

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 NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05)**

**PK 120+772.00**

**Relazione di calcolo opere provvisionali**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio <b>Cepav due</b> Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. Taranta) Data: <u>06 OTT 2018</u>	Valido per costruzione Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	G I 0 5 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE					
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data
A	Emissione	<i>LUCIA</i>	22/09/18	<i>MERLINI</i>	22/09/18
B					
C					

CIG. 751447334A

File: INOR11EE2CLGI0500001A.doc

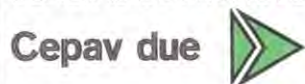


Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A. ALBA s.r.l.

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

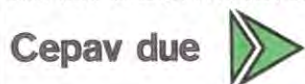
Rev.  
A

Foglio  
2 di 102

## 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> .....	7
1.3.2.	<i>Bibliografia</i> .....	7
1.3.3.	<i>Specifiche Tecniche di Riferimento</i> .....	8
2.	DESCRIZIONE DELLE OPERE E FASI ESECUTIVE .....	9
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	12
4.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO .....	14
4.1.	IMBOCCO LATO VERONA .....	17
4.1.1.	<i>Definizione della stratigrafia di riferimento</i> .....	18
4.1.2.	<i>Andamento della falda</i> .....	18
4.1.3.	<i>Valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici</i> .....	19
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI .....	20
6.	SOFTWARE DI CALCOLO.....	22
7.	STATI LIMITE .....	26
7.1.	AZIONI .....	26
7.2.	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SOSTEGNO.....	26
7.3.	ANALISI DI STABILITÀ DEI VERSANTI .....	29
8.	OPERE DI IMBOCCO.....	32
8.1.	MODELLAZIONE STRATIGRAFICA, GEOTECNICA E CARICHI DELLE DIVERSE TRATTE.....	37
8.2.	GEOMETRIA MODELLI DI CALCOLO E AZIONI RISULTANTI.....	40
8.2.1.	<i>Tratte di Imbocco A-L1</i> .....	40
8.2.2.	<i>Tratta B adiacente all'imbocco canna dispari</i> .....	45
8.2.3.	<i>Tratta C</i> .....	49
8.2.4.	<i>Tratta II</i> .....	53

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
3 di 102

8.2.1.	Tratta I2.....	58
8.2.2.	Tratta L2.....	62
8.2.3.	Tratta M1.....	67
8.2.4.	Tratta M2.....	71
8.3.	VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE .....	75
8.3.1.	Verifiche strutturali del palo .....	75
8.3.2.	Verifiche strutturali sui tiranti.....	81
8.3.3.	Verifiche geotecniche sui tiranti.....	84
8.3.4.	Verifiche strutturali sulla trave di ripartizione dei tiranti.....	87
8.3.5.	Verifica della profondità di infissione .....	90
8.3.6.	Verifica di stabilità globale .....	91
9.	ANALISI DI STABILITÀ DEI VERSANTI DI SCAVO .....	98

## 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 dell'imbocco lato Verona (GI05) della galleria naturale Lonato prevista nell'ambito del progetto della linea A.V. – A.C. Torino – Venezia lungo la tratta Milano – Verona.

La galleria artificiale Lonato Est si articola secondo due canne distinte: l'asse dispari è compreso tra le progressive 120+590 e 121+944 (lunghezza 1354 m) mentre l'asse pari si estende tra 120+772 e 122+128 (lunghezza 1356 m). Essa costituisce il tratto approccio, sul lato est, alla omonima galleria naturale (GN02) e si sviluppa secondo un tracciato che tende ad affiancarsi all'autostrada A4 Milano–Venezia. Le due canne della galleria presentano il massimo distanziamento in corrispondenza dell'imbocco del tratto in naturale, mentre sono affiancate sull'uscita est. Il tracciato presenta quasi ovunque una sezione trasversale scatolare monocanna a singolo binario, tranne nella zona immediatamente a ridosso dell'imbocco in galleria naturale e nella zona in prossimità dell'ingresso lato est, dove le due canne a sezione scatolare si toccano in modo da costituire una sezione scatolare a doppio binario con setto centrale.

### 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.

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
5 di 102

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.

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.

**1.3. Documenti di riferimento**

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

**GI05 - GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA PK 120+772.00**

CODICE										DESCRIZIONE	
INOR	11	E	E2	R	O	GI	05	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Relazione di confronto PD/PE
INOR	11	E	E2	R	O	GI	05	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Relazione generale
INOR	11	E	E2	C	L	GI	05	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Relazione di calcolo opere provvisionali
INOR	11	E	E2	C	L	GI	05	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Relazione di calcolo opere provvisionali - allegati numerici
INOR	11	E	E2	R	O	GI	05	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Relazione monitoraggio opere all'aperto
INOR	11	E	E2	P	9	GI	05	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Scavi - Interventi di consolidamento della zona d'imbocco
INOR	11	E	E2	P	9	GI	05	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Scavi - Planimetria
INOR	11	E	E2	F	9	GI	05	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Scavi - Profili longitudinali
INOR	11	E	E2	W	9	GI	05	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Scavi - Sezioni trasversali
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	05	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Scavi - Planimetria, sezioni, armatura pista di cantiere
INOR	11	E	E2	P	9	GI	05	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Sviluppata paratia di imbocco tratte A, B, C
INOR	11	E	E2	P	9	GI	05	0	0	004	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Sviluppata paratia di imbocco tratte M, L, I1
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	05	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Particolari costruttivi paratie
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	05	0	0	004	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Armatura pali paratie (Tav. 1/2)
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	05	0	0	005	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Armatura pali paratie (Tav. 2/2)
INOR	11	E	E2	P	Z	GI	05	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Planimetria e sezioni monitoraggio paratie e scavi
INOR	11	E	E2	P	9	GI	05	0	0	005	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Sistemazione Definitiva - Planimetria
INOR	11	E	E2	F	9	GI	05	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Sistemazione Definitiva - Profili longitudinali
INOR	11	E	E2	W	9	GI	05	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Sistemazione Definitiva - Sezioni trasversali
INOR	11	E	E2	4	T	GI	05	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Tabella materiali
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	05	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Scavi - Protezione sbancamenti - Sezioni e particolari
INOR	11	E	E2	B	B	GI	05	0	0	001	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Dima di imbocco e solettone di spinta - Carpenteria 1/2
INOR	11	E	E2	B	B	GI	05	0	0	002	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Dima di imbocco e solettone di spinta - Carpenteria 2/2
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	05	0	0	006	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Dima di imbocco e solettone di spinta - Armatura 1/3
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	05	0	0	007	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Dima di imbocco e solettone di spinta - Armatura 2/3
INOR	11	E	E2	B	Z	GI	05	0	0	009	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Dima di imbocco e solettone di spinta - Armatura 3/3



INOR	11	E	E2	C	L	GI	05	0	0	003	GALLERIA NATURALE LONATO IMBOCCO LATO VERONA (GI05) - PK 120+772.00 - Relazione di calcolo dima di imbocco
------	----	---	----	---	---	----	----	---	---	-----	---

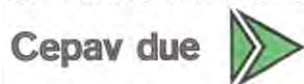
### 1.3.1. Normative e raccomandazioni

- **Legge 05.11.1971 n. 1086** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **D.P.R. n. 380/2001** e s.m.i. "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- **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"
- **UNI EN 1992-1-1 novembre 2005 (EC2)** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici"
- **UNI EN 1992-1-2 aprile 2005 (EC2 "Progettazione strutturale contro l'incendio")** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio"
- **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. 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
- **ACI 440.1 R-06**, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars
- **CNR-DT 203/2006**, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars

### 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.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
8 di 102

- 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;
- 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;
- **“Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008”** rev. 01 del 26.01.2017 – ITALFERR U.O. Gallerie



## 2. DESCRIZIONE DELLE OPERE E FASI ESECUTIVE

Nelle planimetrie in Figura 2.1 e Figura 2.2 si presentano le opere necessarie per il raggiungimento dei piani di scavo per la realizzazione della galleria artificiale Lonato Est nella zona che va dall'imbocco fino alla progressiva 121+100. Le opere provvisorie che vanno dall'imbocco fino alla pk 121+812 BP e 6+671 BD circa sono oggetto della WBS GI05. Le opere provvisorie oltre queste progressive sono parte della WBS GA07.

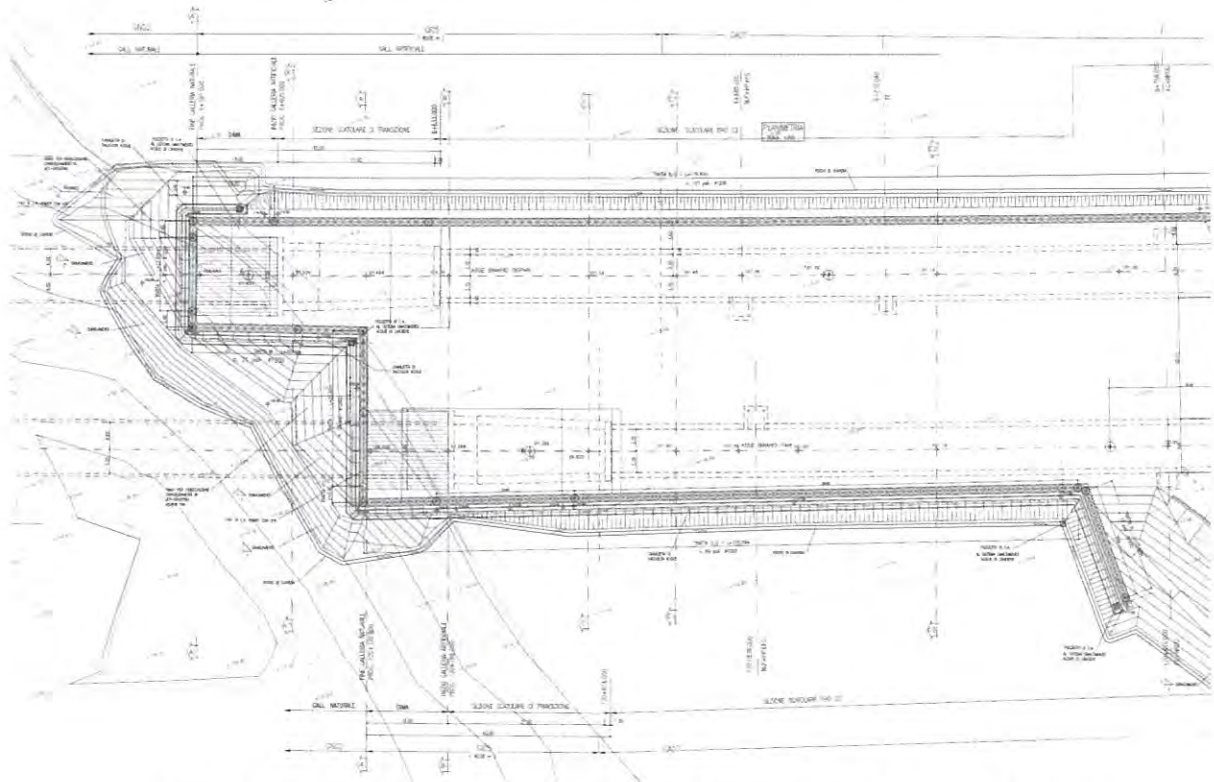


Figura 2.1 – Planimetria di scavo imbocco lato Verona galleria artificiale Lonato

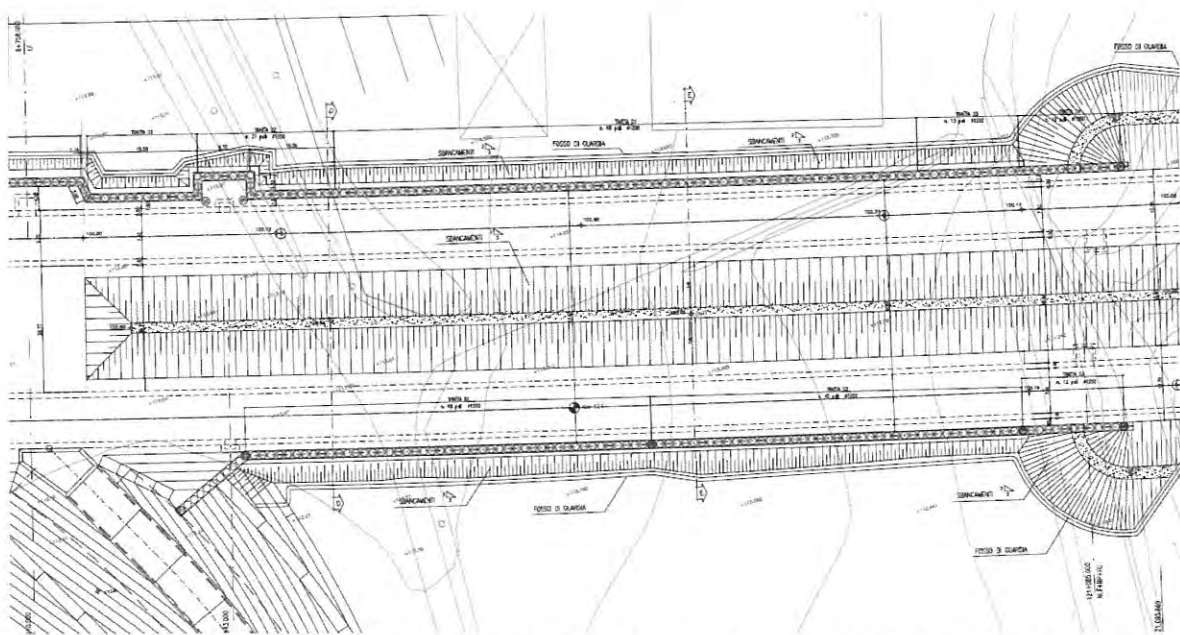


Figura 2.2 – Planimetria di scavo delle opere provvisorie in corrispondenza dell'azienda Serraglio

Le opere ricadenti nella WBS GI05 sono:

- opere di scavo a tergo degli imbocchi;
- consolidamenti in jet-grouting a tergo paratie per entrambe le canne;
- opere di sostegno degli scavi canna dispari dalla progressiva d'imbocco fino a progressiva 6+671 (L=80 m);
- opere di sostegno degli scavi canna pari dalla progressiva d'imbocco fino alla progressiva 120+812 (L=40m);
- rampa di accesso al piazzale;
- dima di imbocco;
- solettone di appoggio per la partenza della fresa;
- struttura di spinta.

Le opere di sostegno degli scavi necessarie per il raggiungimento dei piani di imposta delle opere ricadenti nell'area della WBS GI05 saranno costituite da paratie di pali di grande diametro  $\phi 1200$  mm a passo 1,4 m di lunghezza variabile da 30 m a 7 m contrastate principalmente con 1, 2 o 3 ordini di tiranti a 4 o 5 trefoli.

Nella zona a tergo dell'imbocco della galleria naturale sono previsti degli scavi di pendenza 1/1 protetti con uno strato di 10 cm di spritz-beton armato con rete e barre in acciaio di lunghezza 6m disposte a maglia quadrata di lato 2m per il raggiungimento del quota necessaria alla realizzazione del piano da cui eseguire l'intervento in jet-grouting. Lo scavo successivo, necessario per il raggiungimento della quota di testa dei pali, avrà pendenza 3(o)/2(v).

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

- 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.

In corrispondenza della zona di uscita della fresa verrà realizzato un tampone in jet grouting a tergo delle paratie costituito da colonne  $\phi 1200$  mm con maglia 80cmx80cm di lunghezza massima 16 m fino a circa 11 m di distanza dall'imbocco. In tale zona verrà realizzato un tirante sulla trave di testa per evitare interferenze con lo scavo della galleria naturale e le armature dei pali saranno costituite da barre in vetroresina al fine di agevolare l'uscita della fresa.

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

- 1) preparazione del piano di lavoro per l'esecuzione del tampone in jet grouting ed esecuzione dello stesso;
- 2) esecuzione della perforazione a vuoto dei pali dal piano di esecuzione del jet, fino al raggiungimento della quota di testa di progetto a cui segue la perforazione e l'esecuzione del palo;
- 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;
- 6) scavo di sbancamento fino alla quota di fondo scavo finale.

In corrispondenza dell'imbocco è prevista una rampa di accesso al piazzale di imbocco la cui sezione tipologica prevede delle scarpate provvisorie di pendenza 3(o)/2(v) ed un muro ad U provvisorio di larghezza interna pari a 6,5m e con pareti di altezza pari a 0.5 m.

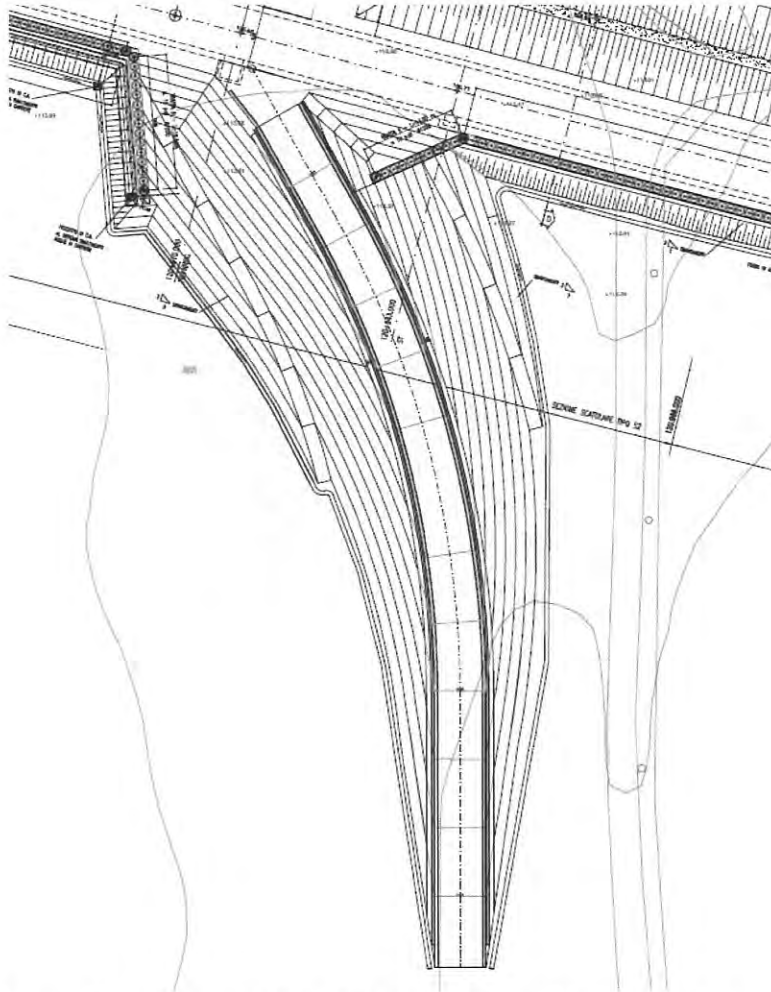


Figura 2.3 – Planimetria della rampa di accesso e sezione tipologica muri ad U

### 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.

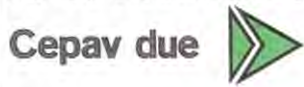
Lo schema dei rapporti stratigrafici che segue, schematizzato nella Figura 3.1, sintetizza la distribuzione dei diversi depositi attraversati dallo scavo della Galleria di Lonato.



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 GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
13 di 102

- 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 nelle campagne 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.



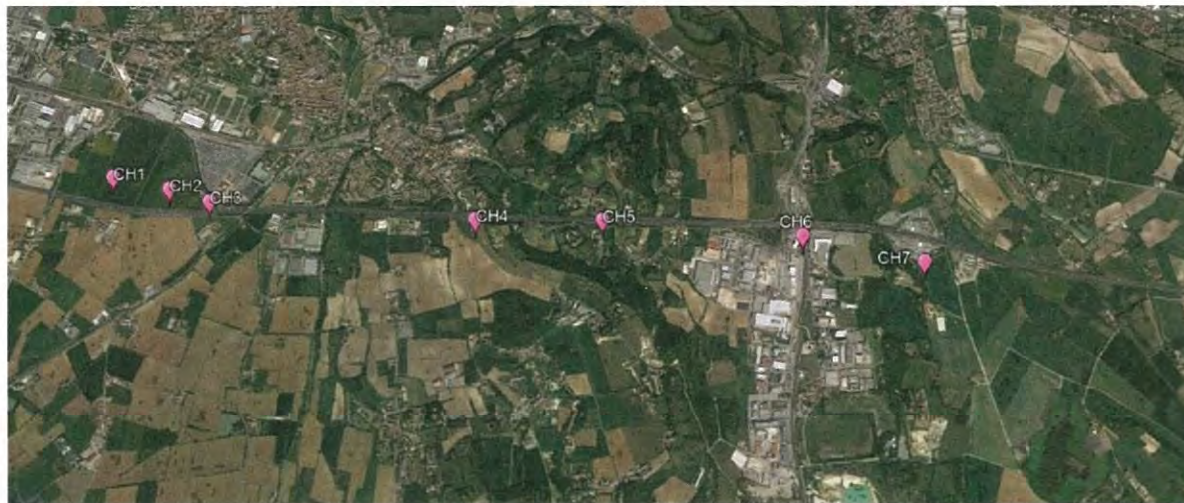


Figura 4.1 – Campagna geognostica integrativa 2017 per la progettazione esecutiva; ubicazione delle coppie di fori di indagine.

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 Est utilizzati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.

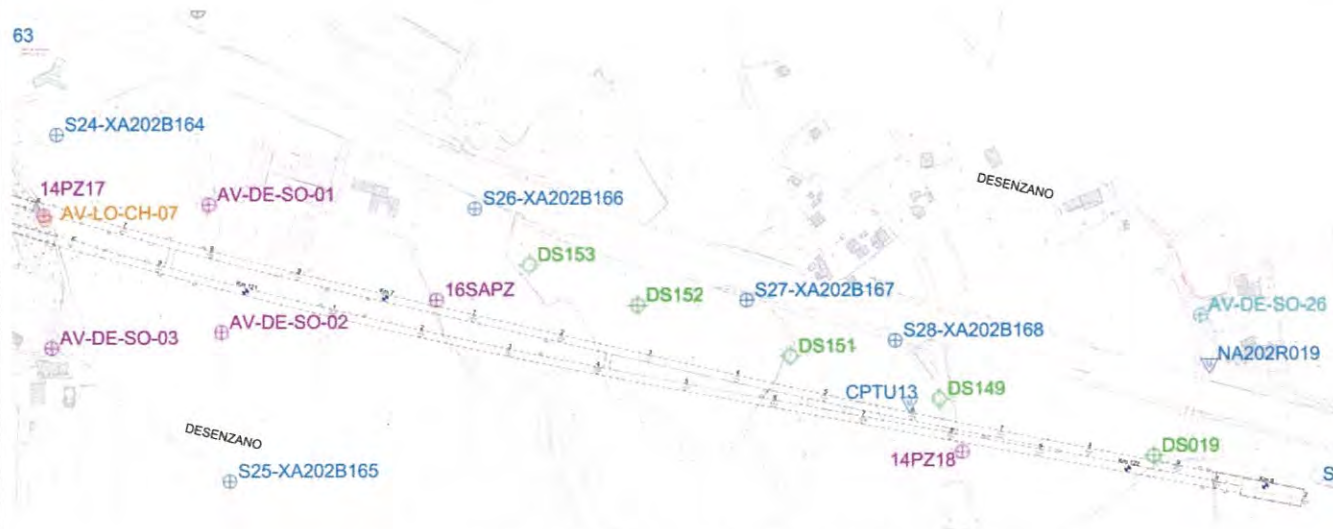


Figura 4.2- Sondaggi nella zona della galleria artificiale Lonato Est

#### 4.1. Imbocco Lato Verona

Nella zona interessata dalle opere di imbocco lato Verona delle due canne della galleria sono disponibili 4 sondaggi le cui caratteristiche sono riepilogate nella seguente tabella.

Indagini geostatiche Imbocco lato Verona Galleria Naturale						
Denominazione sondaggio	Campagna	PK [km]	Quota boccaforo [m s.l.m.]	Lunghezza sondaggio [m]	Distanza asse galleria [m]	Prove / strumentazione installata
DS158	1992-1993	120+730	134.8	30.0	65 S	SPT
S24-XA202B164	2000-2002	120+752	116.8	25.0	85 N	piezometro TA (14 m - 17 m), Lefranc, SPT
14PZ17	2014-2015	120+760	115.0	40.0	5S	SPT, piezometro
AV-LO-CH-07	2017	120+780	114.4	35.0	in asse	SPT, cross-hole

**Tabella 4.6 – Galleria Lonato, imbocco lato Verona, sondaggi disponibili per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere.**

#### 4.1.1. Definizione della stratigrafia di riferimento

Sulla base dell'esame delle stratigrafie dei 4 sondaggi disponibili (DS158, S24-XA202B164, 14PZ17 e AV-LO-CH-07), nella seguente tabella è riportata la stratigrafia di riferimento adottata per la progettazione esecutiva delle opere.

Profondità da piano campagna (m)	Descrizione stratigrafica
0 – 1.5	Sabbia fine limosa e/o sabbia fine e limo.
1.5 – 5.0	Ghiaia e sabbia ciottolosa debolmente limosa con presenza di clasti poco alterati di calcare, siltite, porfido, quarzite, gneiss.
5.0 – 15.0	Ghiaia e sabbia, localmente sabbia e ghiaia da debolmente limosa a limosa, ciottolosa con presenza di clasti.
Da 15 m fino alle massime profondità di interesse	Sabbia e ghiaia, localmente ghiaia e sabbia da con ciottoli a ciottolosa, limosa con presenza di clasti poco alterati.

**Tabella 4.7 – Galleria Lonato, area relativa all'imbocco lato Verona delle due canne della galleria naturale Lonato, stratigrafia di riferimento.**

#### 4.1.2. Andamento della falda

In corrispondenza della zona di imbocco lato Verona, tutte le letture piezometriche condotte sui piezometri installati in prossimità di tale zona mostrano come la falda sia situata al di sotto delle quote di fondo scavo previste e, conseguentemente, cautelativamente, la falda sarà assunta coincidente con la quota di fondo scavo.

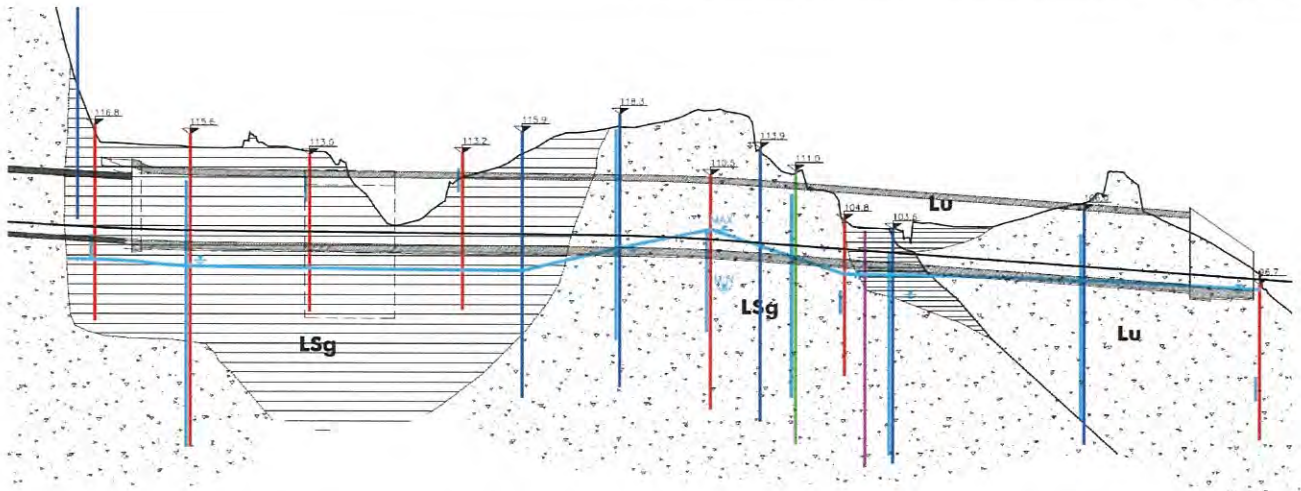


Figura 4.3 – Zona di imbocco galleria Lonato lato Verona, estratto della sezione geologica ed idrogeologica in scala 1:5.000/1:500, del territorio interessato dallo scavo della galleria di Lonato (doc. rif. IN0500DE2F5GE00010182) con livello della falda accertato.

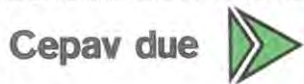
#### 4.1.3. Valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici

In conclusione, sulla base delle informazioni reperibili nella relazione geotecnica di Progetto Esecutivo si riporta la caratterizzazione dei terreni per l'opera la galleria Lonato nella zona interessata dalle opere dell'imbocco lato Verona.

da [m]	a [m]	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	OCR (-)	$K_0$ (-)	$c'_k$ (kPa)	$\phi'_k$ (°)	$E_{vc}$ (MPa)	$E_{UR}$ (MPa)
0	5	19,2	21,1	22	2	0,78	0	39	200	500
5	15	19,6	21,4	22	2	0,77	0	40	100	250
>15		19,6	21,4	22	2	0,77	0	39	400	1000

Tabella 4.8 – Galleria Lonato, imbocco lato Verona, parametri geotecnici per la progettazione esecutiva delle opere.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001Rev.  
AFoglio  
20 di 102

## 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

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

Barre in vetroresina

Tipo

Barre GFRP

Tensione di rottura caratteristica

$f_{ptk} \geq 800 \text{ Mpa}$

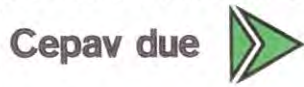
Resistenza a taglio

$\geq 200 \text{ MPa}$

Modulo Elastico

$E \geq 40000 \text{ MPa}$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
21 di 102

Acciaio per travi di ripartizione

Tipo

S355

Tensione di snervamento caratteristica

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

Tensione di snervamento di progetto

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

Modulo Elastico

$E = 210000 \text{ Mpa}$

## 6. SOFTWARE DI CALCOLO

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura adottata da ParatiePlus 18.0 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.

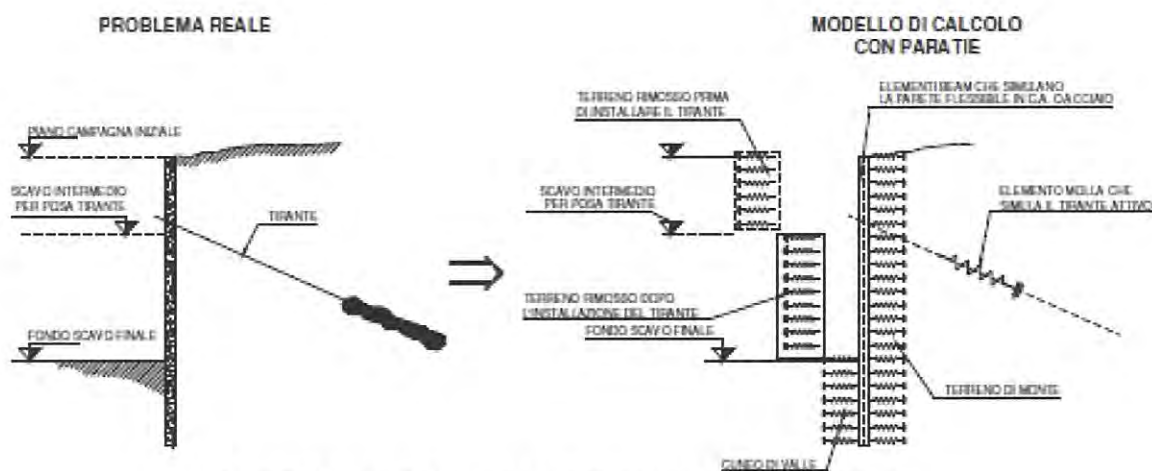
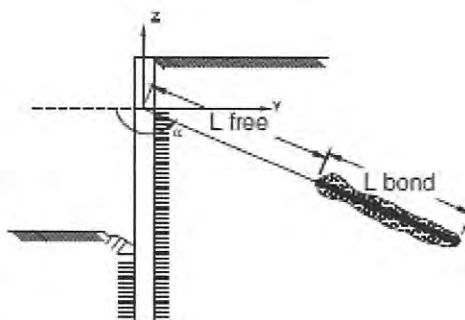


Figura 6.1 - Modellazione dell'interazione terreno-struttura

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;
- 7) 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  $\eta = 0,5$ .



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

Figura 6.2 - Lunghezza deformabile del tirante

Il pendio eventualmente presente a monte è rappresentato mediante carico nastroiforme 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  $\sigma'_v$  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,  $\sigma'_h$  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 addizionale. 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  $\sigma'_h$  è calcolato come:

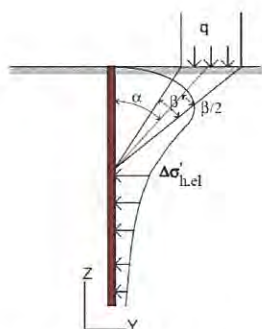
$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \text{ (step 1)} + \Delta\sigma'_h$$

$\sigma'_v$ , 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.

$\sigma'_h$  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,  $\sigma'_v$  non risente della presenza di carichi; a monte, invece, si tiene conto, in tutte le fasi, di un incremento di  $\sigma'_v$ .

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.



$$\Delta\sigma'_{h,el} = \frac{q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta\cos 2\alpha)$$

$$\Delta\sigma'_{v,el} = \frac{q}{\pi} (\beta + \text{sen}\beta\cos 2\alpha)$$

Figura 6.3 – Distribuzione degli sforzi sulla paratia

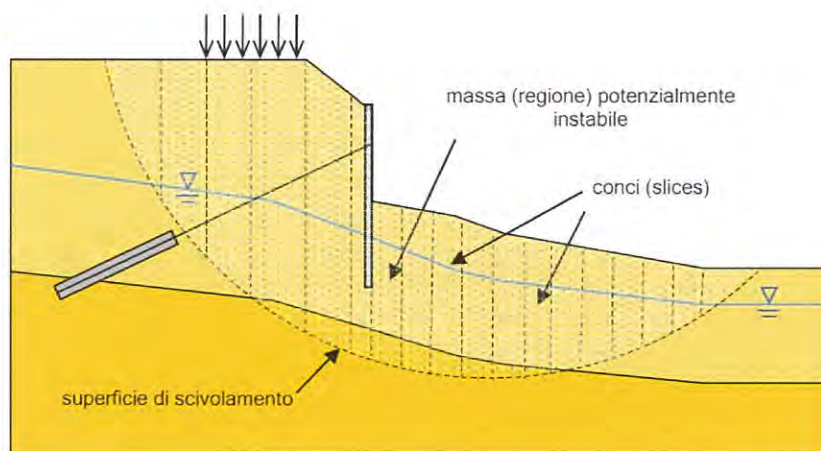
La formula è applicata ipotizzando il piano libero del semispazio elastico coincidente con la quota di imposta del sovraccarico.

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.



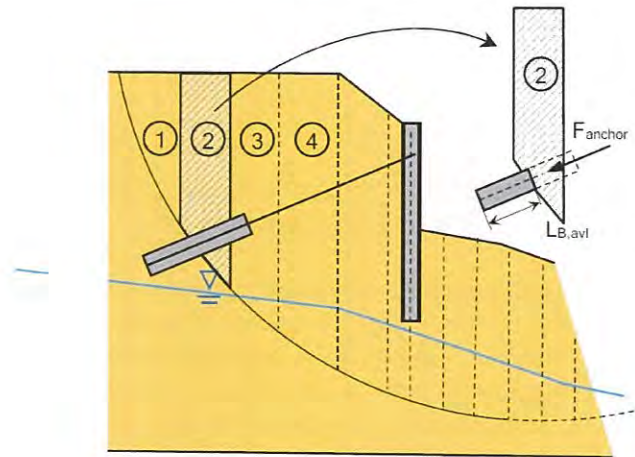
**Figura 6.4 – Paratie plus – verifica di stabilità globale**

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,avl 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  $\gamma_M$  sul materiale, a sua volta dipendente dalla DA esaminata; in modo analogo, la resistenza geotecnica.

## 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,  $Q_{1M}$ , 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 provvisorie, 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,  $\delta$ , 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	$\gamma_G$	1,3	1,0
Permanente favorevole		1,0	1,0
Variabile sfavorevole	$\gamma_Q$	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	
		$\gamma_m$	
		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	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}=1,00$	$\gamma_{\gamma}=1,00$

Tabella 7.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE R1	COEFFICIENTE PARZIALE 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 Desenzano nel quale ricade la GA07.

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 nella zona di imbocco 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 anni e pertanto non verranno eseguite le verifiche sismiche in fase provvisoria.

Si sono pertanto assunti i seguenti parametri:

- periodo di riferimento (*par. 2.4.1 NTC*):  $V_R = 35$  anni;
- coefficiente d'amplificazione topografica (*tab. 3.2.VI*):  $S_T = 1,0$ ;
- coefficiente d'amplificazione stratigrafico (*tab. 3.2.VI*):  $S_S = 1,5$  (cat. Suolo C);

Nella tabella si riportano i parametri relativi alla azione sismica:

Analisi	$a_g/g$	$S_s$	$S_T$
SLV	0,137	1,5	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:

$\Delta p$  = incremento di pressione sismico

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

$H$  = altezza fuori terra della paratia

$\gamma$  = 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;

$\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua;

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

### 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):

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

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

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. 2.4.1 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.VI NTC*):  $S_s = 1,5$ ;
- $\beta_s = 0,28$  (*NTC 08 – Tab. 7.11.1*)

Analisi	$a_g/g$	$S_s$	$S_T$	$\beta_s$	$k_h$	$k_v$
SLV	0,1377	1,5	1,2	0,28	0,069	$\pm 0,0342$

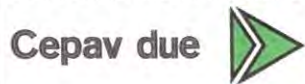
Tabella 7.5 - parametri per la definizione dell'accelerazione sismica

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 ( $A_2 + M_2 + \text{sisma}$ )
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

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
31 di 102

Coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di fronti di scavo	<b>R2</b>
$\gamma_R$	$\gamma_\phi' = 1,1$

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

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL GI 050 0 001	Rev. A	Foglio 32 di 102
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------

**8. OPERE DI IMBOCCO**

Le verifiche sono state condotte in diverse tratte della paratia e per ogni tratta è stata scelta la sezione avente le peggiori condizioni di spinta. Nella Figura 8.1 si riporta una planimetria con indicate le diverse tratte in corrispondenza dell'imbocco della galleria naturale mentre nella Figura 8.2 si riportano le tratte in corrispondenza degli edifici dell'azienda Serraglio.

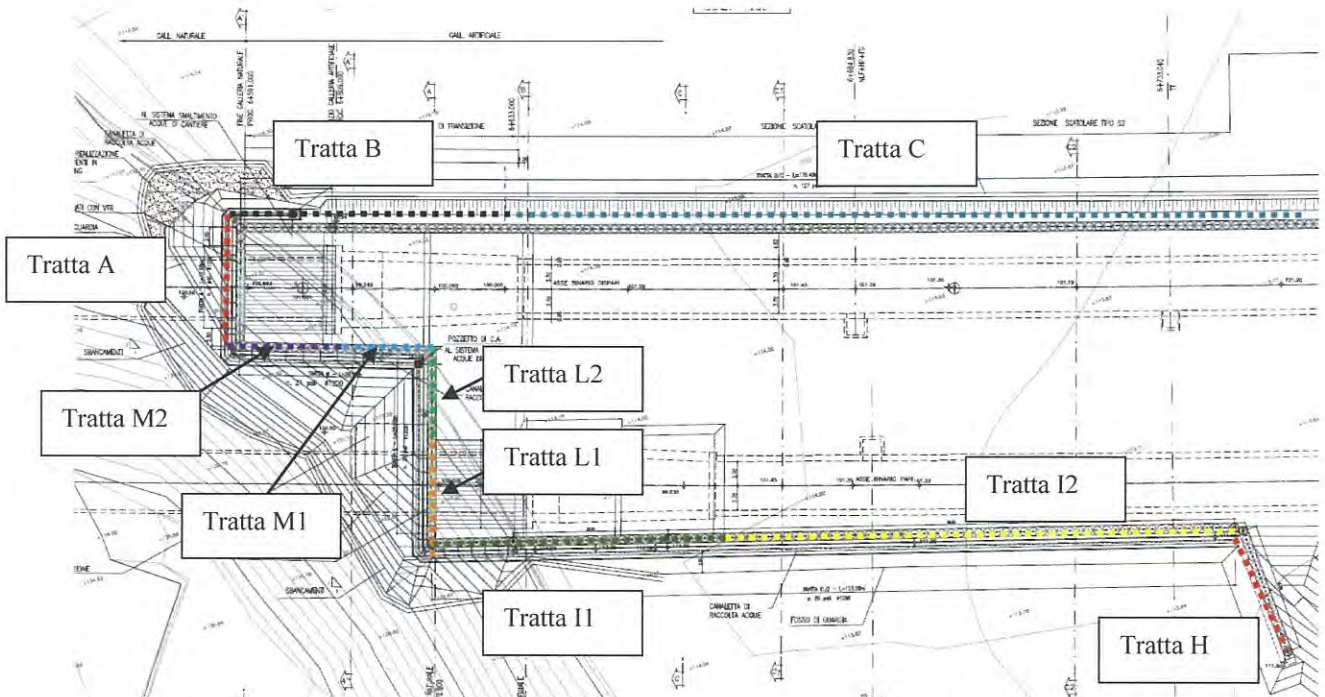


Figura 8.1 – Planimetria con indicazione delle diverse tratte di calcolo in corrispondenza dell'imbocco

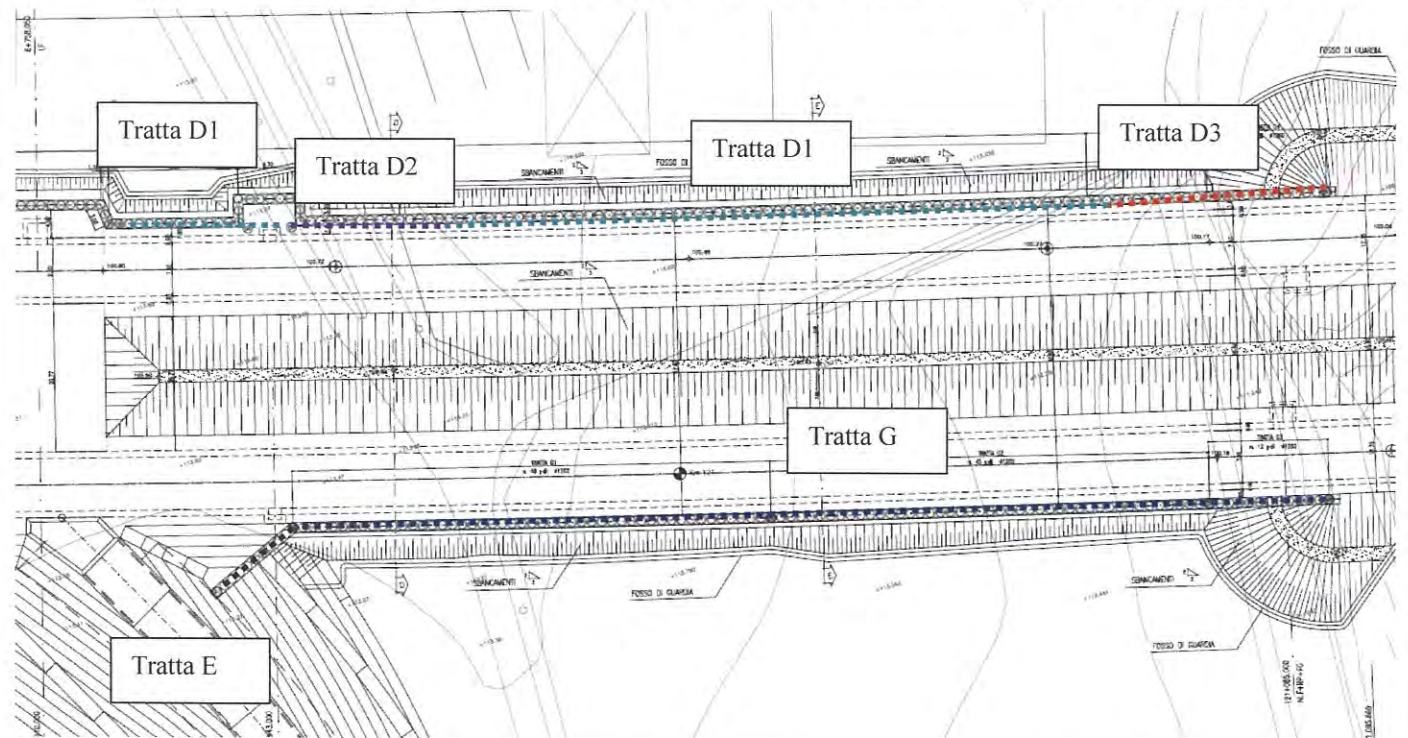


Figura 8.2 – Planimetria con indicazione delle diverse tratte di calcolo in corrispondenza degli edifici dell'Azienda Serraglio



Le tratte oggetto del presente documento sono: A-L1, B, C, I1, I2, L2, M1, M2.

Nelle seguenti figure si riportano le posizioni in sviluppate (linea tratteggiata rossa) delle sezioni di calcolo per la tratta di imbocco tenendo conto che alcune tratte (A-L1) presentano condizioni geometriche e di carico simili e dunque sono state unite ed è stato effettuato un unico calcolo.

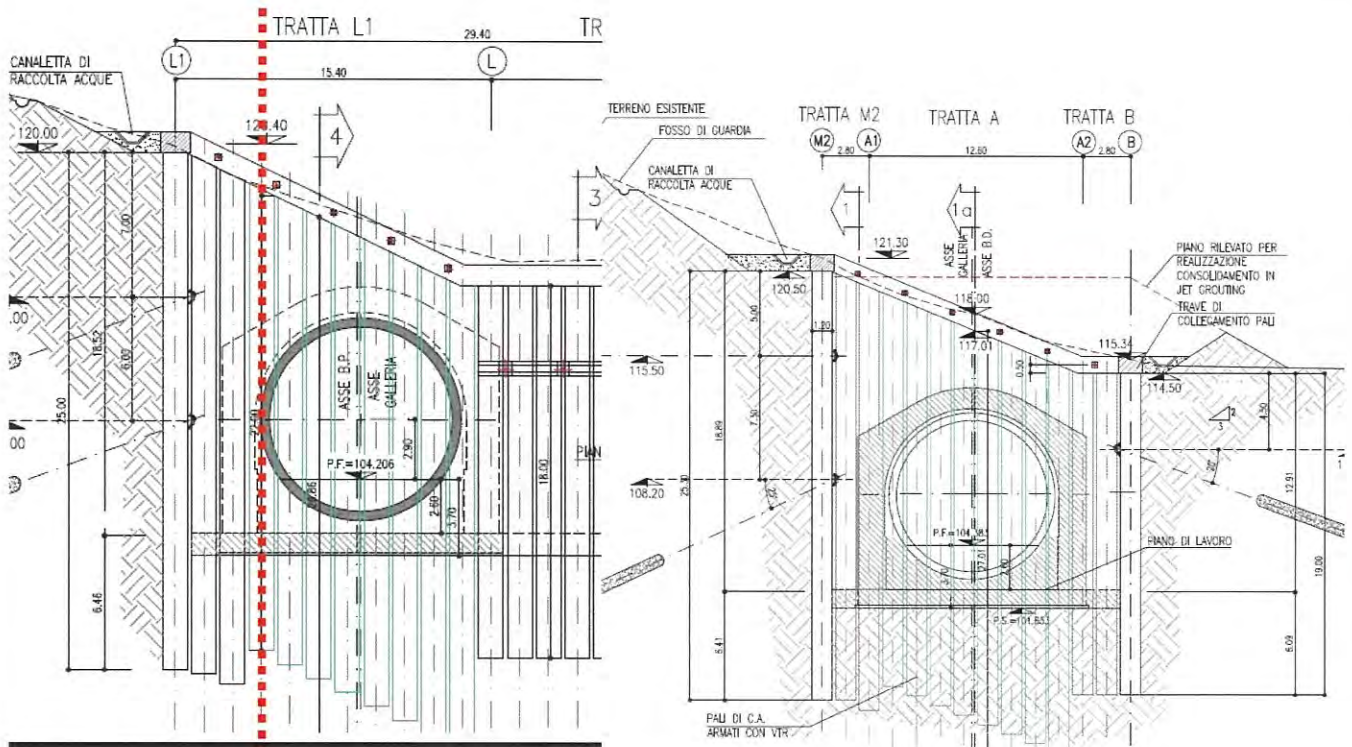


Figura 8.3 – Sviluppata tratto A-L1

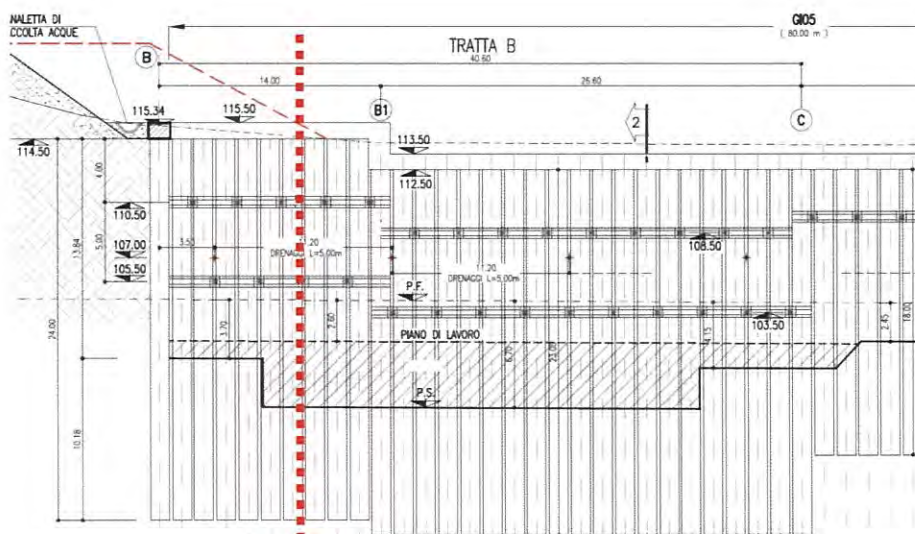


Figura 8.4 – Sviluppata tratto B

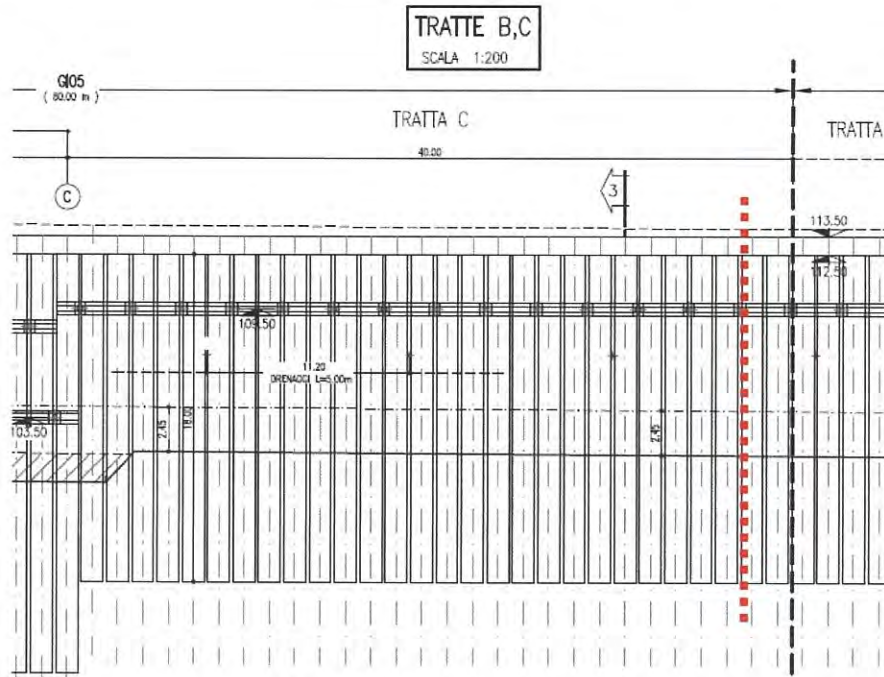


Figura 8.5 – Sviluppata tratto C

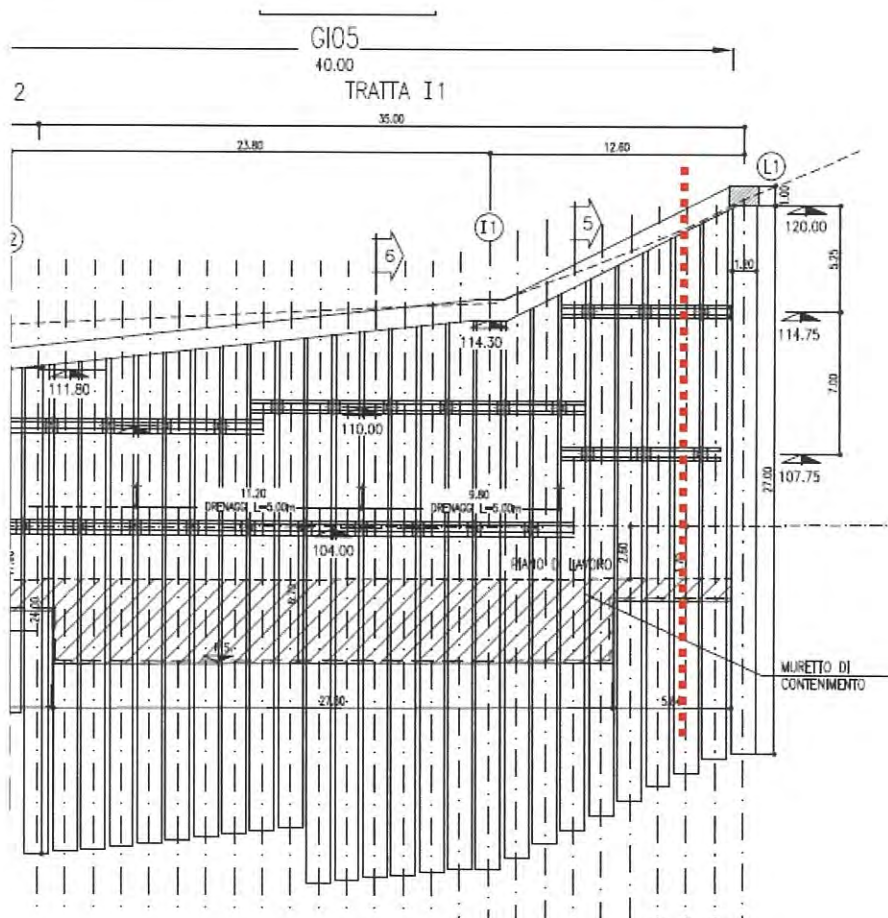


Figura 8.6 – Sviluppata tratto II

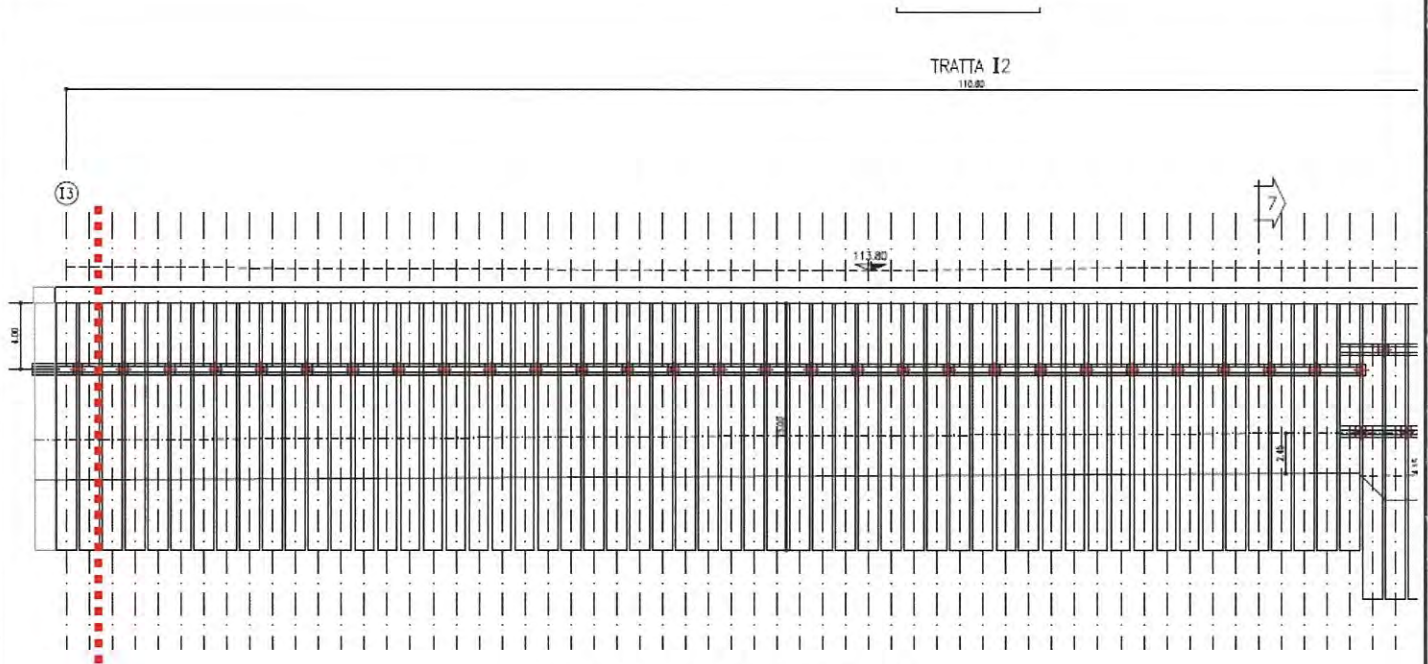


Figura 8.7 – Sviluppata tratto I2

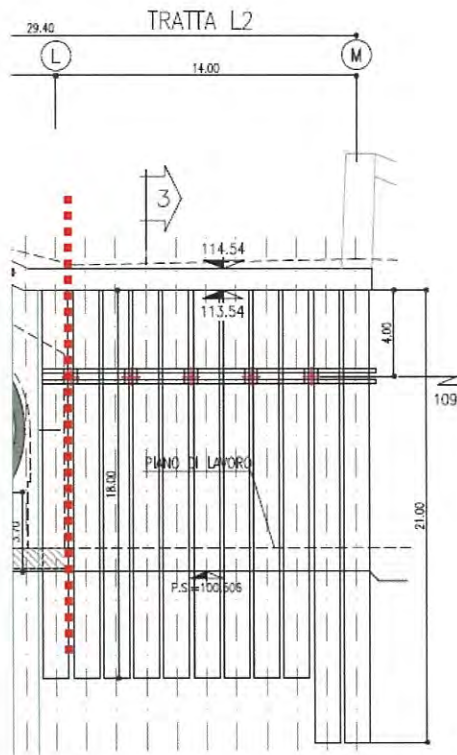


Figura 8.8 – Sviluppata tratto L2

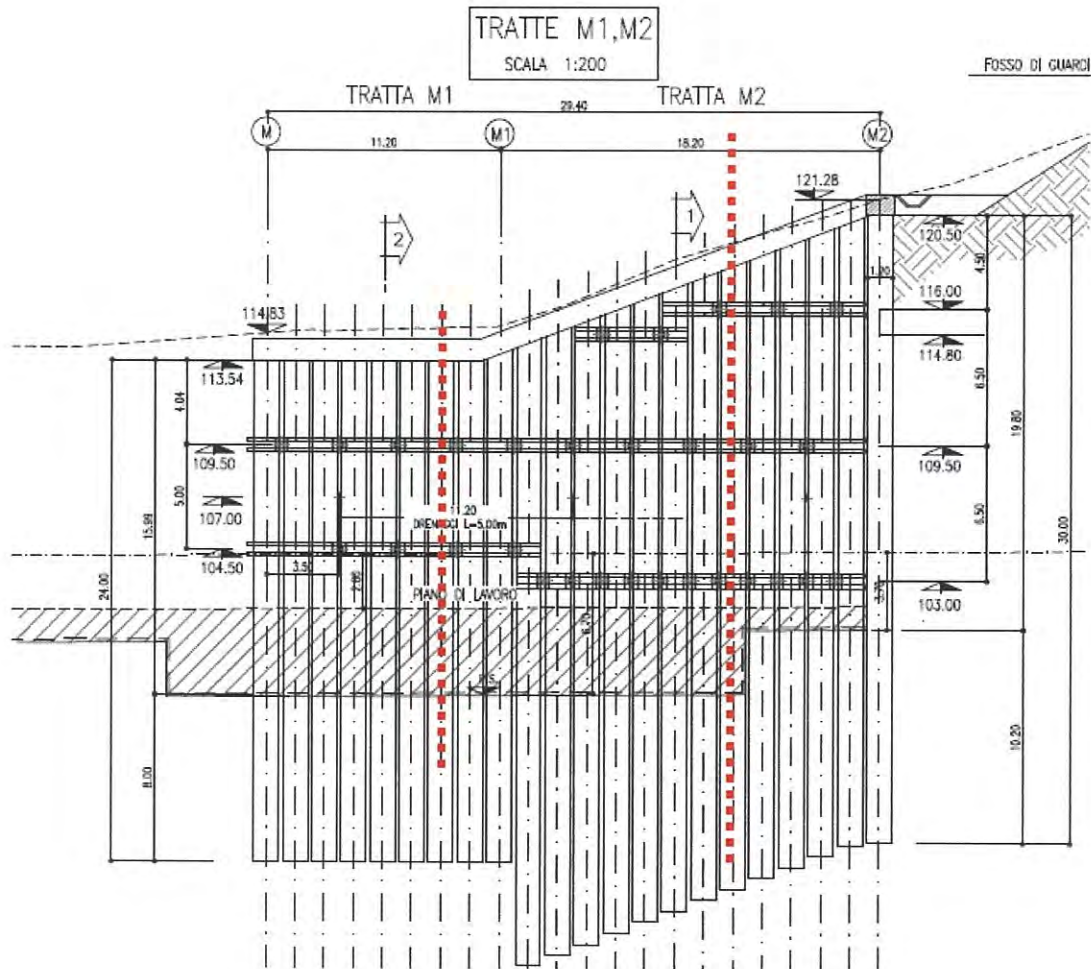


Figura 8.9 – Sviluppata tratto M1-M2

### 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. Per le tratte prossime all'imbocco è stata utilizzata la caratterizzazione di cui al paragrafo 4.1.3.

#### 1. Caratterizzazione tratte d'imbocco: A-L1, B, C, I1, I2, L2, M1, M2

Terreno (m da p.c.)	$\gamma_{dry}/\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_k$ (kPa)	$\varphi'_k$ (°)	$\delta$ (°)	$E'$ (MPa)	$E'_{ur}$ (MPa)	$k_o$ M1(M2)	$K_a$ M1(M2)	$K_p$ M1(M2)
0÷5	21,1/22	0	39	26,1	200	500	0,78 0,78	0,187 (0,246)	8,786 (5,612)
5÷15	21,4/22	0	40	26,8	100	250	0,77 0,77	0,179 (0,236)	9,529 (5,988)
>15	21,4/22	0	39	26,1	400	1000	0,77 0,77	0,187 (0,246)	8,786 (5,612)
Cons. jet-grouting Da 6÷22	21,4/22	600	35	23,5	1000	2500	0,77 0,77	0,228	6,271

$\gamma$  = peso dell'unità di volume

$c'_k$  = coesione efficace (valore caratteristico)

$\varphi'_k$  = angolo di resistenza al taglio (valore caratteristico)

$\delta$  = 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**

I parametri del Jet-grouting sono stati ricavati a partire dal piano di Morh (Figura 8.10) considerando:

$\sigma'_v = \sigma'_c = 3$  MPa (resistenza a compressione monoassiale del jet-grouting)

$\sigma'_H = 0$

$\Phi'_{jet} = 35^\circ$

Da cui si ricava una coesione equivalente pari a circa 780 kPa che a favore di sicurezza per il calcolo si pone pari a :

$c'_{JET} = 600$  kPa

Si noti che tale valore è già sufficiente ad annullare la spinta su tutto il tratto di applicazione del consolidamento.

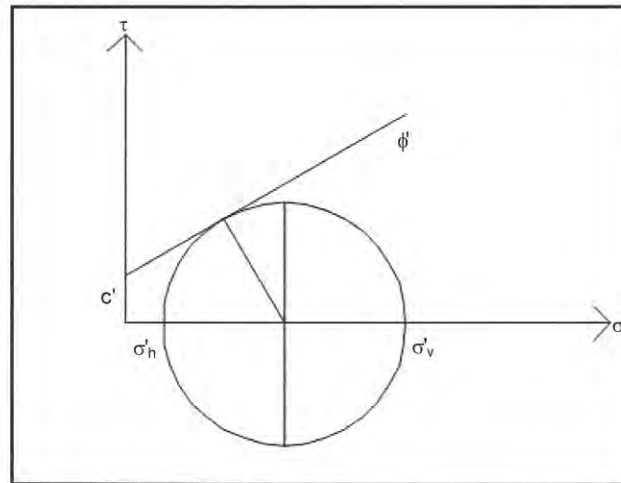


Figura 8.10 – Formulazione per ricavare i parametri del jet-grouting

Terreno (m da p.c.)	Categoria sottosuolo	$\alpha$	$u_s$ (m)	$\beta$	$k_h$	$K_{aE}$ M1(M2)	$K_{pE}$ M1(M2)	$K_{aEW}$ M1(M2)	$K_{pEW}$ M1(M2)
0÷5	C	0,76	0,09	0,379	0,0592	0,216 (0,280)	8,517 (5,417)	0,236 (0,303)	8,335 (5,284)
5÷15	C	0,76	0,09	0,379	0,0592	0,207 (0,269)	9,244 (5,78)	0,226 (0,292)	9,050 (5,64)
>15	C	0,76	0,09	0,379	0,0592	0,216 (0,280)	8,517 (5,417)	0,236 (0,303)	8,335 (5,284)

$\alpha$  = coefficiente di deformabilità (Figura 7.11.2 del DM 14/01/2008)

$u_s$  = spostamento ammissibile

$\beta$  = 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 la medesima per tutta la parte di imbocco (tratte A-L1, B, C, I1, I2, L2, M1, M2) 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  $\alpha$  e  $\beta$  ed il relativo  $k_h$  sono calcolati sulla base di tale altezza. Per le altezze di paratia di calcolo diverse da 19m i coefficienti di spinta saranno diversi e funzione del relativo  $k_h$  espresso in Tabella 8.3. Lo

spostamento massimo ammissibile è calcolato sulla base di quanto indicato nel DM2008 pari a  $u_s \leq 0.005 \cdot H$  con H altezza totale della paratia.

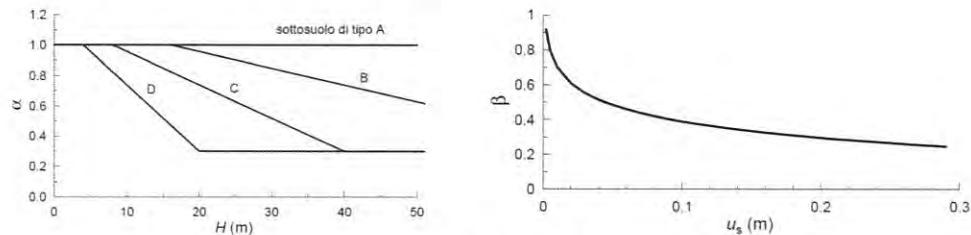


Figura 8.11 – parametri  $\alpha$  e  $\beta$  per l'analisi pseudostatica

In Tabella 8.3 si presentano i  $k_h$  e i  $\Delta P$  utilizzati nelle diverse tratte:

Tratte	$k_h$	$\Delta P$ [kN/m]
A-L1	0,0411	6,38
B	0,0437	6,28
C	0,0592	5,95
I1	0,0411	6,4
I2	0,0608	5,57
L2	0,0556	6,26
M1	0,437	5,94
M2	0,0411	7,231

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 in accordo al paragrafo di caratterizzazione geotecnica.

## 8.2. Geometria modelli di calcolo e azioni risultanti

### 8.2.1. Tratte di Imbocco A-L1

Per le tratte d'imbocco, vista la similitudine di altezze di scavo e pendenze del terreno a tergo, è stata eseguita una unica verifica per entrambe le canne prendendo come riferimento la peggiore tra le due configurazioni di spinta sia in termini di altezza libera sia in termini di sovraccarico a tergo in quanto la caratterizzazione geotecnica è la stessa per tutto l'imbocco. Tale configurazione dimensionante si pone in corrispondenza dell'imbocco del binario pari (Tratta L1). Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

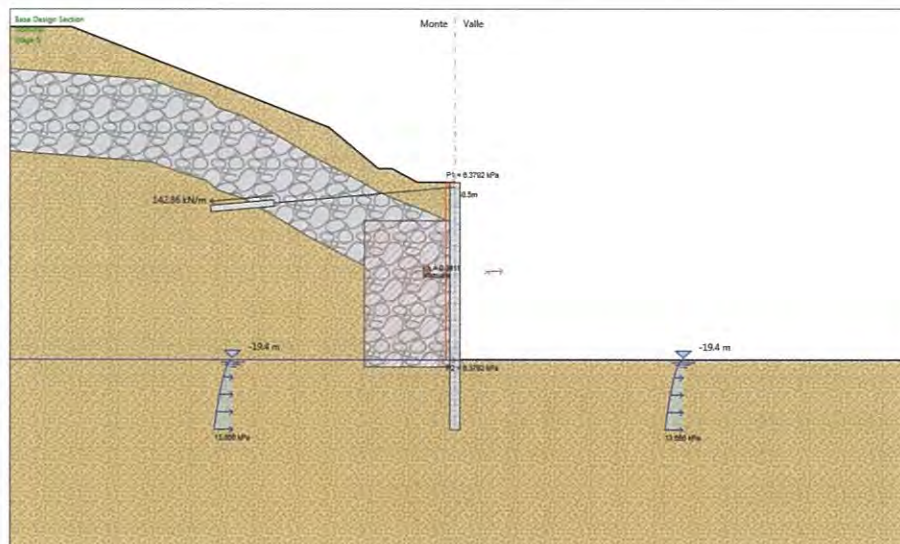
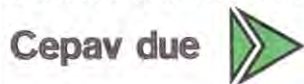


Figura 8.12 –Tratte A-L1: Modello di calcolo

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



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001Rev.  
AFoglio  
41 di 102

Tipologia	Pali $\phi$ 1200 passo 1,4m
Altezza totale paratia	27 m
Altezza di scavo paratia	Variabile, per il calcolo si è considerata 19,4
Ordini di tiranti	1 sulla trave di testa
Passo orizzontale tiranti	2,8 m
Inclinazione piano campagna a monte	$\sim 23^\circ$
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	-
Sovraccarichi variabili a valle	-

**Tabella 8.4 - - Tratte A-L1: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi**

La quota superiore della trave di testa è posta a 0m da p.c..

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Fase 1 – Step geostatico

Fase 2 – Realizzazione consolidamento jet-grouting a tergo e 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 inferiore della sella della fresa

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 8.13e del taglio in Figura 8.14 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 8.16 e combinazione SLV-STR in Figura 8.17. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.15 e il tiro nei tiranti nella medesima fase in Figura 8.18.

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
42 di 102

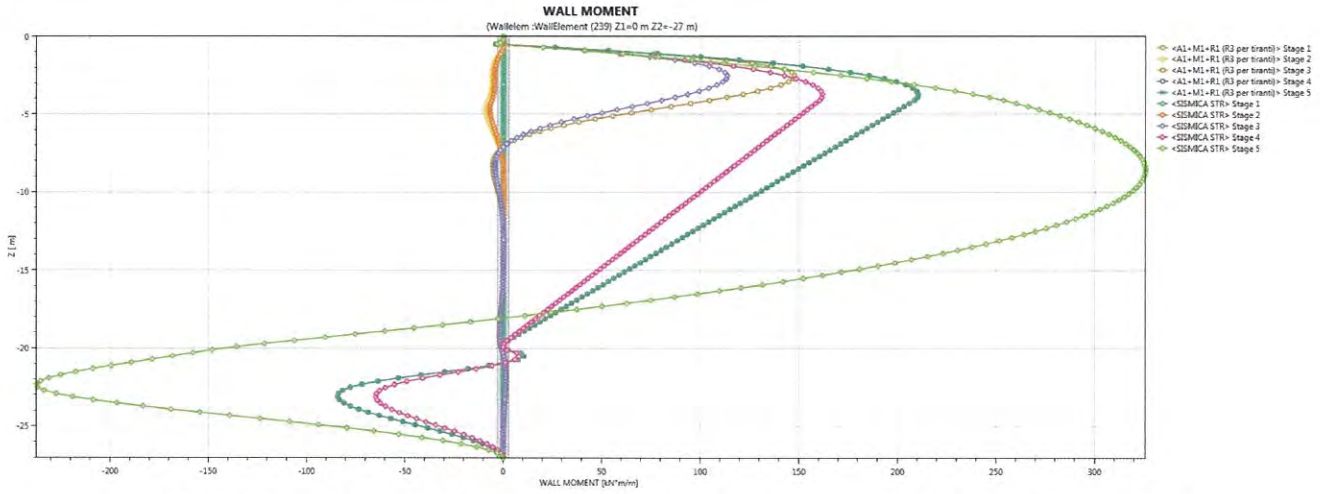


Figura 8.13 – Inviluppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

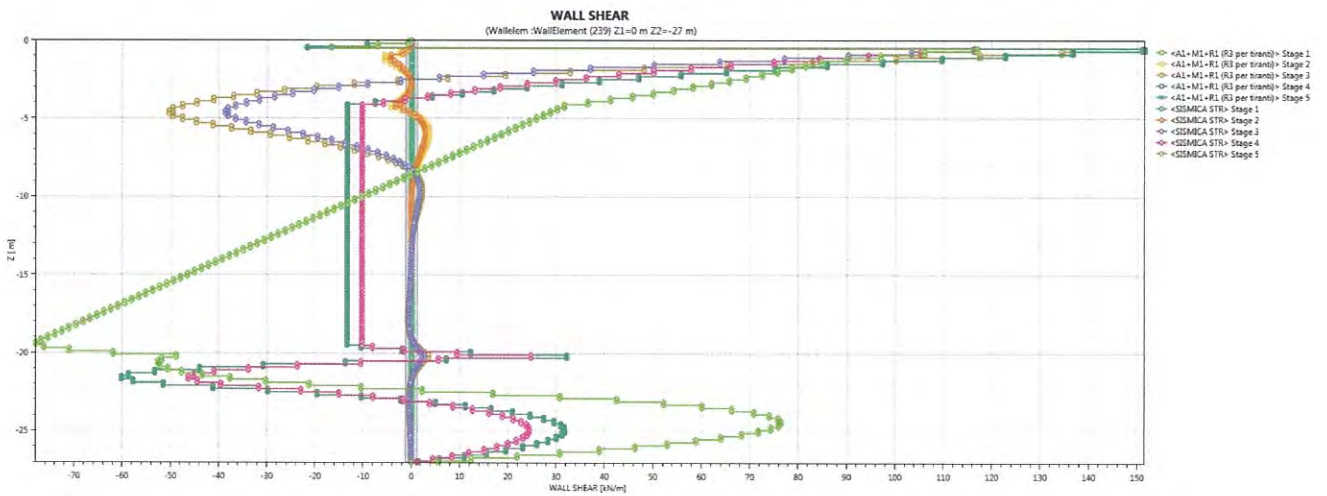


Figura 8.14 - Inviluppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

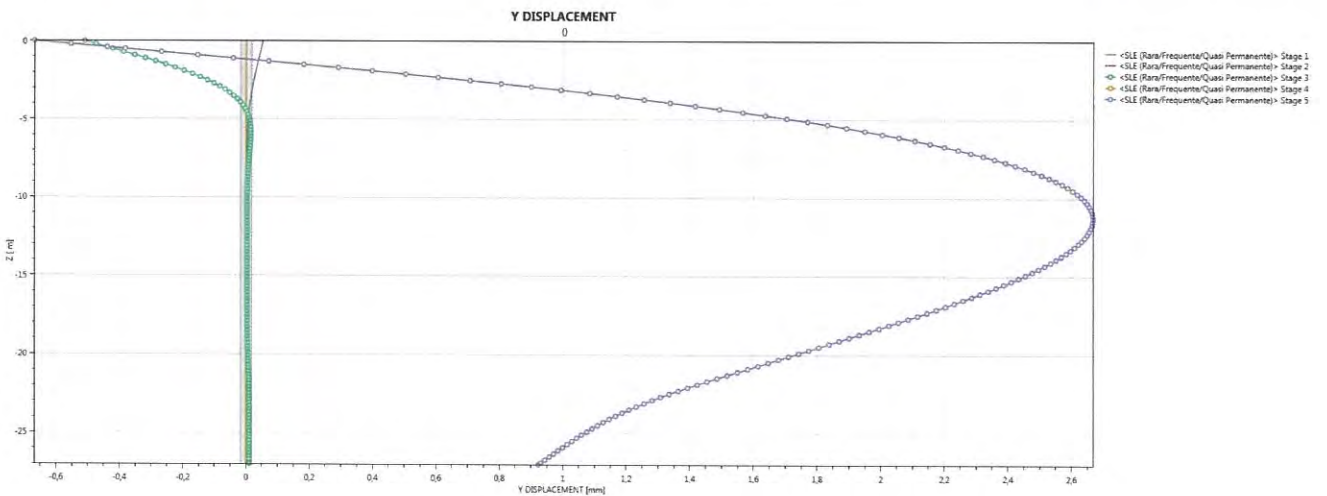


Figura 8.15 –Spostamenti nella combinazione SLE

Doc. N.

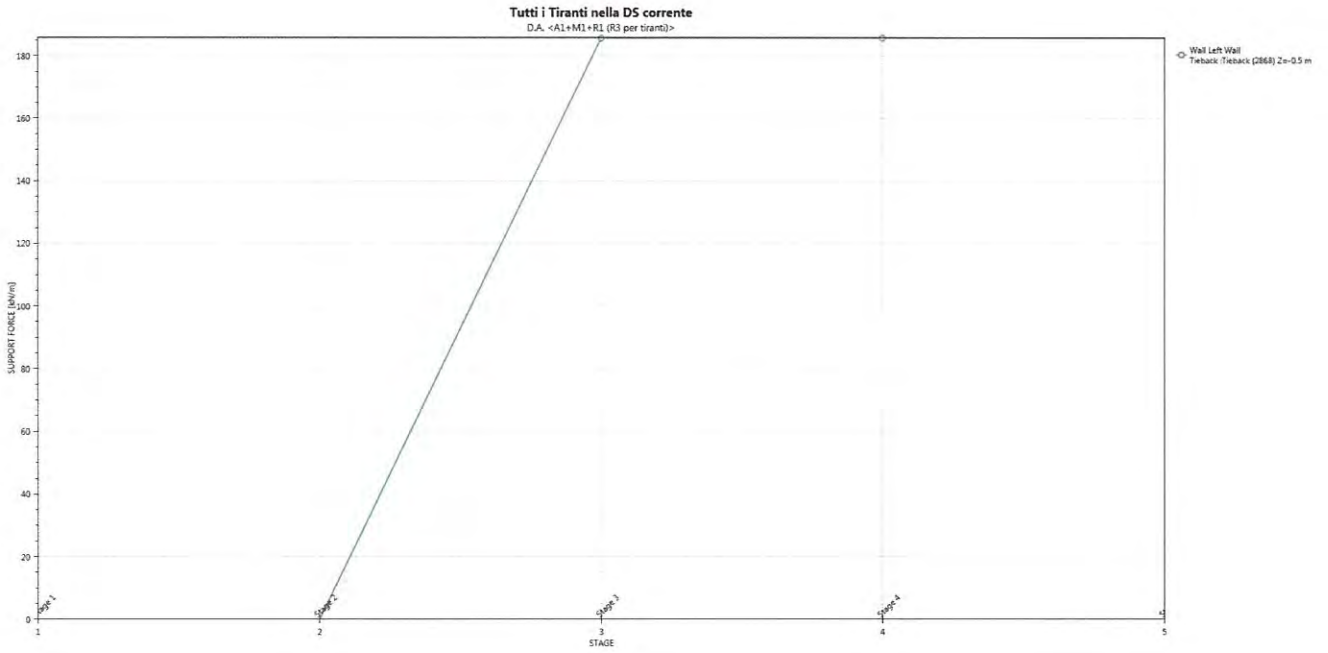
Progetto  
INOR

Lotto  
11

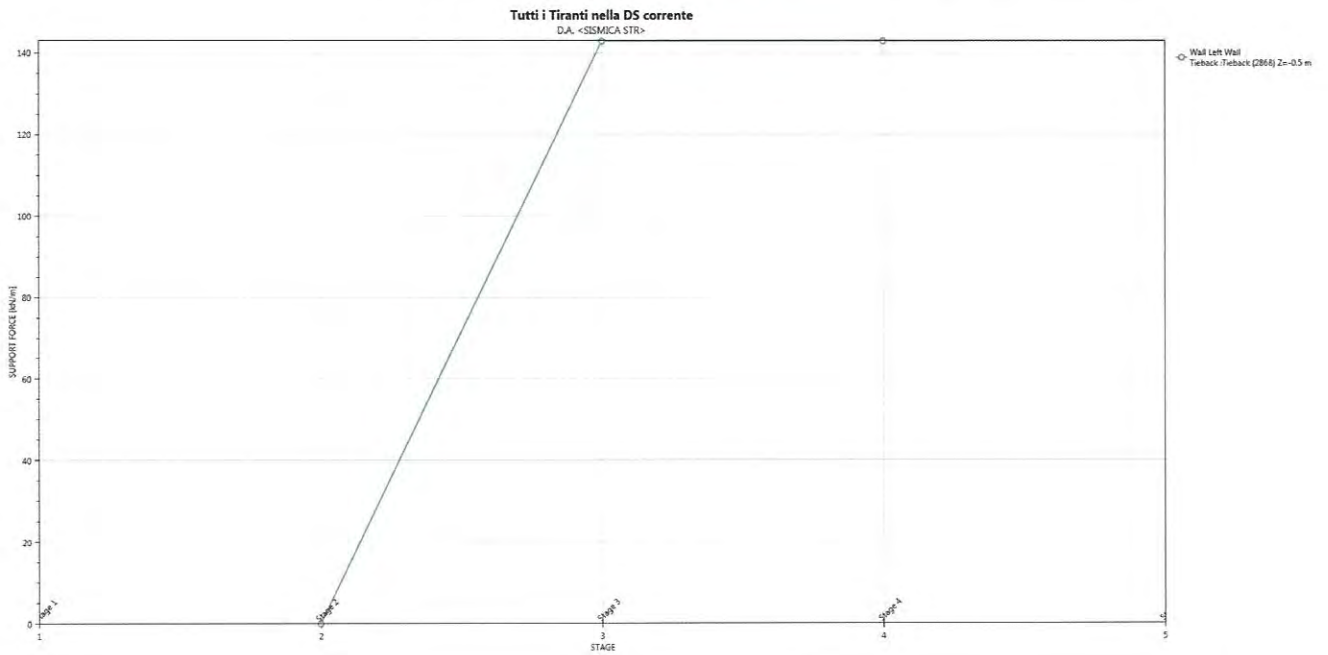
Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
43 di 102



**Figura 8.16 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1**



**Figura 8.17 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR**

Doc. N.

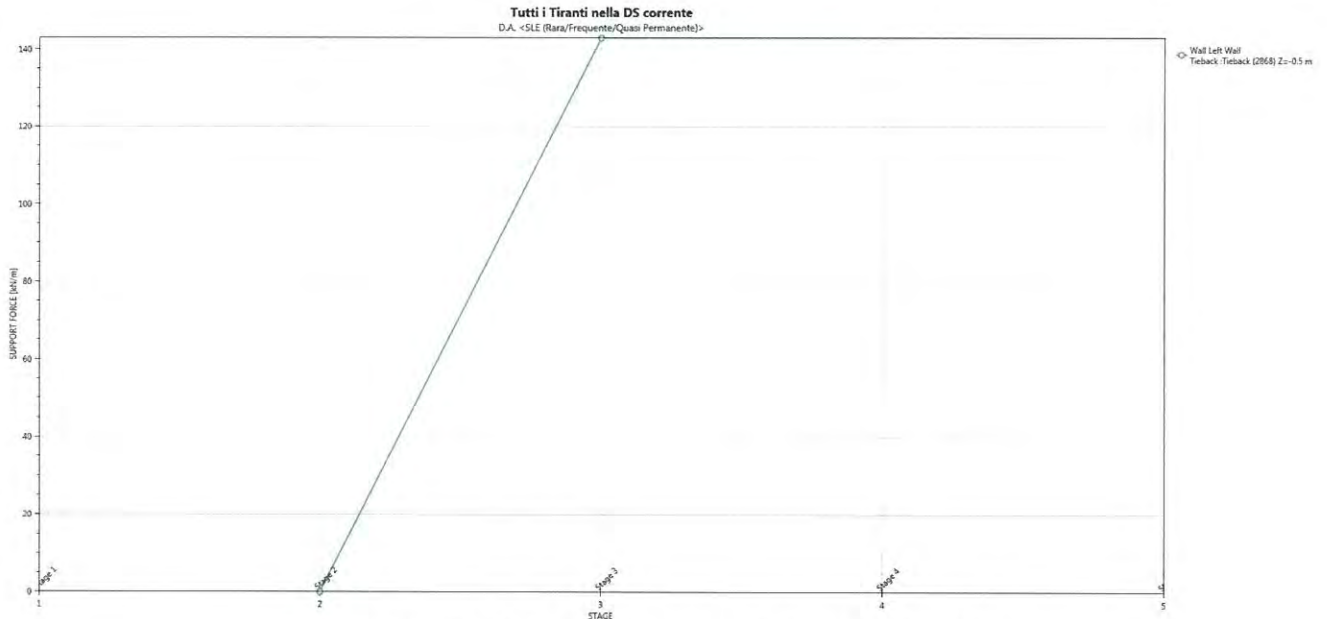
Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
44 di 102



**Figura 8.18 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE**

### 8.2.2. Tratta B adiacente all'imbocco canna dispari

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

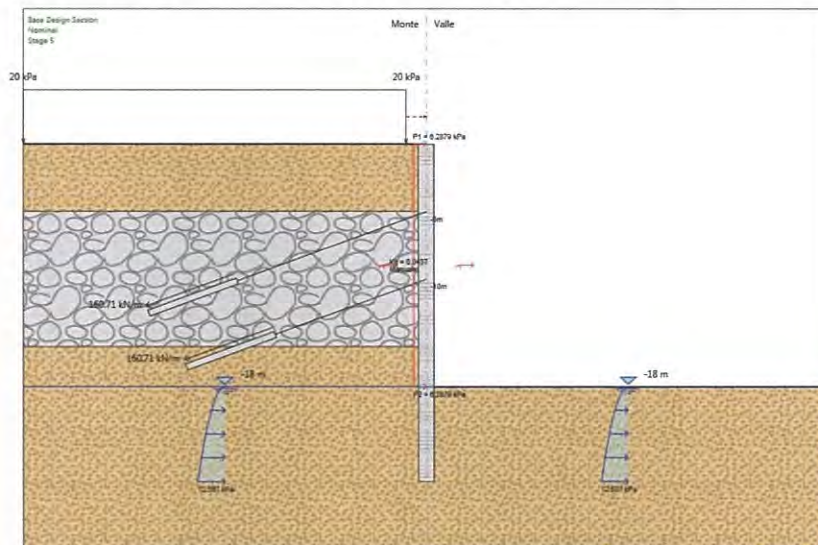


Figura 8.19 –Tratta B: Modello di calcolo

Si presenta di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, 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	25 m
Altezza di scavo paratia	18 m
Ordini di tiranti	2 a -5m e -10 da quota superiore trave di testa
Passo orizzontale tiranti	2,8 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 -- Tratta B : Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a 0m da p.c..

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 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del secondo ordine di tiranti;

Fase 5 – Installazione del secondo ordine di tiranti e pretiro dello stesso;

Fase 6 – Scavo fino alla quota di fondo scavo

Fase 7 – 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 8.20e del taglio in Figura 8.21 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 8.23 e combinazione SLV-STR in Figura 8.24. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.22 e il tiro nei tiranti nella medesima fase in Figura 8.25.

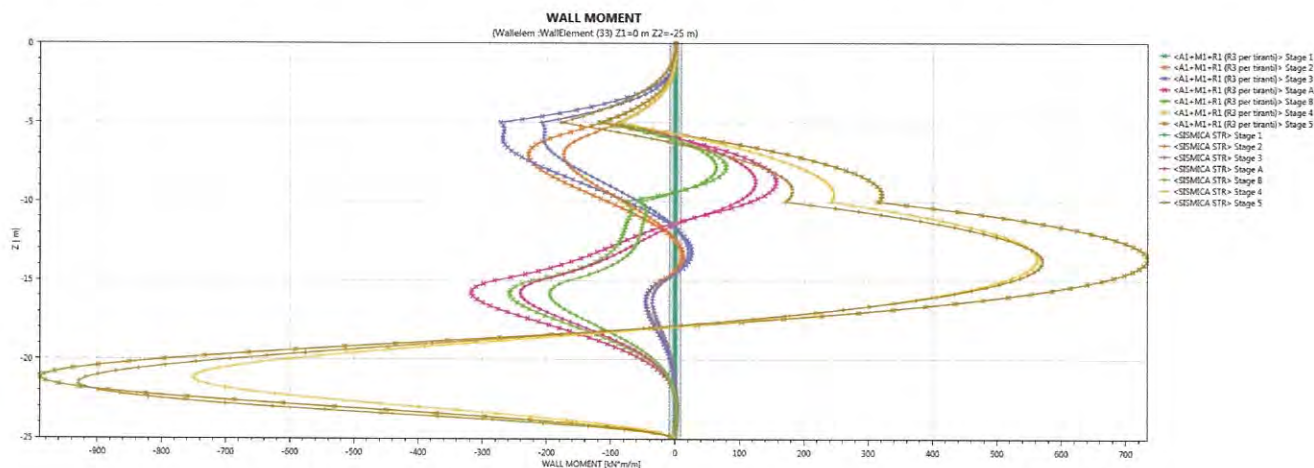
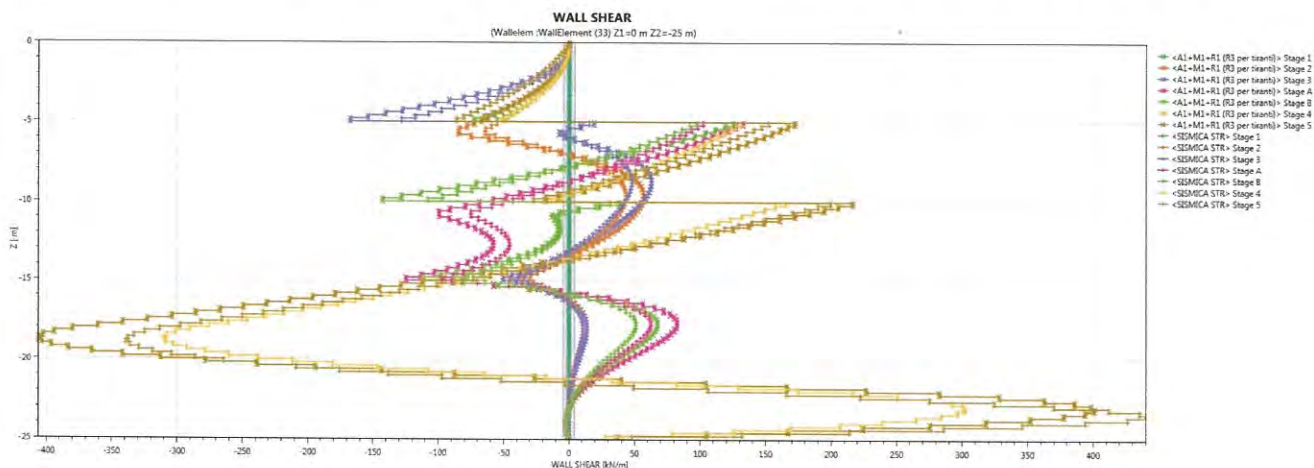


Figura 8.20 – Involuppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR



Doc. N.

Progetto  
INOR

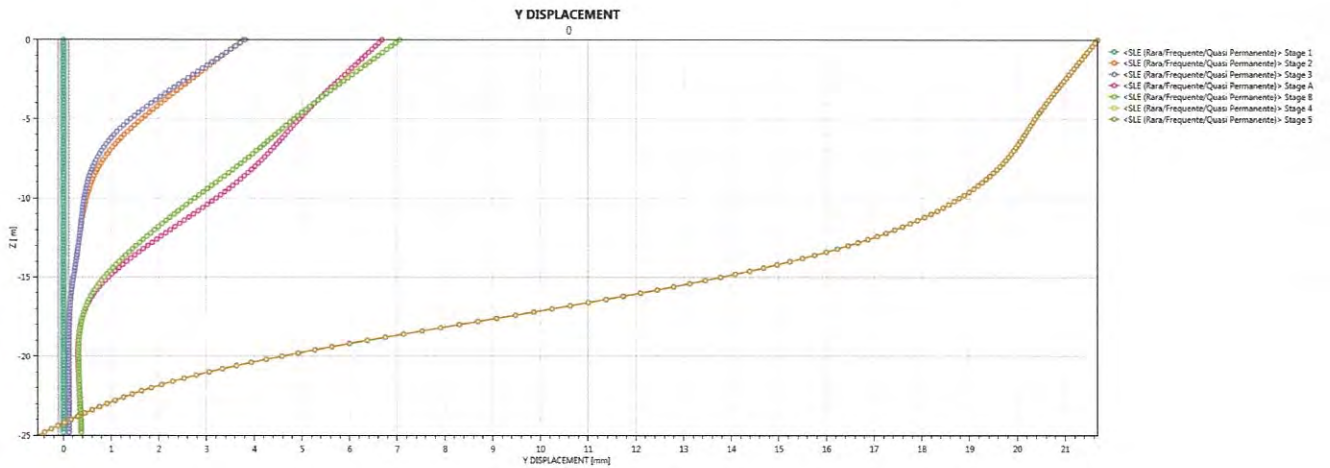
Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

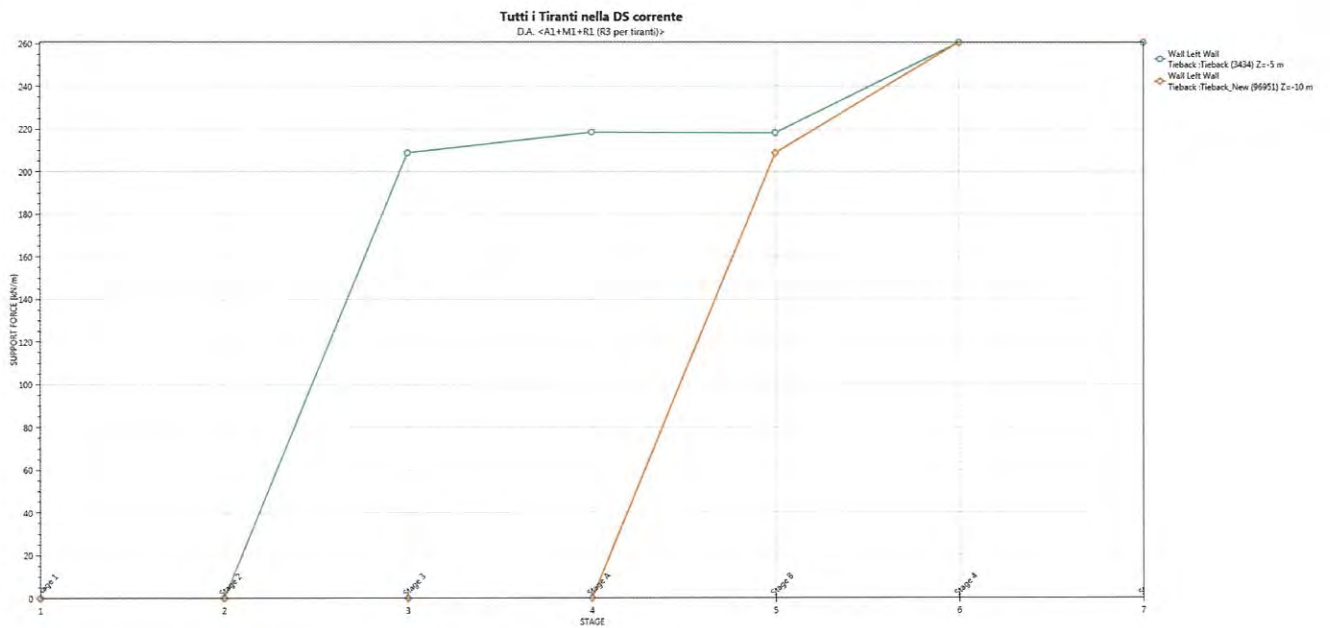
Rev.  
A

Foglio  
47 di 102

**Figura 8.21 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR**



**Figura 8.22 –Spostamenti nella combinazione SLE**



**Figura 8.23 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1**

Doc. N.

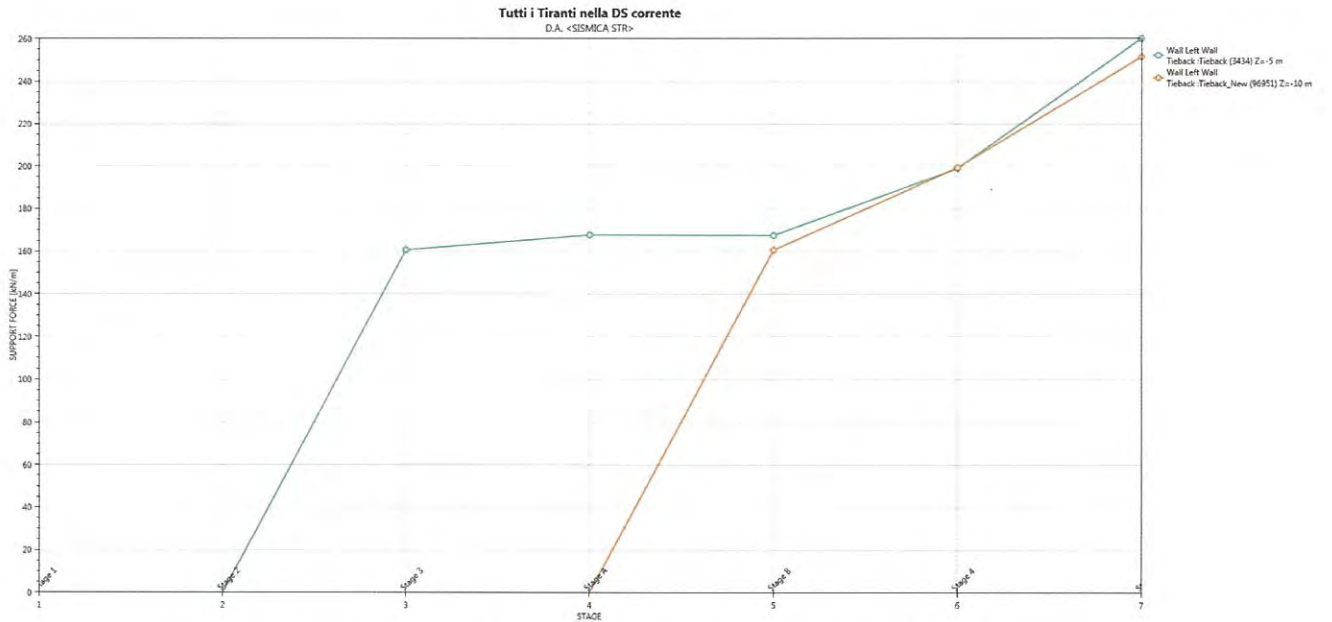
Progetto  
INOR

Lotto  
11

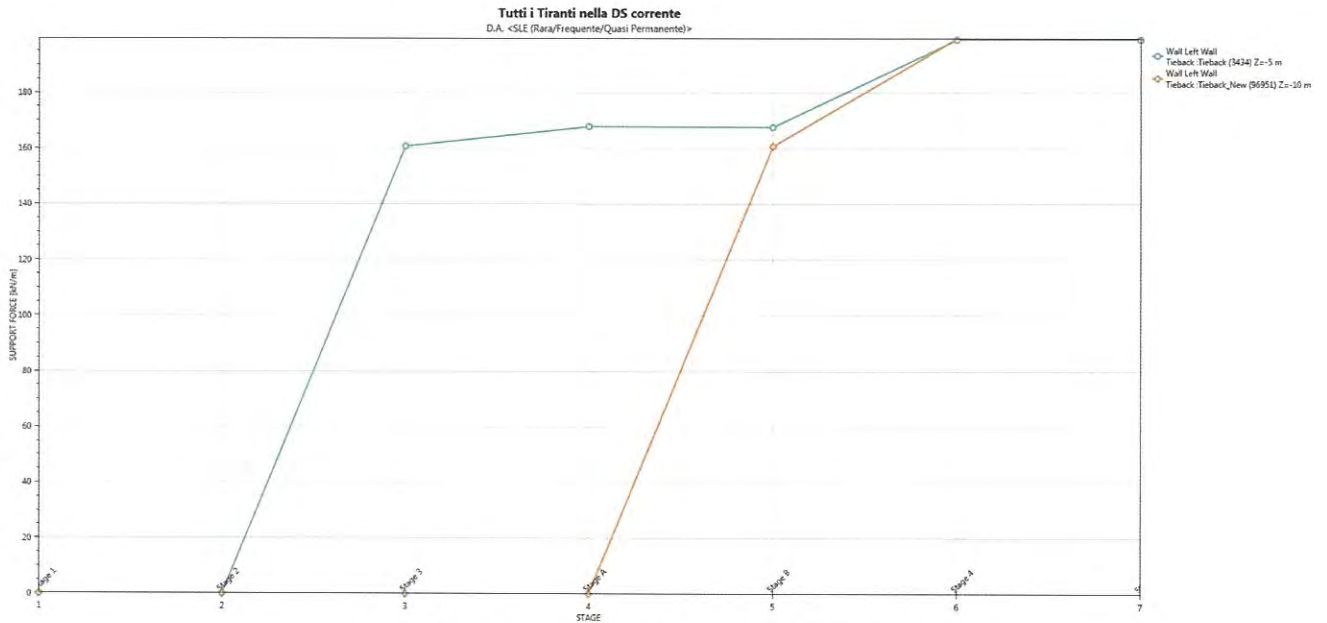
Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
48 di 102



**Figura 8.24 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR**



**Figura 8.25 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE**



### 8.2.3. Tratta C

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

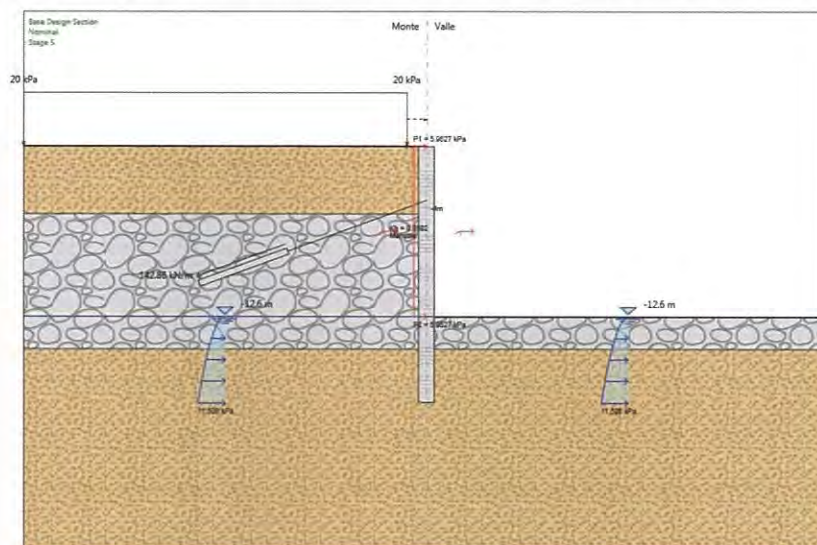


Figura 8.26 –Tratta C: Modello di calcolo

Si presenta di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, 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	19 m
Altezza di scavo paratia	12,6m
Ordini di tiranti	1 a -4m da quota superiore trave di testa
Passo orizzontale tiranti	2,8 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 8.6 - Tratta C: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a 0m da p.c..

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001Rev.  
AFoglio  
50 di 102

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 8.27 e del taglio in Figura 8.28 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 8.30 e combinazione SLV-STR in Figura 8.31. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.29 e il tiro nei tiranti nella medesima fase in Figura 8.32.

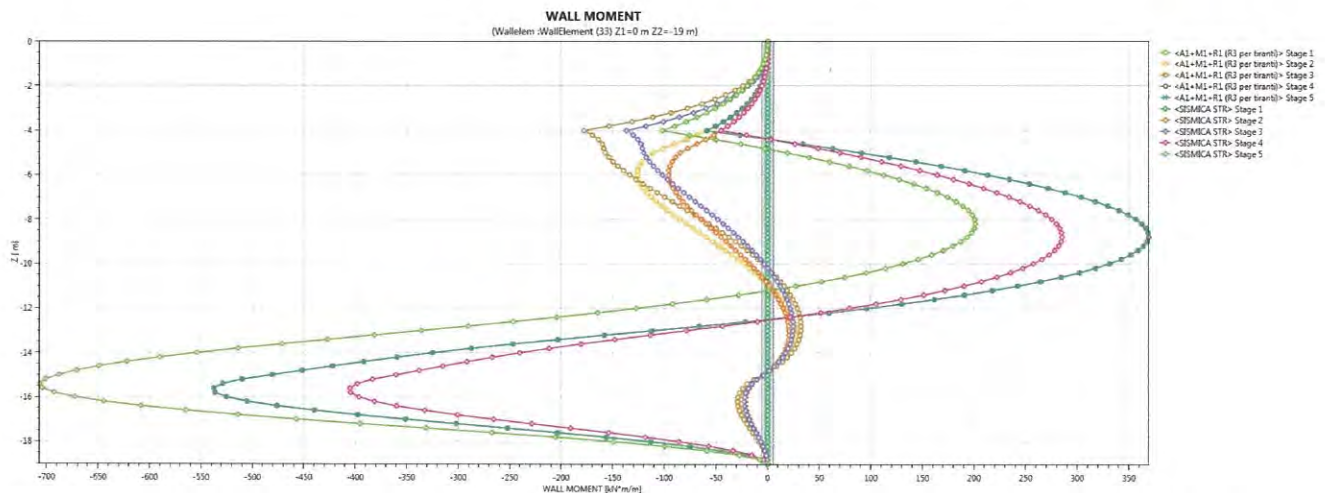
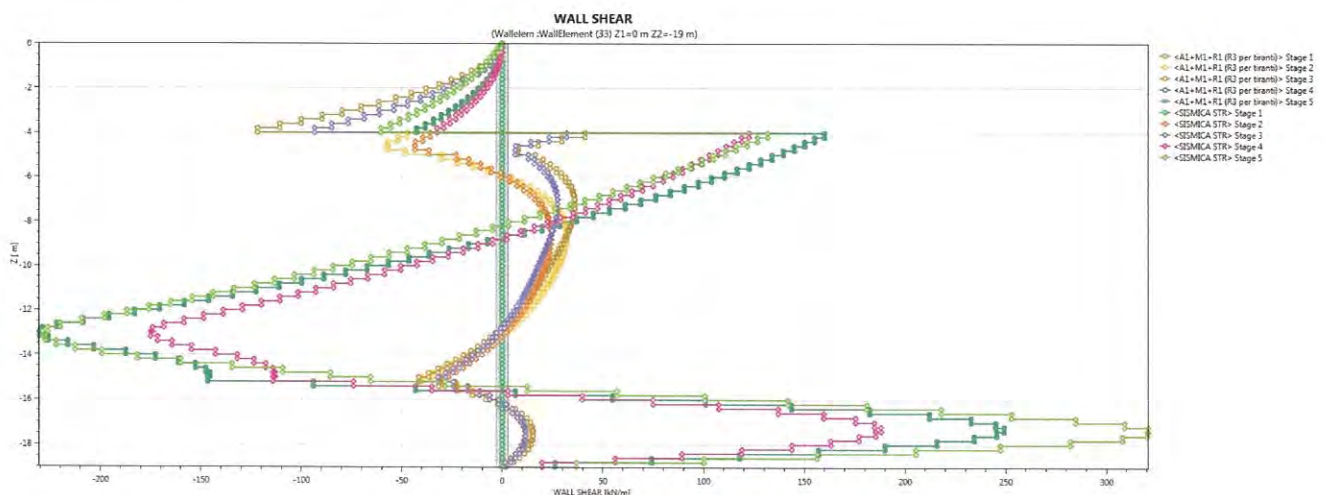
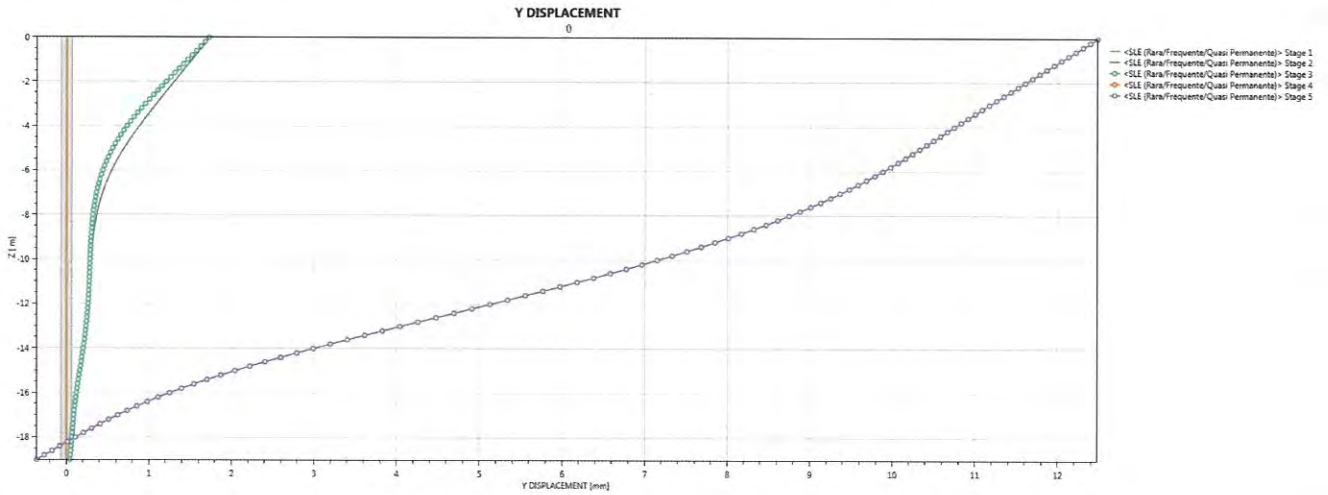


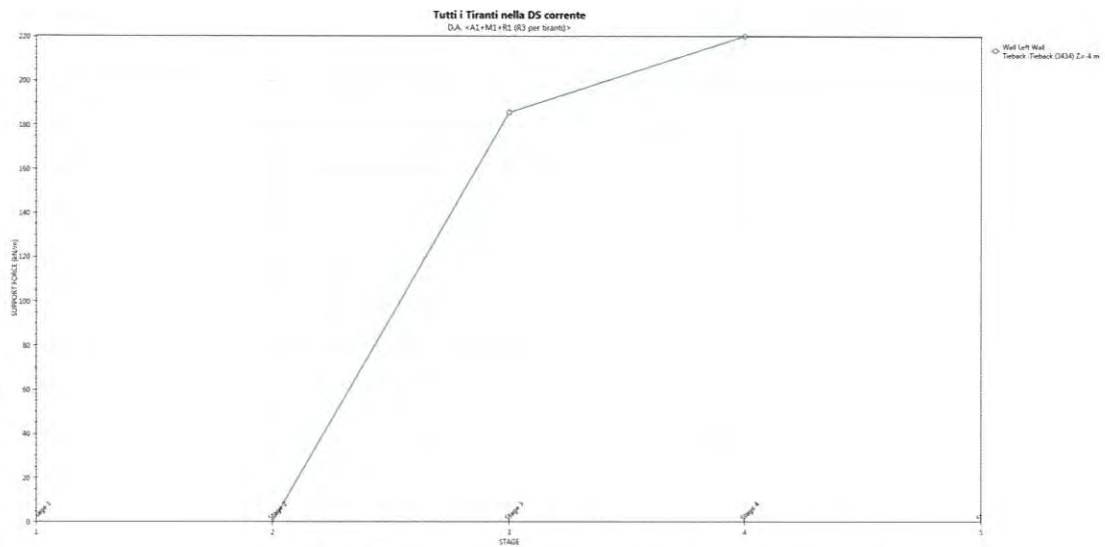
Figura 8.27 – Involucro del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR



**Figura 8.28 - Inviluppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR**



**Figura 8.29 –Spostamenti nella combinazione SLE**



**Figura 8.30 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1**

Doc. N.

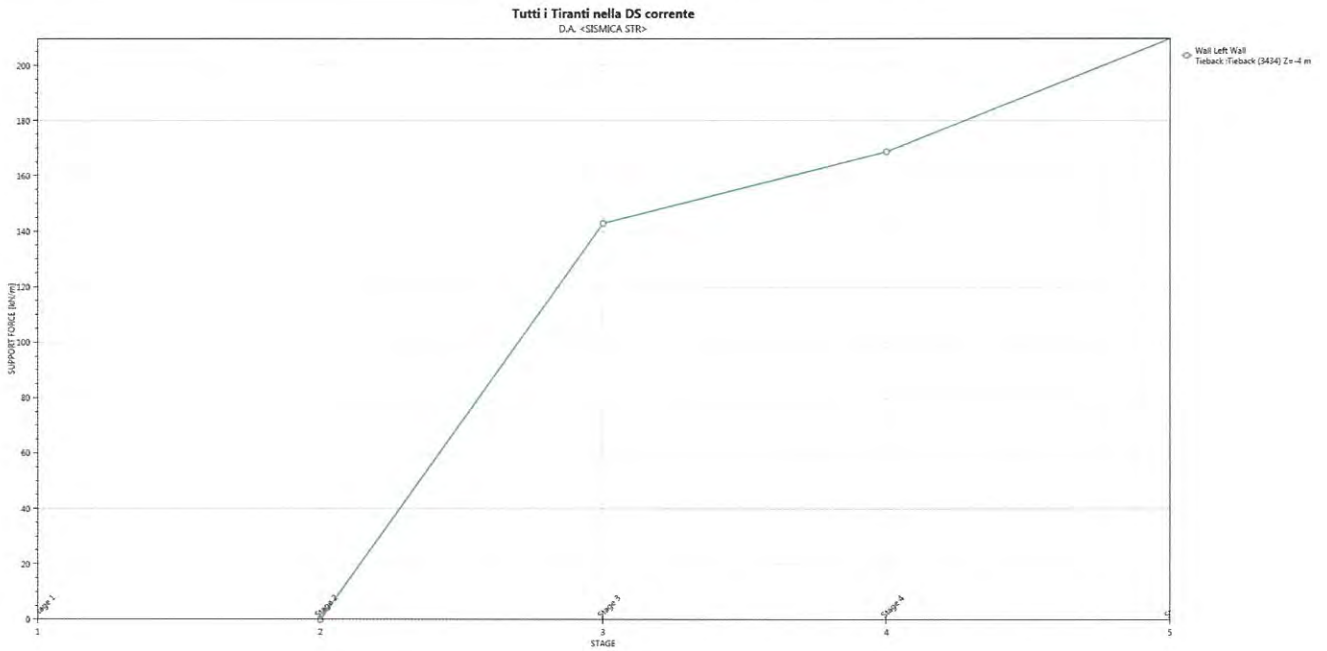
Progetto  
INOR

Lotto  
11

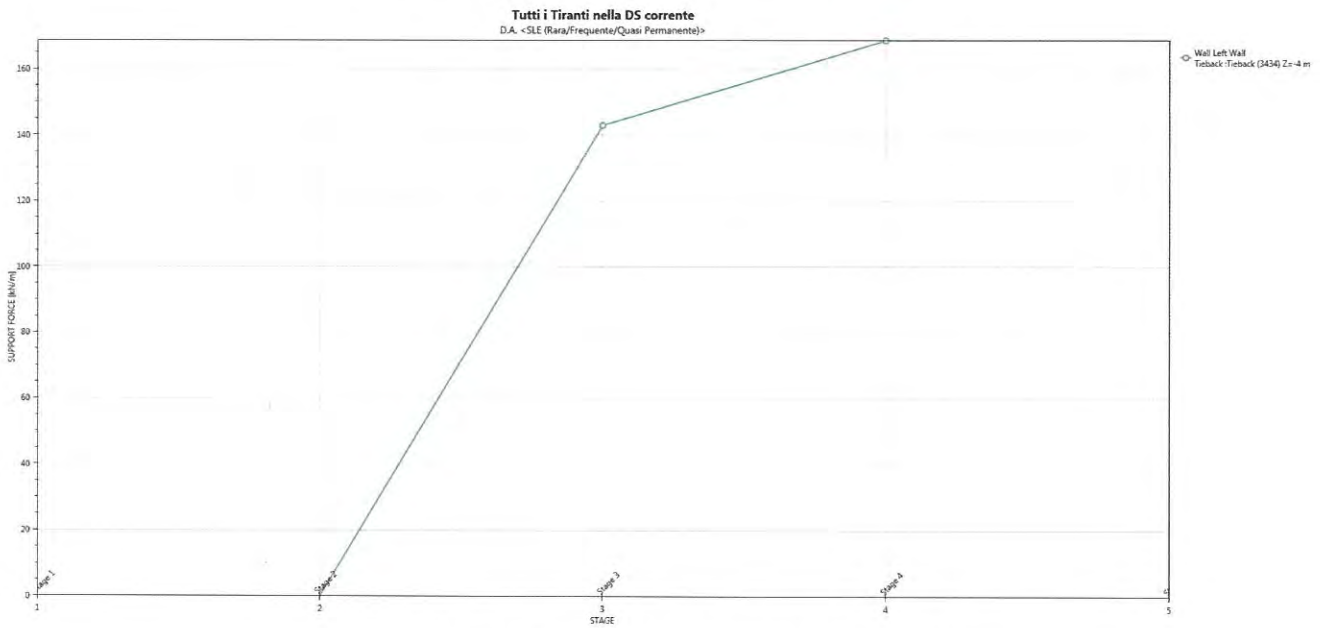
Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
52 di 102



**Figura 8.31 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR**



**Figura 8.32 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE**

### 8.2.4. Tratta II

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

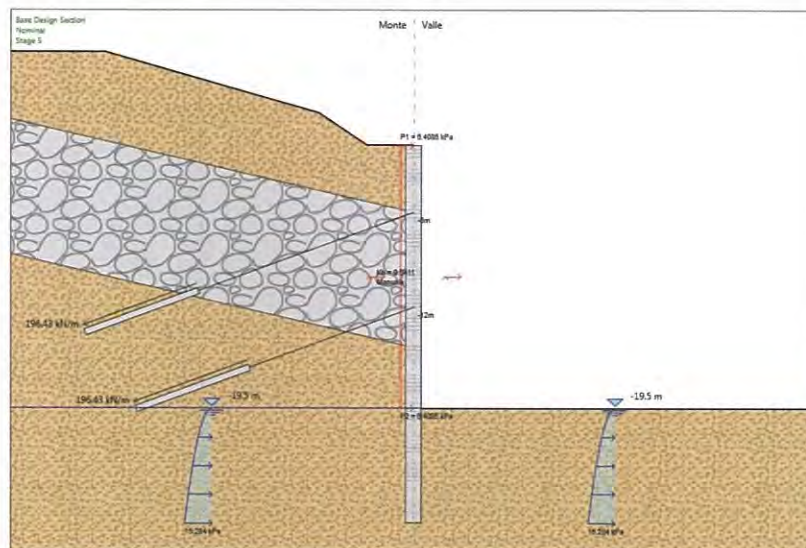


Figura 8.33 –Tratta II: Modello di calcolo

Si presenta di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, 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	28 m
Altezza di scavo paratia	19,5 m
Ordini di tiranti	2 a -5,0m e -12,0m da quota superiore 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	-
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.7 - Tratta II: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a +0m da p.c..

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 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del secondo ordine di tiranti;

Fase 5 – Installazione del secondo ordine di tiranti e pretiro dello stesso;

Fase 6 – Scavo fino alla quota di fondo scavo

Fase 7 – 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 8.34 e del taglio in Figura 8.35 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta l'involuppo delle forze nel tirante nelle combinazioni SLU A1+M1+R3 in Figura 8.37 e combinazione SLV-STR in Figura 8.38. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.36 e il tiro nei tiranti nella medesima fase in Figura 8.39.

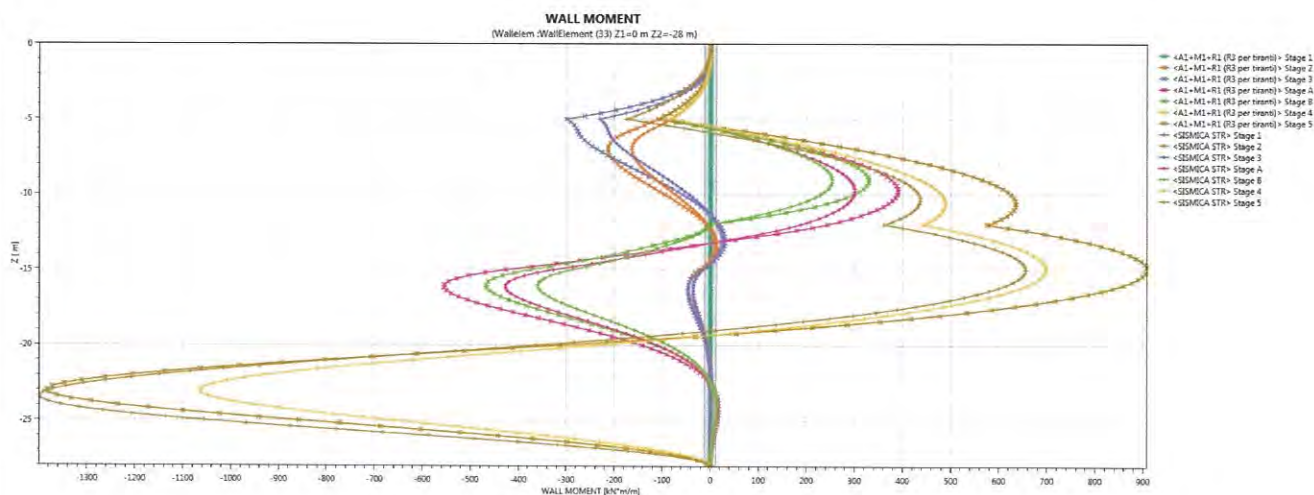


Figura 8.34 – Inviluppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
55 di 102

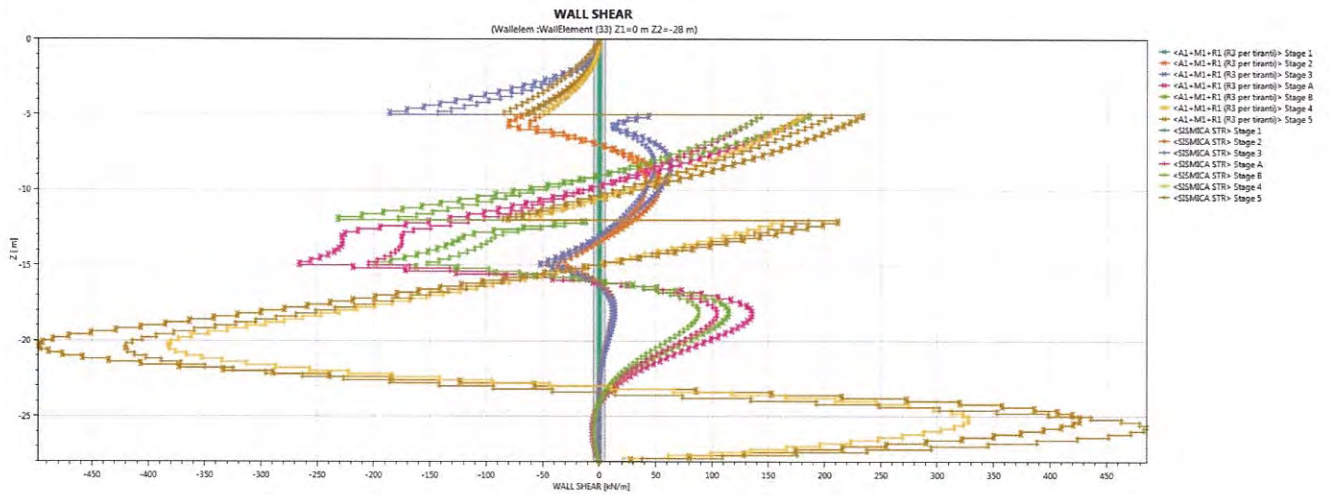


Figura 8.35 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

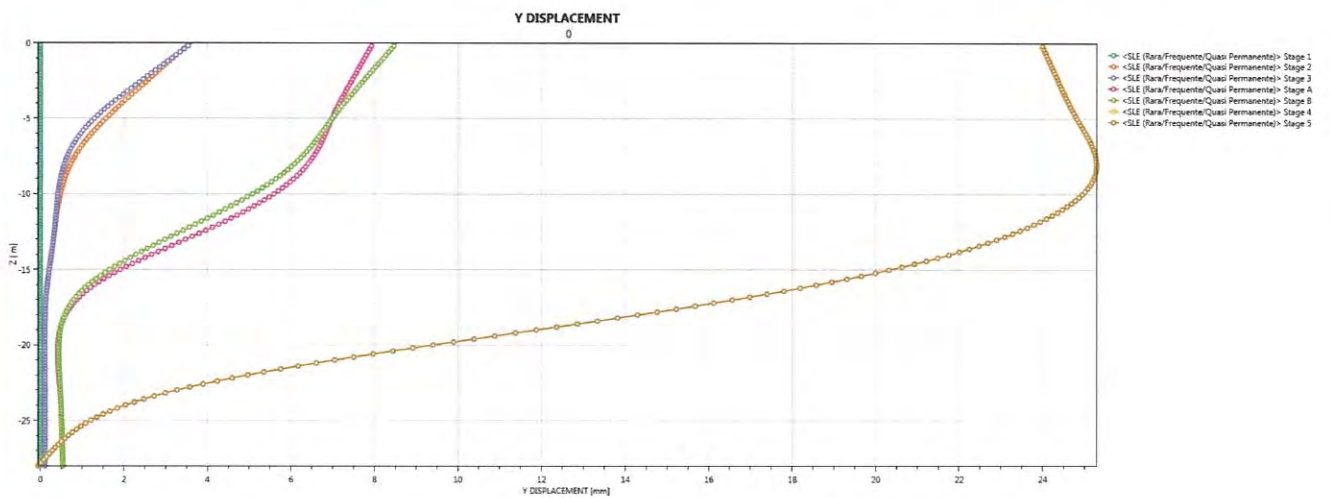


Figura 8.36 - Spostamenti nella combinazione SLE

Doc. N.

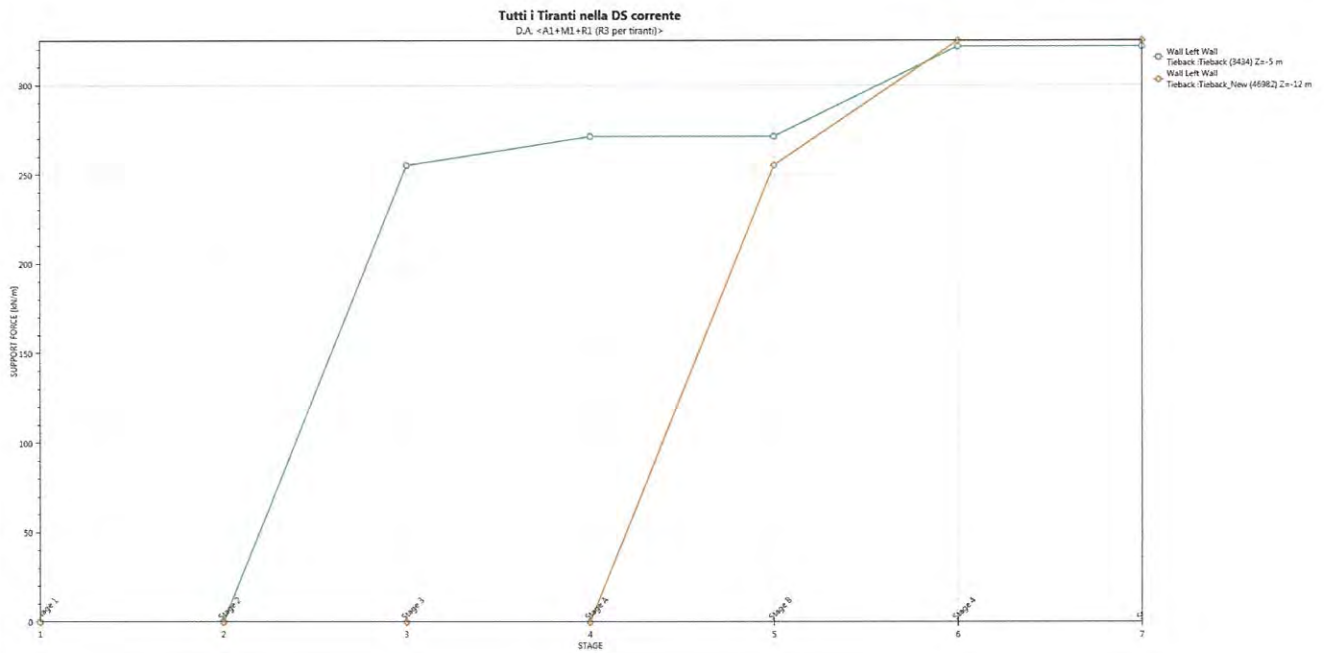
Progetto  
INOR

Lotto  
11

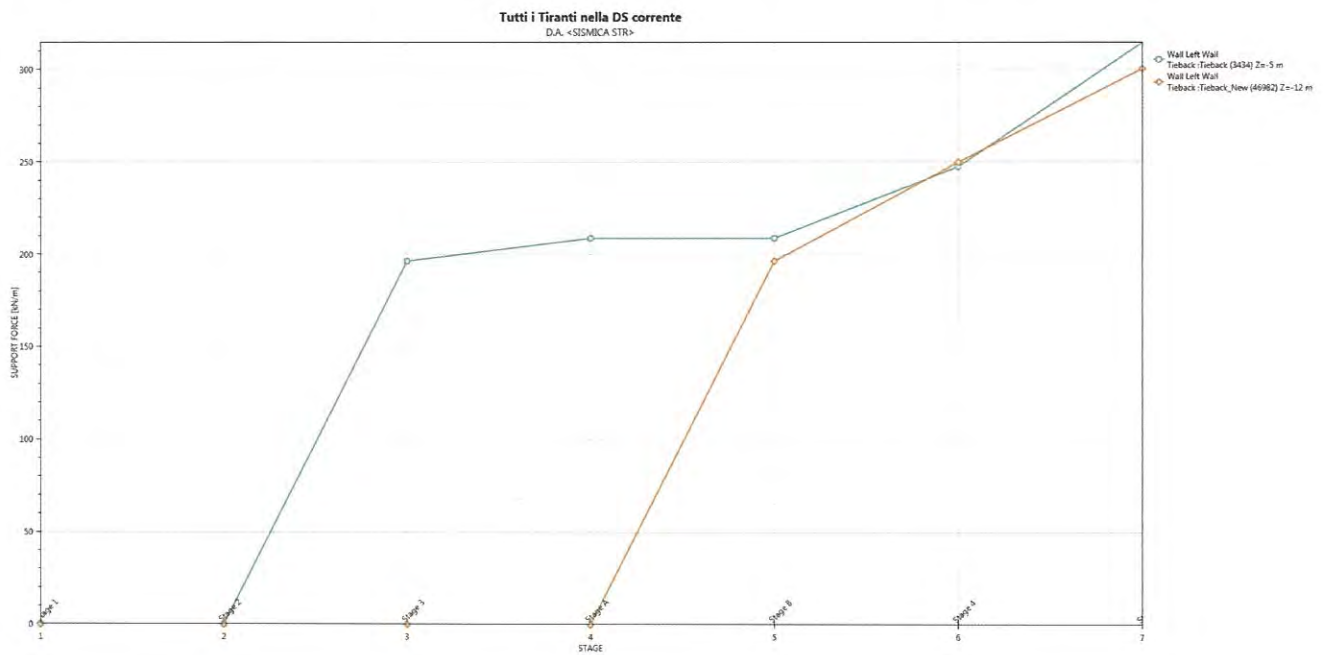
Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
56 di 102



**Figura 8.37 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1**



**Figura 8.38 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR**



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
57 di 102

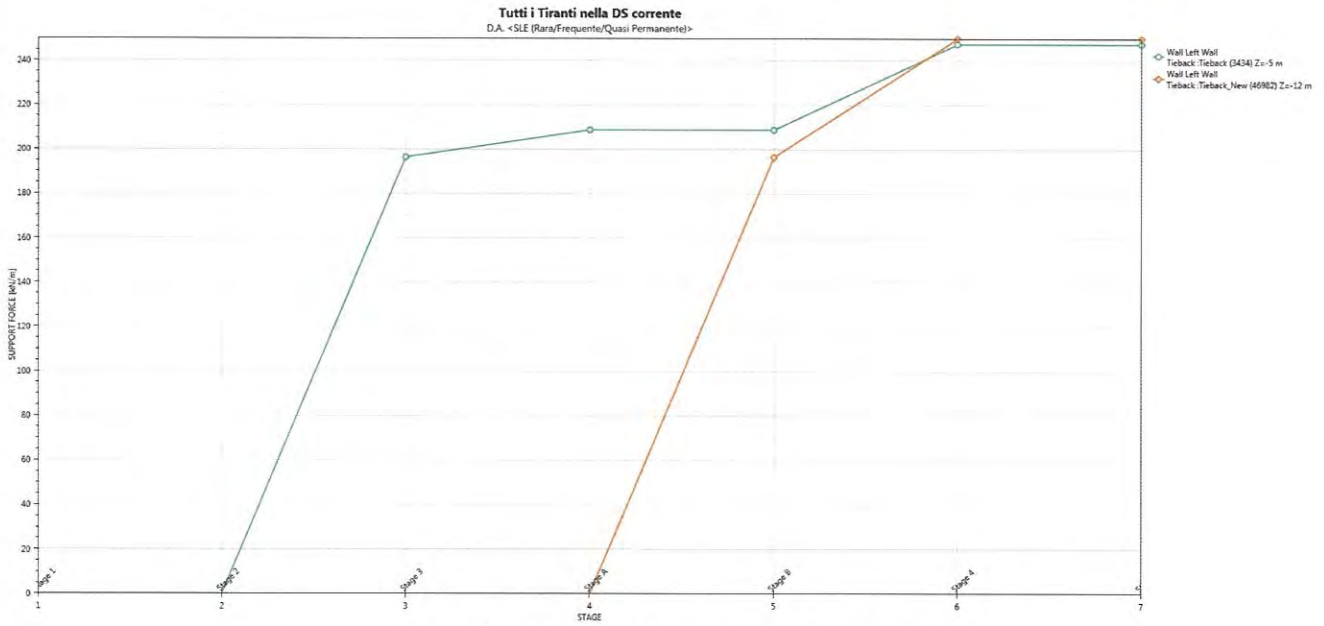


Figura 8.39 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE

### 8.2.1. Tratta I2

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo e le fasi costruttive della sezione dimensionante della tratta in esame; i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1.

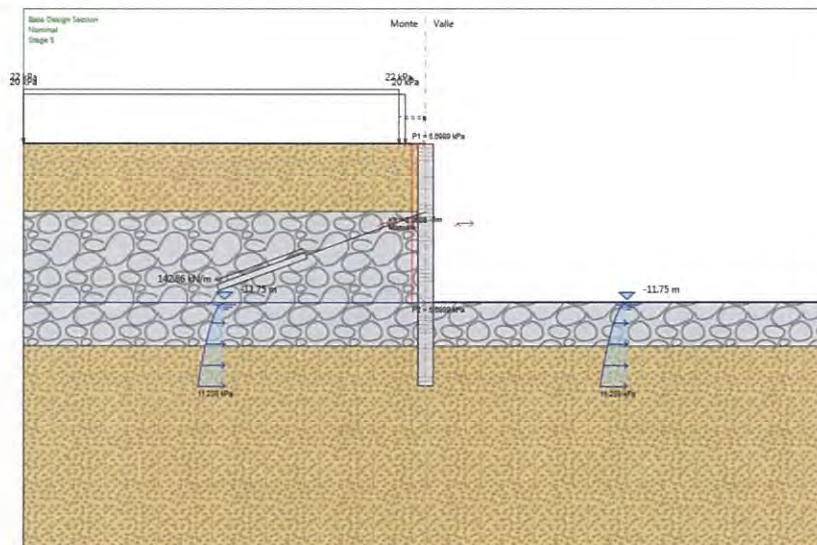


Figura 8.40 –Tratta I2: Modello di calcolo

Tipologia	Pali $\phi 1200$ passo 1,4m
Altezza totale paratia	18 m
Altezza di scavo paratia	11,75 m
Ordini di tiranti	1 a -5.0m da quota superiore trave di testa
Passo orizzontale tiranti	2,8 m
Inclinazione piano campagna a monte	-
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	22 kPa (per simulare 1m di terreno a monte)
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa (per simulare il traffico dei mezzi di cantiere)
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.8 - Tratta I2: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

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

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001Rev.  
AFoglio  
59 di 102

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 8.41 e del taglio in Figura 8.42 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta l'involuppo delle forze nel tirante nelle combinazioni SLU A1+M1+R3 in Figura 8.44 e combinazione SLV-STR in Figura 8.45. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.43 e il tiro nei tiranti nella medesima fase in Figura 8.46.

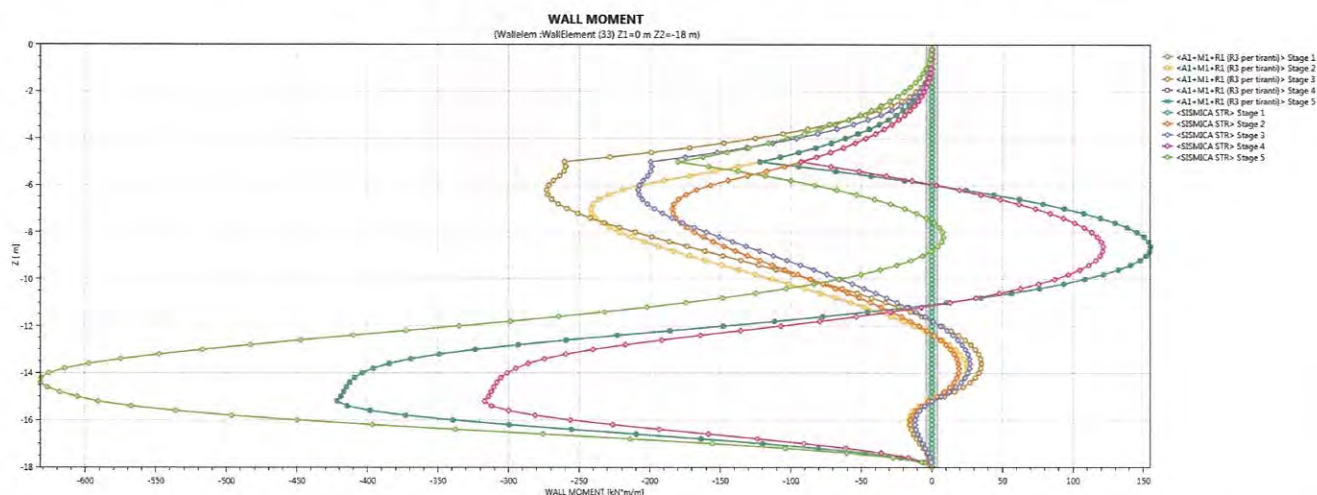


Figura 8.41 – Involuppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

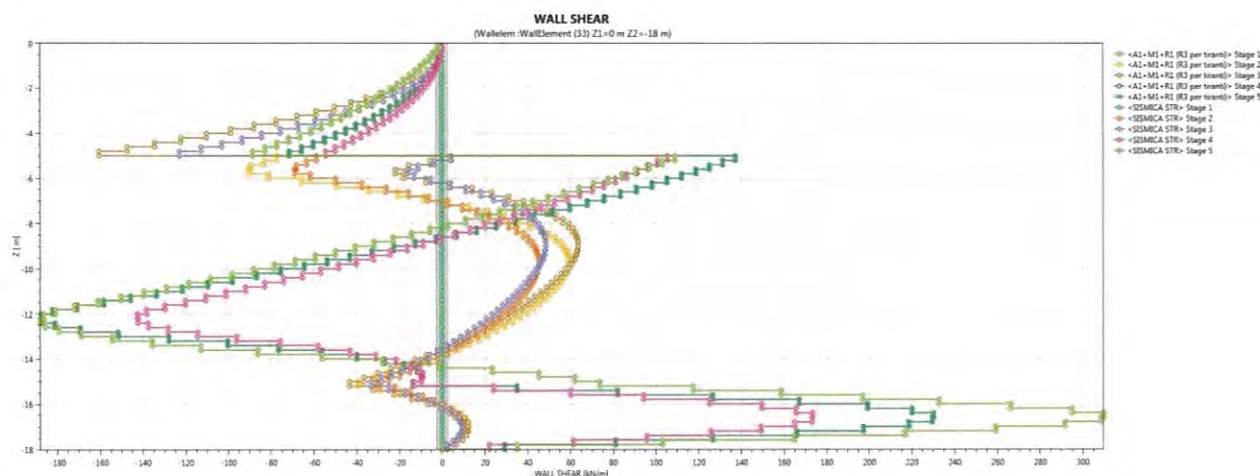
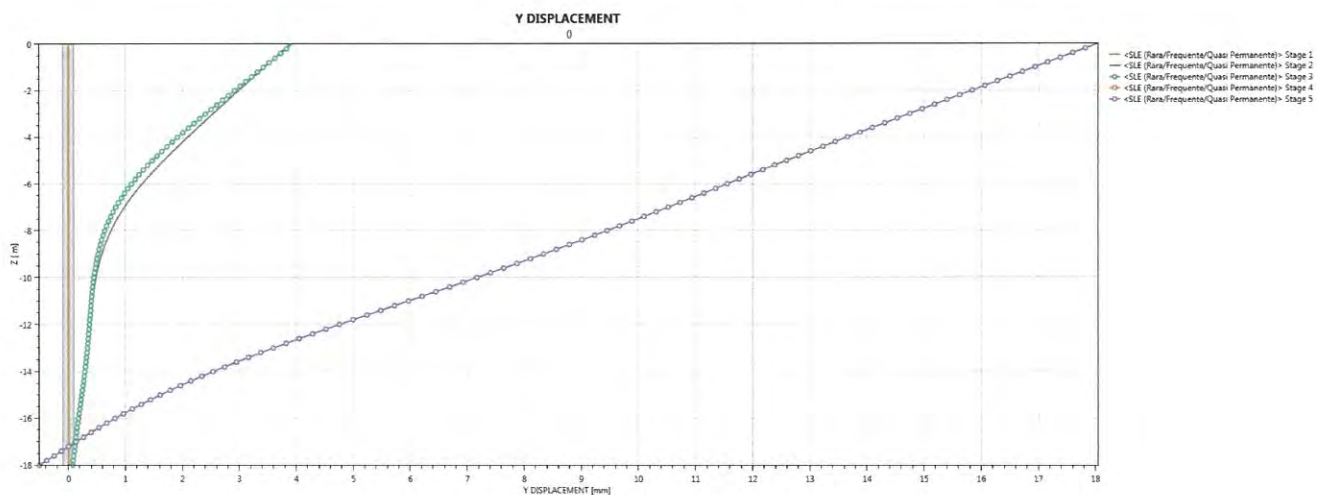
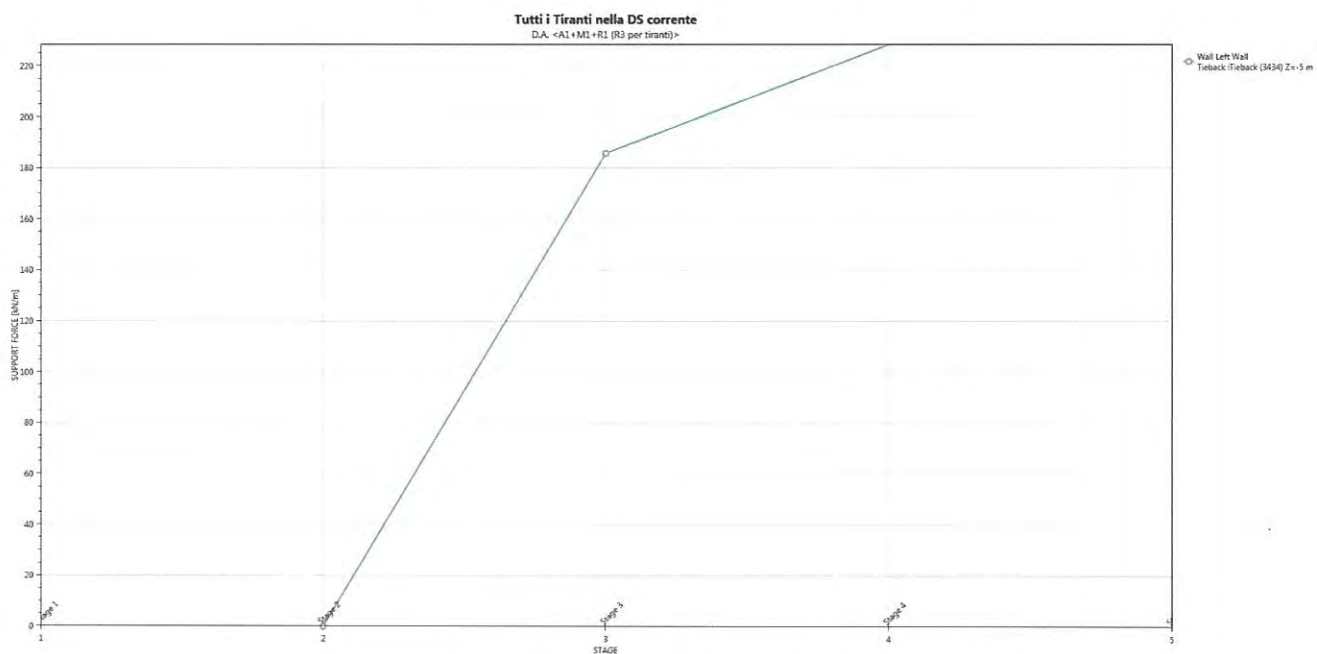


Figura 8.42 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL GI 050 0 001	Rev. A	Foglio 60 di 102
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------



**Figura 8.43 – Spostamenti nella combinazione SLE**



**Figura 8.44 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1**

Doc. N.

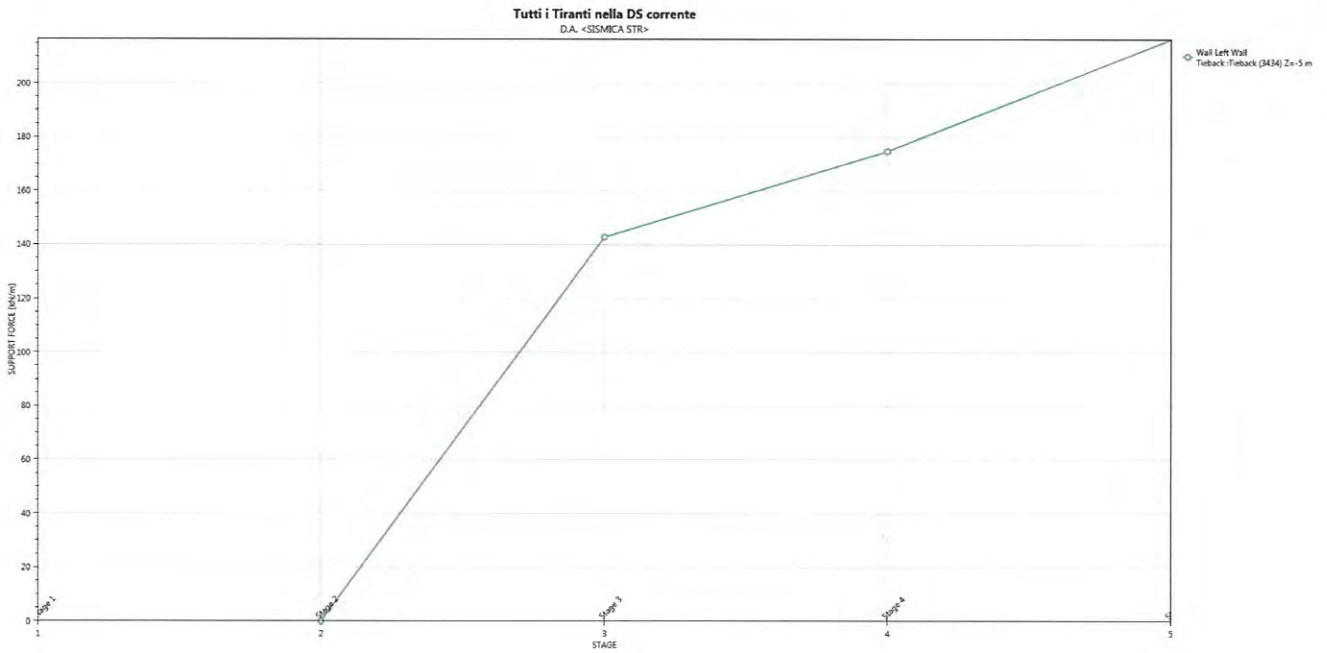
Progetto  
INOR

Lotto  
11

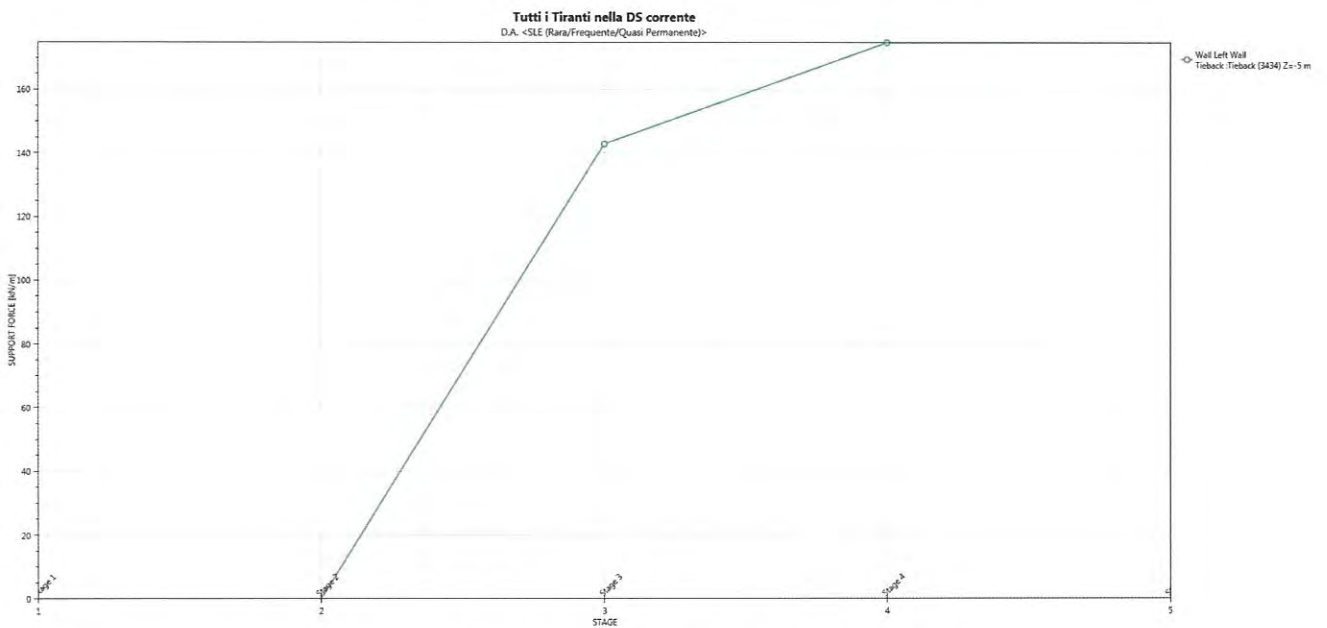
Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
61 di 102



**Figura 8.45 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR**



**Figura 8.46 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE**

### 8.2.2. Tratta L2

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo e le fasi costruttive della sezione dimensionante della tratta in esame; i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1.

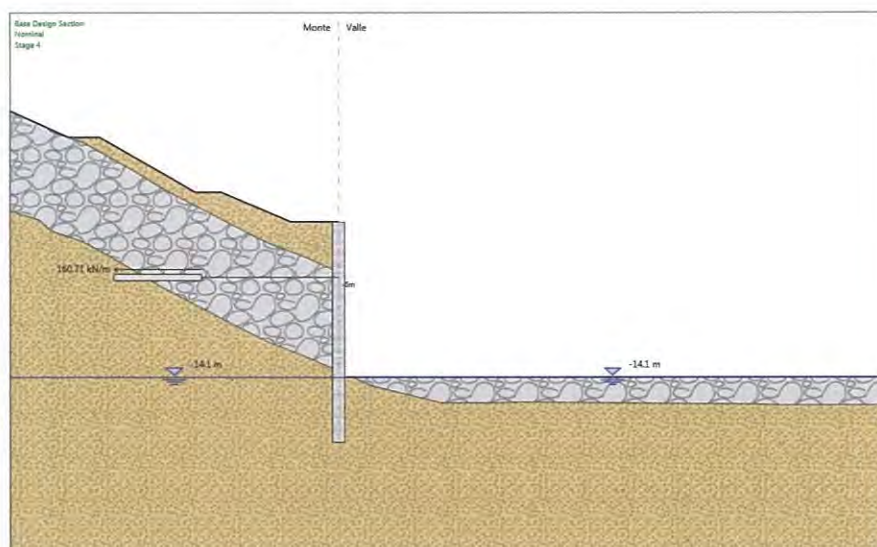


Figura 8.47 –Tratta L2: Modello di calcolo

Tipologia	Pali $\phi$ 1200 passo 1,4m
Altezza totale paratia	20 m
Altezza di scavo paratia	14,1 m
Ordini di tiranti	1 a -5.0m da quota superiore 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	-
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.9 - Tratta L2: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a +0m da p.c..

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 8.48 e del taglio in Figura 8.49 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta l'involuppo delle forze nel tirante nelle combinazioni SLU A1+M1+R3 in Figura 8.51 e combinazione SLV-STR in Figura 8.52. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.50 e il tiro nei tiranti nella medesima fase in Figura 8.53.

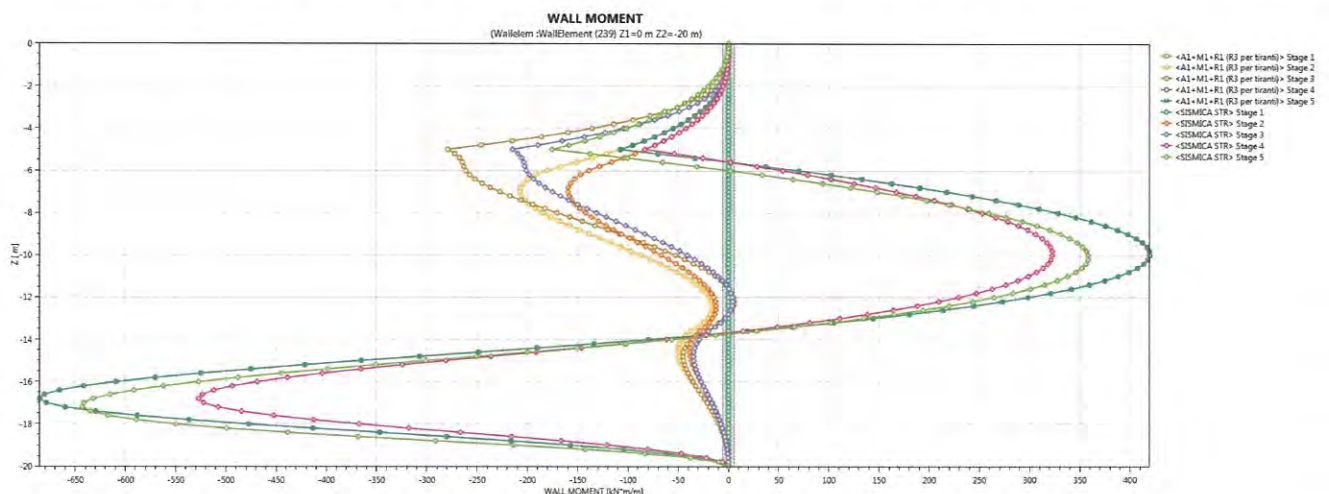


Figura 8.48 – Involuppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
64 di 102

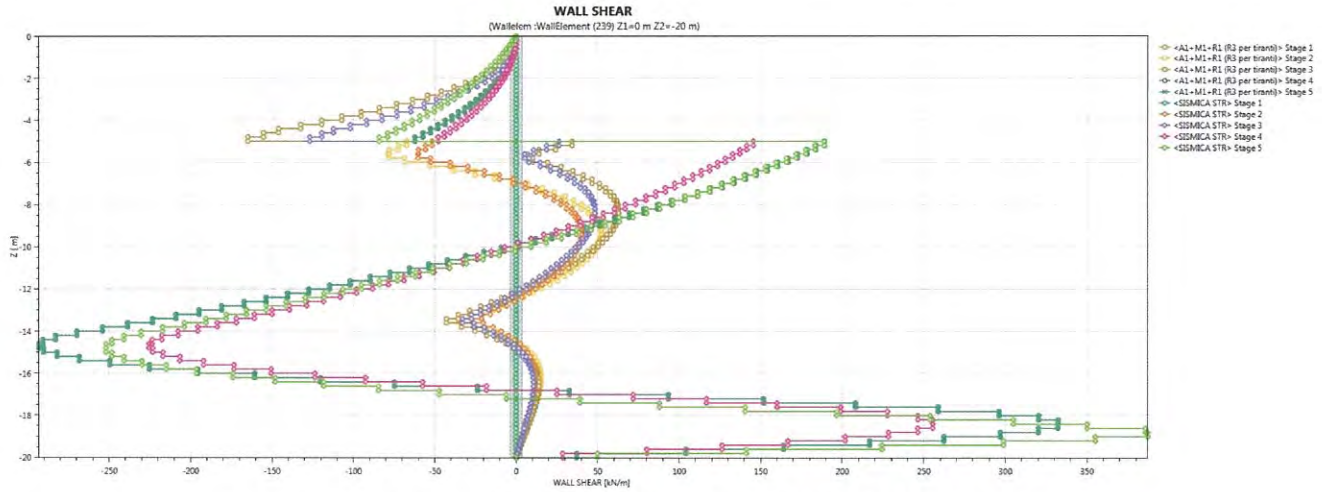


Figura 8.49 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

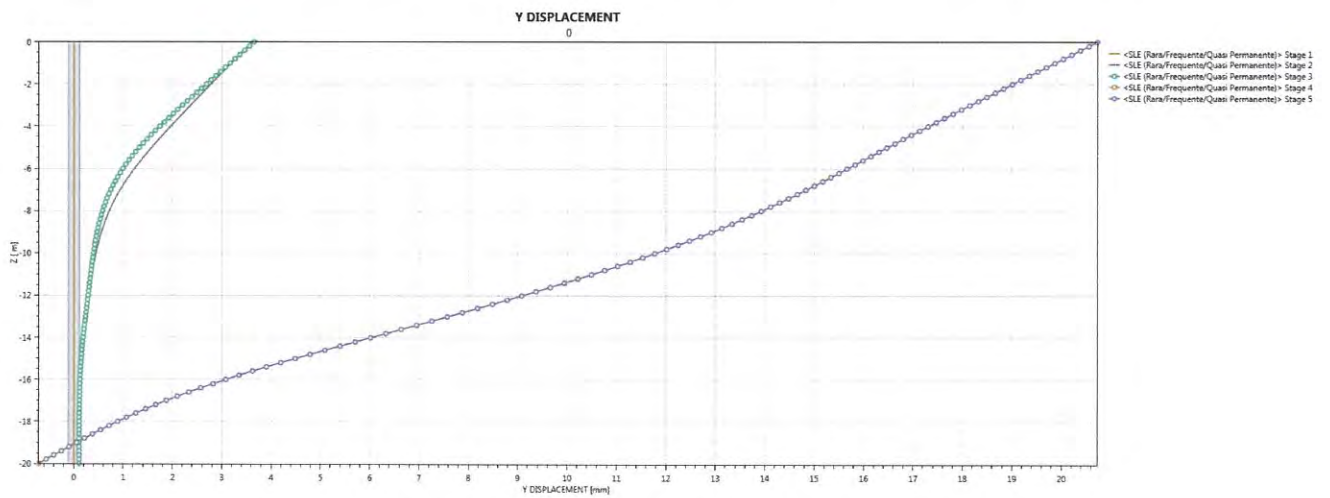


Figura 8.50 -Spostamenti nella combinazione SLE



Doc. N.

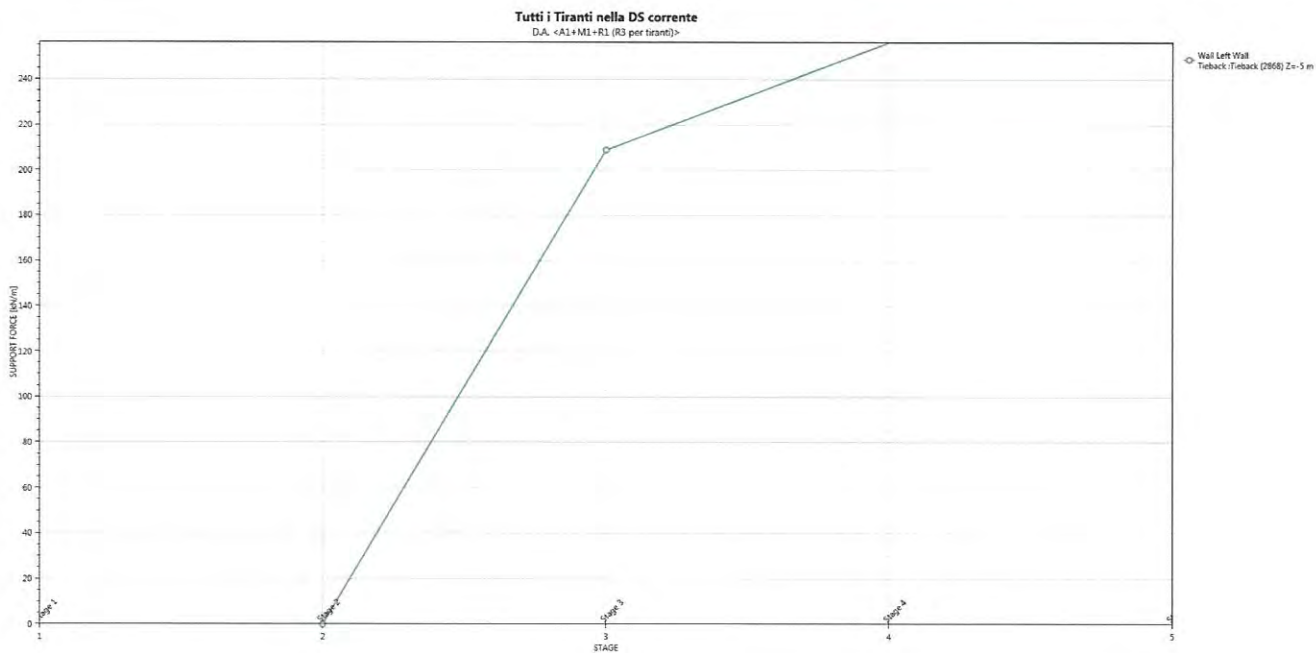
Progetto  
INOR

Lotto  
11

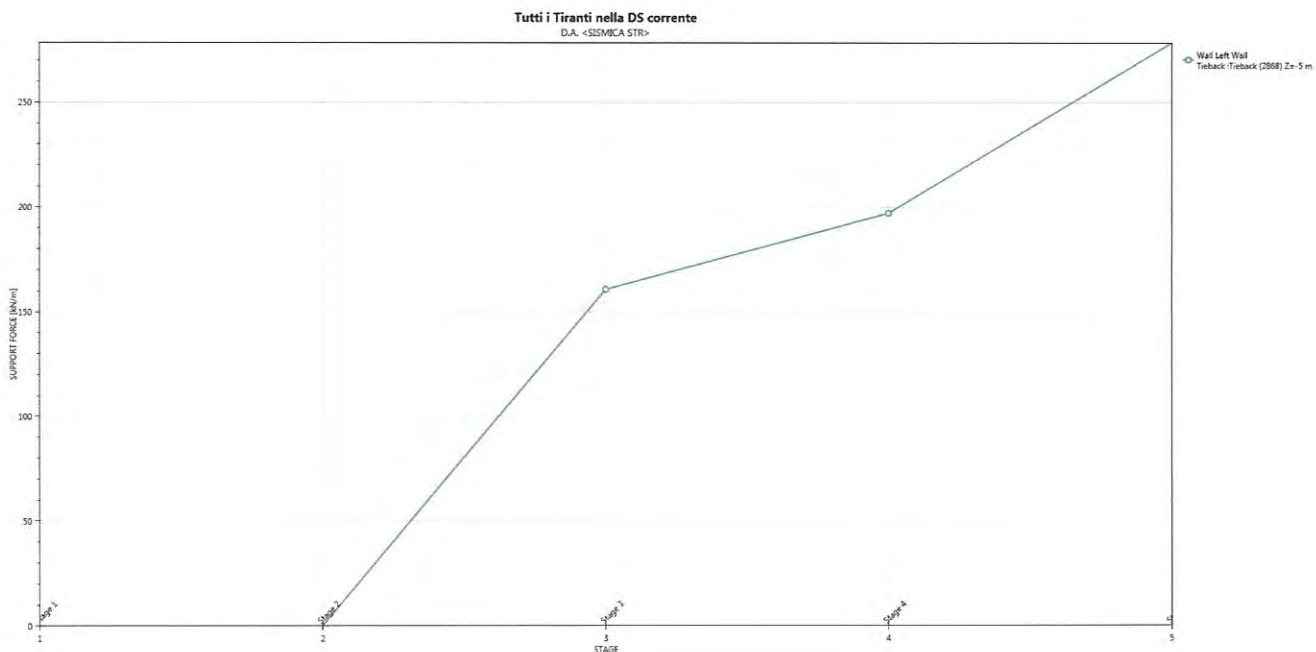
Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
65 di 102



**Figura 8.51 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1**



**Figura 8.52 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR**

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL GI 050 0 001	Rev. A	Foglio 66 di 102
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------

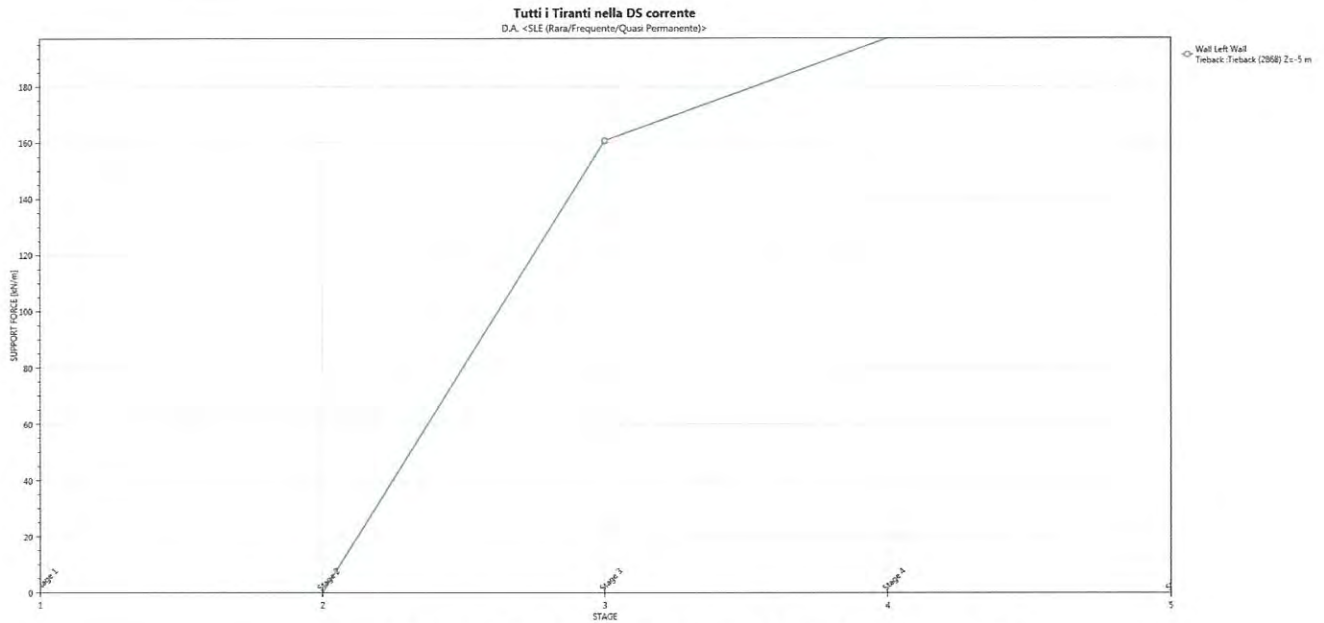


Figura 8.53 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE

### 8.2.3. Tratta M1

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo e le fasi costruttive della sezione dimensionante della tratta in esame; i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1.

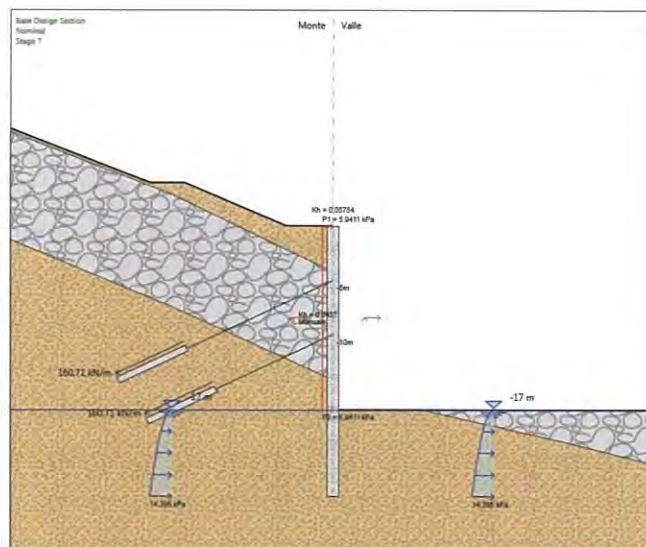


Figura 8.54 –Tratta M1: Modello di calcolo

Tipologia	Pali $\phi 1200$ passo 1,4m
Altezza totale paratia	25 m
Altezza di scavo paratia	17,0m
Ordini di tiranti	2 a quota -5m e -10m da quota superiore 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	-
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.10 - Tratta M1: Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a circa 0 m da p.c..

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 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del secondo ordine di tiranti;

Fase 5 – Installazione del secondo ordine di tiranti e pretiro dello stesso;

Fase 6 – Scavo fino alla quota di fondo scavo

Fase 7 – 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 8.55 e del taglio in Figura 8.56 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta l'involucro delle forze nel tirante nelle combinazioni SLU A1+M1+R3 in Figura 8.58 e combinazione SLV-STR in Figura 8.59. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.57 e il tiro nei tiranti nella medesima fase in Figura 8.60.

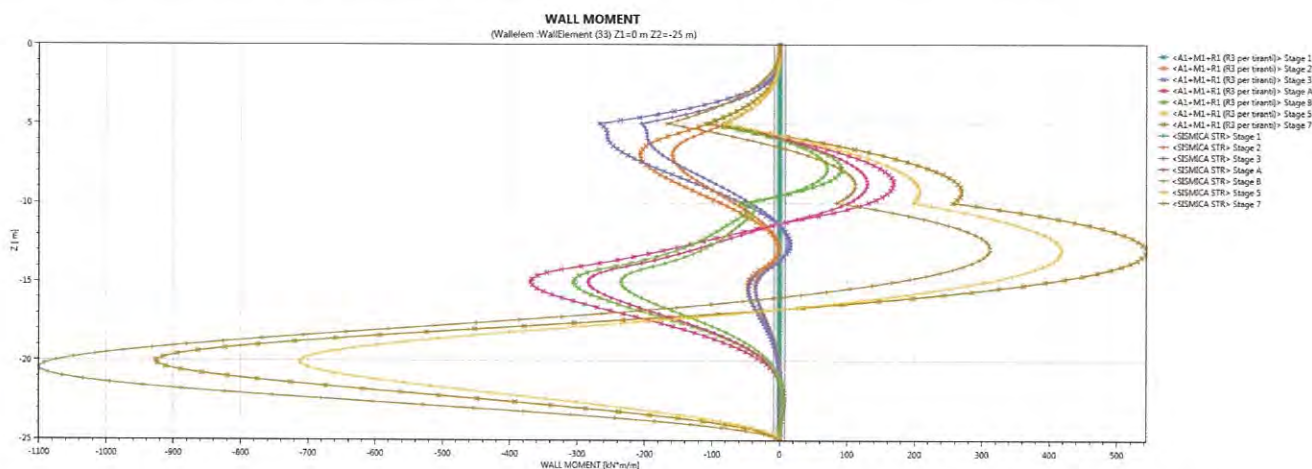


Figura 8.55 – Involucro del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
69 di 102

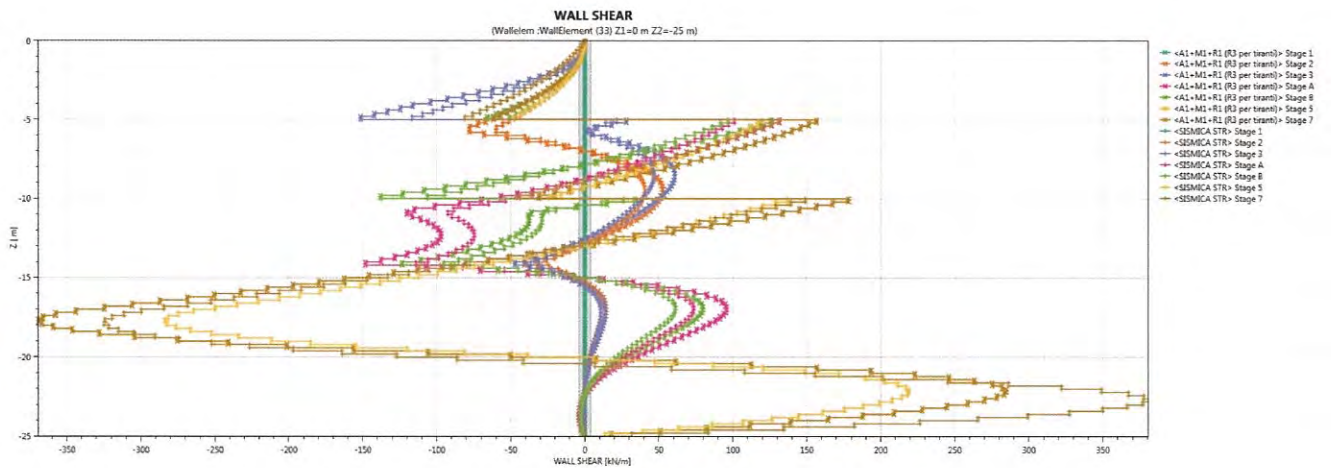


Figura 8.56 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

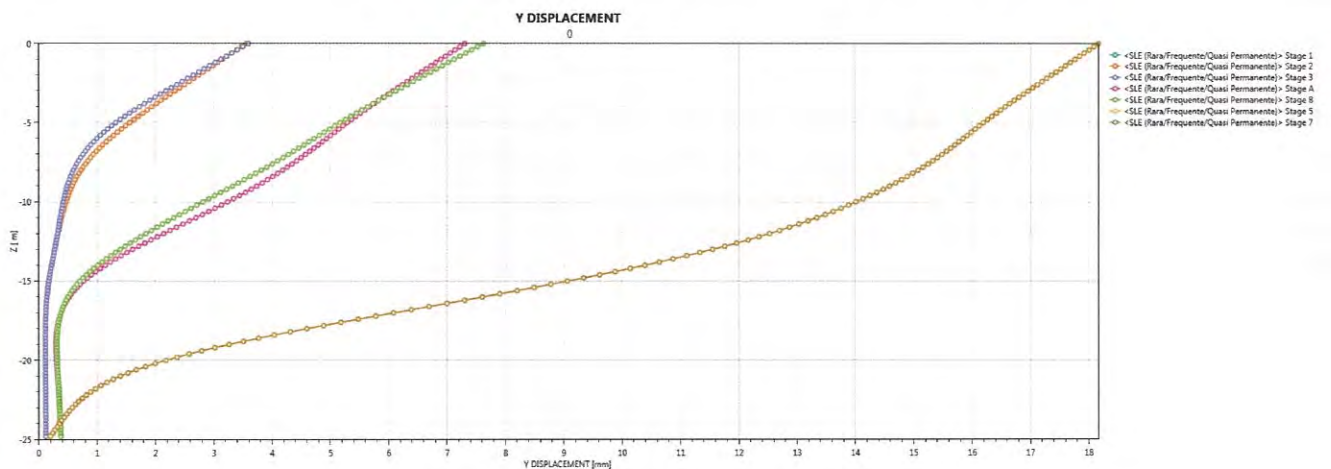
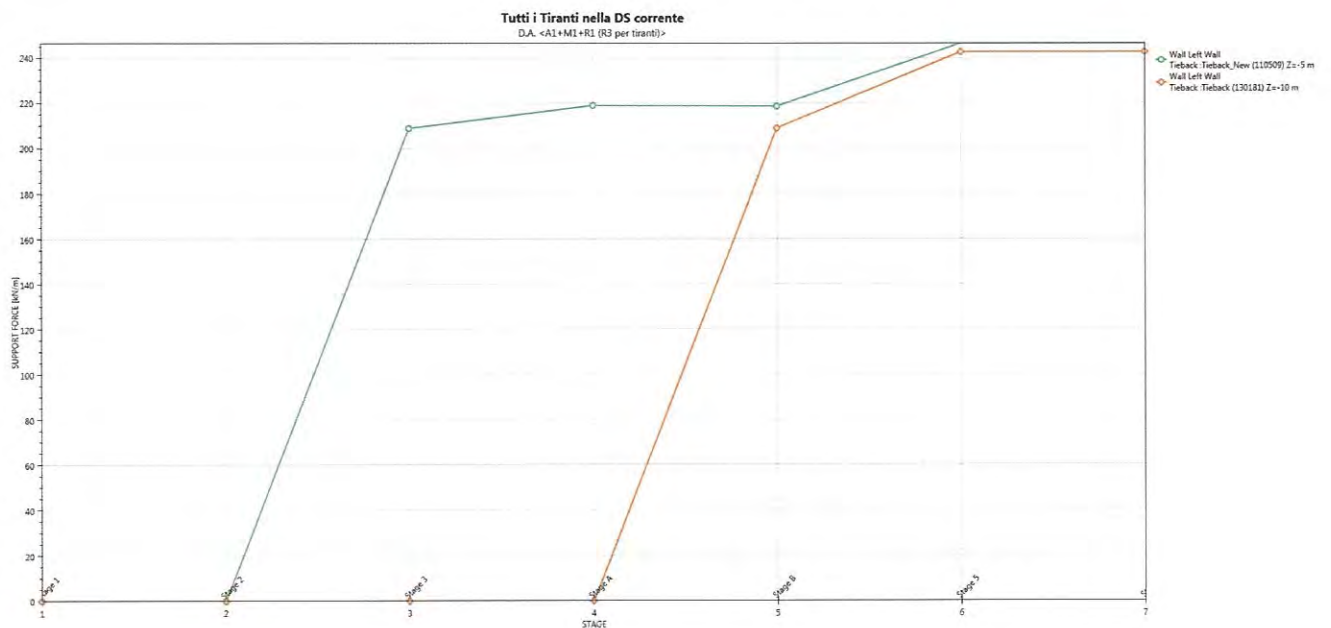


Figura 8.57 –Spostamenti nella combinazione SLE



Doc. N.

Progetto  
INOR

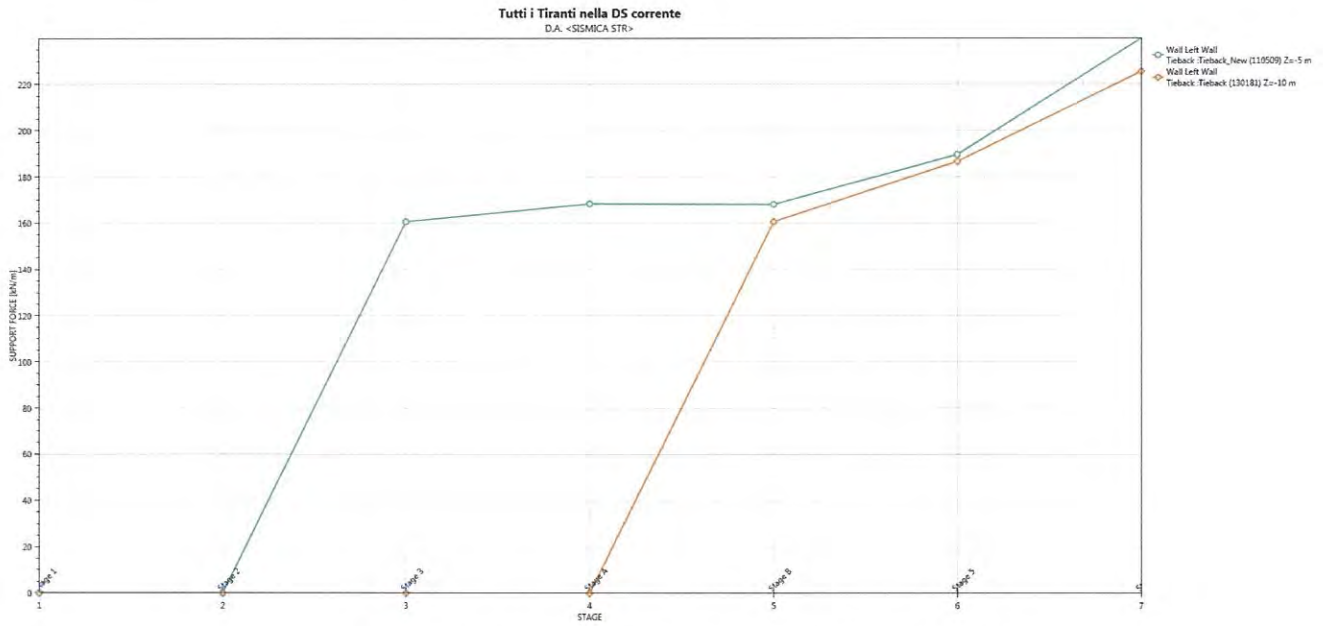
Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

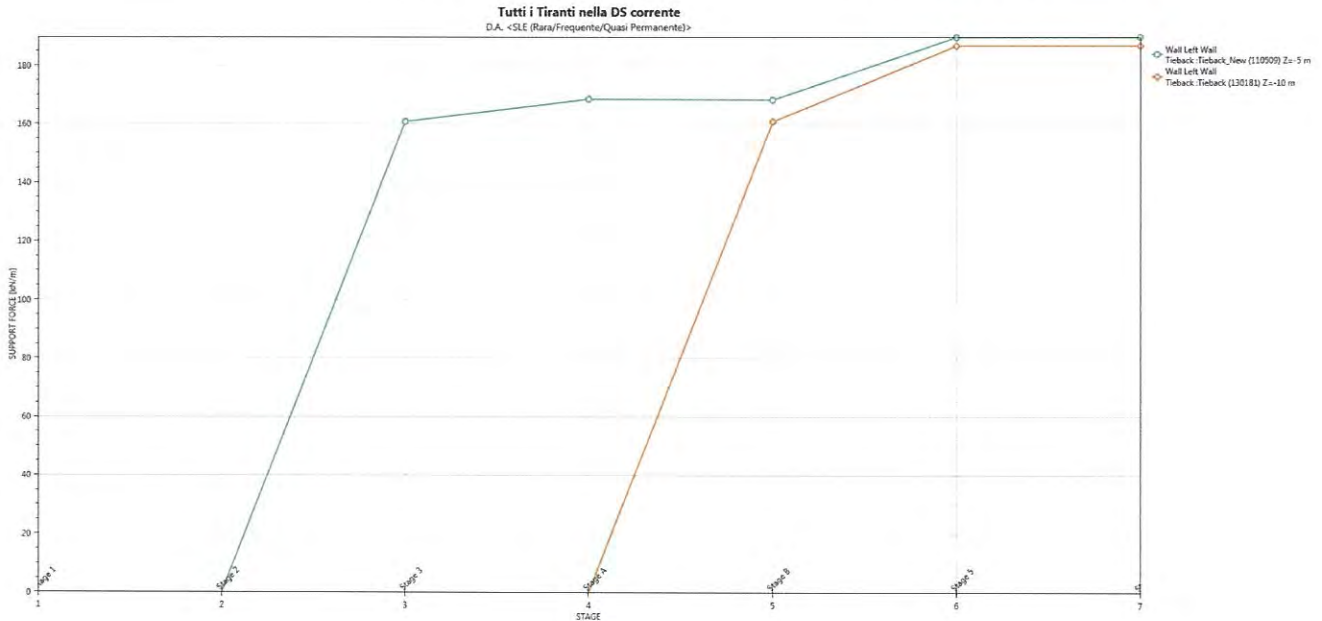
Rev.  
A

Foglio  
70 di 102

**Figura 8.58 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1**



**Figura 8.59 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR**



**Figura 8.60 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLE**

### 8.2.4. Tratta M2

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo e le fasi costruttive della sezione dimensionante della tratta in esame; i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli sono riportati al paragrafo 8.1.

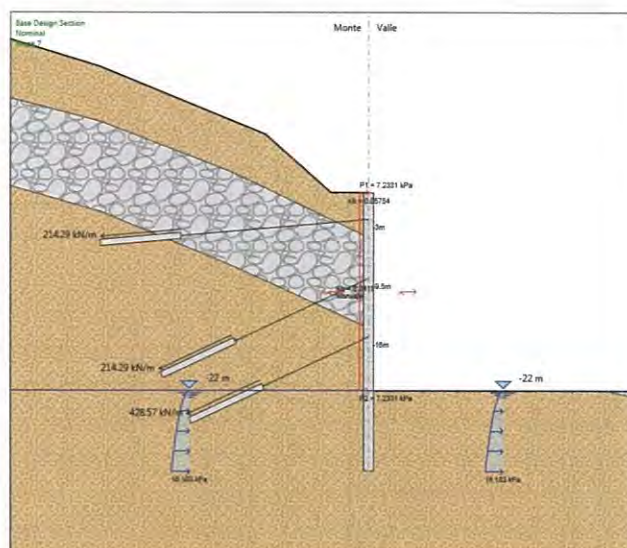


Figura 8.61 –Tratta M2: Modello di calcolo

Tipologia	Pali $\phi$ 1200 passo 1,4m
Altezza totale paratia	31 m
Altezza di scavo paratia	22 m
Ordini di tiranti	3 a quota -3m e -9.5m -16m da quota superiore 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	-
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.11 - Tratta M2:Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi

La quota superiore della trave di testa è posta a circa 0 m da p.c..

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001Rev.  
AFoglio  
72 di 102

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 – Realizzazione scavo a -0.5 m dalla quota del secondo ordine di tiranti;

Fase 5 – Installazione del secondo ordine di tiranti e pretiro dello stesso;

Fase 6 – Scavo fino alla quota di fondo scavo

Fase 7 – 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 8.62e del taglio in Figura 8.63 nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR e nelle diverse fasi di calcolo. Si riporta l'involuppo delle forze nel tirante nelle combinazioni SLU A1+M1+R3 in Figura 8.65 e combinazione SLV-STR in Figura 8.66. Si riportano inoltre gli spostamenti in fase SLE in Figura 8.64 e il tiro nei tiranti nella medesima fase in Figura 8.67.

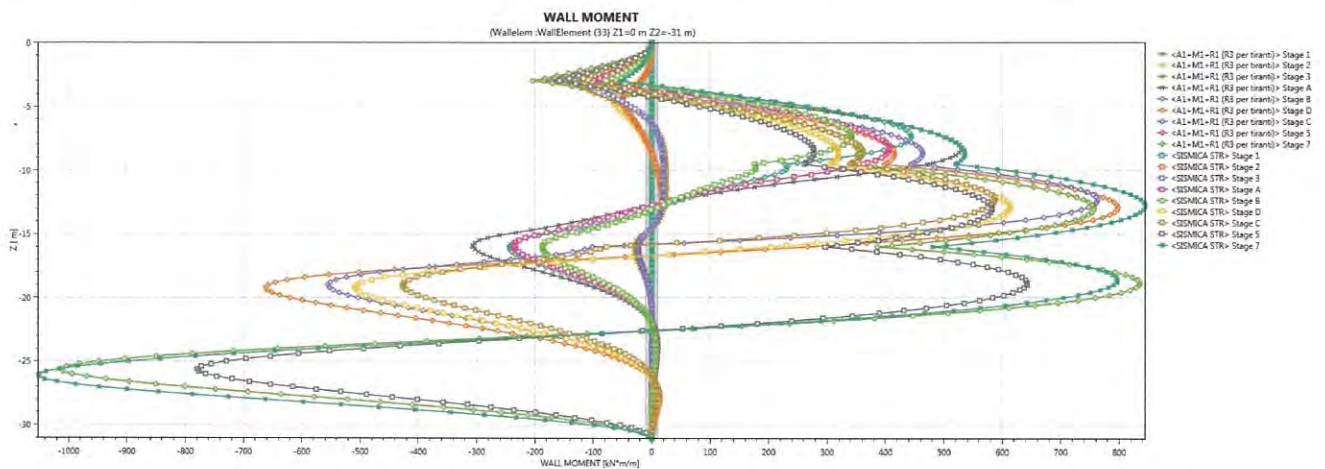


Figura 8.62 – Inviluppo del momento flettente nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
73 di 102

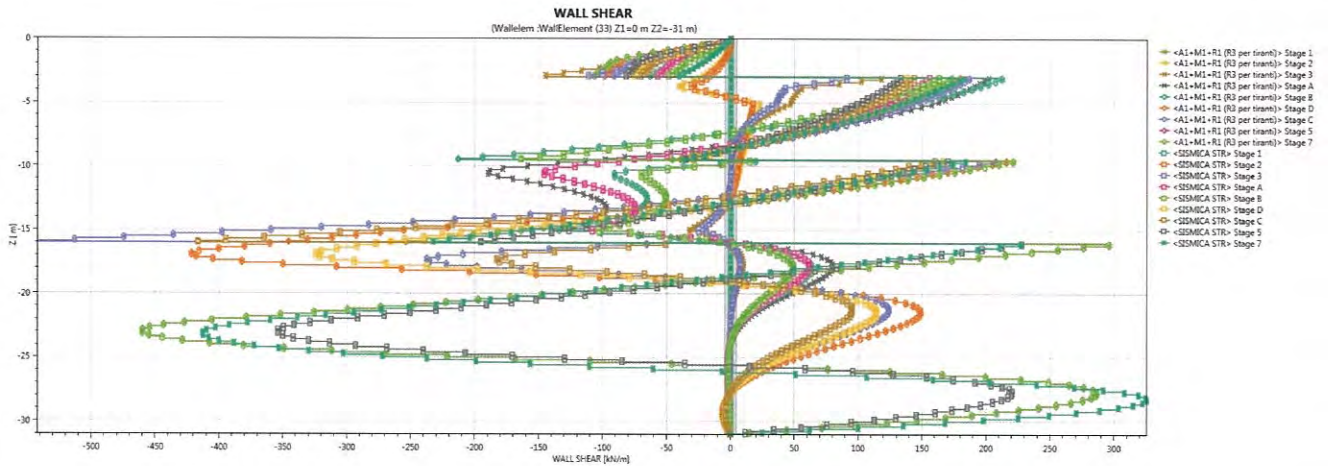


Figura 8.63 - Involuppo del taglio nelle combinazioni SLU A1+M1 e SLV-STR

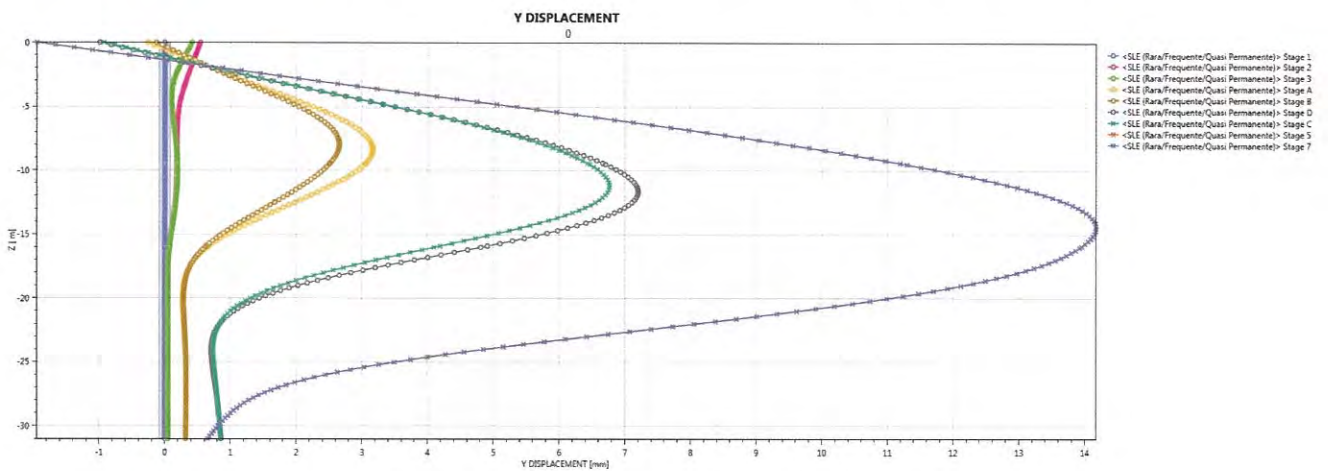
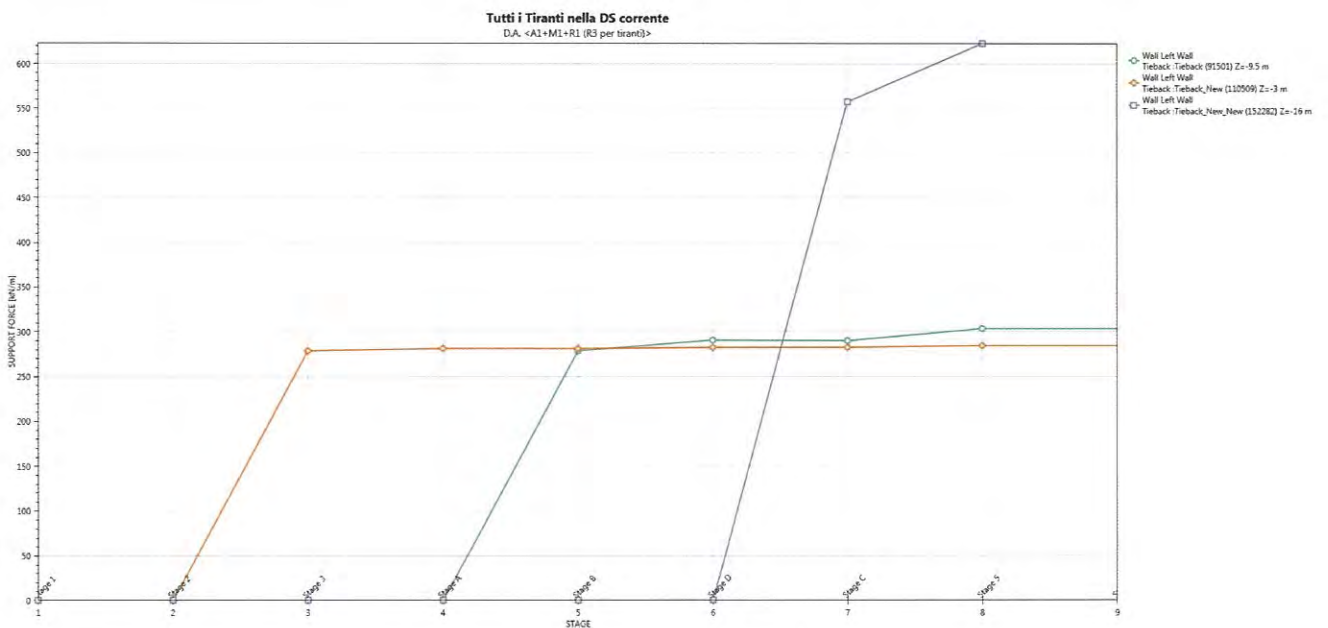
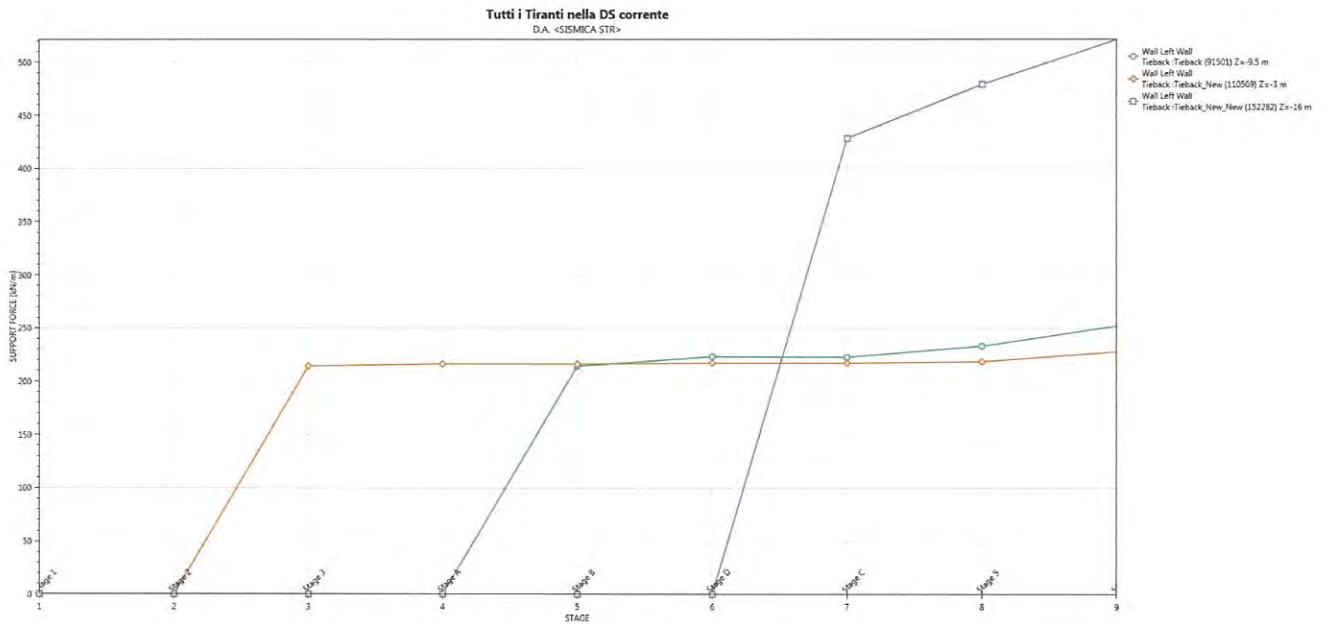


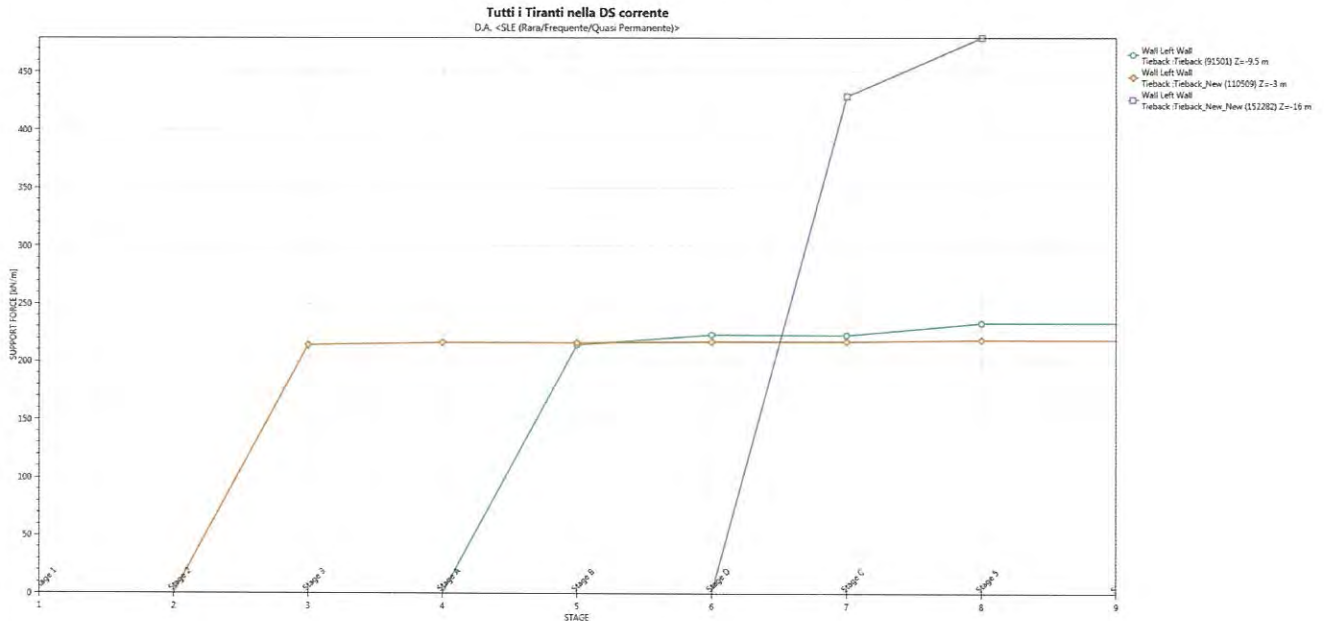
Figura 8.64 - Spostamenti nella combinazione SLE



**Figura 8.65 – Tiro nei tiranti nella combinazione A1+M1**



**Figura 8.66 – Tiro nei tiranti nella combinazione SLV-STR**



**Figura 8.67 – Tiro nei tiranti 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 così come indicato nella figura seguente:

Per le diverse tratte di calcolo le gabbie sono composte come indicato in Tabella 8.12:

	Lpalo [m]	Gabbia	Armatura Longitudinale	Staffe	Lgabbia
					[m]
Tratta A-L1	26	I	16GFRP25	GFRP35x3	4,8
		II	16GFRP25	GFRP35x3	12
		III	16GFRP25	GFRP35x3	12
Tratta B	24	I	18f18	f12/30	9
		II	18f26	f14/30	9
		III	18f26	f14/30	8,9
Tratta C	18	I	12f20	f12/30	12
		II	12f24	f12/30	7,5
Tratta I1	27	I	18f18	f12/30	7
		II	18f30	f12/30	10
		III	18f30	f14/30	12
Tratte I2	17	I	12f20	f12/30	12
		II	12f24	f12/30	6,5
Tratte L2	19	I	12f24	f12/30	12
		II	12f24	f12/30	8,5
Tratte M1	24	I	18f18	f12/30	9
		II	18f26	f14/30	9
		III	18f26	f14/30	8,9
Tratte M2	30	I	18f18	f12/30	9,3
		II	18f30	f14/30	12
		III	18f30	f14/30	12

**Tabella 8.12 - 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 e secondo le indicazioni *ACI 440.1 R-06, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars* e *CNR DT203/2006* per quanto riguarda le barre in VTR.

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

	Lpalo [m]	Gabbia	Armatura Longitudinale	Staffe	L <sub>gabbia</sub>	M <sub>RD</sub> <sup>SLU</sup>	V <sub>RD</sub> <sup>SLU</sup>
					[m]	[kNm]	[kNm]
Tratta A-L1	26	I	16GFRP25	GFRP35x3	4,8	1658	648
		II	16GFRP25	GFRP35x3	12	1658	648
		III	16GFRP25	GFRP35x3	12	1658	648
Tratta B	24	I	18f18	f12/30	9	891,3	621
		II	18f26	f14/30	9	1719	853
		III	18f26	f14/30	8,9	1719	853
Tratta C	18	I	12f20	f12/30	12	745	621
		II	12f24	f12/30	7,5	1043	621
Tratta I1	27	I	18f18	f12/30	7	891,3	621
		II	18f30	f12/30	10	2211	621
		III	18f30	f14/30	12	2211	853
Tratte I2	17	I	12f20	f12/30	12	745	621
		II	12f24	f12/30	6,5	1043	621
Tratte L2	19	I	12f24	f12/30	12	745	621
		II	12f24	f12/30	8,5	1043	621
Tratte M1	24	I	18f18	f12/30	9	891,3	621
		II	18f26	f14/30	9	1719	853
		III	18f26	f14/30	8,9	1719	853
Tratte M2	30	I	18f18	f12/30	9,3	891,3	621
		II	18f30	f14/30	12	2211	853
		III	18f30	f14/30	12	2211	853

Tabella 8.13 – 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 GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
77 di 102

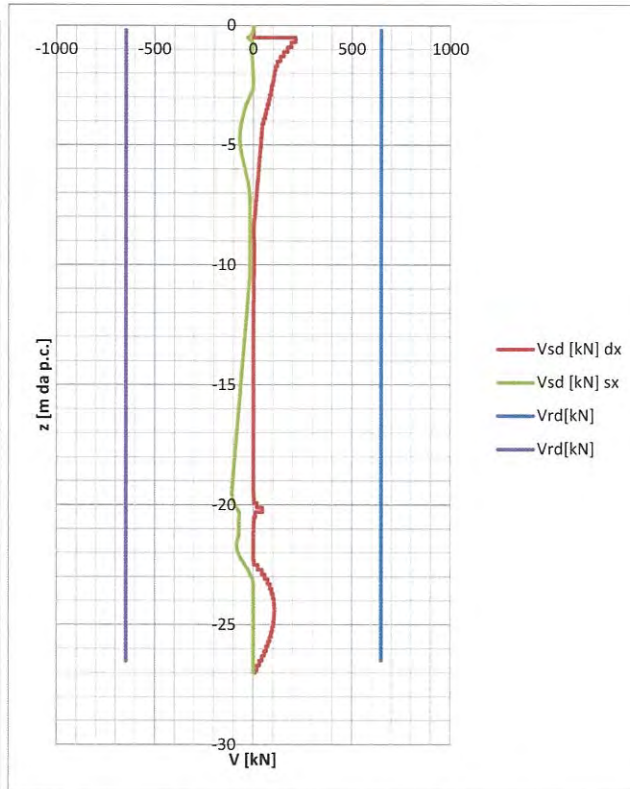
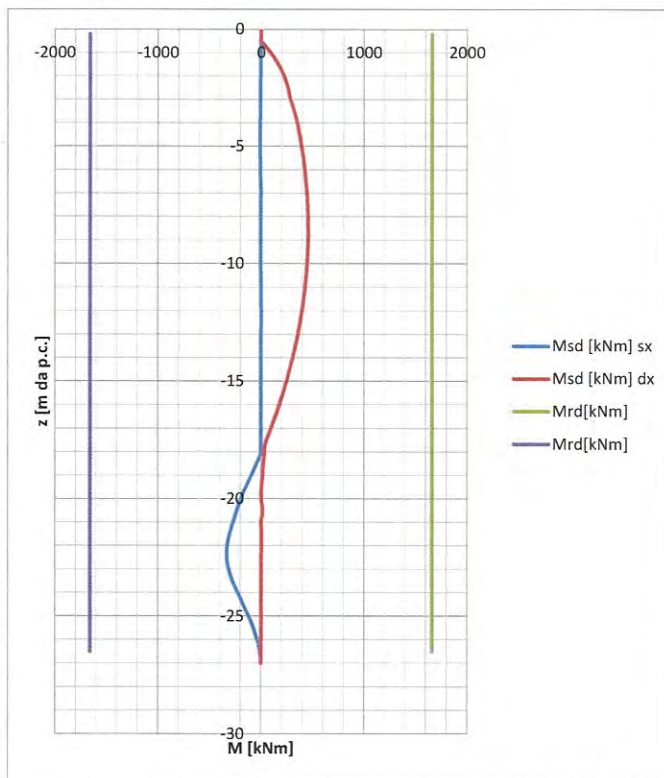


Figura 8.68 –Tratta A-L1 – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

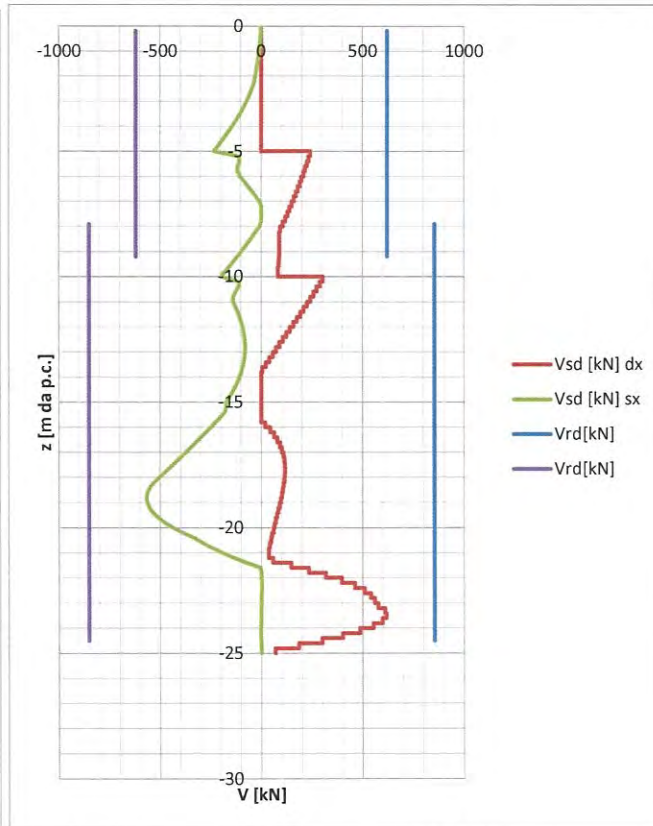
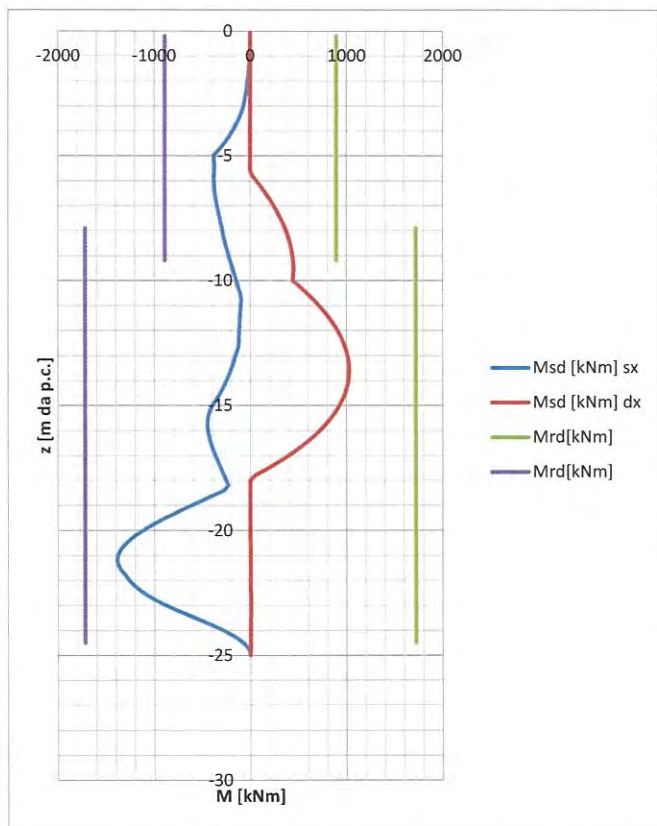


Figura 8.69 –Tratta B – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
78 di 102

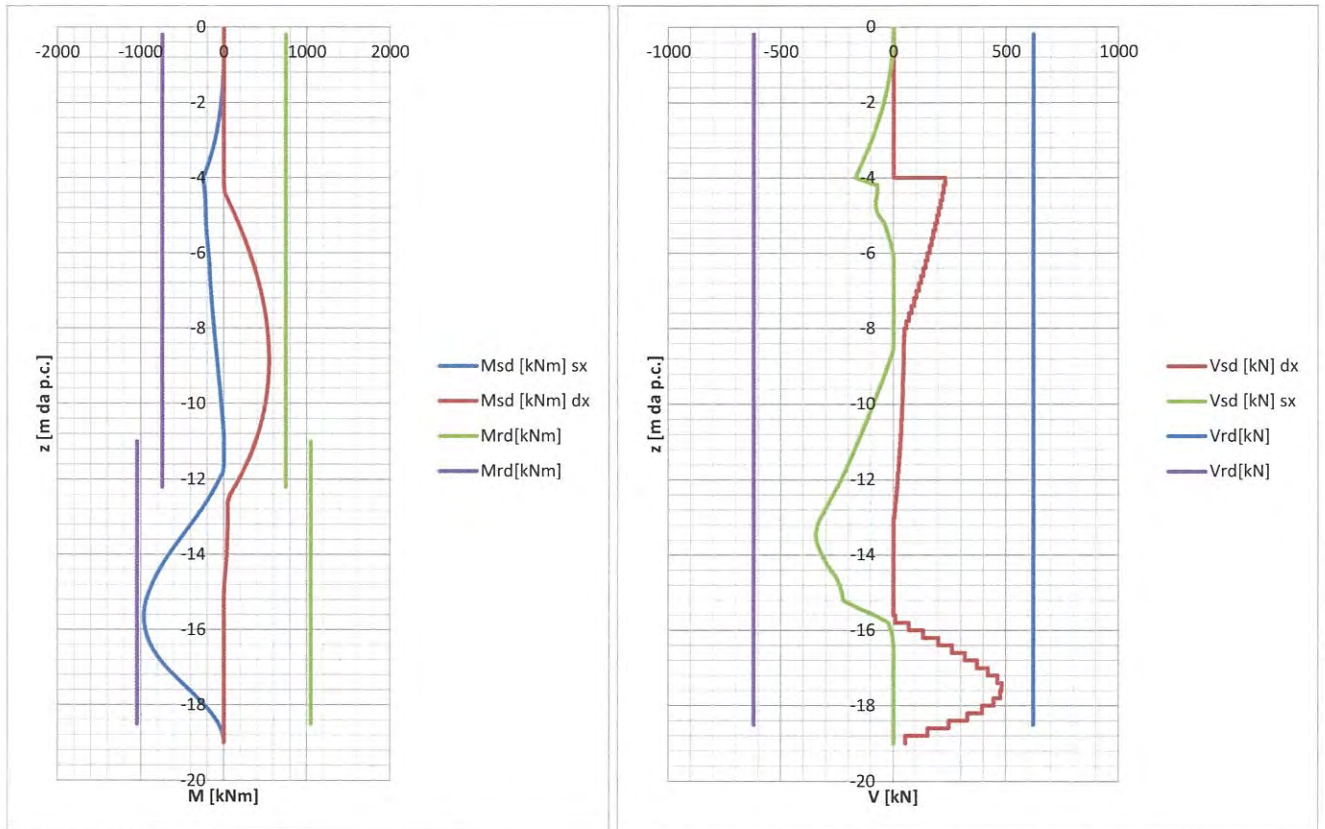


Figura 8.70 –Tratta C – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

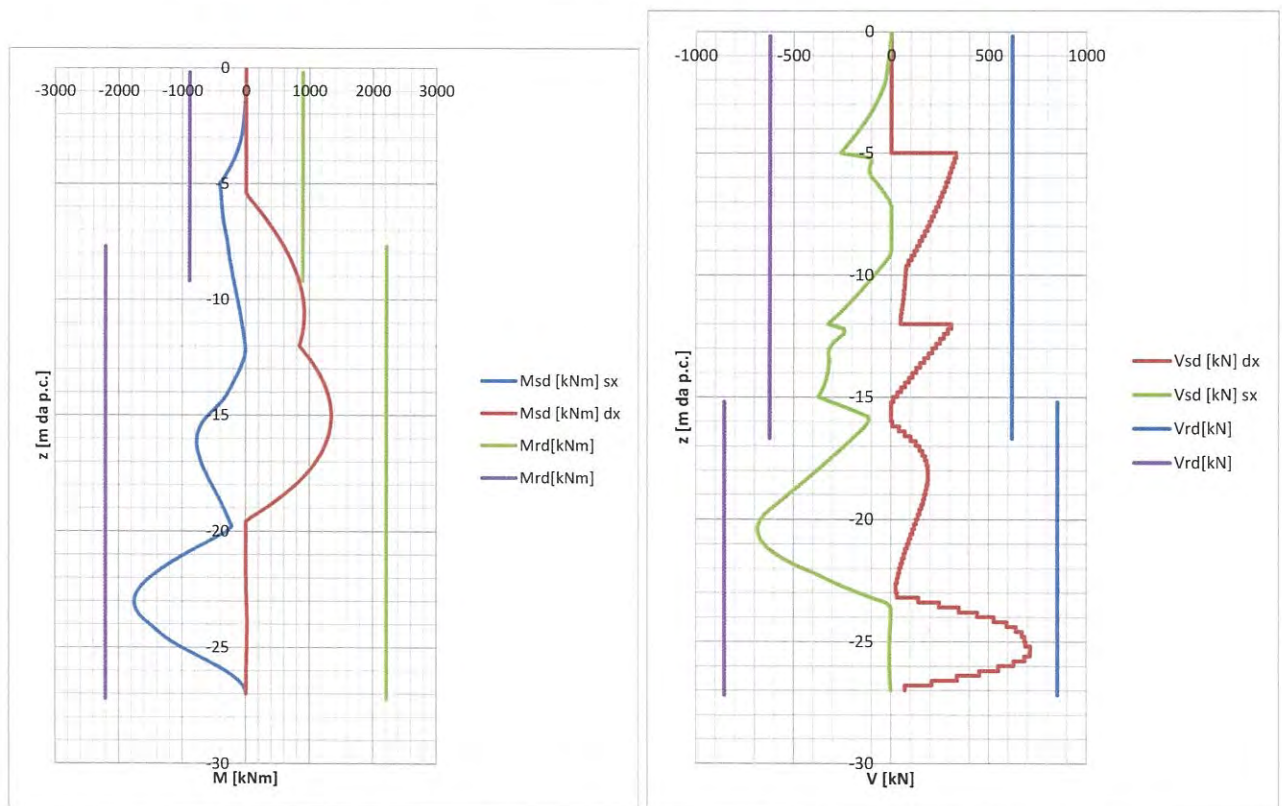


Figura 8.71 –Tratta I1 – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
79 di 102

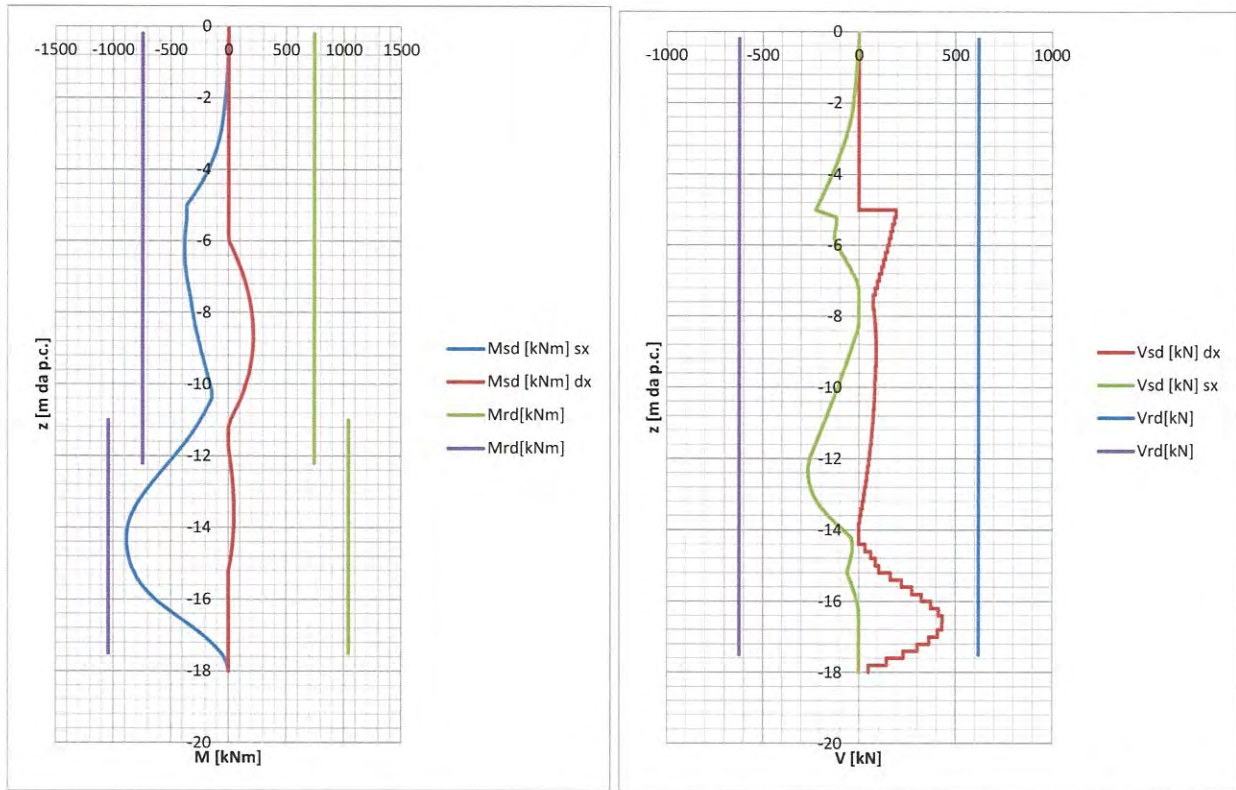


Figura 8.72 –Tratta I2 – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

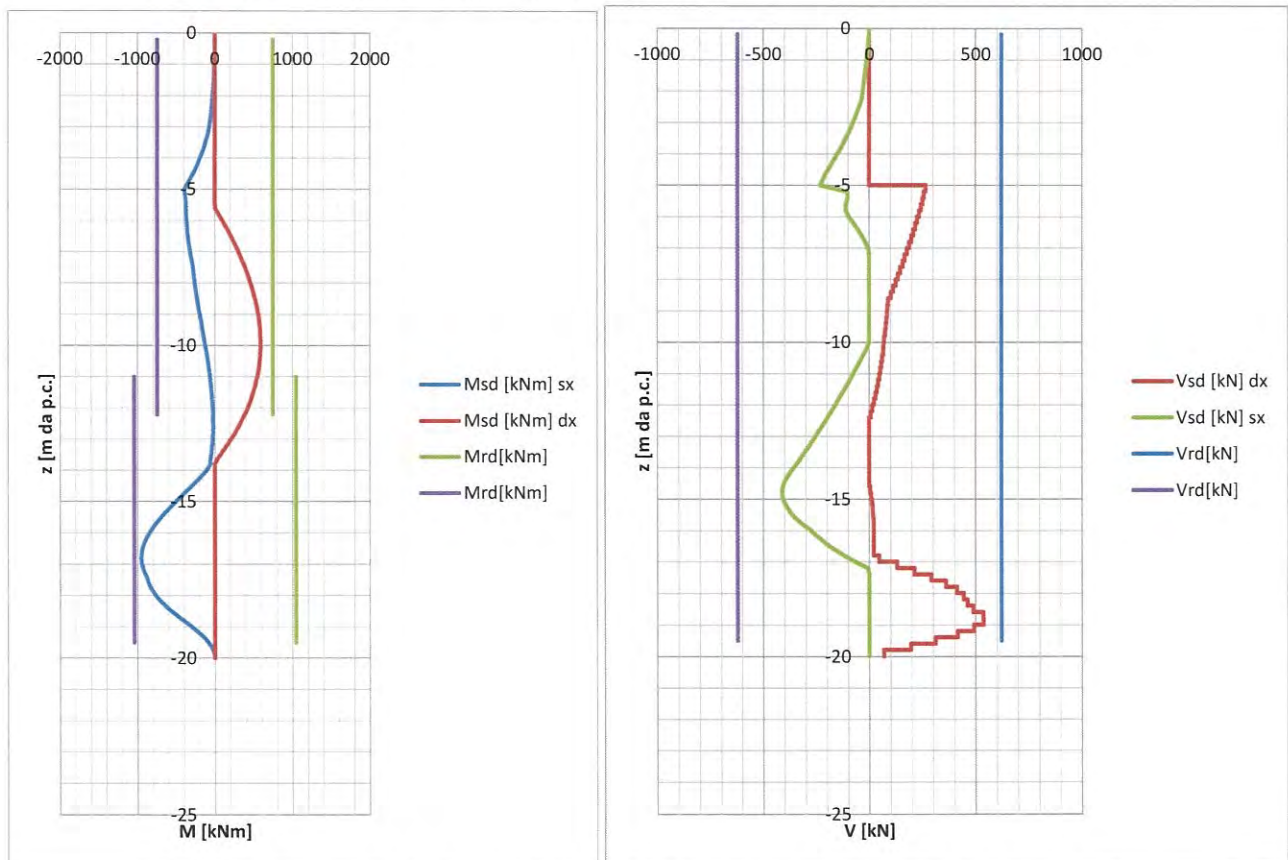


Figura 8.73 –Tratta L2 – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
80 di 102

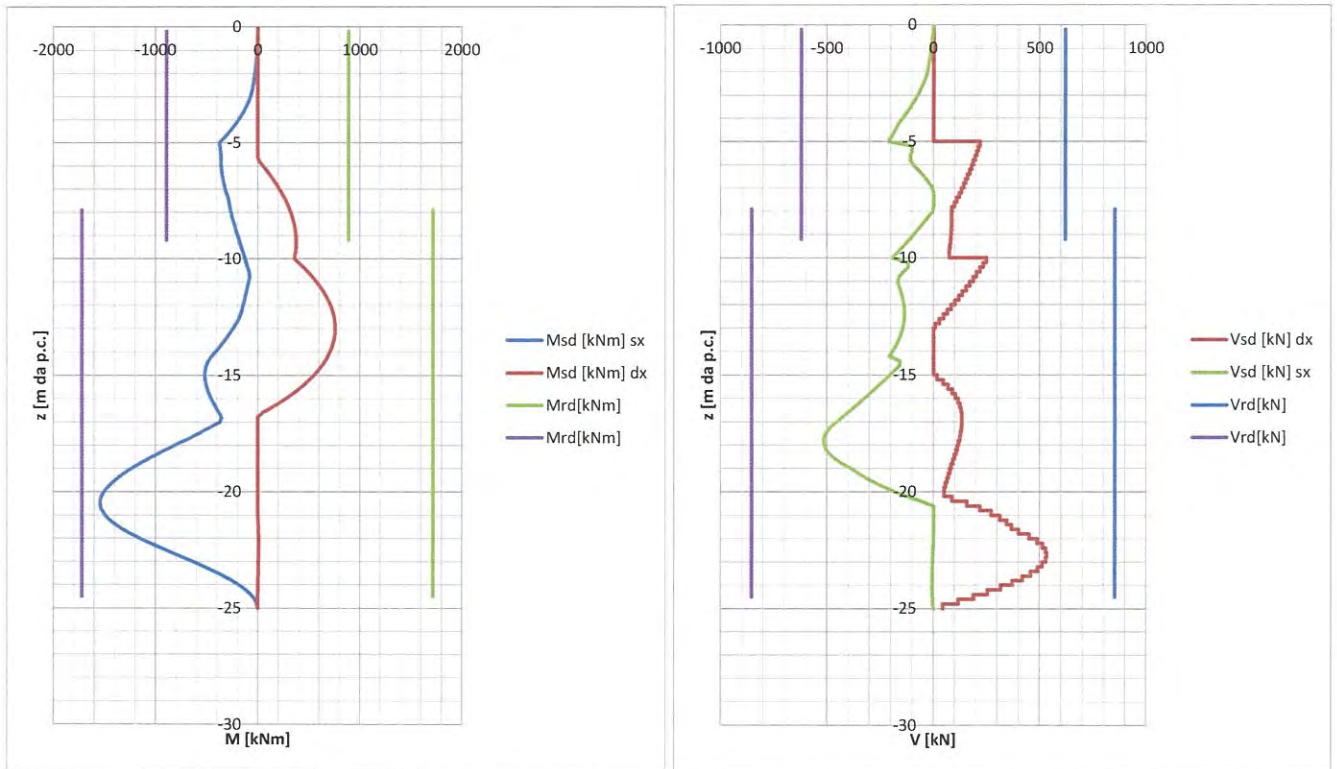


Figura 8.74 –Tratta M1 – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo

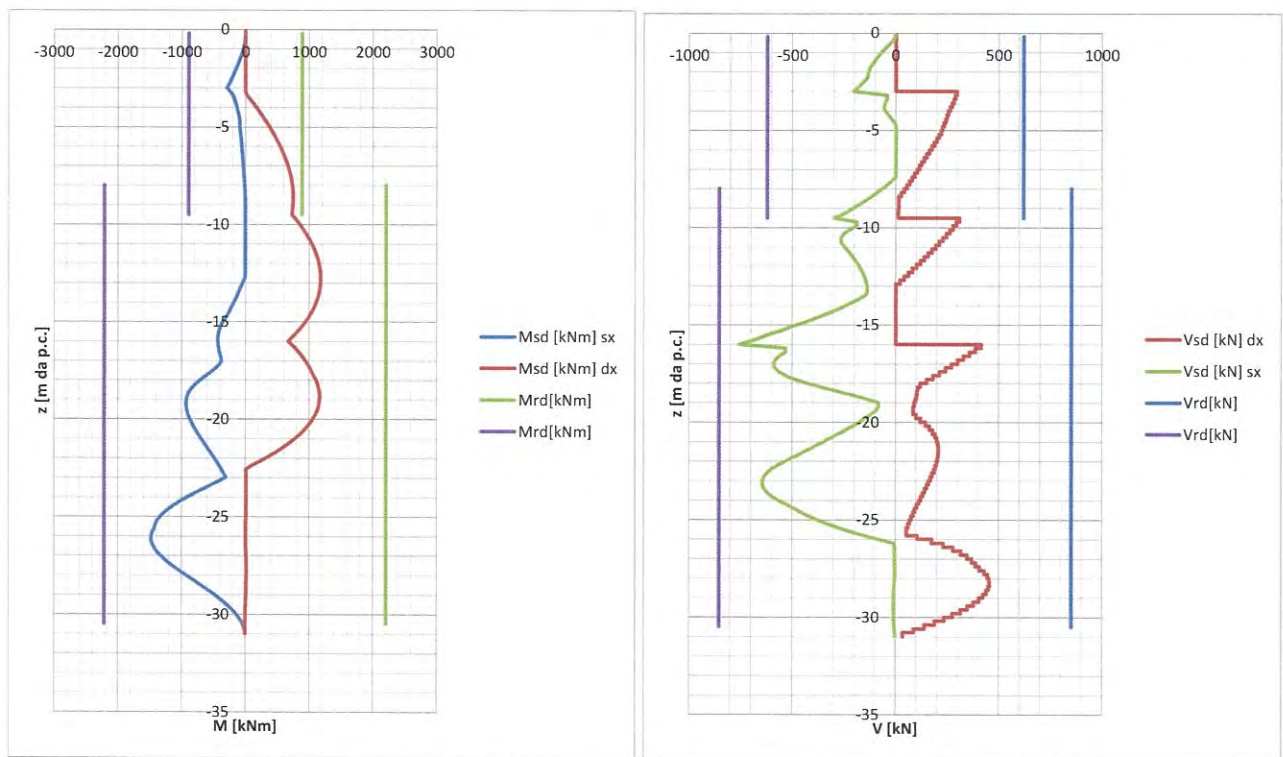


Figura 8.75 –Tratta M2 – Confronto tra azioni sollecitanti e azioni resistenti lungo il palo



### 8.3.2. Verifiche strutturali sui tiranti

Le opere di contrasto previste per la paratia sono composte dai seguenti interventi:

#### TIRANTI

	Ordine	Quota da testa trave [m]	Inclinazione [°]	Passo orizz. [m]	$\phi$ perfor. [mm]	n° Trefoli	L libera [m]	L bulbo [m]	L totale [m]	Trave di ripartizione	Pretiro [kN]
Tratta A-L1	I	0,5	5	2,8	180	4	20	7	27	Trave di testa c.a. 1,4mx1m	400
Tratta B	I	5	20	2,8	180	4	15	7	22	2 HEB 200	450
	II	10	20	2,8	180	4	12	7	19	2 HEB 200	450
Tratta C	I	4	20	2,8	180	4	11	7	18	2HEB180	400
Tratta I1	I	5	20	2,8	180	5	17	9	26	2 HEB 240	600
	II	12	20	2,8	180	5	13	9	22	2 HEB 240	600
Tratta I2	I	5	20	2,8	180	4	9,5	7	16,5	2 HEB 180	400
Tratta L2	I	5	0	2,8	180	4	12,5	7	19,5	2HEB200	450
Tratta M1	I	5	25	2,8	180	4	15	7	22	2 HEB 180	450
	II	10	25	2,8	180	4	12	7	19	2 HEB 180	450
Tratta M2	I	3	5	2,8	180	5	21	9	30	2 HEB 240	600
	II	9,5	25	2,8	180	5	16,5	9	25,5	2 HEB 240	600
	III	16	25	2,8	180	5	13	9	22	2 HEB 240	600

Tabella 8.14 – 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 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  $(\pi/4 + \phi/2)$ , 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.

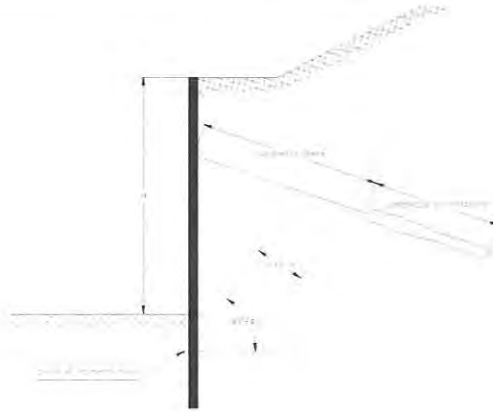


Figura 8.76 – Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti

Le azioni massime sui tiranti sono le medesime riportate in Tabella 8.15:

	Combinazione	N <sub>ED</sub> (I ORDINE)	N <sub>ED</sub> (II ORDINE)	N <sub>ED</sub> (III ORDINE)
		(kN)	(kN)	(kN)
Tratte A-L1	SLU A1+M1	520,4		
	SLU SISMA STR	400,51		
Tratta B	SLU A1+M1	730,31	730,51	
	SLU SISMA STR	728,11	704,22	
Tratta C	SLU A1+M1	629,15		
	SLU SISMA STR	624,03		
Tratta I1	SLU A1+M1	900,66	909,71	
	SLU SISMA STR	880,79	841,5	
Tratte I2	SLU A1+M1	639,45		
	SLU SISMA STR	606,06		
Tratta L2	SLU A1+M1	717,66		
	SLU SISMA STR	779,62		
Tratta M1	SLU A1+M1	690,26	679,65	
	SLU SISMA STR	671,63	631,53	
Tratta M2	SLU A1+M1	848,73	795,58	872,09
	SLU SISMA STR	705,68	638,03	729,93

Tabella 8.15 – Azioni sui tiranti

In Tabella 8.16 si riporta il tiro massimo sia a SLU per un singolo trefolo.

Singolo trefolo a 7 fili						SLU	massimo tiro SLU
Diametro nominale		Sezione	$f_{ptk}$	$f_{p(1)k}$	$\gamma_s$	$f_{yd}$	$N_{SLU}$
$\Phi$	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)	--	(MPa)	(kN)
6/10	15,2	139	1860	1670	1,15	1452	201,85

Tabella 8.16 – Caratteristiche di resistenza dei trefoli

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

Risulta:

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

$$5 \text{ trefoli } N_{Rd} = 201,85 \times 4 = 1009,2 \text{ kN} > N_{Ed}$$

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:

	Tiro max esercizio	Tiro di collaudo
	(kN)	(kN)
Tratta A-L1	400,3	485
Tratta B	557,0	670
	558,1	670
Tratta C	481,2	580
Tratta I1	692,8	835
	699,8	840
Tratta I2	489,53	590
Tratta L2	552,04	665
Tratta M1	530,97	640
	522,81	630
Tratta M2	652,87	785
	611,98	735
	670,84	810

Tabella 8.17 – Tiro massimo di esercizio e tiro di collaudo

### 8.3.3. 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:

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

con:

$\alpha$  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  $\alpha$  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 $\alpha$		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 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  $p_i \geq p_j$   
\*\* : avec  $0,5 p_j < p_i < p_j$

Figura 8.77 - Valori dei coefficienti  $\alpha$  per il calcolo del diametro di perforazione di un tirante

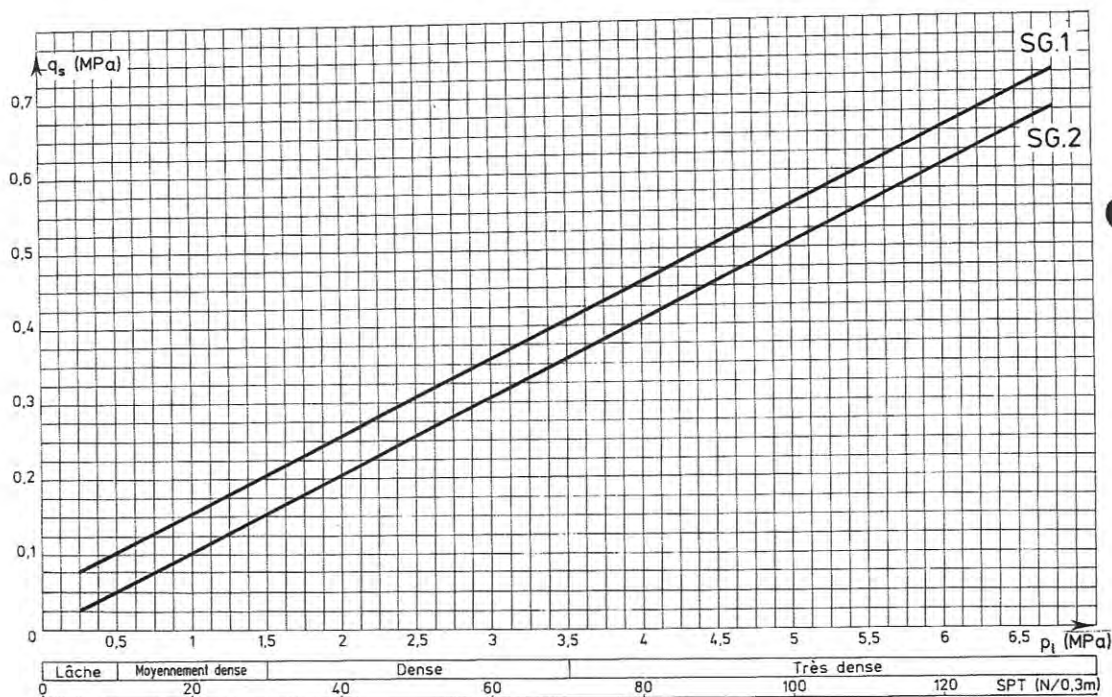


Figura 8.78 - Grafici per il calcolo di  $q_s$  in sabbie e ghiaie

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  $\alpha q_s$  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:

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

La Tabella 8.18 contiene i dati di progetto e fornisce il valore di  $R_{ad}$  per una lunghezza unitaria del bulbo ( $L=1,0$  m).

$\gamma_R$	$\alpha_{qs}$	D	$\xi_{a3}$	$R_{ak}$	$R_{ad}$
--	(MPa)	(mm)	--	(kN/m)	(kN/m)
1,1	0,400	180	1,8	125,66	114,24

**Tabella 8.18 – Caratteristiche di resistenza dei bulbi**

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

$L_f = 7,00$  m risulta  $R_{ad} = 799,68$  kN

$L_f = 9,00$  m risulta  $R_{ad} = 1028,16$  kN

Per la verifica del bulbo di ancoraggio bisogna assicurarsi che:

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

Tale verifica è sempre soddisfatta.

### 8.3.4. Verifiche strutturali sulla trave di ripartizione dei tiranti

Per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio è stata utilizzata sia la trave di testa di dimensioni 1,4 m X 1,0 m sia coppie di profilati metallici, del tipo HEB (acciaio S355) come indicato in Tabella 8.14.

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.

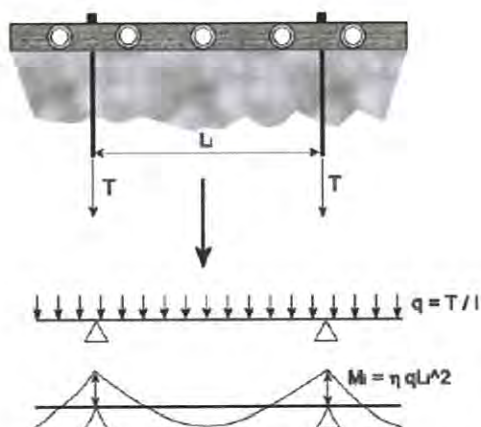


Figura 8.79– Trave di ripartizione: schema statico

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 (= 2,80 m)

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

La verifica della trave di testa in cls si esegue nella zona di imbocco (tratte A-L1) dove funge da ripartizione per i tiranti.

Le azioni sollecitanti, i momenti resistenti, vengono indicati nella seguente tabella:

ordine	Comb	q	passo	b max	h max	$M_{sd}$	$V_{sd}$	$M_{rd}$	$V_{rd}$	$\sigma_c$	$\sigma_s$
		[kN/m]	[m]	[cm]	[cm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[MPa]
I	SLE	142,9	2,8	100	140	136,9	-	-	-	1,25	121,9
	SLU	185,9	2,8	100	140	145,6	312	531	382	-	-

Tabella 8.19 – Verifiche SLE e SLU della trave di ripartizione

dove:

$M_{sd}$ = momento flettente sollecitante di progetto

$V_{sd}$ = taglio sollecitante di progetto

$M_{rd}$ = momento flettente resistente di progetto

$V_{rd}$ = taglio resistente di progetto

$\sigma_c$ = tensione di compressione nel cls

$\sigma_s$ = 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 8.20 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)	$M_{MAX}$ (II ordine)	$V_{MAX}$ (II ordine)	$M_{MAX}$ (III ordine)	$V_{MAX}$ (III ordine)
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
Tratta B	204,5	438,2	204,5	438,3		
Tratta C	176,2	377,5				
Tratta I1	252,2	540,4	254,7	545,8		
Tratte I2	179,0	383,7				
Tratta L2	218,3	467,8				
Tratta M1	193,3	414,2	190,3	407,8		
Tratta M2	237,6	509,2	222,8	477,3	244,2	523,3

Tabella 8.20 – 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 <sub>a</sub>	h <sub>1</sub>
	[cm <sup>3</sup> ]	[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 8.21 – 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 si presentano le verifiche:

	Profilati	Verifica I Ordine				Verifica II Ordine			
		$\sigma_{ED}$	$\tau_{ED}$	$\sigma_{ID}$	$f_{yd}$	$\sigma_{ED}$	$\tau_{ED}$	$\sigma_{ID}$	$f_{yd}$
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Tratta B	2 HEB 180	206,2	145,6	<b>325,8</b>	<b>338,1</b>	202,0	142,6	<b>319,1</b>	<b>338,1</b>
Tratta C	2 HEB 180	206,9	146,1	<b>326,9</b>	<b>338,1</b>				
Tratta I1	2 HEB 240	134,4	131,2	<b>264,0</b>	<b>338,1</b>	135,7	132,5	<b>266,6</b>	<b>338,1</b>
Tratte I2	2 HEB 180	210,3	148,5	<b>332,2</b>	<b>338,1</b>				
Tratta L2	2 HEB 200	191,6	152,9	<b>326,8</b>	<b>338,1</b>				
Tratta M1	2 HEB 180	209,1	147,6	<b>330,3</b>	<b>338,1</b>	204,4	144,3	<b>322,9</b>	<b>338,1</b>
Tratta M2	2 HEB 240	148,5	144,9	<b>291,7</b>	<b>338,1</b>	139,3	136,0	<b>273,6</b>	<b>338,1</b>
		Verifica III Ordine							
		$\sigma_{ED}$	$\tau_{ED}$	$\sigma_{ID}$	$f_{yd}$				
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]				
Tratta M2	2 HEB 240	202,0	142,6	319,1	338,1				

Tabella 8.22 – Verifiche strutturali delle travi di ripartizione in acciaio

### 8.3.5. 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:

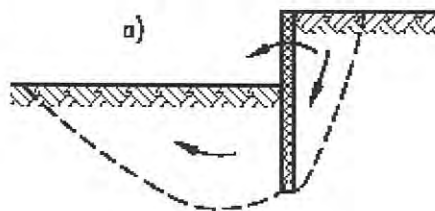


Figura 8.80 - Stato limite di rottura per rotazione di paratie

Si riportano qui di seguito in Tabella 8.23 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]
Tratte A-L1	SLU A2+M2	1637	1889
	SLU SISMA GEO	1595	1806
Tratta B	SLU A2+M2	1310	1649
	SLU SISMA GEO	1344	1572
Tratta C	SLU A2+M2	920	1264
	SLU SISMA GEO	955	1181
Tratta I1	SLU A2+M2	1845	2433
	SLU SISMA GEO	1902	2327
Tratte I2	SLU A2+M2	913	1341
	SLU SISMA GEO	954	1251
Tratta L2	SLU A2+M2	897	1132
	SLU SISMA GEO	911	1056
Tratta M1	SLU A2+M2	1543	2155
	SLU SISMA GEO	1608	2054
Tratta M2	SLU A2+M2	2133	2727
	SLU SISMA GEO	2180	2607

Tabella 8.23 – Verifica della resistenza passiva Mobilitata.

### 8.3.6. 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 di imbocco 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.

Le analisi sono state eseguite con i parametri indicati al paragrafo 4.1.3, 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.

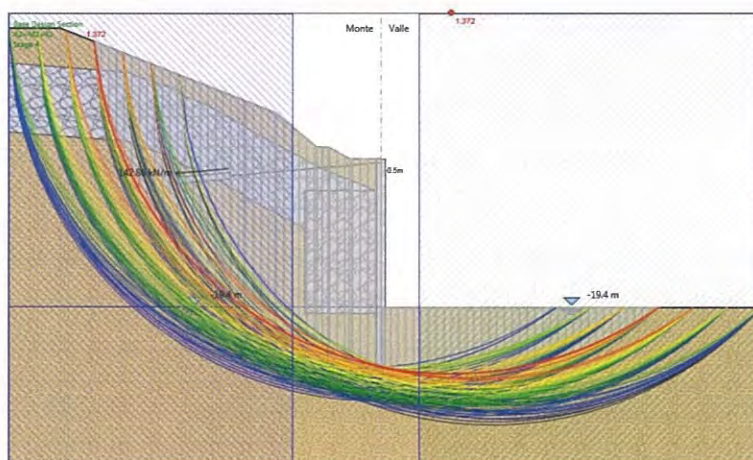
Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL GI 050 0 001	Rev. A	Foglio 92 di 102
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------

	$k_h$	$\pm k_v$
Tratte A1-L1	0,069	0,0345
Tratta I1	0,069	0,0345
Tratta M1	0,069	0,0345
Tratta M2	0,069	0,0345

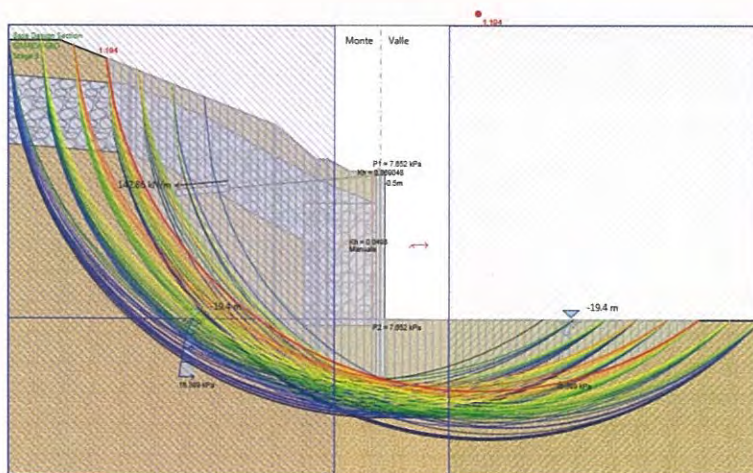
**Tabella 8.24 – Valori di accelerazione sismica**

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

- Tratte A-L1



**Figura 8.81 – Analisi di stabilità globale statica**



**Figura 8.82 – Analisi di stabilità globale sismica**

• Sezione II

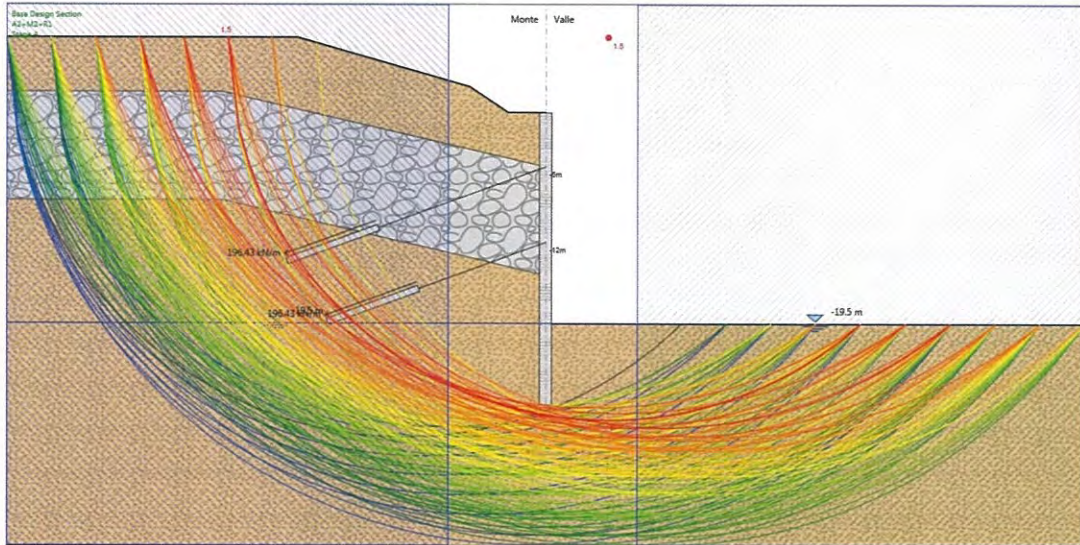


Figura 8.83 – Analisi di stabilità globale statica

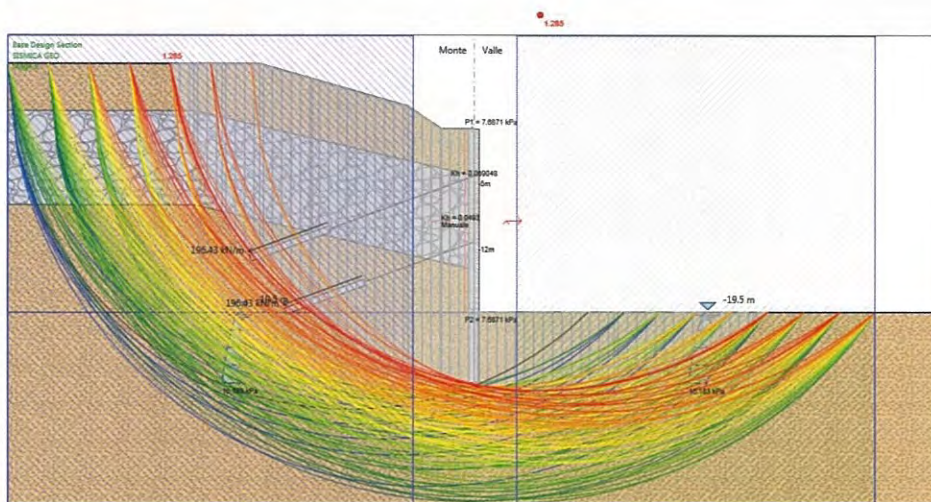


Figura 8.84 – Analisi di stabilità globale sismica



- Sezione M2

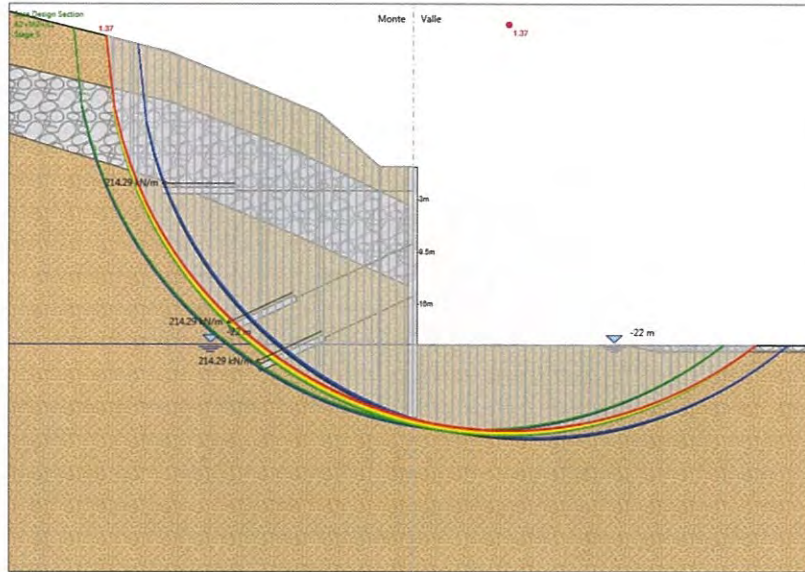


Figura 8.87 – Analisi di stabilità globale statica

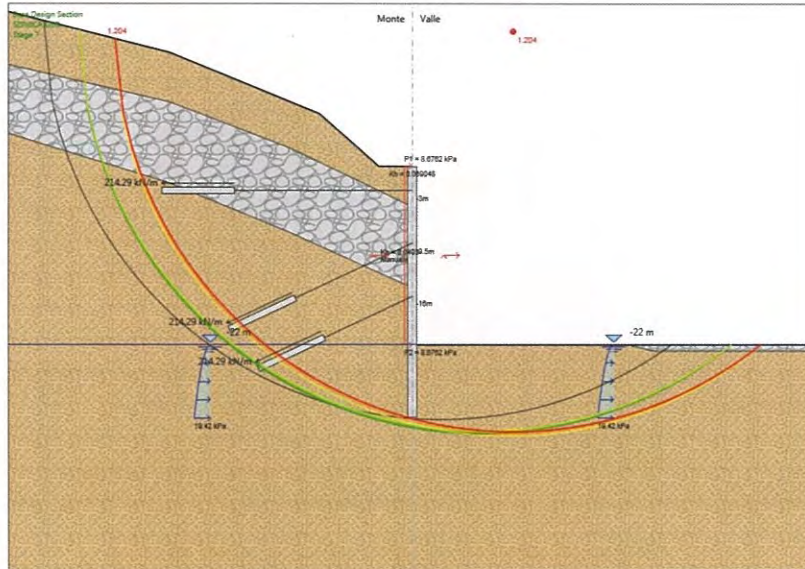


Figura 8.88 - Analisi di stabilità globale sismica

• Sezione L2

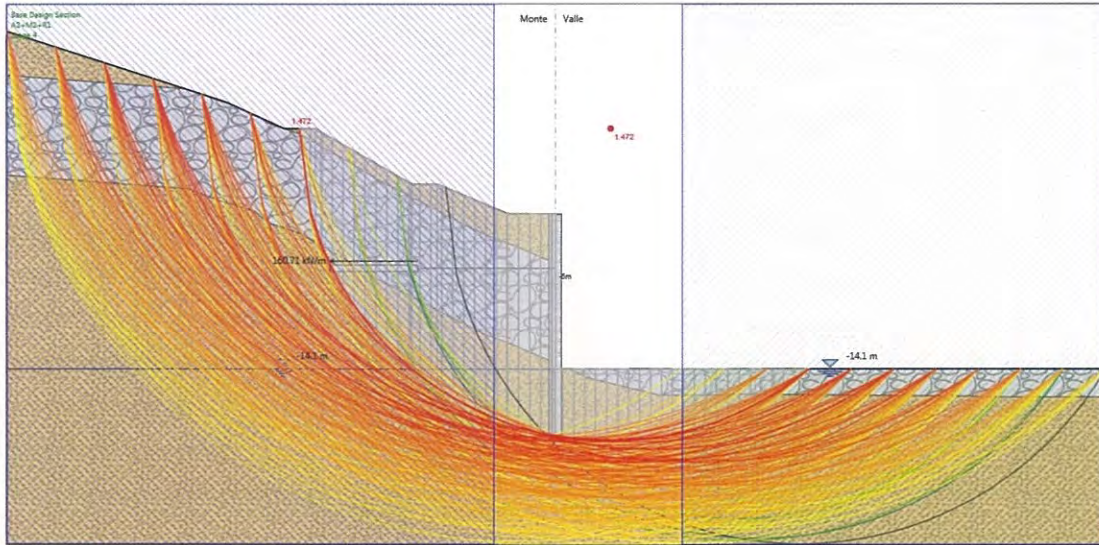


Figura 8.89 – Analisi di stabilità globale statica

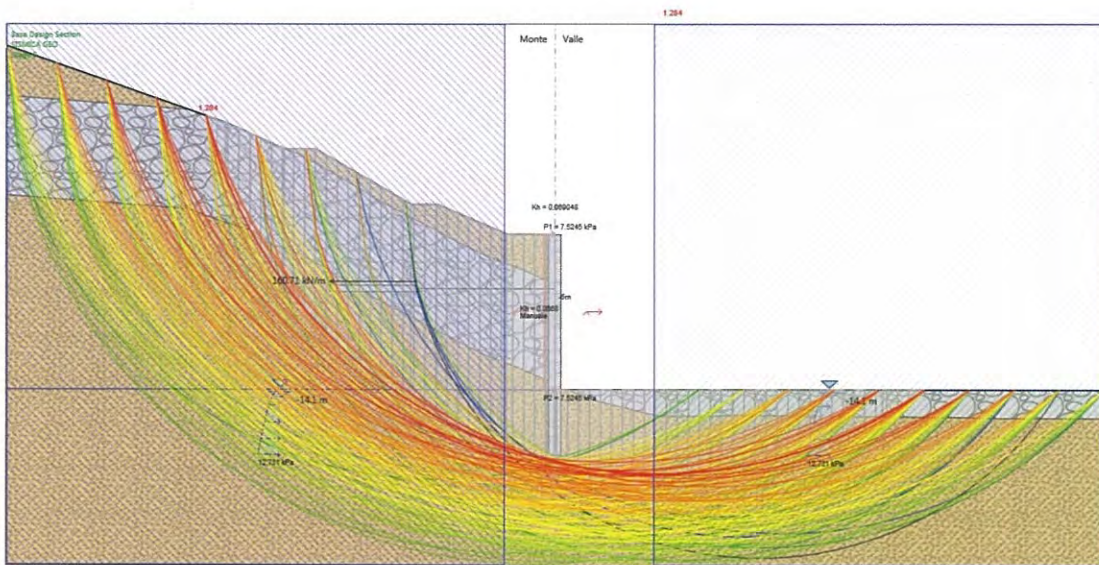


Figura 8.90 - Analisi di stabilità globale sismica

In Tabella 8.25 si riepilogano di seguito i risultati delle analisi effettuate:



		FS	FS minimo
Tratte A-L1	A2+M2	1,372	1,1
	A2+M2+ SISMA	1,194	1,1
Tratta I1	A2+M2	1,5	1,1
	A2+M2+ SISMA	1,285	1,1
Tratta M1	A2+M2	1,529	1,1
	A2+M2+ SISMA	1,317	1,1
Tratta M2	A2+M2	1,37	1,1
	A2+M2+ SISMA	1,20	1,1
Tratta L2	A2+M2	1,472	1,1
	A2+M2+ SISMA	1,284	1,1

**Tabella 8.25 – 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. ANALISI DI STABILITÀ DEI VERSANTI DI SCAVO

Di seguito si riporta la verifica di stabilità del terreno a tergo del muro di accesso al piazzale e la verifica di stabilità degli scavi chiodati posti a tergo dell'imbocco. In Figura 9.1 e Figura 9.2 si riportano le posizioni delle sezioni di verifica.

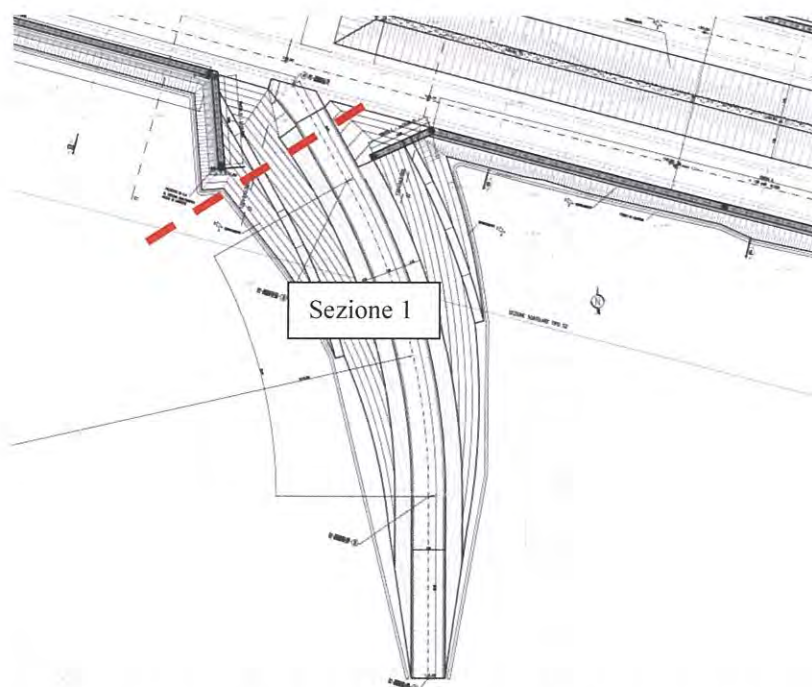


Figura 9.1 – Sezione 1: Verifica di stabilità degli scavi a ridosso del muro

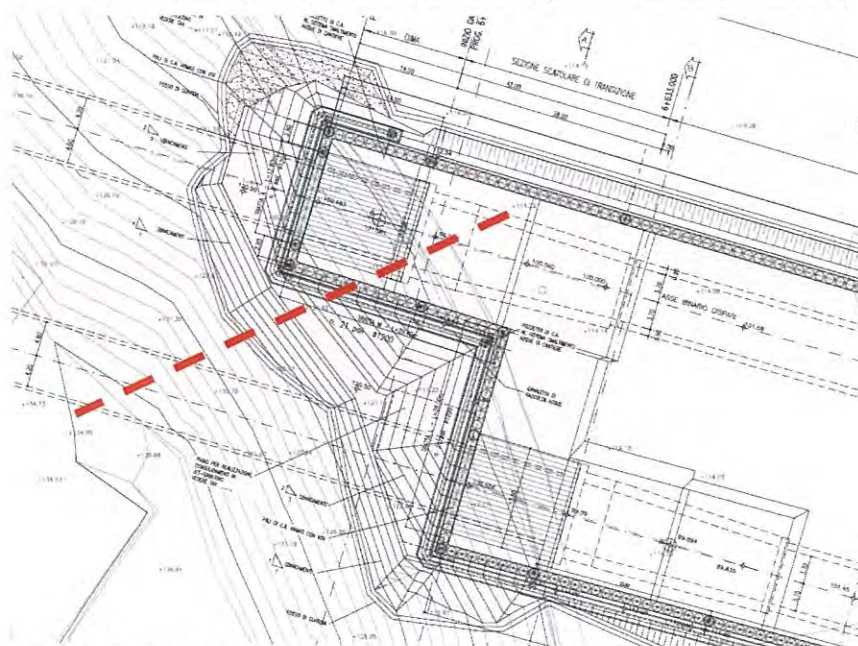


Figura 9.2 – Sezione 3: Verifica di stabilità degli scavi chiodati a tergo dell'imbocco

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 11m, mentre la sezione 2 si pone a tergo dell'imbocco dove ci sono sia scavi di pendenza 1/1 protetti con spritz-beton e rete elettrosaldada con barre  $\phi 26$  disposte a passo 2m x 2m in fori  $\phi 100\text{mm}$ , che scavi 3/2 non protetti. La sezione 2 è stata verificata anche in condizioni sismiche in quanto avrà una vita utile maggiore di 2 anni. Per i chiodi si è considerata una resistenza a sfilamento pari a  $\alpha\tau=400\text{kPa}$  e una resistenza dell'acciaio pari a  $f_{yk}=450\text{MPa}$ .

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 in Tabella 9.1 .

	$k_h$	$\pm k_v$
Sezione 2	0,069	0,0345

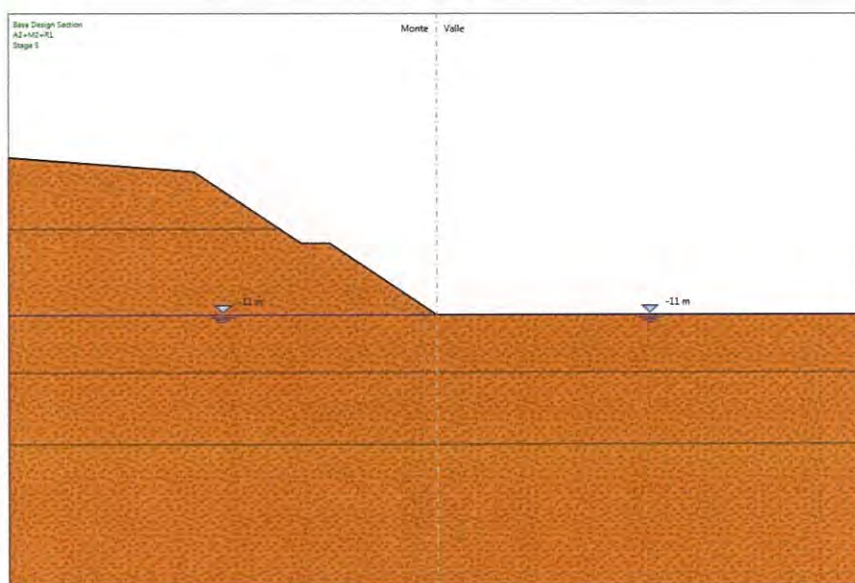
**Tabella 9.1 – Valori di accelerazione sismica**

La stratigrafia di calcolo e la parametrizzazione geotecnica presa in considerazione sono relative alla galleria artificiale GA07 per la sezioni 1 mentre è relativa all'imbocco la sezione 2.

I fattori di riduzione sui parametri geotecnici e sugli elementi strutturali sono indicati in Tabella 7.6 e vengono tenuti in conto nelle diverse combinazioni.

- Sezione 1

Il modello di calcolo è il seguente:



**Figura 9.3 – Sezione 1: Modello di calcolo per l'analisi di stabilità dei versanti**

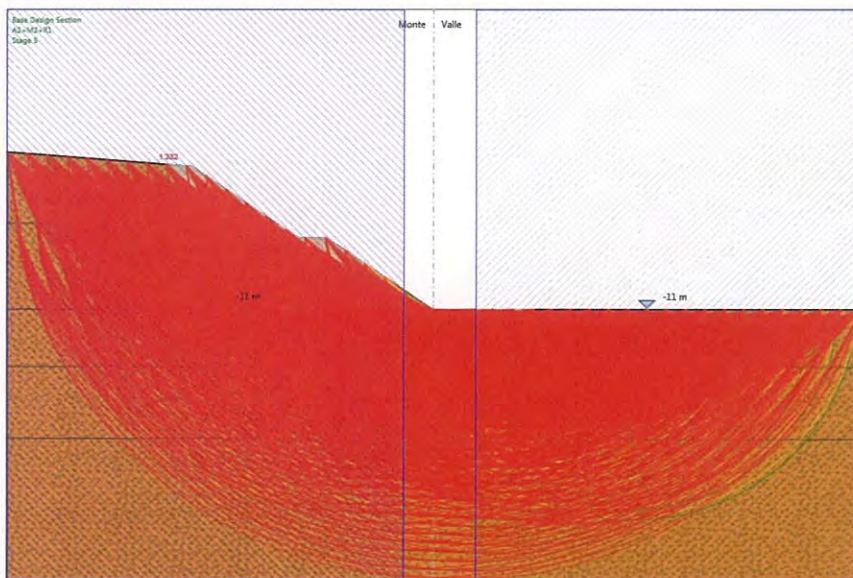


Figura 9.4 – Sezione 1: Verifica statica dell'analisi di stabilità dei versanti

- Sezione 2

Il modello di calcolo è il seguente:

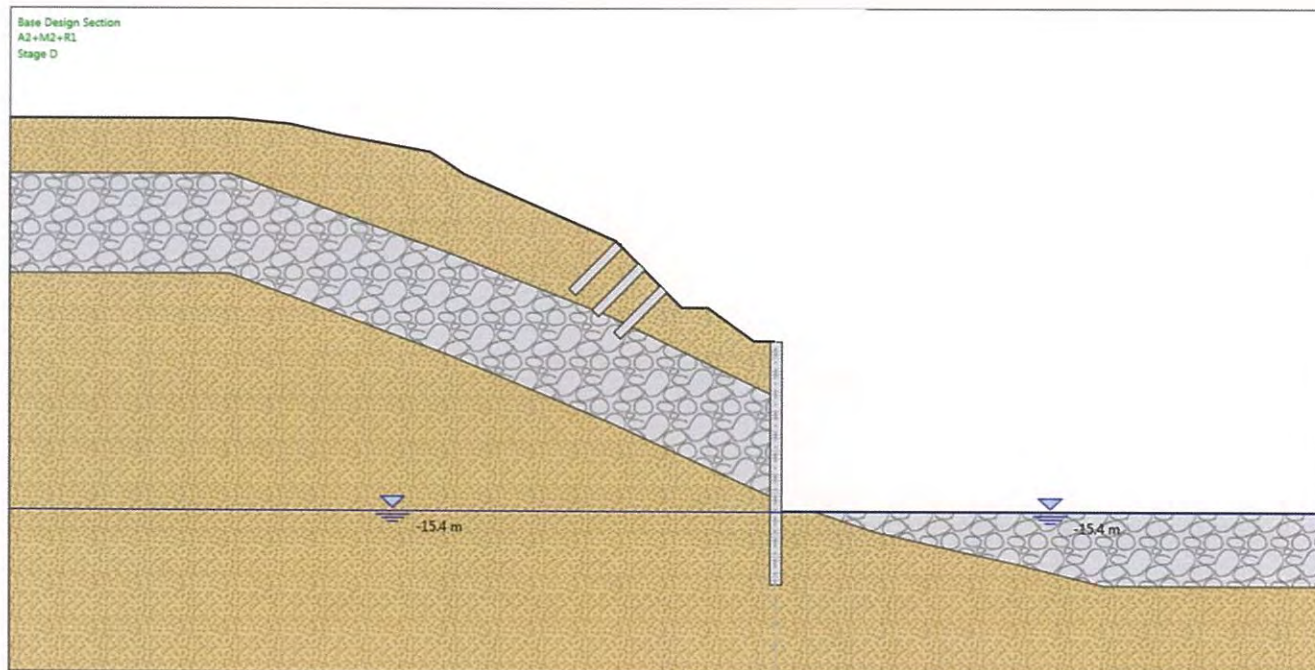


Figura 9.5 – Sezione 2: Modello di calcolo per l'analisi di stabilità dei versanti

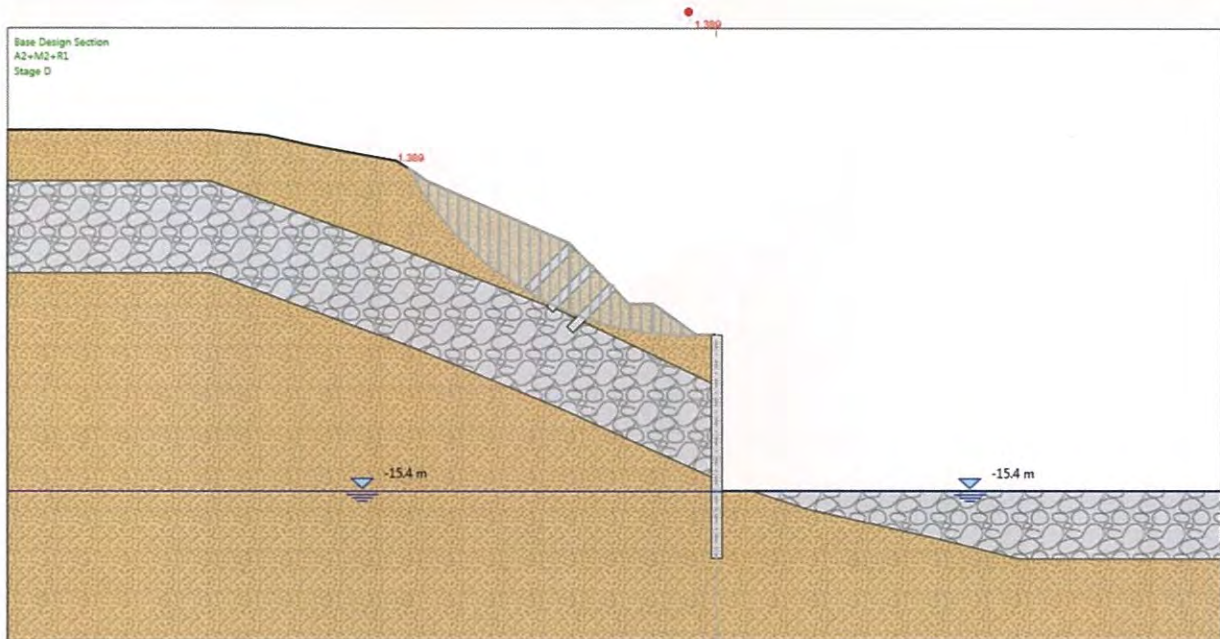


Figura 9.6 – Sezione 2: Verifica statica dell'analisi di stabilità dei versanti

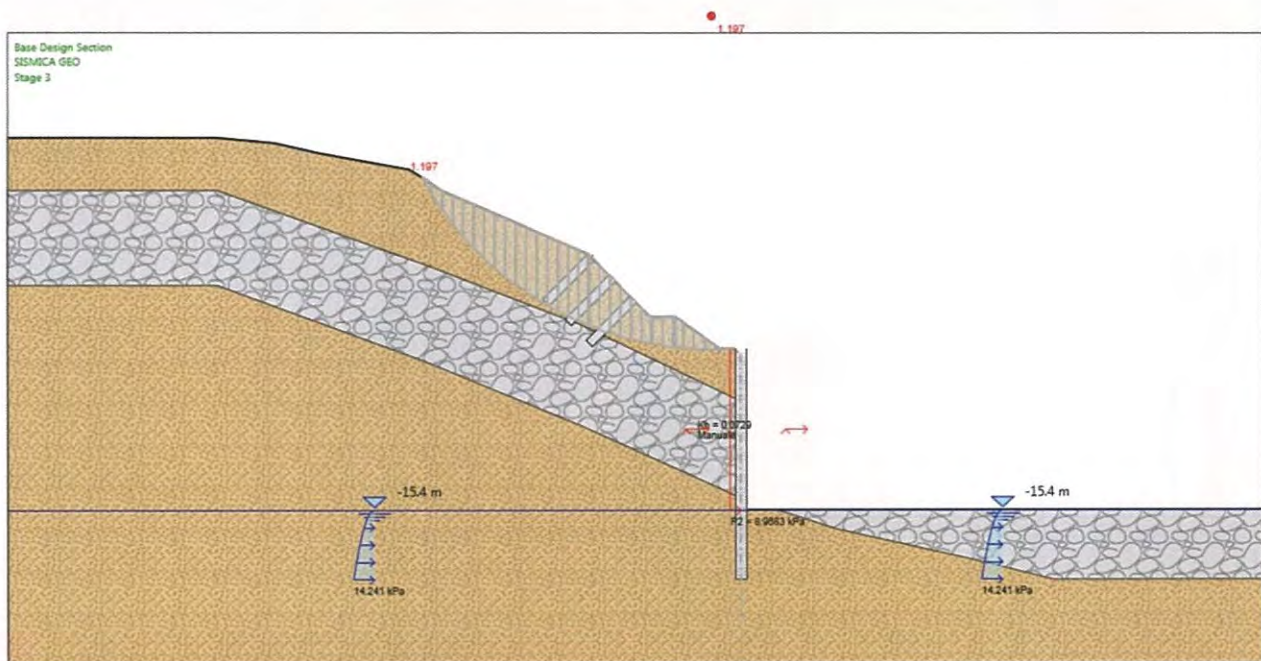
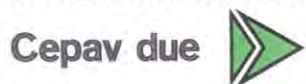


Figura 9.7 – Sezione 2: Verifica sismica dell'analisi di stabilità dei versanti

Si riepilogano in Tabella 9.2 i risultati delle analisi effettuate:

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL GI 050 0 001

Rev.  
A

Foglio  
102 di 102

		FS	FS minimo
Sezione 1	A2+M2	1,33	1,1
Sezione 2	A2+M2	1,38	1,1
	A2+M2+Sisma	1,19	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.