

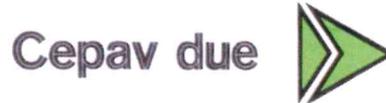
COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06)

Da Pk 114+565 a Pk 115+990

Relazione di calcolo opere provvisionali

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Tarantini)	Valido per costruzione Data: _____
Data: _____	Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	G A 0 6 0 1	0 0 1	A

PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	LUCIA	16/11/18	MERLINI	16/11/18	16/11/18	
B							
C							

CIG. 751447334A File: INOR11EE2CLGA0601001A.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
2 di 130**INDICE**

1.	INTRODUZIONE	4
1.1.	OGGETTO E SCOPO	4
1.2.	BREVE DESCRIZIONE DEL PROGETTO.....	4
1.3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
1.3.1.	<i>Normative e raccomandazioni</i>	11
1.3.2.	<i>Bibliografia</i>	11
1.3.3.	<i>Specifiche Tecniche di Riferimento</i>	11
2.	DESCRIZIONE DELLE OPERE E FASI ESECUTIVE	13
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	26
4.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	28
4.1.	GALLERIA ARTIFICIALE LATO OVEST (GA06).....	31
4.1.1.	<i>Definizione stratigrafie di riferimento</i>	32
4.1.2.	<i>Andamento della falda</i>	32
4.1.3.	<i>Valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici</i>	33
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI.....	35
6.	SOFTWARE DI CALCOLO	37
6.1.	PARATIE PLUS.....	37
6.2.	PLAXIS.....	40
7.	STATI LIMITE.....	41
7.1.	AZIONI.....	41
7.2.	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SOSTEGNO	41
7.3.	ANALISI DI STABILITÀ DEI VERSANTI	44
8.	OPERE PROVVISORIALI	46
8.1.	MODELLAZIONE STRATIGRAFICA, GEOTECNICA E CARICHI DELLE DIVERSE TRATTE	49
8.2.	GEOMETRIA MODELLI DI CALCOLO E AZIONI RISULTANTI	52
8.2.1.	<i>Paratia provvisoriale D alle pk 115+889,12, pk 115+639,81</i>	52
8.2.2.	<i>Paratia provvisoriale E alla pk 115+223</i>	56

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
3 di 130

8.2.3.	Paratia provvisoriale F pk 114+566.....	61
8.2.4.	Palancola provvisoriale a protezione edificio WIERER	64
8.2.5.	Palancola provvisoriale a protezione edificio FERALPI.....	68
8.2.6.	Palancola provvisoriale a protezione autostrada A4.....	72
8.3.	VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE	75
8.3.1.	Verifiche strutturali del palo.....	75
8.3.1.	Verifiche strutturali sulla palancola.....	77
8.3.2.	Verifiche strutturali sui tiranti.....	80
8.3.3.	Verifiche strutturali sui puntoni.....	81
8.3.4.	Verifiche geotecniche sui tiranti.....	83
8.3.5.	Verifiche strutturali sulla trave di ripartizione dei tiranti.....	86
8.3.6.	Verifica della profondità di infissione	89
8.3.7.	Verifica di stabilità globale	90
9.	VERIFICHE DI STABILITA'	92
10.	VERIFICA DEI PALI NELLA FASE DI SCAVO DELLE GALLERIE ARTIFICIALI REALIZZATE CON IL METODO TOP-DOWN.....	98
10.1.	MODELLAZIONE STRATIGRAFICA, GEOTECNICA E CARICHI DELLE DIVERSE TRATTE	101
10.1.	GEOMETRIA MODELLI DI CALCOLO E AZIONI RISULTANTI	102
10.1.1.	Sezione tipo M1 da pk 114+585 a pk 114+745.....	102
10.1.2.	Sezione tipo M1 da pk 114+745 a pk 114+900.....	107
10.1.3.	Sezione tipo M4.....	112
10.1.1.	Sezione tipo M3-M3bis	117
10.1.1.	Sezione tipo M2bis.....	123
10.1.	VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE	129
10.1.1.	Verifiche strutturali del palo.....	129
10.1.1.	Verifica della profondità di infissione	129

1. INTRODUZIONE

1.1. Oggetto e scopo

Nella presente relazione si riportano le analisi e le verifiche delle opere di sostegno provvisorie che si rendono necessarie per la realizzazione della galleria artificiale Lonato Lato Milano (GA06) prevista nell'ambito del progetto della linea A.V. – A.C. Torino – Venezia lungo la tratta Milano – Verona.

L'opera si articola in parte secondo due canne distinte e in parte a singola canna doppio binario: l'asse pari è compreso tra le progressive 114+565 e 115+990 (lunghezza 1425 m). Essa costituisce il tratto approccio, sul lato ovest, alla omonima galleria naturale (GN02) e si sviluppa secondo un tracciato affiancato all'autostrada A4 Milano – Venezia. I due binari della galleria presentano il massimo distanziamento in corrispondenza dell'imbocco del tratto in naturale, mentre sono affiancati sull'uscita Ovest.

1.2. Breve descrizione del progetto

Nell'ambito del tracciato della linea ferroviaria Alta Velocità/ Alta Capacità Milano-Verona, la galleria Lonato, comprende la galleria naturale a doppia canna più lunga della tratta, con una lunghezza complessiva di circa 4.8 km. L'opera complessiva, compresa tra le progressive 114+535 e 122+250 riferite all'asse del binario pari, è suddivisa principalmente in sette parti d'opera distinte (WBS):

- TRINCEA DI APPROCCIO LONATO OVEST (TR04), corrispondente a una trincea di muri ad U, della lunghezza di 30 m, di approccio alla galleria artificiale ovest;
- IMBOCCO LONATO OVEST (GI03), corrispondente ad una paratia di pali tirantata e un consolidamento a tergo delle paratie di uscita della fresa;
- GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06), corrispondente ad una galleria artificiale di lunghezza complessiva pari a 1425 m, con un primo tratto monocanna, a doppio binario, con sezione scatolare, ed un secondo tratto a canne separate con sezione scatolare;
- GALLERIA NATURALE LONATO (GN02), corrispondente ad una galleria naturale a doppia canna a singolo binario, scavata in meccanizzato con lunghezze di 4782 m e 4748 m, tra le progressive 115+990 e 120+772;
- IMBOCCO LONATO EST (GI05), corrispondente ad una paratia di pali tirantata, un consolidamento a tergo delle paratie di uscita della fresa e delle opere di scavo del versante a tergo della paratia;
- GALLERIA ARTIFICIALE LONATO EST (GA07), corrispondente ad una galleria artificiale di lunghezza complessiva pari a 1356 m, con un primo tratto monocanna, a doppio binario, con sezione scatolare, ed un secondo tratto a canne separate con sezione scatolare;
- TRINCEA DI APPROCCIO LONATO EST (TR05), corrispondente a una trincea di muri ad U e una trincea a cielo aperto, della lunghezza di 121 m, di approccio alla galleria artificiale est.

Per quanto concerne l'opera principale costituita dalla galleria naturale, il cui scavo è previsto con l'impiego di una TBM del tipo EPB.

La Galleria Lonato è ubicata poco a sud dell'omonimo abitato di Lonato in adiacenza ad una zona industriale; il tracciato ferroviario interferisce dopo circa 350 m dal primo inizio (nel verso delle progressive crescenti) con l'Autostrada A4 Milano – Venezia, al di sotto della quale dovranno passare le due canne della galleria Lonato con una copertura, rispetto all'autostrada, di circa 10 m.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
5 di 130

Il rivestimento della galleria sarà realizzato in conci prefabbricati, che fungono anche da rivestimento definitivo, posti in opera dalla macchina immediatamente dopo ogni fase di avanzamento, ad una ridotta distanza dal fronte.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
6 di 130

1.3. Documenti di riferimento

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento a quanto di seguito elencato.

Codifica documento	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06)
INOR11EE2F6GA0600001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Profilo geologico e geotecnico
INOR11EE2ROGA0600001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Relazione di confronto PD/PE
INOR11EE2ROGA0600002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Relazione Generale
INOR11EE2CLGA0601001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Relazione di calcolo opere provvisionali
INOR11EE2CLGA0601002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Relazione di calcolo opere provvisionali - allegati numerici
INOR11EE2CLGA0600001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Relazione di calcolo galleria
INOR11EE2CLGA0600002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Relazione di calcolo galleria - allegati numerici
INOR11EE2ROGA0600003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Relazione di monitoraggio
INOR11EE2CLGA0600003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Dimensionamento pali gallerie artificiali realizzate con il metodo top-down
INOR11EE2P7GA0600001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Planimetria (TAV. 1/2)
INOR11EE2P7GA0600002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Planimetria (TAV. 2/2)
INOR11EE2F7GA0600001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Profilo longitudinale BP (TAV. 1/2)
INOR11EE2F7GA0600002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Profilo longitudinale BP (TAV. 2/2)
INOR11EE2F7GA0600003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Profilo longitudinale BD (TAV. 1/2)
INOR11EE2F7GA0600004	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Profilo longitudinale BD (TAV. 2/2)
INOR11EE2P9GA0605001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Pianta P.F. vista dall'alto e sez. long.(TAV. 1/9)
INOR11EE2P9GA0605002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Pianta P.F. vista dall'alto e sez. long.(TAV. 2/9)
INOR11EE2P9GA0605003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Pianta P.F. vista dall'alto e sez. long.(TAV. 3/9)
INOR11EE2P9GA0605004	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Pianta P.F. vista dall'alto e sez. long.(TAV. 4/9)
INOR11EE2P9GA0605005	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Pianta P.F. vista dall'alto e sez. long.(TAV. 5/9)
INOR11EE2P9GA0605006	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Pianta P.F. vista dall'alto e sez. long.(TAV. 6/9)
INOR11EE2P9GA0605007	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Pianta P.F. vista dall'alto e sez. long.(TAV. 7/9)
INOR11EE2P9GA0605008	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Pianta P.F. vista dall'alto e sez. long.(TAV. 8/9)
INOR11EE2P9GA0605009	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Pianta P.F. vista dall'alto e sez. long.(TAV. 9/9)
INOR11EE2P8GA0601001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi - Planimetria parte Ovest - Fasi 1 e 2 (Tav. 1/3)
INOR11EE2P8GA0601002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi - Planimetria parte Ovest - Fasi 3 e 4 (Tav. 2/3)
INOR11EE2P8GA0601003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi - Planimetria parte Ovest - Fasi 5 e 6 (Tav. 3/3)
INOR11EE2P8GA0601004	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi - Planimetria parte Centrale (Feralpi) - Fasi 1 e 2 (Tav. 1/3)
INOR11EE2P8GA0601005	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi - Planimetria parte Centrale (Feralpi) - Fasi 3 e 4 (Tav. 2/3)
INOR11EE2P8GA0601006	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi - Planimetria parte Centrale (Feralpi) - Fasi 5 e 6 (Tav. 3/3)
INOR11EE2P8GA0601007	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi - Planimetria parte Est - Fasi 1 e 2 (Tav. 1/3)

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
7 di 130

Codifica documento	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06)
INOR11EE2P8GA0601008	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi - Planimetria parte Est - Fasi 3 e 4 (Tav. 2/3)
INOR11EE2P8GA0601009	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi - Planimetria parte Est - Fasi 5 e 6 (Tav. 3/3)
INOR11EE2P8GA0601012	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi - Planimetria parte Centrale (Feralpi) - Fasi realizzative piazzale (Tav. 1/2)
INOR11EE2P8GA0601013	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi - Planimetria parte Centrale (Feralpi) - Fasi realizzative piazzale (Tav. 2/2)
INOR11EE2W9GA0601001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi di prima fase per realizzazione solettone - Sezioni (Tav. 1/3)
INOR11EE2W9GA0601002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi di prima fase per realizzazione solettone - Sezioni (Tav. 2/3)
INOR11EE2W9GA0601003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi di prima fase per realizzazione solettone - Sezioni (Tav. 3/3)
INOR11EE2W9GA0601004	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi di seconda fase per avanzamento a foro cieco - Sezioni (Tav. 1/3)
INOR11EE2W9GA0601005	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi di seconda fase per avanzamento a foro cieco - Sezioni (Tav. 2/3)
INOR11EE2W9GA0601006	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scavi di seconda fase per avanzamento a foro cieco - Sezioni (Tav. 3/3)
INOR11EE2P9GA0601001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata paratie provvisionali A e B
INOR11EE2P9GA0601002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata paratia provvisoriale C
INOR11EE2P9GA0601003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata paratia provvisoriale D pk 115+639,81
INOR11EE2PZGA0601001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata paratia provvisoriale E pk 115+223
INOR11EE2BZGA0601001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata paratia provvisoriale F e armatura pali pk 114+566
INOR11EE2PZGA0601002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata paratia e particolari costruttivi zona cvf IV30
INOR11EE2BZGA0601002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata paratia e particolari costruttivi zona Wierer
INOR11EE2BZGA0601003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata paratia e particolari costruttivi zona Feralpi Tav (1/2)
INOR11EE2BZGA0601010	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata paratia e particolari costruttivi zona Feralpi Tav (2/2)
INOR11EE2BZGA0601004	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata paratia e particolari costruttivi zona piazzola di sosta
INOR11EE2P9GA0600001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata pali sezioni top-down (Tav. 1/7)
INOR11EE2P9GA0600002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata pali sezioni top-down (Tav. 2/7)
INOR11EE2P9GA0600003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata pali sezioni top-down (Tav. 3/7)
INOR11EE2P9GA0600004	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata pali sezioni top-down (Tav. 4/7)
INOR11EE2P9GA0600005	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata pali sezioni top-down (Tav. 5/7)
INOR11EE2P9GA0600006	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata pali sezioni top-down (Tav. 6/7)
INOR11EE2P9GA0600007	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sviluppata pali sezioni top-down (Tav. 7/7)
INOR11EE2BZGA0601005	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Armatura pali paratia A e B
INOR11EE2BZGA0601006	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Armatura pali paratia C
INOR11EE2BZGA0601007	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Armatura pali paratia D pk 115+639,81

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
8 di 130

Codifica documento	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06)
INOR11EE2BZGA0601008	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Armatura pali paratia E pk 115+223
INOR11EE2P8GA0601010	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Planimetria e sezioni monitoraggio paratie e scavi Tav 1/3
INOR11EE2P8GA0601011	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Planimetria e sezioni monitoraggio paratie e scavi Tav 2/3
INOR11EE2PZGA0601003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Planimetria e sezioni monitoraggio paratie e scavi Tav 3/3
INOR11EE2BZGA0601009	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Particolari costruttivi opere provvisoriali
INOR11EE2P8GA0600001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sistemazione finale - planimetria (Tav. 1/3)
INOR11EE2P8GA0600002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sistemazione finale - planimetria (Tav. 2/3)
INOR11EE2P8GA0600003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sistemazione finale - planimetria (Tav. 3/3)
INOR11EE2W9GA0600001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sistemazione finale - sezioni (Tav. 1/4)
INOR11EE2W9GA0600002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sistemazione finale - sezioni (Tav. 2/4)
INOR11EE2W9GA0600003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sistemazione finale - sezioni (Tav. 3/4)
INOR11EE2W9GA0600004	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sistemazione finale - sezioni (Tav. 4/4)
INOR11EE2BZGA0600001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo S1 - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600024	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M4 - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M1 conci 3, 4, 6, 7, 8 - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600034	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M1 conci 9, 10, 11, 13, 14 - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600022	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M3bis conci 28, 29, 31 - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600042	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M3 conci dal 32 al 39 - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M2bis conci dal 15 al 23 - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600004	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scatolare di transizione binario dispari - Carpenteria 1/2
INOR11EE2BZGA0600005	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scatolare di transizione binario dispari - Carpenteria 2/2
INOR11EE2BZGA0600018	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scatolare di transizione binario pari - Carpenteria 1/2
INOR11EE2BZGA0600019	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scatolare di transizione binario pari - Carpenteria 2/2
INOR11EE2BZGA0600006	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - By pass 2 - carpenteria
INOR11EE2BZGA0600007	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo S1 - Carpenteria Nicchie
INOR11EE2BZGA0600043	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M4 - Carpenteria Nicchie NLF+NRDG+FG
INOR11EE2BZGA0600044	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M4 - Carpenteria Nicchie TT
INOR11EE2BZGA0600023	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M1 - Carpenteria Nicchie concio 2
INOR11EE2BZGA0600045	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M1 - Carpenteria Nicchie concio 5
INOR11EE2BZGA0600046	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M1 - Carpenteria Nicchie concio 12
INOR11EE2BZGA0600025	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M1 - Concio n°1 cvf IV42 - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600047	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M2bis - Concio n°24 - Carpenteria

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
9 di 130

Codifica documento	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06)
INOR11EE2BZGA0600026	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M3bis - Concio n°25 - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600027	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M3bis - Concio n°26 - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600028	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M3bis - Concio n°27 - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600029	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M3bis - Concio n°30 - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600030	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Bypass 1 - Concio n°40 - Carpenteria (Tav. 1/2)
INOR11EE2BZGA0600048	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Bypass 1 - Concio n°40 - Carpenteria (Tav. 2/2)
INOR11EE2BZGA0600031	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M4 - Conci n°42.d e 42.p - Carpenteria
INOR11EE2BZGA0600049	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Particolari costruttivi - Carpenterie
INOR11EE2BZGA0600008	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo S1 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600032	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M4 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600009	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M1 conci 3, 4, 6, 7, 8 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600050	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M1 conci 9, 10, 11, 13, 14 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600010	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M2bis conci dal 15 al 21 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600059	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M2bis conci 22 e 23 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600011	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M3bis conci 28, 29, 31 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600051	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M3 conci dal 32 al 39 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600012	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scatolare di transizione binario dispari - Armatura 1/2
INOR11EE2BZGA0600013	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scatolare di transizione binario dispari - Armatura 2/2
INOR11EE2BZGA0600020	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scatolare di transizione binario pari - Armatura 1/2
INOR11EE2BZGA0600021	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Scatolare di transizione binario pari - Armatura 2/2
INOR11EE2BZGA0600014	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - By pass 2 - armatura
INOR11EE2BZGA0600052	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo S1 - By pass 2 - armatura di rinforzo
INOR11EE2BZGA0600015	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo S1 - Nicchie NLF+NRDG+FG - armatura
INOR11EE2BZGA0600016	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo S1 - Nicchie TT - armatura
INOR11EE2BZGA0600033	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M1 - Nicchie concio 2 - armatura
INOR11EE2BZGA0600053	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M1 - Nicchie concio 5 - armatura
INOR11EE2BZGA0600054	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M1 - Nicchie concio 12 - armatura
INOR11EE2BZGA0600055	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M4 - Nicchie NLF+NRDG+FG - armatura
INOR11EE2BZGA0600056	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M4 - Nicchie TT - armatura
INOR11EE2BZGA0600035	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M1 - Concio n°1 cvf IV42 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600057	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M2bis - Concio n°24 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600036	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M3bis - Concio n°25 - Armatura

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
10 di 130

Codifica documento	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06)
INOR11EE2BZGA0600037	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M3bis - Concio n°26 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600038	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M3bis - Concio n°27 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600039	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M3bis - Concio n°30 - Armatura
INOR11EE2BZGA0600040	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Bypass 1 - Concio n°40 - Armatura Tav (1/2)
INOR11EE2BZGA0600058	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Bypass 1 - Concio n°40 - Armatura Tav (2/2)
INOR11EE2BZGA0600041	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sezione tipo M4 - Conci n°42.d e 42.p - Armatura
INOR11EE2BZGA0609001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Impermeabilizzazione e opere di drenaggio. Particolari costruttivi transizione Galleria Artificiale
INOR11EE2BZGA0609002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Impermeabilizzazione e opere di drenaggio. Particolari costruttivi sezione S1 e M4
INOR11EE2BZGA0609003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Impermeabilizzazione e opere di drenaggio. Particolari costruttivi sezione M1, M2bis e M3bis-M3
INOR11EE2P8GA0606001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sistema di smaltimento delle acque meteoriche esterne. Fase provvisoria. Planimetria (Tav. 1/2)
INOR11EE2P8GA0606002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sistema di smaltimento delle acque meteoriche esterne. Fase provvisoria. Planimetria (Tav. 2/2)
INOR11EE2P8GA0606003	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sistema di smaltimento delle acque meteoriche esterne. Fase definitiva. Planimetria (Tav. 1/2)
INOR11EE2P8GA0606004	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Sistema di smaltimento delle acque meteoriche esterne. Fase definitiva. Planimetria (Tav. 2/2)
INOR11EE2PZGA0609001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Cabina elettrica - Piante e sezioni
INOR11EE2PBGA0609001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Cabina elettrica - Prospetti
INOR11EE2BZGA0609005	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Cabina elettrica - Armatura elevazioni
INOR11EE2BZGA0609004	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Cabina elettrica - Armatura travi e solaio
INOR11EE2PBGA0609002	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Torrini di ventilazione - Piante e sezioni
INOR11EE2BZGA0609006	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Torrini di ventilazione - Armatura elevazioni
INOR11EE2BZGA0609007	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Torrini di ventilazione - Armatura travi e solaio
INOR11EE24TGA0600001	GALLERIA ARTIFICIALE LONATO OVEST (GA06) - DA PK 114+565 A PK 115+990 - Tabella materiali

Codifica documento	GALLERIA NATURALE LONATO (GN02)
INOR11EE2RBGN0200001	GALLERIA LONATO (GA06 - GI03 - GN02 - GI05 - GA07 - TR05) - Da Pk 114+565.00 a Pk 122+197.10 - Relazione geotecnica

1.3.1. Normative e raccomandazioni

- **D. M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 (NTC 2008)** "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** "Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"
- **Legge 05.11.1971 n. 1086** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **UNI EN 1992-1-1 novembre 2005 (EC2)** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici"
- **UNI EN 1998-5 gennaio 2005 (EC8)** "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica– Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- **Regolamento U.E. nr. 1299/2014 della commissione del 18 novembre 2014** relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea. Pubblicato su Gazzetta Ufficiale anno 156° n°10 del 5 febbraio 2015.
- **Regolamento U.E. nr. 1303/2014 della commissione del 18 novembre 2014** relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la «sicurezza nelle gallerie ferroviarie» del sistema ferroviario dell'Unione europea (*norma STI*)
- **AICAP-AGI (2012). Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.** Raccomandazioni

1.3.2. Bibliografia

- Bustamante M. et Doix B., "Une méthode pour le calcul des tirants et des *micropieux injectés*", Bulletin liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.
- Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
- Lancellotta R. (2007), "Lower Bound approach for seismic passive earth resistance", Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.
- Mueller-Breslau (1906), "Erddruck an Stuetzmaern" Kroener.
- Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
- NAVFAC (1982), "Foundations and earth Structures. Design manual 7.2". Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *Proceedings*, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 103-147.
- Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York

1.3.3. Specifiche Tecniche di Riferimento

La presente fase progettuale, fa riferimento al nuovo Manuale di Progettazione RFI.

- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 4 – Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
12 di 130

- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 6 – Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Specifica funzionale per il sistema di protezione e controllo accessi delle Gallerie Ferroviarie (RFI DPO PA LG A). Emissione 5/5/2008;
- Sovraccarichi per il calcolo dei Ponti Ferroviari: Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo (Istruzioni FS: I/SC/PS-OM/2298). Emissione 13/01/1997;

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE E FASI ESECUTIVE

Il tratto di galleria artificiale in oggetto è situato nel comune di Lonato a Sud dell'abitato di Lonato e si pone in adiacenza all'autostrada A4 posta a Sud della galleria.

In Figura 2.1 si presenta una planimetria generale.



Figura 2.1: Planimetria generale

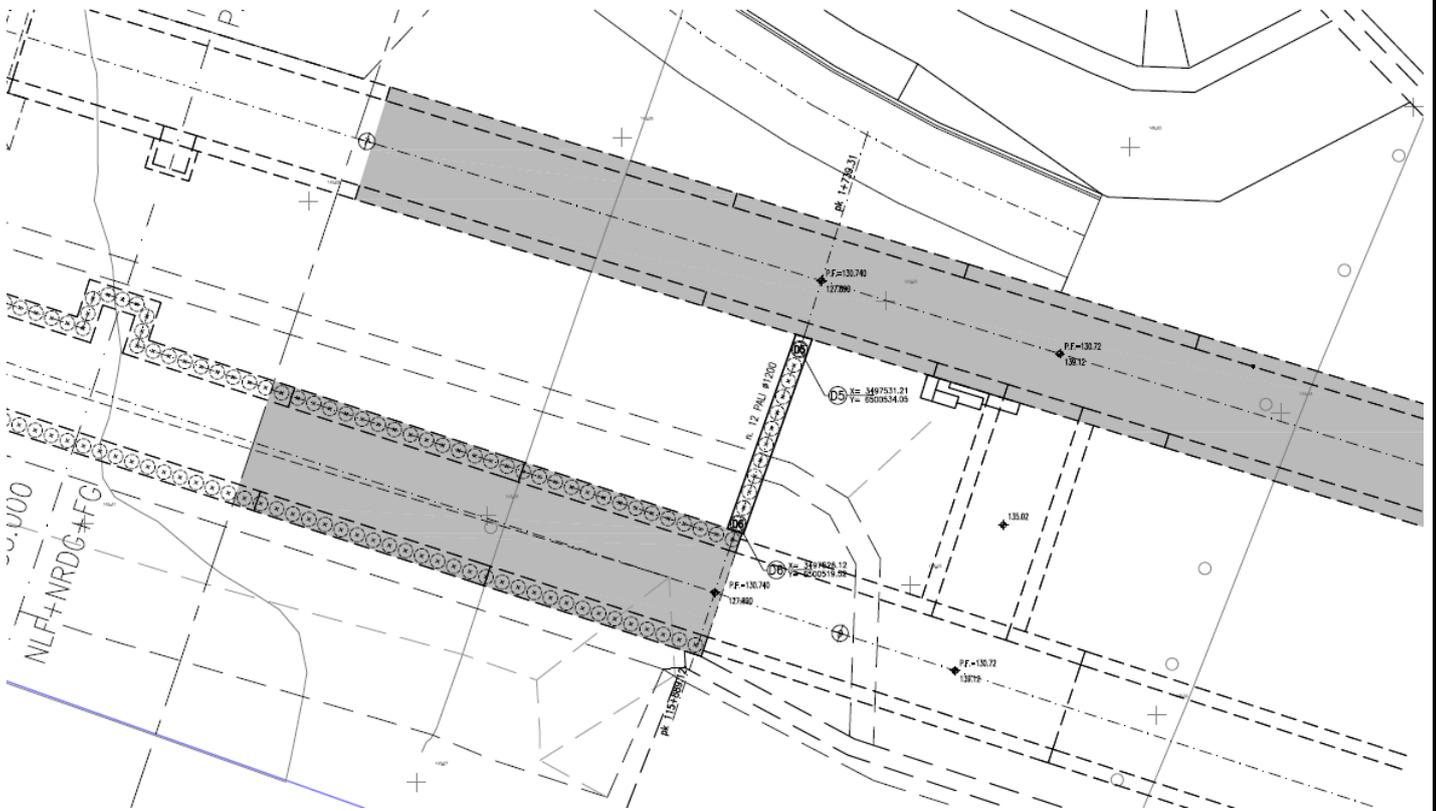


Figura 2.3 – Paratia di II fase alla pk 115+899,12

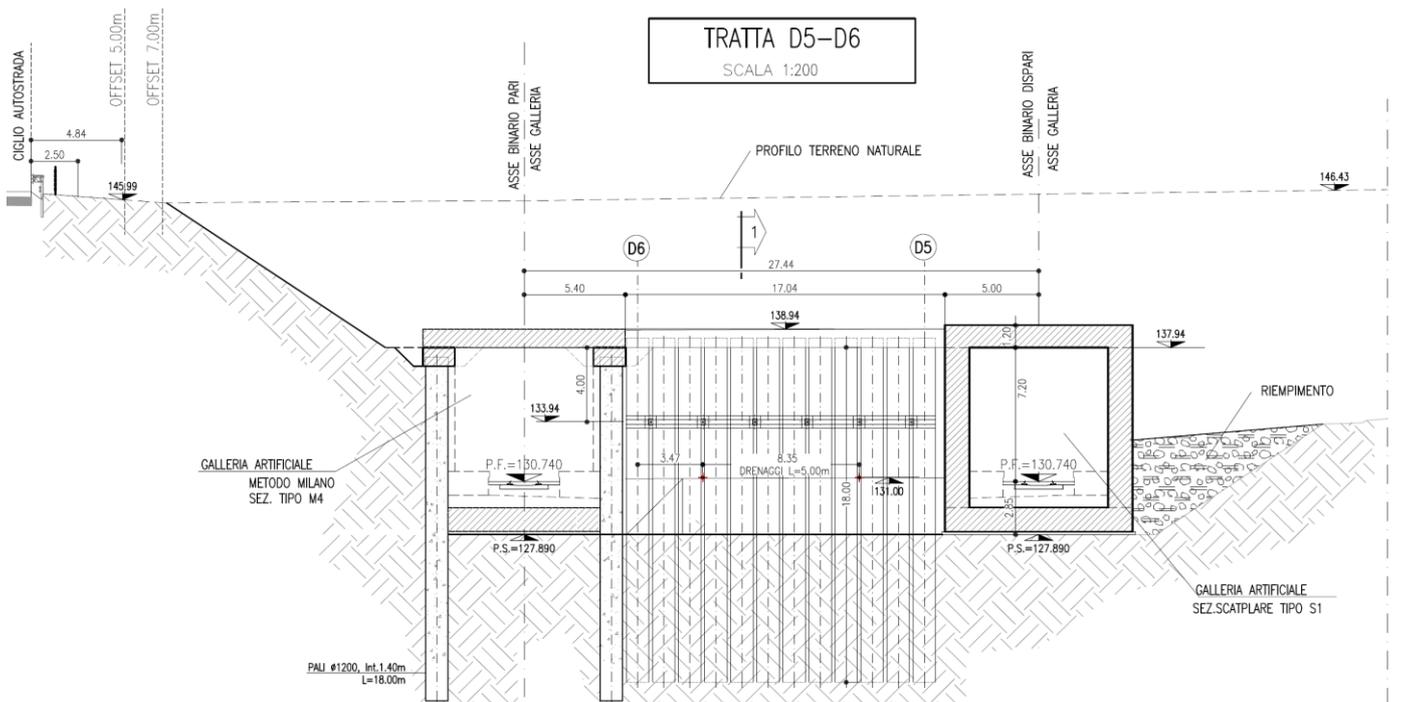


Figura 2.4 – Paratia alla pk 115+889,13

La realizzazione della paratia e dello scavo avverranno secondo le seguenti fasi operative:

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
16 di 130

- 1) preparazione del piano di lavoro fino alla quota di testa dei pali;
- 2) realizzazione dei pali;
- 3) realizzazione della trave in c.a. di collegamento in testa pali.
- 4) scavo di sbancamento fino alla profondità di -0.50 m rispetto alla quota del tirante;
- 5) perforazione, posa in opera e pretiro dei tiranti del livello in esame;
- 6) Ripetizione delle fasi 4 e 5 nel caso di più ordini di tiranti;
- 7) scavo di sbancamento fino alla quota di fondo scavo finale.

La paratia lato Sud da pk 115+890 a pk 115+950 corre parallelamente all'autostrada A4, in questa zona i tiranti di contrasto delle paratie di pali sono stati previsti inclinati di 35° al fine di non invadere la proprietà autostradale e le travi di ripartizione sono state previste in c.a. continue per tutto il tratto.

Dalla progressiva 115+890 circa il binario pari prosegue verso Ovest con una sezione tipo metodo Milano M4 in quanto si vuole garantire un livello di sicurezza maggiore rispetto a quanto previsto nel progetto Definitivo, inoltre non è presente lo spazio per l'alloggiamento dei tiranti di contrasto di una eventuale opera provvisoria a causa del progressivo avvicinamento della proprietà autostradale. Pertanto lo scavo della galleria avverrà a foro cieco una volta realizzate a cielo aperto le due file di pali e il solettone superiore fino alla progressiva 115+639,81. Nella stessa zona il binario dispari verrà realizzato con una sezione scatolare a cielo aperto con scavi 3(o)/2(v) e berme intermedie di larghezza 2m ogni 6m di altezza. Per limitare la differenza di spinta tra monte e valle sulla sezione metodo Milano M4 le fasi di costruzione prevedono che verrà realizzata e ritombata per prima la canna dispari, solo successivamente verrà realizzata la canna pari.

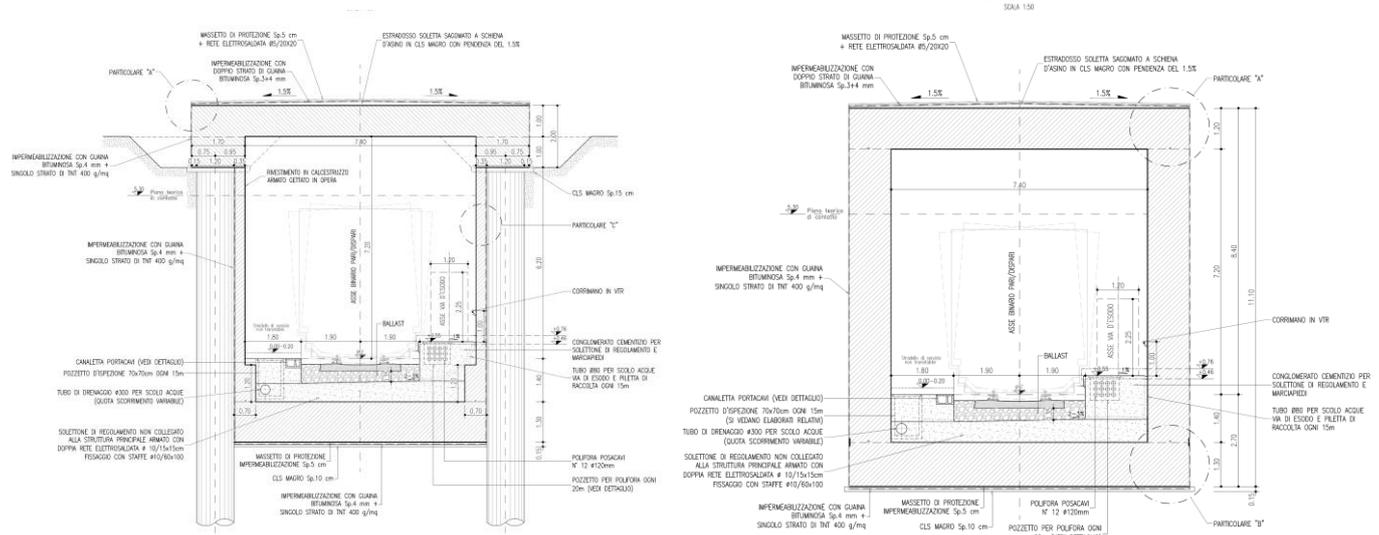
SEZIONE TIPO S1
SCALA 1:50

Figura 2.5 – Sezioni tipo M4 e sezione tipo S1 tra la pk 115+635 e la pk 115+890

Le fasi prevedono:

- realizzazione degli scavi a cielo aperto per il raggiungimento del piano di imposta delle fondazioni delle strutture del binario dispari;
- realizzazione della struttura scatolare S1;
- ritombamento della struttura scatolare S1 fino alla quota di imposta dei pali della sezione M4;
- scavo nella zona del binario pari fino alla quota di imposta dei pali della sezione tipo M4;

- realizzazione dei pali della sezione tipo M4;
- realizzazione del solettone superiore della sezione tipo M4;
- ritombamento dell'area;
- scavo a foro cieco della sezione M4.

In figura si presentano 2 fasi principali per la realizzazione del tratto di GA06 discusso.

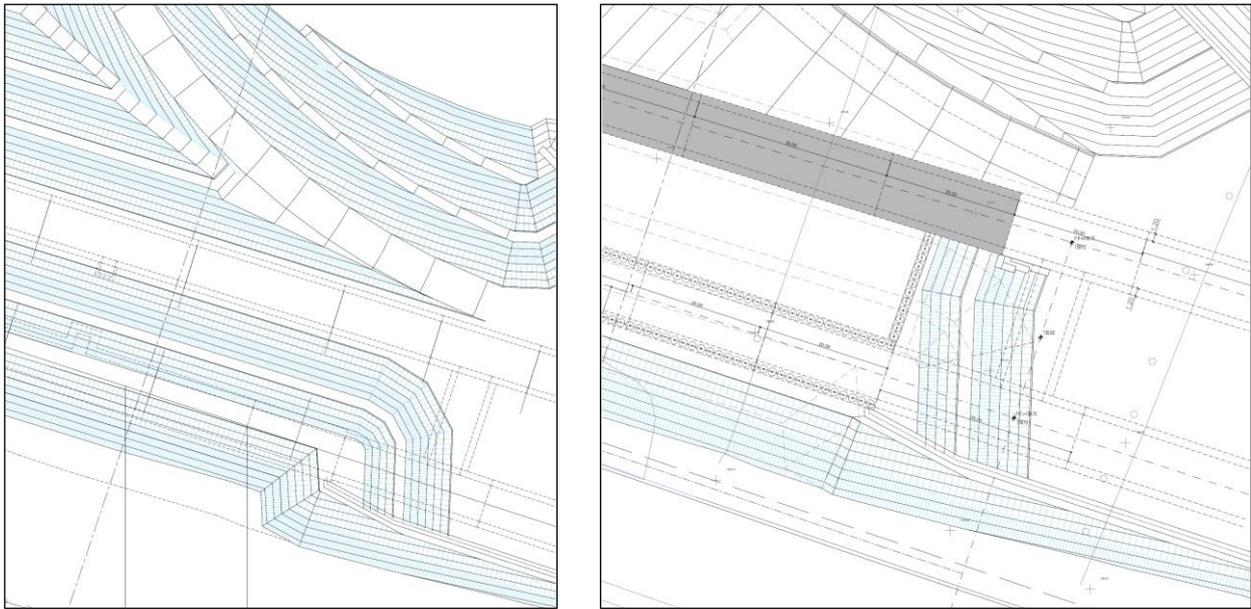


Figura 2.6 – Fasi di realizzazione GA06 alla pk 115+889,13

In corrispondenza della progressiva 115+639,81 sono previste due paratie di chiusura degli scavi al fine di permettere la realizzazione dell'interfaccia costruttiva tra la sezione di galleria artificiale realizzata a cielo aperto e la sezione metodo Milano. Le due paratie sono composte da pali $\phi 1200$ disposti a passo 1,4 m e sono contrastate da 1 ordine di tiranti.

Dalla progressiva 115+638 alla progressiva 115+475 le due canne separate della galleria verranno realizzate entrambe con la sezione tipo M4 metodo Milano. In questa zona la GA06 interseca il cavalcaferrovia di via Campagna (IV30) il quale verrà demolito prima della realizzazione dei conchi di galleria interferente e verrà ricostruito subito dopo. In questa tratta gli scavi necessari per il raggiungimento della quota di realizzazione dei pali interferiscono con il piazzale dell'azienda Wierer e si pongono in prossimità dell'edificio al punto che risulta necessario realizzare una paratia provvisoria a protezione. Per questa opera è prevista una paratia di palancole PU-12 di altezza 13m che per via della potenza di scavo pari a 7m devono essere contrastate con un ordine di tiranti provvisori per quasi tutto lo sviluppo, inclinati in maniera tale da non interferire con le fondazioni esistenti.

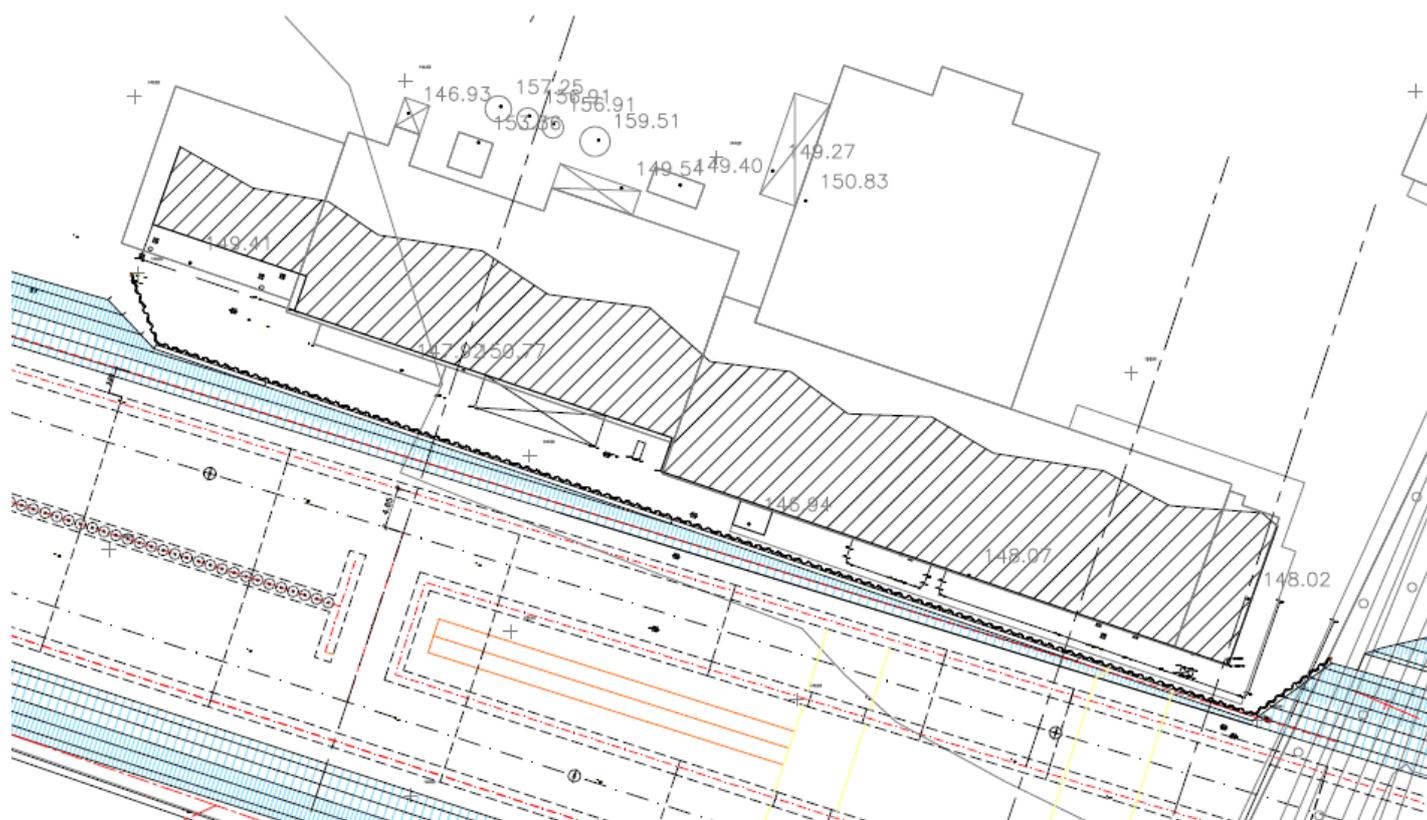


Figura 2.9 – Paratia a protezione del fabbricato Wierer

Dalla progressiva 115+470 le sezioni tipo previste nel tratto precedente per entrambe le canne confluiscono in un'unica sezione tipo denominata M3 che prevede tre file di pali $\phi 1200$ disposti a passo 1,4m la cui interdistanza tra le 3 file diminuisce progressivamente al diminuire della progressiva chilometrica. Nella zona in cui la distanza reciproca tra i pali è massima si ha anche il massimo spessore di ritombamento pari a 4,3m. Nella zona in cui la soletta superiore ha una copertura inferiore a 2m (progressiva 115+260 circa) la sezione tipologica diventa M3bis e rispetto alla sezione precedente, oltre ad essere contraddistinta da una distanza tra le file di pali inferiore, per la fila centrale si prevede un passo dei pali pari a 2,8m fino alla progressiva 115+100.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
21 di 130

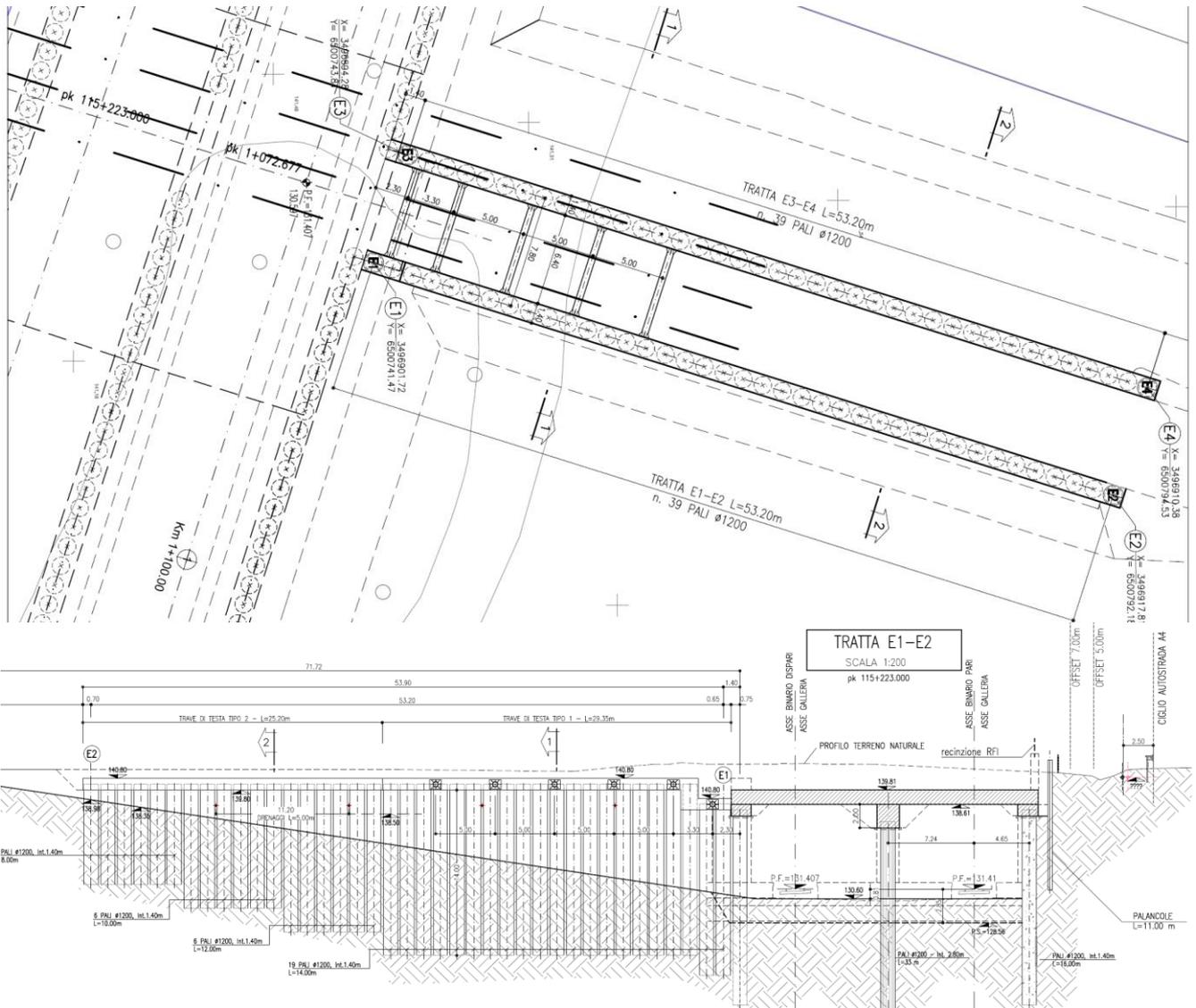


Figura 2.11 – Paratia alla pk 115+863

Sul lato autostrada dalla pk 115+230 alla pk 115+300 è necessaria una paratia provvisoria sia a protezione della sede autostradale che per evitare di scoprire i cavi in fibra ottica posti appena al di fuori del ciglio della piazzola di sosta. Per tale opera sono previste delle palancole AZ18-700 non tirantate di altezza massima pari a 11m a fronte di scavi di altezza massima pari a 4m.



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
22 di 130

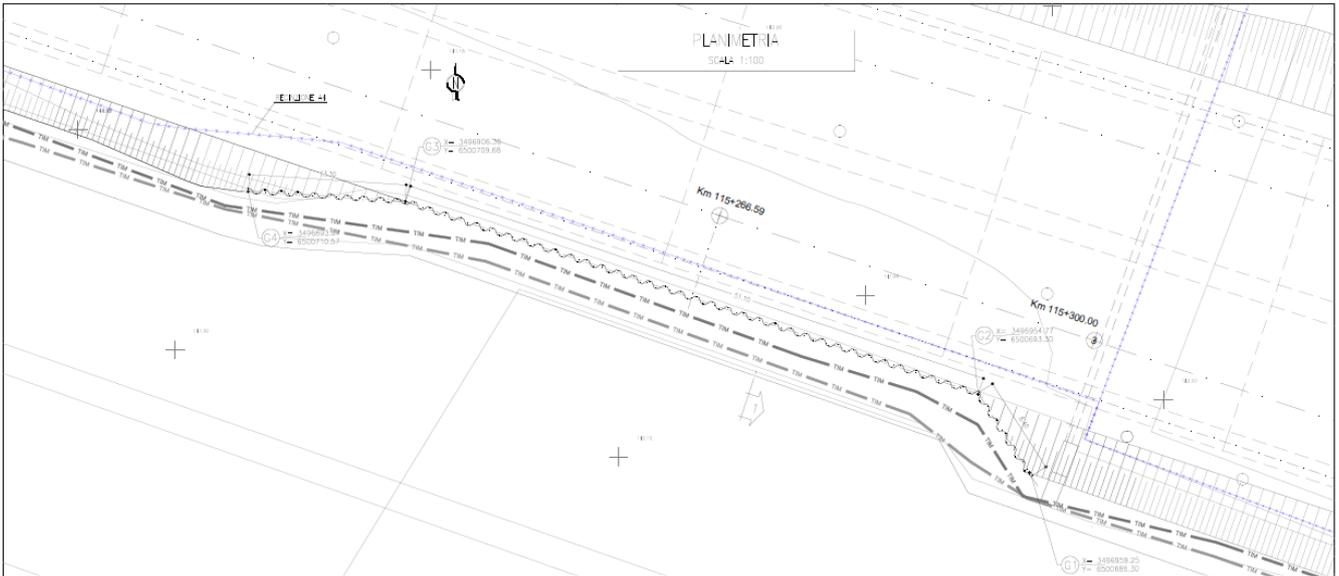


Figura 2.12 – Paratia lato Autostrada

Dalla progressiva 115+100 alla progressiva la 114+900 la galleria interferisce con il piazzale di proprietà dell'azienda Feralpi. Per realizzare la sezione tipo M2-bis in questa tratta, le lavorazioni verranno eseguite per fasi per via degli accordi tra l'azienda Feralpi, il consorzio CEPAV 2 e RFI. La sezione tipo prevista in questa tratta è la sezione M2bis che prevede tre file di pali di cui quella centrale prevede 4 pali $\phi 1200$ a passo 1,2m ogni 10m.

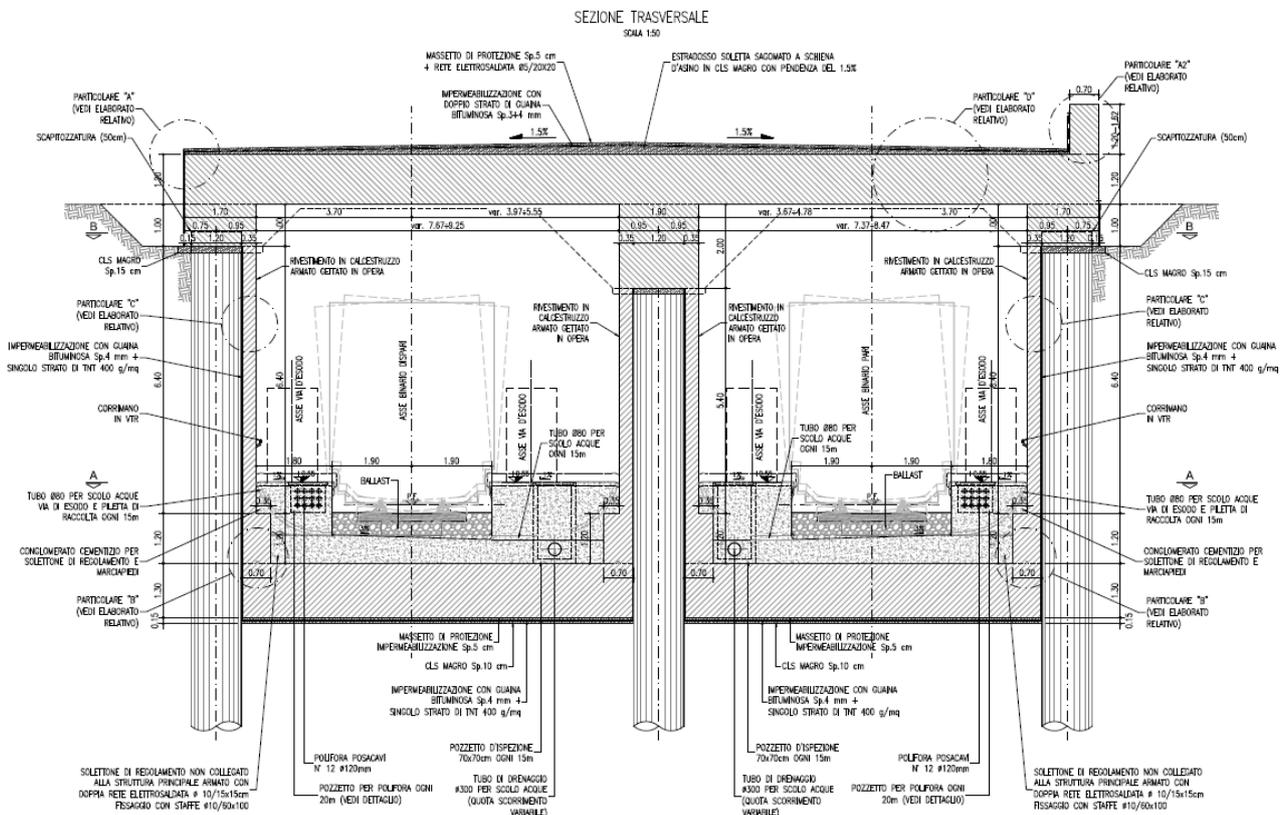


Figura 2.13 – Sezione tipica M2 bis (doppia canna con setto finestrato)

Le fasi costruttive saranno tali da garantire gli spazi necessari alla circolazione dei mezzi dell'acciaieria e pertanto le lavorazioni in superficie partiranno con la realizzazione dei pali e del solettone della canna pari. Una volta realizzata e ritombata la canna pari, il traffico dei mezzi verrà deviato su tale zona mentre si procederà alla realizzazione della restante parte di galleria cercando di occupare lo spazio minimo necessario per il completamento delle lavorazioni. Le opere provvisorie necessarie alla realizzazione delle diverse fasi di scavo e alla protezione degli edifici Feralpi adiacenti sono delle paratie di palancole PU-12 di altezza pari a 11m contrastate da un ordine di tiranti a trefoli la cui azione è distribuita sulle palancole tramite opportune travi di ripartizione.



Figura 2.14 – Fasi di lavoro all'interno del piazzale Feralpi – Lavorazioni su binario pari

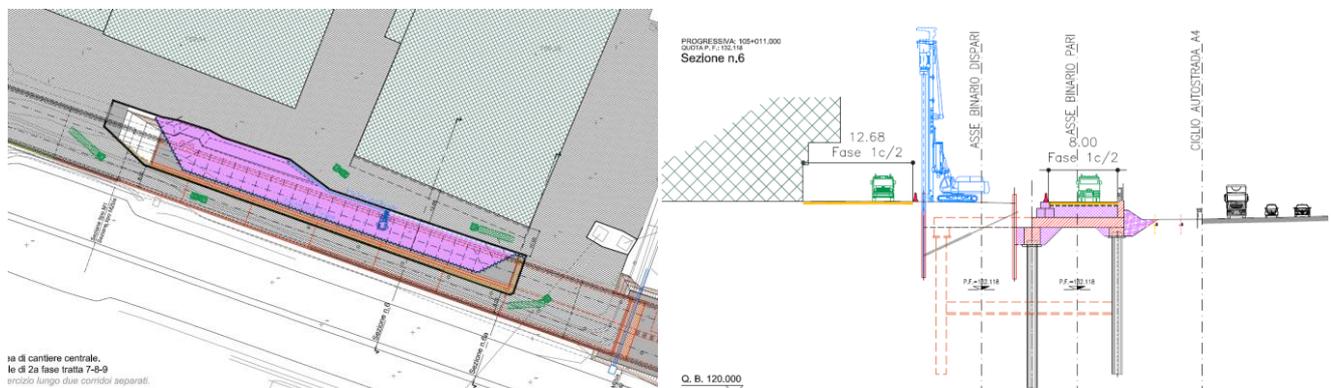


Figura 2.15 – Fasi di lavoro all'interno del piazzale Feralpi – Lavorazioni su binario dispari

La zona di galleria interferente con la proprietà Feralpi continua anche nel tratto successivo, dalla progressiva 114+900 fino alla progressiva 114+745 dove è prevista una diversa sezione tipo M1 che tiene conto della presenza dei carichi dei mezzi dell'acciaieria.

In tale tratta le lavorazioni non verranno eseguite per fasi e le opere per il raggiungimento del piano di imposta dei cordoli consisteranno in scavi provvisori lato Nord e lato Sud.

La sezione M1 è del tipo monocanna doppio binario come illustrato in figura.

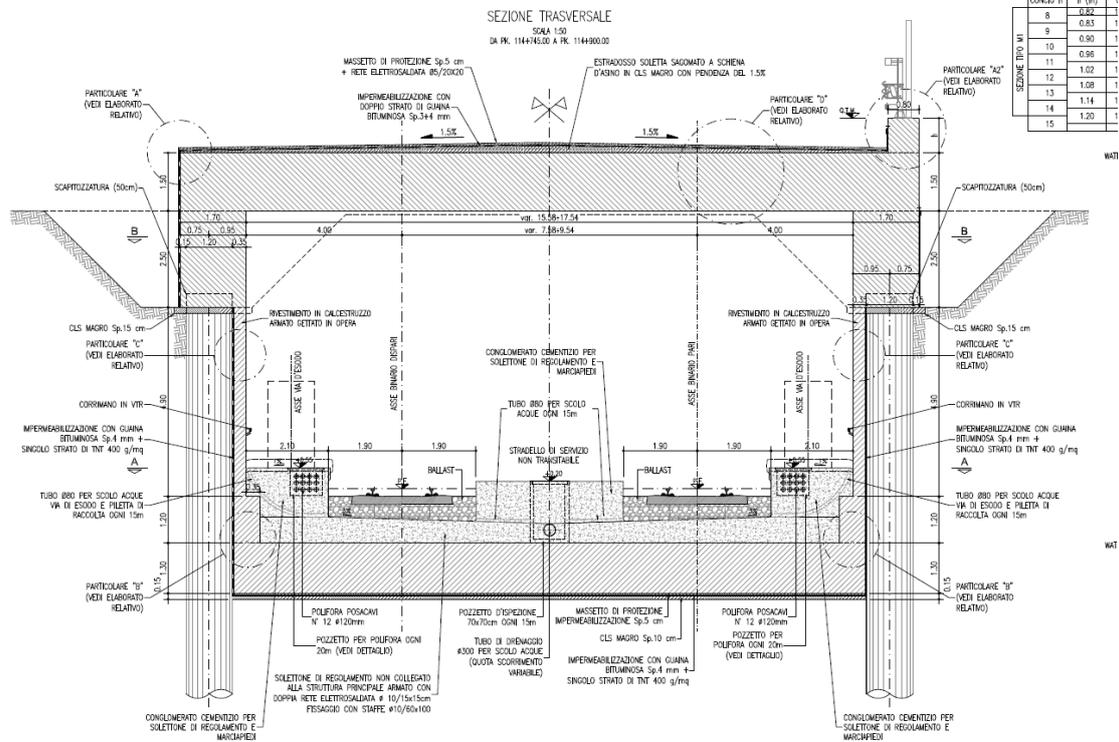


Figura 2.16 – Sezione tipica M1 monocanna doppio binario in corrispondenza del tratto carrabile Feralpi

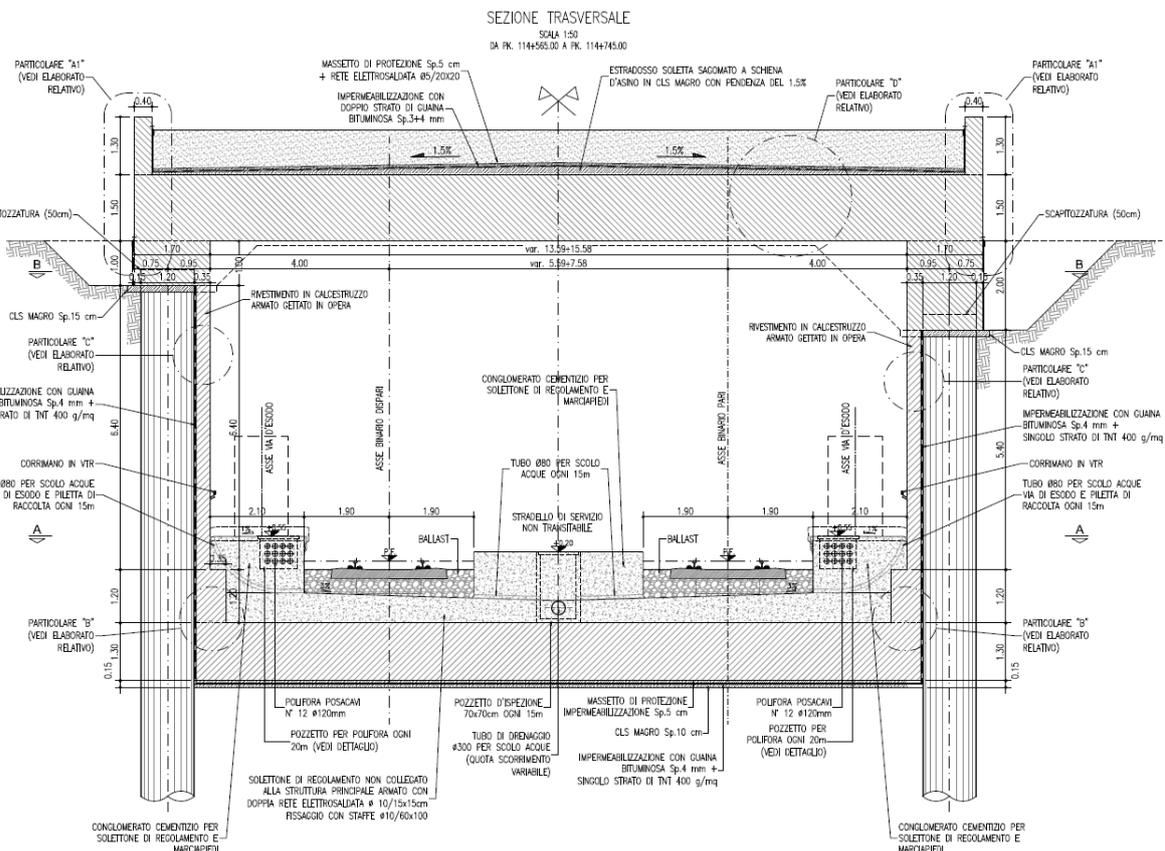


Figura 2.17 – Sezione tipo M1 monocanna doppio binario

L'ultima interferenza si pone in corrispondenza di via Faccendina dove è prevista la demolizione e successiva ricostruzione del cavalca-ferrovia IV42. In tale zona il piano stradale è posto sulla soletta superiore della galleria artificiale.

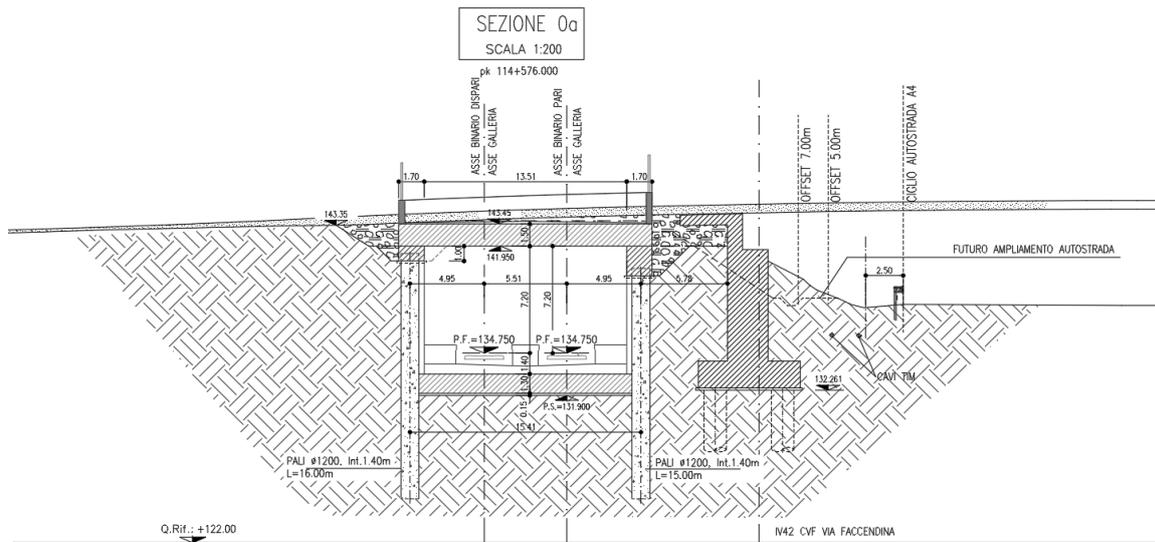


Figura 2.18 – Interferenza via faccendina IV42

In corrispondenza della progressiva di imbocco 114+566 sono previste due ali di paratia che permettono la realizzazione dell'interfaccia tra la galleria metodo Milano con sezione tipo M1 e i muri di sostegno della WBS TR04. Le paratie saranno composte da pali di grande diametro $\phi 1200$ a passo 1,4m di altezza non tirantati.

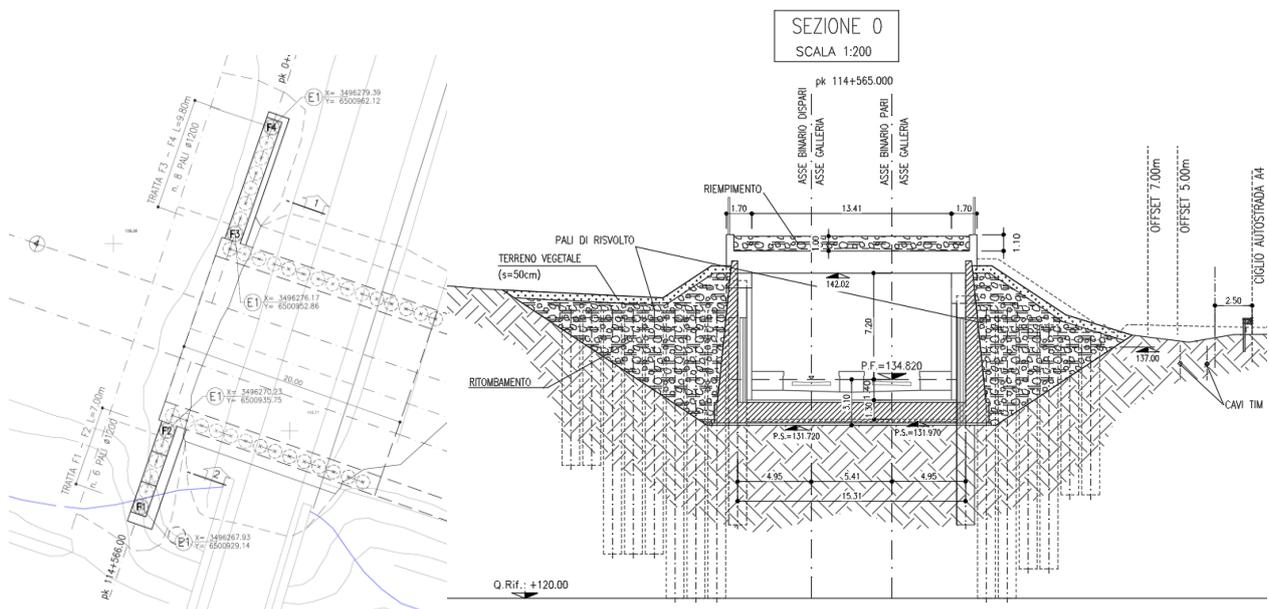


Figura 2.19 – Paratia provvisoria alla pk 114+566



3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Di seguito si riportano le principali conclusioni degli studi geologici relativamente alle condizioni stratigrafiche dei terreni interessati dallo scavo della galleria Lonato.

L'imbocco occidentale della galleria Lonato alla progressiva chilometrica 115+990 è situato nell'ampia area pianeggiante costituita dai depositi fluvioglaciali dell'Allogruppo di Lonato e San Giorgio, che si estende dalla collina di Calcinato all'abitato di Lonato. Tali depositi sono caratterizzati da una certa omogeneità litologica: prevalgono infatti ghiaie e ghiaie con sabbia, nelle quali è possibile riconoscere isolate lenti di materiali più fini (sabbie limose). I depositi si spingono fino a profondità superiori a quelle della galleria in oggetto.

L'estesa piana fluvioglaciale è incisa, tra le pk 116+700 e pk 117+200 circa, da due scarpate fluvioglaciali, che delimitano un settore lievemente ribassato rispetto ai tratti confinanti all'esterno. La scarpata fluvioglaciale orientale costituisce il margine di un terrazzo morfologico che sviluppandosi verso est, si raccorda con il primo cordone morenico, orientato circa Nord-Sud. I depositi glaciali che costituiscono questo rilievo collinare, presentano rapporti di eteropia, in quanto sindeposizionali, con le unità fluvioglaciali, sono costituiti da ghiaie eterogenee con clasti di dimensioni variabili (da 0.5 a 10 cm), da angolari a subarrotondati, immersi in una matrice limoso-argillosa. Questo cordone morenico si sviluppa verso Est ed è attraversato da piane fluvioglaciali strette e poco profonde alle quali talvolta si sostituiscono episodi glaciolacustri di limitata estensione.

Da località S. Cipriano Sotto, approssimativamente in corrispondenza della progressiva km 119+250 fino a circa la progressiva km 120+250, l'unità glaciale è interrotta da un'ampia incisione fluvioglaciale caratterizzata litologicamente da terreni costituiti prevalentemente da ghiaie e ghiaie sabbiose, con isolati livelli di sabbie limose. Lo spessore del deposito, compreso tra 25 e 45 m, è delimitato alla base da depositi morenici e glaciolacustri. Procedendo verso Est un nuovo cordone morenico, con direzione Nord-Sud, separa l'area pianeggiante sopra descritta da un'altra piana fluvioglaciale dalle caratteristiche litologiche del tutto simili alla precedente. I depositi morenici presentano al loro interno episodi fluvioglaciali e glaciolacustri con estensione e spessore non prevedibile.

In località Bornade di Sopra, a Sud del rilevato autostradale, si verifica il contatto stratigrafico tra l'Allogruppo di Lonato e San Giorgio (Pleistocene medio) e l'Allogruppo di Lugana (Pleistocene superiore). L'imbocco orientale della Galleria di Lonato è situato nel primo cordone morenico dell'Allogruppo di Lugana, caratterizzato da ghiaie a supporto di matrice limoso-sabbiosa. In tutto il tratto interessato dalla galleria sono presenti numerosi massi erratici; quelli rilevati in superficie hanno dimensioni da 50 cm a oltre 2 m (capitolo 7). I sondaggi geognostici eseguiti durante le campagne d'indagine (1992-1994, 2001-2002, 2004) indicano la presenza di trovanti con dimensioni estremamente variabili, con un diametro massimo di 90 cm; si deve in questo caso tener conto che i sondaggi sono stati eseguiti con carotieri da 101 mm e che quindi le dimensioni reali dei massi incontrati potrebbero essere maggiori.

Lo schema dei rapporti stratigrafici che segue, schematizzato nella Figura 3.1, sintetizza la distribuzione dei diversi depositi attraversati dallo scavo della Galleria di Lonato.

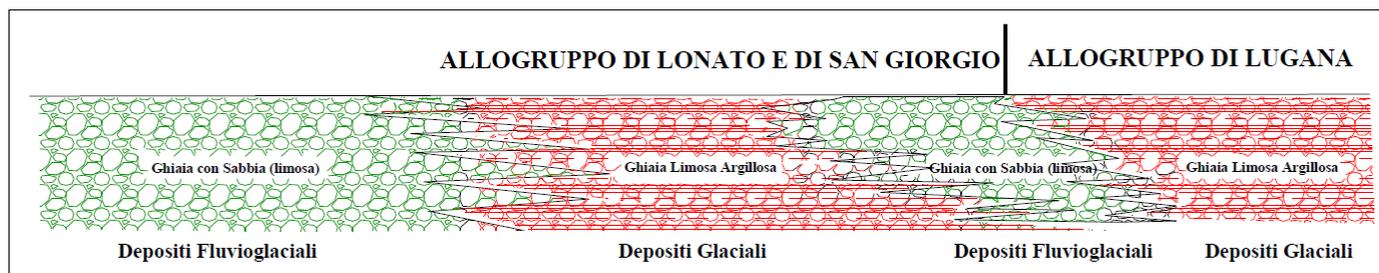


Figura 3.1 – Schema dei rapporti stratigrafici.

Volendo schematizzare la distribuzione dei depositi attraversati dalla galleria di Lonato si ottiene il seguente quadro:

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
27 di 130

- dall'imbocco occidentale situato alla progressiva km 115+990 fino alla progressiva km 118+700 circa sono presenti i depositi fluvioglaciali dell'Allogruppo di Lonato e S. Giorgio;
- dal km 118+700 fino al km 119+250 sono presenti dei depositi glaciali dell'Allogruppo di Lonato e S. Giorgio; tra la progressiva km 118+910 fino alla progressiva km 119+130 è stata rilevata, dalle stratigrafie dei sondaggi eseguiti, una lente di depositi fluvioglaciali;
- dalla progressiva km 119+250 sino alla progressiva km 120+220 circa, viene attraversata un'ampia incisione costituita da depositi fluvioglaciali, interrotta per un breve tratto da depositi morenici tra la progressiva km 119+335 e la progressiva km 119+440;
- dalla progressiva km 120+220 fino alla progressiva km 120+700 viene inciso un cordone morenico costituito da depositi glaciali. In corrispondenza della progressiva km 120+520 circa sono stati evidenziati tre episodi deposizionali sovrapposti di origine fluvioglaciale, glaciolacustre e nuovamente fluvioglaciale. L'estensione e lo spessore dei sopracitati depositi è stato stimato in base all'unico sondaggio che li evidenzia, il 3SS073;
- tra la progressiva km 120+700 e la zona dell'imbocco orientale, situato alla progressiva chilometrica 120+772, si ritrovano i depositi fluvioglaciali.

4. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica della galleria Lonato sono state condotte tre principali campagne di indagini geognostiche nel 1992-1994, 2000-2002 e nel 2003-2004 a queste si è aggiunta la campagne condotta nel 2014-2015 per l'esecuzione di sondaggi a supporto del piano di gestione ambientale e del piano di utilizzo terre, e la campagna geognostica integrativa per la progettazione esecutiva svoltasi nel dicembre del 2017. Nelle seguenti tabelle sono riportati i sondaggi eseguiti nell'area interessata dalla galleria suddivisi per campagna d'indagine.

Denominazione Sondaggio o Pozzetto	Campagna	PK [km]	Quota Boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza Sondaggio [m]	Distanza Asse [m]	Prove / strumentazione installata
DS011	1992-1993	114+500	138.71	28.2	15 N	piezometro TA (3 m - 28 m), SPT
DS012	1992-1993	114+760	141.5	30.0	82 N	SPT
PE104	1992-1993	114+750	137.5	3.0	90 S	
DS013	1992-1993	115+320	143.0	35.0	29 N	piezometro TA (15 m - 33 m), SPT
PE105	1992-1993	115+310	140.3	3.1	90 S	
DS612	1992-1993	115+680	143.6	25.0	106 N	SPT
PE106	1992-1993	115+920	145.3	3.3	100 S	
DS014	1992-1993	116+120	148.2	25.0	26 N	SPT
DS611	1992-1993	116+510	150.4	25.0	81 S	SPT
PE107	1992-1993	116+650	151.7	2.9	80 S	
DS015	1992-1993	116+795	147.1	35.0	11 S	SPT
DS610	1992-1993	117+340	164.8	25.0	26 S	piezometro TA (6 m - 25 m), Lefranc, SPT
DS609	1992-1993	117+630	167.7	35.0	21 S	SPT
DS608	1992-1993	118+082	180.8	45.0	15 S	piezometro (17.5 m - 45 m), Lefranc, SPT
DS607	1992-1993	118+420	189.8	75.0	28 N	pressiometrica Menard, SPT
DS712	1992-1993	118+500	173.0	26.4	45 N	pressiometrica Menard
DS711	1992-1993	118+520	173.3	25.6	45 N	prove iniettabilità
DS710	1992-1993	118+540	173.8	27.5	60 N	Lefranc, SPT, pocket p.
DS606	1992-1993	118+630	170.9	50.0	8 S	SPT
DS605	1992-1993	118+960	154.4	45.0	15 S	Lefranc, SPT
DS604	1992-1993	119+090	149.5	45.0	214 N	SPT
DS016	1992-1993	119+110	163.6	60.0	6 N	
DS603	1992-1993	119+400	140.8	45.0	5 N	SPT
DS602	1992-1993	119+741	135.8	30.0	9 N	piezometro (9 m - 19.5 m), Lefranc, SPT
DS601	1992-1993	119+920	134.9	30.0	18 S	SPT
DS017	1992-1993	120+090	135.9	41.5	39 S	SPT
DS161	1992-1993	120+230	135.9	40.0	8 S	SPT
DS701	1992-1993	120+265	135.7	25.0	121 S	8 Lefranc, SPT
DS702	1992-1993	120+265	135.8	25.0	121 S	prove iniettabilità
DS703	1992-1993	120+265	135.8	25.0	121 S	pressiometrica Menard
DS159	1992-1993	120+540	134.8	30.0	12 S	Lefranc, SPT
DS158	1992-1993	120+730	134.8	30.0	65 S	SPT
DS 153	1992-1993	121+300	115.9	34.0	51 N	SPT
DS152	1992-1993	121+425	118.3	35.0	35N	SPT
DS151	1992-1993	121+605	113.9	35.0	17.9 N	SPT
DS149	1992-1993	121+775	103.6	30.0	10 N	SPT
DS019	1992-1993	122+020	106.0	30.0	in asse	SPT

Tabella 4.1 – Indagini geognostiche eseguite nella campagna d'indagine geognostica 1992-1993.

Denominazione Sondaggio o Pozzetto	Campagna	PK [km]	Quota Boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza Sondaggio [m]	Distanza Asse [m]	Prove / strumentazione installata
S3-XA202B143	2000-2002	114+611	140.7	20.0	16 N	piezometro TA (12 m - 15 m), Lefranc, SPT
S4-XA202B144	2000-2002	114+821	141.9	20.0	21 N	piezometro TA (4 m - 17 m), Lefranc, SPT
S5-XA202B145	2000-2002	115+124	141.4	20.0	110 N	piezometro TA (4 m - 17 m), Lefranc, SPT
S6-XA202B146	2000-2002	115+512	143.3	25.0	13 S	piezometro TA (17 m - 20 m), Lefranc, SPT
S7-XA202B147	2000-2002	115+733	145.8	30.0	21 S	piezometro TA (6 m - 23 m) Lefranc, SPT
S8-XA202G148	2000-2002	115+969	146.4	30.0	5 S	piezometro TA (5 m - 8 m) Lefranc, SPT
S9-XA202G149	2000-2002	116+246	148.8	40.0	14 N	piezometro TA (12 m - 25 m), Lefranc, SPT
S10-XA202G150	2000-2002	116+557	151.1	35.0	48 S	piezometro TA (10 m - 13 m), Lefranc, SPT
S5	2000-2002	116+773	147.6	40.0	22 N	Lefranc, SPT
S11-XA202G151	2000-2002	116+878	146.8	35.0	35 S	piezometro TA (22 m - 25 m), Lefranc, SPT
S12-XA202G152	2000-2002	117+242	149.1	35.0	27 N	piezometro TA (12 m - 15 m), Lefranc, SPT
S13-XA202G153	2000-2002	117+474	167.2	55.0	14 N	piezometro TA (43 m - 45 m), Lefranc, SPT
S14-XA202G154	2000-2002	117+779	170.0	51.8	11 N	piezometro TA (34 m - 36 m), Lefranc, SPT
S15-XA202G155	2000-2002	118+152	187.0	70.0	8 S	piezometro TA (48 m - 62 m), Lefranc, SPT
S16-XA202G156	2000-2002	118+421	182.8	68.0	9 S	piezometro TA (50 m - 53 m), Lefranc, SPT
S17-XA202G157	2000-2002	118+776	168.9	60.0	81 N	piezometro TA (32 m - 35 m), Lefranc, SPT
S18-XA202G158	2000-2002	119+015	156.8	45.0	85 N	piezometro C (20 m, 35 m), Lefranc, SPT
S19-XA202G159	2000-2002	119+301	149.4	40.0	17 N	piezometro C (19 m, 32.5 m), CPTU, SPT, Lefranc
S20-XA202G160	2000-2002	119+562	140.0	30.0	55 N	piezometro TA (5 m - 8 m), Lefranc, SPT
S21-XA202G161	2000-2002	119+788	135.8	35.0	46 N	piezometro TA (7 m - 10 m), Lefranc, SPT
S22-XA202G162	2000-2002	120+209	135.0	40.0	23 S	
S23-XA202G163	2000-2002	120+550	116.8	45.0	135 N	piezometro TA (19 m - 22 m), pressiometrica Menard, Lefranc
S24-XA202B164	2000-2002	120+752	116.8	25.0	85 N	piezometro TA (14 m - 17 m), Lefranc, SPT
S4	2000-2002	120+874	115.6	40.0	254 N	
S25-XA202B165	2000-2002	121+027	113.0	20.0	243 S	piezometro TA (3 m - 6 m), Lefranc, SPT
S26-XA202B166	2000-2002	121+224	113.2	20.0	113 N	piezometro TA (2 m - 5 m), Lefranc, SPT
S27-XA202B167	2000-2002	121+541	110.5	30.0	82 N	piezometro TA (7 m - 20 m), Lefranc, SPT
S28-XA202B168	2000-2002	121+713	104.8	20.0	74 N	piezometro TA (9 m - 17 m), Lefranc, SPT, CPTU
S29-XA202B169	2000-2002	122+245	96.7	20.0	14 N	piezometro TA (12 m - 15 m), Lefranc, SPT, CPTU, pressiometrica Menard

Tabella 4.2 - Indagini geognostiche eseguite nella campagna d'indagine 2000-2002.

Denominazione Sondaggio o Pozzetto	Campagna	PK [km]	Quota Boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza Sondaggio [m]	Distanza Asse [m]	Prove / strumentazione installata
3SS064	2003-2004	114+300	135.7	40.0	in asse	SPT
3SS065	2003-2004	115+081	142.4	30.0	in asse	piezometro TA, Lefranc, SPT, cross-hole
3SA065	2003-2004	115+081	142.4	30.0	in asse	cross-hole, SPT
3SB065	2003-2004	115+081	142.4	30.0	in asse	cross-hole, SPT
3SC075	2003-2004	115+380	143.0	40.0	26 N	piezometro C (10 m, 19 m), SPT
S9GL	2003-2004	116+453	150.6	35.0	27 S	piezometro TA, SPT
S3GL	2003-2004	116+810	142.7	30.0	475 S	piezometro TA, SPT
3SS066	2003-2004	117+068	148.9	50.0	15 N	Lefranc, SPT
3SC067	2003-2004	117+304	163.5	70.0	4 N	piezometro C (39 m, 45 m), Lefranc, SPT
S4GL	2003-2004	117+614	163.5	50.0	537 N	piezometro TA, SPT
3SS068	2003-2004	117+788	170.2	70.0	10 N	piezometro TA, SPT, Lefranc
3SC069	2003-2004	118+608	170.4	85.0	29 N	piezometro TA e C, SPT
S5GL	2003-2004	118+730	185.2	60.0	550 S	
S11GL	2003-2004	119+159	150.8	20.0	125 S	piezometro TA, SPT
3SS070	2003-2004	119+378	142.1	70.0	5 N	Lefranc, SPT
3SC071	2003-2004	119+685	135.6	45.0	32 N	piezometro C, SPT
3SC072	2003-2004	120+061	134.4	40.0	10 N	piezometro C, SPT
S6GL	2003-2004	120+175	148.6	50.0	675 N	piezometro TA, SPT
3SS073	2003-2004	120+550	133.6	55.0	20 S	piezometro TA, cross-hole, Lefranc
3SA073	2003-2004	120+550	133.6	40.0	20 S	cross-hole
3SB073	2003-2004	120+550	133.6	40.0	20 S	cross-hole

Tabella 4.3 - Indagini geognostiche eseguite nella campagna d'indagine 2003-2004.

Denominazione Sondaggio o Pozzetto	Campagna	PK [km]	Quota Boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza Sondaggio [m]	Distanza Asse [m]	Prove / strumentazione installata
14PZ12	2014-2015	115+605	144.8	40.0	27 S	piezometro
14PZ13 AMB.	2014-2015	116+605	152.2	40.0	14 S	piezometro
14PZ13 GEOT.	2014-2015	116+605	152.0	40.0	14 S	piezometro
14PZ14	2014-2015	117+650	168.2	40.0	10 N	piezometro
14PZ15	2014-2015	118+673	180.4	70.0	30 S	piezometro
14PZ16	2014-2015	119+810	135.1	40.0	35 N	piezometro
16SAPZ	2014-2015	121+210	109.1	12.5	8N	piezometro
14PZ17	2014-2015	120+760	115.0	40.0	5S	SPT, piezometro

Tabella 4.4 - Indagini geognostiche eseguite nelle campagna d'indagine 2014-2015.

Denominazione Sondaggio o Pozzetto	Campagna	PK [km]	Quota Boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza Sondaggio [m]	Distanza Asse [m]	Prove / strumentazione installata
AV-LO-CH-01	2017	116+000	147.2	25.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-CH-02	2017	116+315	149.6	30.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-CH-03	2017	116+550	151.5	30.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-CH-04	2017	118+140	186.6	75.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-CH-05	2017	118+890	157.2	50.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-CH-06	2017	120+080	135.0	35.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-CH-07	2017	120+780	114.4	35.0	in asse	SPT, cross-hole
AV-LO-PZ-01	2017	118+615	170.6	60.0	in asse	piezometro

Tabella 4.5 - Indagini geognostiche eseguite nelle campagna d'indagine 2017.

Durante l'esecuzione dei sondaggi, come riportato nelle precedenti tabelle, sono state eseguite le seguenti indagini:

- prove penetrometriche dinamiche SPT, sia con campionatore sia utilizzando una punta chiusa
- prove di permeabilità Lefranc
- prove pressiometriche Menard
- indagini sismiche cross-hole
- installazione di piezometri a tubo aperto o Casagrande
- analisi granulometriche sui campioni rimaneggiati recuperati

In particolare nei 7 sondaggi eseguiti nella campagna d'indagine geognostica del 2017, AV-LO-CH-01 - 07, sono state condotte sia prove penetrometriche SPT che indagini sismiche cross-hole, con lo scopo di avere maggiori dati per la caratterizzazione dei terreni, dal punto di vista sia della resistenza sia della deformabilità, nelle aree di imbocco, in corrispondenza delle tratte di più alta copertura della galleria naturale, e nella zona del sottoattraversamento dell'autostrada A4. Il piezometro AV-LO-PZ-01 è stato eseguito con lo scopo di comprendere meglio i carichi idraulici a livello della galleria nella zona tra le progressive 118+500 e 119+000 circa, dove potrebbero potenzialmente esserci i carichi idrostatici più elevati.

In Figura 4.1 è riportata l'ubicazione dei sondaggi e delle prove cross-hole eseguite per la campagna geognostica integrativa per la progettazione esecutiva.



Figura 4.1 – Campagna geognostica integrativa 2017 per la progettazione esecutiva; ubicazione delle coppie di fori di indagine.

Di seguito si riporta il dettaglio delle indagini per la caratterizzazione delle zone oggetto del presente elaborato.

In Figura 4.2 si riportano i sondaggi nella zona della galleria Lonato Ovest utilizzati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.

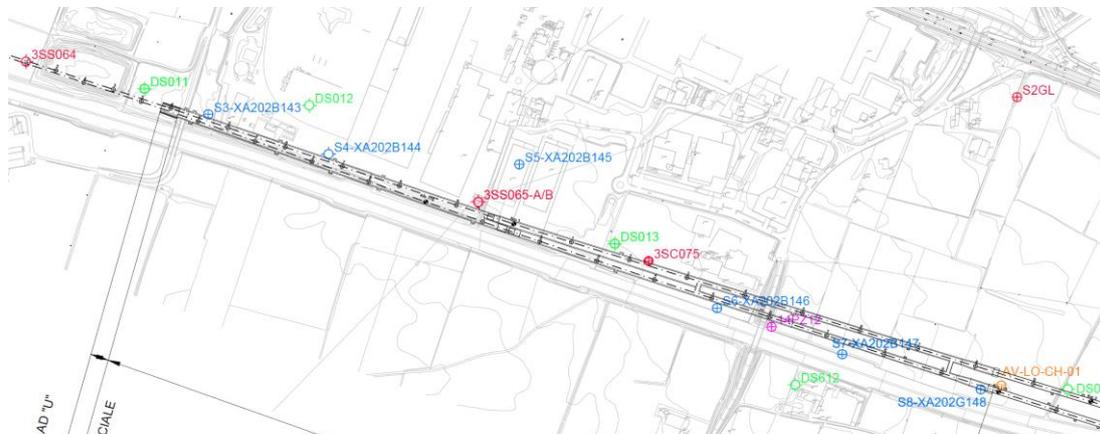


Figura 4.2- Sondaggi nella zona della galleria artificiale Lonato Est

4.1. galleria artificiale lato ovest (GA06)

La galleria artificiale lato ovest si sviluppa tra le progressive chilometriche 114+565 e 115+990 considerando anche la dima di attacco all'imbocco della galleria naturale.

In questa tratta, per la definizione della stratigrafia di progetto e delle proprietà geotecniche dei materiali si sono utilizzati i dati relativi ai sondaggi riportati nella seguente Tabella 4.6:

Indagini geognostiche Galleria Artificiale Ovest (TR04 - GA06)						
Denominazione sondaggio	Campagna	PK [km]	Quota boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza sondaggio [m]	Distanza asse galleria [m]	Prove / strumentazione installata
DS011	1992-1993	114+500	138.71	28.2	15 N	piezometro TA (3 m - 28 m), SPT
S3-XA202B143	2000-2002	114+611	140.7	20.0	16 N	piezometro TA (12 m - 15 m), Lefranc, SPT
DS012	1992-1993	114+760	141.5	30.0	82 N	SPT
S4-XA202B144	2000-2002	114+821	141.9	20.0	21 N	piezometro TA (4 m - 17 m), Lefranc, SPT
3SS065	2003-2004	115+081	142.4	30.0	in asse	piezometro TA, Lefranc, SPT, cross-hole
3SA065	2003-2004	115+081	142.4	30.0	in asse	cross-hole, SPT
3SB065	2003-2004	115+081	142.4	30.0	in asse	cross-hole, SPT
S5-XA202B145	2000-2002	115+124	141.4	20.0	110 N	piezometro TA (4 m - 17 m), Lefranc, SPT
DS013	1992-1993	115+320	143.0	35.0	29 N	piezometro TA (15 m - 33 m), SPT
3SC075	2003-2004	115+380	143.0	40.0	26 N	piezometro C (10 m, 19 m), SPT
S6-XA202B146	2000-2002	115+512	143.3	25.0	13 S	piezometro TA (17 m - 20 m), Lefranc, SPT
14PZ12	2014-2015	115+605	144.8	40.0	in asse	piezometro TA (10 m - 40 m)
S7-XA202B147	2000-2002	115+733	145.8	30.0	21 S	piezometro TA (6 m - 23 m) Lefranc, SPT

Tabella 4.6 – Indagini geognostiche considerate per la caratterizzazione geotecnica.

4.1.1. Definizione stratigrafie di riferimento

I sondaggi eseguiti in questa tratta hanno raggiunto profondità comprese tra 20 e 40 m dal piano campagna, sufficienti ad indagare i terreni interessati dalle opere previste. Le stratigrafie dei sondaggi analizzati evidenziano la presenza di un primo strato di riporto o terreno vegetale dello spessore variabile tra circa 1 m e fino a 6 m nel caso del sondaggio S3-XA202B143. Per i sondaggi compresi tra le progressive 115+081 e 115+512 è inoltre presente uno strato superficiale di calcestruzzo o di pavimentazione in conglomerato bituminoso. Al di sotto di questo primo livello, e fino alla profondità massima indagata, si evidenzia invece la presenza di ghiaia addensata con sabbia debolmente limosa. Possono essere presenti livelli localmente limitati con una maggior concentrazione di fini nella matrice sabbiosa o anche strati di sabbia ghiaiosa.

In Tabella 4.7 è indicata la stratigrafia di progetto che sarà adottata per le opere situate fra le progressive 114+535 e 115+990, ovvero per la trincea di muri ad U e la galleria artificiale lato ovest. In base a quanto precedentemente esposto il sottosuolo è considerato composto da uno strato superficiale di terreno di copertura e un successivo strato di ghiaia addensata con sabbia debolmente limosa.

Strato	Profondità da p.c. [m]	Descrizione stratigrafica
1	da 0 a 3	Terreno di riporto/vegetale
2	da 3 a 40	Ghiaia addensata con sabbia debolmente limosa

Tabella 4.7 – Stratigrafia di progetto per la trincea di muri ad U e la galleria artificiale lato ovest.

4.1.2. Andamento della falda

A parte il sondaggio DS012, tutti gli altri sondaggi disponibili nella tratta considerata sono stati attrezzati con piezometro a tubo aperto o celle Casagrande, come riportato in Tabella 4.8. Sono quindi state usate le misure effettuate in questi piezometri per valutare il livello della falda. Per quanto riguarda i piezometri dei sondaggi 3SS065 e S4-XA202B144, non si hanno a disposizione i dati delle letture. I piezometri Casagrande del sondaggio 3SC075, installati alle quote 133 e 124 m s.l.m., nei periodi di misura non hanno registrato la presenza della falda.

In Tabella 4.8 sono riassunti i dati relativi alle misure piezometriche disponibili.

Sondaggio	Pk [m]	Quota b.f. [m slm]	Tipo piezometro	Profondità da p.c. [m]	Numero di letture	Quota max falda [m]	Quota min falda [m]
DS011	114+498	138.71	TA	3-28	15	131.53	117.43
S3-XA202B143	114+611	140.7	TA	12-15	10	128.375	128.375
S5-XA202B145	115+124	141.4	TA	14-17	11	126.63	126.63
DS013	115+320	143	TA	15-33	14	128.983	114.083
S6-XA202B146	115+512	143.3	TA	17-20	9	124.929	124.769
14PZ12	115+605	144.8	TA	10-40	2	114.1	111.95
S7-XA202B147	115+733	145.8	TA	6-23	29	127.15	123.21

Tabella 4.8 – Riassunto delle misure piezometriche a disposizione.

In Figura 4.3 sono riportati i valori massimi e minimi del livello di falda misurato dai piezometri nelle varie campagne di misura. I valori minimi misurati della falda si attestano a una quota di circa 115 m s.l.m. e quelli massimi sui 129 m s.l.m.

La massima profondità di scavo delle opere interessate è compresa fra la quota di 132 m s.l.m. all'inizio della trincea di approccio e la quota 129 m s.l.m. raggiunta nella parte centrale della galleria artificiale e fino all'imbocco lato Milano della galleria naturale. Pertanto cautelativamente la quota di progetto della falda è assunta a fondo scavo lungo tutto lo sviluppo delle opere in oggetto.

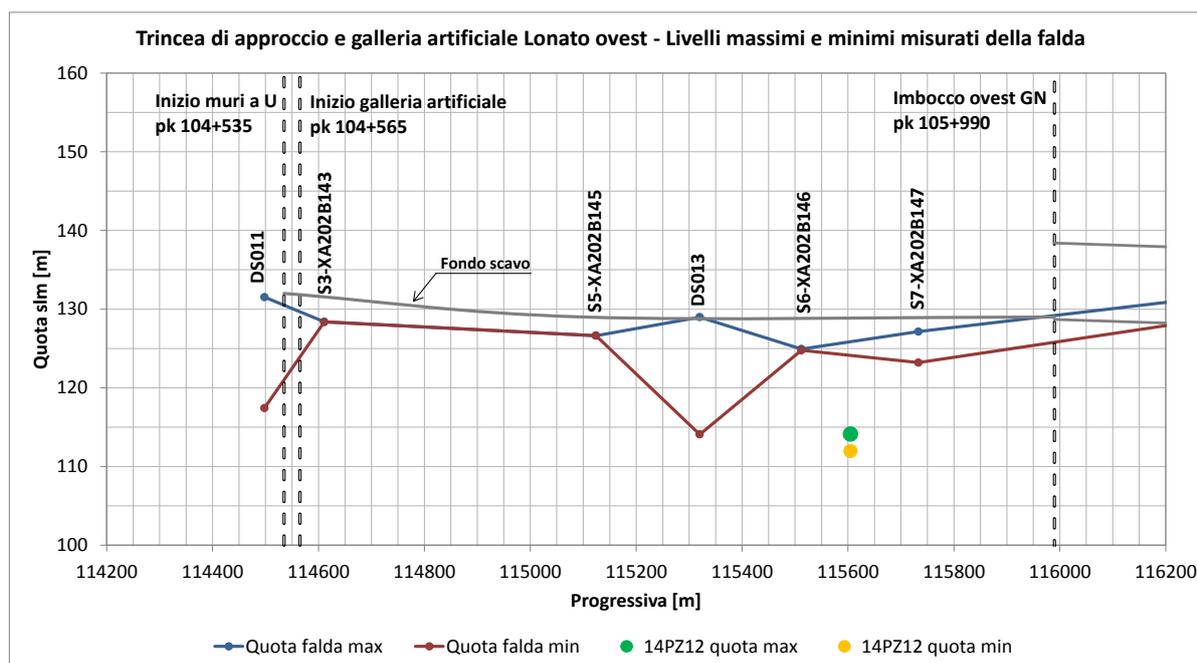


Figura 4.3 – Quota della falda massima e minima ricavata dalle letture piezometriche.

4.1.3. Valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici

In conclusione, sulla base dei valori riportati nei precedenti paragrafi, nella seguente Tabella sono riportati i parametri geotecnici di riferimento per la Progettazione Esecutiva delle opere nella zona della galleria artificiale Lonato Est.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
34 di 130

Da (m)	A (m)	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	OCR (-)	K_0 (-)	c'_k (kPa)	ϕ'_k (°)	E_{VC} (MPa)	E_{UR} (MPa)
p.c.	1,5	13,3	16,8	18,3	1	0,50	0	23,0	20	32
1,5	5	19,3	21,3	22,1	2	0,77	0	38,6	162	259
5	10	19,5	21,3	22,1	2	0,77	0	38,8	255	638
10	15	19,1	21,0	21,9	2	0,77	0	38,0	258	645
15	20	19,1	21,0	21,9	2	0,76	0	37,6	278	695
20	25	18,9	20,9	21,8	2	0,76	0	37,2	270	675
25	35	18,8	20,8	21,7	2	0,76	0	36,7	264	660
> 35		18,8	20,8	21,7	2	0,76	0	36,7	150	375

Tabella 4.9 – Galleria artificiale Lonato Ovest (GA06), parametri geotecnici per la progettazione esecutiva.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
35 di 130

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 14/01/2008.

Strutture di sostegno provvisionali

Calcestruzzo

Classe di resistenza

C25/30

Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni

$f_{cd} = 0.85 f_{ck}/1.5 = 14.167 \text{ MPa}$

Modulo elastico a 28 giorni

$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} \text{ MPa} = 31476 \text{ MPa}$

Acciaio per armatura

Tipo

B450C

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento di progetto

$f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391.3 \text{ MPa}$

Modulo Elastico

$E = 210000 \text{ Mpa}$

Acciaio armonico per tiranti

Tipo

Trefoli da 0,6''

Tensione di rottura caratteristica

$f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$

Tensione elastica all'1% di deformazione

$f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$

Acciaio per travi di ripartizione

Tipo

S355

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento di progetto

$f_{yd} = f_{yk}/1.05 = 338.1 \text{ MPa}$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
36 di 130

Modulo Elastico

$E = 210000 \text{ Mpa}$

Acciaio per palancole

Tipo

S275 GP

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento di progetto

$f_{yd} = f_{yk}/1.05 = 338.1 \text{ MPa}$

Modulo Elastico

$E = 210000 \text{ Mpa}$

6. SOFTWARE DI CALCOLO

6.1. Paratie Plus

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura adottata da ParatiePlus 18.0 (licenza numero 1625087040) è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi di terreno. Si veda la Figura 6.1.

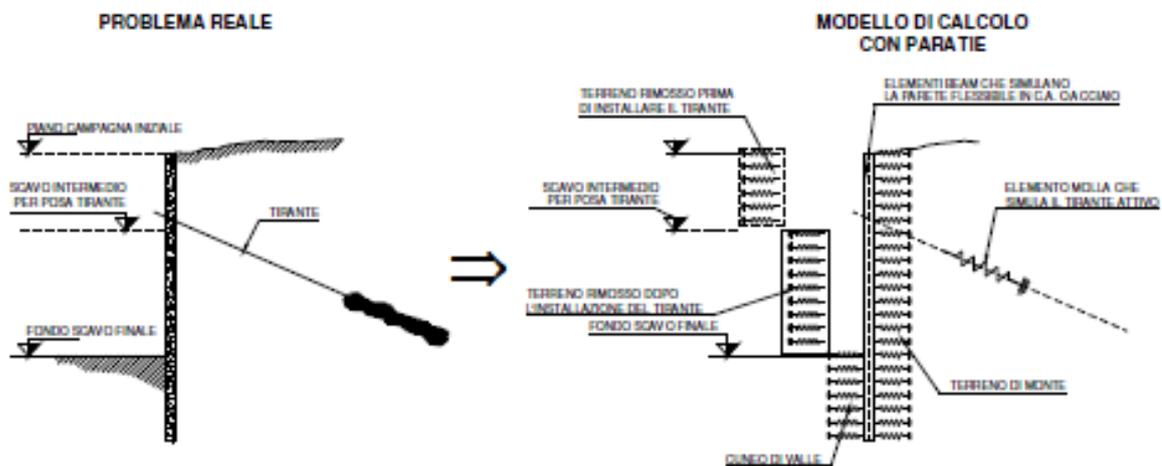
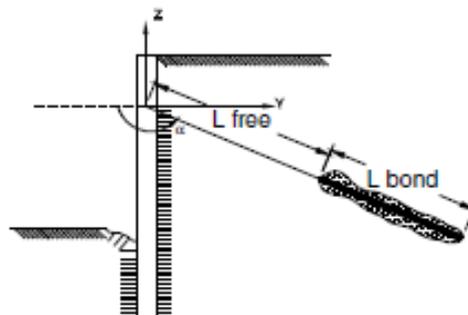


Figura 6.1 - Modellazione dell'interazione terreno-struttura

Per quanto riguarda i tiranti, essi provocano nel modello due effetti:

- 1) sorge una forza al nodo di applicazione del tirante, dovuta allo stato di coazione (pretensione) con cui l'elemento nasce, nel caso di tirante attivo;
- 8) la rigidità globale della struttura riceve un contributo dovuto alla rigidità estensionale del tirante stesso. Quando, nelle fasi successive, il nodo ove il tirante è connesso, subirà ulteriori spostamenti, la forza nel tirante subirà mutamenti.

Un tirante viene caratterizzato da una rigidità assiale data da un'espressione del tipo $K = E \times (A/L)$ dove E è il modulo elastico della materiale costituente il tirante, A l'area per unità di larghezza del tirante nel tratto deformabile e L la lunghezza del tratto deformabile del tirante, che può essere stimata come indicato nella Figura 6.2. Si assume $\eta = 0,5$.



$$L = L_{\text{free}} + L_{\text{bond}} \times \eta \quad (\eta < 1)$$

Figura 6.2 – Lunghezza deformabile del tirante

Il pendio eventualmente presente a monte è rappresentato mediante carico nastriforme equivalente posto su terreno orizzontale, la cui entità viene valutata in automatico dal software interpolando le quote intermedie della superficie inclinata con un passo di discretizzazione costante ed assegnando il rispettivo peso per unità di volume. Il carico nastriforme in superficie provoca una variazione alla Boussinesq di sforzi verticali efficaci all'interno del terreno.

Lo sforzo verticale efficace σ'_v nel terreno è calcolato, in ParatiePlus, indipendentemente dalle deformazioni alle quali la parete va incontro: è cioè ricavato attraverso semplici formule che tengono conto, fase per fase, della quota del piano campagna e dei sovraccarichi.

Nella fase iniziale, lo sforzo orizzontale efficace nel generico elemento terreno è calcolato come:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \text{ (step 1)}$$

in cui K_0 è il coefficiente di spinta a riposo. Nelle fasi successive, σ'_h si modifica tenendo conto della deformazione laterale subita.

Per tener conto della presenza di carichi, in ParatiePlus si assume che esso induca, nel terreno, prima dello scavo, uno stato di sforzo aggiuntivo. Questo sforzo, sommato a quello geostatico (dipendente da K_0), consente di calcolare lo sforzo efficace presente negli elementi molla, all'inizio dell'analisi, cioè a spostamenti nulli.

Nella prima fase dell'analisi, in tutti gli elementi molla σ'_h è calcolato come:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \text{ (step 1)} + \Delta\sigma'_h$$

σ'_v , nella formula precedente, non tiene conto dell'incremento di tensione verticale dovuto al sovraccarico. $\Delta\sigma'_h$ è calcolata attraverso la soluzione del semispazio elastico sollecitato da un carico nastriforme sulla superficie libera.

σ'_h così calcolato stabilisce solamente lo sforzo iniziale nella molla generica: lo sforzo orizzontale in seguito varierà, in accordo con le deformazioni subite. In particolare, se la parete subisce deformazioni molto elevate, l'effetto di $\Delta\sigma'_h$ può azzerarsi.

Negli elementi a valle, σ'_v non risente della presenza di carichi; a monte, invece, si tiene conto, in tutte le fasi, di un incremento di σ'_v .

Il profilo degli sforzi orizzontali iniziali è calcolato secondo la formula che fornisce la distribuzione di sforzi in un semispazio elastico caricato da una striscia di carico di lunghezza indefinita. La formula implementata è riportata nella figura riportata nel seguito.

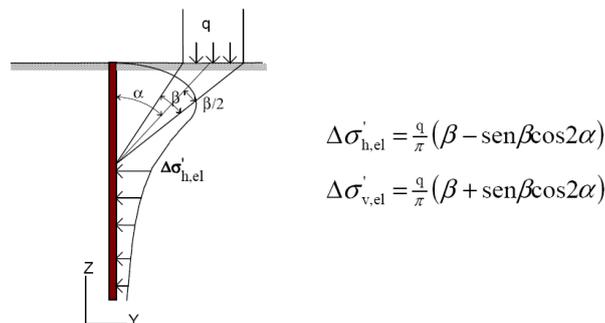


Figura 6.3 – Distribuzione degli sforzi sulla paratia

La formula è applicata ipotizzando il piano libero del semispazio elastico coincidente con la quota di imposta del sovraccarico.

PARATIE PLUS prevede il calcolo della stabilità per mezzo dei seguenti metodi.

- Metodo di Bishop semplificato
- Metodo di Janbu semplificato
- Metodo di Morgenstern & Price

Tutti questi, appartenenti alla famiglia dei metodi all'equilibrio limite, si basano sull'individuare una porzione di terreno instabile mobilitata lungo di una potenziale superficie di scorrimento.

Il coefficiente di sicurezza associato ad una superficie è calcolato imponendo le condizioni di equilibrio nelle quali vengono introdotte le resistenze offerte del terreno affette da tale coefficiente di sicurezza. Variando secondo diversi criteri la superficie di scorrimento, è possibile determinare la configurazione associata al coefficiente di sicurezza minimo. Tutti i metodi suddividono la regione di terreno mobilitata in conci verticali compresi tra la sommità del terreno e la superficie di scorrimento e istituiscono le condizioni di equilibrio generali e relative ai singoli conci. Poiché nella scrittura delle condizioni di equilibrio del singolo concio è necessario includere le azioni che esso scambia con i conci adiacenti, si ottiene un sistema risolvibile in cui le incognite (il coefficiente di sicurezza e le azioni interne fra i conci) superano le equazioni disponibili.

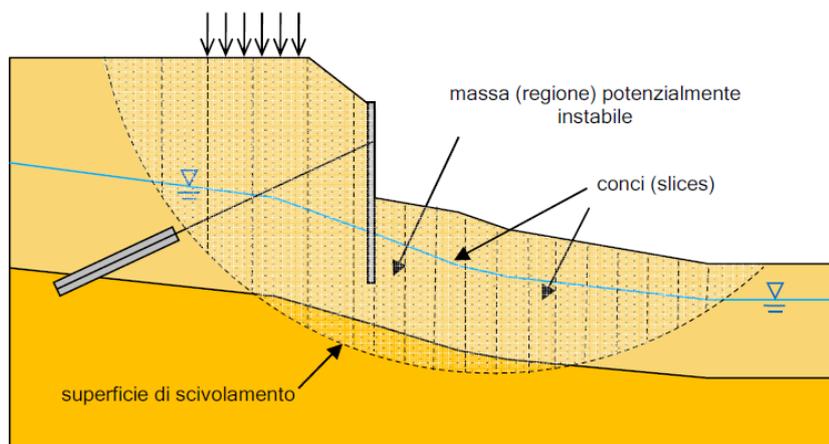


Figura 6.4 – Paratie plus – verifica di stabilità globale

Un tirante/chiodo può costituire un contributo ai fini della stabilità della massa potenzialmente instabile.

PARATIE PLUS include tale contributo nel seguente modo:

- 1) determina la resistenza di calcolo Fanchor disponibile, pari al minimo tra
 - a. la resistenza strutturale
 - b. la resistenza del tratto ancorato al terreno, per la sola quota-parte della fondazione esterna alla superficie di scivolamento (LB,av1 in figura)
- 2) individua il concio la cui base contiene l'intersezione tra la superficie di scivolamento e il tirante;
- 3) nel risolvere le condizioni di equilibrio locale di quel concio, aggiunge il contributo Fanchor;
- 4) assembla il contributo del concio, dipendente quindi anche dalla resistenza di calcolo del tirante.

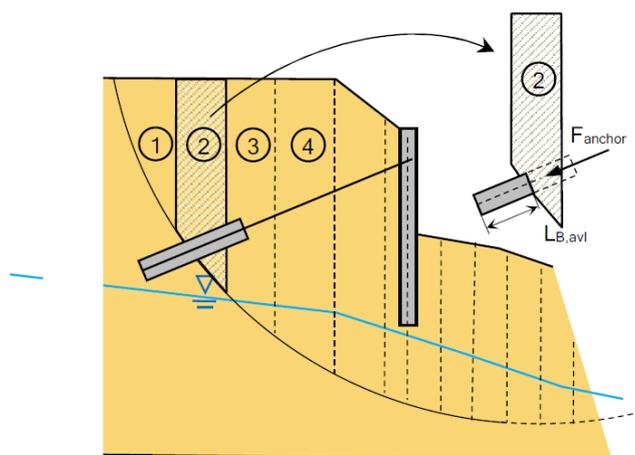


Figura 6.5 – Paratie plus – inserimento tirante/chiodo

nelle equazioni risolventi globali ed esegue il calcolo del coefficiente di sicurezza come di routine. Si osservi che la resistenza di calcolo strutturale dipende dal coefficiente di sicurezza parziale γ_M sul materiale, a sua volta dipendente dalla DA esaminata; in modo analogo, la resistenza geotecnica.

6.2. Plaxis

Plaxis 2D® è un codice di calcolo agli elementi Finiti (FEM) utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (*plain strain*) o a condizioni assialsimmetriche (*axisymmetric*).

Lo studio della risposta meccanica delle gallerie Metodo Milano durante lo scavo è stato quindi condotto mediante una analisi FEM con il codice di calcolo Plaxis 2D® nell'ipotesi di stato piano di deformazione.

Scopi principali di queste analisi sono stati:

- lo studio dell'interazione degli elementi strutturali durante le fasi esecutive dell'opera al fine di ottenere le sollecitazioni interne degli elementi strutturali;
- lo studio dell'interazione paratia-terreno al fine di verificare la compatibilità del campo deformativo ottenuto e la stabilità del sistema.

Una analisi FEM in stato piano di deformazione consente:

- di tenere conto della complessa geometria del problema;
- di utilizzare leggi costitutive adeguate per l'interazione fra elementi strutturali e di considerare il terreno come mezzo continuo;
- di cogliere il campo di spostamenti generato dall'opera durante tutte le fasi esecutive.

In particolare, per modellare la risposta meccanica dello scheletro solido, sono stati impiegati legami costitutivi elasto-plastici (nel caso specifico Hardening Soil). L'esistenza di deformazioni plastiche implica la necessità di considerare, nell'analisi, l'andamento dei carichi con il proseguire dell'esecuzione delle opere infatti, la soluzione del problema, a differenza del caso elastico, dipende anche dal percorso tensionale seguito. Pertanto, l'analisi è stata sviluppata in fasi successive per riprodurre tutte le principali lavorazioni previste per la sezione esaminata: le condizioni finali di ciascuna fase saranno le condizioni iniziali per la fase successiva. Per la definizione delle fasi modellate si fa riferimento a quanto riportato nei successivi paragrafi.

7. STATI LIMITE

Di seguito viene presentato l'elenco delle diverse analisi effettuate per il dimensionamento e la verifica delle opere oggetto di tale documento nello spirito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, in accordo alle disposizioni del DM 14.01.2008 e al manuale di progettazione delle opere civili.

7.1. Azioni

Le azioni considerate per la verifica delle strutture di sostegno dell'imbocco sono le seguenti:

- azioni permanenti strutturali: peso proprio degli elementi strutturali, spinta del terreno a monte e a valle dell'opera.
- azioni variabili: carico variabile sul piano campagna a monte della struttura di sostegno, Q_{IM} , atto a schematizzare nella fase costruttiva l'eventuale presenza di sovraccarichi di varia natura connessi alla realizzazione delle opere.
- azione sismica: incremento della spinta delle terre considerato come carico distribuito sull'altezza fuori terra della paratia in cui viene inclusa l'inerzia della paratia.

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 14/01/2008, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi e di esercizio in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

7.2. Dimensionamento delle opere di sostegno

Le verifiche delle strutture di sostegno sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

- collasso del complesso opera-terreno;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi,
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;

Come prescritto dal DM 14/01/2008 per le strutture di sostegno flessibili, è stato adottato l'Approccio Progettuale 1 con le due combinazioni di coefficienti parziali (tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del DM 14/01/2008):

- combinazione 1: $A1 + M1 + R1$
- combinazione 2: $A2 + M2 + R1$.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 ($A2+M2+R1$) e verificando che la resistenza mobilitata fosse sempre inferiore a quella disponibile.

Il corretto dimensionamento nei confronti degli SLU assicura che gli spostamenti dell'opera siano compatibili con le esigenze di funzionalità della stessa; pertanto, per opere provvisoriale, in assenza di fabbricati o altre opere da

salvaguardare a ridosso delle stesse, non si ritengono necessarie ulteriori valutazioni di verifica nei confronti degli SLE, mentre per opere definitive o con fabbricati e altre opere da preservare verrà analizzato anche lo SLE.

I coefficienti di spinta attiva sono determinati attraverso la relazione di Coulomb. I coefficienti di spinta passiva sono stati determinati attraverso la relazione di Lancellotta (2007). L'angolo di attrito terreno/struttura, δ , è stato assunto pari a $2/3$ della resistenza al taglio del terreno naturale.

Le verifiche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo ParatiePlus (versione 18).

Per le analisi relative alle paratie, sono stati presi in considerazione i seguenti stati limite di progetto:

- Stato Limite Ultimo - Combinazione A1+M1 (SLU-1): le analisi sono condotte considerando i valori di progetto delle azioni esterne A_1 (ottenuti amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici, $A_1=\gamma_1 \cdot A_k$), mentre ai parametri geotecnici si assegnano coefficienti parziali unitari ($M_1=M_k$).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2+M2 (SLU-2): le analisi sono svolte considerando i valori di progetto delle azioni esterne A_2 (ottenuti amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici, $A_2=\gamma_2 \cdot A_k$), i parametri geotecnici sono ridotti dividendo i parametri caratteristici M_k per opportuni coefficienti ($M_2=M_k / \gamma_2$).
- Stato Limite Ultimo con sisma – Combinazione $A_k + M1$ (EQK STR): secondo le indicazioni della normativa (par. 7.11.6.3 NTC2008), le analisi sono svolte considerando coefficienti parziali unitari per le azioni esterne (A_k) mentre ai parametri geotecnici si assegnano coefficienti parziali unitari ($M_1=M_k$).
- Stato Limite Ultimo con sisma – Combinazione $A_k + M2$ (EQK GEO): secondo le indicazioni della normativa (par. 7.11.1 NTC2008), le analisi sono svolte considerando coefficienti parziali unitari per le azioni esterne (A_k) e riducendo i parametri geotecnici caratteristici M_k per opportuni coefficienti ($M_2=M_k / \gamma_2$). Il sisma è valutato per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).
- Stato Limite di Esercizio - Combinazione caratteristica: le analisi sono condotte considerando i valori caratteristici delle azioni esterne A_k e dei parametri geotecnici M_k .

Si sottolinea che per la combinazione A1+M1+R1 i coefficienti parziali sono applicati sugli effetti delle azioni, in accordo a quanto previsto nel § 6.2.3.1 “Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)” del D.M. 2008.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i coefficienti parziali prescritti dalla normativa per gli Stati Limite Ultimi.

CARICHI	coeff. parziale	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente sfavorevole	γ_G	1,3	1,0
Permanente favorevole		1,0	1,0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
Variabile favorevole		0	0

Tabella 7.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

PARAMETRO	parametro al quale applicare il coeff. parziale	coeff. parziale γ_m	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}=1,00$	$\gamma_{\phi'}=1,25$
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}=1,00$	$\gamma_{c'}=1,25$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{c_u}=1,00$	$\gamma_{c_u}=1,40$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma_{\gamma}=1,00$	$\gamma_{\gamma}=1,00$

Tabella 7.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE
	R1	R2
Resistenza del terreno di valle	$\gamma_R=1,00$	$\gamma_R=1,00$

Tabella 7.3 – Coefficienti parziali delle resistenze

Per la determinazione dell'azione sismica si è fatto riferimento al comune di Lonato nel quale ricade la GA06.

Vista la tipologia d'opera in esame e visti i tempi di scavo della galleria naturale la durata stimata delle opere provvisorie è sicuramente superiore a 2 anni e pertanto le opere provvisorie sono state dimensionate considerando anche l'azione sismica con una vita nominale pari a 35 anni come indicato dal DM2008. Per le zone il cui piano di scavo verrà raggiunto con scavi a cielo aperto che non sono vincolati a particolari fasistiche si può ragionevolmente stimare che la durata delle lavorazioni sarà inferiore a 2. Vista la complessità dell'opera e le numerose interferenze e fasi esecutive vincolanti, si eseguiranno comunque le verifiche sismiche in fase provvisoria.

Si sono pertanto assunti i seguenti parametri:

- periodo di riferimento (*par. 2.4.3 NTC*): $V_R = 35$ anni;
- coefficiente d'amplificazione topografica (*tab. 3.2.VI*): $S_T = 1,0$;
- coefficiente d'amplificazione stratigrafico (*tab. 3.2.V*): $S_S = 1, 2$ (cat. Suolo B);

Nella tabella si riportano i parametri relativi alla azione sismica:

Analisi	a_g/g	S_S	S_T
SLV	0,135	1,2	1,0

Tabella 7.4 – Parametri per la definizione dell'accelerazione sismica in fase provvisoria

In condizioni sismiche, il valore del carico sismico, dato dalla differenza tra la spinta sismica derivante dalla teoria di Mononobe-Okabe e la spinta statica, è stato valutato come carico distribuito sulla paratia di valore pari a:

$$\Delta p = 0.375 \cdot (k_h / g) \cdot \gamma \cdot H$$

dove:

Δp = incremento di pressione sismico

$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$ coefficiente sismico orizzontale

H = altezza fuori terra della paratia

γ = peso del terreno.

Oltre all'applicazione di questo carico verrà modificato il coefficiente k_p sismico a valle per tenere conto della diminuzione della forza passiva di contenimento al piede.

Nel caso la paratia sia interessata dalla falda si considera anche la spinta idrodinamica.

$$p_w = 7/12 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

dove:

p_w è l'incremento di spinta dovuto al sisma;

k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

H_w è l'altezza d'acqua rispetto quota di fondo palo.

L'analisi della fase di scavo delle gallerie Metodo Milano è stata eseguita in assenza di sisma in quanto la struttura interna della galleria verrà completata entro 2 anni dallo scavo.

7.3. Analisi di stabilità dei versanti

Per le analisi di stabilità del pendio sono stati presi in considerazione i seguenti Stati Limite di progetto:

- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2+M2 (SLU-2): le analisi sono svolte considerando i valori di progetto delle azioni esterne A2 (ottenuti amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici, $A2 = \gamma_2 \cdot A_k$), i parametri geotecnici sono ridotti dividendo i parametri caratteristici M_k per opportuni coefficienti ($M_2 = M_k / \gamma_2$).
- Stato Limite Ultimo con sisma – Combinazione $A_k + M_2$ (SLU-S): secondo le indicazioni della normativa (par. 7.11.1 NTC2008), le analisi sono svolte considerando coefficienti parziali unitari per le azioni esterne (A_k) e riducendo i parametri geotecnici caratteristici M_k per opportuni coefficienti ($M_2 = M_k / \gamma_2$). Il sisma è valutato per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Nella verifica SLU con sisma si applica il metodo pseudostatico e l'azione sismica viene introdotta considerando in luogo delle azioni dinamiche le azioni statiche equivalenti, costituite da forze di volume orizzontali e verticali proporzionali al peso del terreno secondo i coefficienti k_h (per le azioni orizzontali) e $\pm k_v$ (per le azioni verticali, verso l'alto o verso il basso):

$$F_H = (\beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g) W = k_h W$$

$$F_v = \pm 0.5 \cdot FH = k_v W$$

Per la determinazione dei coefficienti sismici orizzontale e verticale k_h e k_v , sono stati adottati i seguenti parametri (con riferimento al § 7.11.3.5.2 delle NTC 2008):

- periodo di riferimento (*par. 2.4.3 NTC*): $V_R = 35$ anni;
- coefficiente d'amplificazione topografica (*tab. 3.2.VI NTC*): $S_T = 1,2$;
- coefficiente d'amplificazione stratigrafico (*tab. 3.2.V NTC*): $S_S = 1,2$;
- $\beta_s = 0,24$ (*NTC 08 – Tab. 7.11.I*)

Analisi	a_g/g	S_S	S_T	β	k_h	k_v
SLV	0,135	1,2	1,2	0,24	0,046	$\pm 0,0232$

Tabella 7.5 - parametri per la definizione dell'accelerazione sismica

Nella seguente tabella sono riassunti i coefficienti parziali utilizzati nelle analisi di calcolo illustrate nei seguenti capitoli, con riferimento ai diversi stati limite analizzati per le analisi di stabilità svolte.

		SLU-2 (A_2+M_2)	SLU-S (A_2+M_2 +sisma)
AZIONI	Permanenti (peso proprio)	1,00	1,00
	Temporanee (sovraccarichi)	1,30	0
	Sisma	-	1,00
PARAMETRI DEL TERRENO	$\tan \phi'$	1,25	1,25
	c'	1,25	1,25
	c_u	1,40	1,40
RESISTENZE DEGLI ANCORAGGI	Resistenza allo snervamento dell'acciaio	1,15	1,15
	Resistenza di pull-out	$1,80 \times 1,10 = 1,98$	$1,80 \times 1,10 = 1,98$

Tabella 7.6 – Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità

Coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di fronti di scavo	R2
γ_R	$\gamma_{\phi}' = 1,1$

Tabella 7.7 – Coefficienti parziali sulle resistenze per le verifiche di stabilità

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
46 di 130

8. OPERE PROVVISORIALI

Nelle seguenti figure si riportano le posizioni in sviluppata (linea tratteggiata rossa) delle sezioni di calcolo per ogni paratia provvisoria presente nella WBS GA06. I calcoli delle paratie A, B e C (descritte al paragrafo 2) sono riportati nel documento *INOR11EE2CLGI0300001 "Relazione di calcolo opere provvisionali"* essendo tale opera la naturale continuazione della paratia di imbocco oggetto della WBS GI03.

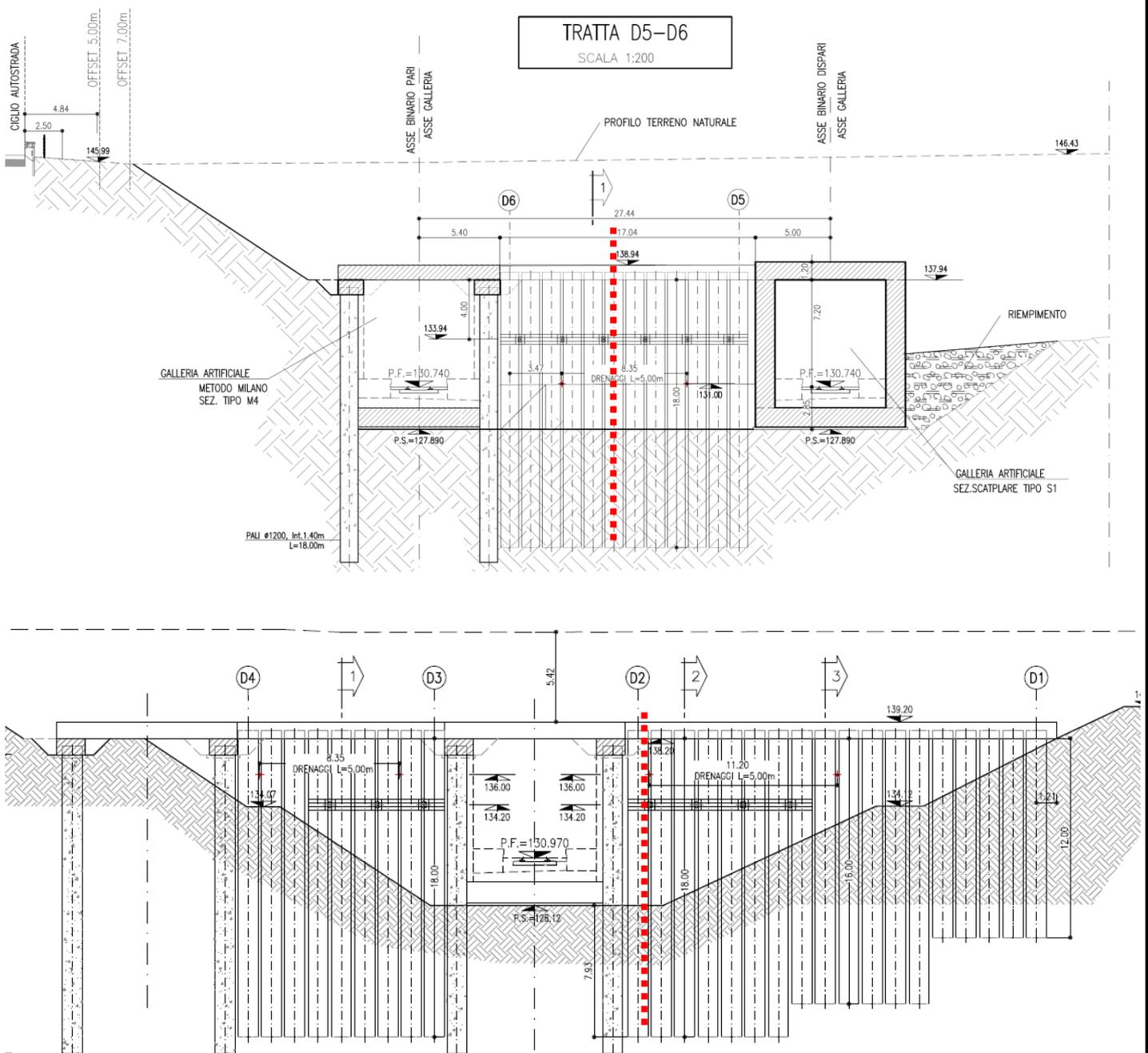


Figura 8.1 – Sviluppate tratta D



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
47 di 130

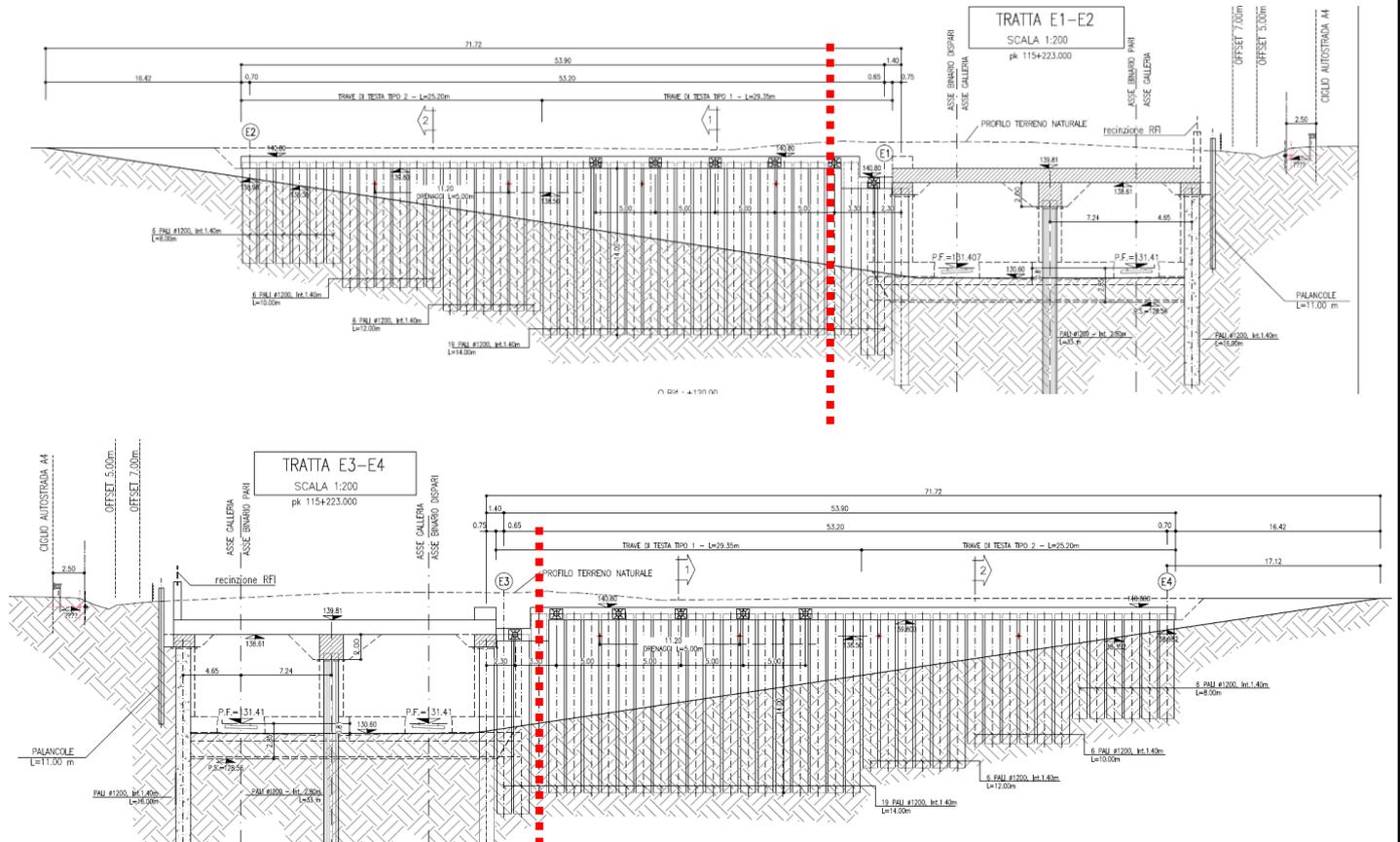


Figura 8.2 – Sviluppata tratto E

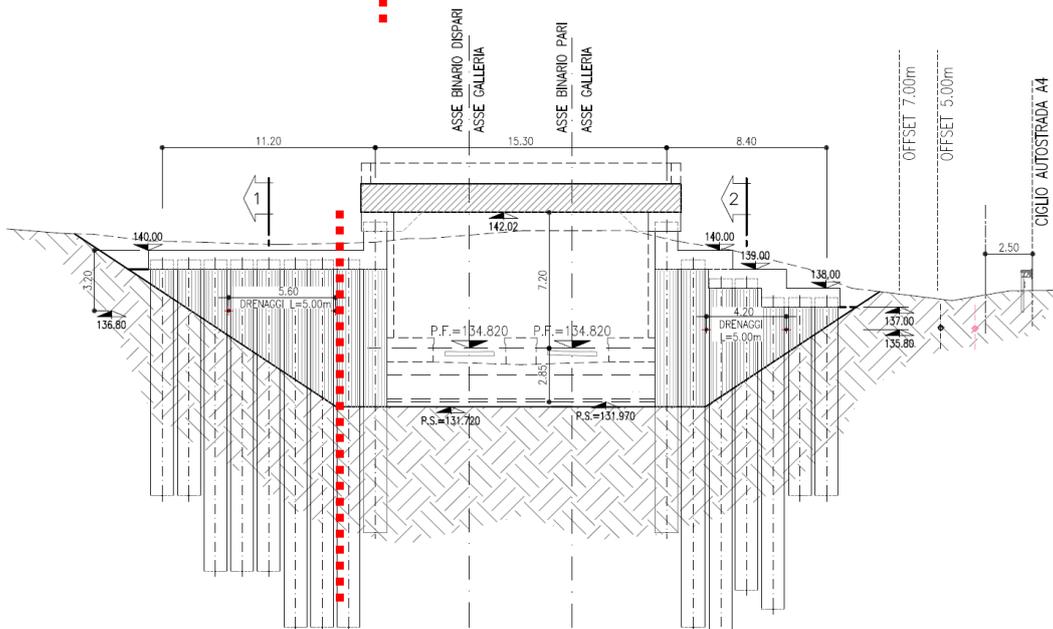


Figura 8.3 – Sviluppata tratto F

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
48 di 130



Figura 8.4 – Sviluppata paratia a protezione del fabbricato Wierer

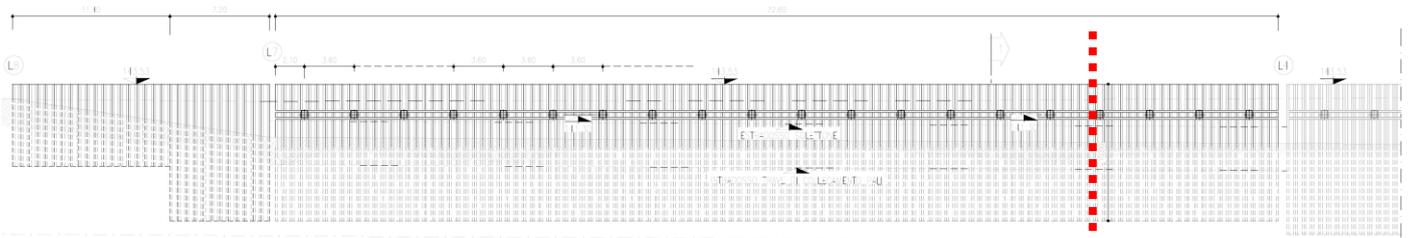


Figura 8.5 – Sviluppata paratia a protezione del fabbricato Feralpi

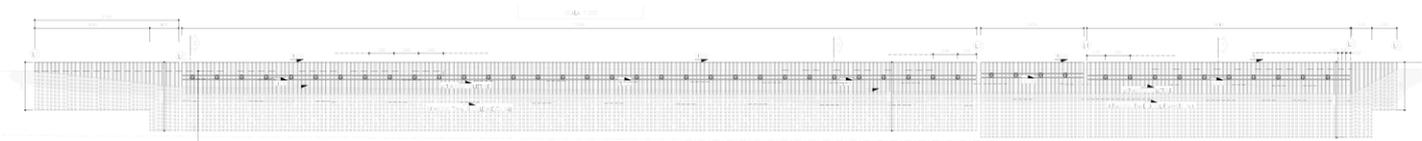


Figura 8.6 – Sviluppata paratia in corrispondenza della piazzola di sosta

8.1. Modellazione stratigrafica, geotecnica e carichi delle diverse tratte

Si riportano di seguito i parametri geotecnici di calcolo sulla base della caratterizzazione geologica e geotecnica riportata nel paragrafo 4.

Terreno (m da p.c.)	$\gamma_{dry}/\gamma_{sat}$ (kN/m ³)	c_k (kPa)	ϕ'_k (°)	δ (°)	E' (MPa)	E'_{ur} (MPa)	k_o M1(M2)	K_a M1(M2)	K_p M1(M2)
0÷1,5	16,8/18,3	0	23	15,2	20	32	0,5 0,5	0,376 (0,449)	3,039 (2,415)
1,5÷5	21,3/22,1	0	38,6	25,5	162	259	0,77 0,77	0,191 (0,25)	8,511 (5,472)
5÷10	21,3/22,1	0	38,8	25,6	255	638	0,77 0,77	0,189 (0,248)	8,647 (5,541)
10÷15	21,0/21,9	0	38,0	25,1	258	645	0,77 0,77	0,196 (0,257)	8,119 (5,27)
15÷20	21,0/21,9	0	37,6	24,8	278	695	0,76 0,76	0,2 (0,261)	7,872 (5,141)
>20	20,9/21,8	0	37,2	25,5	270	675	0,76 0,76	0,204 (0,265)	7,635 (5,017)

γ = peso dell'unità di volume

c'_k = coesione efficace (valore caratteristico)

ϕ'_k = angolo di resistenza al taglio (valore caratteristico)

δ = angolo d'attrito struttura/terreno

E' = modulo di Young

E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico)

k_o = coefficiente di spinta a riposo

K_a = coefficiente di spinta attiva

K_p = coefficiente di resistenza passiva

Tabella 8.1 - Parametri geotecnici caratteristici per l'analisi statica

Terreno (m da p.c.)	Categoria sottosuolo	α	u_s (m)	β	k_h	K_{aE} M1(M2)	K_{pE} M1(M2)	K_{aEW} M1(M2)	K_{pEW} M1(M2)
0÷1,5	B	0,98	0,095	0,37	0,0591	0,42 (0,498)	2,909 (2,301)	0,472 (0,558)	2,752 (2,161)
1,5÷5	B	0,98	0,095	0,37	0,0591	0,22 (0,284)	8,249 (5,28)	0,245 (0,313)	8,02 (5,115)
5÷10	B	0,98	0,095	0,37	0,0591	0,218 (0,282)	8,382 (5,348)	0,243 (0,311)	8,154 (5,182)
10÷15	B	0,98	0,095	0,37	0,0591	0,226 (0,291)	7,866 (5,083)	0,251 (0,321)	7,641 (4,921)
15÷20	B	0,98	0,095	0,37	0,0591	0,23 (0,295)	7,624 (4,957)	0,256 (0,325)	7,41 (4,798)
>20	B	0,98	0,095	0,37	0,0591	0,234 (0,3)	7,392 (4,836)	0,26 (0,331)	7,181 (4,679)

α = coefficiente di deformabilità (Figura 7.11.2 del DM 14/01/2008)

u_s = spostamento ammissibile

β = coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 del DM 14/01/2008)

k_h = coefficiente sismico ($k_v=0$)

K_{aE} = coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

K_{pE} = coefficiente di spinta passiva in condizioni sismiche

K_{aEW} = coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche sotto il livello della falda

K_{pEW} = coefficiente di spinta passiva in condizioni sismiche sotto il livello della falda

Tabella 8.2 - Parametri per l'analisi pseudostatica

Tale caratterizzazione è per la parte di imbocco (tratte A, B, C) alla luce dei sondaggi presenti nell'area. I parametri sismici sono funzione dello spostamento ammissibile che varia in funzione dell'altezza dell'opera. Il coefficiente k_v è posto pari a zero.

I coefficienti di spinta sismici K_{aE} K_{aE} K_{aE} K_{aE} in tabella Tabella 8.2 sono riferiti ad una paratia di altezza pari a 19m i cui coefficienti α e β ed il relativo k_h sono calcolati sulla base di tale altezza. Lo spostamento massimo ammissibile è calcolato sulla base di quanto indicato nel DM2008 pari a $u_s \leq 0.005 * H$ con H altezza totale della paratia.

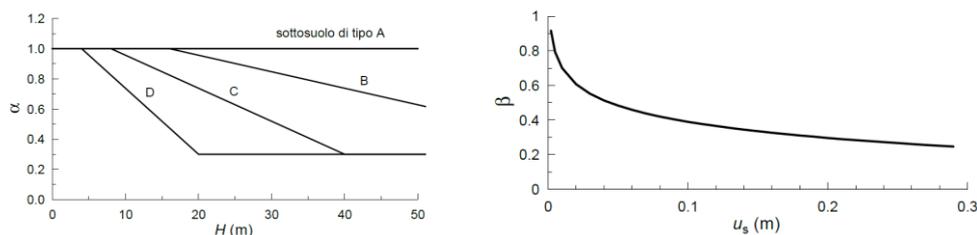


Figura 8.7 – parametri α e β per l'analisi pseudostatica

In Tabella 8.3 si presentano i k_h e i ΔP utilizzati nelle diverse tratte:

Tratte	k_h	ΔP [kN/m]
A-B-C	0,049	6,72
D	0,059	5,15
E	0,063	4,71
F	0,057	3,67
WIERER	0,074	3,21
FERALPI	0,074	2,75
PIAZZOLA	0,074	2,17

Tabella 8.3 - Parametri per l'analisi pseudostatica

La falda è stata cautelativamente posta pari alla quota di fondo scavo per tutte le opere oggetto della presente relazione.

8.2. Geometria modelli di calcolo e azioni risultanti

8.2.1. Paratia provvisoria D alle pk 115+889,12, pk 115+639,81

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

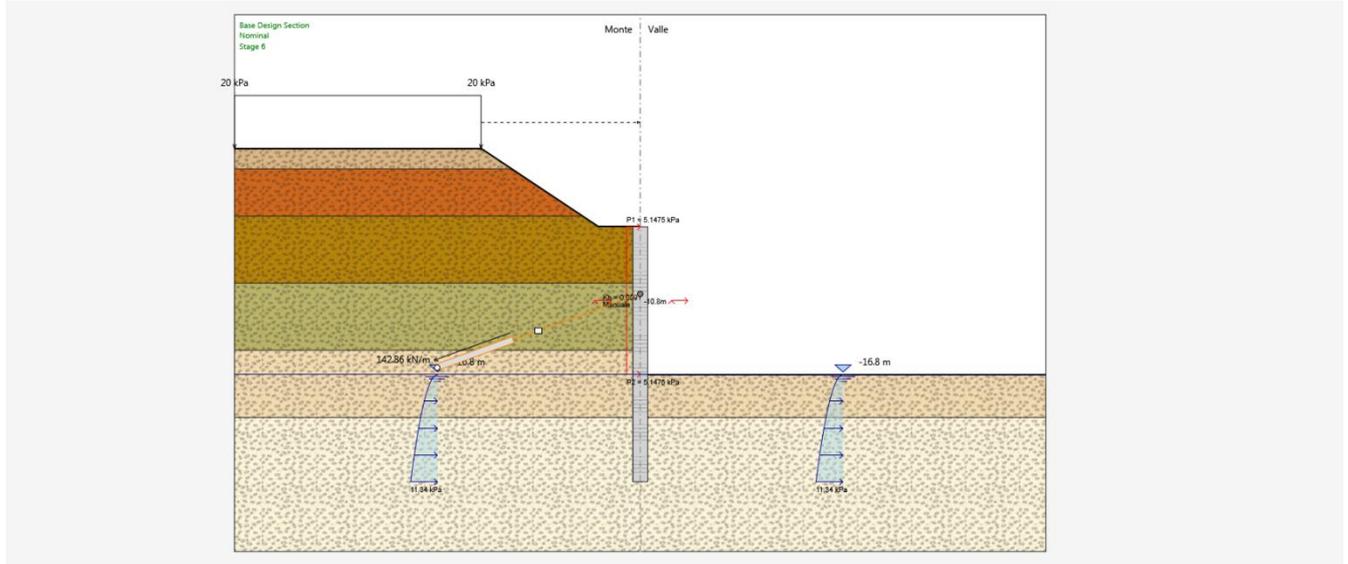


Figura 8.8 –Paratia D: Modello di calcolo

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della paratia alla pk 115+639,81 e i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1. La paratia alla pk 115+889,12 ha caratteristiche geotecniche e geometriche paragonabili con un sovraccarico a tergo inferiore.

Tipologia	Pali ϕ 1200 passo 1,4m
Altezza totale paratia	19 m
Altezza di scavo paratia	11 m
Ordini di tiranti	1 ordine a -5m da trave di testa
Passo orizzontale tiranti	2,8 m
Inclinazione piano campagna a monte	-
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	Variabile in funzione della distanza dalla paratia calcolato automaticamente dal programma, con discretizzazione ogni 0,4m.
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa (sovraccarico accidentale mezzi)
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.4 - - Paratia D: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a -5,8m da p.c..

La quota di falda è posta a fondo scavo.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico

Fase 2 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del primo ordine di tiranti;

Fase 3 – Installazione del primo ordine di tiranti e pretiro dello stesso;

Fase 4 – Scavo fino alla quota di fondo scavo;

Fase 5 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione del coefficiente di spinta k_p ;

Si riportano di seguito i grafici di involucro del momento flettente in Figura 8.9 e del taglio in Figura 8.10 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta inoltre l'involucro delle forze nel tirante nelle combinazioni SLU A1+M1+R3 in Figura 8.12 e combinazione SLV-STR in Figura 8.13. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.11.

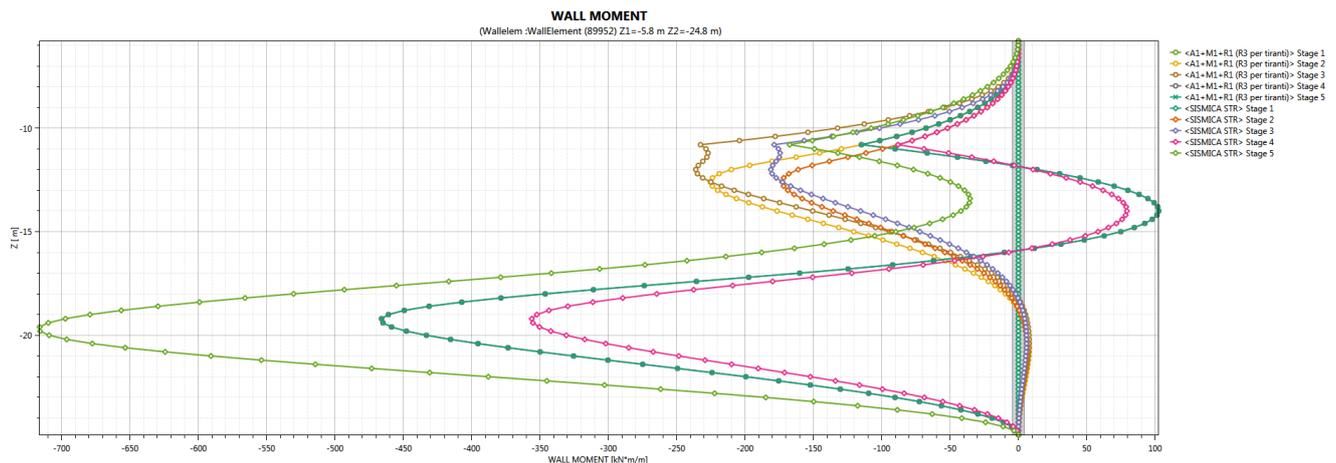


Figura 8.9 – Involucro del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

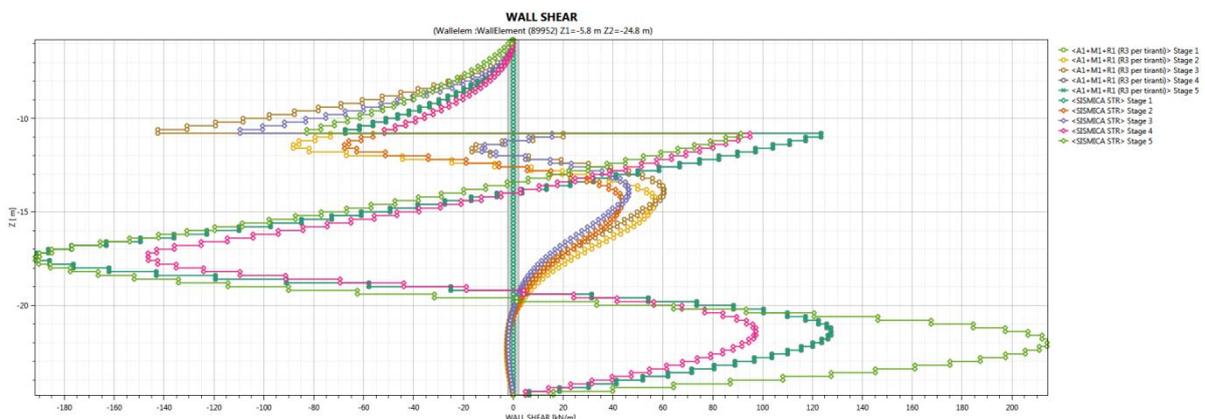


Figura 8.10 - Involucro del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
54 di 130

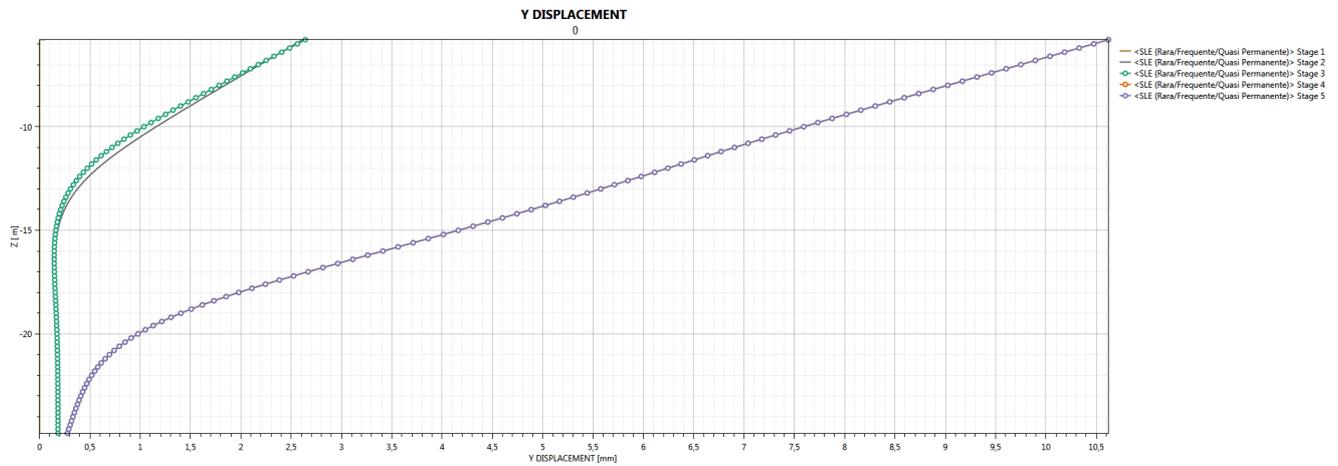


Figura 8.11 – Spostamenti nella combinazione SLE

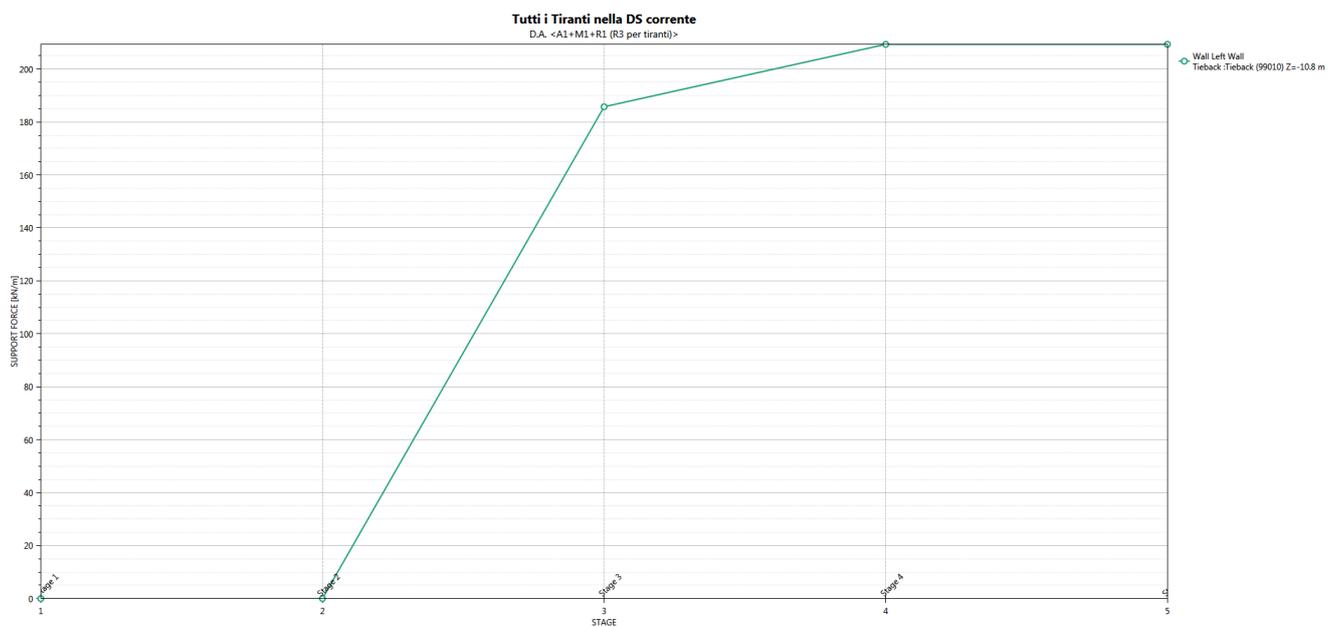


Figura 8.12 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1

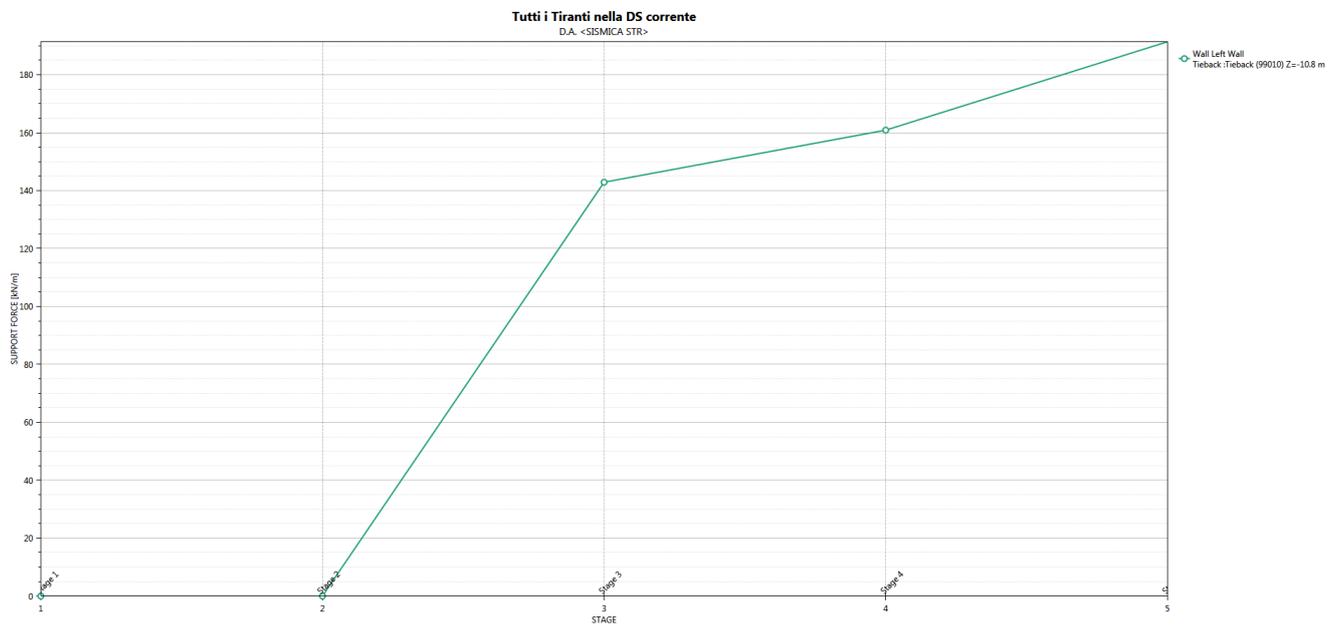


Figura 8.13 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR

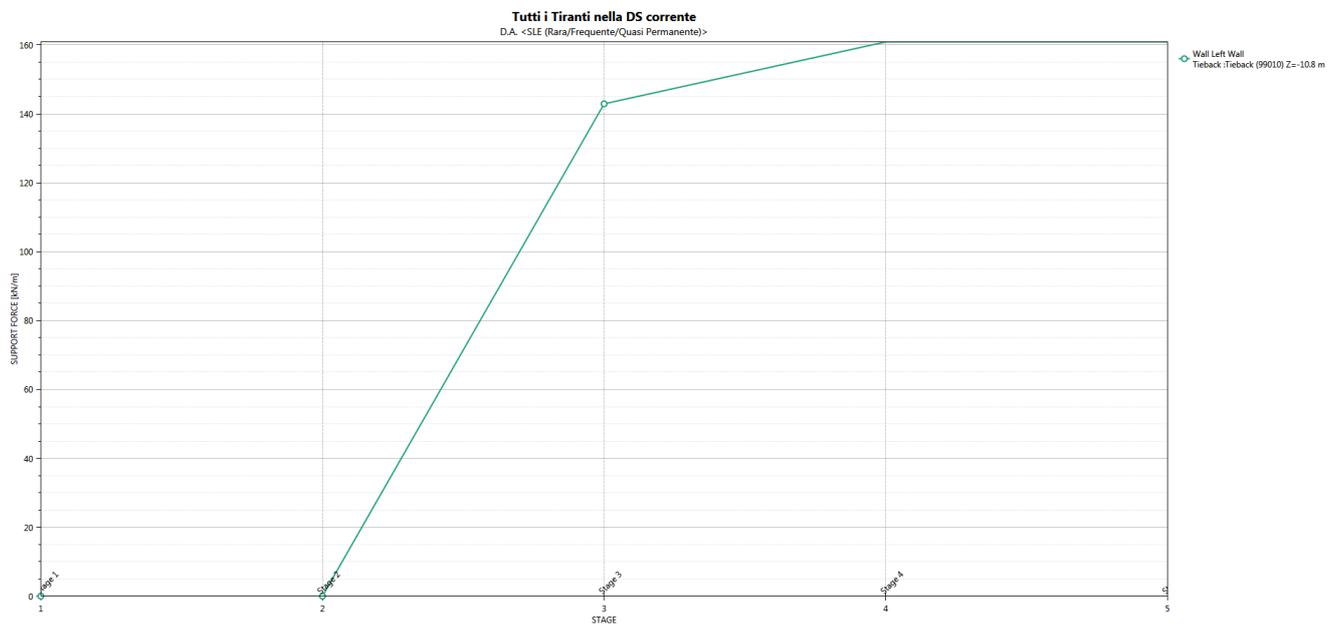


Figura 8.14 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE

8.2.2. Paratia provvisoria E alla pk 115+223

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

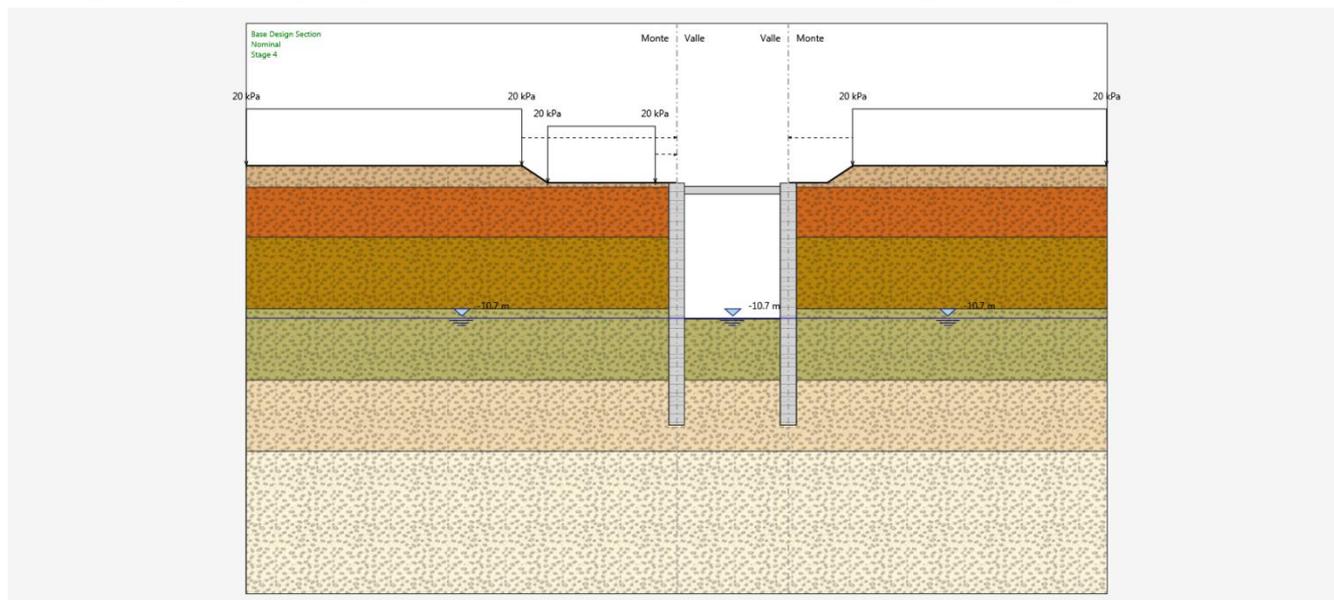


Figura 8.15 –Paratia E: Modello di calcolo

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della struttura e i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1.

Tipologia	Pali $\phi 1200$ passo 1,4m
Altezza totale paratia	17 m
Altezza di scavo paratia	9,5 m
Ordini di puntoni	1 a -0.5 m da quota superiore trave di testa
Passo orizzontale puntoni	5,0 m
Inclinazione piano campagna a monte	-
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa (sovraccarico accidentale mezzi)
Sovraccarichi variabili a valle	

Tabella 8.5 -- Paratia E : Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a -1,2m da p.c..

La quota di falda è posta fondo scavo.

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
57 di 130

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico

Fase 2 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del puntone;

Fase 3 – Installazione del puntone;

Fase 4 – Scavo fino alla quota di fondo scavo a -10,7 m da p.c. ;

Fase 8 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione del coefficiente di spinta k_p ;

Si riportano di seguito i grafici di involuppo del momento flettente in Figura 8.16e del taglio in Figura 8.17 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta inoltre l'involuppo delle forze nel puntone nelle combinazioni SLU A1+M1 in Figura 8.19 e combinazione SLV-STR in Figura 8.20. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.18.

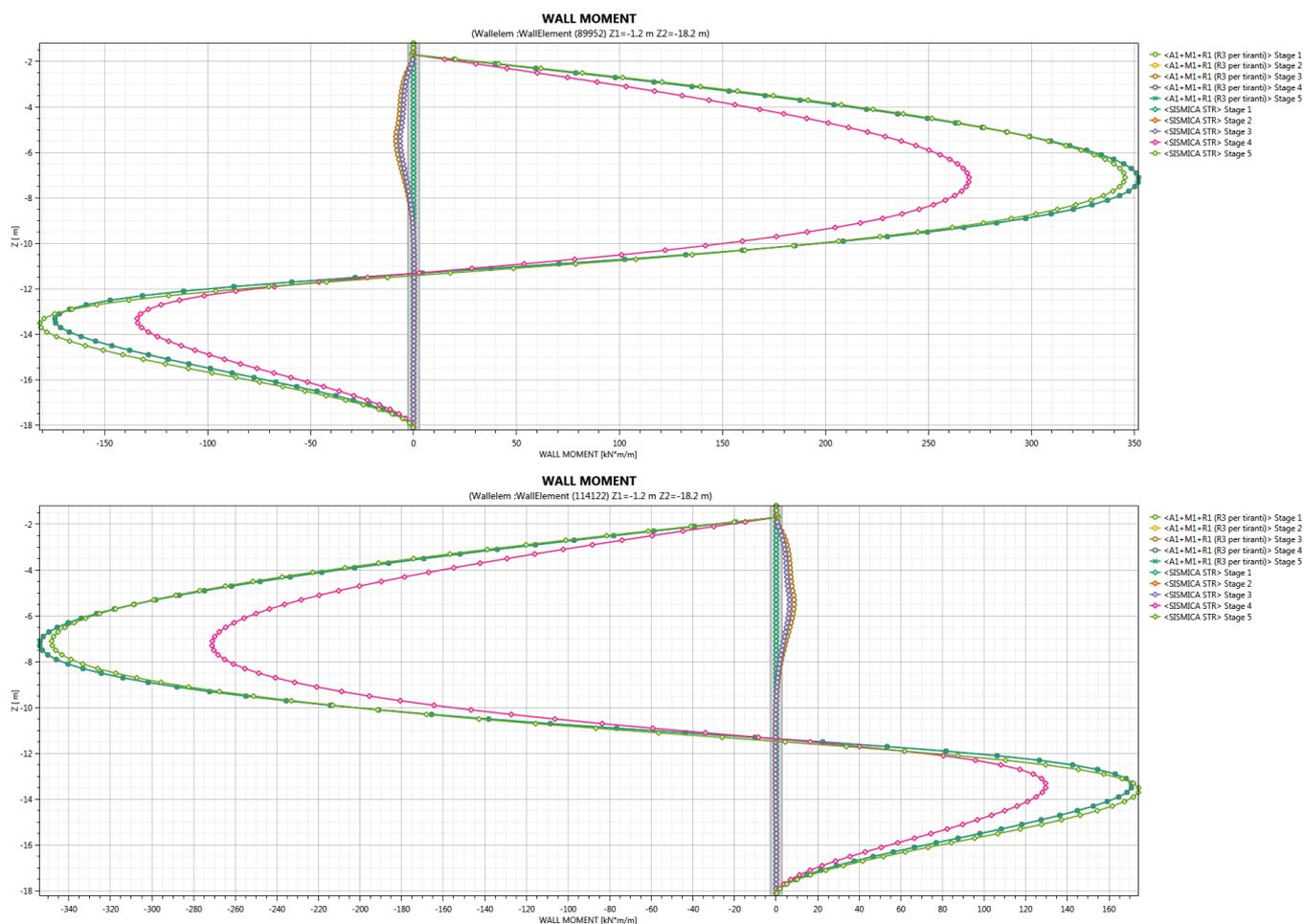


Figura 8.16 – Involuppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
58 di 130

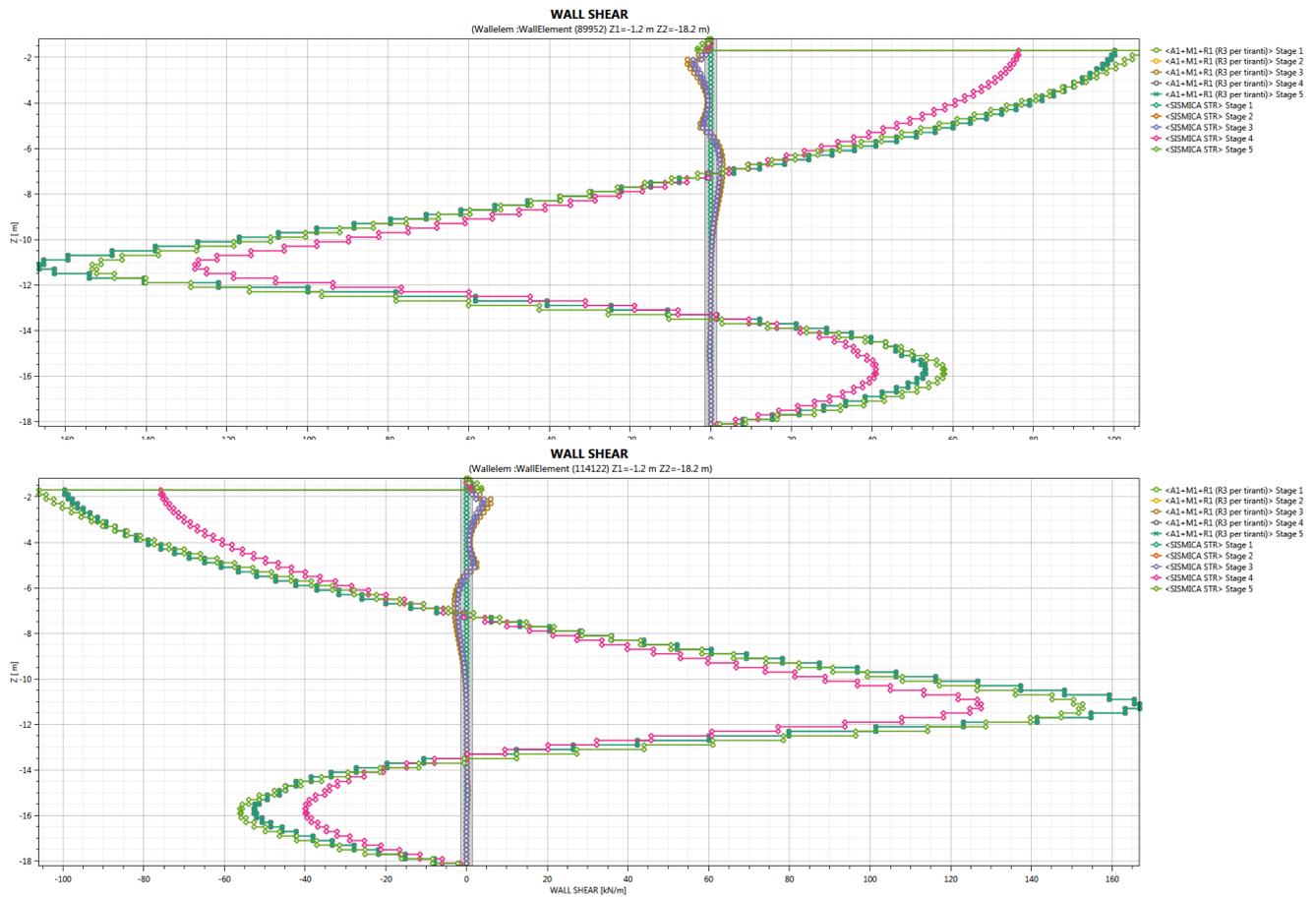


Figura 8.17 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
59 di 130

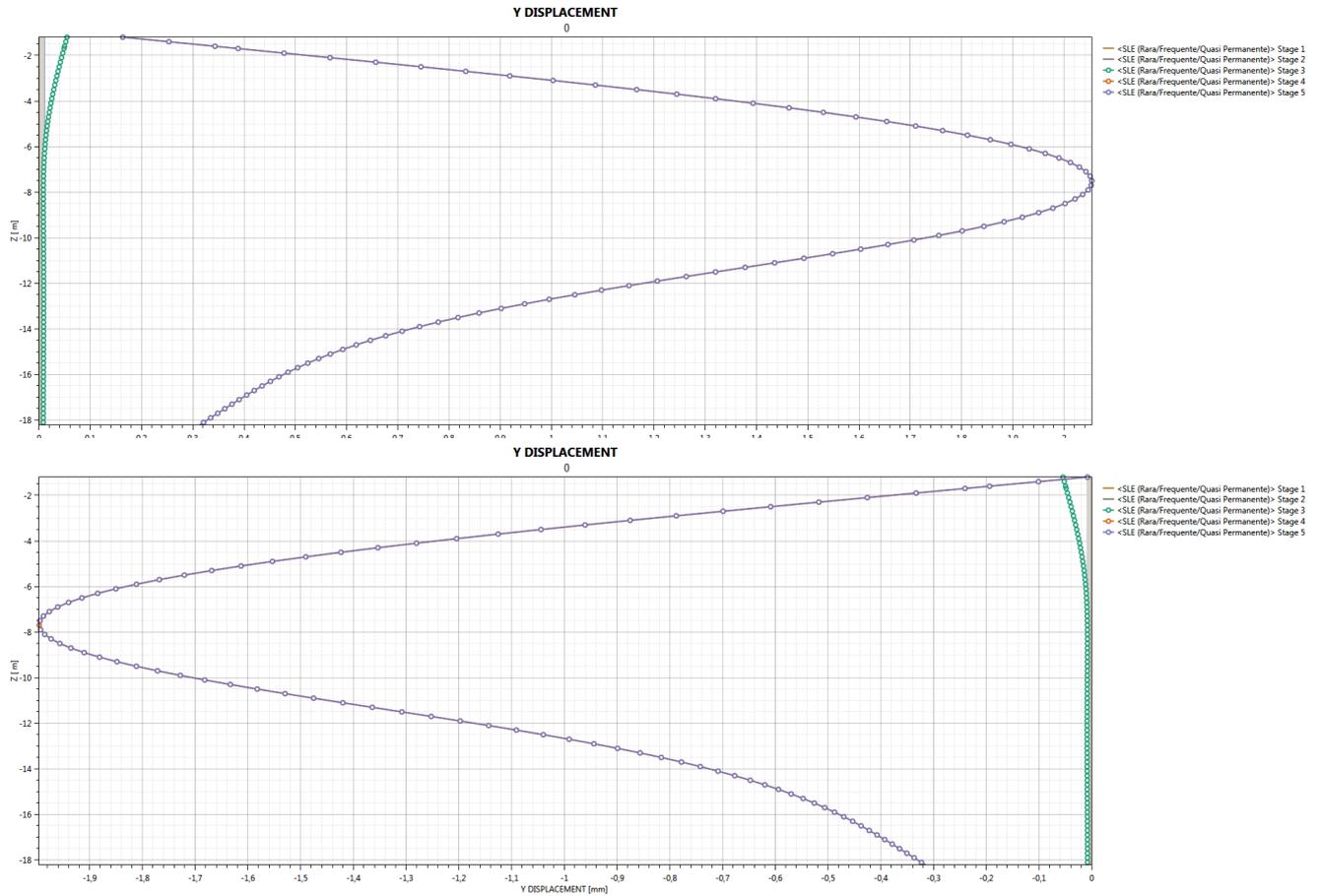


Figura 8.18 – Spostamenti nella combinazione SLE

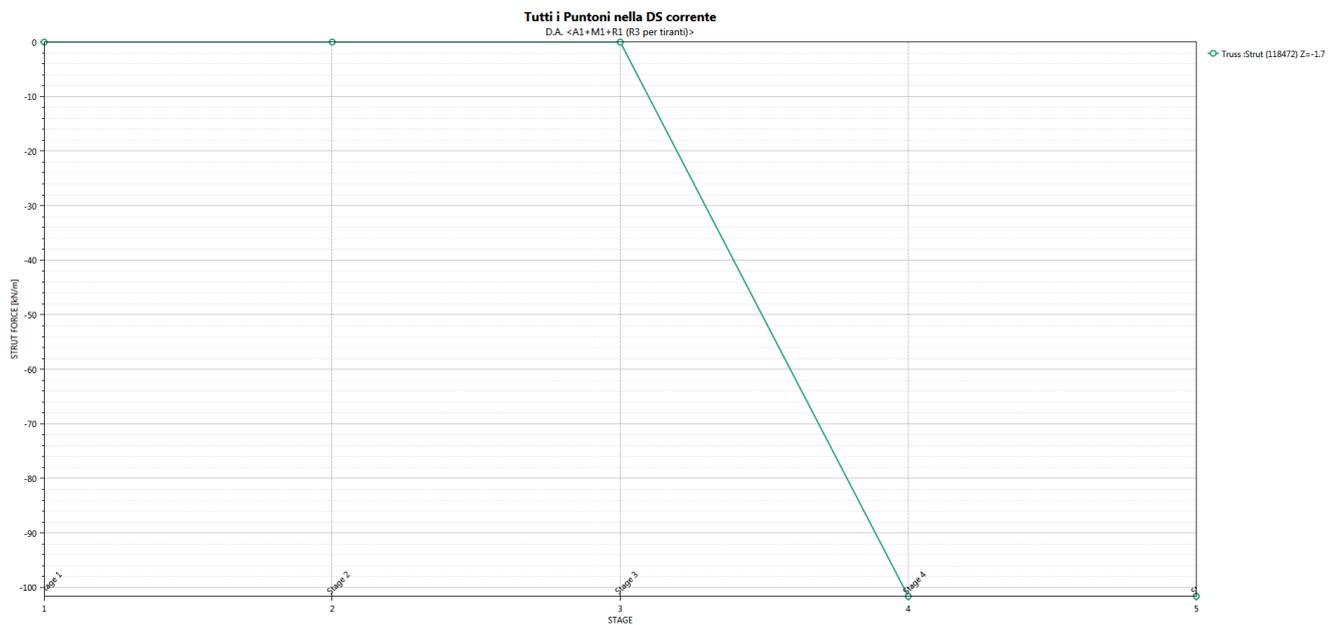


Figura 8.19 – Carico assiale nei puntoni nella combinazione A1+M1

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
60 di 130

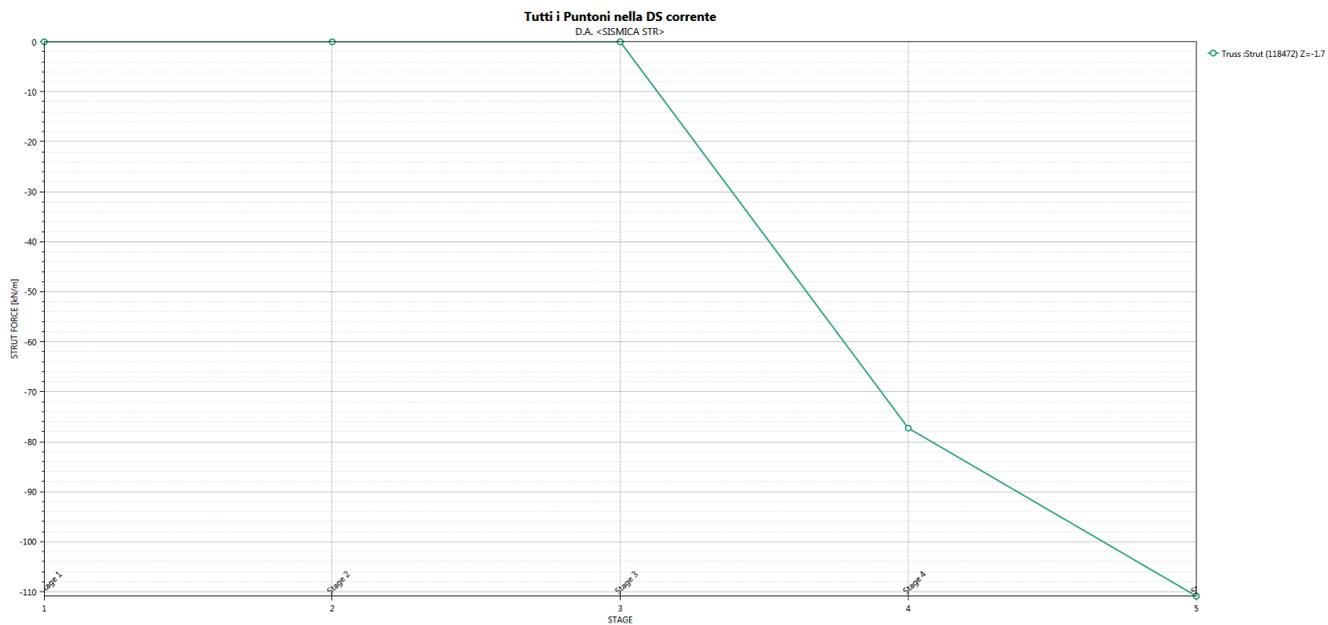


Figura 8.20 – Carico assiale nei puntoni nella combinazione SLV-STR

8.2.3. Paratia provvisoria F pk 114+566

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

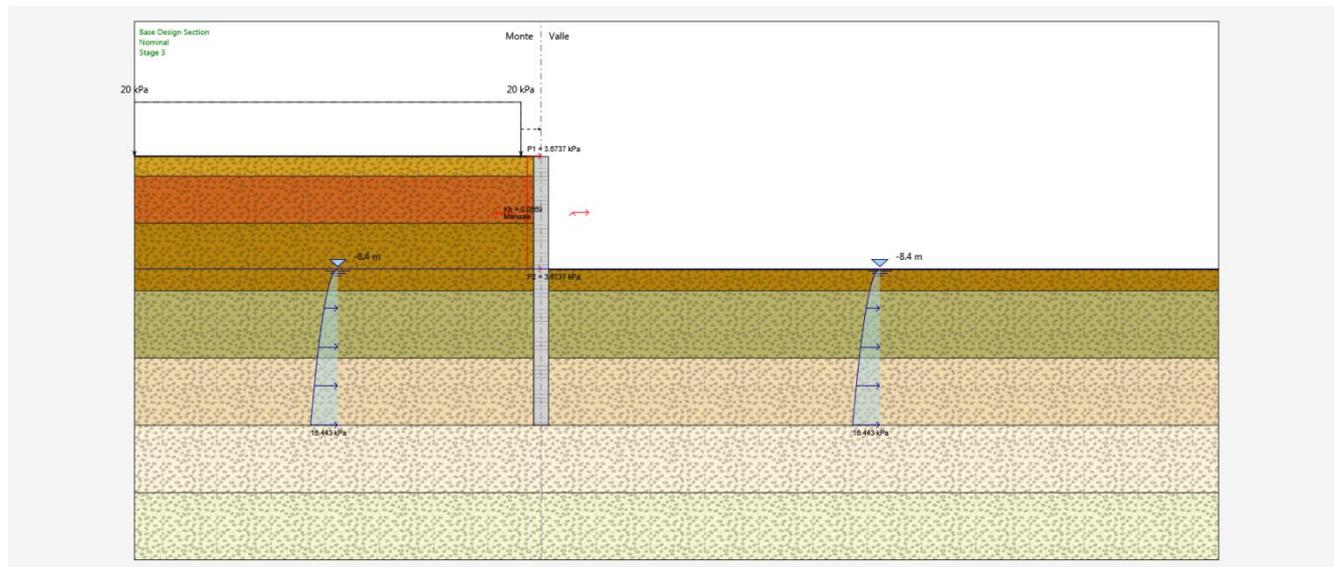


Figura 8.21 –Paratia F: Modello di calcolo

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della struttura e i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1.

Tipologia	Pali $\phi 1200$ passo 1,4m
Altezza totale paratia	20 m
Altezza di scavo paratia	8,4 m
Ordini di tiranti	-
Passo orizzontale tiranti	-
Inclinazione piano campagna a monte	-
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa (sovraccarico accidentale mezzi)
Sovraccarichi variabili a valle	

Tabella 8.6 - Paratia F: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a p.c..

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
62 di 130

La quota di falda è posta a fondo scavo.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico

Fase 6 – Scavo fino alla quota di fondo scavo posta a -8,4 m da p.c. ;

Fase 8 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione del coefficiente di spinta k_p ;

Si riportano di seguito i grafici di involucro del momento flettente in Figura 8.22 e del taglio in Figura 8.23 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.24.

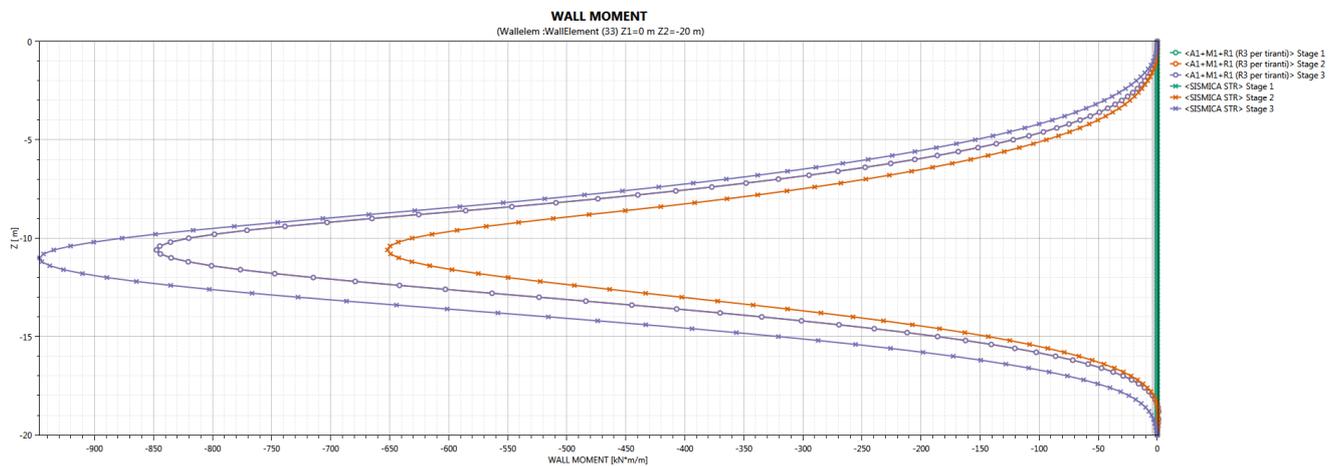


Figura 8.22 – Involuppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

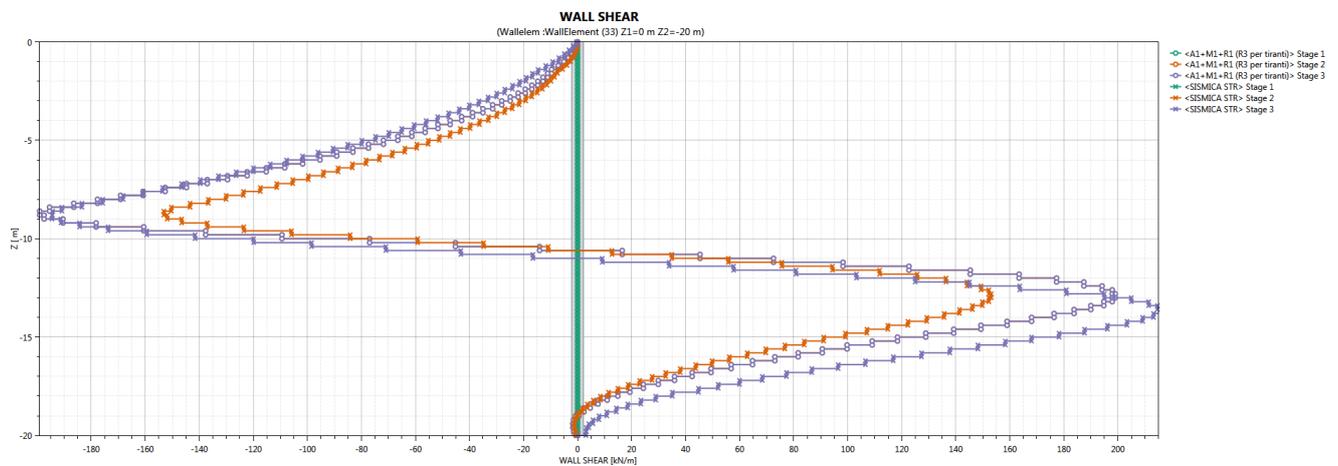


Figura 8.23 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
63 di 130

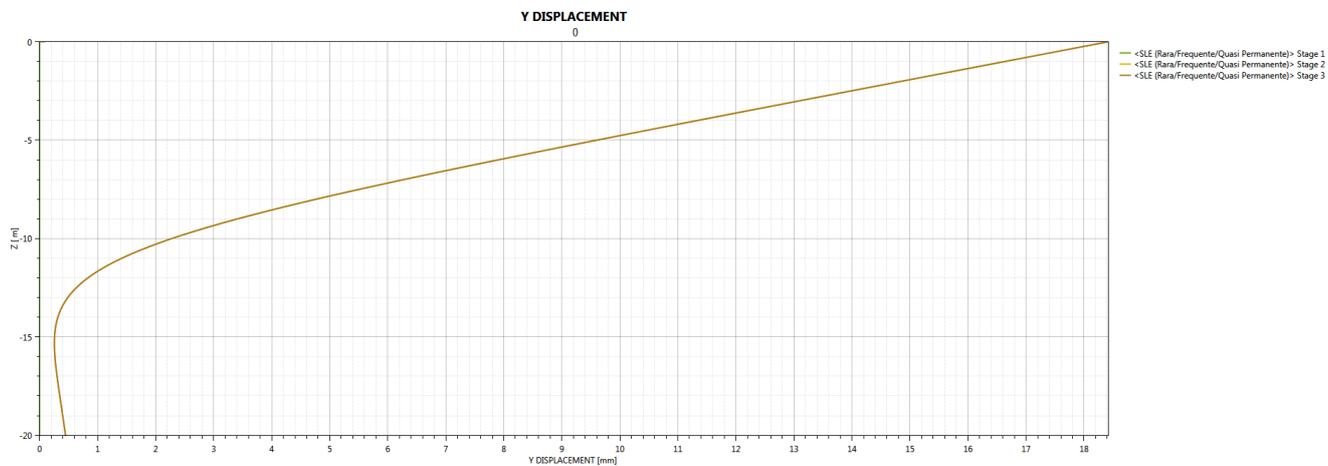


Figura 8.24 –Spostamenti nella combinazione SLE

8.2.4. Palancola provvisoria a protezione edificio WIERER

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

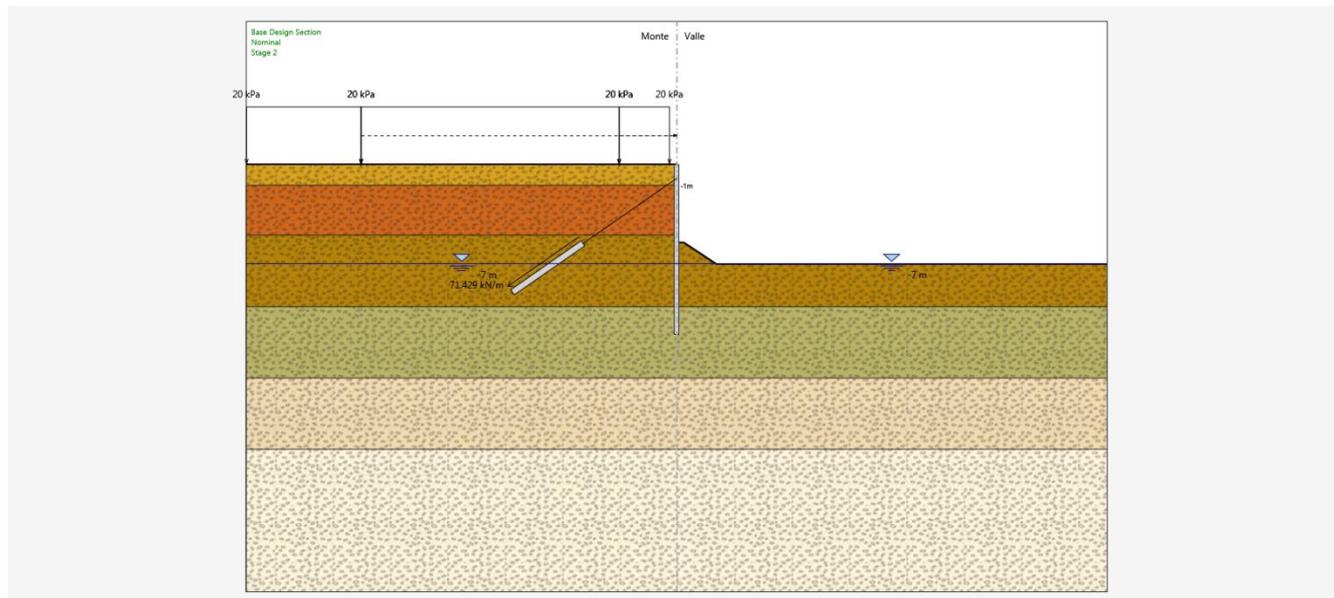


Figura 8.25 –Paratia Wierer: Modello di calcolo

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della palancola a protezione dell'edificio Wierer e i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1.

Tipologia	Palancola PU12
Altezza totale paratia	13 m (di cui 1 m fuori terra di cui non tiene conto l'analisi)
Altezza di scavo paratia	7 m
Ordini di tiranti	1 ordine a -1m da p.c.
Passo orizzontale tiranti	3,6 m
Inclinazione piano campagna a monte	-
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa (sovraccarico accidentale mezzi e sovraccarichi accidentali derivanti dagli edifici)
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.7 - - Paratia Wierer: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

Ai fini del calcolo la quota superiore della palancola è posta a quota p.c..

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
65 di 130

La quota di falda è posta a fondo scavo.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico

Fase 2 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del primo ordine di tiranti;

Fase 3 – Installazione del primo ordine di tiranti e pretiro dello stesso;

Fase 4 – Scavo fino alla quota di fondo scavo;

Fase 5 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione del coefficiente di spinta k_p ;

Si riportano di seguito i grafici di involucro del momento flettente in Figura 8.9 e del taglio in Figura 8.10 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta inoltre l'involuppo delle forze nel tirante nelle combinazioni SLU A1+M1+R3 in Figura 8.12 e combinazione SLV-STR in Figura 8.13. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.11.

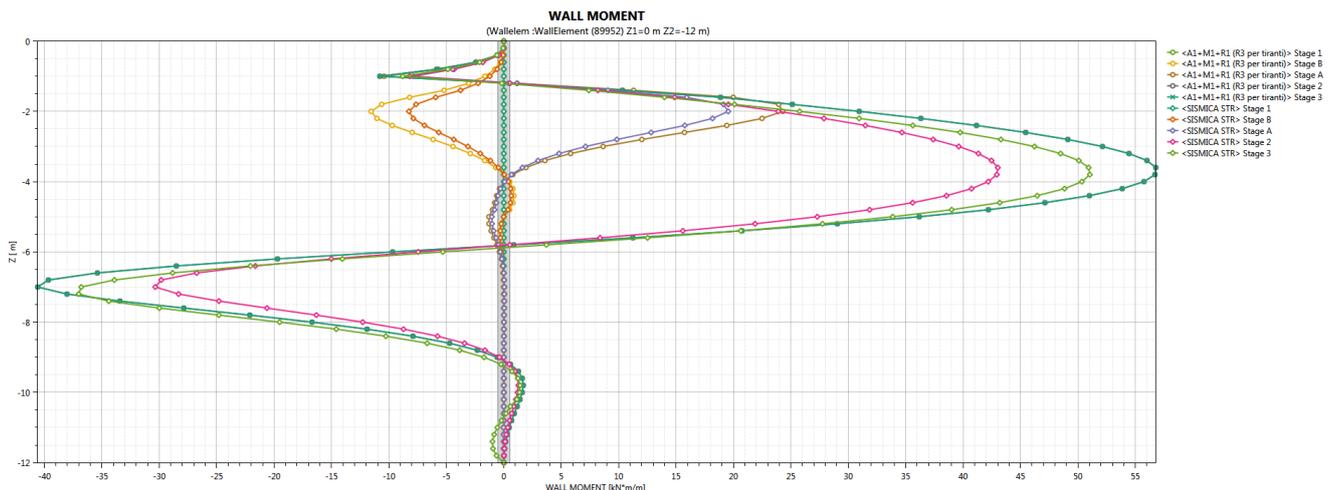


Figura 8.26 – Involuppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

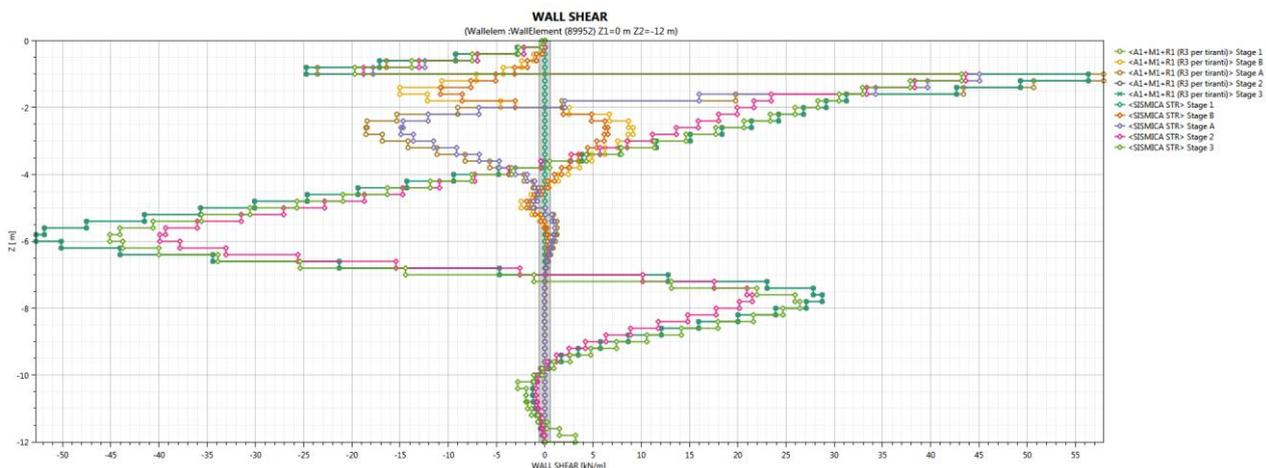


Figura 8.27 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
66 di 130

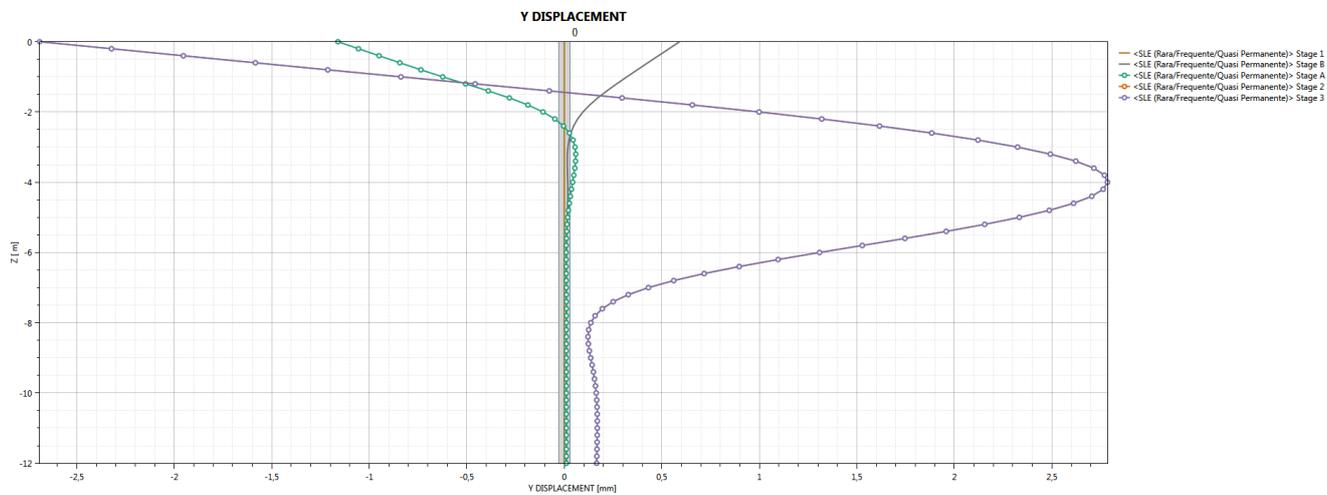


Figura 8.28 – Spostamenti nella combinazione SLE

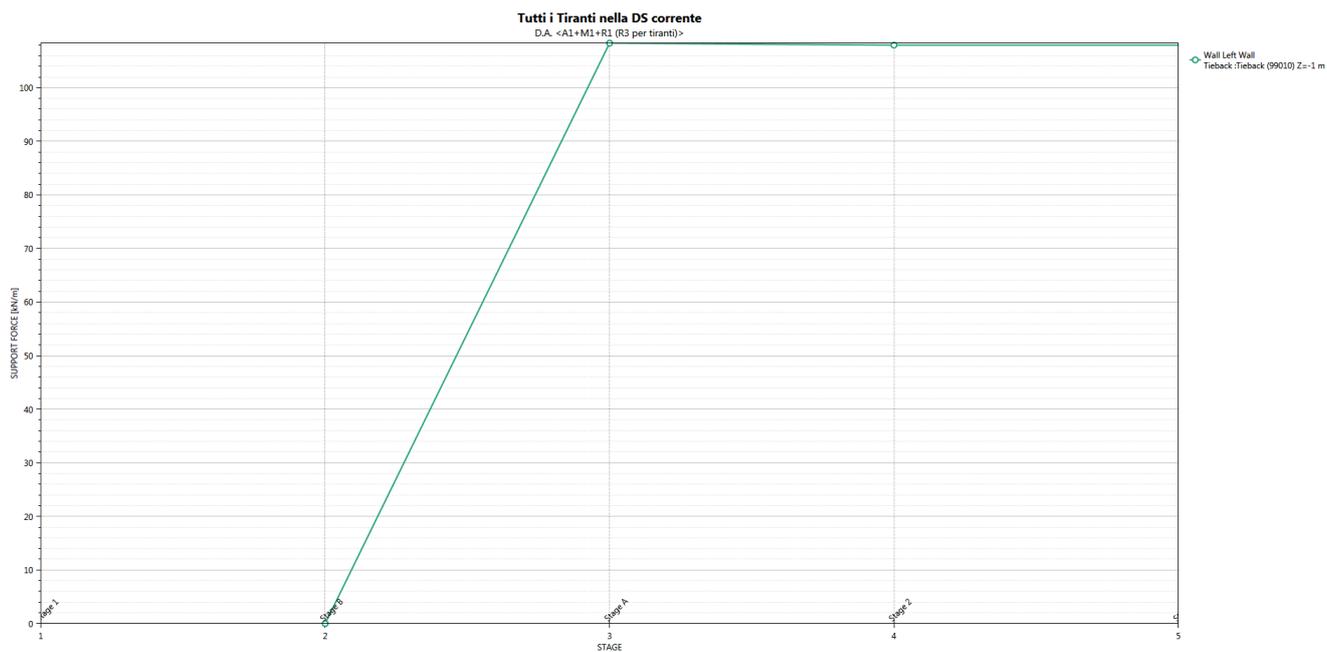


Figura 8.29 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1

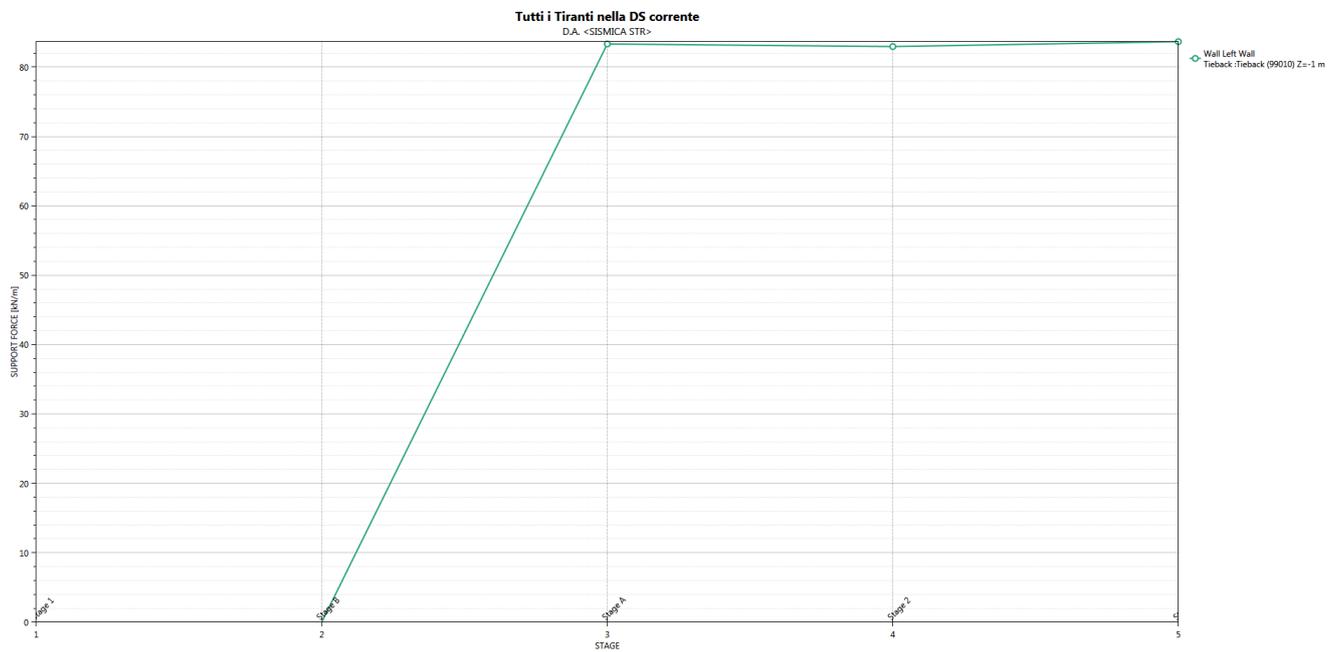


Figura 8.30 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR

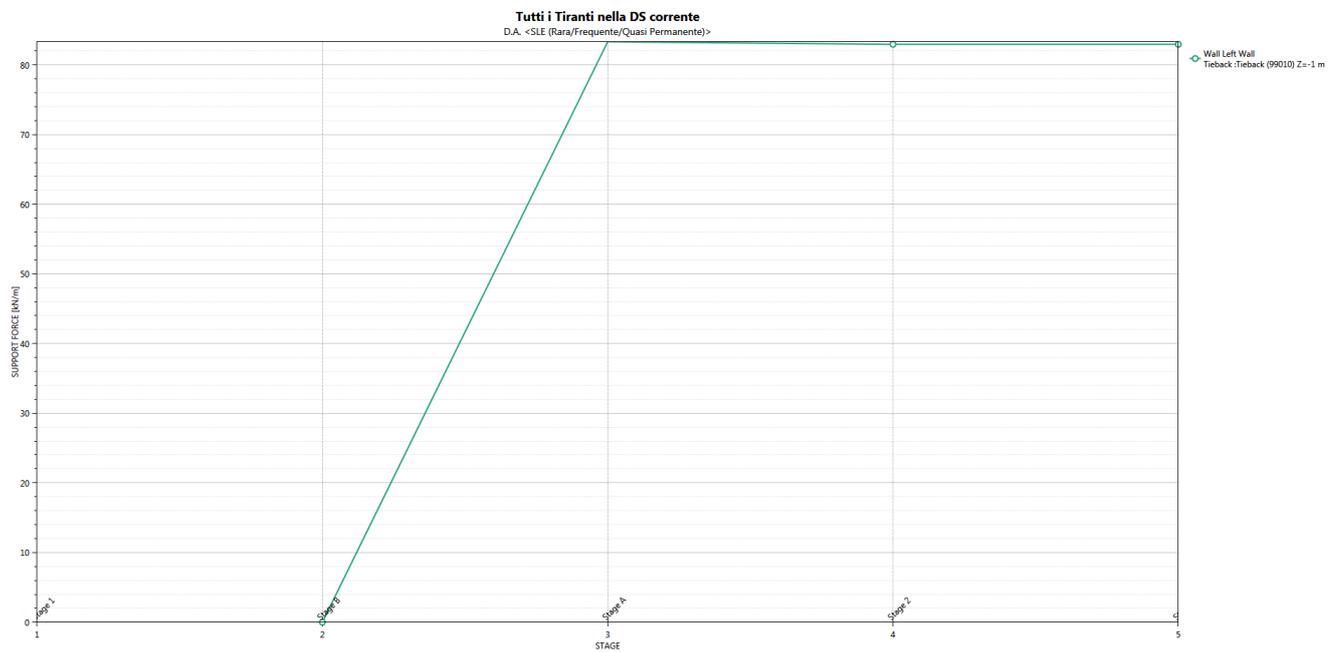


Figura 8.31 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE

8.2.5. Palancola provvisoria a protezione edificio FERALPI

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

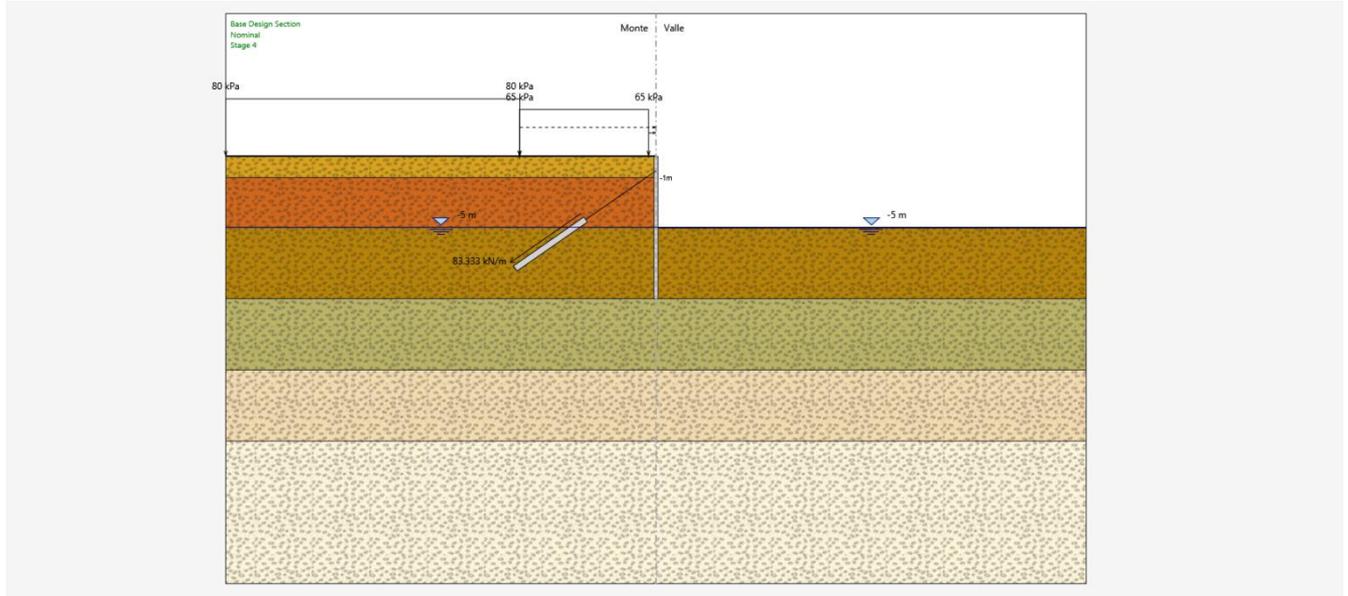


Figura 8.32 –Paratia Feralpi: Modello di calcolo

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della palancola a protezione dell'edificio Feralpi e che consentono le lavorazioni per fasi all'interno del piazzale. Si illustrano i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1.

Tipologia	Palancola PU12
Altezza totale paratia	11 m (di cui 1 m fuori terra di cui non tiene conto l'analisi)
Altezza di scavo paratia	5 m
Ordini di tiranti	1 ordine a -1m da p.c.
Passo orizzontale tiranti	3,6 m
Inclinazione piano campagna a monte	-
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	65 kPa (sovraccarico accidentale mezzi acciaieria) da -0.5 a -10 e 80 kPa (deposito materiale acciaieria) da -10m a -30
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.8 - - Paratia Feralpi: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

Ai fini del calcolo la quota superiore della palancola è posta a quota p.c..

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
69 di 130

La quota di falda è posta a fondo scavo.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico;

Fase 2 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del primo ordine di tiranti;

Fase 3 – Installazione del primo ordine di tiranti e pretiro dello stesso;

Fase 4 – Scavo fino alla quota di fondo scavo;

Fase 5 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione del coefficiente di spinta k_p ;

Si riportano di seguito i grafici di involuppo del momento flettente in Figura 8.9 e del taglio in Figura 8.10 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta inoltre l'involuppo delle forze nel tirante nelle combinazioni SLU A1+M1+R3 in Figura 8.12 e combinazione SLV-STR in Figura 8.13. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.11.

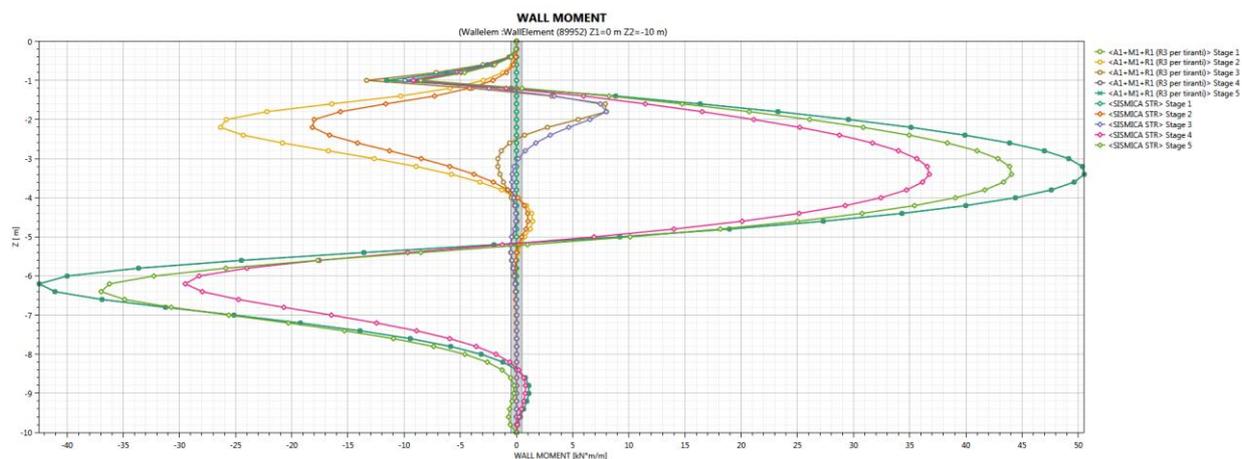


Figura 8.33 – Involuppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

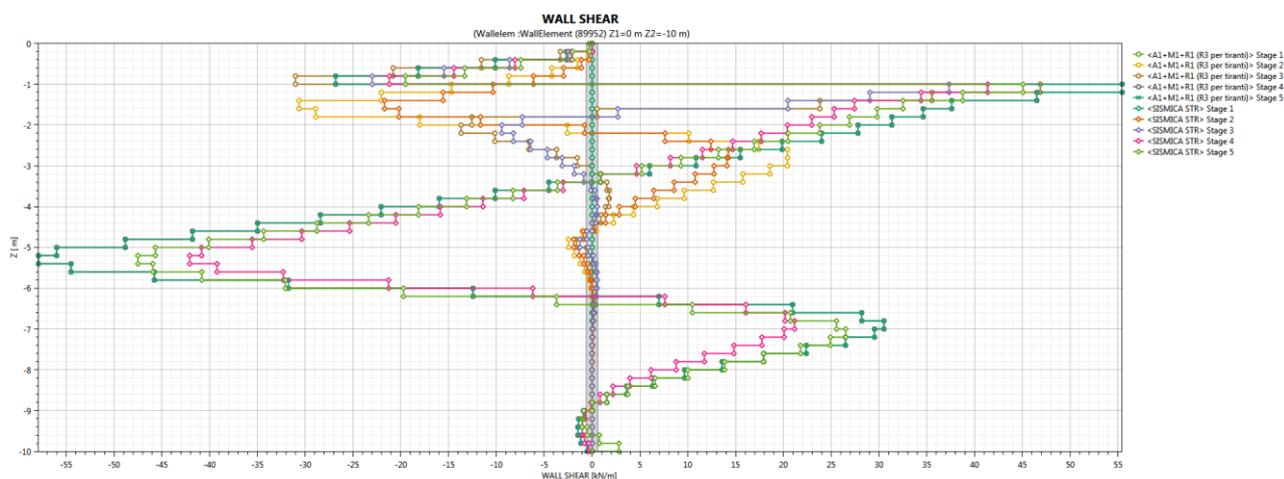


Figura 8.34 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
70 di 130

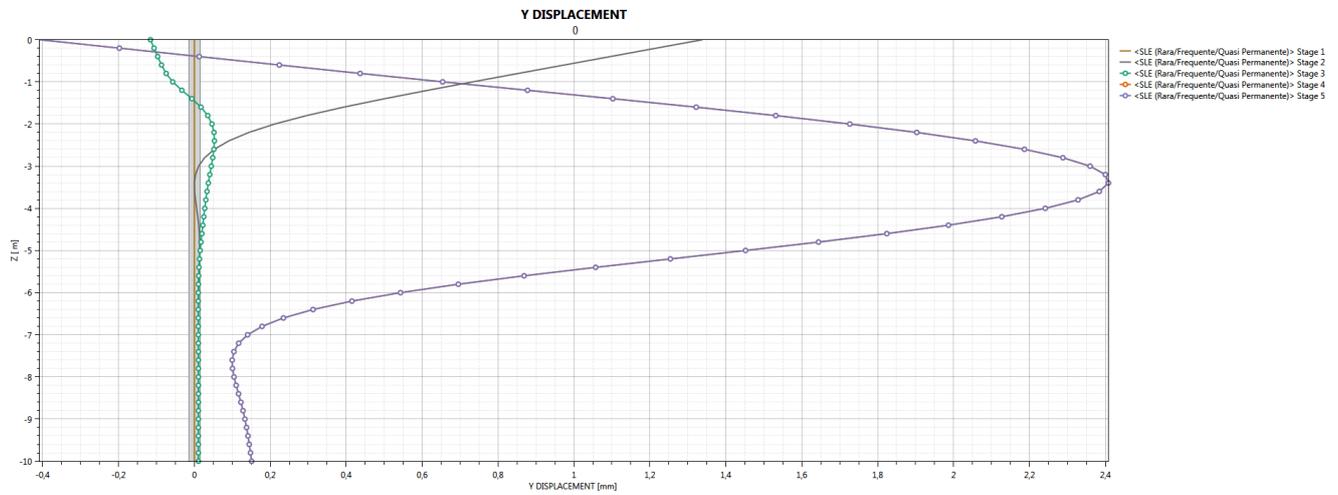


Figura 8.35 –Spostamenti nella combinazione SLE

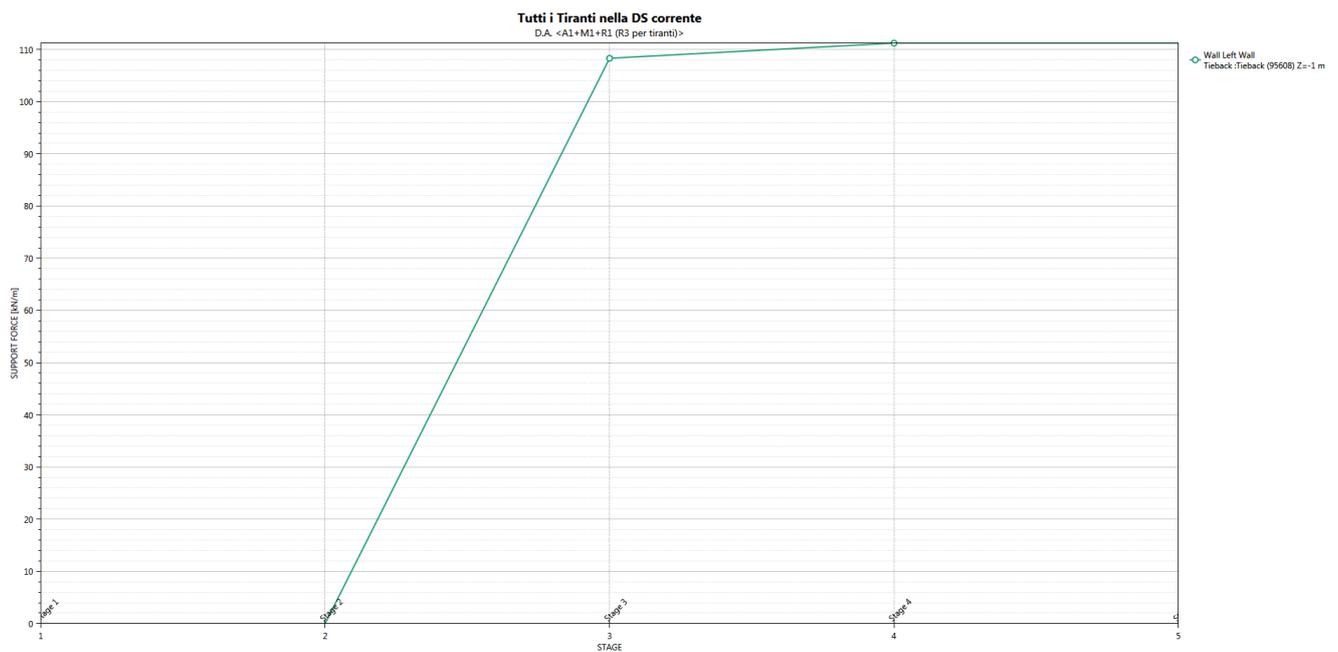


Figura 8.36 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1

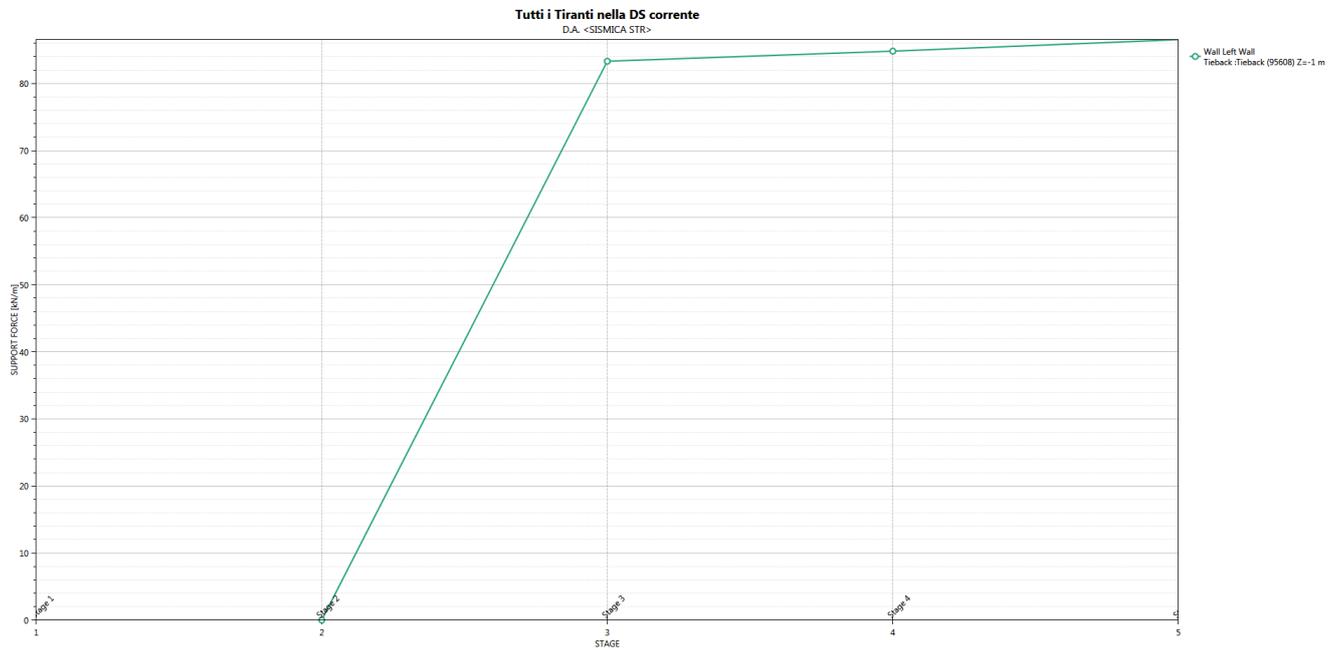


Figura 8.37 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR

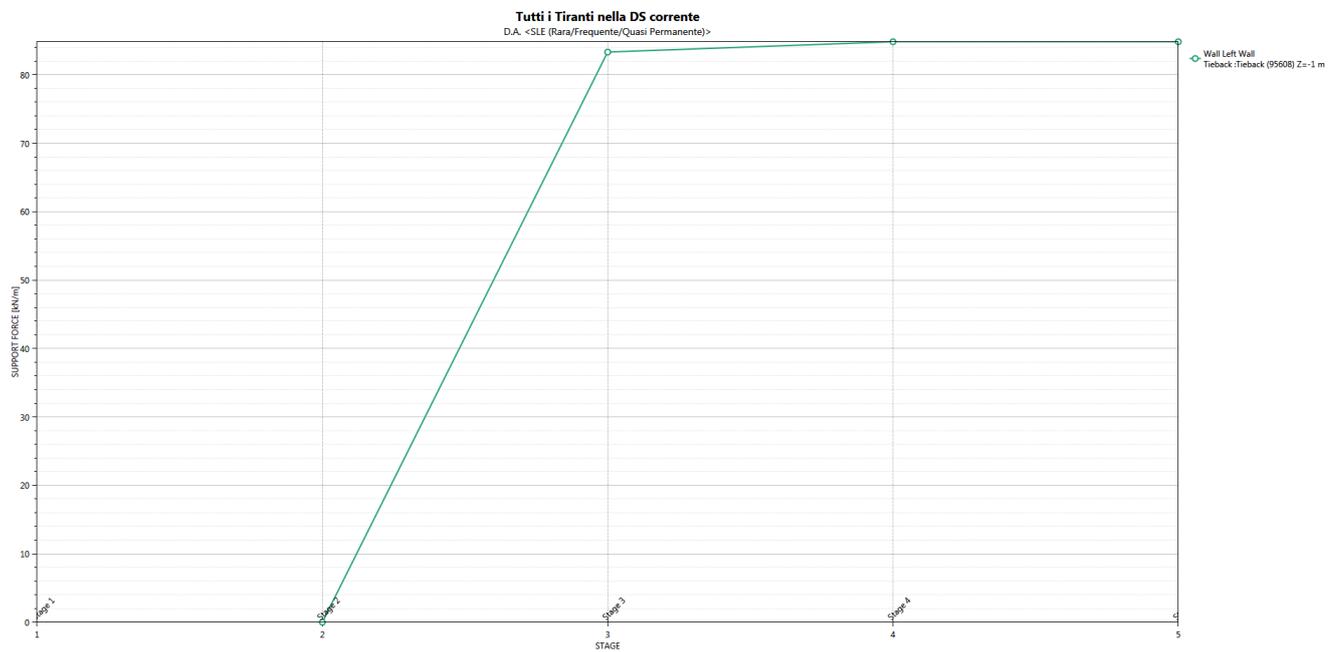


Figura 8.38 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE

8.2.6. Palancola provvisoria a protezione autostrada A4

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

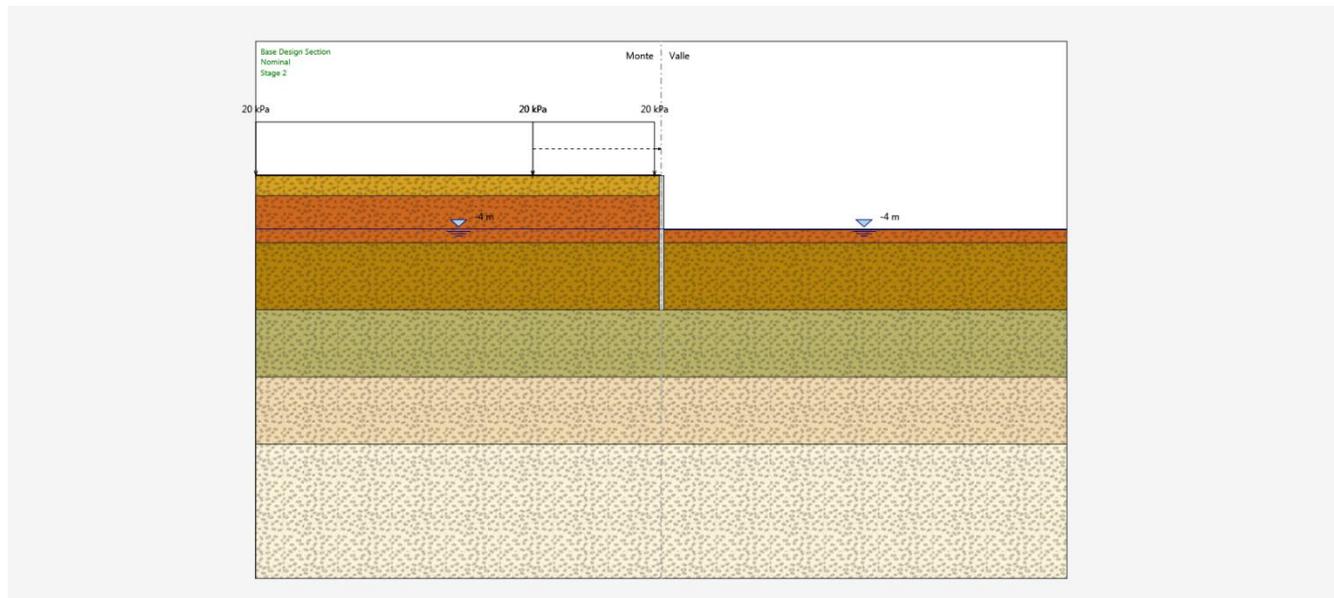


Figura 8.39 –Paratia A4: Modello di calcolo

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della struttura e i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1.

Tipologia	Palancole Az18-700
Altezza totale paratia	11 m (di cui 1 m fuori terra di cui non tiene conto l'analisi)
Altezza di scavo paratia	4,0 m
Ordini di tiranti	-
Passo orizzontale tiranti	-
Inclinazione piano campagna a monte	-
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa (sovraccarico accidentale mezzi e autostrada)
Sovraccarichi variabili a valle	

Tabella 8.9 - Paratia A4: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a p.c..

La quota di falda è posta a fondo scavo.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico

Fase 6 – Scavo fino alla quota di fondo scavo posta a -4,0 m da p.c. ;

Fase 8 – Applicazione della forza pseudostatica derivante dal sisma provvisorio e variazione del coefficiente di spinta k_p ;

Si riportano di seguito i grafici di involucro del momento flettente in Figura 8.22 e del taglio in Figura 8.23 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.24.

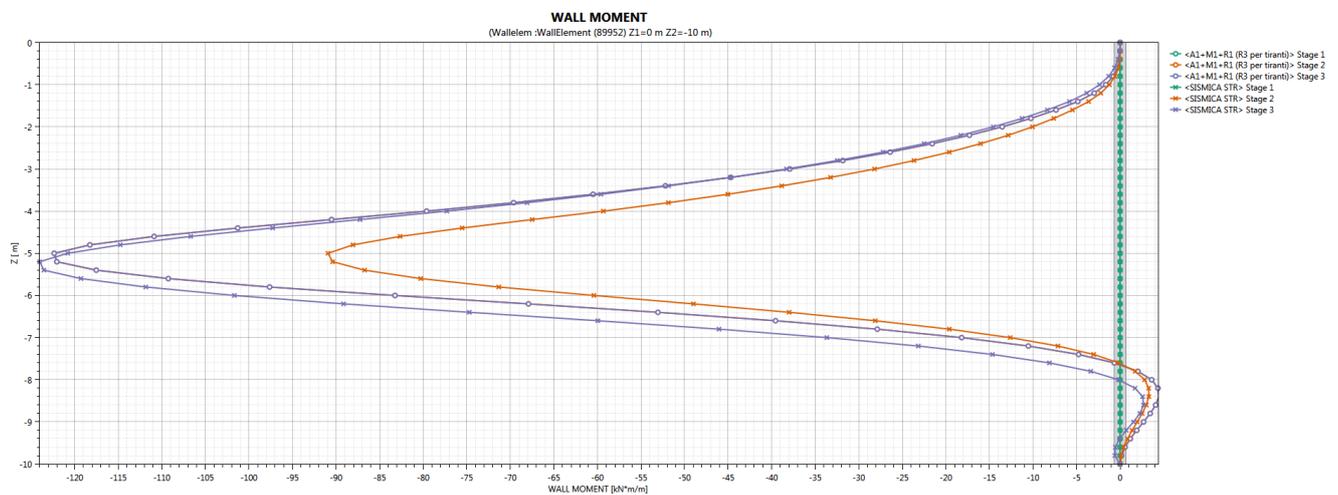


Figura 8.40 – Involucro del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

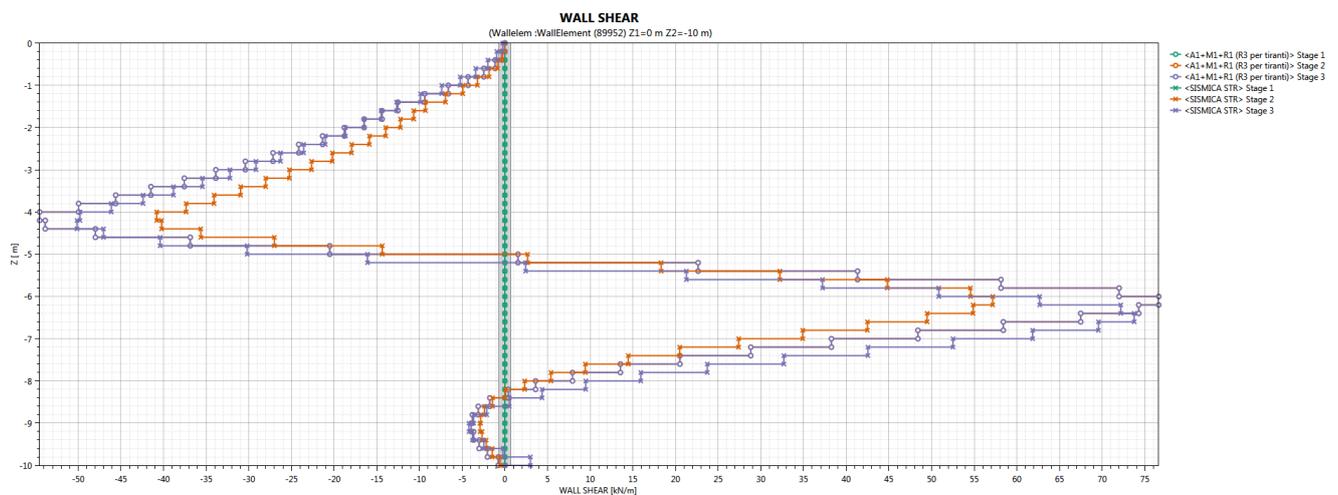


Figura 8.41 - Involucro del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
74 di 130

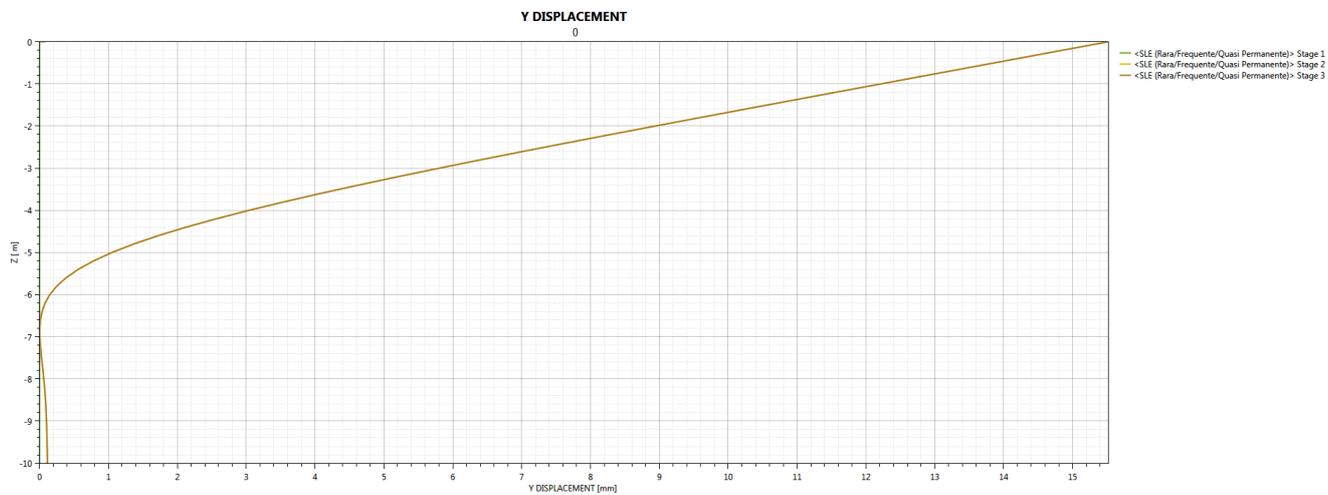


Figura 8.42 –Spostamenti nella combinazione SLE

8.3. Verifiche strutturali e geotecniche

8.3.1. Verifiche strutturali del palo

L'armatura del singolo palo è stata dimensionata tenendo conto delle spinte da equilibrare della paratia interessata, sia lungo il suo sviluppo sia lungo la verticale di ogni palo.

Per le diverse tratte di calcolo le gabbie sono composte come indicato in Tabella 8.10:

	Lpalo [m]	Gabbia	Armatura Longitudinale	Staffe	L _{gabbia}
					[m]
Paratia D	18	I	18f18	f12/30	7,4
		II	18f22	f12/30	12
Paratia E	16	I	18f18	f12/30	5,2
		II	18f18	f12/30	12
Paratia F	19	I	22f24	f12/30	5,2
		II	22f24	f12/30	15,3

Tabella 8.10 - Distribuzione dell'armatura lungo le tratte e lungo i pali

Le verifiche sono condotte secondo le disposizioni del par. 4.1.2.1 delle NTC2008.

Per quanto riguarda la sollecitazione flessionale e tagliante, non considerando cautelativamente alcun contributo dello sforzo assiale poiché esso risulterebbe favorevole alla verifica, risultano delle azioni resistenti funzione del quantitativo di armatura longitudinale presente nella gabbia considerata e indicato nella tabella di seguito riportata:

	Lpalo [m]	Gabbia	Armatura Longitudinale	Staffe	L _{gabbia}	M _{RD} ^{SLU}	V _{RD} ^{SLU}
					[m]	[kNm]	[kNm]
Paratia D	18	I	18f18	f12/30	7,4	636	440
		II	18f22	f12/30	12	919	440
Paratia E	16	I	18f18	f12/30	5,2	636	440
		II	18f18	f12/30	12	636	440
Paratia F	19	I	22f24	f12/30	5,2	1280	440
		II	22f24	f12/30	15,3	1280	440

Tabella 8.11 – Azioni resistenti lungo le gabbie

Nelle figure seguenti si riporta il confronto tra l'involuppo delle azioni flettenti sollecitanti sul palo allo SLU A1+M1 e SLV-STR per ogni tratta di calcolo e i relativi momenti resistenti.

E' stato considerato un copri ferro netto pari a 6cm.

Nelle verifiche a taglio si è considerato $\cot\theta$ pari 2,5.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
76 di 130

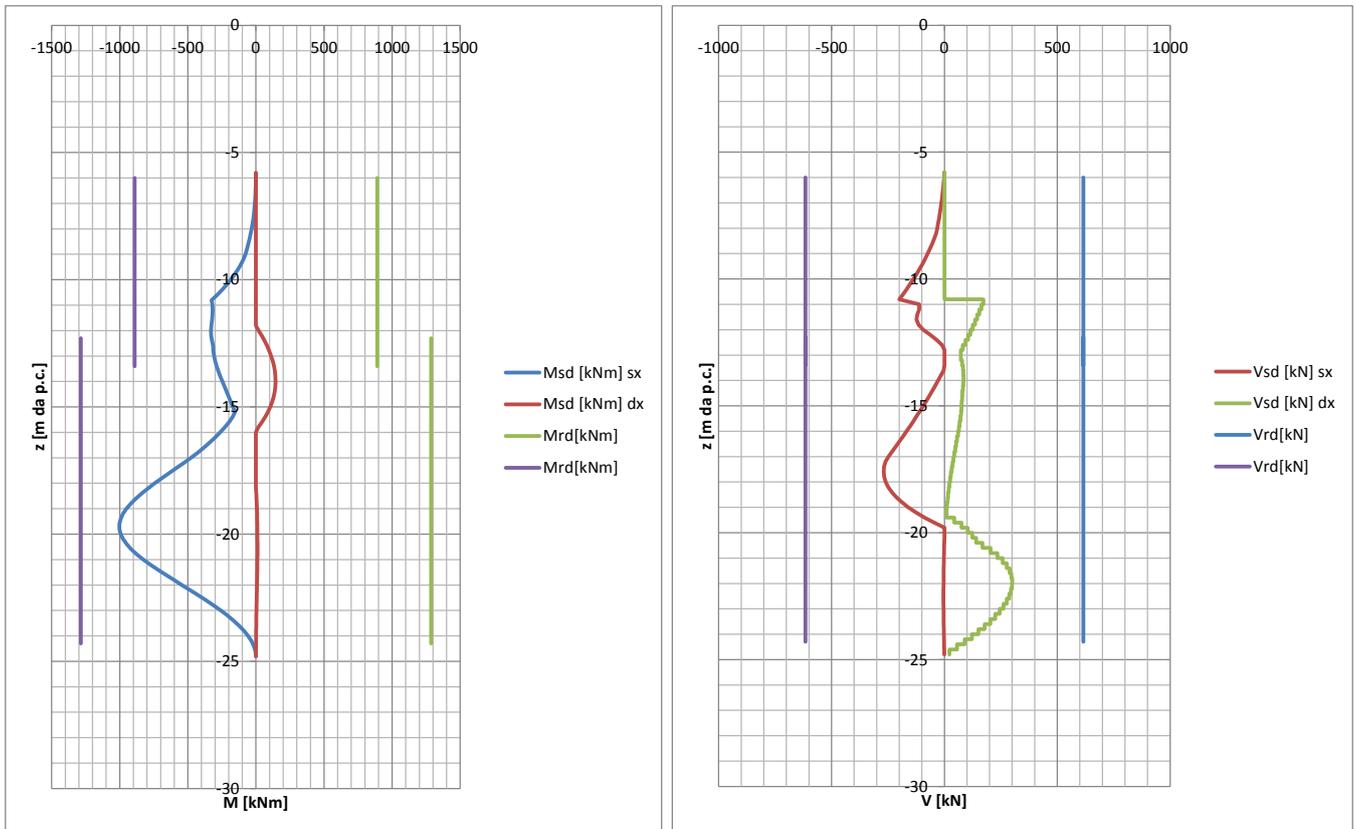


Figura 8.43 –Paratia D – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

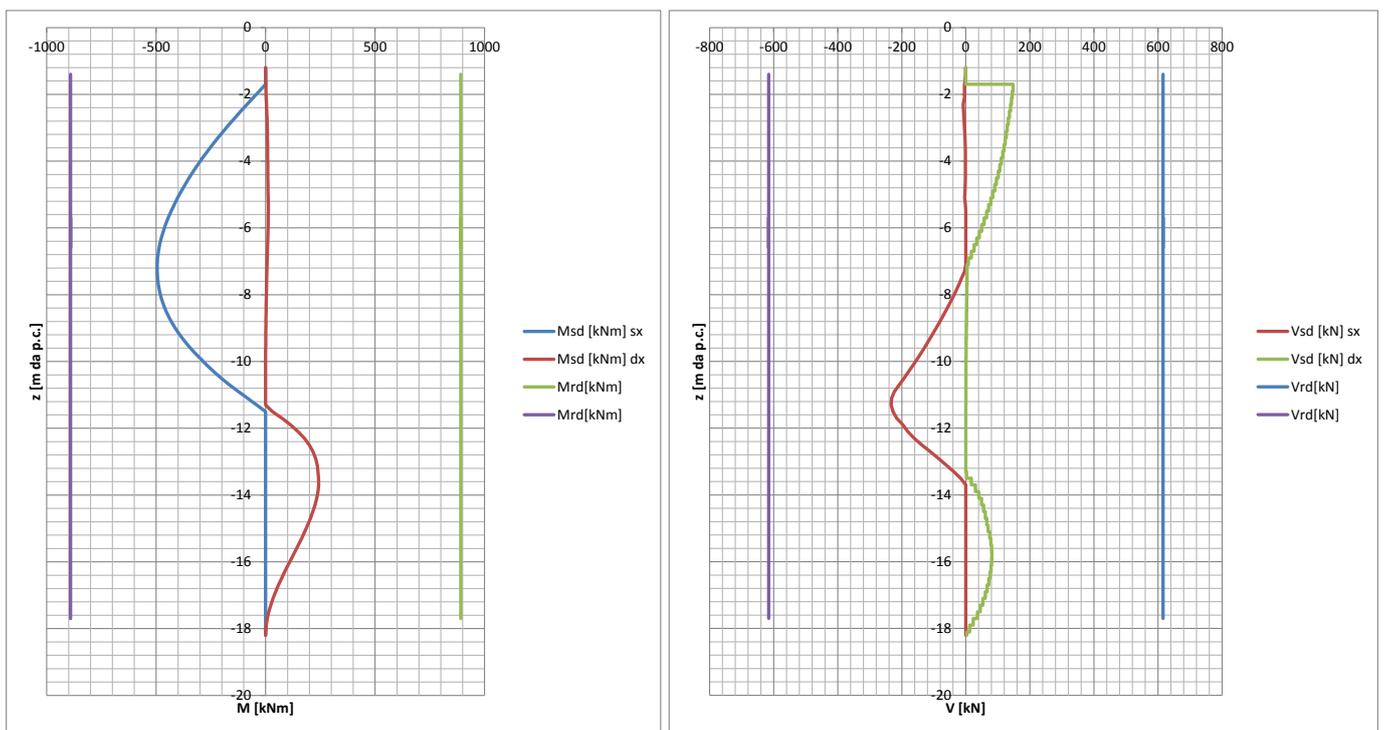


Figura 8.44 –Paratia E – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

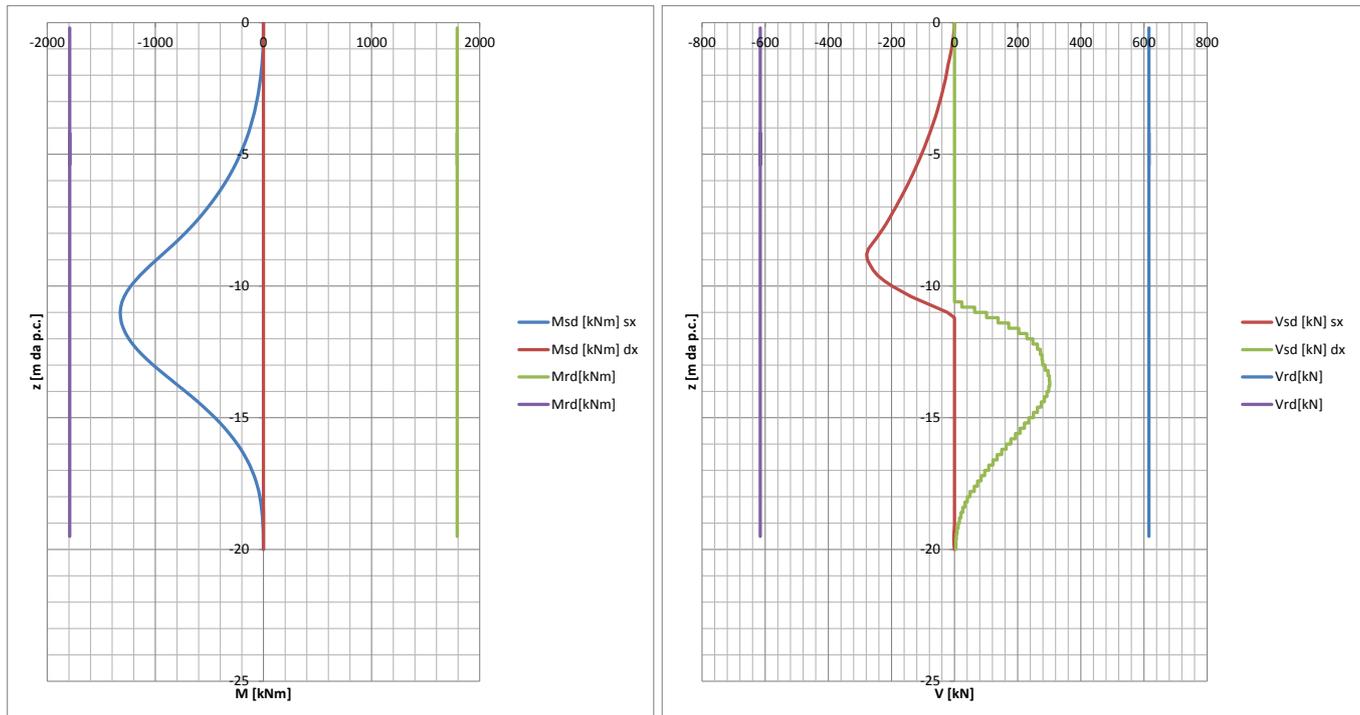


Figura 8.45 –Paratia F – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

8.3.1. Verifiche strutturali sulla palanca

Nel presente capitolo si affrontano le verifiche strutturali delle palancole in acciaio S355:

- Paratia Wierer: palanca PU-12.
- Paratia Feralpi: palanca PU-12
- Paratia A4: palanca AZ18-700

La verifica viene effettuata secondo l'analisi elastica di seguito illustrata:

$$\sigma_{\max} = (N/A + M/W) \leq f_{yD}$$

$$\tau_{\max} = T/Av \leq \tau_{yD} = f_{yD}/(3^{0.5})$$

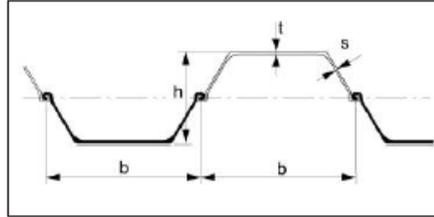
$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} \leq f_{yD}$$

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
78 di 130

- Paratia Wierer

Palancola:	PU-12
h (mm) =	360,00
t (mm) =	9,80
s (mm) =	9,00
b (mm) =	700,00
A_v (mm ² /m) =	4376,57
A (cm ² /m) =	140,00
J (cm ⁴ /m) =	21600,00
Wel (cm ³ /m) =	1200,00
S (cm ³ /m) =	600,00
Wpl (cm ³ /m) =	0,00



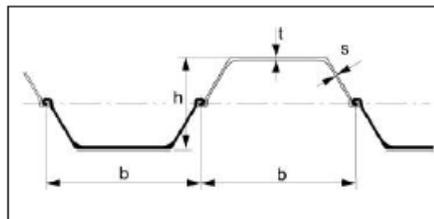
Acciaio:	S275
σ (Mpa) =	261,90
τ (Mpa) =	151,21

Mmax (kNm/rl)	56,78
Tmax (kN/m)	57,93

σ_N (Mpa) =	47,32	=> Verifica OK
τ (Mpa) =	13,24	=> Verifica OK
σ_{ID} (Mpa) =	52,58	=> Verifica OK

- Paratia Feralpi

Palancola:	PU-12
h (mm) =	360,00
t (mm) =	9,80
s (mm) =	9,00
b (mm) =	700,00
A_v (mm ² /m) =	4376,57
A (cm ² /m) =	140,00
J (cm ⁴ /m) =	21600,00
Wel (cm ³ /m) =	1200,00
S (cm ³ /m) =	600,00
Wpl (cm ³ /m) =	0,00



Acciaio:	S275
σ (Mpa) =	261,90
τ (Mpa) =	151,21

Mmax (kNm/rl)	56,78
Tmax (kN/m)	57,93

σ_N (Mpa) =	47,32	=> Verifica OK
τ (Mpa) =	13,24	=> Verifica OK
σ_{ID} (Mpa) =	52,58	=> Verifica OK

8.3.2. Verifiche strutturali sui tiranti

I tiranti di contrasto previsti per le paratie in oggetto sono composte dai seguenti interventi:

TIRANTI											
	Ordine	Quota da testa trave [m]	n° Trefoli/ Tubo	Passo orizz. [m]	Inclinazione vert. [°]	L libera [m]	L bulbo [m]	L totale [m]	ϕ perfor [mm]	Trave rip.	Pretiro
Paratia D	I	5	4	2,8	20	10	6	16	180	2 HEB 180	400
WIERER	I	1	3	3,6	35	8	6	14	180	2 HEB 160	300
FERALPI	I	1	3	3,6	35	6	6	12	180	2 HEB 160	300

Tabella 8.12 – Elementi di contrasto

Affinché i tiranti di ancoraggio assolvano al meglio la loro funzione statica di sostegno della parete, è opportuno che il bulbo di fondazione dei tiranti si trovi completamente all'esterno del cuneo di spinta attiva che può nascere a tergo della paratia durante le fasi di costruzione e di esercizio dell'opera.

La geometria del cuneo di spinta attiva nel caso delle paratie multiancorate può essere determinata secondo vari criteri, nel seguito si fa riferimento allo schema secondo cui il cuneo di spinta è delimitato da una retta inclinata sull'orizzontale di un angolo pari a $(\pi/4 + \varphi/2)$, traslata verso monte rispetto al punto di nullo del momento flettente di una lunghezza pari a $0.15 h$ (con h = altezza dello scavo di sbancamento).

La seguente figura rappresenta graficamente il criterio geometrico adottato per la determinazione del valore minimo del tratto libero d'ancoraggio.

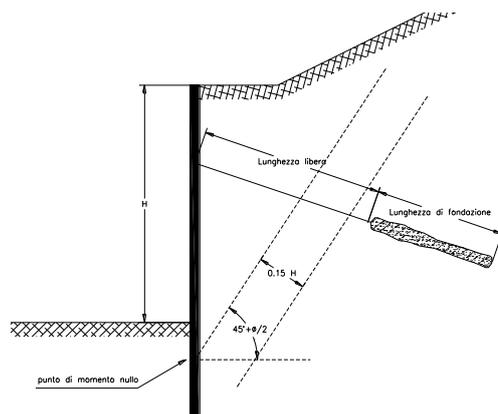


Figura 8.46 – Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti

Le azioni massime sui tiranti sono le medesime riportate in

	Combinazione	N _{ED} (I ORDINE)
		(kN)
Paratia D	SLU A1+M1	586,16
	SLU SISMA STR	535,89
WIERER	SLU A1+M1	389,98
	SLU SISMA STR	301,2
FERALPI	SLU A1+M1	400,43
	SLU SISMA STR	311,56

Tabella 8.13 – Azioni sui tiranti

In Tabella 8.14 si riporta il tiro massimo sia a SLU per un singolo trefolo.

Singolo trefolo a 7 fili						SLU	massimo tiro SLU
Diametro nominale		Sezione	f _{ptk}	f _{p(1)k}	γ _s	f _{yd}	N _{SLU}
Φ	(mm)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)	--	(MPa)	(kN)
6/10	15,2	139	1860	1670	1,15	1452	201,85

Tabella 8.14 – Caratteristiche di resistenza dei trefoli

Il valore limite si ottiene moltiplicando i valori precedenti per il numero di trefoli, nel caso 4.

Risulta:

$$3 \text{ trefoli } N_{Rd} = 201,85 \times 3 = 605,5 \text{ kN} > N_{Ed}$$

$$4 \text{ trefoli } N_{Rd} = 201,85 \times 4 = 807,4 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Confrontando i valori di resistenza N_{RD} con i valori sollecitanti di progetto N_{ED} le verifiche risultano soddisfatte.

Si riportano di seguito i tiri massimi di esercizio nei tiranti il cui valore determina la forza di collaudo dei tiranti al momento dell'installazione pari a 1,2 volte il tiro di esercizio:

	Pretiro	Tiro max esercizio	Tiro di collaudo
	(kN)	(kN)	(kN)
Paratia D	400	450	545
WIERER	300	300	360
FERALPI	300	305	370

Tabella 8.15 – Tiro massimo di esercizio e tiro di collaudo

8.3.3. Verifiche strutturali sui puntoni

Si riportano le verifiche strutturali del puntone in acciaio S275 di contrasto per le massime altezze della paratia E.

PUNTONI

	Ordine	Quota da testa trave [m]	n° Trefoli/ Tubo	Passo orizz. [m]	Inclinazione vert. [°]	L libera [m]	L bulbo [m]	L totale [m]	φ perfor [mm]	Trave rip.	Pretiro
Paratia E	I	0,5	Tubo 457/20	5	0	6,4	-	-	-	C.A. 130X100	

Tabella 8.16 – Puntone di contrasto

Le verifiche del puntone verranno condotte in campo elastico tenendo in conto le azioni derivanti dai calcoli di Paratie accoppiati con la possibile azione termica che si può sviluppare:

$$\alpha \cdot \Delta T \cdot EA = N_{\Delta T}$$

Dove:

α = coefficiente di dilatazione termica pari a $1,2 \cdot 10^{-5}$;

E = modulo elastico dell'acciaio pari a 210 GPa;

A = area del tubo pari a 0,02746 m²;

ΔT = variazione di temperatura costante sulla sezione;

$N_{\Delta T} = 1730$ kN

L'azione assiale derivante dai modelli di calcolo in combinazione A1+M1 è pari a 549 kN.

L'azione assiale totale è pari a 2279 kN.

Considerando la trave appoggiata di luce pari a 6,4m si ha:

$$M = p \cdot l^2 / 8 \cdot 1,3 = 14,35 \text{ kNm}$$

$$T = p \cdot l / 2 \cdot 1,3 = 8,97 \text{ kN}$$

Considerando un fattore amplificativo delle azioni statiche pari a 1,3:

$$\sigma_{\max} = (N/A + M/W) = 93,94 \text{ MPa} \leq f_{yD}$$

$$\tau_{\max} = T/A_v = 0,65 \text{ MPa} \leq \tau_{yD} = f_{yD} / (3^{0.5})$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 93,95 \leq f_{yD}$$

Si riporta di seguito anche la verifica a instabilità:

Verifiche di stabilità flessionale

Lunghezza geometrica della membratura	L	6,40 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1,00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1,00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	6400,00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	6400,00 [mm]

Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale

Area della sezione trasversale da considerare nel calcolo	A	27458 [mm ²]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse y - y	$N_{cr,y}$	33235 [kN]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse z - z	$N_{cr,z}$	33235 [kN]
Snellezza adimensionale attorno all'asse y - y	$\lambda_{ad,y}$	0,5416 [-]
Snellezza adimensionale attorno all'asse z - z	$\lambda_{ad,z}$	0,5416 [-]
Rapporto dimensionale per la determinazione delle curve di instabilità	h/b	22,85 [-]
Spessore massimo della sezione trasversale	t_{max}	417 [mm]
Curva di instabilità attorno all'asse y - y	Curva _{y-y}	a [-]
Curva di instabilità attorno all'asse z - z	Curva _{z-z}	a [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse y - y	α_y	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse y - y	ϕ_y	0,6825 [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse z - z	α_z	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse z - z	ϕ_z	0,6825 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse y - y	χ_y	0,911 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse z - z	χ_z	0,911 [-]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse y - y	$N_{by,Rd}$	8455,68 [kN]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse z - z	$N_{bz,Rd}$	8455,68 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessionale	$p_{buck,N}$	0,289 [-]

Il puntone risulta verificato.

8.3.4. Verifiche geotecniche sui tiranti

Con riferimento alle indicazioni contenute nel par. 6.6 delle NTC2008 si valuta la resistenza allo sfilamento con metodi di calcolo analitici a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati delle prove in sito e/o di laboratorio.

La resistenza di calcolo è valutata con la formula di Bustamante-Doix che prevede:

$$R_{calcolo} = \pi \cdot \alpha \cdot D \cdot L \cdot q_s$$

con:

α coefficiente amplificativo che tiene conto dell'incremento della sezione del bulbo per iniezioni multiple e ripetute;

D diametro del foro da cui viene realizzato il bulbo;

L lunghezza del bulbo di ancoraggio ;

q_s resistenza disponibile lungo la superficie di contatto tra bulbo e terreno.

I valori relativi al parametro α e alla resistenza tangenziale q_s sono stati presi in accordo alle esperienze di Bustamante-Doix in terreni analoghi nell'ipotesi di realizzare i bulbi con iniezioni multiple e ripetute (I.R.S).

Per tale opera i bulbi di ancoraggio dei tiranti ricadono nelle ghiaia sabbiose .

SOLS	Coefficient α		Quantité minimale de coulis conseillée V_i
	IRS*	IGU**	
Grave	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s
Grave sableuse	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s
Sable graveleux	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s
Sable grossier	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable moyen	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable fin	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	{ 1,5 à 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU
Limon	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	{ 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU
Argile	1,8 à 2	1,2	{ 2,5 à 3 V_s pour IRS 1,5 à 2 V_s pour IGU
Marne	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour couche compacte
Marno-calcaire	1,8	1,1 à 1,2	
Craie altérée ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée

V_s : volume du bulbe de scellement.
IRS: injection répétitive et sélective.
IGU: injection globale en presse unifiée.

* : avec $p_i \geq p_l$
** : avec $0,5 p_l < p_i < p_l$

Figura 8.47 - Valori dei coefficienti α per il calcolo del diametro di perforazione di un tirante

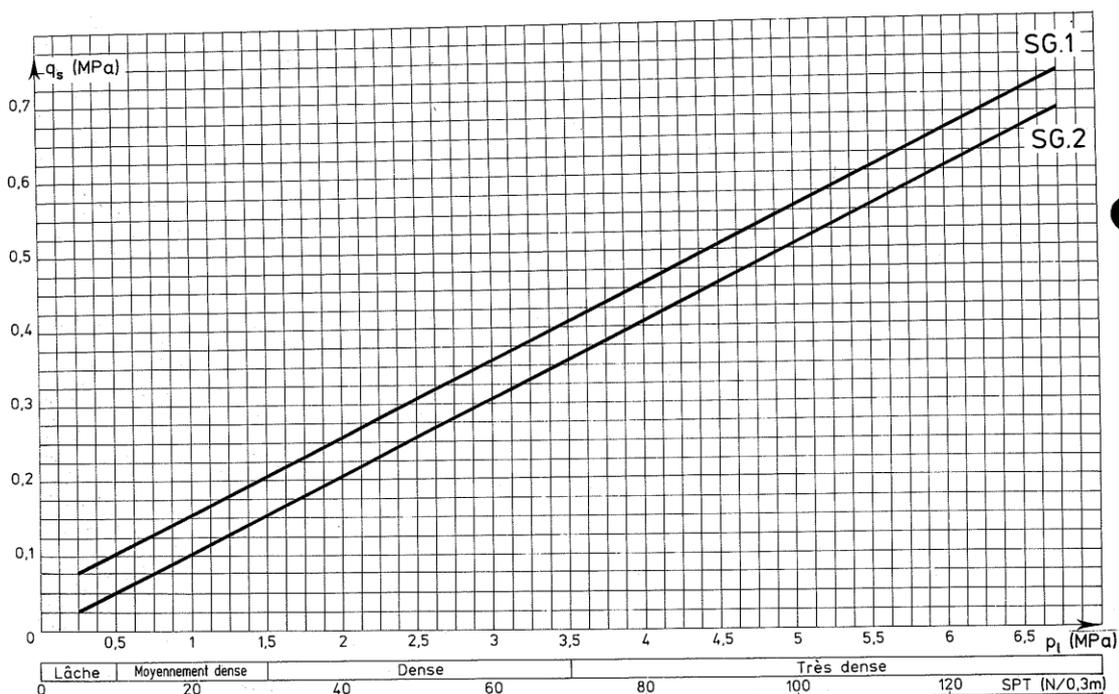


Figura 8.48 - Grafici per il calcolo di q_s in sabbie e ghiaie

Per la valutazione dell'aderenza tangenziale malta-terreno nelle sabbie e ghiaie è stato considerato il grafico relativo alle sabbie e ghiaie ed in particolare la curva SG.1 relativa a pressioni multiple e ripetute (I.R.S.). E' stato quindi assunto un valore di calcolo di αq_s pari a 400 kPa che deriva dai seguenti valori:

$$N_{spt} \approx 40$$

$$q_s = 250 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 1.6$$

La resistenza di progetto allo sfilamento del tirante R_{ad} è valutata come:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,t}}$$

con:

$\gamma_{ra,t}$ coefficiente parziale per tiranti permanenti assunto pari a 1,2;

R_{ak} resistenza caratteristica allo sfilamento, valutata come:

$$R_{ak} = \frac{R_{calcolo}}{\xi_{a3}}$$

con:

ξ_{a3} fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili d'indagine;

La Tabella 8.17 contiene i dati di progetto e fornisce il valore di R_{ad} per una lunghezza unitaria del bulbo ($L=1,0 \text{ m}$).

γ_R	αq_s	D	ξ_{a3}	R_{ak}	R_{ad}
--	(MPa)	(mm)	--	(kN/m)	(kN/m)
1,1	0,400	180	1,8	125,66	114,24

Tabella 8.17 – Caratteristiche di resistenza dei bulbi

Le forze resistenti per le diverse lunghezze dei bulbi sono pari a

$$L_f = 6,00 \text{ m risulta } R_{ad} = 685,4 \text{ kN}$$

Per la verifica del bulbo di ancoraggio bisogna assicurarsi che:

$$N_{Ed} \leq R_{ad}$$

Tale verifica è sempre soddisfatta.

8.3.5. Verifiche strutturali sulla trave di ripartizione dei tiranti

Per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono state utilizzate coppie di profilati metallici, del tipo HEB (acciaio S355) mentre per la ripartizione della forza di contrasto nei puntoni viene utilizzata la trave di testa sagomata in modo opportuno in corrispondenza degli appoggi come indicato in Tabella 8.12.

La verifica di tali elementi strutturali è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, uguale all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

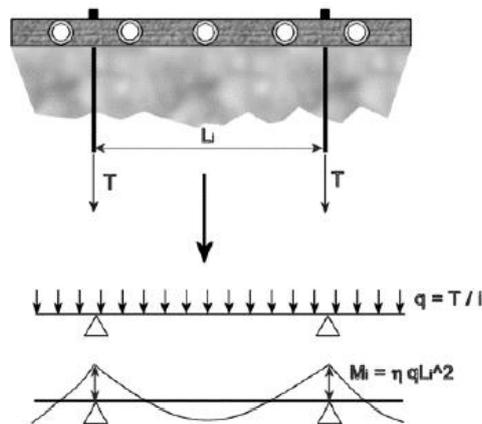


Figura 8.49– Trave di ripartizione: schema statico

Le sollecitazioni sulla trave saranno allora:

$$M = q L^2 / 10$$

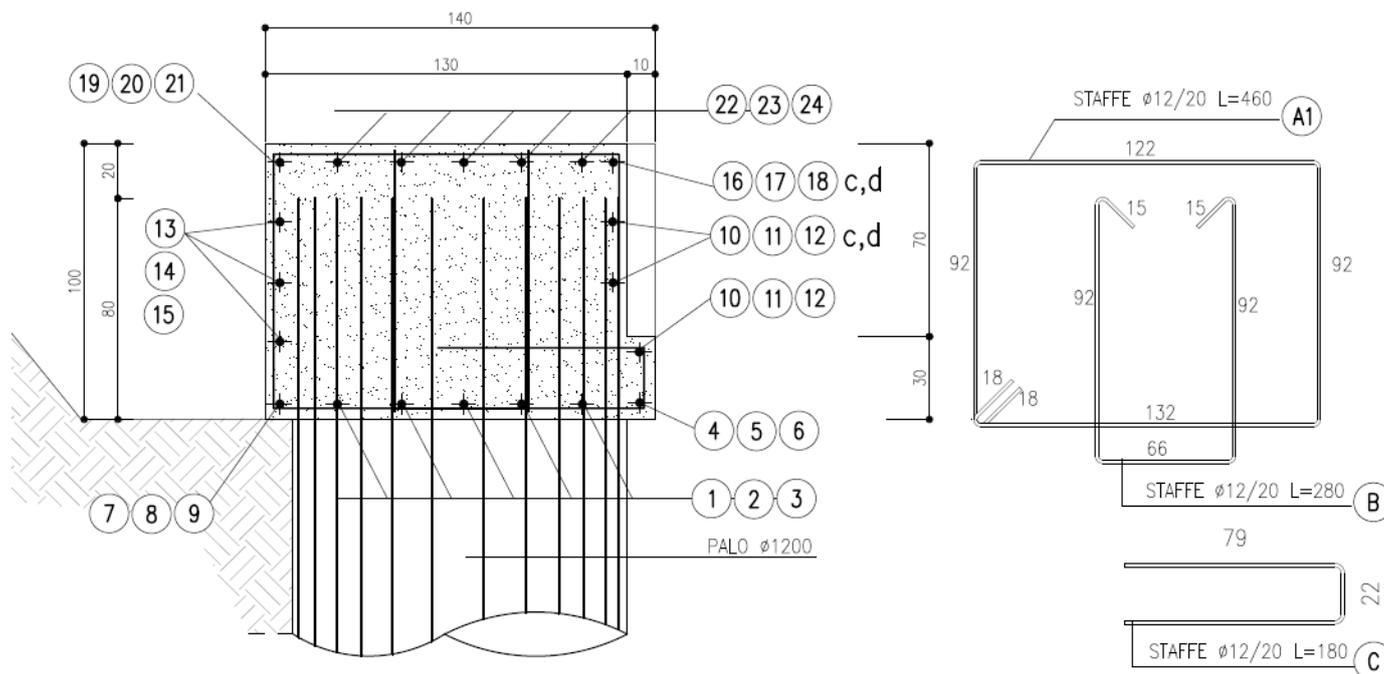
$$V = 0.6 q L$$

essendo:

L = luce della campata, ovvero interasse tra i tiranti/puntoni (= 2,80/3,60/5,00 m)

q = reazione del tirante a metro lineare per i vari stati limite

La verifica della trave di testa in cls nella zona della paratia E dove funge da ripartizione per i puntoni.



Le azioni sollecitanti, i momenti resistenti, vengono indicati nella seguente tabella considerando una armatura di 5f24 simmetrici e armatura a taglio di staffe a 4 bracci a passo 20cm con copriferro 4 cm:

ordine	Comb	q	passo	b max	h max	M_{sd}	V_{sd}	M_{rd}	V_{rd}	σ_c	σ_s
		[kN/m]	[m]	[cm]	[cm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[MPa]
I	SLE	77,304	5	100	130	193,26	-	-	-	73,58	1,163
	SLU	109,692	5	100	130	274,23	329	1065	380	-	-

Tabella 8.18 – Verifiche SLE e SLU della trave di ripartizione

dove:

q = è l'azione dei puntoni a metro;

M_{sd} = momento flettente sollecitante di progetto

V_{sd} = taglio sollecitante di progetto

M_{rd} = momento flettente resistente di progetto

V_{rd} = taglio resistente di progetto

σ_c = tensione di compressione nel cls

σ_s = tensione di trazione nell'acciaio

Le travi sono state adeguatamente dimensionate.

La verifica delle travi di ripartizione in acciaio vengono condotte in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, con riferimento al criterio indicato nel par.4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008.

In Tabella 8.19 si presentano per ogni tratta le azioni massime a cui sono soggette le coppie di travi M_{max} e V_{max} :

	M_{MAX} (I ordine)	V_{MAX} (I ordine)
	[kNm]	[kN]
Paratia D	164,1	351,7
WIERER	140,4	234,0
FERALPI	144,2	240,3

Tabella 8.19 – Azioni massime sulle coppie di travi di ripartizione

Adottando due profili accoppiati su ciascun profilo agirà:

$$M_{Ed} = \frac{M_{max}}{2} \quad V_{Ed} = \frac{V_{max}}{2}$$

Il valore della tensione ideale è pari a:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{ED}^2 + 3\tau_{ED}^2}$$

dove:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{W}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{s_a \cdot h_1}$$

Per i profili utilizzati si hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

	W	S_a	h_1
	[cm ³]	[mm]	[mm]
HEB160	311,5	8	144
HEB180	425,7	8,5	152
HEB200	569,6	9	170
HEB220	735,5	9,5	188
HEB240	938,3	10,0	206

Tabella 8.20 – Caratteristiche meccaniche dei profili utilizzati

Si dovrà verificare che

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338 \text{ MPa}$$

In Tabella 8.21 si presentano le verifiche:

		Verifica I Ordine			
		σ_{ED}	τ_{ED}	σ_{ID}	f_{yd}
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Paratia D	2 HEB 180	175,4	154,8	320,4	338,1
WIERER	2 HEB 160	225,3	109,1	294,1	338,1
FERALPI	2 HEB 160	231,4	112,1	302,0	338,1

Tabella 8.21 – Verifiche strutturali delle travi di ripartizione in acciaio

8.3.6. Verifica della profondità di infissione

La profondità d'infissione della paratia nel terreno è stata definita in modo da assicurare un idoneo incastro nei confronti delle spinte orizzontali.

Nel calcolo dell'opera effettuato agli Stati Limite Ultimi, l'avvenuta convergenza del calcolo all'ultimo step di calcolo già garantisce di per sé la stabilità dell'opera nei riguardi della deformazione rotazionale della paratia:

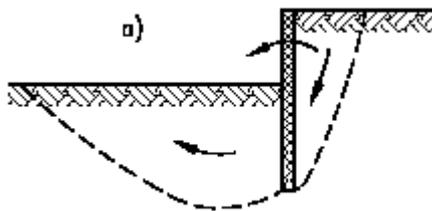


Figura 8.50 - Stato limite di rottura per rotazione di paratie

Si riportano qui di seguito in Tabella 8.22 il valore della spinta effettiva e della spinta passiva disponibile per i vari tratti con riferimento all'ultimo step di calcolo:

	Combinazione	S_{eff} [kN/m]	S_{pass} [kN/m]
Paratia D	SLU A2+M2	1218	1912
	SLU SISMA GEO	1266	1783
Paratia E	SLU A2+M2	967	1734
	SLU SISMA GEO	1005	1567
Paratia F	SLU A2+M2	1646	4173
	SLU SISMA GEO	1809	3907
WIERER	SLU A2+M2	585	866
	SLU SISMA GEO	563	727
FERALPI	SLU A2+M2	449	838
	SLU SISMA GEO	437	838
A4	SLU A2+M2	589	2123
	SLU SISMA GEO	589	1951

Tabella 8.22 – Verifica della resistenza passiva Mobilitata.

8.3.7. Verifica di stabilità globale

Al fine di verificare l'adeguatezza dell'intervento progettato in relazione alle condizioni di stabilità generale del versante interessato dall'opera di sostegno provvisoria, sono state eseguite le opportune verifiche di stabilità globale del pendio per mezzo del codice di calcolo ParatiePlus con il modulo VSP. Le condizioni indagate sono relative alla situazione di scavo provvisorio per il raggiungimento del fondo scavo sia in fase statica che in fase sismica applicando l'accelerazione indicata al paragrafo 7.3.

Le verifiche sono state eseguite in corrispondenza della sezioni dove a tergo delle paratie insiste un versante in scavo. Per le situazioni con piano campagna orizzontale non si presentano le verifiche in quanto il soddisfacimento della stabilità del piede garantisce l'assenza di problemi di instabilità globale delle paratie.

Si riportano le verifiche di stabilità in corrispondenza dell'autostrada con lo scopo di verificare anche le scarpate a tergo.

Le analisi sono state eseguite con i parametri indicati al paragrafo 8.1, con i coefficienti sui parametri geotecnici indicati in Tabella 7.6 e garantendo un F_s minimo pari a 1,1.

Le verifiche in condizioni sismiche vengono eseguite considerando anche gli effetti di amplificazione topografica $S_T=1,2$. Pertanto le accelerazioni k_h e k_v prese in considerazione sono le seguenti.

	k_h	$\pm k_v$
Paratia D	0,046	$\pm 0,023$

Tabella 8.23 – Valori di accelerazione sismica

Di seguito si presentano i risultati delle analisi, mentre i modelli di calcolo sono i medesimi utilizzati per i calcoli strutturali e geotecnici della paratia:



- Paratia D

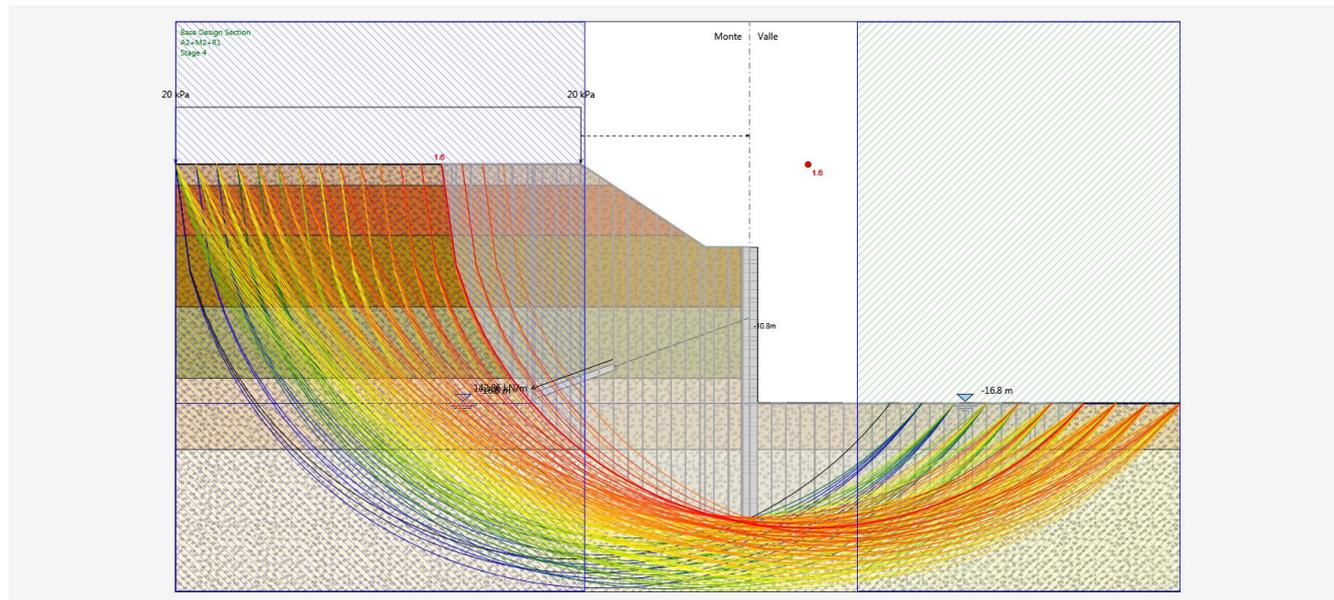


Figura 8.51 – Analisi di stabilità globale statica

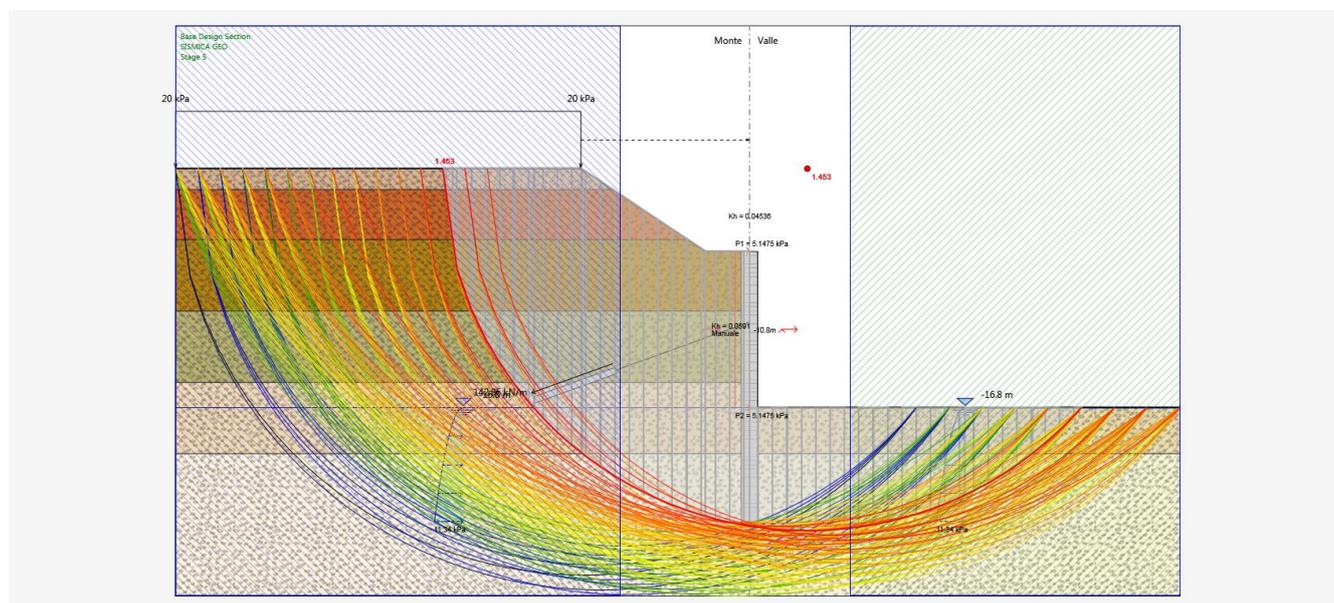


Figura 8.52 – Analisi di stabilità globale sismica

In Tabella 8.24 si riepilogano di seguito i risultati delle analisi effettuate:

		FS	FS minimo
Paratia D	A2+M2	1,60	1,1
	A2+M2+ SISMA	1,45	1,1

Tabella 8.24 – Risultati delle analisi di stabilità globale

Il fattore di sicurezza minimo è sempre maggiore di 1,1 pertanto le verifiche di stabilità globale risultano soddisfatte.

9. VERIFICHE DI STABILITA'

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità delle sezioni che presentano le massime altezze di scavo necessarie per il raggiungimento dei piani di imposta delle opere definitive. La verifica di stabilità del terreno a tergo del muro di accesso al piazzale e la verifica di stabilità della massima altezza di scavo in prossimità dell'autostrada A4 alla pk 115+890 circa sono state eseguite nel documento della WBS GI03 INOR11EE2CLGI0300001 "Relazione di calcolo opere provvisorie" e si rimanda a tale elaborato per i risultati delle analisi. In Figura 9.1 e Figura 9.2 si riportano le posizioni delle sezioni di verifica.

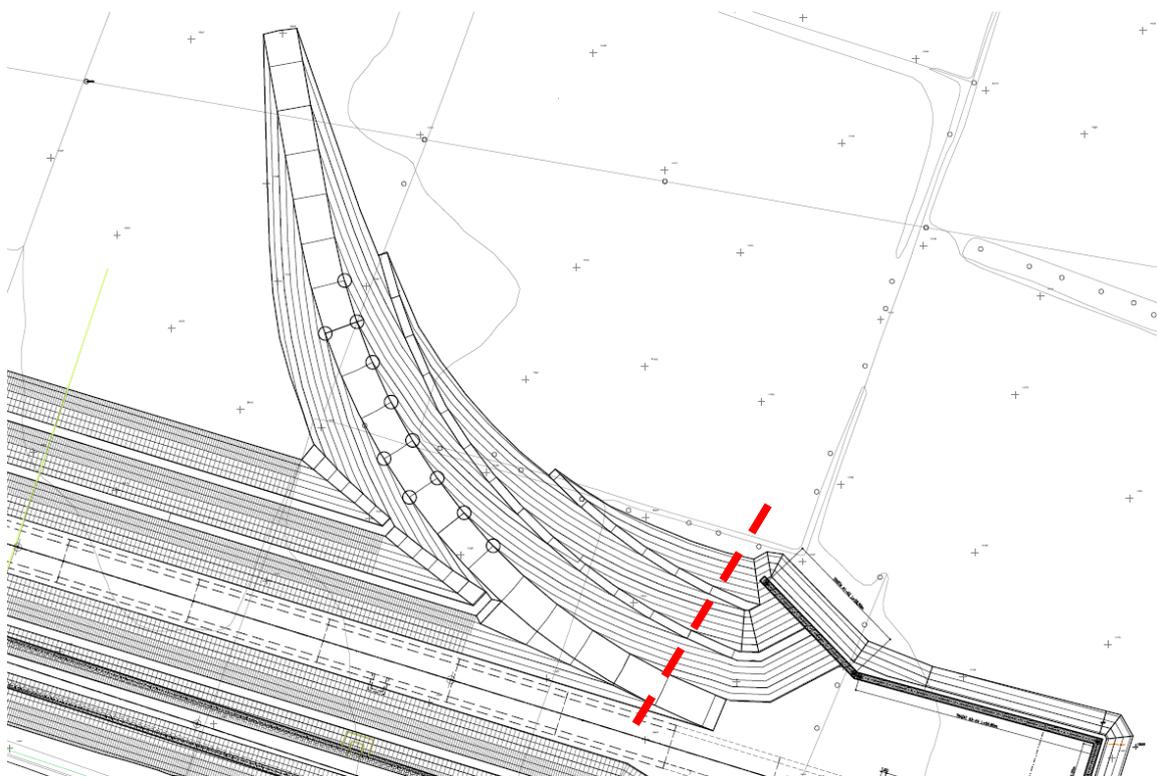


Figura 9.1 – Sezione 1: Verifica di stabilità degli scavi a ridosso del muro

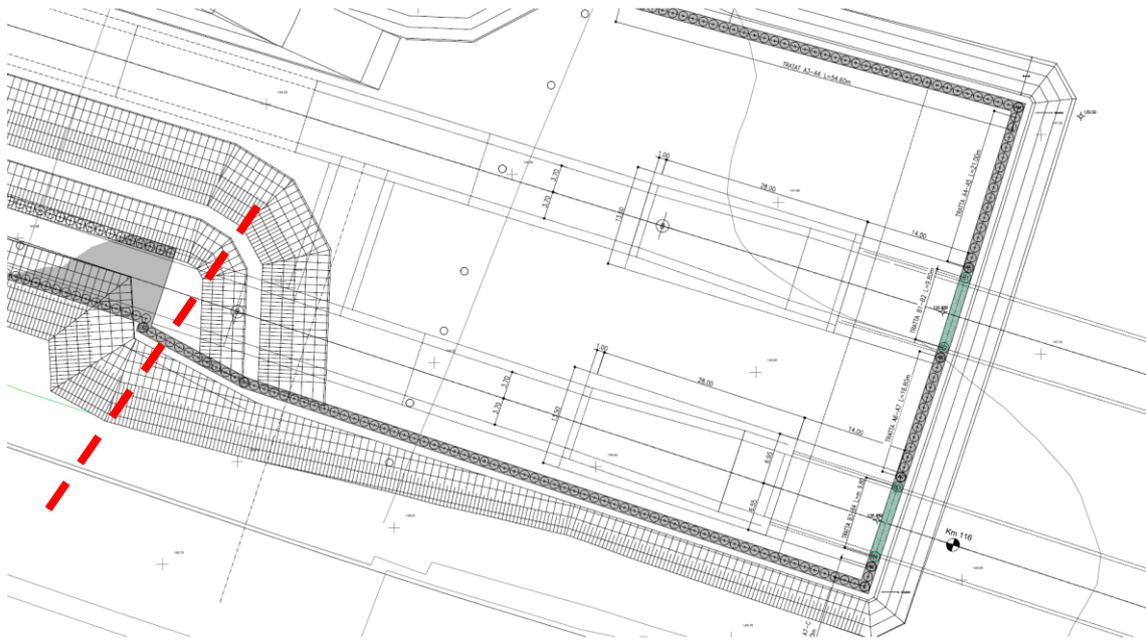


Figura 9.2 – Sezione 2: Verifica di stabilità degli scavi

Per quanto riguarda la GA06 si esegue la verifica di stabilità alla pk 115+670.

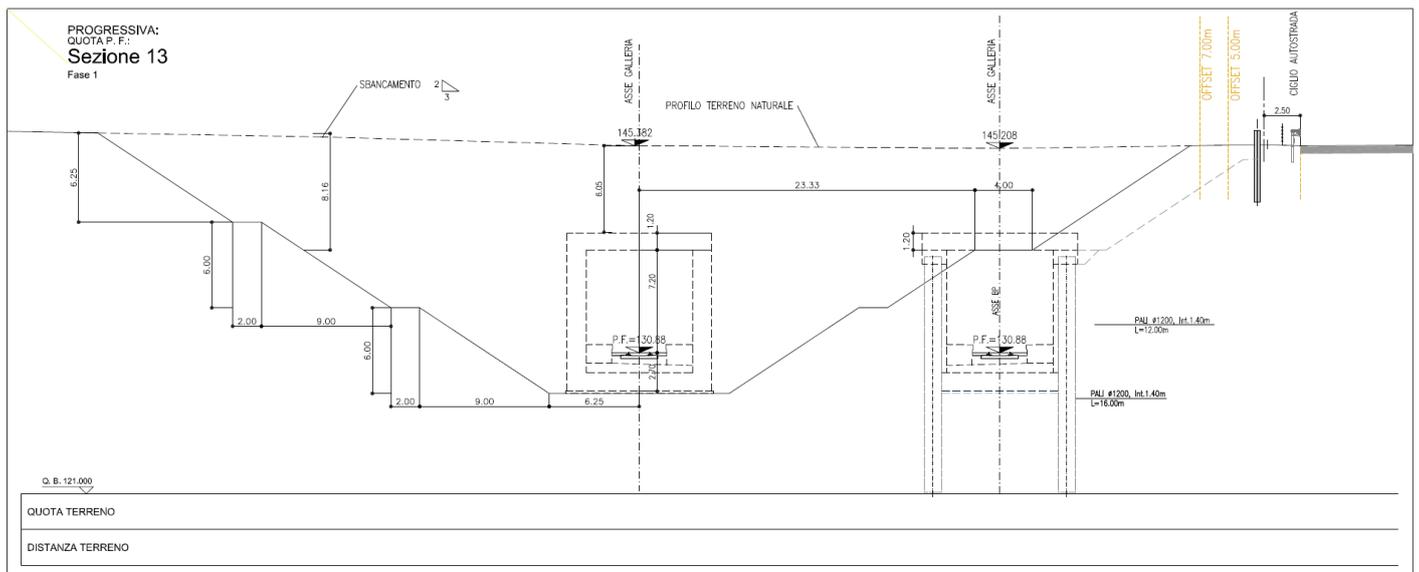


Figura 9.3 – Sezione 3: Verifica di stabilità degli scavi

Per la sezione 1 la verifica di tali scavi viene eseguita nella sola condizione statica, si pone in corrispondenza del piazzale dove la potenza degli scavi raggiunge il massimo a pari a 18m, mentre la sezione 2 si pone a tergo della del tratto finale della paratia lato Autostrada dove gli scavi raggiungono la massima altezza pari a 7,5m.

La sezione 2 è stata verificata anche in condizioni sismiche in quanto avrà una vita utile maggiore di 2 anni.

Le verifiche in condizioni sismiche (per la sola sezione 2) vengono eseguite considerando anche gli effetti di amplificazione topografica $S_T=1,2$. Pertanto le accelerazioni k_h e k_v prese in considerazione sono le seguenti indicate:

	k_h	$\pm k_v$
Sezione 2	0,046	0,023

Tabella 9.1 – Valori di accelerazione sismica

- Sezione 1

Il modello di calcolo è il seguente:

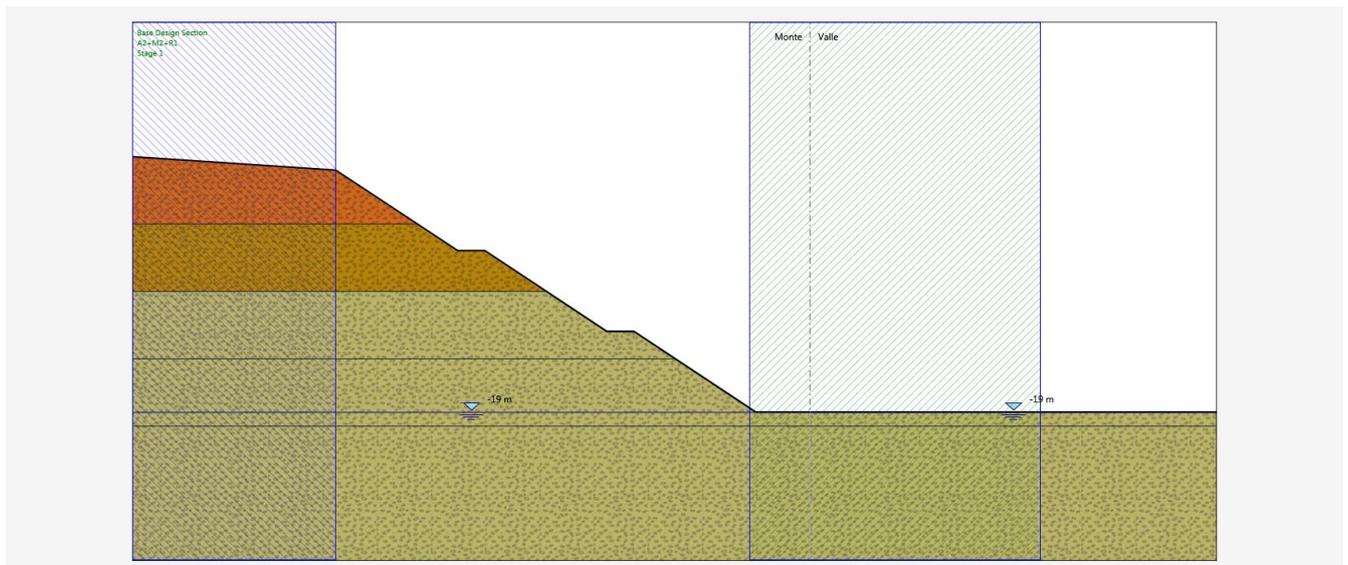


Figura 9.4 – Sezione 1: Modello di calcolo per l'analisi di stabilità dei versanti

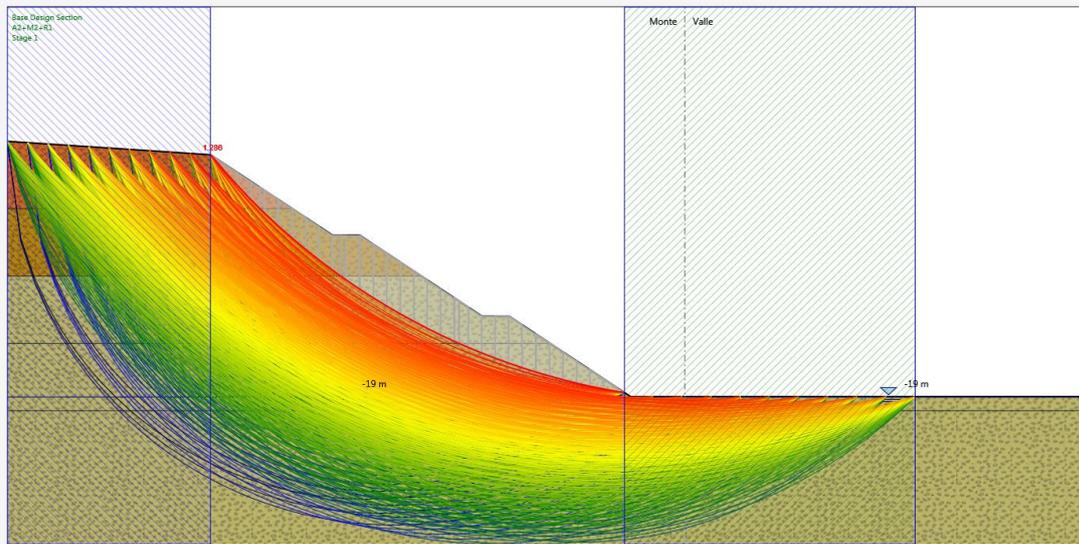


Figura 9.5 – Sezione 1: Verifica statica dell'analisi di stabilità dei versanti

- Sezione 2

Il modello di calcolo è il seguente:

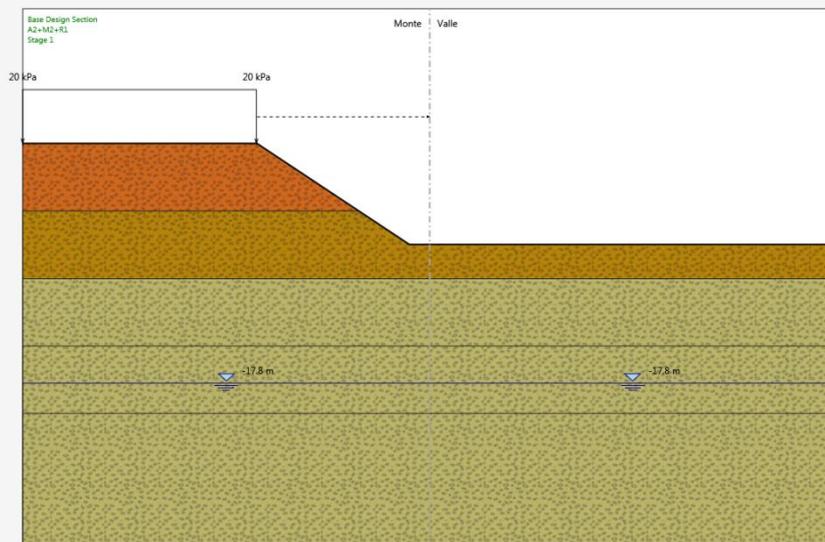


Figura 9.6 – Sezione 2: Modello di calcolo per l'analisi di stabilità dei versanti

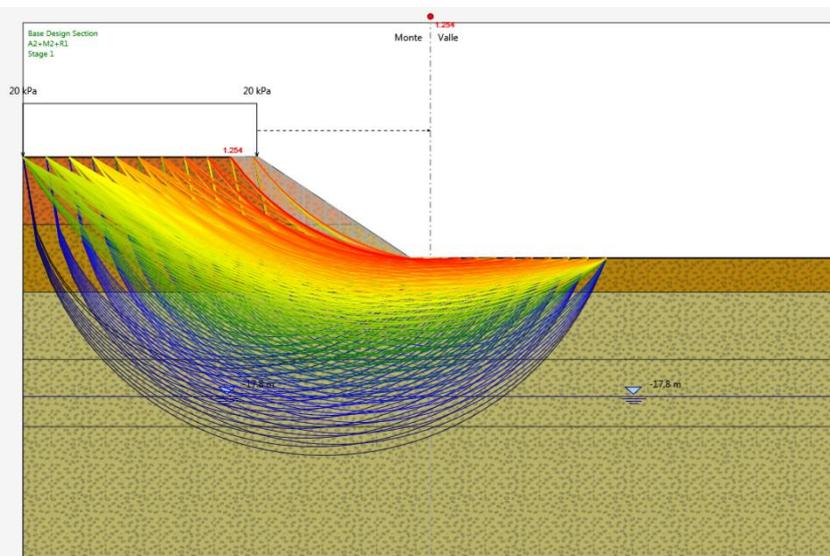


Figura 9.7 – Sezione 2: Verifica statica dell'analisi di stabilità dei versanti

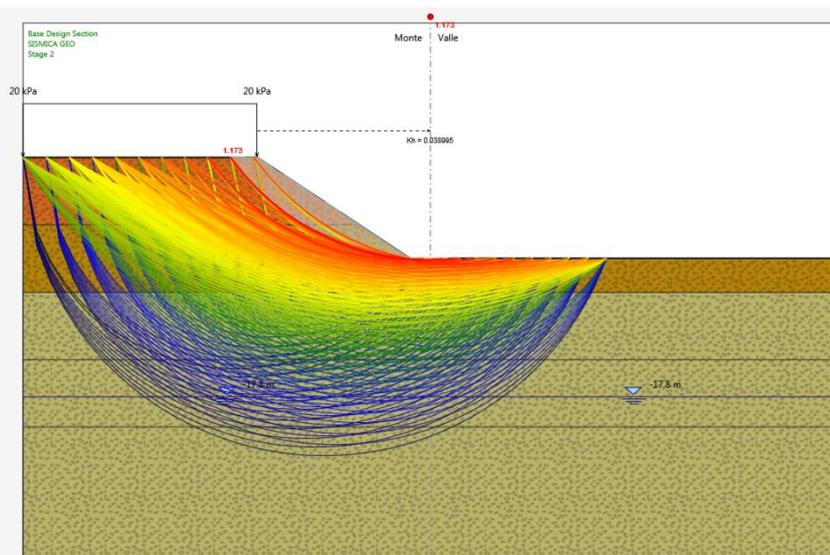


Figura 9.8 – Sezione 2: Verifica sismica dell'analisi di stabilità dei versanti

- Sezione 3

Il modello di calcolo è il seguente:

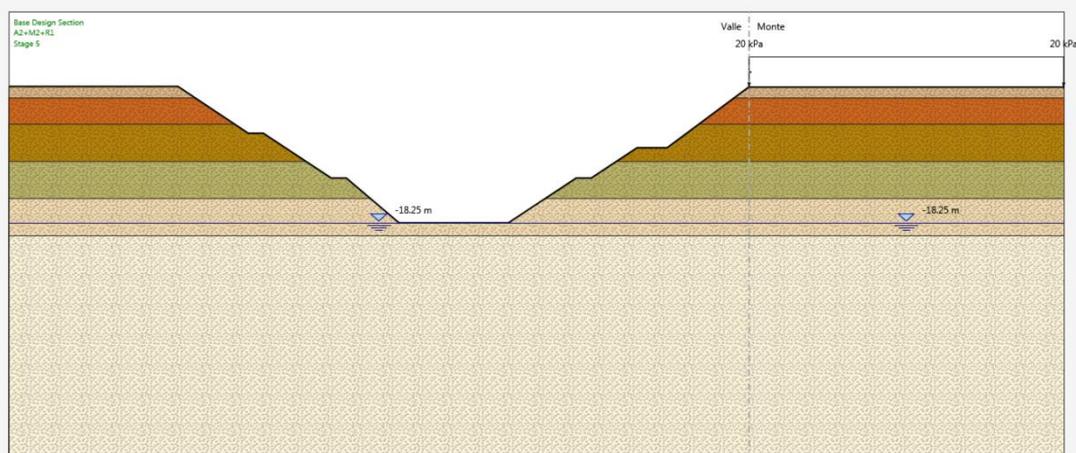


Figura 9.9 – Sezione 2: Modello di calcolo per l'analisi di stabilità dei versanti

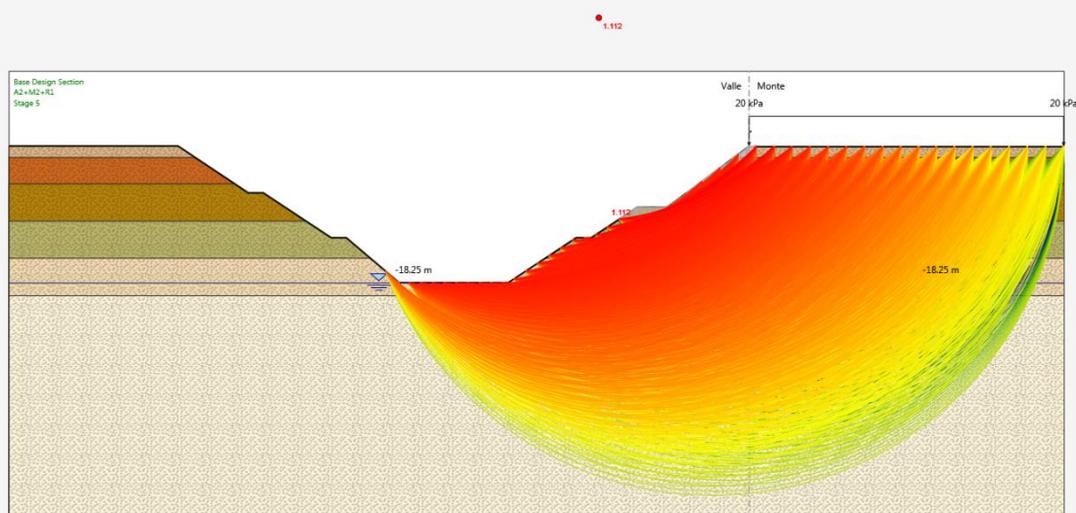


Figura 9.10 – Sezione 2: Verifica statica dell'analisi di stabilità dei versanti

Si riepilogano in Tabella 9.2 i risultati delle analisi effettuate:

		FS	FS minimo
Sezione 1	A2+M2	1,286	1,1
Sezione 2	A2+M2	1,254	1,1
	A2+M2+Sisma	1,173	1,1
Sezione 3	A2+M2	1,11	1,1

Tabella 9.2 – Risultati delle analisi di stabilità degli scavi a cielo aperto

Il fattore di sicurezza minimo è sempre maggiore di 1,1 pertanto le verifiche di stabilità globale risultano soddisfatte.

10. VERIFICA DEI PALI NELLA FASE DI SCAVO DELLE GALLERIE ARTIFICIALI REALIZZATE CON IL METODO TOP-DOWN

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche strutturali e geotecniche dei pali delle gallerie realizzate con il metodo top-down sottoposti nella fase provvisoria di scavo a foro cieco prima dell'installazione del solettone provvisorio. Tali verifiche sono volte alla verifica geotecnica delle profondità di infissione dei pali (che deriva dai calcoli di capacità portante) ed al controllo delle sollecitazioni che si sviluppano negli stessi pali in fase provvisoria.

La verifica della soletta di copertura, della soletta di fondazione, delle pareti, nonché dei pali nella fase definitiva sono oggetto dell'elaborato *INOR11EE2CLGA0600001 "Relazione di calcolo galleria"*.

Le lunghezze dei pali sono funzione della capacità portante il cui tema è affrontato nell'elaborato *INOR11EE2CLGA0600003 "Dimensionamento pali gallerie artificiali realizzate con il metodo top-down"*

Nelle seguenti figure si riportano le diverse sezioni tipo oggetto di calcolo descritte nel paragrafo 2.

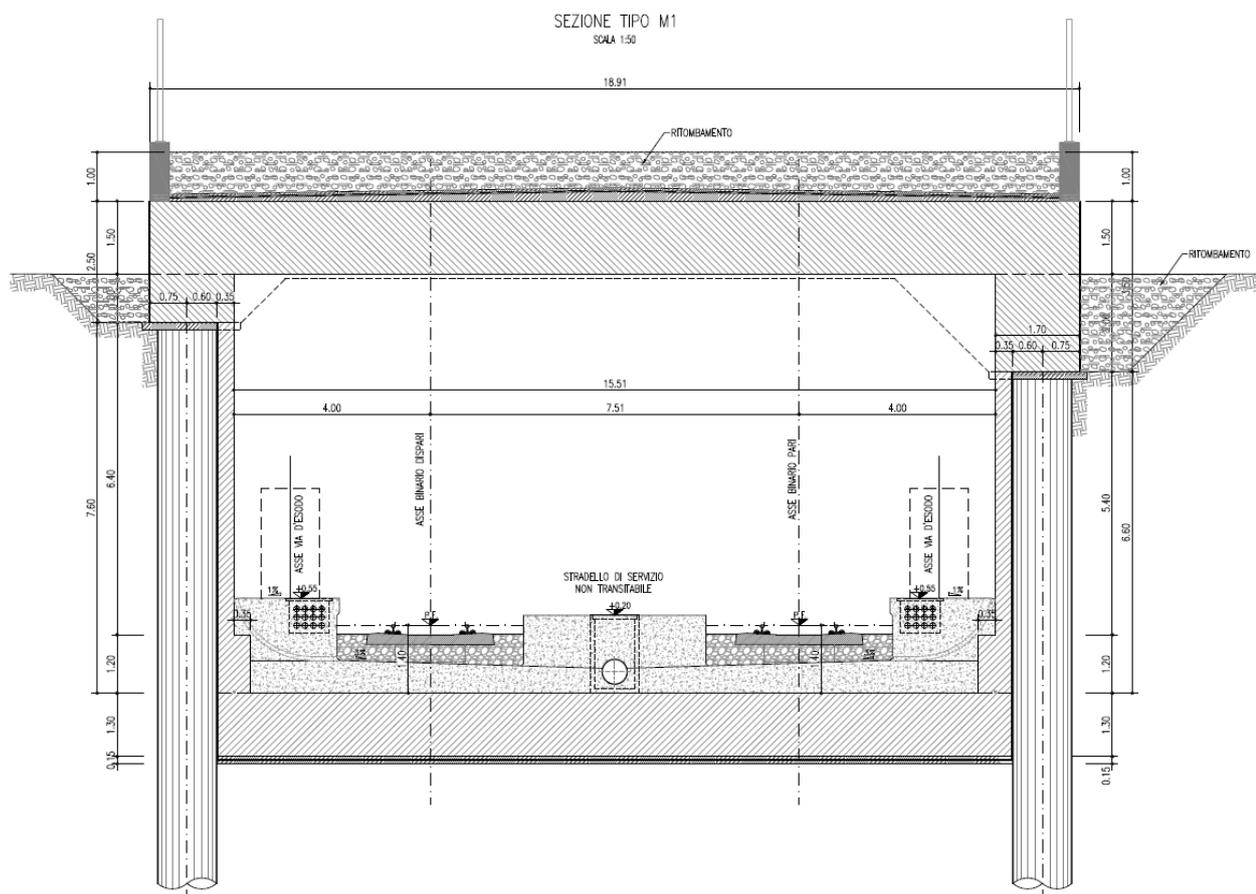


Figura 10.1 – Sezione tipo M1 da pk 114+565 a pk 114+745

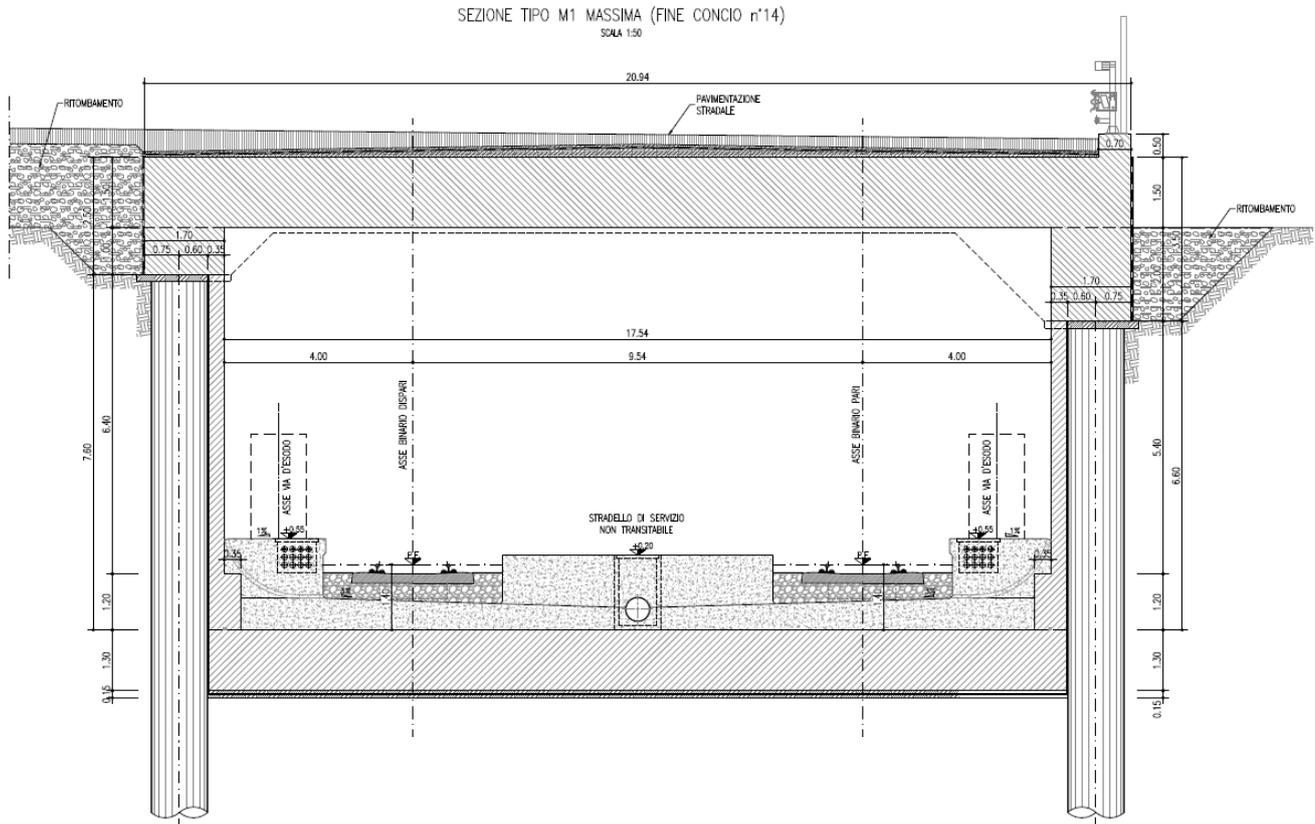


Figura 10.2 – Sezione tipo M1 da pk 114+745 a pk 114+900

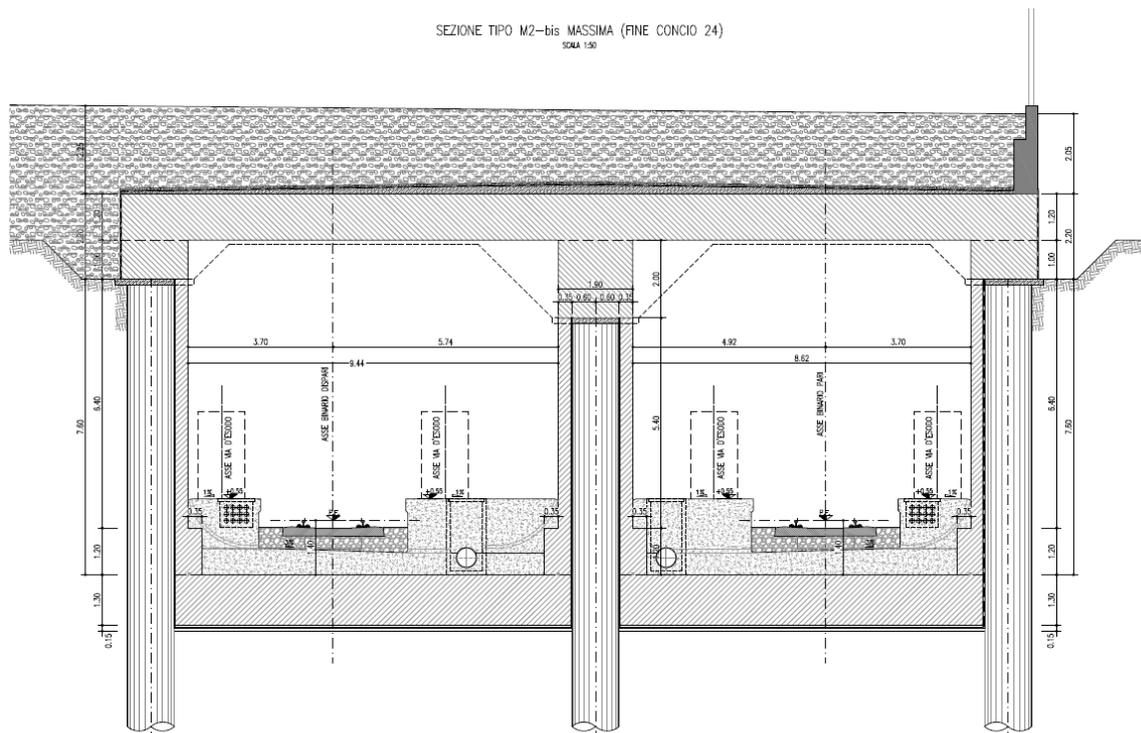


Figura 10.3 – Sezione tipo M2bis da pk 114+900 a pk 115+100

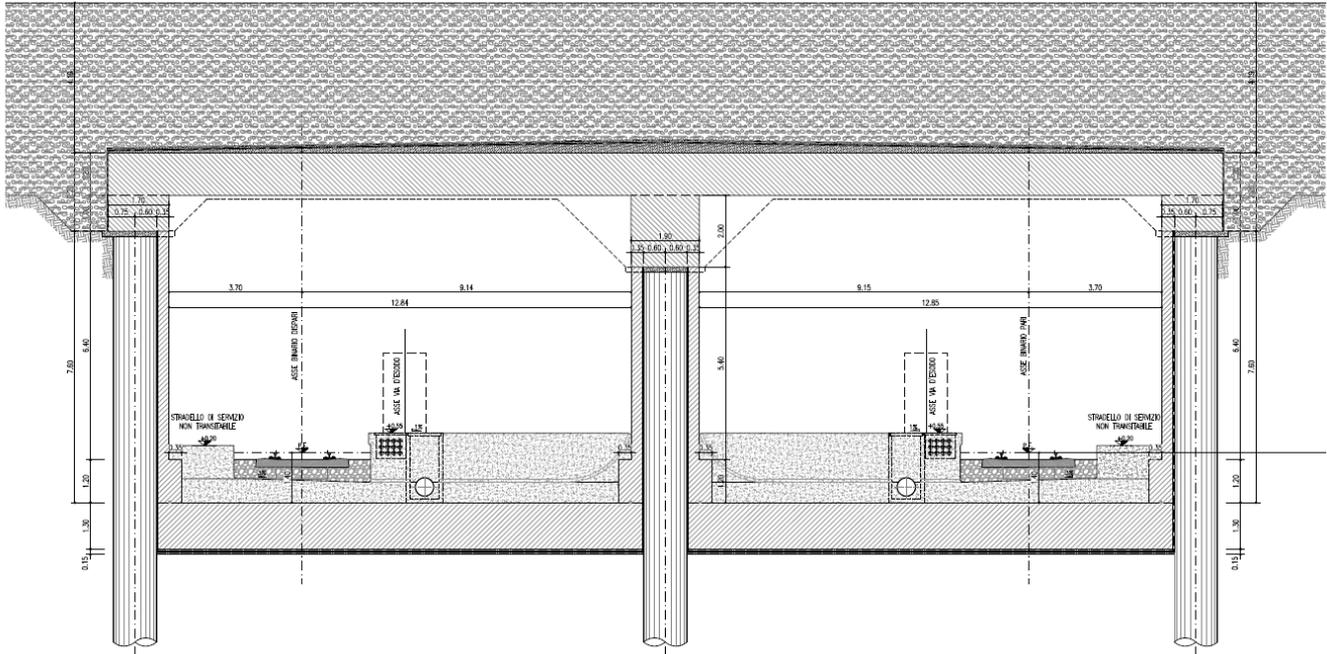


Figura 10.4 – Sezione tratto M3bis-M3

SEZIONE TIPO M4
SCALA 1:50

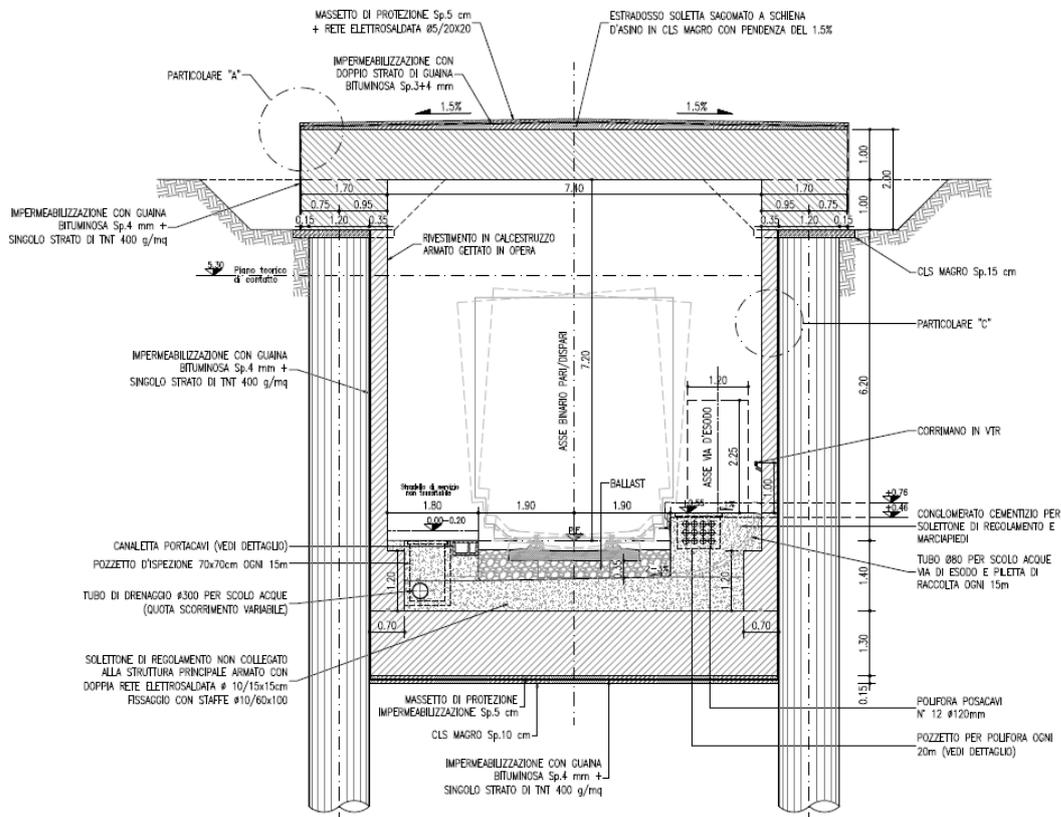


Figura 10.5 – Sezione tratto M4

10.1. Modellazione stratigrafica, geotecnica e carichi delle diverse tratte

Si riportano di seguito i parametri geotecnici di calcolo sulla base della caratterizzazione geologica e geotecnica riportata nel paragrafo 4.

Terreno (m da p.c.)	$\gamma_{dry}/\gamma_{sat}$ (kN/m ³)	c_k (kPa)	ϕ'_k (°)	δ (°)	E' (MPa)	E'_{ur} (MPa)	k_o M1(M2)	K_a M1(M2)	K_p M1(M2)
0÷1,5	16,8/18,3	0	23	15,2	20	32	0,5 0,5	0,376 (0,449)	3,039 (2,415)
1,5÷5	21,3/22,1	0	38,6	25,5	162	259	0,77 0,77	0,191 (0,25)	8,511 (5,472)
5÷10	21,3/22,1	0	38,8	25,6	255	638	0,77 0,77	0,189 (0,248)	8,647 (5,541)
10÷15	21,0/21,9	0	38,0	25,1	258	645	0,77 0,77	0,196 (0,257)	8,119 (5,27)
15÷20	21,0/21,9	0	37,6	24,8	278	695	0,76 0,76	0,2 (0,261)	7,872 (5,141)
>20	20,9/21,8	0	37,2	25,5	270	675	0,76 0,76	0,204 (0,265)	7,635 (5,017)

γ = peso dell'unità di volume

c'_k = coesione efficace (valore caratteristico)

ϕ'_k = angolo di resistenza al taglio (valore caratteristico)

δ = angolo d'attrito struttura/terreno

E' = modulo di Young

E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico)

k_o = coefficiente di spinta a riposo

K_a = coefficiente di spinta attiva

K_p = coefficiente di resistenza passiva

Tabella 10.1 - Parametri geotecnici caratteristici per l'analisi statica

Il modello costitutivo utilizzato per le analisi con il programma Plaxis è il modello Hardening-Soil che implementa due diversi tipi di modulo in carico vergine (E') e scarico-ricarico (E'_{ur}).

Per la verifica dei pali nella fase di scavo dei pali la falda è stata considerata cautelativamente a fondo scavo e le forze derivanti dal sisma non sono state considerate in quanto la distanza temporale tra la fase di scavo fino a fondo solettone e il getto del solettone, che delinea la fase di lungo termine, avrà durata inferiore a 2 anni.

10.1. Geometria modelli di calcolo e azioni risultanti

10.1.1. Sezione tipo M1 da pk 114+585 a pk 114+745

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica dei pali della sezione M1.

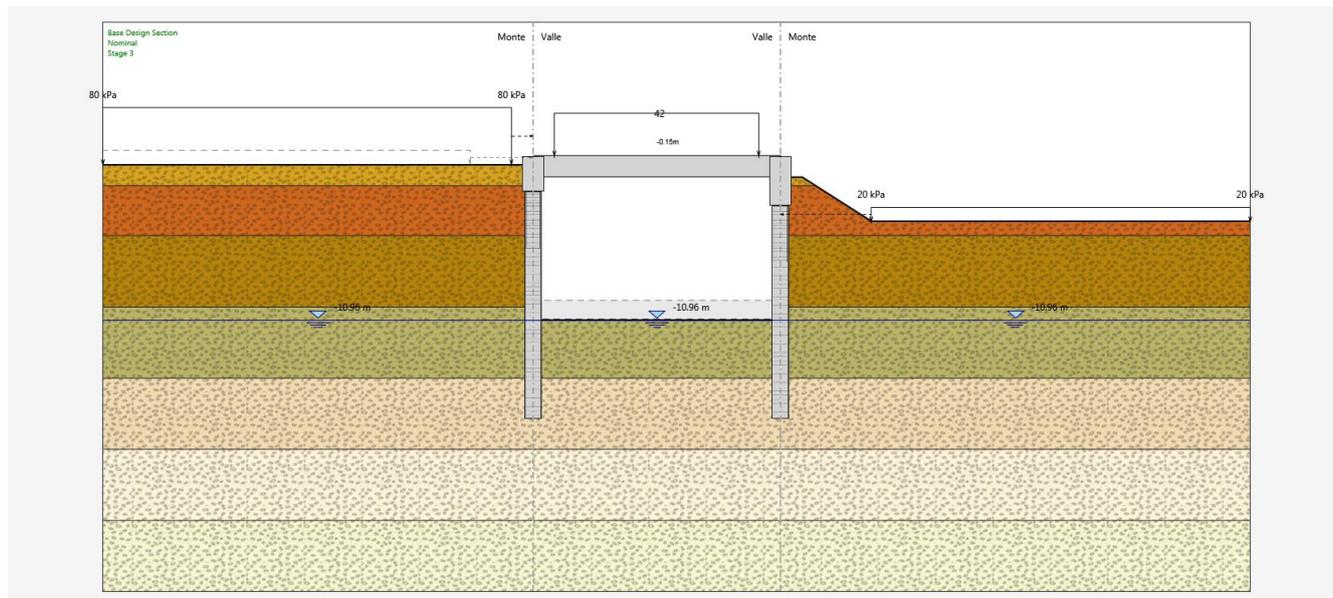


Figura 10.6 –Sezione tipo M1 da pk 114+585 a pk 114+745

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 10.1.

Tipologia	2 file di Pali $\phi 1200$ passo 1,4m contrastate da un solettone di altezza pari a 1,5m
Distanza tra le file di pali	17,4m
Altezza cordoli dx/sx	1m / 2m
Spessore cordoli	1,5m
Altezza di fuori terra pali sx/dx	9m/8m
Altezza totale pali sx/dx	15m / 16m
Inclinazione piano campagna sx/dx	-/ 3(v)/2(o)
Sovraccarichi permanenti sx/dx	-
Sovraccarichi permanenti soletta	22 kPa
Sovraccarichi variabili sx/dx	80kPa (sovraccarico deposito vergelle) / 20 kPa (sovraccarico autostradale)
Sovraccarichi variabili soletta	20 kPa (sovraccarico accidentale mezzi)

Tabella 10.2 - - Paratia D: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota di mezzeria soletta è posta a $-0,15\text{m}$ da p.c. mentre le quote delle due file di pali sinistra e destra sono poste rispettivamente a $-1,9\text{m}$ e $2,9\text{m}$ da p.c..

La quota di falda è posta a fondo scavo.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico

Fase 2 – Realizzazione soletta di copertura e scavo fino a fondo solettone;

Fase 3 – Applicazione sovraccarichi;

Si riportano di seguito i grafici di involucro del momento flettente in Figura 10.7 e del taglio in Figura 10.8 nella combinazione SLU A1+M1 nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta il momento flettente nella combinazione SLE-RARA in Figura 10.9. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 10.10.

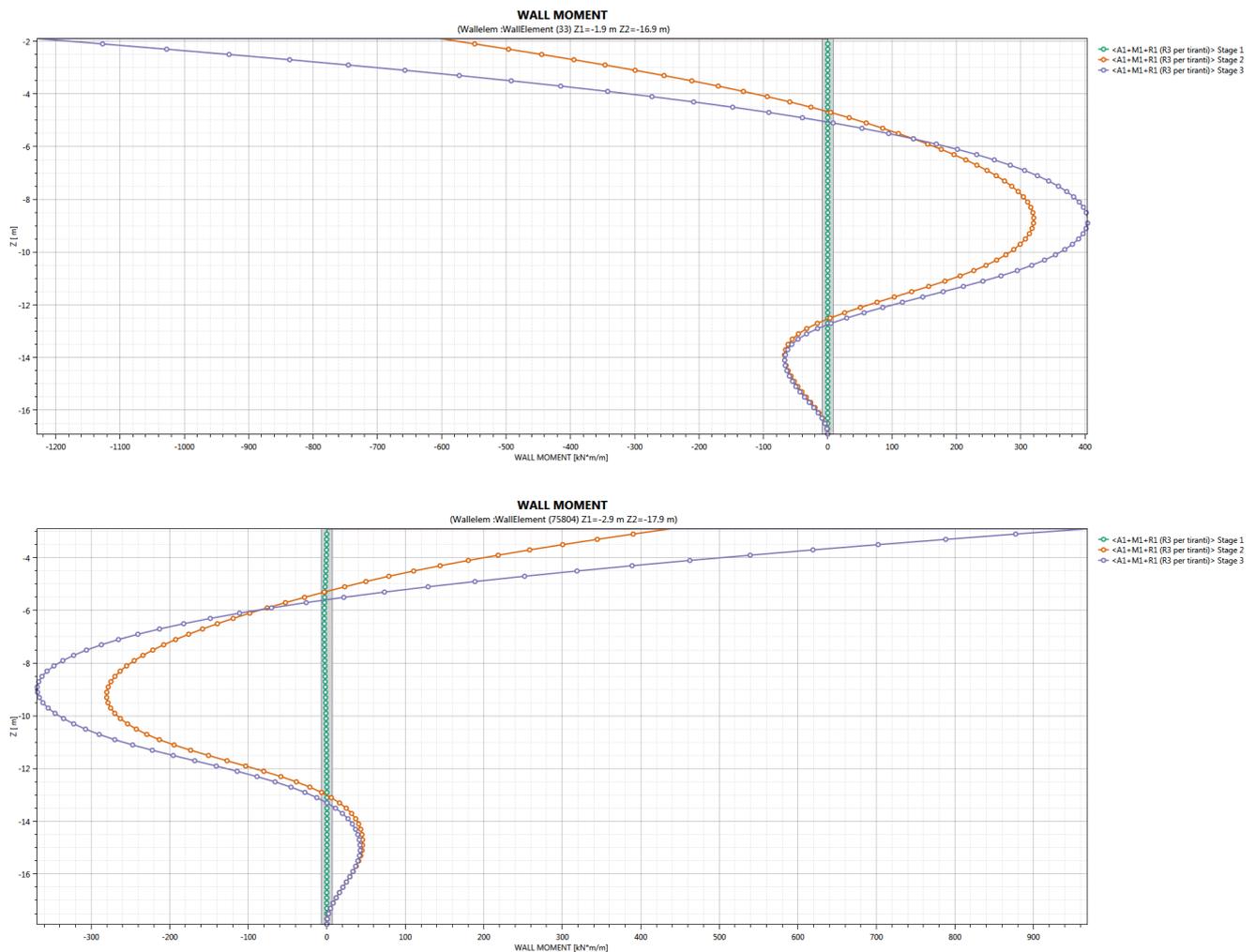


Figura 10.7 – Involucro del momento flettente nella combinazione SLU A1+M1

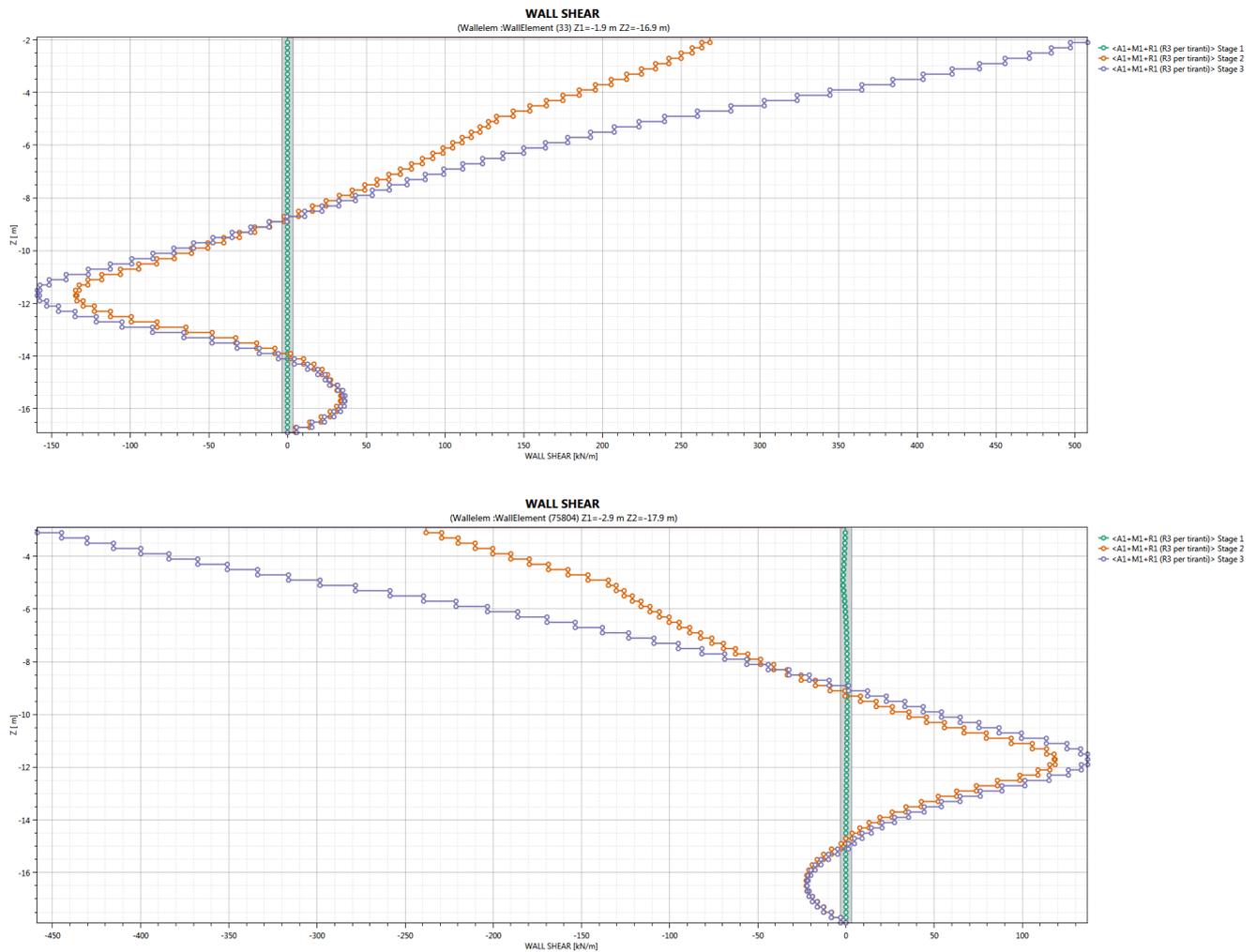


Figura 10.8 - Involuppo del taglio nella combinazione SLU A1+M1

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
105 di 130

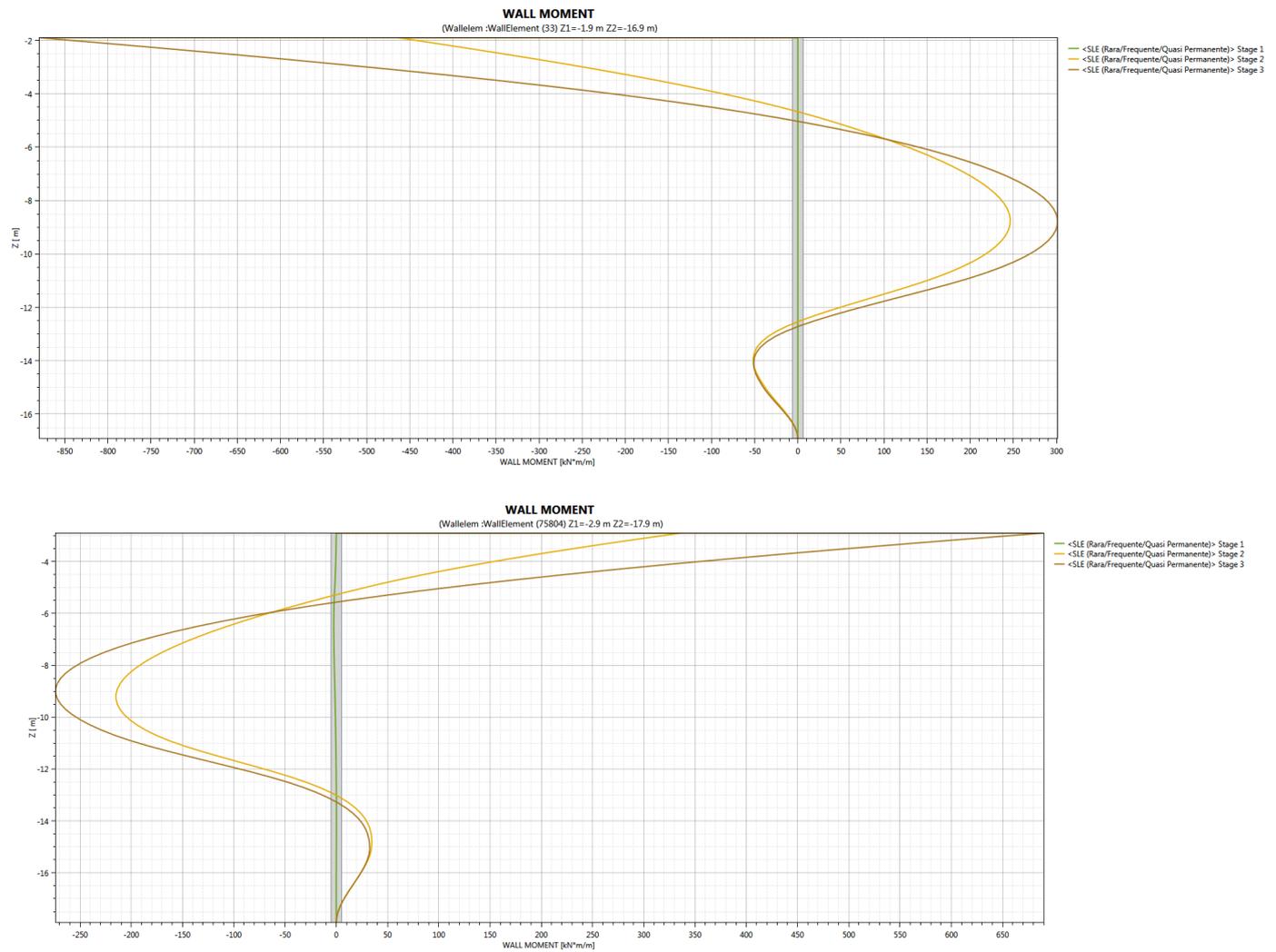


Figura 10.9 – Involuppo del momento flettente nella combinazione SLE-RARA

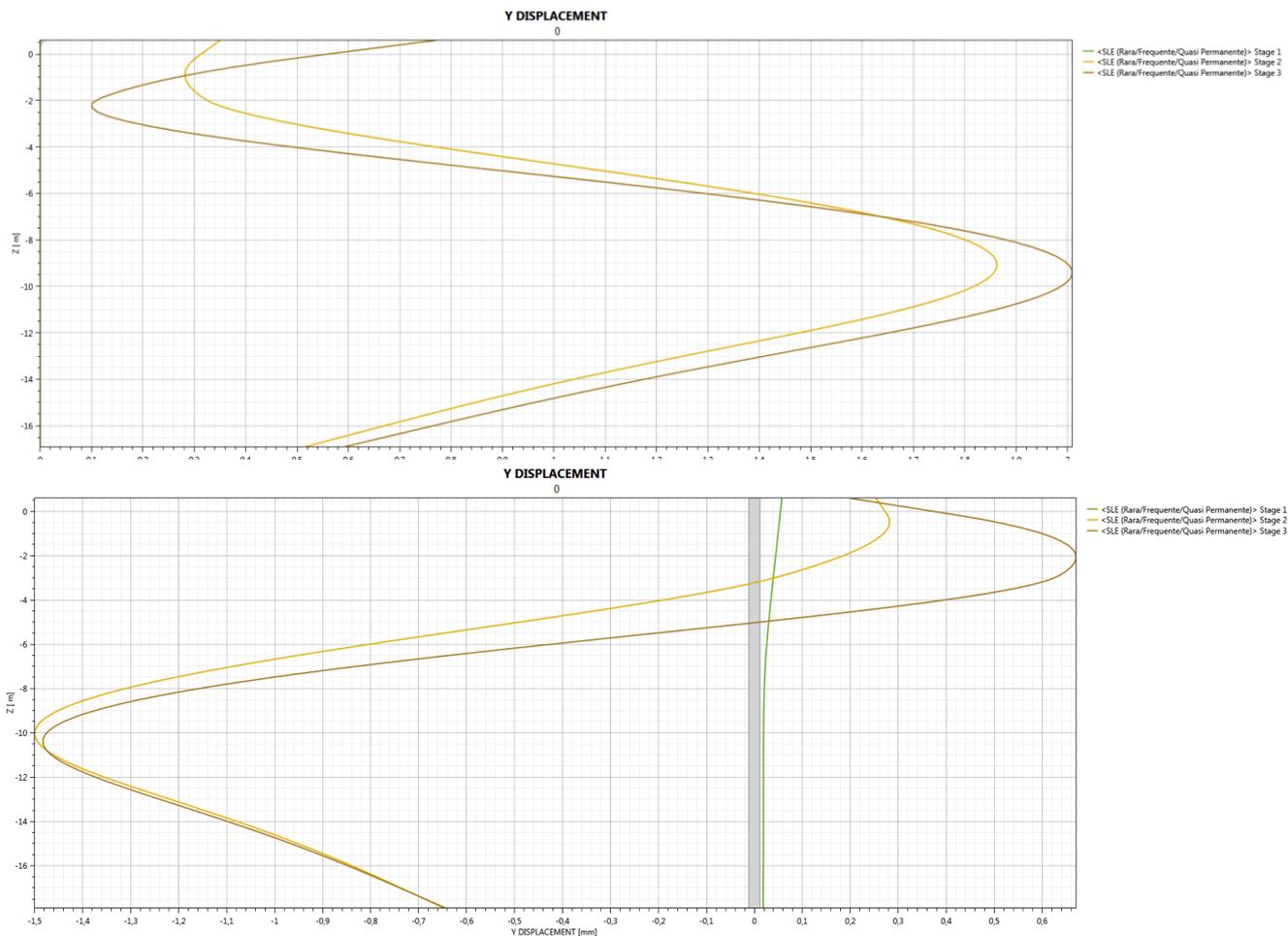


Figura 10.10 –Spostamenti nella combinazione SLE

10.1.2. Sezione tipo M1 da pk 114+745 a pk 114+900

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica dei pali della sezione M1 nella zona di transito dei mezzi Feralpi.

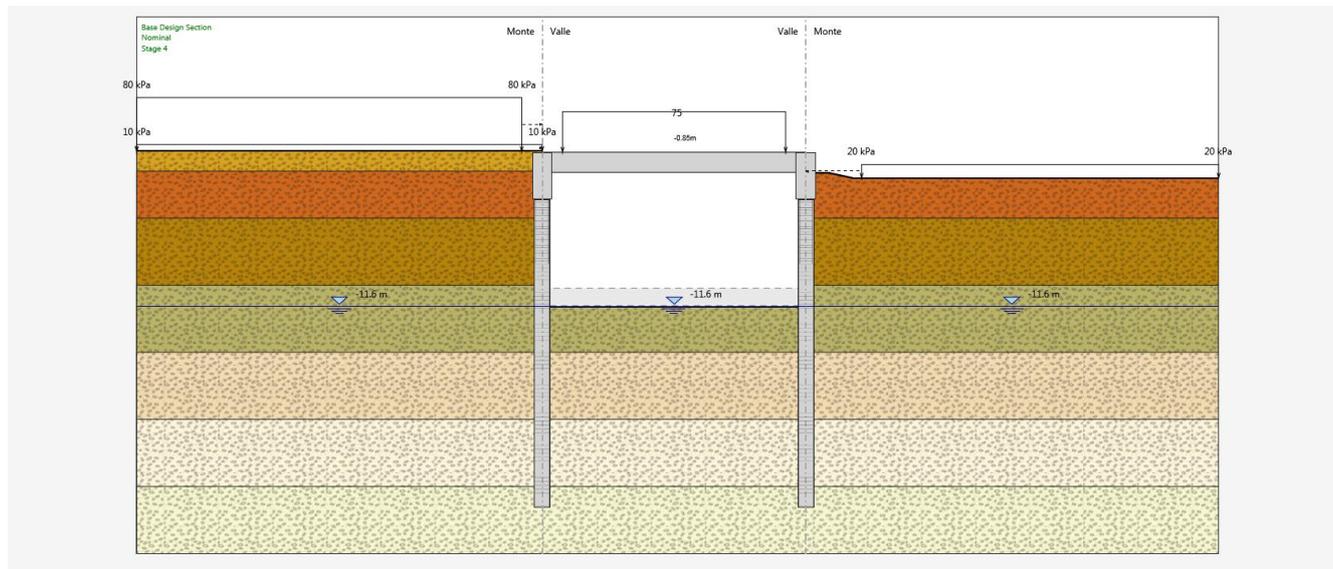


Figura 10.11 –Sezione tipo M1 da pk 114+745 a pk 114+900

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 10.1.

Tipologia	2 file di Pali $\phi 1200$ passo 1,4m contrastate da un solettone di altezza pari a 1,5m
Distanza tra le file di pali	19,5m
Altezza cordoli dx/sx	2m / 2m
Spessore cordoli	1,5m
Altezza di fuori terra pali sx/dx	9m / 8m
Altezza totale pali	23m
Inclinazione piano campagna sx/dx	-
Sovraccarichi permanenti sx/dx	-
Sovraccarichi permanenti soletta	10 kPa (corrispondenti a circa 0,5m di ritombamento)
Sovraccarichi variabili sx/dx	80kPa (sovraccarico deposito vergelle) / 20 kPa (sovraccarico autostradale)
Sovraccarichi variabili soletta	65 kPa (sovraccarico mezzi Feralpi)

Tabella 10.3 - - Paratia D: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota di mezzeria soletta è posta a -0,85m da p.c. mentre le quote delle due file di pali sono poste a -3.6m da p.c..

La quota di falda è posta a fondo scavo.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico

Fase 2 – Realizzazione soletta di copertura e scavo fino a fondo solettone;

Fase 3 – Applicazione sovraccarichi;

Si riportano di seguito i grafici di involucro del momento flettente in Figura 10.12 e del taglio in Figura 10.13 nella combinazione SLU A1+M1 nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta il momento flettente nella combinazione SLE-RARA in Figura 10.14. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 10.15.

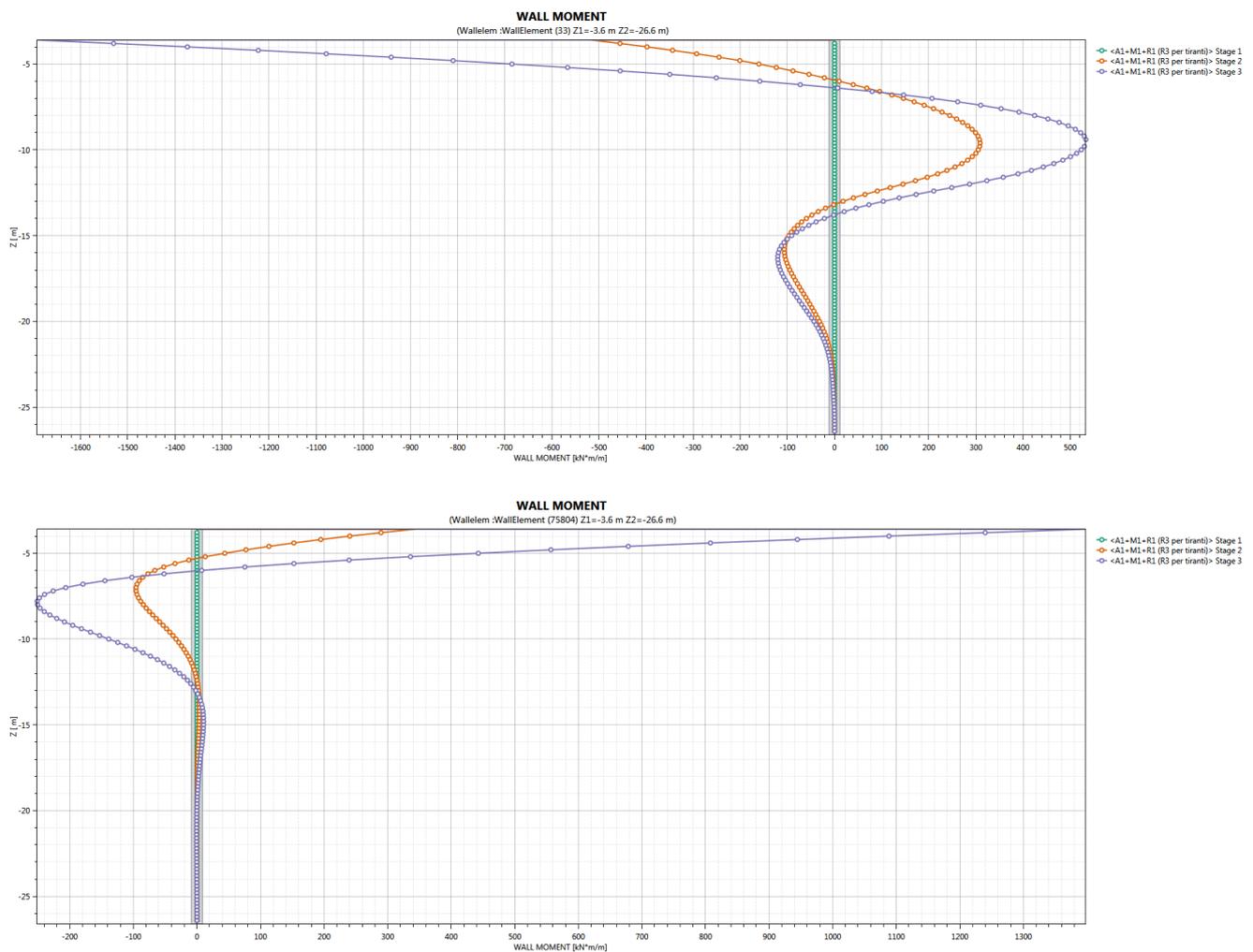


Figura 10.12 – Involucro del momento flettente nella combinazione SLU A1+M1

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
109 di 130

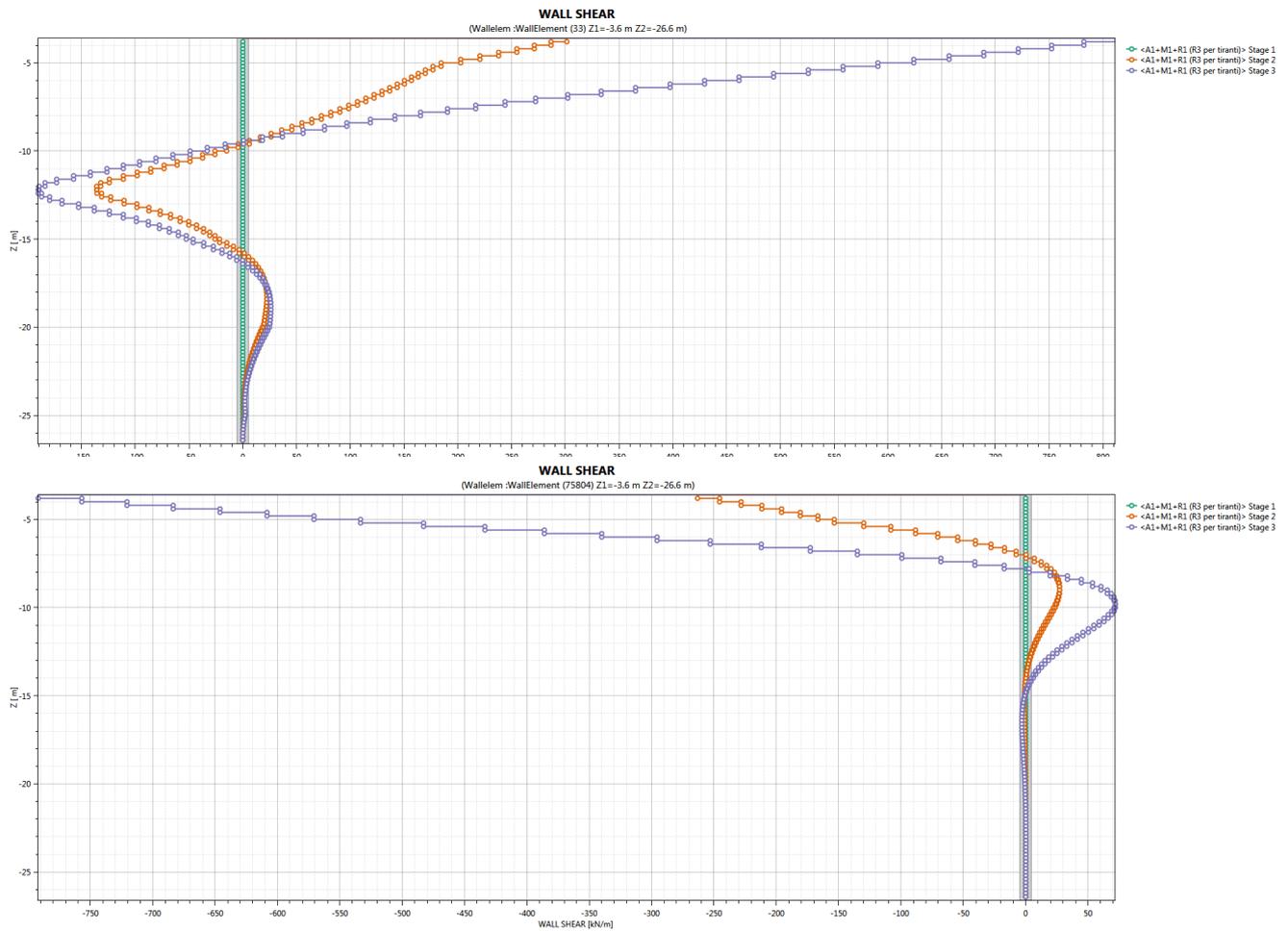


Figura 10.13 - Involuppo del taglio nella combinazione SLU A1+M1

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
110 di 130

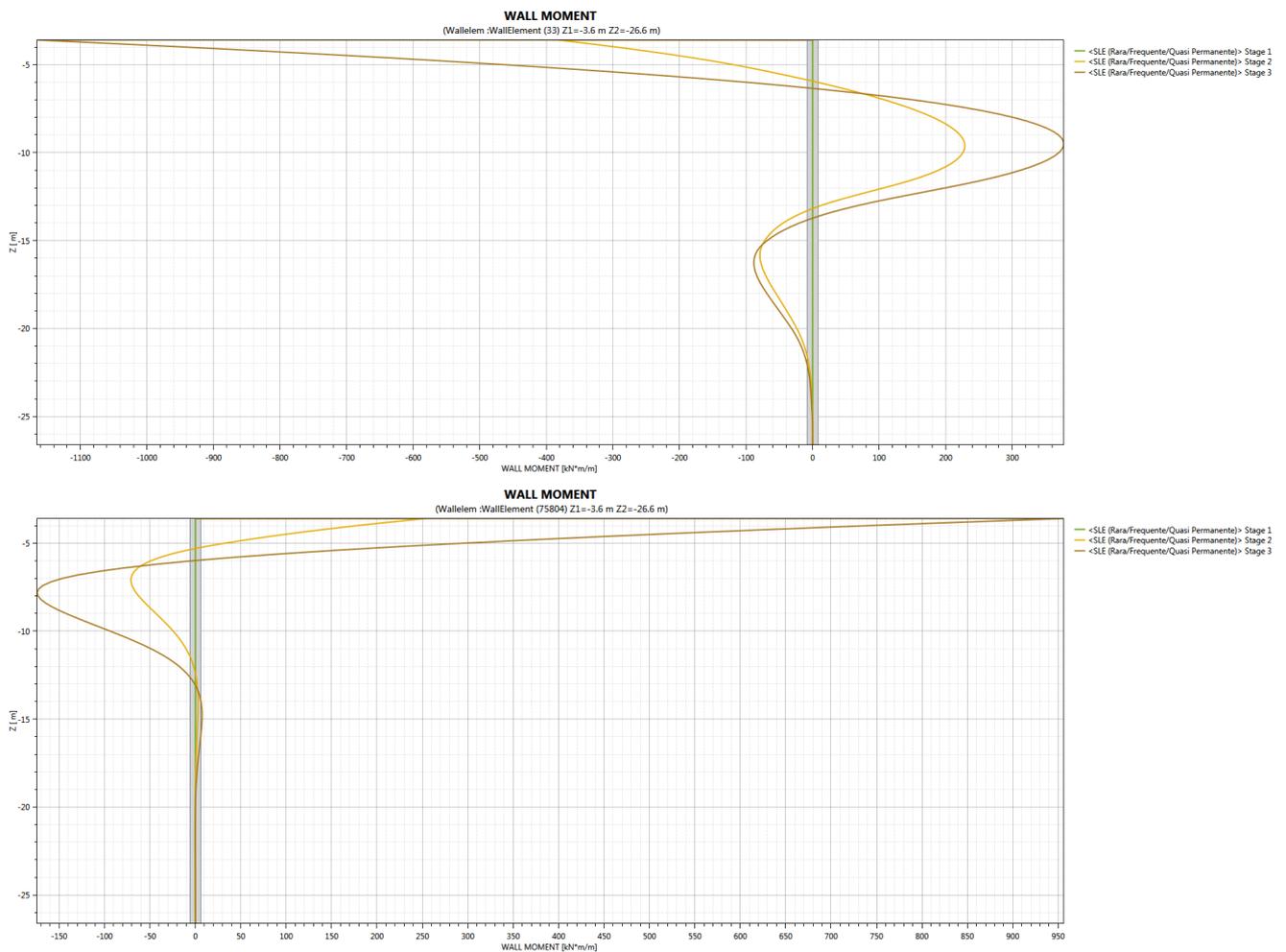


Figura 10.14 – Involuppo del momento flettente nella combinazione SLE-RARA

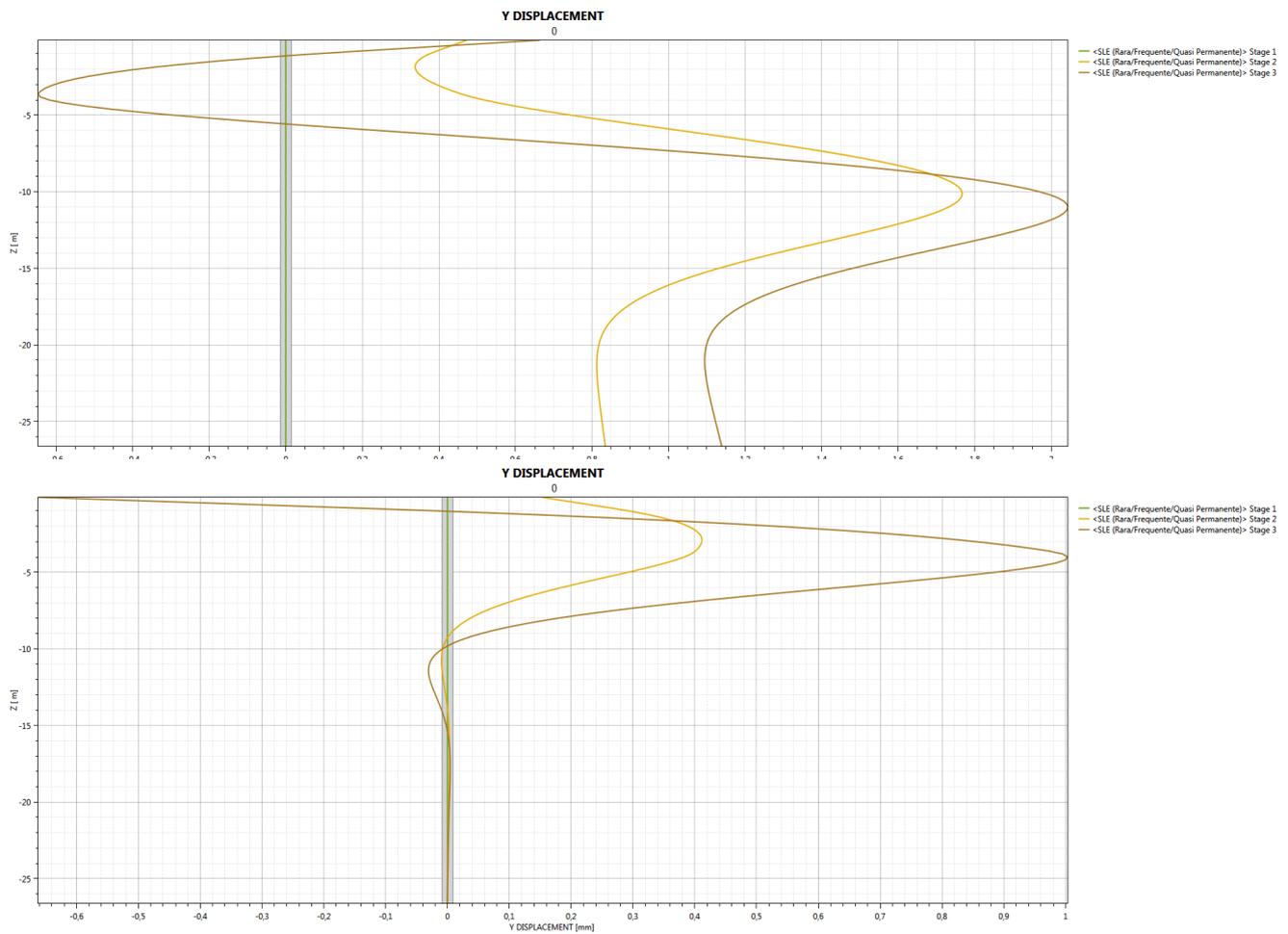


Figura 10.15 –Spostamenti nella combinazione SLE

10.1.3. Sezione tipo M4

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica dei pali della sezione M4.

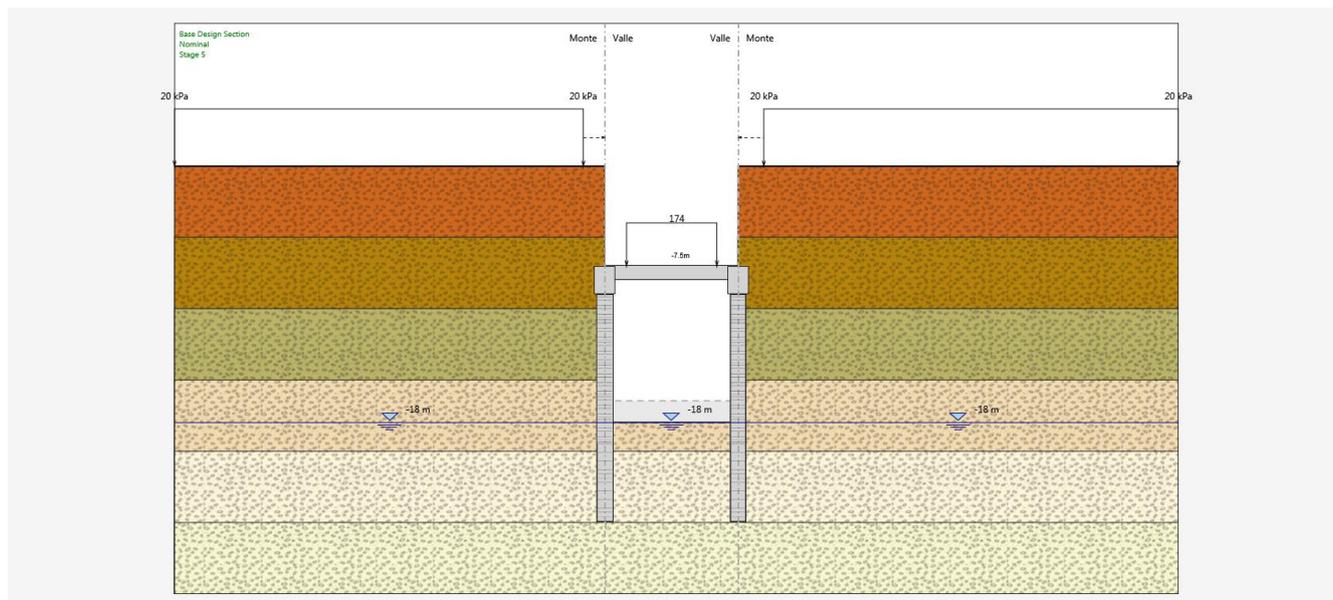


Figura 10.16 – Sezione tipo M4

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 10.1.

Tipologia	2 file di Pali $\phi 1200$ passo 1,4m contrastate da un solettone di altezza pari a 1,0m
Distanza tra le file di pali	9,3m
Altezza cordoli dx/sx	1m / 1m
Spessore cordoli	1,5m
Altezza di fuori terra pali sx/dx	9m / 9m
Altezza totale pali	16m
Inclinazione piano campagna sx/dx	-
Sovraccarichi permanenti sx/dx	-
Sovraccarichi permanenti soletta	154 kPa (corrispondenti a circa 7,0m di ritombamento)
Sovraccarichi variabili sx/dx	20 kPa (sovraccarico mezzi e autostradale)
Sovraccarichi variabili soletta	20 kPa (sovraccarico variabile mezzi)

Tabella 10.4 - - Paratia D: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota di mezzeria soletta è posta a -7,5m da p.c. mentre le quote delle due file di pali sono poste a -9,0m da p.c..

La quota di falda è posta a fondo scavo.

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
113 di 130

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico

Fase 2 – Scavo fino a quota realizzazione pali e realizzazione pali;

Fase 3 – Realizzazione soletta e applicazione carichi di ritombamento;

Fase 4 – Scavo a foro cieco fino a quota di fondo solettone;

Fase 5 – Applicazione sovraccarichi variabili.

Si riportano di seguito i grafici di involuppo del momento flettente in Figura 10.17 e del taglio in Figura 10.18 nella combinazione SLU A1+M1 nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta il momento flettente nella combinazione SLE-RARA in Figura 10.19. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 10.20.

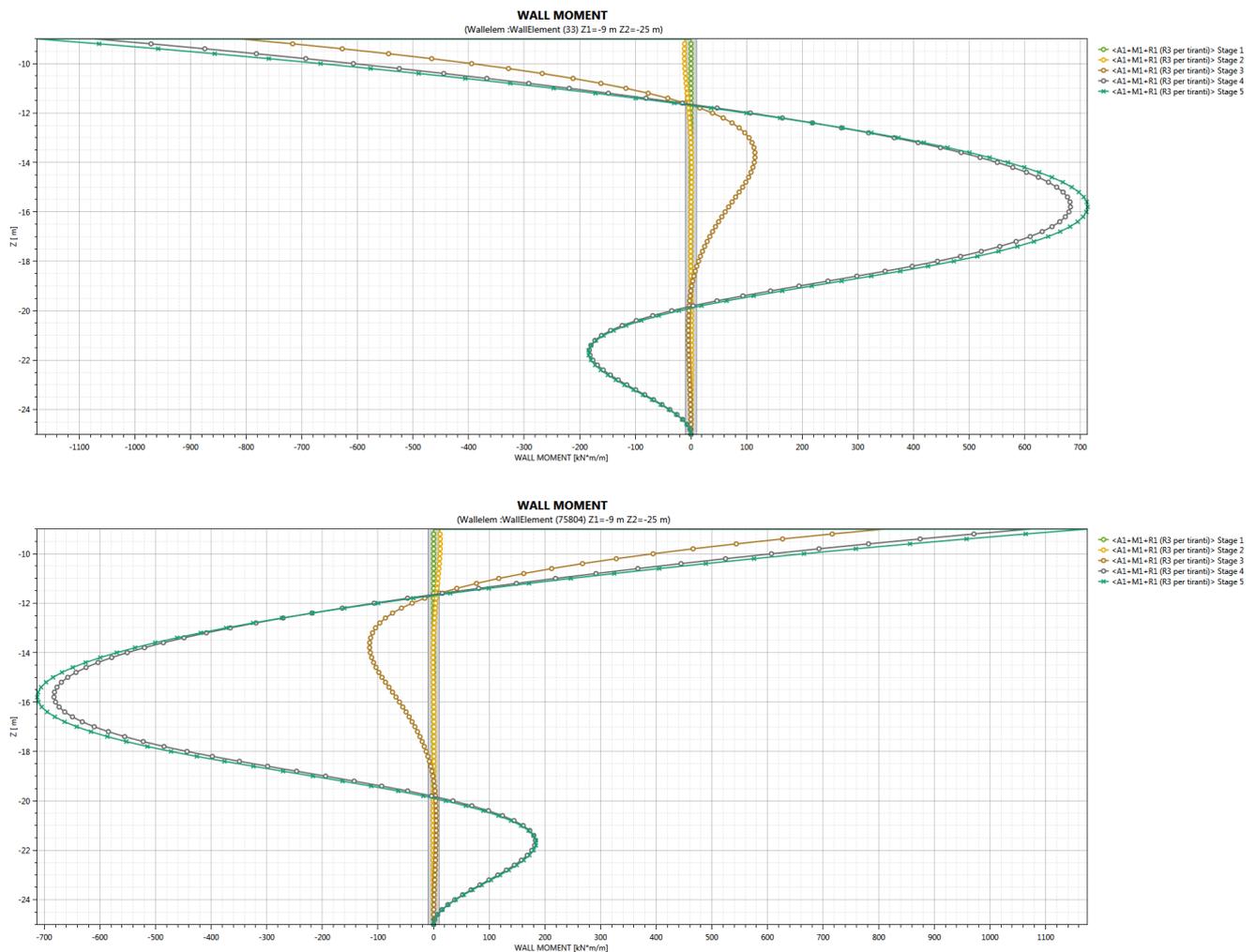


Figura 10.17 – Involuppo del momento flettente nella combinazione SLU A1+M1

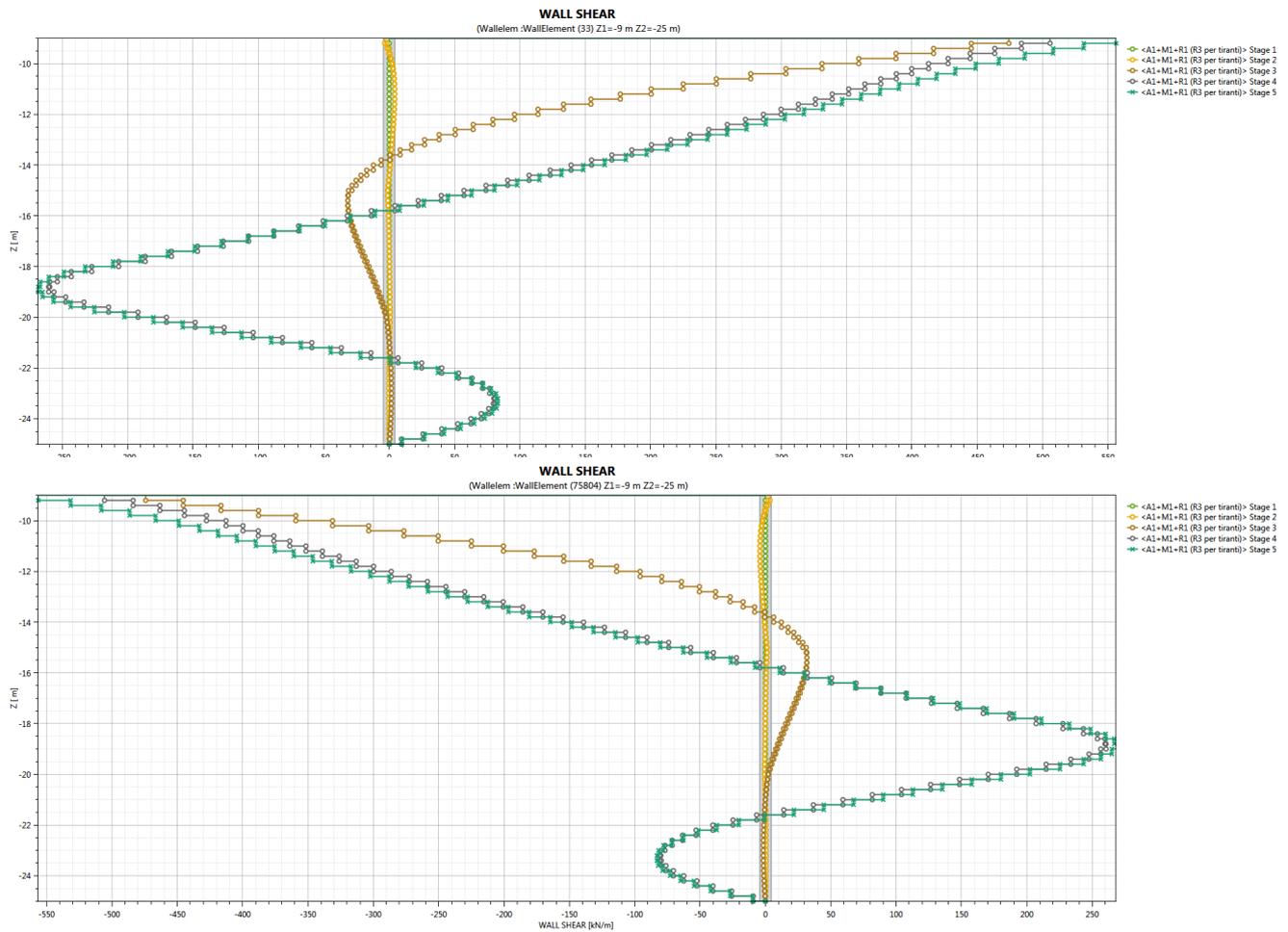


Figura 10.18 - Involuppo del taglio nella combinazione SLU A1+M1

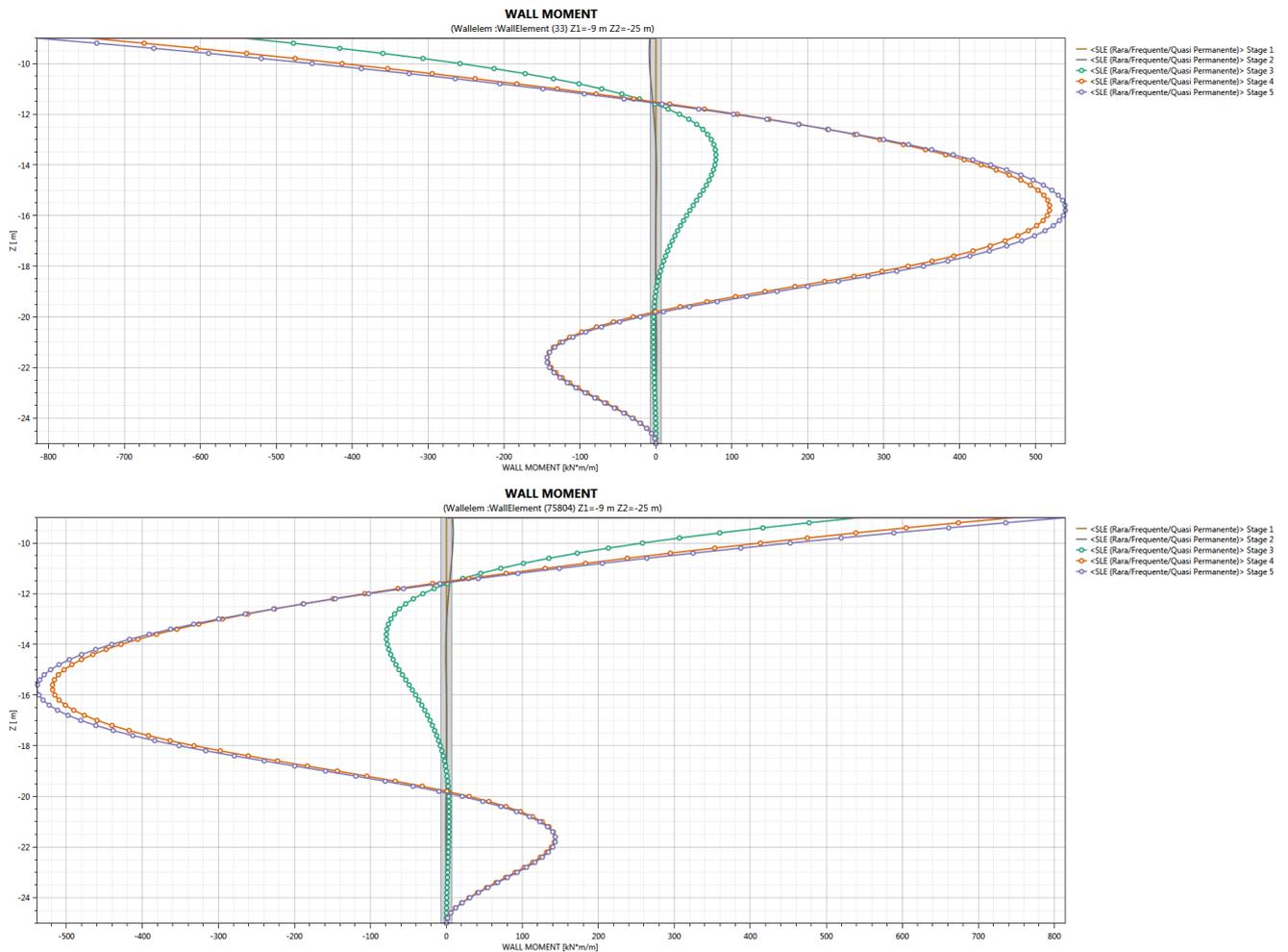


Figura 10.19 – Involuppo del momento flettente nella combinazione SLE-RARA

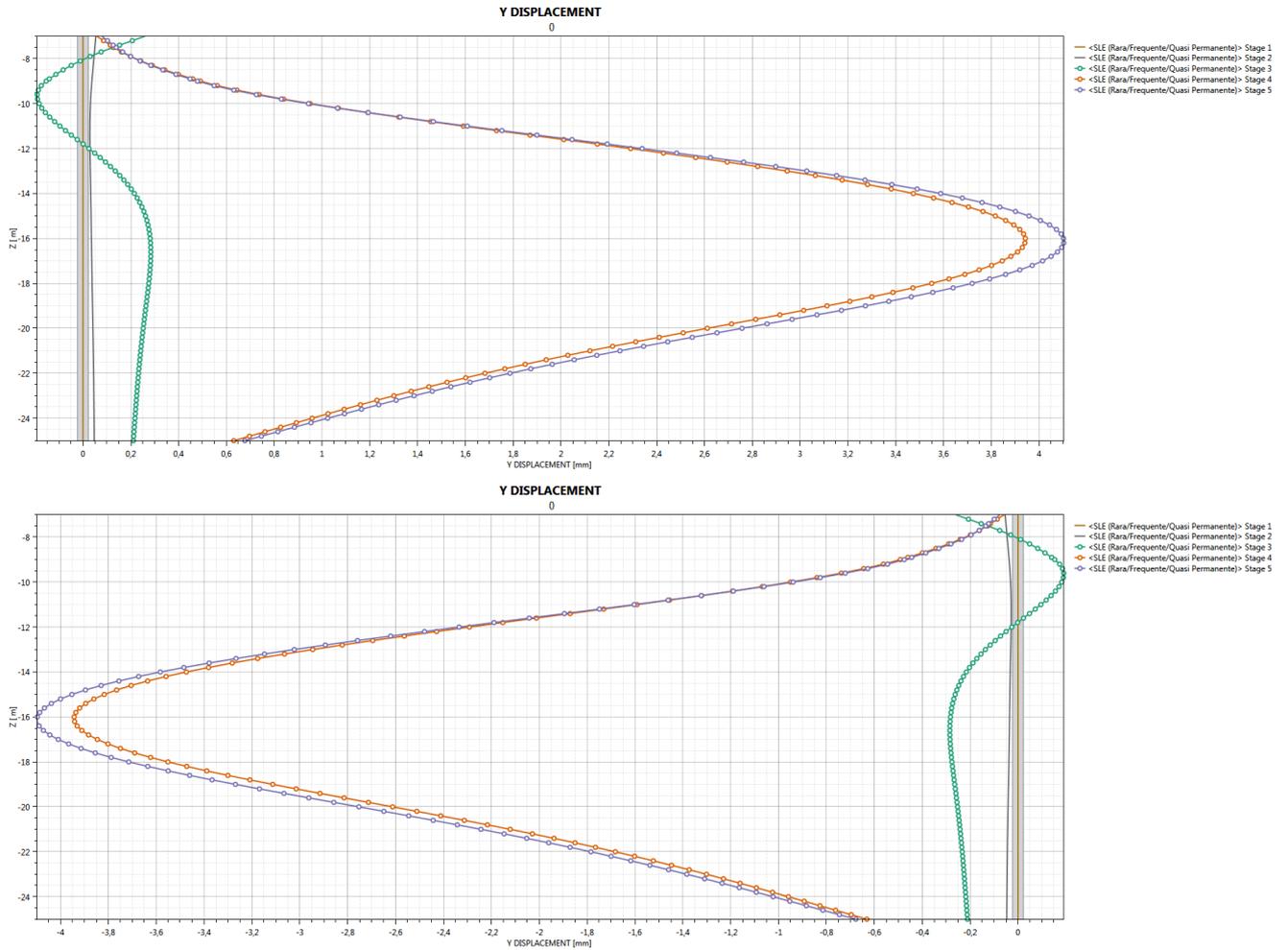


Figura 10.20 –Spostamenti nella combinazione SLE

10.1.1. Sezione tipo M3-M3bis

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica dei pali delle sezioni M3-M3bis. In particolare è stata verificata la sezione M3 alla pk 114+470 circa.

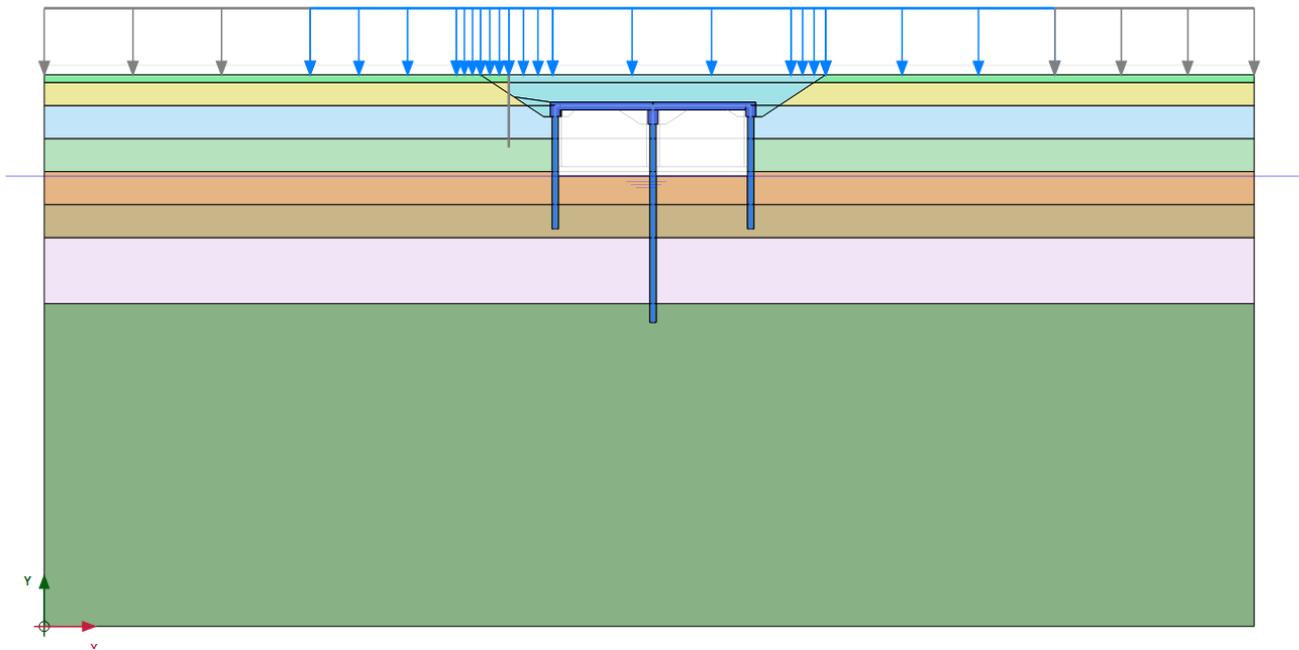


Figura 10.21 –Sezione tipo M3

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 10.1. Il modello costitutivo è il modello Hardening Soil che presenta un modulo di scarico-ricarico maggiore rispetto a quello di carico vergine come indicato in tabella

Tipologia	3 file di Pali $\phi 1200$ passo 1,4m contrastate da un solettone di altezza pari a 1,2m
Distanza tra le file di pali sx-ce/dx-ce	14,7m / 14,7m
Altezza cordoli dx/ce/sx	1m / 2m / 1m
Spessore cordoli sx /ce/dx	1,5m / 1,7m
Altezza di fuori terra pali sx/ce/dx	9m / 8m / 9m
Altezza totale pali sx/ce/dx	15m / 16m
Inclinazione piano campagna sx/dx	- / 3(v)/2(o)
Sovraccarichi permanenti sx/dx	-
Sovraccarichi permanenti soletta	-
Sovraccarichi variabili sx/dx	20 kPa (sovraccarico variabile mezzi/autostrada)
Sovraccarichi variabili ce	20 kPa (sovraccarico variabile mezzi/autostrada)

Tabella 10.5 - - Paratia D: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

Doc. N.

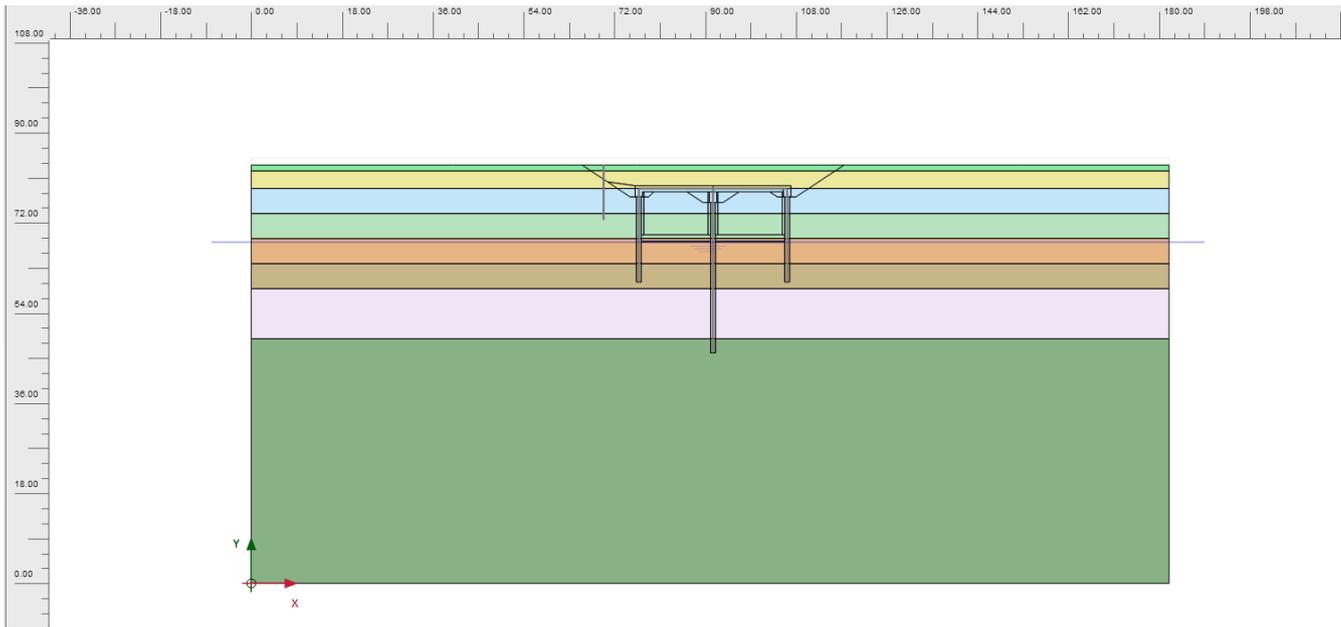
Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001Rev.
AFoglio
118 di 130

La quota di mezzeria soletta è posta a -4,7m da p.c. mentre le quote di testa delle due file di pali laterali sono poste a -6,5m da p.c.; la quota di testa dei pali della fila centrale è posta a -7,55.

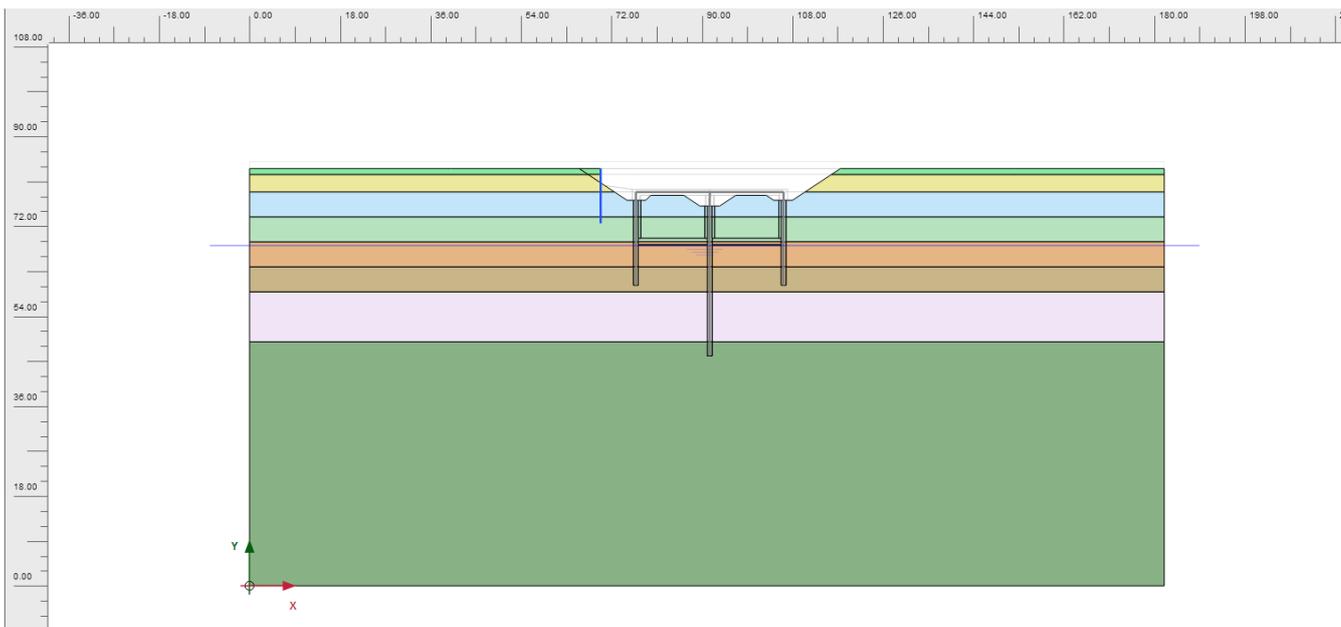
La quota di falda è posta a fondo scavo solettone.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico



Fase 2 – Scavo fino a quota realizzazione pali;



Doc. N.

Progetto
INOR

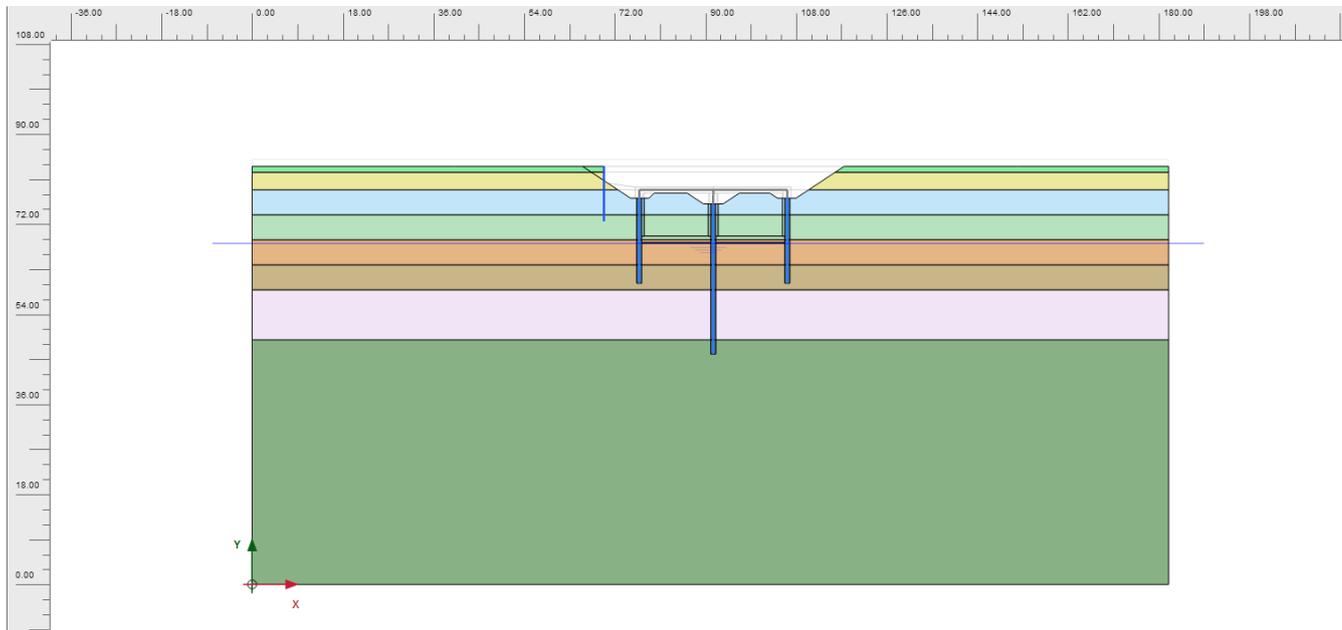
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

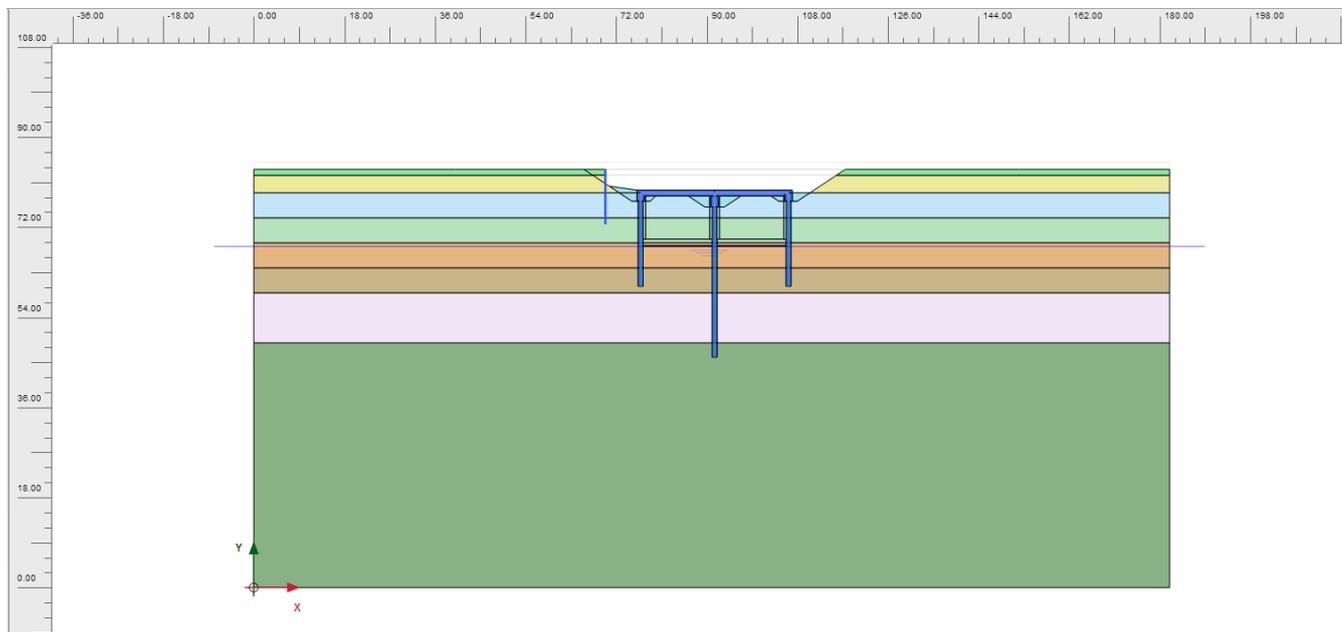
Rev.
A

Foglio
119 di 130

Fase 3 – Realizzazione pali;



Fase 4 – Realizzazione soletta;



Doc. N.

Progetto
INOR

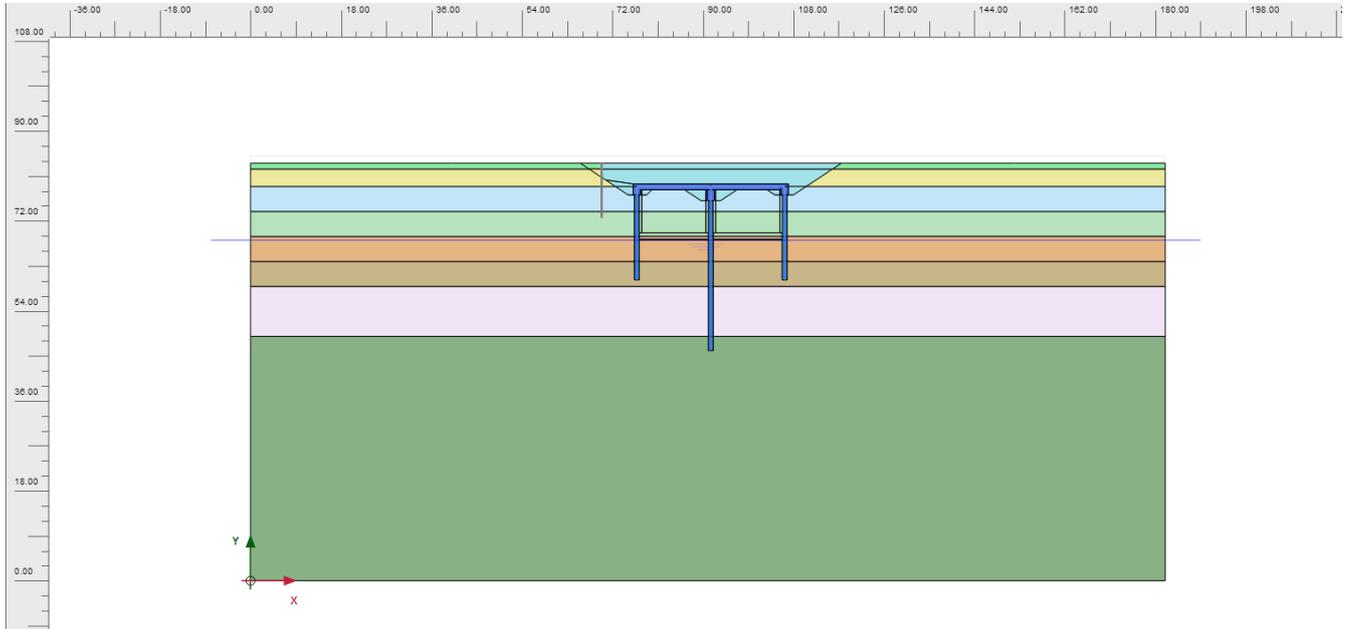
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

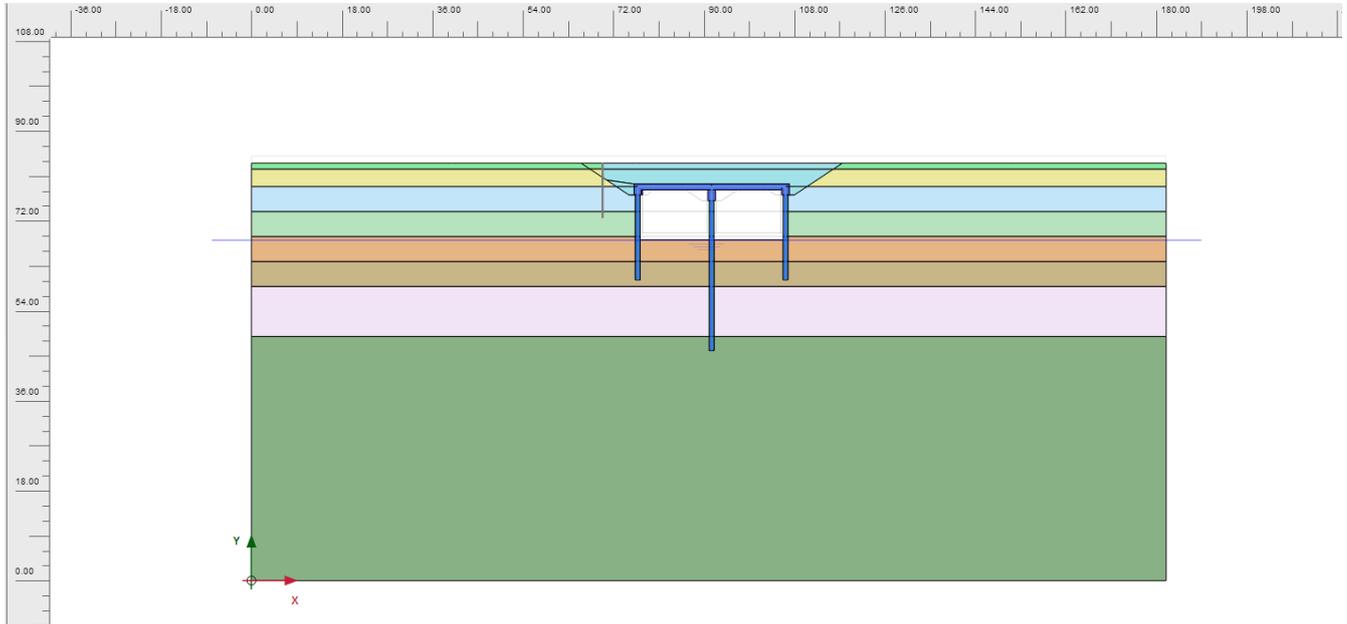
Rev.
A

Foglio
120 di 130

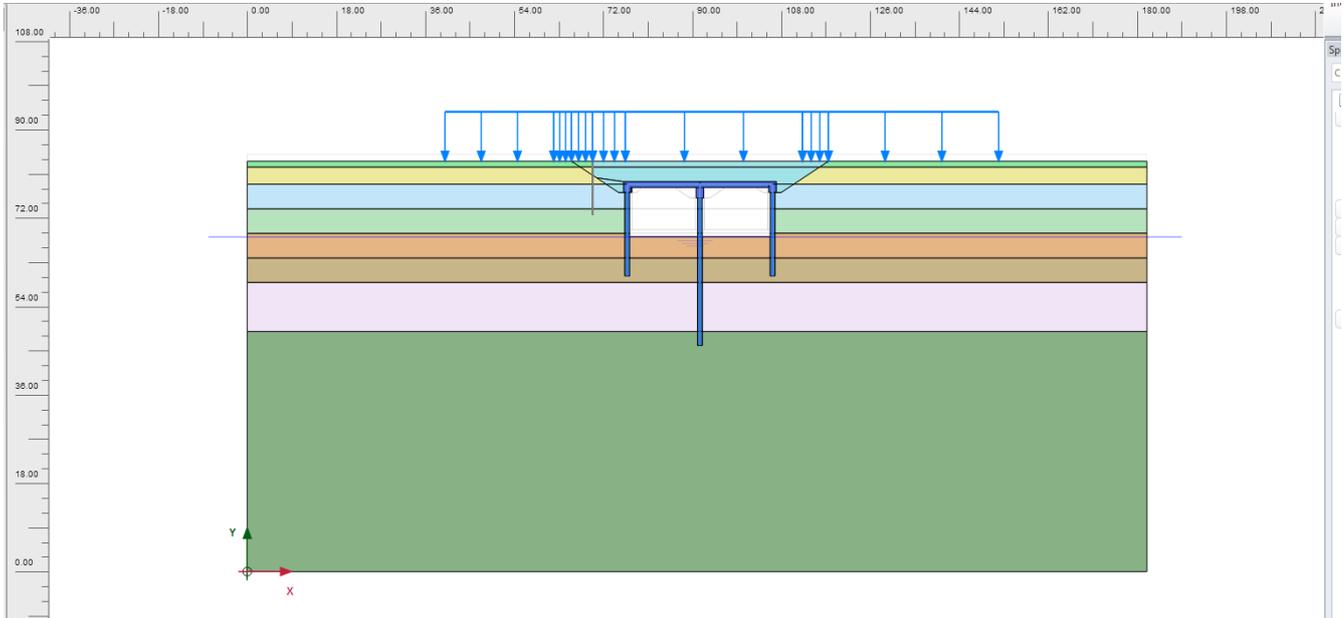
Fase 5 – Applicazione carichi di ritombamento;



Fase 6 – Scavo a foro cieco fino a quota di fondo solettone;



Fase 7 – Applicazione sovraccarichi variabili.



Si riportano di seguito i grafici di involucro del momento flettente in Figura 10.22 e del taglio in Figura 10.23 nella combinazione SLU A1+M1 (da amplificare per 1,35) nelle fase di calcolo . Si riporta il momento flettente nella combinazione SLE-RARA in Figura 10.24. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 10.25. Si fa notare che i valori delle azioni devono essere moltiplicati per 10^3 in quanto la modellazione del palo è fatta per mezzo di elementi terreno con le proprietà del cls e con un beam intermedio che legge le azioni con un modulo elastico fittizio pari a quello del Cls diviso per 10^3 .

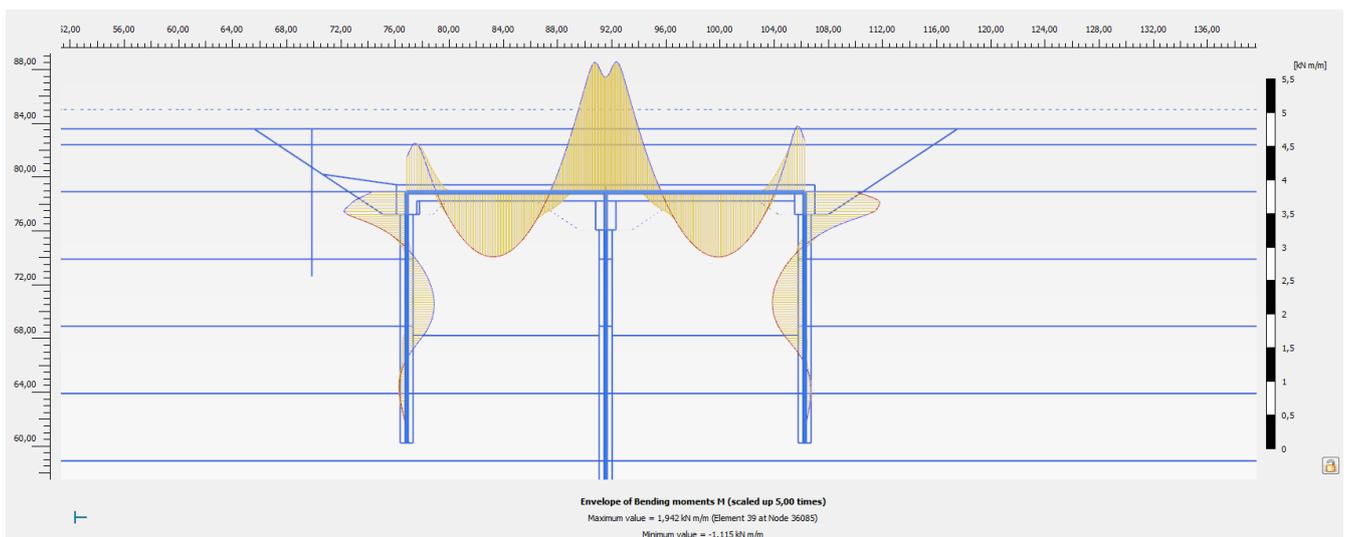


Figura 10.22 – Involucro del momento flettente nella combinazione SLU A1+M1

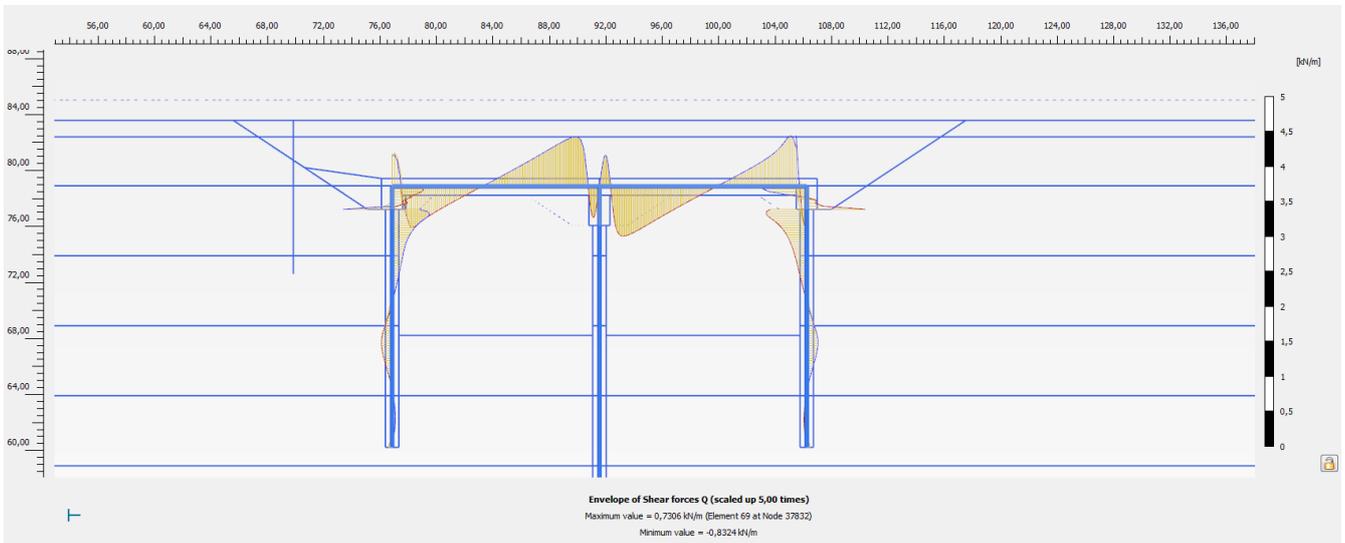


Figura 10.23 - Involuppo del taglio nella combinazione SLU A1+M1

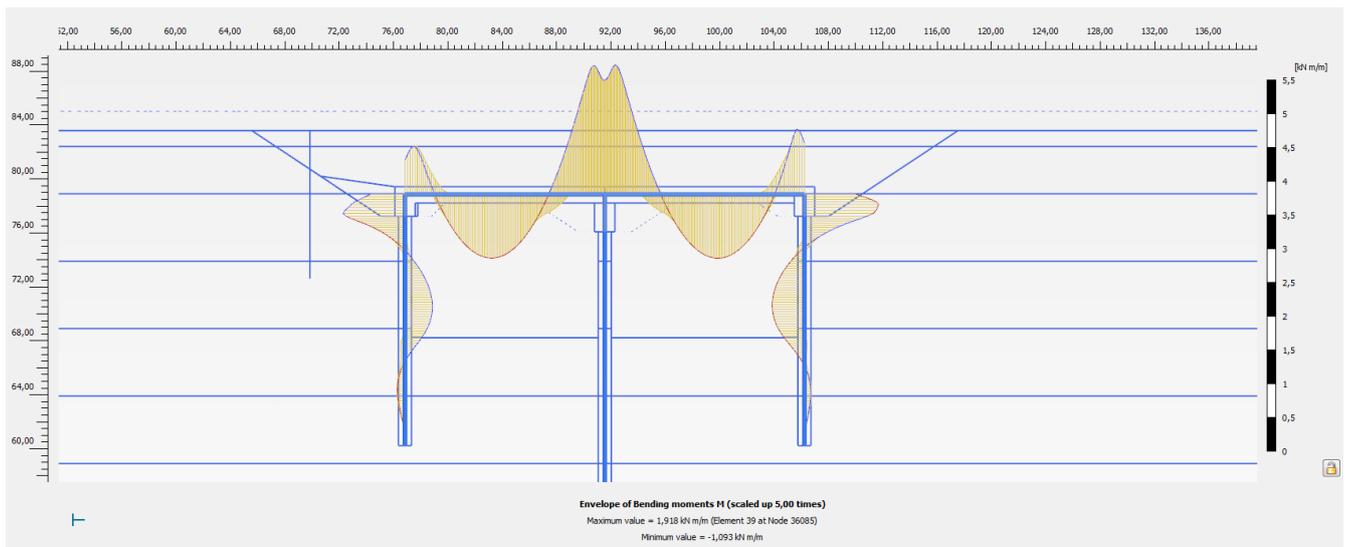


Figura 10.24 – Involuppo del momento flettente nella combinazione SLE-RARA

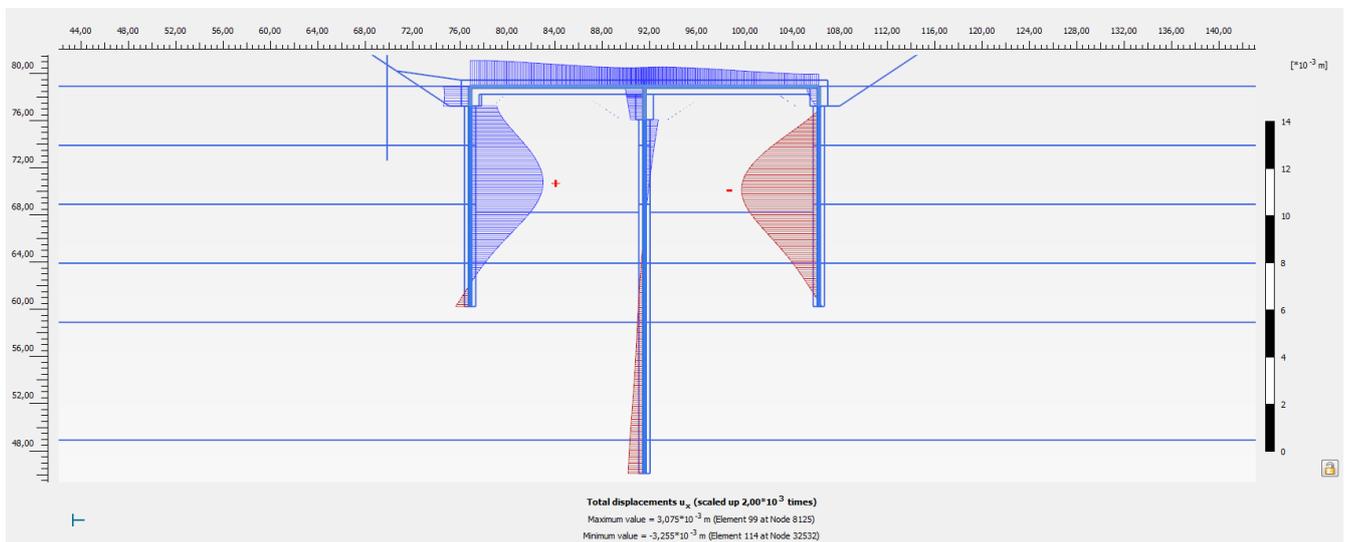


Figura 10.25 –Spostamenti nella combinazione SLE

10.1.1. Sezione tipo M2bis

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica dei pali delle sezioni M3-M3bis. In particolare è stata verificata la sezione M3 alla pk 114+470 circa.

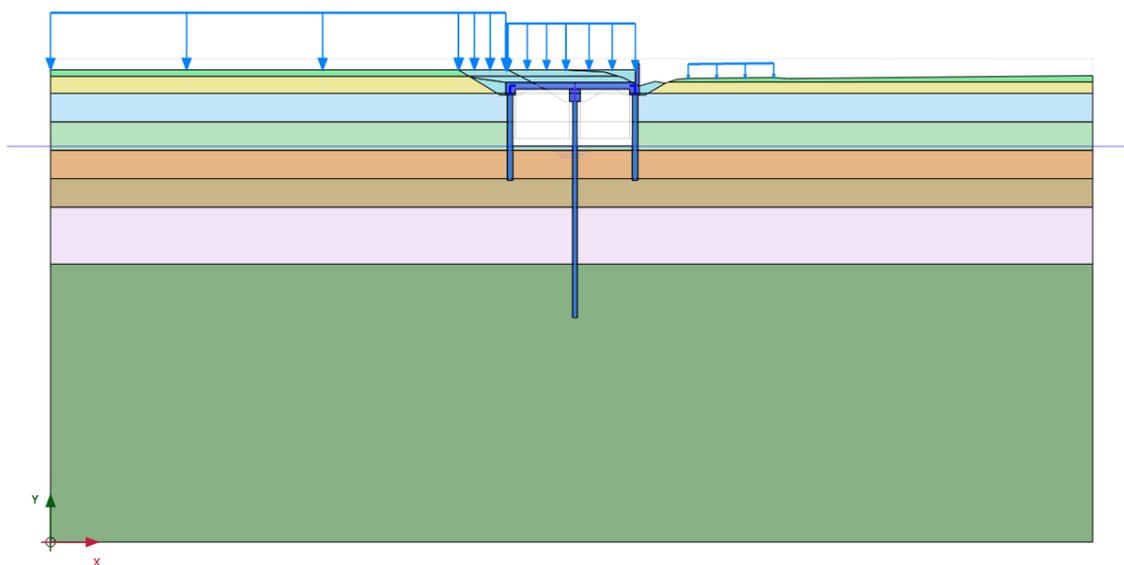


Figura 10.26 –Sezione tipo M2bis

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche i sovraccarichi a tergo mentre i parametri geotecnici utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 10.1.

Tipologia	3 file di Pali $\phi 1200$ passo 1,4m contrastate da un solettone di altezza pari a 1,2m.
Distanza tra le file di pali sx-ce/dx-ce	11,3m / 10,5m
Altezza cordoli dx/ce/sx	1m / 2m / 1m
Spessore cordoli	1,5m
Altezza di fuori terra pali sx/ce/dx	9m / 8m / 9m
Altezza totale pali sx/ce/dx	15m / 30m / 15m
Inclinazione piano campagna sx/dx	- / 3(v)/2(o)
Sovraccarichi permanenti sx/dx	
Sovraccarichi permanenti soletta	2,3m di terreno di ritombamento
Sovraccarichi variabili sx/dx	80kPa (sovraccarico deposito vergelle) / 20 kPa (sovraccarico autostradale)
Sovraccarichi variabili soletta	65 kPa (sovraccarico mezzi Feralpi)

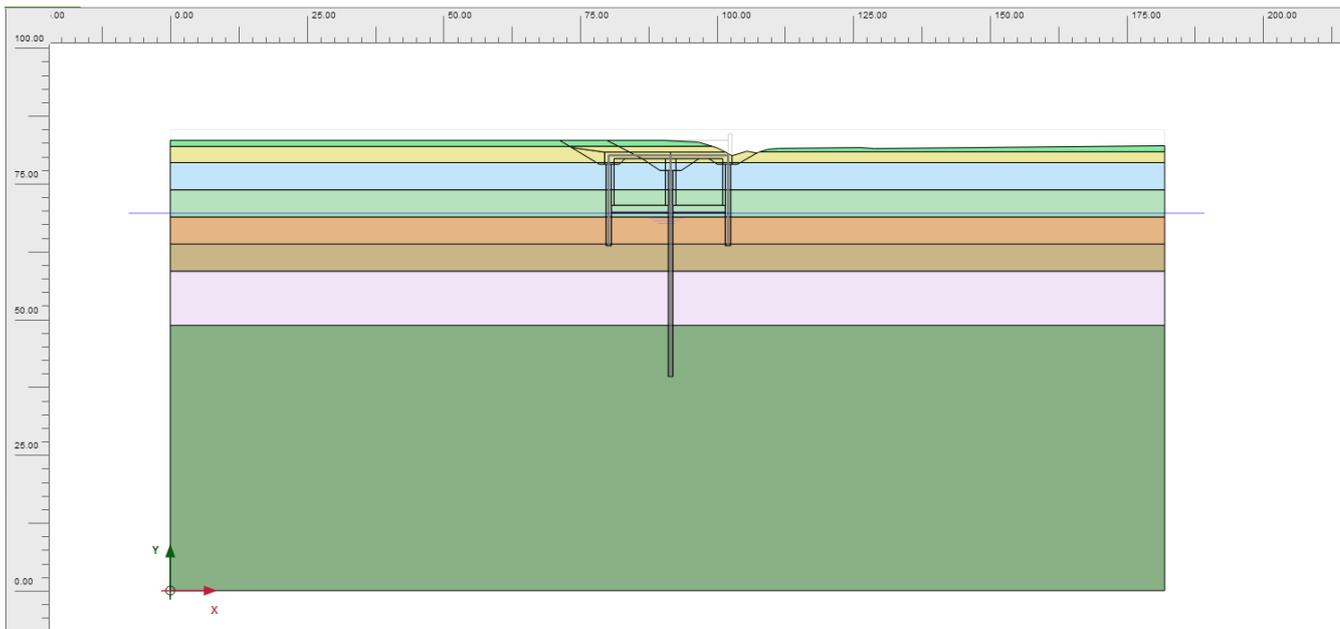
Tabella 10.6 - - Paratia D: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota di mezzeria soletta è posta a -4,7m da p.c. mentre le quote di testa delle due file di pali laterali sono poste a -6,5m da p.c.; la quota di testa dei pali della fila centrale è posta a -7,55m da p.c. .

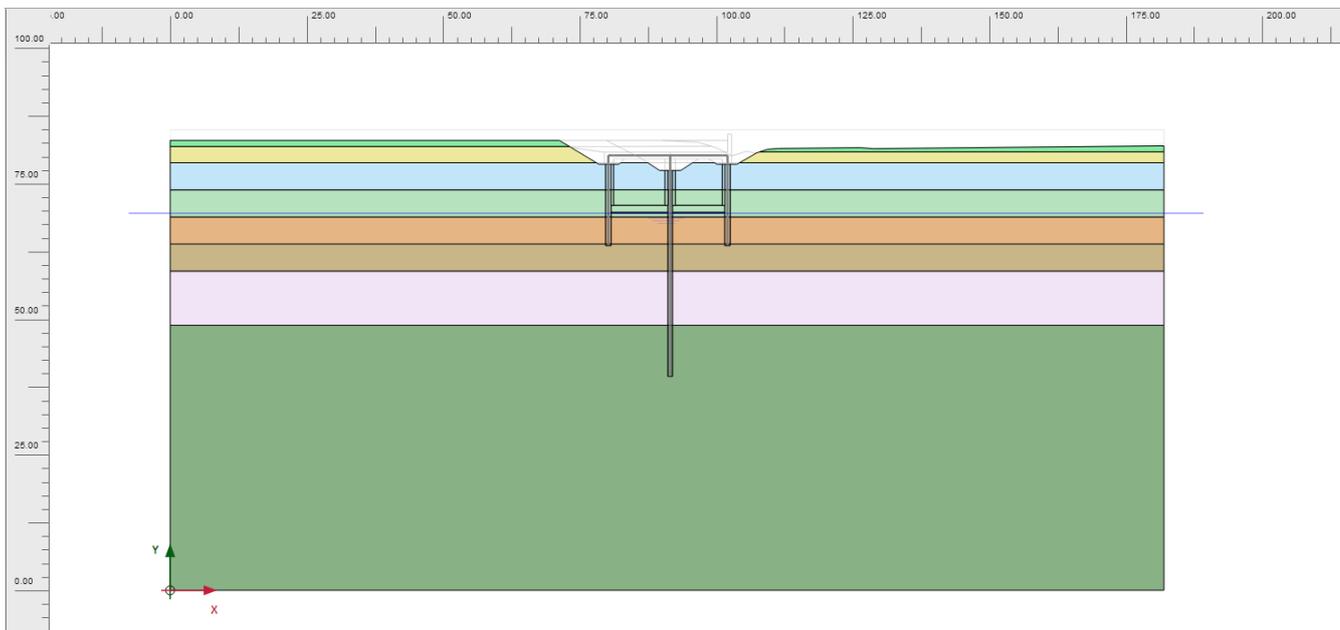
La quota di falda è posta a fondo scavo solettone.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico;



Fase 2 – Scavo fino a quota realizzazione pali;



Doc. N.

Progetto
INOR

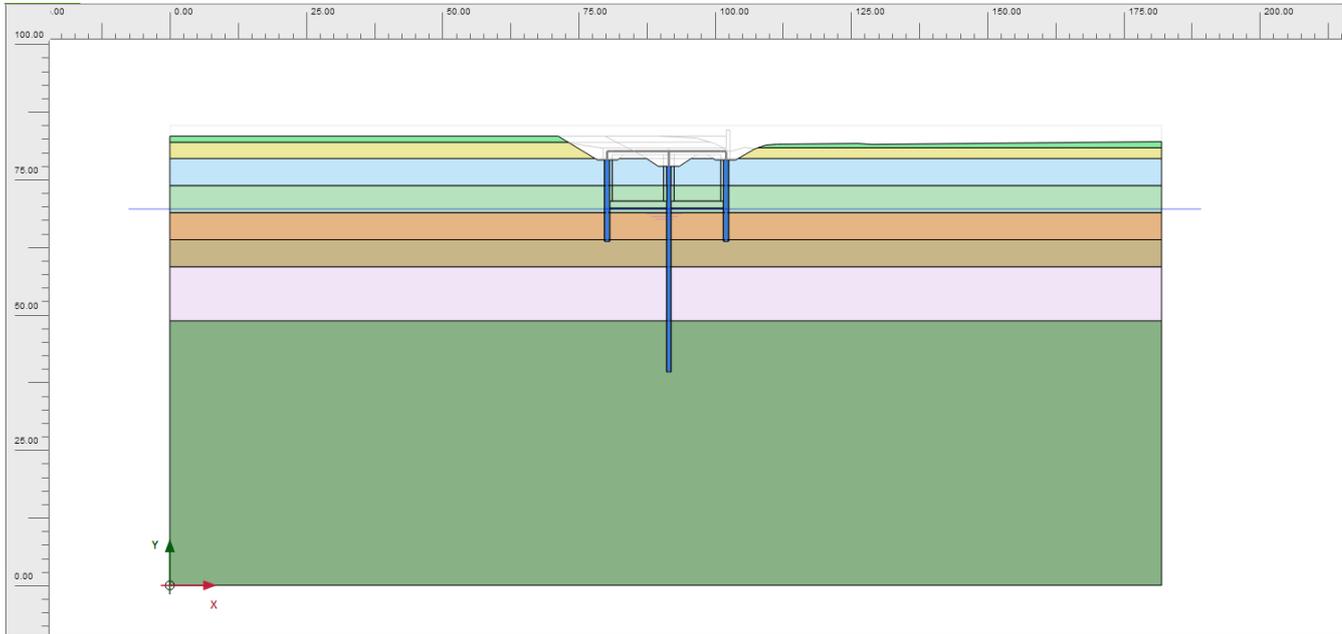
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

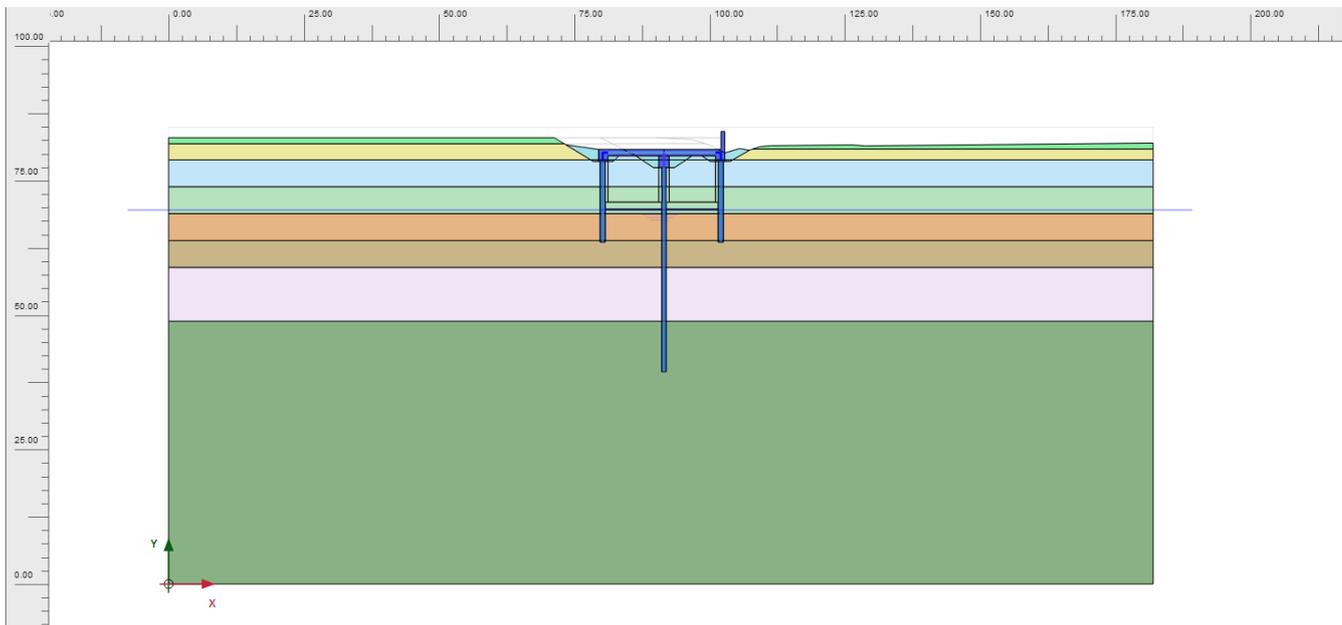
Rev.
A

Foglio
125 di 130

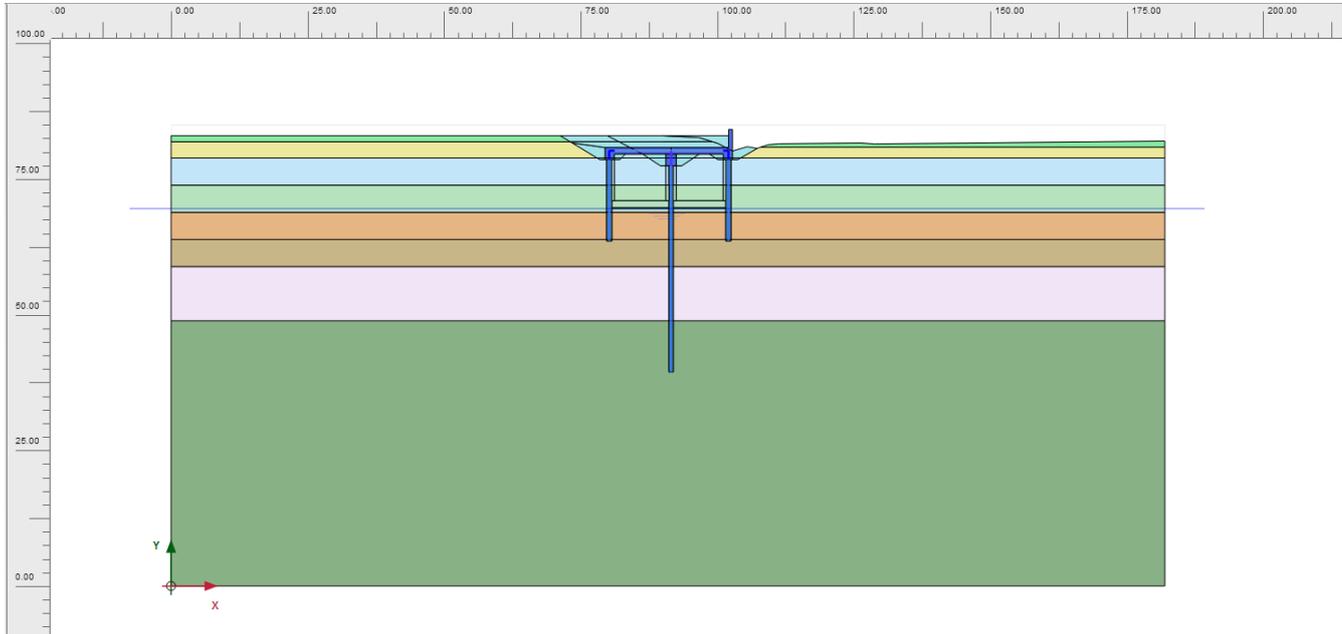
Fase 3 – Realizzazione pali;



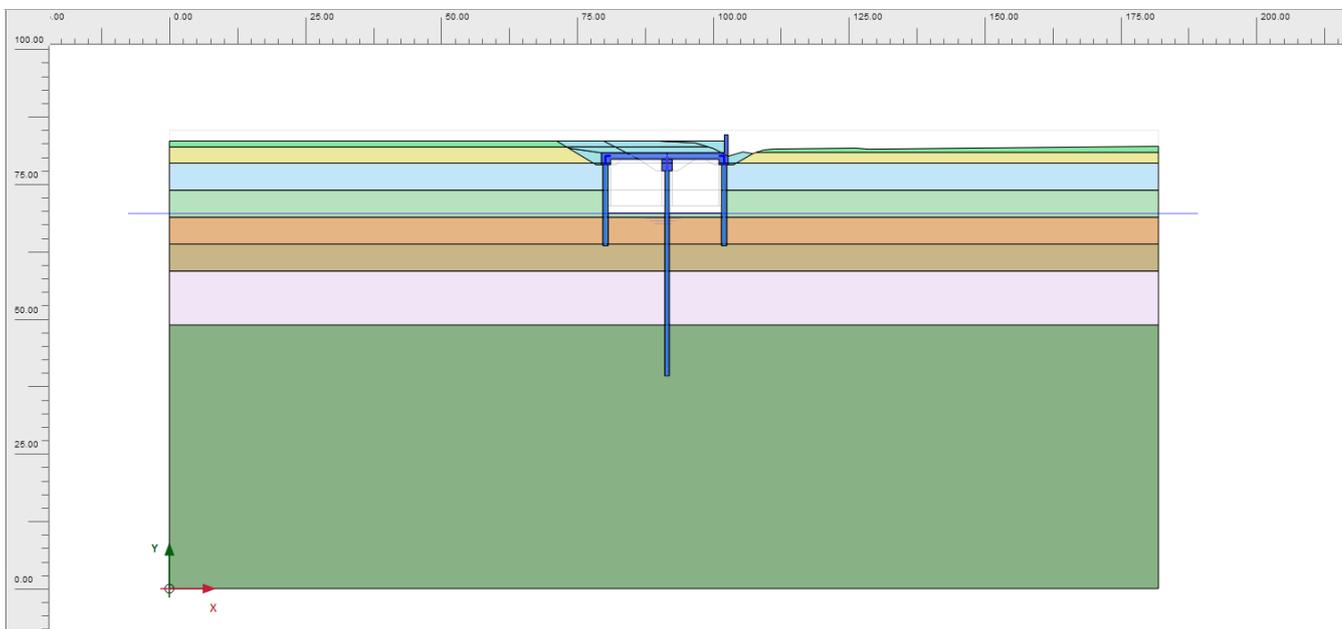
Fase 4 – Realizzazione soletta;



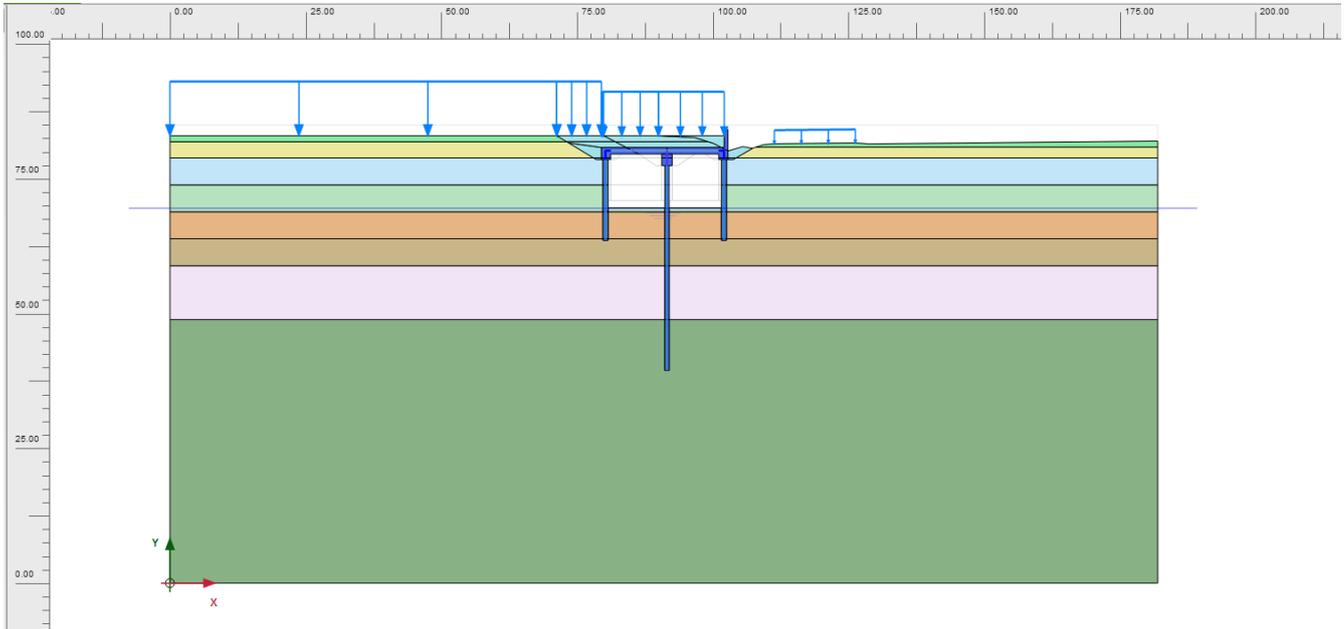
Fase 5 – Applicazione carichi di ritombamento;



Fase 6 – Scavo a foro cieco fino a quota di fondo solettone;



Fase 7 – Applicazione sovraccarichi variabili.



Si riportano di seguito i grafici di involucro del momento flettente in Figura 10.27 e del taglio in Figura 10.28 nella combinazione SLU A1+M1 (da amplificare per 1,35) nelle fase di calcolo . Si riporta il momento flettente nella combinazione SLE-RARA in Figura 10.29. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 10.30. Si fa notare che i valori delle azioni devono essere moltiplicati per 10^3 in quanto la modellazione del palo è fatta per mezzo di elementi terreno con le proprietà del cls e con un beam intermedio che legge le azioni con un modulo elastico fittizio pari a quello del Cls diviso per 10^3 .

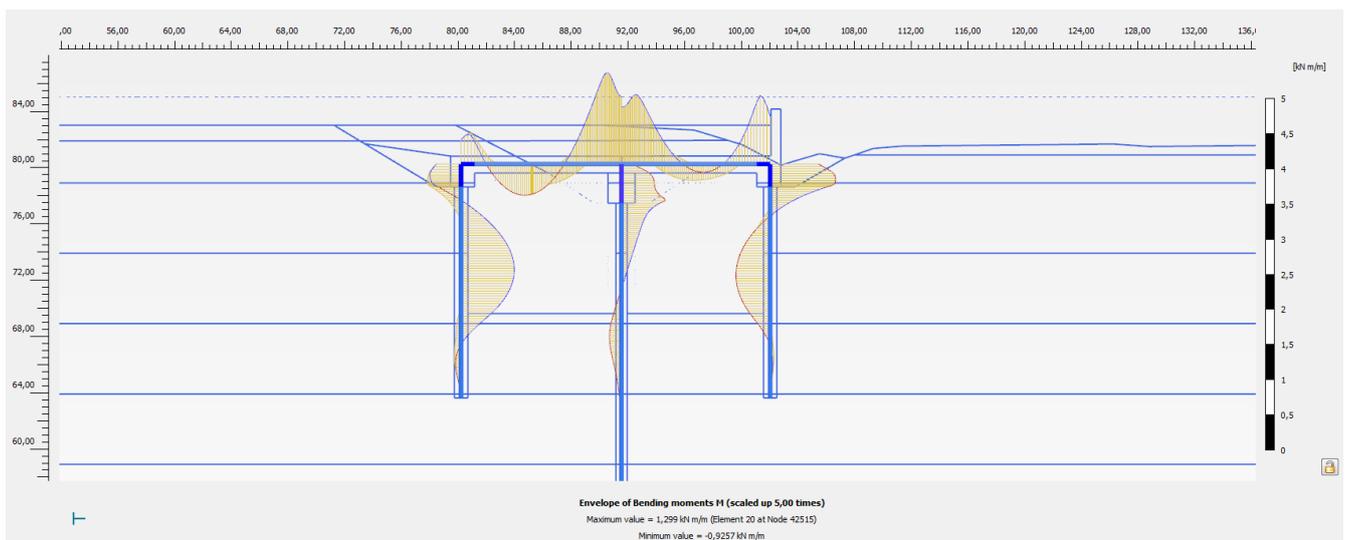


Figura 10.27 – Involucro del momento flettente nella combinazione SLU A1+M1 (da amplificare x 1,35)

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 060 1 001

Rev.
A

Foglio
128 di 130

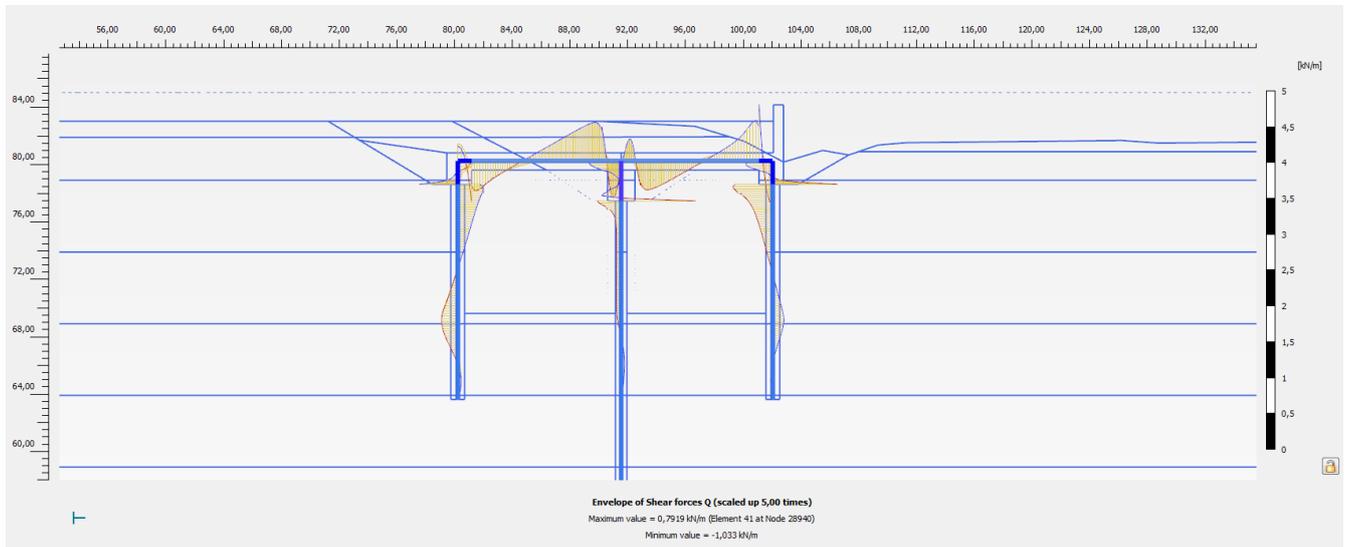


Figura 10.28 - Inviluppo del taglio nella combinazione SLU A1+M1

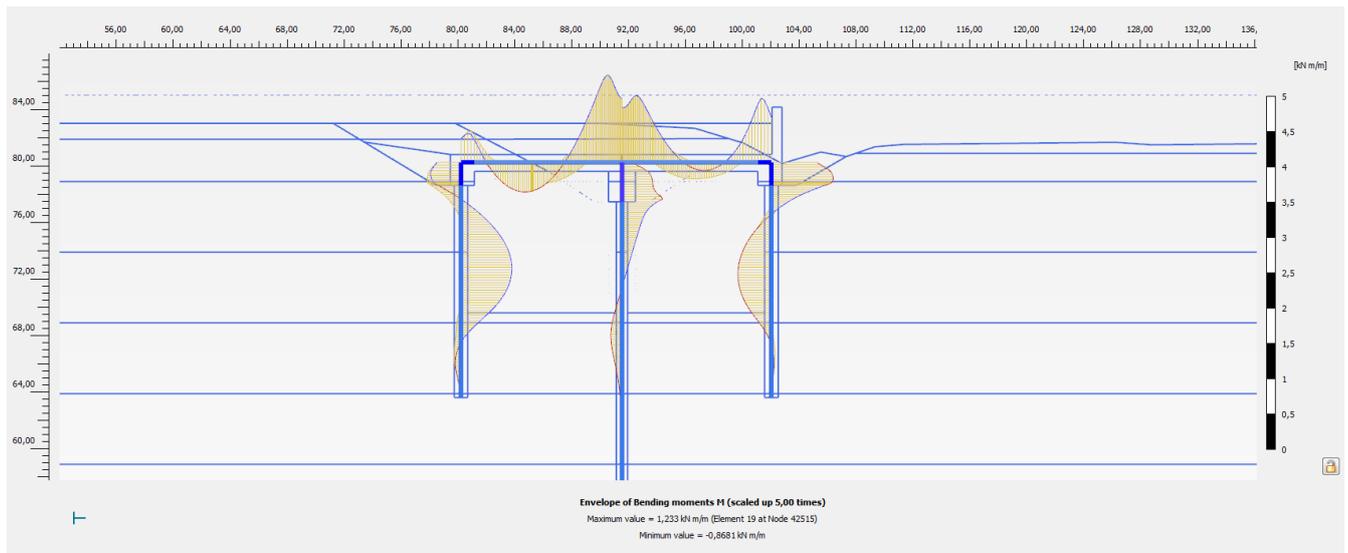


Figura 10.29 – Inviluppo del momento flettente nella combinazione SLE-RARA

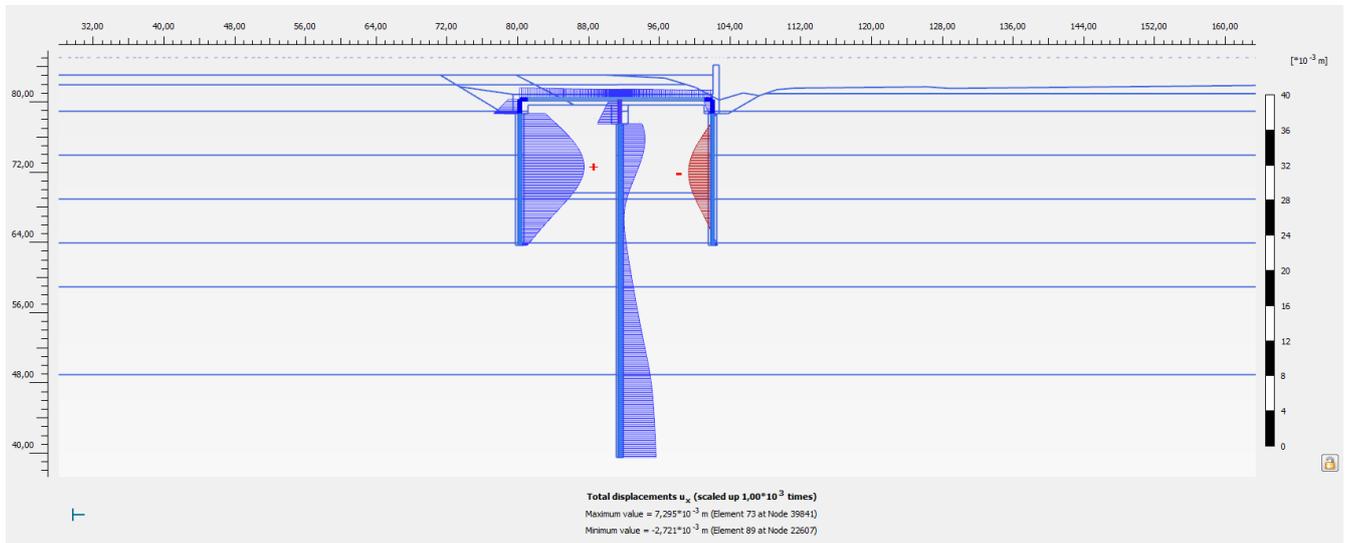


Figura 10.30 –Spostamenti nella combinazione SLE

10.1. Verifiche strutturali e geotecniche

10.1.1. Verifiche strutturali del palo

Le azioni derivanti dai modelli geotecnici in fase provvisoria di scavo presentati nel precedente paragrafo risultano inferiori alle sollecitazioni derivanti dai medesimi modelli strutturali analizzati nel documento “*Relazione di calcolo della galleria*” INOR11EE2CLGA0600001 che tengono in conto di tutte le possibili sollecitazioni e combinazioni derivanti dalla fase definitiva partendo da uno stato di spinta delle terre a riposo.

10.1.1. Verifica della profondità di infissione

La profondità d’infissione delle paratie nel terreno è stata definita in modo da assicurare un idoneo incastro nei confronti delle spinte orizzontali.

Nel calcolo dell’opera effettuato agli Stati Limite Ultimi, l’avvenuta convergenza del calcolo all’ultimo step di calcolo già garantisce di per sé la stabilità dell’opera nei riguardi della deformazione rotazionale della paratia:

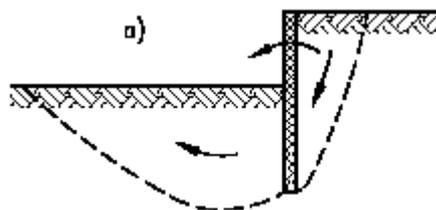


Figura 10.31 - Stato limite di rottura per rotazione di paratie

Si riportano qui di seguito in il valore della spinta effettiva e della spinta passiva disponibile per i vari tratti con riferimento all’ultimo step di calcolo:

	Combinazione	Seff [kN/m]	Spass [kN/m]
M1	SLU A2+M2	1164	1486
M1- carrabile	SLU A2+M2	2801	8612
M4	SLU A2+M2	1451	1911

Tabella 10.7 – Verifica della resistenza passiva Mobilitata.

Per la verifica geotecnica della profondità di infissione della sezione M2bis e della sezione M3 è stata effettuata una analisi del tipo “Safety” in cui sono stati progressivamente ridotti i parametri di resistenza del terreno per andare a individuare il fattore di sicurezza dell’opera.

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo (φ' – c' reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \varphi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

- $c'_{prova} = c' / FS_{prova}$
- $\varphi'_{prova} = \arctan(\tan \varphi' / FS_{prova})$

Tale analisi equivalgono alla verifica SLU (GEO) prevista dalla normativa vigente: combinazione 2 (A2+M2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione drenata che per la resistenza al taglio).

A tale coefficiente si aggiunge il $\gamma_r=1.1$ previsto per le opere di sostegno.

Ne consegue che il coefficiente minimo di normativa è pari a al prodotto dei due coefficienti $\gamma_M \times \gamma_r$ pari a 1,375.

In entrambe le analisi il fattore di sicurezza è risultato essere maggiore di tale valore.

	Combinazione	Fs	Fs minimo
M3	SLU A2+M2	1,705	1,375
M2bis	SLU A2+M2	1,429	1,375

Tabella 10.8 – Verifica SLU-GEO Plaxis.