



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



REGIONE DEL VENETO



PROTEZIONE CIVILE
Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della Protezione Civile

Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza

Missione 2 - Componente 4 - Sub-investimento 2.1b



Agenzia Interregionale per il fiume Po

Agenzia Interregionale per il Fiume Po



ARGINE SINISTRO FIUME PO DI VENEZIA ABITATO DI MAZZORNO SINISTRO

LAVORI DI SISTEMAZIONE ARGINALE - 1° STRALCIO

CUP B68H22000340006

PROGETTO DEFINITIVO

ELABORATO:

03

RELAZIONE GEOTECNICA (RO-E-1439)

Perizia n° 1602

In data 18/04/2023

Coordinatore Progettisti

Dott. Geol. Pierpaolo Erbacci

Collaboratore progettista

Geom. Samuele Bergamaschi

Collaboratore progettista

Geom. Riccardo Bauce

Collaboratore progettista

Dott. Alberto Gobbi

Collaboratore progettista

Geom. Paolo Pellegrino

Collaboratore progettista

Dott. Ing. Antonio Picardi

Collaboratore progettista

Geom. Paolo Ronconi

Collaboratore progettista

Dott. Arch. Andrea Spinardi

Responsabile Unico del Procedimento

Dott. Ing. Ettore Alberani

REV.

DESCRIZIONE

DATA

Arginatura del Fiume Po in
sx idraulica in comune di
Adria in Provincia di Rovigo

Progetto Definitivo

RELAZIONE
GEOTECNICA

Data	18/04/2023	
Commessa	23-S014	
Codice	R1-1	
Rev.	Redatto	Approvato
1	MM	GC

Sistema
di gestione
della qualità
certificato



Sommario

1	PREMESSE	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
2.2	ELABORATI DI PROGETTO.....	7
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	8
3	INQUADRAMENTO GENERALE	9
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	12
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	13
5.1	INDAGINI A DISPOSIZIONE	13
5.1.1	Campagna di indagini AIPo Parma maggio 2018 dell'Università di Parma	15
5.1.2	Campagna di indagini AIPo Parma settembre 2018 di IND.A.G.O s.n.c Indagini e Opere Ambientali e Geologiche	17
5.1.3	Campagna di indagini AIPo Parma novembre 2018 di GeoExploration s.r.l.	18
5.1.4	Campagna di indagini AIPo Parma 2020 di Geolavori s.r.l.....	19
5.1.5	Campagna di indagini AIPo Parma 2021 di Socotec Italia s.r.l.	23
5.1.6	Campagna di indagini AIPo marzo 2023	25
5.2	IDENTIFICAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	26
5.3	CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI	30
5.3.1	Identificazione dei terreni	30
5.3.2	Terreni coesivi – parametri di resistenza al taglio.....	34
5.3.3	Terreni coesivi – conducibilità idraulica	37
5.3.4	Terreni incoerenti – densità relativa.....	37
5.3.5	Terreni incoerenti – Angolo di resistenza al taglio	40
5.3.6	Terreni incoerenti – conducibilità idraulica.....	42
5.4	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	43

6	RISPOSTA SISMICA LOCALE	44
7	VERIFICA NEI CONFRONTI DEL PERICOLO DI LIQUEFAZIONE	46
7.1	METODO DI ANALISI.....	47
7.2	RISULTATI.....	49
7.3	INDICE DI LIQUEFAZIONE.....	59
8	INTERVENTI DI PROGETTO	61
9	VERIFICHE DI SICUREZZA DEL RILEVATO ARGINALE.....	64
9.1	SEZIONI DI ANALISI	64
9.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE IDRAULICI	66
9.2.1	Gradiente idraulico e filtrazione	67
9.2.2	Verifica al sollevamento	71
9.3	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	73
9.3.1	Metodo di calcolo e coefficienti di sicurezza	73
9.3.2	Risultati.....	77
10	CONCLUSIONI.....	86
	ALLEGATI.....	87

1 PREMESSE

La presente relazione geotecnica riguarda il progetto per il miglioramento della tenuta idraulica di un tratto dell'argine in sponda sinistra del Fiume Po nel comune di Adria, più precisamente in località Mazzorno Sinistro, per l'Agenzia Interregionale per il fiume Po di Rovigo (AIPo).

AIPo è subentrata al Magistrato per il Po, già organo decentrato del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, in attuazione della Legge 59/97 e del successivo D.Lgs. 112/98. AIPo è organo strumentale per la gestione interregionale della difesa del territorio dalle alluvioni dal 01/01/2003 per le regioni del: Piemonte, Lombardia, Emilia-Romagna e Veneto.

La Regione del Veneto ha stabilito la sua partecipazione all'istituzione di AIPo con la L.R. n. 4 del 1° marzo 2002, la quale esercita le proprie funzioni nell'ambito della Direzione Territoriale Idrografica Veneto con sede di riferimento regionale presso l'Ufficio Operativo di Rovigo.

L'AIPo svolge le funzioni di programmazione operativa, progettazione ed attuazione degli interventi finalizzati alla sicurezza idraulica del territorio sulle arginature (Testo Unico n. 523/1904) tra i quali anche gli Argini del fiume Po e dei Rami Deltizi ricadenti nel territorio della Provincia di Rovigo.



Figura 1.1: Inquadramento dell'area oggetto dell'intervento (Google Earth, 2023)

La necessità di intervenire per il miglioramento della sicurezza idraulica in tale area è motivata dalla formazione di alcuni fontanazzi a lato campagna, che avvengono in occasione delle piene del fiume Po e hanno provocato disagi alla popolazione locale e danni anche ad alcuni edifici e infrastrutture.

Il progetto prevede la realizzazione di un diaframma in conglomerato cementizio plastico di tenuta idraulica per un tratto di circa 1200 m e una sistemazione della scarpata dell'argine lato fiume. Tale intervento è già stato valutato preliminarmente tramite un progetto generale di fattibilità tecnica ed economica redatto da Erbacci P., Spinardi A., Ronconi P., Bauce R., Pellegrino P., Gobbi A., Bergamaschi S. nel 2022. Si riporta di seguito la planimetria dell'area di intervento.

RELAZIONE GEOTECNICA

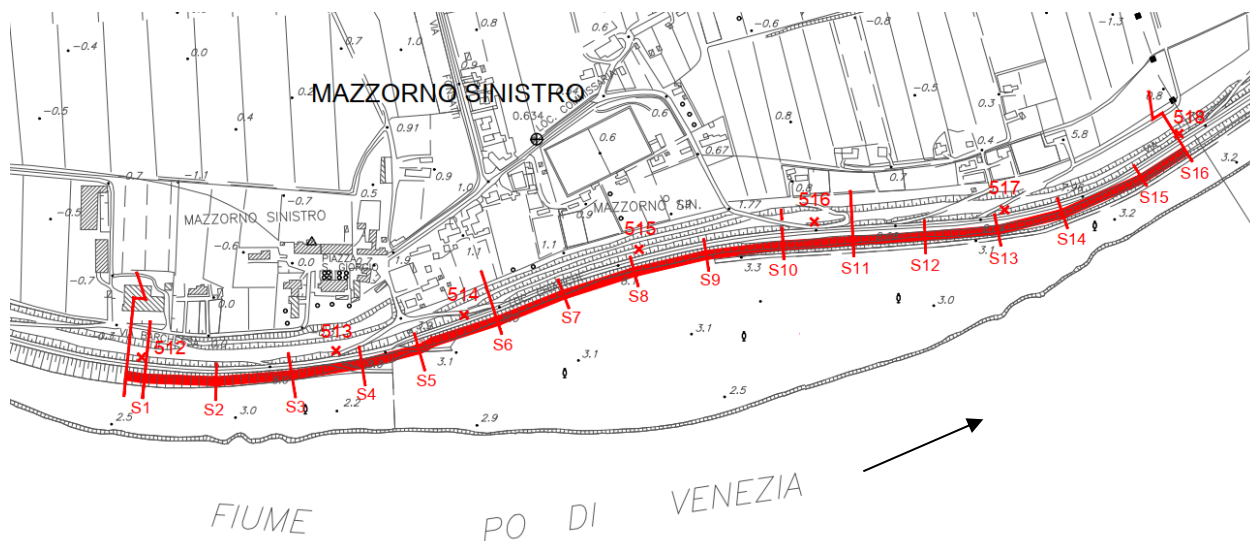


Figura 1.2: Intervento di progetto ed ubicazione sezioni trasversali disponibili (nomenclatura secondo il progetto di fattibilità tecnico economica); lunghezza complessiva di intervento pari a circa 1200 m

La presente relazione ha lo scopo di effettuare la caratterizzazione geotecnica del sito e successivamente di svolgere le verifiche di stabilità e di filtrazione richieste dalle NTC18.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica - Linee guida 2005 AGI - Associazione Geotecnica Italiana
- Circolare del 2 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. recante le Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»
- Linee guida per l'esecuzione degli interventi di adeguamento delle arginature di Po sia in corso di esecuzione che di progettazione. – Direttiva del Magistrato per il Po (Parma, 22 luglio 1998)
- Nuove "Norme tecniche per le costruzioni" Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.
- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. 1977 AGI – Associazione Geotecnica Italiana
- Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio. Associazione Geotecnica Italiana AGI (1994)
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- UNI 11531-1:2014 Costruzione e manutenzione delle opere civili delle infrastrutture - Criteri per l'impiego dei materiali - Parte 1: Terre e miscele di aggregati non legati

2.2 ELABORATI DI PROGETTO

- AIPO (2023). Risultati di laboratorio e stratigrafie relativi a n.3 pozzetti esplorativi eseguiti in area golenale.
- Caporicci M.P., Francese R., dell'Università di Parma (maggio 2018). Rilievo geofisico dello stato di consistenza di rilevati arginali in località Mazzorno Sinistro (RO).
- Erbacci P., Spinardi A., Ronconi P., Bauce R., Pellegrino P., Gobbi A., Bergamasci S. (2022). Progetto generale di fattibilità tecnica ed economica, I stralcio. Lavori di sistemazione arginale: costruzione di un diaframma plastico in sinistra del Po di Venezia a protezione dell'abitato di Mazzorno sinistro in Comune di Adria (RO) per Agenzia Interregionale per il fiume Po (AIPo).
- Geoexploration s.r.l. (2018). Ubicazione tomografie geoelettrica- Appendice 1b e Tomografie geoelettriche LE3-LE4 - Appendice 3;

- Geolavori s.r.l. Indagini Geognostiche prove geotecniche in sito (aprile 2020). Indagini geologiche e geotecniche finalizzate alle verifiche di filtrazione in località Mazzorno Sinistro nel comune di Adria (RO). CIG: 8183027F7D.
- IND.A.G.O s.n.c. Indagini e Opere Ambientali e Geologiche (settembre 2018). Rapporto tecnico, Misure tomografiche elettriche in località Mazzorno Sinistro.
- Socotec Italia S.r.l. (2021). Campagna di indagini geognostiche: penetrometrie, rilievo, stratigrafie.

2.3 BIBLIOGRAFIA

- Colleselli et al (1994) "Problemi Geotecnica relativi alle arginature ed alle sponde di fiumi e canali" CISM International Centre for Mechanical Sciences
- Jamiolkowski M, Lo Presti D.C.F., Garizio G.M. (2001) "Correlation between relative density and cone resistance for silica sands" Jubilee Volume
- Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of 1st International Symposium on Penetration Testing ISOPT I, Orlando FLA
- Mayne P.W., Peuchen.J (2018) "Evaluation of CPTU Nkt cone factor for undrained strength of clays" Delft University of Technology, Netherlands
- Schmertmann J.H. (1977) "Interpreting the dynamics of the Standard Penetration Test" University of Florida, Gainesville, FLA.

3 INQUADRAMENTO GENERALE

Il fiume Po per di più della metà del suo percorso si sviluppa entro un imponente complesso arginale la cui gestione ed il corretto mantenimento costituiscono un elemento di elevata complessità. Ad oggi, non sono ancora stati risolti tutti i problemi di messa in sicurezza di tale territorio nei confronti degli eventi di piena del Po.

Uno degli aspetti più critici nell'area veneta del Po è la presenza di fenomeni di filtrazione, in particolare durante gli eventi di piena, quando il fiume raggiunge un battente idraulico pari a 6-7 m circa al di sopra del piano campagna. Le variabili condizioni del livello del mare possono impedire o rallentare il recapito finale del Po che può permanere a lungo con livelli idrometrici elevati.

Al di sotto delle arginature del fiume Po i terreni di fondazione spesso sono permeabili di natura sabbiosa tali da consentire l'insorgere di fenomeni di filtrazione con il manifestarsi di "fontanazzi" sulle aree a lato campagna.

Il problema dei fontanazzi, che si sono attivati ad esempio in loc. Mazzorno Sinistro durante l'ultima piena dell'inverno del 2019, fino ad oggi è stato affrontato in emergenza solo con le tradizionali coronelle di sacchi di sabbia ma, il perdurare di queste condizioni, espone il territorio nel futuro ad un rischio elevato.

Il miglioramento della sicurezza idraulica avverrà tramite la realizzazione del diaframma di impermeabilizzazione dei terreni di fondazione si pone l'obiettivo di ridurre in maniera significativa i moti di filtrazioni al di sotto delle arginature e garantire l'integrità arginale.

Nei pressi dell'abitato di Mazzorno Sinistro, come è stato analizzato da Erbacci et al. (2022), si sono manifestati moti di filtrazioni e fontanazzi per una fascia di 100 m di larghezza che provocano problematiche alle abitazioni, alla viabilità locale, alla rete fognaria e anche alle reti di distribuzione dell'acqua potabile e metano che, per l'elevata quota della falda freatica, necessitano di ripetuti interventi di manutenzione e ripristino (Figura 3.1).



Figura 3.1 Ubicazione delle principali criticità in loc. Mazzorno Sinistro. Immagine tratta da Erbacci et al. (2022)

La zona più critica, con riferimento alla Figura precedente è quella compresa tra stanti biettometrici 514-516, che è stata già oggetto di alcuni interventi per il contrasto alle filtrazioni già negli anni '80.

Le piene più gravose sono state registrate negli anni 1994, 2000, 2002, 2009, 2014 e l'ultima nel novembre del 2019 quando è stato riattivato un fontanazzo particolarmente critico che ha provocato dei cedimenti che hanno provocato danni ad alcuni edifici (autorimessa Orlandi). I fenomeni di filtrazione e la presenza dei fontanazzi si osservano in corrispondenza del centro abitato di Mazzorno Sinistro come mostrano le seguenti Figure.



Figura 3.2 Evento di piena 2019: fontanazzi e fenomeni filtrazione presso Mazzorno Sin., autorimessa Orlandi (Erbacci et al. 2022)



Figura 3.3 Evento di piena 2019: fenomeni filtrazione e fontanazzi presso il centro di Mazzorno Sin. e loc. Casa Borella (Erbacci et al., 2022)

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per il presente progetto è stata redatta la relazione che descrive le caratteristiche geologiche dell'area di Mazzorno Sinistro; di seguito si riportano gli aspetti principali e per maggiori approfondimenti si rimanda alla suddetta relazione geologica.

La località di Mazzorno Sinistro (comune di Adria) si colloca nella parte settentrionale dell'area di piana costiera in cui affiorano esclusivamente sedimenti terrigeni olocenici accumulati dal Sistema deltizio del Po.

Il sistema deltizio del Po è confinato a Nord da quello dell'Adige, a Sud dai sistemi fluviali appenninici e a Est si incontra la fascia costiera caratterizzata dalla presenza di cordoni sabbiosi litoranei. La parte più orientale, ricca di sedimenti costieri fini, è formata dai depositi dell'attuale apparato deltizio del Po, cresciuto durante gli ultimi quattro secoli.

A seguito dell'esecuzione di numerosi sondaggi profondi in occasione di studi eseguiti per ISPRA è stato definito che i primi 40 m di sottosuolo della pianura orientale registrano le fluttuazioni eustatiche e climatiche del periodo tardo quaternario.

A partire dal VI-V secolo d.C. il reticolo fluviale del Delta del Po cominciò ad essere governato dai primi interventi antropici, tramite la creazione di canali distributori con modifiche del reticolo idrografico naturale. Tra il 1600 e 1700 gli interventi antropici modificarono in modo ancor più radicale la dinamica sedimentaria inducendo la rapidissima crescita del delta. Successivamente ci fu sempre un maggior impatto sul reticolo idrografico sia con le bonifiche sia anche con la costruzione di alte arginature costantemente innalzate. Dal '900 si iniziarono a costruire impianti idrovori lungo tutto il litorale veneto ed emiliano-romagnolo che ancora oggi mantengono asciutte tutte le aree costiere e impediscono una rapida trasgressione marina. L'attività antropica come le bonifiche, l'emungimento eccessivo dei pozzi idrici e l'attività estrattiva del gas hanno creato un costipamento accelerato e accentuato il problema della subsidenza in questi territori.

La morfologia del territorio di Mazzorno Sinistro, dove sono collocati gli interventi, è caratterizzata dalla presenza degli argini del Po di Venezia, che si elevano significativamente rispetto al piano campagna, con quote alla sommità variabili tra 8 e 10 m s.l.m. In corrispondenza dell'area in studio è possibile trovare depositi di piana deltizia (sabbie di riempimento di canale, sabbie e limi di argine e rotta di canale distributore, argille e limi intercalate a torbe di piana interdistributrice dulcicola) che hanno inciso e si sovrappongono ai depositi di fronte deltizia e piana di sabbia (sabbie di duna eolica, di cordone litorale e spiaggia, argille e limi di palude e laguna, argille e limi di prodelta).

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

5.1 INDAGINI A DISPOSIZIONE

A seguito degli eventi di piena che si sono verificati negli ultimi anni, in particolare quella del 2019, AIPo ha avviato tutta una serie di campagne di indagini geognostiche volte a definire il quadro geologico, idrogeologico e geotecnico dell'area di Mazzorno Sinistro.

Nel seguente paragrafo vengono elencate le indagini eseguite in prossimità dell'argine sul quale verranno eseguiti gli interventi previsti in progetto. Tutte le indagini di seguito elencate e sono state fornite da AIPo così come alcune sezioni trasversali altimetriche, tratte da un rilievo.

Le campagne di indagini, già utilizzate per l'inquadramento geologico, che sono state eseguite sono le seguenti:

- campagna del maggio 2018 dell'Università di Parma;
- campagna di indagini settembre 2018 di *IND.A.GO. s.n.c. Indagini e Opere Ambientali e Geologiche*;
- campagna di indagini novembre 2018 di *Geoexploration s.r.l.*;
- campagna di indagini 2020 di *Geolavori s.r.l. - Indagini Geognostiche prove geotecniche in sito*;
- campagna di indagini 2021 di *Socotec Italia S.r.l.*

Per la planimetria completa delle indagini si rimanda all'Allegato *Planimetria indagini*, di cui di seguito si riporta uno stralcio, e per i risultati, certificati e le stratigrafie complete si rimanda ai relativi Report delle indagini (Caporicci M.P. et al., 2018; IND.A.GO. s.n.c., 2018; Geoexploration s.r.l., 2018; Geolavori s.r.l., 2020; Socotec Italia S.r.l., 2021).

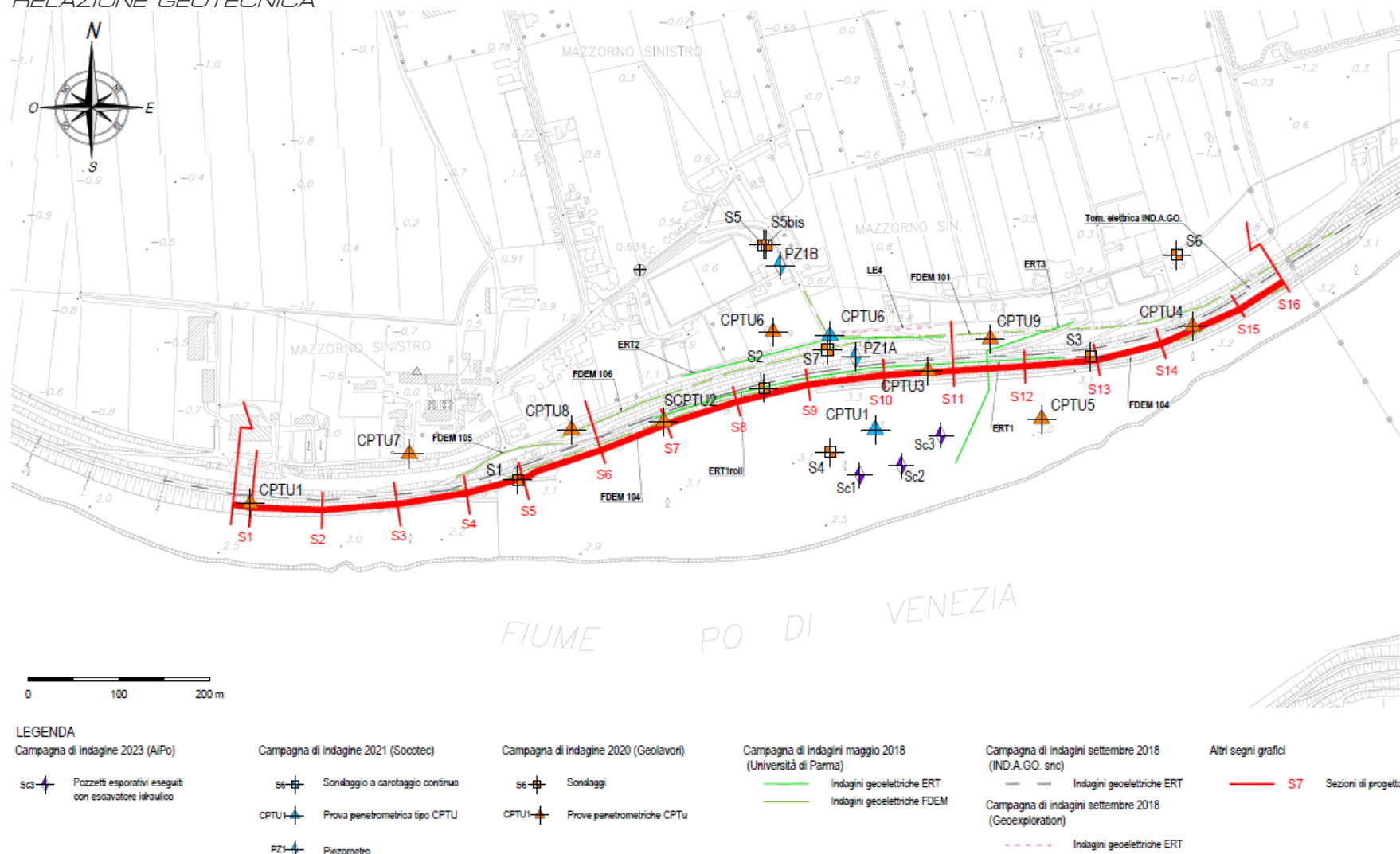
RELAZIONE GEOTECNICA


Figura 5.1: Ubicazione delle indagini presenti nell'area dell'intervento in oggetto; la nomenclatura delle sezioni trasversali rispecchia quella del progetto di fattibilità tecnico economica

5.1.1 Campagna di indagini AIPO Parma maggio 2018 dell'Università di Parma

Nell'ambito del progetto CARIPLO, nel mese di Marzo 2018, sono state eseguite delle indagini geofisiche con tecniche elettriche ed elettromagnetiche nel tratto di argine in oggetto da Caporicci et al. (2018) dell'Università di Parma, in particolare:

- n. 4 stendimenti di tomografia di resistività (ERT) dei quali tre disposti longitudinalmente rispetto all'argine, lungo la base e il coronamento, e uno disposto trasversalmente. L'interdistanza elettrodoica è stata scelta di 5 m tale da raggiungere una profondità di indagine di circa 15-20 m;

ERT1: è stata eseguita lungo la sommità dell'argine. L'indagine mette in luce prevalentemente uno strato con resistività basse tra i 15-20 Ωm che costituisce il corpo dell'argine di materiale fine spinto sino ad una profondità di circa 8 m dalla quota sommitale dell'argine e infine, in profondità valori di 70-80 Ωm , caratteristici di terreni granulari fini (sabbie e sabbie limose).

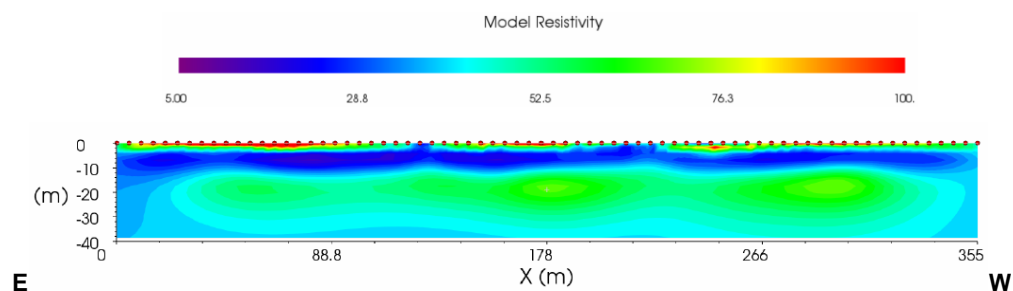


Figura 5.2 ERT 1, campagna di indagini Università di Parma, maggio 2018

ERT2: è stata realizzata longitudinalmente al rilevato arginale in corrispondenza della sua base. L'indagine mette in luce la presenza di valori di resistività prossimi ai 90 Ωm confermando la presenza di terreni granulari e permeabili alla base dell'argine.

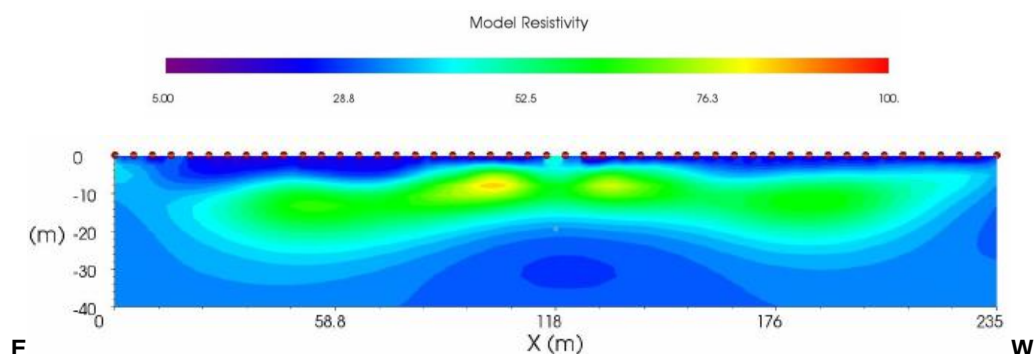


Figura 5.3 ERT 2, campagna di indagini Università di Parma, maggio 2018

ERT3: è stata realizzata trasversalmente all'argine. Si osserva che il corpo arginale ha resistività che variano attorno a 50-60 Ωm (valori prevalentemente tipici dei materiali coesivi), esso sovrasta un livello con resistività molto basse (10-15 Ωm) tipici di terreni argillosi, fino alla profondità di circa 8 m rispetto alla quota del culmine del rilevato. Al di sotto di 9 m di profondità, in corrispondenza dei già citati depositi sabbiosi, le resistività si alzano (70-80 Ωm).

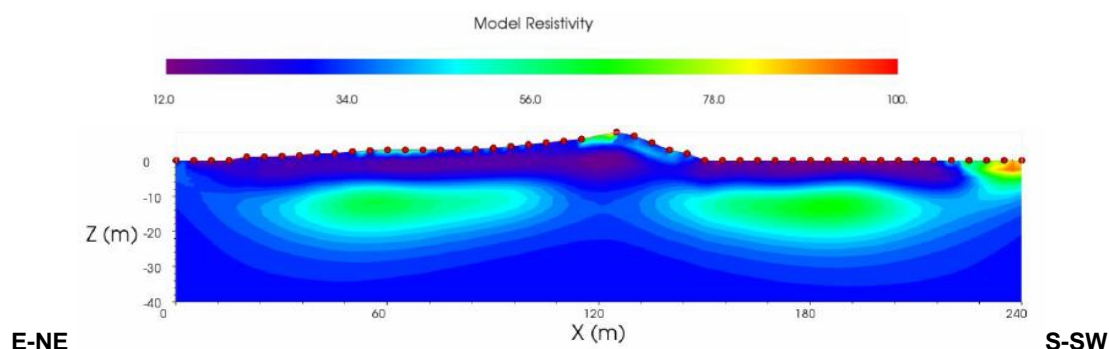


Figura 5.4 ERT 3, campagna di indagini Università di Parma, maggio 2018

- n. 4 linee ad induzione elettromagnetica (FDEM) lungo banche e sommità arginale. In generale si osservano dei valori di resistività bassi in corrispondenza del rilevato arginale costituito prevalentemente da terreni coesivi (10-15 Ωm). Andando in profondità i valori aumentano sino a 70-80 Ωm indicando la presenza di depositi granulari.

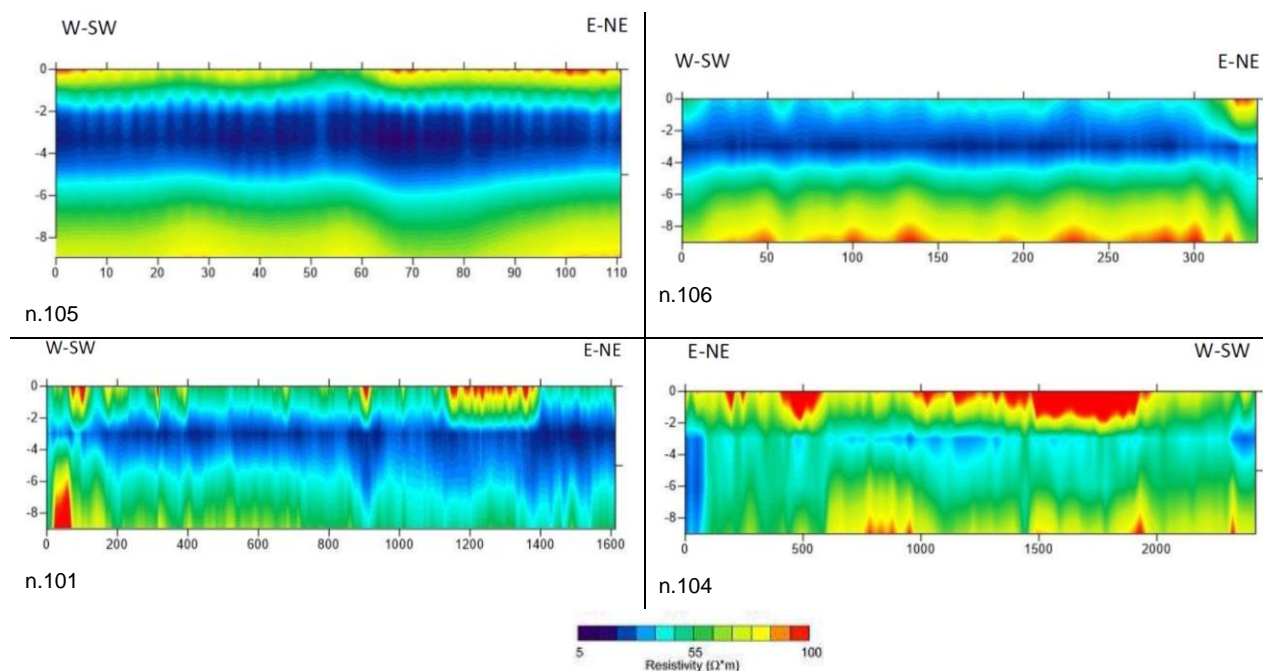


Figura 5.5 Profili FDEM: n. 105 e n. 106 eseguiti lungo la banca più bassa dell'argine (prima banca), n. 101 eseguito lungo la seconda banca dell'argine, n. 104 eseguito lungo la sommità dell'argine

5.1.2 Campagna di indagini AIPo Parma settembre 2018 di IND.A.G.O s.n.c Indagini e Opere Ambientali e Geologiche

Nel settembre 2018 è stata eseguita da IND.A.G.O s.n.c Indagini e Opere Ambientali e Geologiche, su incarico di AIPo, uno stendimento geofisico in corrispondenza della sommità arginale, con una lunghezza totale di 1365 m riuscendo ad indagare una profondità di circa 25 m da p.c. che ha misurato la resistività elettrica del terreno tramite la tecnica della tomografia elettrica.

Nella seguente Figura si riporta la sezione tomografica restituita.

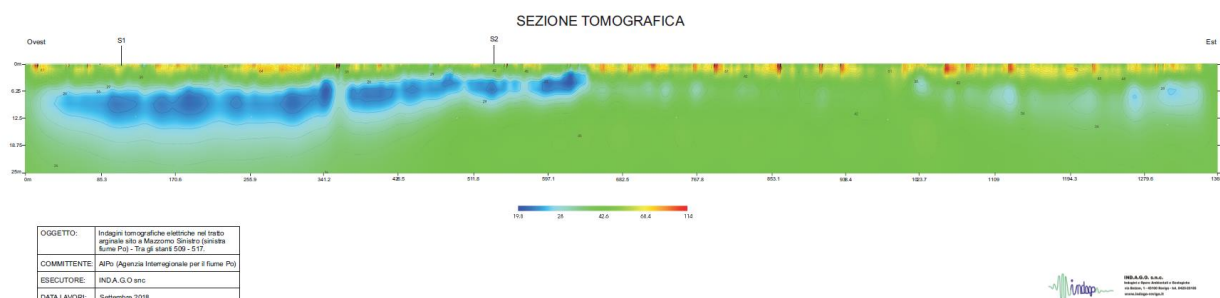


Figura 5.6 Sezione tomografica di lunghezza 1365 m, eseguita da IND.A.G.O s.n.c per AIPo nel settembre 2018

Le resistività che mostra il terreno indagato variano in un range ampio, tra 19 e 115 Ωm . Le resistività più elevate si hanno nei primi m registrando così il corpo arginale. È possibile attribuire a questo corpo resistivo la corrispondenza di litologie di limi sabbioso-argillosi. Risulta ben evidente uno strato a bassa resistività, tra 19 e 25 Ωm , nella prima metà della sezione tomografica che si assottiglia andando da Ovest a Est (da circa la progressiva 30 m alla progressiva 640 m della sezione tomografica). Al di sotto della lente coesiva e del rilevato arginale i depositi sono prevalentemente sabbiosi e, dalla progressiva 1000 m, si osserva la presenza di una lieve diminuzione di resistività che suggerisce uno strato più coesivo.

5.1.3 Campagna di indagini AIPo Parma novembre 2018 di GeoExploration s.r.l.

Nel novembre 2018 è stata eseguita da *GeoExploration srl*, su incarico di AIPo, una tomografia geoelettrica presso loc. delle Chiaviche di lunghezza pari a 120 m che ha indagato fino ad una profondità circa pari a 18 m da p.c..

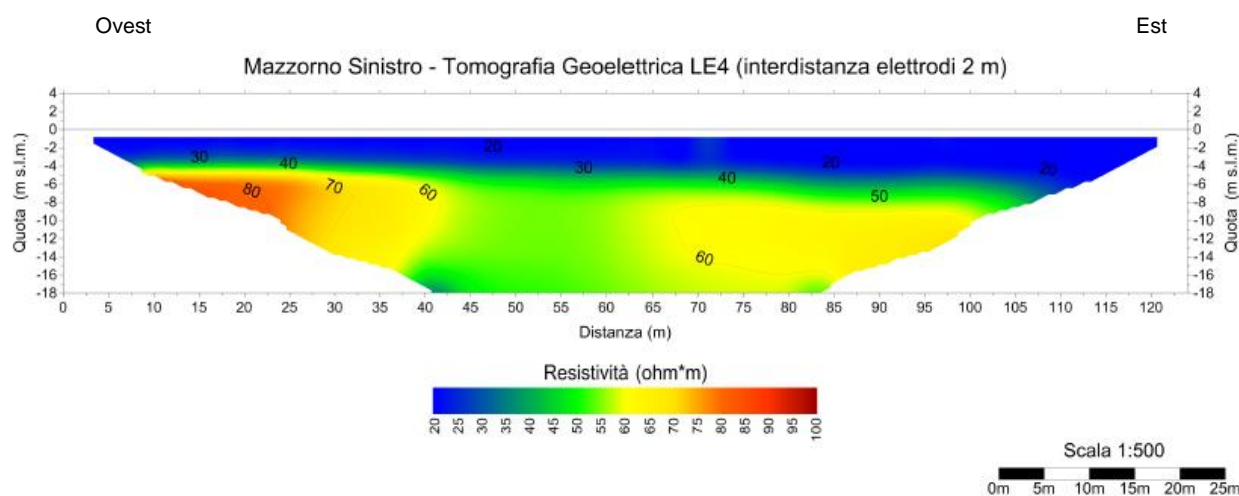


Figura 5.7 Tomografia geoelettrica LE4 di lunghezza di 120 m eseguita da *GeoExploration srl* per AIPo nel novembre 2018.

Le resistività che mostra il terreno indagato variano in un range ampio, tra 25 e 80 Ωm .

La tomografia LE4 registra uno strato con resistività più basse nei primi metri da p.c., uno strato che si spinge fino a profondità di circa -4 m da p.c. verso Ovest (pk 10) e -7 m verso Est (pk 100). Al di sotto dello strato con basse resistività attribuibile a granulometrie fini si notano terreni di natura incoerente.

5.1.4 Campagna di indagini AIPO Parma 2020 di Geolavori s.r.l.

Nell'aprile 2020 è stata condotta una campagna di indagini geologiche finalizzate alle verifiche di filtrazione in località Mazzorno Sinistro da parte di Geolavori. Si rimanda al Report completo delle indagini per le stratigrafie e tutte le informazioni complete (Geolavori s.r.l., 2020)

Sono stati eseguite le seguenti indagini:

- n° 7 sondaggi geognostici a carotaggio continuo: sondaggi S1÷S3 spinti alla profondità di 40 m ed ubicati a partire dalla sommità arginale e strumentati con piezometro a tubo aperto; sondaggio S4 spinto sino alla profondità di 20 m ed eseguito sulla zona golenale; sondaggi S5÷S6 spinti sino alla profondità di 30 m, posizionati a lato campagna e strumentati con piezometro/i Casagrande; sondaggio S7, spinto alla profondità di 20 metri ed ubicato sulla sottobanca.

Tabella 5.1 Lista dei sondaggi eseguiti durante la campagna di indagine di Geolavori 2020, coordinate espresse in WGS84 e tipo piezometro

Nome sondaggio	Latitudine	Longitudine	Profondità (m)	Tipo piezometro	Profondità Pz
S1	45.020742	12.12434	40	Tubo aperto	15
S2	45.021556	12.127831	40	Tubo aperto	10
S3	45.021743	12.132413	40	Tubo aperto	15
S4	45.020896	12.12872	40	-	
S5	45.022956	12.217988	30	Casagrande	14.5
S6	45.022685	12.13671	30	Casagrande	12.3
S7	45.021911	12.128737	20	-	

- n. 30 prove di permeabilità di tipo Lefranc eseguiti durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo;

Tabella 5.2 Risultati delle prove di permeabilità di tipo Lefranc eseguite durante l'esecuzione dei sondaggi durante la campagna geognostica eseguita da Geolavori nel 2020

Sondaggio	Intervallo di prova (m da boccaforo)	k (m/s)	Litologia
S1	2.5 ÷ 3.0	1.30E-05	Limo sabbioso
S1	8.0 ÷ 9.0	8.10E-06	Limo sabbioso argilloso
S1	13.0 ÷ 13.5	9.20E-06	Sabbia deb. limosa
S1	16.5 ÷ 16.8	8.40E-05	Sabbia deb. limosa
S1	24.0 ÷ 24.5	4.00E-05	Sabbia deb. limosa
S1	33.0 ÷ 34.0	3.90E-08	Limo argilloso

 RELAZIONE GEOTECNICA

S2	6.0 ÷ 6.5	2.20E-05	Limo sabbioso
S2	9.0 ÷ 10.0	7.30E-07	Limo argilloso
S2	12.0 ÷ 12.5	1.30E-05	Sabbia limosa
S2	15.0 ÷ 15.5	3.50E-05	Sabbia limosa
S2	22.5 ÷ 23.0	4.20E-05	Sabbia deb. limosa
S2	30.0 ÷ 31.5	4.50E-06	Sabbia limosa e argilla limosa
S3	4.0 ÷ 4.5	7.10E-05	Limo sabbioso argilloso
S3	9.0 ÷ 9.5	9.80E-07	Argilla limosa
S3	16.0 ÷ 16.5	2.30E-05	Sabbia limosa
S3	20.5 ÷ 21.0	4.70E-05	Sabbia deb. limosa
S3	34.0 ÷ 34.5	9.90E-07	Argilla limosa
S4	4.0 ÷ 4.5	7.60E-06	Sabbia deb. limosa
S4	10.5 ÷ 11.0	2.50E-05	Sabbia deb. limosa
S4	16.5 ÷ 17.0	1.70E-05	Sabbia deb. limosa
S5	10.0 ÷ 10.3	9.20E-06	Sabbia limosa
S5	16.0 ÷ 16.5	4.30E-05	Sabbia deb. limosa
S5	17.5 ÷ 18.0	3.90E-05	Sabbia deb. limosa
S6	4.2 ÷ 4.7	8.70E-05	Sabbia deb. limosa
S6	11.5 ÷ 12.0	9.70E-06	Sabbia limosa
S6	16.0 ÷ 16.5	8.30E-05	Sabbia deb. limosa
S6	20.5 ÷ 21.5	2.60E-05	Sabbia deb. limosa
S7	2.50 ÷ 3.0	4.60E-05	Sabbia limosa
S7	7.50 ÷ 8.0	5.90E-05	Sabbia deb. limosa
S7	15.0 ÷ 15.5	7.60E-05	Sabbia deb. limosa

- prelievo di n. 38 campioni rimaneggiati sottoposti a prove geotecniche di laboratorio, i cui risultati sono riportati nella seguente Tabella;

RELAZIONE GEOTECNICA
Tabella 5.3 Prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati durante i sondaggi eseguiti nel 2020 da Geolavori

Sondaggio	Campione	Z _{in}	Z _{fin}	Granulometria (%)					k (m/s)
				Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	Limo e Argilla	
S1	1	2.5	3	0	20.9	63.6	15.5	79.1	
S1	2	8	8.5	0.1	7.8	82.3	9.8	92.1	
S1	3	13	13.5	0	88			11.6	
S1	4	16.5	17						
S1	5	24	24.5	0	94.3			5.7	
S1	6	33	33.5						
S2	1	6	6.5	0.1	14.7	78.2	7	85.2	
S2	2	9	10	0	5	77.1	17.9	95	
S2	3	12	12.5	0	85.1			14.9	
S2	4	15	15.5	0.1	92.8			7	
S2	5	22.5	23	12.7	77.4			9.9	
S2	6	30	30.8						
S2	7	30.8	31.2						
S2	8	34.7	35						
S3	1	4	4.5	0	10.2	73.6	16.1	89.7	
S3	2	9	9.5	0	1.2	61.4	37.3	98.7	8.80E-10
S3	3	16	16.5	0	52.6	41.5	5.9	47.4	
S3	4	20.5	21	0.1	93.4			6.5	
S3	5	34	34.5	0.1	3.9	74	22	96	
S4	1	2.3	2.8	0	14.9	59.9	25.2	85.1	1.83E-09
S4	2	4	4.5	0	88.2			11.8	
S4	3	10.5	11	0	98.5			1.5	
S4	4	16.5	17	0.2	97			2.8	
S5	1	4.9	5.5	0	58.8	37.9	3.4	41.3	
S5	2	6.4	6.9	0	7.1	51	41.9	92.9	9.10E-10
S5	3	10	10.3	0	84.5			15.5	
S5	4	16	16.5	0	76.2			23.8	
S5	5	17.6	18	0	84.7			15.3	
S5	6	26.5	27						
S6	1	1.5	1.95	0.2	7	76.8	15.9	92.7	3.96E-10
S6	2	4.2	4.7	0	88.2			11.8	
S6	3	11.5	12	0	87.3			12.7	
S6	4	16	16.5	0	97.3			2.7	
S6	5	20.5	21.5						
S6	6	27	28						
S7	1	2.5	3	0.1	64.9	28.1	6.9	35	
S7	2	7.5	8	0	86.6			13.4	
S7	3	15	15.5	0	99			1	

 RELAZIONE GEOTECNICA

- n. 9 prove penetrometriche statiche con piezocono di tipo CPTU e piezocono sismico SCPTU: CPTU1, SCPTU2, CPTU3 e CPTU4 spinte alla profondità di 40 metri ed eseguite sulla sommità arginale; CPTU5 eseguita in area golenale, spinta sino a 30 m; CPTU6 e CPTU7 ubicate a piano campagna e spinte sino a 30 e 35 m; CPTU8 e CPTU9 posizionate sulla mezzabanca e spinte alla profondità di 20 m;

Tabella 5.4 Elenco delle prove penetrometriche eseguite da Geolavori nel 2020

Nome CPTU	Latitudine	Longitudine	Profondità (m)	Profondità falda
CPTU1	45.020610°	12.120591°	40	8.2
SCPTU2	45.021262°	12.126415°	40	8
CPTU3	45.021662°	12.130132°	40	8.2
CPTU4	45.022001°	12.133854°	40	7.4
CPTU5	45.021144°	12.131695°	30	1.6
CPTU6	45.022109°	12.127988°	30	1.6
CPTU7	45.021040°	12.122838°	35	0.68
CPTU8	45.021218°	12.125110°	20	1.6
CPTU9	45.021955°	12.131022°	20	1.8

- n. 12 prove di dissipazione eseguite durante l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche con piezocono;

Tabella 5.5 Risultati delle prove di dissipazione eseguite durante l'esecuzione delle prove CPTU della campagna geognostica eseguita da Geolavori nel 2020

Nome CPTU	Profondità prova (m)	K_h (m/s)
CPTU1	16.68	1.80E-09
CPTU1	33.74	5.49E-09
SCPTU2	33.42	5.95E-09
CPTU3	15.94	3.93E-08
CPTU3	35.26	3.49E-10
CPTU4	35.16	1.85E-09
CPTU5	7.78	5.46E-08
CPTU5	17.52	2.84E-07
CPTU6	11.54	3.31E-09
CPTU7	2.36	2.35E-08
CPTU7	4.42	1.51E-09
CPTU7	6.24	5.38E-09

- analisi chimiche del terreno: n. 9 analisi ai sensi del DPR 120/17; n. 6 analisi finalizzate a valutare l'aggressività chimica alla miscela cementizia che formerà il futuro diaframma, tra cui 3 campioni prelevati su terreno e n. 3 campioni di acqua di falda.

5.1.5 Campagna di indagini AIPO Parma 2021 di Socotec Italia s.r.l.

Nell'estate dal 2021 è stata condotta una campagna di indagini da Socotec Italia srl, durante la quale sono stati eseguiti n. 2 sondaggi a carotaggio continuo e n. 1 a distruzione di nucleo con installazione di n. 3 piezometri di tipo Casagrande a tubo unico con diametro di 2". Durante i fori di sondaggio sono state eseguite delle prove penetrometriche dinamiche di tipo SPT, prove Lefranc e prelievo di campioni disturbati e indisturbati. Durante questa campagna sono state eseguite anche n. 6 prove penetrometriche tipo CPTU.

Tra queste indagini soltanto alcune sono collocate nelle vicinanze dell'argine dove saranno effettuati gli interventi. Di seguito un elenco delle indagini che sono state analizzate per il presente progetto:

- n. 2 prove penetrometriche dinamiche di tipo CPTU: la spinta CPTU1 è stata spinta sino a profondità pari a 20 m e la CPTU6 sino a 15 m.

Tabella 5.6 Prove tipo CPTU eseguite da Socotec nel 2021: coordinate in WGS84 e quota

Indagine	Latitudine	Longitudine	Quota in m s.l.m.
CPTU1	45° 01' 16.00" N	12° 07' 45.73" E	2.3
CPTU6	45° 01' 19.36" N	12° 07' 43.61" E	1.7

- n. 1 sondaggi a carotaggio continuo spinto sino alla profondità di 20 m da p.c. con prelievo campioni rimaneggiati e indisturbati di tipo Shelby, esecuzione di n. 3 prove SPT (alla profondità di 9, 12, 15.2 m da p.c.) e n. 2 prove Lefranc (LEF.1 alla profondità di 10.5-11.2, LEF.2 tra 15.2-15.7 m da p.c.). All'interno del foro di sondaggio è stato installato un piezometro di tipo Casagrande PZ1A con tratto fessurato tra 11 e 14 m da p.c.

Tabella 5.7 Informazioni riguardo al sondaggio eseguito da Socotec nel 2021: coordinate in WGS84 e quota altimetrica delle indagini svolte nel 2021

Indagine	Latitudine	Longitudine	Quota in m s.l.m.	Misurazioni della falda m da p.c.
PZ1A	45° 01' 18.57" N	12° 07' 44.86" E	5.8	09/08/2021: 5.40 05/08/2021: 5.70 17/08/2021: 5.85

Nel settembre del 2021 è stato installato un impianto per il monitoraggio dei livelli di falda, tramite la posa di piezometri di tipo I1-B in tubi PVC con n. 5 data logger (5 stazioni) all'interno di fori di sondaggio esistenti e l'invio automatico dei dati sul web a cui sono collegati in totale sette sensori. Nei pressi dell'argine in oggetto, sono stati installati in particolare quattro stazioni, elencate di seguito.

- Stazione 1: installazione del sensore nel foro del sondaggio S2-2020 sulla sommità arginale, all'interno di un piezometro a tubo aperto. La parte finestrata da p.c. è da 6 a 10 m da boccaforo e le misure dei sensori indicano la quota dell'acqua tra 0.1 e 1.1 m da boccaforo corrispondente a circa 0 m s.l.m.m.;
- Stazione 3: installazione del sensore nel foro del sondaggio PZ1A-2021 sulla prima banca arginale, all'interno di un piezometro Casagrande. La parte finestrata da p.c. è da 11 e 14 m da boccaforo e le misure dei sensori indicano una quota dell'acqua tra 6 e 7 m da boccaforo corrispondente a circa 0 m s.l.m.m.;
- Stazione 4: questa stazione di misura si trova nelle vicinanze del campo sportivo ed è composta da un data logger collegato a 3 sensori. Due hanno il compito di misurare il livello all'interno di tubetti di tipo Casagrande standard con diametro di circa 12 mm e uno misura la pressione all'interno di un filtro Casagrande. I fori di sondaggio interessati sono il S5-2020 con parte finestrata da 4.7 a 5.5 m da boccaforo, S5bis-2020 con parte finestrata da 14 a 14.5 m boccaforo e Pz1B-2021 a 7 m boccaforo. Le misure del sensore nel Pz1B-2021 indicano la quota dell'acqua tra 6.2 e 7 m da boccaforo, quelle del sensore nel S5 tra 2.4 ÷ 4 da boccaforo con una variazione stagionale e quelle nel sensore nel S5Bis variano tra 11.5÷12 m da boccaforo, corrispondente per tutti e tre a circa 0 m s.l.m.m.;
- Stazione 5: installazione del sensore nel foro del sondaggio S6-2020 con parte finestrata tra 11.5 e 12.3 m da boccaforo (vicino a un luogo dove si sono verificati fontanazzi). Le misure dei sensori indicano la quota dell'acqua tra 9.8 e 11 m da boccaforo corrispondente a circa 0 m s.l.m.m..

Tabella 5.8 Misura freatrimetrica da bocca pozzo al momento dell'installazione per i piezometri installati da Socotec

Piezometro	Misura freatrimetriche da bocca pozzo al momento dell'installazione (m da bocca pozzo)
S5	1.85
S5bis	1.65
Pz1b	5.5
Pz1a	5.6
S2	8.4
S6	1.2

5.1.6 Campagna di indagini AIPo marzo 2023

Nel marzo 2023 è stata condotta una campagna indagini comprensiva di 3 pozzetti esplorativi, fino ad una profondità di 3 m, nell'area golenale al fine di valutare la possibilità di utilizzare tale materiale per il ringrosso arginale previsto nel progetto.



Figura 5.8: Area delle indagini eseguite nel 2023 (AIPo, 2023)

Durante tale campagna sono stati prelevati dei campioni rimaneggiati del terreno di fondazione sui quali sono state effettuate prove geotecniche di laboratorio, i cui risultati sono riportati nella seguente Tabella.

Tabella 5.9 Risultati prove di laboratorio condotte nella campagna indagine 2023

Sondaggio	Campione	Granulometria				Limiti di plasticità			Classificazione UNI 11531-1
		Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	Limite liquido W_L	Limite plastico W_P	Indice di plasticità IP	
S1	C1	0	32	61	7	-	n.p.	-	A4
S1	C2	0	100	0	0	-	-	-	A2
S1	C3	0	21	62	17	-	n.p.	-	A4
S2	C3	0	45	47	8	-	n.p.	-	A4
MIX1: S2C1-S2C2-S3C3		0	77	21	3	-	n.p.	-	A2-4
MIX1: S3C1-S3C2-S3C3		0	79	19	2	-	n.p.	-	A2-4

5.2 IDENTIFICAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Dall'analisi delle indagini a disposizione è stato possibile riconoscere l'andamento stratigrafico dei terreni sui quali poggia il rilevato arginale esistente.

Di seguito si descrivono le unità geotecniche che sono state individuate mentre, in Allegato è presentata la planimetria delle indagini e il profilo geologico longitudinale all'arginatura sulla quale verranno eseguiti gli interventi migliorativi.

Unità rilevato arginale (R)

Il corpo arginale poggia generalmente su uno strato coesivo (L(A)) e, la suddivisione tra rilevato arginale e terreno di fondazione non è identificabile con precisione: è stata definita sulla base della quota del terreno a lato campagna ed in base alle indicazioni delle schede dei sondaggi; lo spessore si può stimare variabile tra 7.7 e 9 m.

I sondaggi S1, S2, S3 del 2020 sono stati eseguiti partendo dalla sommità dell'argine ed hanno individuato limi sabbiosi debolmente argillosi di colore nocciola. Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati n. 4 campioni in corrispondenza di questa unità e la loro granulometria conferma le stratigrafie dei sondaggi, come mostra la seguente Figura.

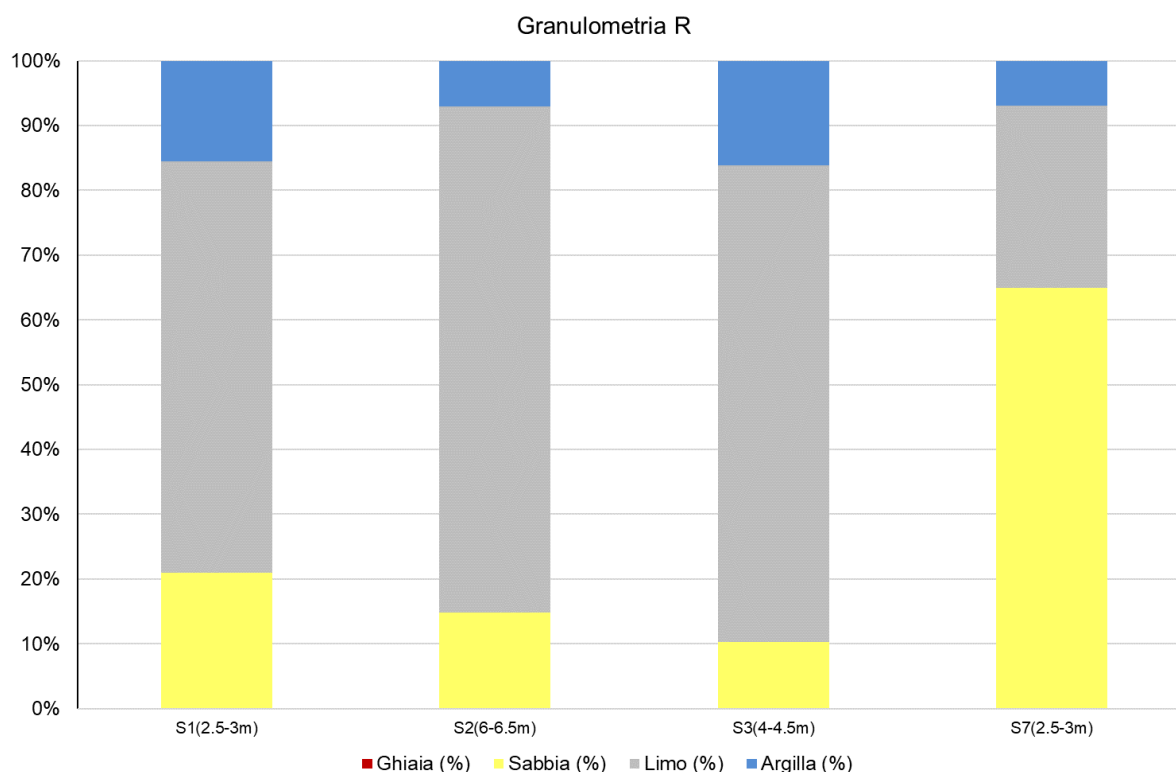


Figura 5.9 Granulometrie dei campioni prelevati durante i sondaggi per l'unità del rilevato arginale

L'unità del rilevato arginale è stata indagata anche dalle prove penetrometriche CPTU1, SCPTU2, CPTU3, CPTU4. Tutte le prove hanno misurato delle resistenze alla punta q_c che variano tra 1 e 2 MPa; nella CPTU1 nei primi 3 m da p.c. si individua una q_c media pari a circa 7 MPa.

Unità limo argilloso L(A)

Il rilevato arginale poggia su uno strato di limo argilloso con uno spessore che varia da Ovest a Est: in corrispondenza della CPTU1 ha uno spessore di 10 m, in corrispondenza della CPTU7 uno spessore di circa 7 m per poi diminuire considerevolmente e mantenersi costante per tutto il tratto con uno spessore di circa 2.5-3.5 m.

Tutti i sondaggi e i campioni prelevati confermano la presenza di questo strato più coesivo. Nella seguente Figura è riportato un istogramma che mostra la granulometria dei campioni prelevati all'interno di questa unità.

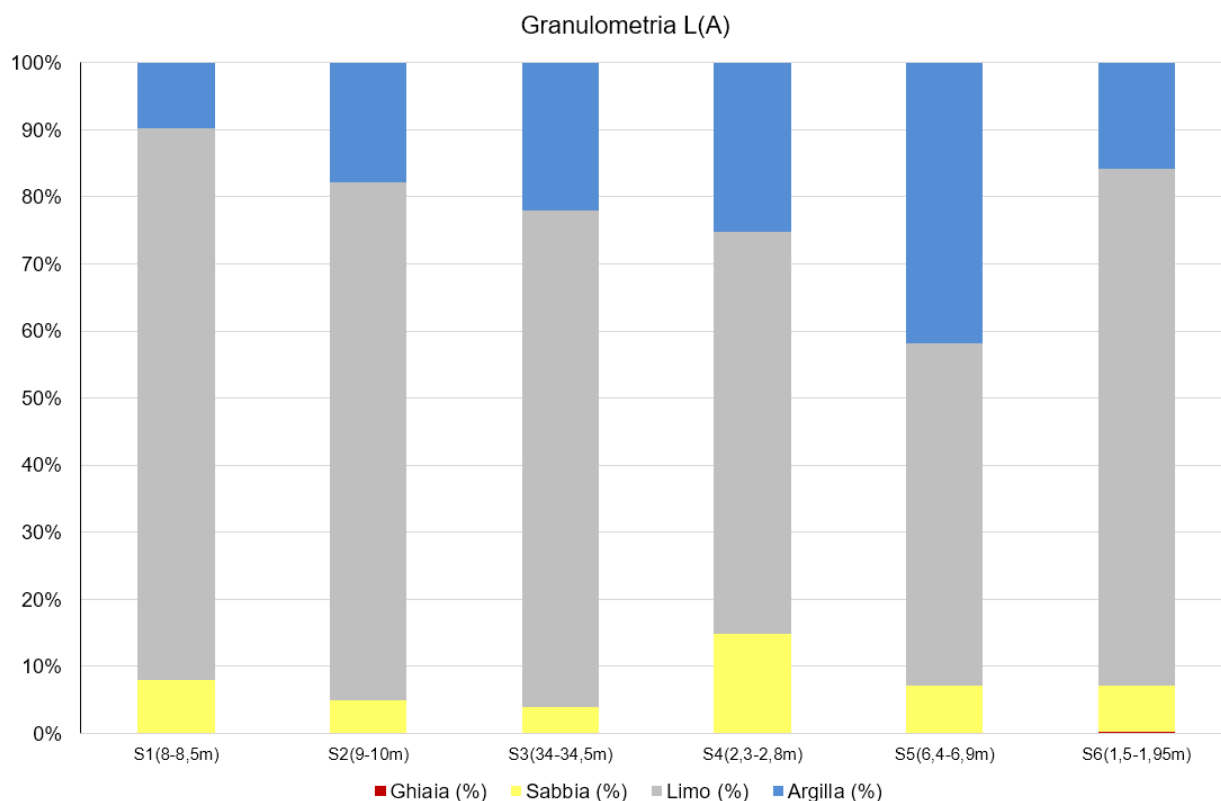


Figura 5.10 Granulometrie dei campioni prelevati durante i sondaggi per l'unità del limo argilloso

Un altro strato di limo argilloso continuo si rileva alla quota di circa -27 m s.l.m., il suo spessore è di circa 1÷2 m tranne che in corrispondenza del sondaggio S1 2020 che tra 31 e 37.4 m da p.c. individua uno strato consistente di limo argilloso intervallato a livelli organici – torbosi (come il livello tra 33.9-34 m da p.c.).

Sono stati rilevati lungo le stratigrafie dei sondaggi altri livelli con granulometria prevalentemente limosa, come nel caso del livello trovato tra 20 e 21.6 m da p.c. del S2-2020, correlato con il livello individuato dal S7-2020 tra 16.5 e 17 m da p.c.. Altri livelli coesivi di spessore limitato sono stati individuati grazie alle resistenze molto basse misurate nelle prove CPTU.

Unità alternanze tra limi argillosi e sabbie fini (LA – SL)

Più in profondità, al di sotto delle unità descritte in precedenza, si osserva uno strato costituito prevalentemente terreni fini (limi e argille) ma intercalati a sabbie fini. Questa unità è stata individuata dalle prove CPTU3,4,5,9 con resistenze alla punta q_c pari a circa 2 MPa e, in particolare, dal sondaggio S3 (2020), che tra 8 e 10.45 m da p.c. presenta uno strato di limo e argilla nocciola chiaro con fiamme ocre. In corrispondenza di questa unità è stato prelevato

soltanto il campione C2 dal sondaggio S3 (2020) ad una profondità tra 9-9.5 m da p.c.: la granulometria del campione risulta costituita dal 37.3 % di argilla, il 61.4 % di limo e l'1.2 % di sabbia.

Anche la sezione tomografica di lunghezza 1365 m, eseguita da IND.A.G.O s.n.c. per AIPo nel settembre 2018 ha osservato la presenza di questo livello.

Unità sabbia debolmente limosa S[L]

Ancora più in profondità i sondaggi eseguiti hanno evidenziato la presenza di depositi permeabili di natura sabbiosa ben gradata, debolmente limosa con resti conchigliari di colore grigio e grigio scuro. Osservando tutti i sondaggi si nota che i banchi di sabbia sono intervallati da livelli di limo argilloso (unità L(A)), talvolta sono presenti anche orizzonti torbosi.

Nel foro di sondaggio PZ1A, eseguito in corrispondenza di una banca del rilevato arginale, sono state eseguite n.3 prove di tipo SPT sullo strato sabbioso. I valori registrati durante le prove SPT sono stati NSPT=11 (alla profondità di 9 m da p.c.), 23 (alla profondità di 12 m da p.c.) e 19 (alla profondità di 16.5 m da p.c.).

Tutti i campioni prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi, analizzati in laboratorio, presentano percentuali molto alte di sabbia e in genere circa il 10% di limo (Figura 5.11).

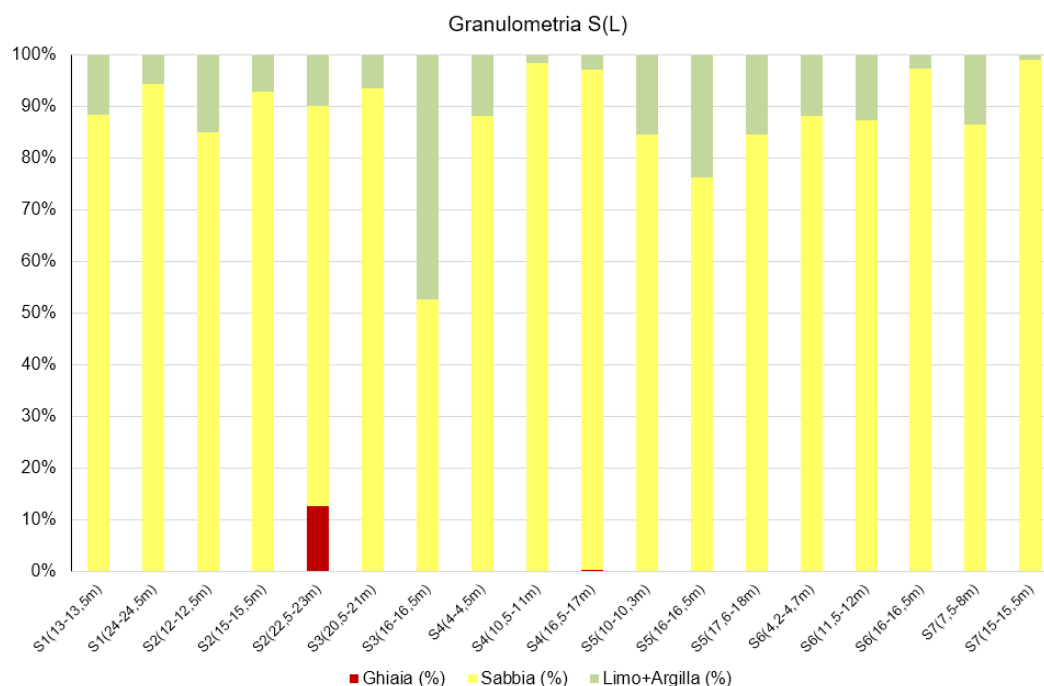


Figura 5.11 Granulometrie dei campioni prelevati durante i sondaggi per l'unità della sabbia limosa

Si tratta dell'unità dove si manifestano maggiormente i fenomeni di filtrazione durante degli eventi di piena del fiume Po.

5.3 CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI

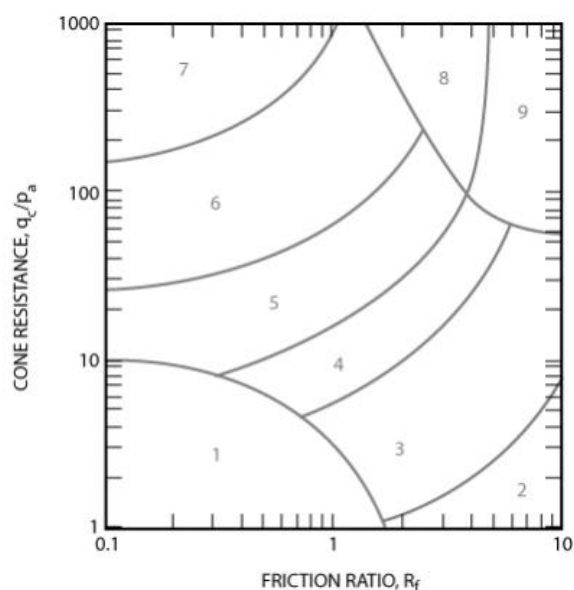
Per la caratterizzazione dal punto di vista geotecnico dei terreni di fondazione si è fatto ricorso alle seguenti correlazioni di letteratura per l'interpretazione delle prove in sito.

I risultati delle prove penetrometriche statiche vengono riportati in due grafici, uno contenente le prove eseguite dalla sommità dell'argine e l'altro con le prove eseguite dal piano campagna o dalle banche intermedie. Nei grafici è indicato che la suddivisione tra il corpo arginale e l'unità coesiva L(A) alla quota di 0.5 m s.l.m.m.

5.3.1 Identificazione dei terreni

L'identificazione dei terreni è stata valutata a partire dai sondaggi geognostici e dalle prove penetrometriche statiche. Con riferimento ai risultati delle prove penetrometriche statiche è possibile ricostruire il profilo stratigrafico dei terreni in funzione dell'indice di classificazione I_c adottando il diagramma di Robertson (2010) riportato nella seguente figura.

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log(Q))^2 + (\log(F) + 1.22)^2}$$



Zone	Soil Behavior Type
1	Sensitive, fine grained
2	Organic soils - clay
3	Clay - silty clay to clay
4	Silt mixtures - clayey silt to silty clay
5	Sand mixtures - silty sand to sandy silt
6	Sands - clean sand to silty sand
7	Gravelly sand to dense sand
8	Very stiff sand to clayey sand*
9	Very stiff fine grained*

* Heavily overconsolidated or cemented

P_a = atmospheric pressure = 100 kPa ~ 1 tsf

Figura 5.12: Diagramma classificazione Robertson (2010)

Dove:

- $Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a}$ è la resistenza alla punta corretta adimensionalizzata;
- q_t è la resistenza alla punta corretta ricavata dall'espressione:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a)$$

Essendo:

- $a = A_n/A_c$ è il rapporto tra la sezione della cella di carico A_n e la sezione (proiettata) del cono A_c ;
- u_2 è la pressione interstiziale a tergo del cono;
- σ_{v0} è la pressione verticale totale geostatica alla profondità della punta;
- σ'_{v0} è la pressione verticale efficace geostatica alla profondità della punta;
- $F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100$.

Si riporta di seguito i grafici della resistenza alla punta q_c relativa alle prove penetrometriche statiche presenti nell'area dell'intervento.

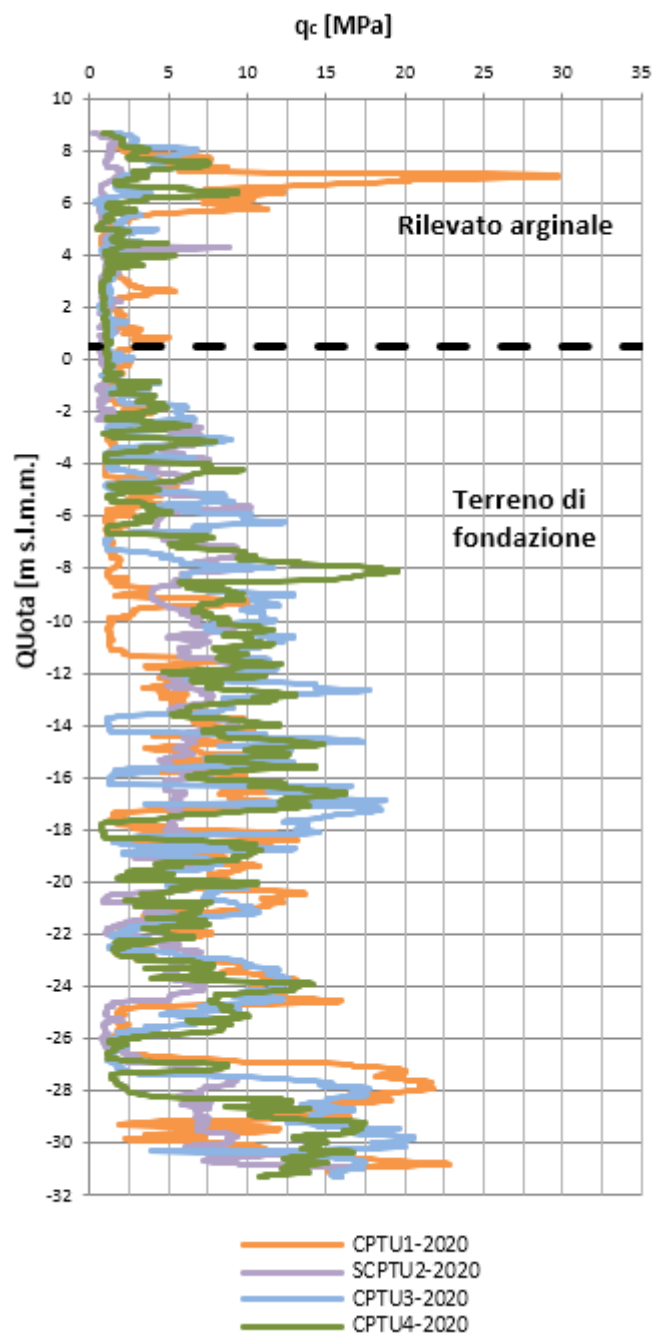


Figura 5.13: resistenza alla punta q_c , stimata dalle prove penetrometriche statiche eseguite dalla sommità dell'argine, in funzione della quota s.l.m.m.

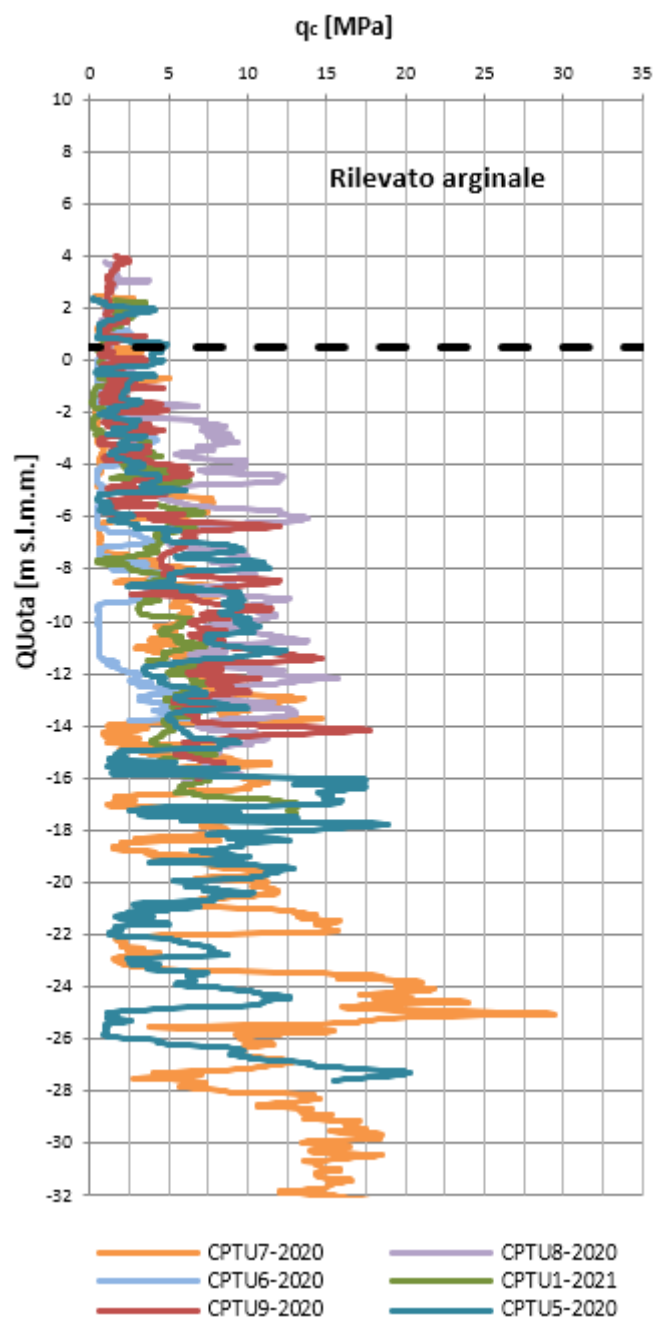


Figura 5.14: resistenza alla punta q_c , stimata dalle prove penetrometriche statiche eseguite dal piano campagna o da banche intermedie, in funzione della quota s.l.m.m.

5.3.2 Terreni coesivi – parametri di resistenza al taglio

La coesione non drenata c_u può essere stimata in base ai risultati delle prove penetrometriche secondo la relazione proposta da Mayne (2018):

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

- q_c , resistenza di punta misurata con le prove penetrometriche statiche, in kPa;
- σ_{v0} , tensione verticale totale in kPa;
- N_{kt} , fattore di punta assunto pari a 18.
- Sono inoltre stati adottati i risultati delle di consistenza in sito condotte con il Pocket Penetrometer e il Trovane.

La resistenza al taglio in condizioni drenate (ϕ' e c') è stata valutata con riferimento a prove di taglio diretto e triassiali condotte in campagne di indagini in aree adiacenti su terreni coesivi delle stesse caratteristiche ed a valori di letteratura sempre sugli stessi terreni.

Si riporta di seguito i grafici della stima della coesione non drenata c_u a partire dalle prove penetrometriche statiche presenti nell'area dell'intervento.

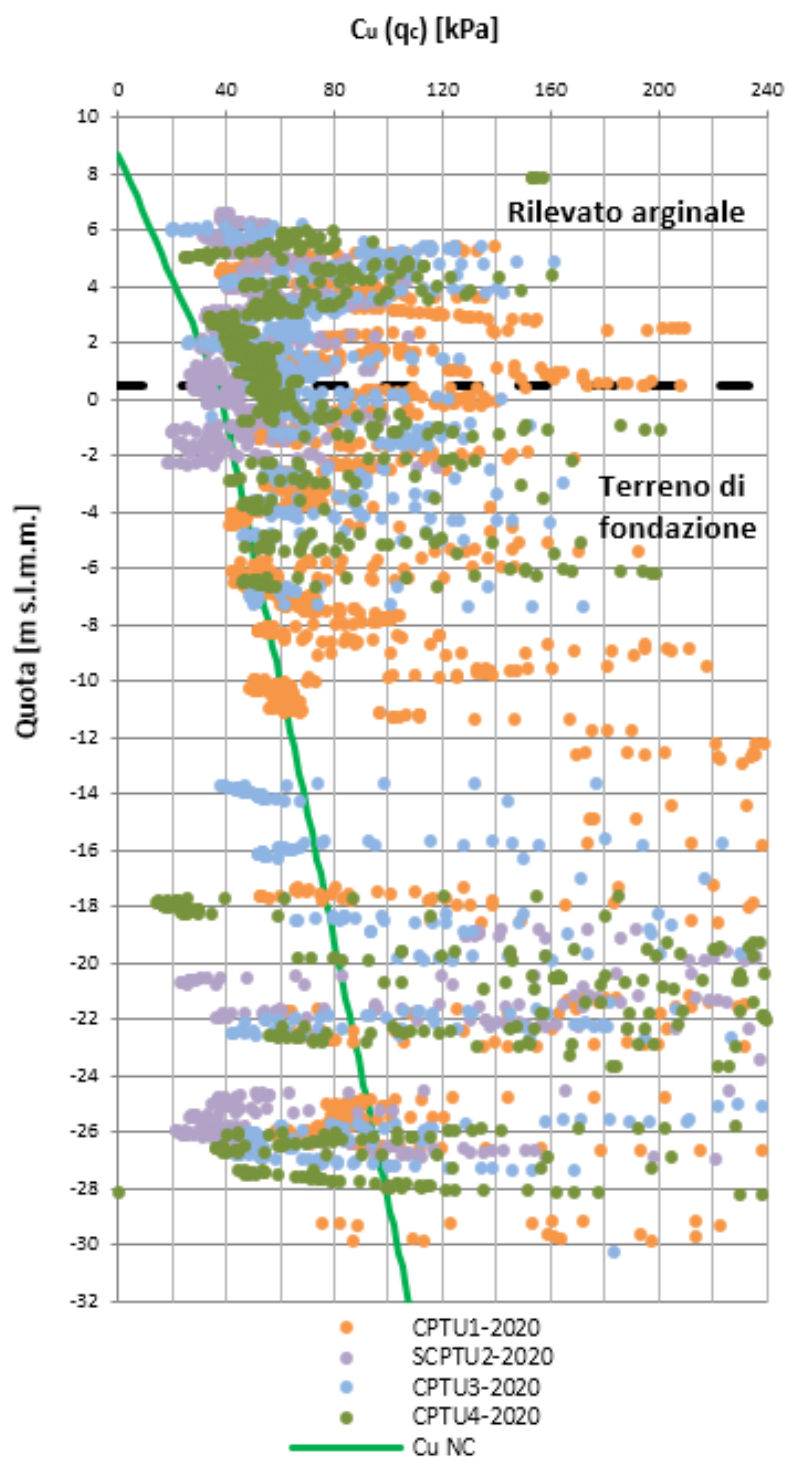


Figura 5.15: coesione non drenata c_u , stimata dalle prove penetrometriche statiche eseguite dalla sommità dell'argine, in funzione della quota s.l.m.m.

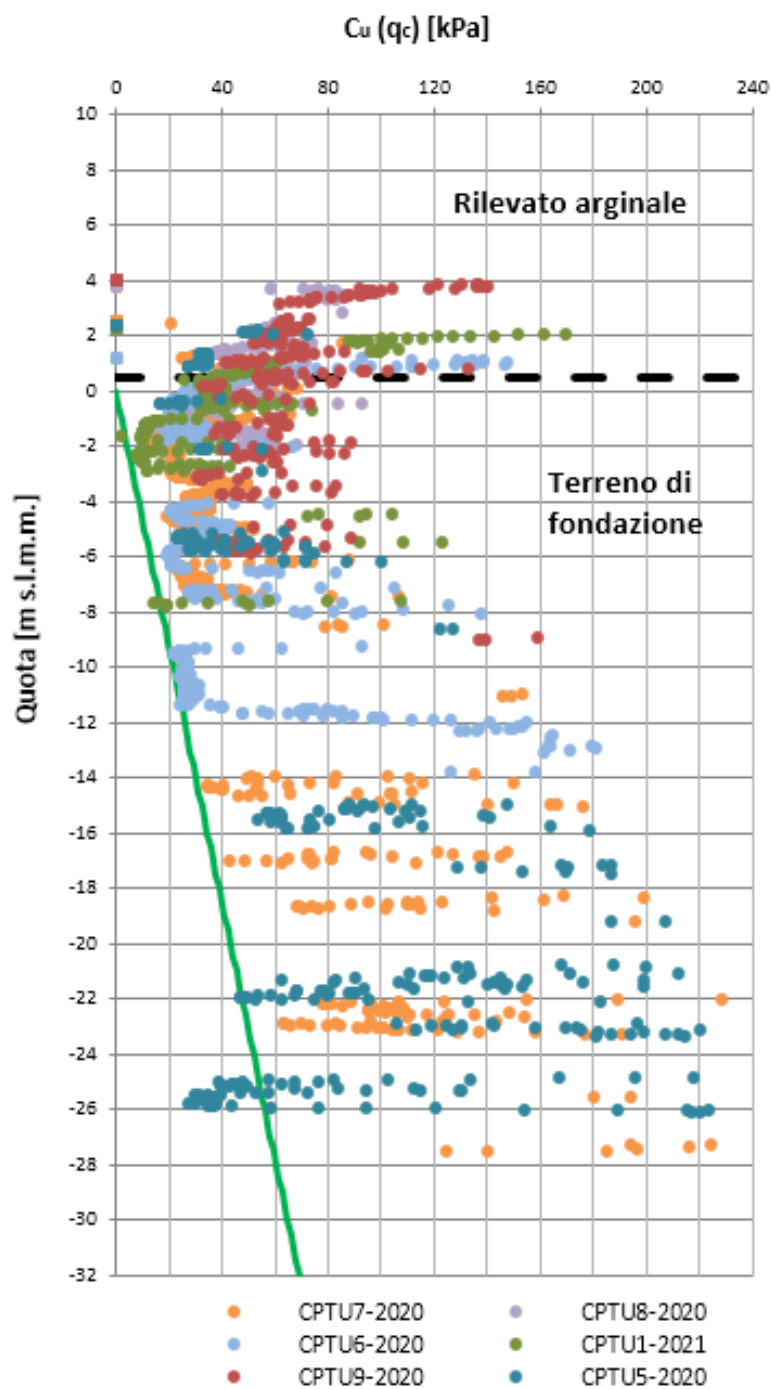


Figura 5.16: coesione non drenata c_u , stimata dalle prove penetrometriche statiche eseguite dal piano campagna o da banche intermedie, in funzione della quota s.l.m.m.

5.3.3 Terreni coesivi – conducibilità idraulica

La conducibilità idraulica è stata stimata per ciascuno strato sulla base delle prove di permeabilità effettuate, tipo Lefranc e di dissipazione delle CPTU, riportate nelle tabelle al paragrafo 5.1, e su valori di letteratura.

5.3.4 Terreni incoerenti – densità relativa

La densità relativa D_r (%) può essere valutata con riferimento alla correlazione proposta da Jamiolkowski et al. (2003) idonea per sabbie normalconsolidate:

$$D_r = \frac{1}{C_2} \ln \left(\frac{q_c/p_a}{C_0 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{C_1}} \right)$$

dove:

- q_c è la resistenza alla punta;
- σ'_{v0} è la tensione verticale efficace;
- p_a è la pressione atmosferica pari a 101 kPa;
- C_0, C_1, C_2 sono costanti del terreno che dipendono dalla composizione granulometria e che nel caso di terreni normalconsolidati valgono rispettivamente 17.68, 0.50 e 3.10.

Si riporta di seguito i grafici della stima della densità relativa a partire dalle prove penetrometriche statiche presenti nell'area dell'intervento.

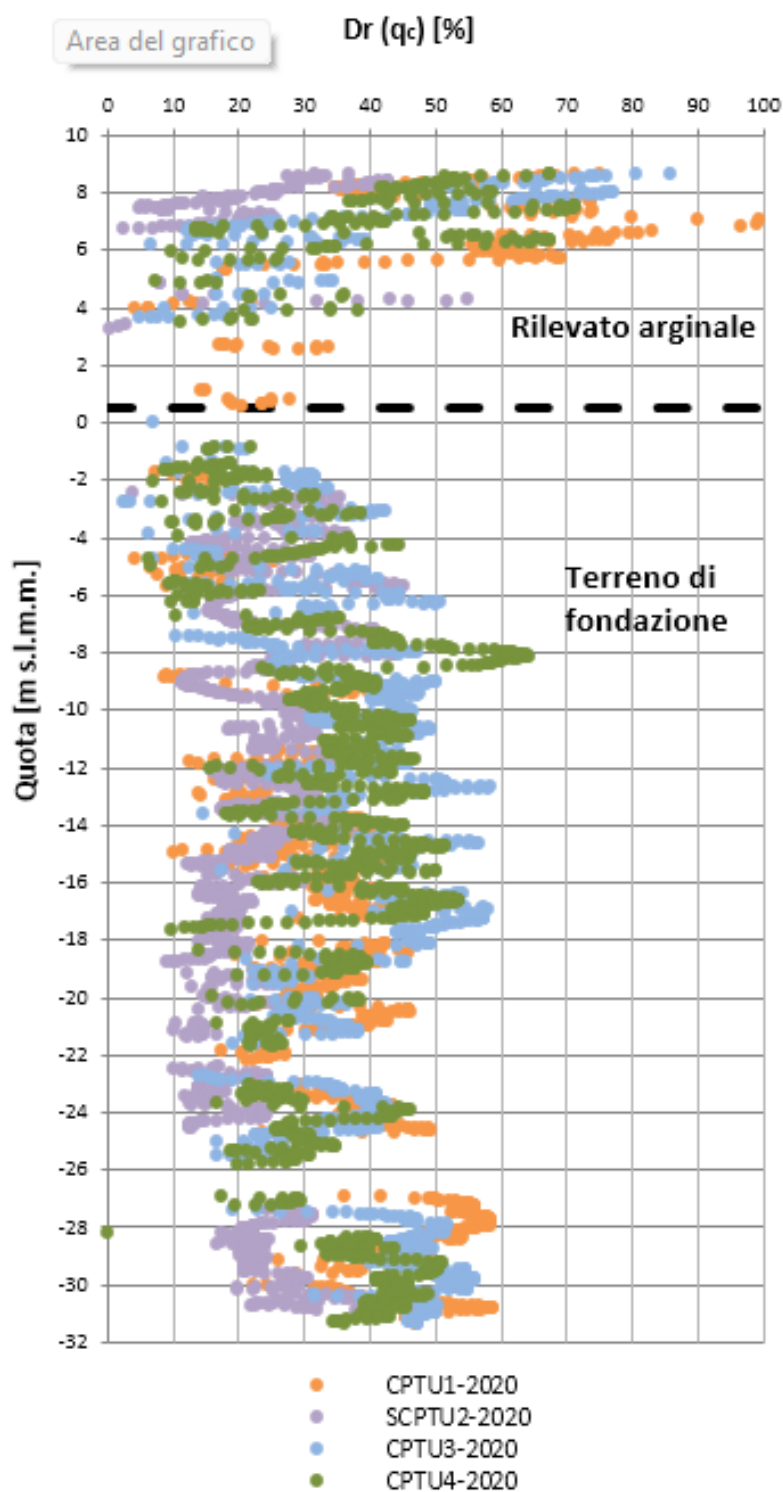


Figura 5.17: densità relativa stimata dalle prove penetrometriche statiche eseguite dalla sommità dell'argine, in funzione della quota s.l.m.m.

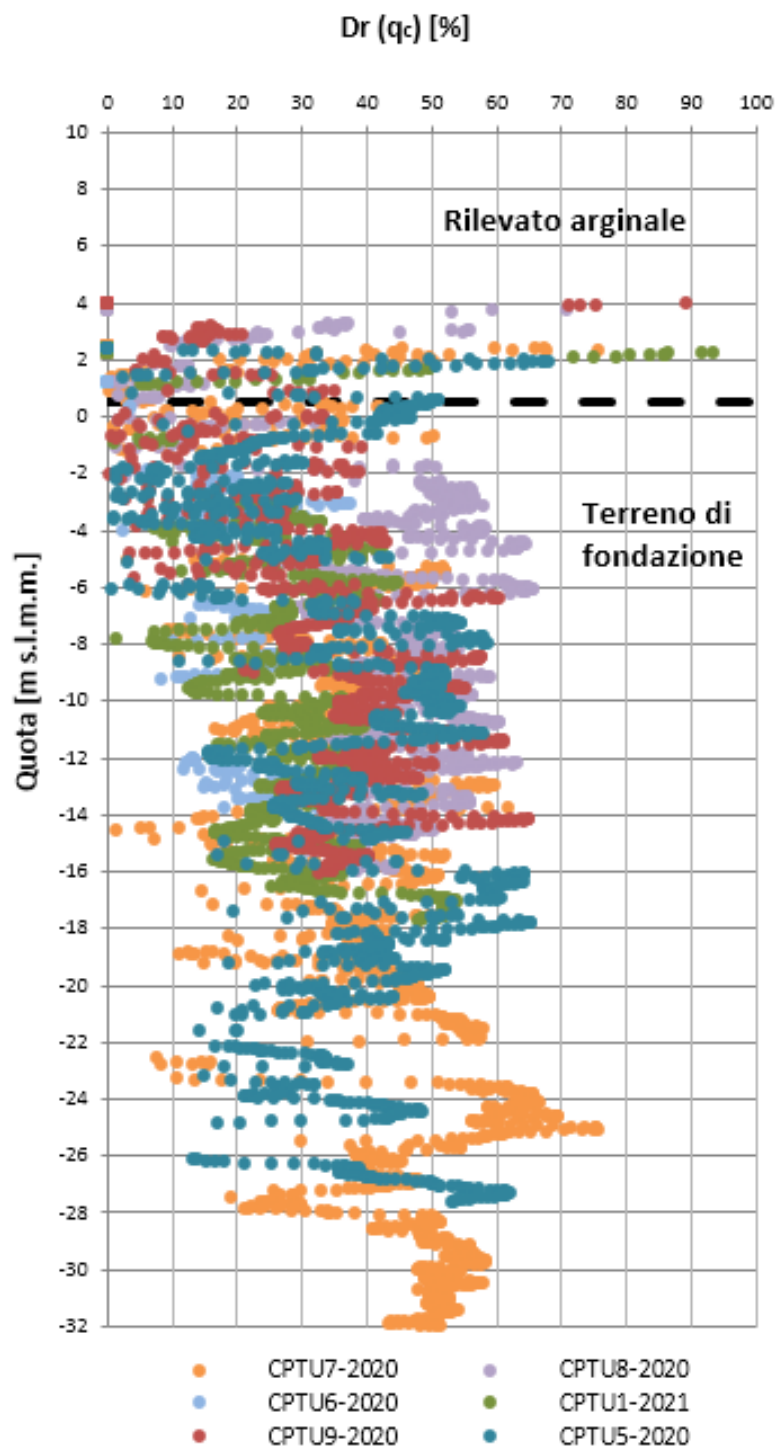
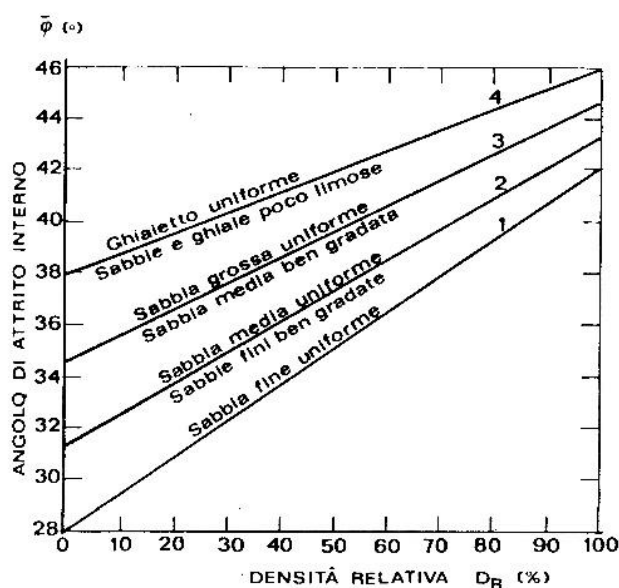


Figura 5.18: densità relativa stimata dalle prove penetrometriche statiche eseguite dal piano campagna o da banche intermedie, in funzione della quota s.l.m.m.

5.3.5 Terreni incoerenti – Angolo di resistenza al taglio

La valutazione dell'angolo di resistenza al taglio è stata eseguita utilizzando le relazioni proposte da Schmertmann (1977) idonee per la caratterizzazione di terreni di natura incoerente; con riferimento alla figura seguente funzione della granulometria dei terreni sono state definite correlazioni del tipo:

$$\varphi' = \alpha + \beta \times D_r$$



1. $\bar{\varphi} = 28 + 0.14 D_R$

2. $\bar{\varphi} = 31.5 + 0.115 D_R$

3. $\bar{\varphi} = 34.5 + 0.10 D_R$

4. $\bar{\varphi} = 38 + 0.08 D_R$

Figura 5.19: Diagramma di Schmertmann (1977) per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio

Nel caso in oggetto è stata adottata la correlazione $\varphi' = 28 + 0.14 \times D_r$, idonea per sabbie fini uniformi.

Si riporta di seguito i grafici della stima dell'angolo di resistenza al taglio a partire dalle prove penetrometriche statiche presenti nell'area dell'intervento.

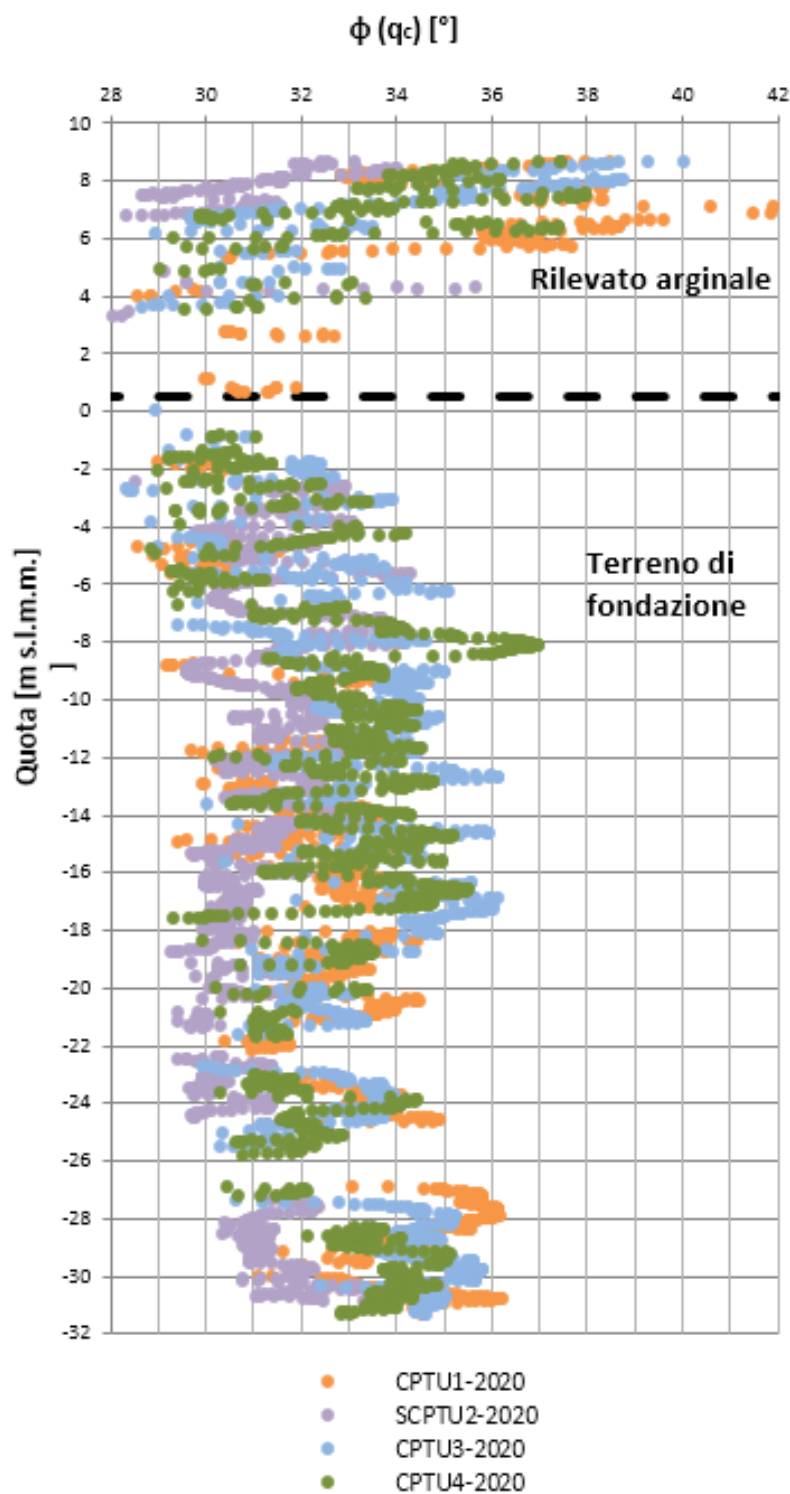


Figura 5.20: angolo di resistenza al taglio stimato dalle prove penetrometriche statiche eseguite dalla sommità dell'argine, in funzione della quota s.l.m.m.

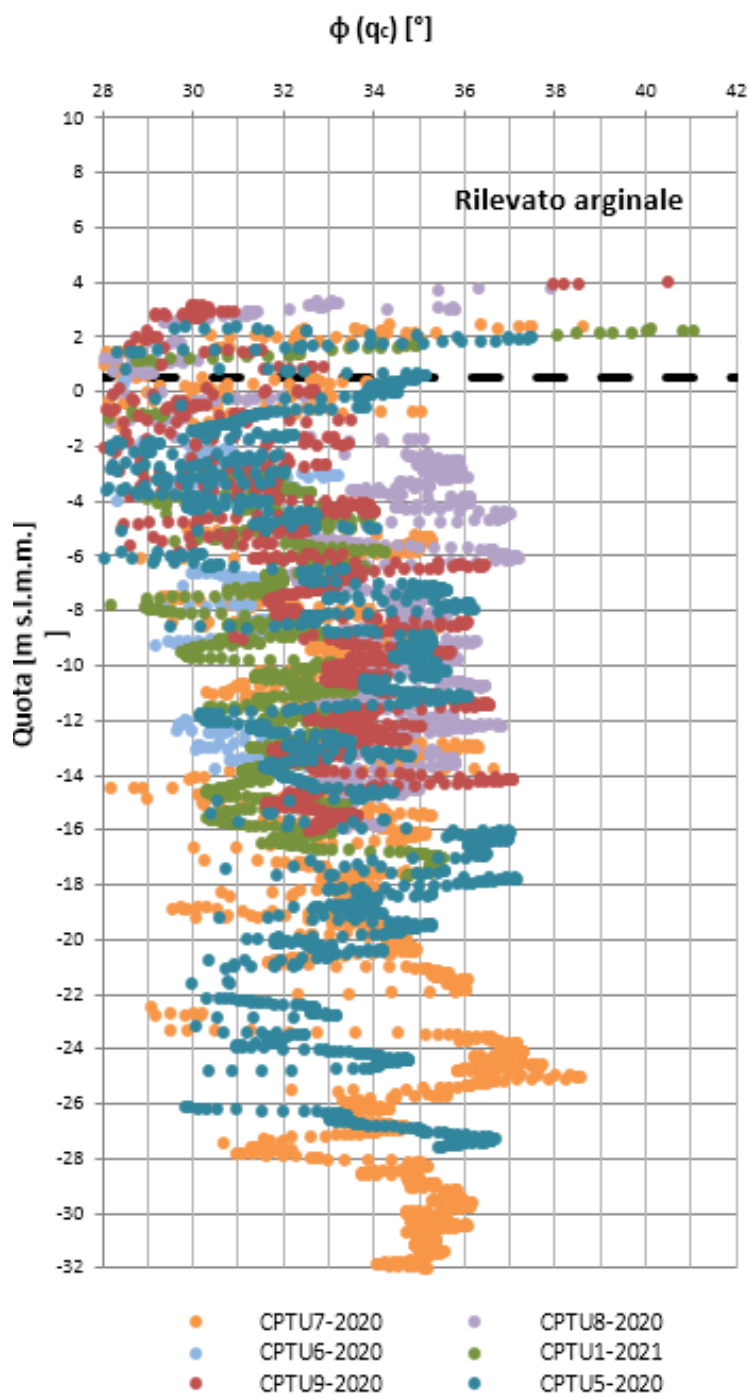


Figura 5.21: angolo di resistenza al taglio stimato dalle prove penetrometriche statiche eseguite dal piano campagna o da banche intermedie, in funzione della quota s.l.m.m.

5.3.6 Terreni incoerenti – conducibilità idraulica

La conducibilità idraulica è stata stimata per ciascuno strato sulla base delle prove di permeabilità in sito tipo Lefranc, riportate nelle tabelle presenti al paragrafo 5.1, e su valori di letteratura.

5.4 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Si riporta nella seguente tabella il modello geotecnico di riferimento assunto per le verifiche ai sensi delle NTC 18, esplicitando i parametri caratteristici delle varie unità individuate dalle indagini.

Tabella 5-10: Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici caratteristici - Modello Geotecnico

Unità	Descrizione	γ/γ' (kN/m ³)	φ'_k (°)	c'_k (kPa)	$c'_{u,k}$ (kPa)	k (m/s)
R	Rilevato arginale (limo sabbioso debolmente argilloso)	19/9	28	5	-	1×10^{-6}
L(A)	Limo argilloso	19/9	24	10	40	1×10^{-7}
LA-SL	Alternanza limi argillosi e sabbie limose	19/9	27	5	-	1×10^{-5}
S[L]	Sabbia debolmente limosa	19/9	30	0	-	5×10^{-5}
R2	Ringrosso arginale	19/9	28	5	-	1×10^{-6}

Dove:

- γ/γ' peso di volume del terreno / peso di volume immerso del terreno
- φ'_k valore caratteristico angolo di resistenza al taglio efficace
- c'_k valore caratteristico coesione efficace in condizione drenata
- $c'_{u,k}$ valore caratteristico coesione in condizione non drenata
- k coefficiente di conducibilità idraulica/permeabilità.

Il profilo geotecnico contenente la suddivisione stratigrafica delle varie unità geotecniche nell'area interessata dall'intervento è riportato nell'Allegato.

6 RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'azione sismica di riferimento per le analisi è stata definita sulle basi delle indicazioni delle “*Norme tecniche per le costruzioni*” Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

L'azione sismica viene valutata a partire dalla cosiddetta “pericolosità sismica di base” riferita ad un sito con suolo rigido (categoria A) e superficie topografica orizzontale. In assenza di studi sismotettonici e di pericolosità sismica, si fa riferimento a quanto definito nelle NTC, le quali indicano che le opere in progetto possono essere classificate come segue:

Vita nominale

La vita nominale di un'opera è intesa come numero di anni nel quale deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata ed è definita dalle NTC in funzione del tipo di costruzione (*tabella 2.4.I*).

Nel caso del presente intervento si considera:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con lo scopo di valutare le conseguenze di una interruzione di operatività assegnata o di un eventuale collasso della struttura, le costruzioni sono catalogate in 4 classi d'uso (par. 2.4.2, NTC2018) a cui corrisponde un valore del coefficiente d'uso C_u .

All'opera in oggetto viene assegnata una Classe d'uso III, alla quale è associato un coefficiente d'uso C_u pari a 1.5 (Progetto generale di fattibilità tecnica ed economica).

Nel caso in esame si considera una vita nominale dell'opera di 100 anni che con coefficiente d'uso di 1.5 fornisce un periodo di riferimento pari a 150 anni.

I valori dei parametri a_g (accelerazione orizzontale massima al sito), F_o (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) per i periodi di ritorno associati ai quattro stati limite sono riportati nella tabella seguente (forniti attraverso l'applicativo 'Spettri' elaborato dal M.LL.PP).

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	90	0,038	2,542	0,290
SLD	151	0,045	2,568	0,318
SLV	1424	0,078	2,854	0,390
SLC	2475	0,088	2,895	0,412

Tabella 6-1: Valori della sismicità per il sito di Mazzorno (longitudine 12,12760° - latitudine 45,02117°)

L'accelerazione di riferimento a_g così ottenuta deve essere variata per tener conto sia delle modifiche prodotte dalle condizioni stratigrafiche locali che della morfologia del sito; l'accelerazione massima orizzontale di riferimento si ottiene con la seguente espressione:

$$a_{max} = a_g \times S_s \times S_t$$

dove S_s è un coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_t di amplificazione topografica.

La stima delle onde di taglio V_s eseguita tramite la prova SCPTU 2-2020 permette di calcolare una velocità $V_{s,30}$ pari a 202 m/s e quindi i terreni di fondazione appartengono alla categoria C: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*.

Dato che l'area in oggetto risulta pianeggiante, si assegna la categoria topografica T1 *“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”*.

Nel caso in esame, con $S_s = 1.5$ (terreno tipo C) e $S_t = 1.0$ (categoria topografica T1), con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), si ha:

$$a_{max} = a_g \times S_s \times S_t = 0.078g \times 1.5 \times 1.0 = 0.117g$$

7 VERIFICA NEI CONFRONTI DEL PERICOLO DI LIQUEFAZIONE

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che: “Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile alla liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.”

Allo scopo di accertare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione, è stata condotta una valutazione di pericolosità attraverso metodi basati sulla resistenza penetrometrica relativa delle prove CPTU.

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve di normativa (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

Nessuna di queste condizioni è presente nel sito in oggetto, motivo per il quale si procede con la verifica nei confronti del pericolo di liquefazione.

Le verifiche nei confronti della liquefazione sono riferite al periodo di ritorno dell'azione sismica pari a quello dello stato limite SLV, per il quale è associata un'accelerazione $a_g=0.078g$

e un'accelerazione massima $a_{\max}=0.117g$, valore maggiore di $0.1g$. La magnitudo di riferimento per la valutazione della pericolosità a liquefazione è stata assunta pari a $M=5.6$ a partire dai grafici di disaggregazione forniti dall'INGV relativi al sito in oggetto (nodo ID 14522).

La falda è stata ipotizzata a piano campagna per le indagini al piede del rilevato arginale e cautelativamente alla quota di 5.29 m s.l.m.m. (piena ordinaria) per le indagini eseguite sulla sommità. Le verifiche di suscettibilità sono state condotte per i terreni di fondazione saturi (al di sotto del piano campagna). I primi metri di terreno, corrispondenti all'unità "argilla limosa" sono stati esclusi dalla possibilità di liquefazione dato che il terreno è prevalentemente coesivo.

La verifica è stata condotta con il software SETTLE3D della Rocscience, sulla base dei risultati delle prove penetrometriche CPTU.

7.1 METODO DI ANALISI

Il coefficiente di sicurezza FS alla liquefazione viene espresso dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (rapporto di resistenza ciclica CRR) e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto (rapporto di tensione ciclica CSR).

Il software determina innanzitutto il valore del rapporto di resistenza ciclica CRR corrispondente a $M=7.5$ attraverso la correlazione empirica di Idriss & Boulanger (2014):

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1atm} = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.8 \right]$$

Dove q_{c1Ncs} viene calcolato iterativamente secondo la procedura di Idriss e Boulanger (2008):

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \exp \left(1.63 - \frac{9.7}{FC + 2} - \left(\frac{15.7}{FC + 2} \right)^2 \right)$$

$$q_{c1N} = C_N q_{cN}$$

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1.7$$

$$m = 1.338 - 0.249 \times (q_{c1Ncs})^{0.264}$$

$$q_{cN} = q_t / p_a$$

$$q_t = q_c + u(1 - a)$$

Con:

- FC = contenuto di fine;
- P_a = pressione atmosferica.

Il valore di CRR viene infine corretto con la relazione seguente:

$$CRR = CRR_{(M=7,5)} \times MSF$$

per rapportarlo alla magnitudo del sisma considerato attraverso la relazione:

$$MSF = 6.9 \exp\left(-\frac{M}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8$$

La relazione per la determinazione del rapporto di resistenza ciclica CSR (sforzo di taglio ciclico normalizzato) vale:

$$CSR = 0.65 \times \frac{a_{max}}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \times r_d$$

Dove r_d , coefficiente riduttivo dell'azione sismica, è determinato secondo la relazione di Idriss (1999):

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z) \times M$$

Dove:

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \times \operatorname{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \times \operatorname{sen}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

Con z =profondità in metri.

7.2 RISULTATI

Nelle figure seguenti vengono riportati i risultati della verifica nei confronti del pericolo di liquefazione condotta per ciascuna delle prove penetrometriche eseguite nel 2020-2021; la linea verticale rossa tratteggiata rappresenta il valore di 1.25, minimo suggerito dall'Eurocodice 8: un deposito può essere suscettibile di liquefazione qualora il fattore di sicurezza (FS) sia minore di 1.25. Non è stata eseguita la verifica per la prova CPTU1-2020 in quanto il terreno risulta prevalentemente coesivo fino a 20 m dal p.c..

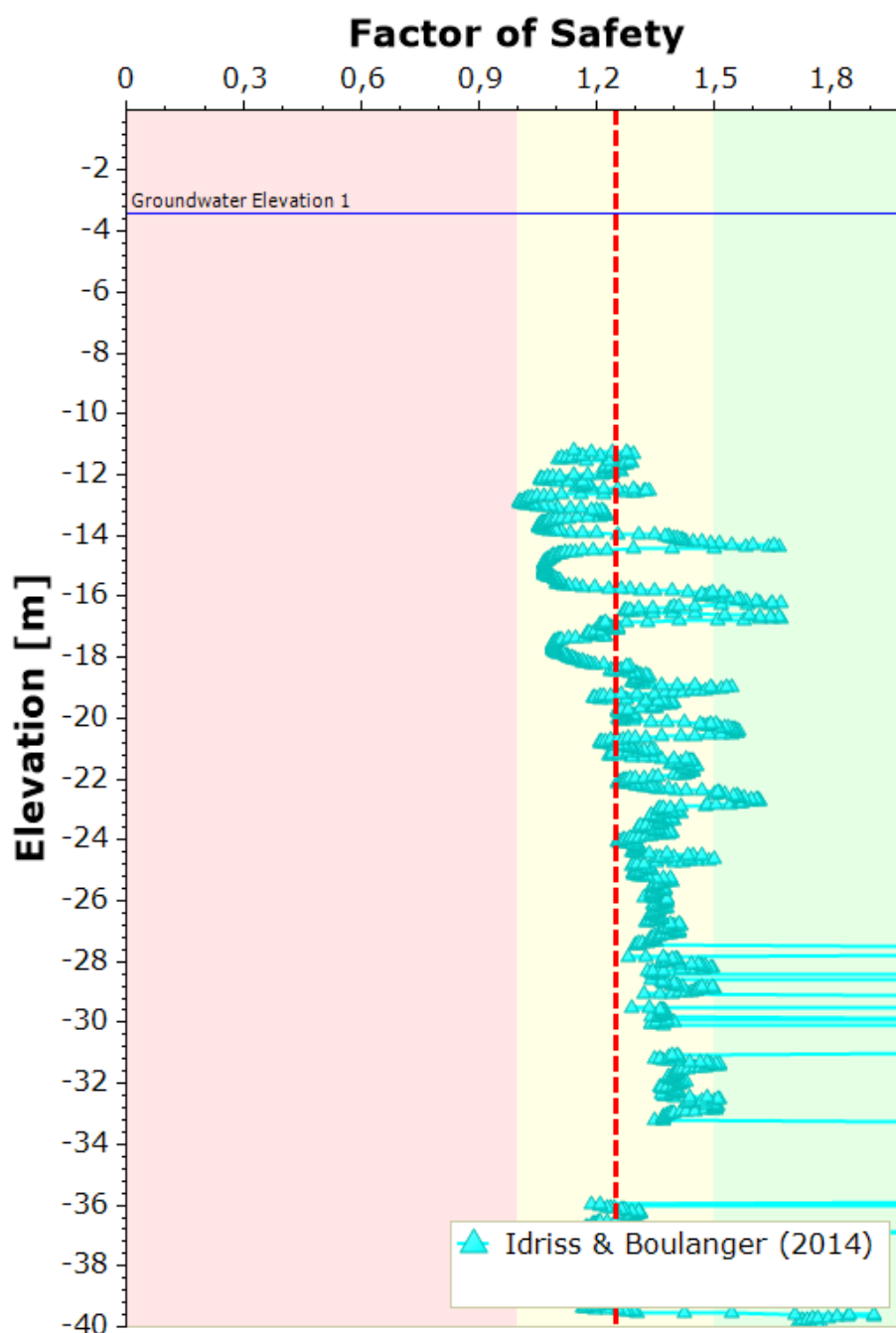


Figura 7-1 - Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione. SCPTU2-2020

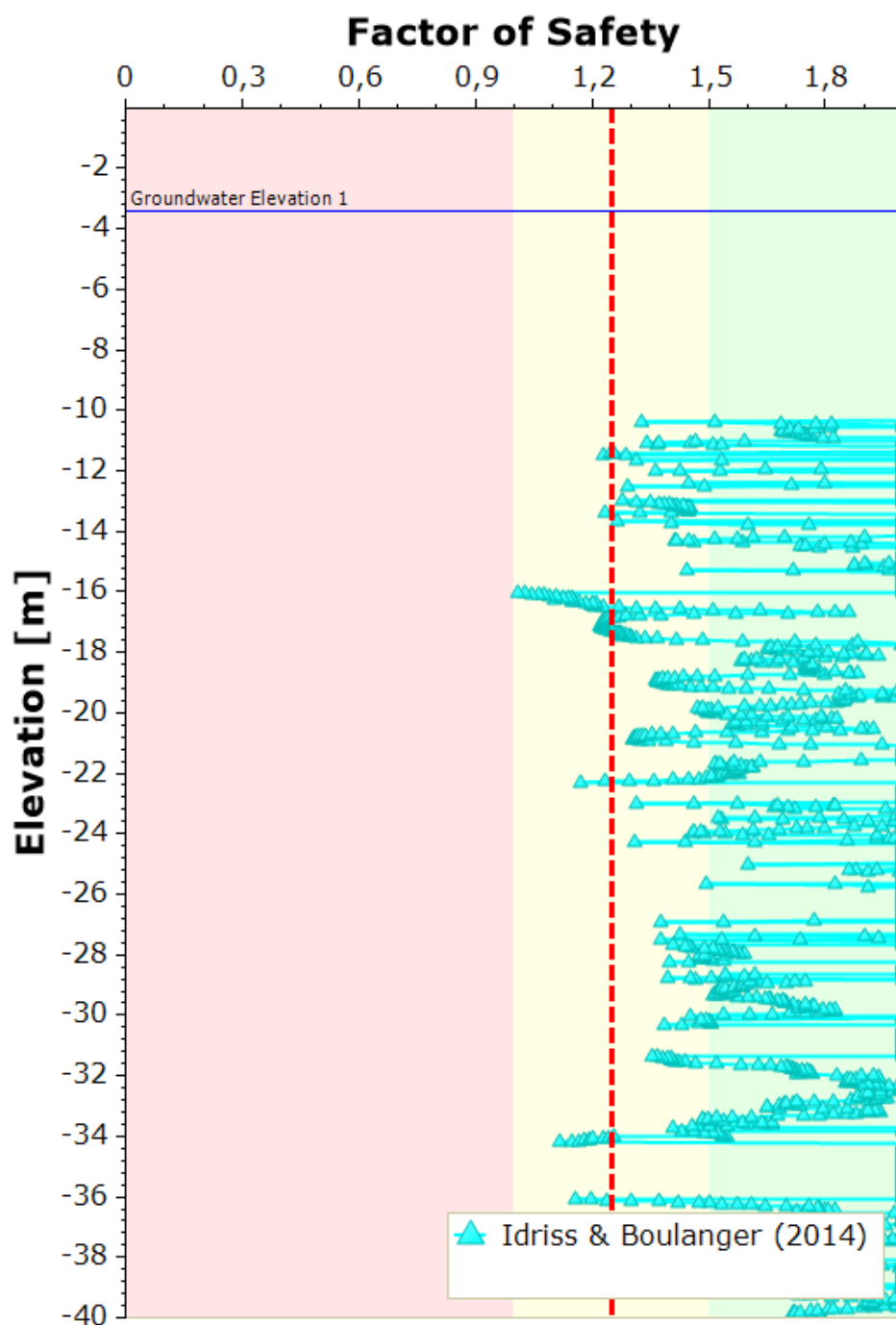


Figura 7-2 - Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione. CPTU3-2020

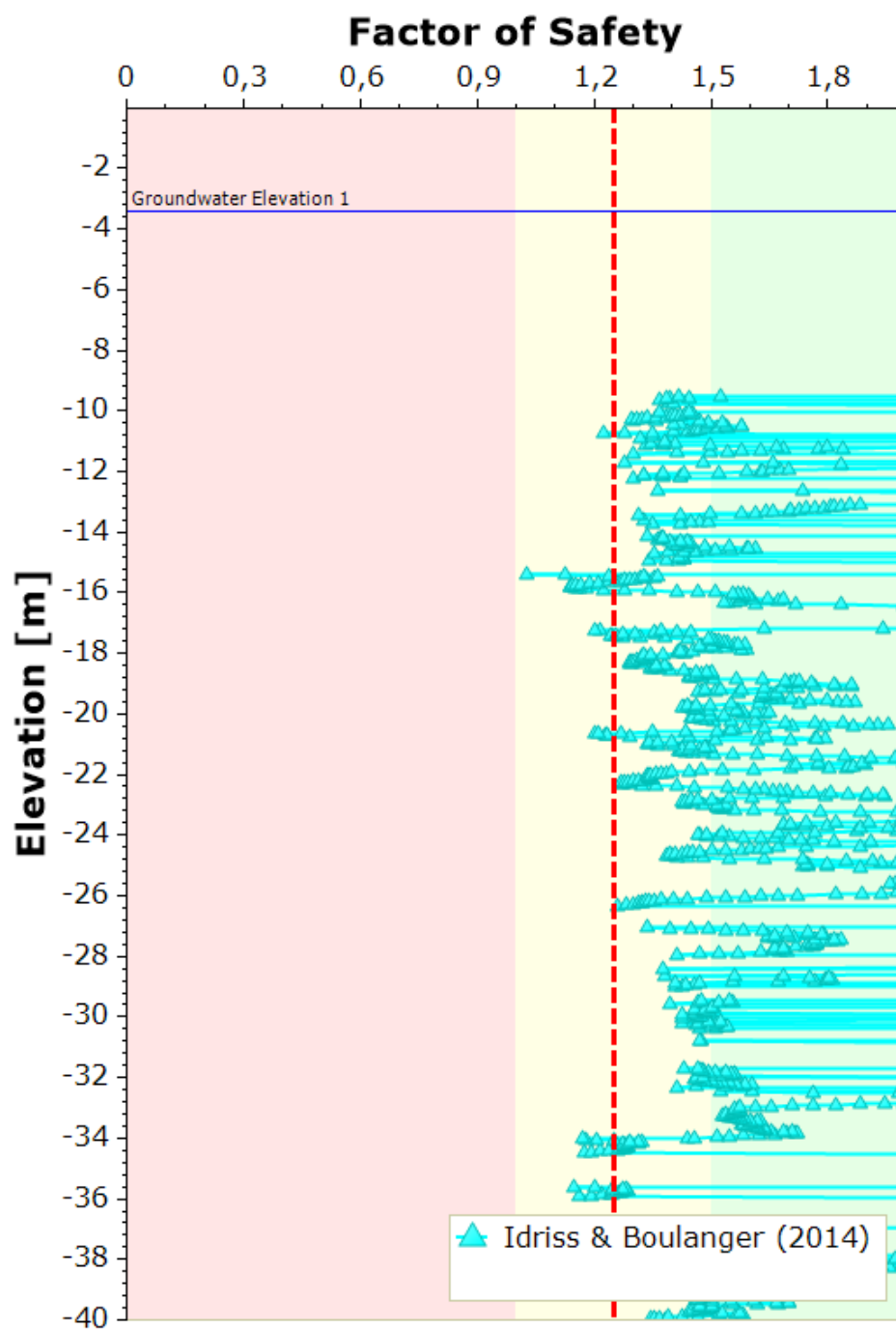


Figura 7-3 - Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione. CPTU4-2020

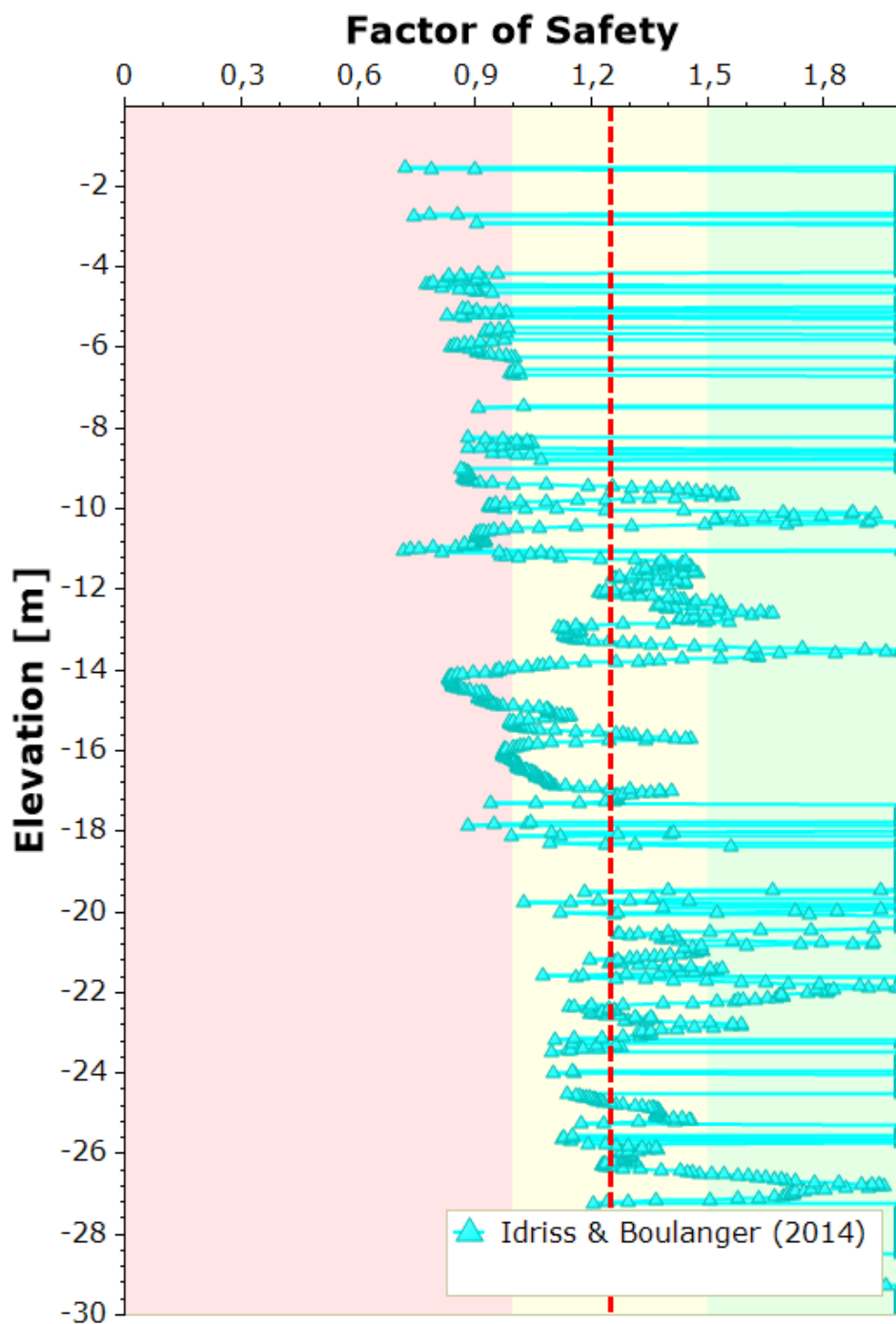


Figura 7-4 - Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione. CPTU5-2020

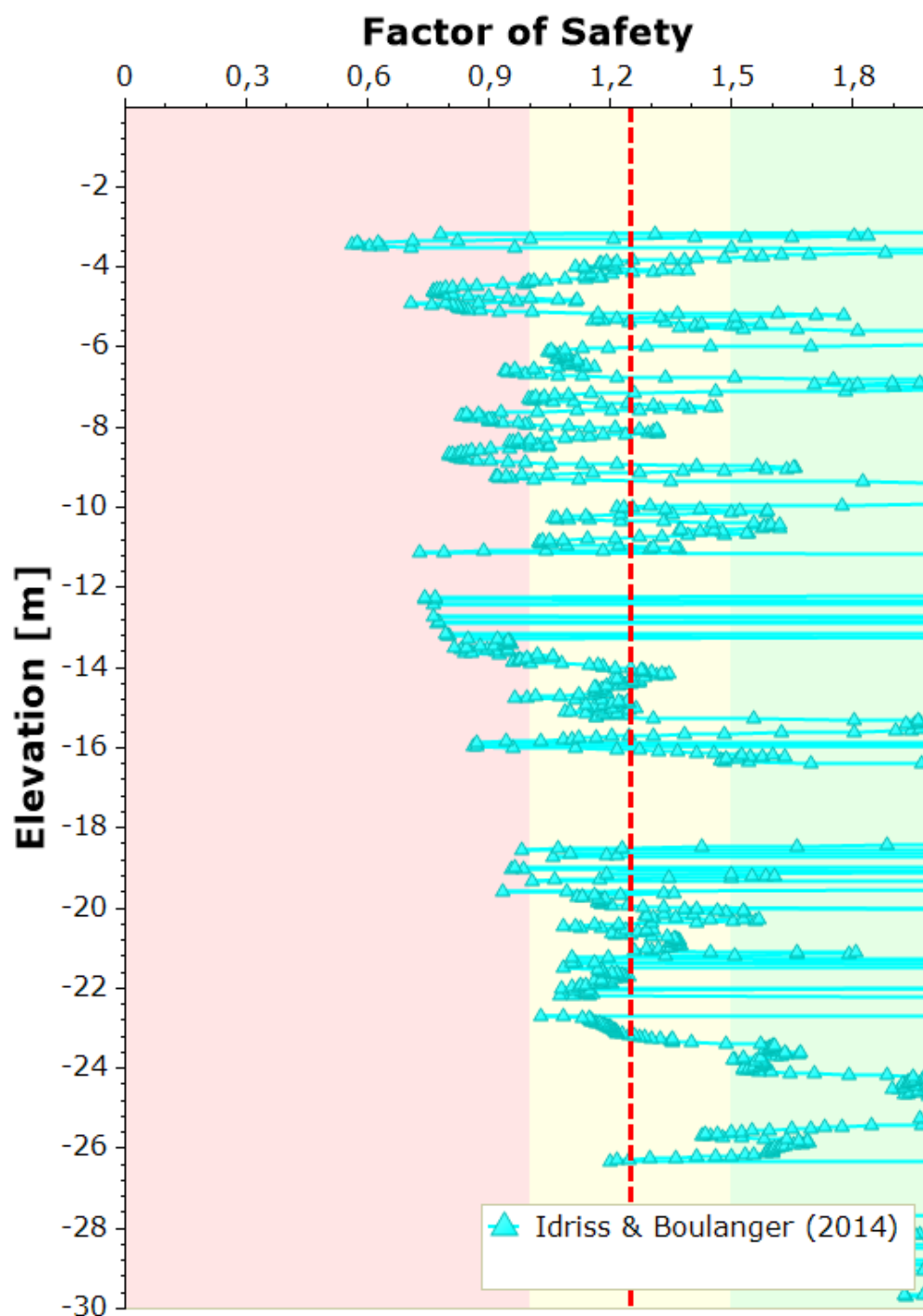


Figura 7-5 - Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione. CPTU6-2020

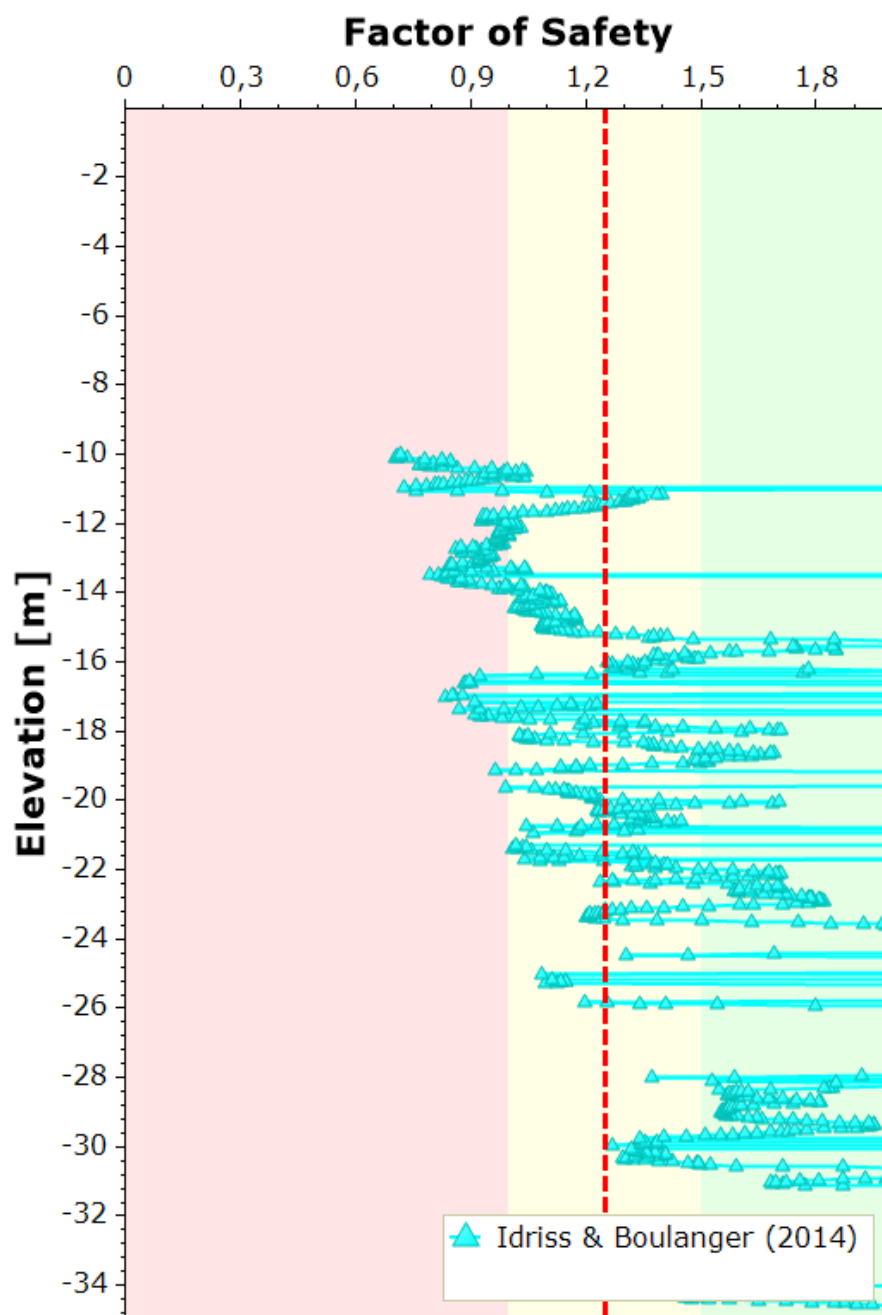


Figura 7-6 - Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione. CPTU7-2020

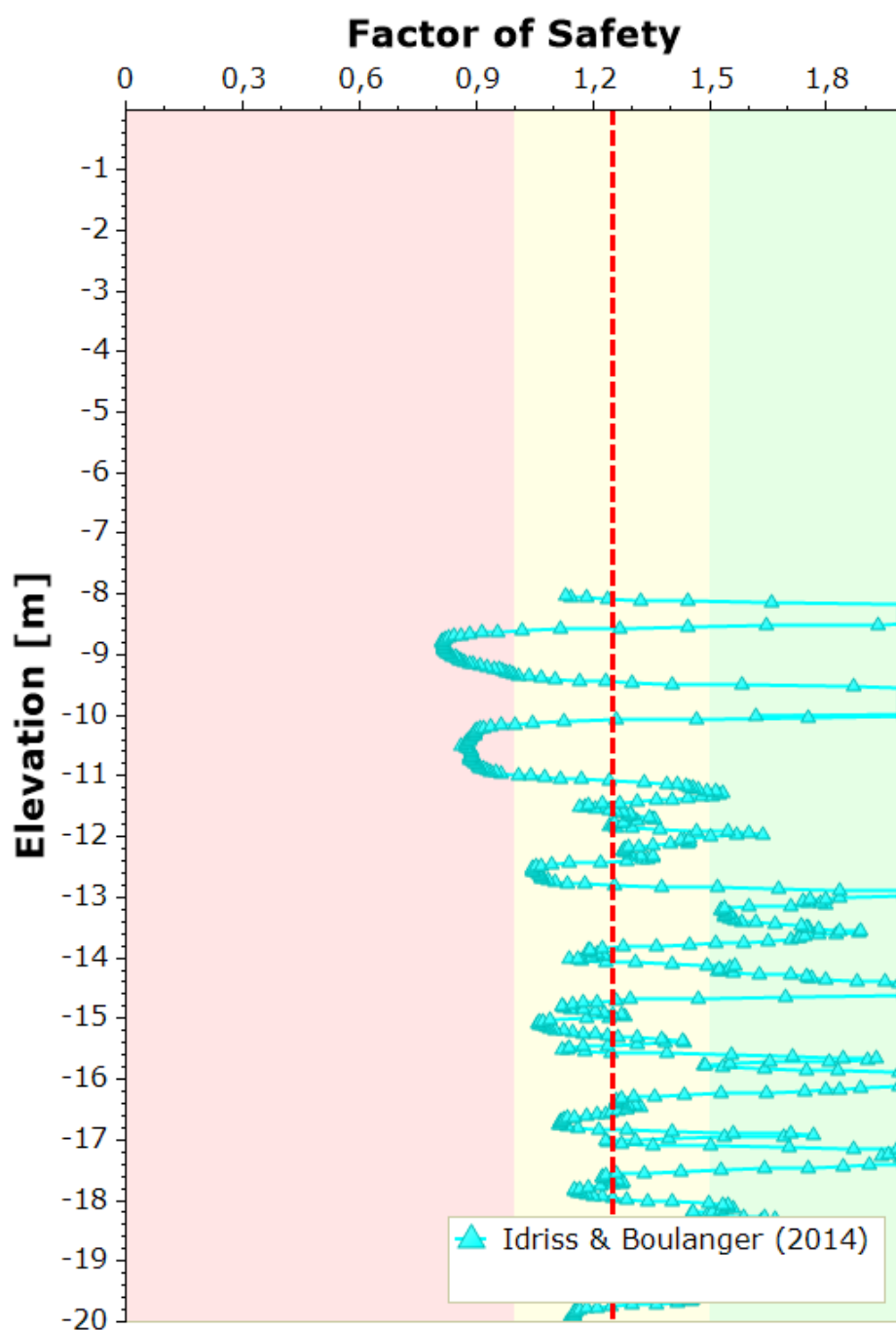


Figura 7-7 - Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione. CPTU8-2020

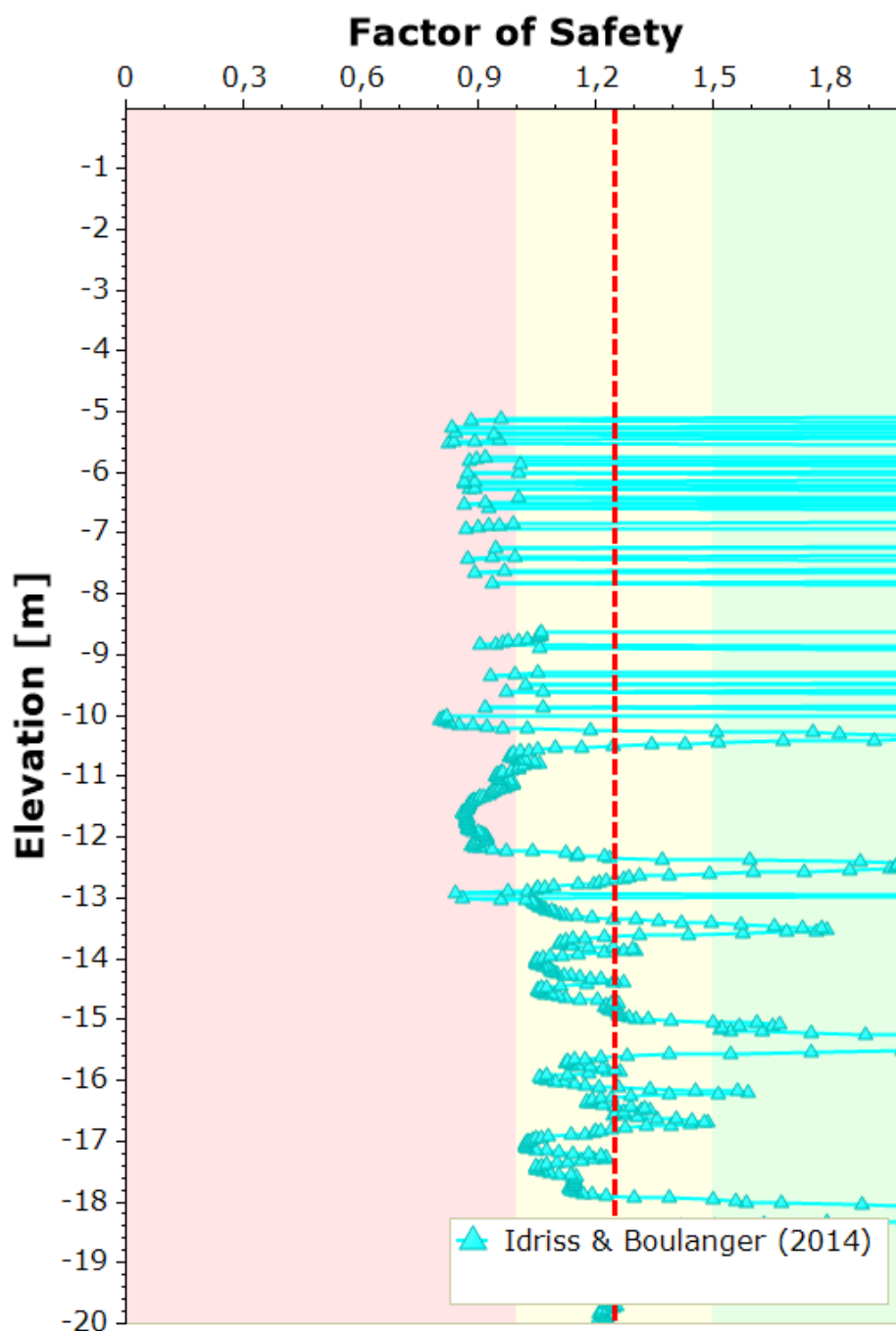


Figura 7-8 - Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione. CPTU9-2020

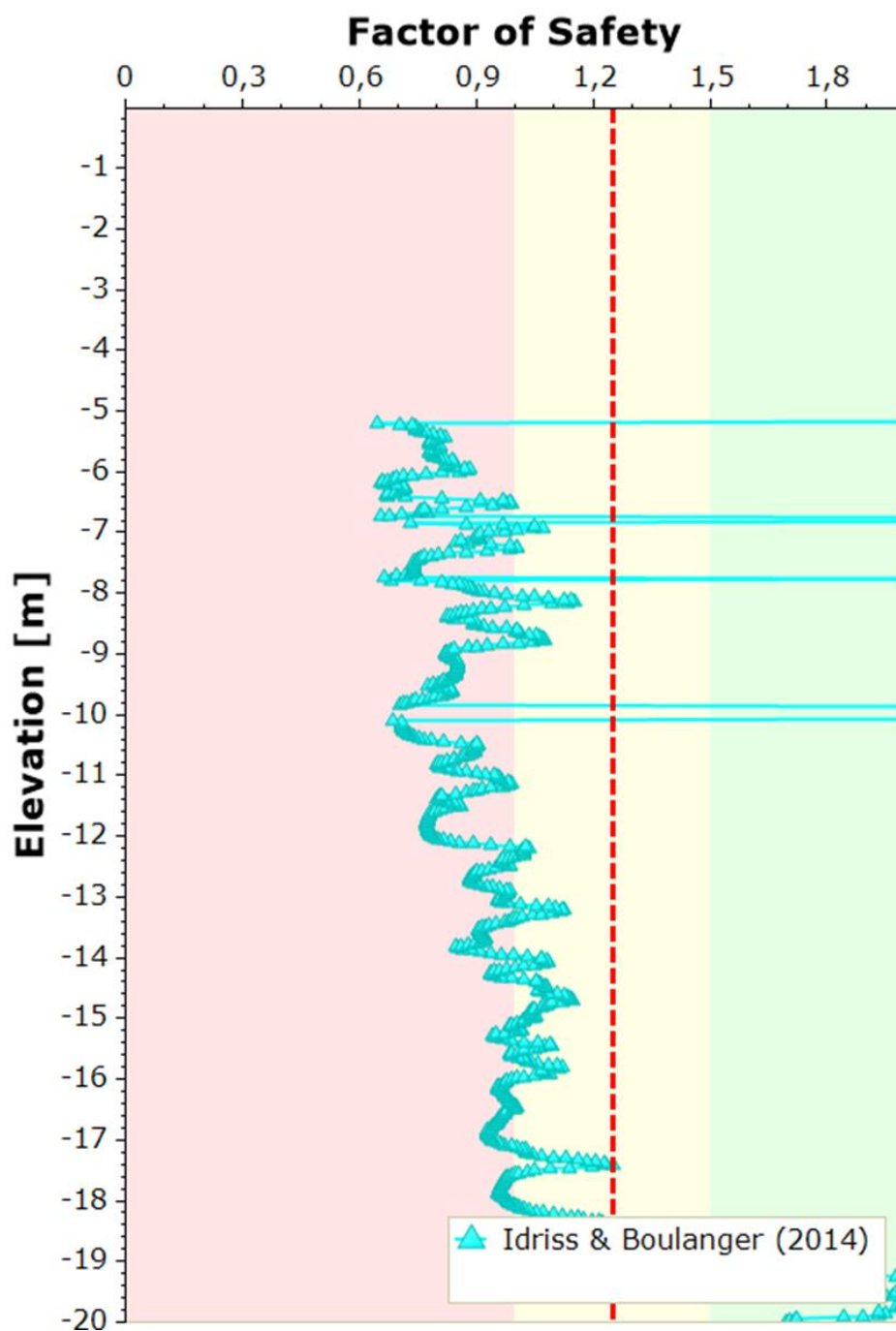


Figura 7-9 - Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione. CPTU1-2021

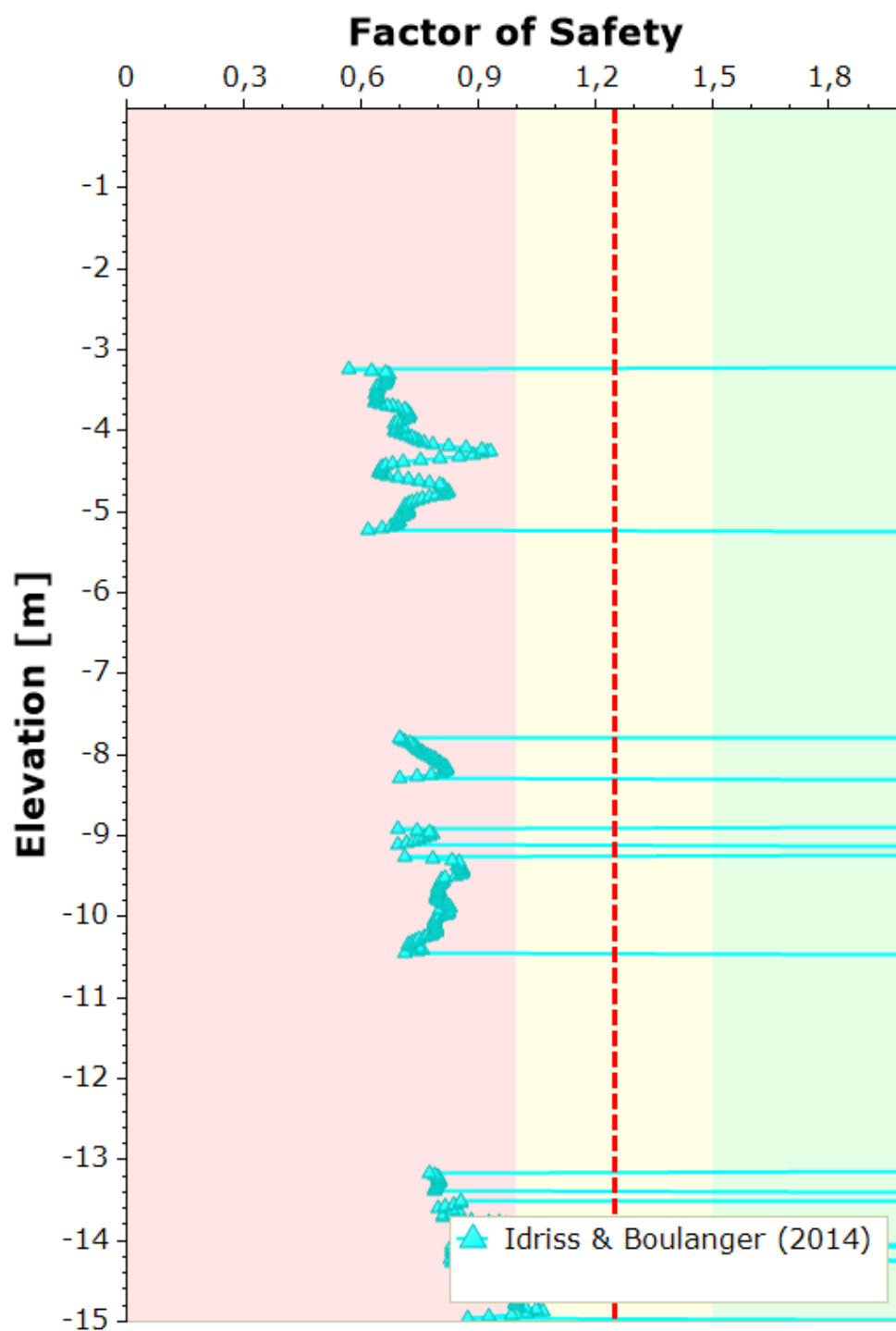


Figura 7-10 - Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione. CPTU6-2021

7.3 INDICE DI LIQUEFAZIONE

Viene fornita una stima del rischio di liquefazione attraverso il calcolo dell'indice di liquefazione (IL), definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F \cdot W(z) \cdot dz$$

Dove:

- $F=1-FS$ se $FS \leq 1$ oppure $F=0$ se $F > 1$
- z = profondità dal piano campagna in metri
- $W(z) = 10 - 0.5z$, con z = profondità di calcolo (massimo 20 m).

Nella seguente tabella sono riportate, in ordine di progressiva rispetto all'intervento, l'indice di liquefazione associato ai risultati di ciascuna prova CPTU.

Prova	Quota (m s.l.m.)	Indice di Liquefazione
CPTU7-2020	2,50	1,2
CPTU8-2020	3,80	0,9
SCPTU2-2020	8,70	0,0
CPTU6-2020	1,20	2,2
CPTU6-2021	1,70	7,2
CPTU1-2021	2,33	6,8
CPTU3-2020	8,70	0,0
CPTU9-2020	4,00	1,2
CPTU5-2020	2,40	2,1
CPTU4-2020	8,70	0,0

Tabella 7-1: Indice di liquefazione IL

In base al valore di IL ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la classificazione indicata dalle "Linee guida AGI".

IL	Rischio di liquefazione
$IL \leq 5$	Potenziale di rottura basso
$5 < IL \leq 15$	Potenziale di rottura elevato
$IL > 15$	Potenziale di rottura estremamente elevato

Tabella 7-2: Rischio di liquefazione in relazione all'indice di liquefazione IL (Linee guida AGI)

L'indice di liquefazione (IL) a partire dalle prove penetrometriche eseguite dalla sommità del rilevato arginale (SCPTU2-2020, CPTU3-2020, CPTU4-2020) è nullo e quindi il rischio di

RELAZIONE GEOTECNICA

liquefazione del terreno di fondazione al di sotto del rilevato arginale risulta estremamente basso anche per l'effetto del peso del rilevato arginale sulla pressione di confinamento. La stima dei valori dell'indice di liquefazione (IL) a partire dalle altre prove penetrometriche, eseguite dal piano campagna o dalla prima berma arginale, risulta generalmente minore di 2.2 indicando quindi un rischio di potenziale basso, con l'eccezione delle sole prove CPTU6-2021 (situata a piano campagna, all'esterno del rilevato arginale) e CPTU1-2021 (situata nella golenia, all'esterno del rilevato arginale) che indicano un potenziale di liquefazione maggiore.

8 INTERVENTI DI PROGETTO

Il progetto della presente relazione ha lo scopo di migliorare la tenuta idraulica di un tratto dell'argine in sponda destra del Fiume Po presente nella località di Mazzorno Sinistro (comune di Adria). Per raggiungere questo scopo si prevede la realizzazione di un diaframma di spessore 60 cm fra st. 512-518, per un'estensione di circa 1.200 m, da intestare all'unghia arginale lato fiume a quota 2 m s.l.m.m. e di lunghezza pari a 27 m (fino alla quota di -25 m s.l.m.m.)

Il diaframma, intercettando la maggior parte dei moti di filtrazione nei terreni di fondazione, costituirà, per tutta la sua profondità, una barriera "impermeabile" in grado di allungare o inibire i percorsi di filtrazione al di sotto del corpo arginale.

In occasione del precedente intervento di ringrosso arginale (anno 2000) la scarpata arginale a fiume è stata rivestita in buona parte con pietrame naturale di cava; il rivestimento lapideo, poggiato su un tratto di scarpata arginale molto estesa (circa m 12), ha determinato negli anni problemi di manutenzione nello sfalcio delle arginature con la conseguente localizzata crescita di alberature sul corpo arginale vero e proprio.

In occasione del presente intervento si intende procedere anche alla rimozione del pietrame per realizzare una nuova scarpata arginale con pendenza 1V:2H, caratterizzata da un petto con sommità alla quota di massima piena (7.81 m s.l.m.m.) ed un antipetto a quota 5 della scarpata stessa.

La sommità del petto che dell'antipetto verranno rese percorribili per i mezzi adibiti alla manutenzione essendo previste di larghezza adeguata (4m). Si segnala di prevedere una gradonatura sul rilevato esistente secondo la linea nera tratteggiata presente nella Figura 8.1 e Figura 8.2, in modo tale immorsare adeguatamente il rivestimento e garantire uno spessore minimo sufficiente.

In via cautelativa sono state effettuate di seguito le verifiche considerando che il ringrosso arginale sia composto da sabbie limose, con permeabilità pari a quella del rilevato arginale esistente. Le indicazioni delle linee guida, con riferimento alla classificazione contenuta nella norma UNI 11531-1:2014, indicano di utilizzare preferibilmente terre di tipo argilloso e limoso (classi A-4, A-6, A-7-6), con contenuto minimo di sabbia pari al 15% e con indice di plasticità inferiore a 25. Inoltre, in casi di accertata impossibilità di ottenere una classe di rilevato superiore a quella con classifica A-3, è facoltà dell'Ufficio di Direzione Lavori accettare il materiale posto in opera di classe A-3 con contenuto di fine pari ad almeno 10%, prescrivendo uno spessore non inferiore a 40 cm di terreno vegetale sul paramento a fiume del rilevato.

RELAZIONE GEOTECNICA

Per il riporto arginale si intende impiegare la terra proveniente dallo scavo del diaframma. Al fine di raggiungere il maggiore volume di materiale necessario alla risagomatura della scarpata arginale si prevede di reperire quanto necessario dalla vasta area demaniale in golenale adiacente (ora in concessione d'uso a pioppeto). I carotaggi effettuati in passato nell'area golenale hanno rilevato, nei primi 5 metri di profondità indagati, la presenza di terre del tipo A-4/A-6/A7, quindi di buona qualità ai fini della realizzazione del rivestimento del rilevato arginale. I pozzetti esplorativi eseguiti a marzo 2023 indicano terre in parte del tipo A-4 ed in parte del tipo A-2. Si ritiene quindi idonea l'ipotesi di ricavare il materiale dall'area in golenale nella quale sono state effettuate le indagini, raccomandando per quanto possibile l'utilizzo di materiale di classe A-4, A-6, A-7-6.

Al termine dei lavori il pietrame rimosso sarà riutilizzato in parte con riposizionamento esclusivamente nella parte inferiore della scarpata arginale.

Si riportano di seguito l'esempio di due sezioni di progetto nel tratto che verrà realizzato nel primo stralcio, cioè la sezione n.1 del 1° stralcio (ex sezione n.9 del progetto di fattibilità tecnico economica, corrispondente alla sezione tipologica n.2 dello stesso progetto) e la sezione n.6 del 1° stralcio (ex sezione n.14 del progetto di fattibilità tecnico economica), ritenute tra le più gravose considerando sia la geometria dell'intervento che i terreni di fondazione. Tali sezioni saranno oggetto delle verifiche geotecniche ed idrauliche previste dalle NTC2018.

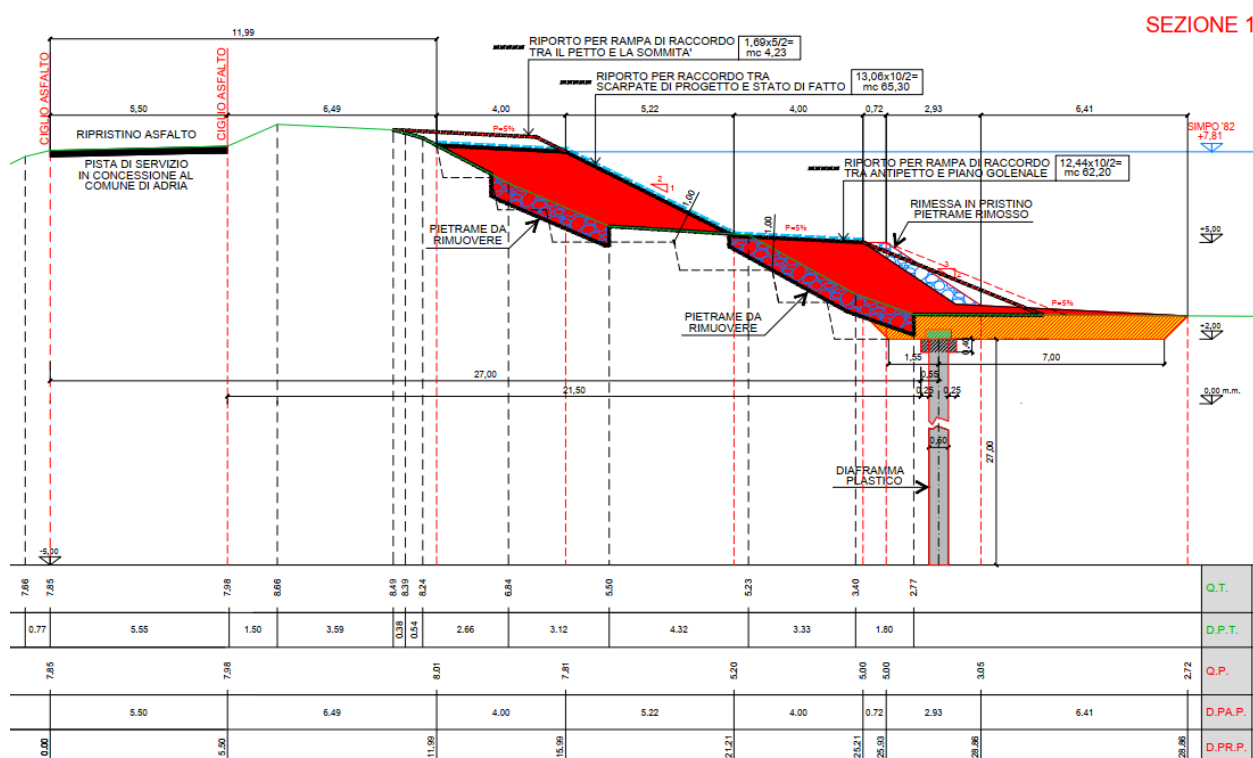
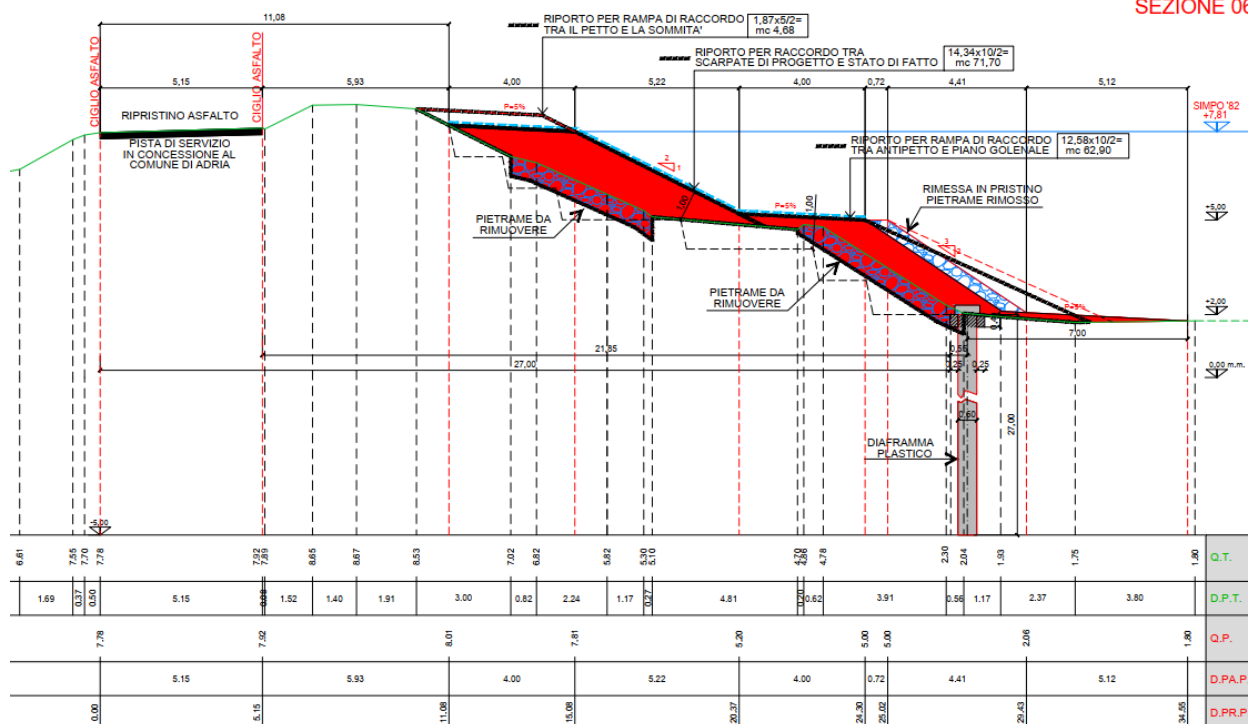


Figura 8.1: ex Sezione n.9 – Sezione 1 – 1° stralcio

RELAZIONE GEOTECNICA
SEZIONE 06

Figura 8.2: ex Sezione n.14 – Sezione 6 – 1° stralcio

Il diaframma dovrà comunque essere ben intestato all'interno del terreno di riporto del ringrosso arginale di nuova costruzione, le cui caratteristiche sono note.

9 VERIFICHE DI SICUREZZA DEL RILEVATO ARGINALE

Le verifiche di sicurezza agli Stati Limite Ultimi (SLU) sono state condotte secondo quanto previsto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM del 17 Gennaio 2018 e si articolano in:

- Verifiche agli stati limite idraulici: sifonamento, sollevamento;
- Verifiche di stabilità globale: condizione di massimo invaso, svaso rapido e sismica.

Tali verifiche sono state svolte per lo stato attuale dell'argine e per lo stato di progetto.

La verifica in condizione sismica viene effettuata a lato campagna considerando la quota del fiume al livello di una piena ordinaria (5.29 m s.l.m.m.).

Si riportano di seguito le quote significative del Fiume Po in corrispondenza del sito in oggetto:

- Quota piena ordinaria: 5.29 m s.l.m.m. (idrogramma Cavanella)
- Quota piena SIMPO '82: 7.81 m s.l.m.m. (Sezione 76B Po di Venezia – Progetto generale di fattibilità tecnica ed economica)

9.1 SEZIONI DI ANALISI

Dall'analisi della geometria delle sezioni trasversali a disposizione e dalla valutazione delle proprietà dei terreni di fondazione, si ritiene di eseguire le verifiche di sicurezza sulle sezioni:

- Sezione n.1 del 1° stralcio (ex sezione n.9 del progetto di fattibilità tecnico economica), caratterizzata da terreni di fondazione con matrice prevalentemente sabbiosa; a piano campagna è presente un primo strato coesivo (unità L(A)), cautelativamente sono state trascurate le lenti coesive a profondità maggiori.

- Sezione n.6 del 1° stralcio (ex sezione n.14 del progetto di fattibilità tecnico economica), caratterizzata da terreni di fondazione inizialmente composti da un'alternanza di sabbie limosa e limi argillosi (unità LA – SL); successivamente è presente il banco di sabbia debolmente limosa (unità S[L]). Il primo strato coesivo in corrispondenza di tale sezione, appartenente all'unità L(A), è stato cautelativamente compreso nell'alternanza precedentemente descritta (unità LA – SL); inoltre cautelativamente sono state trascurate le lenti coesive a profondità maggiori.

 RELAZIONE GEOTECNICA

Si riporta di seguito il modello relativo alla fase di progetto utilizzato nelle analisi di filtrazione e di stabilità per ciascuna delle due sezioni in condizione di massima piena.

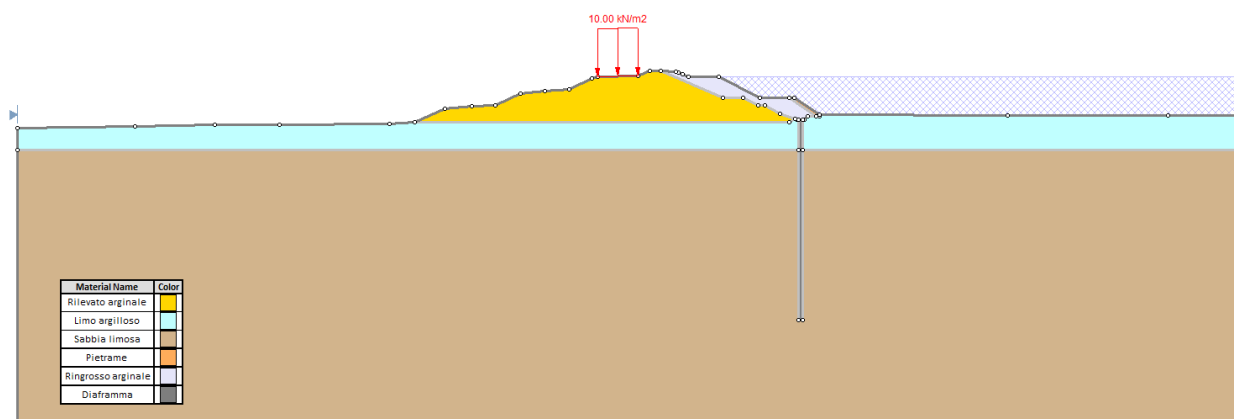


Figura 9.1: Modello della sezione trasversale n.1 del 1° stralcio (ex sezione n.9 del progetto di fattibilità tecnico economica)

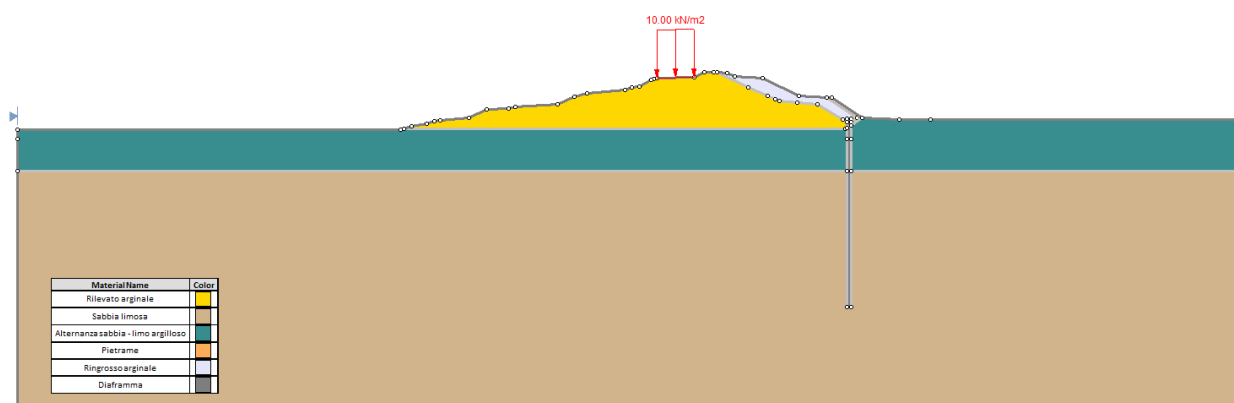


Figura 9.2: Modello della sezione trasversale n.6 del 1° stralcio (ex sezione n.14 del progetto di fattibilità tecnico economica)

I parametri di resistenza e di permeabilità di ciascuna unità sono quelli riportati in Tabella 5-10. Al diaframma è stata assegnata una permeabilità di 10^{-8} m/s e cautelativamente una resistenza costante pari a 100 kPa, mentre al pietrame di rivestimento una permeabilità di 10^{-3} m/s ed un angolo di resistenza al taglio $\phi' = 38^\circ$.

9.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE IDRAULICI

Come previsto dalle NTC18 le verifiche di sicurezza di tipo idraulico comprendono il pericolo di sifonamento e sollevamento al piede a campagna per effetto dei gradienti di filtrazione in concomitanza con gli eventi di piena.

I fenomeni di collasso per sifonamento e sollevamento a campagna nella zona al piede del corpo arginale sono tra loro strettamente correlati; con il termine sifonamento si intende l'erosione progressiva del terreno di fondazione di natura incoerente per effetto del dislivello idraulico tra monte e valle, fenomeno che innesca la formazione dei fontanazzi in occasione di eventi di piena. In presenza a campagna di terreni superficiali coesivi di bassa permeabilità si può avere sollevamento e rottura del terreno stesso per effetto delle sottopressioni con successivo innesco del sifonamento come rappresentato nella seguente figura.

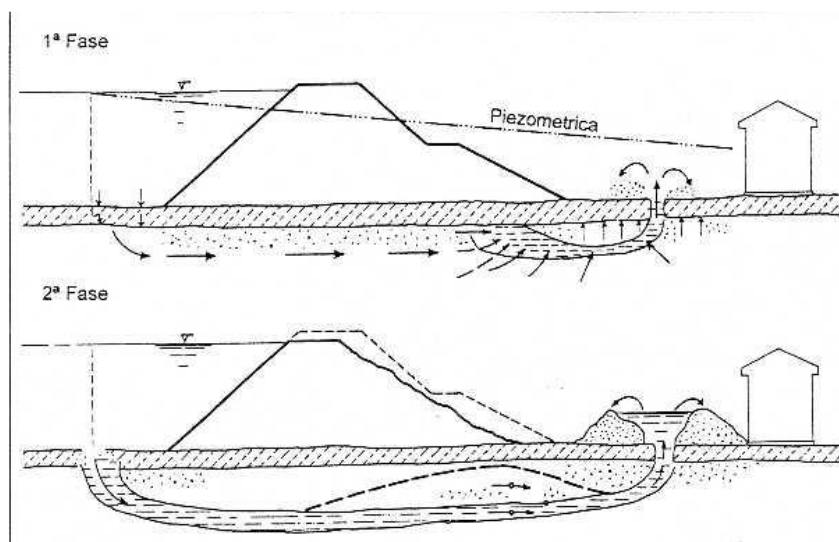


Figura 9.3: Rottura arginale per sollevamento e successivo innesco di sifonamento

Le verifiche della filtrazione attraverso i rilevati arginali e di sollevamento del piano campagna sono state svolte con il codice di calcolo Slide (ver. 9.0) della Rocscience, considerando il livello della piena SIMPO '82 (7.81 m s.l.m.m.) tramite analisi condotte cautelativamente in moto permanente.

9.2.1 Gradiente idraulico e filtrazione

Una valutazione preliminare relativa al grado di sicurezza nei confronti dei fenomeni di filtrazione al di sotto dell'argine è condotta tramite il metodo di Bligh e Lane sulla base di riscontri sperimentali. Il metodo di Lane (1915), che implementa quello precedente di Bligh (1910), considera il percorso che l'acqua dovrebbe fare per portarsi da monte a valle di un argine, lungo il perimetro della fondazione. Il rapporto tra la lunghezza, suddivisa in percorsi verticali (L_v) e percorsi orizzontali (L_h), e il carico d'acqua (H) secondo la seguente formula è indicato come rapporto di scorrimento (C):

$$C = \frac{\frac{1}{3}L_h + L_v}{H}$$

Per raggiungere condizioni di sicurezza nei confronti del sifonamento gli autori consigliano i seguenti valori di C in relazione al tipo di terreno.

Tabella 3 - Valori del rapporto di scorrimento (C) indicati da Lane

Terreno	C – metodo Lane
Sabbia fine e limosa	8,5
Sabbia grossa	5
Ghiaia e sabbia	3,5
Ghiaia grossa e ciottoli	2,5

Il metodo di Bligh e Lane viene applicato alle due sezioni considerando lo stato attuale e lo stato di progetto comprensivo del taglione idraulico di lunghezza pari a 27 m.

Tabella 4 – Calcolo rapporto di scorrimento sulle sezioni in esame

Terreno	Stato attuale	Stato di progetto
Sezione 1 – 1° stralcio	$C = \frac{\frac{1}{3} * 51}{7.81 - 1.5} = 2.7$	$C = \frac{\frac{1}{3} * 54 + 27 * 2}{7.81 - 1.5} = 11.4$
Sezione 6 – 1° stralcio	$C = \frac{\frac{1}{3} * 64}{7.81 - 0.4} = 2.9$	$C = \frac{\frac{1}{3} * 66 + 27 * 2}{7.81 - 0.4} = 10.2$

Il rapporto di scorrimento C stimato migliora considerevolmente nella situazione di progetto e risulta maggiore rispetto al valore di riferimento 8.5 relativo a sabbie fini e limose, che caratterizzano prevalentemente il terreno di fondazione.

Le verifiche agli stati limite idraulici nei confronti del pericolo di sifonamento sono state successivamente condotte valutando che il rapporto tra il gradiente idraulico critico i_c , assunto

pari a 1, ed il gradiente idraulico in uscita a campagna i_e sia superiore a 2, come indicato dalla normativa vigente (§6.2.4.2 NTC18).

$$\frac{\text{gradiente idraulico critico } i_c}{\text{gradiente di efflusso } i_e} \geq 2$$

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei risultati delle analisi:

Sezione di analisi	Stato attuale		Stato di progetto	
	Gradiente efflusso verticale [-]	Verifica sifonamento	Gradiente efflusso verticale [-]	Verifica sifonamento
Sezione 1 – 1° stralcio	0,556	1,8	0,445	2,2
Sezione 6 – 1° stralcio	0,534	1,9	0,453	2,2

Tabella 9-5: Risultati della verifica al sifonamento

La verifica prescritta dalle NTC18 è soddisfatta per lo stato di progetto. Si riportano di seguito le immagini dei modelli con i risultati del gradiente idraulico verticale.

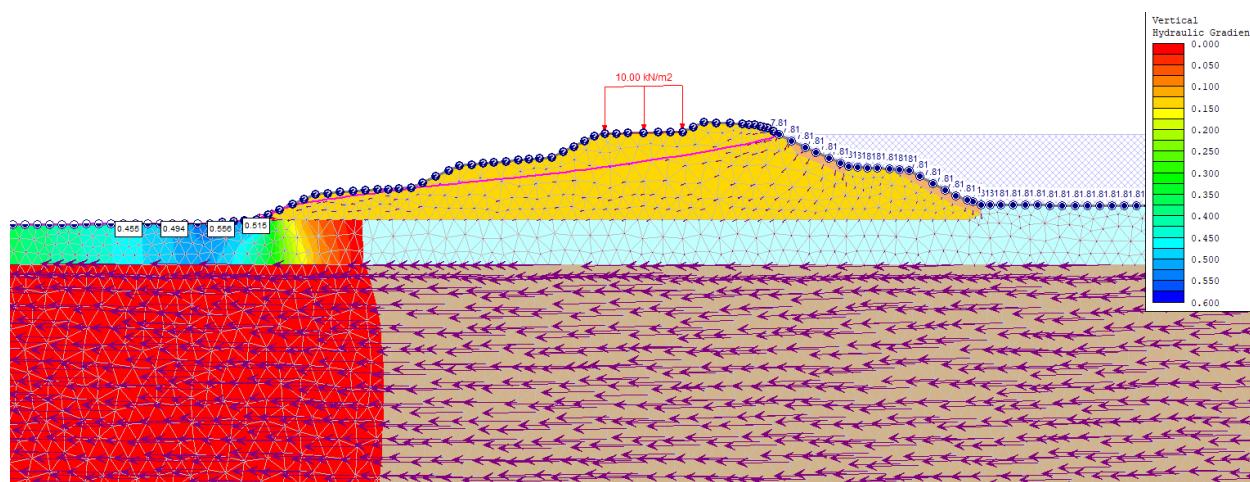


Figura 9.4: Sezione 1 (1° stralcio) – attuale – Gradiente idraulico verticale

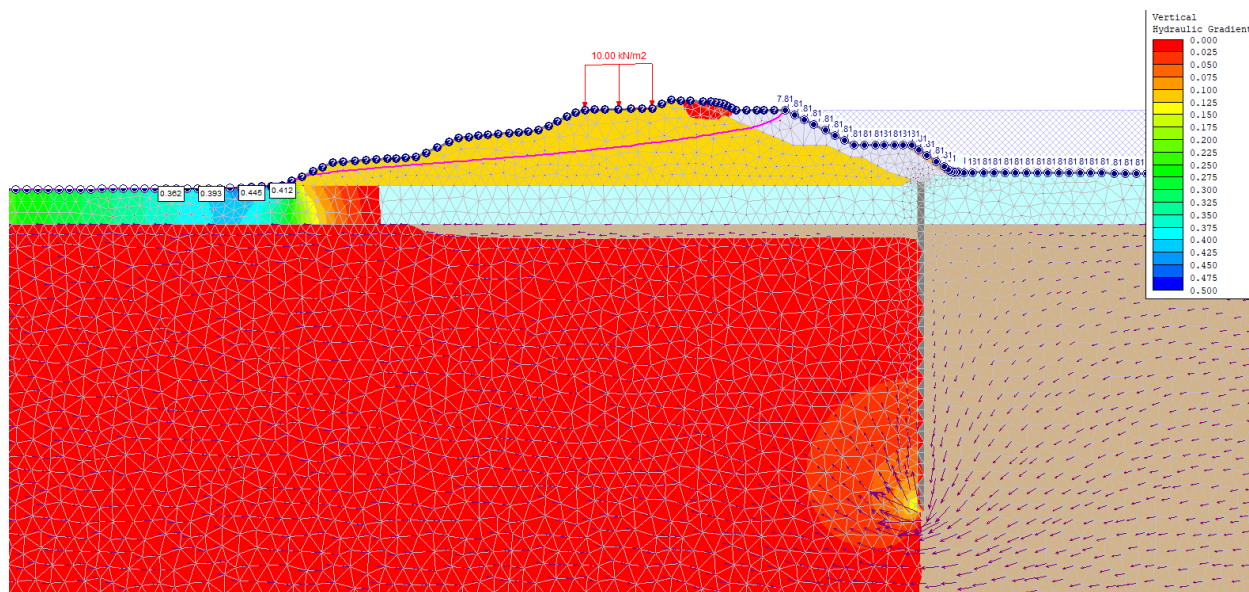


Figura 9.5: Sezione 1 (1° stralcio) – progetto – Gradiente idraulico verticale

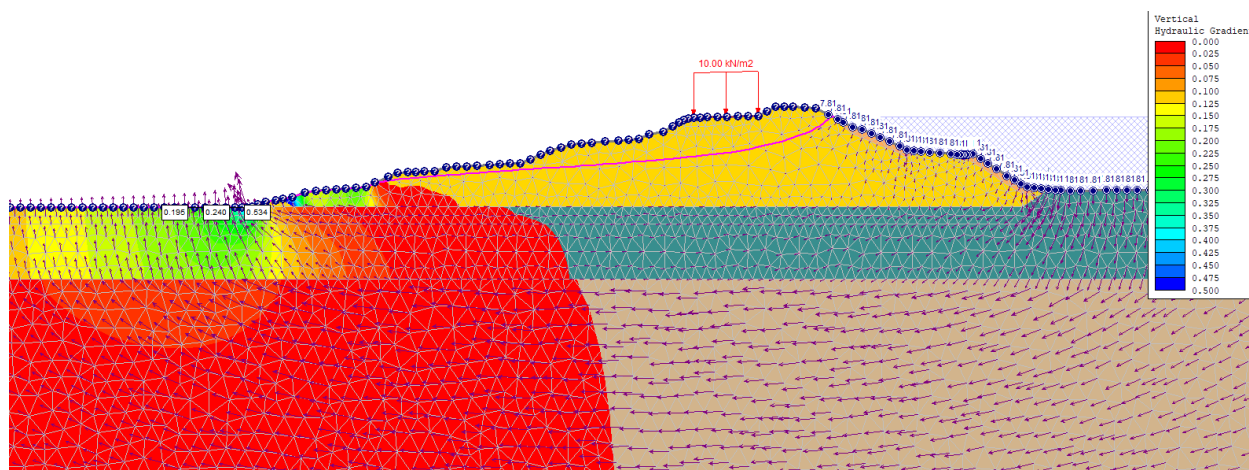


Figura 9.6: Sezione 6 (1° stralcio) – attuale – Gradiente idraulico verticale

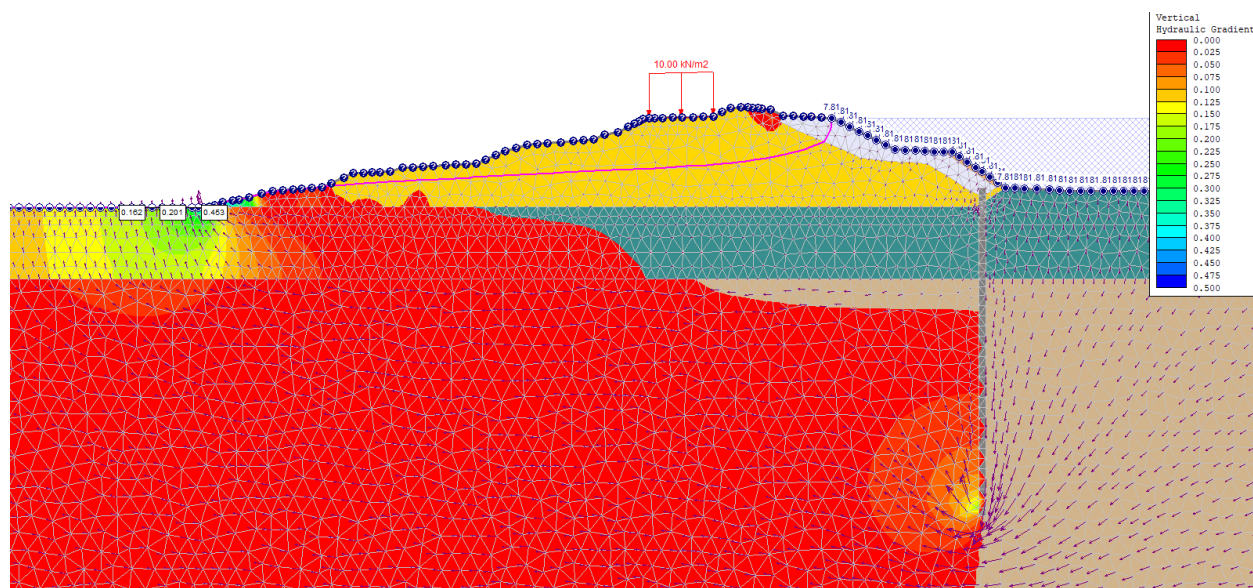


Figura 9.7: Sezione 6 (1° stralcio) – progetto – Gradiente idraulico verticale

9.2.2 Verifica al sollevamento

In accordo con la Normativa vigente sono stati inoltre verificati gli stati limite idraulici nei confronti del pericolo di sollevamento al piede dell'argine a campagna. Nelle Norme Tecniche viene indicato che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$) deve risultare non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{stb,d}$) tenendo conto dei seguenti coefficienti parziali:

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_{2(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Tale verifica è stata svolta solo per la sezione 1 (1° stralcio), in quanto lo spessore dell'alternanza di sabbia limosa e limo argilloso della sezione 6 (1° stralcio) è elevato e quindi non è interessato significativamente da questa problematica.

A partire dalle verifiche di filtrazione dei rilevati arginali si sono ricavati i valori della pressione interstiziale alla base dello strato coesivo costituente il corpo arginale a campagna e confrontate con le pressioni totali, calcolate considerando un peso di volume del terreno pari 19 kN/m³.

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei risultati delle analisi:

Tabella 9-6: Risultati della verifica al sollevamento

Sezione di analisi	Situazione	Pressione stabilizzante caratteristica [kPa]	Pressione instabilizzante caratteristica [kPa]	Pressione stabilizzante di progetto [kPa]	Pressione instabilizzante di progetto [kPa]	Verifica sollevamento
Sezione 1 – 1° stralcio	Attuale	55,1	44,6	49,6	49,1	1,01
Sezione 1 – 1° stralcio	Progetto	55,1	41,5	49,6	45,7	1,09

La verifica prescritta dalle NTC18 è soddisfatta per lo stato di progetto. Si riportano di seguito le immagini dei modelli con i risultati delle pressioni neutre.

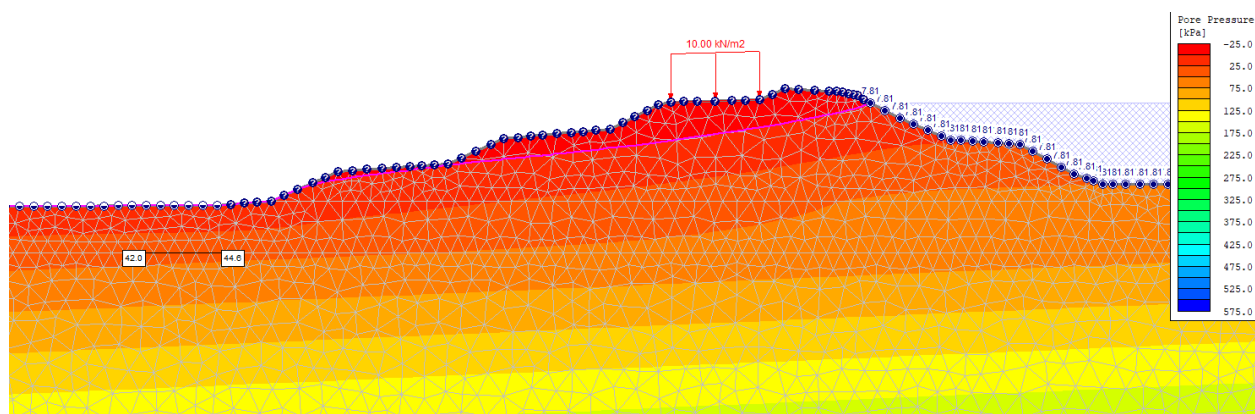


Figura 9.8: Sezione 1 (1° stralcio) – attuale – Pressione neutra

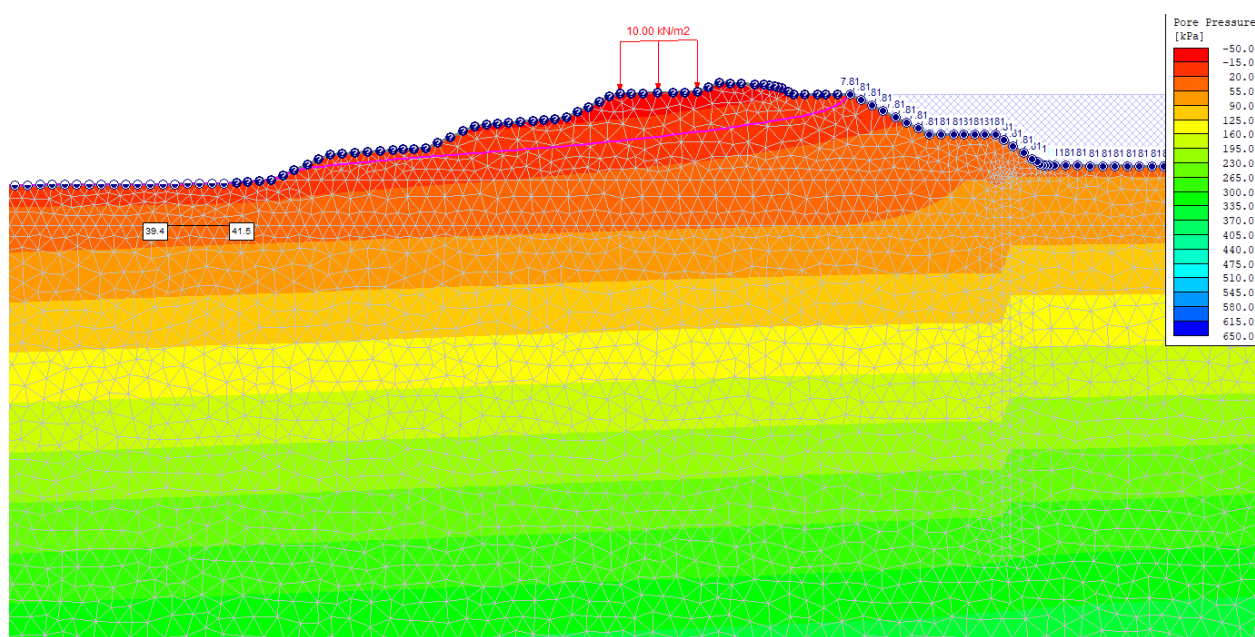


Figura 9.9: Sezione 1 (1° stralcio) – progetto – Pressione neutra

9.3 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

9.3.1 Metodo di calcolo e coefficienti di sicurezza

Le verifiche di stabilità globale dell'insieme rilevato arginale-terreno di fondazione, che confrontano il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione E_d con quello di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d , sono state condotte nelle condizioni più critiche, cioè:

- massimo invaso relativo alla piena SIMPO '82 (7.81 m s.l.m.m.), considerando le pressioni neutre dell'acqua derivanti da un'analisi in condizione di moto permanente (ipotesi più cautelativa);
- rapido svasso dalla quota della piena SIMPO '82 (7.81 m s.l.m.m.) fino alla quota di circa 1.8 m s.l.m.m. tramite un'analisi in condizioni di moto transitorio assumendo una curva di discesa della quota del fiume stimata dalla normalizzazione dell'andamento di una piena di entità minore; la stabilità viene calcolata in diversi momenti in cui avviene lo svasso rapido;
- sismica, considerando la quota del fiume al livello di una piena ordinaria (5.29 m s.l.m.m.) e utilizzando le pressioni neutre derivanti da un'analisi in moto permanente (ipotesi più cautelativa).

Nel seguente grafico è riportata la curva di discesa dell'onda di piena in funzione del tempo utilizzata per le analisi di svasso rapido.

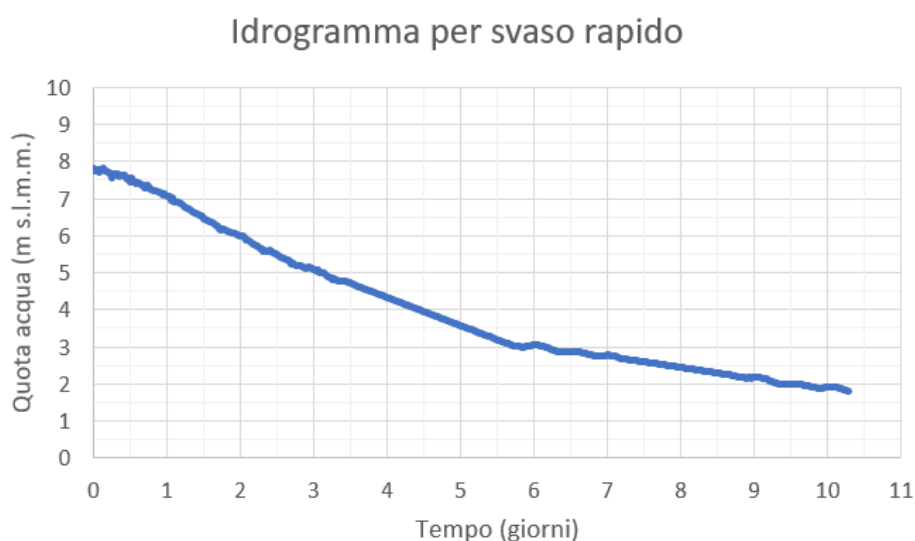


Figura 9.10: curva di abbassamento in funzione del tempo utilizzata per le analisi di svasso rapido

RELAZIONE GEOTECNICA

In corrispondenza della strada in sommità dell'argine è stato considerato un carico variabile pari a 10 kPa nelle analisi in condizione statica e pari a 5 kPa in quelle sismiche.

Le analisi di stabilità globale in condizioni statiche sono state effettuate considerando sia i parametri drenati che non drenati del terreno di fondazione (Tabella 5-10), mentre per le analisi sismiche sono stati considerati solo i parametri non drenati per gli strati coesivi.

Le verifiche sono state effettuate con la combinazione "A2+M2+R2", tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabella 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC, di seguito riportati per completezza. Nelle verifiche in condizioni sismiche, invece, sono stati posti pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e considerato un coefficiente pari a $\gamma_r=1.2$ (§ 7.11.4 NTC18).

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le verifiche sono state eseguite con il codice di calcolo Slide (ver. 9.0) della Rocscience utilizzando il metodo di Bishop semplificato (1955) ed ipotizzando superfici di scorrimento circolari di raggio r , con il materiale coinvolto nella rottura suddiviso in conci di larghezza b (vedi schema riportato di seguito), per ognuna delle quali vengono valutati il momento stabilizzante

M_s (resistenza R del sistema geotecnico) e il momento ribaltante M_r (azione E) calcolati rispetto al centro del cerchio.

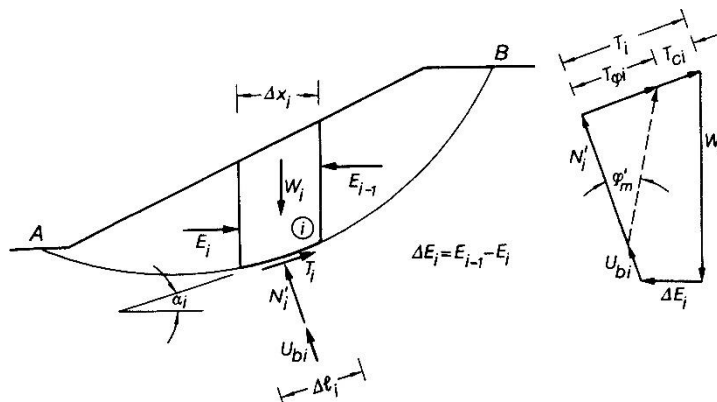


Figura 9.11: Schema delle forze agenti sui conci di una superficie di rottura

Il contributo al momento stabilizzante M_s di un concio è fornito in generale dalla resistenza alla base, somma della componente del peso W ortogonale alla base moltiplicata per la tangente dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della eventuale coesione c , moltiplicata per la lunghezza $b/\cos\alpha$, dove α è l'inclinazione della base del concio rispetto all'orizzontale. Nell'ipotesi che il concio sia parzialmente immerso in acqua e che alla base la pressione idraulica valga u si ottiene:

$$M_s = \frac{c \times b + (W - u \times b) \times \tan \phi}{m\alpha} \times r$$

dove:

$$m\alpha = \cos \alpha \times \left(1 + \frac{\tan \alpha \times \tan \phi}{F} \right)$$

Il contributo al momento ribaltante M_r di un concio è fornito dalla componente del peso W parallela alla base del concio:

$$M_r = W \times \sin \alpha \times r$$

Il programma non definisce separatamente il valore dell'effetto delle azioni E che portano instabilità (momenti ribaltanti M_r) e della resistenza corrispondente R (momenti stabilizzanti M_s), ma solo il loro rapporto ($F=R/E$) che è il "fattore di sicurezza globale".

La stabilità globale, secondo quanto indicato nell'Eurocodice 7, può essere verificata utilizzando il "fattore di sicurezza globale" F e un fattore ausiliario definito ODF ("Over-design factor"):

- viene calcolato il fattore di sicurezza F come rapporto R/E utilizzando i parametri di resistenza dei terreni di progetto φ_d e c_d e amplificando i carichi con i coefficienti parziali γ_{G1} e γ_{G2} ;
- viene calcolato ODF dividendo F per il coefficiente parziale sulle resistenze γ_R .

Affinché le verifiche siano soddisfatte deve quindi risultare:

$$ODF = \frac{F}{\gamma_R} = \frac{R(\varphi_d, c_d)/E(\varphi_d, c_d)}{\gamma_R} > 1$$

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte mediante l'analisi di tipo pseudo-statico che considera un sistema di forze orizzontali e verticali applicate ai volumi di terreno coinvolti.

Le forze orizzontali di inerzia, dovute all'azione sismica, sono state considerate con intensità pari a:

$$F_h = k_h \times W$$

con

$$k_h = \beta_s \times \frac{a_{\max}}{g}$$

dove:

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito, pari a 0.38 per verifiche allo stato limite ultimo (SLV) – come riportato al § 7.11.4 delle NTC18;
- a_{\max} = 0.117 g accelerazione orizzontale massima attesa al sito, con categoria di suolo di tipo C.
- W = peso del materiale costituente il volume di terreno interessato;
- g = accelerazione di gravità.

Ne consegue che $k_h=0.045$ e $k_v=\pm 0.023$.

9.3.2 Risultati

Nelle seguenti tabelle si riportano i risultati delle analisi di stabilità per le due sezioni verificate.

Tabella 9-7: Sezione 1 (1° stralcio) - risultati delle analisi di stabilità globale

<u>Sezione 1 (1° stralcio)</u>			Parametri drenati	Parametri non drenati
Situazione	Analisi	Bacino	ODF (over design factor)	ODF (over design factor)
Attuale	Statica - lato campagna	Piena Simpo 82: 7,81 m	1,403	1,518
Progetto	Statica - lato campagna	Piena Simpo 82: 7,81 m	1,510	1,600
Attuale	Statica - lato fiume	Svaso rapido	1,403	1,403
Progetto	Statica - lato fiume	Svaso rapido	1,441	1,441
Attuale	Sismica - lato campagna	Piena ordinaria: 5,29 m	-	1,621
Progetto	Sismica - lato campagna	Piena ordinaria: 5,29 m	-	1,660

Tabella 9-8: Sezione 6 (1° stralcio) - risultati delle analisi di stabilità globale (non sono state eseguite analisi con i parametri non drenati in quanto si ritiene che gli strati di sabbia limosa nell'unità LA-SL siano sufficienti a permettere un comportamento drenato a tale unità.)

<u>Sezione 6 (1° stralcio)</u>			Parametri drenati
Situazione	Analisi	Bacino	ODF (over design factor)
Attuale	Statica - lato campagna	Piena Simpo 82: 7,81 m	1,557
Progetto	Statica - lato campagna	Piena Simpo 82: 7,81 m	1,656
Attuale	Statica - lato fiume	Svaso rapido	1,307
Progetto	Statica - lato fiume	Svaso rapido	1,337
Attuale	Sismica - lato campagna	Piena ordinaria: 5,29 m	1,570
Progetto	Sismica - lato campagna	Piena ordinaria: 5,29 m	1,627

Le verifiche prescritte dalle NTC18 risultano soddisfatte per lo stato di progetto ed inoltre si nota comunque un generale miglioramento del grado di sicurezza relativo alla stabilità globale in seguito all'intervento. Si riportano di seguito le figure delle analisi di stabilità condotte.

 RELAZIONE GEOTECNICA

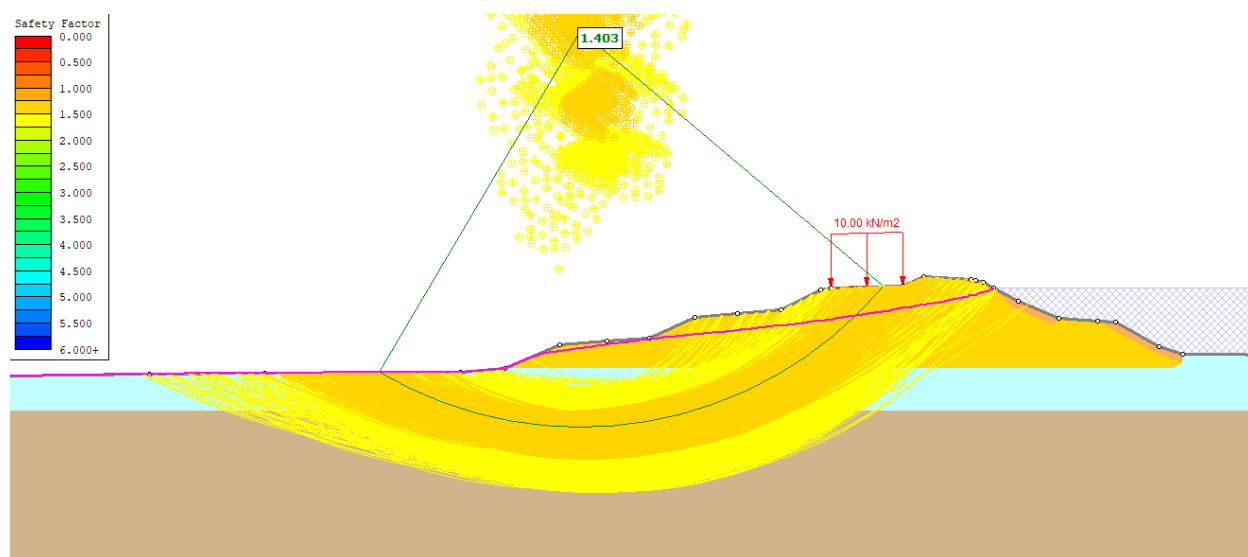
Sezione 1 (1° stralcio)


Figura 9.12: Sezione 1 (1° stralcio) – Stato attuale – Analisi statica lato campagna con piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.7

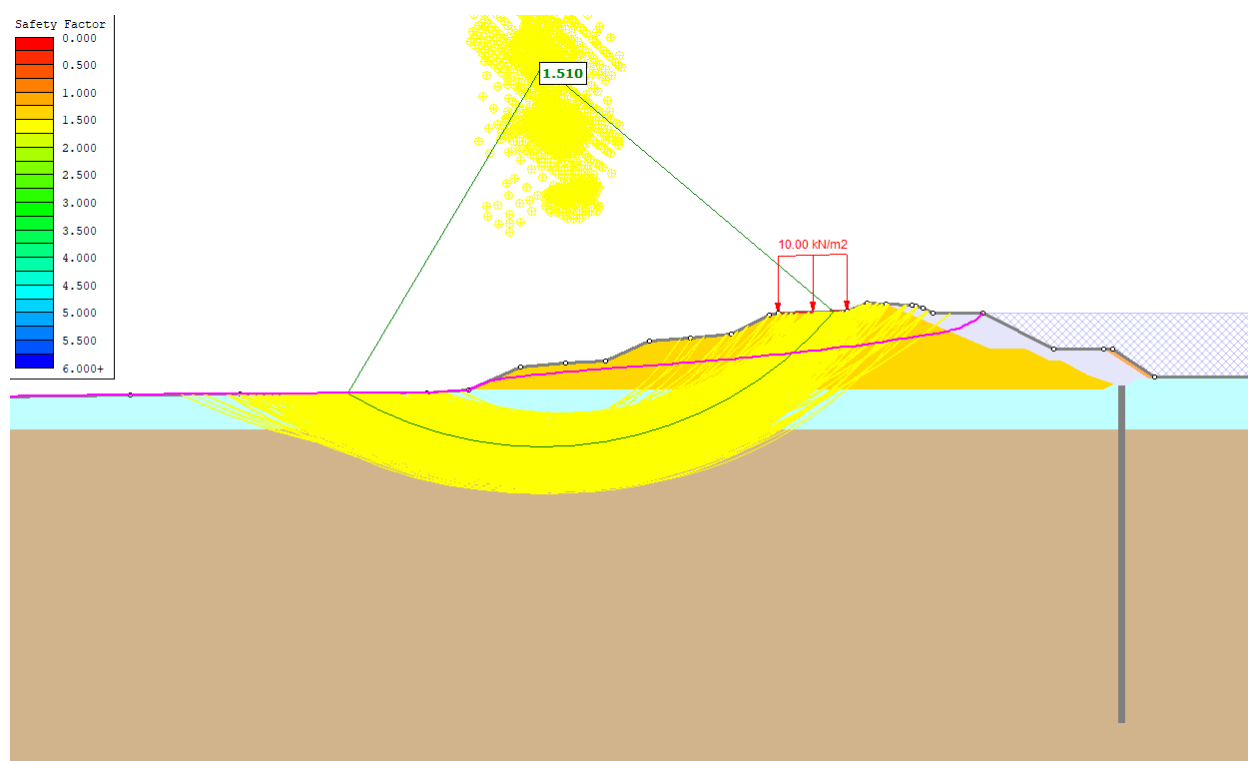


Figura 9.13: Sezione 1 (1° stralcio) – Stato di progetto – Analisi statica lato campagna con piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.7

 RELAZIONE GEOTECNICA

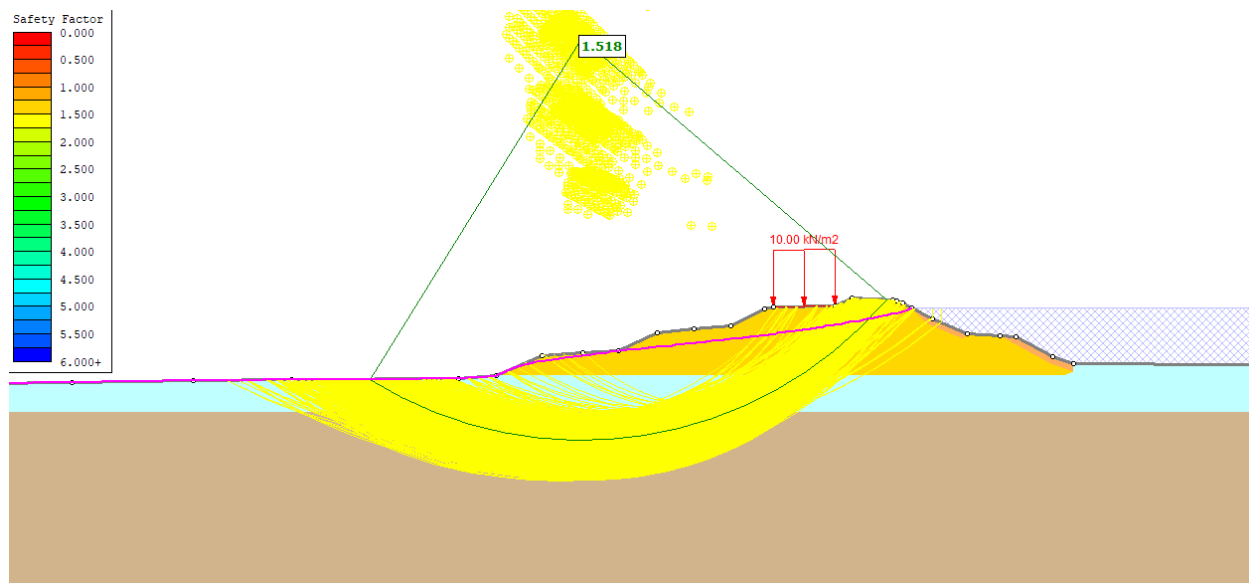


Figura 9.14: Sezione 1 (1° stralcio) – Stato attuale – Analisi statica lato campagna con piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.7

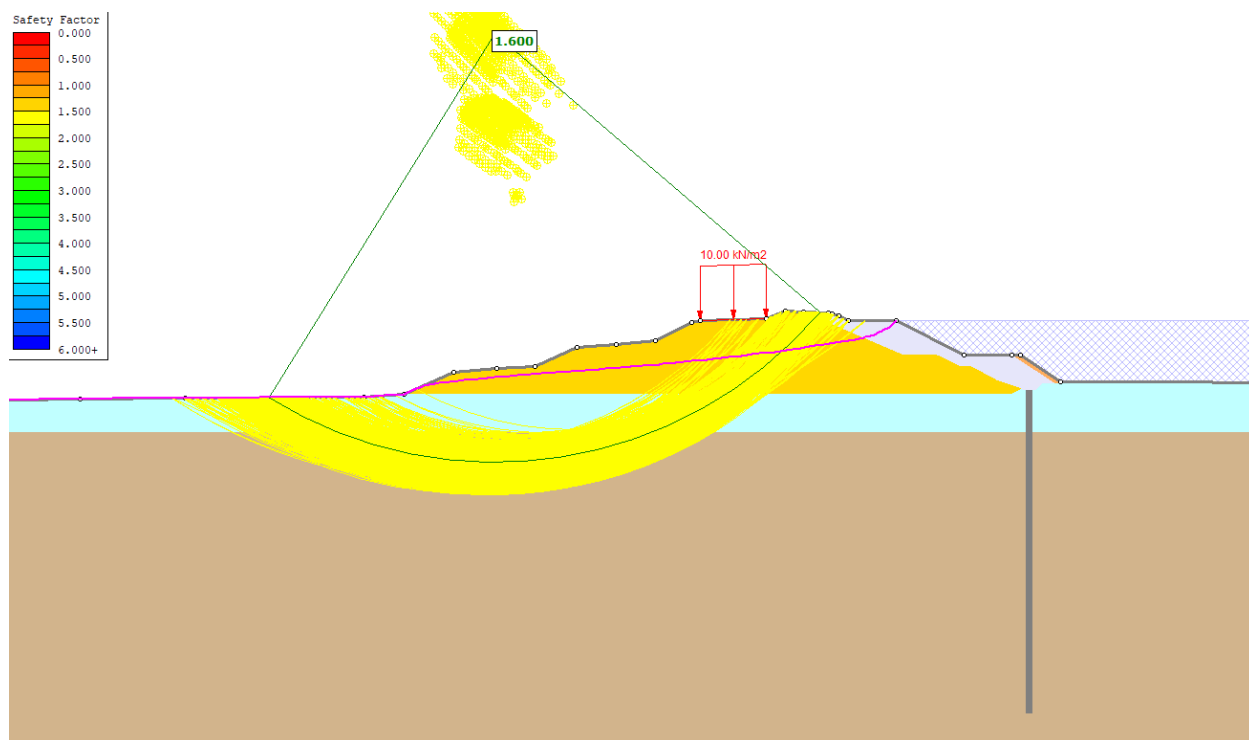


Figura 9.15: Sezione 1 (1° stralcio) – Stato di progetto – Analisi statica lato campagna con piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.7

 RELAZIONE GEOTECNICA

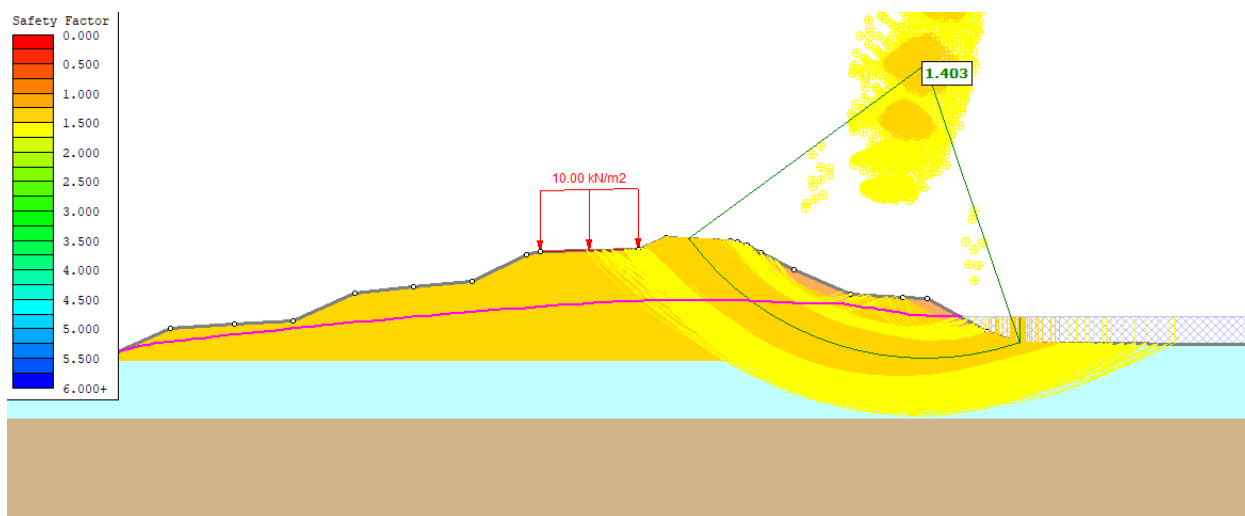


Figura 9.16: Sezione 1 (1° stralcio) – Stato attuale – Analisi statica lato fiume di svaso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.7

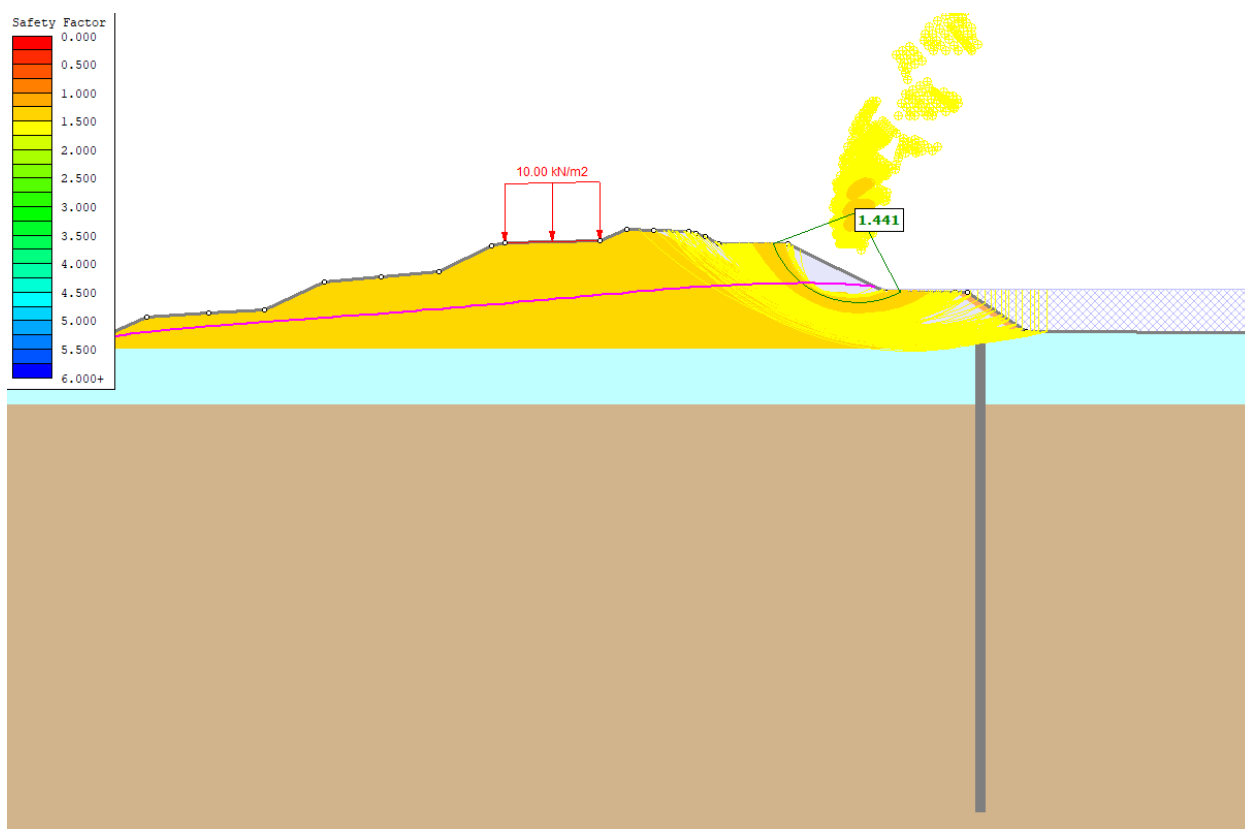


Figura 9.17: Sezione 1 (1° stralcio) – Stato di progetto – Analisi statica lato fiume di svaso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.7

 RELAZIONE GEOTECNICA

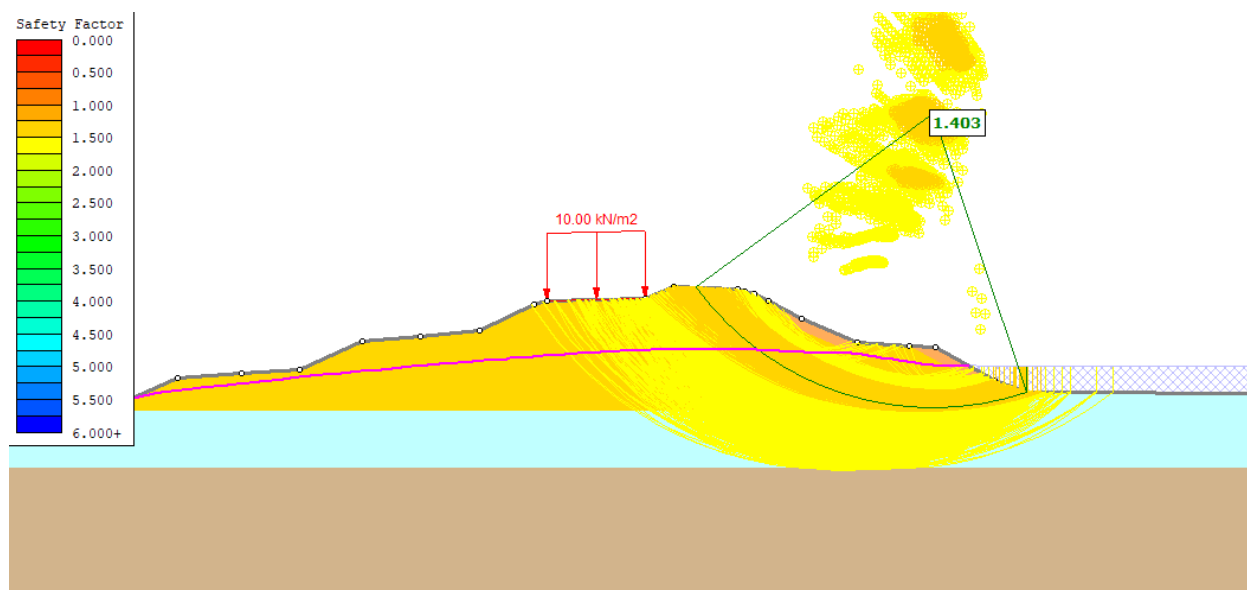


Figura 9.18: Sezione 1 (1° stralcio) – Stato attuale – Analisi statica lato fiume di svasso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.7

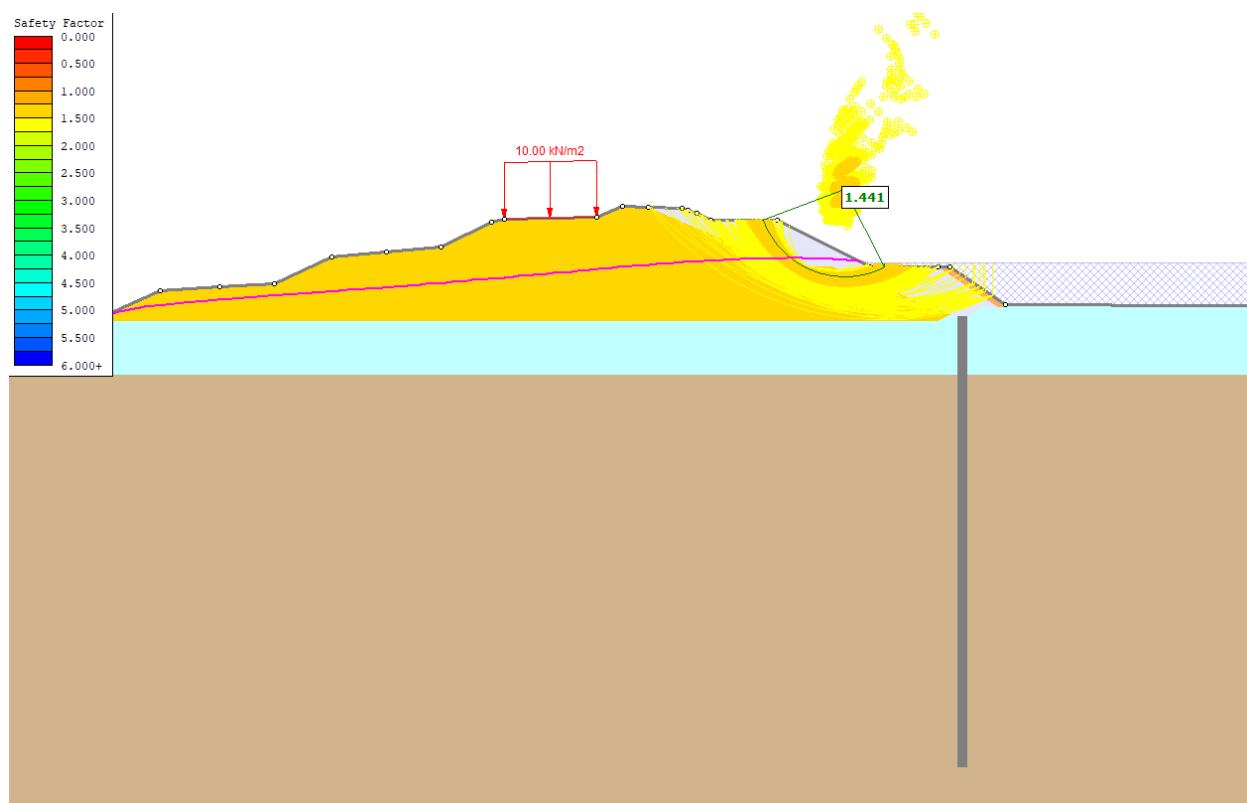


Figura 9.19: Sezione 1 (1° stralcio) – Stato di progetto – Analisi statica lato fiume di svasso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.7

 RELAZIONE GEOTECNICA

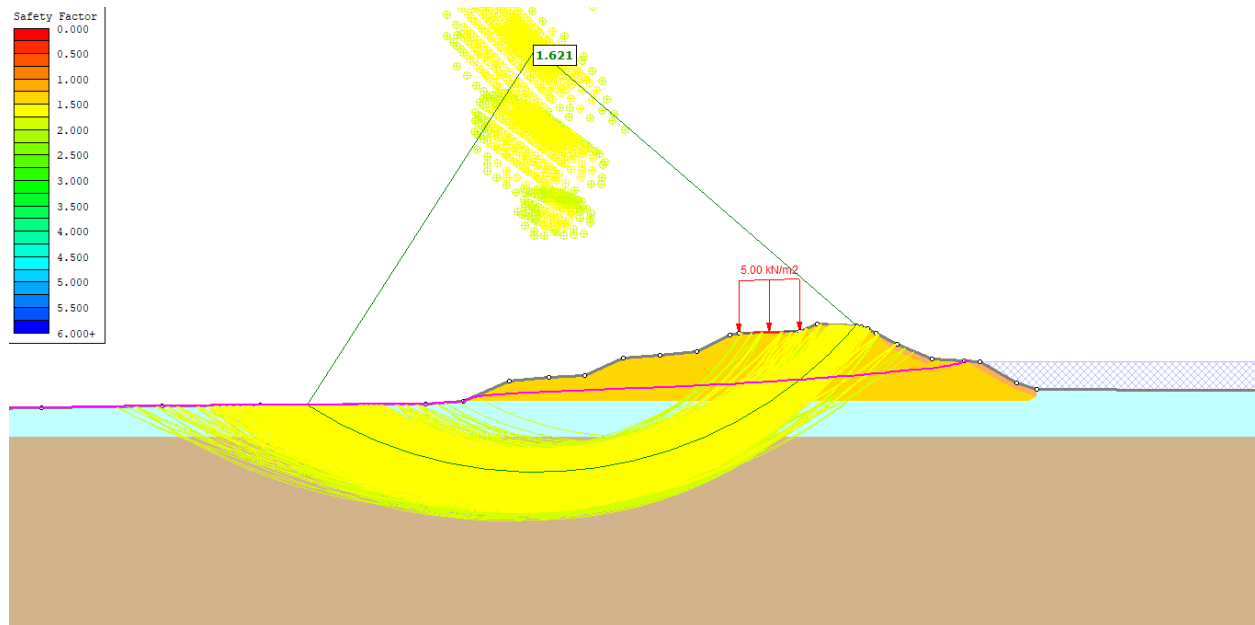


Figura 9.20: Sezione 1 (1° stralcio) – Stato attuale – Analisi sismica lato campagna con piena ordinaria (5.29 m s.l.m.m.) – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.8

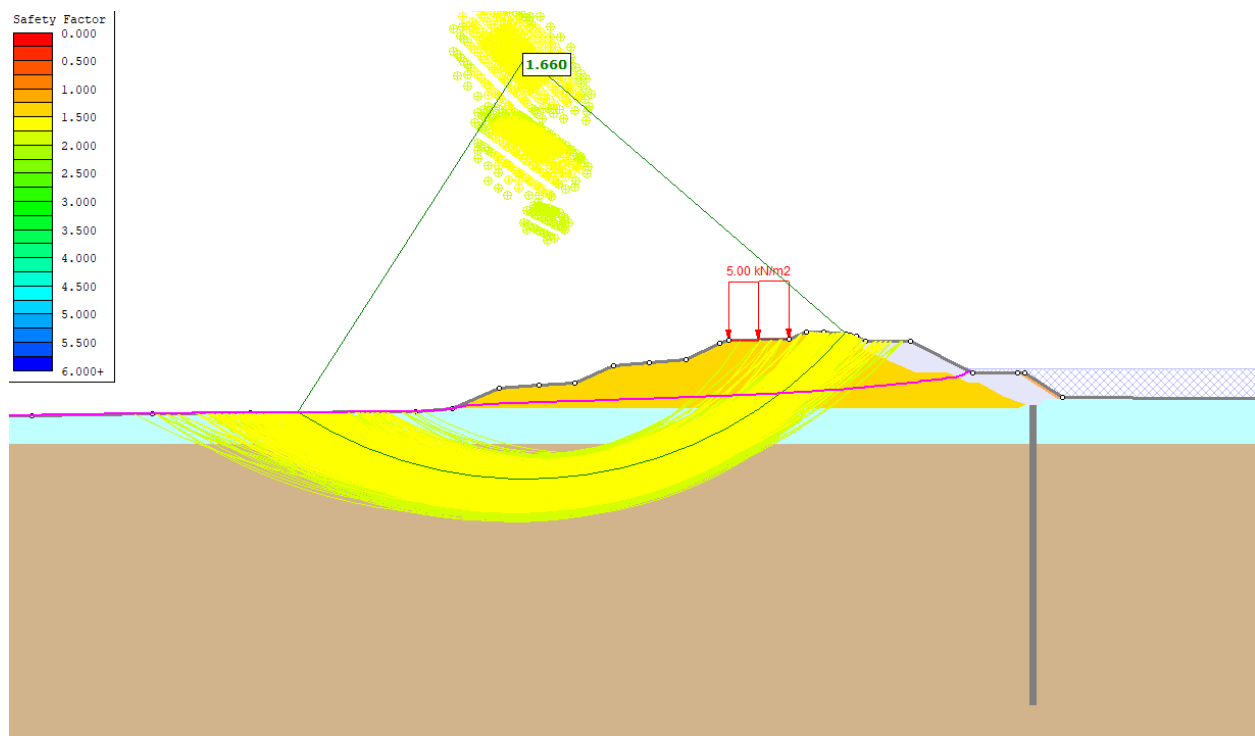


Figura 9.21: Sezione 1 (1° stralcio) – Stato di progetto – Analisi sismica lato campagna con piena ordinaria (5.29 m s.l.m.m.) – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.8

 RELAZIONE GEOTECNICA

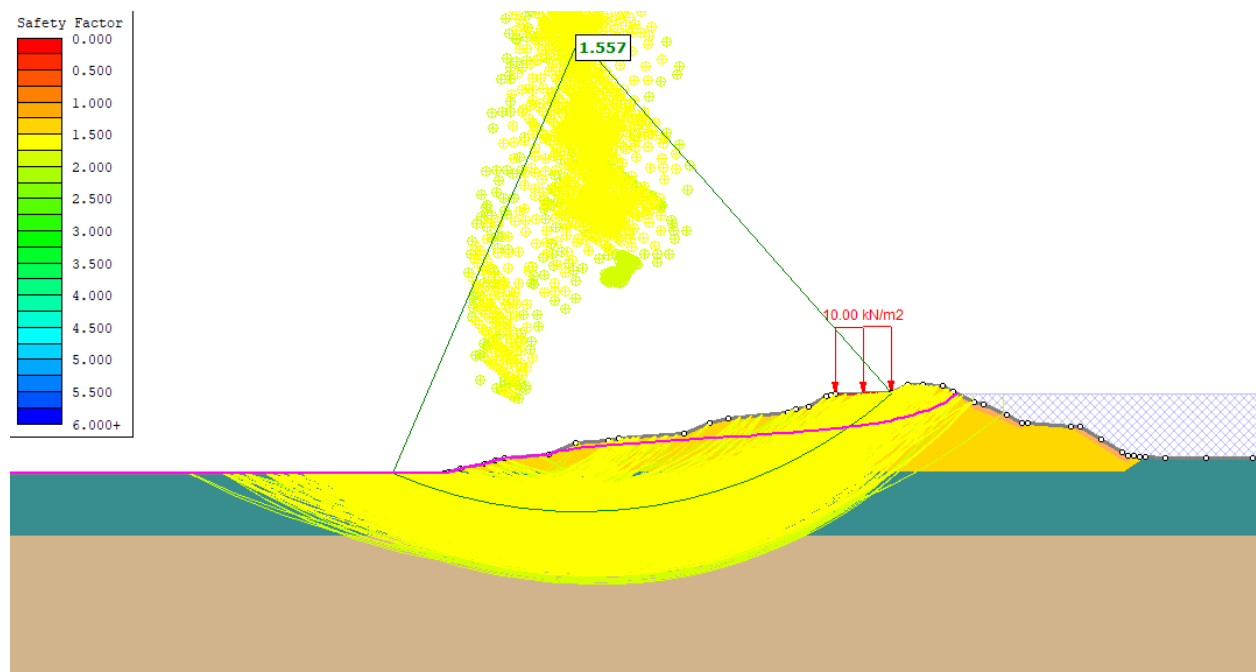
Sezione 6 (1° stralcio)


Figura 9.22: Sezione 6 (1° stralcio) – Stato attuale – Analisi statica lato campagna con piena SIMPO '82 – Superfici di rottura con ODF < 1.8

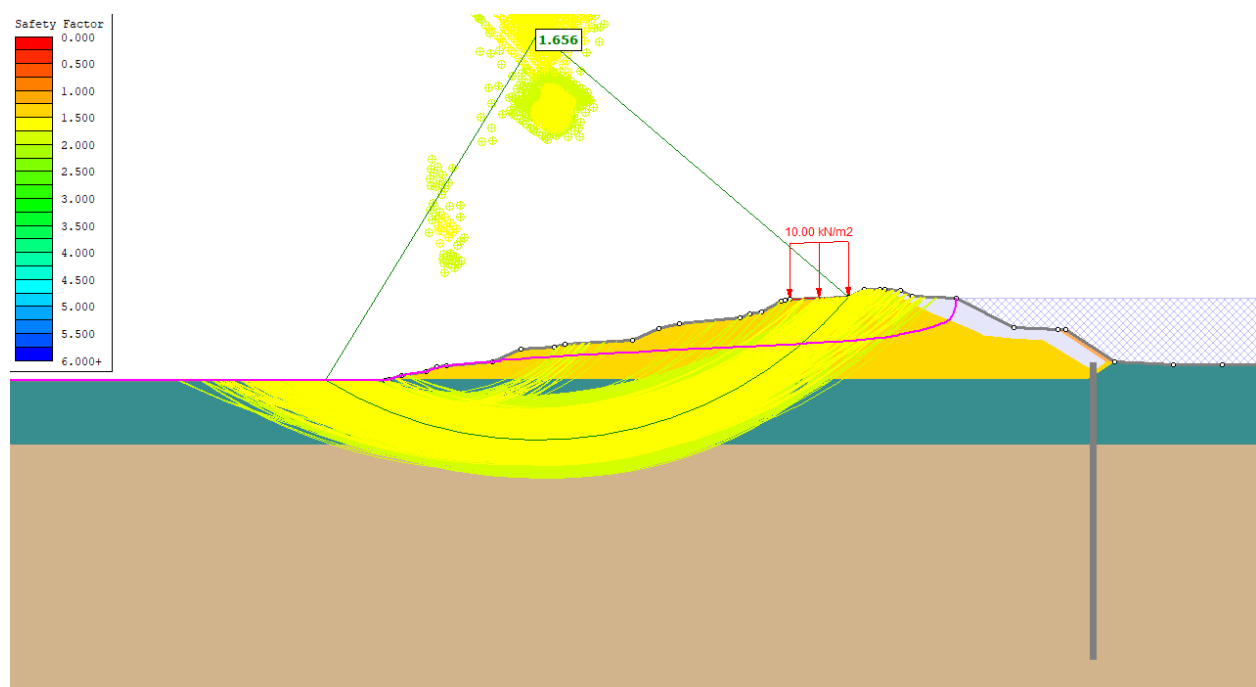


Figura 9.23: Sezione 6 (1° stralcio) – Stato di progetto – Analisi statica lato campagna con piena SIMPO '82 – Superfici di rottura con ODF < 1.8

 RELAZIONE GEOTECNICA

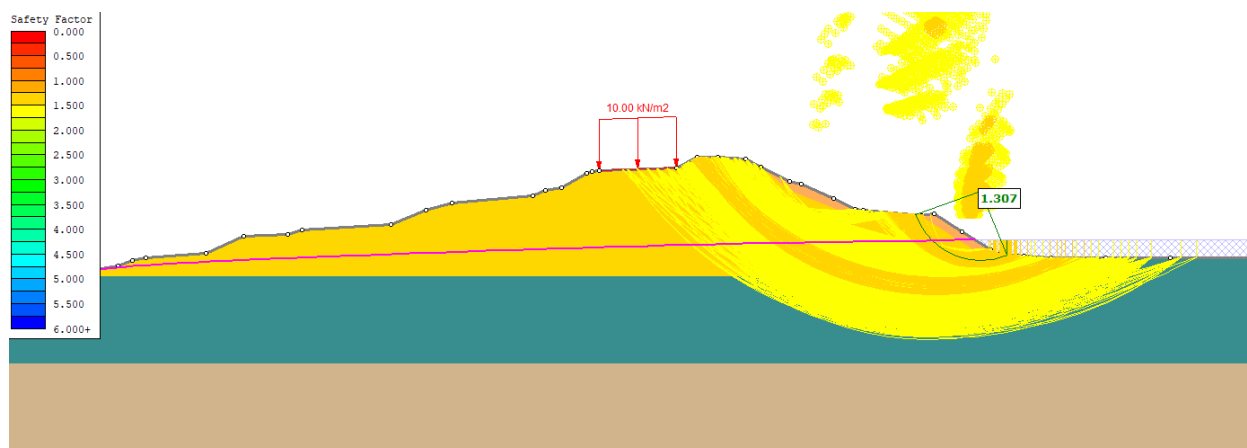


Figura 9.24: Sezione 6 (1° stralcio) – Stato attuale – Analisi statica lato fiume di svaso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Superfici di rottura con $FS < 1.7$

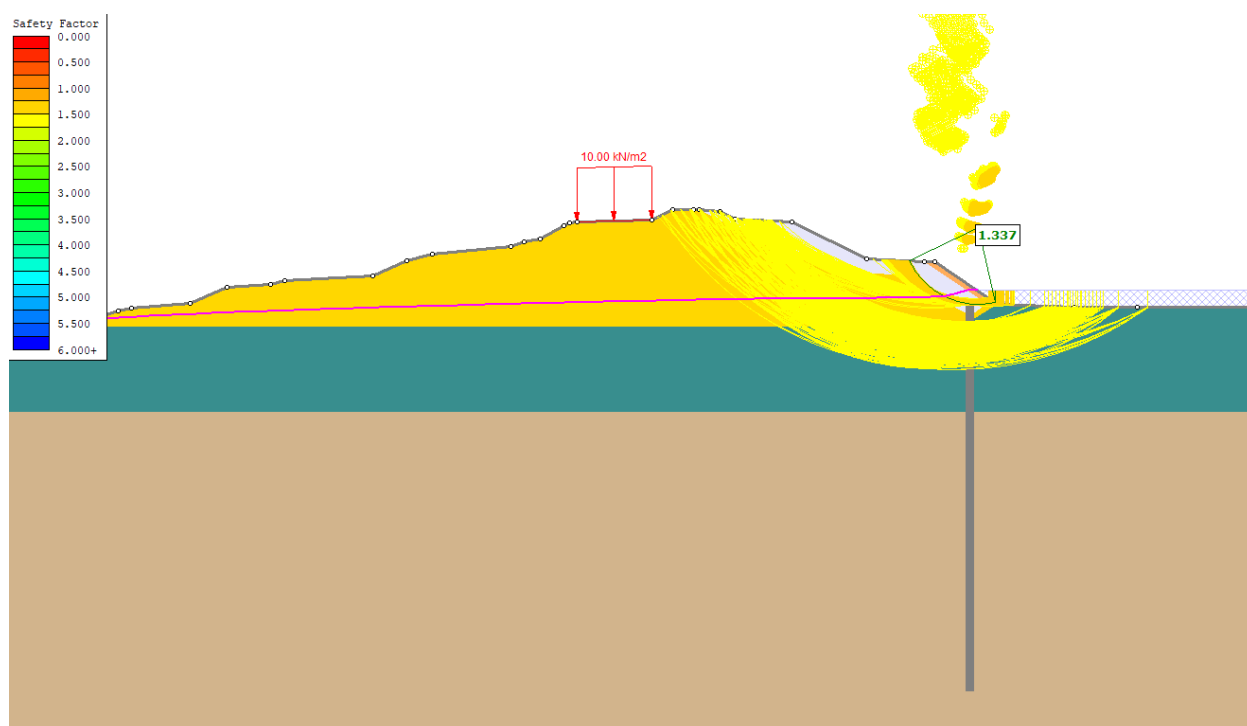


Figura 9.25: Sezione 6 (1° stralcio) – Stato di progetto – Analisi statica lato fiume di svaso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Superfici di rottura con $FS < 1.7$

 RELAZIONE GEOTECNICA

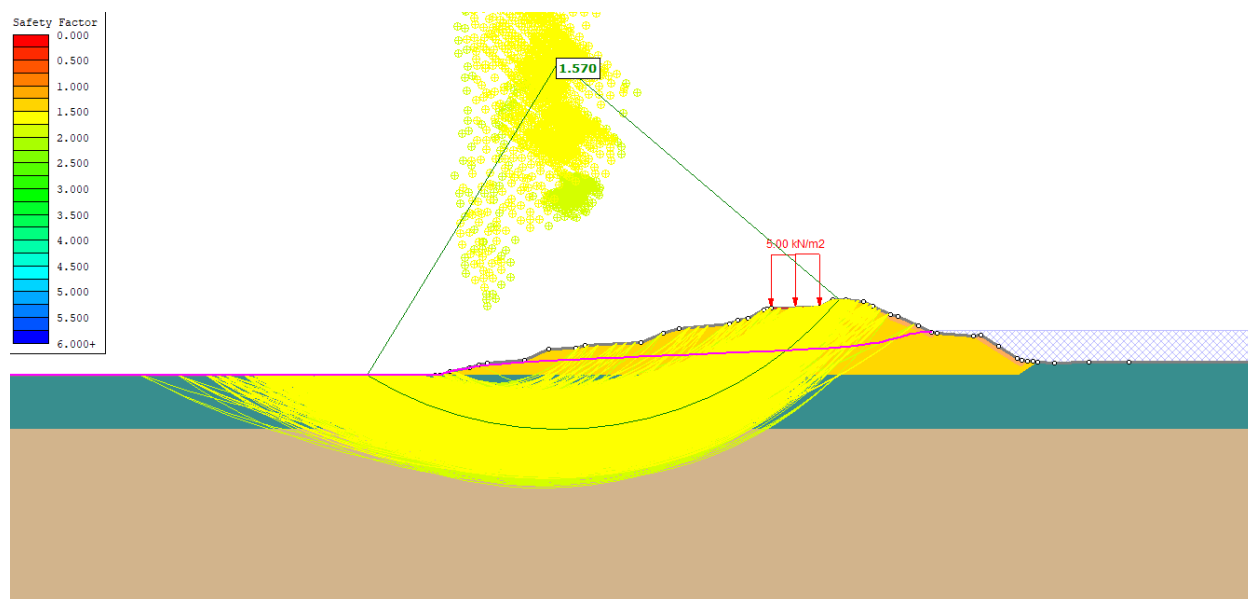


Figura 9.26: Sezione 6 (1° stralcio) – Stato attuale – Analisi sismica lato campagna con piena ordinaria (5.29 m s.l.m.m.) – Superfici di rottura con ODF < 1.8

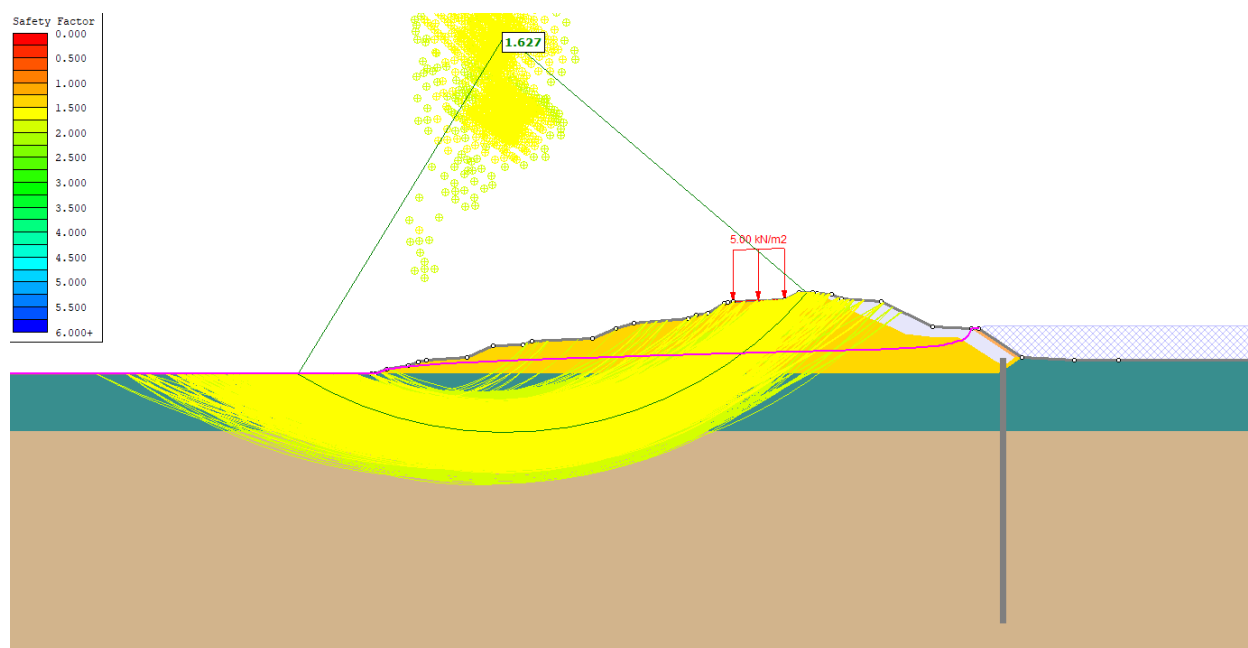


Figura 9.27: Sezione 6 (1° stralcio) – Stato di progetto – Analisi sismica lato campagna con piena ordinaria (5.29 m s.l.m.m.) – Superfici di rottura con ODF < 1.8

10 CONCLUSIONI

Il presente progetto prevede il miglioramento della tenuta idraulica di un tratto dell'argine in sponda sinistra del Fiume Po nel comune di Adria, più precisamente in località Mazzorno Sinistro, tramite la realizzazione di un diaframma per un'estensione di circa 1200 m. Tale diaframma è caratterizzato da uno spessore di 60 cm, viene intestato all'unghia arginale lato fiume a quota 2 m s.l.m.m. e per lunghezza pari a 27 m (fino alla quota di -25 m s.l.m.m.). In occasione del presente intervento si procederà anche alla rimozione del pietrame per realizzare una nuova scarpata arginale (pendenza 1V:2H) caratterizzata da un petto con sommità riportata alla quota di massima piena (7.81 m s.l.m.m.) ed un antipetto che interrompe, a quota 5, l'estesa della scarpata arginale. Sia la sommità del petto che dell'antipetto verranno rese percorribili per i mezzi adibiti alla manutenzione essendo previste di larghezza adeguata (4m). Si segnala di prevedere una gradonatura sul rilevato esistente secondo la linea nera tratteggiata presente nella Figura 8.1 e Figura 8.2, in modo tale immorsare adeguatamente il rivestimento e garantire uno spessore minimo sufficiente. Al termine dei lavori il pietrame rimosso sarà riutilizzato in parte con riposizionamento esclusivamente nella parte inferiore della scarpata arginale.

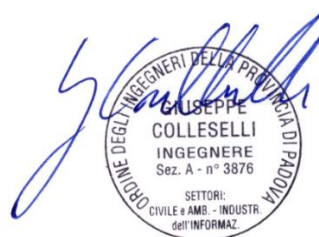
Il terreno al di sotto del rilevato arginale risulta caratterizzato da un rischio di liquefazione estremamente basso. Per quanto riguarda il terreno al di fuori dell'impronta del rilevato le prove eseguite da piano campagna indicano che l'unità di sabbia debolmente limosa potrebbe essere sottoposto a un rischio di liquefazione medio ad alcune profondità caratterizzate da una bassa resistenza alla punta qc.

Le analisi di filtrazione mostrano il miglioramento delle condizioni idrauliche in seguito alla realizzazione dell'intervento di progetto rispetto alla situazione attuale. Nello specifico si riducono i gradienti verticali di efflusso e le sottopressioni neutre nei terreni di fondazione.

Per quanto riguarda la stabilità globale si nota un generale miglioramento del grado di sicurezza grazie all'intervento in progetto.

Padova, 18/04/2023

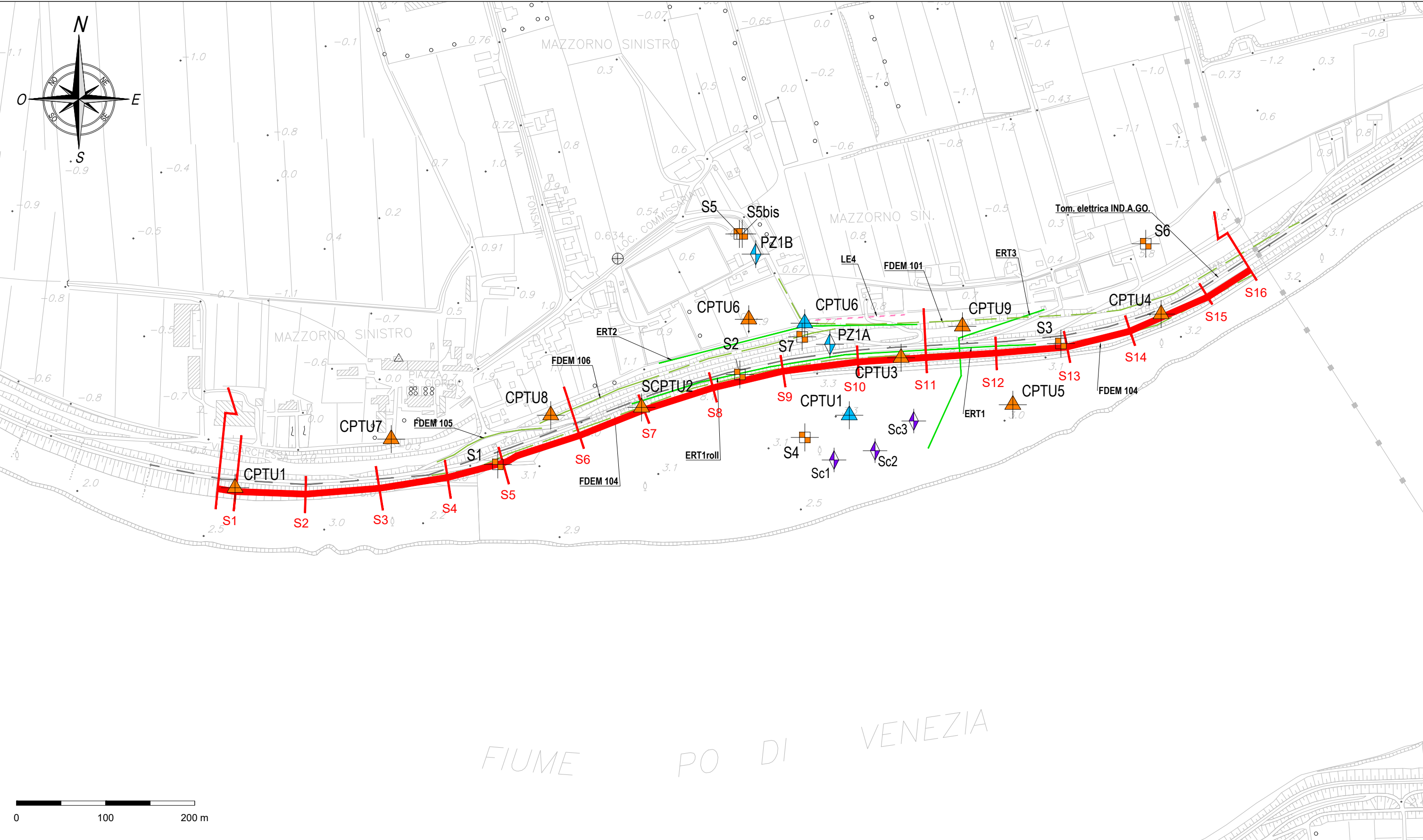
Ing. Giuseppe Colleselli



CHIEDI DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI PADOVA
GIUSEPPE COLLESELLI
INGEGNERE
Sez. A - n° 3876
SETTORI:
CIVILE e AMB. - INDUSTRIA
dell'INFORMAZ.

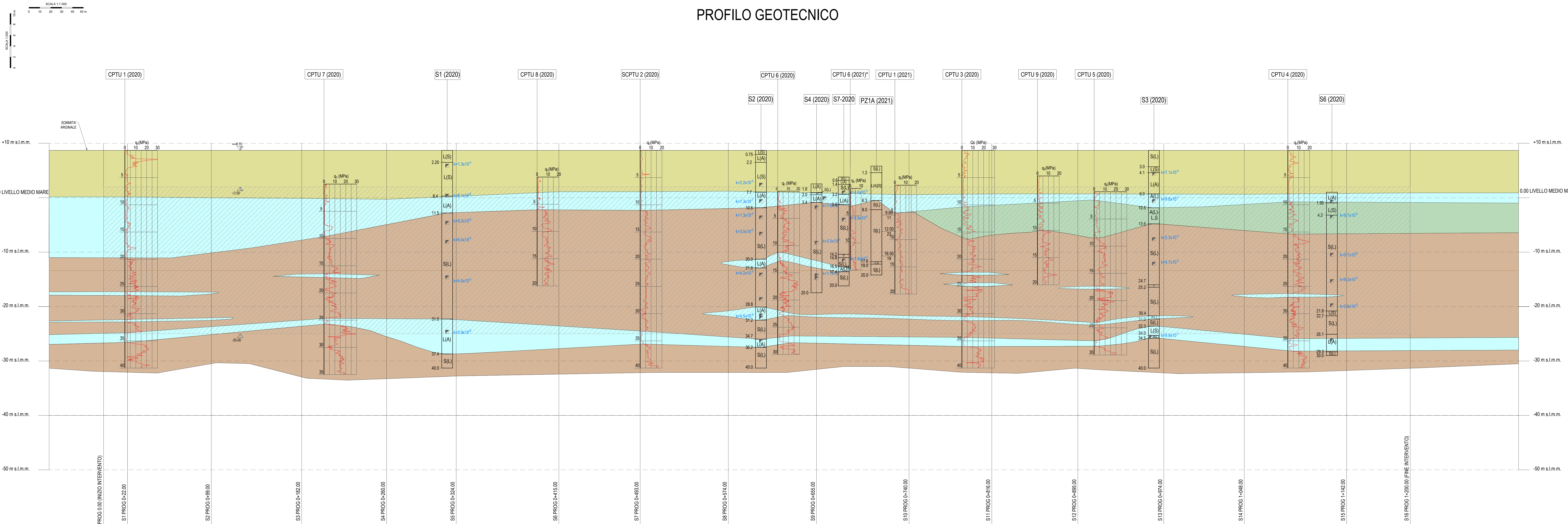
ALLEGATI

- PLANIMETRIA DELLE INDAGINI
- PROFILO GEOTECNICO



LEGENDA					
Campagna di indagine 2023 (AiPo)		Campagna di indagine 2021 (Socotec)		Campagna di indagine 2020 (Geolavori)	
Sc3	Pozzetti esplorativi eseguiti con escavatore idraulico	S6	Sondaggio a carotaggio continuo	S6	Sondaggi
		CPTU1	Prova penetrometrica tipo CPTU	CPTU1	Prove penetrometriche CPTU
		PZ1	Piezometro		
Campagna di indagini maggio 2018 (Università di Parma)		Campagna di indagini settembre 2018 (IND.A.GO. snc)		Altri segni grafici	
	Indagini geoelettriche ERT		Indagini geoelettriche ERT		
	Indagini geoelettriche FDEM		Indagini geoelettriche ERT		
			Campagna di indagini settembre 2018 (Geoexploration)		
			Indagini geoelettriche ERT		
					S7 Sezioni di progetto

PROFILO GEOTECNICO



Legenda stratigrafica

Unità R: rilevato arginale (limo sabbioso debolmente argilloso)

Unità LA-SL: Alternanza limo argilloso e sabbia limosa

Unità L(A): Limo argilloso

Unità S(L): sabbia debolmente limosa

Legenda dei sondaggi

S1

Descrizione stratigrafica

4.30

6.90

Prova SPT

Permeabilità da prova Lefranc

$k=3.2 \times 10^{-7}$

Descrizione stratigrafica:

G= ghiaia; S= sabbia; L= limo; A= argilla

X(Y) : Y = 5÷10% di X >> es: sabbia debolmente limosa = S[L]

X(Y) : Y = 10÷25% di X es: sabbia limosa = S(L)

X,Y : Y = 25÷50% di X es: sabbia con ghiaia = S,G

X,Y : Y = 50% circa di X es: sabbia e ghiaia = SG

X/Y : alternanza di X e Y es: alternanza di sabbia e limo L/S

Legenda delle CPTU

CPTU2

Resistenza alla punta qc

Profondità (m)

10

20

30

40

50

Diagramma idraulico (27 m)

*La prova CPTU6-2021 ha individuato la presenza di strati con resistenza alla punta molto bassa (<1 MPa) tra circa 5÷8 m e 11÷13 m dalla quota di esecuzione. Tali strati sembrano non trovare riscontro con le indagini vicine (S7, PZ1A) e per questo motivo la stratigrafia viene definita principalmente sulla base delle altre indagini, che risultano più omogenee. Ciò nonostante i bassi valori di resistenza indicati dalla prova CPTU6-2021 vengono considerati nella "Relazione Geotecnica" al fine di definire i parametri geotecnici delle varie unità.