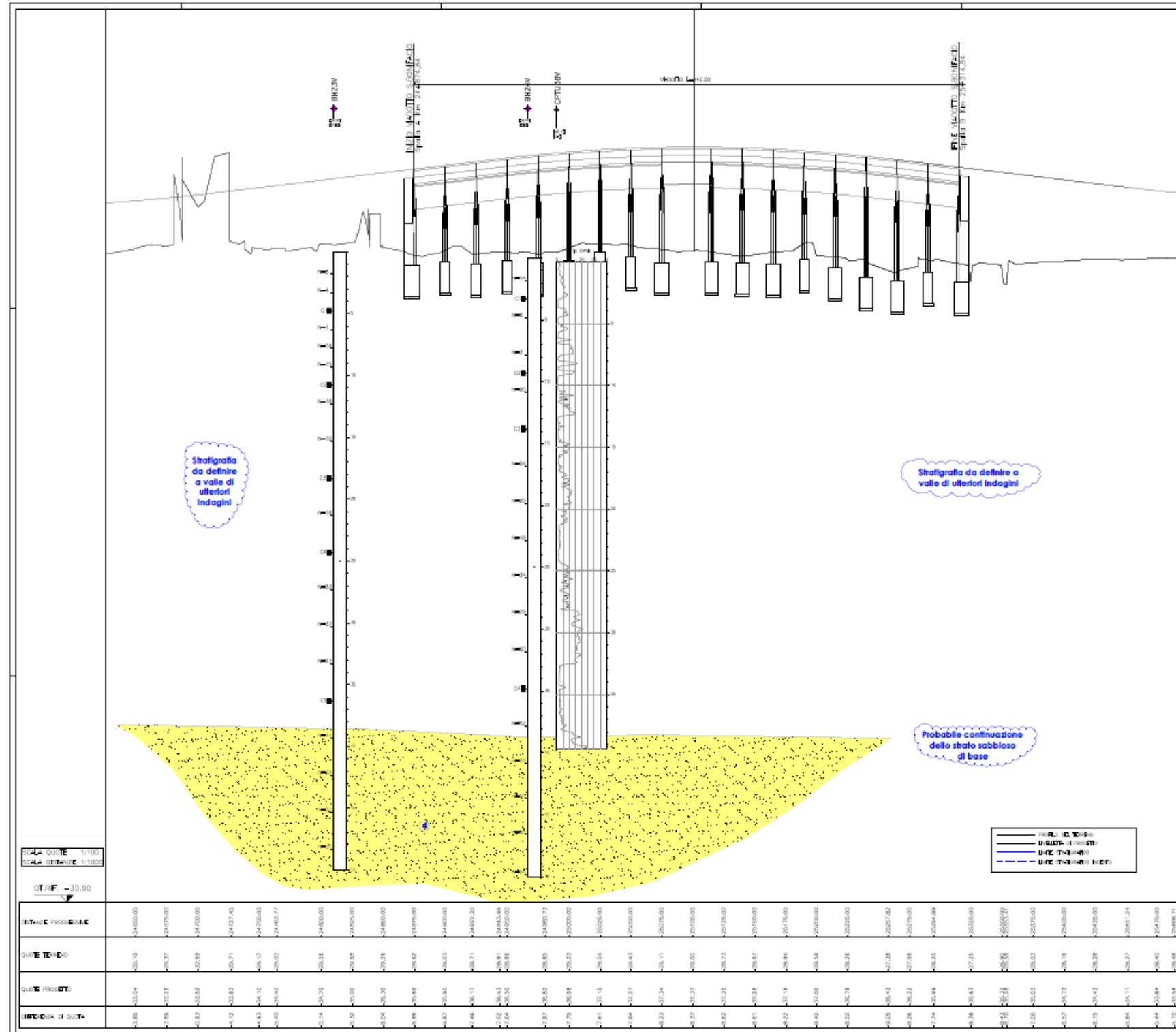
La Figura 1 riporta uno stralcio del profilo geotecnico con ubicazione delle verticali di indagine considerate nel presente documento.

Le indagini considerate sono quelle recentemente eseguite nell'ambito del presente Progetto e riportate in Tabella 1.

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=Tubo Aperto ⁽²⁾
24+750	BH23V	2015	28.92	50	-
24+915	BH24V	2015	28.40	50	-
25+105	CPTU38V	2015	28.11	39.0	-

⁽¹⁾ = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande
⁽²⁾ = Tra parentesi il tratto finestrato



 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBVI0600001-B	Pag 10 di 54

5 CONSIDERAZIONI PROGETTUALI

Con tutta evidenza, le indagini sono del tutto insufficienti a definire una stratigrafia di progetto, e a consentire un calcolo delle palificate.

In prima battuta, per la stima delle lunghezze e degli interventi necessari sulle pile, si considera quanto segue:

- a) le condizioni geotecniche sono sostanzialmente simili a quelle del tratto precedente, caratterizzate dalla presenza di frequenti livelli sabbiosi alternati a passaggi più limosi.
- b) A tale proposito, la
- c) Figura 2, Figura 3 e Figura 4 allegate, mostrano l'esito della verifica a liquefazione della CPTU38V, del BH 23V e 24 V, che indicano chiaramente la presenza di estesi fenomeni di liquefazione fino a circa 15÷18 m da p.c.;
- d) in tale quadro di riferimento, la palificata si troverebbe praticamente in assenza di un confinamento laterale per tutta l'altezza della colonna prima definita. La condizione di riferimento sarebbe pertanto quella di una palificata con uno "scalzamento" dell'ordine dei 15-18 m.
- e) tale configurazione non è evidentemente compatibile né con la limitazione degli spostamenti, né con il dimensionamento strutturale dei pali. Inoltre, si avrebbe un considerevole depauperamento della capacità portante per carichi verticali.
- f) Si debbono quindi prendere in considerazione trattamenti colonnari su tutte le pile, in accordo agli schemi proposti nella Figura 5. Lo scopo delle colonne di ghiaia è quello di limitare gli effetti di sovrappressione interstiziale indotti dal sisma, e consentire così di fornire ai pali un adeguato supporto per i carichi orizzontali e verticali.
- g) Per quanto concerne la capacità portante dei pali, e la risposta ai carichi orizzontali, i dati disponibili suggeriscono di fare riferimento, in prima battuta, alla medesima stratigrafia utilizzata per il viadotto Alpone.

E' chiaro che tali assunzioni sono del tutto preliminari, e necessitano di ulteriori e più approfondite indagini per essere confermate.

Tratta AC/AV Verona - Padova - Sub Tratta - Verona - Vicenza - Prova CPTU38V km 25+105

$A_{max_calc}/g = 0.338$ $M_{calc} = 6$ Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2

Sovraccarico = 0 kPa

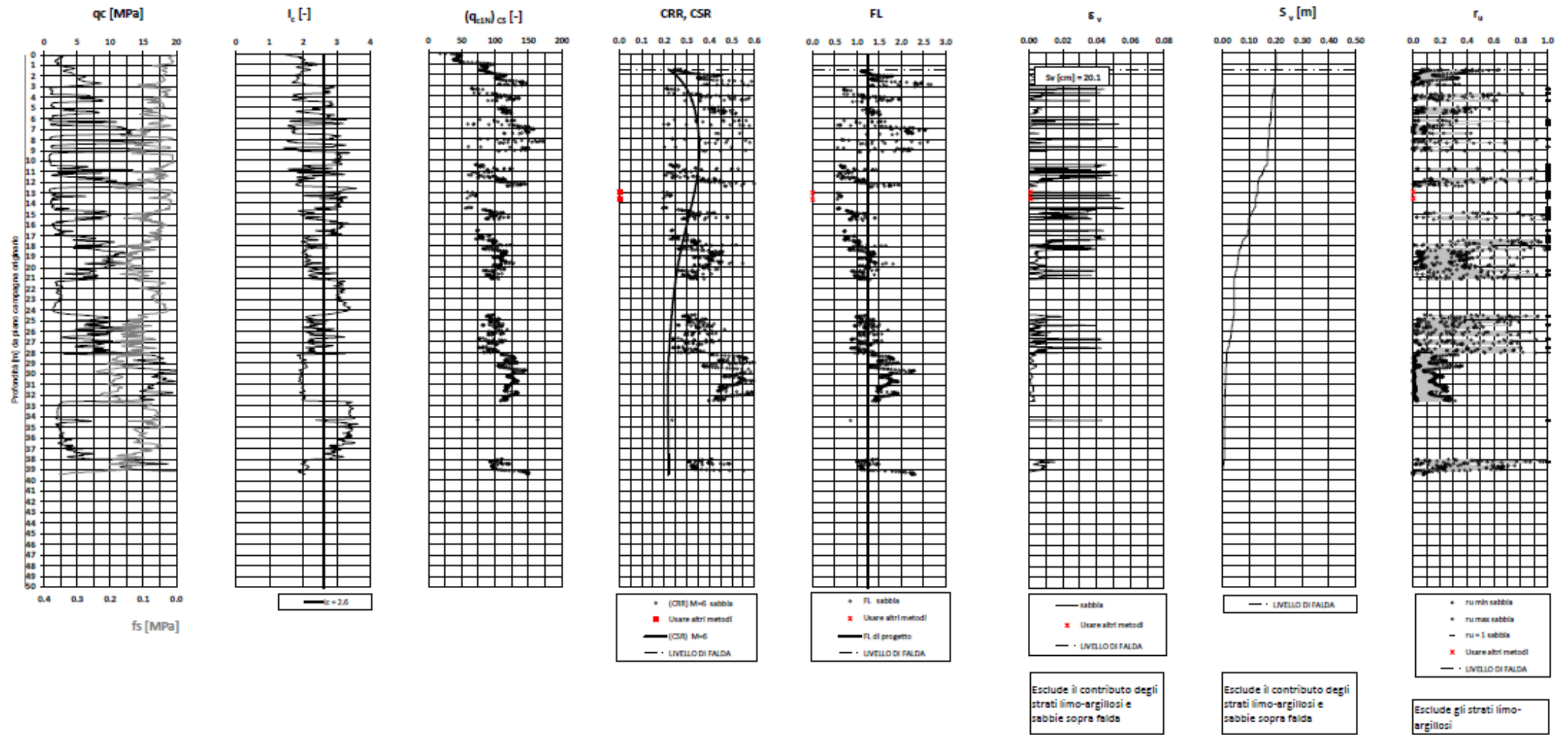


Figura 2 – CPTU 38 V – analisi liquefazione

Tratta AC/AV Verona - Padova - Sub Tratta - Verona - Vicenza - Prova BH24V Pr 24+915

$A_{max_calc}/g = 0.338$ $M_{calc} = 6$ Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2

Sovraccarico = 0 kPa

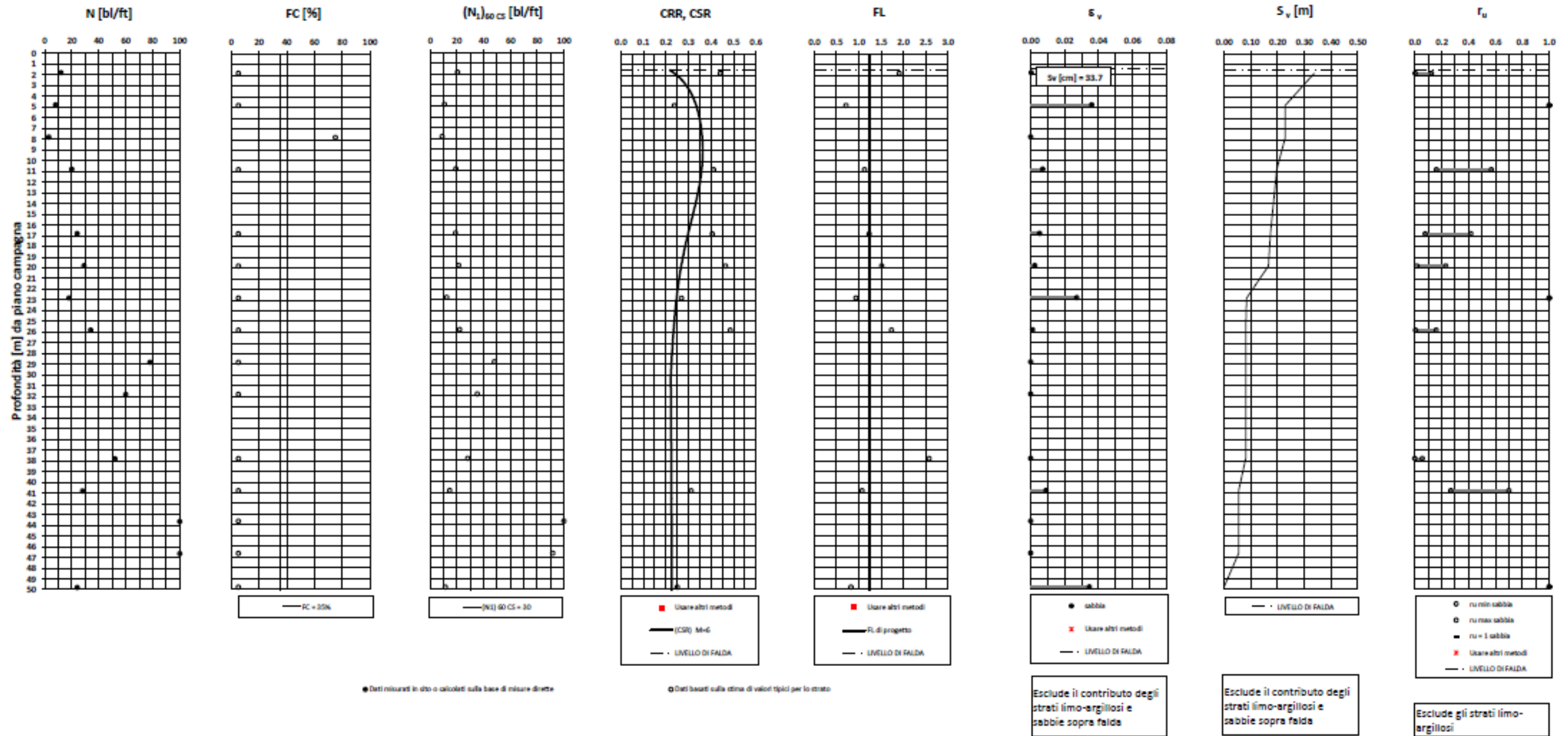


Figura 4 – BH 24 V – analisi liquefazione

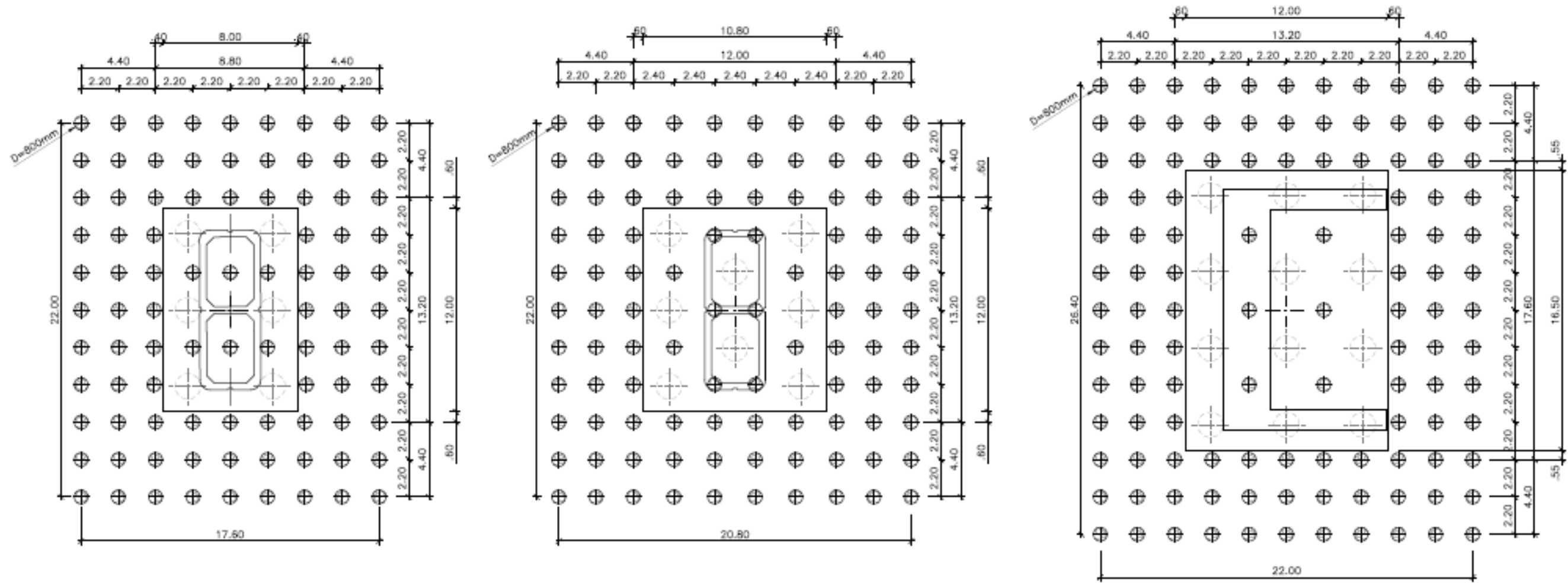


Figura 5 – Interventi di mitigazione su plinti del Viadotto San Bonifacio. La lunghezza delle colonne è di 18 m da p.c.

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. [13]). 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. [13]) per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [13]})$$

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. [13]).

6.2.1.1 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 delle NTC2008 (Doc. Rif. [13]), 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. [13]) e per comodità riportati rispettivamente nella Tabella 2 e Tabella 3 del presente documento.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2008, Doc.Rif.[13], deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 2.

In condizioni sismiche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 7.11. delle NTC2008, Doc.Rif.[13], 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. [13], vedi anche Doc. Rif.[14]).

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 2: Tab. 6.2.I, NTC 2008 (Doc.Rif.[13])

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 3: Tab. 6.4.II, NTC 2008 (Doc.Rif.[13])

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 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 4: Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo.

Tipo di terreno	Da	a	γ	ϕ'_k	c'_k	c_{uk}	δ	$q_{b,ult}$	k_H
	(m p.c.)	(m p.c.)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	kN/m ³
Argille	0.0	12.0	18.0	-	-	50	-	$9 \cdot c_{uk}$	-
Sabbia	12.0	33.0	18.5	32	0	-	32	2000	12000
Sabbia	Da 33 in poi		18.5	34	0		34	3500	12000

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 l'altezza di falda è stata considerata coincidente con il p.c. (si sottolinea che l'abbassamento del livello di falda da p.c. a -1,5 m dal p.c. non è tale da indurre cambiamenti significativi nelle curve di capacità portante).

Si sottolinea inoltre che tale calcolo è da ritenersi indicativo e va confermato da ulteriori indagini.

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

In conformità con la normativa NTC2008 (Doc. Rif.[13]), 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.[13] (Tabella 3 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.[13], Tabella 5 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. Tenuto inoltre conto che la stratigrafia è stata ipotizzata sulla base di indagini molto lontane dal viadotto in oggetto, si è ritenuto di utilizzare un coefficiente $\xi_4=1.7$.

Tabella 5: Tab. 6.4.IV, NTC 2008 (Doc.Rif.[13])

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 6

C_{uk} = resistenza a taglio non drenata come riportato in Tabella 4

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 4;

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:

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

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

In assenza di dati SPT significativi, si è comunque considerato un valore di $\tau_{us,max}$ di 120 kPa

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

Terreni coesivi

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

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:

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

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 4.

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 7.

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 8 e Figura 9.

In Tabella 6, 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).

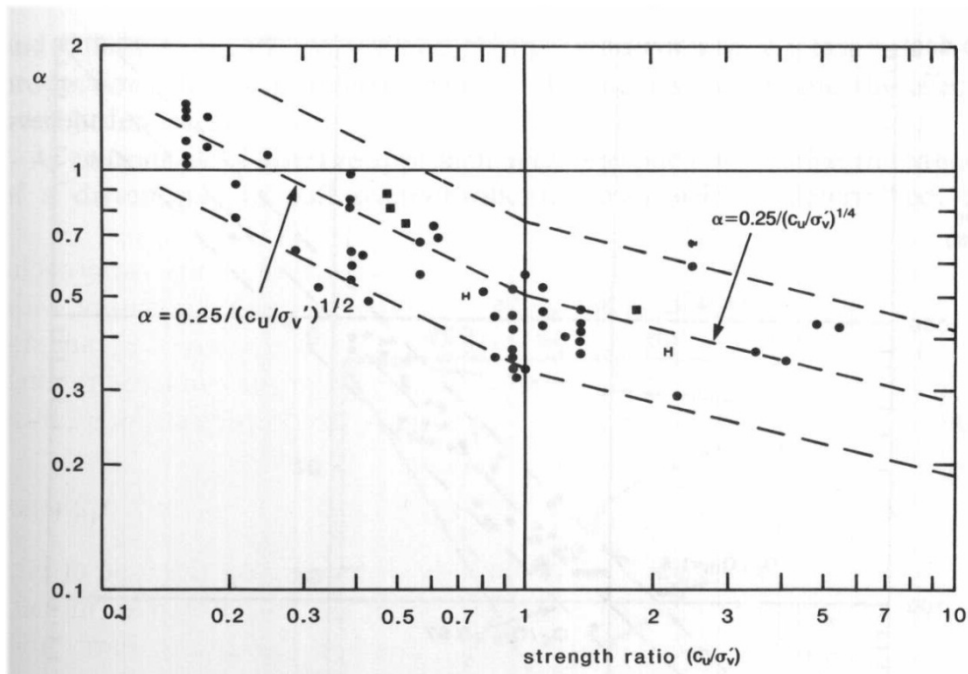


Figura 6 – Valore di α in funzione del rapporto c_u/σ'_v (da Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985))

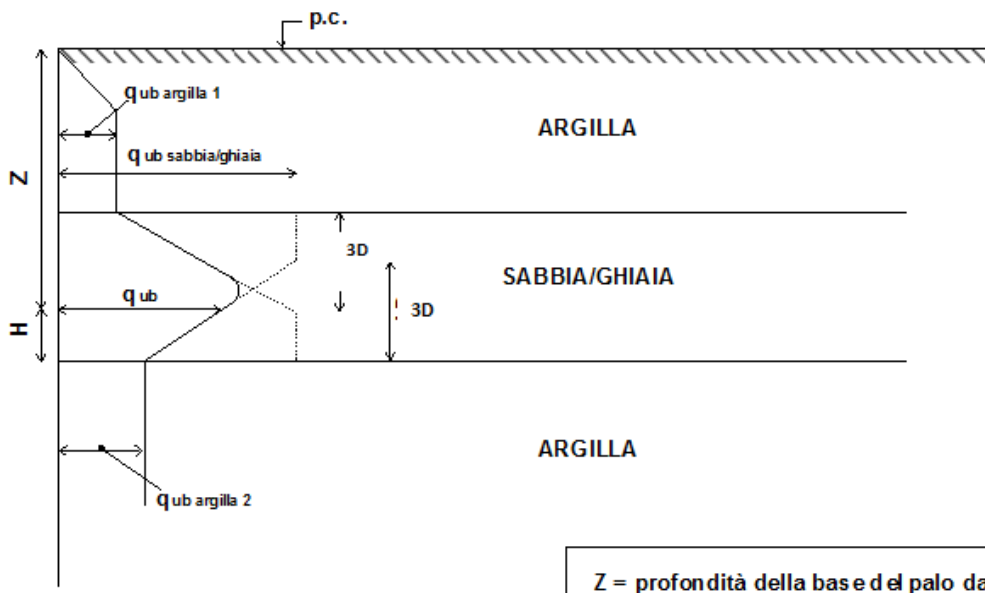


Figura 7 - Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni stratificati

Tabella 6: 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 (kN)	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R _{d, compressione} (kN)	R _{d, trazione} (kN)	R _{d, compressione} (kN)	R _{d, trazione} (kN)
20	4672	3153	2986	2170
21	4898	3398	3140	2332
22	5135	3651	3302	2501
23	5381	3915	3471	2675
24	5638	4187	3647	2855
25	5905	4468	3830	3041
26	6183	4759	4020	3233
27	6471	5059	4217	3431
28	6769	5369	4422	3634
29	7078	5688	4633	3843
30	7394	6013	4850	4056
31	8057	6339	5271	4270
32	8720	6665	5692	4483
33	9383	6990	6113	4697
34	10046	7316	6533	4911
35	10536	7642	6852	5124
36	10852	7968	7069	5338
37	11169	8294	7286	5552
38	11486	8620	7503	5765
39	11802	8946	7720	5979
40	12119	9272	7938	6192
41	12435	9597	8155	6406
42	12752	9923	8372	6620
43	13068	10249	8589	6833
44	13385	10575	8806	7047
45	13701	10901	9023	7260
46	14018	11227	9240	7474
47	14335	11553	9457	7688
48	14651	11879	9674	7901
49	14968	12205	9891	8115
50	15284	12530	10108	8329

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

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

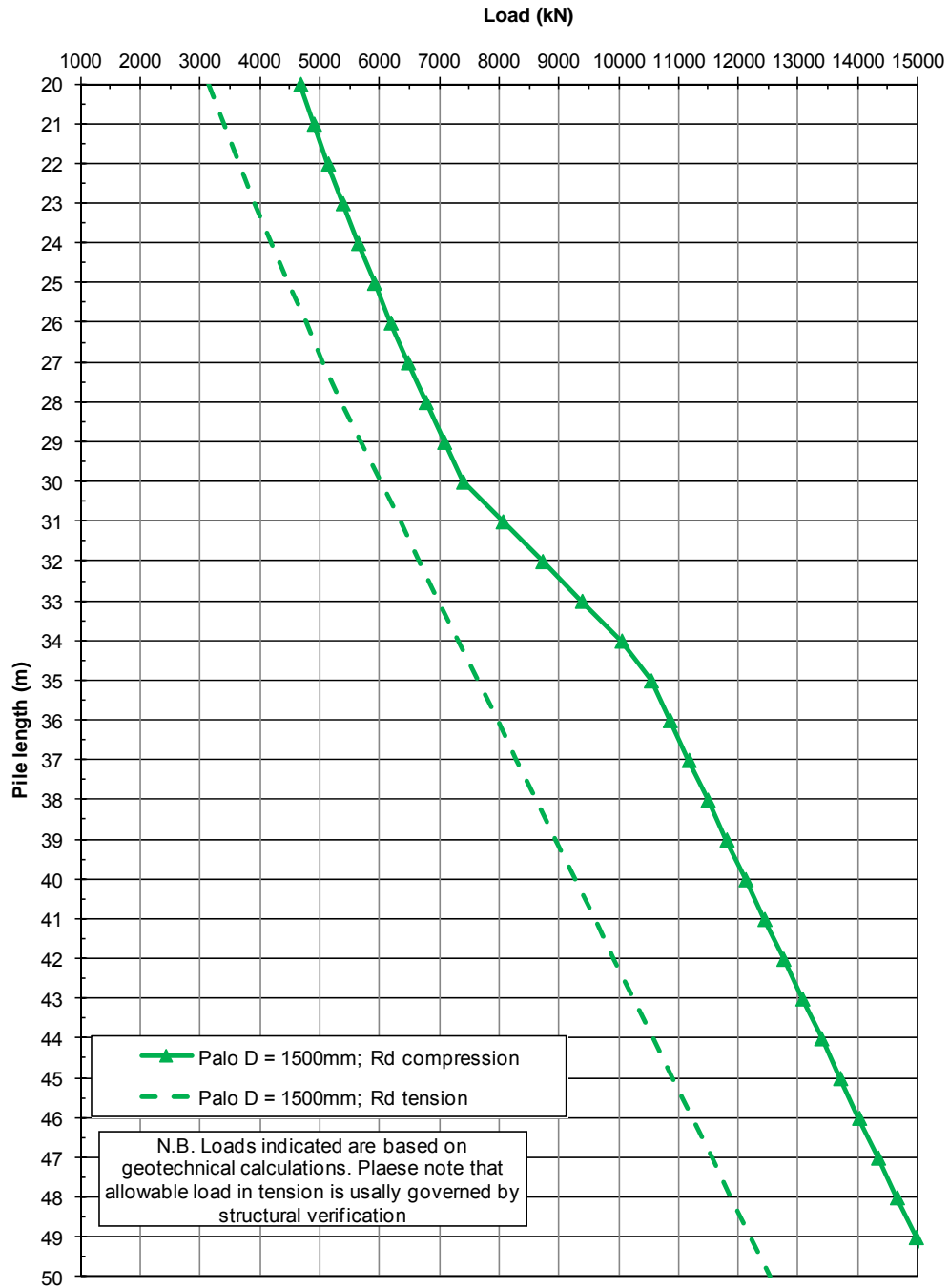


Figura 8: DA1-C1: Resistenza di progetto

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

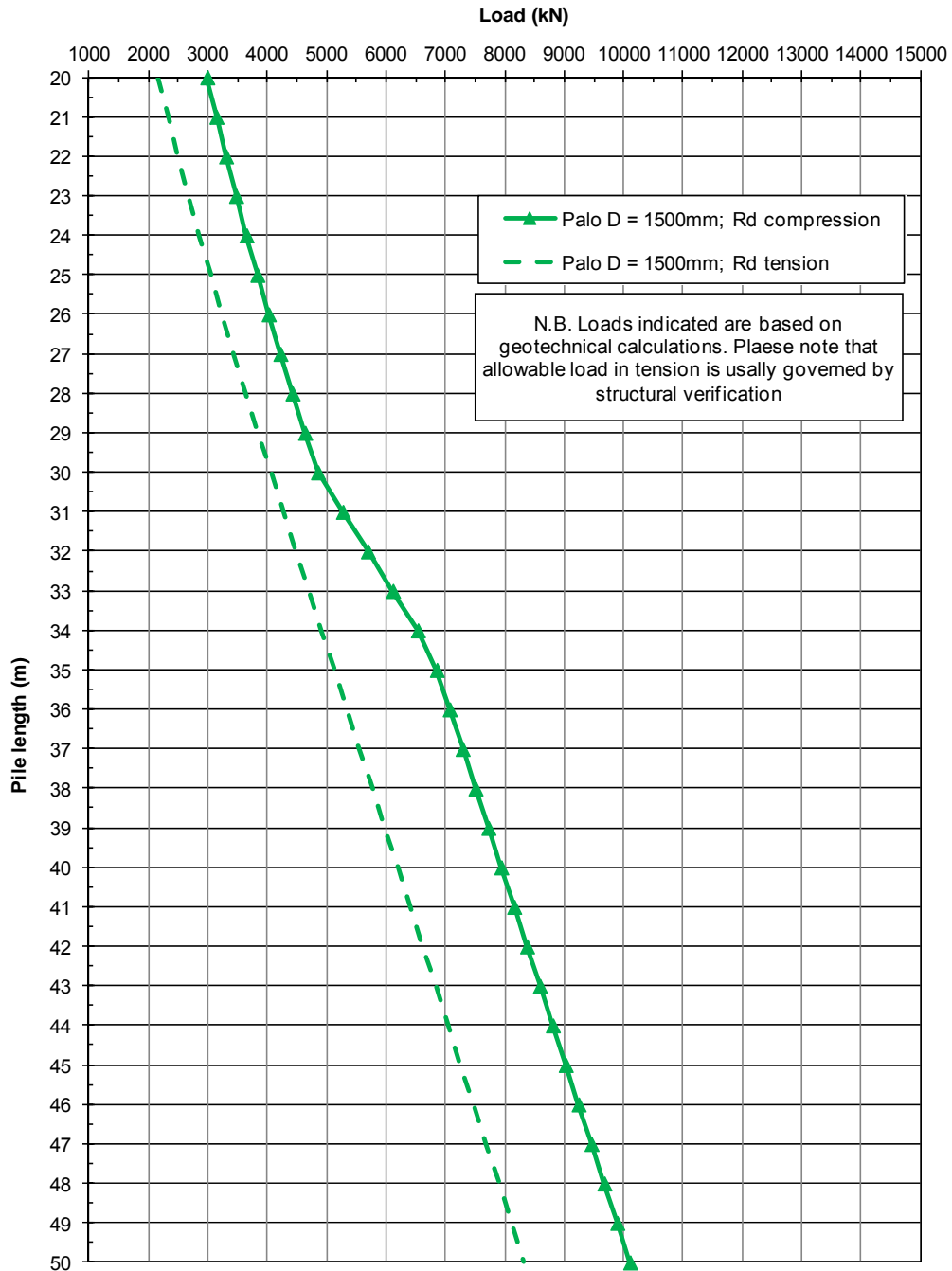


Figura 9: DA1-C2: Resistenza di progetto

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

La rigidezza 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 40 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”.

6.7 AZIONI SUL PALO PER VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Per la condizione, “testa incastrata”, sono stati calcolati 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 rigidità flessionale del palo e al modulo di reazione orizzontale del palo secondo la seguente relazione

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

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 = rigidità flessionale del palo;

I risultati delle valutazioni qui riportati, fanno riferimento, sulla base di quanto riportato al capitolo 5, alle analisi eseguite sui pali del Ponte sull’Alpone”.

In 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 7.

In Tabella 8 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.

6.8 SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE

Lo spostamento orizzontale a testa palo è riportato in Figura 12 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 8)

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 8)

$F_{0,k}$ = 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 7.

Tabella 7: 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	3.065
1.25	0.63	0.802	
2.50	0.34	0.618	
3.75	0.13	0.459	
5.00	0.03	0.329	
6.25	0.15	0.229	
7.50	0.22	0.157	
8.75	0.28	0.110	
10.00	0.30	0.046	
12.00	0.22	0.163	
14.00	0.11	0.148	
16.00	0.03	0.085	
18.00	0.01	0.031	
20.00	0.01	0.000	
23.33	0.01	0.008	
26.67	0.00	0.003	
30.00	0.00	0.000	
35.00	0.00	0.000	
40.00	0.00	0.000	

Tabella 8: 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	1.3887	0.9737	0.9737	1.334	4.198
1.3	0.63	0.24	-0.24	0.96					
2.5	0.34	0.38	-0.38	0.87					
3.7	0.13	0.45	-0.45	0.74					
5.0	-0.02	0.46	-0.48	0.60					
6.3	-0.12	0.44	-0.48	0.46					
7.5	-0.18	0.39	-0.46	0.32					
8.7	-0.21	0.33	-0.44	0.18					
10.0	-0.27	0.26	-0.30	0.06					
12.0	-0.24	0.14	-0.11	-0.03					
14.0	-0.15	0.04	0.00	-0.05					
16.0	-0.06	0.00	0.04	-0.04					
18.0	0.00	-0.02	0.04	-0.02					
20.0	0.01	-0.01	0.02	0.00					
23.3	0.01	0.00	0.00	0.00					
26.7	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
40.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

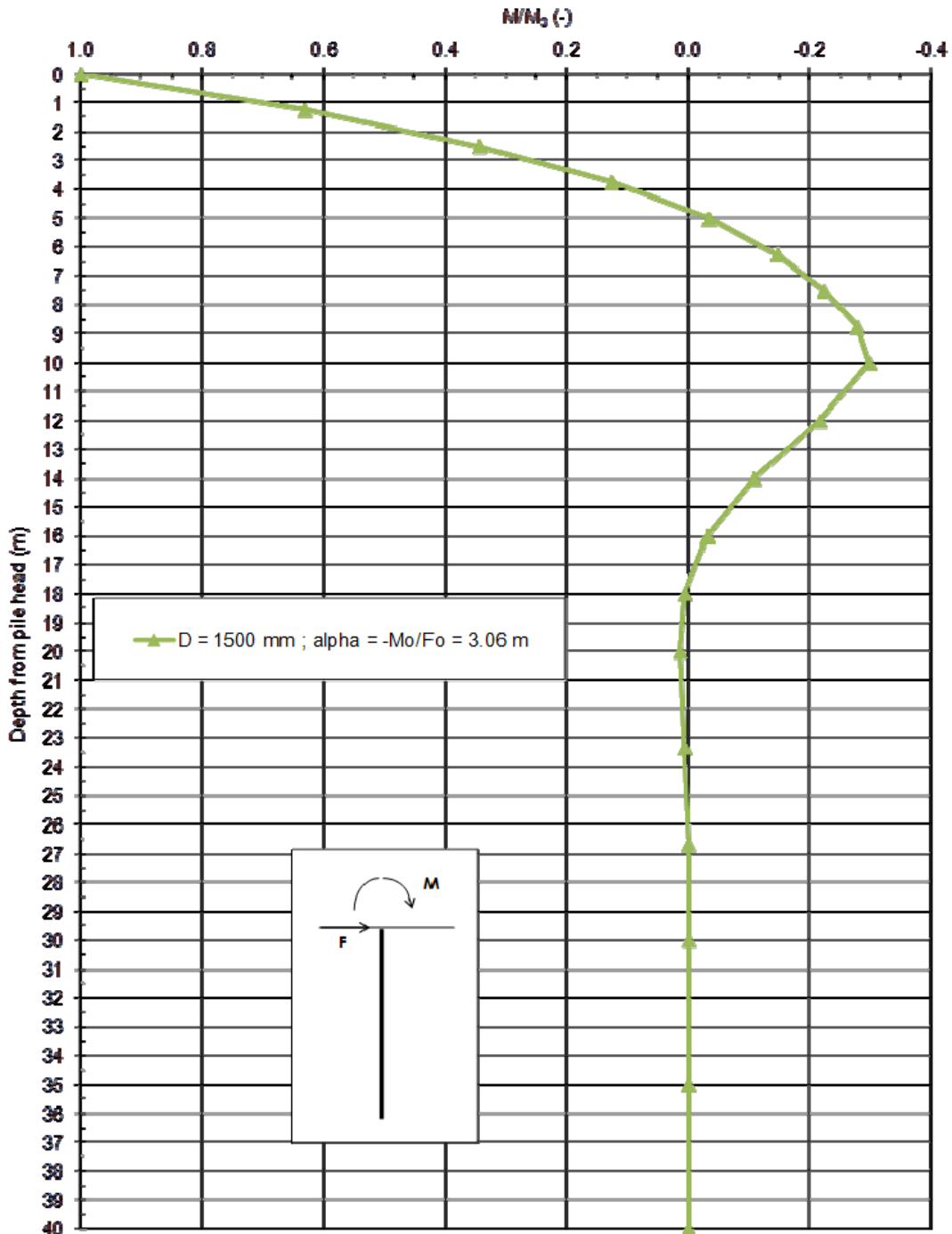


Figura 10: Andamento del momento flettente normalizzato

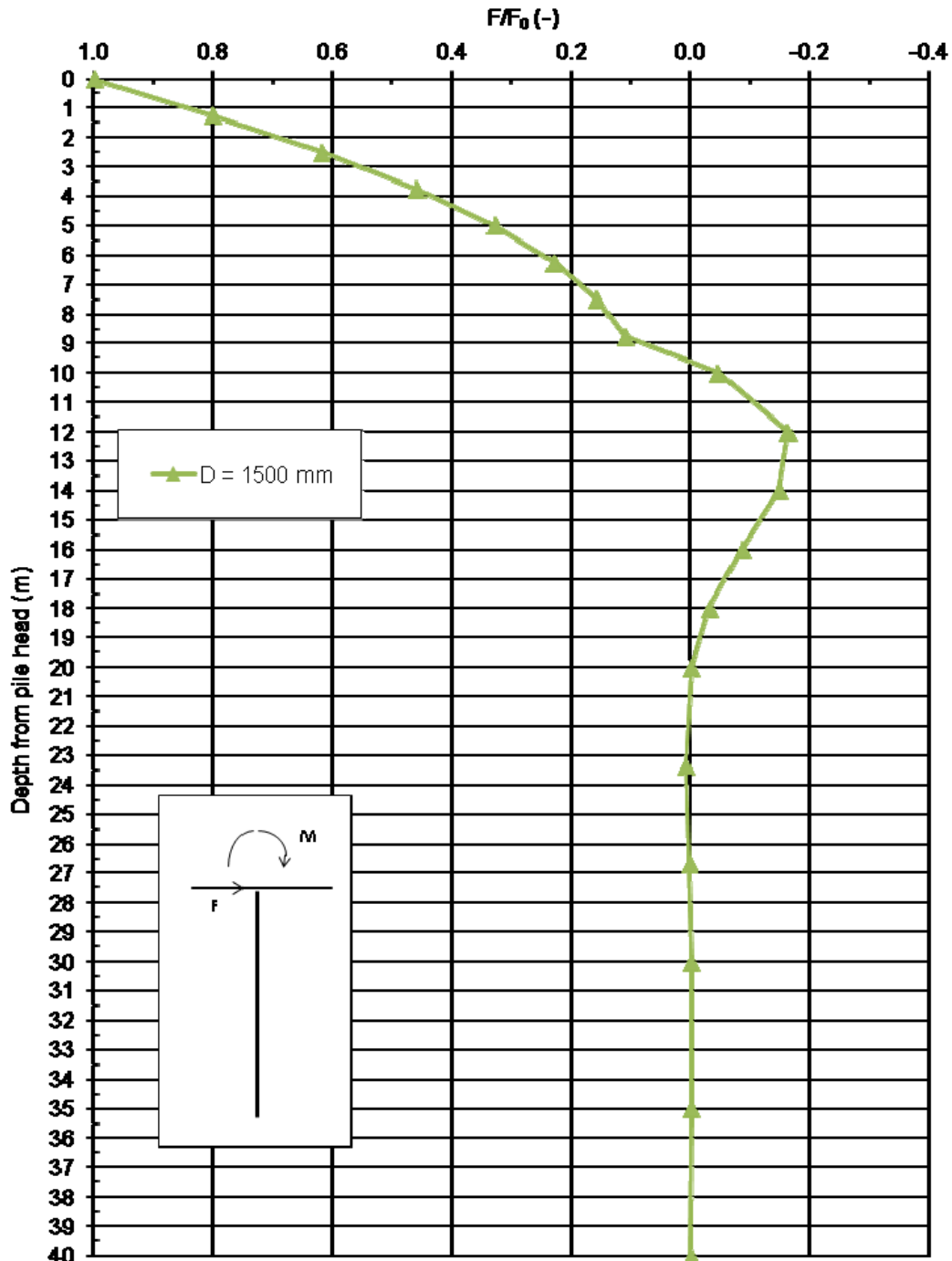


Figura 11: Andamento del taglio normalizzato

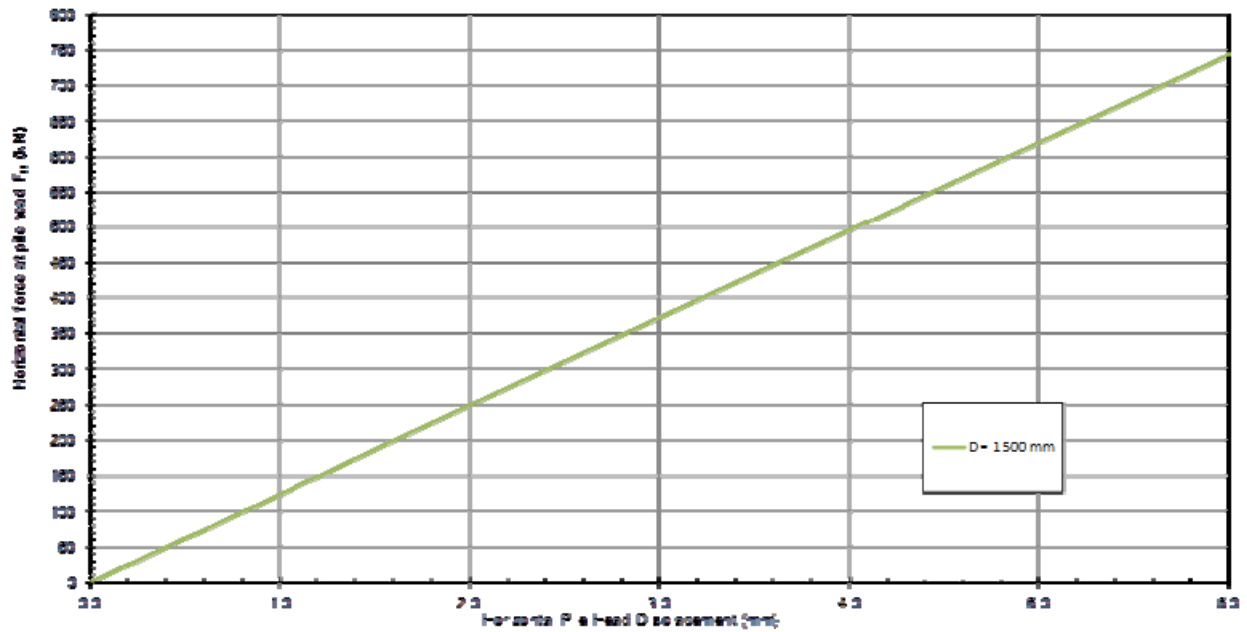


Figura 12: Curva carico – spostamento orizzontale

7 OPERE PROVVISORIALI

7.1 INTRODUZIONE

Nel presente capitolo si danno indicazioni sugli scavi provvisori necessari alla realizzazione delle spalle e pile del viadotto in oggetto. Nello specifico si ha che per la realizzazione delle fondazioni del viadotto risulta necessario eseguire scavi fino alla profondità di circa 3,5 m da piano campagna.

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

- La relazione idrogeologica pone la falda di progetto nell'area, sia per opere provvisionali che definitive, alla quota di 1.5 m da p.c.
- Per le altezze di scavi considerate, la parte più superficiale è generalmente costituita da alternanze di sabbie sciolte e limi sabbiosi,
- Non sono disponibili prove di permeabilità in tali terreni. I dati granulometrici disponibili indicherebbero possibili permeabilità nell'ordine di 5×10^{-4} m/s.

Tutto ciò premesso si ritiene che 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. Per le altezze di scavo previste sarà sempre possibile procedere in alternativa con scavi a cielo aperto riprofilando le scarpate secondo pendenza stabili.

7.2 PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

7.2.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

-C28/35

Rck = 35 N/mm²

fck = 0,83 Rck = 29,0 N/mm²

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

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

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

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

-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 per strutture saldate:

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.[13]) per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif.}[13])$$

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.[13]).

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.[13]), 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.[13] (Tabella 9 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.[14], 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.[13], la verifiche in condizioni sismiche di opere provvisorie possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Tabella 9:Tab. 6.2.IV, NTC 2008 (Doc.Rif.[13])

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
		γ_M		
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_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_γ	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.[13]).

7.3 VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIE

Nel presente paragrafo vengono presentate le verifiche per il dimensionamento delle opere di sostegno provvisorie necessarie per lo scavo delle spalle e delle pile.

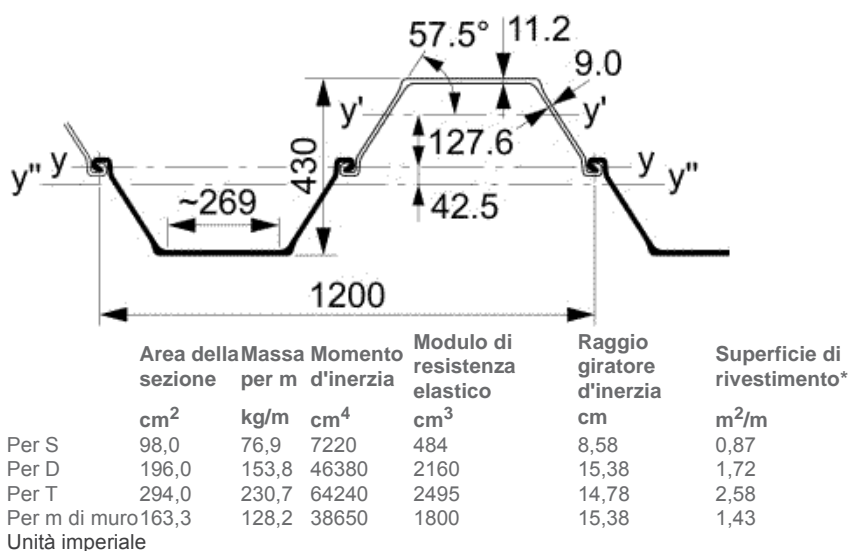
Lo scavo raggiunge una profondità prossima ai 3.5 m e dimensioni in pianta pari a circa 9-12*13 m. Nella seguente figura Figura 13 si riporta stralcio della pianta e sezione.

La stratigrafia nell'area è la seguente (in riferimento alla testa della paratia)

- da testa paratia a -5,0: limi ;
- da -5,0 m: sabbie;

La falda è posta a -1,5 m da piano campagna.

Si adottano palancole tipo PU 18, aventi le seguenti caratteristiche:



Scaricare i file DWG

* Un lato, escluso l'interno dei giunti.

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

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

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

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. 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.

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.

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:

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

In Allegato B si riportano i dati input e output del calcolo da cui risulta che le verifiche geotecniche e strutturali sono sempre rispettate.

7.3.2 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

Nel caso in esame si ha:

Falda a -1,5 m da testa paratia

DH = 3,5 m

Hparatia = 10 m

$u_{\text{insta,d}} = 95,77$ kPa

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

La verifica risulta soddisfatta.

ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI

Alpo_15 / 1

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

Alpone
d 1500

DATI DI INPUT
=====

Diametro del palo	(m)	1.5
Lunghezza minima del palo	(m)	20
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)	900
Peso specifico del palo	(kN/m3)	7
Numero degli strati di terreno	(-)	3
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

Alpo_15 / 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	12.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	50.0	50.0
2	33.00	18.50	8.50	0.00	32.0	32.0	0.0	0.0
3	60.00	18.50	8.50	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	COESIVO	100.0	450.0	450.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	2000.0	2000.0	1.00
3	INCOERENTE	120.0	3500.0	3500.0	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

Alpo_15 / 3

Alpone
d 1500

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
3.0	55.5	25.5	0.75	1.47	37.5	--
4.0	74.0	34.0	0.75	1.10	37.5	--
5.0	92.5	42.5	0.75	0.88	37.5	--
6.0	111.0	51.0	0.75	0.74	37.5	--
7.0	129.5	59.5	0.75	0.63	37.5	--
8.0	148.0	68.0	0.75	0.55	37.5	--
9.0	166.5	76.5	0.75	0.49	37.5	--
10.0	185.0	85.0	0.75	0.44	37.5	--
11.0	203.5	93.5	0.75	0.40	37.5	--
12.0	222.0	102.0	0.75	0.37	37.5	--
13.0	240.5	110.5	--	0.44	48.3	--
14.0	259.0	119.0	--	0.44	52.1	1138.9
15.0	277.5	127.5	--	0.44	55.8	1483.3
16.0	296.0	136.0	--	0.44	59.5	1827.8
17.0	314.5	144.5	--	0.44	63.2	2000.0
18.0	333.0	153.0	--	0.44	66.9	2000.0
19.0	351.5	161.5	--	0.44	70.6	2000.0
20.0	370.0	170.0	--	0.44	74.4	2000.0
21.0	388.5	178.5	--	0.44	78.1	2000.0
22.0	407.0	187.0	--	0.44	81.8	2000.0
23.0	425.5	195.5	--	0.44	85.5	2000.0
24.0	444.0	204.0	--	0.44	89.2	2000.0
25.0	462.5	212.5	--	0.44	92.9	2000.0
26.0	481.0	221.0	--	0.44	96.7	2000.0
27.0	499.5	229.5	--	0.44	100.4	2000.0
28.0	518.0	238.0	--	0.44	104.1	2000.0
29.0	536.5	246.5	--	0.44	107.8	2000.0
30.0	555.0	255.0	--	0.44	111.5	2000.0
31.0	573.5	263.5	--	0.44	115.3	2000.0
32.0	592.0	272.0	--	0.44	119.0	2000.0
33.0	610.5	280.5	--	0.43	120.0	2000.0
34.0	629.0	289.0	--	0.42	120.0	2333.3
35.0	647.5	297.5	--	0.40	120.0	2666.7
36.0	666.0	306.0	--	0.39	120.0	3000.0
37.0	684.5	314.5	--	0.38	120.0	3333.3
38.0	703.0	323.0	--	0.37	120.0	3500.0
39.0	721.5	331.5	--	0.36	120.0	3500.0
40.0	740.0	340.0	--	0.35	120.0	3500.0
41.0	758.5	348.5	--	0.34	120.0	3500.0
42.0	777.0	357.0	--	0.34	120.0	3500.0
43.0	795.5	365.5	--	0.33	120.0	3500.0
44.0	814.0	374.0	--	0.32	120.0	3500.0
45.0	832.5	382.5	--	0.31	120.0	3500.0
46.0	851.0	391.0	--	0.31	120.0	3500.0
47.0	869.5	399.5	--	0.30	120.0	3500.0
48.0	888.0	408.0	--	0.29	120.0	3500.0

Alpo_15 / 4

Alpone
d 1500

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
49.0	906.5	416.5	--	0.29	120.0	3500.0
50.0	925.0	425.0	--	0.28	120.0	3500.0
51.0	943.5	433.5	--	0.28	120.0	3500.0
52.0	962.0	442.0	--	0.27	120.0	3500.0
53.0	980.5	450.5	--	0.27	120.0	3500.0
54.0	999.0	459.0	--	0.26	120.0	3500.0
55.0	1017.5	467.5	--	0.26	120.0	3500.0
56.0	1036.0	476.0	--	0.25	120.0	3500.0
57.0	1054.5	484.5	--	0.25	120.0	3500.0
58.0	1073.0	493.0	--	0.24	120.0	3500.0
59.0	1091.5	501.5	--	0.24	120.0	3500.0
60.0	1110.0	510.0	--	0.24	120.0	3500.0

Alfa = $Tau,lim / Cu$
Beta = $Tau,lim / Sigma,v$ efficace
Tau,lim = Adesione limite palo-terreno
qb,cr = Portata unitaria di base critica

Alpo_15 / 5

Alpone
d 1500

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)
20.00	8241.6	4954.8	3534.3	247.4	8489.0	4.66
21.00	8641.0	5366.5	3534.3	259.8	8900.8	4.89
22.00	9057.9	5795.7	3534.3	272.1	9330.0	5.13
23.00	9492.3	6242.5	3534.3	284.5	9776.8	5.37
24.00	9944.2	6706.8	3534.3	296.9	10241.1	5.63
25.00	10413.7	7188.6	3534.3	309.3	10722.9	5.89
26.00	10900.6	7688.0	3534.3	321.6	11222.2	6.17
27.00	11405.1	8204.8	3534.3	334.0	11739.1	6.45
28.00	11927.1	8739.2	3534.3	346.4	12273.5	6.75
29.00	12466.6	9291.1	3534.3	358.7	12825.4	7.05
30.00	13018.6	9855.4	3534.3	371.1	13389.7	7.37
31.00	14160.7	10420.9	4123.3	383.5	14544.2	8.01
32.00	15302.9	10986.3	4712.4	395.8	15698.7	8.66
33.00	16445.1	11551.8	5301.4	408.2	16853.3	9.31
34.00	17587.2	12117.3	5890.5	420.6	18007.8	9.95
35.00	18434.9	12682.8	6185.0	433.0	18867.8	10.43
36.00	18988.0	13248.3	6185.0	445.3	19433.3	10.74
37.00	19541.1	13813.8	6185.0	457.7	19998.8	11.06
38.00	20094.2	14379.3	6185.0	470.1	20564.3	11.37
39.00	20647.3	14944.7	6185.0	482.4	21129.8	11.68
40.00	21200.4	15510.2	6185.0	494.8	21695.2	12.00
41.00	21753.6	16075.7	6185.0	507.2	22260.7	12.31
42.00	22306.7	16641.2	6185.0	519.5	22826.2	12.62
43.00	22859.8	17206.7	6185.0	531.9	23391.7	12.94
44.00	23412.9	17772.2	6185.0	544.3	23957.2	13.25
45.00	23966.0	18337.7	6185.0	556.7	24522.7	13.56
46.00	24519.1	18903.2	6185.0	569.0	25088.2	13.87
47.00	25072.3	19468.6	6185.0	581.4	25653.7	14.19
48.00	25625.4	20034.1	6185.0	593.8	26219.1	14.50
49.00	26178.5	20599.6	6185.0	606.1	26784.6	14.81
50.00	26731.6	21165.1	6185.0	618.5	27350.1	15.13

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



Report di Calcolo

Nome Progetto: Opere provvisionali Viadotto San Bonifacio

Autore:

Jobname: \\psf\Home\Documents\IG\20829\02Progetto_Definitivo\Revisione_01\VR-Montebello\Calcoli\Viadotto_San_Bonifacio2\Viadotto Bonifacio 2 Palancole h 3.5m.pplus

Data: 31/07/2015 17.39.07

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

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 argillosi	18.5	18.5	26			0		Constant		10000	16000										
2	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 : 0.0150495 m

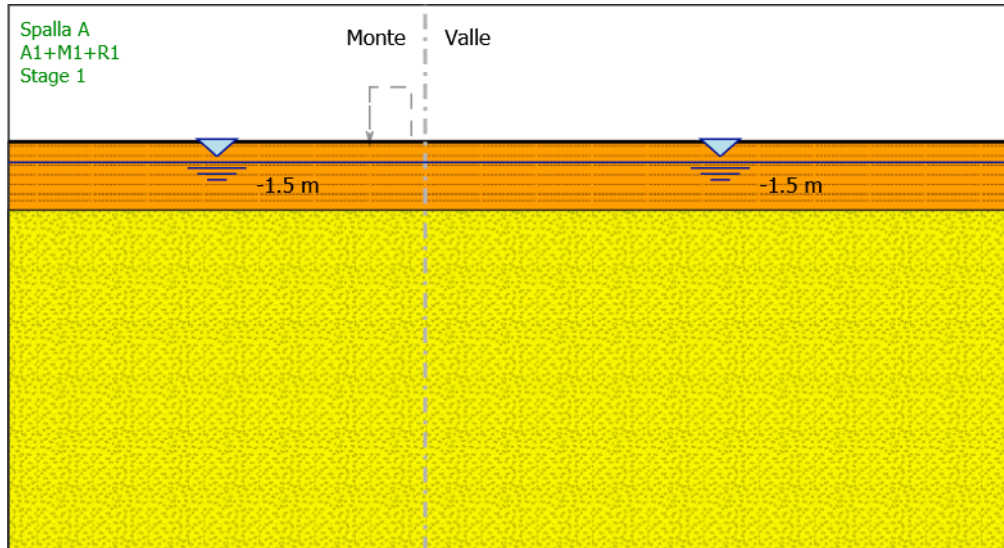
Inerzia equivalente : 0.0003 m⁴/m

Profilo palancole : AZ 18



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 : -1.5 m

Falda di destra : -1.5 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

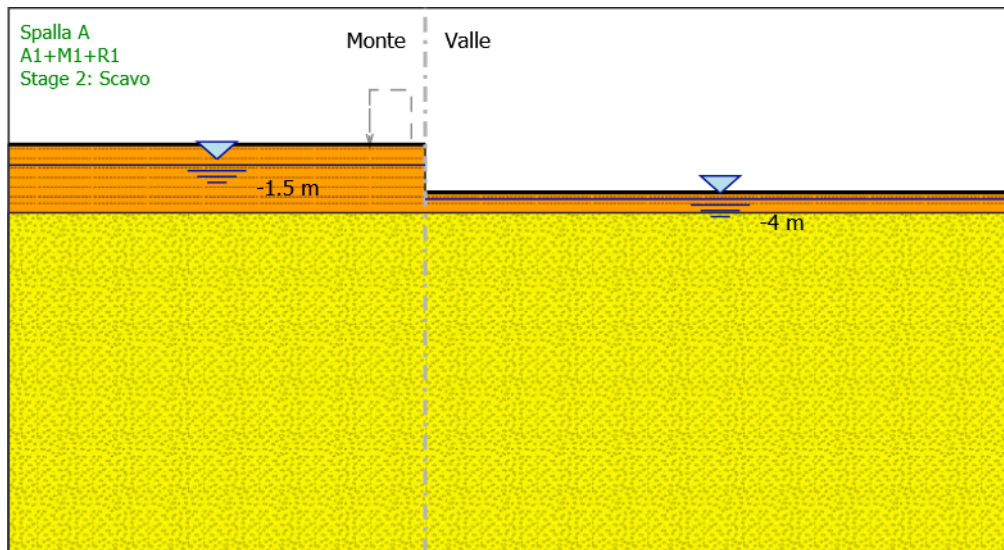
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : Palancole

4.2. Stage 2: Scavo



Stage 2: Scavo

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 : -1.5 m

Falda di destra : -4 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

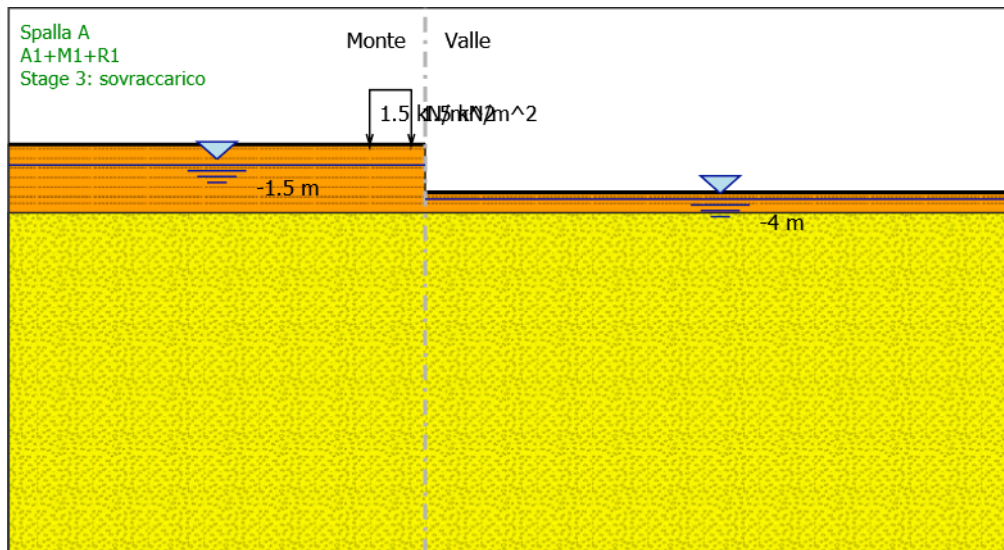
X : 0 m

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 : -1.5 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

IN0D00DI2RBVI0600001B

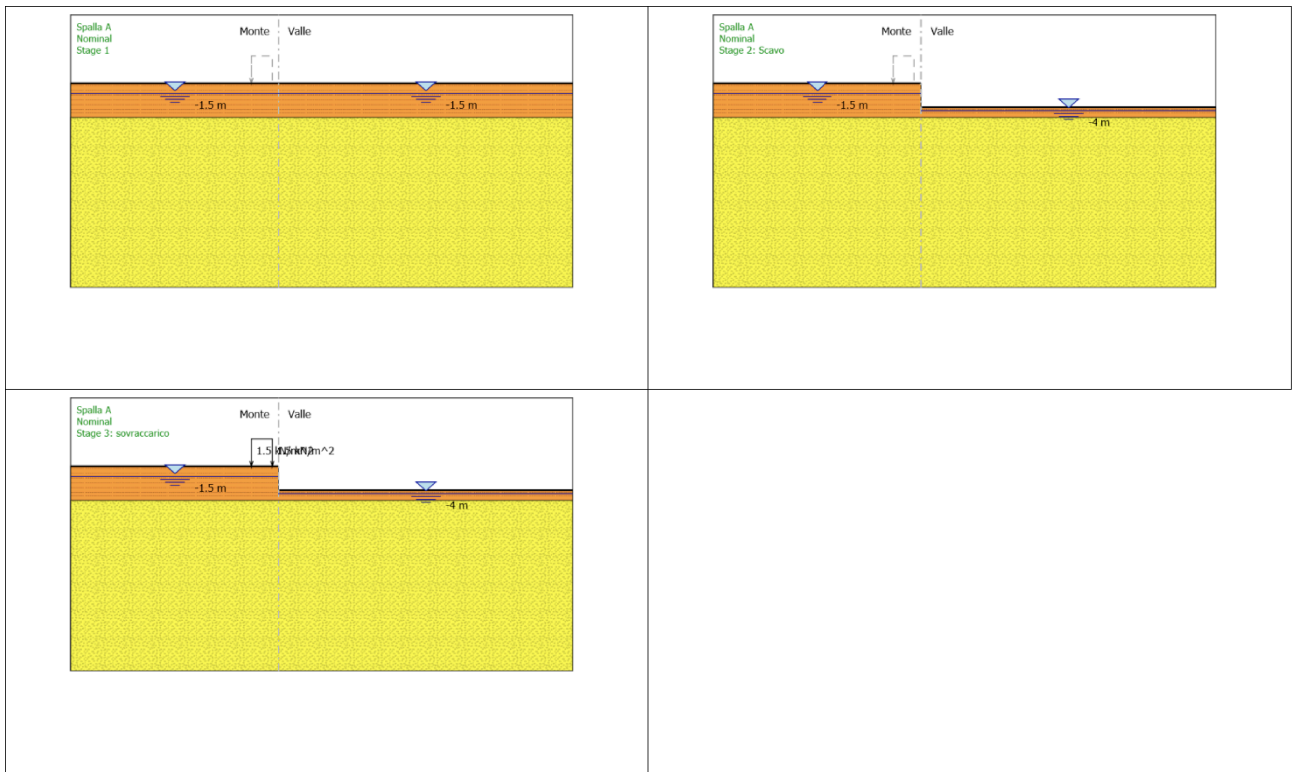
ALLEGATO B

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : Palancole

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

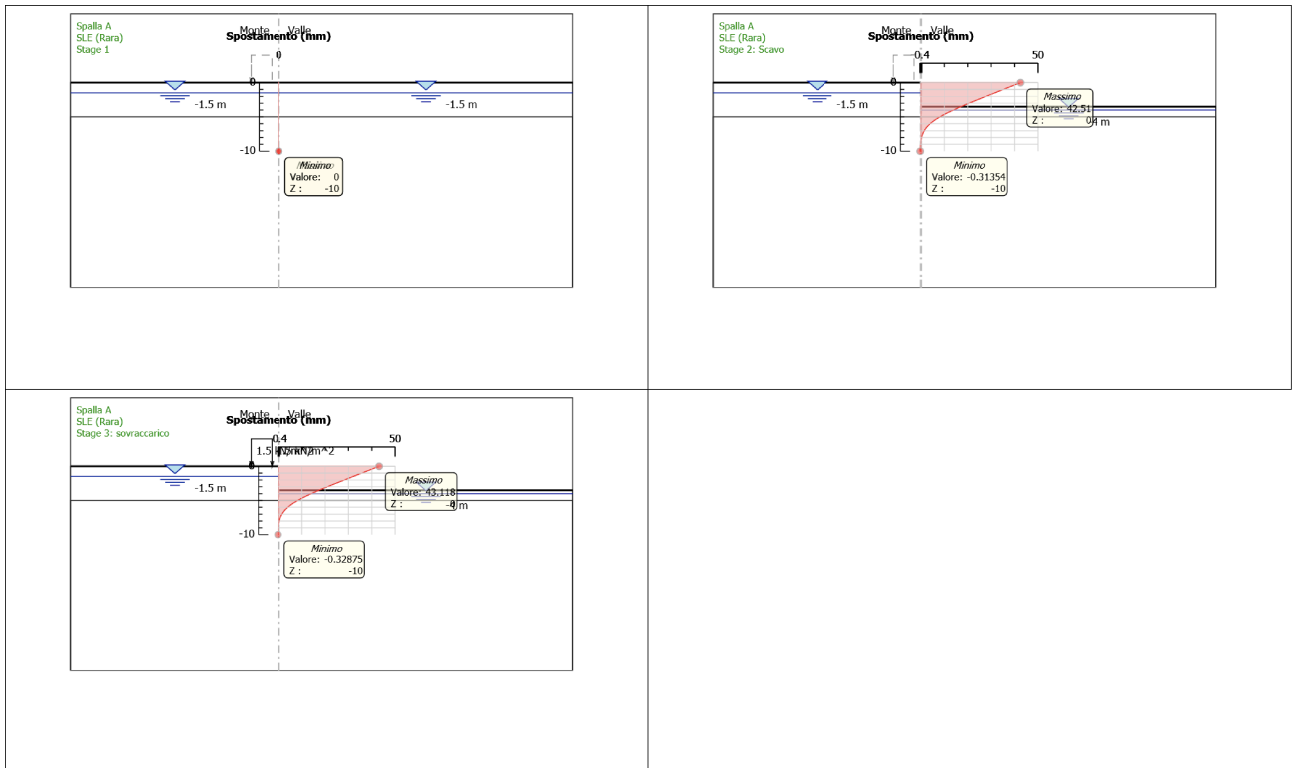
Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	1
A1+M1+R1	1	1	1	1	1
A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

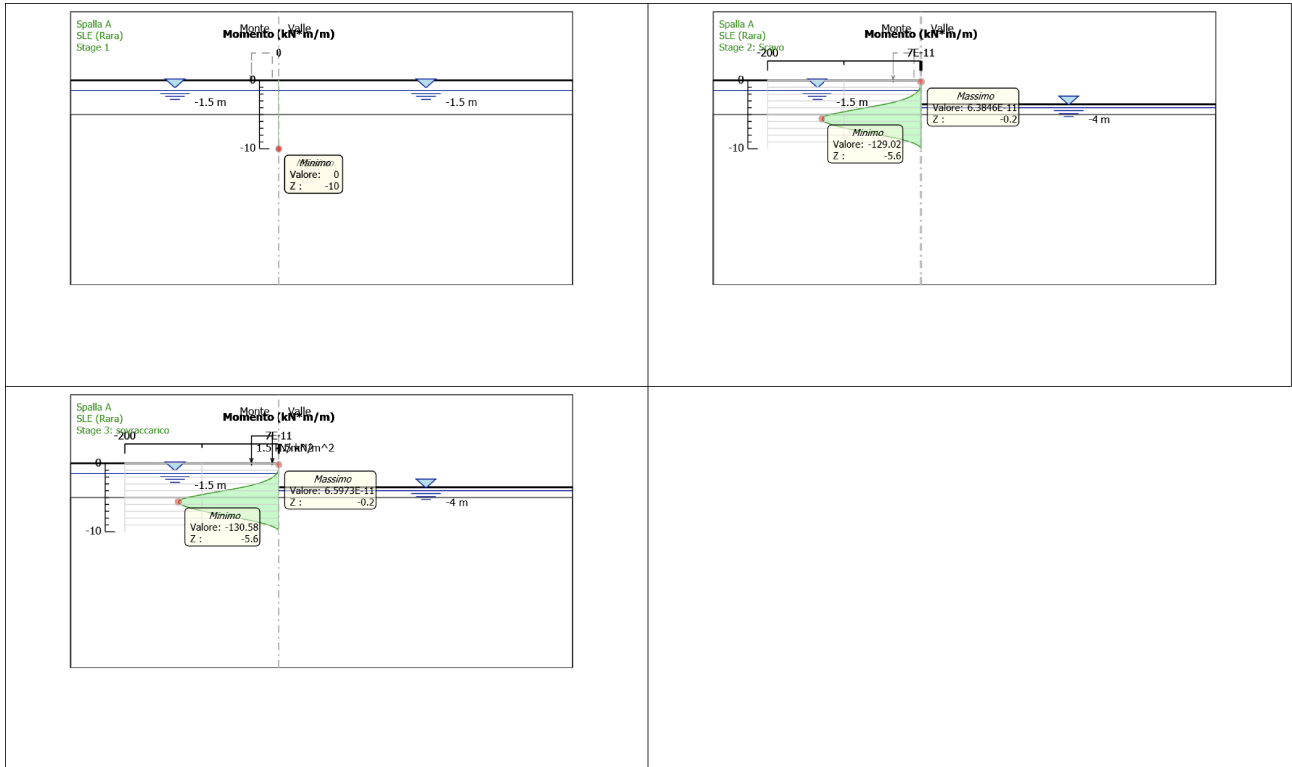
Coefficienti R

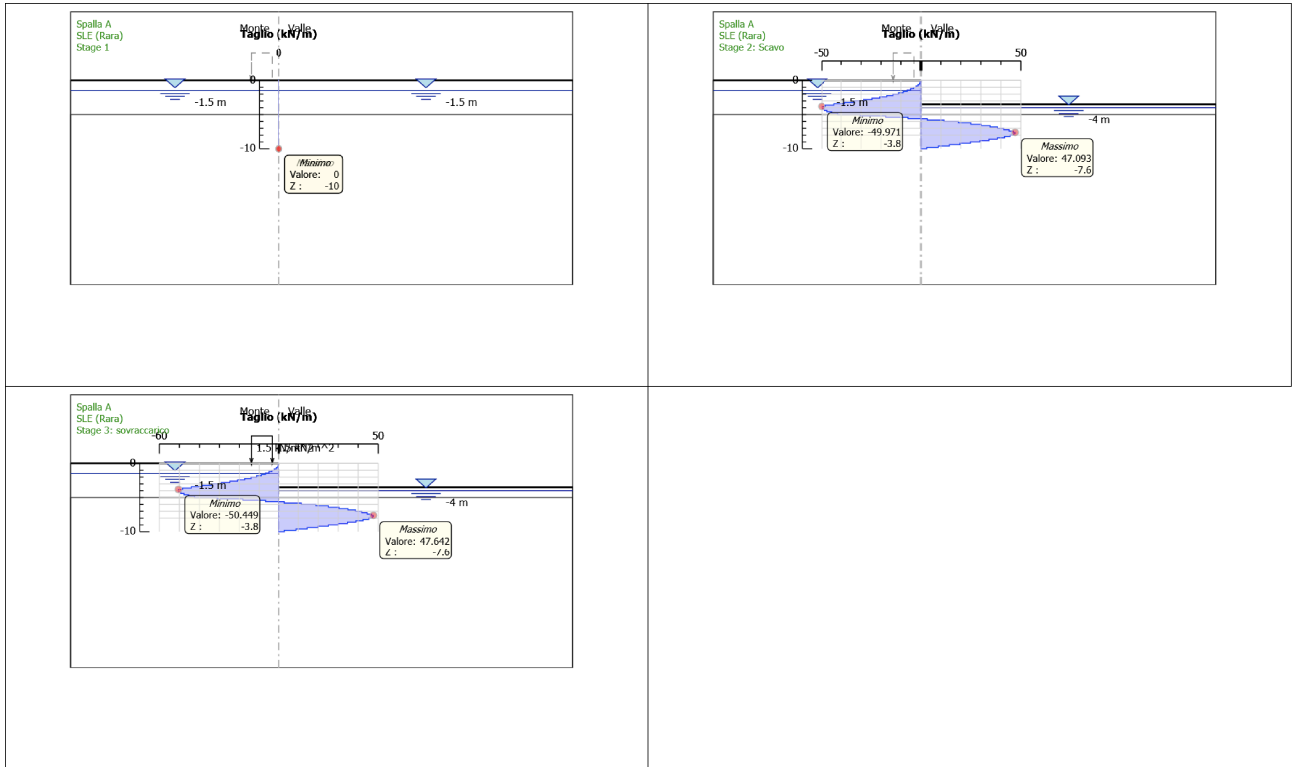
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1
A1+M1+R1	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

5.1. Risultati SLE (Rara)

5.1.1. Tabella Grafici dei Risultati

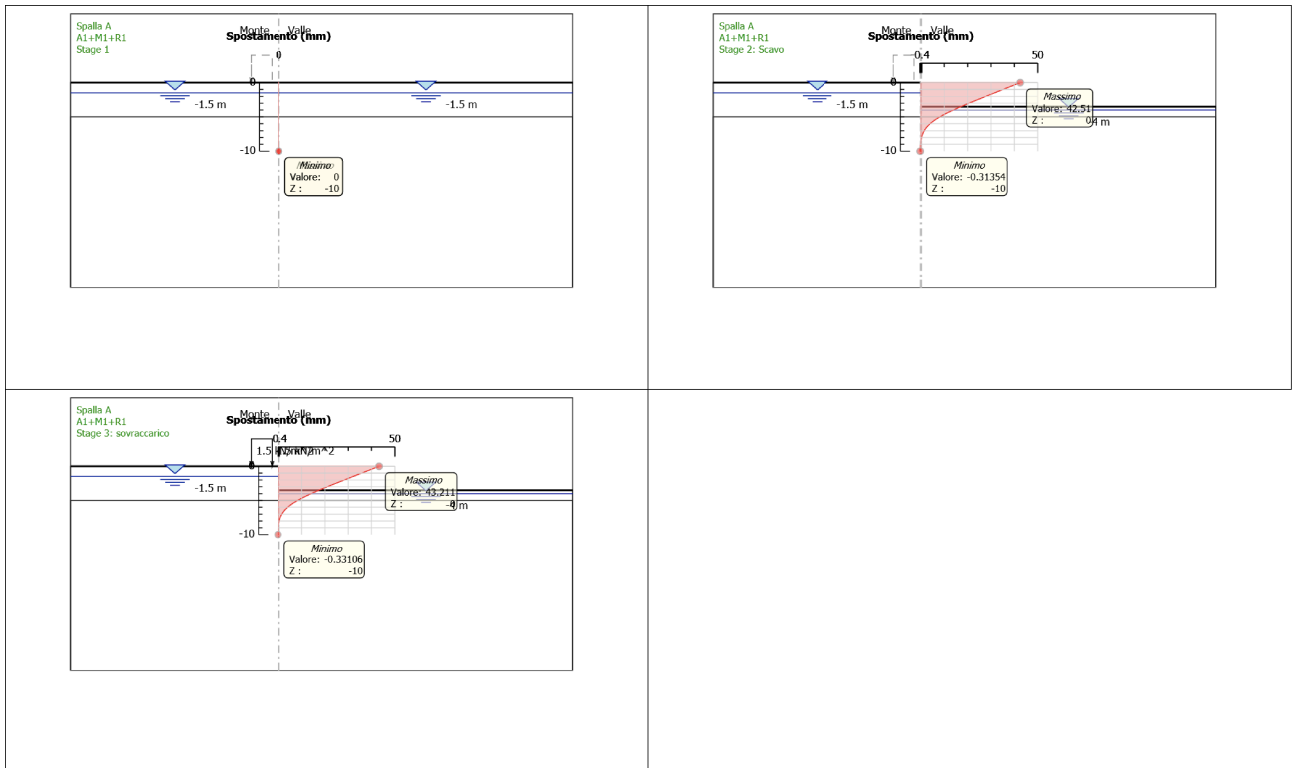


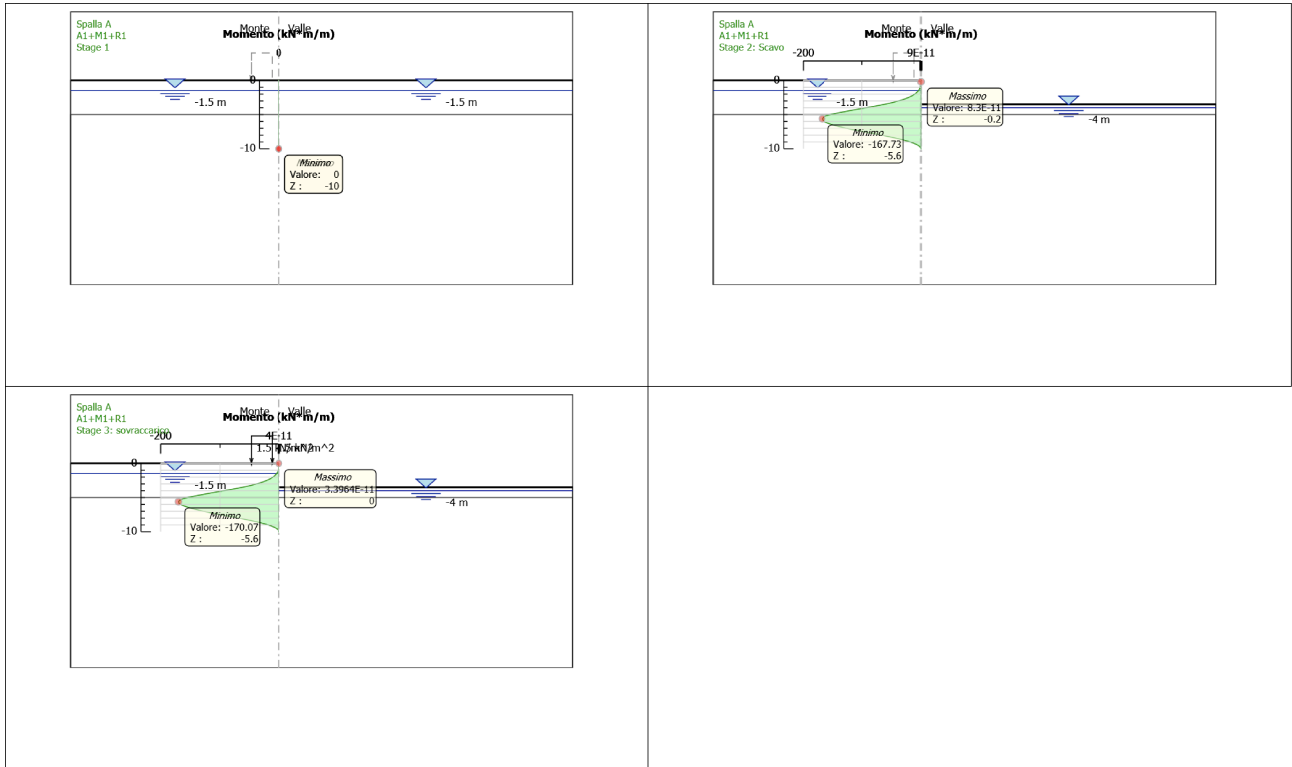


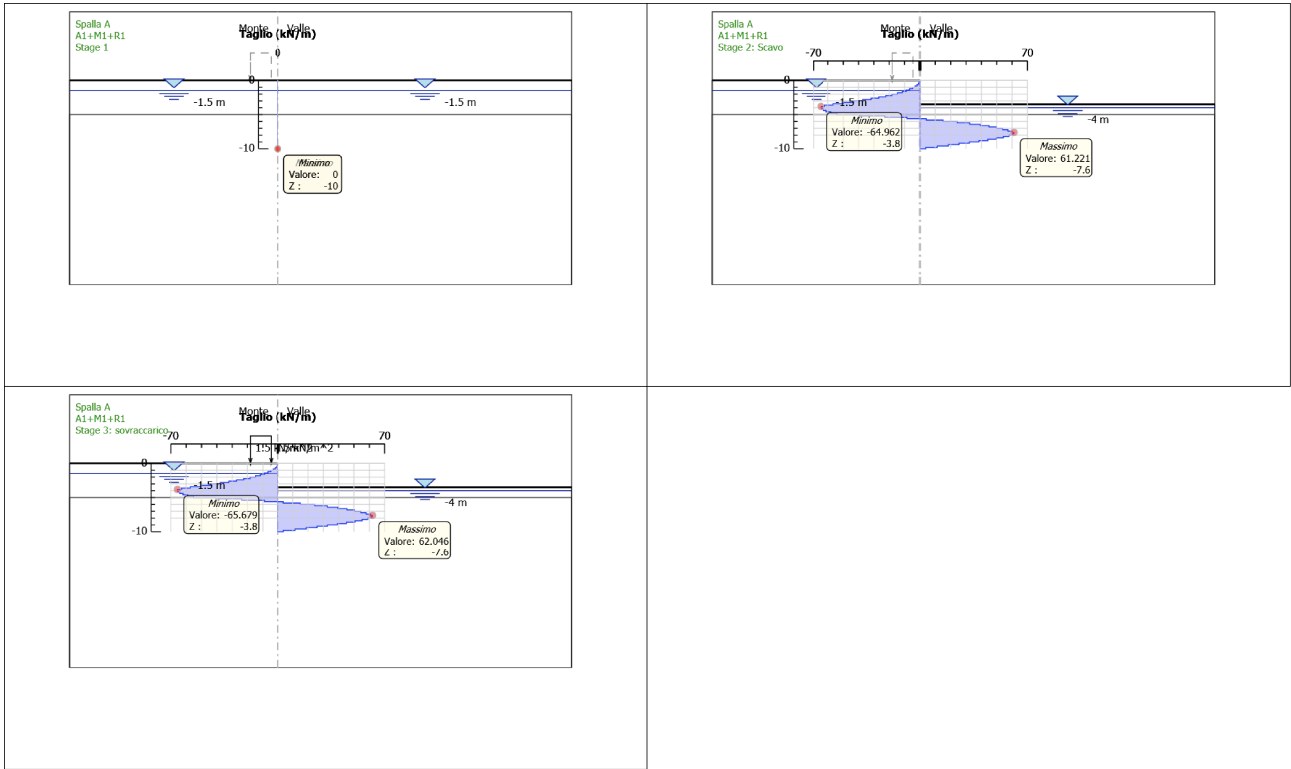


5.2. Risultati A1+M1+R1

5.2.1. Tabella Grafici dei Risultati

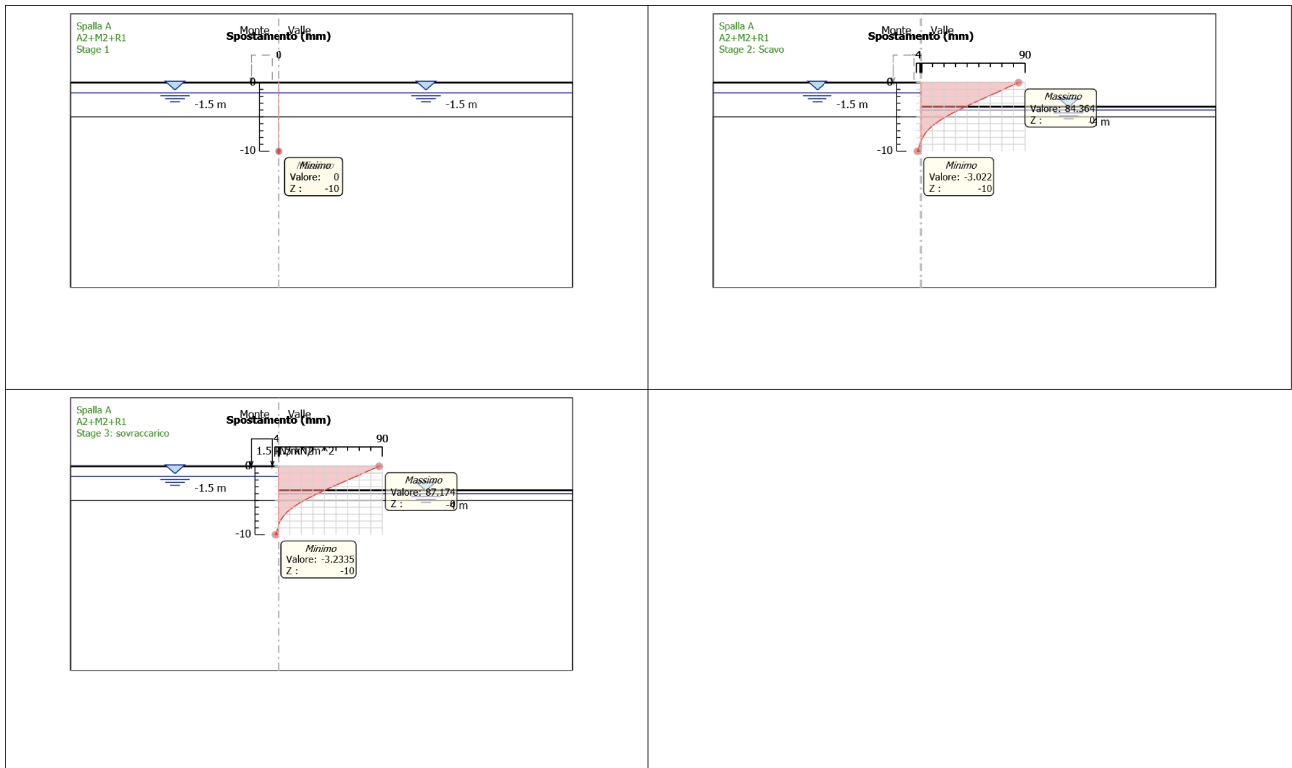


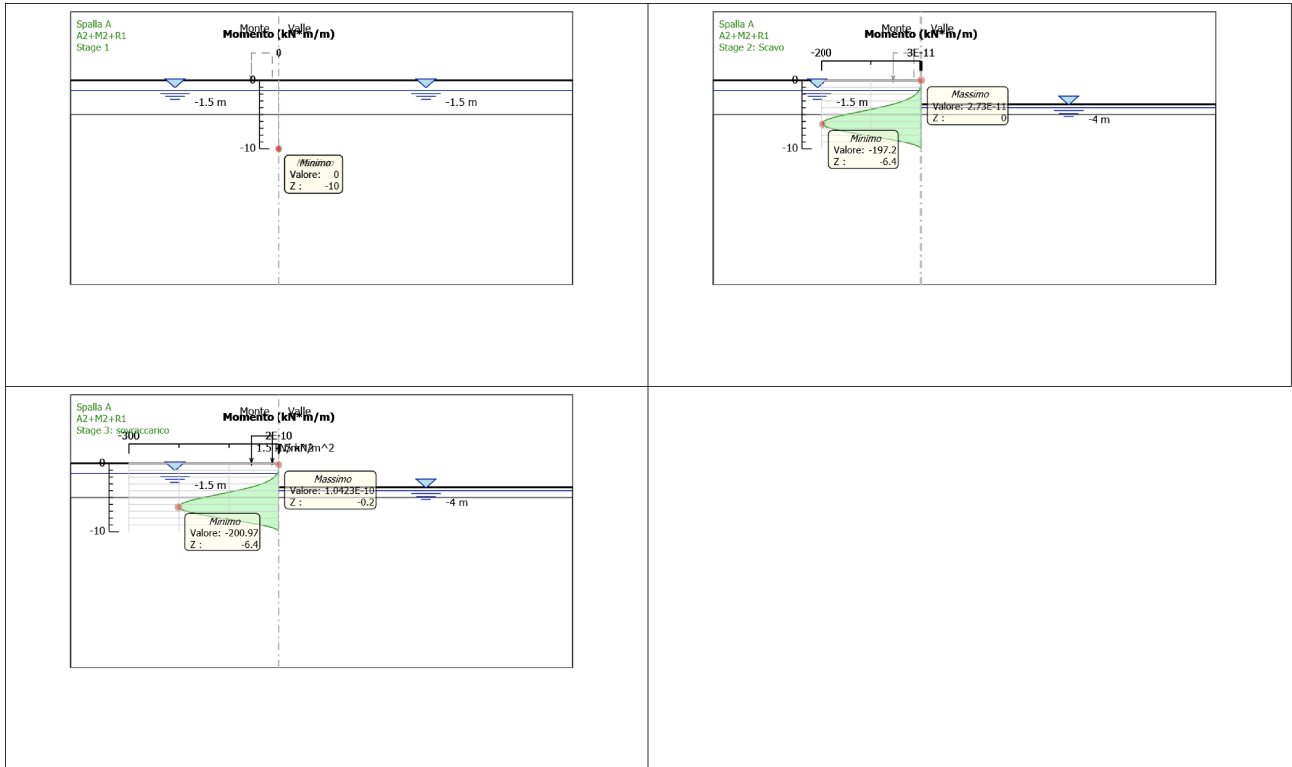


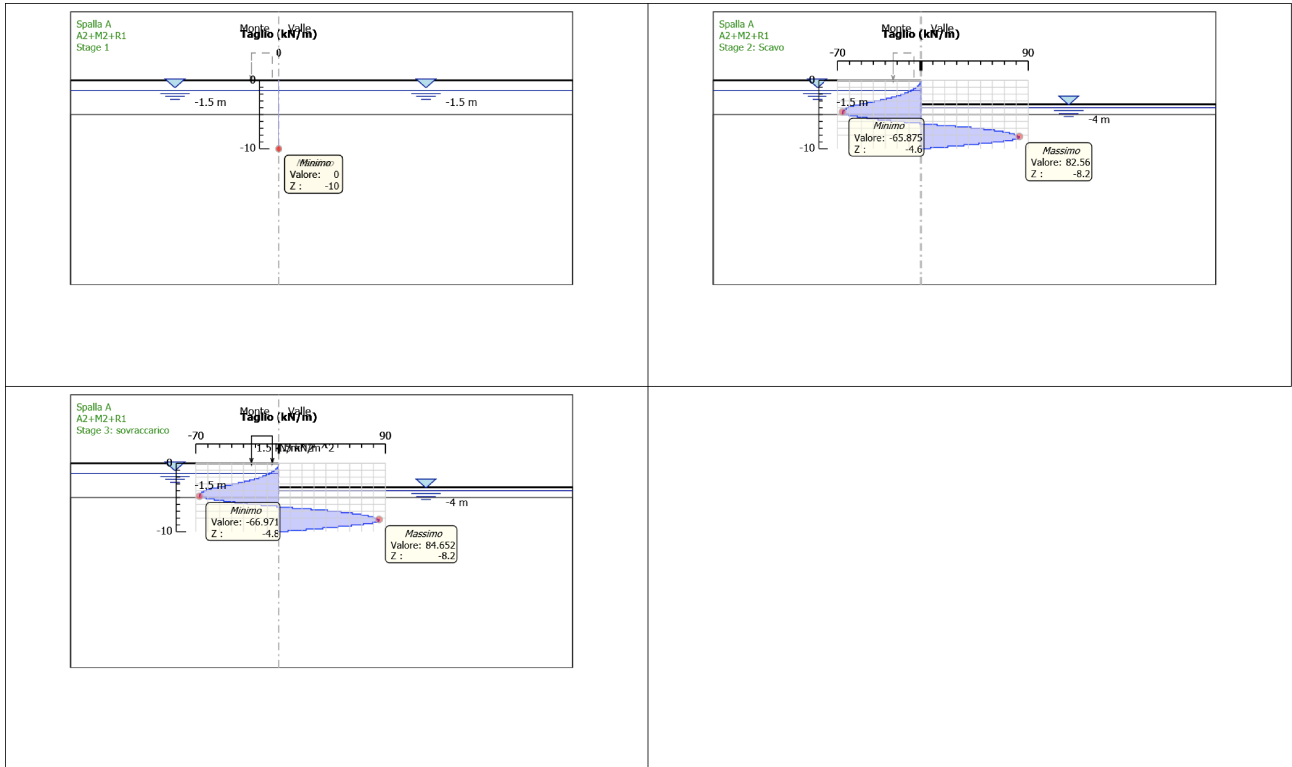


5.3. Risultati A2+M2+R1

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 Inviluppo

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 SteelWorld

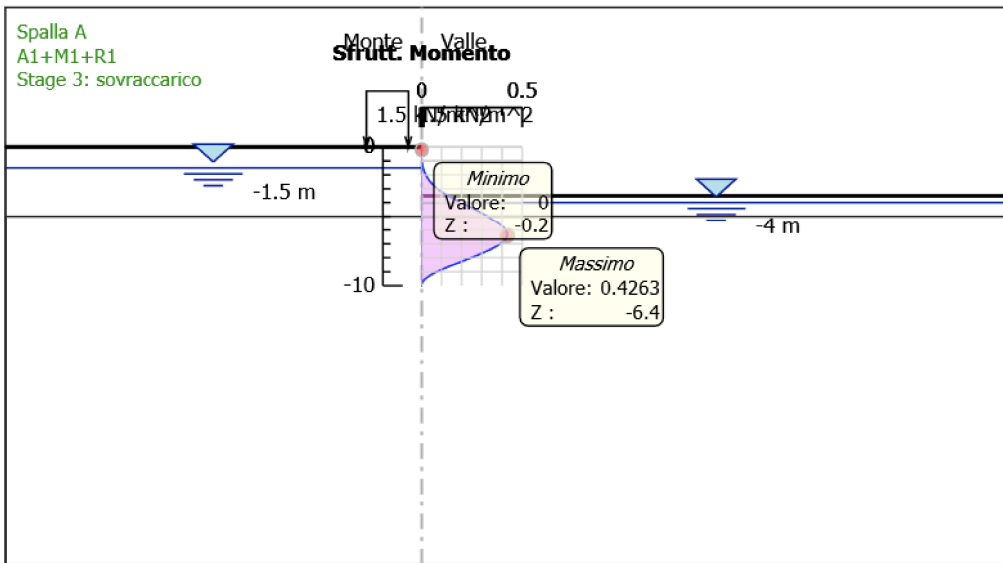
6.2.1. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld : LEFT

Inviluppi 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	0.004
-1.4	0.006
-1.6	0.009
-1.8	0.013
-2	0.017
-2.2	0.023
-2.4	0.031
-2.6	0.04
-2.8	0.05
-3	0.062
-3.2	0.077
-3.4	0.093
-3.6	0.112
-3.8	0.132
-4	0.154
-4.2	0.175
-4.4	0.196

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld
-4.6	0.216
-4.8	0.235
-5	0.253
-5.2	0.266
-5.4	0.274
-5.6	0.277
-5.8	0.276
-6	0.271
-6.2	0.263
-6.4	0.252
-6.6	0.239
-6.8	0.224
-7	0.208
-7.2	0.19
-7.4	0.171
-7.6	0.152
-7.8	0.131
-8	0.111
-8.2	0.092
-8.4	0.074
-8.6	0.058
-8.8	0.043
-9	0.03
-9.2	0.02
-9.4	0.011
-9.6	0.005

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld
-9.8	0.001
-10	0

6.2.2. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld



Inviluppi

Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld

6.2.3. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld : LEFT

Inviluppi 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	0.002
-0.8	0.003
-1	0.004
-1.2	0.006
-1.4	0.008
-1.6	0.011
-1.8	0.013
-2	0.017
-2.2	0.02
-2.4	0.025
-2.6	0.029
-2.8	0.034
-3	0.04
-3.2	0.046
-3.4	0.052
-3.6	0.057
-3.8	0.06
-4	0.059
-4.2	0.058
-4.4	0.056
-4.6	0.054

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
-4.8	0.05
-5	0.037
-5.2	0.021
-5.4	0.008
-5.6	0.004
-5.8	0.014
-6	0.022
-6.2	0.03
-6.4	0.036
-6.6	0.041
-6.8	0.046
-7	0.049
-7.2	0.053
-7.4	0.055
-7.6	0.056
-7.8	0.056
-8	0.053
-8.2	0.05
-8.4	0.046
-8.6	0.041
-8.8	0.035
-9	0.03
-9.2	0.024
-9.4	0.017
-9.6	0.01
-9.8	0.004

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
-10	0.004

6.2.4. Grafico Involupi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

