

AUTOSTRADA (A1) : MILANO-NAPOLI

TRATTO: FIRENZE SUD - INCISA VALDARNO

STABILIZZAZIONE VERSANTE IN LOCALITA' FORNACE DI TROGHI (AREA PISCINALE)

PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

Relazione Geotecnica
Stabilizzazione versante in Località Fornace di Troghi (Area Piscinale)

VERIFICA a cura di:	RIESAME a cura di:	VALIDAZIONE INTERNA a cura di:
IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 RESPONSABILE GEOTECNICA ALL'APERTO	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Enrica Bontempi Ord. Ingg. Roma n. 39356	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Piero Bongio Ord. Ingg. Bologna n. 10935 TECHNICAL AUTHORITY GEOLOGIA GEOTECNICA

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE - SCALA VARIE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
T1157	0000	PD	DG	GTA	00000	00000	R	GTA	0001	00	

	ENGINEERING COORDINATOR:		REVISIONE			
	Ing. Enrica Bontempi Ord. Ingg. Roma n. 39356		n.	Descrizione		Data
	SUPPORTO SPECIALISTICO:		00	Prima emissione		Aprile 2024

RIF. ORIGINE												
CODIFICA ASPI	Codice Commessa	Fase	Origine	Disciplina	W B S	Tipo	Progressivo	Classe	Status	Rev.		
	0G099-PD-TECN-GTA-00000-REL-000001							1	APD	00		

VISTO DEL COMMITTENTE	VISTO DEL CONCEDENTE
 IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Luca Giacomini	 Ministero delle infrastrutture e dei trasporti

[pagina vuota]

Sommario

1	PREMESSA.....	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.1	BIBLIOGRAFIA	7
2.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
2.3	ELABORATI DI PROGETTO	7
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE INSTALLATE NELL'AREA DI INTERESSE	9
4	ASPETTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI	12
4.1	ASSETTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO RISULTANTE DAGLI ELABORATI DI PROGETTO CONSEGNATI IN APPALTO	12
4.2	EVIDENZE DEL MONITORAGGIO GEOTECNICO E INTERFEROMETRICO	14
4.2.1	<i>Premessa.....</i>	14
4.2.2	<i>Interpretazione dei dati di monitoraggio.....</i>	14
4.2.3	<i>Interpretazione dati interferometria saltellitare</i>	19
4.3	REVISIONE DELL'INTERPRETAZIONE GEOMORFOLOGICA	21
5	CRITICITÀ DELLA SOLUZIONE DI PROGETTO	24
6	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI	26
6.1	PREMESSA	26
6.2	INTERVENTO DI PRIMA FASE	26
6.3	INTERVENTI SUCCESSIVI ALLA PRIMA FASE	28
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	33
8	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	43
8.1	PREMESSA	43
8.2	CATEGORIA SISMICA DI SOTTOSUOLO	43
8.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	43
8.4	AZIONE SISMICA	43
8.5	CURVE ACCELERAZIONE CRITICA – SPOSTAMENTO\	44
9	ANALISI DI STABILITÀ - STATICA	47
9.1	OGGETTO E SCOPO DEL LAVORO	47
9.2	PROGRAMMA DI CALCOLO.....	47
9.3	ANALISI DI STABILITÀ - STATICA	50
9.3.1	<i>Premessa.....</i>	50
9.3.2	<i>Sezione 2 - Back-analyses dello stato di fatto (SdF).....</i>	51
9.3.3	<i>Sezione 2 – Prima Fase (PF).....</i>	53
9.3.4	<i>Sezione 2 – Stato di Progetto (SdP).....</i>	57
9.4	RIEPILOGO DEI RISULTATI	62
10	ANALISI DI STABILITÀ - SISMICA	63
10.1	PREMESSA	63
10.2	TEORIA DI NEWMARK.....	63
10.3	STIMA DELLE DEFORMAZIONI PERMANENTI	69
11	VERIFICHE SCAVI NON SOSTENUTI E PISTA DI LAVORO	71
11.1	PREMESSA.....	71
11.2	CRITERI DI CALCOLO	71
11.3	VERIFICHE SCAVI ALTEZZA <3M	72
11.4	VERIFICA PISTA DI CANTIERE	72
12	CONCLUSIONI.....	80

Indice delle Figure

FIGURA 3-1 – UBICAZIONE PLANIMETRICA DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE NELL'AREE PIÙ PROSSIME ALLA ZONA DI INTERESSE (EVIDENZIATA)	11
FIGURA 4-1 – CARTOGRAFIA GEOLOGICA CON ELEMENTI GEOMORFOLOGICI DI PROGETTO, RELATIVA ALL'AMPLIAMENTO DELLA TERZA CORSIA DELL'A1 TRA FIRENZE SUD E INCISA (SPEA ENGINEERING, 2016). ESTRATTO DELL'AREA SAN DONATO SUD – PISCINALE. PER SEMPLICITÀ SONO RIPORTATE LE SOLE UNITÀ AFFIORANTI PIÙ PROSSIME ALL'AREA DI INTERESSE.	13
FIGURA 4-2 – RISULTATI DA MONITORAGGIO INCLINOMETRICO DELLE VERTICALI TI1501 (A SX) E TI1502 (A DX). LETTURE SELEZIONATE SULL'INTERO PERIODO DI MONITORAGGIO (2016 – GIUGNO 2024 PER TI502, MENTRE TI501 NON È PIÙ LEGGIBILE DAL DICEMBRE 2022). DIFFERENZIALI DEGLI SPOSTAMENTI PER PUNTI SULLE INTERE VERTICALI	14
FIGURA 4-3 – RISULTATI DA MONITORAGGIO INCLINOMETRICO INTEGRATIVO INSTALLATE DOPO L'INIZIO DEI LAVORI AGGIORNATE AL GIUGNO 2024	16
FIGURA 4-4 – RISULTANZE DA MONITORAGGIO INCLINOMETRICO DELLE VERTICALI PREVISTE DAI PIANI DI MONITORAGGIO AMBIENTALE E GEOTECNICO. SPOSTAMENTI DIFFERENZIALI RILEVATI A PROFONDITÀ SELEZIONATE, PER L'INTERO PERIODO DI MONITORAGGIO (2016- ODIERNO). LA PARTE ALTA DEL GRAFICO MOSTRA I DATI DEI FREATIMETRICI DEI PIEZOMETRI POSTI A FIANCO DEGLI INCLINOMETRI. SONO INOLTRE MOSTRATE LE TEMPISTICHE OCCORSE PER FASI DELLE VARIE LAVORAZIONI ALLA BASE DEL VERSANTE DI PISCINALE.	17
FIGURA 4-5 – POSIZIONE SU GOOGLE EARTH DELLE INDAGINI DISPONIBILI IN AREA PISCINALE: IN ROSSO I SONDAGGI INTEGRATIVI 2023 STRUMENTATI (COPPIE INCLINOMETRI + PIEZOMETRI) E LE STESE SISMICHE TOMOGRAFICHE IN ONDE P (IN ROSSO); IN ARANCIO LE STESE TOMOGRAFICHE IN ONDE P + S; IN MARRONE LE VERTICALI STRUMENTATE DI MONITORAGGIO GEOTECNICO MOG - 2022-23 (COPPIE INCLINOMETRI + PIEZOMETRI); IN VERDE LE VERTICALI STRUMENTATE DI MONITORAGGIO MAM-2016 (COPPIE INCLINOMETRI + PIEZOMETRI); IN GIALLO I SONDAGGI GIÀ REALIZZATI PRECEDENTEMENTE NELLE FASI DI PROGETTO (2008-2011).	18
FIGURA 4-6 – RISULTANZE DEL MONITORAGGIO PIEZOMETRICO, IN TERMINI DI SOGGIACENZA, SU TUTTE LE VERTICALI INSTALLATE PER I PIANI DI MONITORAGGIO E INDAGINI INTEGRATIVE. NELLA PARTE ALTA DEL GRAFICO È INDICATA LA PIOVOSITÀ CUMULATA GIORNALIERA E QUINDICINALE	19
FIGURA 4-7 – DATI INTERFEROMETRICI DELL'AREA DI INTERESSE – EGMS COPERNICUS - ASCENDENTE (CONSULTAZIONE OTTOBRE 2023). SERIE STORICHE DI SPOSTAMENTO MEDIATE PER TUTTI I RIFLETTORI CONTENUTI ENTRO UNA PERIMETRAZIONE DEFINITA LUNGO LA PARTE MEDIO BASSE DEL VERSANTE CIRCOSTANTE LA LOCALITÀ PISCINALE	20
FIGURA 4-8 – CARTOGRAFIA GEOLOGICA CON ELEMENTI GEOMORFOLOGICI ALLA LUCE DELLE NUOVE INTERPRETAZIONI. PER SEMPLICITÀ SONO RIPORTATE LE SOLE UNITÀ AFFIORANTI PIÙ PROSSIME ALL'AREA DI INTERESSE. SONO RIPORTATE LE TRACCE DELLE SEZIONI GEOLOGICHE DI CUI ALLE FIGURE SUCCESSIVE.	21
FIGURA 4-9 – LEGENDA DELLA CARTOGRAFIA GEOLOGICA CON ELEMENTI GEOMORFOLOGICI ALLA LUCE DELLE NUOVE INTERPRETAZIONI.	22
FIGURA 4-10 – SEZIONI GEOLOGICHE LUNGO LE AREE INTERESSATE DIA DISSESTI PERIMETRATI NELLA FIGURA PRECEDENTE (IN BLU IL CONTOURNO DELLE SUPERFICIE IPOTIZZATE).	23
FIGURA 5.1: PROGETTO ESECUTIVO CARPENTERIA	25
FIGURA 6.1: PLANIMETRIA AREA INTERVENTO FASE 1 (1 DI 2)	27
FIGURA 6.2: PLANIMETRIA AREA INTERVENTO FASE 1 (2 DI 2)	27
FIGURA 6.3: SEZIONE INTERVENTO FASE 1 (PF)	28
FIGURA 6.4: PLANIMETRIA SISTEMA DI DRENAGGIO PROFONDO	29
FIGURA 6.5: SVILUPPATA SCHERMO DRENANTE	29
FIGURA 6.6: SEZIONE IN CORRISPONDENZA POZZO 1	29
FIGURA 6.7: SEZIONE IN CORRISPONDENZA TRINCEE DRENANTI TRASVERSALI	30
FIGURA 6.8: CARPENTERIA DELLA GALLERIA ARTIFICIALE	30
FIGURA 6.9: SEZIONE TIPO GALLERIA ARTIFICIALE E RIMODELLAMENTO MORFOLOGICO	31
FIGURA 6.10: PLANIMETRIA FINALE CON IL RIMODELLAMENTO MORFOLOGICO DELL'AREA	31
FIGURA 6.11: FOTO INSERIMENTI DEL RIMODELLAMENTO MORFOLOGICO IN CORRISPONDENZA DEGLI IMBOCCHI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE	32
TABELLA 7.1: RIEPILOGO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE	34
TABELLA 7.2: PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE SUI TERRENI DI COPERTURA	35
FIGURA 7.1: SEZIONE 1 – CARTA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE	36
FIGURA 7.2: SEZIONE 1 – VALORI DI LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO ED INDICE PLASTICO CON LA PROFONDITÀ	37
FIGURA 7.3: DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA CON LA PROFONDITÀ	38
FIGURA 7.4: RISULTATI DELLE PROVE DI TAGLIO DIRETTO: VALORI DI PICCO DA TD E TDR	39
FIGURA 7.5: RISULTATI DELLE PROVE DI TAGLIO DIRETTO: VALORI RESIDUI DA TDR E TA	40
FIGURA 8.1: STIMA DEI PARAMETRI SISMICI	44
FIGURA 8-2 – CURVE ACCELERAZIONE CRITICA VS SPOSTAMENTO	46
FIGURA 9.1: SUPERFICIE DI SCIVOLAMENTO CIRCOLARE E SUPERFICIE DI SCIVOLAMENTO OTTIMIZZATA	48
FIGURA 9.2: PROCEDURA PER LA DEFINIZIONE DELLA SUPERFICIE DI SCIVOLAMENTO 'OTTIMIZZATA' AL FINE DELLA MINIMIZZAZIONE DELLA MARGINALITÀ DI SICUREZZA SUPERFICIE DI SCIVOLAMENTO CIRCOLARE E SUPERFICIE DI SCIVOLAMENTO 'OTTIMIZZATA'	49

FIGURA 9-3 – SEZIONE GEOLOGICA 2 DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI DI STABILITÀ	51
FIGURA 9.4: SEZIONE 2 – BACK-ANALYSIS: MODELLO DI CALCOLO	52
FIGURA 9.5: SEZIONE 2 – BACK-ANALYSIS: RISULTATI SUPERFICIE 1 (R_D/E_D) MINIMO	53
FIGURA 9.6: SEZIONE 2 – BACK-ANALYSIS: RISULTATI SUPERFICIE 2 (R_D/E_D)	53
FIGURA 9.7: PARAMETRI DI CALCOLO PER LA MODELLAZIONE DI PALI	55
FIGURA 9.8: SEZIONE 2 – PRIMA FASE: MODELLO DI CALCOLO	56
FIGURA 9.9: SEZIONE 2 – PRIMA FASE: RISULTATI SUPERFICIE 1 (R_D/E_D) MINIMO	56
FIGURA 9.10: SEZIONE 2 – PRIMA FASE: RISULTATI SUPERFICIE 2 (R_D/E_D)	57
FIGURA 9.11: PARAMETRI DI CALCOLO PER LA MODELLAZIONE DEI PALI PREVISTI IN COMPLETAMENTO DI INTERVENTO (SECONDA FILA)	59
FIGURA 9.12: SEZIONE 2 – CONFIGURAZIONE FINALE: MODELLO DI CALCOLO	60
FIGURA 9.13: SEZIONE 2 – CONFIGURAZIONE FINALE: RISULTATI SUPERFICIE 1 (R_D/E_D) MINIMO	60
FIGURA 9.14: SEZIONE 2 – CONFIGURAZIONE FINALE: RISULTATI SUPERFICIE 2 (R_D/E_D)	61
TABELLA 9.1: RIASSUNTO DELLE MARGINALITÀ DI SICUREZZA	62
FIGURA 10-1 – SCHEMATIZZAZIONE PER IL CALCOLO DELL'INCLINAZIONE DEL PENDIO DI BASE DEL BLOCCO EQUIVALENTE	65
FIGURA 10-2 – SCHEMATIZZAZIONE DELLE FORZE AGENTI SUL SINGOLO CONCIO	65
FIGURA 10-3 – DEFINIZIONE DELLA PENDENZA MEDIA SULL'ORIZZONTALE DELLA SUPERFICIE DI SCIVOLAMENTO CRITICA	67
FIGURA 10-4 – CONCETTO DI ACCELERAZIONE CRITICA	68
FIGURA 10-5 – RISULTATI DELLE ANALISI	70
FIGURA 11.1: ANALISI DI STABILITÀ SCAVO $H < 3M$	72
FIGURA 11.2: ANALISI DI STABILITÀ PISTA DI LAVORO ESECUZIONE PALI $D=2000MM$: MODELLO DI CALCOLO	74
FIGURA 11.3: ANALISI DI STABILITÀ PISTA DI LAVORO ESECUZIONE PALI $D=1000MM$: MODELLO DI CALCOLO	75
FIGURA 11.4: ANALISI DI STABILITÀ PISTA DI LAVORO ESECUZIONE PALI $D=1500MM$: MODELLO DI CALCOLO	76
FIGURA 11.5: RISULTATI ANALISI DI STABILITÀ PISTA DI LAVORO: ESECUZIONE PALI $D=2000MM$	77
FIGURA 11.6: RISULTATI ANALISI DI STABILITÀ PISTA DI LAVORO: ESECUZIONE PALI $D=1000MM$	78
FIGURA 11.7: RISULTATI ANALISI DI STABILITÀ PISTA DI LAVORO: ESECUZIONE PALI $D=1500MM$	79

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica ha per oggetto le analisi di stabilità del versante posta all'altezza del km 311 dell'autostrada A1 esistente, interessato dagli interventi di ampliamento a terza corsia dell'autostrada A1 Firenze Sud - incisa, lotto 2B, nel tratto collinare posto più Sud della nuova galleria San Donato, in località Piscinale (comune di Rignano sull'Arno (FI)).

A partire da Marzo 2023, dalle evidenze del monitoraggio geotecnico periodico di un tratto di versante di un centinaio di metri di lunghezza, posto a monte di una paratia multi-tirantata di controripa in fase di realizzazione (Luglio 2024), è emerso in corrispondenza di alcune verticali inclinometriche un significativo aumento della velocità di spostamento (mm/mese). La tendenza evolutiva degli spostamenti ha subito un rallentamento a seguito della sospensione delle lavorazioni di ribasso degli scavi disposta dalla DL. Le evidenze del monitoraggio inclinometrico hanno permesso di individuare una superficie di deformazione ad una profondità ben maggiore rispetto alle possibili condizioni di instabilità prevedibili in sede di progettazione ($\approx 25\text{-}28\text{m}$ da piano campagna). Le ultime letture del monitoraggio (marzo/aprile 2024) hanno evidenziato un aumento di velocità di deformazione in corrispondenza delle verticali già soggette a spostamenti e l'interessamento di nuove verticali precedentemente non coinvolte dai cinematismi in atto. Appare opportuno evidenziare come il peggioramento del quadro deformativo del versante sia associato ad un innalzamento della falda registrato nelle verticali piezometriche installate nell'area. La presenza di un cinematismo di instabilità caratterizzato da una superficie di scivolamento a rilevanti profondità ha reso necessario studiare possibili varianti progettuali, avendo constatato che la soluzione prevista in sede di progettazione esecutiva non è in grado di contrastare le spinte agenti, in quanto:

- i pali già eseguiti, risultano di lunghezza inadeguata per “immorsare” la struttura nelle porzioni di pendio non coinvolte nel dissesto franoso;
- gli ancoraggi previsti attualmente presentano tratti di bulbo completamente immersi nella porzione di pendio sopra la superficie di scivolamento e pertanto risultano, nella configurazione di progetto, completamente inadeguati per contrastare le spinte riconducibili alle masse di terreno in movimento.

La progettazione è stata indirizzata verso una soluzione che prevede la realizzazione di una galleria artificiale eseguita con il metodo ‘*Milano*’ sfruttando come piedritto di monte i pali già realizzati e, per quello di valle, una nuova paratia di pali con diametro 2000mm interasse 240cm lunghezza 35m e integrata con una seconda fila di pali del medesimo diametro ed interasse 480cm. Per la copertura è prevista la realizzazione di un solettone in c.a. di spessore 200cm. A completamento dell'intervento, sarà effettuato un rimodellamento morfologico dell'area al fine di ‘*appesantire*’ il piede del versante interessato dai movimenti gravitativi ed interventi di drenaggio profondo sul versante (pali in sabbia/ghiaia). La galleria artificiale avrà una lunghezza, indicativamente di circa 210m.

Alla luce delle evidenze del monitoraggio geotecnico riscontrate nel mese di marzo/aprile 2024 nell'immediato e nelle more del completamento degli interventi previsti appare necessario anticipare la realizzazione della fila di pali di valle di diametro 2000mm ed interasse 240cm con la finalità di mitigare e contenere il fenomeno in atto.

Per tale motivo è stato previsto di anticipare alcune lavorazioni (prima fase) al fine di ridurre la velocità di deformazione (mm/mese) dei fenomeni in atto mentre il completamento dei lavori previsti permetterà di raggiungere marginalità di sicurezza ritenute adeguate.

Il presente documento illustra l'intervento di prima fase da eseguirsi nell'immediato e quello successivo di completamento, ed è organizzato nelle seguenti parti:

- la prima parte riassume gli aspetti salienti dell'inquadramento specialistico geologico e geomorfologico dell'area di intervento, sia attraverso le informazioni pregresse, sia interpretando i nuovi dati ottenuti attraverso recenti attività di indagine geognostica e di monitoraggio;
- la seconda parte descrive la caratterizzazione geotecnica delle formazioni coinvolte desumibili dalla documentazione di progetto esecutivo e dagli approfondimenti del quadro conoscitivo geognostico, le verifiche di stabilità eseguite al fine di studiare il fenomeno (back-analyses) e l'efficacia della soluzione proposta. In dettaglio sono state eseguite le seguenti analisi all'equilibrio limite (LEM):
 - **back analysis** – nella configurazione attuale (stato di fatto SdF), sono state svolte delle analisi a ritroso per definire i parametri di resistenza residua agenti sulle superfici di scivolamento individuate dal monitoraggio inclinometrico e si sono ricercati valori da attribuire ai parametri di resistenza al taglio in modo da raggiungere le condizioni di equilibrio limite;

- **analisi in campo statico nella configurazione di prima fase (PF)** – la configurazione di prima fase prevede la realizzazione della prima fila di pali di valle ($D=2000\text{mm}$); la loro esecuzione, ha la finalità di scongiurare/mitigare un'eventuale evoluzione del fenomeno in atto nell'ottica di incrementare le marginalità di sicurezza rispetto alle condizioni emerse dalle analisi retrospettive e rallentare l'evoluzione deformativa del versante.
- **analisi in campo statico nella condizione di progetto (SdP)** – adottando i parametri di resistenza ottenuti dalle back-analyses, si sono valutati gli incrementi delle marginalità di sicurezza ad interventi completati, ovvero realizzazione della seconda fila di pali ($D=2000\text{mm}$), solettone, esecuzione dello schermo drenante, costituito da pali $D=1500\text{mm}$ in ghiaia e rimodellamento morfologico dell'area;
- **analisi in campo sismico – nella condizione di progetto (SdP)** - le analisi sono state condotte in accordo ad un approccio prestazionale, ovvero è stata condotta un'analisi di tipo dinamico semplificato al fine di determinare le deformazioni permanenti attese a seguito di un evento sismico.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 BIBLIOGRAFIA

- [1] Ardiaca, D.H. (2009): *"Mohr-Coulomb parameters for modelling of concrete structures"* *Plaxis Bulletin*, 25,12-15
- [2] Autorità di Bacino Distrettuale Appennino Settentrionale (ex AdB Arno) (accesso web 05/2023). *Piano Stralcio dell'Assetto Idrogeologico (PAI)*, scala 1:10.000, adozione 04/01/2023.: Zonizzazione aree a diversa pericolosità da frana.
- [3] Crosta G.B. - Università degli Studi Milano Bicocca – DISAT (2023). *Autostrada A1 Milano – Napoli. Tratto Firenze Sud – Incisa. Variante della Galleria S.Donato. Località Piscinale. Analisi dei dati disponibili e parere*
- [4] EGMS Copernicus (accesso web 10/2023). Dati interferometrici satellitari.
- [5] GEO-SLOPE (2004): *"Slope 5.20"*.
- [6] ISPRA (2005). Carta Geologica d'Italia 1:50.000 (progetto CARG) - Foglio 276 52 Figline Valdarno
- [7] Lancellotta R. (1991): *"Geotecnica"* – Edizioni Zanichelli.
- [8] Newmark N.M. (1965): *"Effects of earthquakes on dams and embankments"* *Geotechnique*, vol.115
- [9] Regione Toscana (accesso web 10/2023). Geoportale GEOscopio (<https://www.regione.toscana.it/-/geoscopio>), Consultazione dei livelli informativi relativi a database geologico regionale e database geomorfologico regionale,

2.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [10] Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018: *"Aggiornamento delle 'Norme Tecniche per le Costruzioni'"*, Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n.42 del 20 Febbraio 2018 e successiva Circolare esplicativa
- [11] Presidenza della Repubblica (2001). DPR 380/2001: Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia

2.3 ELABORATI DI PROGETTO

- [12] Autostrada A1 Milano-Napoli Tratto Firenze sud – Incisa Val D'Arno Lotto 2 Stralcio B + Lotto 1Sud Fenomeno franoso in loc. Fornace di Troghi (Area Piscinale) – 1° fase intervento di mitigazione T1157-0954-V2-DG-GEO-00000-00000-R-GEO-5001-00 "Relazione Geologica
- [13] GEO001 – GEO002 – GEO003 – GEO004 - GEO005. Autostrada A1: Milano-Napoli. Ampliamento alla terza corsia del tratto: Barberino di Mugello – Incisa Valdarno. Tratta: Firenze Sud – Incisa Valdarno. Variante San Donato – progetto Esecutivo – Relazione Geologica e tavole tematiche (novembre 2017)

- [14] APE0001 – Autostrada A1: Milano-Napoli. Ampliamento alla terza corsia del tratto: Barberino di Mugello – Incisa Valdarno. Tratta: Firenze Sud – Incisa Valdarno. Variante San Donato – progetto Esecutivo - Relazione geotecnica (novembre 2017)
- [15] APE0009÷ APE0013 – Autostrada A1: Milano-Napoli. Ampliamento alla terza corsia del tratto: Barberino di Mugello – Incisa Valdarno. Tratta: Firenze Sud – Incisa Valdarno. Variante San Donato Progetto Esecutivo- Profilo geotecnico (novembre 2017)
- [16] APE11001-1 – Autostrada A1: Milano-Napoli. Ampliamento alla terza corsia del tratto: Barberino di Mugello – Incisa Valdarno. Tratta: Firenze Sud – Incisa Valdarno. Variante San Donato Stralcio B Progetto Esecutivo Opere di Sostegno – MC51 Muro di Controripa Relazione di Calcolo. (marzo 2018)

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE INSTALLATE NELL'AREA DI INTERESSE

Le indagini geognostiche disponibili nell'area di interesse fanno riferimento alle diverse fasi progettuali dell'ampliamento autostradale, nonché ad indagini integrative realizzate esplicitamente per la problematica trattata nel corso del presente lavoro.

- Nel corso della progettazione definitiva/esecutiva, tra il 2008 e il 2011, lungo il versante di interesse sono stati eseguiti n.3 sondaggi a carotaggio, spinti a profondità di 35-40 m da p.c., condizionati con strumentazione piezometrica e inclinometrica.

Anno	Fornitore	Sigla	Tipologia	Profondità m	Strumentazione
2011	CSI	VD10 / VD10bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	35	Piezom. TA Inclinometro
2009	Imprefond	ESS2	Sondaggio carotaggio	40	Piezom. TA
2008	Sondedile	ESS3	Sondaggio carotaggio	35	Piezom. TA

Tali verticali sono state ubicate in corrispondenza dei tagli di versante oggetto di progettazione, e rappresentano i dati di riferimento per la progettazione delle opere di stabilizzazione.

- Nel 2016 sono state installate due ulteriori coppie di verticali strumentate, prof. 30-40 m, programmate nell'ambito del piano di monitoraggio ambientale (MAM) ante/durante/post operam, e monitorate con frequenza semestrale nel periodo 07/2016 – 07/2022 (monitoraggio ante operam) e frequenza mensile tra 07/2022 e la data odierna (*).

Anno	Fornitore	Sigla	Tipologia	Profondità m	Strumentazione
2016	Intergeo	TII501 / TII501bis (*)	Sondaggio carotaggio / distruzione	40 - 30	Inclinometro Piezom. TA
		TII502 / TII502bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	40 - 30	Inclinometro Piezom. TA

(*) TI501 monitorato fino a troncatura strumento del 12/2022

Tali strumenti sono ubicati sul versante a tergo delle paratie oggetto di progettazione (opera denominata MC51), in posizione tale da monitorare eventuali risentimenti che potessero interessare l'abitazione di proprietà Focardi posta più a monte. Si sottolinea che i suddetti strumenti inclinometrici sono quelli che hanno evidenziato gli spostamenti sul versante che hanno poi portato alla necessità di intervenire sulle opere già progettate.

- Tra fine 2022 a maggio 2023 sono stati realizzati ulteriori tre coppie di sondaggi strumentati (prof. 25-40 m), già previste dai piani di monitoraggio geotecnico di progetto (MOG); tali strumenti sono sottoposti a monitoraggio periodico (piezometrico e inclinometrico) dalla data di installazione ad oggi, con frequenza mensile.

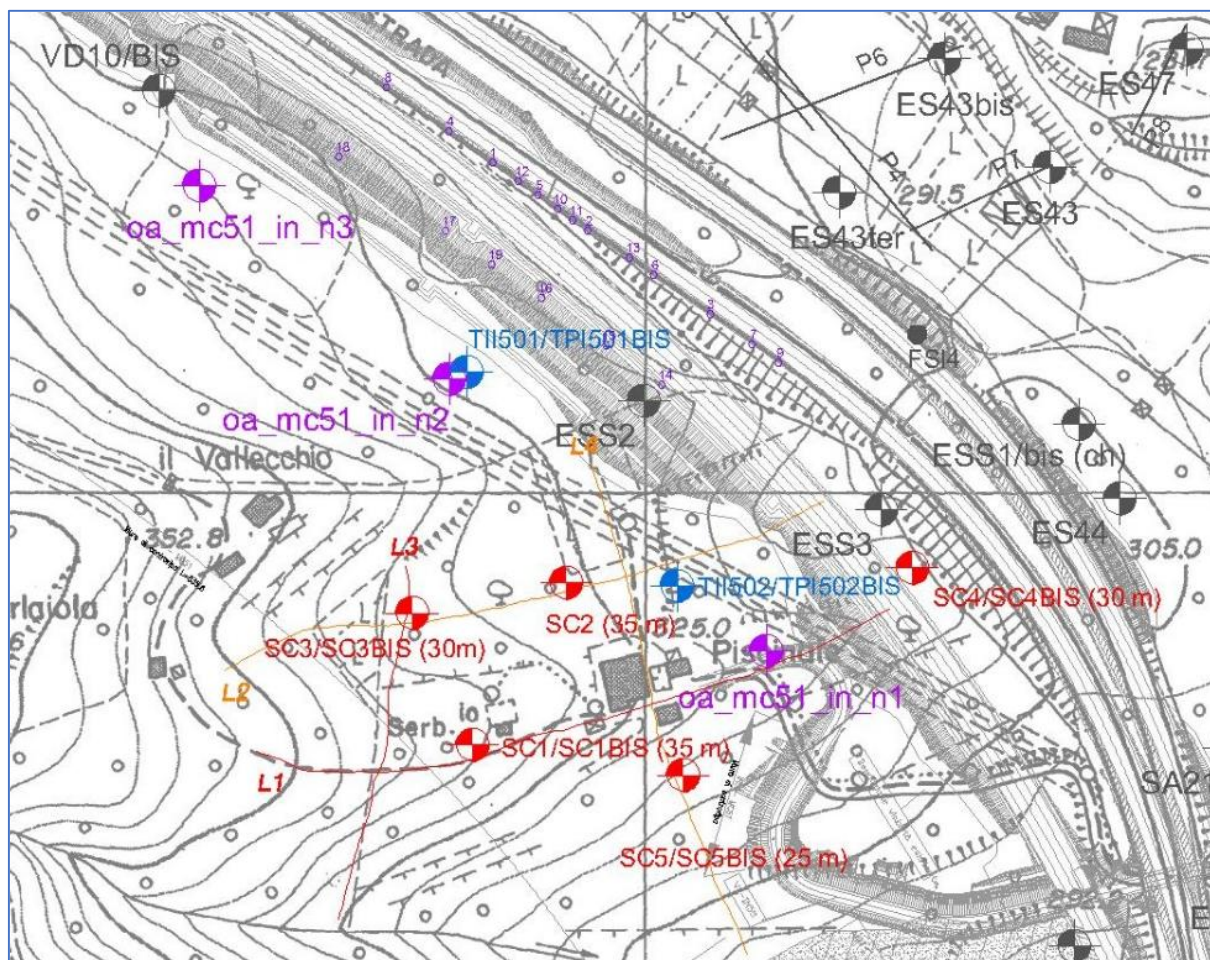
Anno	Fornitore	Sigla	Tipologia	Profondità m	Strumentazione
2022-23	Subsoil	MC51_N1_in / MC51_N1_pz	Sondaggio carotaggio / distruzione	40 - 20	Inclinometro 2 Piezom. Cas
		MC51_N2_in / MC51_N2_pz	Sondaggio carotaggio / distruzione	45 - 20	Inclinometro 2 Piezom. Cas
		MC51_N3_in / MC51_N3_pz	Sondaggio carotaggio / distruzione	45 - 20	Inclinometro 2 Piezom. Cas

Uno di tali strumenti (MC51_N2_in) è stato realizzato in posizione tale da poter sostituire il precedente inclinometro TI501 non più attivo. I restanti strumenti sono ubicati a tergo delle medesime paratie in punti differenti

- Durante l'estate 2023 sono state infine eseguite ulteriori indagini integrative, in una porzione più estesa verso monte del versante oggetto di attenzione. Tali indagini sono costituite da
 - n.5 coppie di verticali di sondaggio strumentate, di profondità variabile da 25 a 35 m da p.c., e monitorate con frequenza mensile tra la data di installazione e la data odierna;
 - n.4 stese sismiche incrociate, a rifrazione in onde P e onde S, per circa 1000 m complessivi di lunghezza, con restituzione tomografica delle risultanze.

Anno	Fornitore	Sigla	Tipologia	Profondità m Lunghezza m	Strumentazione
2023	Subsoil	SC1 / SC1bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	35 - 25	Inclinometro Piezom. TA
		SC2 / SC2bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	35 - 25	Inclinometro Piezom. TA
		SC3 / SC3bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	30 - 25	Inclinometro Piezom. TA
		SC4 / SC4bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	30 - 25	Inclinometro Piezom. TA
		SC5 / SC5bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	30 - 25	Inclinometro Piezom. TA
		SC6 / SC6bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	35 - 25	Inclinometro Piezom. TA
	Progeo	L1	Stesa a rifrazione onde P	297	
		L2	Stesa a rifrazione onde P e onde S	282	
		L3	Stesa a rifrazione onde P	162	
		L4	Stesa a rifrazione onde P e onde S	232	

Le suddette indagini integrative risultano di particolare importanza ai fini del presente lavoro, per una corretta comprensione dei fenomeni riscontrati sul versante oggetto di intervento, nonché dell'eventuale evoluzione temporale.



Campagna d'indagine	Sondaggi a carotaggio continuo e a distruzione	Geofisica a rifrazione (Vp)	Geofisica a rifrazione (Vp+Vs)
Indagini di progetto			
Indagini Ante Opera MAM			
Indagini Monitoraggio MOG			
Sondaggi del costruttivo dell'Autostrada recuperati ad aprile 2023			
Indagini Integrative 2023			

Figura 3-1 – Ubicazione planimetrica delle indagini geognostiche nell'area più prossime alla zona di interesse (evidenziata)

4 ASPETTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI

4.1 ASSETTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO RISULTANTE DAGLI ELABORATI DI PROGETTO CONSEGNATI IN APPALTO

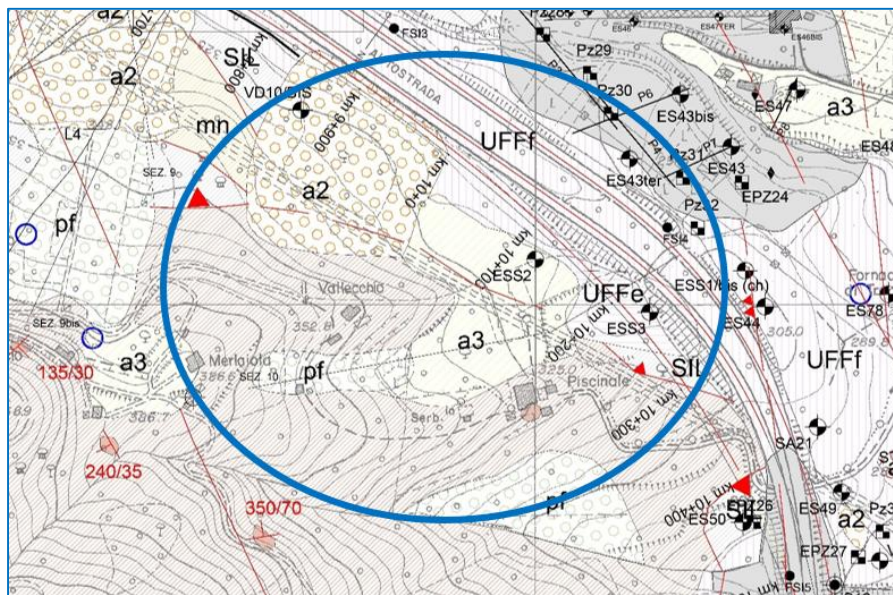
Rimandando alla relazione geologica di Perizia di Variante per una trattazione estesa dell'inquadramento geologico, l'area di Piscinale si inserisce in un contesto litostratigrafico e tettonico nel quale sono presenti i principali domini toscani:

- le Unità Liguri, appartenenti alle porzioni più esterne del dominio oceanico Ligure – Piemontese, con particolare riferimento all'unità Tettonica Morello (e nello specifico, alla Formazione argillitica di Sillano, del Cretaceo-Eocene sup.);
- le Unità Toscane rappresentate dall'Unità Tettonica Falterona (e, nello specifico, dalle Arenarie di Monte Falterona, dell'Oligocene-Miocene);
- i depositi dei bacini intermontani di Firenze e del Valdarno Superiore (Successione dei Bacini Intermontani, del Pliocene-Pleistocene medio).

Dal punto di vista geomorfologico l'area di Piscinale retrostante l'infrastruttura autostradale è caratterizzata da pendii poco acclivi, sui quali in ogni caso le cartografie di settore identificano alcuni corpi di frana di medio-piccole dimensioni, disposti anche su pendenze molto deboli. Tali corpi di frana sono stati classificati dagli stessi enti (IFFI e PAI) come quiescenti e/o stabilizzati, anche per l'assenza di evidenti deformazioni lungo i versanti e a ridosso delle strutture e infrastrutture esistenti.

La cartografia geologica redatta ed emessa nell'ambito del progetto di ampliamento autostradale, a grandi linee è risultata complessivamente coerente con le cartografie pubblicate, fermo restando la presenza di differenze imputabili ad uno studio di dettaglio eseguito sul campo attraverso mezzi e scale di lavoro non comparabili con gli strumenti della divulgazione scientifica e pianificazione territoriale, seppure specialistica.

Si aggiunga infine che l'autostrada esistente, a quella progressiva km, non ha mai mostrato alcuna evidenza o criticità tale da prevedere interventi manutentivi straordinari.



DEPOSITI E COPERTURE QUATERNARIE CONTINENTALI

- a1 - Deposito di frana attiva**
 Accumulo gravitativo di materiale eterogeneo ed eterometrico con evidenze di movimento in atto o recente (spessori ca > 5 m).
- a2 - Deposito di frana quiescente**
 Accumulo gravitativo di materiale eterogeneo ed eterometrico senza evidenze di movimenti recenti (spessori ca > 5 m).
- pf - Deposito di paleofrana**. Accumulo di materiale eterometrico con matrice caratterizzata da raggiunte condizioni di stabilità e caratterizzato da forme relitte talora riconoscibili con difficoltà. Corpo franoso di grandi dimensioni (ad. ovest di San Donato in Collina) con possibile presenza di estese porzioni di roccia preservata, alternati a clasti eterometrici con matrice, alterati. Spessori fino a pluridecametrici.
- a1d - Franosità diffusa**. Accumulo gravitativo di materiale eterogeneo ed eterometrico con matrice, con evidenze di movimento in atto o recente caratterizzato da fenomeni di ridotte dimensioni ma ravvicinati e frequenti.
- a3 - Detrito di versante**
 Clasti e blocchi di materiale eterogeneo ed eterometrico accumulato lungo i versanti (spessori ca > 3-4 m).
- a4 - Deposito eluvio-colluviale**
 Sabbie, limi ed argille con clasti derivanti dall'alterazione del materiale del substrato ed accumulati in posto o dopo breve trasporta.

SUCCESSIONE DEI BACINI INTERMONTANI

- UFFf - Limi di Pian di Tegna**
 Limi argillosi e/o sabbiosi di colore bruno giallastro o rossastro con abbondanti saccate e grigi o biancastre. Frequenti intercalazioni di sabbie più o meno limose, sabbie talora ghiaiose e lenti di ghiaie (in moderatamente a molto attente). Possibili locali livelli di argille ad argille torbose.
 Età: Pleistocene medio
- UFFe - Sabbie del Tasso**
 Sabbie di colore da bruno-giallastro a grigio-giallastro spesso alterate con colori rossastri. Intercalazioni lentiformi di ghiaie e dolomi e di limi grigi ed argille talora torbose nerastre.
 Età: Pleistocene inferiore e medio

UNITÀ TETTONICA MONTE MORELLO

SUCCESSIONE DELLA CALVANA

- SIL - Formazione di Silvano**
 Alternanza di argille prevalenti, nelli con calcari e calcari massivi grigi, nome color grigio e nerastre, calcarelli prevalentemente scuri, limi di colore grigio, grigio-verdastro, calcari silicei verdastri. Le argille presentano una struttura scagliosa. Le argille e le sabbie hanno prevalente colore grigio, grigio-verdastro, e talora colore rossastro. In sondaggio sono riconoscibili dei livelli ben distinti spesso riciclati in calcare. Rara presenza di serpentiniti. Frequentemente gli strati dei litipi più competenti, a causa della tettonizzazione, non mostrano continuità laterale tale da permettere di tracciarne con certezza i limiti. Molto frequentemente i sondaggi mostrano che dove la formazione è subaffiorante, o sottostante ai depositi di badino e alle coperture, è presente una fascia di alterazione di spessore variabile (di solito < 5 m) nella quale la porzione argillosa è ridotta ad argilla limosa inglobante però porzioni scagliose (indicate in profilo da un apposito limite). In profilo sono state indicate le zone dove i sondaggi segnalano prevalenti silti grigi o rossastri con foliazione molto pervasiva, fragili, con presenza di superfici lucide e patine biancastre.
 Riconosciuto in sondaggio due facies:
 SILar - alternanza polifase arenacea di calcarelli in strati da sottili a spessi, masse argillose e siltose da compatte a foliate ed argilliti di color grigio e grigio scuro - nerastro;
 SILmo - alternanza di calcari e masse calcaree con argilliti e arenarie (da frequenti a subordinate).
 Età: Cretaceo sup. - Eocene inf.

UNITÀ TETTONICA FALTERONA

- FAL - Arenarie del Monte Falterona**
 Arenarie e peliti. Stratificazione da sottile a molto spessa. Si alternano pacchi decametrici di strati sottili con peliti prevalenti a strati spessi e molto spessi. Presentiolistroni extramontani a prevalente composizione argillitosa talora con calcari (cf).
 Età: Chattiano - Aquitaniano (MN1a-MN1d) (Cligocene sup. - Miocene)



Figura 4-1 –Cartografia geologica con elementi geomorfologici di progetto, relativa all'ampliamento della terza corsia dell'A1 tra Firenze Sud e Incisa (Spea Engineering, 2016). Estratto dell'area San Donato Sud – Piscinale. Per semplicità sono riportate le sole unità affioranti più prossime all'area di interesse.

4.2 EVIDENZE DEL MONITORAGGIO GEOTECNICO E INTERFEROMETRICO

4.2.1 Premessa

Nel presente paragrafo vengono riassunto le evidenze del monitoraggio geotecnico e interferometrico a fronte dei dissenti in atto.

4.2.2 Interpretazione dei dati di monitoraggio

Dati di monitoraggio inclinometrico

Strumenti di monitoraggio installati in ante operam (monitoraggio ambientale MAM)

La figura seguente riporta i grafici relativi agli spostamenti misurati lungo le due verticali inclinometriche (TII501, TII502, affiancate da altrettanti piezometri) realizzate nel 2016 sul versante in località Piscinale nell'ambito del piano di monitoraggio ambientale MAM, e già sottoposte a letture periodiche semestrali tra il 2016 e 09/2022 (anteoperam), poi passate a frequenza mensile fino alla data odierna (monitoraggio in corso d'opera).

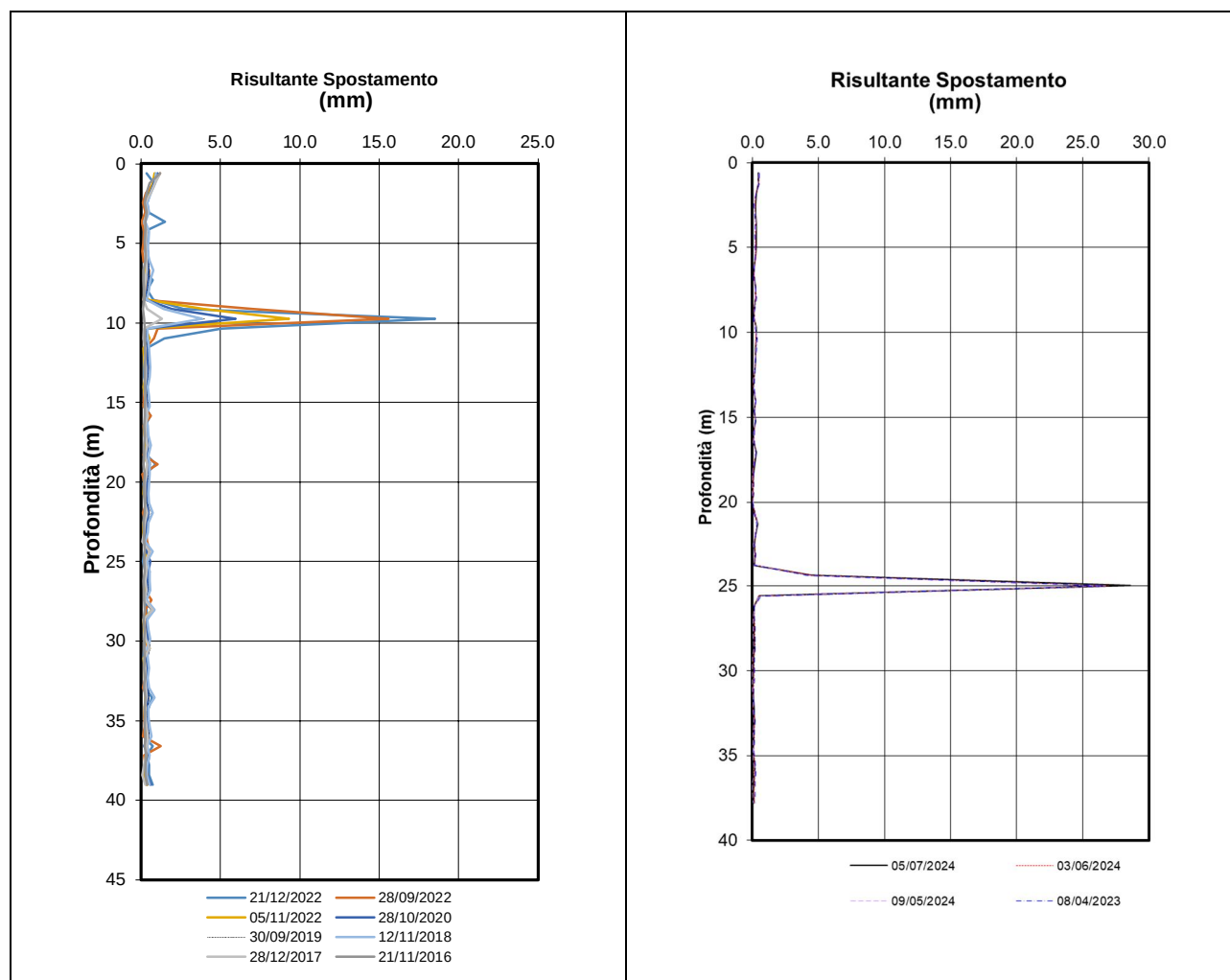


Figura 4-2 –Risultati da monitoraggio inclinometrico delle verticali TII501 (a sx) e TII502 (a dx). Letture selezionate sull'intero periodo di monitoraggio (2016 – giugno 2024 per TII502, mentre TII501 non è più leggibile dal dicembre 2022). Differenziali degli spostamenti per punti sulle intere verticali

L'analisi dei dati di tali verticali ha evidenziato, per tutto il periodo ante operam, precedente l'inizio dei lavori (2016 – 06/2022), una lieve ma costante tendenza di spostamento diretto verso E-NE, pari a circa 1,8 mm/anno (TII501) e 1,0 mm/anno (TII502), individuato rispettivamente alle profondità di 9,75 m e 25,0 m a p.c. per i due strumenti (Figura 4-4). Lungo le restanti parti delle verticali di monitoraggio non si registrava nessun ulteriore spostamento significativo.

Contestualmente all'inizio dei lavori, consistenti nella rimozione di alcuni m di terreno alla base del versante e scavo dei pali di grosso diametro per la realizzazione delle paratie di progetto, i medesimi inclinometri hanno mostrato un repentino incremento degli spostamenti differenziali alle medesime profondità, secondo un nuovo trend, pressoché costante nei successivi rilievi, pari a circa 18 mm/anno (TII501) e 16 mm/anno (TII502). La verticale TII501 è poi risultata non più monitorabile dal dicembre 2022, interrotta a causa di un tirante della paratia in fase di realizzazione. La verticale TII502 è invece tutt'ora soggetta a monitoraggio con frequenza mensile.

Il monitoraggio dei due strumenti piezometrici affiancati agli inclinometri mostra un soggiacenza molto contenuta, variabile tra 0 e -3 m circa da p.c., in relazione alla piovosità

Strumenti di monitoraggio previsti in corso d'opera (monitoraggio geotecnico MOG)

Alle verticali descritte poc'anzi, tra gennaio e aprile 2023, si sono affiancati tre nuovi inclinometri (e altrettanti piezometri), già previsti dai piani di monitoraggio geotecnico di progetto: procedendo da sud verso nord le verticali MC51_N1 (12/2022), MC51_N2 (in posizione tale da poter sostituire il sond. TII501) e MC51_N3 (04/2023).

I risultati di monitoraggio di queste ultime verticali hanno parimenti mostrato degli spostamenti apprezzabili, sintetizzati anch'essi in Figura 4-4

- MC51_N2 ha evidenziato un primo trend di spostamento pari a 8 mm/anno alla profondità di 8 m circa da p.c., nel periodo compreso tra l'installazione e ottobre 2022, seguita da un trend più ridotto, pari a 5 mm/anno, nel quale si sono registrate alcune stabilizzazioni temporanee, seguite da un ulteriore incremento con le ultime letture di marzo/aprile 2024;
- MC51_N1 mostra un trend di spostamento abbastanza costante pari a circa 5 mm/anno, alla profondità di 28 m circa;
- MC51_N3 al momento (Luglio 2024) mostra spostamenti molto limitati e non conformi come direzione, tali da non ritenersi, al momento, di particolare rilevanza.

Strumenti di monitoraggio integrativi installati a lavori in corso

La necessità di comprendere al meglio il perimetro e i volumi delle masse interessate dagli spostamenti misurati, ha portato, durante la primavera 2023, alla definizione di una nuova campagna di indagine attraverso la realizzazione di 5 nuovi verticali inclinometriche strumentate (SC1, SC2, SC3, SC4, SC5) di profondità variabile da 25 e 35 m da p.c. affiancate da altrettante verticali piezometriche (tutte installate a 25 m da p.c.) con installazione di tubi aperti per le intere profondità di indagine (Figura 4-5).

Nel corso delle perforazioni a carotaggio sono state eseguite prove in foro tipo spt e prove di permeabilità tipo Lefranc), e sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati di terreno, sottoposti a caratterizzazione geotecnica di laboratorio, finalizzata in particolare alla determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio dei litotipi (di picco e residua) in condizioni drenate.

In aggiunta sono state previste 4 stese sismiche tomografiche (L1, L2, L3, L4) per complessivi 1500 m circa di lunghezza, disposte secondo una maglia regolare, in onde P (tutte) e onde S (L1, L4).

Nella Figura 4-3 sono riportate le evidenze delle verticali integrative di monitoraggio inclinometrico installate durante i lavori.

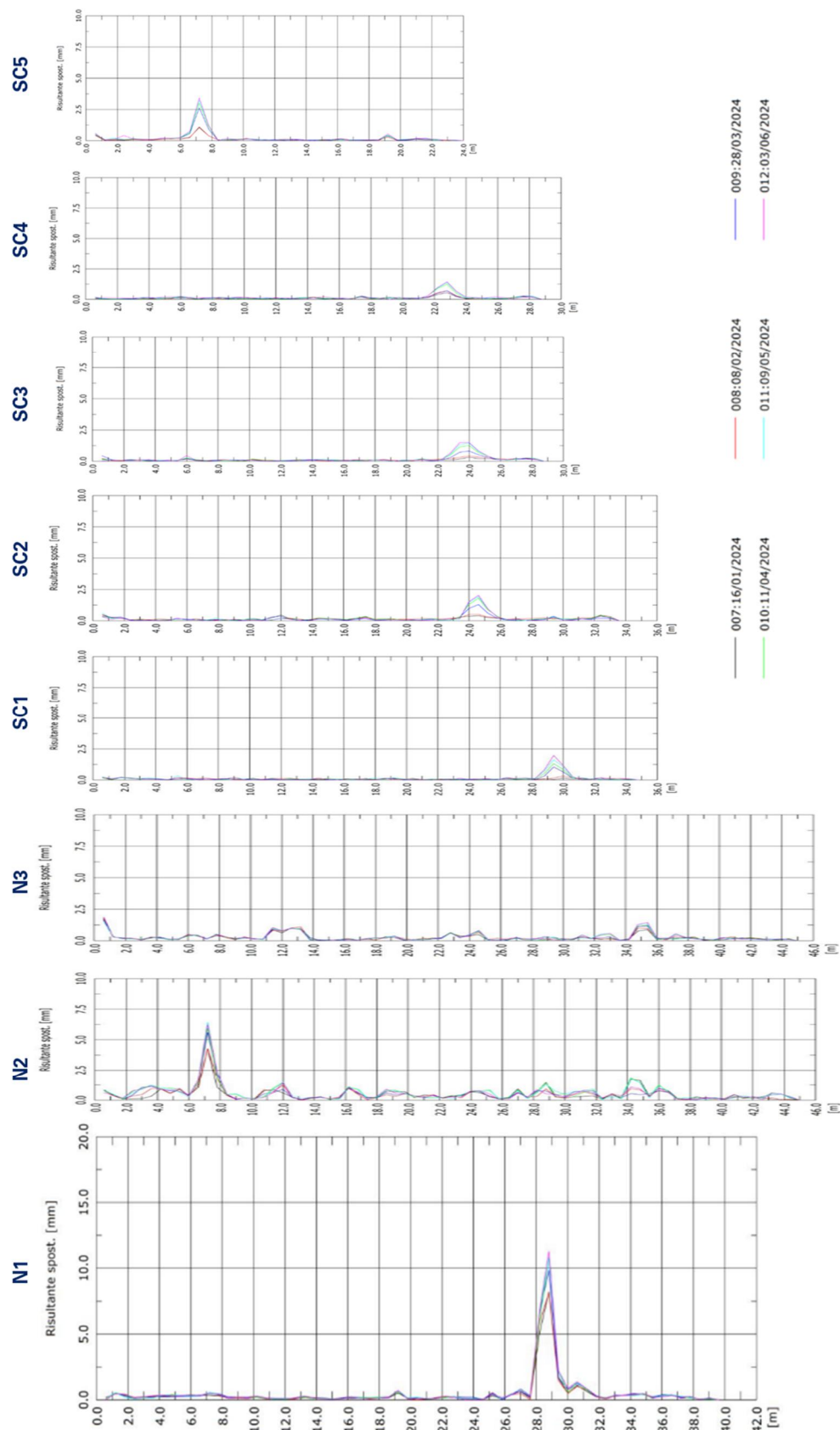


Figura 4-3 –Risultati da monitoraggio inclinometrico integrativo installate dopo l'inizio dei lavori aggiornate al giugno 2024

Le figure seguenti illustrano le risultanze di monitoraggio periodico per tutte le verticali sopra descritte e che hanno mostrato evidenze significative a profondità specifiche.

Il monitoraggio inclinometrico delle nuove verticali, iniziato con cadenza mensile poco dopo il completamento delle perforazioni, (estate 2023), non ha mostrato movimenti significativi da inizio monitoraggio fino a febbraio 2024. Solo nel corso delle ultime letture (marzo - aprile 2024), in concomitanza con una piovosità elevata e prolungata, si sono invece registrati spostamenti differenziali apprezzabili in tutte le verticali, a profondità variabili tra 7 e 29 in m da p.c. (Figura 4-4).

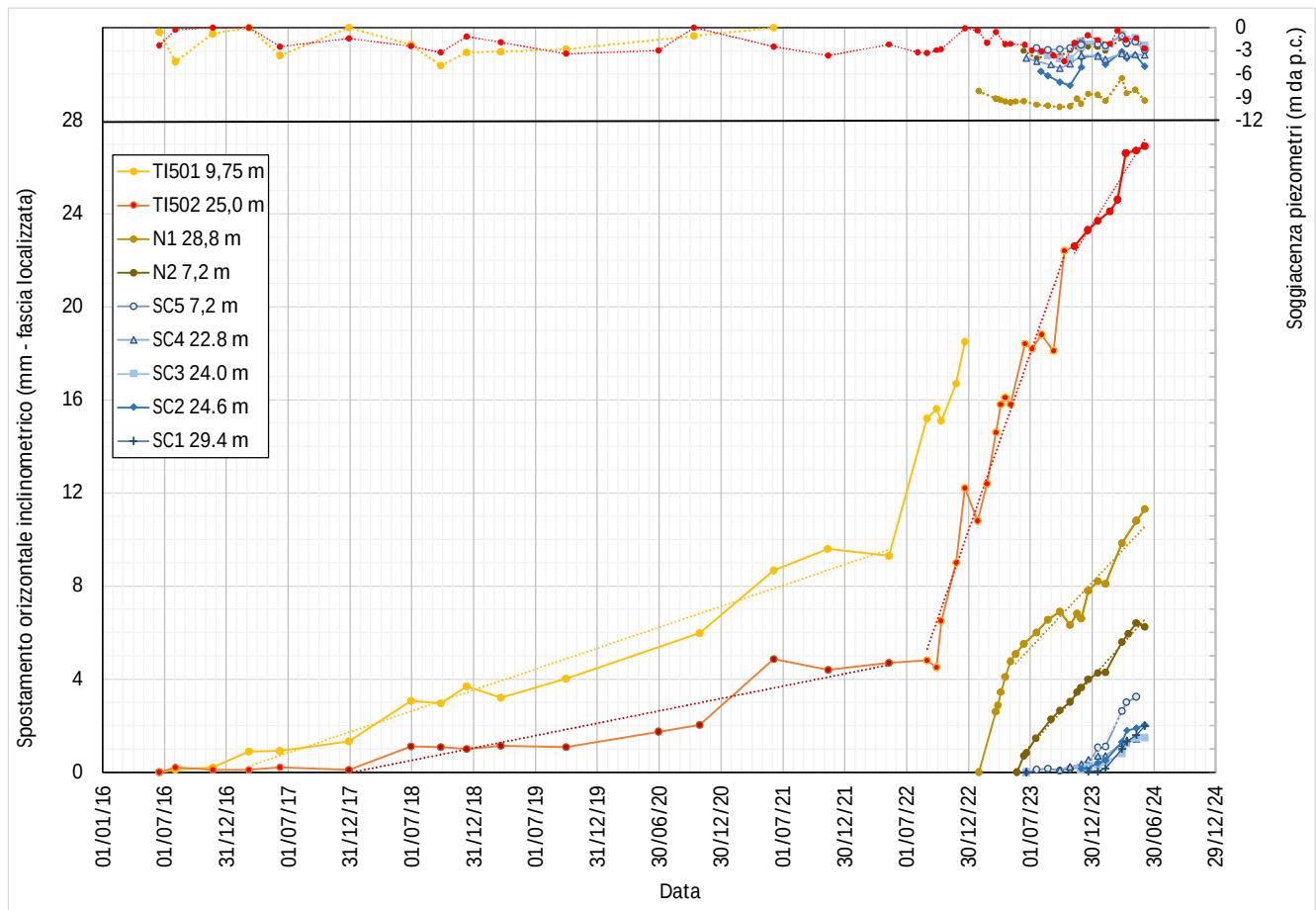


Figura 4-4 –Risultanze da monitoraggio inclinometrico delle verticali previste dai piani di monitoraggio ambientale e geotecnico. Spostamenti differenziali rilevati a profondità selezionate, per l'intero periodo di monitoraggio (2016-odierno). La parte alta del grafico mostra i dati dei freaticometri dei piezometri posti a fianco degli inclinometri. Sono inoltre mostrate le tempistiche occorse per fasi delle varie lavorazioni alla base del versante di Piscinale

Si sottolinea che le superfici di scorrimento individuate tramite il monitoraggio in tutte le verticali si sviluppano all'incirca al passaggio tra una spessa coltre di depositi eterogenei con blocchi arenacei sparsi di dimensione metrica e plurimetrica, e la sottostante formazioni argillitica del Sillano, riscontrata in tutte le verticali e presente con continuità fino alle massime profondità raggiunte dalle perforazioni. Inoltre, gli spostamenti già registrati in profondità negli strumenti inclinometrici TI501, MC51-N2, TI502, MC51-N1, imputabili alle lavorazioni effettuate più a valle, non hanno prodotto, al momento, alcuna forma lineare o areale rilevabile in superficie lungo il pendio.



Figura 4-5 – Posizione su Google Earth delle indagini disponibili in area Piscinale: in rosso i sondaggi integrativi 2023 strumentati (coppie inclinometri + piezometri) e le stese sismiche tomografiche in onde P (in rosso); in arancio le stese tomografiche in onde P + S; in marrone le verticali strumentate di monitoraggio geotecnico MOG - 2022-23 (coppie inclinometri + piezometri); in verde le verticali strumentate di monitoraggio MAM-2016 (coppie inclinometri + piezometri); in giallo i sondaggi già realizzati precedentemente nelle fasi di progetto (2008-2011).

Dati di monitoraggio piezometrico

La soggiacenza misurata è contenuta in pochi m da p.c., in particolare nella parte centrale e a minore pendenza del versante, mentre è più approfondita in prossimità delle scarpate, naturali, o antropiche, in linea con una superficie freatica che segue la morfologia del versante. Il versante presenta inoltre un grado di saturazione elevato, seppure soggetto a variazioni legate alla pluviometria (v. dati di Figura 4-6), il che implica differenti condizioni stagionali di stabilità della coltre detritica alluvionale. La circolazione delle acque sotterranee è discreta, così come confermato dalle prove di permeabilità in foro e dalle evidenze di campo.

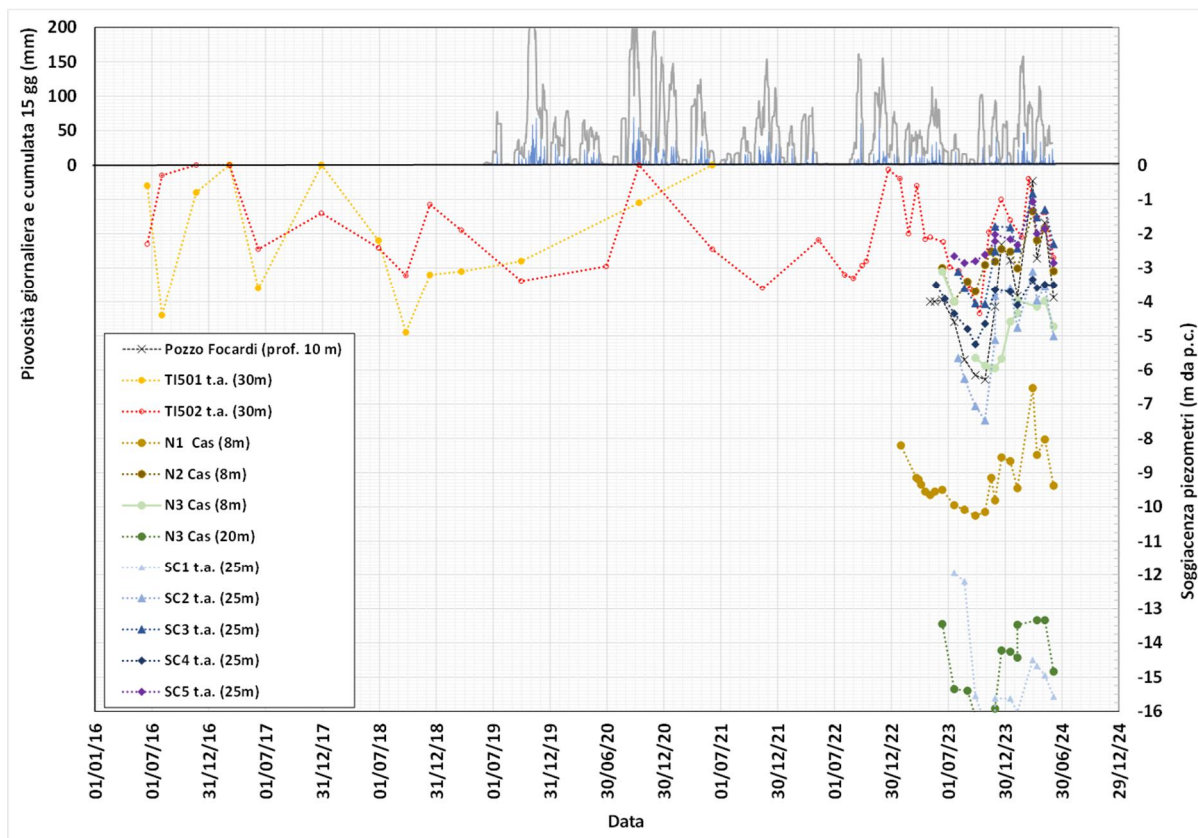


Figura 4-6 –Risultanze del monitoraggio piezometrico, in termini di soggiacenza, su tutte le verticali installate per i piani di monitoraggio e indagini integrative. Nella parte alta del grafico è indicata la piovosità cumulata giornaliera e quindicinale

4.2.3 Interpretazione dati interferometria satellitare

L'intero versante del Piscinale sembra interessato storicamente da un lento e omogeneo movimento deformativi, pari mediamente a 2 mm/anno diretto verso valle, che coinvolge non solo alcune coltri superficiali, ma l'intero spessore dei depositi quaternari sovrastanti il substrato sepolto. Ciò è quanto emerge confrontando i dati interferometrici satellitari (2018 – 2022) relativi a diversi riflettori presenti sulla superficie del versante (Figura 4-7), e i dati di monitoraggio inclinometrico delle verticali installate, nel periodo di osservazione tra il 2016 e 2022 - ante inizio dei lavori Figura 4-4).

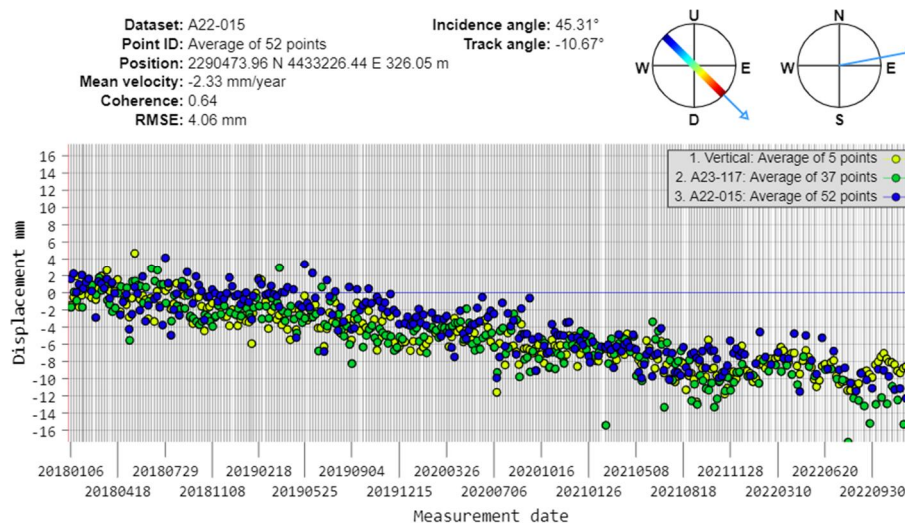


Figura 4-7 – Dati interferometrici dell'area di interesse – EGMS Copernicus - ascendente (consultazione ottobre 2023). Serie storiche di spostamento mediate per tutti i riflettori contenuti entro una perimetrazione definita lungo la parte medio basse del versante circostante la località Piscinale

4.3 REVISIONE DELL'INTERPRETAZIONE GEOMORFOLOGICA

Alla luce di quanto esposto in precedenza e, a quanto più approfonditamente esposto negli elaborati specialistici geologici, è stata integrata l'interpretazione geologico-geomorfologica dell'area. Le figure seguenti mostrano la planimetria geologica e geomorfologica e le sezioni geologiche in asse alle aree perimetrate, secondo l'interpretazione specialistica aggiornata alla luce dei nuovi dati.

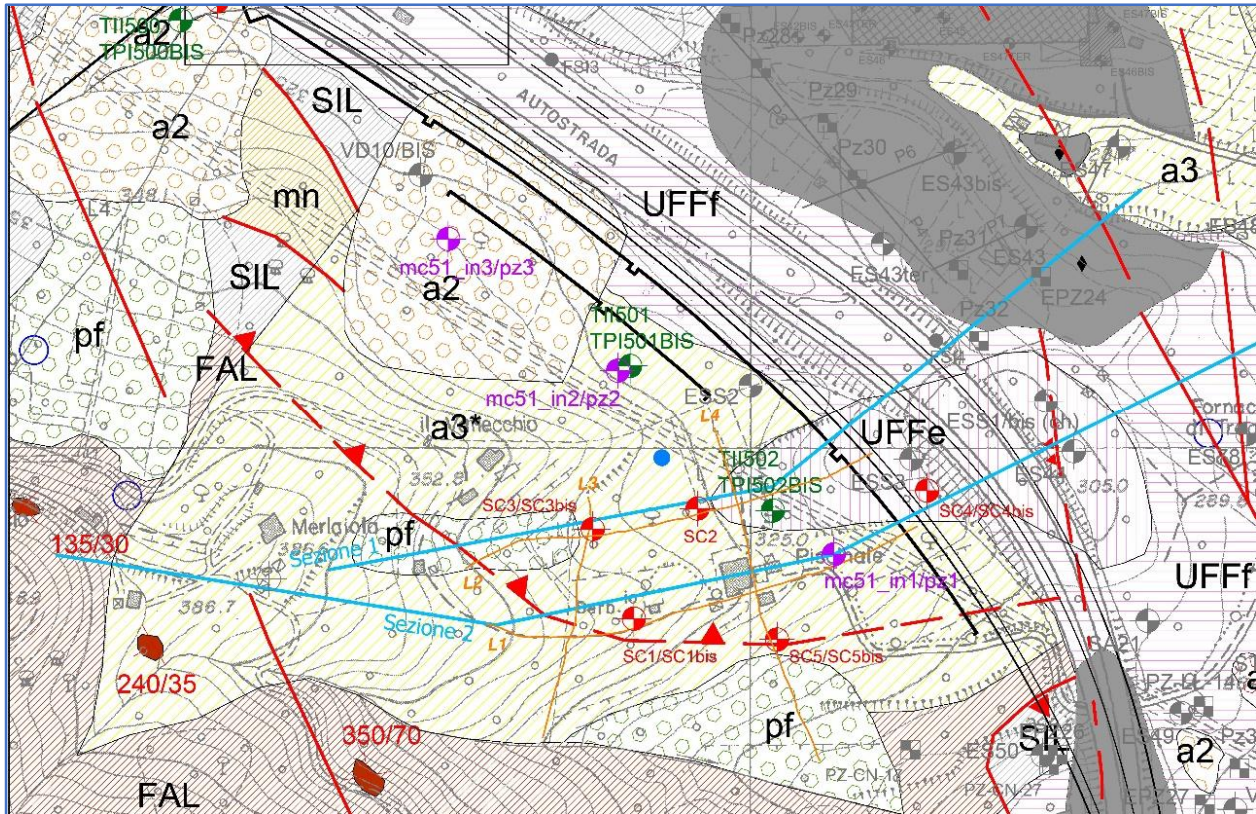


Figura 4-8 –Cartografia geologica con elementi geomorfologici alla luce delle nuove interpretazioni. Per semplicità sono riportate le sole unità affioranti più prossime all'area di interesse. Sono riportate le tracce delle sezioni geologiche di cui alle figure successive.

DEPOSITI E COPERTURE QUATERNARIE CONTINENTALI

-  **a1 - Deposito di frana attiva**
 Accumulo gravitativo di materiale eterogeneo ed eterometrico con evidenze di movimento in atto o recente (spessori ca > 5 m).
-  **a2 - Deposito di frana quiescente**
 Accumulo gravitativo di materiale eterogeneo ed eterometrico senza evidenze di movimenti recenti (spessori ca > 5 m).
-  **pf - Deposito di paleofrana.** Accumulo di materiale eterometrico con matrice caratterizzato da raggiunte condizioni di stabilità e caratterizzato da forme relitte talora riconoscibili con difficoltà. Corpo franoso di grandi dimensioni (ad ovest di San Donato in Collina) con possibile presenza di estese porzioni di roccia preservata, alternati a clasti eterometrici con matrice, alterati. Spessori fino a pluridecametrici.
-  **a3 - Detrito di versante**
 Clasti e blocchi di materiale eterogeneo ed eterometrico accumulato lungo i versanti (spessori ca > 3-4 m).
-  **a4 - Deposito eluvio-colluviale**
 Sabbie, limi ed argille con clasti derivanti dall'alterazione del materiale del substrato ed accumulati in posto o dopo breve trasporto.
-  **a3* - Detrito di versante/ UFFd - Ciottolami di Loro Ciuffenna**
 Depositi di conoidi detritico/alluvionale ad elementi arenacei, in matrice sabbiosa limosa, nocciola rossastra, con locali livelli maggiormente limosi. All'interno dei depositi si individuano, a varie profondità, blocchi arenacei più voluminosi, di dimensione metrica, provenienti dallo smantellamento della formazione di Falterona affiorante sui versanti retrostanti.
 Età: Pleistocene medio?

SUCCESSIONE DEL BACINO DEL VALDARNO SUPERIORE

Depositi fluvio-lacustri Età: Pliocene medio-Pleistocene medio

Sistema del Torrente Ciuffenna - UFF

Età: Pleistocene inferiore e medio

-  **UFFf - Limi di Pian di Tegna**
 Limi argillosi e/o sabbiosi di colore bruno giallastro o rossastro con abbondanti screziature grigie o biancastre. Frequenti intercalazioni di sabbie più o meno limose, sabbie talora ghiaiose e lenti di ghiaie (da moderatamente a molto alterate). Possibili locali livelli di argille ed argille torbose.
 Età: Pleistocene medio
-  **UFFe - Sabbie del Tasso**
 Sabbie di colore da bruno-giallastro a grigio-giallastro spesso alterate con colori rossastri. Intercalazioni lentiformi di ghiaie e ciottolami e di limi grigi ed argille talora torbose nerastre.
 Età: Pleistocene inferiore e medio

UNITÀ TETTONICHE LIGURI

UNITÀ TETTONICA MONTE MORELLO

SUCCESSIONE DELLA CALVANA

-  **SIL - Formazione di Siliano**
 Alternanza di argilliti prevalenti, siltiti con calcari e calcari marnosi grigi, marne color grigio e nerastre, calcareniti prevalentemente sottili, fini di colore grigio, grigio-verdastro, calcari silicei verdastri. Le argilliti presentano una struttura scagliosa. Le argilliti e le siltiti hanno prevalente colore grigio, grigio-verdastro, e talora colore rossastro. In sondaggio sono riconoscibili dei livelli brecciosi spesso riciclati in calcite. Rara presenza di serpentiniti. Frequentemente gli strati dei litotipi più competenti, a causa della tettonizzazione, non mostrano continuità laterale tale da permettere di tracciarne con certezza i limiti. Molto frequentemente i sondaggi mostrano che dove la formazione è subaffiorante, o sottostante ai depositi di bacino e alle coperture, è presente una fascia di alterazione di spessore variabile (di solito > 0,5 m) nella quale la porzione argillitica è ridotta ad argilla limosa inglobante però porzioni scagliose (indicata in profilo da un apposito limite). In profilo sono state indicate le zone dove i sondaggi segnalano prevalenti siltiti grigie o rossastre con foliazione molto pervasiva, fragili, con presenza di superfici lucide e patino biancastro.
 Riconosciute in sondaggio due facies:
 SILar - alternanza pelitico arenacea di calcareniti in strati da sottili a spessi, marne argillose e siltose da compatte a foliate ed argilliti di color grigio e grigio scuro - nerastro;
 SILmc - alternanza di calcari e marne calcaree con argilliti e arenarie (da frequenti a subordinate).
 Età: Cretaceo sup. - Eocene inf.

UNITÀ TETTONICHE TOSCANE

UNITÀ TETTONICA FALTERONA

-  **FAL - Arenarie del Monte Falterona**
 Arenarie e peliti. Stratificazione da sottile a molto spessa. Si alternano pacchi decametrici di strati sottili con peliti prevalenti a strati spessi e molto spessi. Presenti olistostromi extraformazionali a prevalente composizione argillitica talora con calcari (ol).
 Età: Chattiano - Aquitaniano (MNN1a-MNN1d) (Oligocene sup. - Miocene)

Figura 4-9 – Legenda della cartografia geologica con elementi geomorfologici alla luce delle nuove interpretazioni.

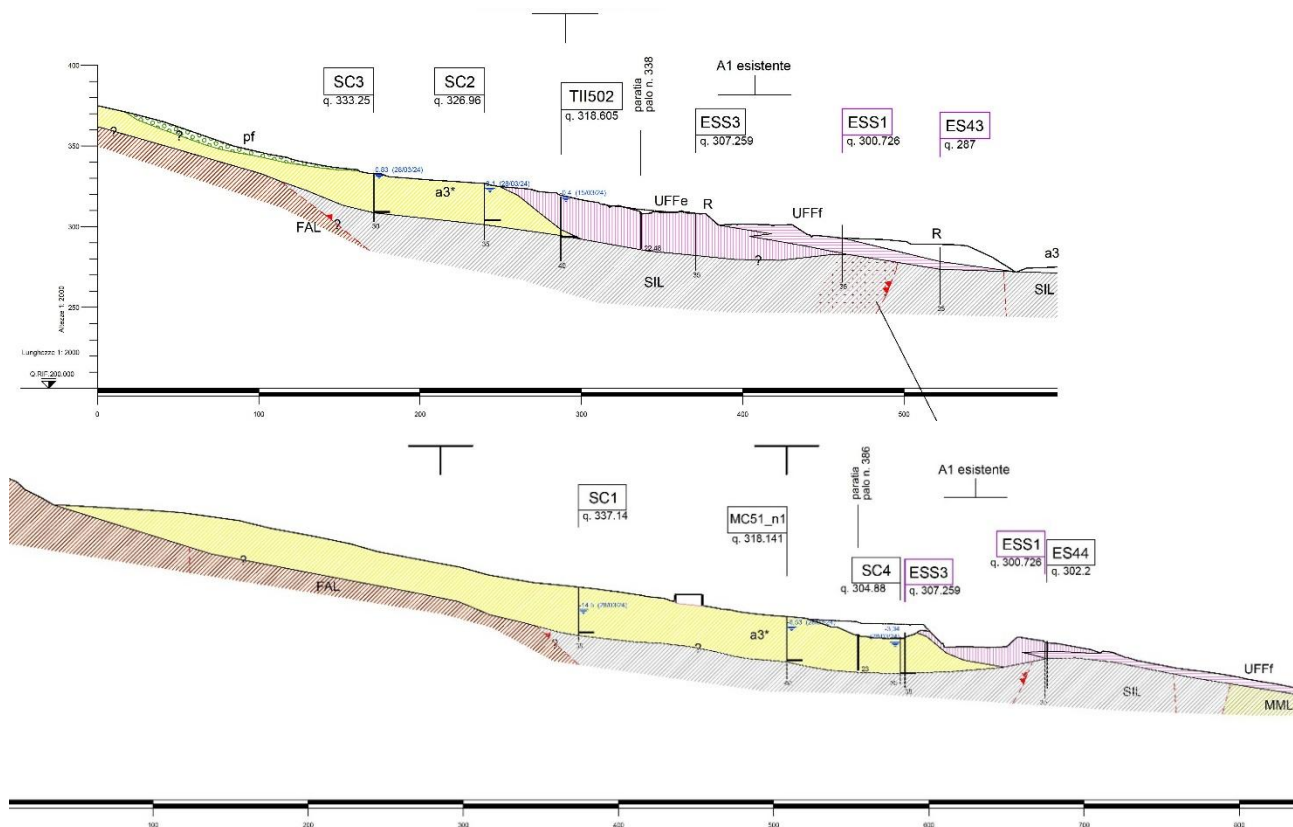


Figura 4-10 –Sezioni geologiche lungo le aree interessate dai dissesti perimetrati nella figura precedente (in blu il contorno delle superficie ipotizzate).

5 CRITICITÀ DELLA SOLUZIONE DI PROGETTO

Il progetto esecutivo prevedeva la realizzazione di un muro di controripa costituito da una paratia di pali di grande diametro tirantata su più livelli.

Paratia di pali:

Diametro 1200mm interasse 1.4m

Lunghezza 22m

Trave di coronamento 160x100cm

4 ordini di tiranti a trefoli:

I ordine: 4 trefoli passo 2.8m lunghezza totale 26m (bulbo 12m)

II ordine 4 trefoli passo 1.4m lunghezza totale 23m (bulbo 12m)

III ordine 4 trefoli passo 1.4m lunghezza totale 22m (bulbo 12m)

IV ordine 4 trefoli passo 1.4m lunghezza totale 20m (bulbo 12m)

dreni sub-orizzontali da 4" lunghezza 18m interasse 5.60m

Completa l'intervento un rivestimento in c.a. gettato in opera. Nella Figura 5.1 è riportata la sezione tipo. Nella data di emissione della presente nota (dicembre 2023) lo stato avanzamento dei lavori è il seguente:

- o Riprofilatura morfologica a tergo paratia realizzato;
- o Pali $\phi 1200$ mm realizzati, con lunghezza $L=22.0$ m;
- o Cordolo di collegamento dei pali realizzato;
- o Scavo di ribasso a circa quota intradosso cordolo di collegamento;

Attualmente nell'area interessata dal dissesto le lavorazioni sono sospese a seguito di apposita disposizione della DL.

La lunghezza ($L=22$ m) dei pali $\phi 1200$ della paratia e dei tiranti dei 4 ordini di ancoraggio ($L=20-26$ m) fanno sì che la struttura di sostegno risulta immersa nella porzione instabile del versante.

La soluzione di progetto esecutivo non è in grado di contrastare le spinte instabilizzanti generate dal cinematiso gravitativo rilevato dalle verticali inclinometriche, in quanto:

- i pali risultano di lunghezza inadeguata per "immorsare" la struttura nelle porzioni di pendio non coinvolte nel dissesto franoso;
- gli ancoraggi previsti attualmente presentano tratti di bulbo completamente immersi nella porzione di pendio sopra la superficie di scivolamento e per tanto risultano, nella configurazione di progetto completamente inadeguati per contrastare le spinte riconducibili alle masse di terreno in movimento;

Inoltre, preme sottolineare che:

- il fronte di spinta del cinematiso risulta, praticamente, pari, se non superiore, all'intera altezza dell'opera.
- Il terreno a valle risulta interessato dal fenomeno franoso e quindi non è in grado di offrire adeguate reazioni alle spinte.

Alla luce di quanto indicato, la soluzione di progetto esecutivo non risulta idonea a contrastare le elevate spinte indotte al fenomeno di instabilità.

SEZIONE TIPO H=8.00m - 1:50

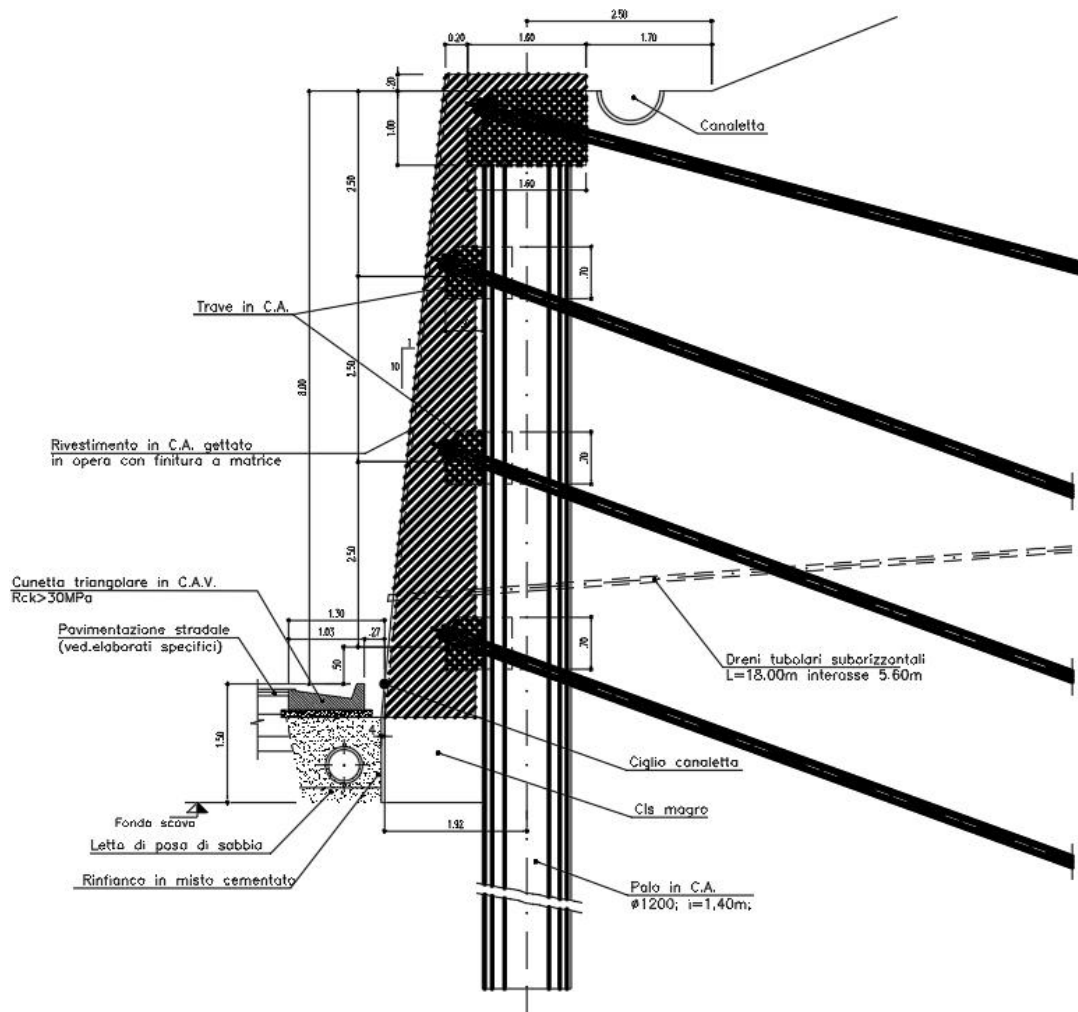


Figura 5.1: Progetto Esecutivo carpenteria

6 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

6.1 PREMESSA

Alla luce delle considerazioni riportate al capitolo precedente si è scelto di perseguire una soluzione progettuale che garantisca un'adeguata marginalità di sicurezza in riferimento all'analisi dei dissesti in atto, sia nella configurazione finale sia nelle fasi di prosecuzione dei lavori. L'opera finale in progetto prevede la realizzazione di una galleria artificiale e un rimodellamento dell'area in modo da garantire le adeguate marginalità di sicurezza sul versante oggetto degli attuali movimenti. La galleria artificiale sarà realizzata con il metodo 'Milano' sfruttando per il piedritto di monte i pali già realizzati e, per quello di valle, si prevede di realizzare una doppia paratia di pali con diametro 2000mm interasse 240/480cm di lunghezza 35m. L'intervento è integrato prevedendo un adeguato rimodellamento morfologico e un sistema di drenaggio profondo costituito da pali in ghiaia drenanti e pozzi di raccolta delle acque. Il progetto, nella sua configurazione finale, è attualmente in fase di definizione e sarà finalizzato alla luce delle ulteriori evidenze del monitoraggio inclinometrico.

6.2 INTERVENTO DI PRIMA FASE

Le ultime letture del monitoraggio (marzo/aprile 2024) hanno evidenziato un aumento di velocità di deformazione in corrispondenza delle verticali già soggette a spostamenti e l'interessamento di nuove verticali precedentemente non coinvolte dai cinematismi in atto. Appare opportuno evidenziare come il peggioramento del quadro deformativo del versante sia associato ad un innalzamento della piezometrica registrato nelle verticali piezometriche installate nell'area (vedi par. 4.2.2).

Alla luce di ciò, nell'immediato e nelle more del completamento degli interventi previsti è opportuno anticipare la realizzazione della fila di pali di valle di diametro 2000mm ed interasse 240cm con la finalità di mitigare e contenere il fenomeno in atto.

L'intervento qui esposto, quindi, è da ritenersi come di prima fase con la finalità di ridurre la velocità di deformazione (mm/mese) dei fenomeni in atto.

Gli interventi di prima fase risultano, inoltre, necessari anche alla luce della presenza di una civile abitazione dietro alla struttura di controripa e per mitigare gli effetti indotti da una potenziale accelerazione dei fenomeni deformativi in atto.

In prima fase sono previste le seguenti attività:

1. realizzazione viabilità di cantiere;
2. scavo realizzazione piano di lavoro per esecuzioni pali del ritto di valle (D=2000mm), saranno anche realizzati nuovi pali a monte per dare continuità alla palificata già eseguita ed a valle per consentire il contenimento del terreno necessario per gli scavi previsti nelle successive fasi esecutive dell'intervento completo.
3. Esecuzione dei pali previsti (D=2000mm e D=1200mm).

Le lavorazioni previste in questa fase sono tali da essere il meno possibili impattanti nei confronti della stabilità di versante, ovvero si è contenuto il più possibile i volumi di scavo/riporti. Questo è stato possibile:

- mantenendo le attuali piste il più possibile in aderenza all'attuale piano campagna e alle piste di cantiere già esistenti;
- eseguendo i pali dal piano campagna attuale prevedendo scavo con tratti a vuoto;
- regolamentando opportunamente le acque superficiali nell'area interessata dalle lavorazioni.

Nelle Figura 6.1 e Figura 6.2 sono mostrate le planimetrie dell'area di intervento di prima fase e nella Figura 6.3 sono indicate in sezione le lavorazioni da eseguirsi in prima fase.

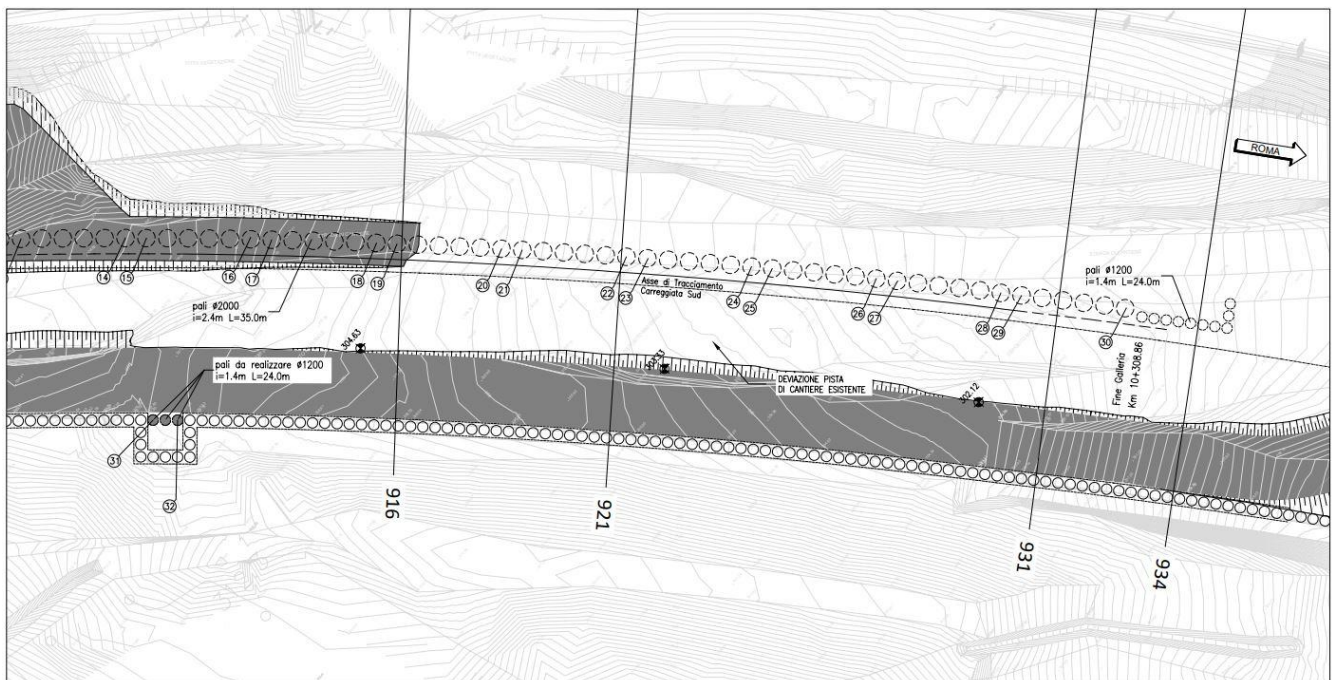


Figura 6.1: Planimetria area intervento fase 1 (1 di 2)

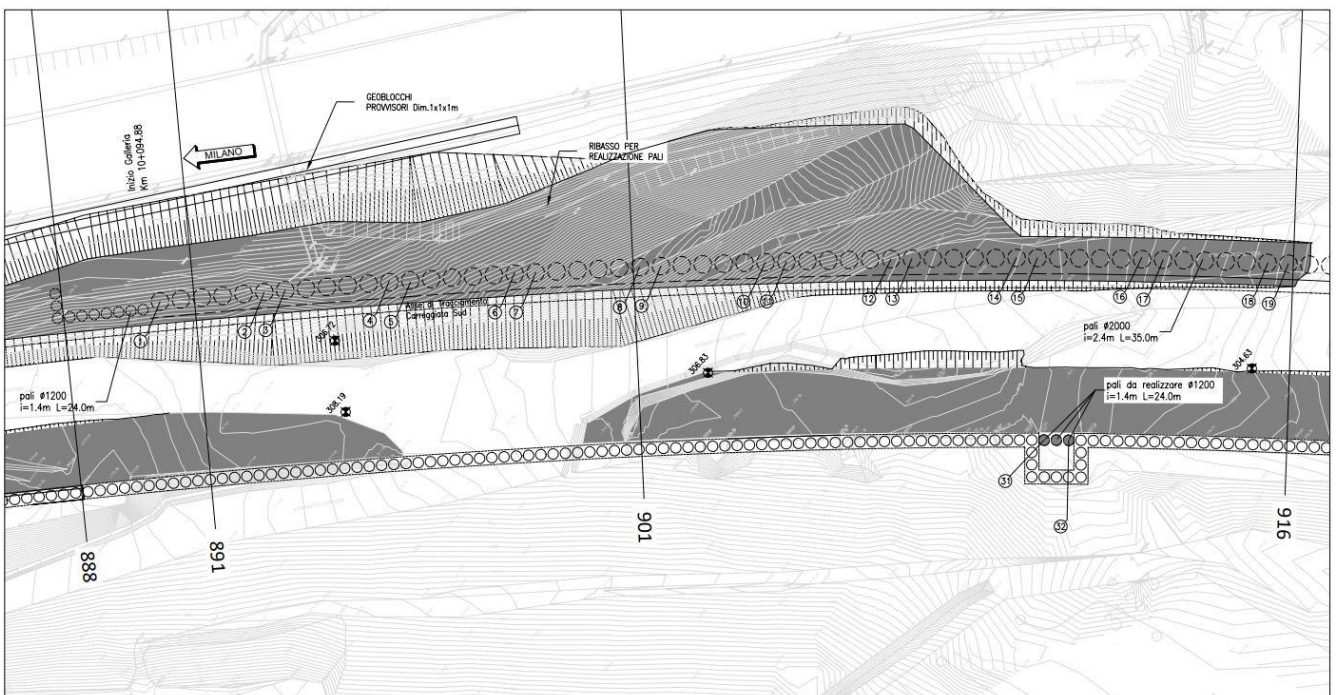


Figura 6.2: Planimetria area intervento fase 1 (2 di 2)

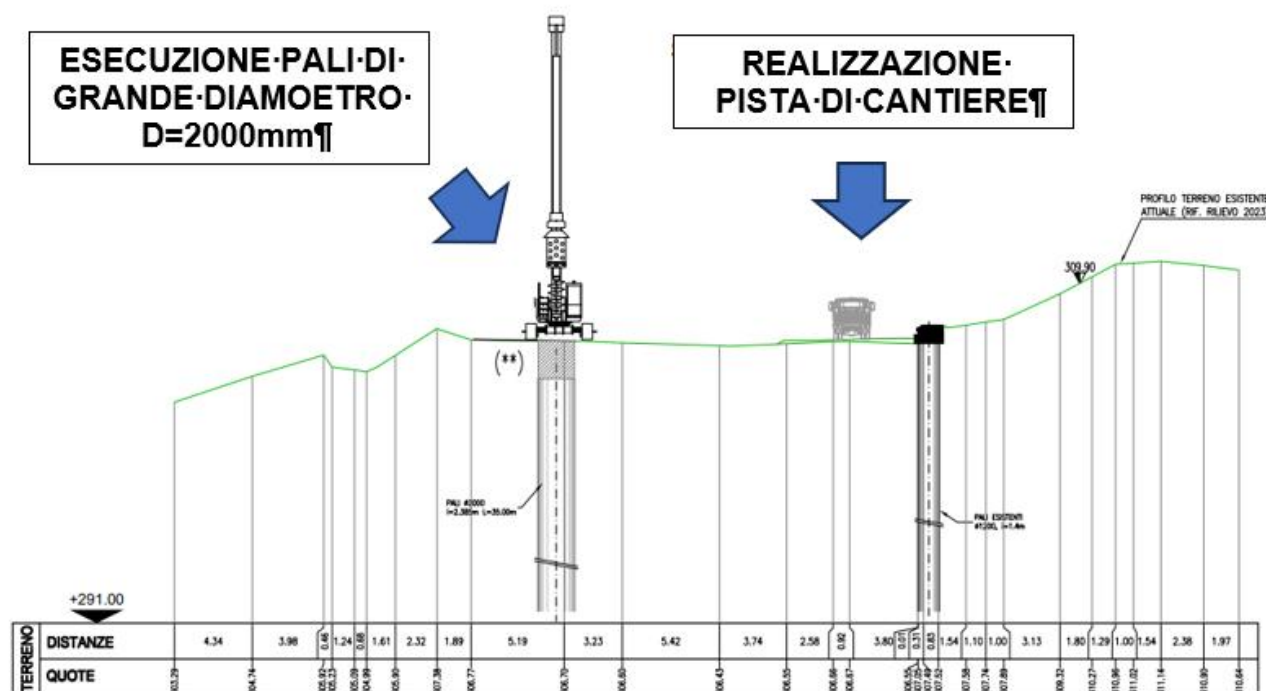


Figura 6.3: Sezione intervento fase 1 (PF)

6.3 INTERVENTI SUCCESSIVI ALLA PRIMA FASE

Gli interventi previsti successivamente alla prima fase prevedono:

- sistema di drenaggio profondo** (Figura 6.4) - la realizzazione del sistema di drenaggio profondo costituito da pali in ghiaia secanti tra loro di diametro $D=1500\text{mm}$ ed interasse 130cm e lunghezza variabile tra $18\div 22\text{m}$; sono previsti due pozzi di raccolta delle acque captate dallo schermo drenante le quali vengono recapitate nei fossi previsti a sud della galleria; i pali e i pozzi sono collegati idraulicamente tramite perforazioni guidate di precisione di diametro nominale $D=160\text{mm}$ e $D=90\text{mm}$ (micro-fessurati) eseguite tramite perforazioni di diametro rispettivamente $D=240\text{mm}$ e 160mm , nella Figura 6.5 è mostrata la sviluppata dello schermo drenante; il sistema di drenaggio profondo dovrà essere completato prima dell'inizio delle lavorazioni di scavo della galleria artificiale; i pozzi sono realizzati mediante pali secanti diametro $D=1000\text{mm}$ interasse 80cm lunghezza 24m da essi partono due batterie (5+5) di dreni sub-orizzontali di lunghezza pari a 20m ; il sistema di drenaggio è integrato con un sistema di trincee drenanti superficiali: un canale drenante passante a tergo del solettone di copertura e di trincee drenanti trasversali (vedi Figura 6.6 e Figura 6.7);
- galleria artificiale e rimodellamento morfologico finale** - la struttura della galleria prevede, per il piedritto di valle, l'esecuzione di una seconda fila di pali di diametro $D=2000\text{mm}$ eseguiti ad interasse 480cm e lunghezza 35m , il piedritto di monte è costituito dai pali, già eseguiti, di diametro $D=1200\text{mm}$ ed interasse 140cm ; i piedritti sono collegati in testa da un solettone di spessore variabile $200\div 400\text{cm}$ (si veda la Figura 6.8); lo scavo della galleria sarà eseguito per campi di $7\div 7\text{m}$; gli interventi sono completati con un rimodellamento morfologico che prevede il reinterro dell'area al piede del versante, in corrispondenza della galleria artificiale con uno spessore massimo di 6m ; il rimodellamento prevede la realizzazione di muri in terre rinforzate al fine di contenere il rimodellamento stesso in corrispondenza con il tracciato esistente dell'autostrada, si veda Figura 6.9 e Figura 6.10; La galleria artificiale avrà una lunghezza, indicativamente di circa 210m ; nella Figura 6.11 sono riportati i foto inserimenti della rimodellazione morfologica in corrispondenza degli imbocchi della galleria artificiale.

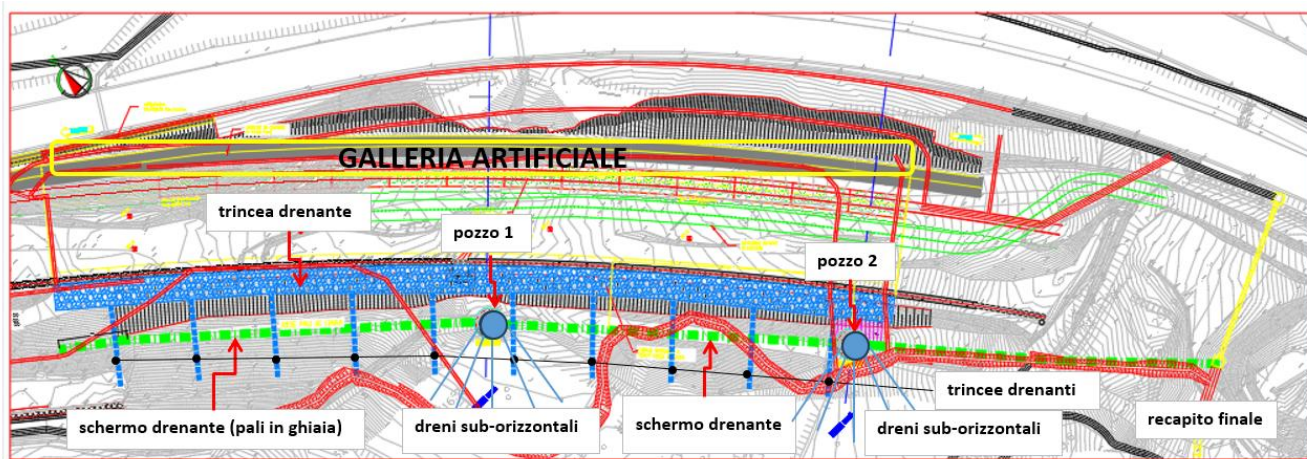


Figura 6.4: Planimetria sistema di drenaggio profondo

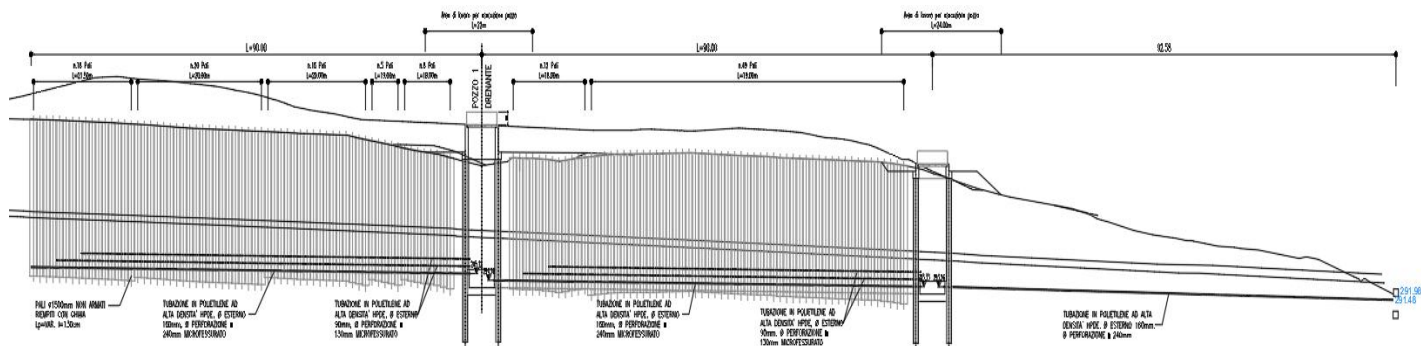


Figura 6.5: Sviluppata schermo drenante

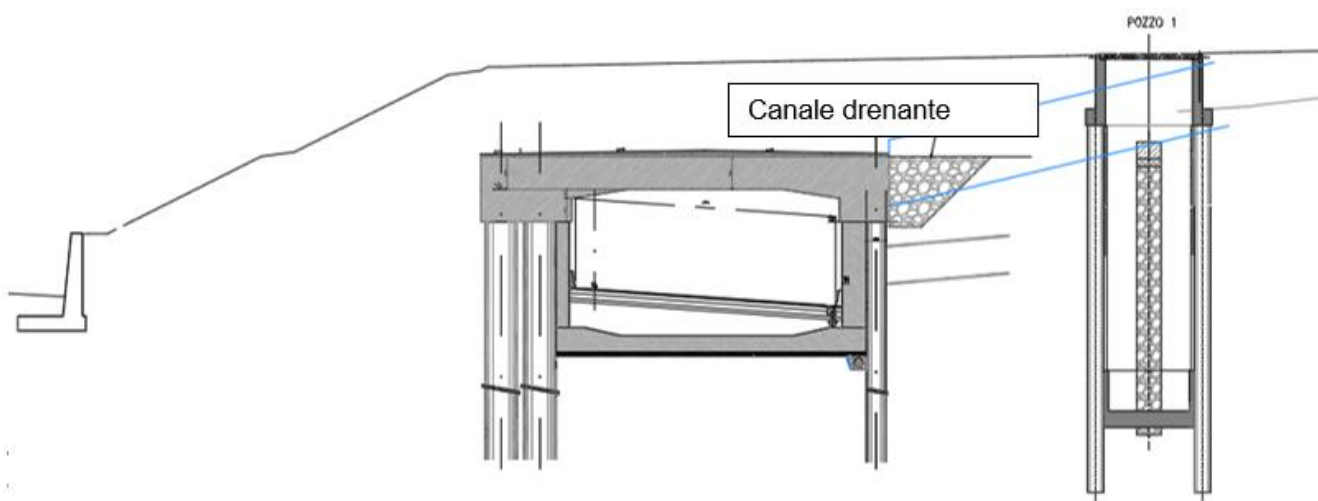


Figura 6.6: Sezione in corrispondenza pozzo 1

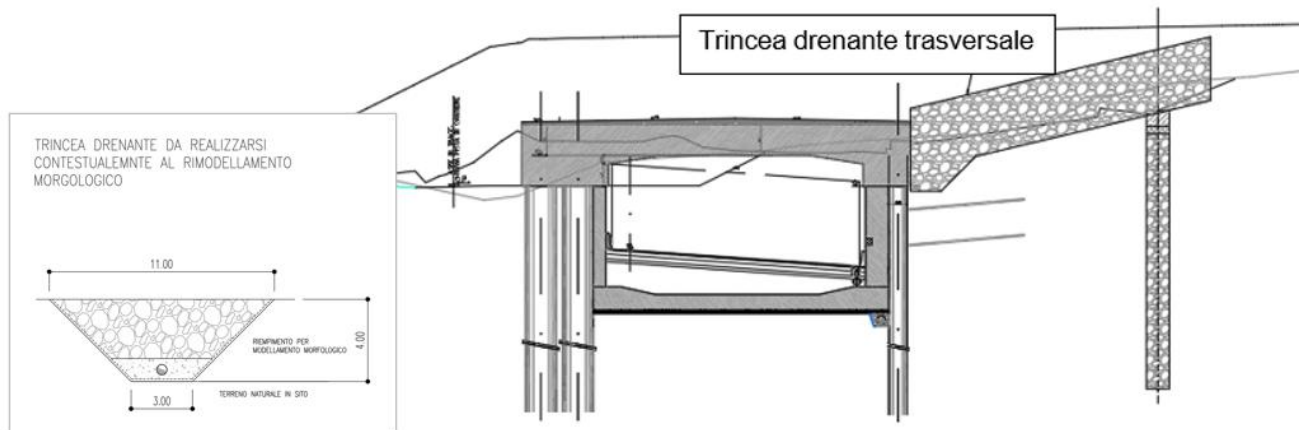


Figura 6.7: Sezione in corrispondenza trincee drenanti trasversali

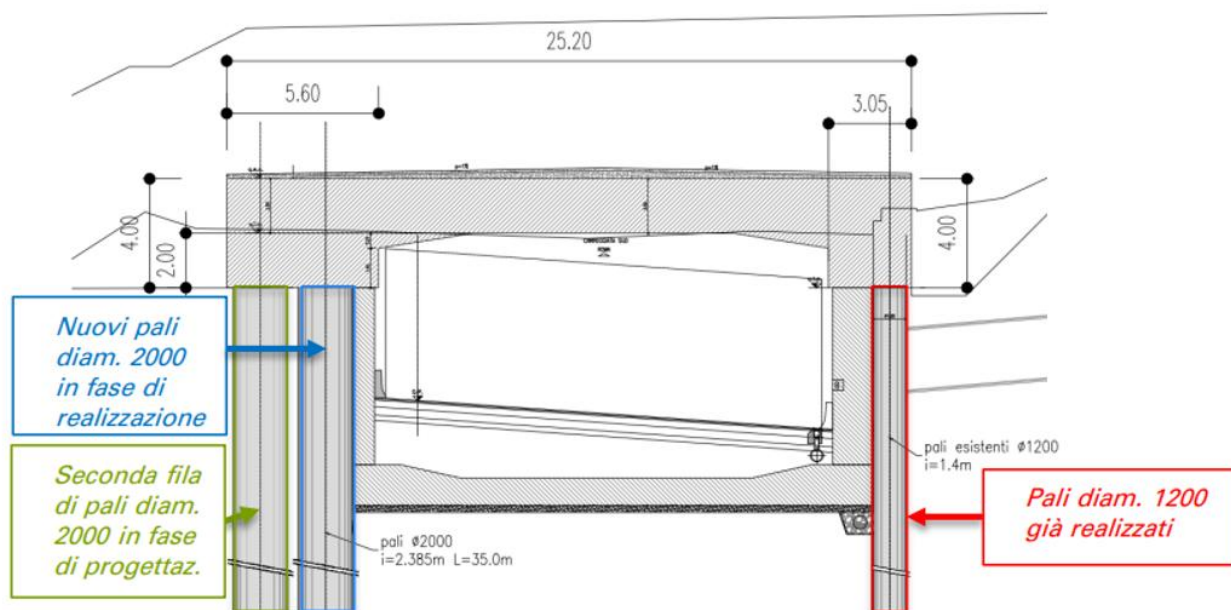


Figura 6.8: Carpenteria della galleria artificiale

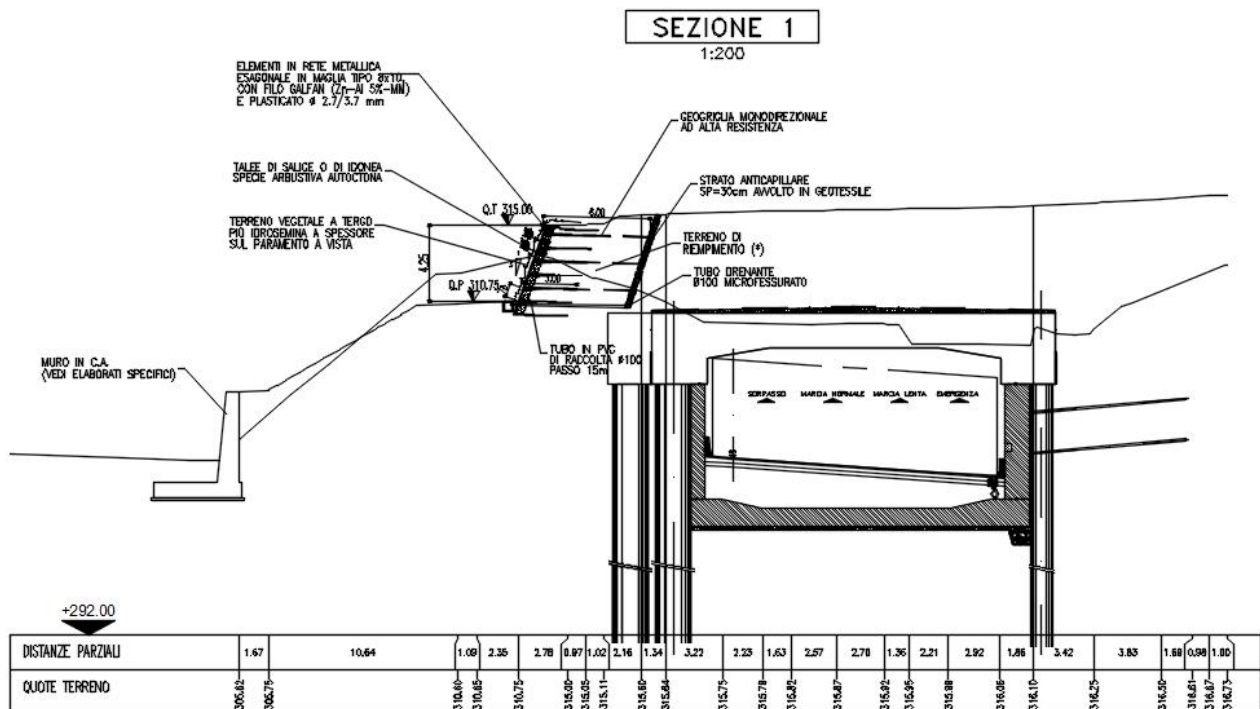


Figura 6.9: Sezione tipo galleria artificiale e rimodellamento morfologico

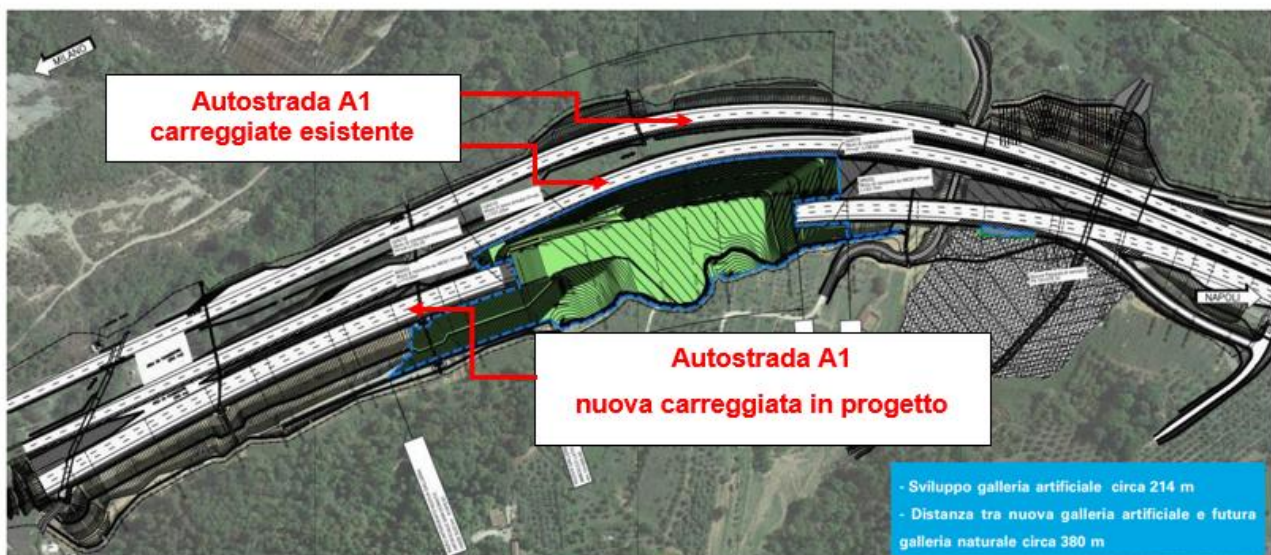


Figura 6.10: Planimetria finale con il rimodellamento morfologico dell'area



Figura 6.11: Foto inserimenti del rimodellamento morfologico in corrispondenza degli imbocchi della galleria artificiale

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Le caratteristiche meccaniche dei terreni sono state dedotte sulla base dei seguenti documenti:

- relazione geotecnica di tracciato allegata al progetto esecutivo (doc. [14]);
- profilo geotecnico allegato al progetto esecutivo (doc. [15]);
- relazione di calcolo opera di controripa MC51 allegata al progetto esecutivo (doc. [16]);
- risultati della campagna di indagini integrativa eseguita nel primo semestre 2023, tali indagini sono costituite da:
 - n.5 verticali di sondaggio a carotaggio, (più una sesta verticale – SC6 - prossima all'imbocco Sud della nuova galleria San Donato), di profondità variabile da 25 a 35 m da p.c (sono state eseguite prove in foro, prelievi campioni e prove/analisi geotecniche di laboratorio), e strumentate con tubazione inclinometrica per il successivo monitoraggio periodico; ad esse si associano altrettante verticali a distruzione (prof. 25 m) strumentate con tubazione piezometrica;
 - n.4 stese sismiche a rifrazione in onde P e onde S, per circa 1000 m complessivi di lunghezza, con restituzione tomografica delle risultanze.

Tutte le verticali strumentate, realizzate tra aprile e luglio 2023, sono sottoposte a monitoraggio periodico (piezometrico e inclinometro) dalla data di installazione ad oggi, con frequenza mensile. Le indagini integrative hanno la finalità di incrementare i livelli di conoscenza delle condizioni litostratigrafiche e consentono, attraverso l'installazione di verticali inclinometriche e piezometriche, di acquisire informazioni necessarie per una corretta comprensione dei fenomeni riscontrati sul versante oggetto di intervento, nonché dell'eventuale evoluzione temporale. La Tabella 7.1 riporta le caratteristiche principali delle indagini geotecniche e geofisiche integrative eseguite.

La campagna di indagini integrative è stata mirata, prevalentemente, per indagare le coltri superficiali presenti in sito. Le formazioni di base presenti nell'area sono la '*Formazione di Monte Falterona (FAL)*', costituita da arenarie e peliti e la '*Formazione di Sillano (SIL)*', costituita da alternanze di argilliti a struttura scagliosa (prevalenti), marne e siltiti. Si è constatato, durante le operazioni di esecuzione dei sondaggi, come le porzioni siltose, della Formazione di Sillano, sono frequentemente foliate contraddistinte da grande fragilità; tale struttura predispone al detensionamento del materiale durante le fasi di scavo.

I terreni di copertura sono costituiti da depositi di varia origine e litologia. I sondaggi di recente esecuzione realizzati nell'area in esame, mostrano una successione litologica caratterizzata in superficie, e fino a profondità variabili da 9÷10 m da p.c. a 24÷29 m da p.c., depositi sciolti di natura sabbiosa limosa e ghiaiosa, di colore giallo nocciola, con abbondanti clasti ghiaiosi arenacei e blocchi arenacei sparsi di spessore metrico. Più in profondità, in tutti i sondaggi, sotto i suddetti depositi si intercetta la formazione argillitica del Sillano (SIL). Dal punto di vista geologico i terreni di copertura possono essere classificati come depositi di materiali sciolti costituiti da sabbie limose con ghiaia e blocchi di arenaria di *dimensioni* variabili attribuibili a una *facies* simile ai '*Ciottolami di Loro Ciuffenna (UFFd)*'. Tale unità è identificata con 'a3' nella cartografia geologica allegata. Per maggiori dettagli si rimanda al doc. [12]. Dal punto di vista geotecnico, i terreni di copertura, sono stati caratterizzati a valle dei risultati delle prove di laboratorio eseguite nella recente campagna di indagine.

Di seguito si riassumono i risultati delle prove in sito e di laboratorio eseguiti sui campioni prelevati durante la campagna geognostica integrativa (primo semestre 2023) nei terreni di copertura, nella Tabella 7.1 sono riassunte le prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati nei terreni di copertura.

Tabella 7.1: Riepilogo delle indagini geognostiche integrative

Anno	Fornitore	Sigla	Tipologia	Profondità m Lunghezza (m)	Strumentazione
2023	Subsoil	SC1 / SC1bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	35 - 25	Inclinometro Piezom. TA
		SC2 / SC2bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	35 - 25	Inclinometro Piezom. TA
		SC3 / SC3bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	30 - 25	Inclinometro Piezom. TA
		SC4 / SC4bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	30 - 25	Inclinometro Piezom. TA
		SC5 / SC5bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	30 - 25	Inclinometro Piezom. TA
		SC6 / SC6bis	Sondaggio carotaggio / distruzione	35 - 25	Inclinometro Piezom. TA
	Progeo	L1	Stesa a rifrazione onde P	297	
		L2	Stesa a rifrazione onde P e onde S	282	
		L3	Stesa a rifrazione onde P	162	
		L4	Stesa a rifrazione onde P e onde S	232	

Tabella 7.2: Prove di laboratorio eseguite sui terreni di copertura

Sondaggio	Campione	Profondità		Prova	Prova	Prova
		da	a			
SC1	CR1	6.2	6.32	Gran	LimAtt	TDR
SC1	CR2	20.3	20.80	Gran	LimAtt	TA
SC1	CR4	18.2	18.50	Gran	-	TA
SC2	CR2	11.4	11.50	Gran	LimAtt	TA
SC2	CR3	18.5	18.80	Gran	LimAtt	TD
SC2	CR5	23.7	24.00	Gran	LimAtt	TD
SC3	CR3	13.0	13.50	Gran	LimAtt	TDR
SC3	CR4	17.0	17.50	Gran	LimAtt	TD
SC3	CR5	23.9	24.00	Gran	LimAtt	TD
		23.7	23.80			TA
SC4	CR1	7.3	7.70	Gran	LimAtt	TD
SC4	CR2	14.3	14.70	Gran	LimAtt	TD
SC4	CR3	20.3	20.80	Gran	LimAtt	TD
		20.3	20.80			TA
SC5	CR2	5.2	5.30	Gran	LimAtt	TA
SC5	CR3	8.9	9.00	Gran	LimAtt	TDR
SC6	CR1	3.0	3.50	Gran	LimAtt	TDR

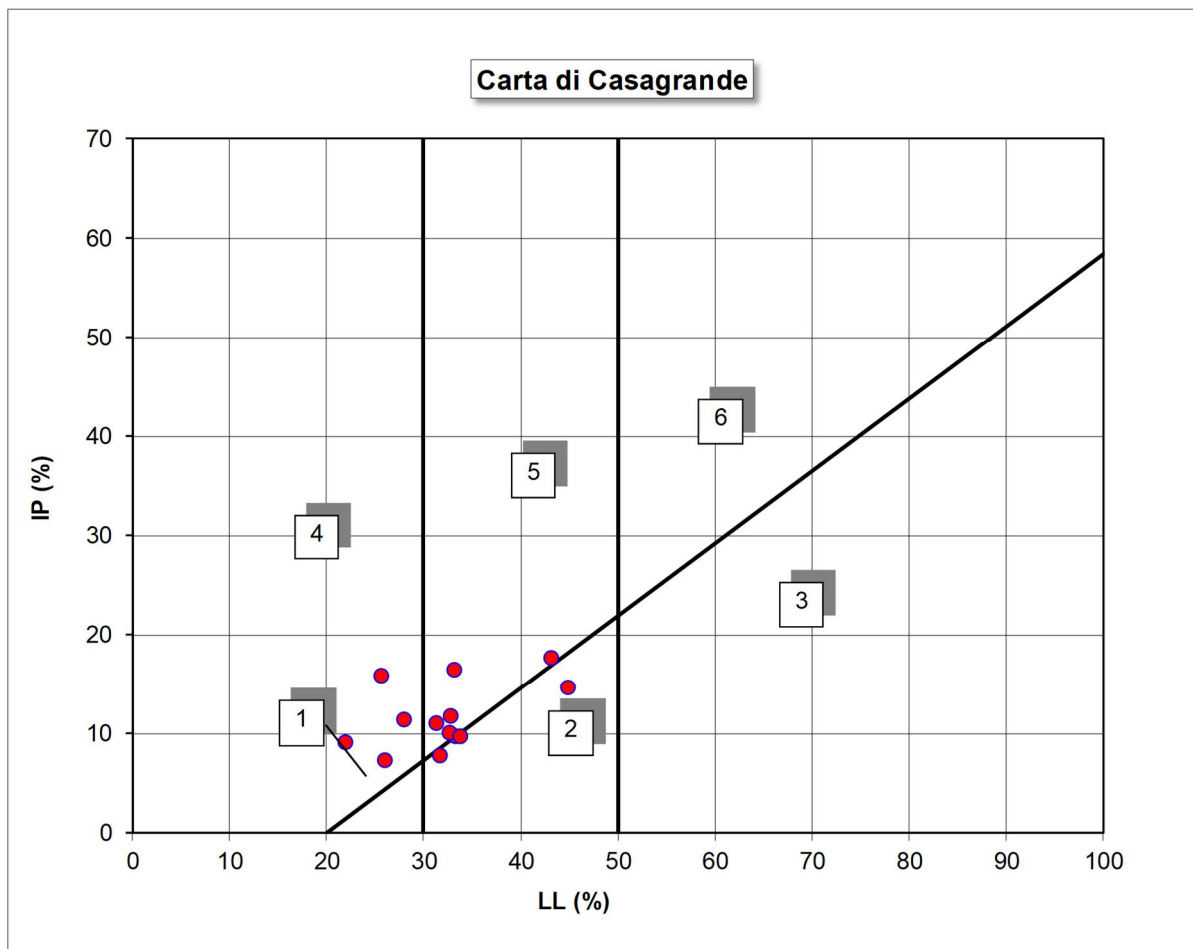
Legenda:

Gran: granulometria
LimAtt: limiti Atterberg

TD: taglio diretto piccolo
TA: taglio anulare

TDR: taglio diretto e residuo

Nella Figura 7.1 è riportata la carta di Plasticità di Casagrande mentre nella Figura 7.2 sono riportate le distribuzioni con la profondità del limite liquido, limite plastico e indice plastico dei campioni prelevati nella coltre più superficiale. Nella Figura 7.3 è riportata la distribuzione granulometrica dei campioni in funzione della profondità.



CARTA DI PLASTICITA' DI CASAGRANDE

Legenda

- 1 - Limi organici di bassa compressibilità
- 2 - Limi inorganici di media compressibilità e limi organici
- 3 - Limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche
- 4 - Argille inorganiche di bassa plasticità
- 5 - Argille inorganiche di media plasticità
- 6 - Argille inorganiche di alta plasticità

Figura 7.1:sezione 1 – Carta di Plasticità di Casagrande

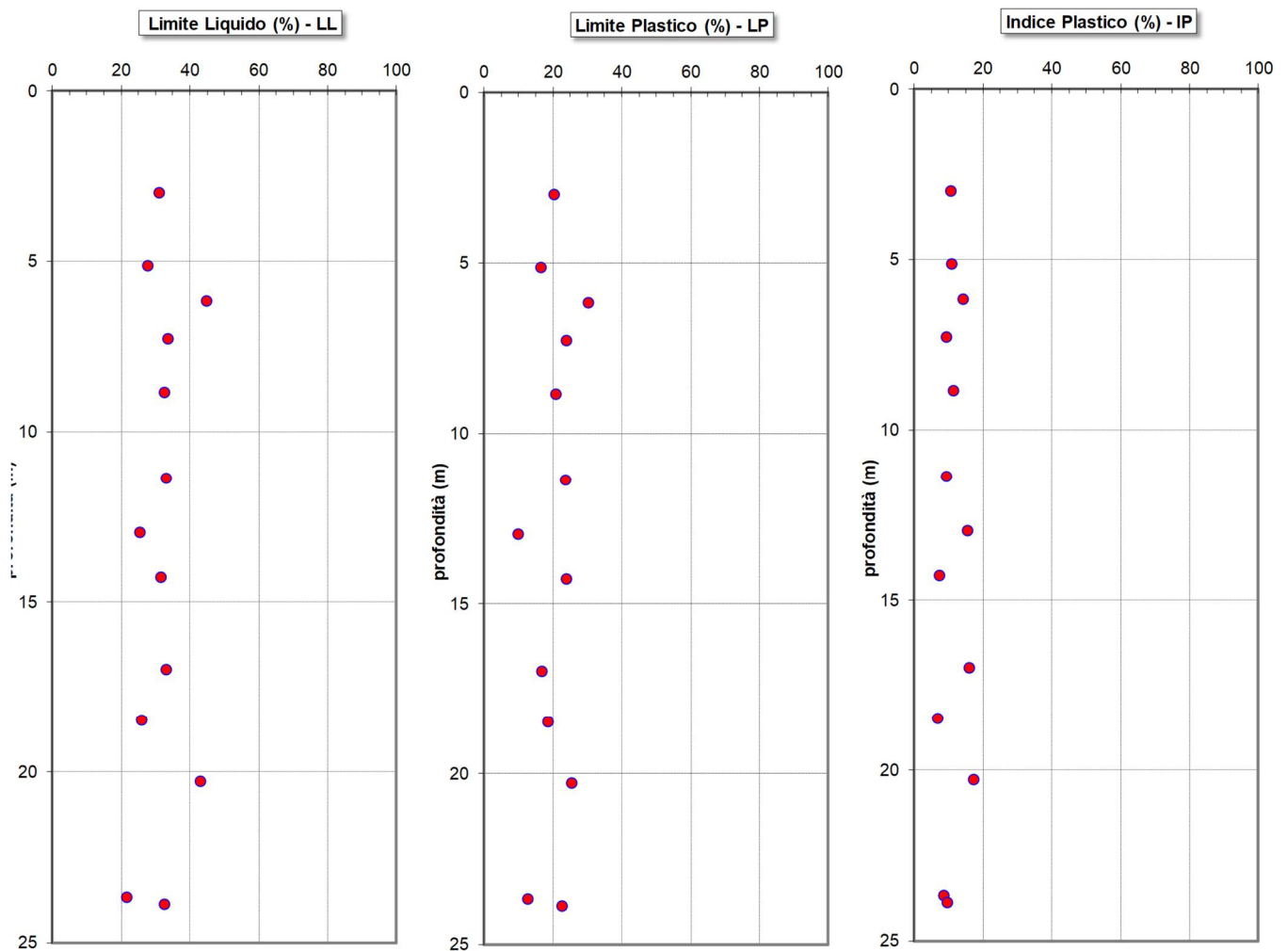


Figura 7.2:sezione 1 – Valori di limite liquido, limite plastico ed indice plastico con la profondità

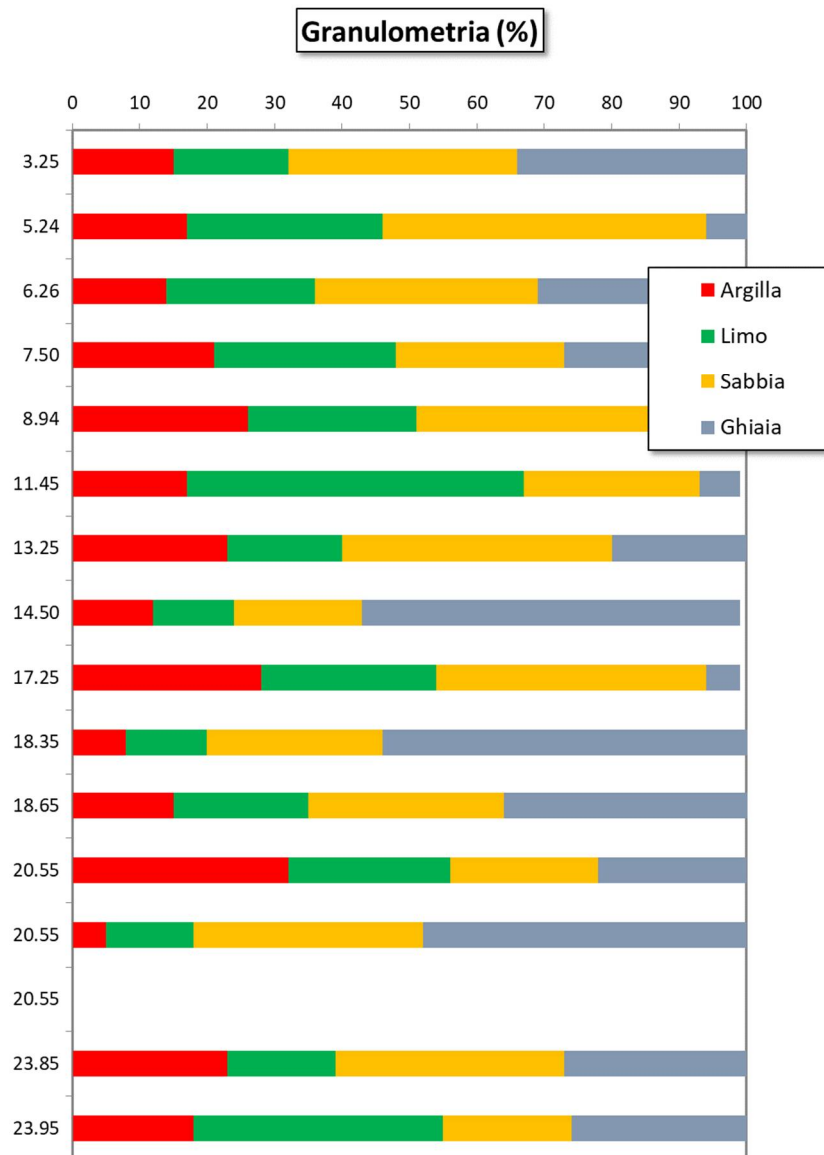


Figura 7.3: Distribuzione granulometrica con la profondità

Nelle Figura 7.4 e nella Figura 7.5 sono rappresentati i risultati, rispettivamente, delle prove di taglio diretto (TD e TDR) per la stima dei valori di picco e delle prove di taglio (TDR) e (TA) per la stima dei valori di resistenza residua.

Per i valori di resistenza drenata caratteristici di condizioni di 'picco' è possibile individuare i seguenti involuppi:

involuppo minimo:

angolo di attrito $\varphi' = 26^\circ$ coesione drenata $c' = 0 \div (5) \text{ kPa}$

involuppo massimo:

angolo di attrito $\varphi' = 34^\circ$ coesione drenata $c' = 0 \div (10) \text{ kPa}$

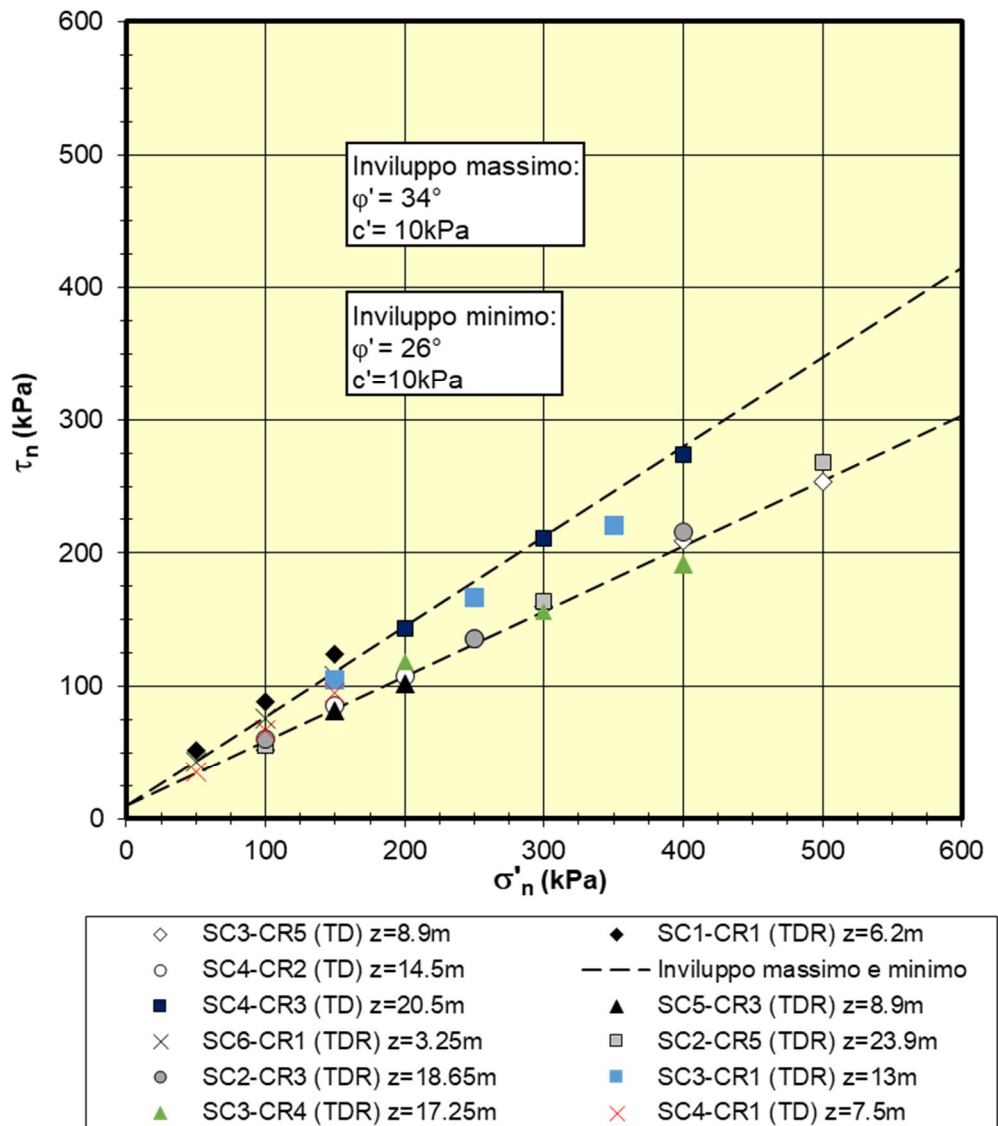


Figura 7.4: Risultati delle prove di taglio diretto: valori di picco da TD e TDR

Per i valori di resistenza drenata caratteristici di condizioni residue è possibile individuare i seguenti involuppi:

involuppo minimo:

angolo di attrito $\varphi' = 18^\circ$ coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$

involuppo massimo:

angolo di attrito $\varphi' = 30^\circ$ coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$

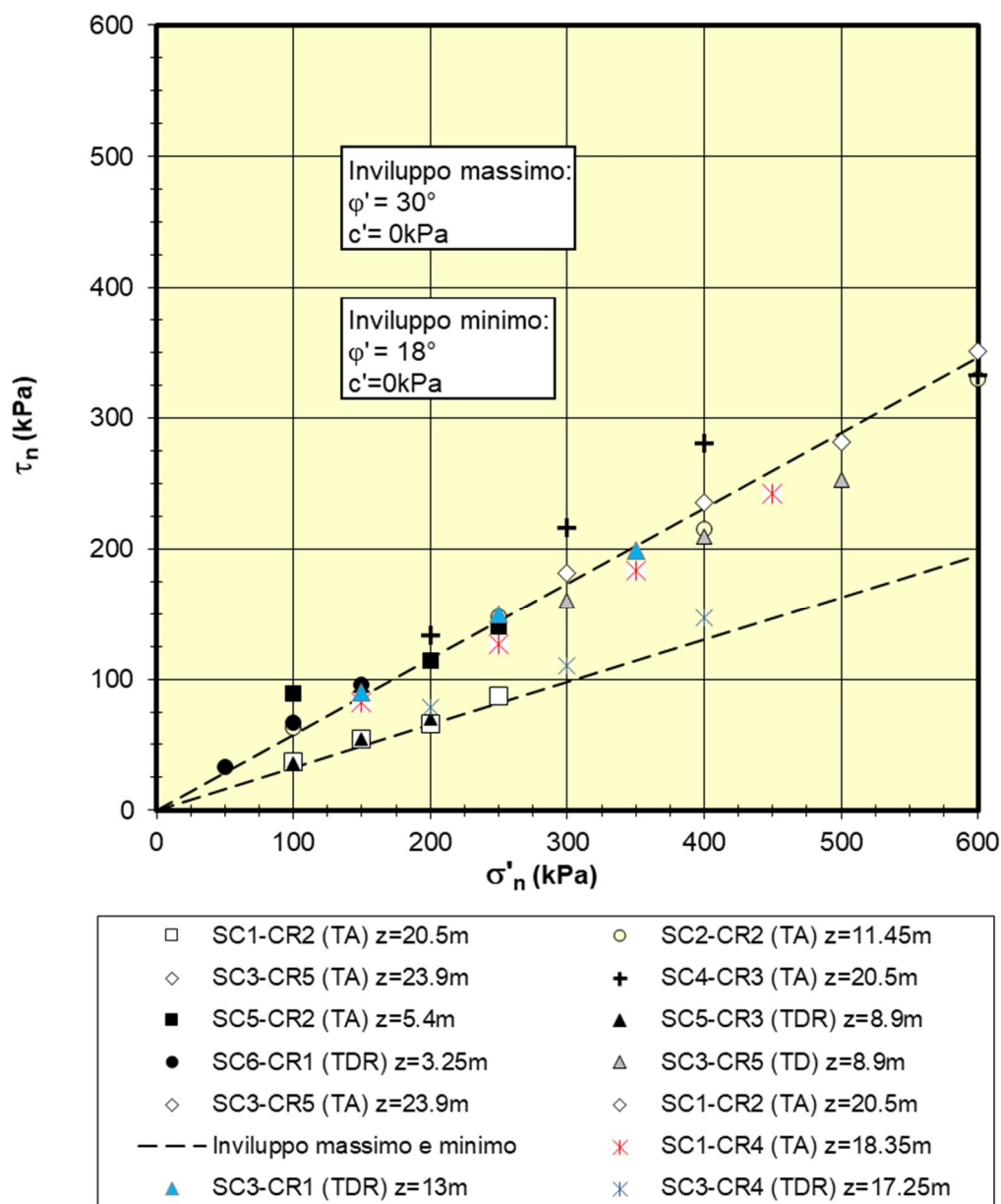


Figura 7.5: Risultati delle prove di taglio diretto: valori residui da TDR e TA

Di seguito vengono riportati in sintesi i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni

Coltre superficiale (instabile):

Peso unitario di volume naturale:	$g_h = 19$	kN/m^3
Limite liquido	$LL = 28 \div 45$	%
Indice plastico	$IP = 7 \div 20$	%
Angolo di resistenza al taglio drenata:	$j' = 26 \div 34$	°
Angolo di resistenza al taglio drenata residuo:	$j'_R = 18 \div 30$	°
Coesione drenata:	$c' = 0 \div 10$	kPa

Le caratteristiche dei terreni della coltre individuata in sede di progetto esecutivo sono le seguenti (si veda doc. [14] e [16]).

Peso unitario di volume naturale:	$g_h = 19 \div 21$	kN/m^3
Limite liquido	$LL = 28 \div 45$	%
Indice plastico	$IP = 7 \div 20$	%
Angolo di resistenza al taglio drenata:	$j' = 24 \div 26$	°
Angolo di resistenza al taglio drenata residuo:	$j'_R = 12 \div 18$	°
Coesione drenata:	$c' = 0 \div 10$	kPa
Modulo elastico in compressione vergine:	$E_{VC} = 15 \div 25$	MPa
Modulo elastico in scarico/ricarico	$E_{UR} = 23 \div 38$	MPa

Per i terreni che costituiscono il sub-strato di base, ovvero la Formazione del Falterona (FAL) e Formazione del Sillano (SIL) si è fatto riferimento alla caratterizzazione del Progetto Esecutivo (Doc. rfi. [14] e [16]).

Formazione di Sillano

Cappellaccio alterato (SIL')

Peso unitario di volume naturale:	$g_h = 21 \div 23$	kN/m^3
Angolo di resistenza al taglio drenata:	$j' = 26 \div 28$	°
Angolo di resistenza al taglio residua	$j'_R = 12 \div 16^\circ$	
coesione drenata:	$c' = 5 \div 20$	kPa
Modulo elastico in compressione vergine:	$E_{VC} = 30 \div 40$	MPa
Modulo elastico in scarico/ricarico	$E_{UR} = 45 \div 60$	MPa

Formazione di base (SIL)

Peso unitario di volume naturale:	$g_h = 23$	kN/m^3
Angolo di resistenza al taglio drenata:	$j' = 27$	°
Coesione drenata:	$c' = 60$	kPa
Modulo elastico in compressione vergine:	$E_{VC} = 80$	MPa
Modulo elastico in scarico/ricarico	$E_{UR} = 80$	MPa

Formazione del Falterona

Cappellaccio alterato (FAL')

Peso unitario di volume naturale:	$g_h = 18 \div 20$	kN/m^3
Angolo di resistenza al taglio drenata:	$j' = 28 \div 33$	$^\circ$
Angolo di resistenza al taglio residua	$j'_R = 12 \div 16(*)$	$^\circ$
coesione drenata:	$c' = 0$	kPa
Modulo elastico in compressione vergine:	$E_{VC} = 30 \div 40$	MPa
Modulo elastico in scarico/ricarico	$E_{UR} = 45 \div 60$	MPa

(*) assunti cautelativamente pari ai valori del cappellaccio della Formazione di Sillano (SIL')

Formazione di base (FAL)

Peso unitario di volume naturale:	$g_h = 25$	kN/m^3
Angolo di resistenza al taglio drenata:	$j' = 35$	$^\circ$
Coesione drenata:	$c' = 100$	kPa
Modulo elastico in compressione vergine:	$E_{VC} = 80$	MPa
Modulo elastico in scarico/ricarico	$E_{UR} = 80$	MPa

8 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

8.1 PREMESSA

La caratterizzazione sismica del sito è quella contenuta negli elaborati progettuali di progetto esecutivo (doc. rif. [14] e [16]) che nel seguito si riassumono. Viene, di seguito, per completezza di inquadramento riassunta e riportata.

Le verifiche di stabilità in campo sismico sono omesse poiché l'intervento di prima fase è da considerarsi come anticipazione dell'intervento definitivo, eseguito nelle more delle successive lavorazioni previste da entro i successivi due anni.

8.2 CATEGORIA SISMICA DI SOTTOSUOLO

Secondo quanto indicato nella Relazione Geotecnica (doc. rif. [14]), ai sensi delle NTC 2018, il sottosuolo dell'area in esame può essere ascritto alla categoria sismica di sottosuolo B: *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360÷800 m/s”*.

8.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Ai fini della definizione del periodo di riferimento (V_R) per il calcolo dell'azione sismica di progetto, è stato assunto:

vita nominale: $V_N = 50$ anni,

classe d'uso IV ($C_U = 2$)

ottenendo $V_R = 100$ anni.

8.4 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite di esercizio e ultimi, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa è definita con riferimento a probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , prefissate in funzione degli stati limite da considerare e si esprime in termini di:

- a_g , accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale, in condizioni di campo libero;
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale $S_e(T)$;
- T^*_C , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale $S_e(T)$.

I valori di a_g , F_0 e T^*_C relativi al territorio comunale di Bagno a Ripoli, per $V_R = 100$ anni, sono riportati in Figura 8.1

Coefficiente di amplificazione topografica allo stato di progetto T1 $S_T=1.2$

Coefficiente di amplificazione stratigrafica (categoria sismica di suolo tipo B) $S_S=1.2$

Nel caso specifico in studio si fa riferimento alle seguenti coordinate geografiche relative ad un punto baricentrico:

Longitudine: 11.382470 ° Longitudine: 11.382470 °

Ne derivano i parametri sismici (a_g , F_0 e T^*_C) relativi agli stati limite ed al tempo di ritorno considerati

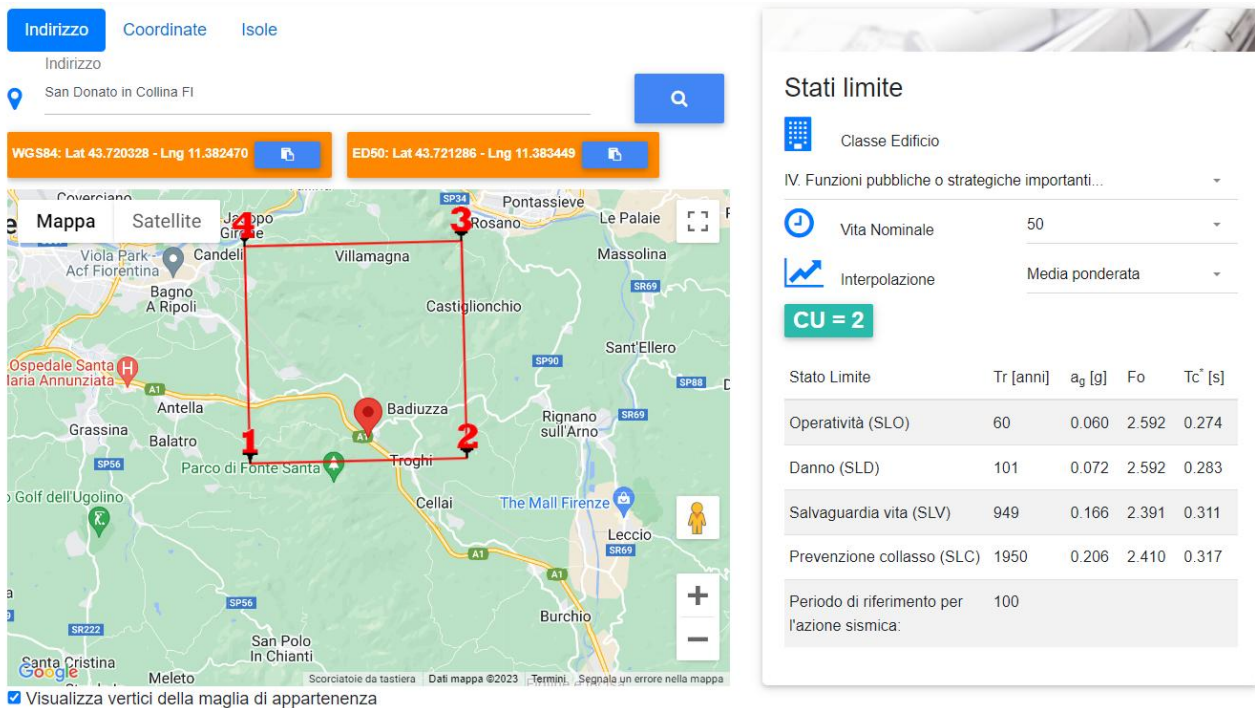


Figura 8.1: Stima dei parametri sismici

8.5 CURVE ACCELERAZIONE CRITICA – SPOSTAMENTO

La verifica di stabilità in campo sismico può essere valutata ricorrendo ad un approccio di tipo dinamico semplificato al fine di determinare le deformazioni permanenti attese a seguito di un evento sismico.

Fra i metodi di analisi più approfonditi risulta di maggiore applicazione professionale, per la sua relativa semplicità, quello di Newmark (Doc. Rif. [8]). Poiché l'effetto principale che un terremoto produce in un pendio è uno spostamento permanente verso valle, i metodi di verifica alla Newmark mirano a valutare l'entità di tale spostamento sotto l'azione di un dato terremoto e a confrontarlo con valori soglia che segnalano, con le dovute approssimazioni, il limite al di sotto del quale gli effetti del terremoto non sono tali da pregiudicare la funzionalità dell'opera.

Le curve (k_c -Ds), utilizzate e riportate in (Figura 8-2), si riferiscono allo studio di pericolosità sismica di pericolosità sismica contenuto nelle "Linee Guida sulle Azioni Sismiche di Progetto" relative all'Adeguamento dell'attraversamento Appenninico tra Sasso Marconi e Barberino di Mugello e lo studio di pericolosità sismica relativo al tratto interessato dall'ampliamento alla terza corsia dell'autostrada (A1) Milano Napoli è stato redatto basando le analisi su quattro accelerogrammi di riferimento, registrati in occasione di terremoti relativamente recenti nell'area appenninica. I terremoti in questione sono di Magnitudo tra 5.5 e 6.0; gli accelerogrammi di riferimento individuati sono:

- Accelerogramma U859 ($a_{max}=0.18g$) registrato a Pietralunga, terremoto Umbria 29/04/1984;
- Accelerogramma L917 ($a_{max}=0.14g$) registrato a Cassino, terremoto Lazio-Abruzzo 7/05/1984;
- Accelerogramma L891 ($a_{max}=0.22g$) registrato a Barrea, terremoto Lazio-Abruzzo 11/05/1984.
- Accelerogramma V350 ($a_{max}=0.15g$) registrato a Cascia, terremoto Valnerina 19/09/1979.

L'andamento dell'accelerazione di picco lungo il tratto in esame per (T_R)=475 anni variano tra 0.20g e 0.17g con valori massimi in prossimità della zona di Barberino del Mugello.

Le analisi finalizzate all'individuazione degli effetti deformativi indotti dall'eccitazione sismica sono riferite allo stato limite di danno SLD (Stato limite di Danno), le quali sono associate ad una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R pari al 63%.

Il tempo di ritorno, per un V_R pari a 100 anni ($V_N=50$ anni e Classe d'uso IV $c_u=2.0$), risulta essere pari a:

$$T_R = - \frac{V_R}{1 - P_{VR}} = - \frac{100}{1 - 0.63} = 271 \text{ anni}$$

Gli eventi presi a riferimento per la costruzione delle curve (kc-Ds), estrapolate dagli studi di pericolosità eseguiti per i progetti di Adeguamento dell'attraversamento Appenninico tra Sasso Marconi e Barberino di Mugello e quello interessato dall'ampliamento alla terza corsia dell'autostrada (A1) Milano Napoli, hanno tempo di ritorno (T_R)=475anni (valore superiore a 100 anni), per tale ragione le valutazioni contenute nella presente relazione risultano conservative, nell'ottica della sovrastima degli spostamenti.

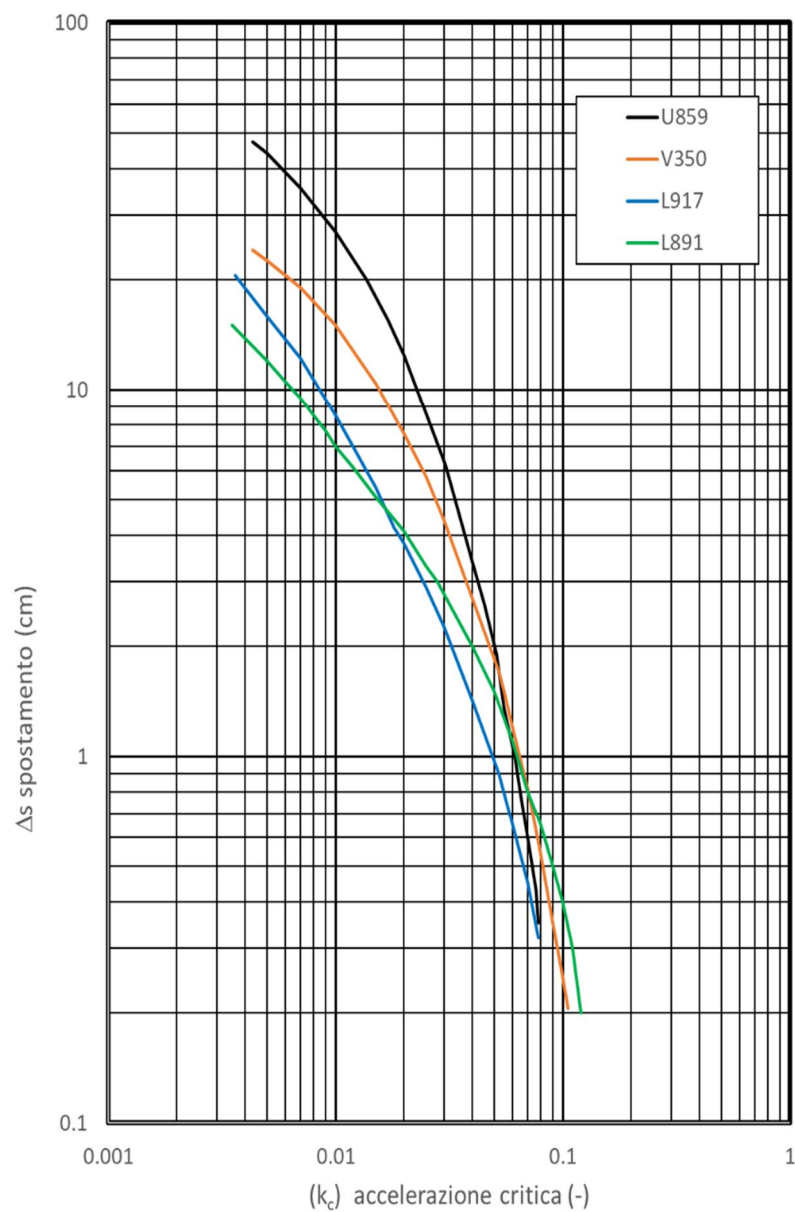


Figura 8-2 – Curve Accelerazione critica vs spostamento

9 ANALISI DI STABILITÀ - STATICA

9.1 OGGETTO E SCOPO DEL LAVORO

Il presente capitolo contiene le verifiche di stabilità a scala di versante delle sezioni geologico-geomorfologiche redatte (vedi doc. [12]) a seguito degli spostamenti osservati dal sistema di monitoraggio inclinometrico installato sul versante posto a monte di un'opera di controripa in corso di realizzazione e a seguito degli approfondimenti conoscitivi (campagna di indagine geognostica 2023).

Per ogni sezione geologica redatta, sono state condotte delle analisi di stabilità eseguite con l'ausilio dell'applicativo SLOPE/W del software GEOSTUDIO (ver. 2022) della GEOSLOPE Ltd., che permette di analizzare la stabilità dei pendii mediante il metodo dell'equilibrio limite (LEM). Sono state valutate, mediante le analisi di equilibri le marginalità di sicurezza del versante nelle differenti configurazioni:

- **back-analysis dello stato di fatto (SdF)**, adottando parametri di resistenza prossimi a valori residui si è verificato che le marginalità di sicurezza fossero prossime all'unità (condizione di equilibrio limite;
- **configurazione di prima fase (PF)**, in cui sono previste l'esecuzione della prima fila di pali di diametro $D=2000\text{mm}$ che costituiscono il futuro piedritto di valle della galleria artificiale;
- **configurazione di progetto (SdP)**, ovvero a lavori ultimati.

9.2 PROGRAMMA DI CALCOLO

Le analisi di stabilità nella presente relazione sono state eseguite con l'ausilio dell'applicativo SLOPE/W del software GEOSTUDIO (ver. 2012) della GEOSLOPE Ltd., che permette di analizzare la stabilità dei pendii mediante il metodo dell'equilibrio limite (LEM). Tra i vari modelli di calcolo proposti dal software, nel seguito, si è scelto di utilizzare il metodo di Morgenstern-Price. Le verifiche di stabilità globale, adottando il metodo (LEM), si ritengono soddisfatte verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni (E_d) e delle resistenze (R_d), ovvero verificando che nelle condizioni più critiche sia sempre rispettata l'equazione:

$$E_d \leq R_d.$$

Nella modellazione sono stati utilizzati i valori dei parametri caratteristici dei terreni in accordo alla caratterizzazione riportata nel capitolo 7. In particolare, per la coltre instabile, si sono adottati parametri di resistenza residui su tutta la profondità, in modo tale che, imponendo nel modello (LEM) il passaggio delle superfici in corrispondenza delle evidenze delle fasce di deformazioni evidenziate dal monitoraggio inclinometrico, è stato possibile individuare quelle critiche, ovvero a marginalità di sicurezza minime. Nei calcoli eseguiti si sono considerate inizialmente superfici di rottura di forma circolare avendo cura di definire opportune posizioni degli ipotetici centri e la lunghezza dei raggi degli archi di circonferenza, e di rispettare le evidenze delle fasce di deformazione evidenziate dalle verticali inclinometriche. Tuttavia, come ampiamente riportato nella letteratura tecnica, l'arco di circonferenza non rappresenta sempre la forma associata ai cinematismi di instabilità critici; dunque si è fatto ricorso a particolari procedure di ottimizzazione della forma delle superfici a rottura in grado di individuare i punti in cui gli sforzi tangenziali attritivi risultano minimi (vedi per esempio Greco, 1996; Malkawi, Hassan and Sarma, 2001 e le procedure implementate dai software commerciali tipo GEOSLOPE, programma utilizzato da SPEA) registrando non trascurabili riduzioni dei margini di sicurezza (vedi Figura 9.1).

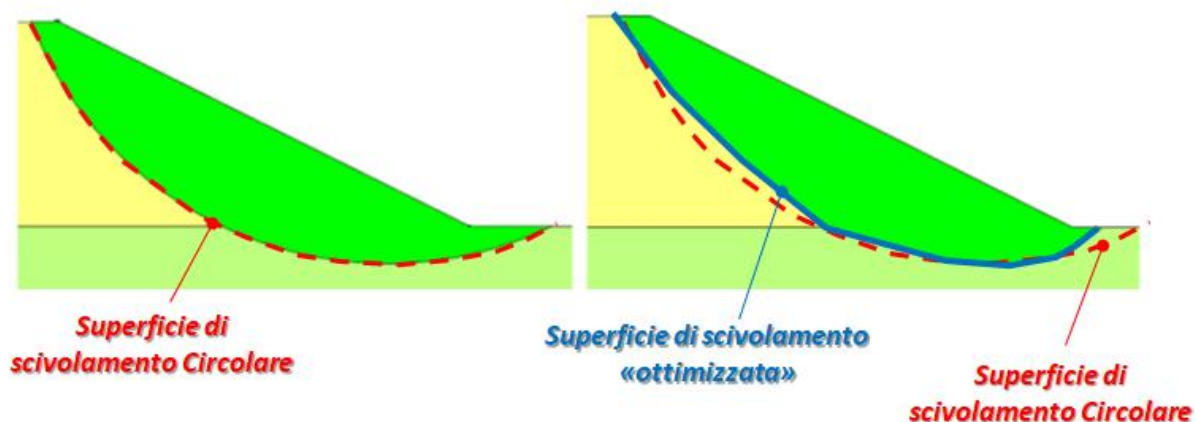


Figura 9.1: Superficie di scivolamento circolare e superficie di scivolamento ottimizzata

La procedura iterativa, implementata nel software utilizzato, per la determinazione della superficie di scivolamento caratterizzata dalla minima marginalità di sicurezza è caratterizzata dai seguenti passi:

1. Si ricerca la superficie di scivolamento associata al minimo (R_d/E_d), supponendo che essa abbia forma regolare (per esempio forma circolare)
2. La superficie di scivolamento con forma regolare associata al minimo (R_d/E_d), viene suddivisa in un numero finito 'n' di segmenti rettilinei;
3. Il processo iterativo parte dai punti in cui la superficie di scivolamento interseca la superficie topografica (punti A e B della figura). Tali punti vengono spostati "a caso" avanti e indietro lungo la superficie topografica sin tantoché viene trovata la superficie associata al coefficiente al fattore di sicurezza minimo (R_d/E_d)_{min}.
4. Dopodiché, anche gli estremi di ognuno degli N segmenti (punti B, C, D, E e F) sono iterativamente spostati per "sondare" la possibilità di ricercare nuove superfici di scivolamento associate a fattori di sicurezza F_s progressivamente più bassi. Il processo iterativo si interrompe quando viene rispettato il limite di tolleranza fissato dall'utente (generalmente $\Delta F_s < 0.1\%$)
5. In un successivo step, il segmento caratterizzato dalla lunghezza L_{seg} maggiore viene suddiviso in due segmenti di uguale lunghezza ($L_{seg}/2$) ed un nuovo punto viene aggiunto in corrispondenza del punto medio (segmento 2 è il segmento di maggiore lunghezza ed il nuovo punto aggiunto è il punto G).
6. Vengono nuovamente spostati i punti di estremità di tutti i segmenti con i quali è discretizzata la superficie di scivolamento e la procedura re-iterata sin tantoché le ulteriori aggiunte di nuovi punti in corrispondenza del punto medio del segmento caratterizzato da lunghezza maggiore ed i successivi spostamenti di tutti i punti di estremità dei segmenti non producono significativi abbassamenti del fattore di sicurezza (generalmente $\Delta(R_d/E_d) < 0.1\%$).

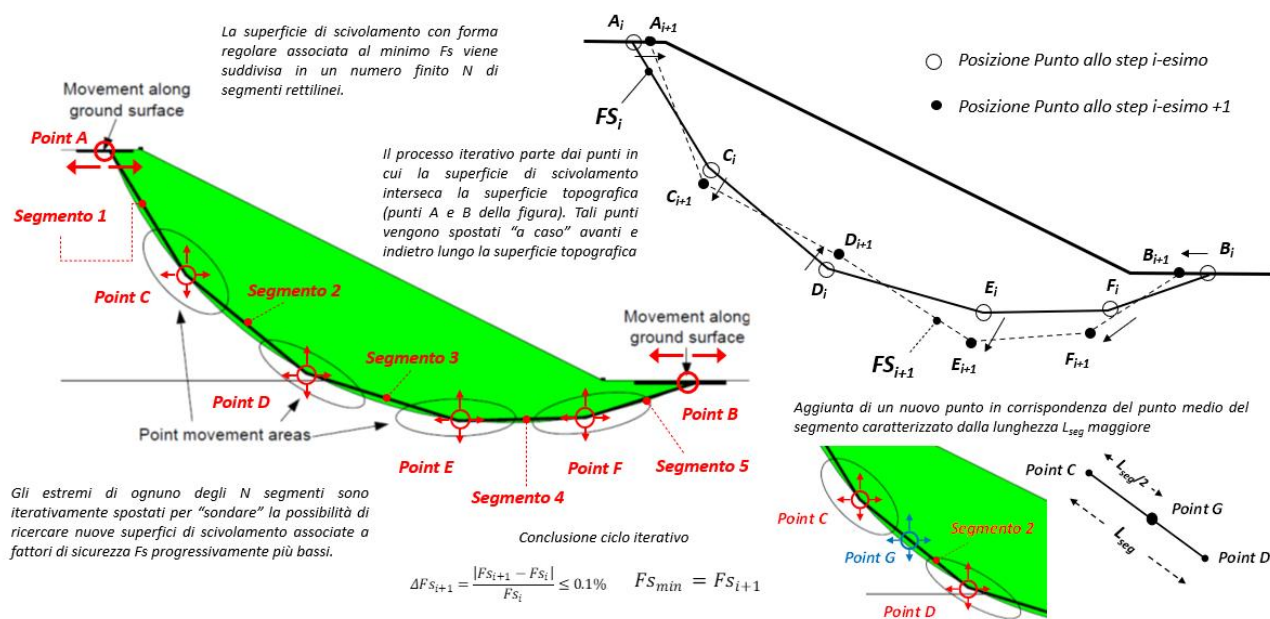


Figura 9.2: Procedura per la definizione della superficie di scivolamento 'ottimizzata' al fine della minimizzazione della marginalità di sicurezza Superficie di scivolamento circolare e superficie di scivolamento 'ottimizzata'.

9.3 ANALISI DI STABILITÀ - STATICA

9.3.1 Premessa

Nei paragrafi successivi sono contenute le analisi di stabilità dell'area oggetto di studio, mediante il metodo dell'equilibrio limite (LEM).

Le sezioni analizzate sono quelle riportate nel cap. 4 e riportate nella Figura 4-10. Sono state condotte le seguenti analisi (LEM):

back analysis – nella configurazione dell'attuale di stato di fatto (SdF), ovvero dell'attuale configurazione del versante a seguito delle lavorazioni fin qui eseguite (dicembre 2023), adottando valori di resistenza prossimi ai valori residui, ottenuti dalle prove di laboratorio si è verificato che le marginalità di sicurezza fossero prossime a valori unitari, ovvero prossimi a condizioni di equilibrio limite;

analisi in campo statico:

- **nella configurazione di Prima Fase (PF)**, adottando i parametri di resistenza caratteristica ottenuti dalle back-analyses, si sono valutati gli incrementi delle marginalità di sicurezza a seguito dell'esecuzione della prima fila di pali di diametro $D=2000\text{mm}$, che costituiscono il piedritto di valle della futura galleria artificiale; l'intervento di prima fase ha la finalità di ridurre la velocità di deformazione dei fenomeni in atto mentre il completamento dei lavori previsti permette di raggiungere marginalità di sicurezza ritenute adeguate; nelle analisi (PF) è stato considerato il contributo della resistenza degli elementi in c.a. che costituiscono la galleria in assenza del ricoprimento;
- **nella configurazione nello Stato di Progetto (SdP)** – adottando i parametri di resistenza caratteristica ottenuti dalle back-analyses svolte si è valutato l'incremento della marginalità di sicurezza nella configurazione finale, ovvero dopo il completamento della galleria artificiale (realizzazione della seconda fila di pali di diametro $D=2000\text{mm}$ e del solettone), realizzazione del drenaggio profondo, costituito da pali secanti in ghiaia e pozzi drenanti di raccolta, e rimodellazione morfologica dell'area; a completamento degli interventi previsti si raggiungono le marginalità di sicurezza ritenute adeguate al fine di mitigare i fenomeni a scala di versante osservati.

analisi in campo sismico – nella condizione di progetto (SdP), le analisi sono state condotte in accordo ad un approccio prestazionale, ovvero è stato adottato un'analisi di tipo dinamico semplificato al fine di determinare le deformazioni permanenti attese a seguito di un evento sismico (vedi cap. 10).

In accordo a quanto suggerito dalla normativa vigente (doc. rif. [10] par. 6.4.3), la valutazione della marginalità di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (R_d) e la tensione di taglio agente (E_d) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici sia le azioni presi con il loro valore caratteristico. I parametri di resistenza dei terreni più superficiali interessati dai movimenti in atto sono stati dedotti mediante back-analyses dei fenomeni andando a ricercare i valori che meglio si approssimano alle condizioni di equilibrio limite.

Le analisi di stabilità sono state condotte sulla base della ricostruzione geologico-geomorfologica della sezione 2, di seguito riportata (vedi par. 4.3).

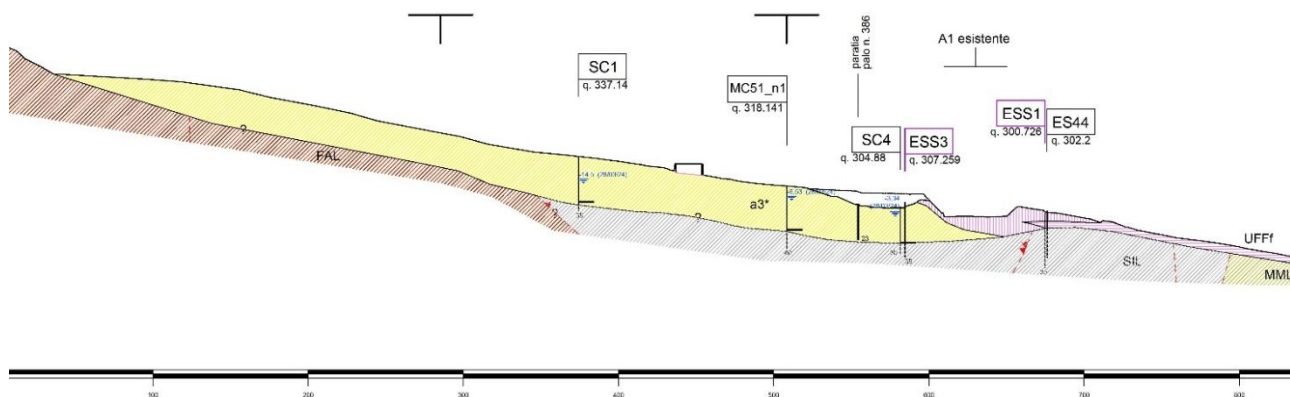


Figura 9-3 –Sezione geologica 2 di riferimento per le analisi di stabilità.

9.3.2 Sezione 2 - Back-analyses dello stato di fatto (SdF)

Le back analyses applicate alla stabilità dei versanti rappresentano lo strumento mediante il quale si valutano retrospettivamente i dati disponibili per comprendere la congruità tra la parametrizzazione geotecnica e l'estensione geometrica del dissesto, in riferimento alle condizioni di equilibrio limite.

In altre parole, le analisi utilizzano modelli geotecnici per confermare che le condizioni idrauliche e i parametri residui adottati siano compatibili con le superfici di scivolamento individuabili dalle deformazioni emerse dalle evidenze del monitoraggio inclinometrico. Nel caso in questione le analisi sono state condotte nella configurazione dell'attuale di stato di fatto (SdF), ovvero dell'attuale configurazione del versante (dicembre 2023) a seguito delle lavorazioni fin qui eseguite.

Nelle analisi, partendo dai valori di resistenza residua, stimati dalle prove di taglio, si è verificato la compatibilità con marginalità di sicurezza prossime all'unità e nel caso si è ricercato il valore che meglio si approssima alle condizioni di equilibrio limite (moto incipiente) variando non solo la resistenza delle coltri superficiali ma anche del cappellaccio della Formazione di Sillano e di quella del Falterona.

Si è assunto:

- parametri caratteristici per i terreni:

Coltre superficiale – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=19\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j_R=13^\circ$ (da back- analysis)
coesione drenata $c'=0\text{kPa}$

Cappellaccio Sillano – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=21.5\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j_R=13^\circ$ (da back- analysis)
coesione drenata $c'=0\text{kPa}$

Cappellaccio Falterona – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=19.5\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j_R=15^\circ$ (da back- analysis)
coesione drenata $c'=0\text{kPa}$

Formazione del Sillano – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=23\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j=25^\circ$ (da caratterizzazione cap. 7)
coesione drenata $c'=60\text{kPa}$ (da caratterizzazione cap. 7)

Formazione Falterona – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=19\text{kN/mc}$

angolo di attrito $j = 35^\circ$ (da caratterizzazione cap. 7)
 coesione drenata $c' = 100 \text{ kPa}$ (da caratterizzazione cap. 7)

- il livello di falda è stato assunto prossimo al piano campagna come da evidenze del monitoraggio piezometrico.

Nel modello di calcolo, rappresentato nella Figura 9.4, si è ricercata la superficie con marginalità di sicurezza minimo, prossimo al valore unitario, passante alla profondità evidenziata dalla strumentazione inclinometrica (verticali MC51_n1, SC1 e SC4).

Sono state individuate 2 possibili superfici, nella Figura 9.5 e Figura 9.6 sono mostrati i risultati dell'analisi (LEM); il valore di marginalità nei confronti della sicurezza vale:

$(R_d/E_d)_{\min} = 1.001$ per la superficie 1 (Figura 9.5)

$(R_d/E_d)_{\min} = 1.034$ per la superficie 2 (Figura 9.6)

Si può osservare che partendo dai valori di resistenza residua ottenuti dalle prove di taglio eseguite per la campagna geognostica integrativa, per ricercare la condizione di equilibrio limite, $(R_d/E_d)_{\min} @ 1.0$, per superfici passanti per le evidenze rilevate dal monitoraggio inclinometrico (verticali SC1, MC51_n1 e SC4) si sono ottenuti valori di resistenza residua inferiori ai risultati ottenuti dalle prove, ma in linea con i valori residui ottenuti dalla caratterizzazione geotecnica sia per le coltri alluvionali superficiali sia per il cappellaccio delle formazioni di base Sillano e Falterona, valori che possono essere associati a situazioni post-rottura in corrispondenza di grandi deformazioni.

valori residui coltri superficiali $j_{R=12^\circ \div 18^\circ}$ $j_{R=13^\circ}$

valori residui cappellaccio Sillano $j_{R=12^\circ \div 16^\circ}$ $j_{R=13^\circ}$

valori residui cappellaccio Falterona $j_{R=12^\circ \div 16^\circ}$ $j_{R=15^\circ}$

Questi risultati appaiono ragionevoli in considerazione del fatto che il versante, come documentato dall'interferometria è soggetto a lenti e continui movimenti. In analogia a quanto osservato in corrispondenza della porzione di versante indagato dalle verticali inclinometriche, è ragionevole supporre che, anche per la rimanente porzione di versante, le fasce di deformazione siano in corrispondenza del contatto tra le coltri più superficiali e le formazioni di base. Il terreno in corrispondenza del contatto subisce deformazioni che, nel tempo, portano ad una riduzione della resistenza, raggiungendo valori post-picco associati a grandi deformazioni e inferiori a quelli che possono essere raggiunti nelle prove di taglio diretto ordinario.

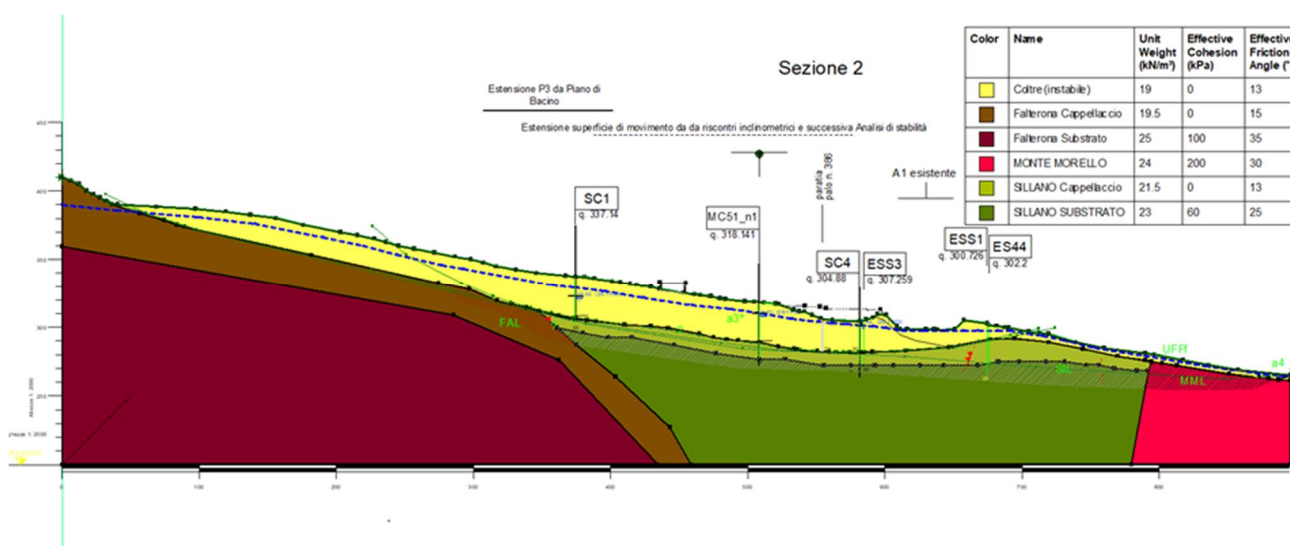


Figura 9.4: sezione 2 – back-analysis: modello di calcolo

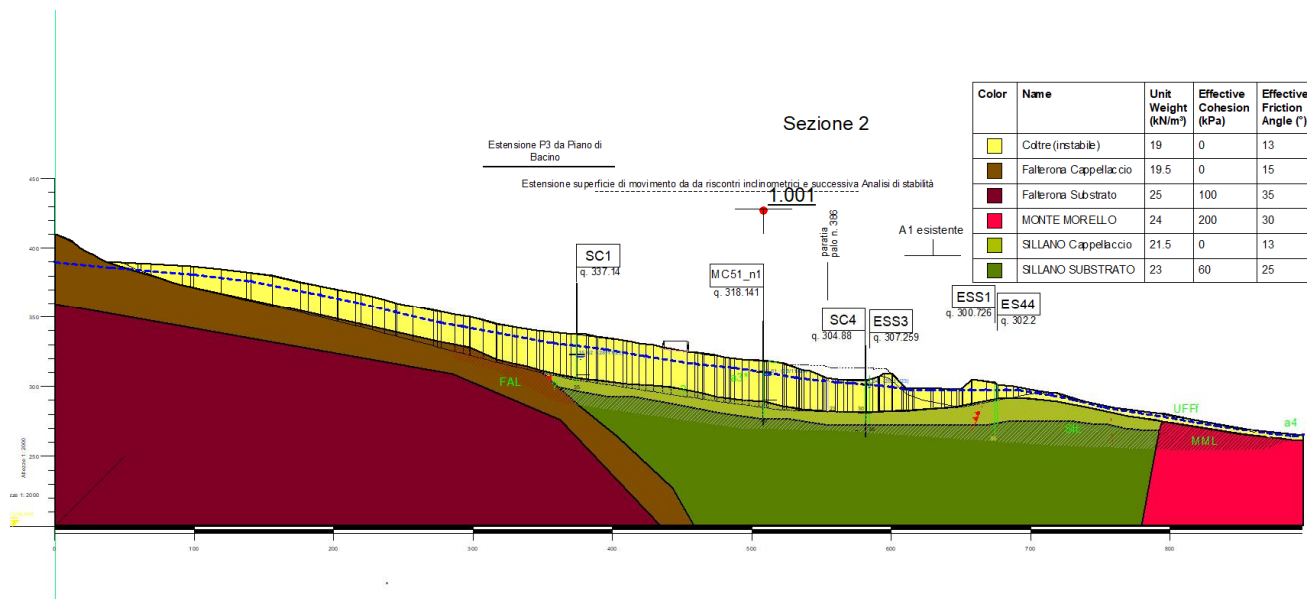


Figura 9.5:sezione 2 – back-analysis: risultati superficie 1 (R_d/E_d) minimo

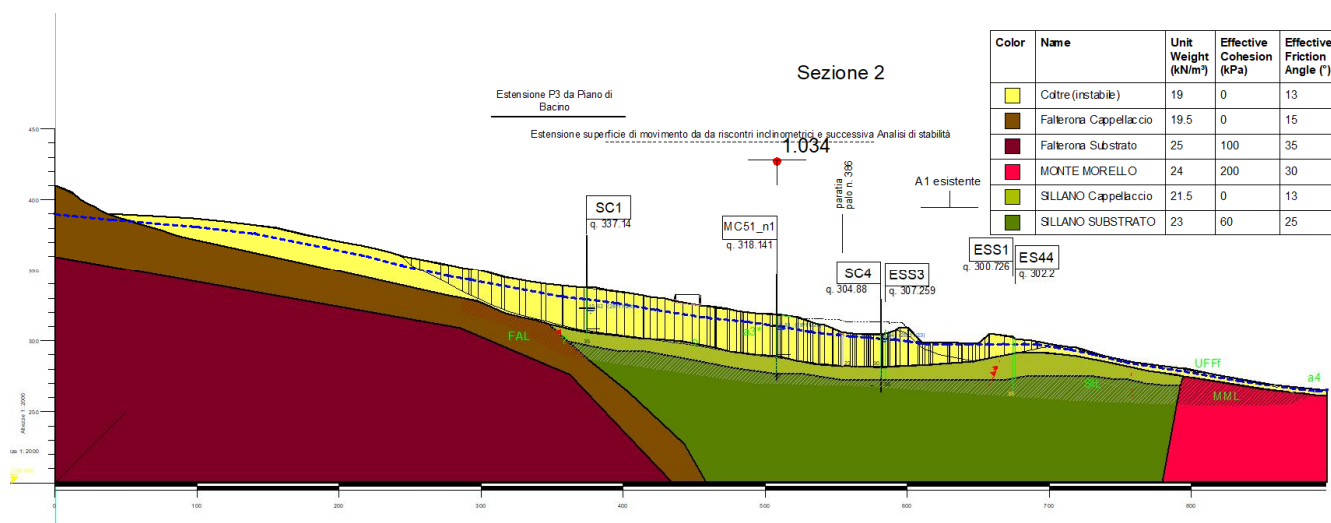


Figura 9.6:sezione 2 – back-analysis: risultati superficie 2 (R_d/E_d)

9.3.3 Sezione 2 – Prima Fase (PF)

Nel presente paragrafo sono illustrate le analisi (LEM) in condizioni statiche nella configurazione di prima fase (PF) ovvero nella configurazione temporanea, prima della sistemazione definitiva. Le analisi sono svolte adottando i parametri di resistenza ottenuti dalle back-analyses precedentemente svolte e si è valutato l'incremento di marginalità di sicurezza delle superfici trovate nelle (LEM) di back-analyses.

Si è assunto:

- parametri caratteristici per i terreni:

Coltre superficiale – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=19\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j_R=13^\circ$ (da back- analysis)
coesione drenata $c'=0\text{kPa}$

Cappellaccio Sillano – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=21.5\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j_R=13^\circ$ (da back- analysis)
coesione drenata $c'=0\text{kPa}$

Cappellaccio Falterona – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=19.5\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j_R=15^\circ$ (da back- analysis)
coesione drenata $c'=0\text{kPa}$

Formazione del Sillano – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=23\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j=25^\circ$ (da caratterizzazione cap. 7)
coesione drenata $c'=60\text{kPa}$ (da caratterizzazione cap. 7)

Formazione Falterona – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=19\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j=35^\circ$ (da caratterizzazione cap. 7)
coesione drenata $c'=100\text{kPa}$ (da caratterizzazione cap. 7)

- il livello di falda è stato assunto prossimo al piano campagna come da evidenze del monitoraggio piezometrico.

La modellazione dei pali è stata fatta considerando un modello costitutivo alla Mohr-Coulomb, in cui l'angolo di attrito (j_{cls}) e la coesione drenata (c'_{cls}) sono stati stimati come suggerito da [1], assumendo una resistenza a compressione (R_{ck})=30MPa.

Per considerare l'interasse dei pali sono stati, successivamente, stimati valori del peso specifico (g_{eq}), angolo attrito (j_{eq}) e coesione drenata (c'_{eq}) come media pesata tra i valori del terreno naturale e quelli del calcestruzzo, sfruttando il coefficiente (e) definito come la frazione di terreno occupato dai pali.

Nella Figura 9.7 sono indicati i passaggi per ottenere i parametri di calcolo adottati e di seguito riassunti:

Pali esistenti D=1200mm - modello costitutivo Mohr-Coulomb

peso di volume $g_{eq}=23\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j_{eq}=10^\circ$
coesione drenata $c'_{eq}=333\text{kPa}$

Pali D=2000mm interasse 2.4m - modello costitutivo Mohr-Coulomb

peso di volume $g_{eq}=23\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j_{eq}=10^\circ$
coesione drenata $c'_{eq}=323\text{kPa}$

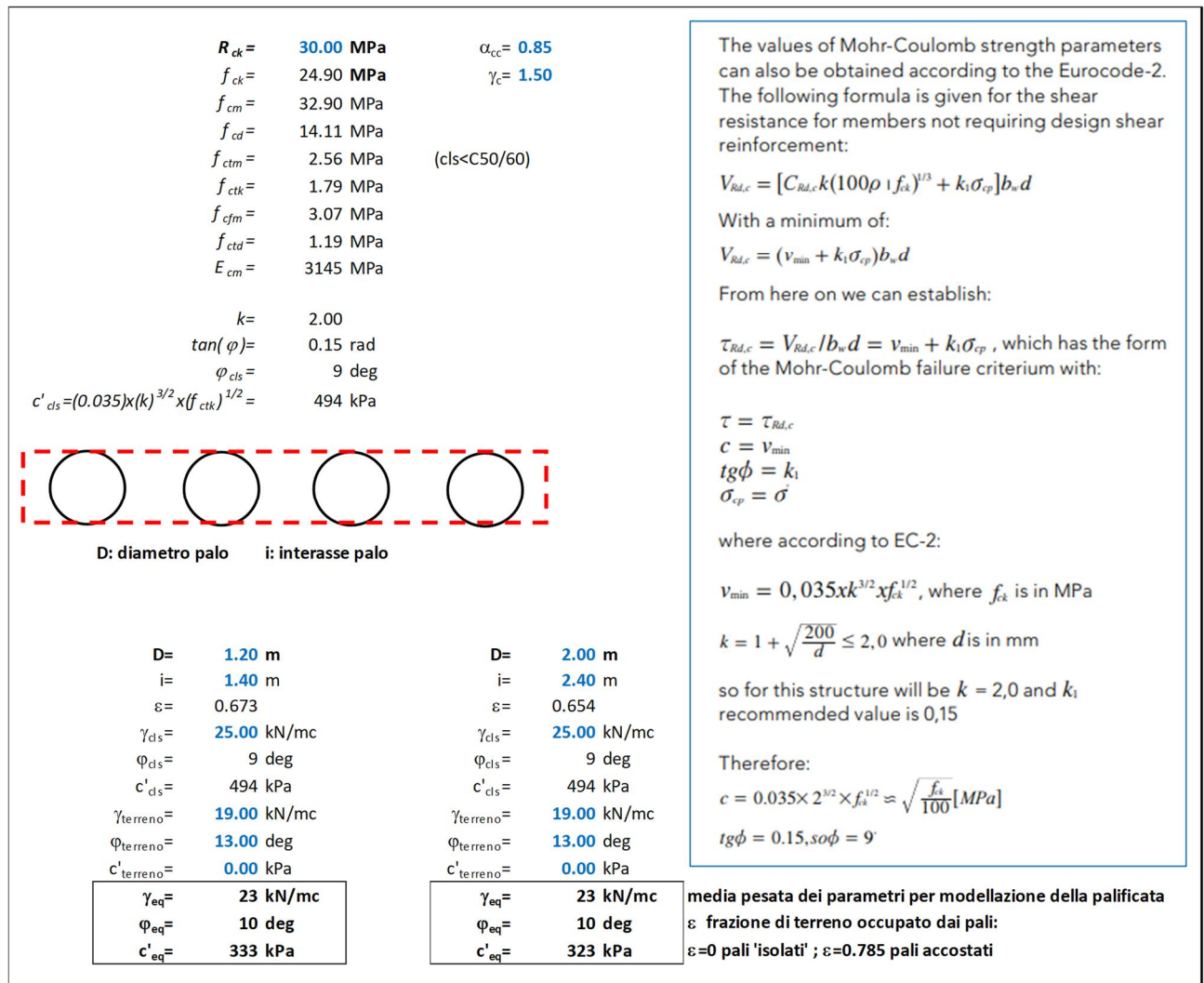


Figura 9.7: Parametri di calcolo per la modellazione di pali

Nella Figura 9.8 è rappresentato il modello di calcolo, mentre nelle Figura 9.9 e Figura 9.10 sono riportati i risultati delle analisi svolte, rispettivamente per la superficie 1 e superficie 2 trovate nelle back-analyses.

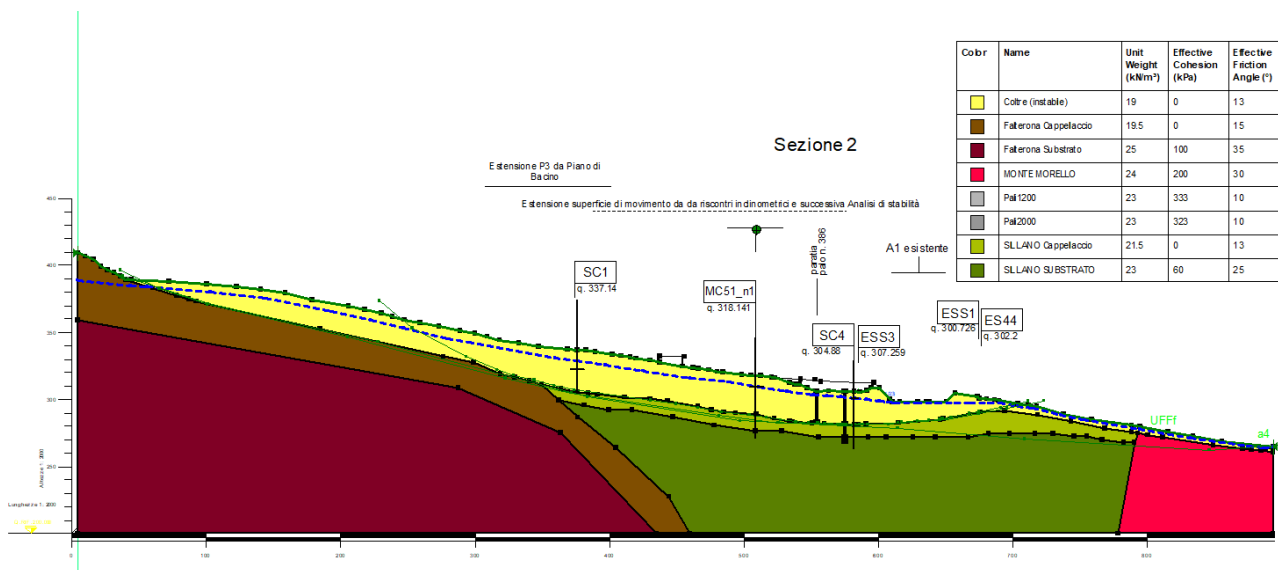


Figura 9.8:sezione 2 – prima fase: modello di calcolo

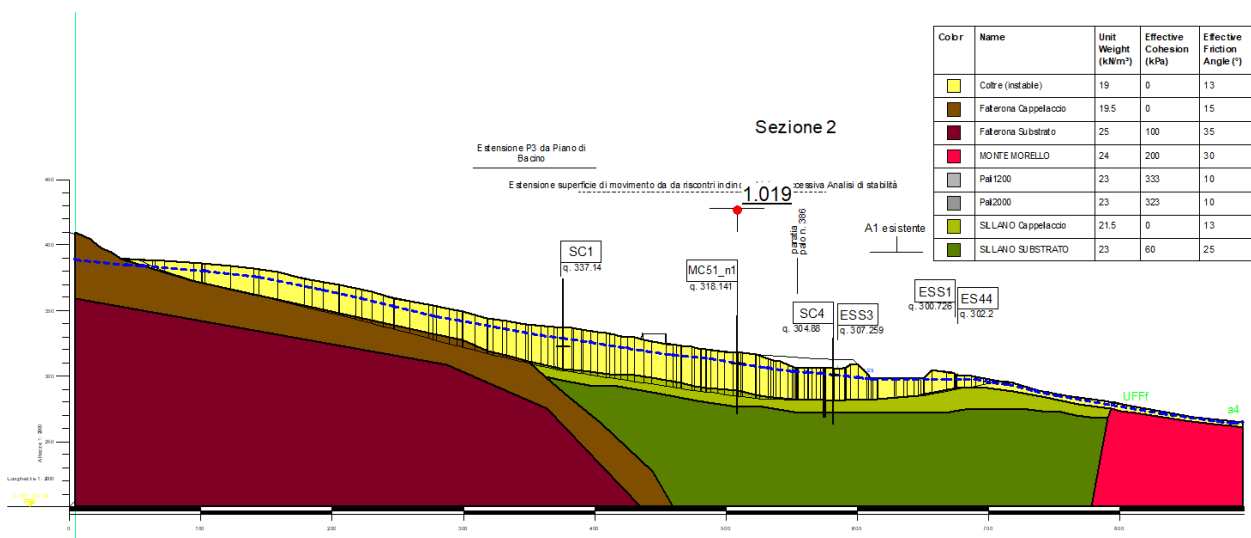


Figura 9.9:sezione 2 – prima fase: risultati superficie 1 (R_d/E_d) minimo

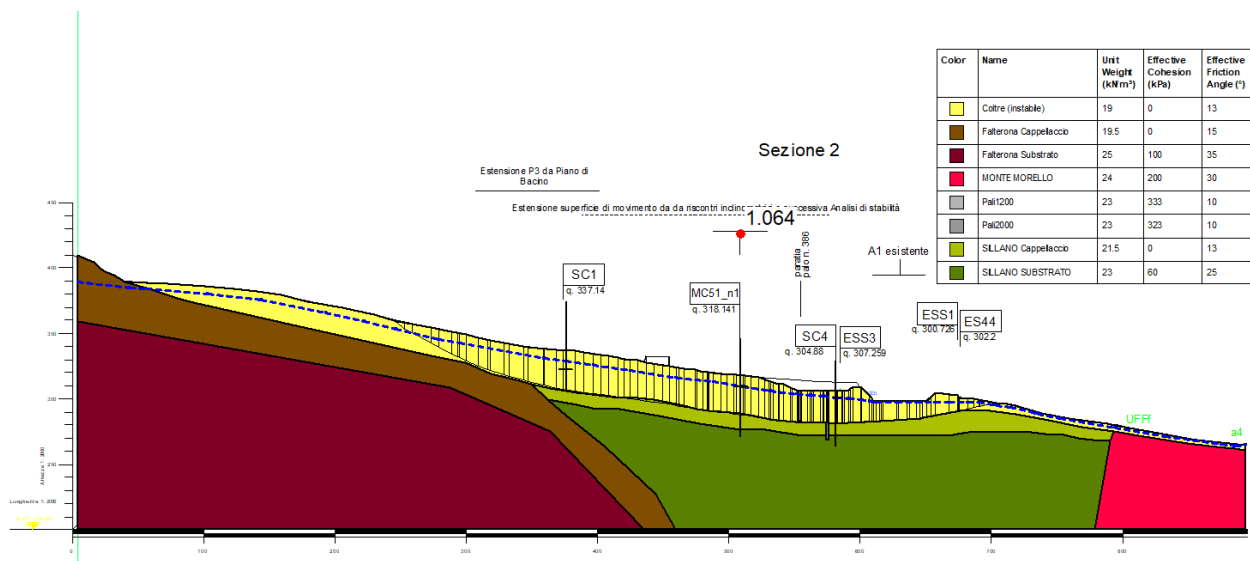


Figura 9.10: sezione 2 – prima fase: risultati superficie 2 (R_d/E_d)

I risultati ottenuti sono di seguito riassunti:

$(R_d/E_d)_{\min} = 1.019$ per la superficie 1 (Figura 9.9)

$(R_d/E_d) = 1.064$ per la superficie 2 (Figura 9.10)

9.3.4 Sezione 2 – Stato di Progetto (SdP)

Nel presente paragrafo sono illustrate le analisi (LEM) in condizioni statiche nella configurazione di progetto finale (SdP) ovvero nella sistemazione definitiva dell'area L'intervento, rispetto alla configurazione (PF), il completamento della struttura della galleria artificiale (seconda fila di pali D=2000mm e solettone di copertura), lo scavo della stessa previa realizzazione di un sistema di drenaggio profondo (pali secanti in ghiaia collegati a una coppia di pozzi di raccolta e smaltimento delle acque captate) e rimodellamento morfologico che prevede il riporto di terreno sopra alla galleria artificiale di altezza variabile da 3m a massimo 6m. Le analisi sono svolte adottando i parametri di resistenza ottenuti dalle back-analyses precedentemente svolte e si è valutato l'incremento di marginalità di sicurezza delle superfici trovate nelle (LEM) di back-analyses.

Si è assunto:

- parametri caratteristici per i terreni:

Coltre superficiale – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=19\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j_R=13^\circ$ (da back- analysis)
coesione drenata $c'=0\text{kPa}$

Cappellaccio Sillano – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=21.5\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j_R=13^\circ$ (da back- analysis)
coesione drenata $c'=0\text{kPa}$

Cappellaccio Falterona – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=19.5\text{kN/mc}$
angolo di attrito $j_R=15^\circ$ (da back- analysis)
coesione drenata $c'=0\text{kPa}$

Formazione del Sillano – modello costitutivo Mohr-Coulomb:

peso di volume $g=23\text{kN/mc}$

angolo di attrito	$j = 25^\circ$	(da caratterizzazione cap. 7)
coesione drenata	$c' = 60 \text{ kPa}$	(da caratterizzazione cap. 7)
Formazione Falterona – modello costitutivo Mohr-Coulomb:		
peso di volume	$g = 19 \text{ kN/mc}$	
angolo di attrito	$j = 35^\circ$	(da caratterizzazione cap. 7)
coesione drenata	$c' = 100 \text{ kPa}$	(da caratterizzazione cap. 7)

- il livello di falda è stato assunto coerentemente con il sistema di drenaggio profondo .

Nella modellazione, cautelativamente, il contributo stabilizzante del peso di terreno presente direttamente sulla galleria artificiale è stato trascurato, poiché la presenza dei pali trasferisce il peso direttamente al di sotto delle superfici trovate.

Analogamente al paragrafo precedente la modellazione dei pali è stata fatta considerando un modello costitutivo alla Mohr-Coulomb, in cui l'angolo di attrito (j_{cls}) e la coesione drenata (c'_{cls}) sono stati stimati, come suggerito da [1], assumendo una resistenza a compressione (R_{ck})=30MPa.

Per considerare l'interasse dei pali sono stati, successivamente, stimati valori del peso specifico (g_{eq}), angolo attrito (j_{eq}) e coesione drenata (c'_{eq}) come media pesata tra i valori del terreno naturale e quelli del calcestruzzo, sfruttando il coefficiente (e) definito come la frazione di terreno occupato dai pali.

Nella Figura 9.7 sono indicati i passaggi per ottenere i parametri di calcolo adottati per i pali esistenti e quelli di prima fase (diametro $D=2000\text{mm}$ ed interasse 2.4m) e di seguito riassunti:

Pali esistenti $D=1200\text{mm}$ - modello costitutivo Mohr-Coulomb

peso di volume	$g_{eq} = 23 \text{ kN/mc}$
angolo di attrito	$j_{eq} = 10^\circ$
coesione drenata	$c'_{eq} = 333 \text{ kPa}$

Pali i $D=2000\text{mm}$ interasse 2.4m - modello costitutivo Mohr-Coulomb

peso di volume	$g_{eq} = 23 \text{ kN/mc}$
angolo di attrito	$j_{eq} = 10^\circ$
coesione drenata	$c'_{eq} = 323 \text{ kPa}$

i pali previsti in fase di completamente hanno i seguenti parametri:

Pali i $D=2000\text{mm}$ interasse 4.8m - modello costitutivo Mohr-Coulomb

peso di volume	$g_{eq} = 14 \text{ kN/mc}$
angolo di attrito	$j_{eq} = 12^\circ$
coesione drenata	$c'_{eq} = 162 \text{ kPa}$

nella Figura 9.11 sono riportati i passaggi per la stima dei parametri utilizzati.

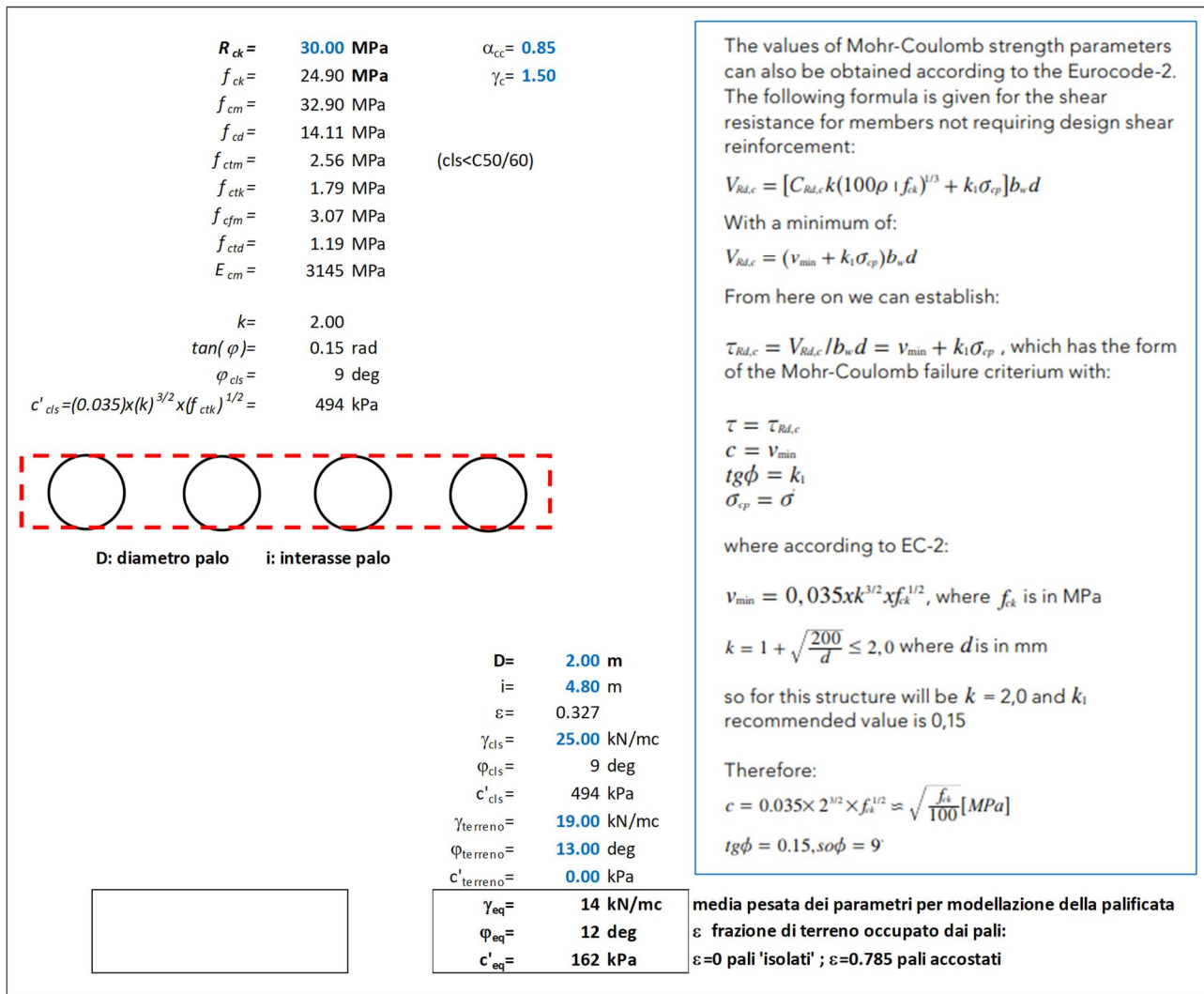


Figura 9.11: Parametri di calcolo per la modellazione dei pali previsti in completamento di intervento (seconda fila)

Nella Figura 9.8 è rappresentato il modello di calcolo, mentre nella Figura 9.9 e Figura 9.10 sono riportati i risultati delle analisi svolte, rispettivamente per la superficie 1 e superficie 2 trovate nelle back-analyses.

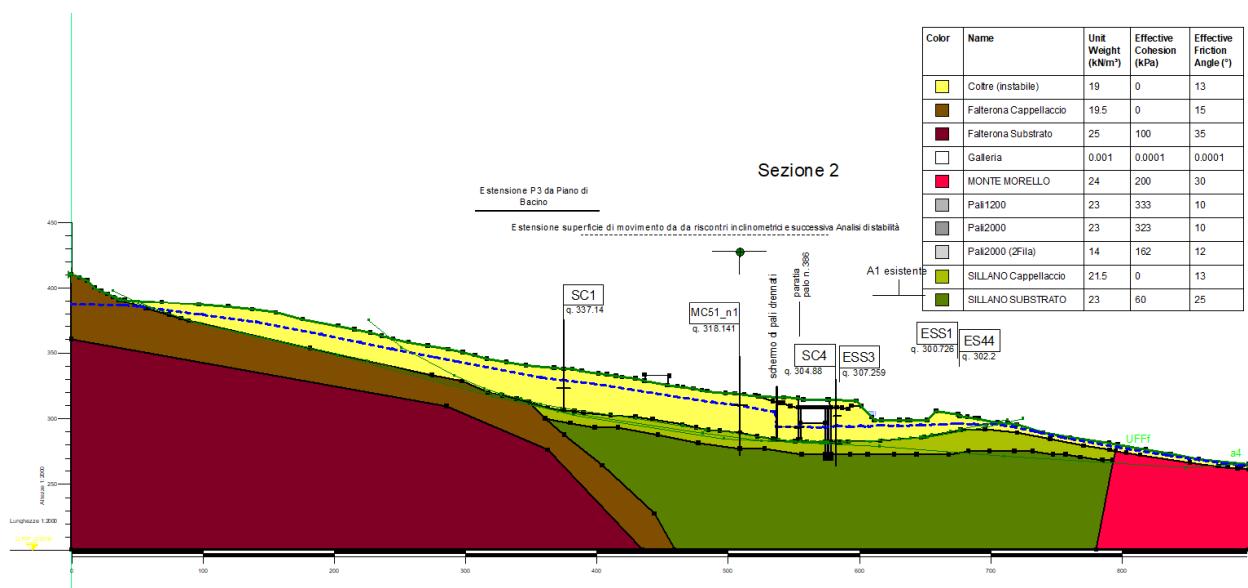


Figura 9.12:sezione 2 – configurazione finale: modello di calcolo

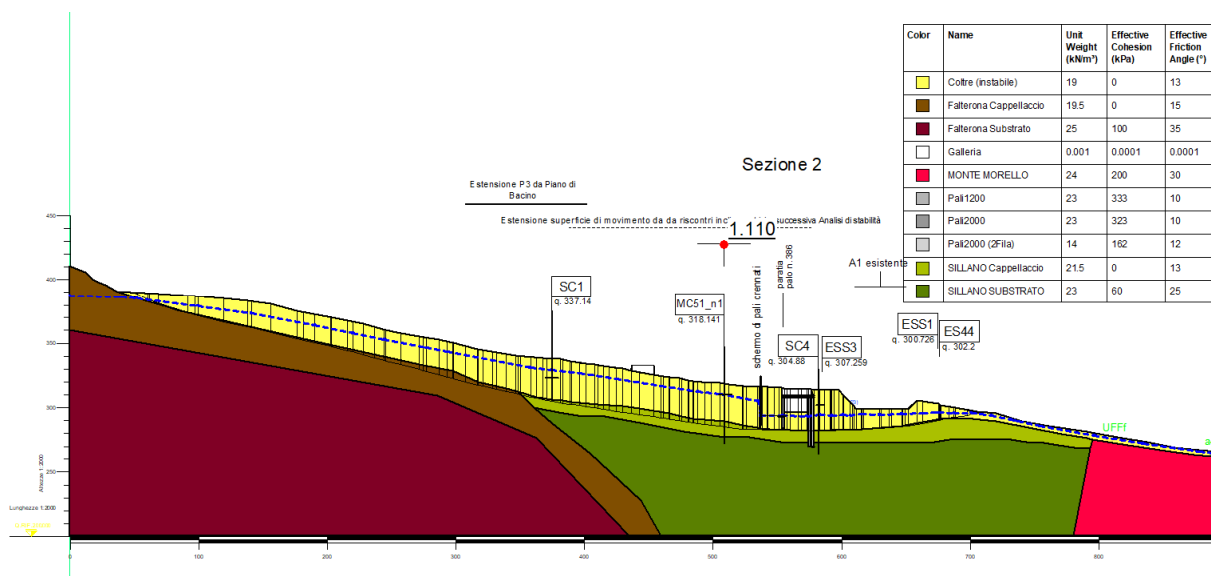


Figura 9.13:sezione 2 – configurazione finale: risultati superficie 1 (R_d/E_d) minimo

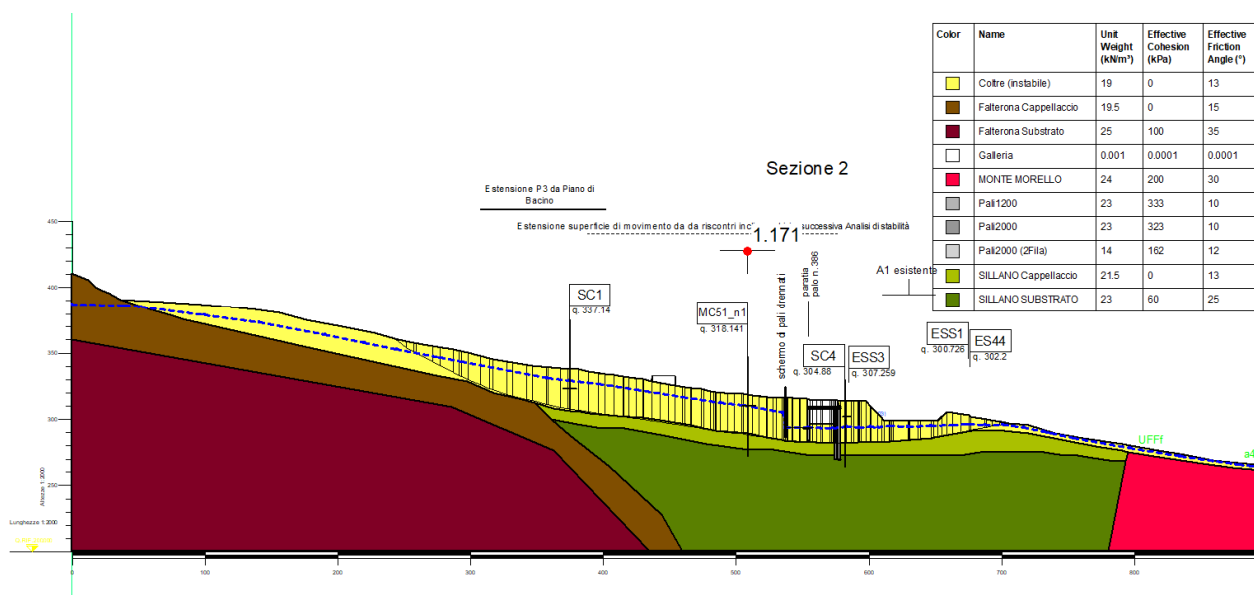


Figura 9.14: sezione 2 – configurazione finale: risultati superficie 2 (R_d/E_d)

I risultati ottenuti sono di seguito riassunti:

$(R_d/E_d)_{\min} = 1.111$ per la superficie 1 (Figura 9.13)

$(R_d/E_d) = 1.171$ per la superficie 2 (Figura 9.14)

9.4 RIEPILOGO DEI RISULTATI

Nella Tabella 9.1 di seguito riportata sono riassunti i risultati delle analisi (LEM) svolte. In parentesi le marginalità di sicurezza (FS) in prima fase in assenza di reinterro parziale provvisorio.

Tabella 9.1: riassunto delle marginalità di sicurezza

	back-analysis	(PF)	(SdP)
superficie 1	1.001	1.019	1.111
superficie 2	1.020	1.064	1.171

Le analisi svolte hanno evidenziato come l'intervento in prima fase (PF) garantisce, nell'immediato un aumento della marginalità di sicurezza per le superficie individuate in back-analyses, ma non sufficientemente adeguato al lungo termine. La marginalità di sicurezza adeguata è raggiunta con la configurazione finale (SdP).

L'intervento di prima fase ha la finalità di ridurre la velocità di deformazione (mm/mese) del versante e di consentire un'accelerazione della conclusione degli interventi definitivi att a mitigare gli effetti del movimento franoso.

10 ANALISI DI STABILITÀ - SISMICA

10.1 PREMESSA

Se da un lato il metodo statico equivalente ha il vantaggio della semplicità di calcolo, dall'altro rappresenta una approssimazione del problema:

- l'accelerazione sismica di progetto, definibile con le indicazioni di normativa, non è correlabile con i valori forniti dagli accelerogrammi reali; in genere, per rendere confrontabili gli effetti causati da forze impulsive variabili in modulo, direzione e verso con quelli dovuti ad una forza statica equivalente, l'accelerazione sismica equivalente deve risultare convenientemente inferiore a quella massima reale attesa; il rapporto tra l'accelerazione equivalente e quella massima reale attesa dipende da diversi fattori ed è generalmente stimato su basi empiriche;
- anche qualora con il metodo statico equivalente si ottenessero coefficienti di sicurezza inferiori o uguali all'unità, non necessariamente a tali valori sono associabili fenomeni di instabilità nel senso più classico del termine; la natura ciclica e transitoria delle scosse fa sì infatti che le condizioni di instabilità generate dalle forze sismiche abbiano brevissima durata e quindi conseguenze in termini di spostamenti permanenti non necessariamente rilevanti.

Fra i metodi di analisi più approfonditi risulta di maggiore applicazione professionale, per la sua relativa semplicità, quello di Newmark (Doc. Rif. [8]). Poiché l'effetto principale che un terremoto produce in un pendio è uno spostamento permanente verso valle, i metodi di verifica alla Newmark mirano a valutare l'entità di tale spostamento sotto l'azione di un dato terremoto e a confrontarlo con valori soglia che segnalano, con le dovute approssimazioni, il limite al di sotto del quale gli effetti del terremoto non sono tali da pregiudicare la funzionalità dell'opera

La verifica di stabilità in campo sismico è stata valutata ricorrendo ad un approccio di tipo dinamico semplificato al fine di determinare le deformazioni permanenti attese a seguito di un evento sismico.

10.2 TEORIA DI NEWMARK

Considerando un blocco isolato poggiante su un piano inclinato di un angolo β rispetto all'orizzontale. In assenza di sollecitazione sismica, il blocco si presenta stabile, ma durante l'evento sismico l'accelerazione orizzontale supera l'accelerazione critica a_c e le forze che determinano il movimento del blocco superano quelle resistenti. In condizioni statiche la forza "destabilizzante" è data da $W \cdot \sin\beta$ (componente del peso del blocco lungo la direzione dello scivolamento), mentre in condizioni sismiche occorre aggiungere a $W \cdot \sin\beta$ la componente dell'azione sismica inerziale nella direzione dello scivolamento:

$$D = W \sin\beta + k \times W \cos\beta$$

La forza che si oppone allo scivolamento, in condizioni sismiche, può essere scritta come:

$$R = c' \times L + W \cos\beta - k \times W \sin\beta - U_b \tan\varphi'$$

dove:

- c' intercetta di coesione, [kPa]
- L lunghezza base blocco, [m]
- W massa del blocco, [kN]
- U_b risultante delle pressioni interstiziali agenti al contatto blocco-piano inclinato, [kN]
- β inclinazione piano inclinato, [°]
- k fattore di accelerazione sismica orizzontale, [-]

Quando l'accelerazione sismica (k) diventa superiore all'accelerazione critica (a_c)= (k_c)x(g), la massima forza resistente residua diventa completamente mobilizzata per cui non risulta più possibile scrivere:

$$D > \frac{R}{P}$$

e la meccanica del problema è governata dalla forza “netta” D-R. Utilizzando la legge di Newton, l'accelerazione è proporzionale alla sopraccitata “netta” ed è quindi facile dimostrare che , per accelerazioni maggiori dell'accelerazione critica si ha:

$$\frac{W}{g} \frac{d^2 s}{dt^2} = D - R = g \quad k - k_c \quad \frac{\varphi' - \beta}{\varphi'}$$

Questa equazione può essere facilmente integrata per semplici registrazioni di accelerazione per ottenere gli spostamenti “s”.

Per superfici di scorrimento reali questa semplice teoria, basata su un singolo blocco, è ancora adeguata in prima approssimazione. È necessario, tuttavia, eseguire la valutazione del singolo blocco “equivalente”. La procedura è piuttosto semplice e sinteticamente descritta nei punti di seguito riportati:

1. valutazione di tutti le forze tangenziali (T_i) agenti in corrispondenza delle basi dei conci
2. valutazione di tutte le forze normali (N_i) agenti sulla base dei conci;
3. Calcolo delle risultanti delle forze (T_R) e (N_R)

$$T_R = \sum_{i=1}^N T_i$$

$$N_R = \sum_{i=1}^N N_i$$

Per come sono state definite T_R e N_R hanno rette d'azione le cui direzioni formano un angolo retto l'una con l'altra (**Figura 10-1**).

4. L'inclinazione (β^*) del pendio di base del blocco equivalente è facilmente stimabile come:

$$\beta^* = \arctan\left(\frac{T_R}{N_R}\right) = \arctan\left(\frac{\sum_{i=1}^N T_i}{\sum_{i=1}^N N_i}\right)$$

la sommatoria N_R delle forze normali (N_i) agenti in corrispondenza della base dei singoli conci è considerata perpendicolare al pendio equivalente caratterizzato da una pendenza (β^*):

$$N_R = \sum_{i=1}^N N_i$$

La sommatoria T_R delle forze tangenziali T_i agenti in corrispondenza della base dei singoli conci è considerata parallela al pendio equivalente caratterizzato da una pendenza β^* :

$$T_R = \sum_{i=1}^N T_i$$

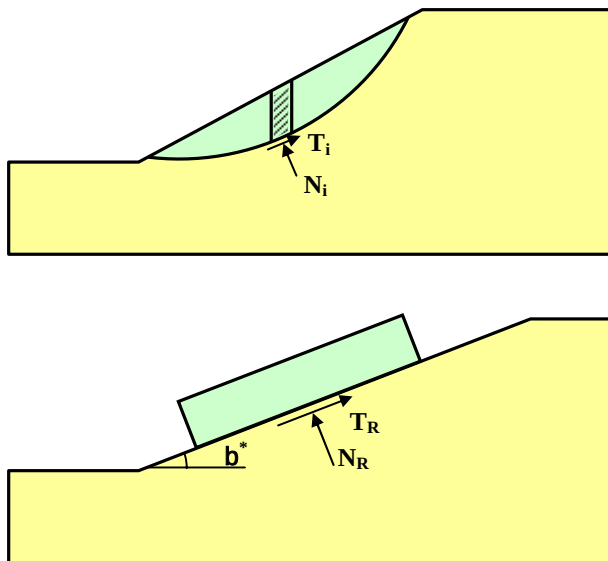


Figura 10-1 – Schematizzazione per il calcolo dell'inclinazione del pendio di base del blocco equivalente

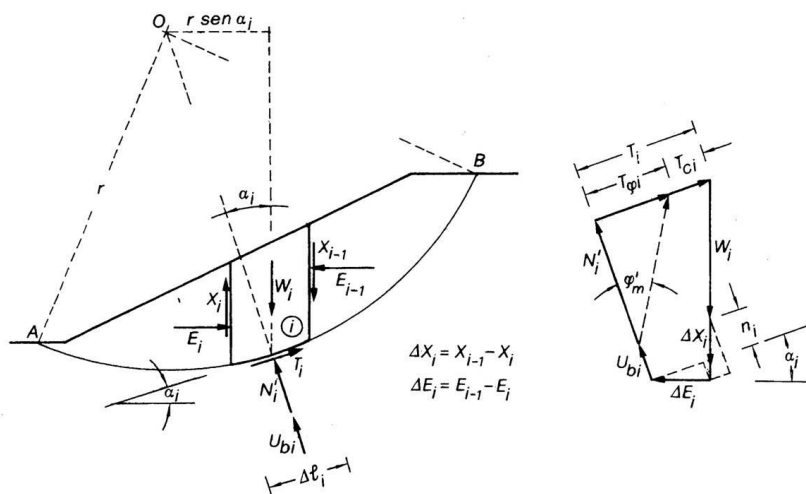


Figura 10-2 – Schematizzazione delle forze agenti sul singolo concio

Come noto, in tali metodi la massa di terreno potenzialmente instabile viene modellata come un blocco rigido poggiante sul substrato stabile che si muove sollecitato dal sisma. Sulla superficie di scivolamento, l'interazione tra la massa potenzialmente instabile ed il substrato stabile viene schematizzata con modelli di comportamento di tipo rigido-plastico; ovvero non si ha movimento rispetto al terreno stabile sino a che le tensioni di taglio (τ) rimangono al di sotto di un valore di soglia (t_{lim}), superato il quale si manifesta uno spostamento relativo permanente.

Una volta stabilito l'accelerogramma di riferimento le quantità chiave individuate da Newmark per la valutazione dello spostamento permanente sono:

- **il fattore di accelerazione (k)**, cioè quella frazione dell'accelerazione di gravità (g) che consente di valutare la forza indotta dal sisma sul blocco rigido, ipotizzando quest'ultima applicata in corrispondenza del bari-

centro; l'accelerazione critica a_c ($a_c=k_c \cdot g$) intesa come quel valore di accelerazione del terreno necessaria a mobilitare la resistenza limite (T_{lim}), per il quale cioè il coefficiente di sicurezza convenzionale in condizioni sismiche (metodi statici equivalenti) diviene unitario;

- **l'accelerazione critica**, il cui significato è illustrato brevemente nella Figura 10-4-a, in cui sono riportati un accelerogramma ed una linea orizzontale corrispondente all'accelerazione critica di un ipotetico pendio. Se l'accelerogramma contiene un picco inferiore all'accelerazione critica del pendio non si manifesta alcuno spostamento relativo tra il blocco rigido e il terreno stabile sottostante; nel caso contrario si procede alla integrazione di quella porzione dell'accelerogramma che sta al di sopra dell'accelerazione critica, arrivando alla determinazione della velocità del blocco (vedi Figura 10-4-b). Nel punto B il blocco raggiunge la massima velocità per quell'impulso di accelerazione; dopo il punto B il blocco continua a muoversi per inerzia ma decelera a causa delle resistenze esercitate sulla superficie di scivolamento. Successivamente il blocco può arrestarsi (punto C) o, se sopraggiunge un secondo impulso di accelerazione, essere rimesso in moto. Infine, viene calcolato lo spostamento integrando nel tempo la velocità del blocco (vedi Figura 10-4-c);
- **lo spostamento permanente** così calcolato sovrastima in genere quello indotto dal terremoto poiché non vengono messi in conto gli impulsi di accelerazione agenti in direzione opposta (verso monte); del resto è presumibile che il moto verso monte trascurato porti a spostamenti di almeno un ordine di grandezza inferiori di quello verso valle, a meno di sollecitazioni di notevolissima entità.

Nel caso di frana di tipo traslazionale, nelle ipotesi di:

- accelerazione sismica agente nella sola direzione orizzontale;
 - resistenze dinamiche lungo le superfici di scivolamento pari a quelle statiche;
- il coefficiente di accelerazione critica k_c può essere ricavato dall'espressione seguente:

$$k_c = FS - \frac{\theta}{\theta + \varphi'}$$

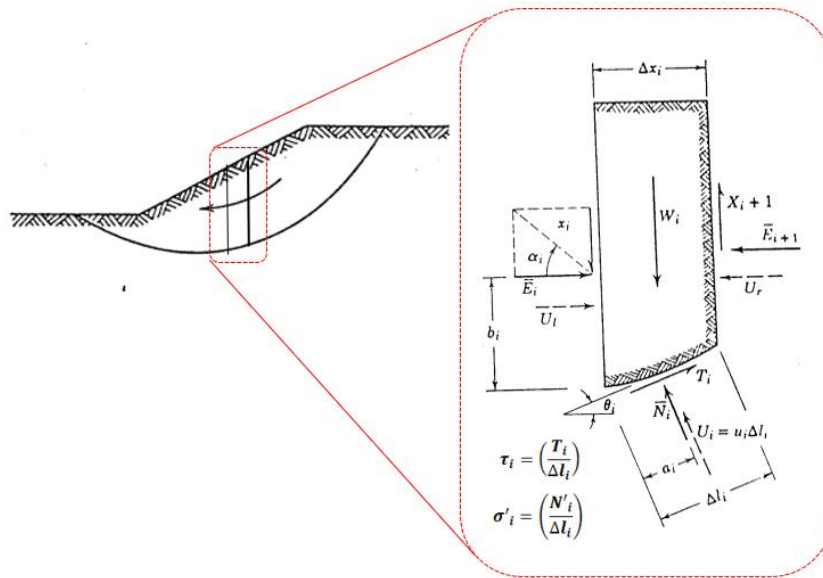
dove:

θ = pendenza media sull'orizzontale della superficie di scivolamento critica, stimata come rapporto tra la sommatoria delle pressioni tangenziali e pressioni efficaci normali alla superficie di scivolamento, ovvero: con riferimento alla Figura 10-3:

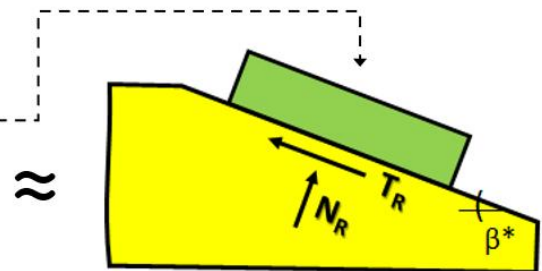
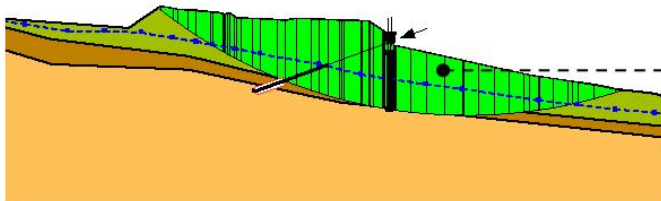
$$\theta = \arctang \left(\frac{\sum T_i}{\sum N'_i} \right) = \arctang \left(\frac{\sum \tau_i}{\sum \sigma'_i} \frac{\Delta l_i}{\Delta l_i} \right)$$

φ' = angolo di resistenza al taglio medio lungo la superficie di scivolamento

FS= coefficiente di sicurezza in campo statico.



ANALISI DINAMICA SEMPLIFICATA Teoria di Newmark, 1965 CUNEO EQUIVALENTE



Risultante delle Azioni Normali
alla base dei concii

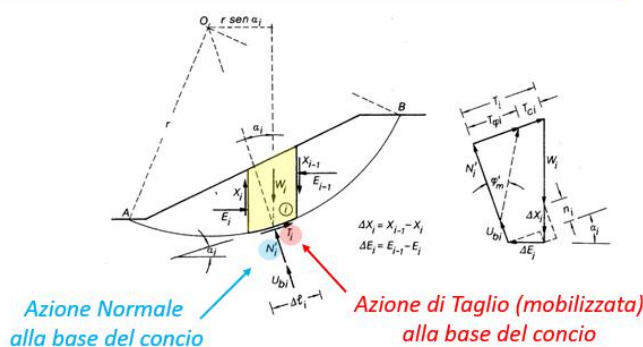
$$N_R = \sum_{i=1}^n N_i$$

Pendenza Equivalente

$$\beta^* = \arctan\left(\frac{T_R}{N_R}\right)$$

Risultante delle Azioni di Taglio
(mobilizzate) alla base dei concii

$$T_R = \sum_{i=1}^n T_i$$



Azione Normale
alla base del concio

Azione di Taglio (mobilizzata)
alla base del concio

503

Figura 10-3 – Definizione della pendenza media sull'orizzontale della superficie di scivolamento critica

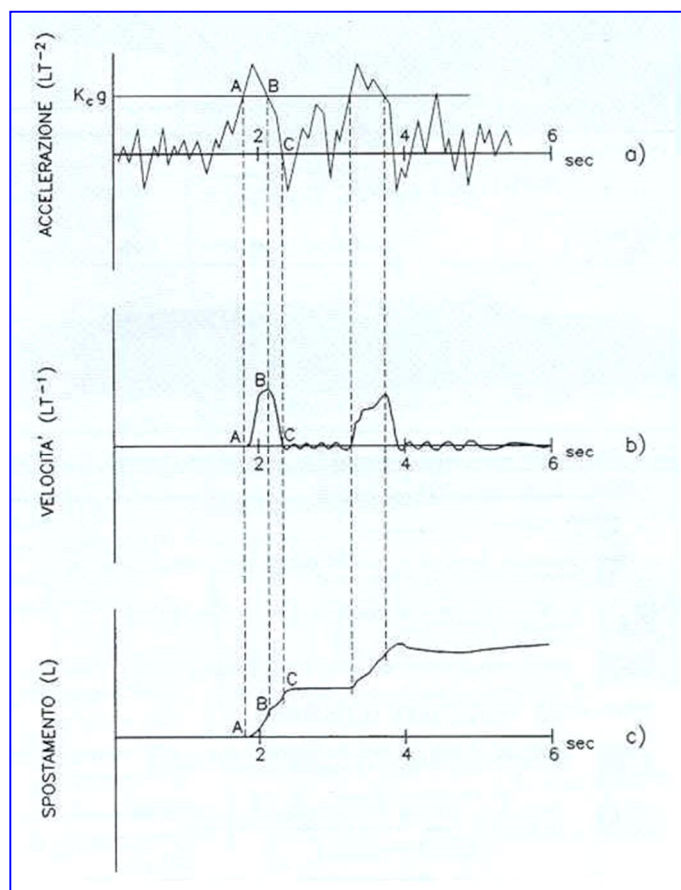


Figura 10-4 – Concetto di accelerazione critica

10.3 STIMA DELLE DEFORMAZIONI PERMANENTI

La stima delle deformazioni permanenti è stata dunque condotta con il metodo proposto da Newmark in base al quale la porzione di pendio in potenziale instabilità è modellata come un blocco rigido appoggiato su una superficie inclinata soggetta all'azione del sisma. Sulla base di una correlazione tra l'entità degli spostamenti permanenti ed il coefficiente di accelerazione orizzontale "critico" (k_c), definito come quel valore di accelerazione orizzontale per la quale si osserva l'insorgere di deformazioni permanenti.

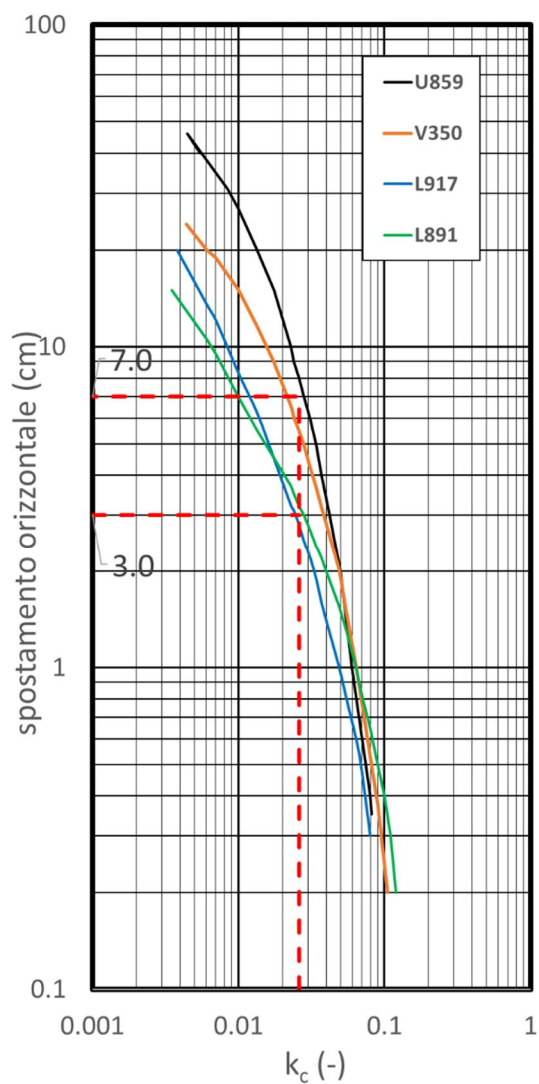
Le curve (k_c -Ds), qui utilizzate sono riportate in Figura 8-2 e discusse al par. 8.5.

Nella Figura 10-5 seguente sono riportati i risultati ottenuti: gli spostamenti attesi a scala di versante sono dell'ordine di 3÷7cm per la sezione 1 e dell'ordine di 1÷3cm per la sezione 2.

Superficie 1

$\varphi_R = 13.0$
 $FS = 1.11$
 $k_c = 0.026$
 $\theta = 14.00$
 $(\Sigma \tau_i)/(\Sigma \sigma'_i) = 0.25$
 $\tau_i = 11171 \text{ kPa}$ $\Sigma \sigma'_i = 44809 \text{ kPa}$

D=3÷7cm



Superficie 2

$\varphi_R = 13.0$
 $FS = 1.171$
 $k_c = 0.042$
 $\theta = 14.68$
 $(\Sigma \tau_i)/(\Sigma \sigma'_i) = 0.26$
 $\Sigma \tau_i = 11231 \text{ kPa}$ $\Sigma \sigma'_i = 42862 \text{ kPa}$

D=1÷3cm

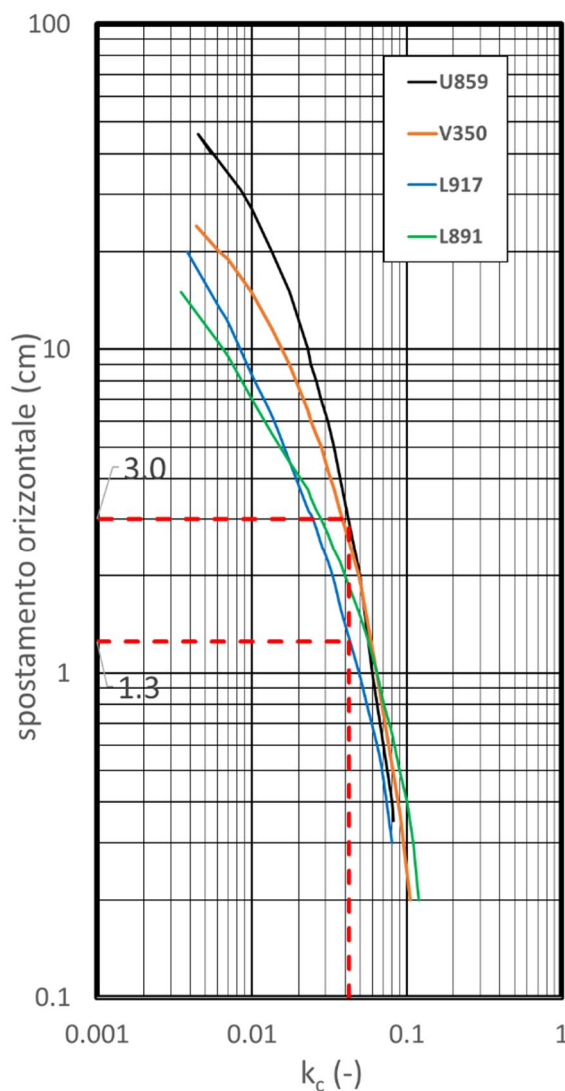


Figura 10-5 – Risultati delle analisi

11 VERIFICHE SCAVI NON SOSTENUTI E PISTA DI LAVORO

11.1 PREMESSA

Nel presente capitolo sono contenute le verifiche relative agli scavi provvisori a cielo aperto previsti in progetto. Gli scavi oggetto delle verifiche di seguito riportate sono quelli in corrispondenza degli scavi necessari per posizionare una serie di geo-blocchi necessari alla realizzazione di un tratto di pista di cantiere e il rilevato di lavoro per l'esecuzione dei pali di grande diametro per la realizzazione dei pali di diametro D2000mm, pozzi e schermo drenante.

11.2 CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche sono state condotte con l'ausilio dell'applicativo SLOPE/W del software GEOSTUDIO (ver. 2012) della GEOSLOPE Ltd., si veda il par. 8.2, in accordo a quanto prevede la normativa vigente in relazione ai fronti di scavo (par. 6.8 delle [10] e [11]); le verifiche in campo sismico sono omesse in quanto trattasi di scavi provvisori.

Nelle analisi si è verificato che il rapporto $(R_d/E_d) > 1.1$ sia sempre verificato

Trattandosi di scavi e piste provvisorie le analisi in campo sismico sono state omesse.

Le verifiche di stabilità del fronte di scavo sono state condotte secondo la combinazione 2 (A2+R2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II della normativa vigente (doc. [10]).

Per i terreni interessati dagli scavi, i parametri utilizzati sono:

	parametri di progetto	parametri caratteristici (vedi cap.)
terreno naturale		
peso specifico	19kN/mc	19kN/mc
angolo di attrito	21°	26°
coesione drenata	4kPa	5kPa
geoblocchi		
peso specifico	22kN/mc	22kN/mc
angolo di attrito	45°	51°
coesione drenata	0kPa	0kPa

Nelle analisi si è verificato che il rapporto $(R_d/E_d) > g$ sia sempre verificato, ove per la combinazione 2 (A2+R2+R2) risulta essere $g=1.1$

11.3 VERIFICHE SCAVI ALTEZZA <3M

Nella Figura 11.1 è mostrato il modello di calcolo utilizzato e il risultato ottenuto.

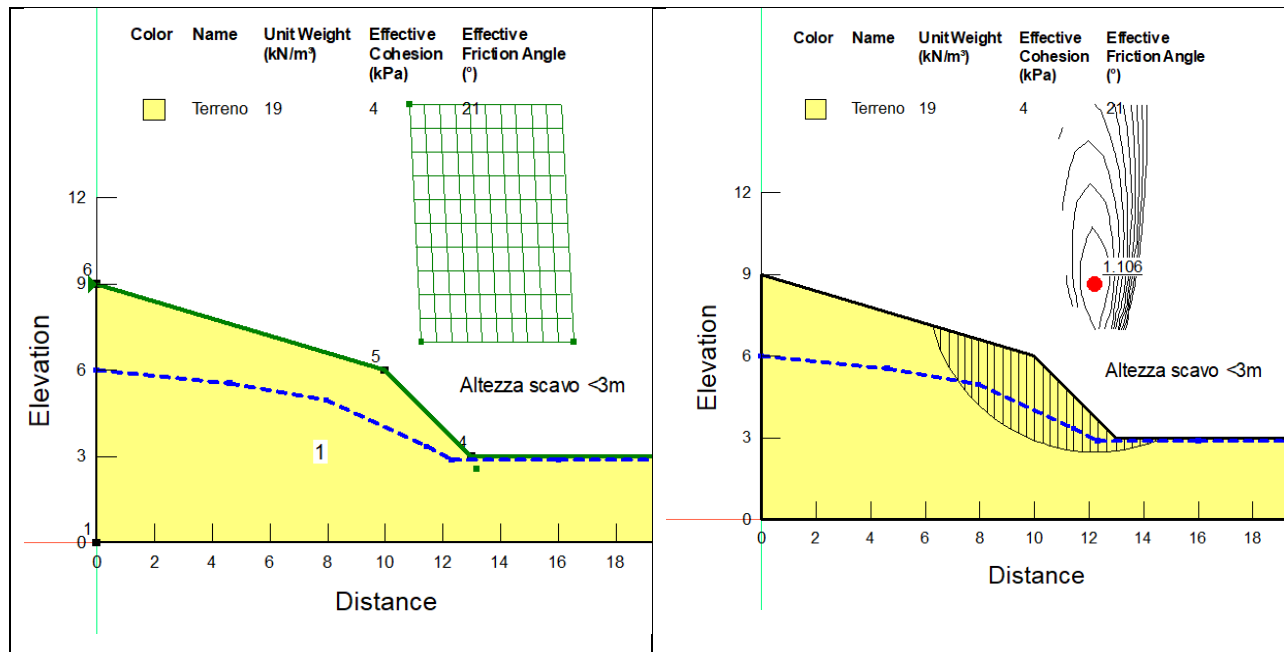


Figura 11.1: Analisi di Stabilità scavo $h < 3m$

Le verifiche risultano soddisfatte.

11.4 VERIFICA PISTA DI CANTIERE

Si sono considerate le seguenti caratteristiche delle seguenti macchine operatrici:

macchina per esecuzione pali D=2000mm:

larghezza cingolo $b=0.9m$
lunghezza cingolo $B=5.80m$
carico operativo medio sul singolo cingolo $Q=688kN$
la pressione al di sotto di 1 cingolo:

$$q_k = \frac{(Q)}{b \cdot B} \quad \text{---} \quad kPa$$

Il sovraccarico utilizzato nelle analisi risulta essere quindi:

$$q_d = (1.3) \times (q_k) = (1.3) \times (132) = 172kPa$$

macchina per esecuzione pali D=1000mm (pozzo) e D=1500mm (schermo drenante):

larghezza cingolo $b=0.7m$
lunghezza cingolo $B=5.20m$

carico operativo medio sul singolo cingolo $Q=383\text{kN}$

la pressione al di sotto di 1 cingolo:

$$q_k = \frac{(Q)}{b} \frac{1}{B} \text{ kPa}$$

Il sovraccarico utilizzato nelle analisi risulta essere quindi:

$$q_d=(1.3) \times (q_k)=(1.3) \times (106)=138\text{kPa}$$

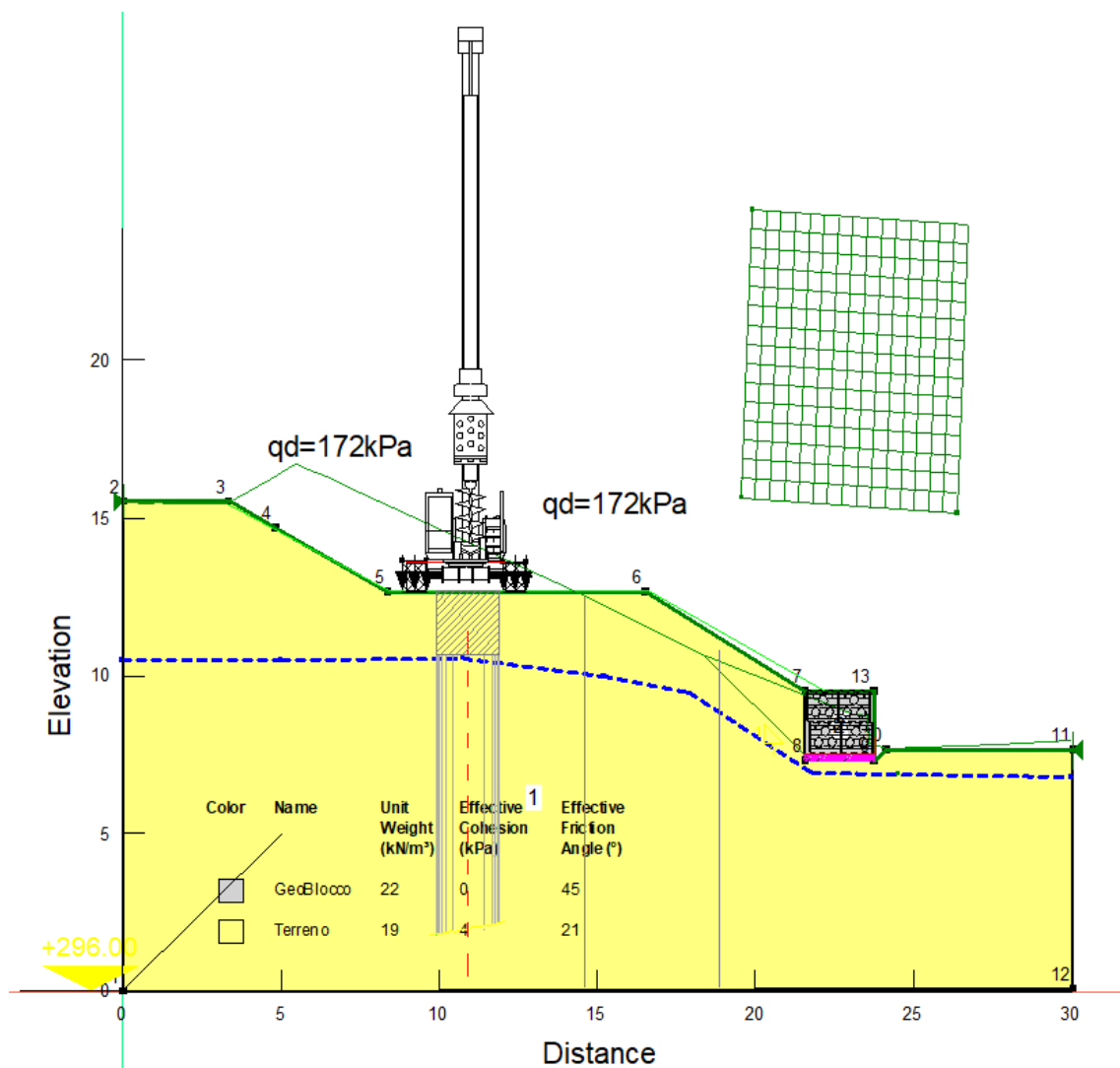
Sono state analizzate le seguenti situazioni:

1. pista per l'esecuzione dei pali di diametro $D=2000\text{mm}$ che costituiscono il piedritto di valle della futura galleria artificiale, nella Figura 11.2 è mostrato il modello di calcolo;
2. pista per l'esecuzione dei pali $D=1000\text{mm}$ per lo scavo dei pozzi di raccolta delle acque, nella Figura 11.3 è riportato il modello di calcolo
3. pista per l'esecuzione dei pali $D=1500\text{mm}$ che costituiscono lo schermo drenante, nella Figura 11.4 è riportato il modello di calcolo

Di seguito i risultati ottenuti:

Analisi	(R_d/E_d)	
Analisi 1 pista esecuzione pali $D=2000\text{mm}$	1.108	Figura 11.5
Analisi 3 pista esecuzione pali $D=1000\text{mm}$	1.224	Figura 11.6
Analisi 3 pista esecuzione pali $D=1500\text{mm}$	1.104	Figura 11.7

Le verifiche risultano soddisfatte.



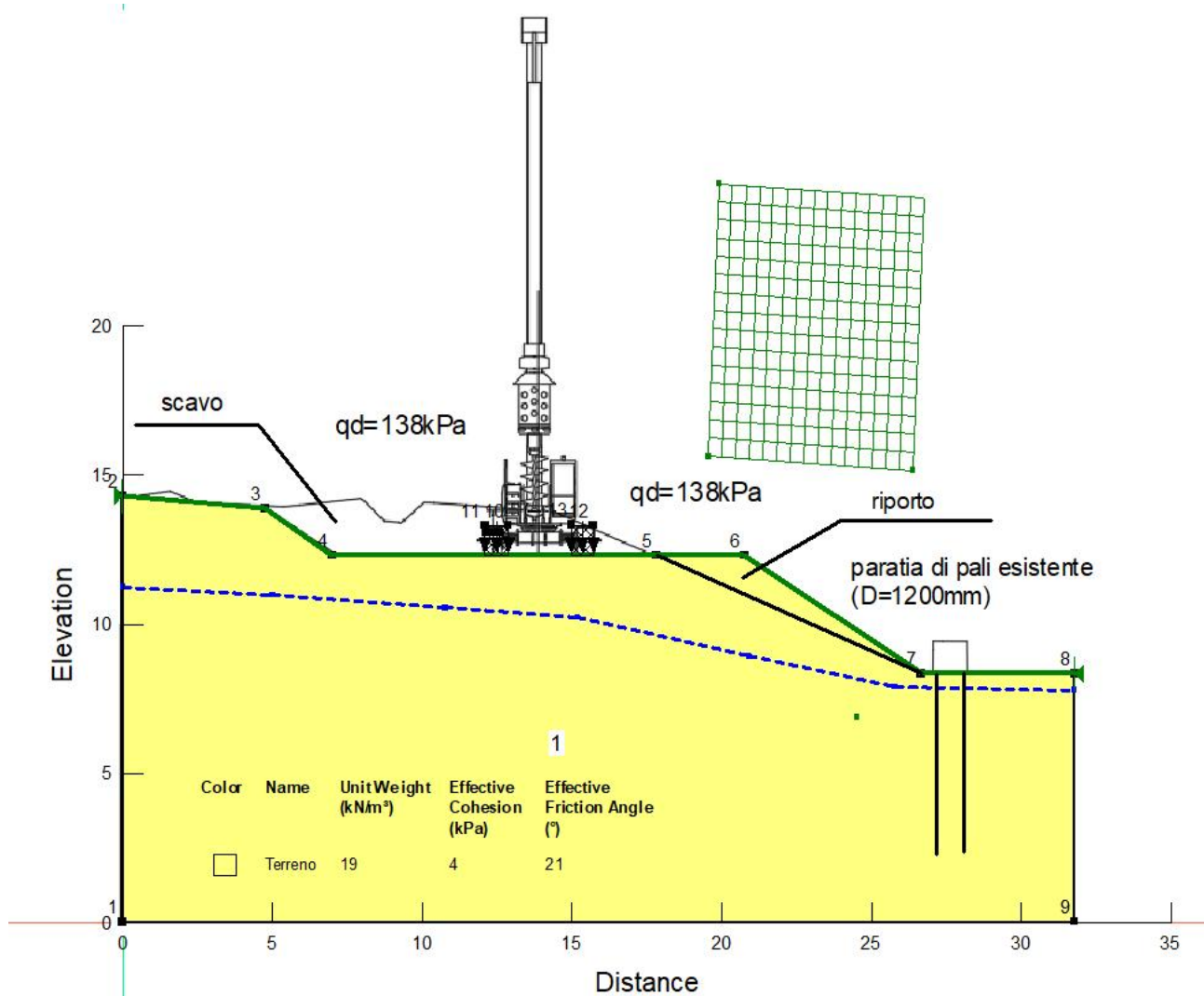


Figura 11.3: Analisi di Stabilità pista di lavoro esecuzione pali D=1000mm: modello di calcolo

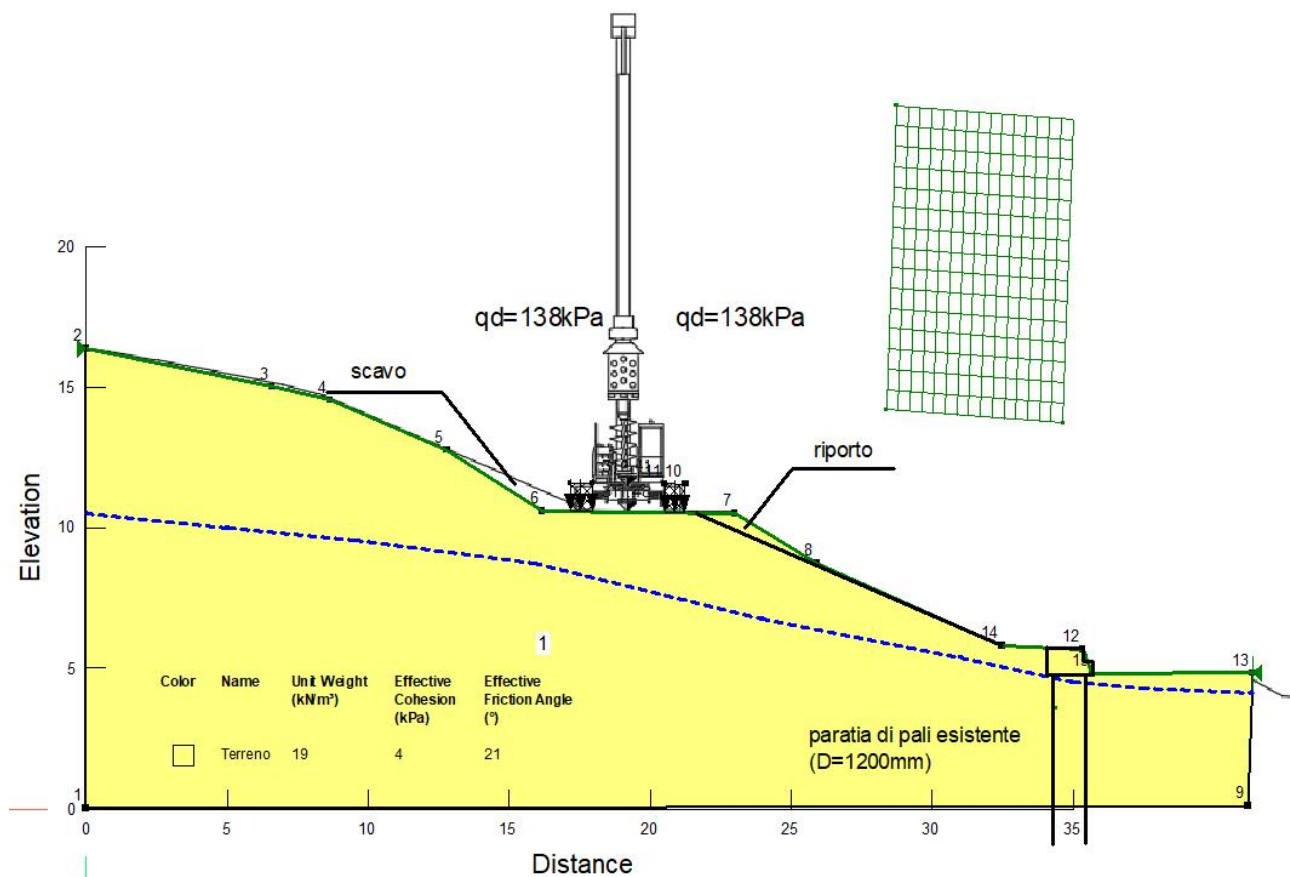


Figura 11.4: Analisi di Stabilità pista di lavoro esecuzione pali D=1500mm: modello di calcolo

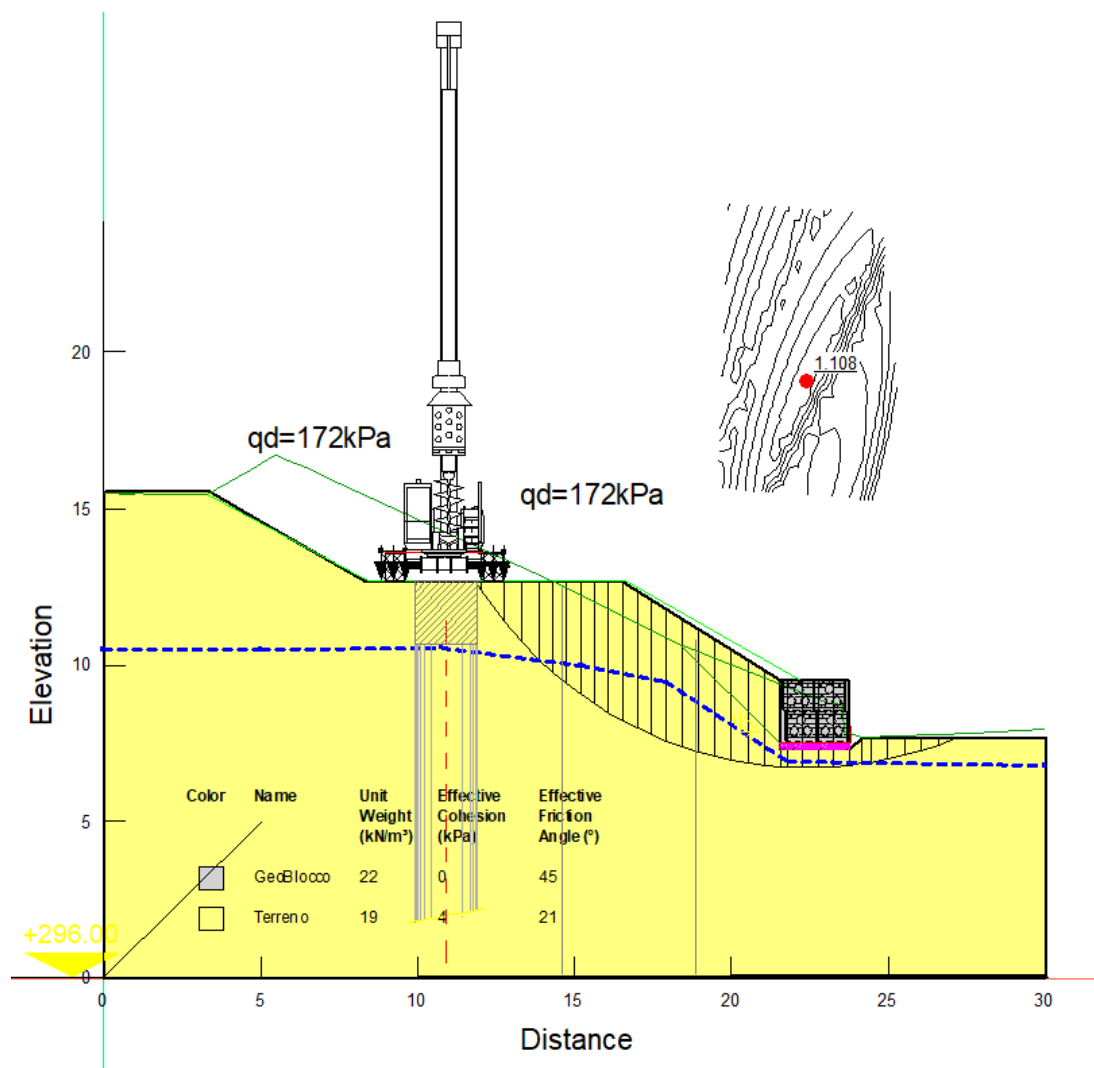


Figura 11.5: Risultati Analisi di Stabilità pista di lavoro: esecuzione pali D=2000mm

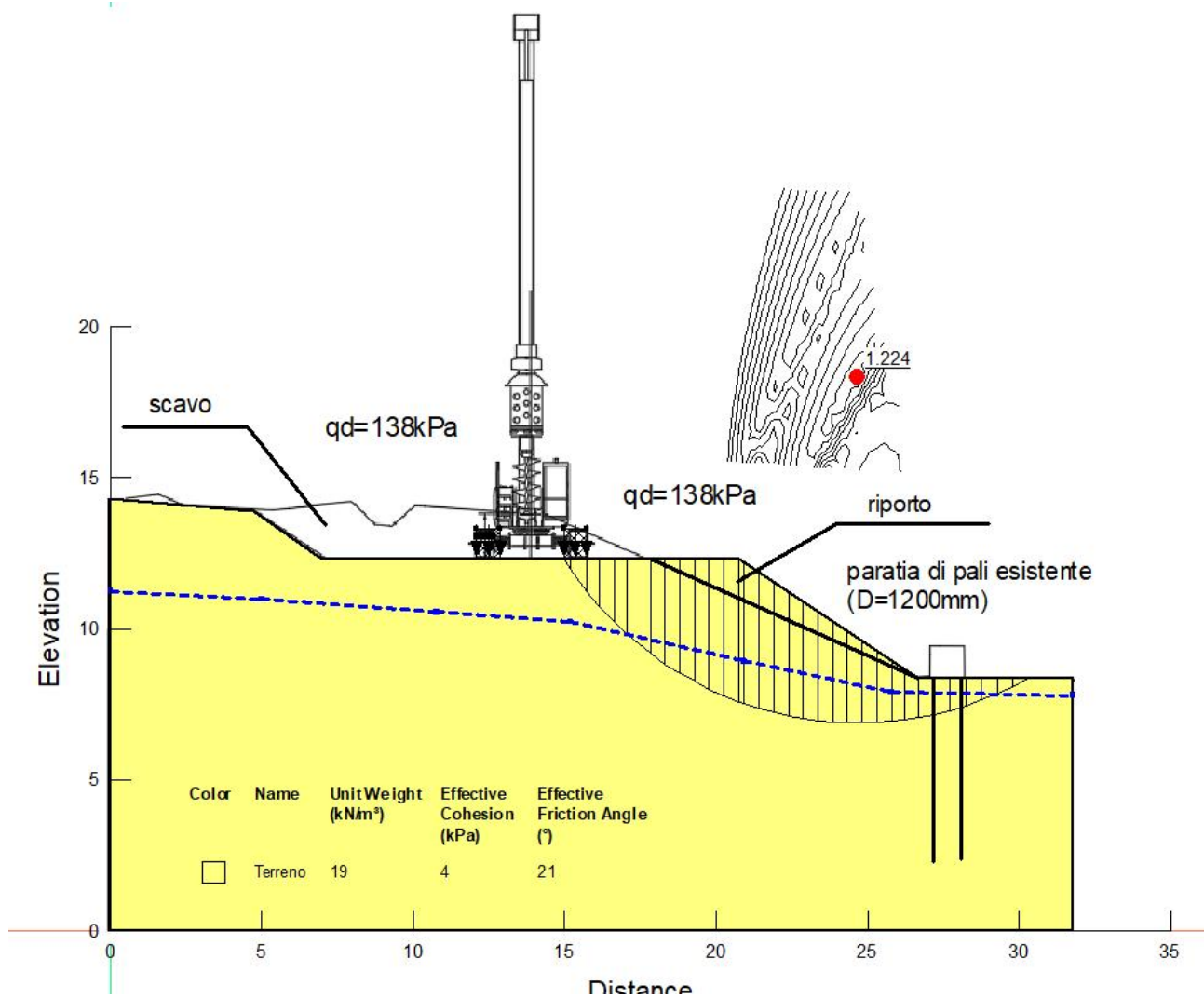


Figura 11.6: Risultati Analisi di Stabilità pista di lavoro: esecuzione pali D=1000mm

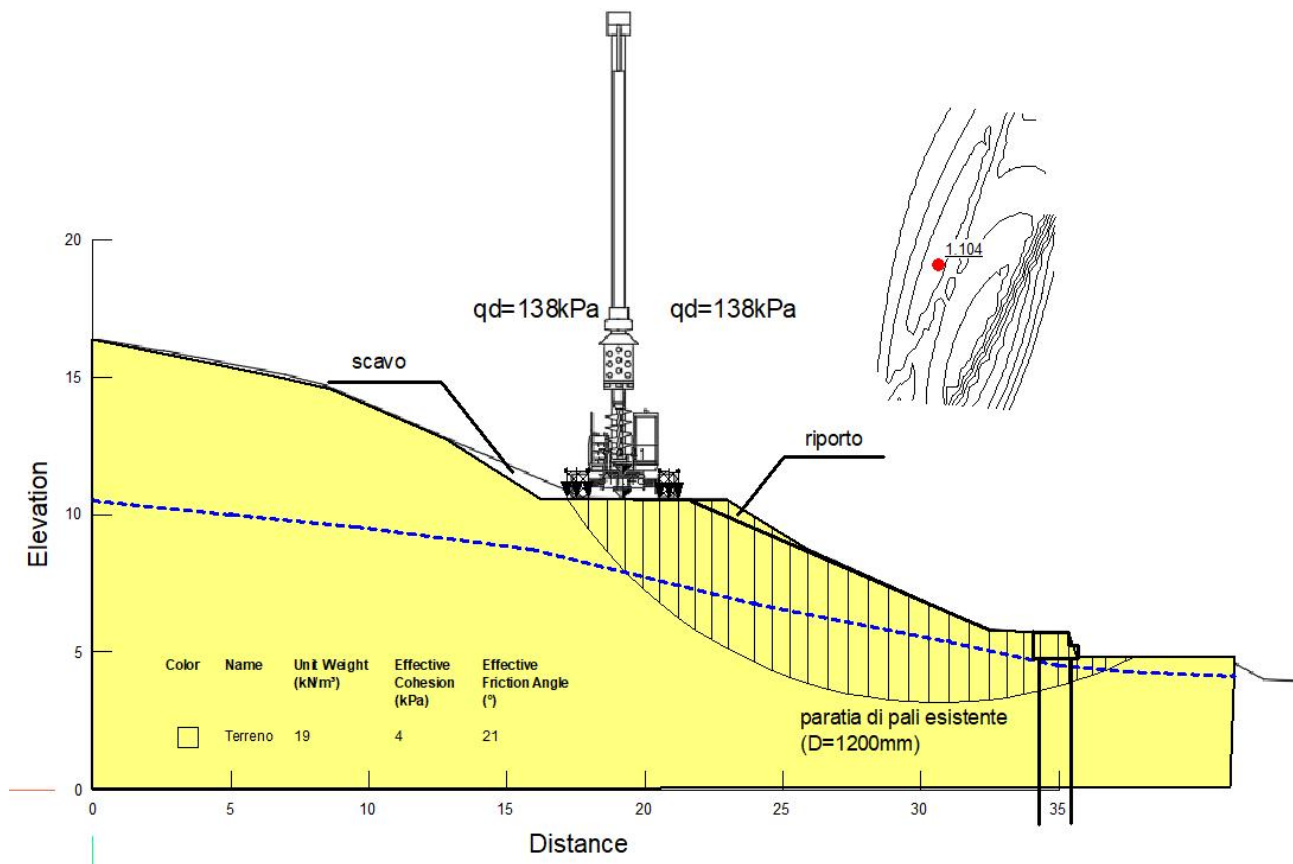


Figura 11.7: Risultati Analisi di Stabilità pista di lavoro: esecuzione pali D=1500mm

12 CONCLUSIONI

Il presente documento descrive lo studio geotecnico redatto a seguito degli spostamenti rilevati dal monitoraggio inclinometrico sul versante posto a monte di un'opera di controripa in corso di realizzazione nell'ambito dei lavori di ampliamento a terza corsia dell'autostrada A1 Firenze Sud - incisa, lotto 2S, al km 311 circa, nel tratto collinare posto più Sud della nuova galleria San Donato, in località *Piscinale* (comune di Rignano sull'Arno (FI)). A seguito degli spostamenti osservati si è resa necessaria una soluzione di variante che porterà ad una revisione della soluzione progettuale prevista che comporta la sostituzione di una parte della paratia multi-tirantata con un tratto di galleria artificiale.

L'opera finale in progetto prevede la realizzazione di una galleria artificiale e un rimodellamento dell'area in modo da garantire le adeguate marginalità di sicurezza sul versante oggetto degli attuali movimenti. La galleria artificiale sarà realizzata con il metodo 'Milano' sfruttando per il piedritto di monte i pali già realizzati e, per quello di valle, si prevede di realizzare una doppia paratia di pali con diametro 2000mm interasse 240/480cm di lunghezza 35m. L'intervento è integrato prevedendo un adeguato rimodellamento morfologico e un sistema di drenaggio profondo costituito da pali drenanti in sabbia/ghiaia e pozzi di raccolta delle acque.

Le ultime letture del monitoraggio (marzo/aprile 2024) hanno evidenziato un aumento di velocità di deformazione in corrispondenza delle verticali già soggette a spostamenti e l'interessamento di nuove verticali precedentemente non coinvolte dai cinematismi in atto. Appare opportuno evidenziare come il peggioramento del quadro deformativo del versante sia associato ad un innalzamento della piezometrica registrato nelle verticali piezometriche installate nell'area. (vedi par. 4.2.2). Alla luce di ciò, nell'immediato e nelle more del completamento degli interventi previsti è opportuno anticipare la realizzazione della fila di pali di valle di diametro 2000mm ed interasse 240cm con la finalità di mitigare e contenere il fenomeno in atto.

L'intervento di prima fase ha la finalità di ridurre la velocità di deformazione (mm/mese) del fenomeno in atto mentre il completamento dei lavori previsti permetterà di raggiungere marginalità di sicurezza ritenute adeguate. Gli interventi di prima fase risultano, inoltre, necessari anche alla luce della presenza di una civile abitazione dietro alla struttura di controripa e per mitigare gli effetti indotti da una potenziale accelerazione dei fenomeni deformativi in atto.

In prima fase sono previste le seguenti attività:

- realizzazione viabilità di cantiere;
- scavo realizzazione piano di lavoro per esecuzioni pali di valle (D=2000mm), saranno anche realizzati nuovi pali a monte (D=1200mm) per dare continuità alla palificata già eseguita ed a valle per consentire il contenimento del terreno necessario per gli scavi previsti nelle successive fasi esecutive dell'intervento completo;
- esecuzione dei pali D=2000mm e D=1200mm

gli interventi successivi prevedono:

- **sistema di drenaggio profondo** - la realizzazione del sistema di drenaggio profondo costituito da pali in ghiaia secanti tra loro di diametro D=1500mm ed interasse 130cm e lunghezza variabile tra 18÷22m; sono previsti due pozzi di raccolta delle acque captate dallo schermo drenante le quali vengono recapitate nei fossi previsti a sud della galleria; i pali e i pozzi sono collegati idraulicamente tramite perforazioni guidate di precisione di diametro nominale D=160mm e D=90mm (micro-fessurati) eseguite tramite perforazioni di diametro rispettivamente D=240mm e 160mm; il sistema di drenaggio profondo dovrà essere completato prima dell'inizio delle lavorazioni di scavo della galleria artificiale; i pozzi sono realizzati mediante pali secanti diametro D=1000mm interasse 80cm lunghezza 24m da essi partono due batterie (5+5) di dreni sub-orizzontali di lunghezza pari a 20m; il sistema di drenaggio è integrato con un sistema di trincee drenanti superficiali: un canale drenante passante a tergo del solettone di copertura e di trincee drenanti trasversali;
- **galleria artificiale e rimodellamento morfologico finale** – la struttura della galleria prevede, per il piedritto di valle, l'esecuzione di una seconda fila di pali di diametro D=2000mm eseguiti ad interasse 480cm e lunghezza 35m, il piedritto di monte è costituito dai pali, già eseguiti, di diametro D=1200mm ed interasse 140cm; i piedritti sono collegati in testa da un solettone di spessore variabile 200÷400cm; lo scavo della galleria sarà eseguito per campi; gli interventi sono completati con un rimodellamento morfologico che prevede il reinterro dell'area al piede del versante, in corrispondenza della galleria artificiale con uno spessore massimo di 6m; il rimodellamento prevede la realizzazione di muri in terre rinforzate al fine di contenere il rimodellamento stesso in corrispondenza con il tracciato esistente dell'autostrada; la galleria artificiale avrà una lunghezza, indicativamente di circa 210m.

Sulla base della ricostruzione geologico-geomorfologica dell'area sono state eseguite analisi (LEM) su una sezione rappresentativa del modello geologico dell'area. Le analisi di stabilità a scala di versante sono state condotte con la finalità di studiare i fenomeni osservati (back-analyses) e permesso di valutare l'incremento di marginalità a seguito della soluzione prevista di prima fase.

La sezione analizzata è quella riportata nel cap. 4 e riportata nella Figura 4-10.

Sono state condotte le seguenti analisi (LEM):

back analysis – nella configurazione dell'attuale di stato di fatto (SdF), ovvero dell'attuale configurazione del versante a seguito delle lavorazioni fin qui eseguite (dicembre 2023), adottando valori di resistenza prossimi ai valori residui, ottenuti dalle prove di laboratorio si è verificato che le marginalità di sicurezza fossero prossime a valori unitari, ovvero prossimi a condizioni di equilibrio limite;

analisi in campo statico nella condizione di prima fase (PF) – la configurazione di prima fase prevede la realizzazione dei pali di valle (D=2000mm) disposti, per ora, su una singola fila, che sarà parte, negli interventi successivi alla parete di valle della futura galleria artificiale (che prevede la realizzazione di ulteriori pali di integrazione e un solettone di copertura); la loro esecuzione, prevista nell'immediato ha la finalità di scongiurare/mitigare un'eventuale evoluzione del fenomeno in atto nell'ottica di incrementare le marginalità di sicurezza rispetto alle condizioni emerse dalle analisi retrospettive.

analisi in campo statico nella condizione di progetto (SdP) – adottando i parametri di resistenza ottenuti dalle back-analyses, si sono valutati gli incrementi delle marginalità di sicurezza ad interventi completati, ovvero realizzazione della seconda fila di pali (D=2000mm), esecuzione dello schermo drenante, costituito da pali D=1500mm in ghiaia e rimodellamento morfologico dell'area;

analisi in campo sismico – nella condizione di progetto (SdP) - le analisi sono state condotte in accordo ad un approccio prestazionale, ovvero è stato adottato un'analisi di tipo dinamico semplificato al fine di determinare le deformazioni permanenti attese a seguito di un evento sismico.

In accordo a quanto suggerito dalla normativa vigente (doc. rif. [10] par. 6.4.3), la valutazione della marginalità di sicurezza (FS) dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (R_d) e la tensione di taglio agente (E_d) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici sia le azioni presi con il loro valore caratteristico. I parametri di resistenza dei terreni più superficiali interessati dai movimenti in atto sono stati dedotti mediante back-analyses dei fenomeni andando a ricercare i valori che meglio si approssimano alle condizioni di equilibrio limite (moto incipiente).

Le analisi svolte hanno evidenziato come l'intervento in prima fase (PF) garantisce, nell'immediato un aumento della marginalità di sicurezza per le superficie individuate in back-analyses al fine di ridurre la velocità di deformazione (mm/mese) del versante, ma non sufficientemente adeguato nel lungo termine. La marginalità di sicurezza adeguata è raggiunta con la configurazione finale (SdP).

In campo sismico gli spostamenti a scala di versante sono compresi tra un minimo di 1÷3cm a un massimo di 3÷7cm.