



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



ARGINE DESTRO DEL FIUME PO DI VENEZIA IN COMUNE DI
CORBOLA LAVORI DI SISTEMAZIONE ARGINALE

CUP B48H22000200006
PROGETTO DEFINITIVO

ELABORATO: RT05	TITOLO: RELAZIONE GEOTECNICA RO-E-1438	CODICE COMMESSA:
SCALA: -		CODICE FILE:

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	APPROVATO	AUTORIZZATO
0	Aprile 2023	PRIMA EMISSIONE	Ing. Orcali	Ing. Zin	Ing. Cerchia

COMMITTENTE: Agenzia Interregionale per il fiume Po - Ufficio operativo di Rovigo Corso del Popolo 129 - 45100 - (RO) email: ufficio-ro@agenziapo.it Pec: ufficio-ro@cert.agenziapo.it Il Responsabile del Procedimento Dott. Ing. Ettore Alberani	PROGETTAZIONE: EOS Ingegneria Via Tione, 3/A - 37069 Villafranca di Verona - VR e-mail: info@eosingegneria.com - Tel. 045/2213000 - Fax. 045/2213000 C.F./P.IVA: 02503920205 - SDI: KRRH6B9 EOS INGEGNERIA Responsabile della progettazione: Ing. Paolo Cerchia
---	--

EOS

INGEGNERIA

COMUNE di CORBOLA

RELAZIONE GEOTECNICA

Data	06/03/2023	
Commessa	23-S006	
Codice	R1-1	
Rev.	Redatto	Approvato
1	MM	GC

Sistema
di gestione
della qualità
certificato



Sommario

1	PREMESSE	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.2	ELABORATI DI PROGETTO.....	6
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	6
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	8
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
4.1	INDAGINI A DISPOSIZIONE	9
4.2	IDENTIFICAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	12
4.3	CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI	12
4.3.1	Identificazione dei terreni	13
4.3.2	Terreni coesivi – parametri di resistenza al taglio.....	16
4.3.3	Terreni coesivi – conducibilità idraulica	18
4.3.4	Terreni incoerenti – densità relativa	18
4.3.5	Terreni incoerenti – Angolo di resistenza al taglio	20
4.3.6	Terreni granulari – conducibilità idraulica	21
4.4	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	22
5	RISPOSTA SISMICA LOCALE	23
6	INTERVENTI DI PROGETTO	25
7	VERIFICHE DI SICUREZZA DEL RILEVATO ARGINALE.....	26
7.1	SEZIONI DI ANALISI	27

7.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE IDRAULICI	28
7.2.1	Gradiente idraulico e filtrazione	28
7.2.2	Verifica al sollevamento	30
7.3	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	33
7.3.1	Metodo di calcolo e coefficienti di sicurezza	33
7.3.2	Risultati.....	37
8	CONCLUSIONI.....	50
	ALLEGATO 1: PROFILO GEOTECNICO.....	51

1 PREMESSE

La presente relazione è stata redatta nell'ambito del progetto per il miglioramento della tenuta idraulica di un tratto dell'argine in sponda destra del Fiume Po nel comune di Corbola. La necessità di intervenire in tale area è motivata dalla formazione locale di alcuni fontanazzi a lato campagna, avvenuta in occasione della piena del novembre 2014.

Il comune di Corbola è localizzato nella parte ovest del Delta Veneto, si trova nella fascia rivierasca del fiume Po a Sud - Est del territorio provinciale di Rovigo.



Figura 1.1: Inquadramento dell'area oggetto dell'intervento

A tal fine viene di seguito valutata l'efficacia della realizzazione di un diaframma in conglomerato cementizio plastico di tenuta idraulica per un tratto di circa 600 m. Nella seguente figura vengono rappresentate le sezioni trasversali disponibili, rilevate topograficamente nel 2022, e le progressive di progetto. Inoltre, nella stessa area di interesse è stata effettuata una batimetria per valutare la quota dell'alveo del fiume.

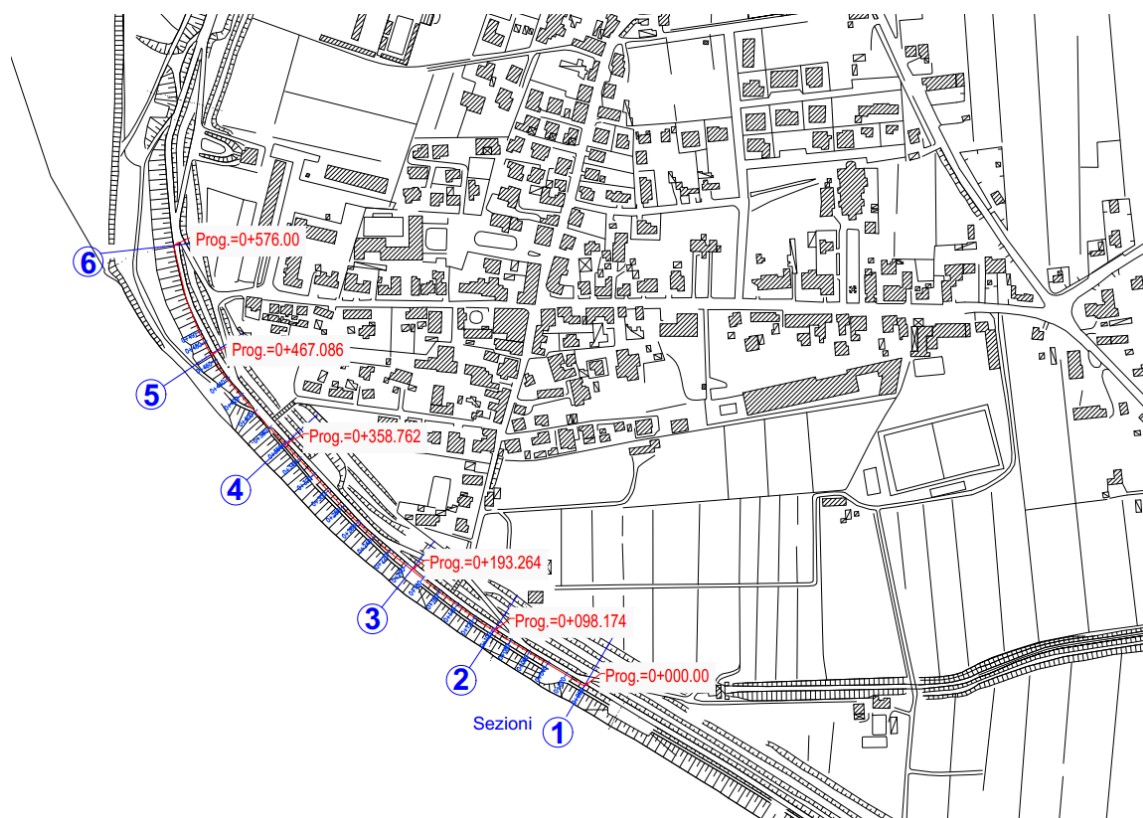


Figura 1.2: Progressive chilometriche dell'area di intervento ed ubicazione sezioni trasversali disponibili

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Nuove “Norme tecniche per le costruzioni” Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.
- 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”»
- 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.
- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. 1977 AGI – Associazione Geotecnica Italiana
- Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica - Linee guida 2005 AGI - Associazione Geotecnica Italiana
- AGI (1994) Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio. Associazione Geotecnica Italiana
- 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)

2.2 ELABORATI DI PROGETTO

- Relazione tecnica delle indagini eseguite, redatta dal Dott. Geol. Francesco Mobin (Sevizi Geologici Srl).

2.3 BIBLIOGRAFIA

- Castellarin, A., C. Eva, G. Giglia, G. B. Vai, E. Rabbi, G. A. Pini and G. Crestana (1985). Analisi strutturale del Fronte Appenninico Padano. Giorn. Geol., 3a, 47/1-2;
- Cibi U., Stefani M. M. Bondesan, L. Cattani, A. Ceriani, M.L. Colalongo, A. Di Giulio, L. Marchesini, N. Pugliese, F. Serra, E. Tsakiridis, S.C. Vaiani, S. Vincenzi (2009). Foglio 187 *Codigoro* della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 e Note illustrative, ISPRA, Servizio Geologico d'Italia;
- Colleselli et al (1994) “Problemi Geotecnica relativi alle arginature ed alle sponde di fiumi e canali” CISM International Centre for Mechanical Sciences
- DISS 3.3.0. DISS Working Group (2021). Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.3.0: A compilation of potential sources for earthquakes

larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/diss3.3.0>:

- 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
- Meloni F., Molin D. (dicembre 1988). Consiglio Nazionale delle Ricerche, Gruppo Nazionale di geofisica della terra solida, Atti del convegno Vol. 1, CNR Roma;
- Meloni F., Molin D., Rossi A. (dicembre 1987). Consiglio Nazionale delle Ricerche, Gruppo Nazionale di geofisica della terra solida, Atti del 7° convegno Vol. 1, CNR Roma;
- Ravagnani Fabrizio (dicembre, 2009). Relazione idraulica ed idrologica, Elaborato B3, Piano Assetto del Territorio, Comune di Corbola;
- Romanato C., DeBattisti L. (dicembre, 2009). Carta delle Fragilità e Carta delle Invarianti alla scala 1:10.000, Piano Assetto del Territorio, Comune di Corbola.
- Romanato C., DeBattisti L., Massarotto A., Milan L. (2009). Norme Tecniche, Elaborato A5, Piano Assetto del Territorio, Comune di Corbola;
- Schmertmann J.H. (1977) "Interpreting the dynamics of the Standard Penetration Test" University of Florida, Gainesville, FLA.

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

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

Il Comune di Corbola 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 comunale di Corbola, 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).

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

4.1 INDAGINI A DISPOSIZIONE

Al fine di caratterizzare dal punto di vista litologico e geotecnico i terreni presenti nel sottosuolo dell'intervento nel 2022 sono state condotte le seguenti indagini lungo l'argine nel comune di Corbola:

- n. 2 prove penetrometriche statiche con piezocono sismico (SCPTU);
- n. 8 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU);
- n. 10 sondaggi geognostici a carotaggio continuo a secco (S);
- n. 6 stendimenti geoelettrici (ERT)

Tali indagini vengono descritte in maniera approfondita nella *“Relazione tecnica delle indagini eseguite”* redatta dal Dott. Geol. Francesco Morbin (Sevizi Geologici Srl).

L'area oggetto del presente intervento è minore e comprende le seguenti indagini della campagna geognostica del 2022:

- n. 5 sondaggi geognostici a carotaggio continuo a secco (S1-S2-S3-S4-S5), nei quali sono state eseguite n. 4 prove SPT totali, n. 15 prove di permeabilità a carico variabile (Lefranc e Nasberg) e nei quali sono stati prelevati campioni di terreno per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- n. 4 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU1-CPTU2-CPTU4-CPTU5) con l'esecuzione di n. 2 prove di dissipazione totali;
- n. 1 prova penetrometrica statica con piezocono sismico (SCPTU3) con l'esecuzione di una prova di dissipazione;
- n. 4 stendimenti geoelettrici (ERT2-ERT3-ERT4-ERT5).

Le indagini sono state eseguite dalla sommità arginale o al massimo 1 m al di sotto di essa, per praticità di esecuzione.

Nella seguente immagine viene riportata l'ubicazione delle indagini relative alla campagna geognostica del 2022 e viene indicata l'area interessata dall'intervento.

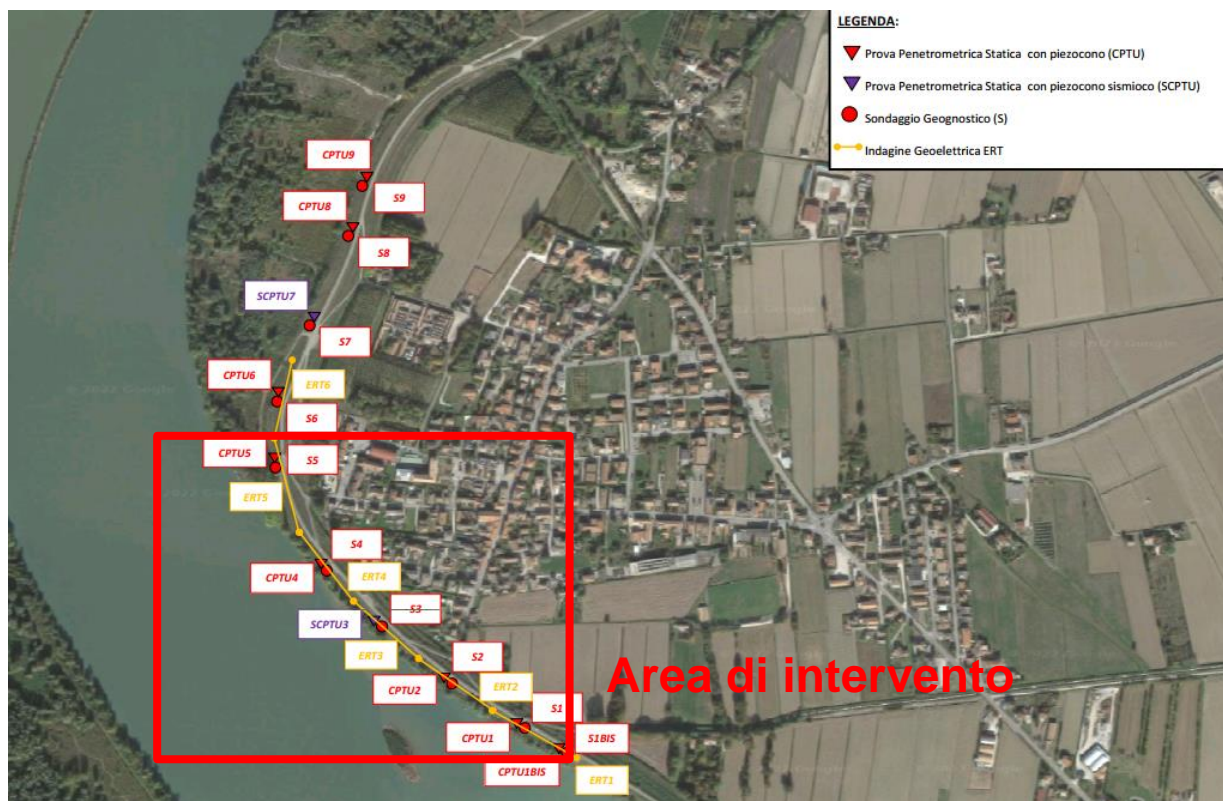


Figura 4.1: Ubicazione delle indagini presenti nell'area dell'intervento in oggetto

Di seguito vengono riportati i risultati delle prove di permeabilità Lefranc e Nasberg.

Sondaggio/Prova	Tratto in prova (m da inizio sondaggio)	K (m/s)
S1/K1	2,00 – 2,50	$3,20 \times 10^{-7}$
S1/K2	11,50 – 12,00	$1,30 \times 10^{-6}$
S1/K3	19,00 – 19,50	$3,44 \times 10^{-6}$
S2/K1	2,50 – 3,00	$2,60 \times 10^{-7}$
S2/K2	16,50 – 17,00	$6,47 \times 10^{-7}$
S2/K3	19,00 – 19,50	$1,65 \times 10^{-6}$
S3/K1	2,50 – 3,00	$3,00 \times 10^{-6}$
S3/K2	21,00 – 21,50	$1,51 \times 10^{-6}$
S3/K3	29,50 – 30,00	$3,72 \times 10^{-6}$
S4/K1	3,00 – 3,50	$1,40 \times 10^{-7}$
S4/K2	13,50 – 14,00	$2,74 \times 10^{-6}$
S4/K3	18,00 – 18,50	$2,85 \times 10^{-5}$
S5/K1	5,00 – 5,50	$2,00 \times 10^{-7}$
S5/K2	13,00 – 13,50	$1,15 \times 10^{-5}$
S5/K3	19,00 – 19,50	$5,10 \times 10^{-6}$

Tabella 4-1: i risultati delle prove di permeabilità Lefranc e Nasberg

 RELAZIONE GEOTECNICA

Nella seguente tabella vengono riportati i risultati delle prove di laboratorio.

Sondaggio	Campione	Ubicazione			Descrizione	Distribuzione granulometrica [UNI]				Proprietà fisiche							Prova di taglio triassiale CD	
		Z _{in}	Z _{fin}	Z _{med}		Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	w _L	w _P	IP	w _n	γ _n	Pocket Penetrometer	Vane test	c'	φ'
		[m]	[m]	[m]		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kN/m³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]
S1	R2	11,7	12	11,9	Limo con sabbia debolmente argilloso grigio	0	29	65	7						118-127	40		
	R3	18,7	19	18,9	Sabbia con limo grigio	0	54	46										
S2	I1	9,8	10,4	10,1	Limo con argilla grigio - presenza di rari punti scuri organici	0	2	72	27	54,0	28,0	26	29,8	19,1	186-245	67-71	13	24
	R2	16,7	17	16,9	Sabbia limosa grigia	0	79	19	1									
	R3	19,2	19,5	19,4	Limo con sabbia debolmente argilloso grigio	0	40	60										
S3	R2	21,2	21,5	21,4	Sabbia con limo grigia	0	70	30										
	R3	29,7	30	29,9	Sabbia con limo grigia	0	78	22										
S4	R2	13,7	14	13,9	Sabbia con limo grigia	0	77	23										
S5	R1	5,2	5,5	5,4	Limo sabbioso e argilloso grigio	0,0	14,5	85,5										
	I1	8	8,6	8,3	Limo debolmente argilloso e sabbioso grigio	0,0	7,6	85,7	6,7	30,0	23,0	7,0	24,4	19,0	147-167	34,0	8	31,3
	R2	13,2	13,5	13,4	Sabbia con limo grigia	0,1	68,0	31,9										
	R3	19,2	19,5	19,4	Sabbia con limo debolmente argilloso grigio	0	52,8	41,31	5,88									

Tabella 4-2: Risultati delle prove di laboratorio

4.2 IDENTIFICAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Dall'analisi delle indagini a disposizione, con i criteri descritti nel paragrafo successivo, sono state individuate le seguenti unità geotecniche:

- Unità 1: rilevato arginale con matrice prevalentemente granulare, presente nella parte superiore del rilevato
- Unità 2: rilevato arginale con matrice prevalentemente coesiva, presente nella parte inferiore del rilevato
- Unità 3: terreno di fondazione di natura coesiva, costituito prevalentemente da limo argilloso e argilla, talvolta sabbiosa.
- Unità 4: terreno di fondazione di natura granulare, costituito prevalentemente da sabbia limosa

Il rilevato arginale poggia generalmente su uno strato coesivo (unità 3) di spessore variabile; la suddivisione tra rilevato arginale e terreno di fondazione, non identificabile con estrema precisione, è stata definita sulla base della quota del terreno a lato campagna ed in base alle indicazioni presenti nelle schede dei sondaggi. Si evince quindi che il terreno di fondazione inizia circa 6.5÷9.5 m dalla sommità arginale (6.5÷8.5 m dalla quota di esecuzione delle indagini), con profondità maggiore in corrispondenza delle progressive iniziali dell'intervento (vicino al sondaggio S1) e con profondità minori in corrispondenza delle progressive iniziali dell'intervento (vicino al sondaggio S5)

L'unità 3 è prevalente nella prima parte dell'intervento ed è alternata a numerose lenti dell'unità 4 fino al sondaggio S3; successivamente è predominante un terreno di fondazione granulare (unità 4).

Il profilo geotecnico contenente la suddivisione stratigrafica delle varie unità geotecniche nell'area interessata dall'intervento è riportato nell' "ALLEGATO 1: PROFILO GEOTECNICO".

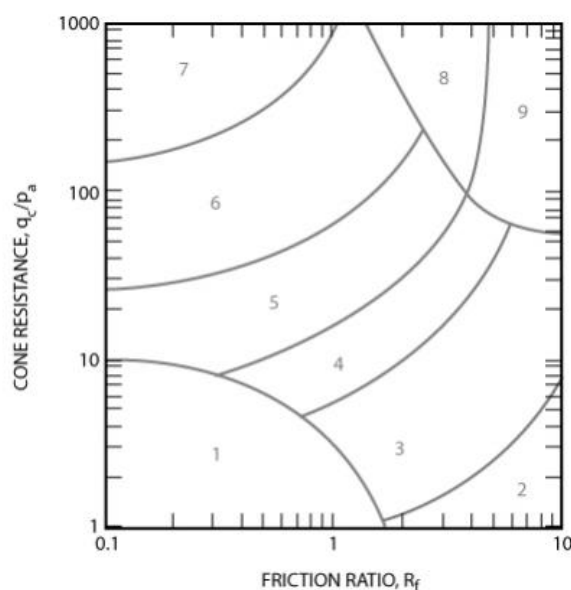
4.3 CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI

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

4.3.1 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 4.2: 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 il grafico della resistenza alla punta q_c relativa alle prove penetrometriche statiche presenti nell'area dell'intervento.

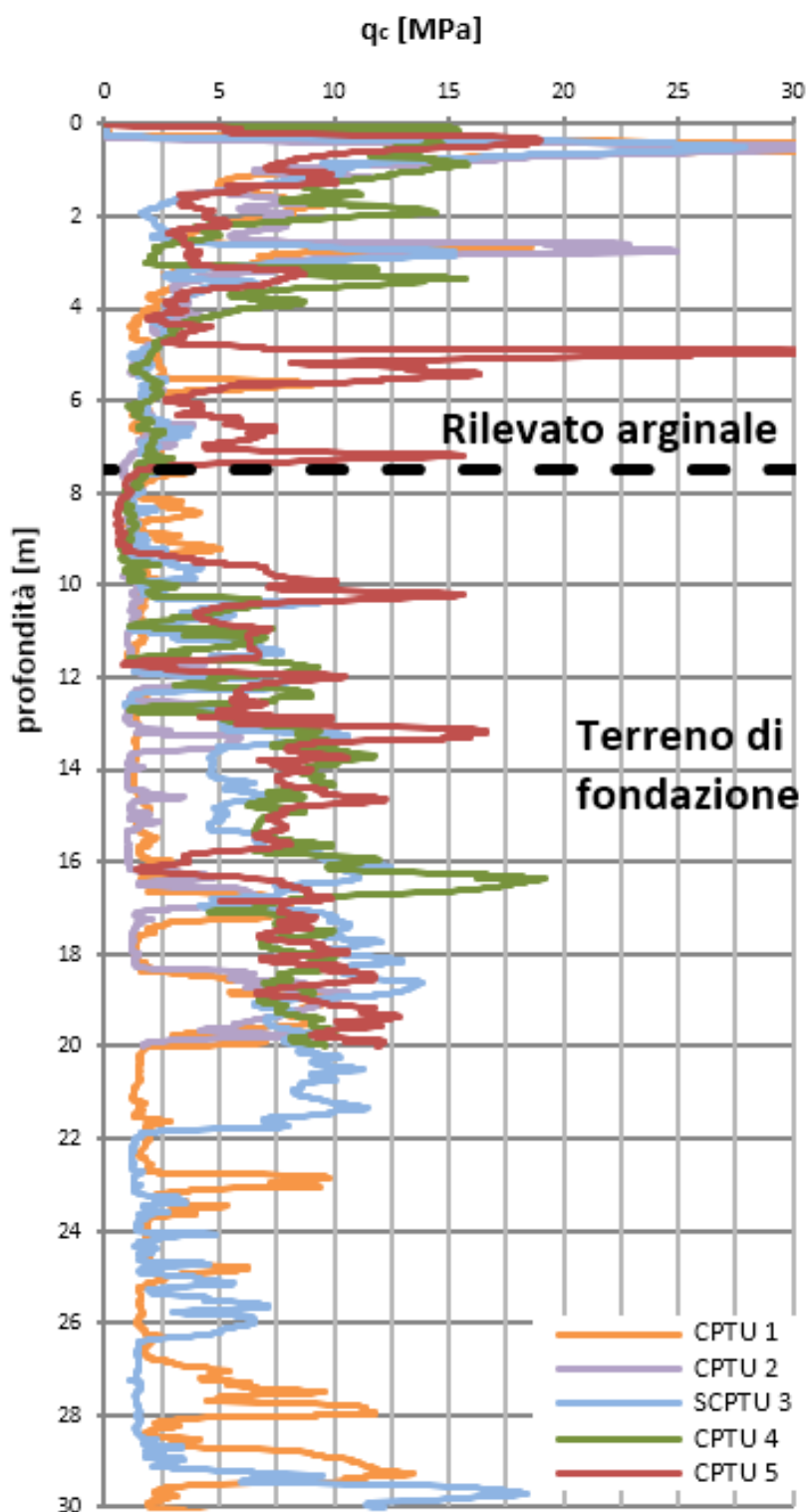


Figura 4.3: resistenza alla punta q_c in funzione della profondità stimata da prove penetrometriche statiche

4.3.2 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 ai risultati delle prove di taglio diretto in laboratorio.

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

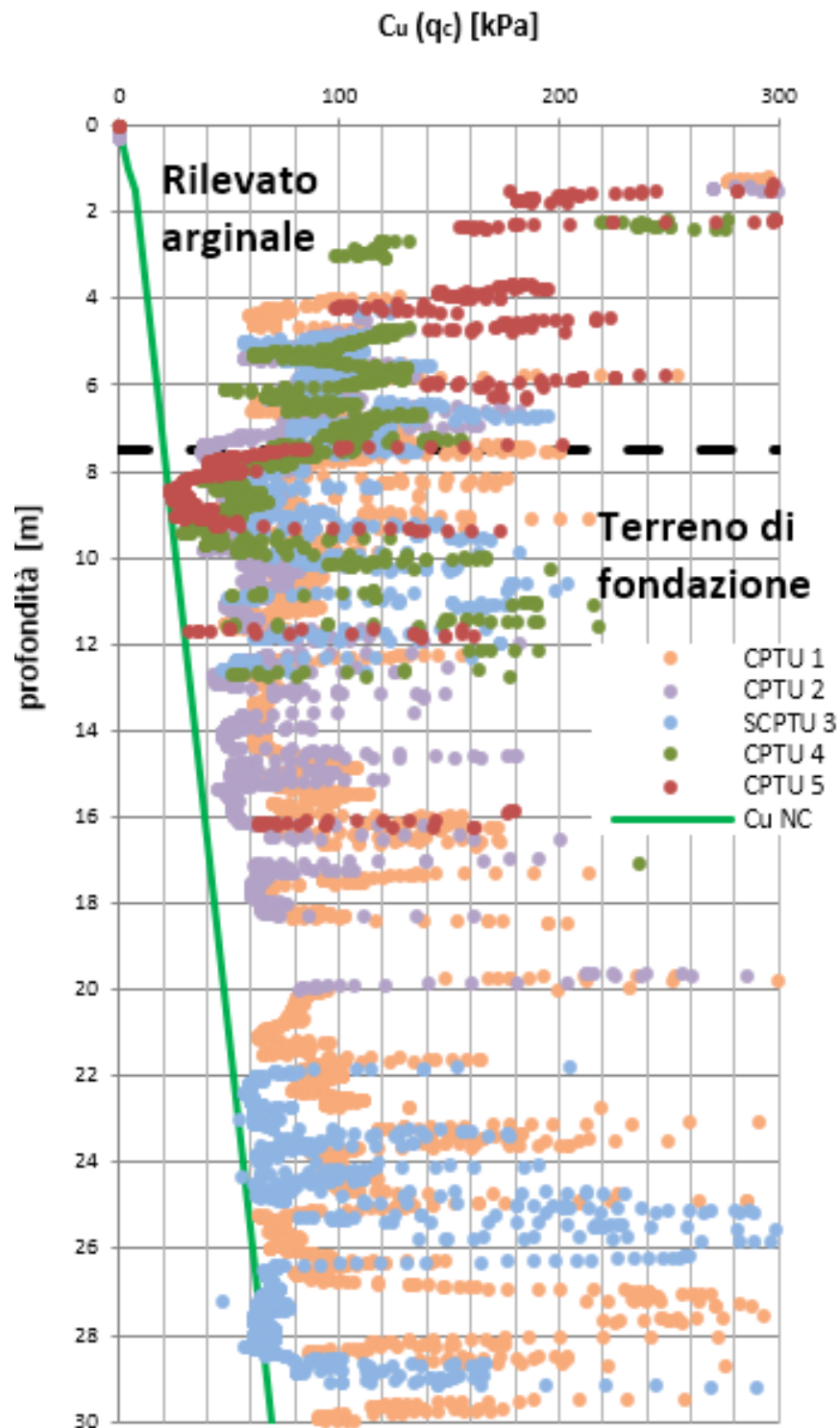


Figura 4.4: coesione non drenata c_u in funzione della profondità stimata da prove penetrometriche statiche

4.3.3 Terreni coesivi – conducibilità idraulica

La conducibilità idraulica è stata stimata per ciascuno strato sulla base delle prove di dissipazione e delle prove Lefranc.

4.3.4 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 il grafico della stima della densità relativa a partire dalle prove penetrometriche statiche presenti nell'area dell'intervento.

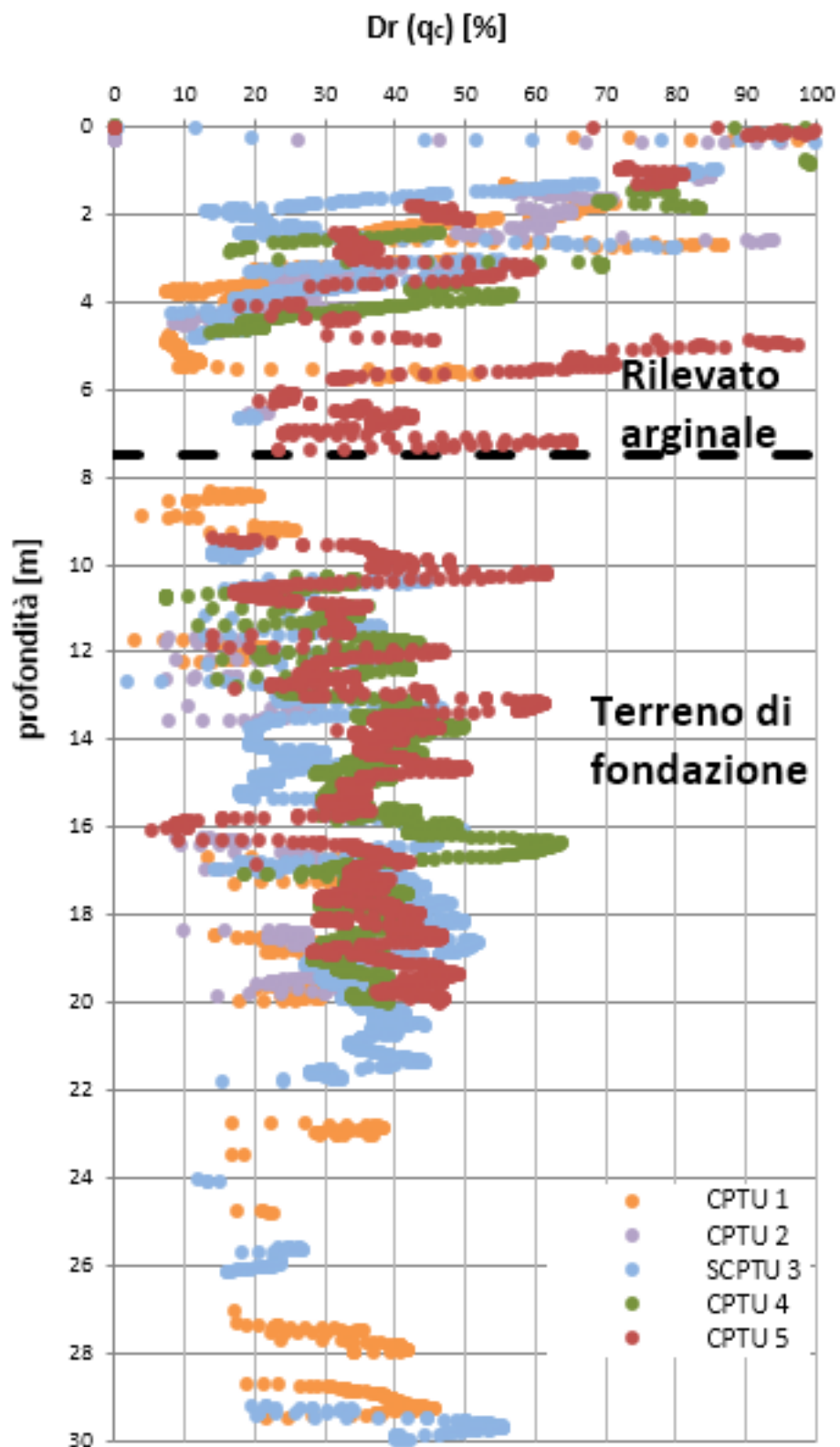
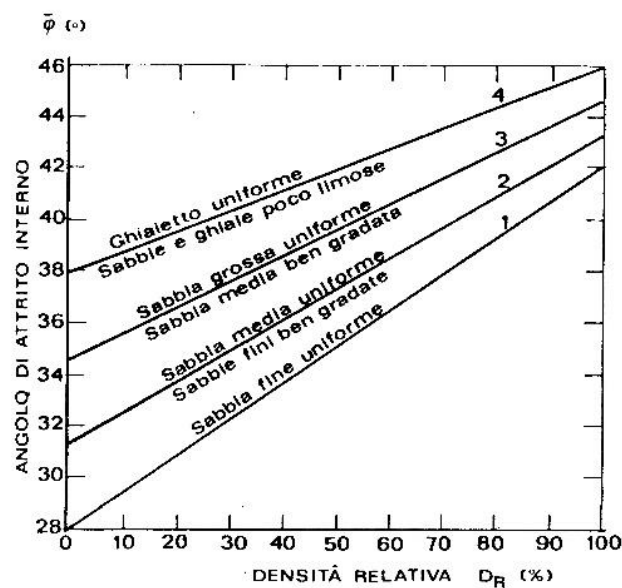


Figura 4.5: densità relativa in funzione della profondità stimata da prove penetrometriche statiche

4.3.5 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 4.6: 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 il grafico della stima dell'angolo di resistenza al taglio a partire dalle prove penetrometriche statiche presenti nell'area dell'intervento.

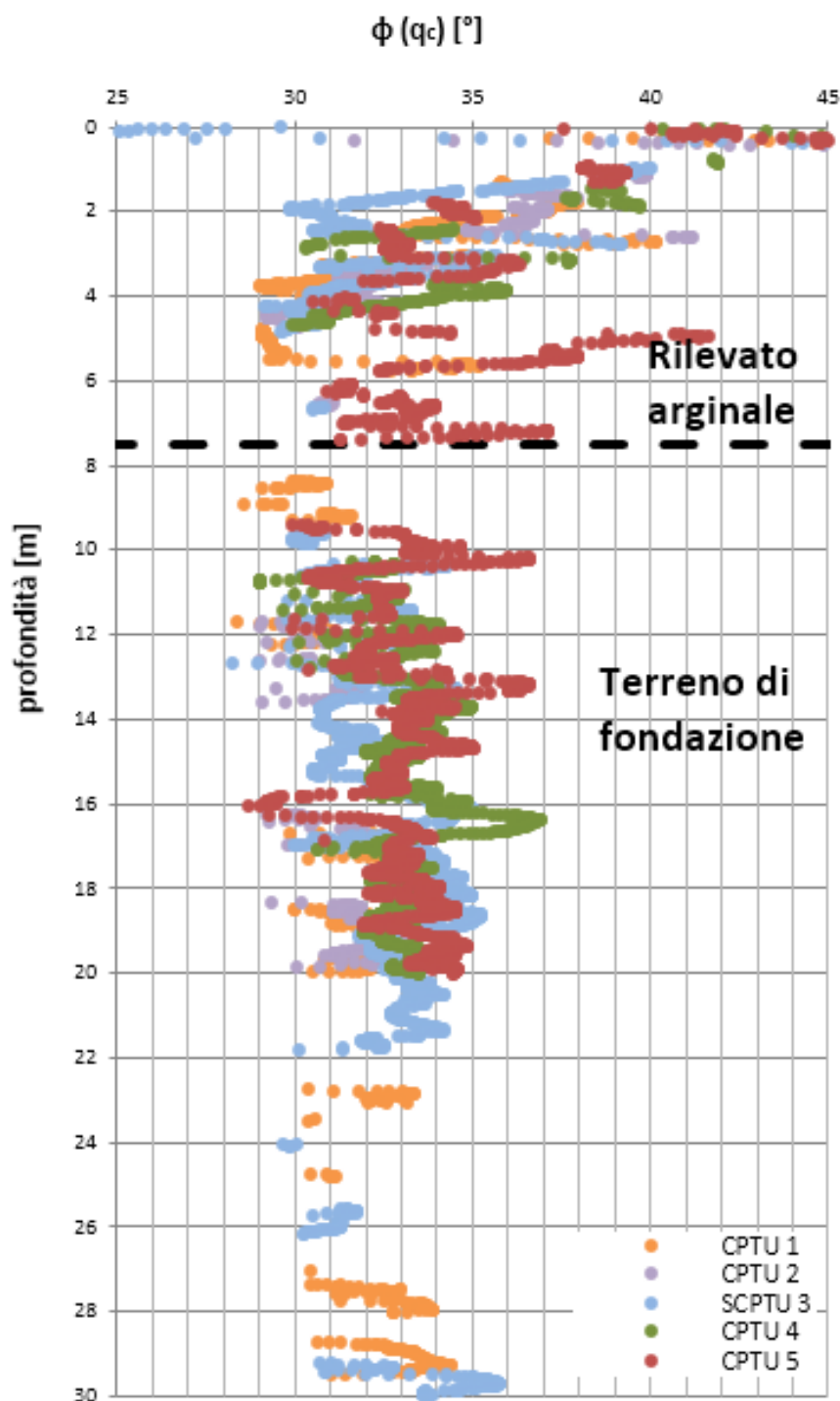


Figura 4.7: angolo di resistenza al taglio in funzione della profondità stimata da prove penetrometriche statiche

4.3.6 Terreni granulari – conducibilità idraulica

La conducibilità idraulica è stata stimata per ciascuno strato sulla base delle prove di permeabilità in sito.

4.4 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 4-3: 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)
1	rilevato arginale con matrice granulare	19/9	30	5	-	1x10 ⁻⁵
2	rilevato arginale con matrice coesiva	19/9	25	10	-	1x10 ⁻⁶
3	terreno di fondazione: limo argilloso (sabbioso)	19/9	24	12	50	1x10 ⁻⁶
4	terreno di fondazione: sabbia limosa	19/9	32	-	-	1x10 ⁻⁵

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. Per quanto riguarda i valori di permeabilità, sia con riferimento alle prove eseguite che a dati di letteratura, si sono assunti, in via cautelativa, i valori più elevati.

Il profilo geotecnico contenente la suddivisione stratigrafica delle varie unità geotecniche nell'area interessata dall'intervento è riportato nell' "ALLEGATO 1: PROFILO GEOTECNICO".

5 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 IV, alla quale è associato un coefficiente d'uso C_u pari a 2.

Nel caso in esame si ha una vita nominale dell'opera di 100 anni che con coefficiente d'uso di 2 fornisce un periodo di riferimento pari a 200 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_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0,042	2,558	0,307
SLD	201	0,049	2,622	0,327
SLV	1898	0,086	2,852	0,399
SLC	2475	0,092	2,862	0,409

Tabella 5-1: Valori della sismicità per il comune di Corbola

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 SCPTU3 permette di calcolare una velocità $V_{s,30}$ pari a 204 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:

$$a_{max} = a_g \times S_s \times S_t = 0.086g \times 1.5 \times 1.0 = 0.13g$$

6 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 nel comune di Corbola. L'importanza di tale intervento è motivata dal verificarsi localmente di alcuni fontanazzi a lato campagna, prevalentemente tra la sezione 3 (pk. 0+193) e la sezione 4 (pk. 0+358), in occasione di una piena avvenuta a novembre 2014 che ha raggiunto quasi i 5 m s.l.m.m..

La quota di sommità del rilevato arginale è generalmente compresa tra 9.0÷9.4 m s.l.m.m, il piano campagna varia tra -0.5÷2.2 m s.l.m.m. e la quota dell'alveo del Fiume Po è stata rilevata dalla batimetria fino ad una profondità massima di -5 m s.l.m.m..

Per aumentare la sicurezza nei confronti della filtrazione dell'acqua si prevede di realizzare un diaframma di tenuta idraulica a partire da circa 1 m al di sotto della sommità arginale e di lunghezza variabile, dipendente dalle caratteristiche del terreno di fondazione:

- Pk 0+000 – 0+170 (estensione di 170 m): lunghezza diaframma 24 m
- Pk 0+170 – 0+325 (estensione di 155 m): lunghezza diaframma 28 m
- Pk 0+325 – 0+576 (estensione di 251 m): lunghezza diaframma 29 m

La definizione della lunghezza del diaframma è stata valutata sulla base delle proprietà del terreno sulla base delle indagini a disposizione, sulle analisi di filtrazione e di stabilità di seguito presentate e considerando che i maggiori allagamenti sono stati notati tra la sezione 3 e la sezione 4.

Inoltre, l'intervento prevede la sistemazione della scarpata superiore a lato fiume dell'argine in modo tale da garantire sulla parte superiore una banca di larghezza pari a 5 m e la pendenza della scarpata 2H:3V.

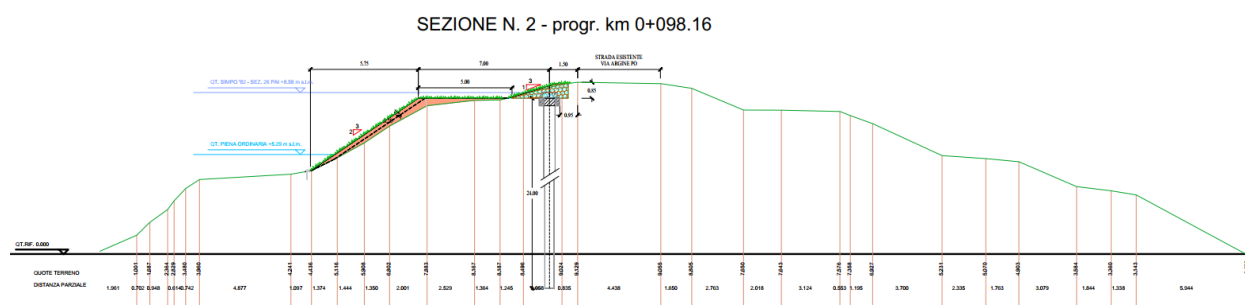


Figura 6.1: Sezione n.2 di progetto

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

I fenomeni di collasso per sifonamento e sollevamento sono tra loro strettamente correlati; con il termine sifonamento si intende l'erosione del terreno subito sotto la superficie per effetto del flusso idraulico generato dal dislivello tra monte e valle, con asportazione di particelle e formazione di canali che favoriscono il fenomeno e possono portare al collasso dell'argine. In presenza di terreni superficiali coesivi di bassa permeabilità si può avere sollevamento e rottura del terreno superficiale per effetto delle sottopressioni con successivo innesco del sifonamento come rappresentato nella seguente figura.

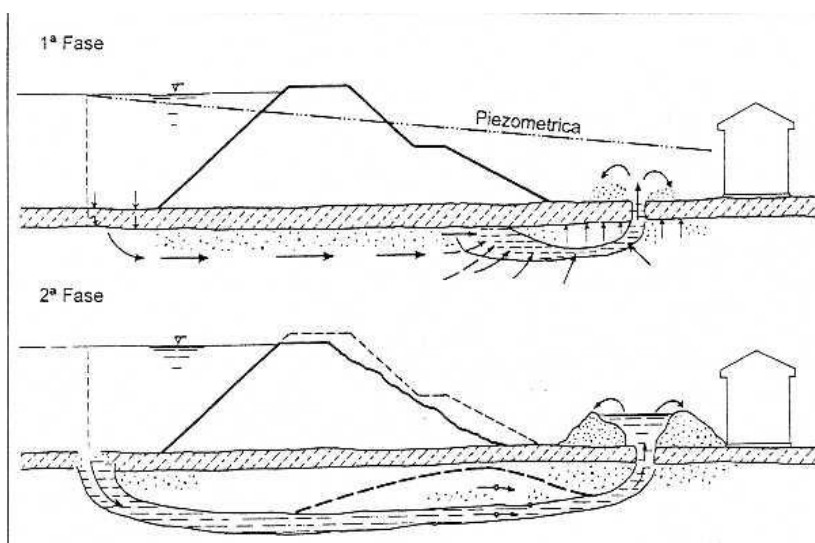


Figura 7.1: Rottura arginale per sollevamento e successivo innesco di sifonamento

Tali verifiche sono state svolte per lo stato attuale dell'argine e per lo stato di progetto prevista. La verifica del rilevato arginale in condizione di fiume al livello di magra viene omessa in quanto il grado di sicurezza dello stato attuale coincide a quello dello stato di progetto, dato che il ripristino del paramento lato fiume è solo superficiale e quindi marginale. Per lo stesso

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

Si riportano di seguito le quote significative dell'acqua del Fiume Po in corrispondenza del comune di Corbola:

- Quota piena ordinaria: 5.29 m s.l.m.m.
- Quota piena SIMPO '82: 8.58 m s.l.m.m.

7.1 SEZIONI DI ANALISI

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

- Sezione n. 2, caratterizzata da terreni di fondazione con matrice prevalentemente coesiva intervallati da alcune lenti di sabbia; per questa sezione si prevede un diaframma di lunghezza 24 m.
- Sezione n. 5 caratterizzata da terreni di fondazione con matrice prevalentemente granulare; per questa sezione si prevede un diaframma di lunghezza 29 m. Inoltre, tale sezione si distingue per paramenti più inclinati rispetto alle altre sezioni e la presenza di una zona di erosione dell'alveo al piede del rilevato.

Si riporta di seguito il modello utilizzato nelle analisi di filtrazione e di stabilità per ciascuna delle due sezioni.

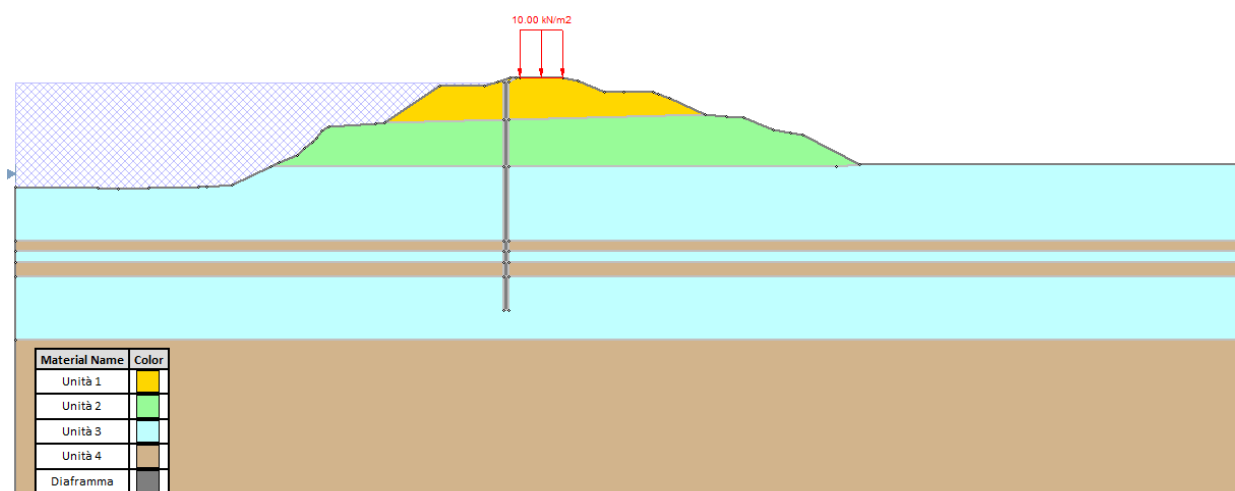


Figura 7.2: Modello della sezione trasversale n.2

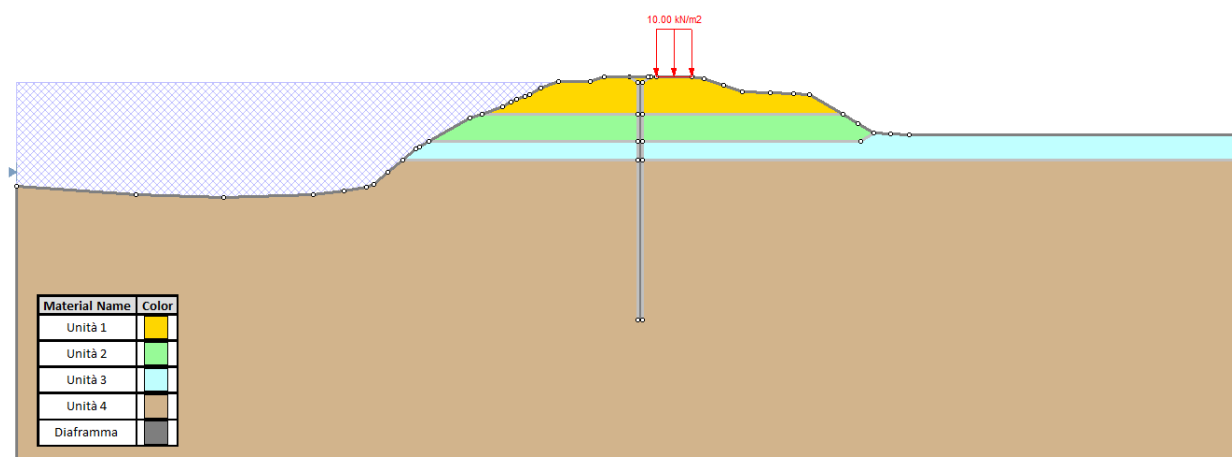


Figura 7.3: Modello della sezione trasversale n.5

I parametri di resistenza e di permeabilità di ciascuna unità sono quelli riportati in Tabella 4-3. Al diaframma è stata assegnata una permeabilità di 10^{-8} m/s e cautelativamente una resistenza costante pari a 100 kPa.

7.2 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.

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 (8.58 m s.l.m.m.) tramite un'analisi in moto permanente.

7.2.1 Gradiente idraulico e filtrazione

Le verifiche agli stati limite idraulici nei confronti del pericolo di sifonamento sono state 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 2	0,516	1,9	0,451	2,2
Sezione 5	0,566	1,8	0,424	2,4

Tabella 7-1: 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.

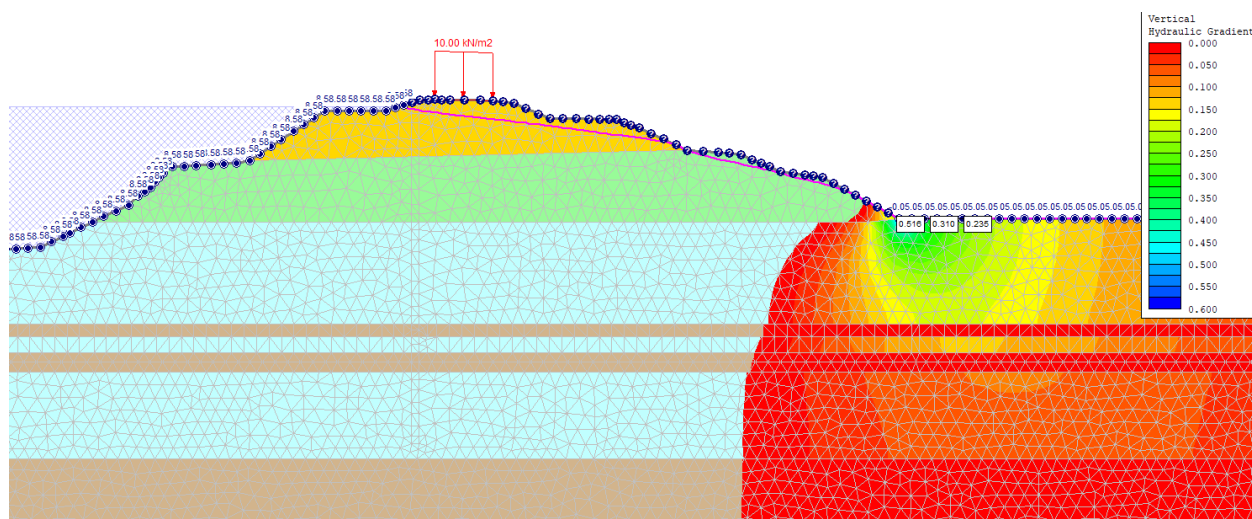


Figura 7.4: Sezione 2 – attuale – Gradiente idraulico verticale

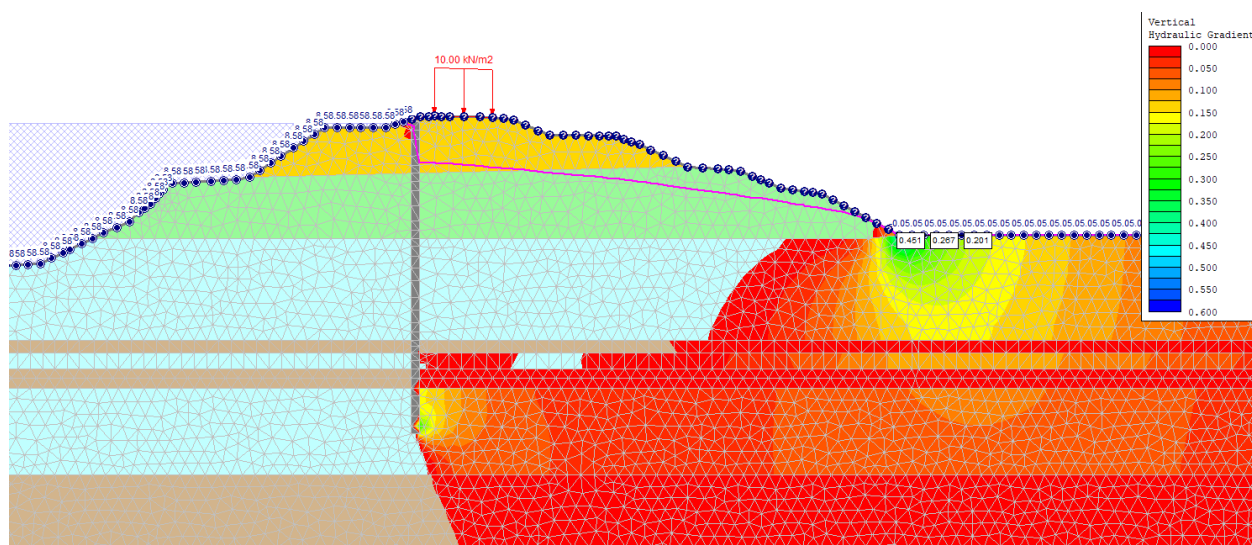


Figura 7.5: Sezione 2 – progetto – Gradiente idraulico verticale

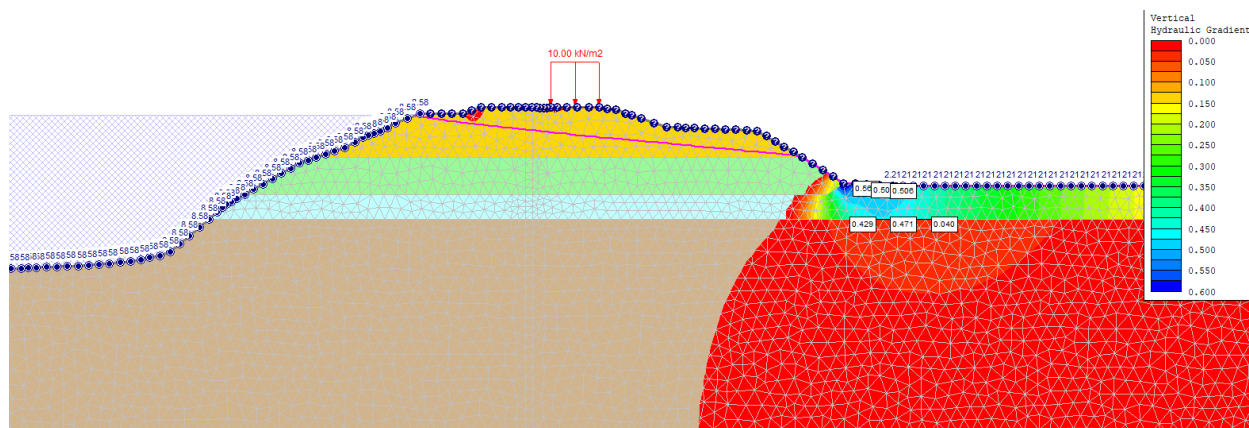


Figura 7.6: Sezione 5 – attuale – Gradiente idraulico verticale

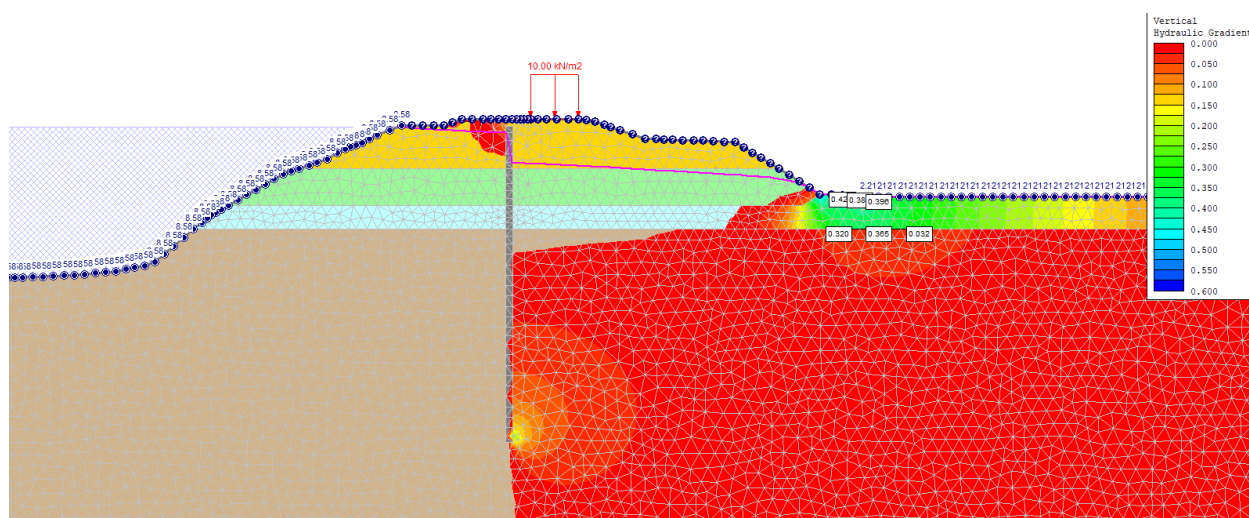


Figura 7.7: Sezione 5 – progetto – Gradiente idraulico verticale

7.2.2 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 5, in quanto la sezione 2 è caratterizzata da un terreno di fondazione prevalentemente coesivo, che quindi non è interessato 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:

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 5	Attuale	57	46,8	51,3	51,5	0,99
Sezione 5	Progetto	57	42,9	51,3	47,2	1,09

Tabella 7-2: Risultati della verifica al sollevamento

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.

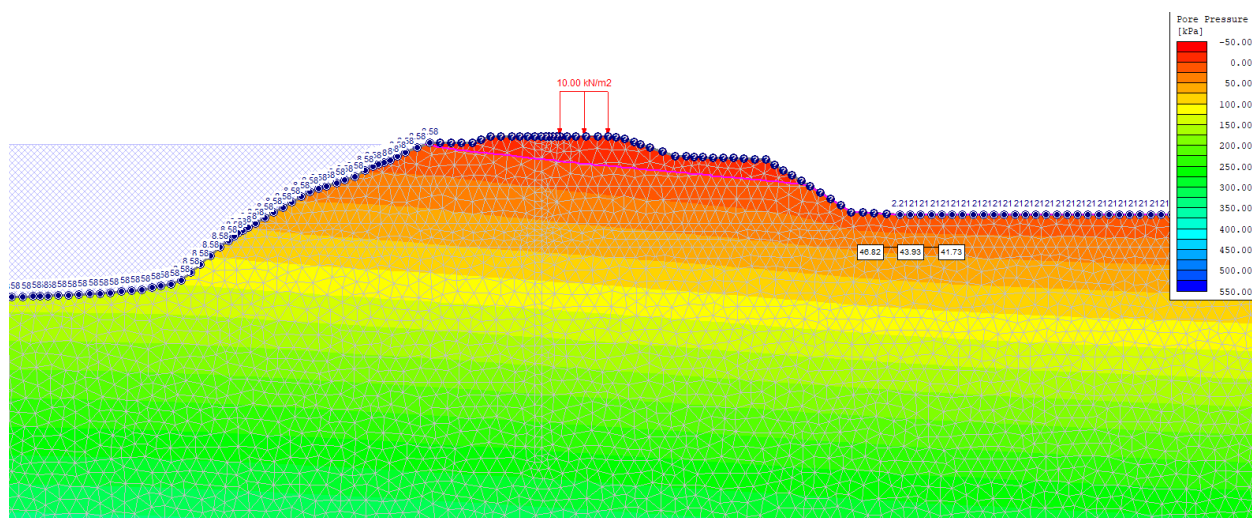


Figura 7.8: Sezione 5 – attuale – Pressione neutra

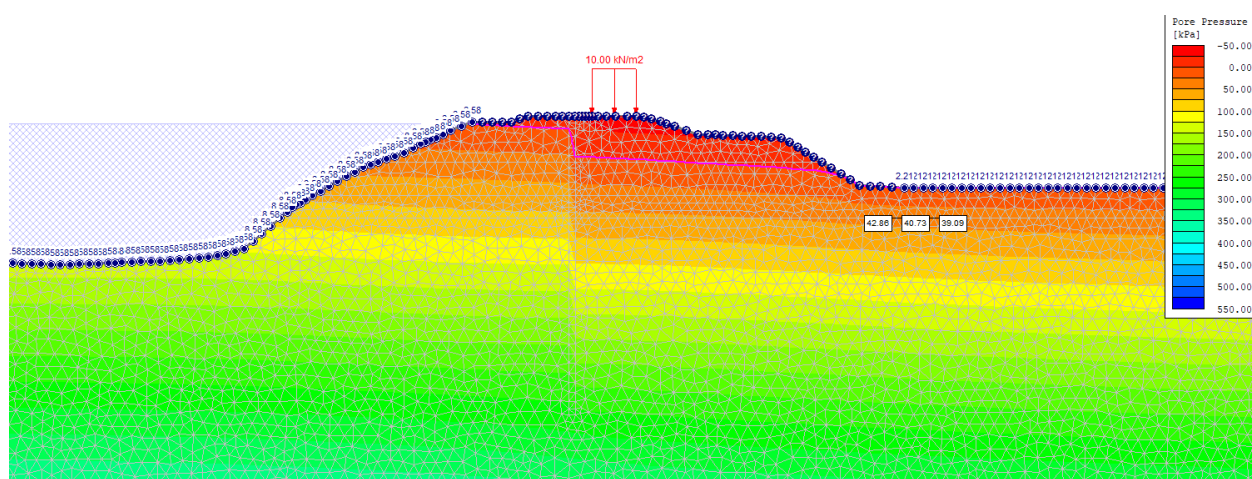


Figura 7.9: Sezione 5 – progetto – Pressione neutra

7.3 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

7.3.1 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 (8.58 m s.l.m.m.), considerando le pressioni neutre dell'acqua derivanti da un'analisi in condizioni di moto permanente (ipotesi più cautelativa);
- rapido svaso dalla quota della piena SIMPO '82 (8.58 m s.l.m.m.) fino alla quota di circa 1.5 m s.l.m.m. tramite un'analisi in condizioni di moto transitorio assumendo una curva di discesa della quota dell'acqua stimata dalla normalizzazione di una piena di entità minore;
- sismica, considerando la quota del fiume al livello di una piena ordinaria (5.29 m s.l.m.m.) e utilizzando le pressioni neutre dell'acqua derivanti da un'analisi in moto permanente.

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

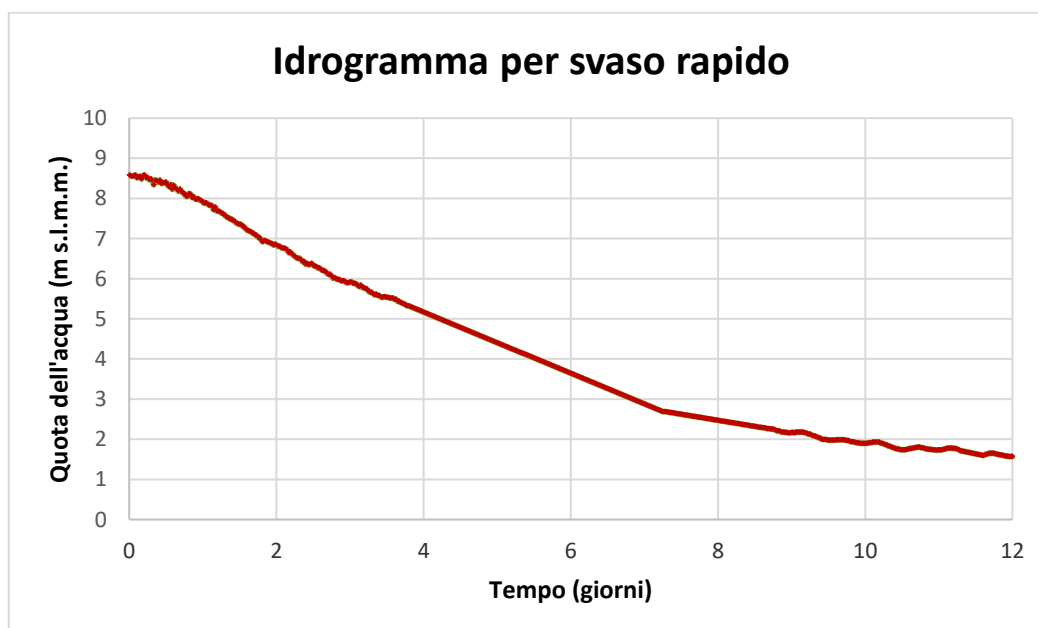


Figura 7.10: curva di abbassamento dell'acqua in funzione del tempo utilizzata per le analisi di svaso rapido

In corrispondenza della strada presente nella sommità dell'argine è stato considerato un carico 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 4-3), mentre per le analisi sismiche sono stati considerati solo i parametri non drenati.

Le verifiche nelle condizioni di rapido svasso e massimo invaso 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.

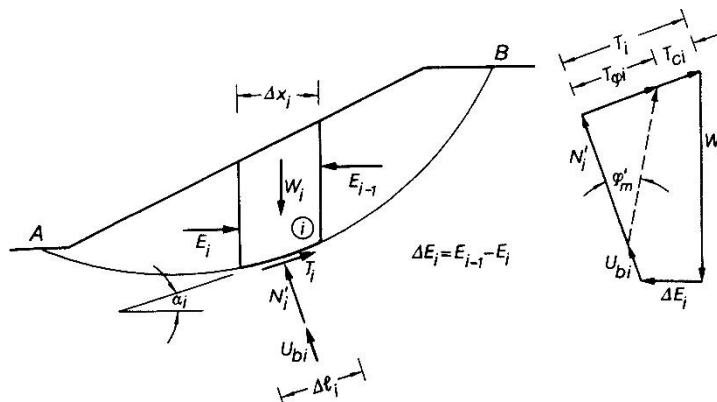


Figura 7.11: Schema delle forze agenti sui conci di una superficie di rottura

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;
- $a_{\max} = 0.13$ 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 $k_h = 0.05$ e $k_v = \pm 0.025$.

7.3.2 Risultati

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

Sezione 2			Parametri drenati	Parametri non drenati
Situazione	Situazione	Bacino	ODF	ODF
Attuale	Statica	Piena SIMPO 82: 8,58 m	1,160	1,126
Progetto	Statica	Piena SIMPO 82: 8,58 m	1,295	1,167
Attuale	Statica	Svaso rapido	1,078	1,025
Progetto	Statica	Svaso rapido	1,079	1,044
Attuale	Sismica	Piena ordinaria: 5,29 m	-	1,185
Progetto	Sismica	Piena ordinaria: 5,29 m	-	1,190

Tabella 7-3: Sezione 2 - risultati delle analisi di stabilità globale

Sezione 5			Parametri drenati	Parametri non drenati
Situazione	Analisi	Bacino	ODF (over design factor) FS (fattore di sicurezza) *	ODF (over design factor) FS (fattore di sicurezza) *
Attuale	Statica	Piena SIMPO 82: 8,58 m	ODF = 1,042	ODF = 1,042
Progetto	Statica	Piena SIMPO 82: 8,58 m	ODF = 1,166	ODF = 1,165
Attuale	Statica	Svaso rapido	FS = 1,128	FS = 1,229
Progetto	Statica	Svaso rapido	FS = 1,133 ODF = 0,800	FS = 1,232 ODF = 0,856
Attuale	Sismica	Piena ordinaria: 5,29 m	-	ODF = 1,281
Progetto	Sismica	Piena ordinaria: 5,29 m	-	ODF = 1,305

Tabella 7-4: Sezione 5 - risultati delle analisi di stabilità globale

*(ODF considera i coefficienti di sicurezza parziali previsti dalle NTC18, si veda il paragrafo precedente; FS è il fattore di sicurezza considerando azioni e parametri del terreno con i loro valori caratteristici, senza alcun coefficiente di sicurezza)

Le verifiche prescritte dalle NTC18 risultano soddisfatte per lo stato di progetto, ad eccezione della verifica di svaso rapido relativa alla sezione 5, che risulta comunque caratterizzata da un fattore di sicurezza (non considerando quindi i coefficienti di sicurezza parziali) compreso tra 1.1÷1.2.

Va evidenziato che in corrispondenza di tale sezione i rilievi batimetrici hanno messo in evidenza un'area di erosione con un abbassamento localizzato del fondale. Al fine di migliorare

le condizioni di stabilità devono essere valutati interventi di ripristino della zona erosa e di risagomatura e protezione della banca lato fiume.

In generale comunque si nota un miglioramento del grado di sicurezza relativo alla stabilità globale in seguito all'intervento, prevalentemente per le analisi con la piena fino alla quota di 8.58 m s.l.m.m.. Infatti, il diaframma garantisce che la linea di saturazione all'interno dell'argine sia più bassa rispetto alla situazione attuale e che quindi le pressioni neutre siano minori.

Si riportano di seguito le figure delle analisi di stabilità condotte.

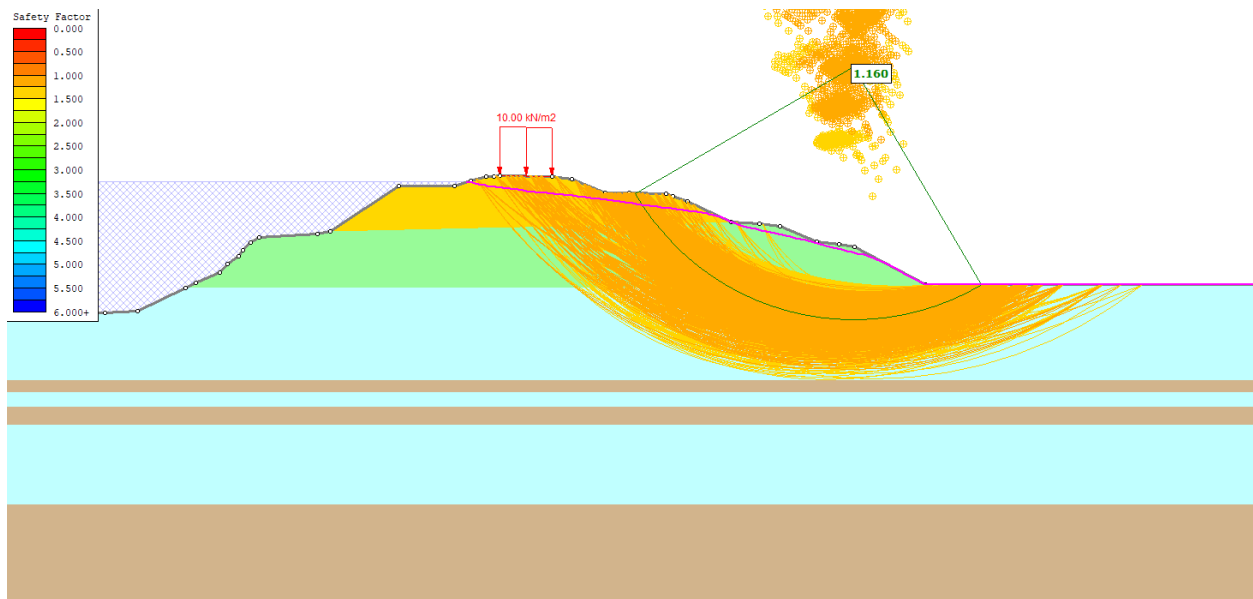
Sezione 2

Figura 7.12: Sezione n.2 – Stato attuale – Analisi statica con piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.4

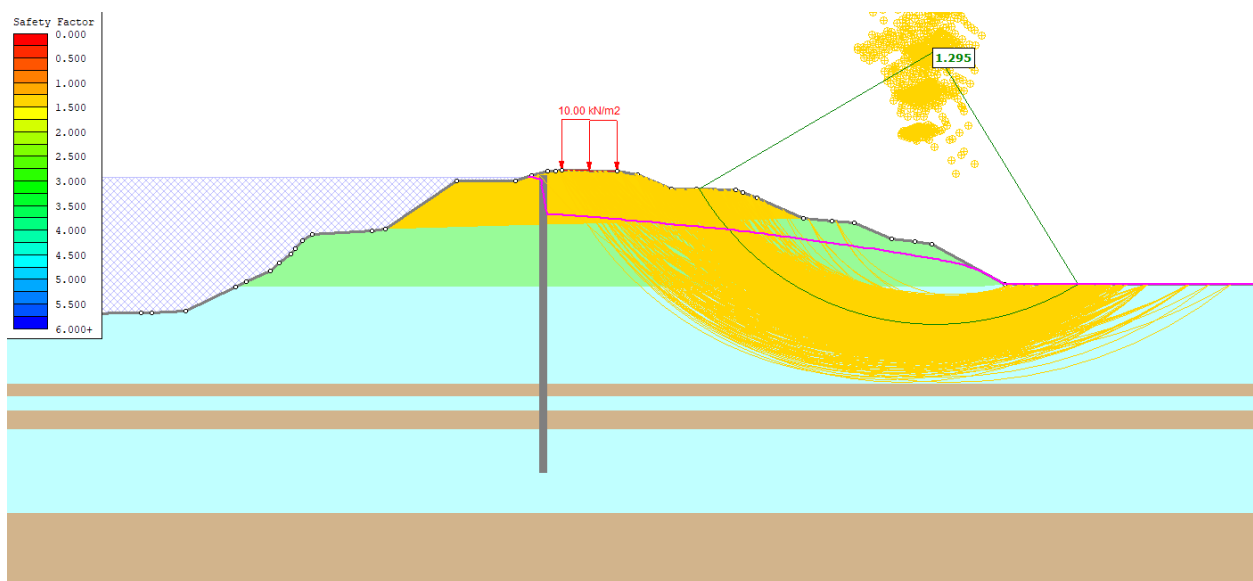


Figura 7.13: Sezione n.2 – Stato di progetto – Analisi statica con piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.4

 RELAZIONE GEOTECNICA

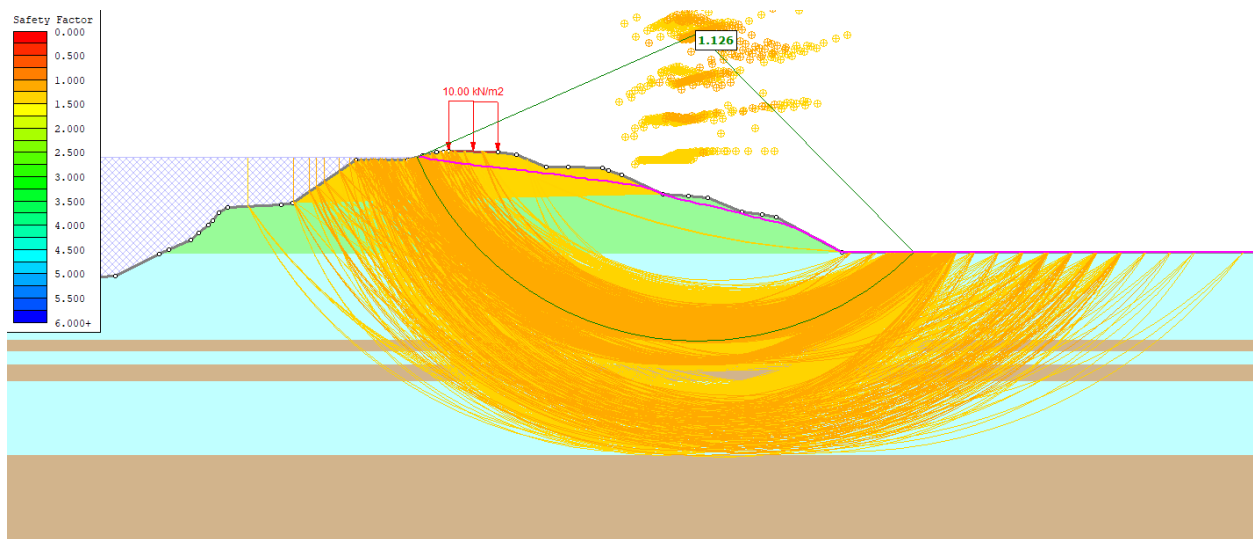


Figura 7.14: Sezione n.2 – Stato attuale – Analisi statica con piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.4

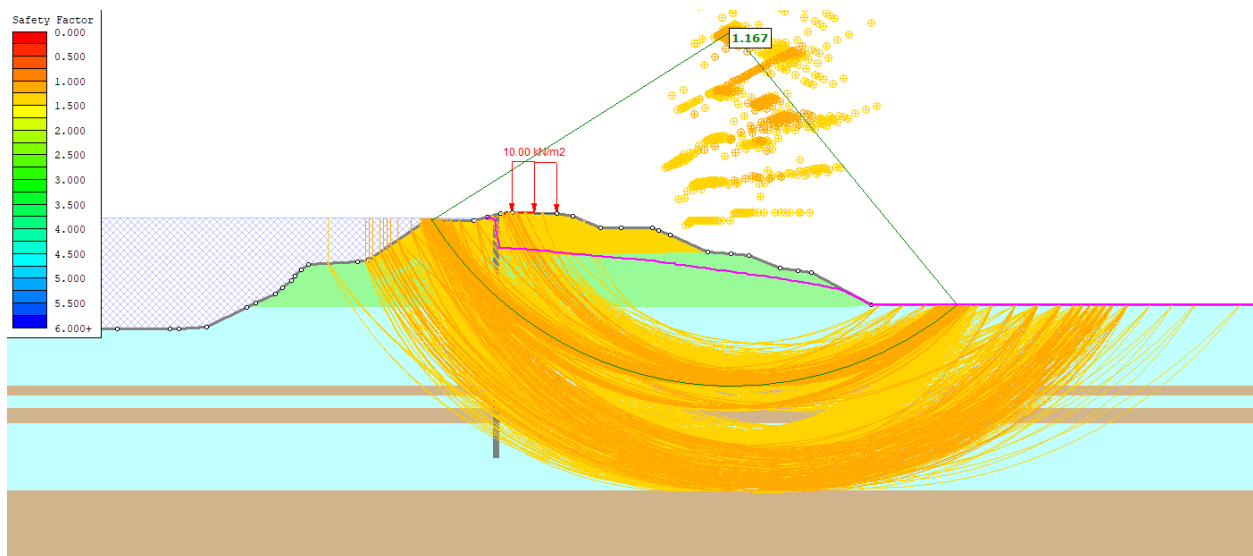


Figura 7.15: Sezione n.2 – Stato di progetto – Analisi statica con piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.4

 RELAZIONE GEOTECNICA

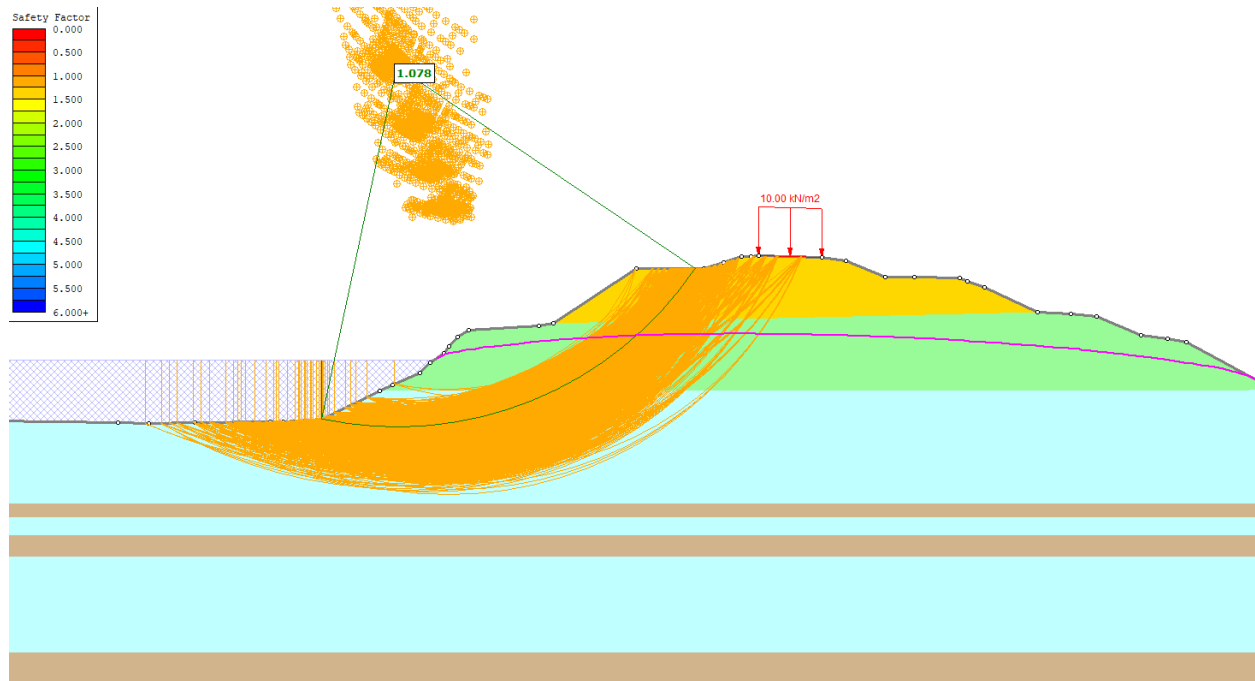


Figura 7.16: Sezione n.2 – Stato attuale – Analisi statica di svasso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.2

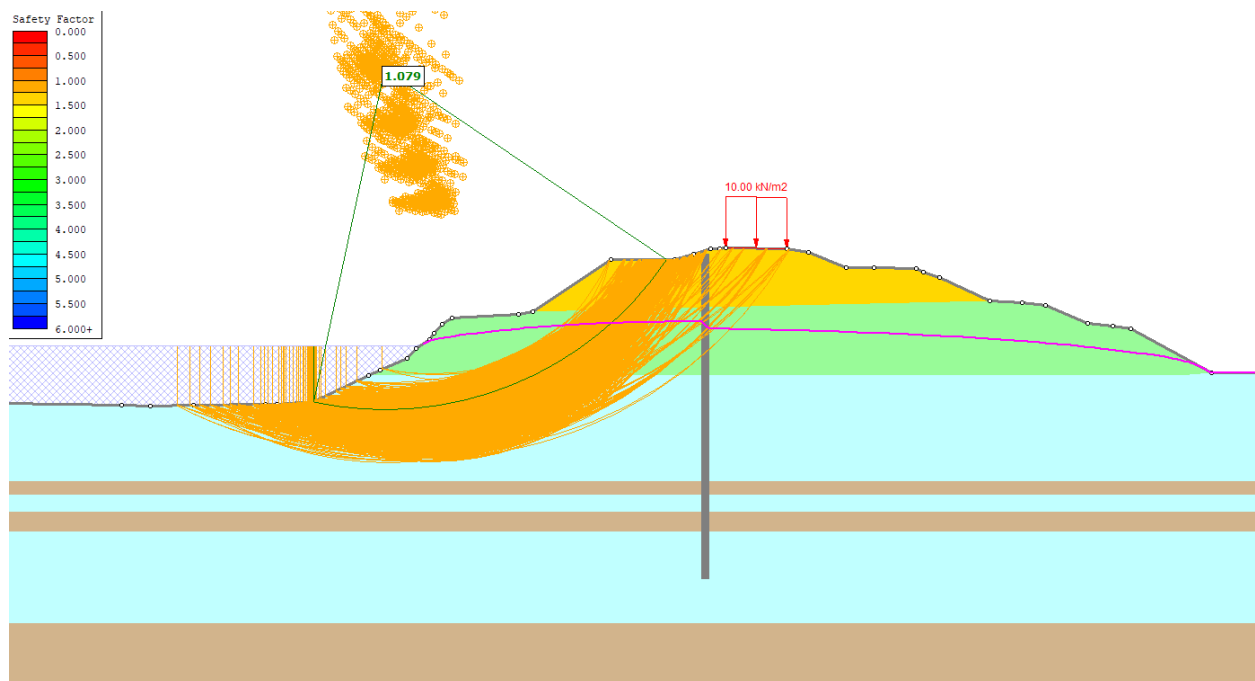


Figura 7.17: Sezione n.2 – Stato di progetto – Analisi statica di svasso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.2

 RELAZIONE GEOTECNICA

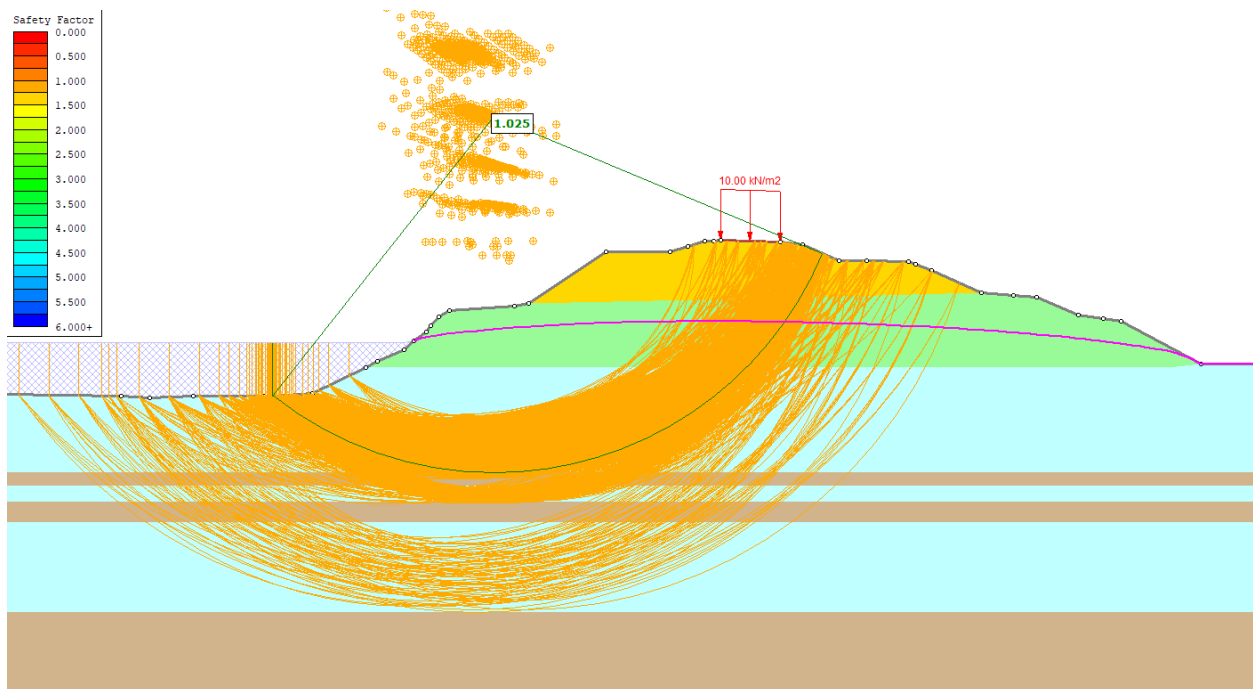


Figura 7.18: Sezione n.2 – Stato attuale – Analisi statica di svasso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.2

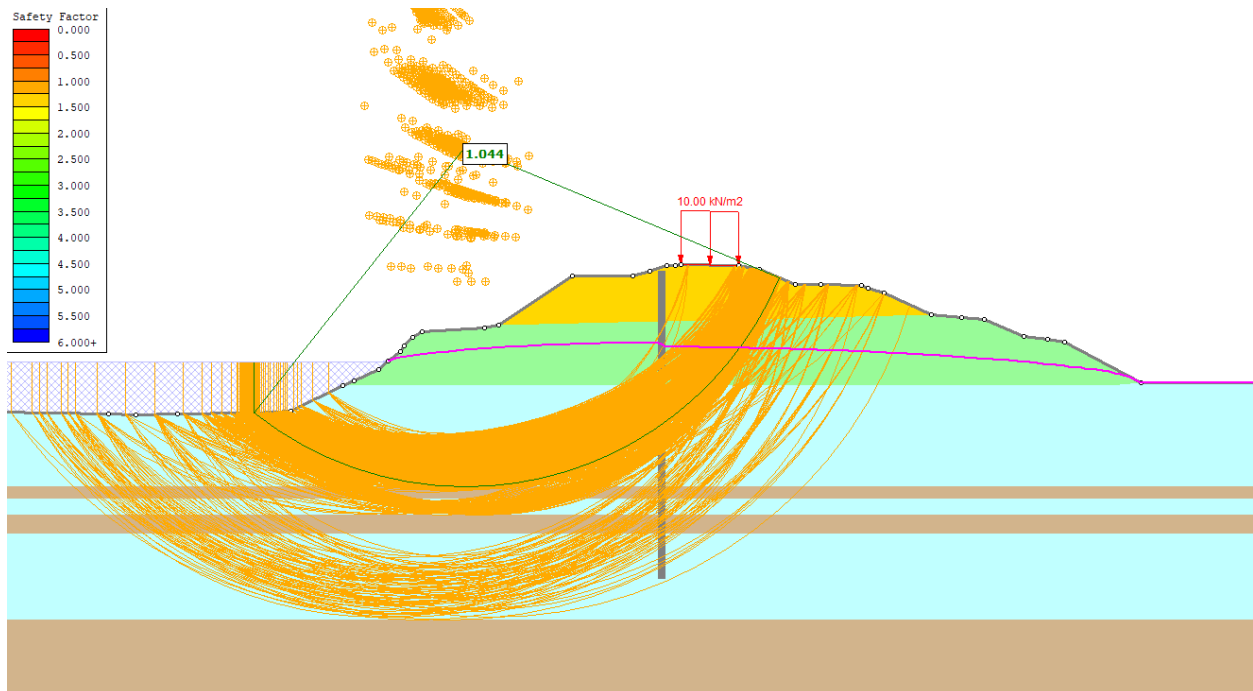


Figura 7.19: Sezione n.2 – Stato di progetto – Analisi statica di svasso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.2

RELAZIONE GEOTECNICA

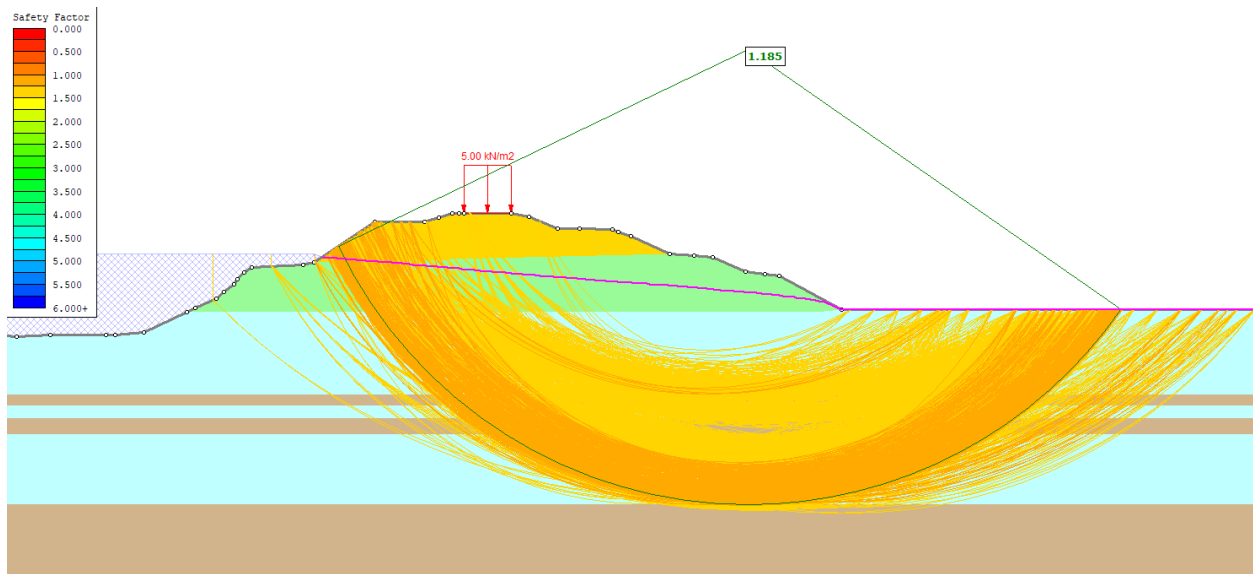


Figura 7.20: Sezione n.2 – Stato attuale – Analisi sismica con piena ordinaria (5.29 m s.l.m.m.) – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.5

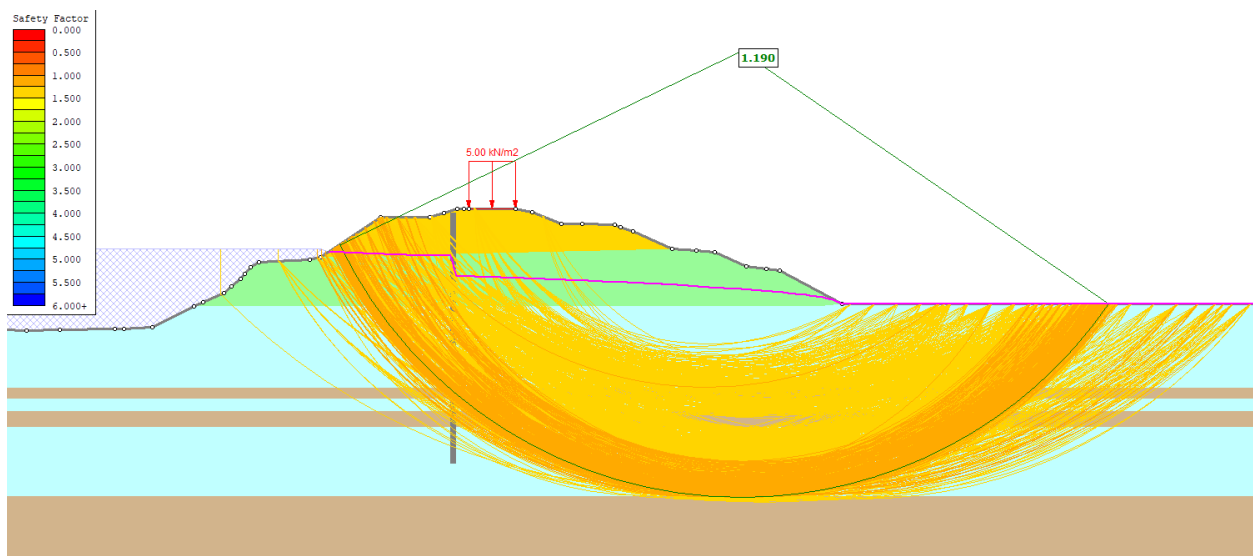


Figura 7.21: Sezione n.2 – Stato di progetto – Analisi sismica con piena ordinaria (5.29 m s.l.m.m.) – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.5

Sezione 5

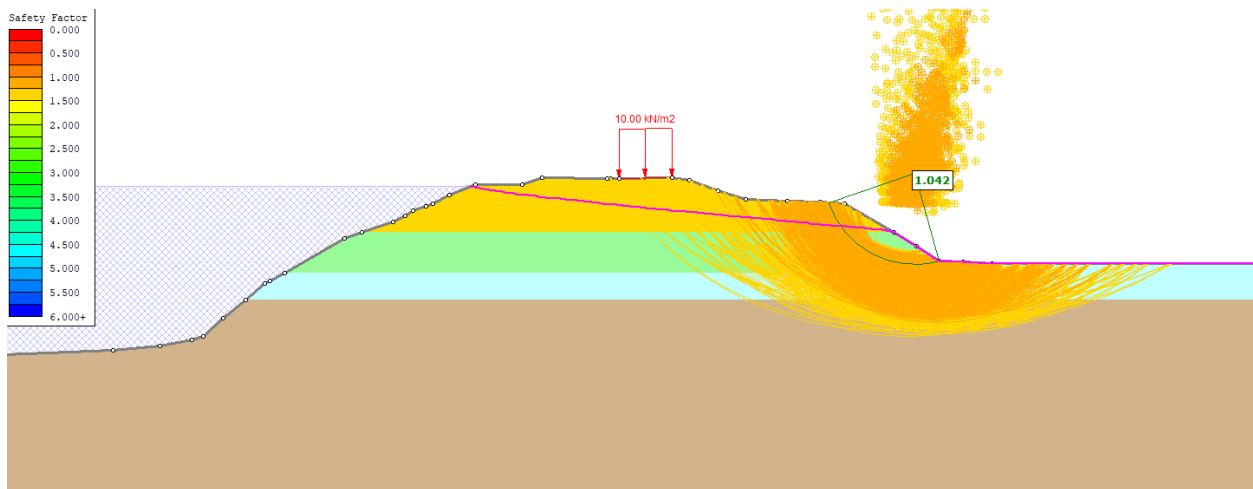


Figura 7.22: Sezione n.5 – Stato attuale – Analisi statica con piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con $ODF < 1.4$

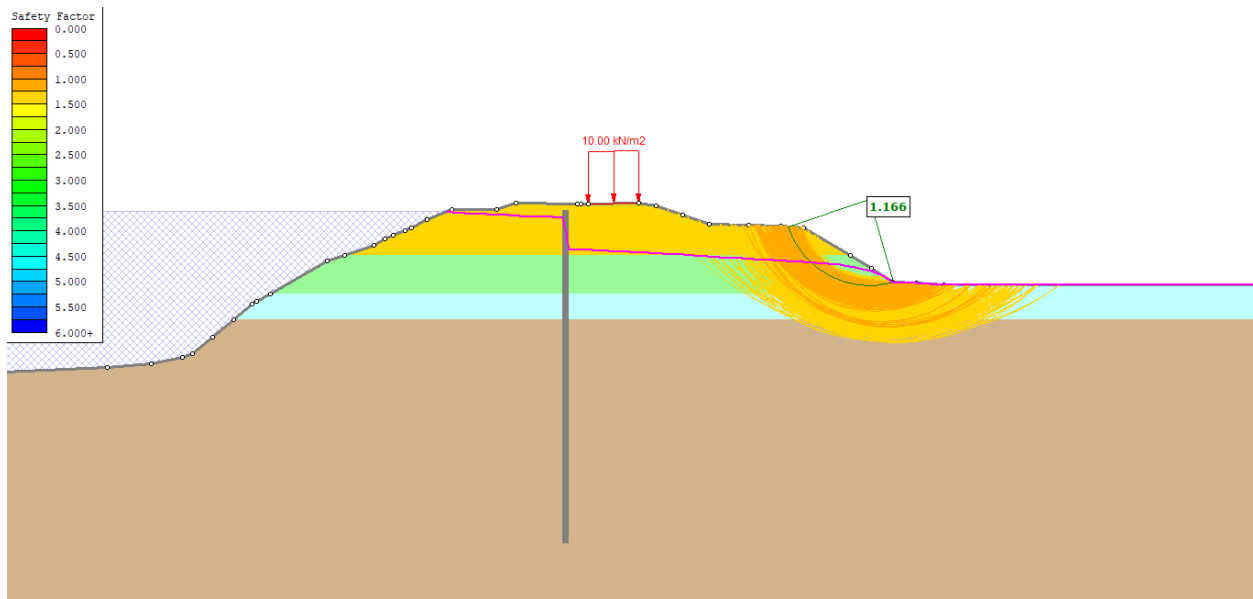


Figura 7.23: Sezione n.5 – Stato di progetto – Analisi statica con piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con $ODF < 1.4$

RELAZIONE GEOTECNICA

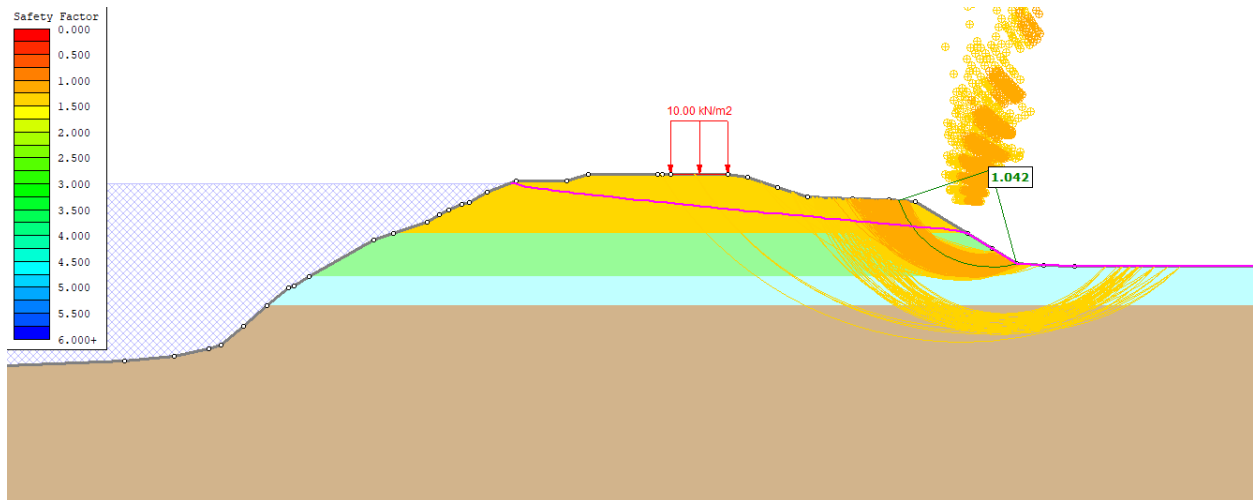


Figura 7.24: Sezione n.5 – Stato attuale – Analisi statica con piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.5

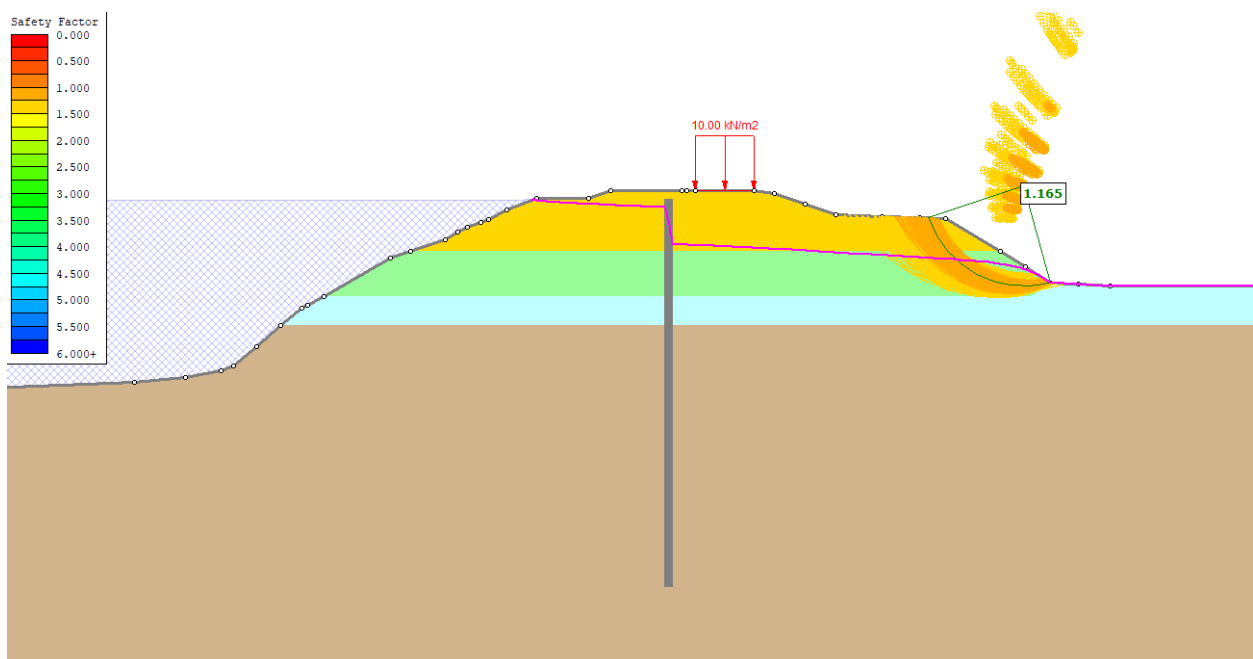


Figura 7.25: Sezione n.5 – Stato di progetto – Analisi statica con piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.5

RELAZIONE GEOTECNICA

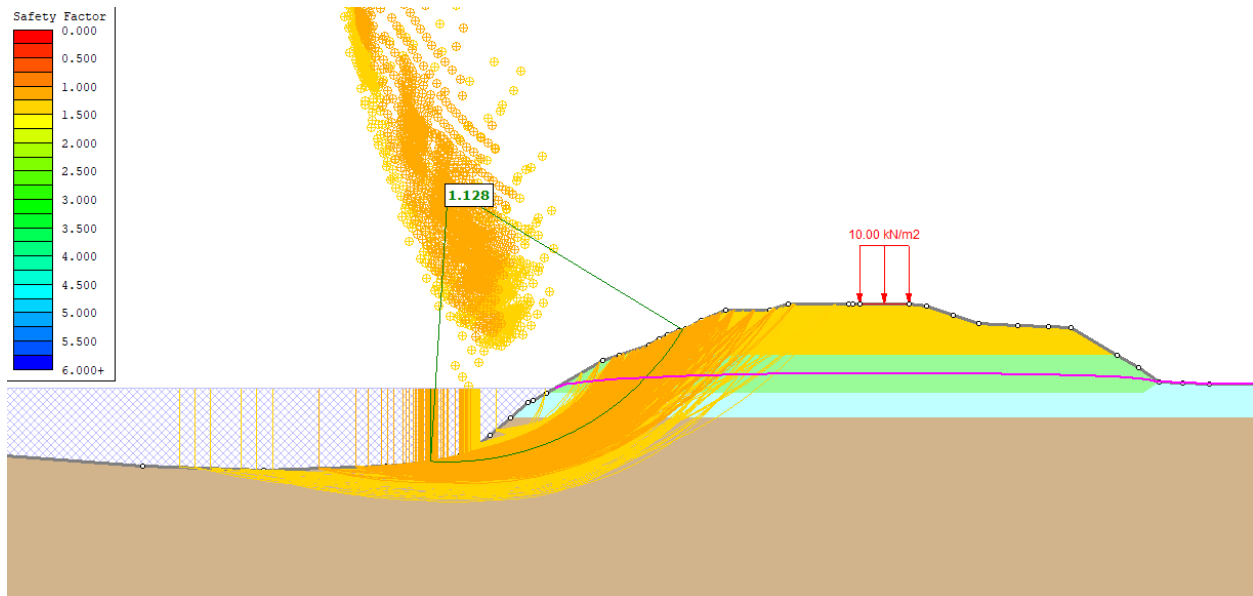


Figura 7.26: Sezione n.5 – Stato attuale – Analisi statica di svasso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con $FS < 1.4$

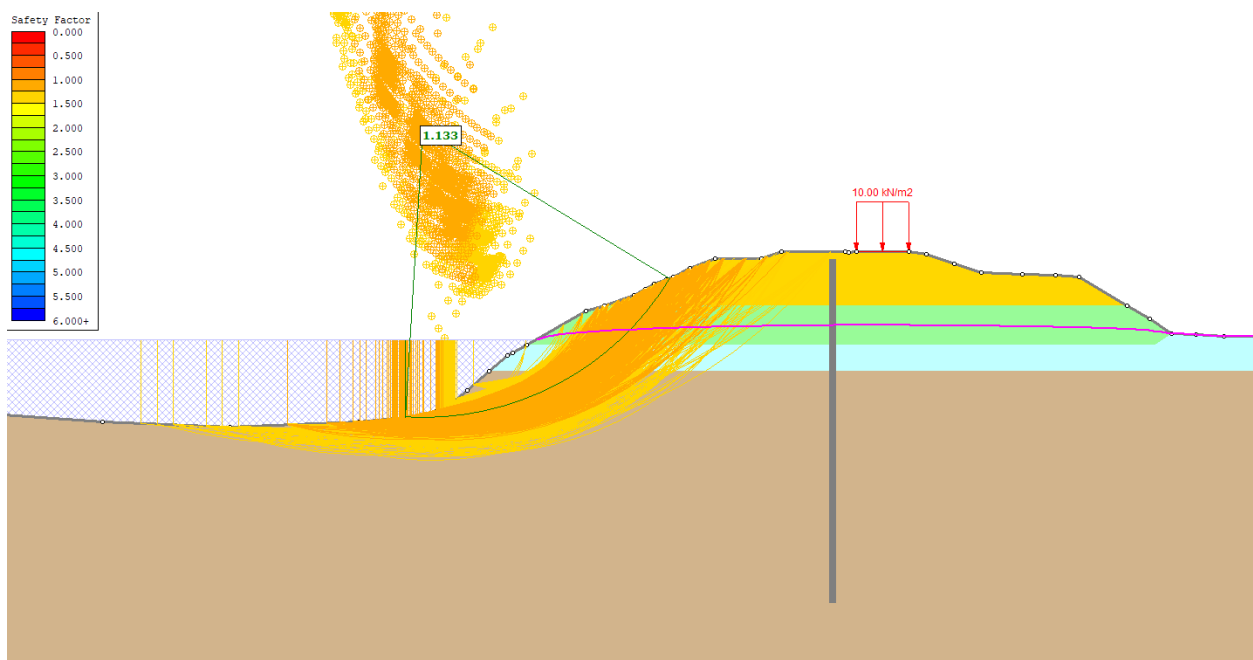


Figura 7.27: Sezione n.5 – Stato di progetto – Analisi statica di svasso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con $FS < 1.4$

 RELAZIONE GEOTECNICA

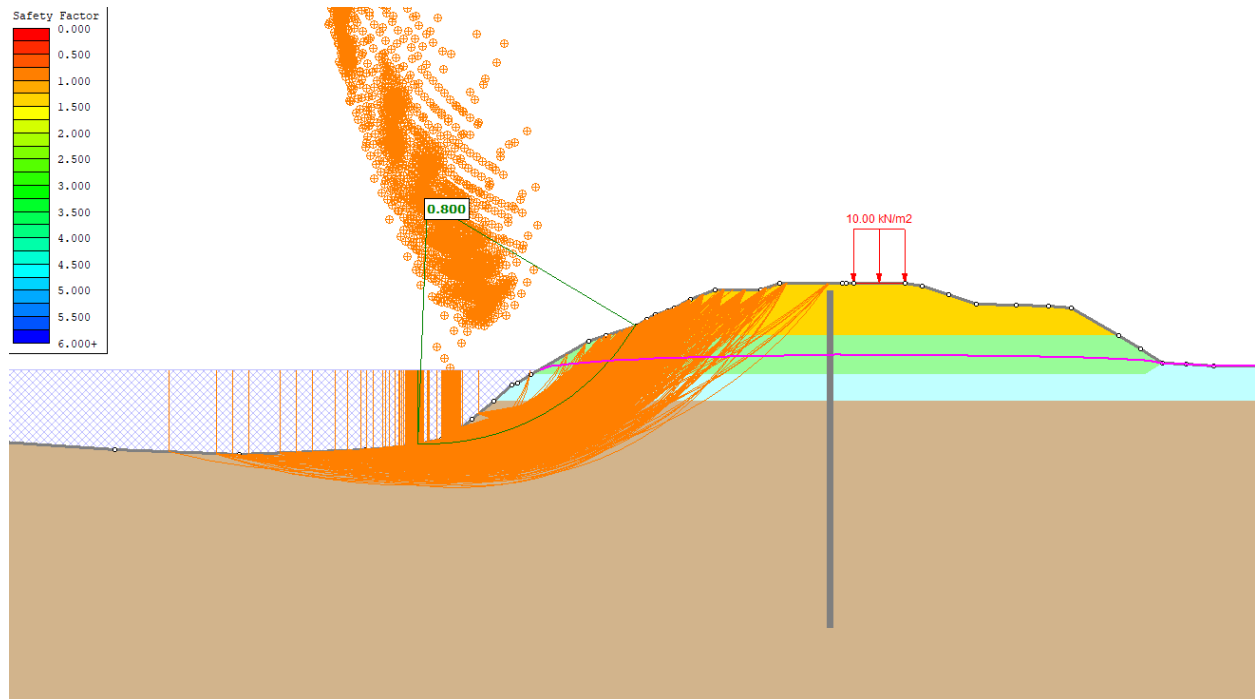


Figura 7.28: Sezione n.5 – Stato di progetto – Analisi statica di svasso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri drenati – Superfici di rottura con $ODF < 1$

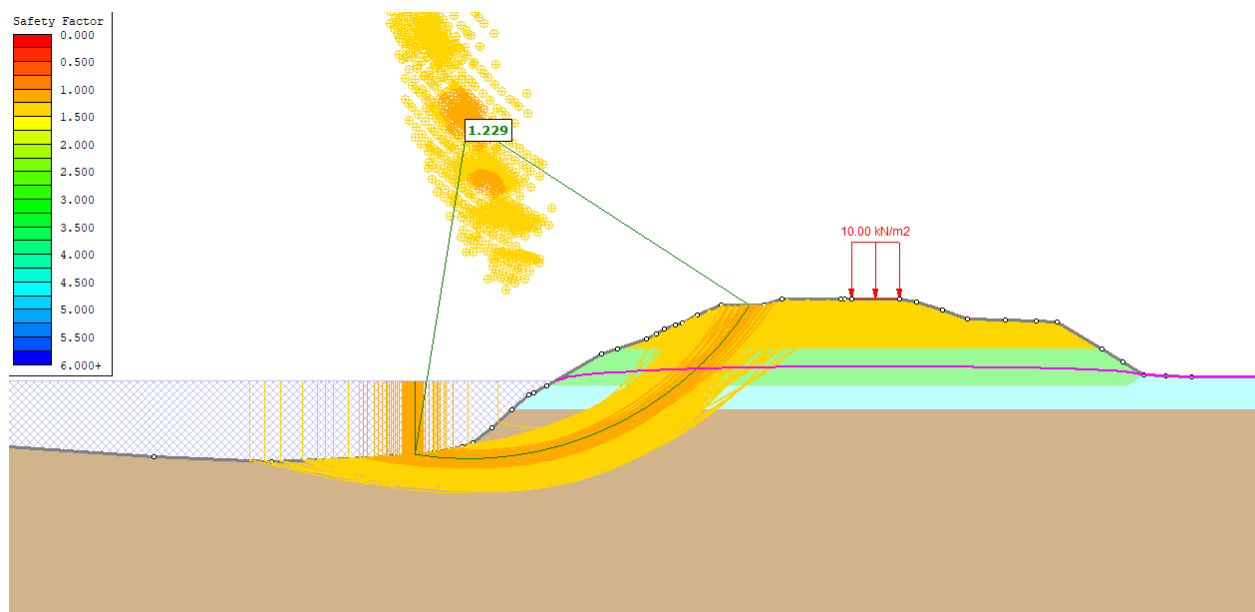


Figura 7.29: Sezione n.5 – Stato attuale – Analisi statica di svasso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con $FS < 1.4$

 RELAZIONE GEOTECNICA

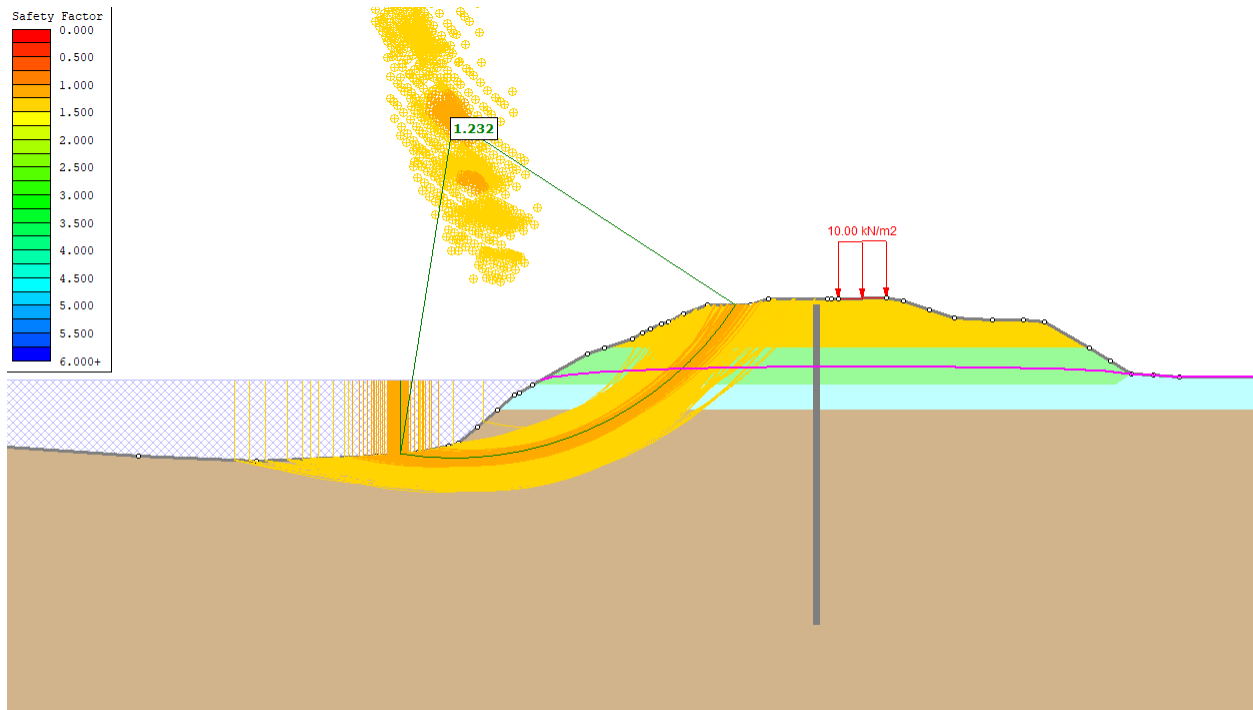


Figura 7.30: Sezione n.5 – Stato di progetto – Analisi statica di svasso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con FS < 1.4

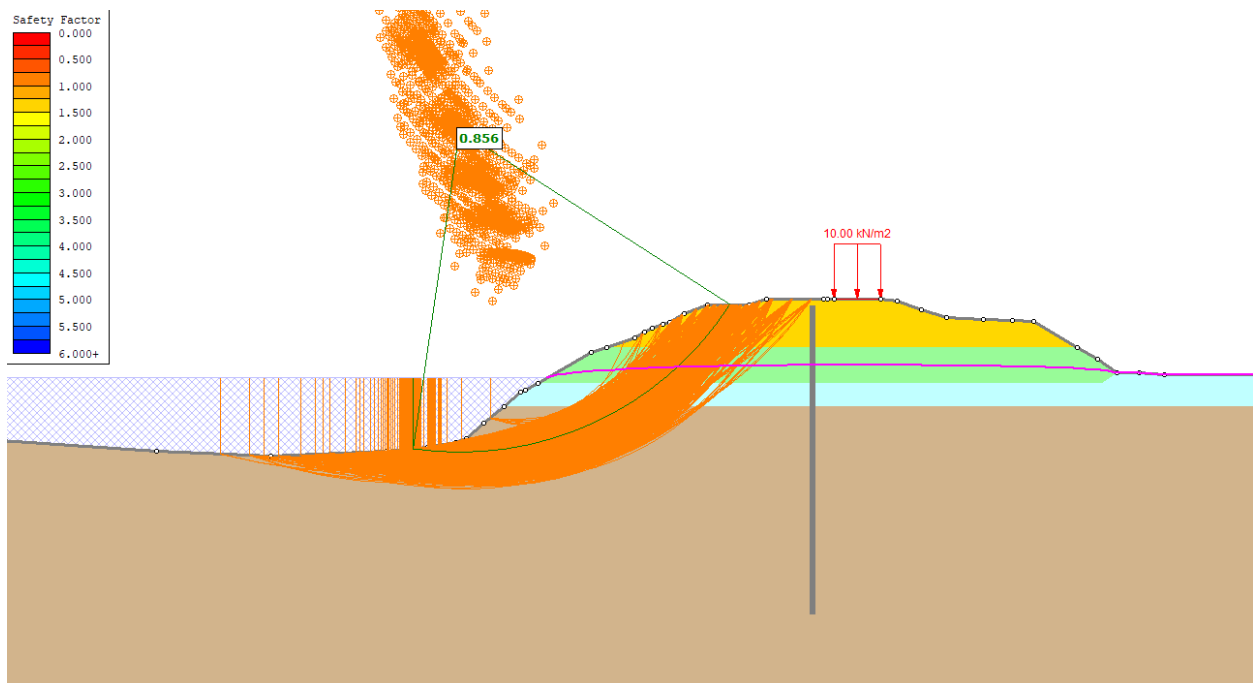


Figura 7.31: Sezione n.5 – Stato di progetto – Analisi statica di svasso rapido dalla quota di piena SIMPO '82 – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1

RELAZIONE GEOTECNICA

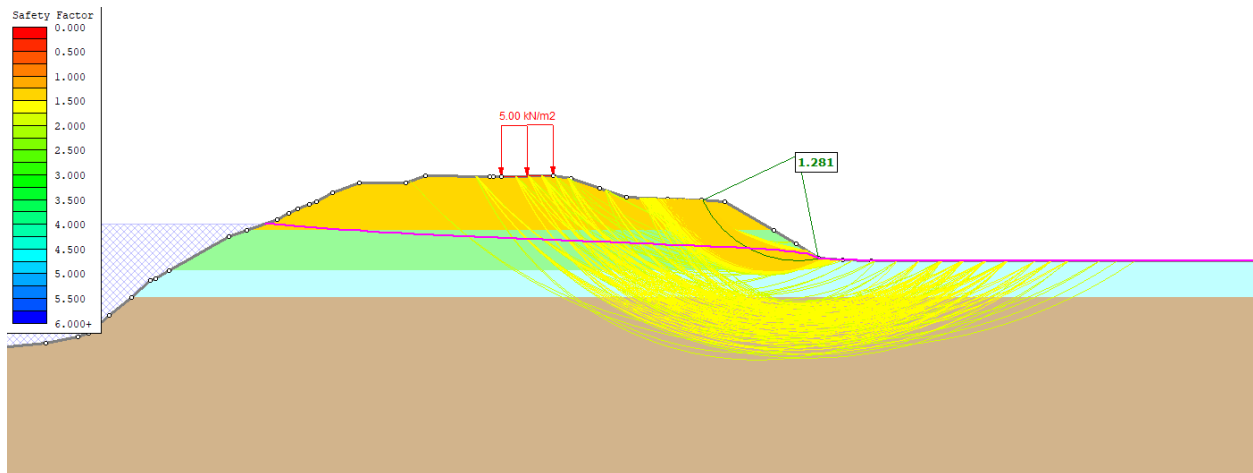


Figura 7.32: Sezione n.5 – Stato attuale – Analisi sismica con piena ordinaria (5.29 m s.l.m.m.) – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.8

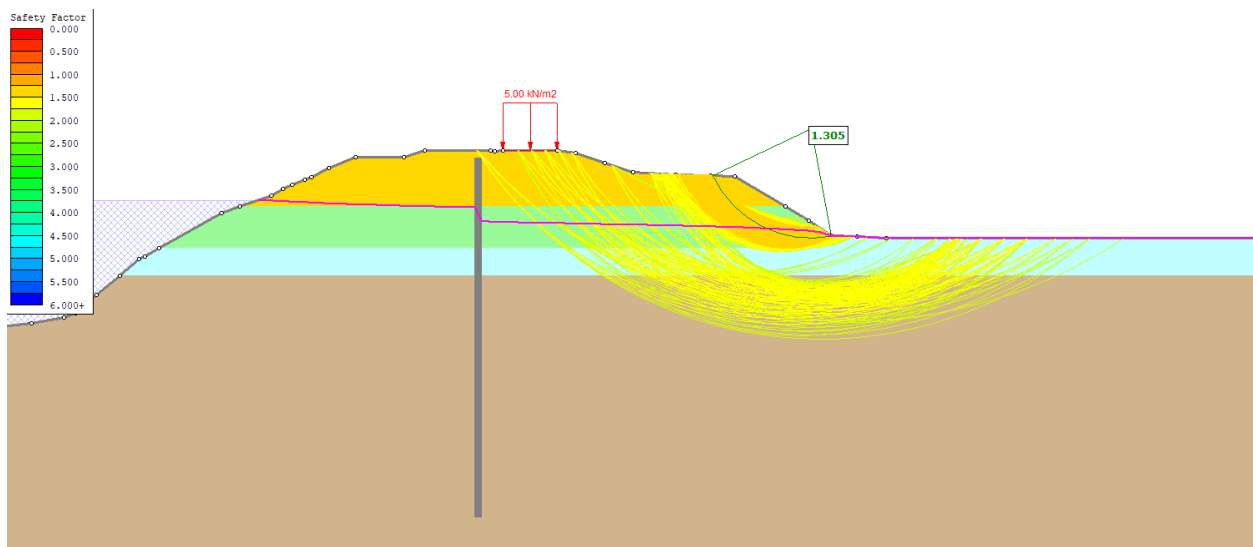


Figura 7.33: Sezione n.5 – Stato di progetto – Analisi sismica con piena ordinaria (5.29 m s.l.m.m.) – Parametri non drenati – Superfici di rottura con ODF < 1.8

8 CONCLUSIONI

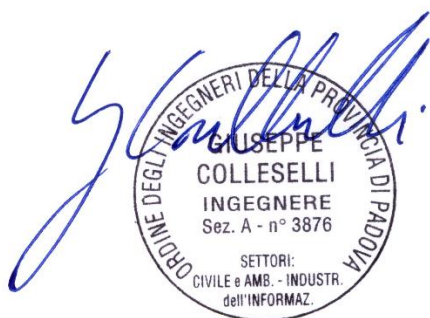
Il presente progetto prevede il miglioramento della tenuta idraulica di un tratto dell'argine in sponda destra del Fiume Po nel comune di Corbola tramite la realizzazione di un diaframma, a partire da circa 1 m al di sotto della sommità arginale e di lunghezza variabile tra 24÷29 m, dipendente dalle caratteristiche del terreno di fondazione.

Le analisi di filtrazione mostrano un miglioramento delle condizioni idrauliche in seguito alla realizzazione del diaframma rispetto alla situazione attuale. Nello specifico si riducono i gradienti verticali di efflusso e le pressioni neutre, garantendo il soddisfacimento delle verifiche a sifonamento ed a sollevamento previste dalle NTC18. Inoltre, la realizzazione di un diaframma impedisce il passaggio dell'acqua in eventuali canali erosivi formatisi nel tempo all'interno del corpo arginale o alla base di esso.

Per quanto riguarda la stabilità globale si nota un generale miglioramento del grado di sicurezza, prevalentemente per le analisi con la piena fino alla quota di 8.58 m s.l.m.m., in quanto il diaframma garantisce che la linea di saturazione all'interno dell'argine sia più bassa rispetto alla situazione attuale e che quindi le pressioni neutre siano minori.

Le verifiche di stabilità globale prescritte dalle NTC18 risultano soddisfatte per lo stato di progetto, ad eccezione della verifica di svasso rapido relativa alla sezione 5, come già esplicitato nel paragrafo 7.3.2. Va evidenziato che in corrispondenza di tale sezione i rilievi batimetrici hanno messo in evidenza un'area di erosione con un abbassamento localizzato del fondale. Al fine di migliorare le condizioni di stabilità devono essere valutati interventi di ripristino della zona erosa e di risagomatura e protezione della banca lato fiume.

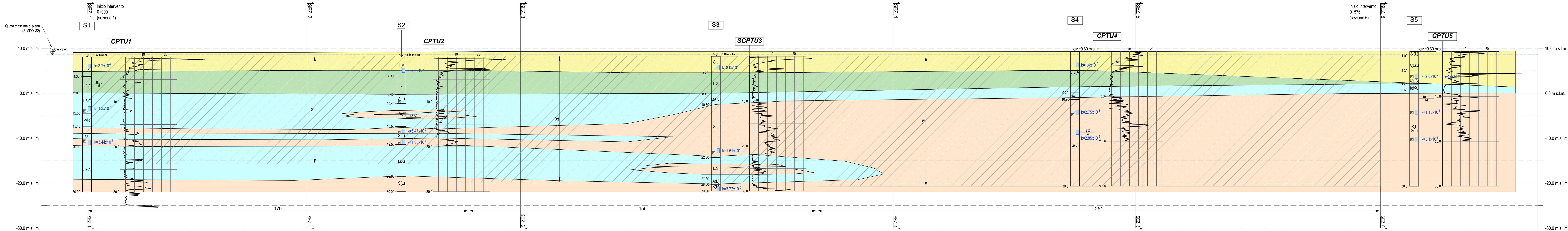
Ing. Giuseppe Colleselli



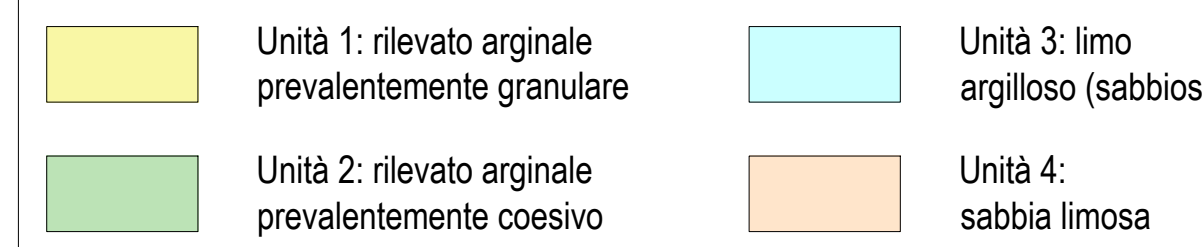
The image shows a handwritten signature in blue ink over a circular professional stamp. The stamp is from the 'ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PADOVA' and identifies 'GIUSEPPE COLLESELLI' as an 'INGEGNERE' with 'Sez. A - n° 3876'. It also lists the sectors: 'SETTORI: CIVILE e AMB. - INDUST. dell'INFORMAZ.'.

ALLEGATO 1: PROFILO GEOTECNICO

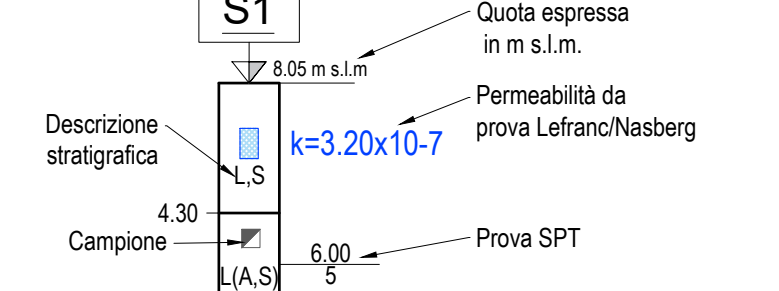
PROFILO GEOTECNICO



Legenda stratigrafica



Legenda dei sondaggi



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



NOTA: le prove CPTU sono state eseguite a lato dei sondaggi.

Proposta diaframma idraulico