

Sommario

1	PREMESSE	2
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	3
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE E DI LABORATORIO.....	4
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	6
4.1	STRATIGRAFIA.....	6
4.2	CORRELAZIONI GEOTECNICHE.....	9
5	INQUADRAMENTO SISMICO.....	17
6	VERIFICHE DI SICUREZZA.....	23
6.1	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE	23
6.1.1	<i>Stato di fatto</i>	27
6.1.2	<i>Stato di progetto</i>	31
6.2	VERIFICHE IDRAULICHE	36

1 PREMESSE

Il progetto definitivo “*Lavori per la messa in sicurezza idraulica dell’abitato di Bovolenta (PD)*” prevede un intervento sull’argine destro del Canale Deviatore del Bacchiglione, che include la realizzazione di un nuovo diaframma plastico a lato fiume e l’impermeabilizzazione della sponda arginale.

Nella presente relazione geotecnica e di calcolo vengono svolte le verifiche di stabilità globale dell’argine destro del Canale Deviatore nello stato di fatto e di progetto, ai sensi della normativa attuale NTC 2008 (DM 14-1-2008). Vengono inoltre condotte le verifiche a sifonamento dell’argine considerando la presenza del nuovo diaframma immorsato a quota - 11.3 m l.m.m..

2 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Normativa di riferimento:

- “Norme tecniche per le costruzioni” Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- 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.
- Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio - 1994 AGI. – Associazione Geotecnica Italiana.

Documentazione di riferimento:

- Risultati della campagna geognostica e dell'indagine geofisica condotta da Geologia Tecnica s.a.s. di Vorlicek P.A. & C (2008);
- Risultati della campagna geognostica e del monitoraggio condotti da Geotecnica Veneta s.r.l. (2013);
- Risultati dell'indagine geofisica condotta da Adastra s.r.l. (2013).

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE E DI LABORATORIO

Le arginature del Canale Deviatore del Roncajette sono state interessate in passato da almeno due campagne di indagine precedenti.

Nel 1968 il Genio Civile di Padova, contestualmente alla presentazione del progetto generale di sistemazione idraulica della deviazione, aveva previsto un'indagine geotecnico-idraulica preliminare, a seguito della quale vennero avviati i lavori di costruzione del diaframma plastico lungo tutto lo sviluppo delle arginature del Canale Deviatore. Tale indagine venne svolta in due fasi, la prima in un periodo antecedente alla costruzione del diaframma (Marzo-Luglio 1968) e la seconda dopo la costruzione del diaframma stesso (Luglio-Settembre 1972). La campagna ha previsto n.6 sondaggi e n.2 prove penetrometriche statiche spinti fino a 15÷20 m di profondità dalla sommità arginale; sono stati installati dei piezometri di controllo per analizzare i livelli piezometrici all'interno delle arginature in seguito alle variazioni di livello nel canale, mentre per valutare le deformazioni orizzontali del rilevato arginale e del diaframma in seguito alle variazioni di carico idrostatico sono stati installati n.4 tubi clinometrici.

Nel 2008 il Comune di Bovolenta ha incaricato lo studio Geologia Tecnica s.a.s. di Vorlice P.A. & C di condurre una campagna di indagini geognostiche al fine di verificare la funzionalità delle strutture di difesa dell'abitato di Bovolenta. La campagna ha previsto, lungo l'argine destro del canale deviatore, l'esecuzione di n.2 sondaggi a carotaggio continuo e n.2 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) spinti fino a -20 m dalla sommità arginale. Durante le perforazioni sono state condotte prove di permeabilità in sito (tipo Lefranc a carico variabile) e sono stati raccolti campioni indisturbati e rimaneggiati per prove di classificazione, prove di permeabilità in cella edometrica e prove di compressione ad espansione laterale libera. Le indagini condotte lungo le arginature del Canale Deviatore del Roncajette sono indicate nella planimetria in Figura 1 (S1-2008, CPTU01-2008, S2-2008 e CPTU02-2008).

Nel 2013, su richiesta degli scriventi, è stata condotta una nuova campagna di indagini da parte della Geotecnica Veneta s.r.l. comprendente n. 10 prove CPTU e n.5 sondaggi a carotaggio continuo, riportati nella planimetria in Figura 1 (riportata in maggior dettaglio nella tavola allegata D1). I sondaggi sono stati condotti fino a 20 m di profondità con riferimento alla sommità arginale per S1÷S4 e con riferimento a quota banca lato campagna (-3 m dal piano arginale) per S5. Le prove CPTU sono state condotte fino a 25 m (CPTU4, CPTU6, CPTU7,

CPTU9, CPTU10) e 30 m di profondità (CPTU1, CPTU2, CPTU3, CPTU5, CPTU8) dalla sommità arginale o dalla banca.

Sono stati inoltre prelevati campioni indisturbati di terreno per prove di classificazione (analisi granulometriche, limiti di Atterberg, contenuto naturale d'acqua, peso di volume) e prove di compressione ad espansione laterale libera, e sono state condotte prove di permeabilità in foro del tipo Lefranc a carico variabile.

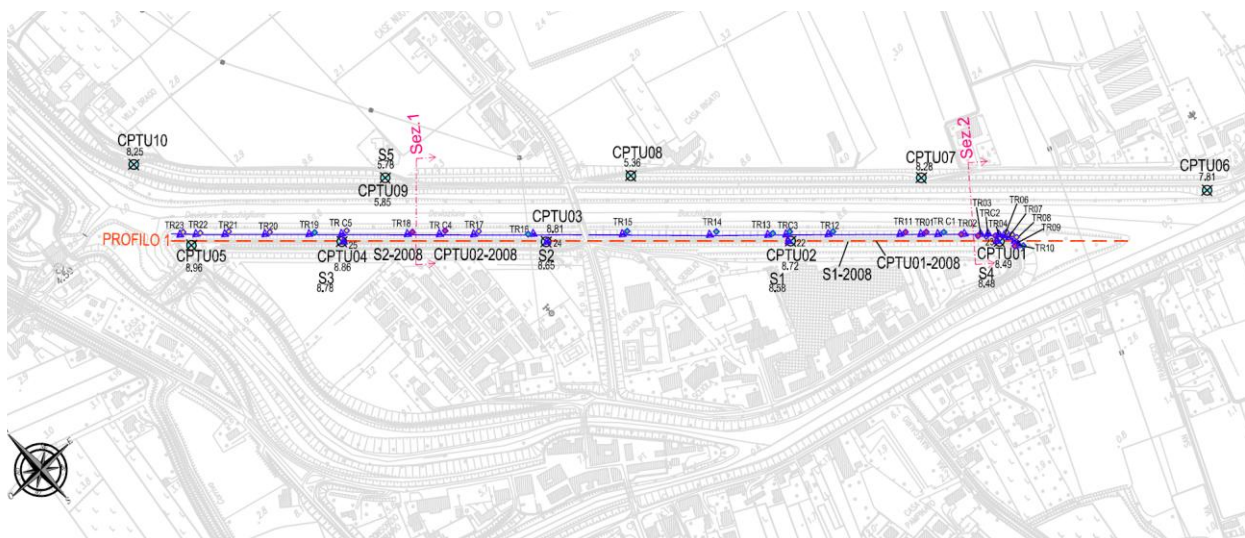


Figura 1 - Ubicazione indagini a disposizione lungo il Canale Deviatore del Roncagette

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

4.1 STRATIGRAFIA

Sulla base delle indagini a disposizione (campagne del 2008 e del 2013) è possibile definire il profilo geotecnico del rilevato arginale e dei terreni di fondazione sottostanti. Vengono a tal fine definite tre unità geotecniche:

- *Unità Geotecnica I*: rappresenta il rilevato arginale ed è costituita in prevalenza da sabbia fine e limosa con percentuali di sabbia pari a 50÷60 % e di limo pari a 40÷45 %;
- *Unità Geotecnica II*: terreni di fondazione prevalentemente coesivi, limo argilloso-sabbioso e argilla limosa;
- *Unità Geotecnica III*: terreni di fondazione prevalentemente incoerenti, sabbia, sabbia limosa e limo sabbioso.

In corrispondenza dell'argine destro (vedi tavola D4) è stata rilevata la seguente successione stratigrafica che si presenta discretamente continua:

- a partire dalla sommità arginale (+8.5÷9 m s.l.m.m.) fino a 3÷4 m di profondità si trovano terreni prevalentemente incoerenti sabbiosi e limosi che formano il corpo del rilevato arginale (*Unità Geotecnica I*); si tratta in genere di terreni di medio addensamento (resistenza alla punta del penetrometro statico q_c mediamente compresi tra 5 e 10 MPa) con presenza di livelli di spessore limitato più addensati con (q_c 10÷15 MPa); solo in corrispondenza della prova CPTU02 si ha una riduzione di q_c che presenta valori medi compresi tra 3 e 5 MPa;
- a seguire e fino 6.5÷7.5 m di profondità viene individuato uno strato di limo argilloso-sabbioso (*Unità Geotecnica II*) caratterizzato da valori di q_c pari a 1÷3 MPa, in corrispondenza del sondaggio S1-2008 sono presenti livelli di argilla limosa intervallati da sabbia. Si tratta di terreni a medio-alta plasticità (limite di liquidità $W_L = 41÷51$, indice di plasticità $I_P = 19÷23$) e media consistenza (Pocket penetrometer $Pen = 40÷190$ kPa, Torvane $Tor = 20÷75$ kPa, resistenza a compressione non confinata $q_u = 64÷130$ kPa);

- successivamente si ha uno strato di spessore 1÷2 m costituito da sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso (*Unità Geotecnica III*) con resistenza alla punta q_c compresa tra 3 e 5 MPa. In corrispondenza di tale livello sono state condotte n.5 prove Lefranc a carico variabile dalle quali è stato valutato un coefficiente di permeabilità pari a $k = 2\div8 \times 10^{-6}$ m/s;
- più in profondità sino a -10÷11 m dalla sommità arginale si trova uno strato di limo argilloso-sabbioso e argilla limosa (U.G. II) di media consistenza ($q_c = 0.5\div2$ MPa e $q_u = 79\div88$ kPa) e media plasticità ($W_L = 38$, $I_p = 15$); a 9÷10 m di profondità è presente in modo continuo un livello di torba ($W_L = 347$, $I_p = 24$, $Pen = 100\div280$ kPa, $Tor = 39 \div >100$ kPa, $q_u = 153\div237$ kPa) con spessore crescente da decimetrico a circa 1 m procedendo da monte verso valle;
- in seguito sino a 12÷13 m di profondità è presente un livello incoerente (U.G. III) formato prevalentemente da sabbie addensate nella zona di valle e da limi sabbiosi di minor addensamento in quella di monte; anche lo spessore di tale strato varia, anche se in modo non lineare e continuo, da 0.5 m circa nella zona di monte a 3 m circa in quella di valle. In corrispondenza di tale livello sono state condotte n.4 prove Lefranc a carico variabile dalle quali è stato valutato un coefficiente di permeabilità pari a $k = 1\div6 \times 10^{-6}$ m/s;
- più in profondità, sino a 13÷14 m, si ha uno strato di limo argilloso-sabbioso e argilla limosa (U.G. II) di spessore pari a 1÷1.5 m e media consistenza ($q_c = 1\div4$ MPa);
- a seguire e fino a 15÷17 m di profondità si trovano terreni incoerenti (U.G. III) di addensamento da medio ad alto ($q_c = 10\div15$ MPa); la potenza di tale livello risulta variabile da un minimo di 1 m ad un massimo di 4 m; le n.2 prove Lefranc indicano un coefficiente di permeabilità pari a $k = 2\div4 \times 10^{-6}$ m/s;
- di seguito e sino a -17÷18 m, per uno spessore variabile tra 1 e 3 m, si trovano terreni coesivi (U.G. II) di media consistenza ($q_c = 1\div4$ MPa, $q_u = 37\div164$ kPa) e media plasticità ($W_L = 35\div45$, $I_p = 17\div25$);

- più in profondità e sino a -18.5÷19 m si trova una lente di spessore pari 1 m circa di sabbia (U.G. III) addensata ($q_c = 10\div15$ MPa); le n.4 prove Lefranc indicano un coefficiente di permeabilità pari a $k = 3\div6 \times 10^{-6}$ m/s;
- a seguire e fino a 20 m di profondità si ha uno strato prettamente coesivo (U.G. II) continuo di spessore variabile tra 1 e 1.5 m di media consistenza ($q_c = 1\div3$ MPa);
- successivamente si trova un potente banco di sabbia (U.G. III) addensata ($q_c = 10\div20$) di spessore medio pari a 4 m spinto sino a -24 m circa;
- di seguito e sino alla massima profondità indagata si hanno alternanze di livelli coesivi (U.G. II) di media consistenza ($q_c = 2\div4$ MPa) e livelli incoerenti (U.G. III) di buon addensamento ($q_c = 10\div15$ MPa).

Sull'argine sinistro sono state condotte le prove CPTU6÷CPTU10 e il sondaggio S5. Dall'analisi di queste indagini è possibile confermare, in linea di massima, la fitta alternanza di livelli coesivi e incoerenti rilevata in corrispondenza dell'argine destro.

Nel corso del sondaggio S5 sono state eseguite n.3 prove di permeabilità Lefranc a carico variabile condotte alle profondità 7.5, 10.5 e 18 m che hanno fornito valori del coefficiente di permeabilità k compresi tra $5\div9 \times 10^{-7}$ m/s: tali prove condotte in corrispondenza dei livelli appartenenti alla U.G. III forniscono un valore di k di un ordine circa inferiore rispetto a quelle condotte sull'argine destro. Le analisi granulometriche sui campioni prelevati indicano che si tratta di terreni limosi con frazione sabbiosa molto bassa (inferiore al 10%) ed inferiore a quella rilevata per i campioni prelevati nell'argine destro (in genere ben superiore al 20%), tale differenza può giustificare i risultati delle prove di permeabilità.

L'analisi delle due campagne di indagine geognostiche più recenti va sostanzialmente a confermare la caratterizzazione geotecnica relativa alla prima campagna di indagine condotta nell'area in oggetto nel 1968 (Figura 2): i risultati dei sondaggi e delle prove CPT indicano la presenza di terreni di fondazione con permeabilità moderatamente elevata caratterizzati da una disordinata successione di lenti e strati limoso-sabbiosi, limoso-argillosi e sabbiosi, intercalati da banchi di argilla e argilla limosa. Veniva inoltre riscontrata la presenza di torba fino a -2÷-3 m s.l.m.m.. (Baroncini, E., Ricceri, G.. *Indagine sperimentale sulle filtrazioni e sulle deformazioni in*

una arginatura dopo la costruzione di un diaframma. AGI, XI Convegno di Geotecnica, Milano, 1973).

Le indagini e i rilievi piezometrici condotti avevano inoltre messo in evidenza la deficienza di tenuta del corpo arginale, aspetto confermato dai risultati della campagna di indagine geognostica del 2013 che ha individuato la diffusa presenza di terreni incoerenti e permeabili nel corpo del rilevato.

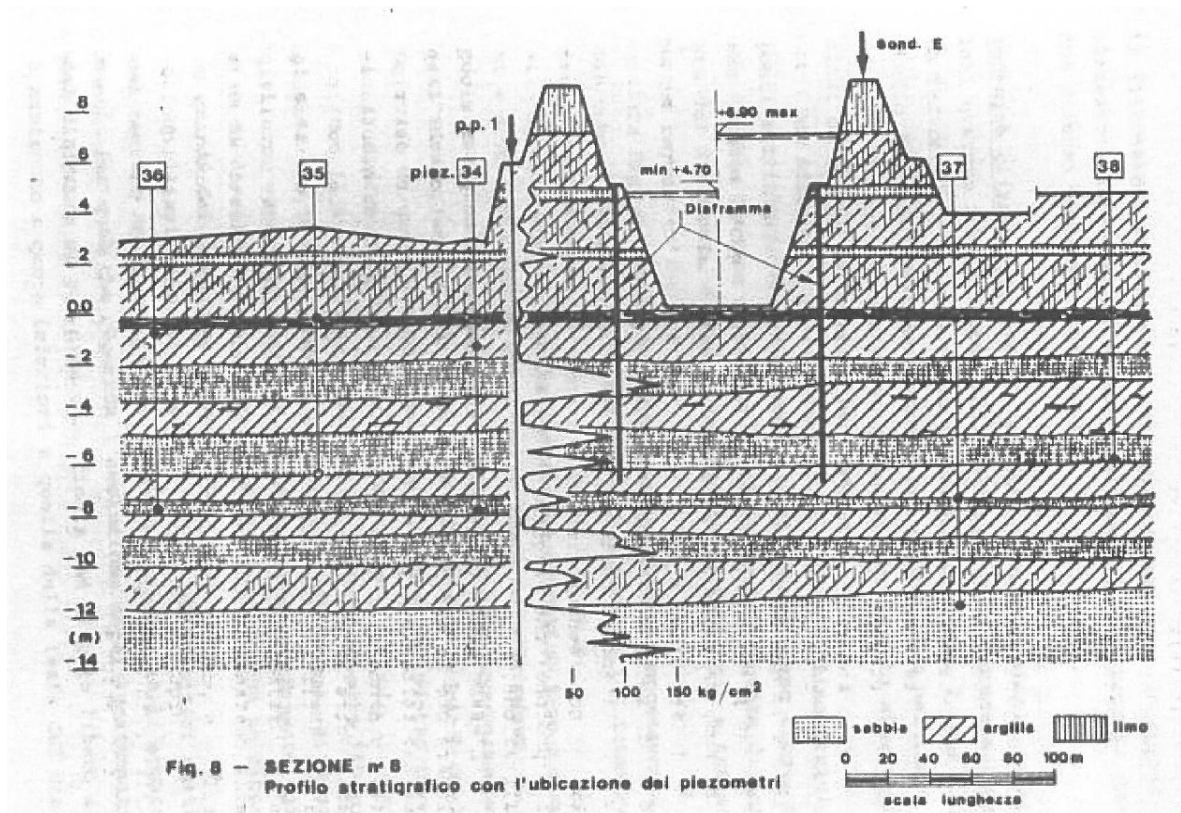


Figura 2 - Stratigrafia individuata in seguito alla campagna di indagine condotta nel 1968 (Baroncini, E., Ricceri, G.. *Indagine sperimentale sulle filtrazioni e sulle deformazioni in una arginatura dopo la costruzione di un diaframma*. AGI, XI Convegno di Geotecnica, Milano, 1973)

4.2 CORRELAZIONI GEOTECNICHE

A partire dai risultati delle prove penetrometriche statiche sono stati ricavati i parametri di resistenza al taglio per i materiali che costituiscono i rilevati arginali e i terreni di fondazione.

Per i materiali coesivi la coesione non drenata c_u è stata ricavata dalla seguente relazione empirica:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_c}$$

dove:

q_c resistenza di punta misurata con le prove penetrometriche statiche;

σ_{v0} tensione verticale totale;

N_c fattore di capacità portante che assume, in funzione della plasticità, valori compresi tra 10 e 15 per terreni normalconsolidati e tra 15 e 25 per terreni sovraconsolidati; trattandosi di terreni di media plasticità, si è fatto riferimento ad un valore cautelativo, pari a 20.

Per i materiali granulari l'angolo di resistenza al taglio ϕ' è stato ricavato dalla relazione dell'American Petroleum Institute (1987), che fa riferimento alla densità relativa D_r :

$$\phi' = 16 \times D_r^2 + 0.17 \times D_r + 28.4$$

La densità relativa è stata valutata con riferimento alla relazione di Baldi et al. (1986):

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

nella quale C_0 , C_1 e C_2 sono costanti del terreno che dipendono dalla composizione granulometrica, che valgono per sabbie normalconsolidate rispettivamente 157, 0.55 e 2.41; σ'_{v0} è la tensione verticale efficace alla profondità di riferimento (in kPa) e q_c rappresenta come detto la resistenza di punta al penetrometro statico (in kPa).

Si riporta in seguito il confronto tra i valori di c_u e ϕ' ottenuti dalle correlazioni esposte e i valori caratteristici assunti per le verifiche di stabilità globale, differenziati per l'argine destro e sinistro.

INTERPRETAZIONE - Stima della c_u
CPTU argine destro

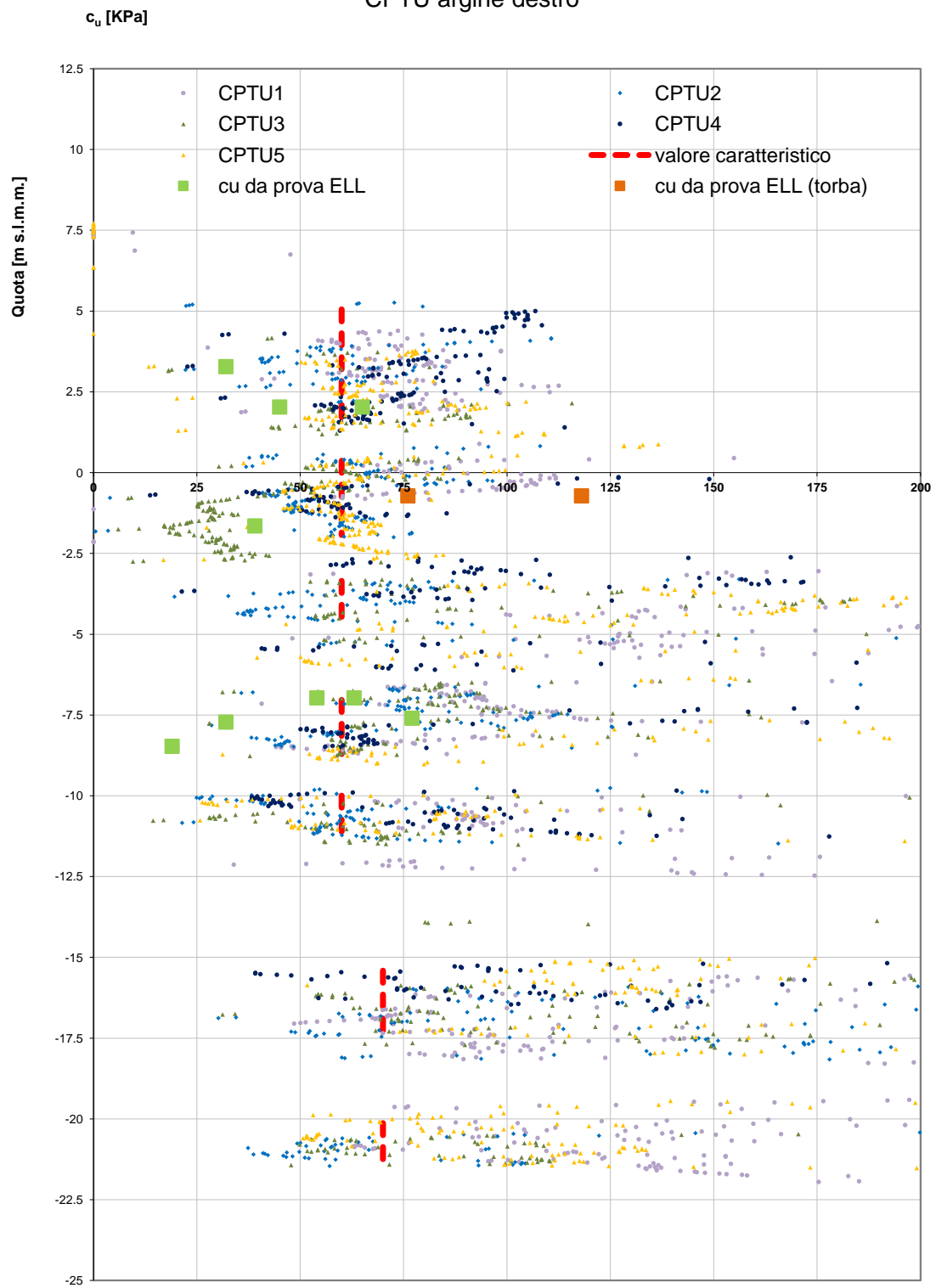


Figura 3 - Stima della c_u per l'argine destro

INTERPRETAZIONE - American Petroleum Institute, 1987

Angolo di resistenza al taglio ϕ'

CPTU argine destro

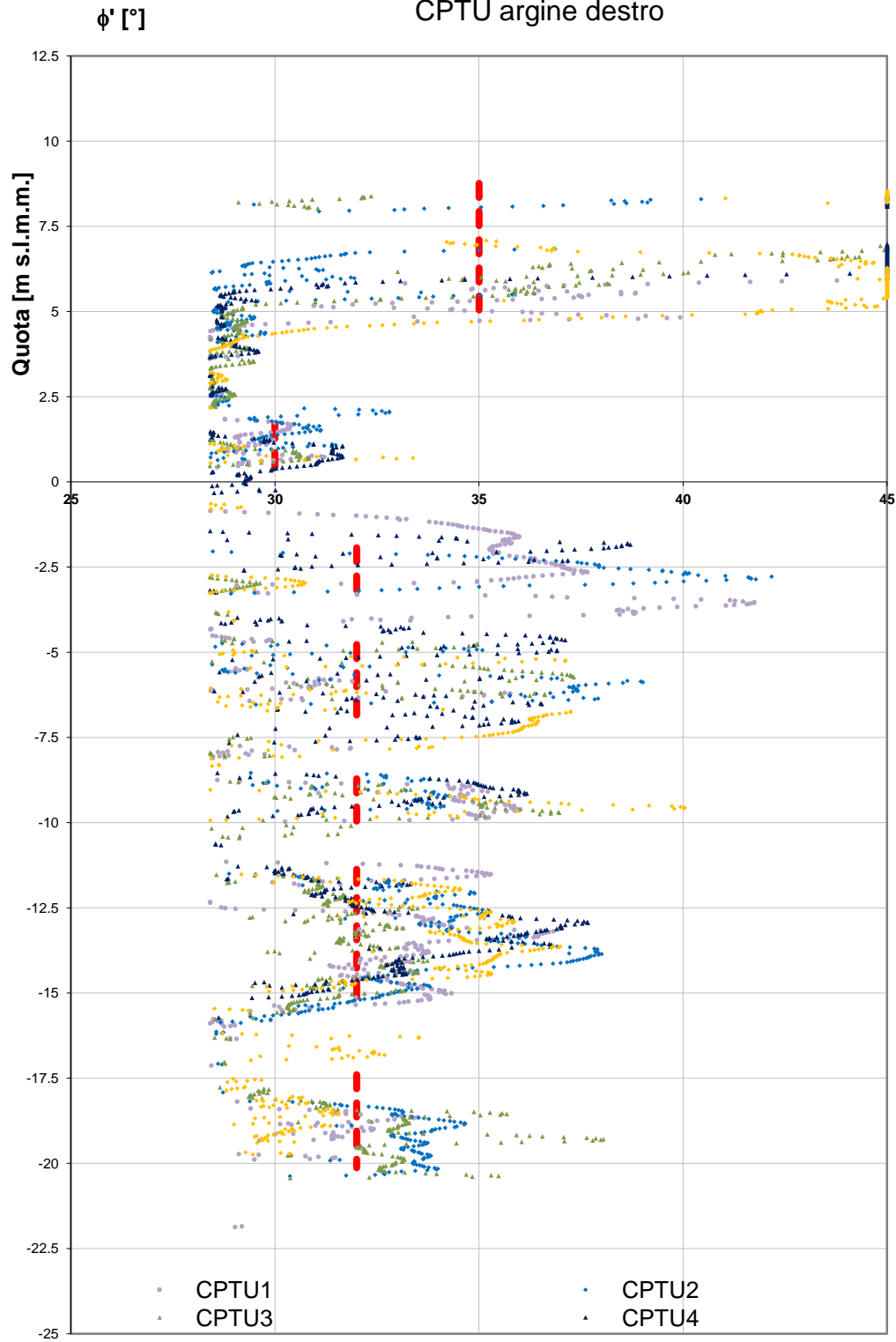


Figura 4 - Stima di ϕ' per l'argine destro

INTERPRETAZIONE - Stima della c_u
CPTU argine sinistro

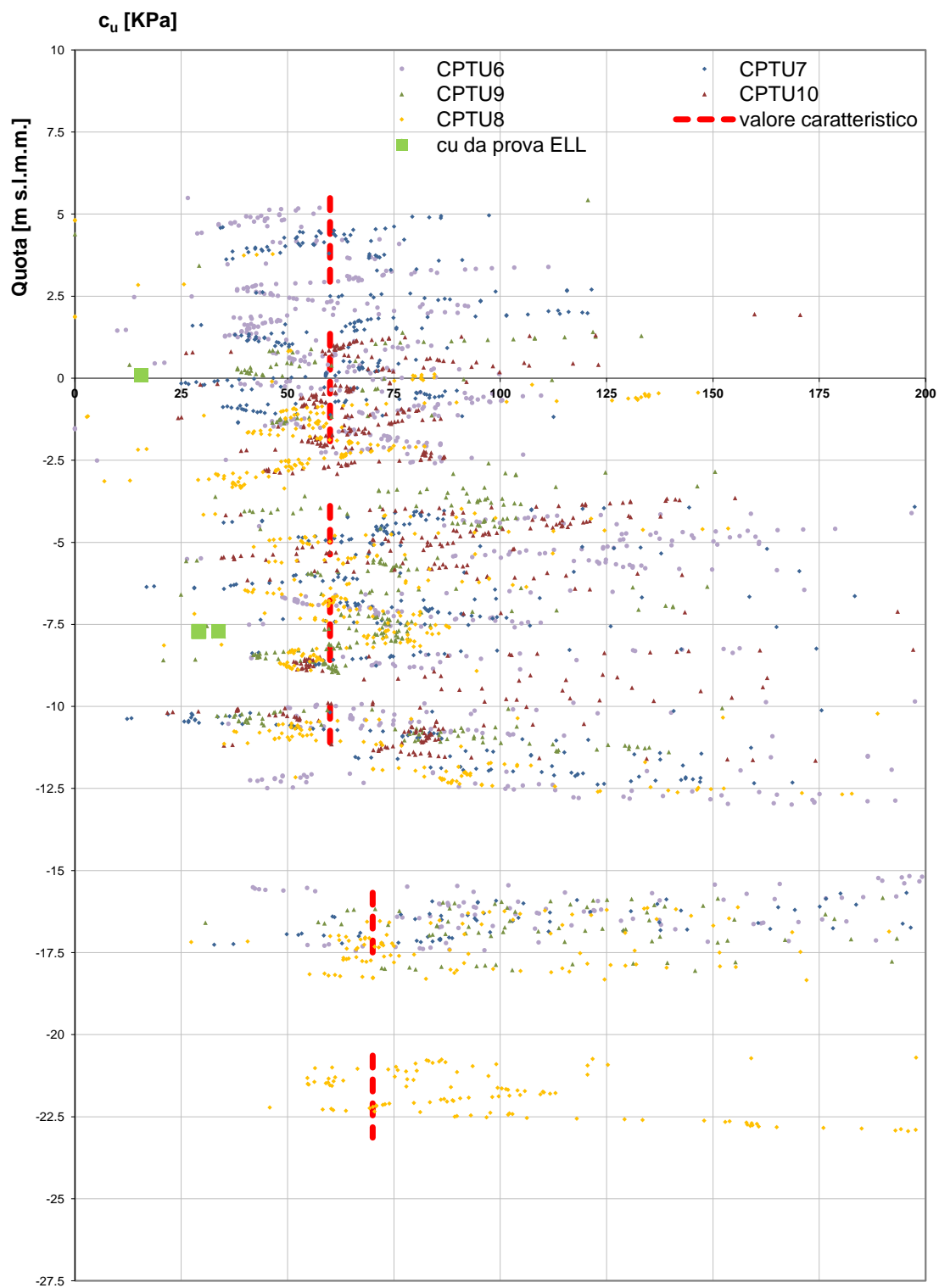


Figura 5 - Stima della c_u per l'argine sinistro

INTERPRETAZIONE - American Petroleum Institute, 1987

Angolo di resistenza al taglio ϕ'

CPTU argine sinistro

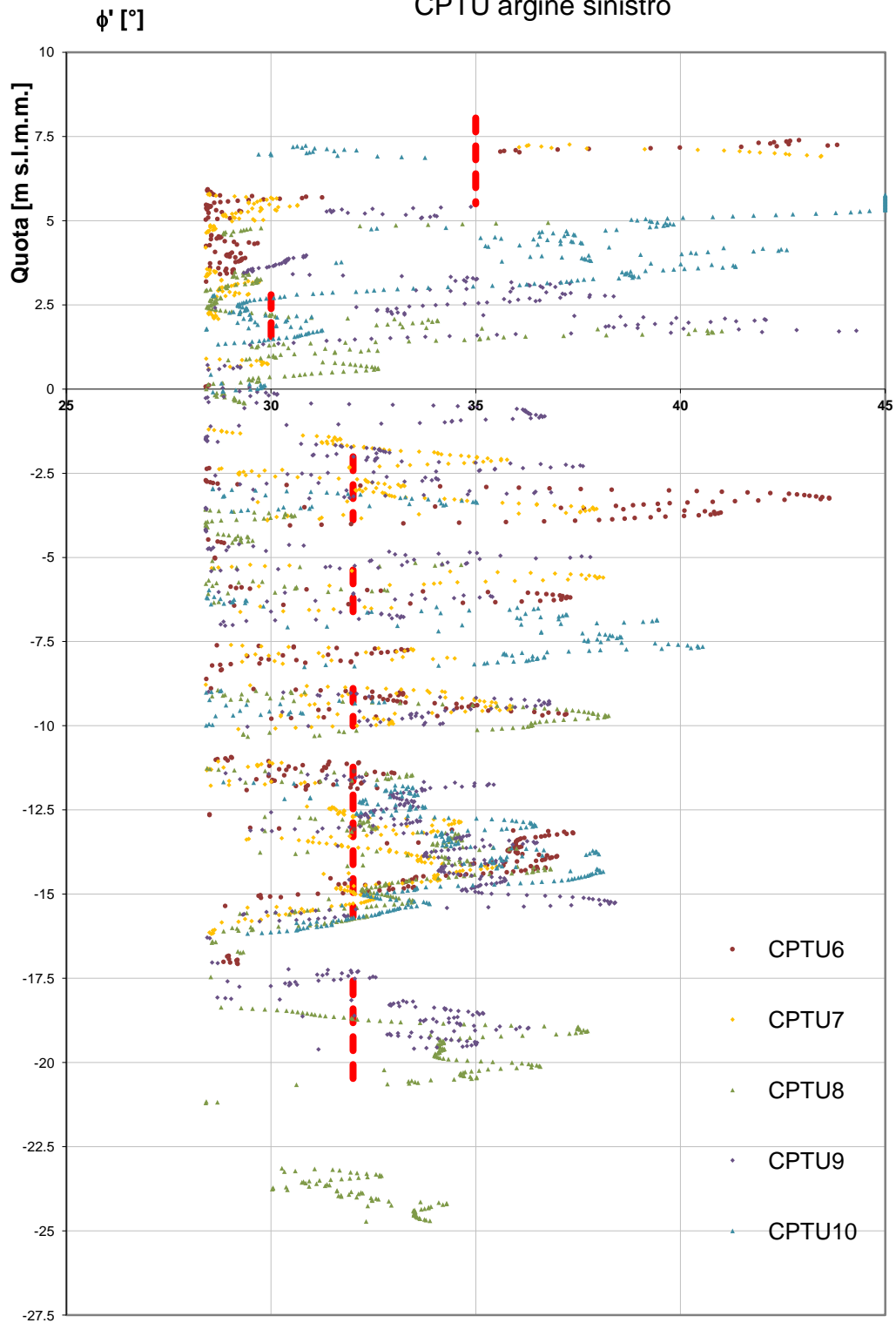


Figura 6 - Stima di ϕ' per l'argine sinistro

Si riassumono in Tabella I e in Tabella II i parametri geotecnici caratteristici e le permeabilità per le diverse unità geotecniche definite, distinguendo la stratigrafia per l'argine destro e sinistro.

<i>Argine destro</i>						
Materiale	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	Angolo di resistenza al taglio ϕ'_k [°]	Coesione non drenata c_{uk} [kPa]	Peso di volume γ/γ' [kN/m³]	Permeabilità k [m/s]
<i>U.G. I – Sabbia fine e limosa – Corpo arginale</i>	8.8	5.0	35	-	20/10	$5 \cdot 10^{-5}$
<i>U.G. II a – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa</i>	5.0	1.7	-	60	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$
<i>U.G. III a – Sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso</i>	1.7	0.4	30	-	20/10	$5 \cdot 10^{-6}$
<i>U.G. II a – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa</i>	0.4	-1.9	-	60	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$
<i>U.G. III b – Sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso</i>	-1.9	-3.4	32	-	20/10	$5 \cdot 10^{-6}$
<i>U.G. II a – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa</i>	-3.4	-4.8	-	60	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$
<i>U.G. III b – Sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso</i>	-4.8	-7.0	32	-	20/10	$5 \cdot 10^{-6}$
<i>U.G. II a – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa</i>	-7.0	-8.7	-	60	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$
<i>U.G. III b – Sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso</i>	-8.7	-10.0	32	-	20/10	$5 \cdot 10^{-6}$
<i>U.G. II a – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa</i>	-10.0	-11.4	-	60	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$
<i>U.G. III b – Sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso</i>	-11.4	-15.4	32	-	20/10	$5 \cdot 10^{-6}$
<i>U.G. II b – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa</i>	-15.4	-17.4	-	70	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$
<i>U.G. III b – Sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso</i>	-17.4	-20.1	32	-	20/10	$5 \cdot 10^{-6}$
<i>U.G. II b – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa</i>	-20.1	-21.6	-	70	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$

Tabella I - Parametri geotecnici caratteristici e permeabilità – argine destro

Argine sinistro						
Materiale	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	Angolo di resistenza al taglio ϕ'_k [°]	Coesione non drenata c_{uk} [kPa]	Peso di volume γ/γ' [kN/m ³]	Permeabilità k [m/s]
U.G. I – Sabbia fine e limosa – Corpo arginale	8.0	5.5	35	-	20/10	$5 \cdot 10^{-5}$
U.G. II a – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa	5.5	2.8	-	60	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$
U.G. III a – Sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso	2.8	1.4	30	-	20/10	$5 \cdot 10^{-6}$
U.G. II a – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa	1.4	-2.0	-	60	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$
U.G. III b – Sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso	-2.0	-3.9	32	-	20/10	$5 \cdot 10^{-6}$
U.G. II a – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa	-3.9	-5.4	-	60	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$
U.G. III b – Sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso	-5.4	-6.8	32	-	20/10	$5 \cdot 10^{-6}$
U.G. II a – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa	-6.8	-8.9	-	60	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$
U.G. III b – Sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso	-8.9	-10.0	32	-	20/10	$5 \cdot 10^{-6}$
U.G. II a – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa	-10.0	-11.2	-	60	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$
U.G. III b – Sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso	-11.2	-15.7	32	-	20/10	$5 \cdot 10^{-6}$
U.G. II b – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa	-15.7	-17.6	-	70	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$
U.G. III b – Sabbia limosa e limo argilloso-sabbioso	-17.6	-20.6	32	-	20/10	$5 \cdot 10^{-6}$
U.G. II b – Limo argilloso- sabbioso e argilla limosa	-20.6	-23.1	-	70	19/9	$5 \cdot 10^{-8}$

Tabella II - Parametri geotecnici caratteristici e permeabilità – argine sinistro

5 INQUADRAMENTO SISMICO

Le NTC 08 prevedono un approccio prestazionale nel calcolo delle strutture e delle opere geotecniche nei confronti dell'azione sismica, con lo scopo di garantire il controllo del livello di danneggiamento.

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.

Allo stato attuale la pericolosità sismica di base sul territorio Italiano è fornita dai dati pubblicati sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. In Figura 7 viene riportata l'accelerazione massima orizzontale a_g di riferimento su suolo rigido con possibilità di superamento pari al 10% in 50 anni, ottenuta dal citato database.

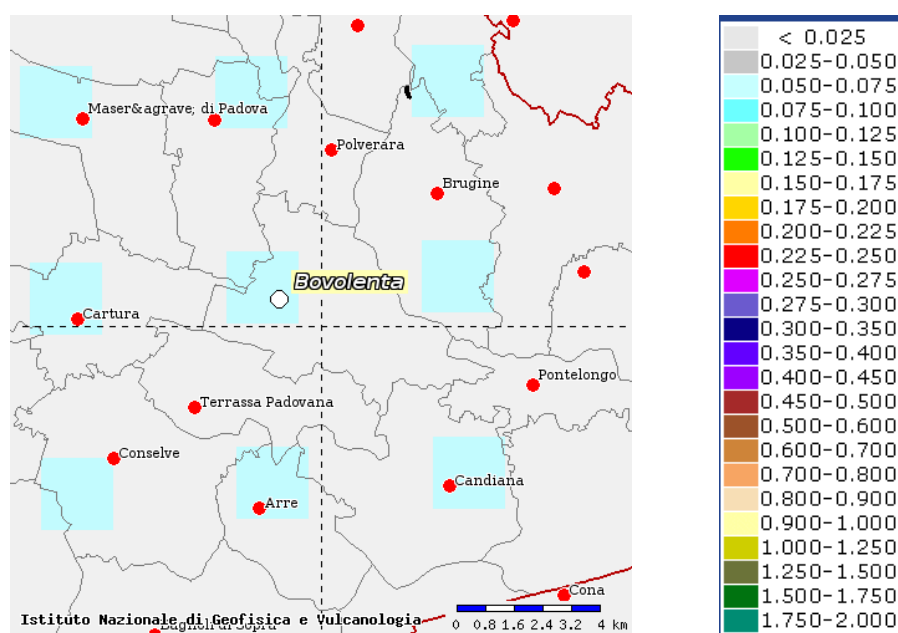


Figura 7 - Figura accelerazione massima orizzontale a_g di riferimento su suolo rigido con possibilità di superamento pari al 10 % in 50 anni, dal sito dell'istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia

Le NTC 08 prevedono che l'azione sismica di base sia definita in funzione dello stato limite considerato sulla base della probabilità di superamento nel periodo di riferimento, come indicato nella seguente Tabella III (tabella 3.2.I NTC 08):

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella III – Tabella 3.2.I NTC 08

La vita di riferimento dell'opera V_r viene determinata dal prodotto V_n (vita nominale) x c_u (coefficiente d'uso).

Nel caso in esame considerando una vita nominale dell'opera di 50 anni (categoria 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale") e una classe d'uso III ("Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso."), con coefficiente $c_u = 1.5$ e $V_r = 75$ anni, la pericolosità sismica di base è espressa in termini di massima accelerazione orizzontale a_g , in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica T_r ¹ in Figura 8.

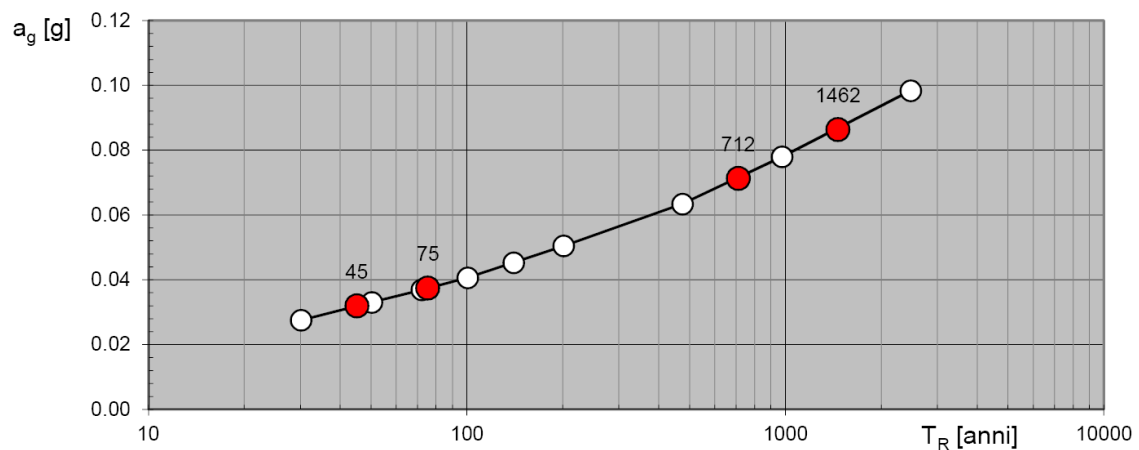


Figura 8 - Massima accelerazione orizzontale a_g in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica T_r

¹ dove $T_r = -V_r / (\ln(1 - P_{V_r}))$

L'accelerazione di riferimento a_g così ottenuta deve essere modificata per tener conto sia delle 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.

Ai fini della risposta sismica locale i terreni di fondazione sono stati assunti di 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 (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*.

Nel caso in esame, con $S_s = 1.5$ (terreno tipo C), $S_t = 1$ (categoria topografica T1) e con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, si ha:

$$a_{max} = a_g \times S_s \times S_t = 0.071g \times 1.5 \times 1 = 0.1065g$$

Per la determinazione della velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità ($V_{s,30}$) si è fatto riferimento alla seguente correlazione (Robertson et al., 1992) che determina il parametro a partire dai valori di resistenza alla punta q_c ottenuti dalle prove penetrometriche statiche:

$$V_s = \left[10^{0.55 \cdot I_c + 1.68} \cdot \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{p_a} \right]^{0.5}$$

dove:

I_c indice di tipo del terreno;

q_c resistenza di punta misurata con le prove penetrometriche statiche;

σ_{v0} tensione verticale totale;

p_a pressione atmosferica.

Per la determinazione dell'indice di tipo del terreno I_c si fa riferimento alla carta di classificazione di Robertson e Wride (1998) che ha in ascissa il rapporto d'attrito normalizzato F e in ordinata la resistenza di punta normalizzata Q , che tengono conto della profondità a cui sono effettuate le misure:

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove:

- f_s resistenza d'attrito laterale misurata con le prove penetrometriche statiche;
- σ'_{v0} tensione verticale efficace, valutata a partire dalla pressione neutrale idrostatica considerando la posizione della falda a -6 m dalla sommità arginale;
- n fattore variabile da 0.5 (sabbie pulite) a 1 (terreni argillosi).

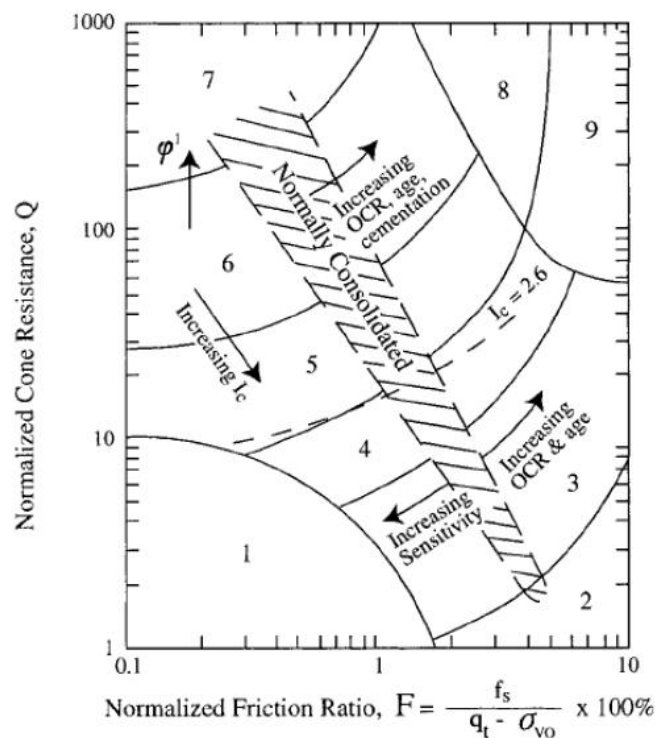


Figura 9 - Carta di classificazione dei terreni (Robertson e Wride, 1998)

L'esponente n della resistenza di punta normalizzata viene valutato con la seguente procedura.

Si assume inizialmente $n = 1$ e si calcolano la resistenza di punta normalizzata Q e il relativo indice di tipo del terreno I_c :

$$Q = Q_{n=1} = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

$$I_c = I_{c,n=1} = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q_{n=1} - 3.47)^2}$$

Se risulta $I_{c,n=1} > 2.6$ il valore $n = 1$ viene confermato. Se invece $I_{c,n=1} < 2.6$ l'esponente n viene calcolato con la seguente equazione:

$$n = 0.381 \cdot I_{c,n=1} + 0.05 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0.15 \geq 0.5$$

e si aggiornano i valori di Q e dell'indice di tipo del terreno:

$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q - 3.47)^2}$$

Sono stati analizzati i risultati delle prove CPTU1, CPTU2, CPTU3, CPTU5 e CPTU8 che hanno profondità di penetrazione pari a 30 m; la media delle $V_{s,30}$ ottenuta per le suddette prove è pari a 207 m/s, andando quindi a classificare i terreni in categoria C (vedi Figura 10).

Il calcolo di $c_{u,30}$ per le medesime prove conferma la classificazione del terreno in categoria C ($c_{u,30}$ compresa tra 72 kPa e 102 kPa).

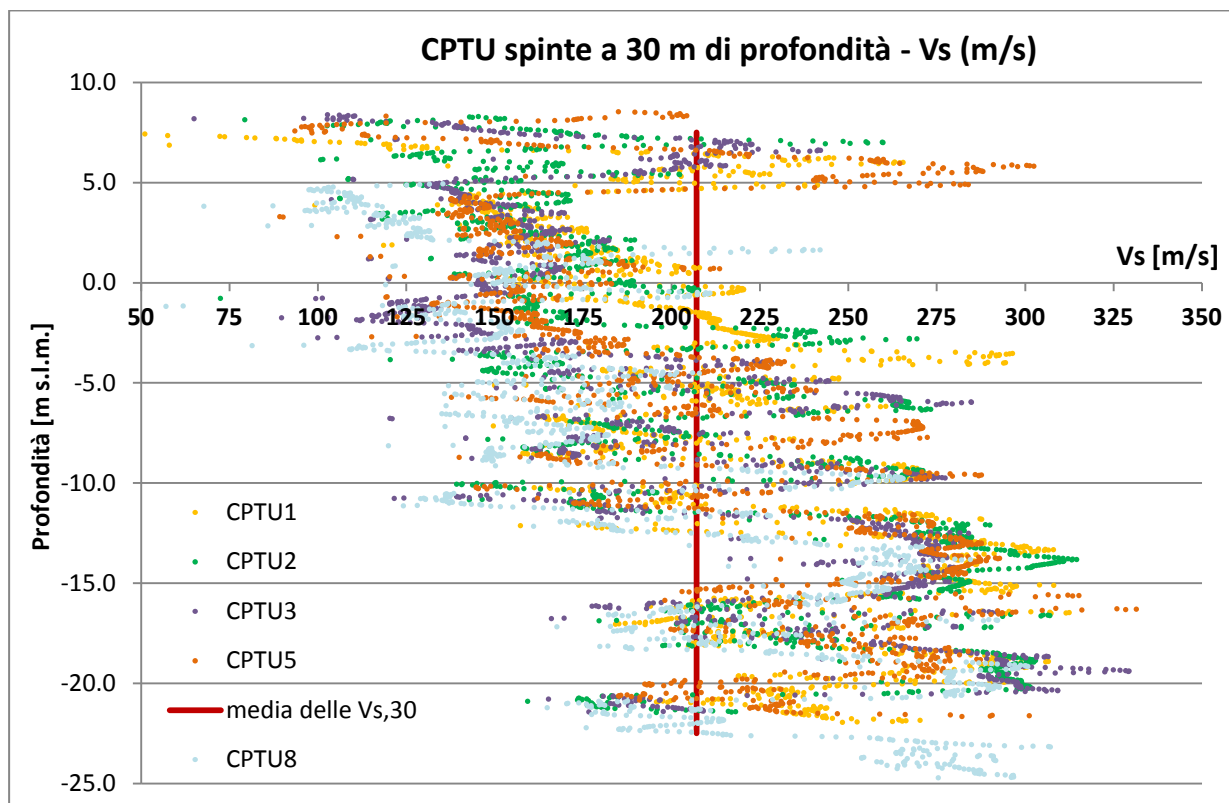


Figura 10 - Distribuzione di V_s con la profondità e media delle $V_{s,30}$

6 VERIFICHE DI SICUREZZA

6.1 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte secondo quanto previsto nelle *Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al DM del 14 gennaio 2008.

La verifica, che confronta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione E_d con quello di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d , è stata condotta secondo l'approccio 1 con la combinazione 2 "A2+M2+R2", tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella IV, di seguito riportati per completezza.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_r	1,0	1,0

Tabella 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

Tabella IV – Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC 08

Le verifiche sono state condotte con il codice di calcolo Slide (ver. 6.020) 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 in Figura 11), 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.

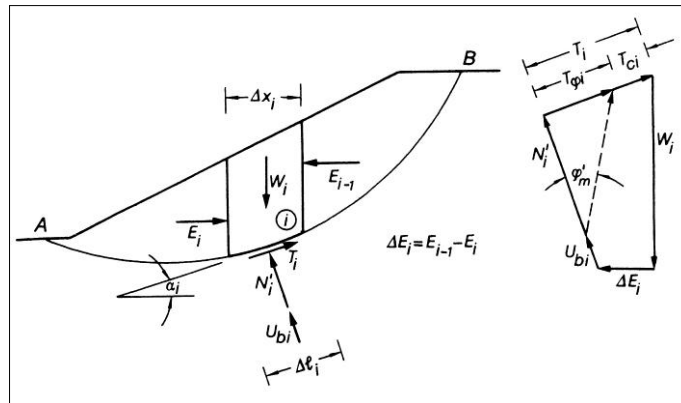


Figura 11 - Azioni agenti su un concio del volume di terreno instabile.

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 delle azioni E (momenti ribaltanti M_r) e delle resistenze R (momenti stabilizzanti M_s) bensì il rapporto tra i due ovvero il coefficiente $F = R/E$.

La stabilità globale, secondo quanto indicato nell'Eurocodice 7, viene valutata utilizzando il fattore ausiliario ODF ("Over-design factor"), di seguito definito con riferimento all'approccio A2+M2+R2 indicato dalle NTC 08:

- viene calcolato il rapporto R_d/E_d utilizzando i parametri di resistenza dei terreni di progetto $\tan(\varphi'_d) = \tan(\varphi'_k)/\gamma_{\varphi'}$ e $c'_d = c'_k/\gamma_{c'}$ e amplificando i carichi con i coefficiente parziali γ_{G1} e γ_{Q1} ;
- viene calcolato ODF dividendo R_d/E_d per il coefficiente parziale sulle resistenze $\gamma_R = 1.1$.

Affinché le verifiche siano soddisfatte deve quindi risultare:

$$ODF = \frac{R_d/E_d}{\gamma_R} \geq 1$$

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 e verticali di inerzia, dovute alla azione sismica, sono state considerate con intensità pari a:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

con

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito riportato nella seguente Tabella V, in funzione della categoria di suolo (C nel caso in esame) e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido a_g ;
- a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- W = peso del terreno;
- g = accelerazione di gravità.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella V – Tabella 7.11.I delle NTC 08

$$k_h = \beta_s \times \frac{a_{\max}}{g} = 0,20 \times 0,1065 = 0,0213$$

$$k_v = \pm 0,5 \times 0,0213 = \pm 0,0106$$

Al diaframma esistente è stata attribuita una coesione non drenata c_u di 100 kPa, e di 200 kPa al diaframma in progetto; ad entrambi è stata assegnata una permeabilità di 10^{-8} m/s, come allo strato di impermeabilizzazione della sponda arginale.

Le verifiche sono state condotte per la sezione Ba07 a monte e per la sezione Ba03 a valle, per lo stato di fatto e di progetto, nelle seguenti condizioni più gravose:

- verifiche stabilità scarpate lato campagna in condizioni di massima piena (livello del fiume a quota circa +8 m s.l.m.);
- verifiche stabilità scarpate lato fiume in condizioni sismiche con il livello del Bacchiglione a quota +2.5 m s.l.m
- verifiche stabilità scarpate lato fiume in condizioni di rapido svaso.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno a valle, la falda è stata tenuta cautelativamente alla quota del piano campagna. La verifica in condizioni di rapido svaso è stata svolta riproducendo l'abbassamento di livello registrato nel Canale Deviatore durante la piena di maggio 2013: lo svaso viene condotto da quota +8 m s.l.m. a quota +2.5 m s.l.m. in un tempo pari a 5 giorni.

Si riportano nei paragrafi seguenti i risultati delle verifiche di stabilità globale condotte con il codice di calcolo Slide (ver. 6.020) per le sezioni Ba07 e Ba03 ubicate nella planimetria della Tavola D2-1.

6.1.1 Stato di fatto

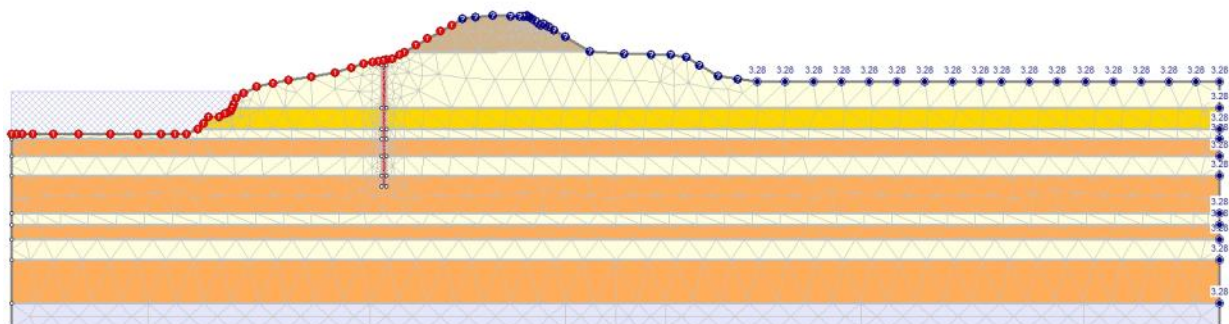


Figura 12 - Sezione Ba07: modello dello stato di fatto

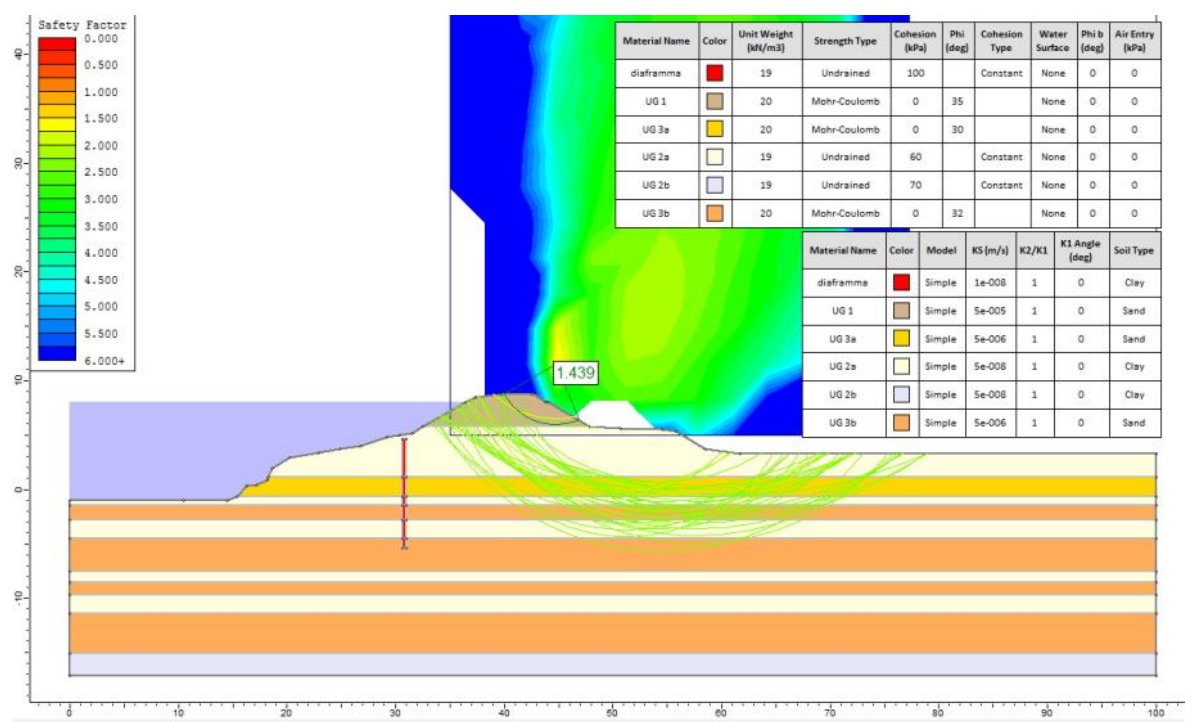


Figura 13 - Sezione Ba07 condizioni di massima piena: superfici di scorrimento con ODF<2.5

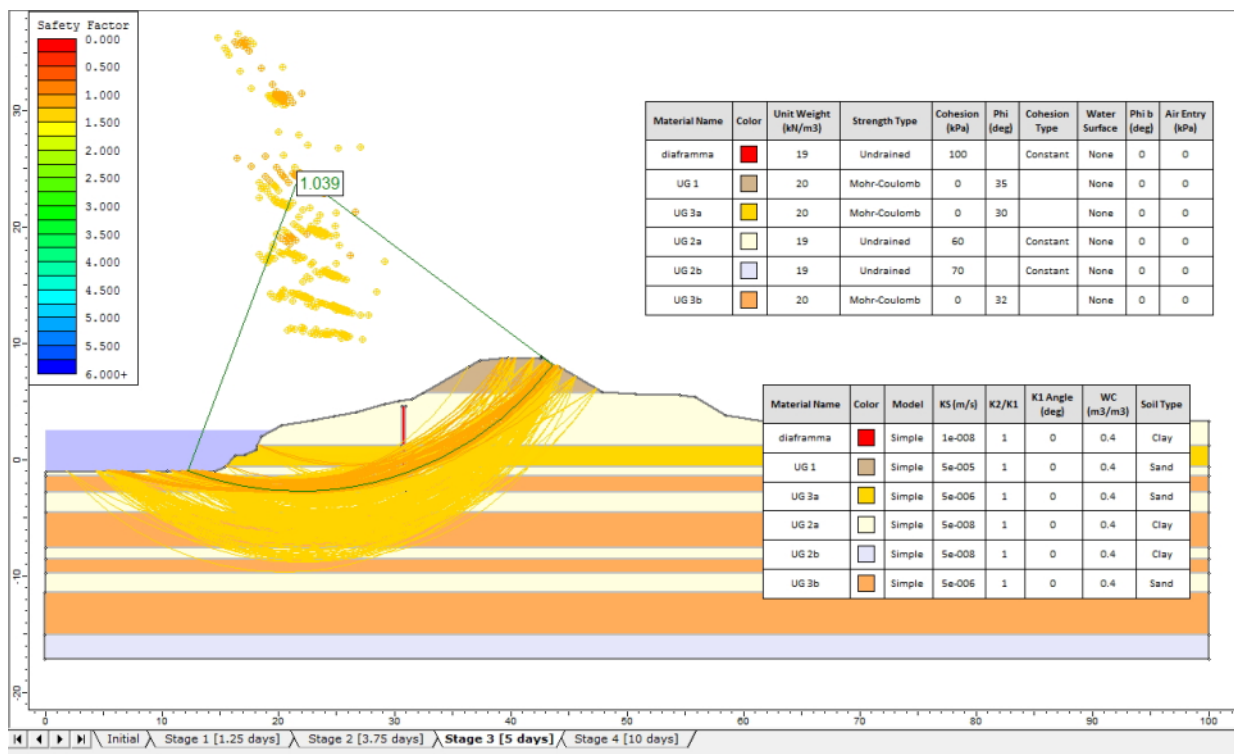


Figura 14 - Sezione Ba07 condizioni di rapido svasso: superfici di scorrimento con ODF<1.5

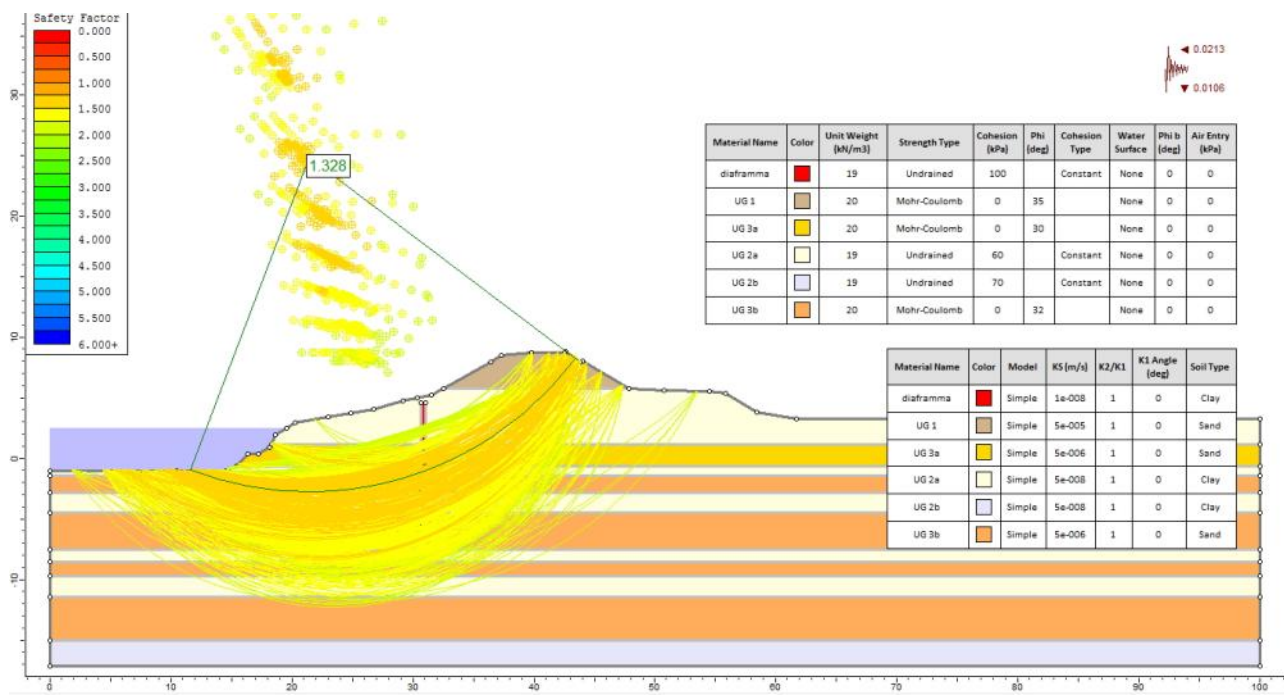


Figura 15 - Sezione Ba07 condizioni sismiche: superfici di scorrimento con ODF<2

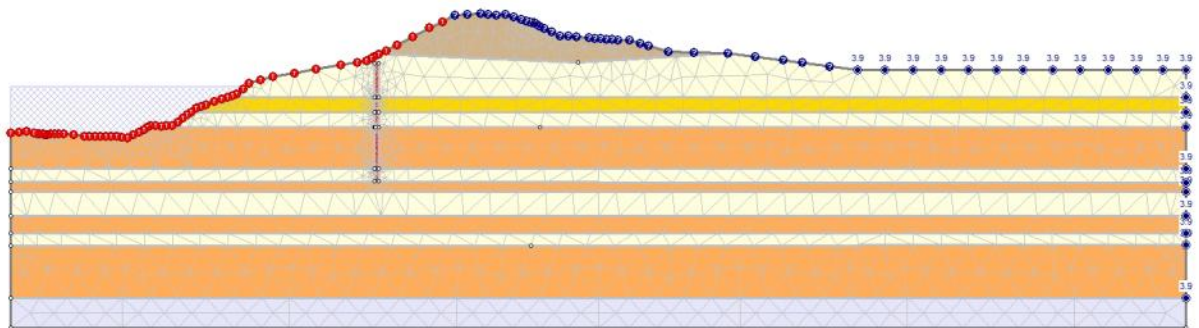


Figura 16 - Sezione Ba03: modello dello stato di fatto

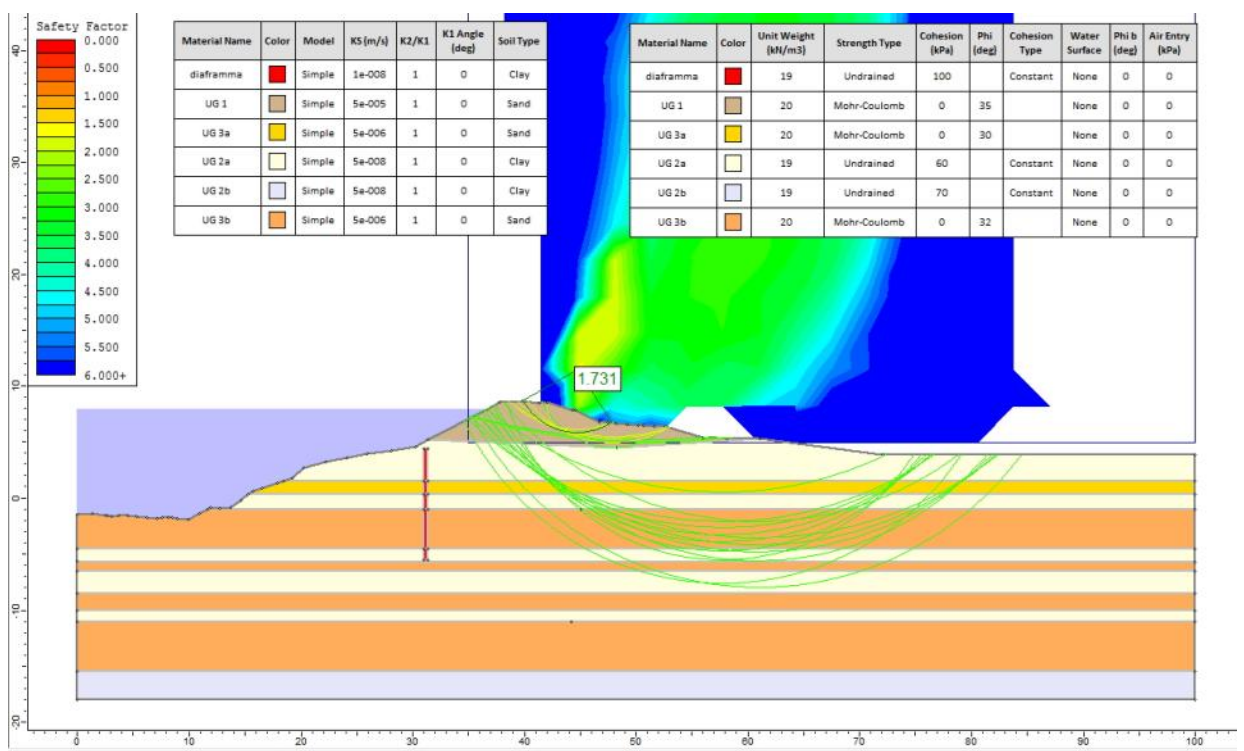


Figura 17 - Sezione Ba03 condizioni di massima piena: superfici di scorrimento con ODF<3

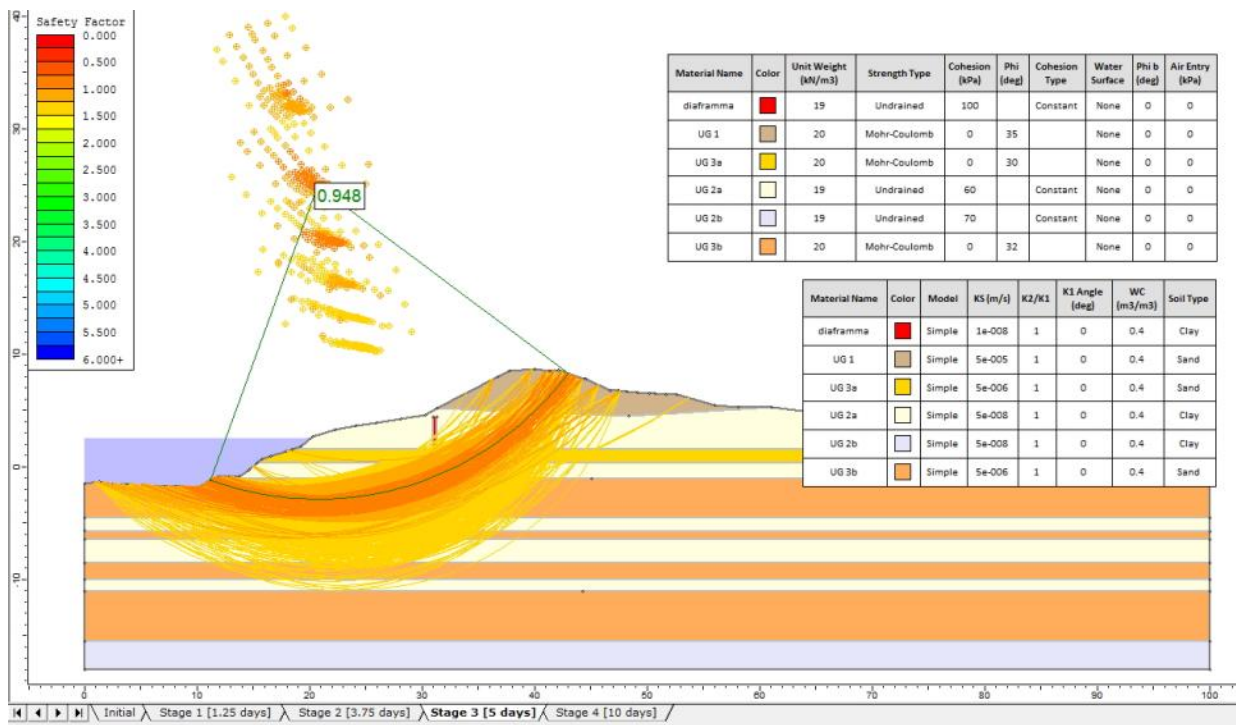


Figura 18 - Sezione Ba03 condizioni di rapido svasso: superfici di scorrimento con ODF<1.5

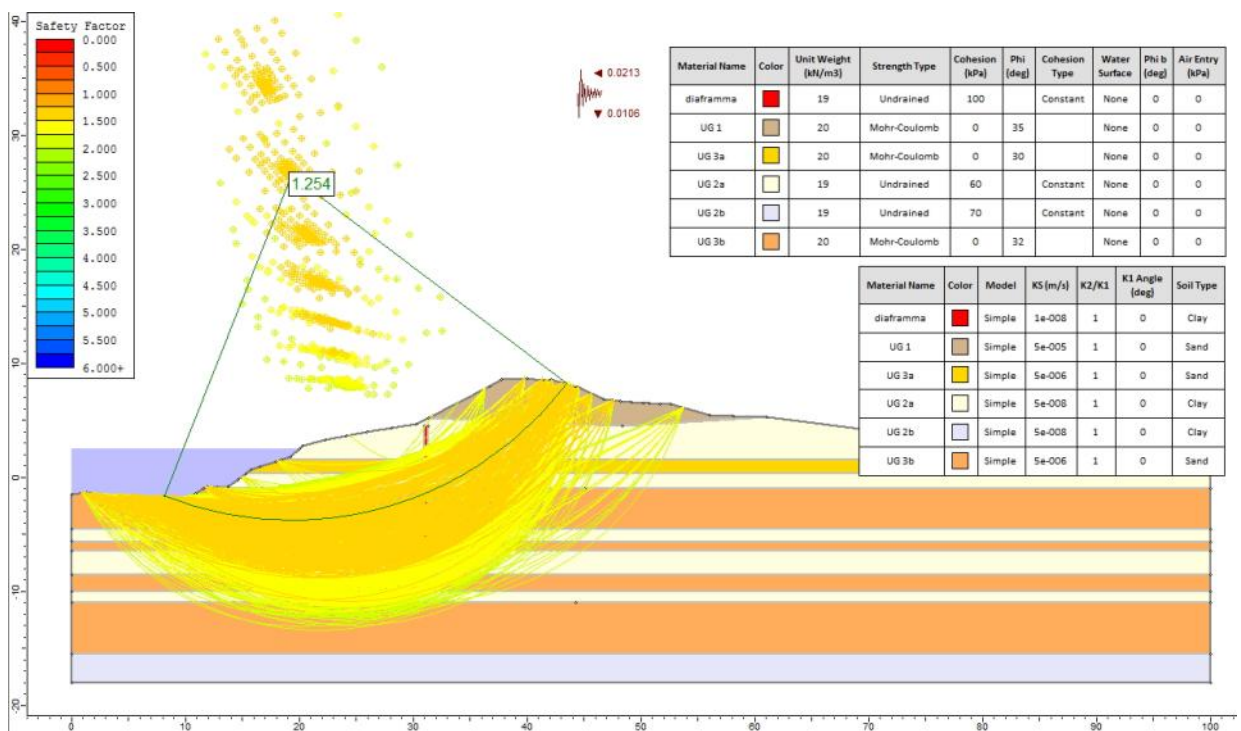


Figura 19- Sezione Ba03 condizioni sismiche: superfici di scorrimento con ODF<2

Si riepilogano in Tabella VI i valori del coefficiente di sicurezza ODF per le sezioni Ba07 e Ba03 verificate nello stato di fatto.

Sezione 1			
Valori di ODF	Condizioni di massima piena	Condizioni di rapido svaso (5 giorni)	Sisma lato fiume e livello a +2.5 m s.l.m.
Stato di fatto	1.439	1.039	1.328

Sezione 2			
Valori di ODF	Condizioni di massima piena	Condizioni di rapido svaso (5 giorni)	Sisma lato fiume e livello a +2.5 m s.l.m.
Stato di fatto	1.731	0.948	1.254

Tabella VI - Valori di ODF per verifiche di stabilità globale nello stato di fatto

6.1.2 Stato di progetto

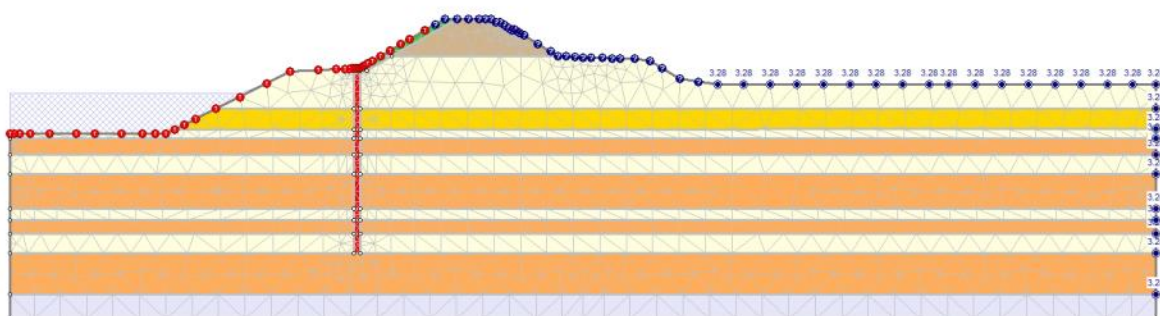


Figura 20 - Sezione Ba07: modello dello stato di progetto

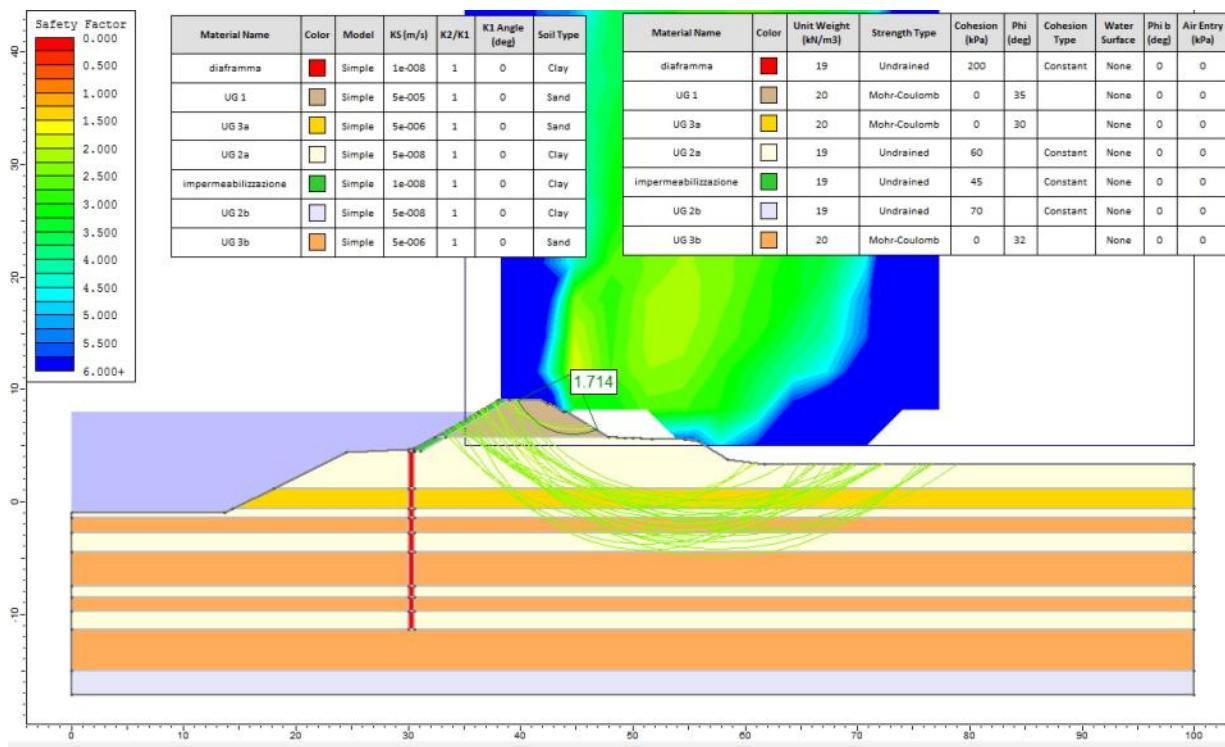


Figura 21 - Sezione Ba07 condizioni di massima piena: superfici di scorrimento con ODF<2.5

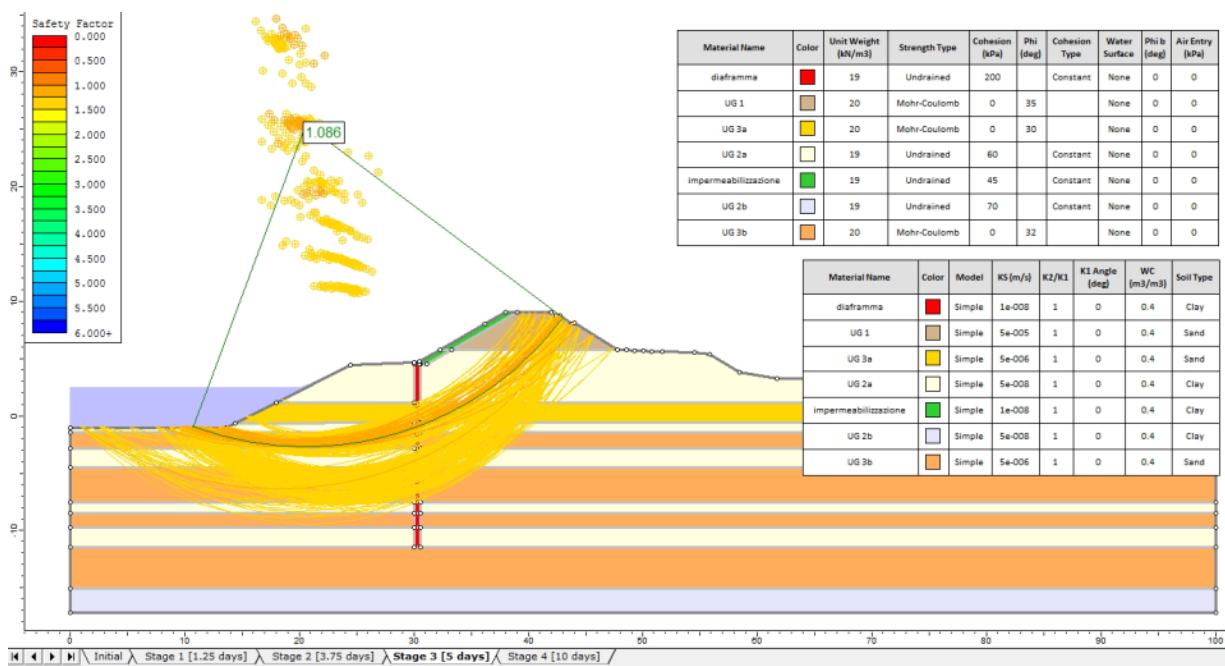


Figura 22 - Sezione Ba07 condizioni di rapido svasso: superfici di scorrimento con ODF<1.5

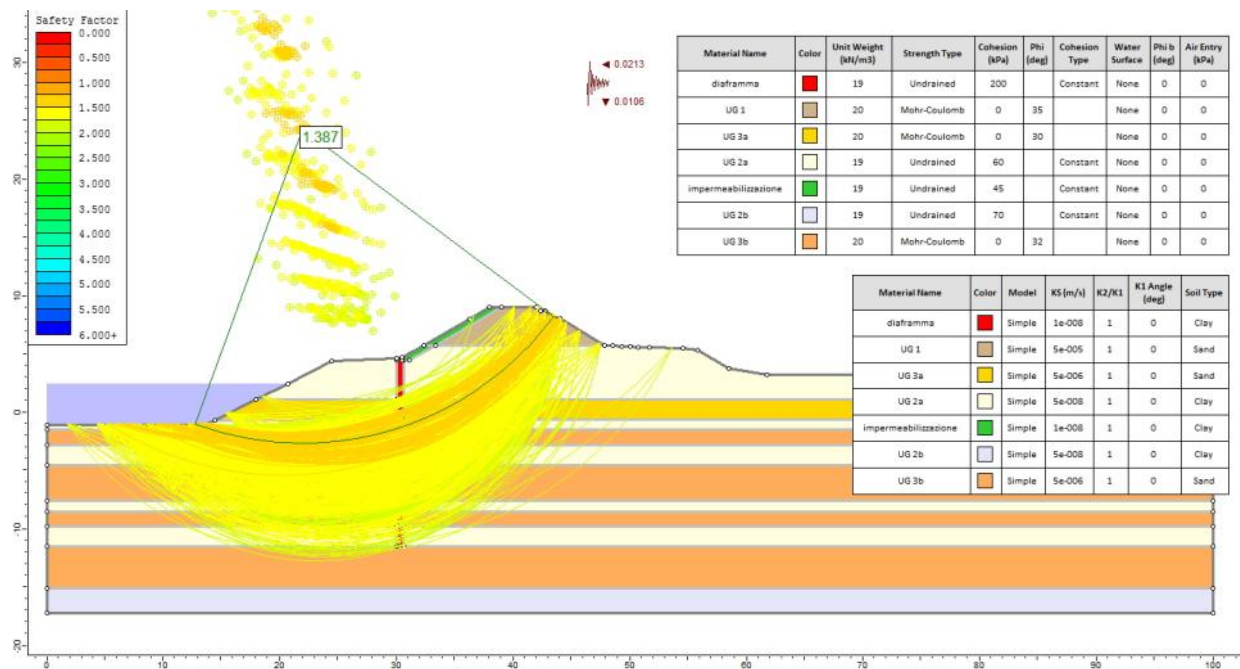


Figura 23 - Sezione Ba07 condizioni sismiche: superfici di scorrimento con ODF<2

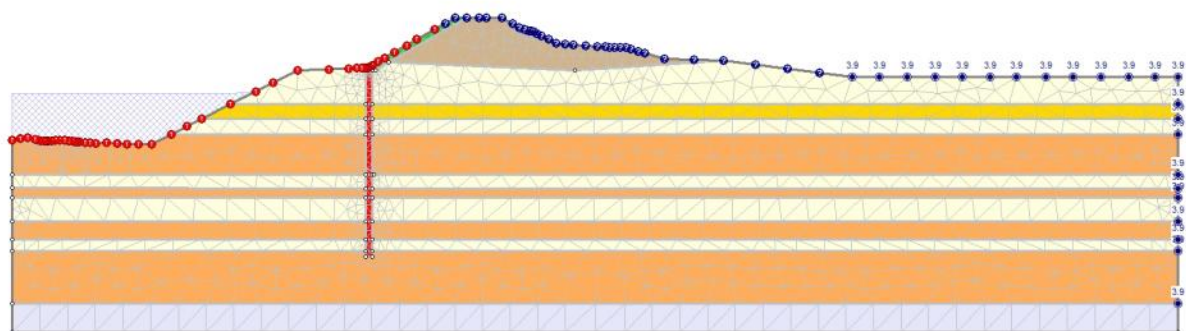


Figura 24 - Sezione Ba03: modello dello stato di progetto

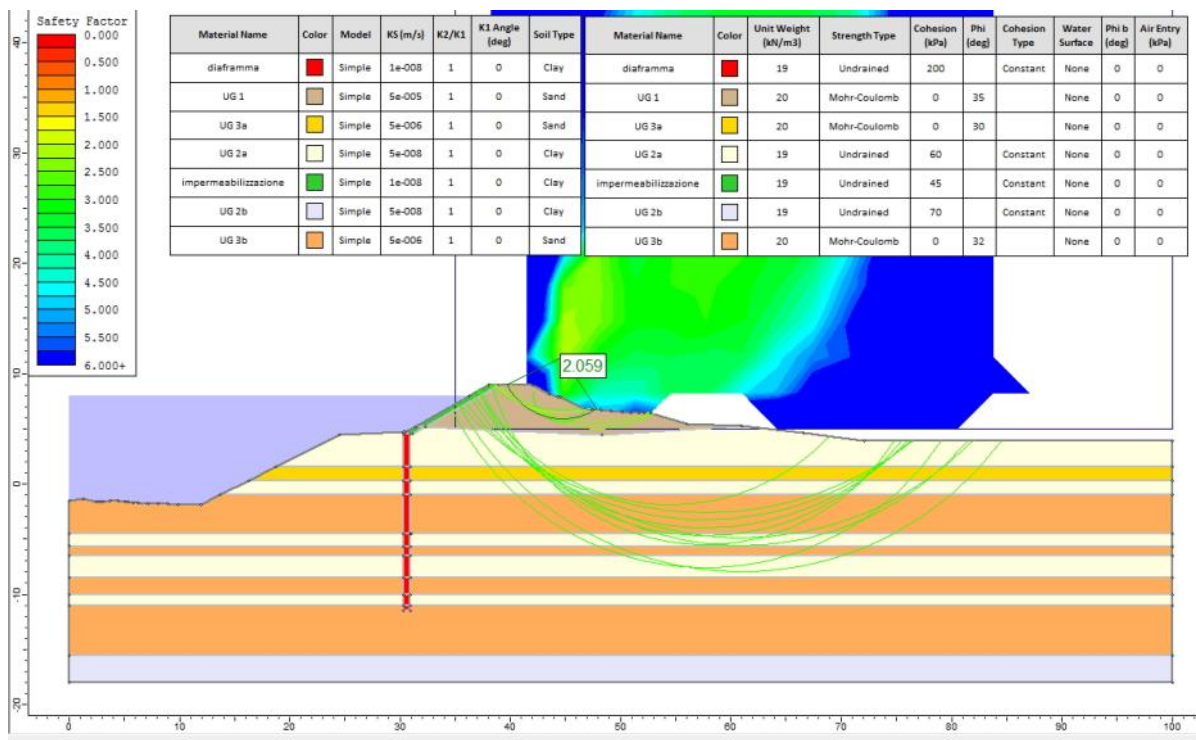


Figura 25 - Sezione Ba03 condizioni di massima piena: superfici di scorrimento con ODF<3

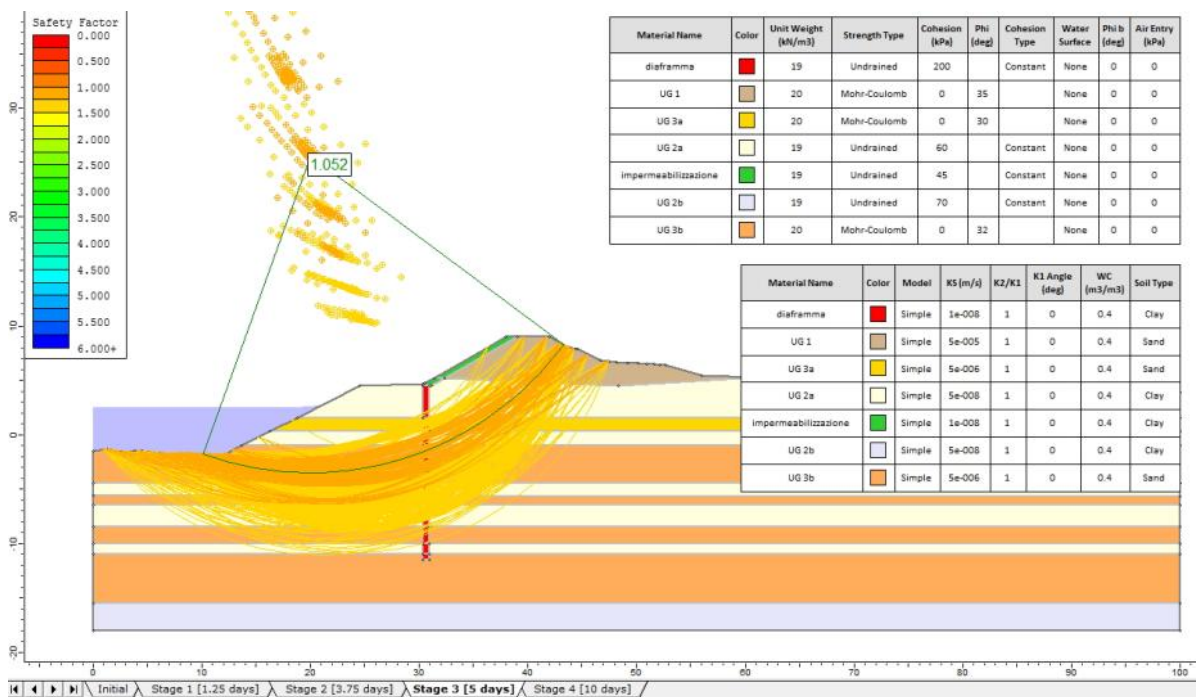


Figura 26 - Sezione Ba03 condizioni di rapido svasso: superfici di scorrimento con ODF<1.5

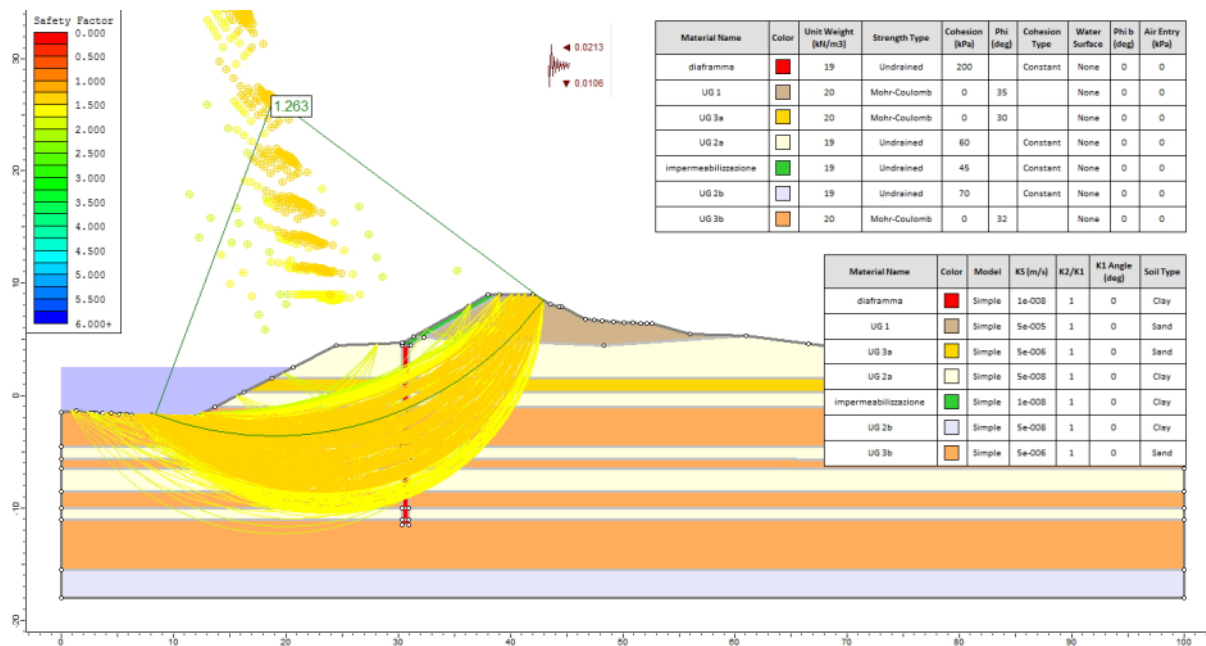


Figura 27 - Sezione Ba03 condizioni sismiche: superfici di scorrimento con ODF<2

Si riepilogano in Tabella VII i valori del coefficiente di sicurezza ODF per le sezioni Ba07 e Ba03 verificate nello stato di progetto, a confronto con i risultati ottenuti per lo stato di fatto.

Sezione 1			
Valori di ODF	Condizioni di massima piena	Condizioni di rapido svasso (5 giorni)	Sisma lato fiume e livello a +2.5 m s.l.m.
Stato di fatto	1.439	1.039	1.328
Stato di progetto	1.714	1.086	1.387

Sezione 2			
Valori di ODF	Condizioni di massima piena	Condizioni di rapido svasso (5 giorni)	Sisma lato fiume e livello a +2.5 m s.l.m.
Stato di fatto	1.731	0.948	1.254
Stato di progetto	2.059	1.052	1.263

Tabella VII - Valori di ODF per verifiche di stabilità globale nello stato di progetto

Nello stato di progetto $ODF > 1$ per tutte le situazioni analizzate, dunque le verifiche di stabilità globale ai sensi delle NTC08 sono soddisfatte; inoltre l'intervento di progetto, che prevede la realizzazione del nuovo diaframma e l'impermeabilizzazione della sponda arginale, risulta migliorativo, in particolare per le verifiche condotte lato campagna in condizioni di massima piena.

6.2 VERIFICHE IDRAULICHE

Sono state condotte le verifiche al sifonamento per le sezioni arginali Ba07 e Ba03 in condizioni di massima piena, nella configurazione di progetto.

Con il codice di calcolo Slide (ver. 6.020) è stata svolta l'analisi della filtrazione in moto permanente considerando il livello nel Canale Deviatore a quota +8.00 m s.l.m. e la falda a valle coincidente con il piano campagna. In Figura 28 e in Figura 29 si riporta l'andamento del gradiente idraulico verticale i_y .

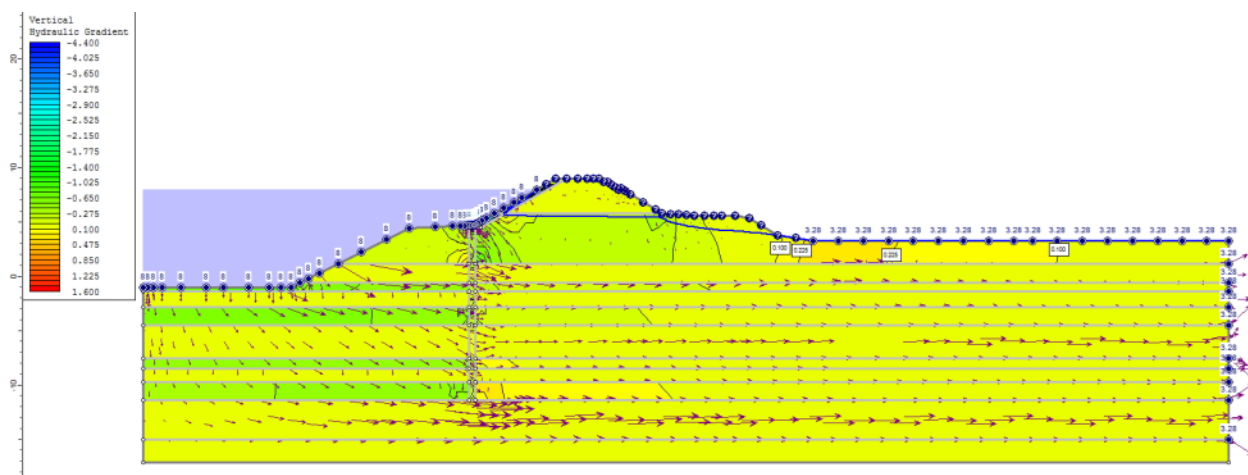


Figura 28 - Sezione Ba07: gradiente idraulico verticale in condizioni di massima piena

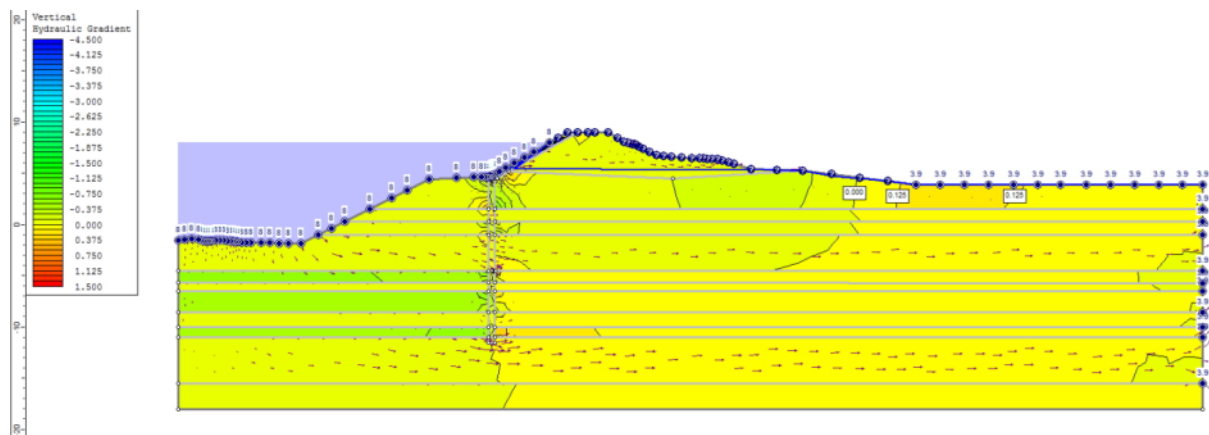


Figura 29 - Sezione Ba03: gradiente idraulico verticale in condizioni di massima piena

Nella zona di uscita dell'acqua di filtrazione il gradiente idraulico verticale è pari a 0.225 nella sezione Ba07 e 0.125 nella sezione Ba03: in entrambi i casi i_y è inferiore rispetto al gradiente idraulico critico $i_c = \gamma'/\gamma_w \approx 1$, con un buon margine di sicurezza rispetto al pericolo di sifonamento.

La verifica al sifonamento è stata condotta anche con il metodo di Bligh modificato da Lane (1915), che considera il percorso più breve che l'acqua deve compiere per andare da monte a valle di un'opera. Viene quindi definito il coefficiente C, che rappresenta l'inverso del gradiente idraulico medio, tenendo conto della minor resistenza incontrata dall'acqua nei percorsi orizzontali rispetto a quelli verticali:

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

dove:

- L_o lunghezza orizzontale del percorso di filtrazione;
- L_v lunghezza verticale del percorso di filtrazione;
- H carico idraulico.

L'opera è considerata al sicuro rispetto al pericolo di sifonamento se il coefficiente C assume un valore minimo definito a seconda delle caratteristiche del materiale incoerente di fondazione. I valori critici di C per i diversi materiali sono riportati in Tabella VIII: all'aumentare

della granulometria i valori di C diminuiscono poiché le particelle di terreno vengono asportate con maggior difficoltà.

Terreno	Bligh	Lane
Sabbia fine e limosa	18	8.5
Sabbia grossa	12	5.0
Ghiaia e sabbia	9	3.5
Ghiaia grossa e ciottoli	5	2.5

Tabella VIII - Valori critici di C per diversi tipi di terreno

Nelle figure seguenti si riportano le verifiche al sifonamento svolte con il metodo di Lane per le sezioni Ba07 e Ba03, in condizioni di massima piena, nella configurazione di progetto che prevede un diaframma di lunghezza 15 m fino a quota -11.3 m s.l.m. e l'impermeabilizzazione della sponda arginale; viene indicato il minimo percorso di filtrazione seguito dall'acqua e il dislivello H tra monte e valle.

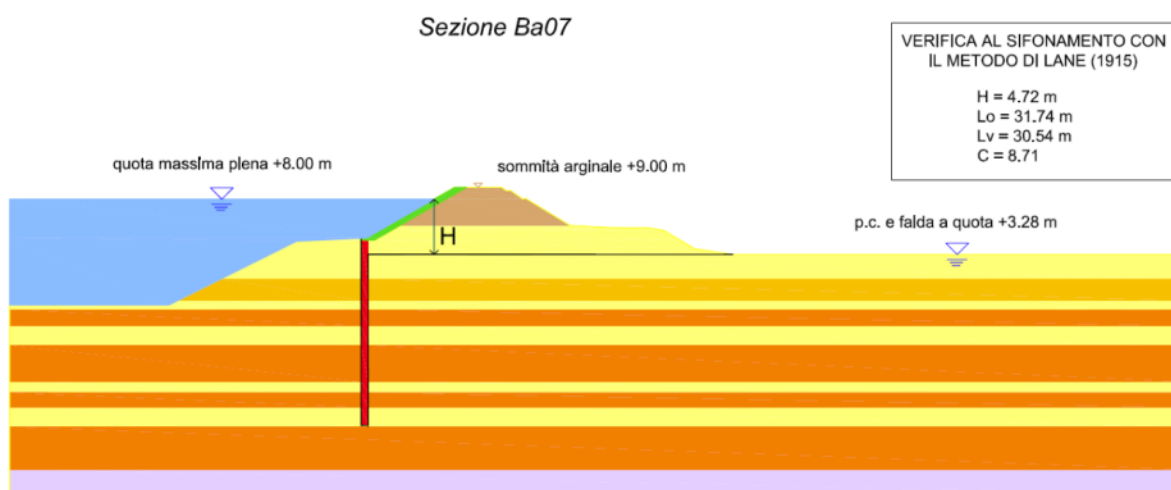


Figura 30 - Sezione Ba07: verifica al sifonamento con il metodo di Lane

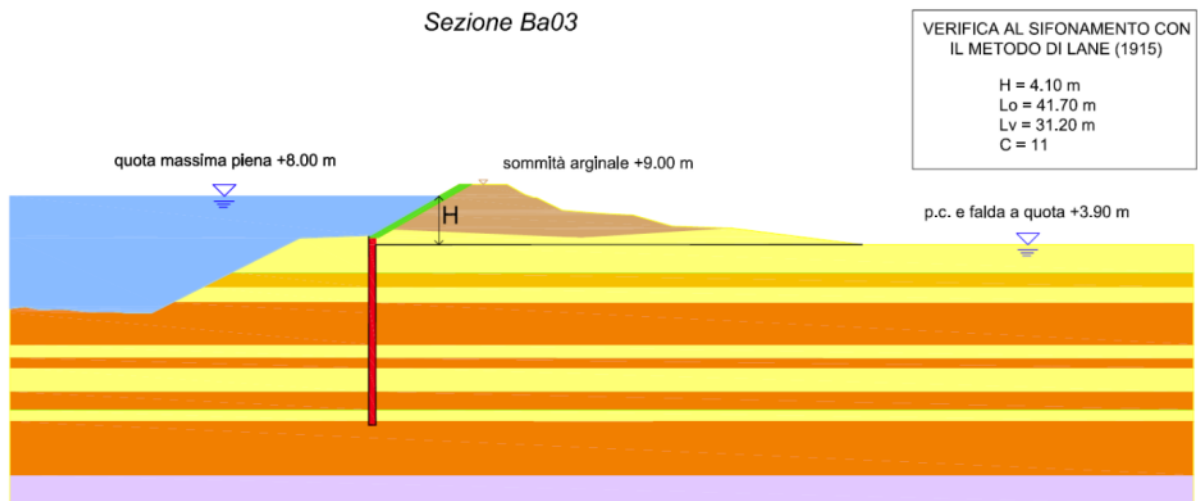


Figura 31 - Sezione Ba03: verifica al sifonamento con il metodo di Lane

Nel caso in esame si fa riferimento ad un valore critico di C pari a 8.5, relativo alle sabbie fini e limose. Nelle due situazioni analizzate il coefficiente C risulta pari a 8.7 e 11 rispettivamente per la sezione Ba07 e Ba03, dunque la verifica a sifonamento dell'argine con il criterio di Lane risulta soddisfatta.