



REGIONE del VENETO



Agenzia Interregionale per il fiume Po

**Agenzia Interregionale per il Fiume Po**



**LAVORI DI ADEGUAMENTO IN QUOTA DELLA SOMMITA' DELL'ARGINE  
DESTRO DEL PO DI MAISTRA IN TRATTI SALTUARI COMPRESI FRA STANTI 5-40  
NEL COMUNE DI PORTO TOLLE (RO)**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

ELABORATO:

03

**RELAZIONE GEOTECNICA ED ALLEGATI**

Perizia n° 1618

in data 18/12/2024

**Progettista Coordinatore**

Dott. Geol. Pierpaolo Erbacci

Collaboratore progettista

Geom. Samuele Bergamaschi

Collaboratore progettista

Geom. Riccardo Bauce

Collaboratore progettista

Dott.ssa Lidia Dal Maso

Collaboratore progettista

Geom. Alessandro Ferrai

Collaboratore progettista

Dott. Alberto Gobbi

Collaboratore progettista

Dott.ssa Ing. Elena Munerati

Collaboratore progettista

Geom. Paolo Pellegrino

Collaboratore progettista

Dott. Arch. Andrea Spinardi

**Responsabile Unico del Procedimento**

Dott. Ing. Ettore Alberani

REV.

DESCRIZIONE

DATA

## **Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica**

**Lavori di Lavori di adeguamento in quota della sommità  
dell'argine destro del Po di Maistra in tratti saltuari  
compresi tra stanti 5-40 nel comune di Porto Tolle (RO)**

# **RELAZIONE GEOTECNICA**

NOVEMBRE 2024

## **SOMMARIO**

<b>1. PREMESSE .....</b>	<b>3</b>
<b>2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
2.1 Normativa di riferimento .....	5
2.2 Elaborati di riferimento .....	6
<b>3. INQUADRAMENTO GENERALE .....</b>	<b>6</b>
<b>4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO .....</b>	<b>7</b>
<b>5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....</b>	<b>8</b>
5.1 Indagini a disposizione .....	8
5.2 Identificazione delle unità geotecniche.....	10
5.3 Criteri di interpretazione delle indagini.....	11
5.3.1 Identificazione dei terreni .....	12
5.3.2 Terreni coesivi – parametri di resistenza al taglio.....	14
5.3.3 Terreni coesivi – Condizibilità idraulica.....	15
5.3.4 Terreni incoerenti – Densità relativa.....	15
5.3.5 Terreni incoerenti – Angolo di resistenza al taglio.....	15
5.3.6 Terreni incoerenti – Condizibilità idraulica .....	17
5.4 Modello Geotecnico di riferimento .....	18
<b>6. RISPOSTA SISMICA LOCALE .....</b>	<b>19</b>
<b>7. VERIFICA NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....</b>	<b>21</b>
7.1 Metodo di analisi .....	22
7.2 Risultati .....	24
<b>8. INTERVENTO DI PROGETTO .....</b>	<b>26</b>
<b>9. VERIFICHE DI SICUREZZA DEL RILEVATO ARGINALE .....</b>	<b>29</b>
9.1 Sezioni di analisi .....	29
9.2 Verifiche di stabilità globale.....	33
9.2.1 Condizioni idrauliche di verifica.....	33
9.2.2 Analisi in condizioni statiche .....	33
9.2.3 Analisi in condizioni simiche .....	37
9.2.4 Risultati.....	40
<b>10. CALCOLO DEI CEDIMENTI .....</b>	<b>56</b>
10.1 Cedimenti in condizioni statiche.....	57
10.2 Risultati.....	58
10.3 Decorso dei cedimenti nel tempo (Teoria della consolidazione).....	61
<b>11. CONCLUSIONI .....</b>	<b>63</b>

## **ALLEGATI**

- Profilo geotecnico longitudinale
- Schede di calcolo dei cedimenti



## 1. PREMESSE

La presente relazione accompagna il progetto Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica relativo ai “Lavori di adeguamento in quota della sagoma dell'argine destro del fiume Po di Maistra tra stanti 5-16 nel comune di Porto Tolle (RO)”.

L'intervento è quindi ubicato lungo un tratto di argine perimetrale dell'Isola di Cà Venier come individuato in Figura 1.

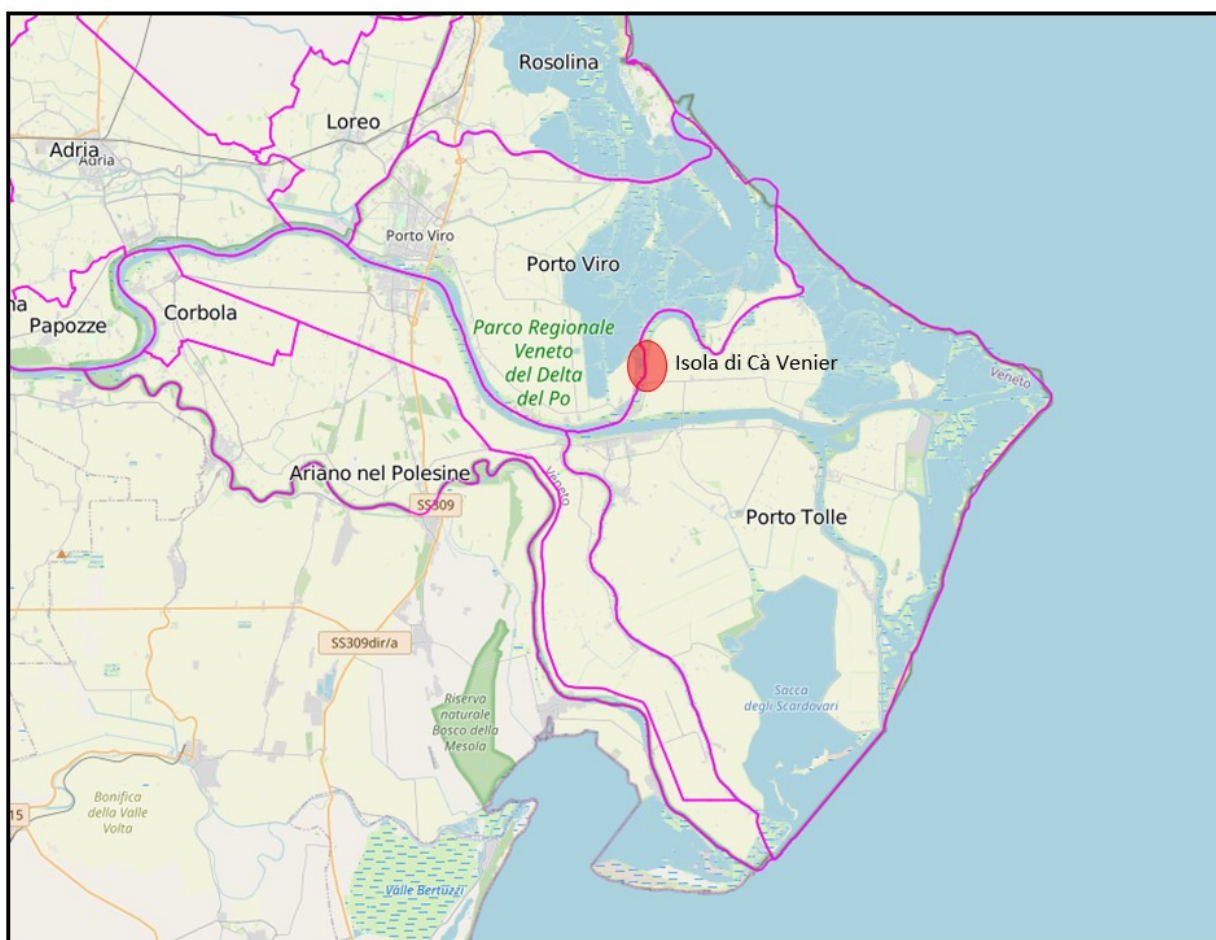


Figura 1– Localizzazione dell'intervento – Comune di Porto Tolle (RO) – Isola di Cà Venier.

Il progetto in parola intende adeguare in quota, tramite rialzo con materiale terroso, la sommità arginale di un tratto dell'argine destro del Po di Maistra compreso tra stanti 5-16, in località Cà Venier nel comune di Porto Tolle (RO).

Come descritto nella Relazione Generale il profilo di piena di riferimento utilizzato per il dimensionamento delle arginature dell'asta del fiume Po è il profilo di piena c.d. SIMPO del 1982.

La piena SIMPO '82 è costituita da un profilo ricavato dall'applicazione di un modello numerico di simulazione idraulica (in moto non stazionario) in cui, per i diversi tronchi arginali, è applicata un'onda di piena con portata al colmo mediamente superiore del 10 % rispetto alla massima piena storica del '51.

Per quanto sopra il progetto prevede il rialzo della sommità dell'argine destro del Po di Maistra per un tratto di circa 2 chilometri al fine di adeguarlo alla livelletta di Piena SIMPO '82 aumentata di 1,00 m (franco arginale utilizzato); l'entità del rialzo è di circa  $1,00 \div 1,10$  m.



Figura 2 – Localizzazione dell'intervento – Argine destro del ramo del Po di Maistra tra stanti 5-16 in località Cà Venier nel comune di Porto Tolle (RO).

La presente relazione ha lo scopo di effettuare la caratterizzazione geotecnica del sito e successivamente di svolgere le verifiche di stabilità richieste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018).

Le verifiche di equilibrio limite ultimo richiedono il rispetto della condizione:

$$Ed < Rd$$

dove:

Ed = azioni o effetto delle azioni di progetto;

Rd = azioni o effetto delle azioni resistenti del sistema geotecnico

In entrambi i termini le azioni si moltiplicano per il coefficienti  $\gamma_f$ , i parametri geotecnici si dividono per i coefficienti  $\gamma_m$ ; inoltre la resistenza globale si divide per i coefficienti  $\gamma_r$  (che sono in pratica coefficienti di sicurezza globale:  $R/E > \gamma_r$ )

Le verifiche da effettuare sono:

- Verifiche di stabilità globale del rialzo-ringrosso (in zona raccordo con il tratto a monte) in condizioni statiche (SLU GEO) e dinamiche (SLV);
- Verifica a liquefazione;
- Determinazione dei cedimenti dei terreni di fondazione indotti dalla realizzazione del rialzo arginale (SLE GEO) in condizioni statiche.

## **2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa presa a riferimento è la seguente:

- Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica - Linee guida 2005 AGI - Associazione Geotecnica Italiana;
- Circolare del 2 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. recante le Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»;
- Linee guida per l'esecuzione degli interventi di adeguamento delle arginature di Po sia in corso di esecuzione che di progettazione. – Direttiva del Magistrato per il Po (Parma, 22 luglio 1998)
- Nuove "Norme tecniche per le costruzioni" Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018;
- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche - 1977 AGI – Associazione Geotecnica Italiana;

- Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio. Associazione Geotecnica Italiana - AGI (1994);
- UNI 11531-1:2014 Costruzione e manutenzione delle opere civili delle infrastrutture - Criteri per l'impiego dei materiali - Parte 1: Terre e miscele di aggregati non legati.

## **2.2 ELABORATI DI RIFERIMENTO**

Le valutazioni ed analisi di cui alla presente relazione sono riferite alla seguente documentazione:

- campagna di indagini geognostiche effettuate nell'abito del progetto di classifica RO-E-463 – Sito C – località Cà Venier da parte della Ditta R.C.R. di Cibirio Giorgio & C. con sede ad Adria (RO) - anno 2021;
- campagna di indagini geognostiche eseguita a supporto della progettazione delle opere di protezione arginale presso la scheda n° 52 – Porto Tolle (RO) – Cà Venier (anno 2023-2024) effettuate dalla Società Georicerche Srl con sede in Due Carrare (PD);
- dati di monitoraggio manuale della falda ad opera del personale AIPo (anni 2021-2024).

## **3. INQUADRAMENTO GENERALE**

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

Uno degli aspetti più critici nell'area veneta del Po riguarda la presenza di estesi tratti arginali, specie del Po di Maistra e del Po di Goro, che presentano una sagoma non adeguata (in altezza e larghezza d'impasto) rispetto alla quota rispetto alla quota di Massima Piena di riferimento.

Per il fiume Po la piena di progetto è la piena SIMPO del 1982 incrementata di 1,00 m (franco arginale).

Il progetto cui la presente fa riferimento prevede l'adeguamento in quota di un tratto arginale di poco più di 2 km ubicato in destra idraulica del Po di Maistra tra stanti 5-16.

L'area dell'intervento si colloca in particolare nell'Isola di Cà Venier nella parte Nord del territorio comunale su un argine collocato sulla sponda destra del ramo deltizio del Po di Maistra in prossimità della frazione Cà Venier.

#### **4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO**

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

La località di Cà Venier 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 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.

Il territorio dell'isola di Cà Venier sotto il profilo morfologico si presenta come un vero e proprio "catino", il cui fondo pianeggiante è posto al di sotto del l.m.m. (-2.00 ÷ - 3,00 m l.m.m.).

L'isola è delimitata dalla presenza degli argini del Po di Tolle (a sud) e del Po di Maistra (ad ovest ed a nord), che si elevano significativamente rispetto al piano campagna, con quote di sommità variabili (procedendo da monte a valle) tra 5 e 3,25 m l.m.m. per quel che riguarda l'argine destro del Po di Maistra, tra 5.80 m ed i 4,10 m s.l.m. per quanto riguarda l'argine sinistro del Po di Venezia (Po di Tolle).

Ad est il "catino" è delimitato dall'argine di II linea di difesa dal mare Boccasette-Cà Zuliani il quale presenta direzione Nord-Sud e quote di sommità arginale variabili (a seconda dei tratti) da minimi di 2,00 m a massimi di 3.60 m l.m.m..

## **5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO**

### **5.1 INDAGINI A DISPOSIZIONE**

A seguito degli eventi di piena che si sono verificati negli ultimi anni, in particolare quella del 2019, questo Ufficio ha avviato tutta una serie di campagne di indagini geognostiche volte a definire il quadro geologico, idrogeologico e geotecnico del tratto arginale posto in destra idraulica del Po di Maistra.

Le campagne di indagini eseguite sono le seguenti:

- campagna di indagine nell'anno 2021 affidata alla Ditta R.C.R. s.n.c. con sede ad Adria (RO);
- campagna di indagini anni 2023-2024 affidata alla Ditta Georicerche S.r.l. con sede a Due Carrare (PD).

Entrambe le campagne d'indagine sono state calibrate anche in funzione di un previsto ulteriore intervento di diaframmatura mirato a risolvere alcune criticità idrauliche dovuta alla presenza di fontanazzi storici manifestatisi in prossimità dell'unghia arginale a campagna.

Per la planimetria completa delle indagini si rimanda all'Allegato "Planimetria indagini" riportato in calce alla Relazione Geologica unitamente al Profilo Geologico longitudinale.

Per i risultati, i certificati e le stratigrafie complete si rimanda ai relativi Report delle indagini anch'essi allegati alla Relazione Geologica.



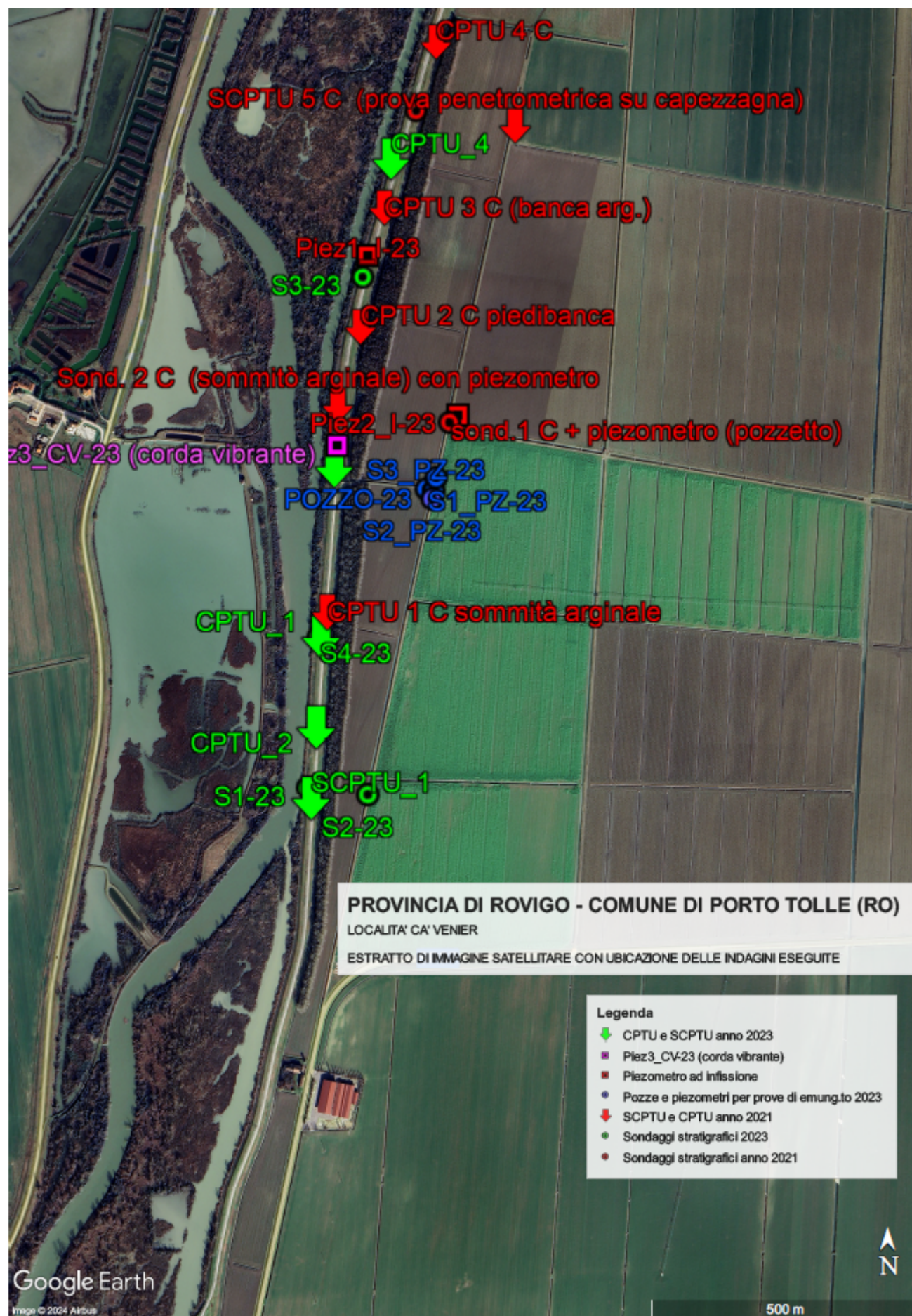


Figura 3 – Planimetria con ubicazione delle indagini effettuate nell'area dell'intervento

## 5.2 IDENTIFICAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Dall'analisi delle indagini a disposizione è stato possibile ricostruire la struttura del rilevato arginale e l'andamento stratigrafico dei terreni di fondazione del medesimo.

Di seguito si descrivono le unità geologiche che sono state individuate. In allegato alla Relazione Geologica si riporta la Planimetria delle indagini (Allegato 1) e il Profilo geologico longitudinale all'arginatura (Allegato 2).

### Unità: Rilevato arginale (R)

Il corpo arginale è costituito da uno strato sommitale di limoso-sabbioso e sabbie limose compatte di riporto, di spessore massimo di 2,5 m circa (**Unità 1R**) - [mediamente da quota 5 circa (sommità arginale) a quota 3,0 m l.m.m.] - le resistenze alla punta  $q_c$  da prove penetrometriche restituiscono valori massimi variabili dai 5 ai 15 MPa.

L'Unità 1R poggia su uno strato di limo argilloso, localmente limo con argilla localmente sabbioso, di riporto (arginale) (**Unità 2R**) – [da quota 3,0 circa a quota -1,0 m l.m.m.] - le resistenze alla punta  $q_c$  restituiscono valori omogenei variabili da 1,0 a 1,5 Mpa; si precisa che la suddivisione tra rilevato arginale e terreno di fondazione, anch'esso costituito di limo-argilloso, non è identificabile con precisione: la stessa è stata definita sulla base della quota del terreno lato campagna (-1,00÷ -1.50 m l.m.m.) ed in base alle indicazioni delle schede dei sondaggi; lo spessore complessivo del corpo arginale (Unità 1R e 2R) si può stimare variabile tra 5-6 m.

### Unità: limo argillosa 3 L(A)

Il rilevato arginale poggia su uno strato di limo argilloso con uno spessore che varia da Sud a Nord del tracciato investigato [lo spessore di questo strato varia da quota - 1.0 m l.m.m. a quote -2.0 ÷ -6.0 m l.m.m.]: in corrispondenza della SCPTU1 si osserva lo spessore massimo (5÷6 m) che si riduce in corrispondenza della CPTU 2 C (2 m) sino alla CPTU\_4 dove presenta uno spessore costante minimo di circa 1 m (vedi profilo geologico in Allegato). Le resistenze alla punta  $q_c$  da prove penetrometriche restituiscono i medesimi valori dell'Unità 2R (1.0 ÷ 1,5 Mpa);

### Unità: sabbia limosa 4 S[L]



Al di sotto dell'Unità di limo argilloso arginale, i sondaggi eseguiti hanno evidenziato la presenza di depositi permeabili di natura sabbiosa (da sabbia deb. limosa a sabbia limoso argillosa) con resti conchigliari di colore grigio e grigio scuro; l'Unità 4 S[L] si sviluppa da quota variabili - 2.0 ÷ - 6.0 m l.m.m. a quote variabili - 8 ÷ -12.0 m l.m.m.].

Le resistenze alla punta qc restituiscono valori attorno ai 5,0 Mpa con massimi di 7.0÷10.0 Mpa.

Osservando tutti i sondaggi si nota che i banchi di sabbia sono intervallati da livelli di limo argilloso.

Le prove di tipo SPT sullo strato sabbioso ha fatto registrare valori NSPT variabili tra 20 e 28 alla profondità di 12 m dalla sommità arginale, valori indice di un addensamento medio.

Attraverso questa unità stratigrafica a maggiore permeabilità si manifestano maggiormente i fenomeni di filtrazione durante degli eventi di piena del fiume Po.

#### **Unità: limo con argilla di fondo 5 L(A)**

L'unità più profonda investigata è caratterizzata da limo con argilla che a partire da quota - 8 ÷ - 12.0 m l.m.m. permane sino alla massima profondità indagata -29,00 l.m.m..

I valori di resistenza alla punta qc si attestano a 1,5 Mpa.

La percentuale di componente limosa costituisce circa il 70 % del totale della componente fine.

### **5.3 CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI**

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

I risultati delle prove penetrometriche contenenti le prove eseguite dalla sommità dell'argine statiche vengono riportati nei due grafici che seguono. Nei grafici è indicato la suddivisione tra il corpo arginale (Unità 2R) e l'unità coesiva 3 L(A) alla quota di - 1,0 m s.l.m.m.

Il rilevato arginale è stato indagato con le prove penetrometriche SCPTU\_1, CPTU\_2, CPTU\_1, CPTU 1C, CPTU\_3, CPTU\_4.

Di seguito sono riportati gli andamenti della resistenza alla punta qc delle prove penetrometriche SCPTU\_1, CPTU\_2, CPTU\_1, CPTU 1C (da sommità arginale).

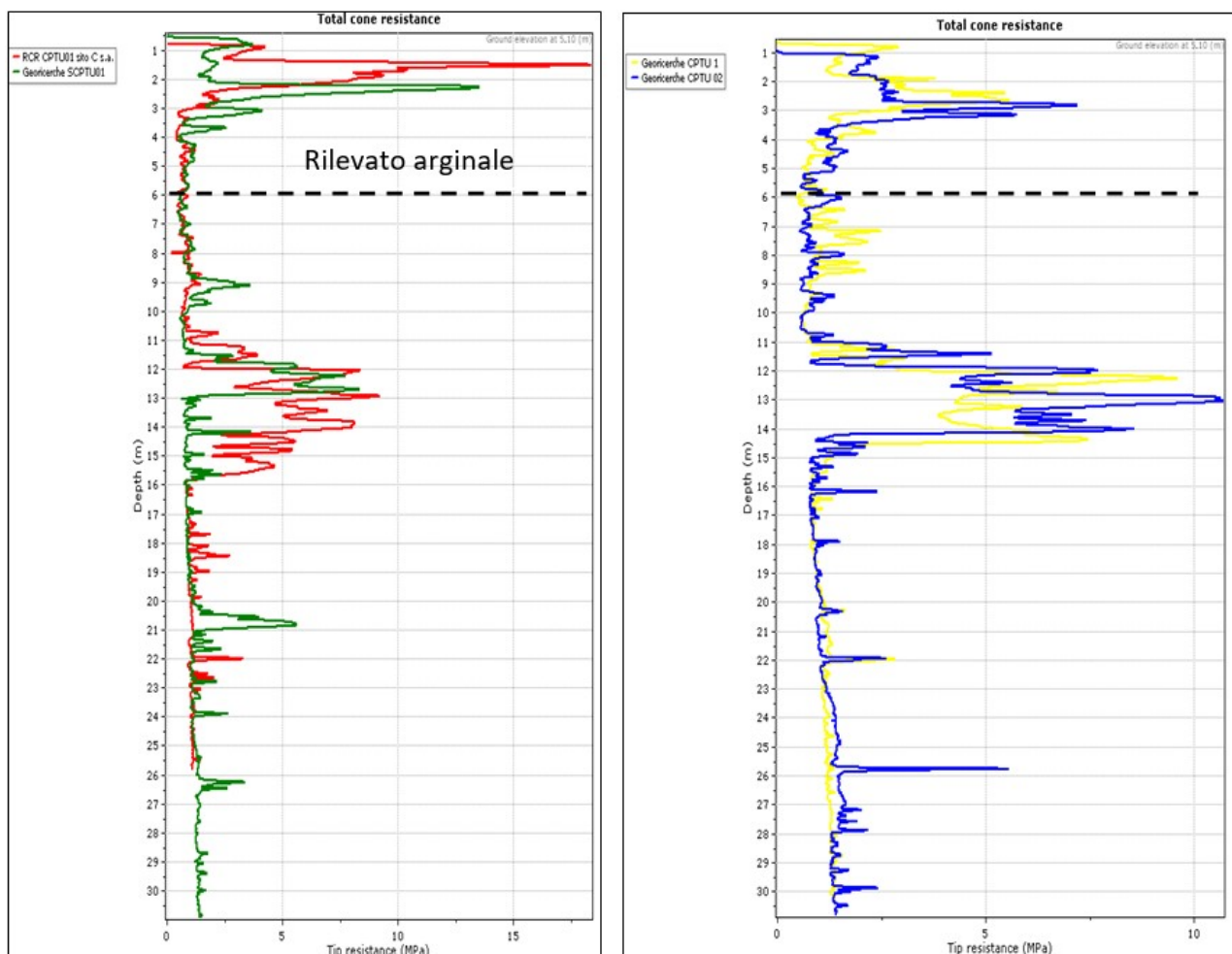


Figura 4 – Valori di resistenza alla punta  $q_c$  delle prove CPTU eseguite dalla sommità dell'argine: RCR- CPTU 01-C a confronto con Georicerche s.r.l. SCPTU 01 e CPTU 1 a confronto con CPTU 02 (Georicerche s.r.l.)

### 5.3.1 Identificazione dei terreni

L'identificazione dei terreni è stata valutata a partire dai sondaggi geognostici, dai risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati 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.

$$I_c (\text{SBTn Index}) = \sqrt{(3,47 - \log(Q))^2 + (\log(F) + 1,22)^2}$$

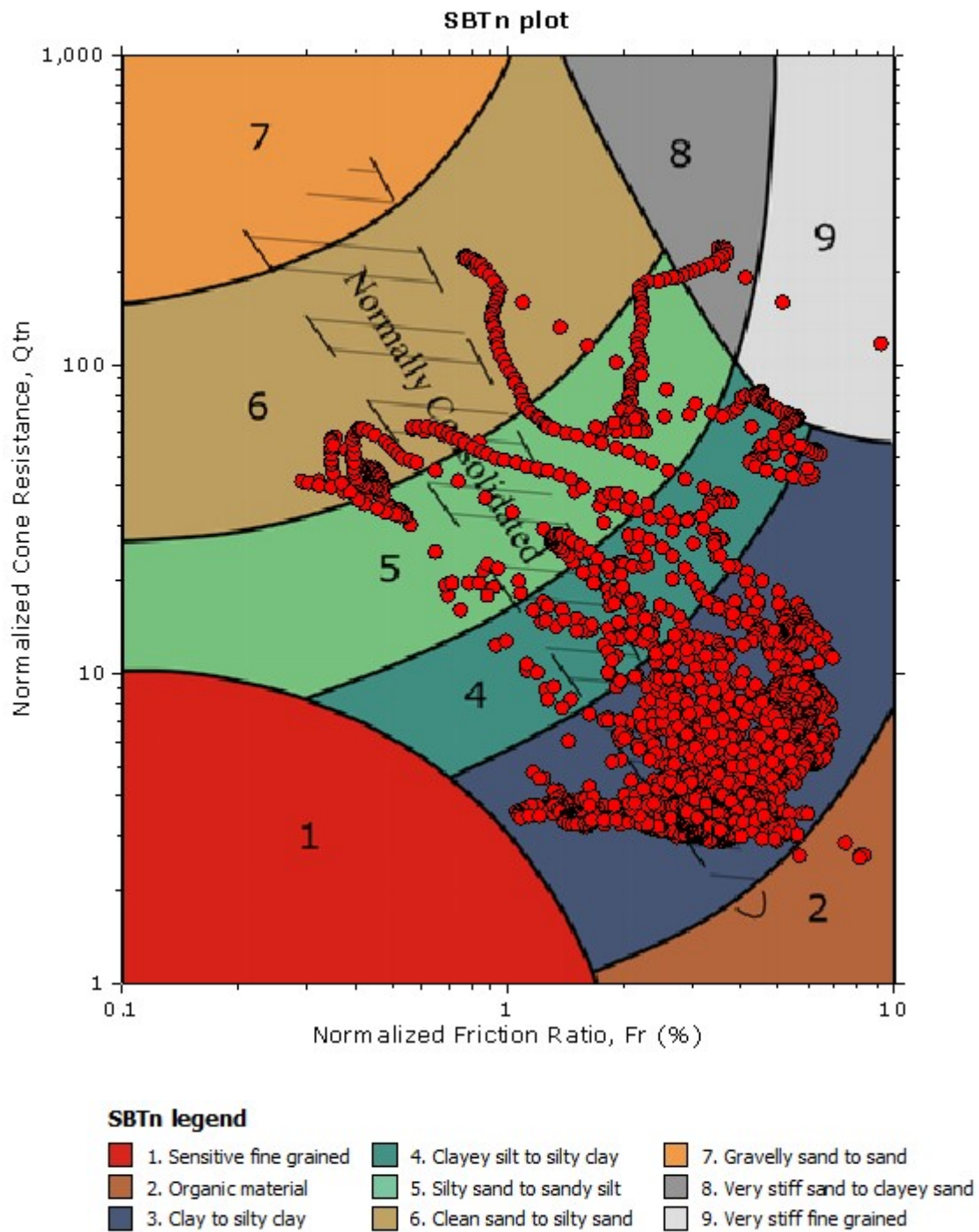


Figura 5 – Diagramma di classificazione Robertson - prova SCPTU01 (georicerche s.r.l.)

Dove:

- $Q = \frac{qt - \sigma_v 0}{pa}$  è la resistenza alla punta corretta adimensionalizzata;
- $qt$  è la resistenza alla punta corretta ricavata dall'espressione:  

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

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;
- $\sigma_{v0}$  è la pressione verticale totale geostatica alla profondità della punta;
- $\sigma_{v0'}$  è la pressione verticale efficace geostatica alla profondità della punta;
- $$F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

### 5.3.2 Terreni coesivi – parametri di resistenza al taglio

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

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

Dove:

- $q_c$ , resistenza di punta misurata con le prove penetrometriche statiche, in kPa;
- $\sigma_{v0}$ , tensione verticale totale in kPa;
- $N_{kt}$ , fattore di punta assunto pari a 17.

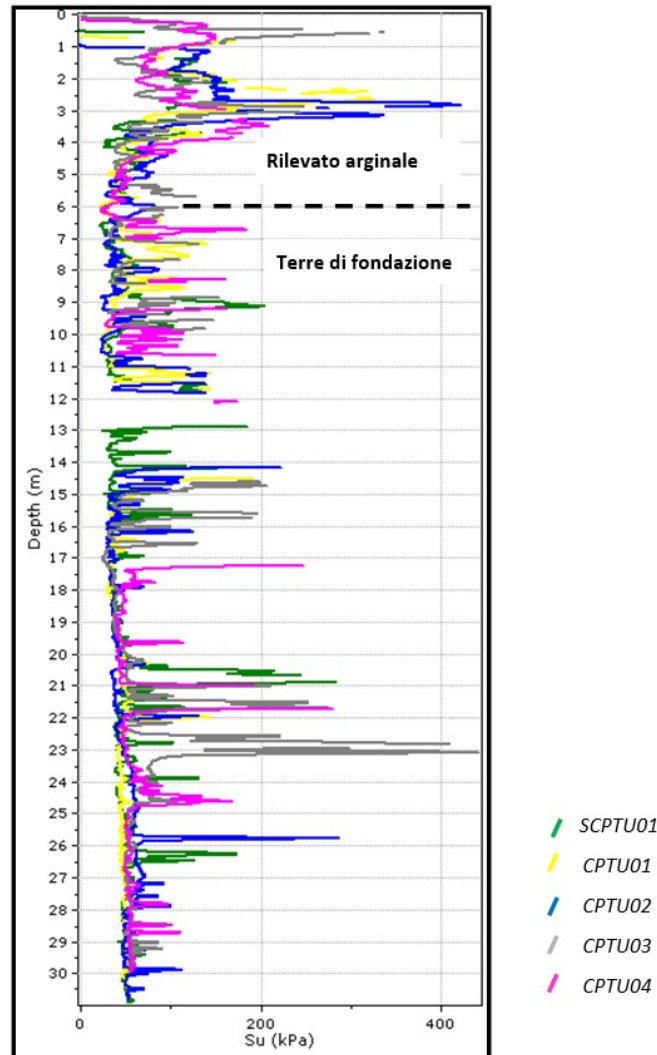


Figura 6 – Coesione non drenata  $c_u$ , stimata dalle prove penetrometriche statiche eseguite dalla sommità dell'argine (Georicerche s.r.l.).

La resistenza al taglio in condizioni drenate ( $\phi'$  e  $c'$ ) è stata valutata con riferimento a prove di taglio diretto e triassiali condotte sui campioni prelevati nel corso delle campagne d'indagine sopra menzionate.

### 5.3.3 Terreni coesivi – conducibilità idraulica

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

### 5.3.4 Terreni incoerenti - densità relativa

La densità relativa  $D_r$  (%) è stata valutata con riferimento ai risultati delle prove SPT sulla scorta della correlazione seguente; in particolari le sabbie dell'Unità 4 S(L) restituiscono un valore medio di  $N_{spt}$  pari a 18.

Secondo la relazione proposta da Skempton (1986) valida per limi e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace (espressa in Kpa):

$$D_r = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{spt}}{60}}$$

in cui:

$$\text{per sabbie fini} \Rightarrow C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_v}{100}}$$

da cui risulta un valore medio di  $D_r = 48$  % (addensamento medio).

### 5.3.5 Terreni incoerenti – Angolo di resistenza al taglio

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

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

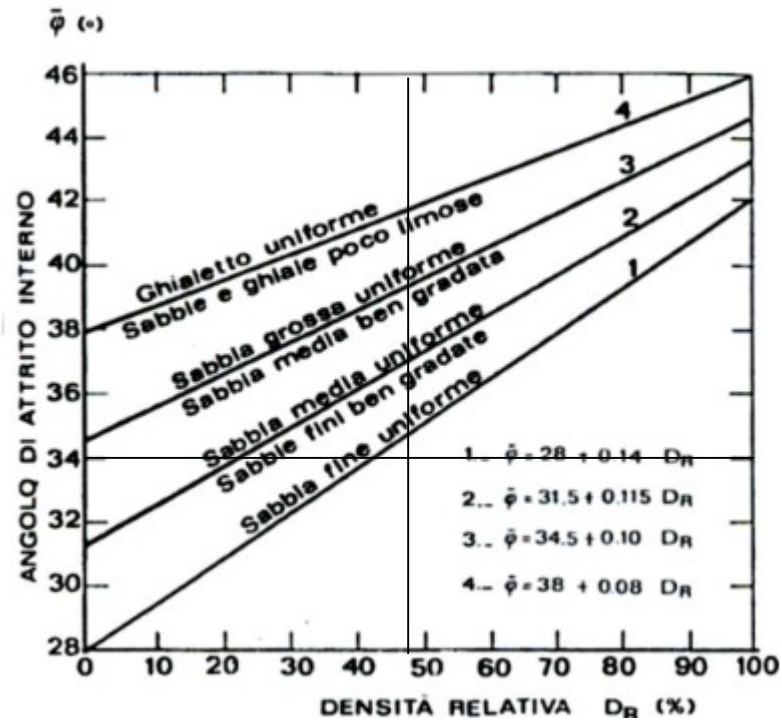


Fig. 7 Diagramma di Schmertmann (1977) per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio

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

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

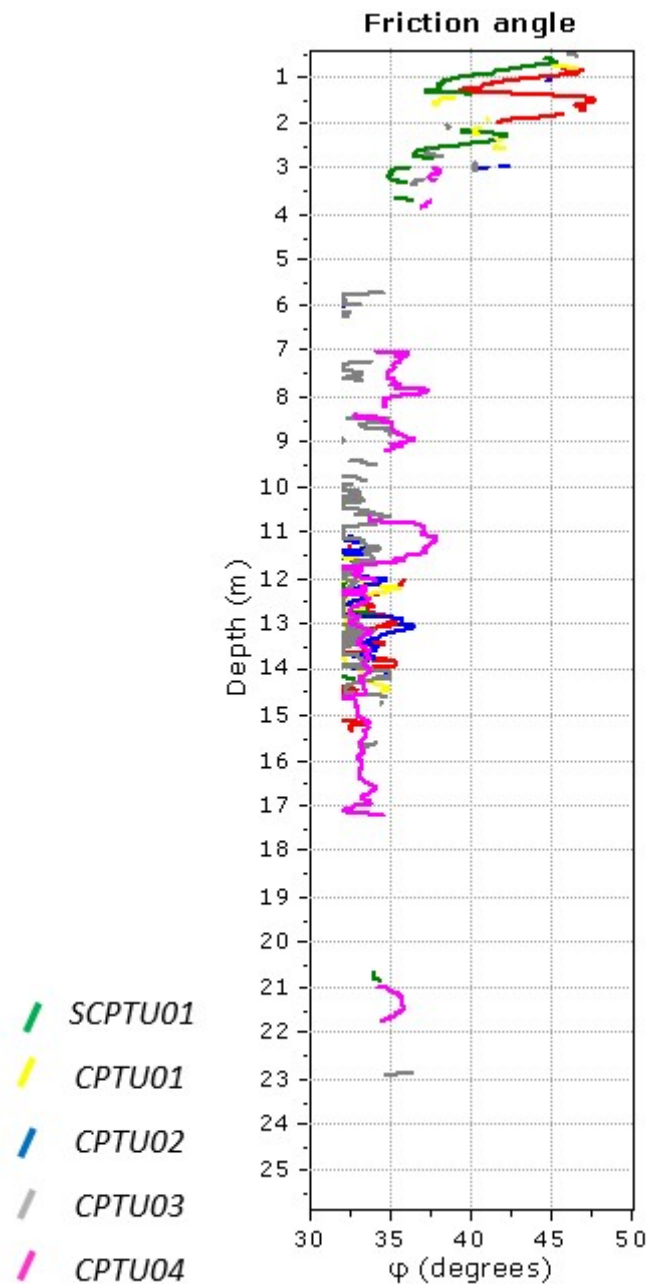


Figura 6 – Angolo di resistenza al taglio stimata dalle prove penetrometriche statiche eseguite dalla sommità dell'argine (Georicerche s.r.l.).

### 5.3.6 Terreni incoerenti – conducibilità idraulica

La conducibilità idraulica è stata stimata per ciascuno strato sulla base delle prove di permeabilità in sito tipo Lefranc, riportate nelle tabelle allegate alla Relazione Geologica.



#### 5.4 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

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

Unità	Descrizione	Quote l.m.m.	$\gamma/\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'_k$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$c'_{u,k}$ (kPa)	K (Lefranc) (m/sec)	E' (Kpa) gradino di carico 50- 100 Kpa
1R	Rilevato arginale da limi sabbiosi a sabbie limose compatte	da 4,5/5,0 a 2.0/3.0	19/9	38	3	-	-	25.000
2R	Rilevato arginale (limo argilloso)	da 2.0 / 3,0 a - 1.0	19/9	24	15	31	$10^{-6} \div 10^{-7}$	3.200
3 L(A)	Limo argilloso	da -1.0 a -2.0 / - 6.0	19/9	24	15	33	$10^{-6} \div 10^{-7}$	2800
4 S(L)	Sabbie da limose a deb. limose	da -2.0/-6.0 a -7.0 / -11.0	19/9	34	0	-	$4 \cdot 10^{-4}$	50.000
5 L(A)	Limo argilloso	da -7.0/ - 11.0 a - 30.0	19/9	25	18	33	$10^{-7}$	2.900
<b>Materiali di Riporto</b>								
Unità	Descrizione	$\gamma/\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )		$\phi'_k$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$c'_{u,k}$ (kPa)	K (DIN 18130) (m/sec)	
P	Pietrame naturale	18/8		40	0	--	--	
T-LA	Limi argillosi	19/9		26	5	-	$10^{-9} \div 10^{-10}$ (indist.)	
T-SL	Sabbie limose	19/9		32	1	-	--	

indagini.

Dove:

- $\gamma/\gamma'$  peso di volume del terreno / peso di volume immerso del terreno
- $\phi'_k$  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;
- modulo di compressione edometrica.

I valori dell'angolo di attrito caratteristico relativo al materiale di riporto coesivo è ricavato dai dati disponibili relativi all'Indice di Plasticità ai quali è stata applicata la formulazione di Sorensen ed Okkels (2013).

I valori dell'angolo di attrito caratteristico relativo al materiale di riporto sabbioso-limoso sono stati ricavati sulla scorta delle analisi granulometriche disponibili e delle correlazioni riportate in letteratura riferite alla percentuale massima di componente massima limosa pari nel caso specifico al 20 % (vedi Mayne, Lancellota) .

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

## 6. RISPOSTA SISMICA LOCALE

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

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

### Vita nominale

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

Nel caso del presente intervento si considera:

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

## Classe d'uso

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

All'opera in oggetto viene assegnata una Classe d'uso III, alla quale è associato un coefficiente d'uso  $C_u$  pari a 1.5.

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

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

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	90	0,037	2,532	0,289
SLD	151	0,042	2,574	0,315
SLV	1424	0,073	2,881	0,378
SLC	2475	0,082	2,957	0,391

Fig. 18 - Valori della sismicità per il sito di Cà Venier – Porto Tolle (RO) (longitudine 12,34278° - latitudine 44.97540°)

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

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

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

La stima delle onde di taglio  $V_s$  eseguita tramite la prova SCPTU 5C (R.C.R. s.n.c.) permette di calcolare una velocità  $V_{s,30}$  pari a 185 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:

$$a_{max} = a_g \times S_s \times S_t = 0.073g \times 1.5 \times 1.0 = 0.11g$$

## 7. VERIFICA NEI CONFRONTI DEL PERICOLO DI LIQUEFAZIONE

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che: “Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile alla liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

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

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

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1g;

2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve di normativa (coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$ ) e (coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ ) con coefficiente di uniformità  $U_c = D_{60}/D_{10}$ .

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

Le verifiche nei confronti della liquefazione sono riferite al periodo di ritorno dell'azione sismica pari a quello dello stato limite SLV, per il quale è associata un'accelerazione  $a_g=0.073g$ .

L'accelerazione massima associata è pari a  $a_{max}=0.11g$ , valore maggiore di  $0.1g$ . La magnitudo di riferimento per la valutazione della pericolosità a liquefazione è stata assunta pari a  $M=5.51$  a partire dai grafici di disaggregazione forniti dall'INGV relativi al sito in oggetto (nodo ID 14747 - Latitudine: 44.980 - Longitudine: 12.360).

La falda è stata posta alla profondità effettivamente rilevata nel corso delle indagini eseguite sulla sommità.

Le verifiche di suscettibilità sono state condotte per i terreni di fondazione saturi (al di sotto del piano campagna). I primi metri di terreno, corrispondenti all'unità "argilla limosa" sono stati esclusi dalla possibilità di liquefazione dato che il terreno è prevalentemente coesivo.

La verifica è stata condotta con il software CLiq 3.0 della Geologismiki, sulla base dei risultati delle prove penetrometriche CPTU.

## **7.1 METODO DI ANALISI**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Con:

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

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

$$CRR = CRR_{(M=7.5)} \times MSF$$

per rapportarlo alla magnitudo del sisma considerato attraverso la relazione:

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

dove MSF (fattore di scala per la magnitudo) è ripreso da Idriss & Boulanger (2008).

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

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

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

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

Dove:

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

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

Con  $z$ =profondità in metri.

con  $r_d$  (fattore di riduzione con la profondità) ripreso da Idriss & Boulanger (2008).

## 7.2 RISULTATI

Nella figura seguente vengono riportati i risultati della verifica nei confronti del pericolo di liquefazione condotta per ciascuna delle prove penetrometriche eseguite lungo il profilo arginale. Non è stata eseguita la verifica per la prova SCPTU1-23 in quanto il terreno risulta prevalentemente coesivo fino a 20 m dal p.c..

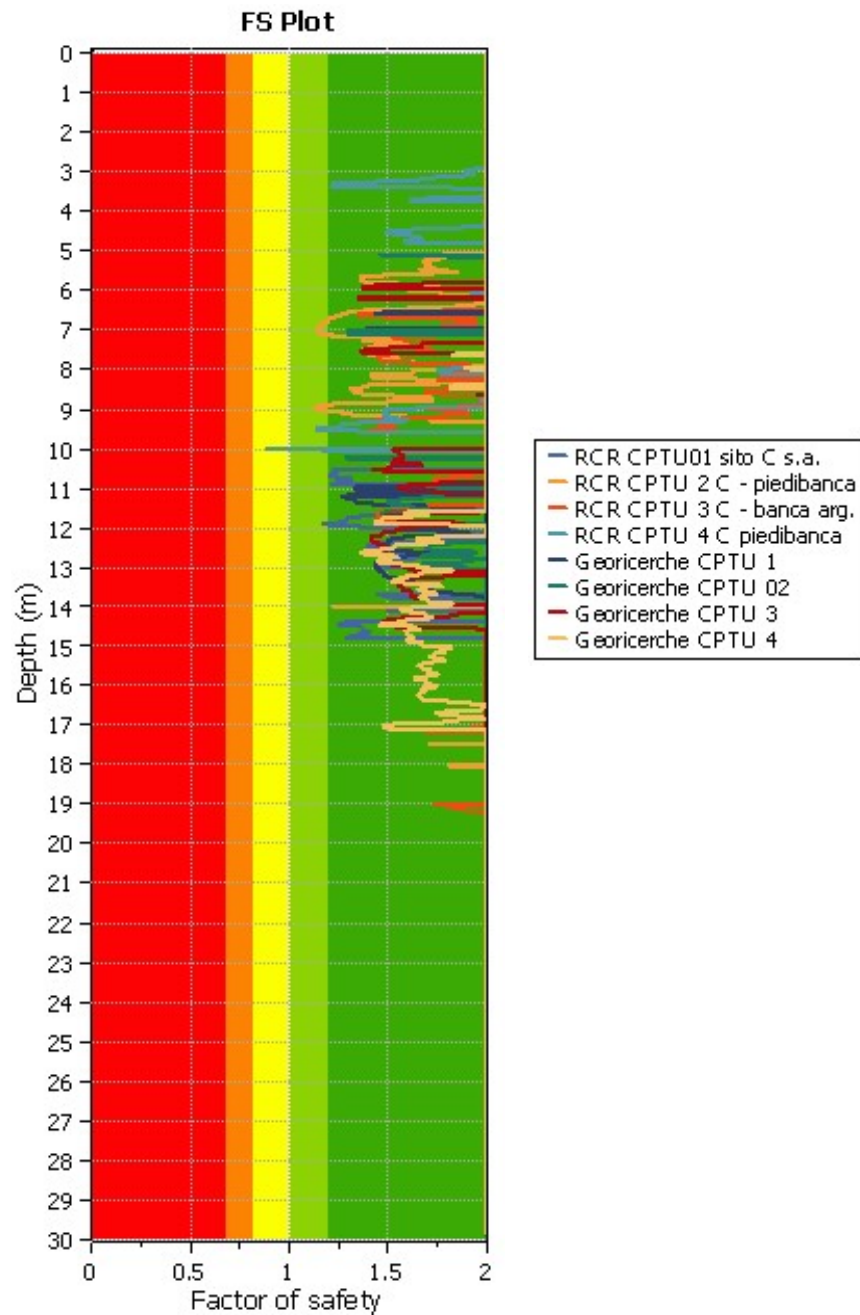


Fig. 19 - Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione delle prove indicate in legenda.

Dall'esame della restituzione grafica delle verifiche a liquefazione condotte lungo le diverse verticali di prova si riscontrano valori del Fattore di Sicurezza quasi ovunque superiori a 1.25, minimo suggerito dall'Eurocodice 8: pertanto il deposito può essere considerato non suscettibile di liquefazione.



## 8. INTERVENTI DI PROGETTO

Il progetto relativo alla presente relazione promuove l'obiettivo del rialzo della sommità di un tratto arginale ubicato in destra idraulica del Po di Maistra, in località Cà Venier, nel comune di Porto Tolle, tra stanti 5 -16.

Il rialzo progettato presenta le seguenti caratteristiche dimensionali:

- rialzo medio: cm 100;
- larghezza del coronamento in sommità arginale: m 5,00;
- pendenza delle scarpate, sia a fiume che a campagna, del 2V:3H;
- estesa rialzo l stralcio (2.080 m circa) in relazione al finanziamento disponibile.

Il rialzo permetterà, in questo prima tratta d'intervento, l'adeguamento in quota (con un franco arginale di cm 100) della sommità arginale rispetto alla Piena di progetto SIMPO '82 come previsto nello studio dell'ADBPO dal titolo *"Area a rischio significativo (ARS) del fiume Po da Torino al mare -- Analisi di fattibilità tecnico ed economica per il miglioramento delle condizioni di sicurezza rispetto al sormonto degli argini maestri del fiume Po - Relazione Tecnica - Ottobre 2017"*.

L'intervento prevede la soluzione classica con riporto di terra naturale secondo le Sezioni di progetto di seguito illustrate e che verranno prese in considerazione ai fini delle verifiche che seguono.

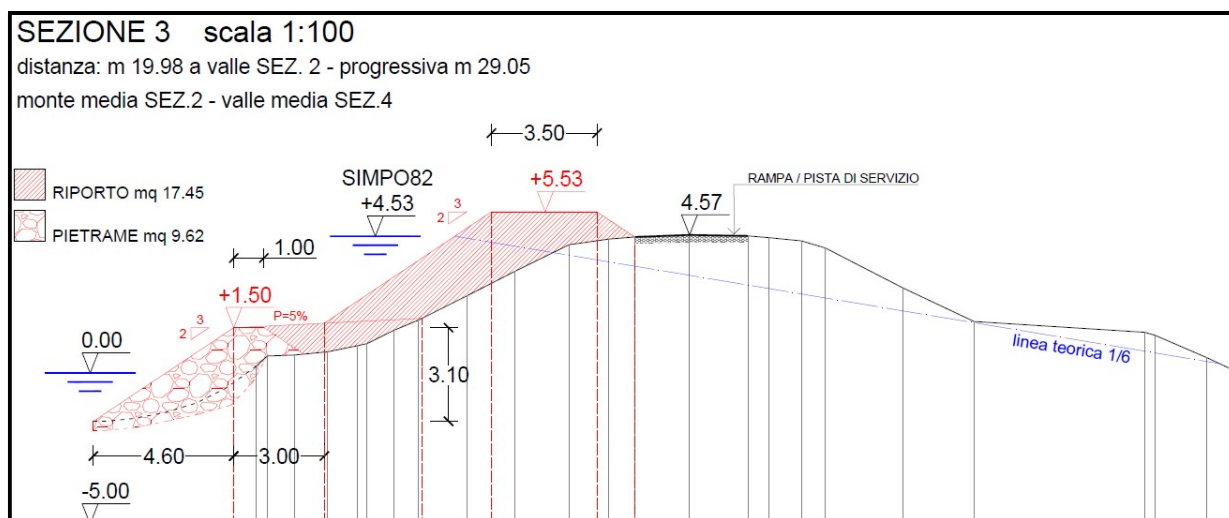


Figura 20 – Sezioni di progetto: tratto iniziale di raccordo con la sagoma di monte già rialzata

### SEZIONE TIPO 3 ( sez. 19/21 )

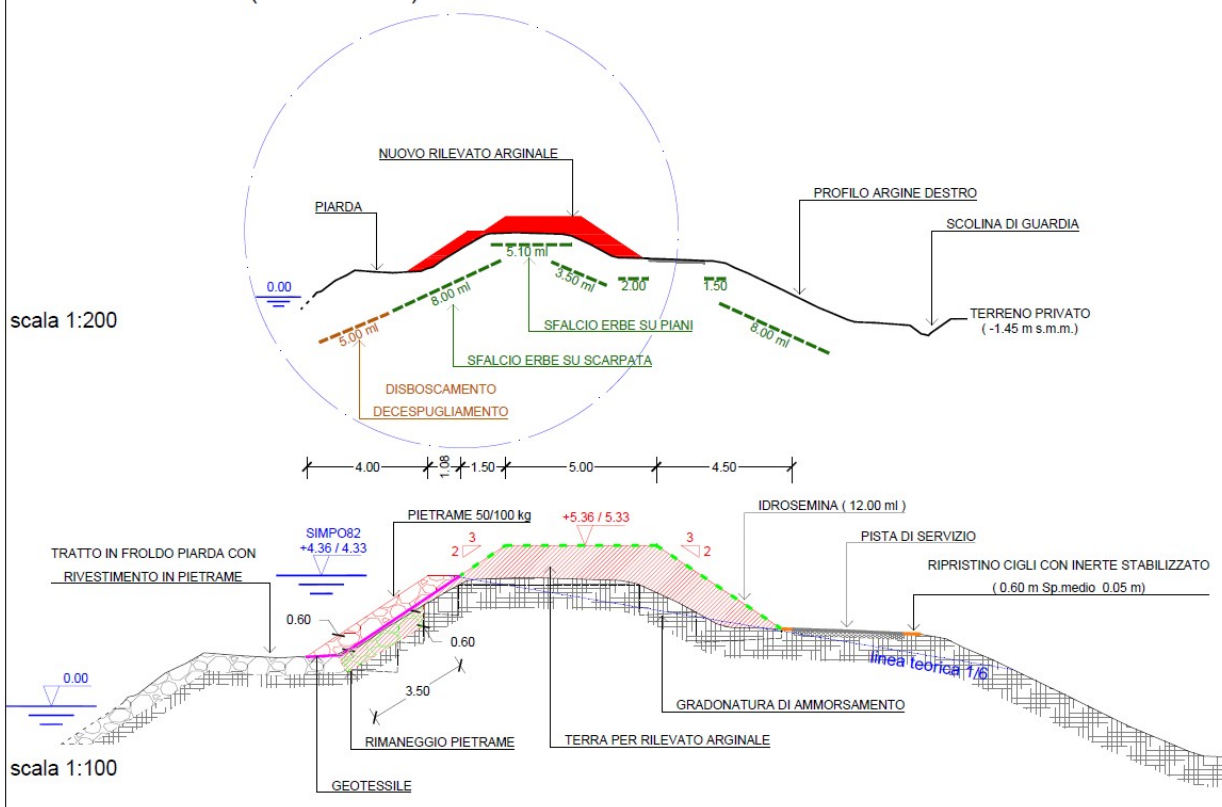


Figura 21 – Sezioni di progetto: particolare di un tratto intermedio dove è presente del pietrame naturale posto a rivestimento e protezione della scarpata arginale a fiume.

### SEZIONE TIPO 2 ( sez. 5/18 )

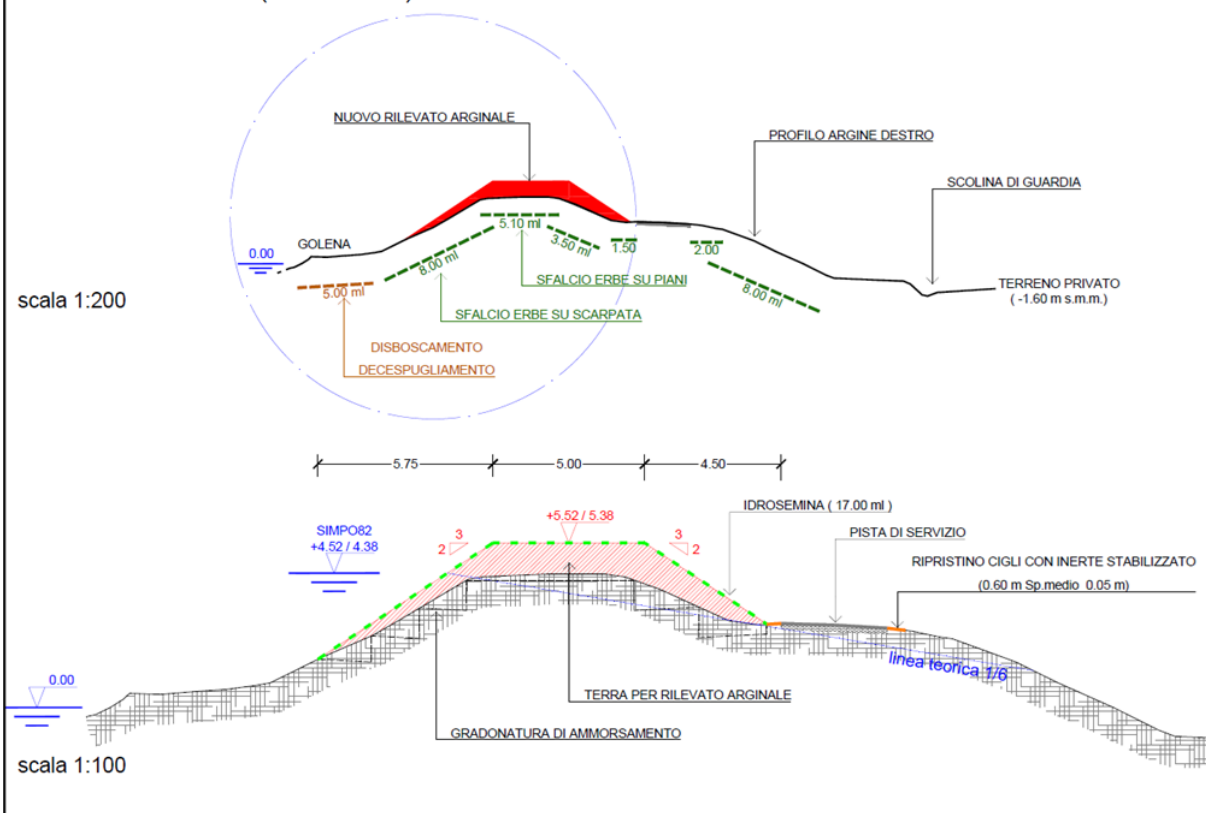


Figura 22 – Sezioni di progetto: tratto prevalente

A monte, nel tratto iniziale di raccordo tra la sagoma già in quota ed il tratto da rialzare, tra le sezioni 1- 4, per un'estesa m 85 circa, è previsto di effettuare il rialzo arginale con un contestuale ringrosso lato fiume; in questo tratto iniziale è prevista anche la realizzazione di una berma in pietrame lato fiume con pietrame di cava naturale di pezzatura 50-100 Kg.

Nel tratto intermedio, tra le sezioni 19 – 21, per un'estesa di circa 300 m, è prevista la rimozione con accatastamento temporaneo in loco del pietrame posizionato lungo la scarpata arginale a fiume per un suo riposizionamento al termine del riporto terroso necessario al rialzo arginale in quel tratto.

Le tecniche costruttive previste ricalcano quelle già impiegate per la realizzazione di analoghe opere sulle arginature del Delta del Po, dimostrate efficaci per la risoluzione delle problematiche proprie.

Le terre da utilizzare nella realizzazione del rialzo arginale (circa 27.000 mc), con riferimento alla classificazione contenuta nelle norme UNI 11531-1\_2014 (EX CNR UNI 10006), saranno preferibilmente di tipo argilloso e limoso (classi A-4, A-6, A-7-6), con contenuto minimo di sabbia pari al 15% e con indice di plasticità inferiore a 25.

In casi di accertata impossibilità di ottenere una classe di rilevato superiore a quella con classifica A-3, è facoltà dell'Ufficio di Direzione Lavori accettare il materiale posto in opera, prescrivendo uno spessore non inferiore a 40 cm di terreno vegetale sul paramento a fiume del rilevato.

Non si dovranno utilizzare le materie organiche e le sabbie pulite.

Per far fronte alle esigenze di materiale terroso si provvederà:

- in parte con fornitura di terre da cava privata (classi A-4, A-6, A-7-6) autorizzate proprio per l'estrazione di tali tipologie di materiali;
- in parte con la fornitura di terre demaniali, a litologia variabile (sabbie limose prevalenti della classe A2-4 non plastiche), provenienti dal dragaggio del Po di Levante e costituenti un sovrabbondante ringrosso arginale ubicato in destra idraulica del medesimo tratto navigabile in località Cà Cappello di Porto Viro (RO); tale materiale demaniale è reso disponibile dalla Regione Veneto – Ufficio del Genio Civile di Rovigo e dalla Società Infrastrutture Venete s.r.l. che gestisce la ferrovia Adria-Mestre e le infrastrutture della navigazione interna del Veneto.

A monte, nel tratto iniziale di raccordo tra la sagoma già in quota ed il tratto da rialzare, tra le sezioni 1- 4, per un'estesa m 85 circa, è previsto di effettuare il rialzo arginale con un contestuale ringrosso lato fiume; in questo tratto iniziale è prevista anche la realizzazione di una berma in pietrame lato fiume con pietrame di cava naturale di pezzatura 50-100 Kg.

Nel tratto intermedio, tra le sezioni 19 – 21, per un'estesa di circa 300 m, è prevista la rimozione con accatastamento temporaneo in loco del pietrame posizionato lungo la scarpata arginale a fiume per un suo riposizionamento al termine del riporto terroso necessario al rialzo arginale in quel tratto.

Non è previsto alcun intervento di demolizione e spostamento dell'attuale pista di servizio arginale che rimarrà dove si trova allo stato attuale mentre sulla stessa sono previsti interventi di ripristino delle banchine laterali e di riasfaltatura al termine dei lavori.

## **9. VERIFICHE DI SICUREZZA DEL RILEVATO ARGINALE**

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

- Verifiche di stabilità globale: condizione di massimo invaso, svaso rapido e sismica;
- Determinazione del carico unitario in termini di SLU e del carico unitario in termini di SLE in funzione dei cedimenti attesi del rilevato.

Tali verifiche sono state svolte per lo stato di progetto con riferimento alla situazione più critica relativa al tratto caratterizzato dal rialzo e ringrosso arginale lato fiume.

La verifica in condizione sismica viene effettuata considerando la quota del fiume al livello ordinario (0,60 m s.l.m.m.).

Si riporta di seguito la quote del Fiume Po in corrispondenza del sito in oggetto utilizzata per la verifica di stabilità in condizioni di massimo invaso:

- Quota piena SIMPO '82: 4,50 m s.l.m.m. (Sezione Fascia PAI 20 – Denominazione Sez. PM3 – ramo del Po di Maistra – vedi Relazione Generale del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica).

### **9.1 SEZIONI DI ANALISI**

Dall'analisi della geometria delle sezioni trasversali a disposizione e dalla valutazione delle proprietà dei terreni di fondazione, si ritiene di eseguire le verifiche di sicurezza sulle sezioni più critiche sotto il profilo dei carichi imposti con il rialzo arginale:

Lavori di adeguamento in quota della sommità dell'argine destro del Po di Maistra in tratti saltuari compresi tra stanti 5-40 nel comune di Porto Tolle (RO)

- Sezione n. 3 (sezione di rialzo e ringrosso a fiume) caratterizzata da terreni di fondazione con matrice prevalentemente coesiva;
- Sezione n. 16 caratterizzata dall'entità massima del rialzo arginale (circa 1,10 m)

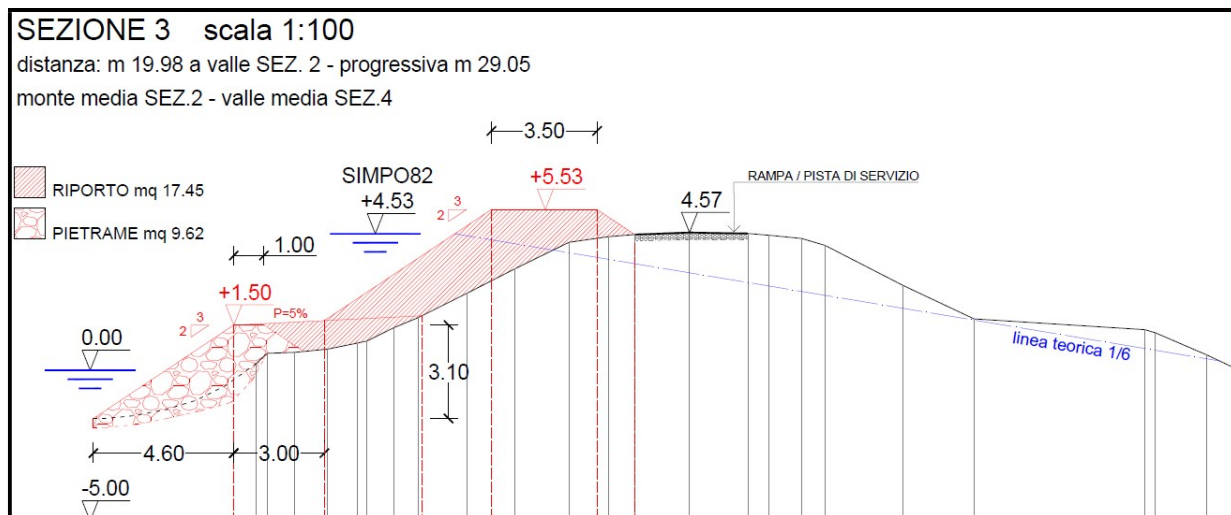


Figura 23 – Sezioni di progetto n° 3

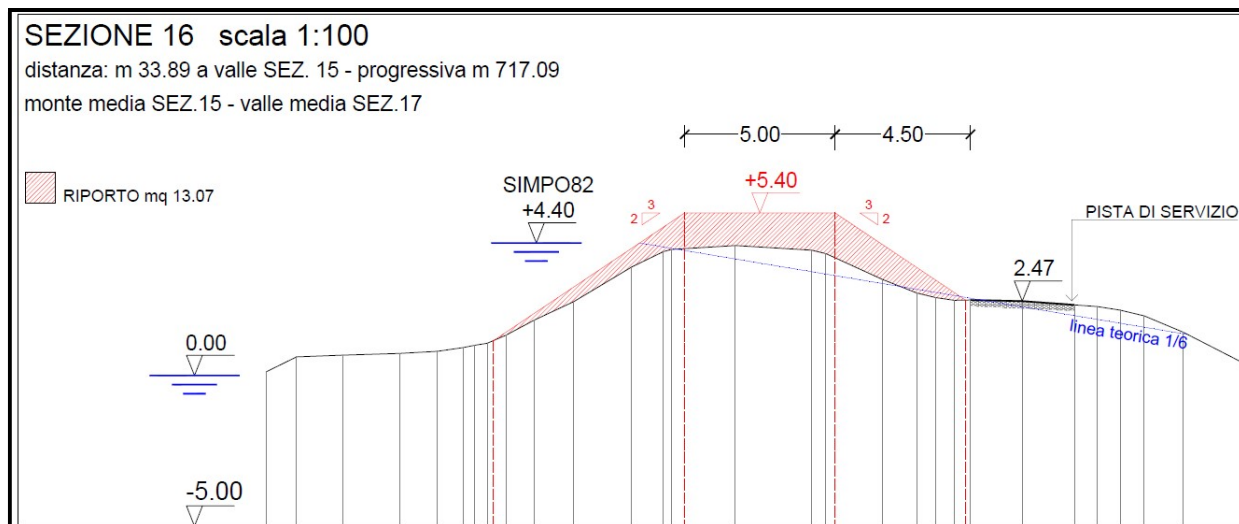


Figura 24 – Sezioni di progetto n° 16

## **9.2 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE**

### **9.2.1 Condizioni di verifica**

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 (4,50 m s.l.m.m.), considerando le pressioni neutre dell'acqua derivanti da un'analisi in condizione di moto permanente (ipotesi più cautelativa);
- rapido svaso (solo per la Sezione 6 interessata significativamente dalle variazioni di pressione neutra) dalla quota della piena SIMPO '82 (4,50 m s.l.m.m.) fino alla quota di circa 0,60 m s.l.m.m., tramite un'analisi in condizioni di moto permanente assumendo una discesa della quota del fiume secondo i seguenti gradini di svaso:
  - Step 1: quota idrometrica pari a m 3,00 l.m.m.
  - Step 2: quota idrometrica pari a m 2,00 l.m.m.
  - Step 3: rientro alla quota idrometrica ordinaria pari a m 0,60 l.m.m..

ed assumendo corrispondenti livelli di falda (pressione neutra) nel corpo arginale cautelativi rispetto ai dati acquisiti durante il monitoraggio della stessa in concomitanza di recenti eventi di piena (fine Ottobre 2024); pertanto la stabilità globale è calcolata in corrispondenza dei sopra elencati gradini di svaso.

- sismica, considerando la quota del fiume al livello ordinario (0,60 m s.l.m.m.) e utilizzando le pressioni neutre derivanti da un'analisi in moto permanente (ipotesi più cautelativa).

In corrispondenza della sommità arginale è stato considerato un carico variabile pari a 20 kPa nelle analisi in condizione statica e nullo in condizioni sismiche.

### **9.2.2 Analisi in condizioni statiche**

Le analisi di stabilità globale in condizioni statiche sono state effettuate considerando sia i parametri drenati che non drenati del terreno di fondazione (parametri di progetto di fig. 25

Le verifiche di sicurezza ricadono nell'ambito delle NTC al Capitolo 6 (Progettazione geotecnica), paragrafo 6.8 *"Opere in materiali sciolti e fronti di scavo"*: per questo genere di

opera al § 6.8.2 viene prescritto che le verifiche (SLU) vengano effettuate utilizzando l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati alle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC di seguito inserite.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_Q$	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 $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	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
$\gamma_R$	1,1

Nelle verifiche in condizioni statiche l'applicazione dei coefficienti parziali ai parametri caratteristici del terreno definisce i parametri di progetto riportati nella tabella che segue.

Unità	Descrizione	$\gamma/\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'd$ (°)	$c'd$ (kPa)	$c'u,d$ (kPa)
1R	Rilevato arginale (limo sabbioso)	19/9	32	2	-
2R	Rilevato arginale (limo argilloso)	19/9	19	11	22
3 L(A)	Limo argilloso	19/9	19	11	23
4 S(L)	Sabbie da limose a deb. limose	19/9	28	0	-
5 L(A)	Limo argilloso	19/9	20	13	23
<b>Materiali di Riporto</b> trattandosi di materiale selezionato in accordo alle specifiche di C.S.A. i valori di progetto vengono assunti pari ai valori caratteristici					
Unità	Descrizione	$\gamma/\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'k$ (°)	$c'k$ (kPa)	$c'u,k$ (kPa)
P	Pietrame naturale	16/6	40	0	-
T-LA	Limi argillosi Limi con argilla	19/9	26	5	-
T-SL	Sabbie limose	19/9	32	1	-

Figura 25 – Parametri di progetto utilizzati nelle verifiche statiche

Le verifiche sono state eseguite con il codice di calcolo SSAP Slope Stability Analysis Program (ver. 6.0) - anno 2024 - di uso libero e disponibile su internet.

Il software è caratterizzato dalla presenza di 4 motori di ricerca delle superfici con minor FS (coefficiente di sicurezza parziale) in grado di individuare anche superfici di forma composita (non solo circolari).

La ricerca della superficie con minor FS (superficie critica) può avvenire tramite l'implementazione di 7 metodi di calcolo rigorosi che operano nell'ambito della metodologia della verifica della stabilità dei pendii mediante il metodo dell'equilibrio.

Lo scrivente per le presenti verifiche ha utilizzato i seguenti criteri:

- motore di ricerca: Convex Random Search (Chen , 1992) ;
- metodo di calcolo: Morgenstern & Price (1965).

Per ogni superficie di potenziale scivolamento si può quindi derivare lo sforzo di taglio totale mobilitato  $\tau_m$  (domanda) e la resistenza al taglio disponibile  $\tau_f$  (capacità) e quindi è possibile definire Fs come:



$$F_s = \tau_f / \tau_m$$

Affinché le verifiche siano soddisfatte secondo NTC 2018 deve quindi risultare:

- $F_s \geq 1,1$  (Yr) in condizioni statiche;
- $F_s \geq 1,2$  (Yr) in condizioni sismiche.

Per procedere con il calcolo di  $F_s$  la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in "Conci" di larghezza  $dx$ , delimitati da superficie verticali (Fig. 24).

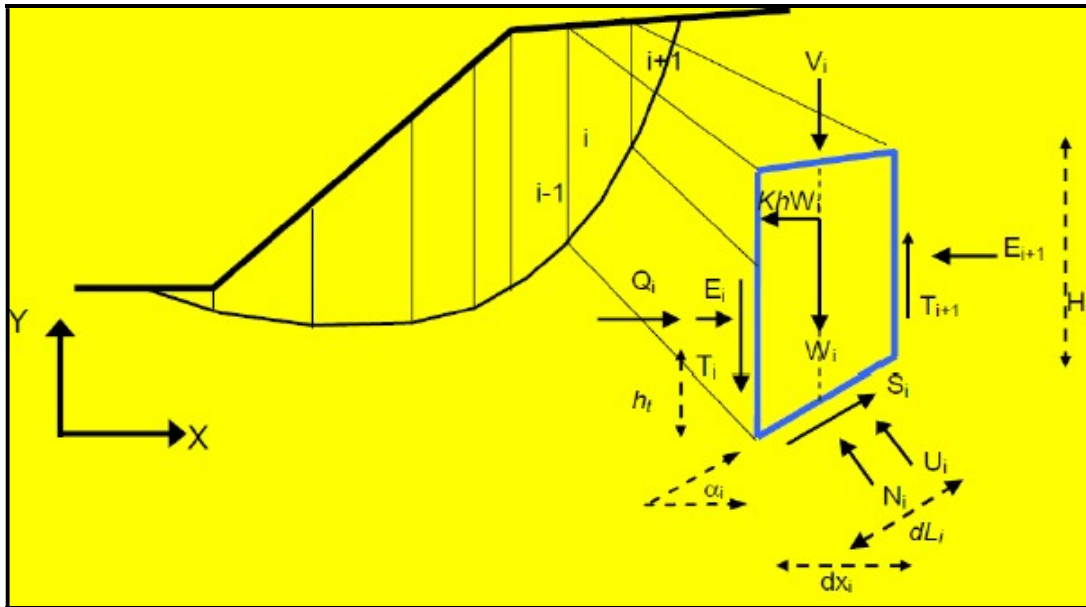


Figura 24 – Schema delle forze agenti sui conci di una superficie di rottura

Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti; l'insieme delle forze agenti sul concio singolo è presentato in figura 24 .

Queste forze sono  $W$ =Peso del concio,  $S$ =Forza di taglio mobilitata sulla base del concio,  $N$ =Forza peso normale alla base del concio,  $U$ =Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base,  $T$ =Forza verticale interconco,  $E$ =Forza orizzontale interconco;  $Kh$ =Coefficiente sismico orizzontale;  $Q$ =risultante delle forze orizzontali esterne ad ogni concio (es azioni sismiche, o opere di sostegno),  $V$ = risultante delle forze verticali esterne ad ogni concio (es azioni sismiche o sovraccarichi verticali o opere di sostegno).

Le varie procedure di calcolo nell'ambito del metodo dell'equilibrio limite si diversificano proprio per il tipo di assunzioni finalizzate ad eliminare alcune incognite nel sistema di equazioni che permette di ottenere  $F_s$ . Tale sistema di due equazioni non lineari (vedi fig. 25) è piuttosto complesso e deve essere risolto sempre in modo iterativo, risultando le incognite ( $F_s$  e  $\lambda$ ) espresse in forma implicita (ovvero in entrambi i membri delle equazioni).  $\lambda$  è una variabile ausiliaria che è utilizzata nella relazione funzionale delle forze interconco  $T(x)$ ,  $E(x)$ ,

inizialmente incognite (Zhu et al. ,2005). Utilizzando la notazione dell'algoritmo di Zhu et al. (2005) (fig. 2.3.2) avremo che  $F_s$  e  $\lambda$  sono legati da:

$$\begin{cases} F_s = \frac{f(N_{(x)}, U_{(x)}, \alpha_{(x)}, T_{(x)}, V_{(x)}, dx_{(x)}, Q_{(x)}, F_s)}{f(\alpha_{(x)}, W_{(x)}, V_{(x)}, dx_{(x)}, T_{(x)}, \lambda)} \\ \lambda = \frac{f(dx_{(x)}, E_{(x)}, \alpha_{(x)}, W_{(x)}, V_{(x)}, Q_{(x)})}{f(dx_{(x)}, T_{(x)}, \lambda)} \end{cases}$$

Figura 25 – Schema delle forze agenti sui conci di una superficie di rottura

Il sistema di due equazioni di fig. 25 viene risolto iterativamente, assumendo un valore di tentativo iniziale, sia per  $F_s$  che per  $\lambda$ , nel membro di destra di ogni equazione del sistema e ripetendo i calcoli fino a convergenza quando la differenza tra i due  $F_s$  e  $\lambda$  calcolati in iterazioni successive diventa minore di un certo valore assunto (generalmente 0.001).

Nelle equazioni di fig. 25,  $F_s$  esprime il rapporto tra forze resistenti e agenti nei confronti della potenziale direzione di scivolamento, ma al contempo la formulazione secondo Zhu et al. (2005) consente di tenere conto, contemporaneamente, dell'equilibrio delle forze e dei momenti in tutti i conci. Per ottenere questo nella suddette equazioni sono inoltre espresse tutte le componenti delle forze di interazione tra i conci.

Le forze  $T(x)$  di interazione verticali interconco sono inizialmente incognite. Però nelle procedure di calcolo rigorose (quelle usate da SSAP) esse non vengono trascurate, come invece accade nel caso di procedure semplificate (es.: Fellenius, Bishop, Janbu semplificato). In particolare nel metodo di calcolo utilizzato dallo scrivente (Morgestern & Price)  $T(x)$  è sempre espressione sia di  $\lambda$  che di  $f(x)$  e di  $E(x)$ .

### 9.2.3 Analisi in condizioni sismiche

A parità di motore di ricerca e di metodo di calcolo della superficie a  $F_s$  minimo, nelle verifiche in condizioni sismiche sono stati posti pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (parametri di progetto coincidenti con i parametri caratteristici) e considerato un coefficiente parziale di sicurezza ( $\gamma_r$ ) pari a 1,2 (§ 7.11.4 NTC18).

Per brevità si riportano di seguito i valori dei parametri caratteristici utilizzati nelle verifiche in condizioni sismiche.

Unità	Descrizione	$\gamma/\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'_k$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$c'_{u,k}$ (kPa)
1R	Rilevato arginale (limo sabbioso)	19/9	38	0	-
2R	Rilevato arginale (limo argilloso)	19/9	-	-	31
3 L(A)	Limo argilloso	19/9	-	-	33
4 S(L)	Sabbie da limose a deb. limose	19/9	34	0	-
5 L(A)	Limo argilloso	19/9	-	-	33
<b>Materiali di Riporto</b>					
Unità	Descrizione	$\gamma/\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'_k$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$c'_{u,k}$ (kPa)
P	Pietrame naturale	18/8	40	0	-
T-LA	Limi argillosi	19/9	26	5	-
T-SL	Sabbie limose	19/9	30	0	-

Figura 26 – Parametri caratteristici utilizzati per le verifiche sismiche

Le analisi in condizioni sismiche sono state implementate considerando i parametri geotecnici caratteristici non drenati per gli strati coesivi del corpo arginale e delle terre di fondazione.

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte mediante l'analisi di tipo pseudostatico 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:

Nelle verifiche a stato limite ultimo le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono definite come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = K_v \cdot W$$

in cui  $W$  è il peso del volume di terreno instabile, mentre i coefficienti sismici orizzontale e verticale sono definiti come:

$$K_h = \beta_s a_{max} / g$$

$$K_v = \frac{1}{2} K_h$$

dove:

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, pari a 0,38 per verifiche allo stato limite ultimo (SLV) – come riportato al paragrafo § 7.11.4 dal titolo *“Fronti di scavo e rilevati”* nelle NTC18;

$a_{max}$  = 0,109 g accelerazione orizzontale massima attesa al sito con categoria di suolo C;

$g$  = accelerazione di gravità.

Ne consegue che  $k_h=0.041$  e  $k_v = \pm 0.0205$ .

#### 9.2.4 Risultati

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

<b>Sezione 3 – Configurazione di Progetto</b> <b>Rialzo e ringrosso con terra demaniale</b> <b>(A2-4 non plastica)</b> (parametri drenati)		<b>Parametri</b> <b>drenati terre in</b> <b>posto</b>	<b>Parametri non</b> <b>drenati terre in</b> <b>posto</b>
<b>Analisi</b>	<b>Livello idrometrico</b>	<b>FS</b>	<b>FS</b>
Statica - lato fiume	condizioni di magra	1,21	1,21
Statica - lato fiume	Piena Simpo 82	1,03	0,97
Statica - lato fiume	Svaso rapido (step 1)	--	0,96
	Svaso rapido (step 2)	--	0,94
	Svaso rapido (step 3)	--	1,08
Sismica - lato fiume	condizioni di magra Kv +	--	1,11
	condizioni di magra Kv -	--	1,12

Figura 27 – Sezione 3 – risultati analisi di stabilità globale

<b>Sezione 3 – Configurazione di Progetto</b> <b>Rialzo e ringrosso con terra da cava privata (A6)</b> (parametri drenati)		<b>Parametri</b> <b>drenati terre in</b> <b>posto</b>	<b>Parametri non</b> <b>drenati terre in</b> <b>posto</b>
<b>Analisi</b>	<b>Livello idrometrico</b>	<b>FS</b>	<b>FS</b>
Statica - lato fiume	condizioni di magra	1.47	1.20
Statica - lato fiume	Piena Simpo 82	1,44	1,45
Statica - lato fiume	Svaso rapido (step 1)	--	1,27
	Svaso rapido (step 2)	--	1,20
	Svaso rapido (step 3)	--	1,26
Sismica - lato fiume (par. caratteristici)	condizioni di magra Kv +	--	1,36
	condizioni di magra Kv -	--	1,37

<b>Sezione 18 – Configurazione di progetto Rialzo con terra demaniale (A2-4 non plastica)</b>		<b>Parametri drenati terre in posto</b>	<b>Parametri non drenati</b>
<b>Analisi</b>	<b>Livello idrometrico</b>	<b>FS</b>	<b>FS</b>
Statica - lato campagna	condizioni di magra	1,32	1,18
Statica - lato campagna	Piena Simpo 82	1,18	1,12
Statica - lato campagna	Svaso rapido (step 1)	--	1,11
	Svaso rapido (step 2)	--	1,11
	Svaso rapido (step 3)	--	1,14
Sismica - lato campagna	condizioni di magra Kv +	--	1,20
Sismica - lato campagna	condizioni di magra Kv -	--	1,21

Figura 28 – Sezione 16 – risultati analisi di stabilità globale

Le verifiche prescritte dalle NTC18 risultano soddisfatte per lo stato di progetto.

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

### Sezione 3 – Configurazione di Progetto – Rialzo e ringrosso con terra demaniale

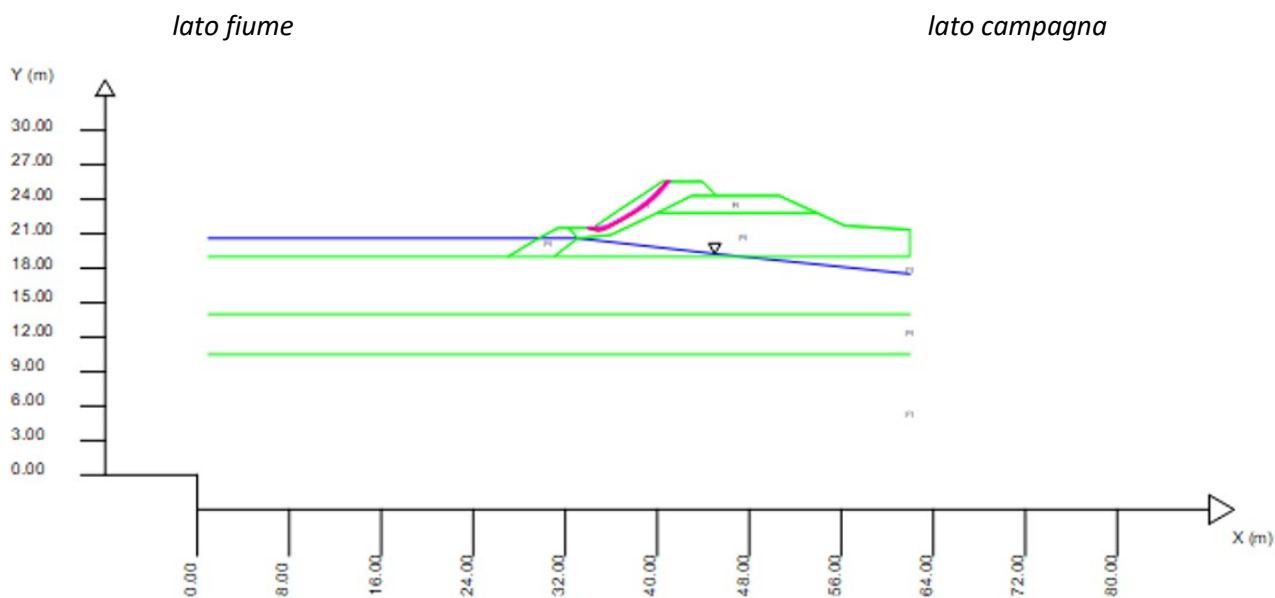


Figura 27 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. ordinario – param. drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,21$

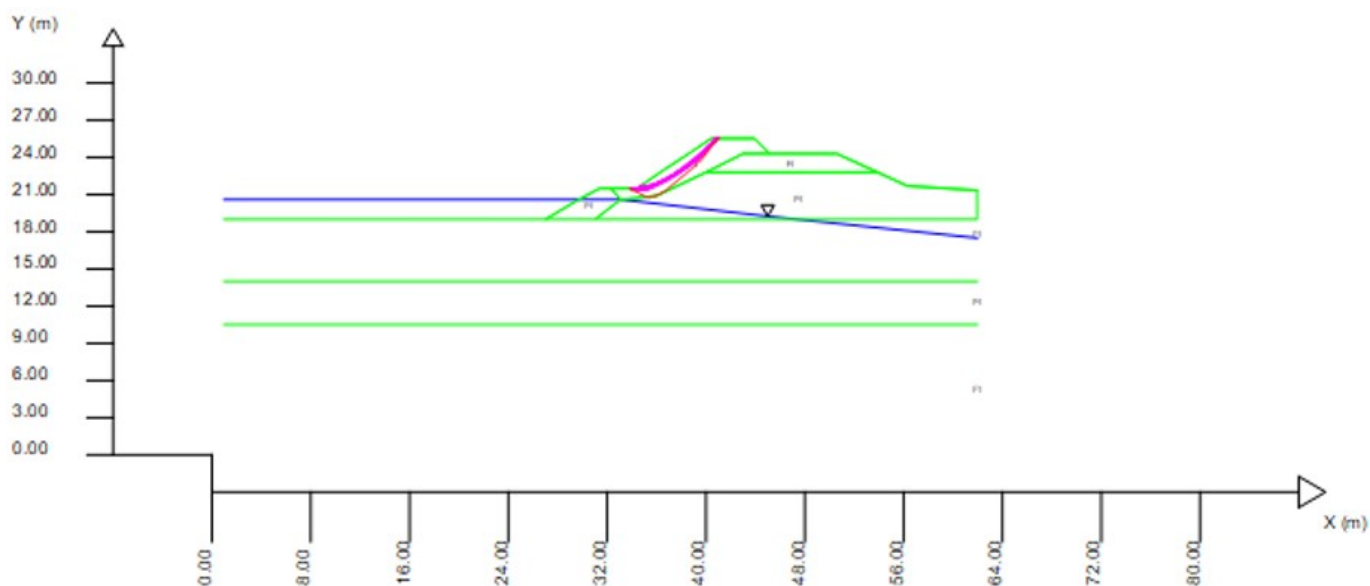


Figura 28 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. ordinario – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,21$

Lavori di adeguamento in quota della sommità dell'argine destro del Po di Maistra in tratti saltuari compresi tra stanti 5-40 nel comune di Porto Tolle (RO)

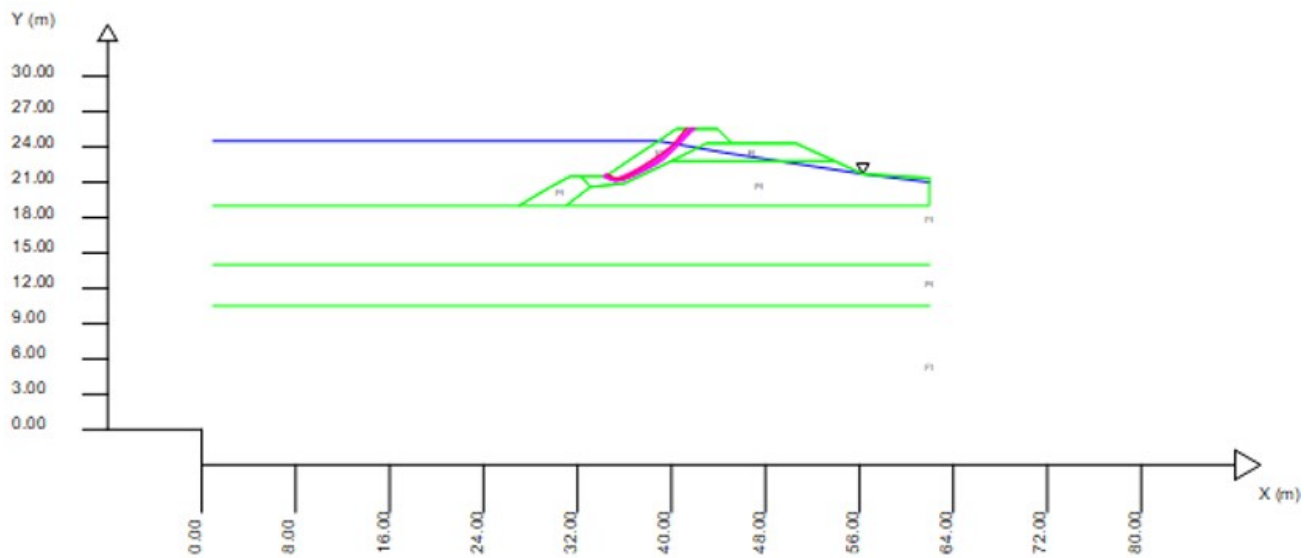


Figura 29 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. di Massima Piena – param. drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,03$

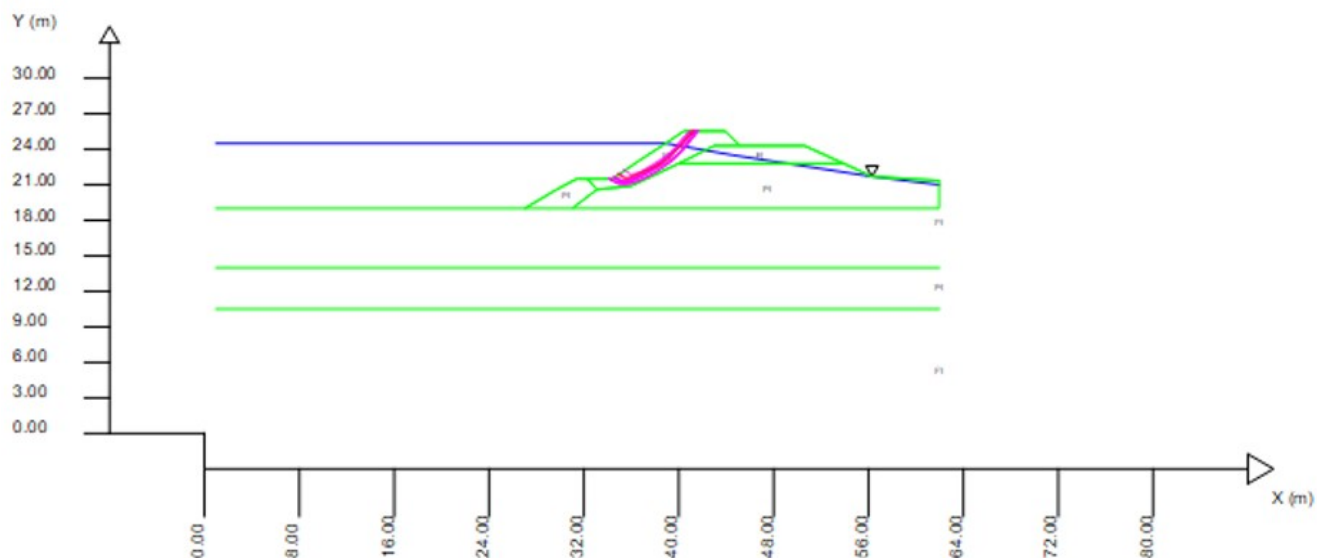


Figura 30 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. di Massima Piena – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 0,97$



Lavori di adeguamento in quota della sommità dell'argine destro del Po di Maistra in tratti saltuari compresi tra stanti 5-40 nel comune di Porto Tolle (RO)

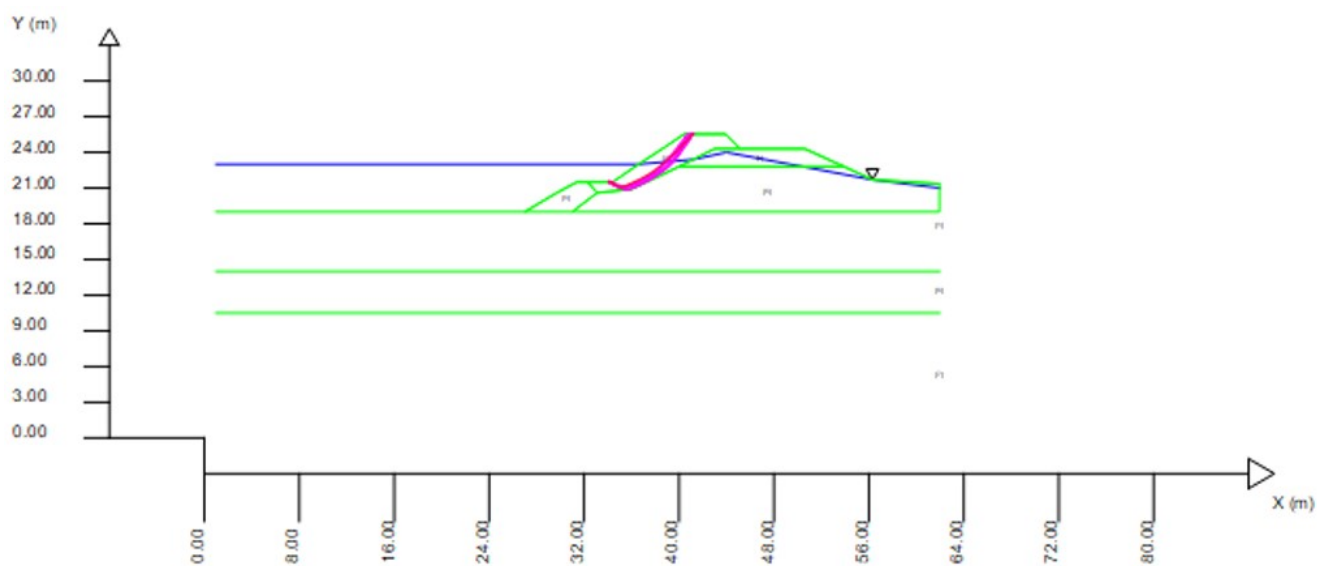


Figura 31 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. di Rapido svaso (Step 1) – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 0,96$

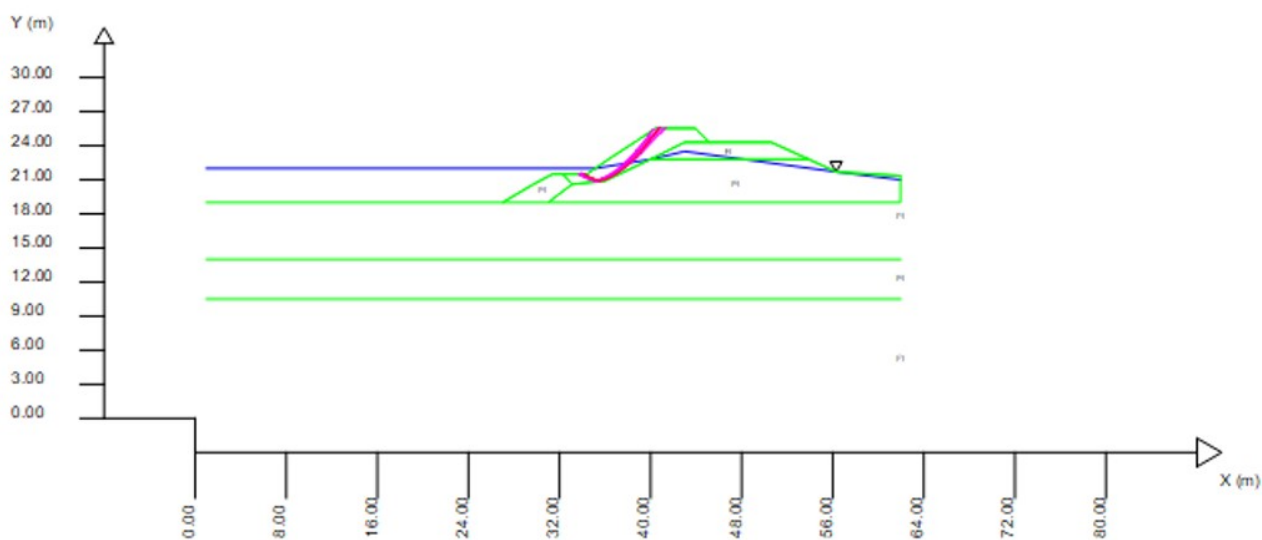


Figura 32 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. di Rapido svaso (Step 2) – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 0,94$

Lavori di adeguamento in quota della sommità dell'argine destro del Po di Maistra in tratti saltuari compresi tra stanti 5-40 nel comune di Porto Tolle (RO)

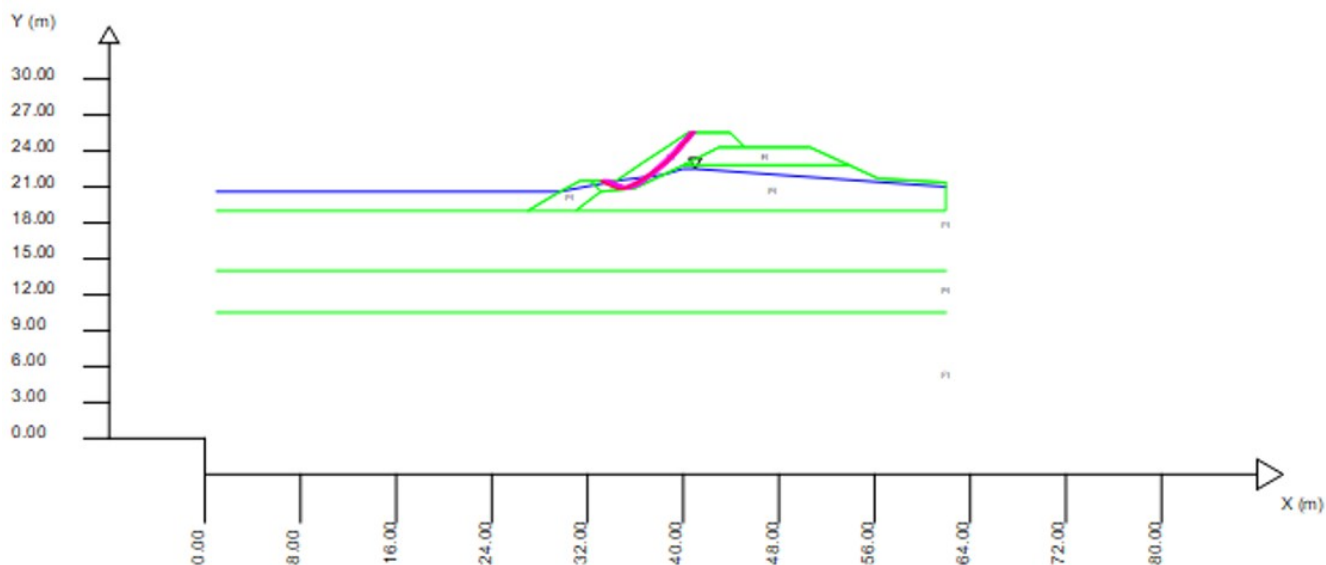


Figura 33 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. di Rapido svasso (Step 3) – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,08$

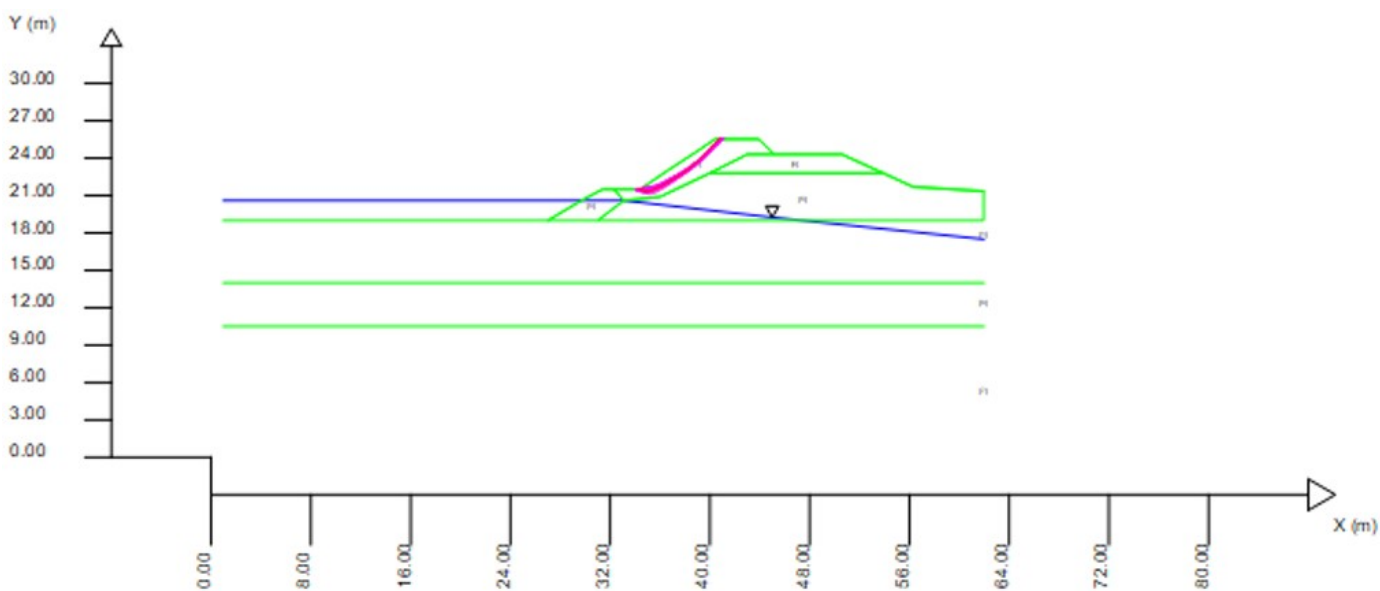


Figura 34 – Verifica sez. 3 – condizioni sismiche ( $K_v$  positivo) – livello idrom. ordinario – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,11$

Lavori di adeguamento in quota della sommità dell'argine destro del Po di Maistra in tratti saltuari compresi tra stanti 5-40 nel comune di Porto Tolle (RO)

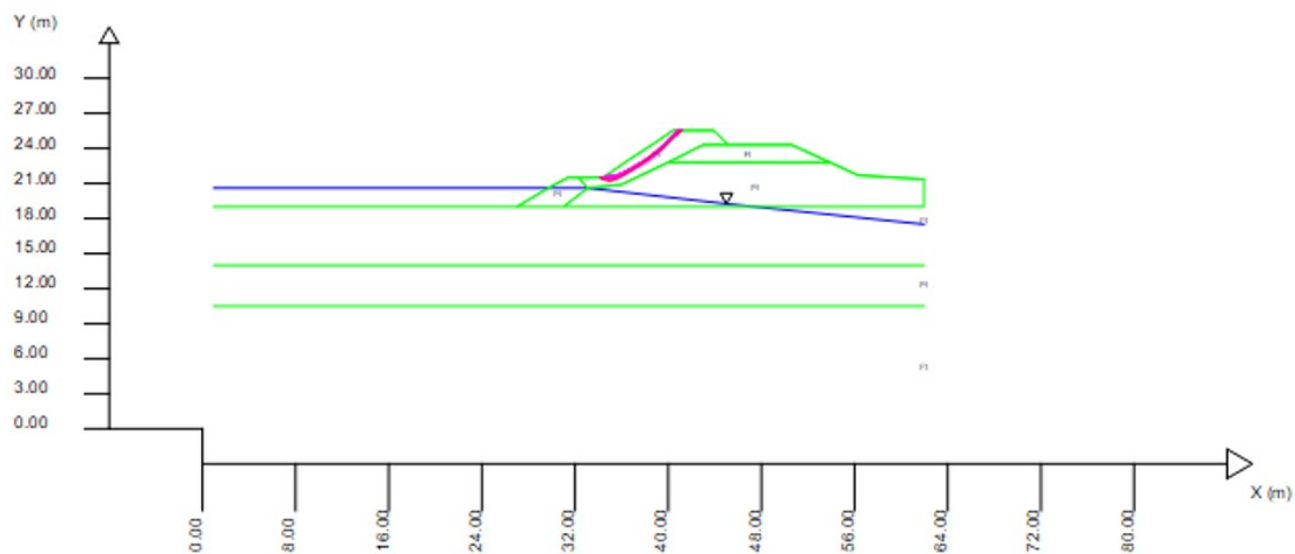


Figura 35 – Verifica sez. 3 – condizioni sismiche ( $K_v$  negativo) – livello idrom. ordinario – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,12$

### Sezione 3 – Configurazione di Progetto – ringrosso con terra da cava privata (A6)

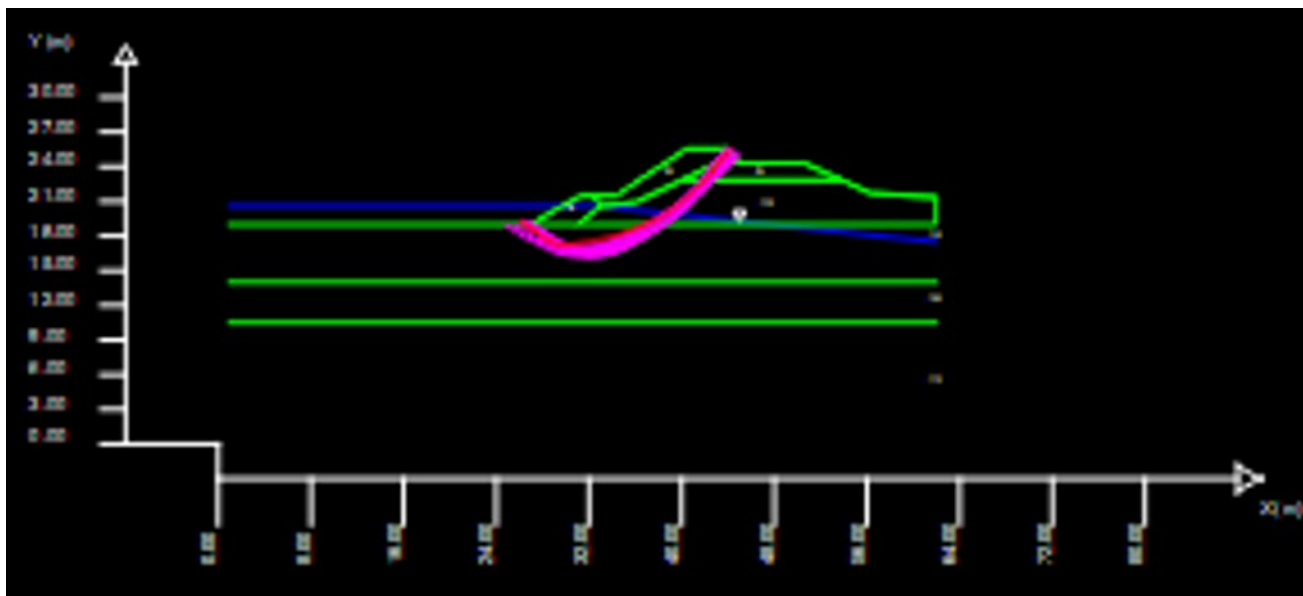


Figura 36 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. ordinario – param. drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A6 – A7-6) –  $F_s = 1,47$

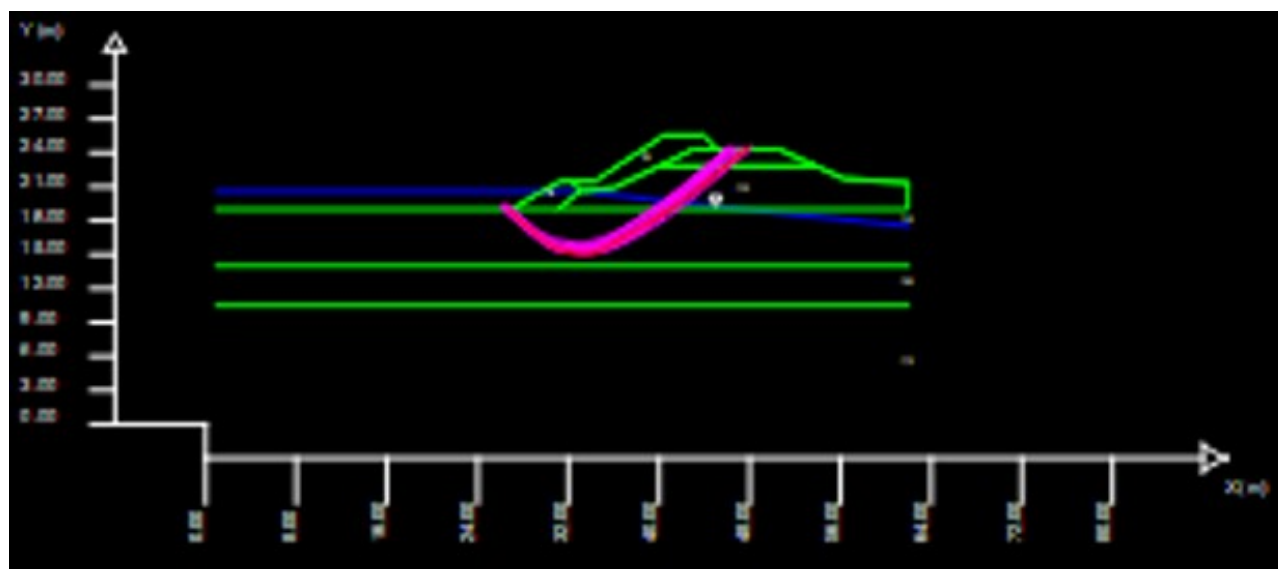


Figura 37 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. ordinario – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale ((A6 – A7-6) –  $F_s = 1,20$

Lavori di adeguamento in quota della sommità dell'argine destro del Po di Maistra in tratti saltuari compresi tra stanti 5-40 nel comune di Porto Tolle (RO)

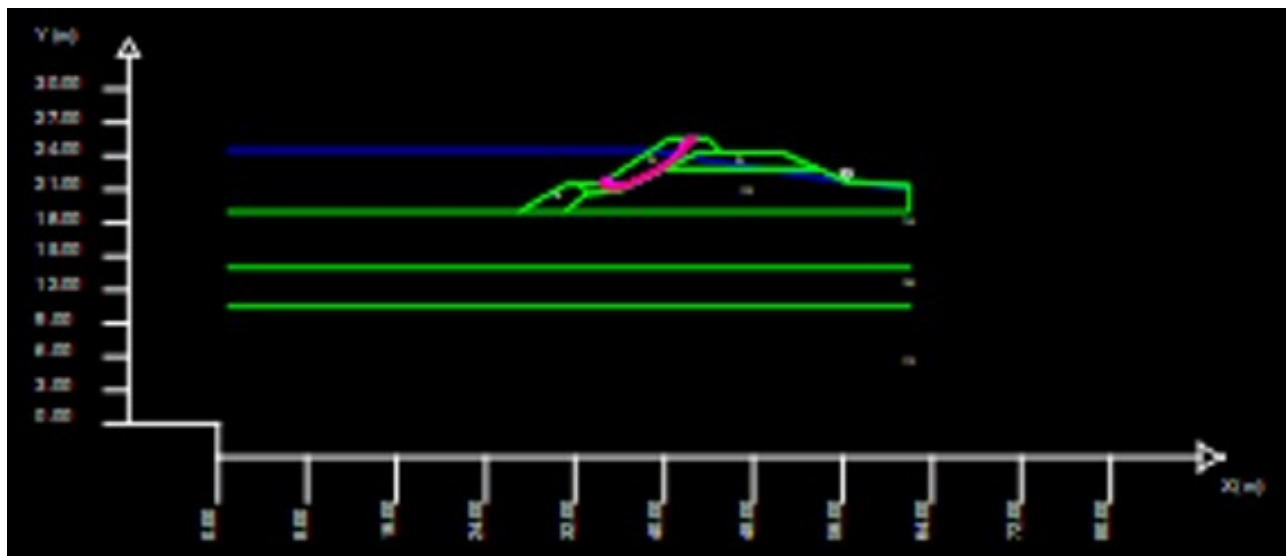


Figura 38 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. di Massima Piena – param. drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A6 – A7-6) –  $F_s = 1,44$

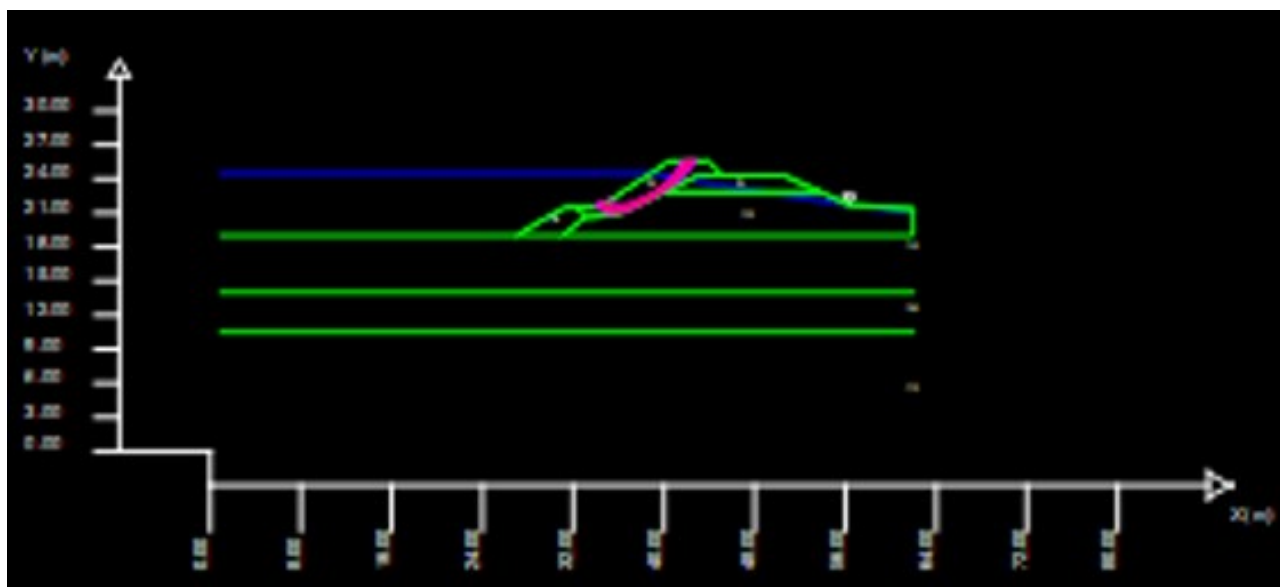


Figura 38 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. di Massima Piena – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A6 – A7-6) –  $F_s = 1,45$

Lavori di adeguamento in quota della sommità dell'argine destro del Po di Maistra in tratti saltuari compresi tra stanti 5-40 nel comune di Porto Tolle (RO)

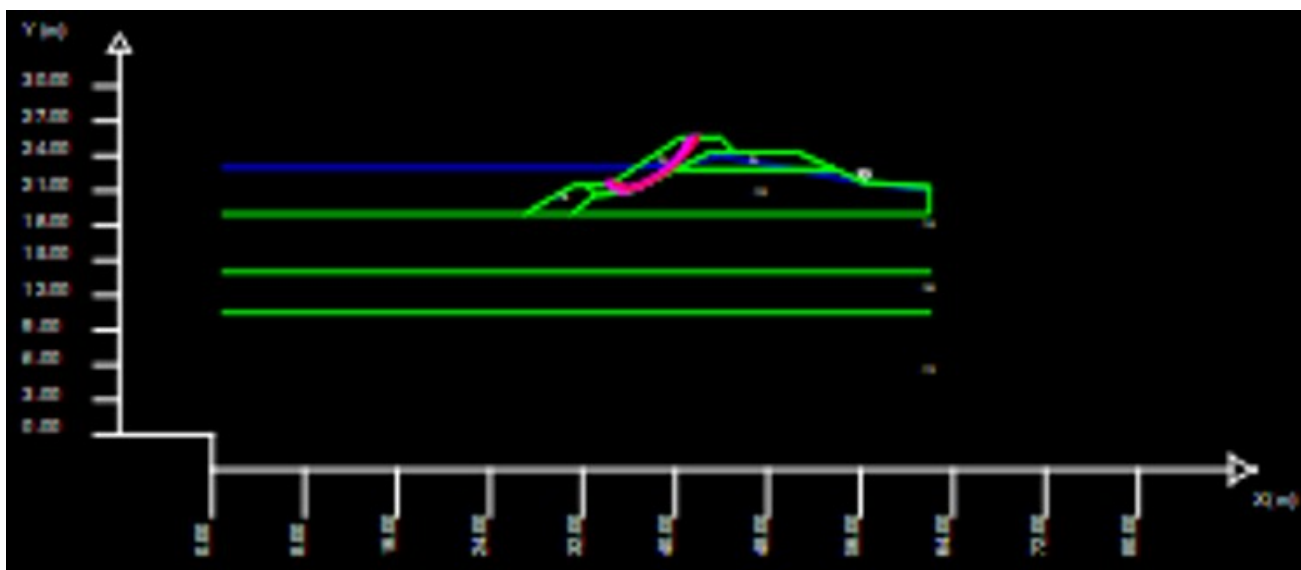


Figura 39 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. di Rapido svaso (Step 1) – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A6 – A7-6) –  $F_s = 1,27$

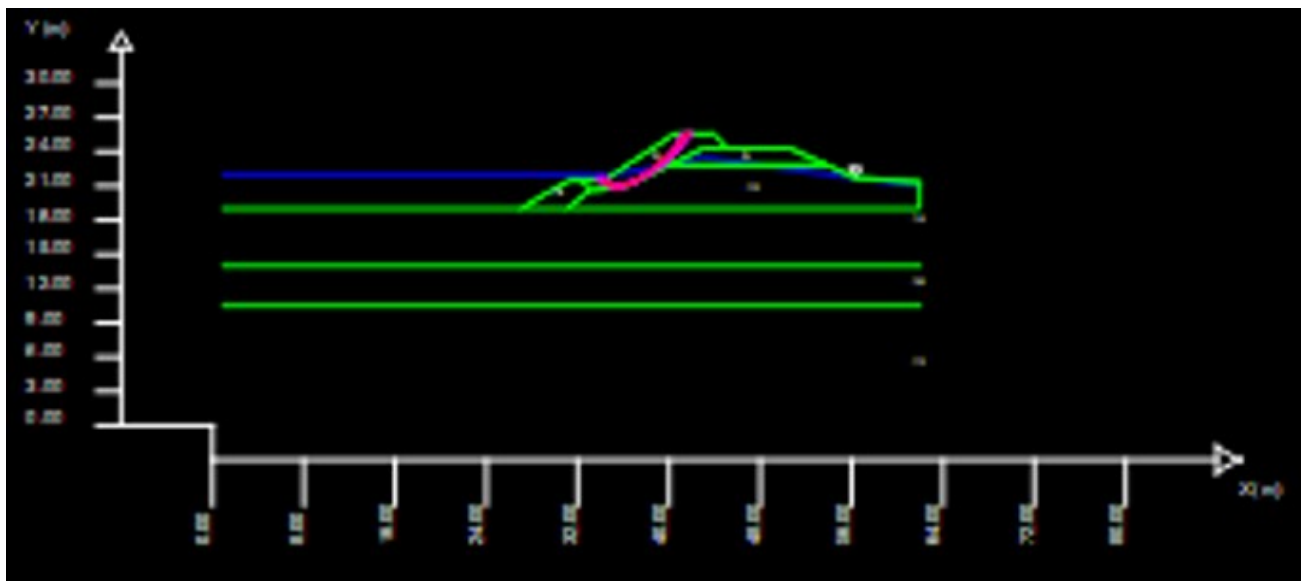


Figura 40 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. di Rapido svaso (Step 2) – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A6 – A7-6) –  $F_s = 1,20$

Lavori di adeguamento in quota della sommità dell'argine destro del Po di Maistra in tratti saltuari compresi tra stanti 5-40 nel comune di Porto Tolle (RO)

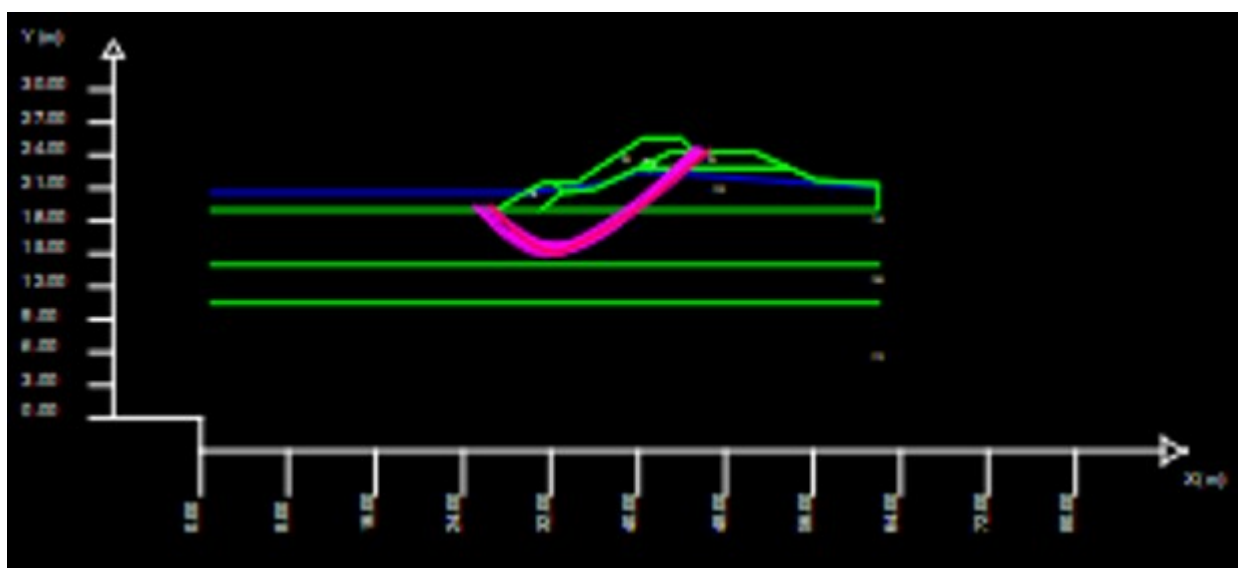


Figura 41 – Verifica sez. 3 – condizioni statiche – livello idrom. di Rapido svaso (Step 3) – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A6 – A7-6) –  $F_s = 1,26$

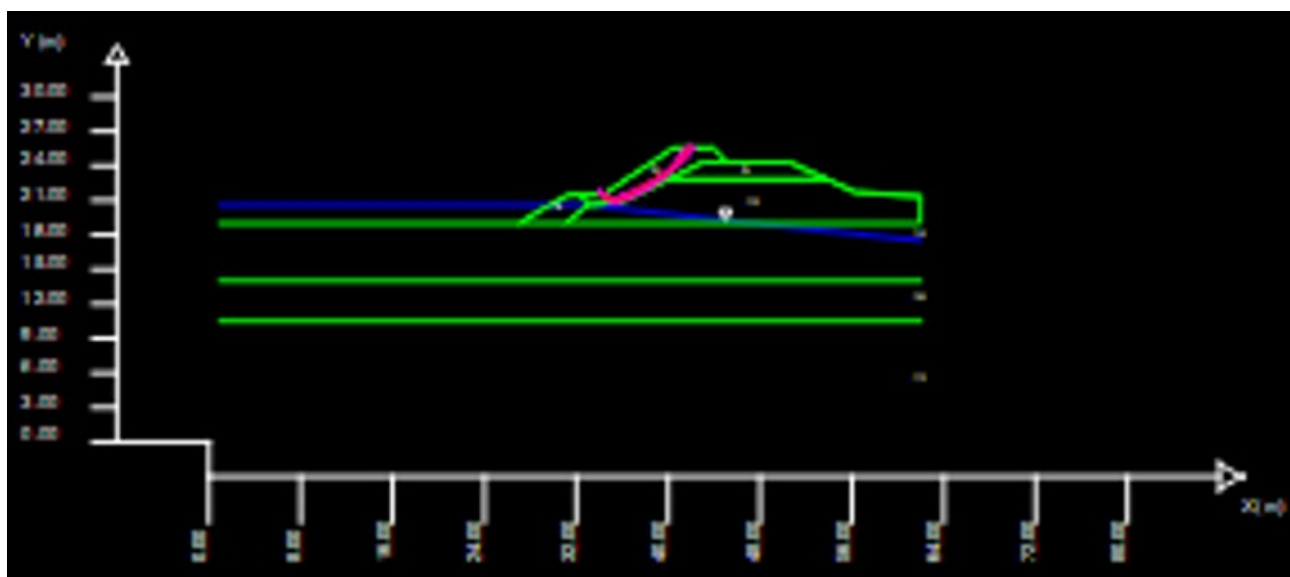


Figura 42 – Verifica sez. 3 – condizioni sismiche ( $K_v$  positivo) – livello idrom. ordinario – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,36$

Lavori di adeguamento in quota della sommità dell'argine destro del Po di Maistra in tratti saltuari compresi tra stanti 5-40 nel comune di Porto Tolle (RO)

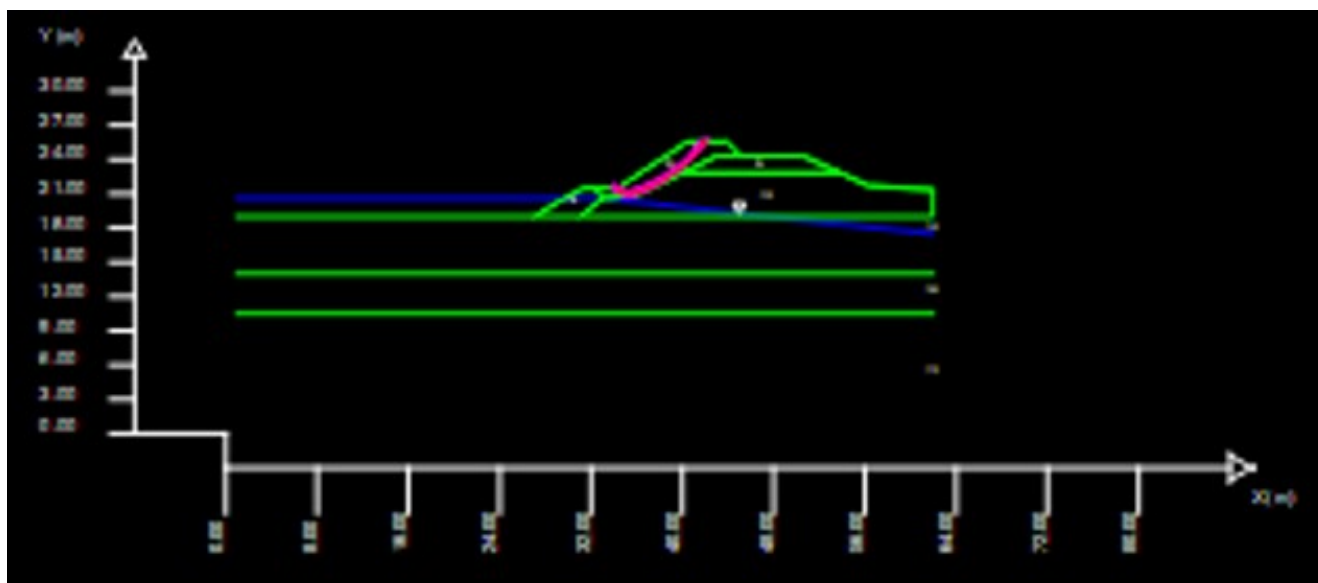


Figura 43 – Verifica sez. 3 – condizioni sismiche ( $K_v$  negativo) – livello idrom. ordinario – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,37$



### Sezione 18 – Configurazione di progetto - Rialzo con terra demaniale

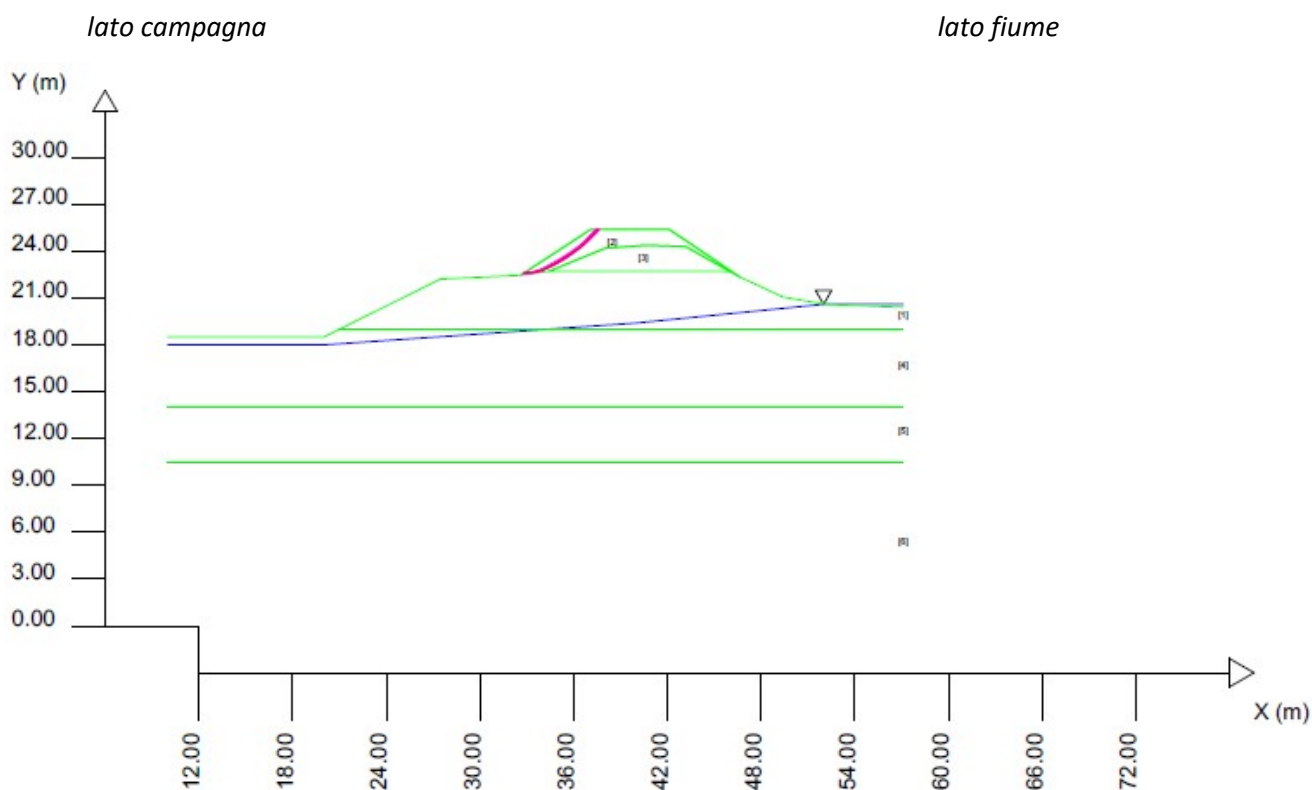


Figura 44 – Verifica sez. 18 – condizioni statiche – livello idrom. ordinario – param. drenati – rialzo con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,32$

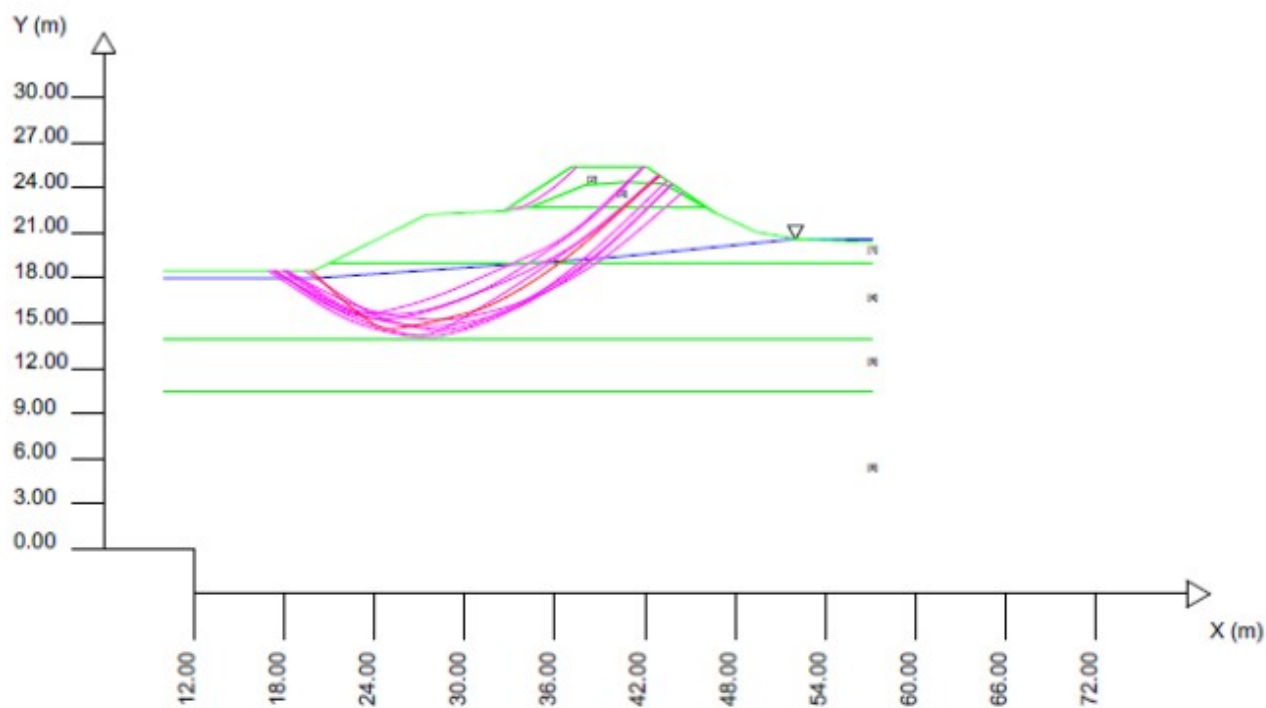


Figura 45 – Verifica sez. 18 – condizioni statiche – livello idrom. ordinario – param. non drenati – rialzo con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,18$

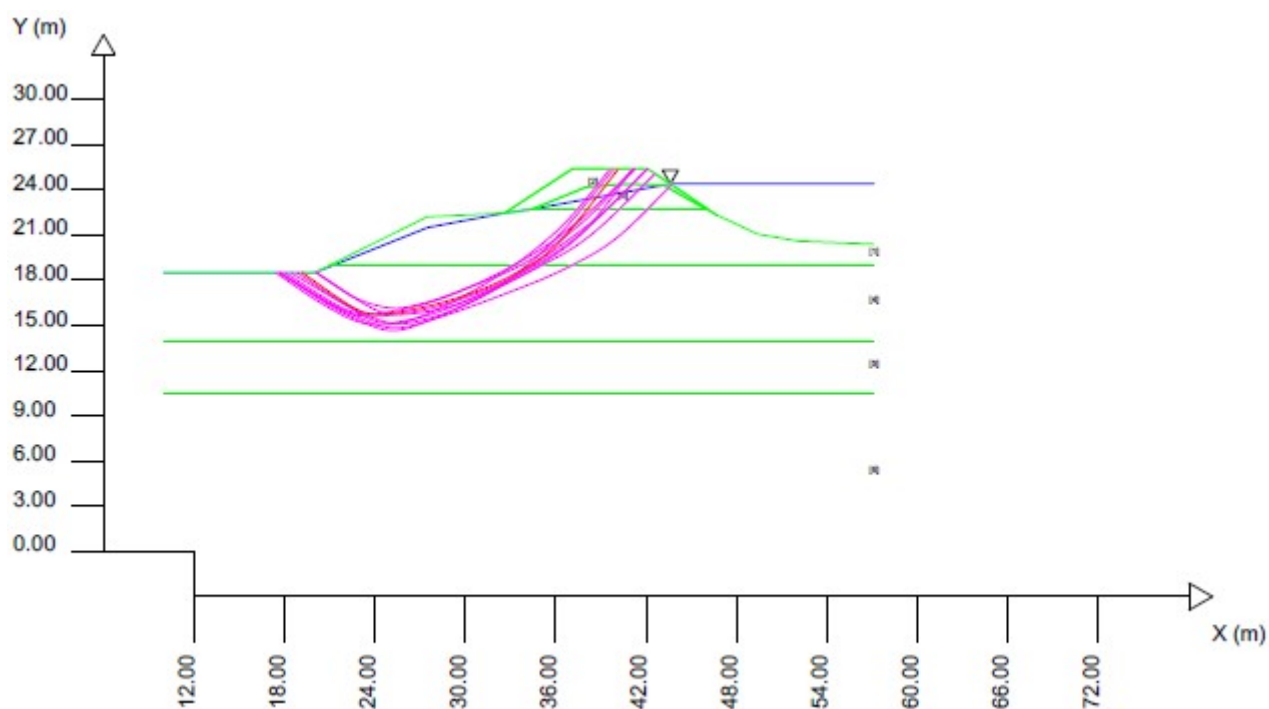


Figura 46 – Verifica sez. 18 – condizioni statiche – livello idrom. di Massima Piena – param. drenati – rialzo con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,18$

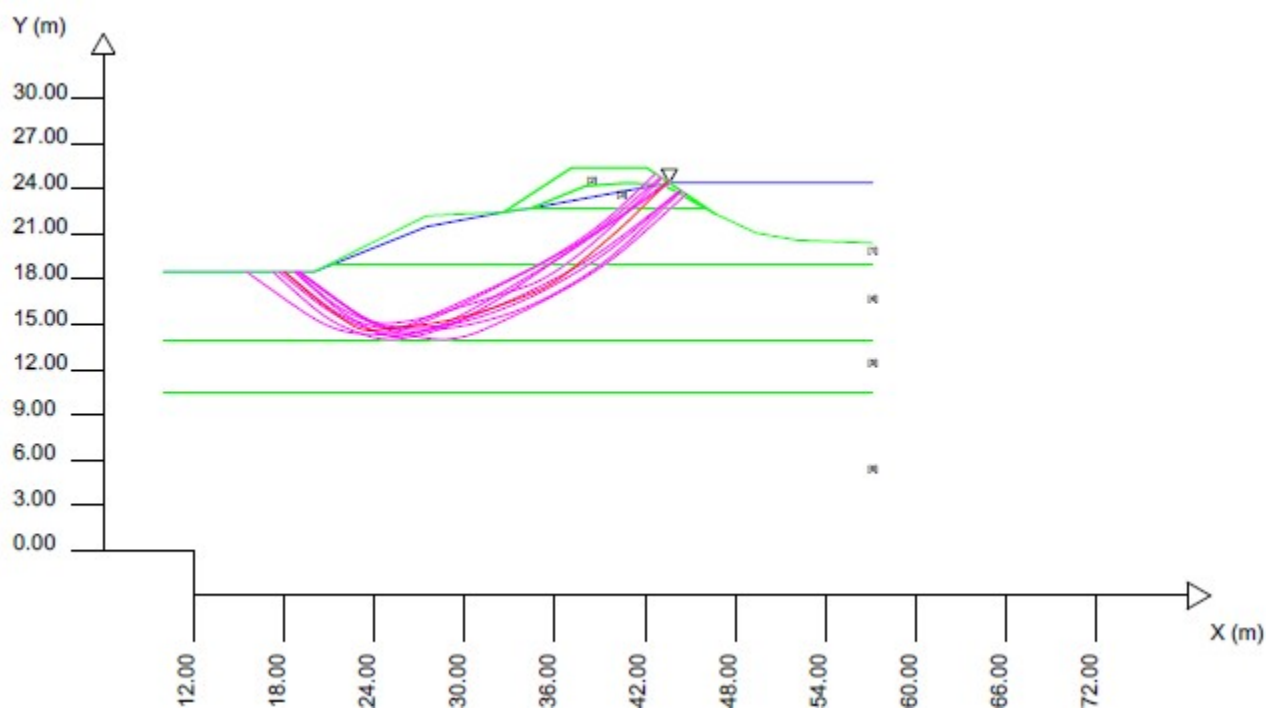


Figura 47 – Verifica sez. 18 – condizioni statiche – livello idrom. di Massima Piena – param. drenati – rialzo con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,12$

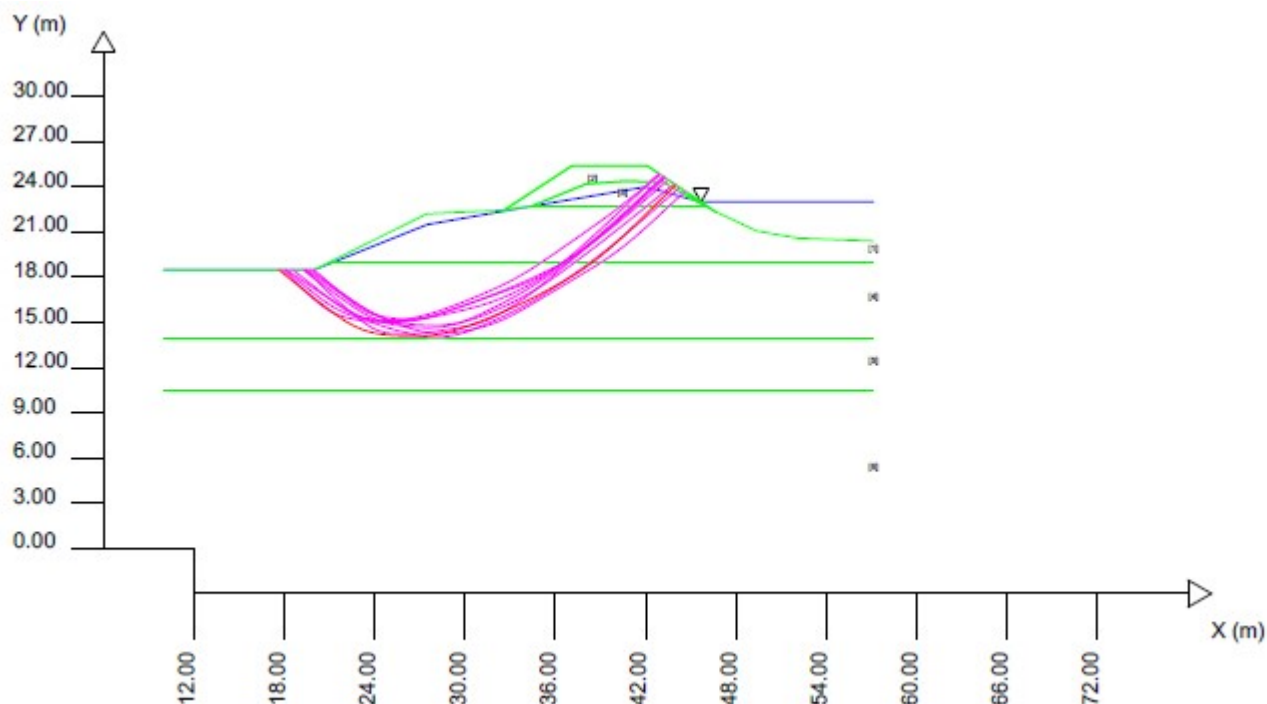


Figura 48 – Verifica sez. 18 – condizioni statiche – livello idrom. di Rapido svaso (Step 1) – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,11$

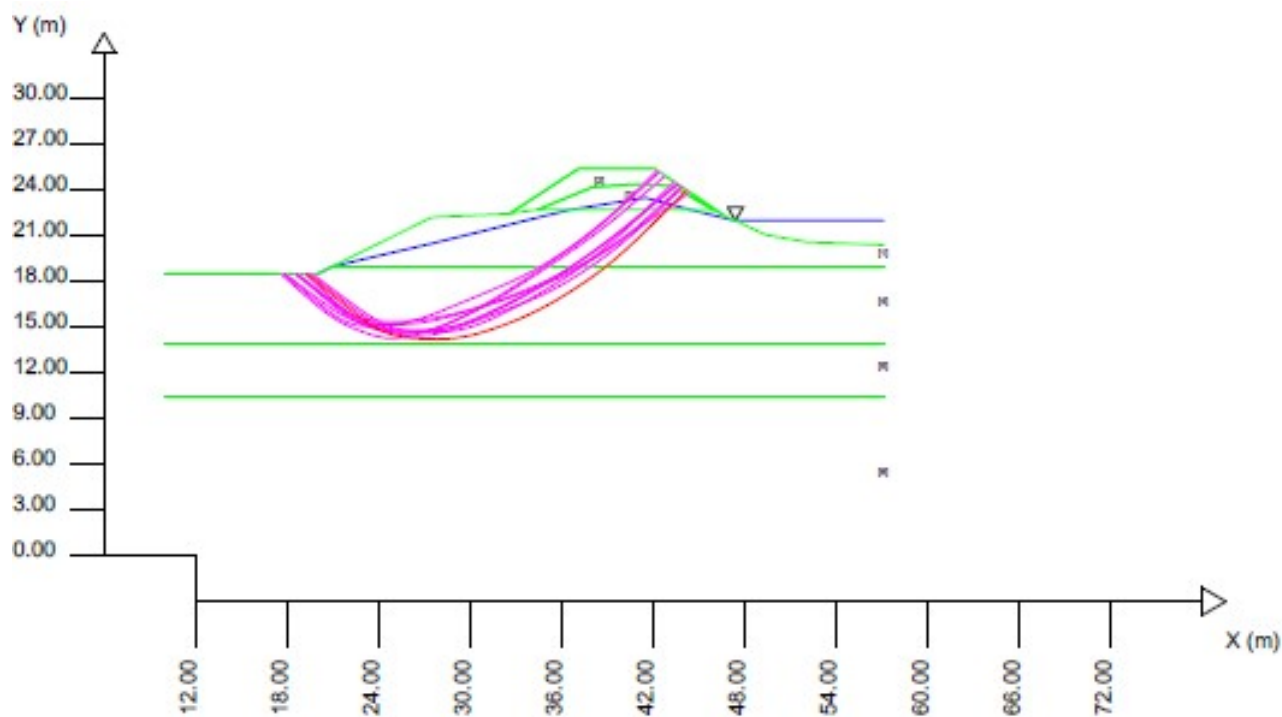


Figura 49 – Verifica sez.18 – condizioni statiche – livello idrom. di Rapido svaso (Step 2) – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,11$

Lavori di adeguamento in quota della sommità dell'argine destro del Po di Maistra in tratti saltuari compresi tra stanti 5-40 nel comune di Porto Tolle (RO)

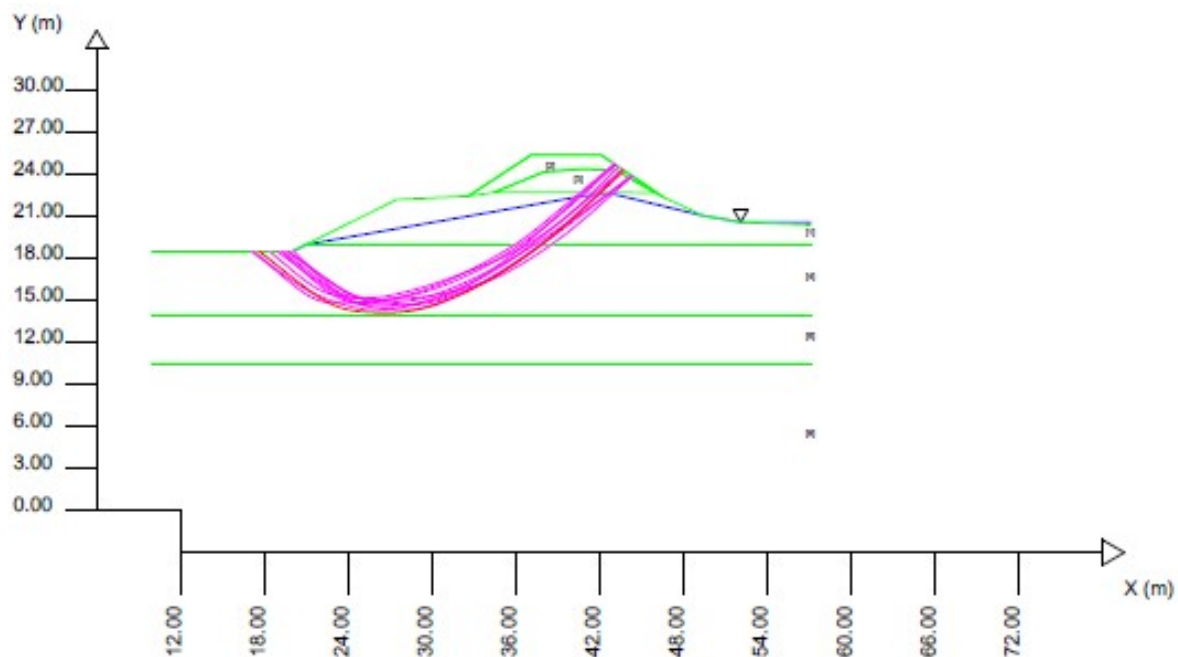


Figura 50 – Verifica sez. 18 – condizioni statiche – livello idrom. di Rapido svasso (Step 3) – param. non drenati – ringrosso a fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,14$

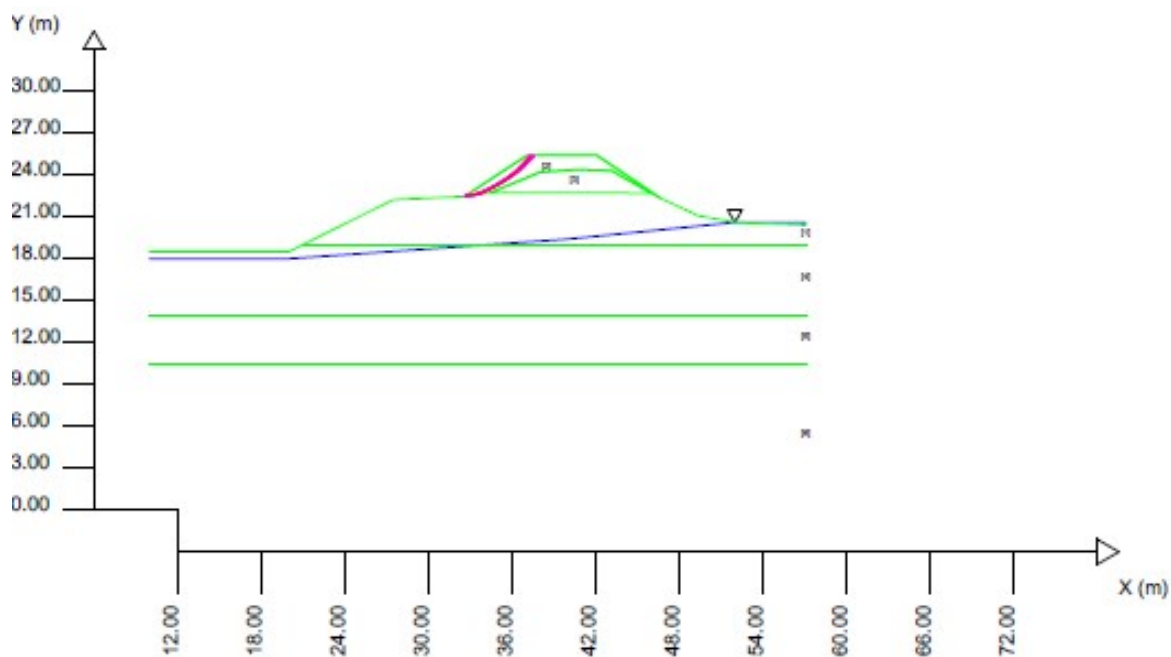


Figura 51 – Verifica sez. 18 – condizioni sismiche ( $K_v$  positivo) – livello idrom. ordinario – param. non drenati – rialzo fiume con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,20$

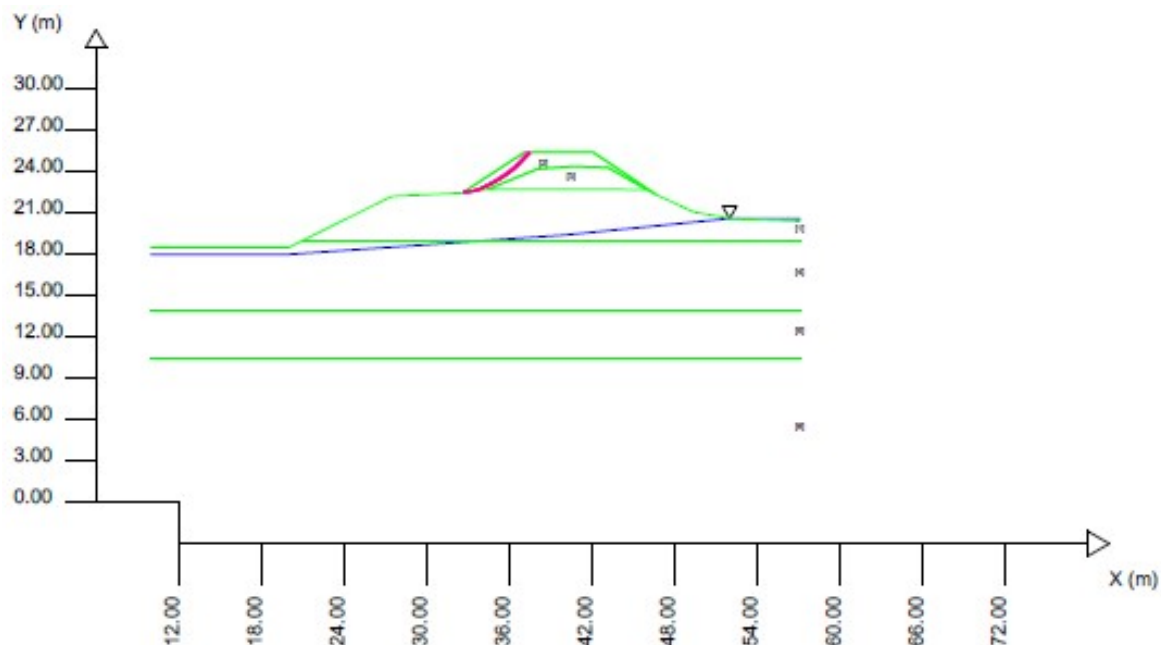


Figura 52 – Verifica sez. 18 – condizioni sismiche ( $K_v$  negativo) – livello idrom. ordinario – param. non drenati – rialzo con terra demaniale (A2-4 non plastica) –  $F_s = 1,21$

## 10. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Il materiale terroso riportato ai fini del rialzo arginale sarà sottoposto, in fase esecutiva, alle normali operazioni di compattazione dovute sia al transito dei mezzi cingolati e gommati previsti per la distribuzione a strati del materiale medesimo, sia all'impiego di rulli compattatori della tipologia ottimale alla messa in opera del materiale medesimo.

Il cedimento proprio del materiale riportato e compattato sarà quindi assorbito prevalentemente in fase esecutiva in ragione della concomitante compattazione con rulli compressori prevista durante la messa in opera del materiale, tale da raggiungere il 95 % dell'Optimum Proctor standard.

Per quel che concerne invece la determinazione dell'ordine di grandezza dei cedimenti dei terreni di fondazione (terreni di appoggio) dovuti al sovraccarico indotto dalla realizzazione del riporto terroso, ci si può affidare all'utilizzo della teoria dell'elasticità.

Facendo ricorso alla teoria del semispazio elastico omogeneo ed isotropo è possibile definire in ogni punto del sottosuolo e per il previsto schema di carico, i valori delle corrispondenti tensioni indotte nel sottosuolo.

Il peso del sovraccarico indotto dal rialzo arginale corrisponde al peso dell'unità di volume della terra naturale compattata, considerato pari a  $19,00 \text{ KN/m}^3$ , moltiplicato per lo spessore del rialzo arginale (di altezza massima pari a  $1,00 \text{ m}$ ).

Ricavati ad ogni profondità i corrispondenti valori di  $\Delta\sigma_x$ ,  $\Delta\sigma_y$ ,  $\Delta\sigma_z$  è possibile ricavare il corrispondente valore di deformazione verticale dei terreni di fondazione ( $\epsilon_z$ ) attraverso l'espressione:

$$\epsilon_z = (\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y))/E$$

noti i valori del modulo di deformabilità  $E$  ed il coefficiente di Poisson  $\nu$  dei vari strati del terreno.

Il calcolo dei cedimenti è stato esteso sino alla profondità alla quale il rapporto tra l'incremento di tensione media nel sottosuolo per effetto del sovraccarico dovuto al rilevato e la tensione media efficace è risultato pari alla percentuale dell'1%.

Nei problemi connessi al raggiungimento dello Stato Limite di Esercizio (SLE) quale quello relativo al calcolo dei cedimenti i valori di resistenza di progetto da utilizzare nelle calcolazioni sono uguali a quelli caratteristici per cui  $V_k = V_d$ .

In particolare per quel che qui interessa i valori dei moduli elastici utilizzati sono quelli ricavati dai risultati delle prove di consolidazione edometrica (in particolare il modulo di consolidazione edometrica  $E_{ed}$ ) effettuate sui materiali coesivi ed, indirettamente, dalle prove penetrometriche statiche e dinamiche (SPT), per quel che riguarda i terreni sciolti a componente limoso-sabbiosa prevalente.

I coefficienti parziali sulle azioni  $A$  sono sempre unitari.

Per la determinazione dei cedimenti totali è stato utilizzato apposito foglio di calcolo della DEI – Tipografia del genio Civile – Edizione 2007.

I cedimenti previsti a seguito della realizzazione del repellente sono stati calcolati secondo una serie di punti significativi trasversali alla sezione di carico.

### 10.1 Cedimenti in condizioni statiche

Essendo previste due sezioni tipologiche di adeguamento in quota della sommità arginale (tramite rialzo in asse rispetto alla sommità arginale attuale, prevalente in termini di estesa,

Lavori di adeguamento in quota della sommità dell'argine destro del Po di Maistra in tratti saltuari compresi tra stanti 5-40 nel comune di Porto Tolle (RO)

e tramite rialzo-ringrosso lato fiume in un breve tratto di raccordo con la sagoma esistente a monte già adeguata) si è proceduto alla determinazione dei cedimenti secondo due sezioni arginali di riferimento come di seguito schematizzate.

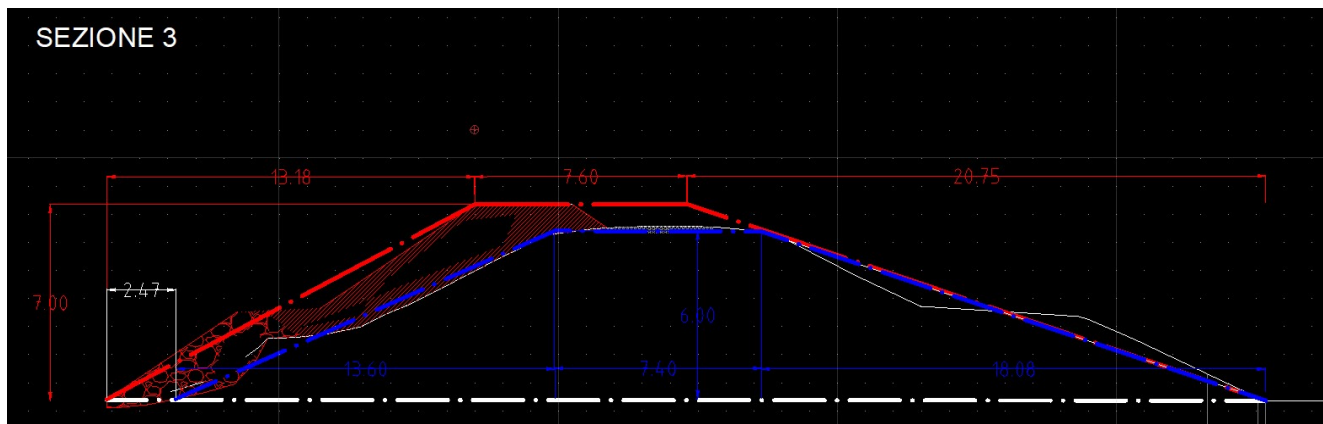


Figura 53 –Sezione tipologica che prevede il ringrosso lato fiume (sagoma rossa) per un breve tratto (m 85) posto tra st. 5-6, di raccordo con la sagoma esistente a monte già adeguata.

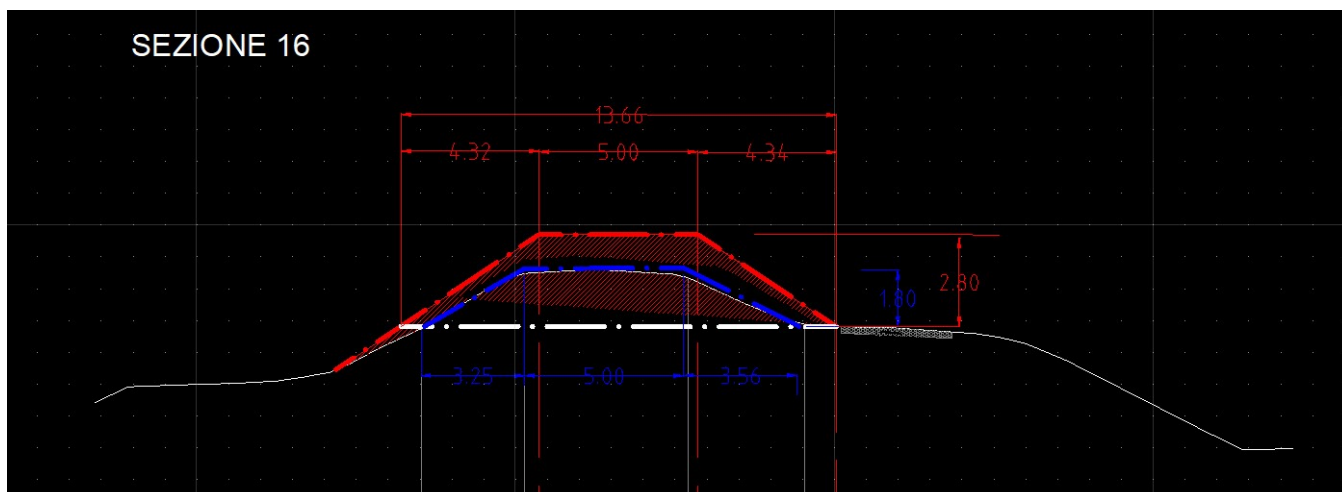


Figura 54 –Sezione tipologica che prevede il rialzo arginale in asse rispetto alla sommità arginale attuale (estesa prevalente).

## 10.2 Risultati

I cedimenti calcolati si riferiscono esclusivamente ai terreni posti aldisotto dell'impronta di carico mentre i cedimenti relativi al materiale di riporto costituente il rialzo-ringrosso arginale dipenderanno dall'accuratezza operativa con cui sarà effettuata la compattazione delle terre medesime.

### *Cedimenti totali (Sezione 3 – Fig. 53)*

Per il calcolo dei cedimenti in corrispondenza della sezione caratterizzata da rialzo-ringrosso arginale si è proceduto con il calcolare il cedimento relativo alla sagoma di progetto (sagoma rossa) sottraendo a questo il cedimento relativo alla sagoma esistente (sagoma blu).

Di seguito si riporta il calcolo dei cedimenti previsti lungo la sezione trasversale considerata, al di sotto dell'impronta di carico corrispondente al piano campagna, per i due distinti profili arginali (sagoma esistente e sagoma di progetto) schematizzati come in Fig. 53.

La differenza tra i valori così calcolati corrispondenti alla medesima verticale costituisce il cedimento relativo atteso corrispondente al rialzo-ringrosso previsto dal progetto per questa sezione.

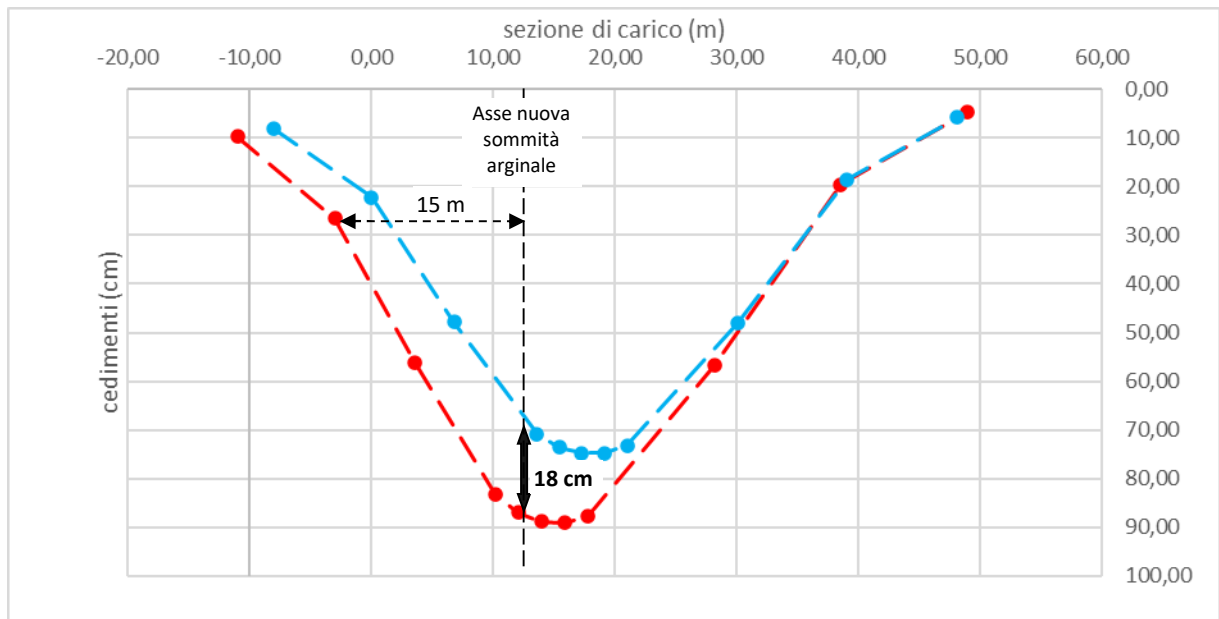


Figura 55 – Calcolo del cedimento massimo atteso in sommità arginale per la sezione n° 3 quale differenza tra il cedimento calcolato relativo alla sagoma di progetto (sagoma rossa) e quello relativo alla sagoma esistente (sagoma blu): cedimento massimo circa 18 cm in asse alla nuova sommità arginale.

Il cedimento totale massimo atteso per la sezione in esame è stimato in circa 17-18 cm in corrispondenza dell'asse della nuova sommità arginale; il cedimento poi diminuisce sino ad annullarsi ai margini dell'impronta di carico.

Sia il cedimento assoluto che quello differenziale, tenuto conto della tipologia dell'opera, si ritengono compatibili con la funzionalità dell'opera.



### *Cedimenti totali (Sezione 16 – Fig. 54)*

Anche per il calcolo dei cedimenti in corrispondenza della sezione caratterizzata dal solo rialzo arginale si è proceduto con il calcolare il cedimento relativo alla sagoma di progetto (sagoma rossa) sottraendo a questo il cedimento relativo alla sagoma esistente (sagoma blu).

Di seguito si riporta il calcolo dei cedimenti previsti lungo la sezione trasversale considerata, al di sotto dell'impronta di carico assunta a quota corrispondente alla banca arginale, per i due distinti profili arginali (sagoma esistente e sagoma di progetto) schematizzati come in Fig. 54.

La differenza tra i valori così calcolati corrispondenti alla medesima verticale costituisce il cedimento atteso corrispondente al rialzo-ringrosso previsto dal progetto per questa sezione.

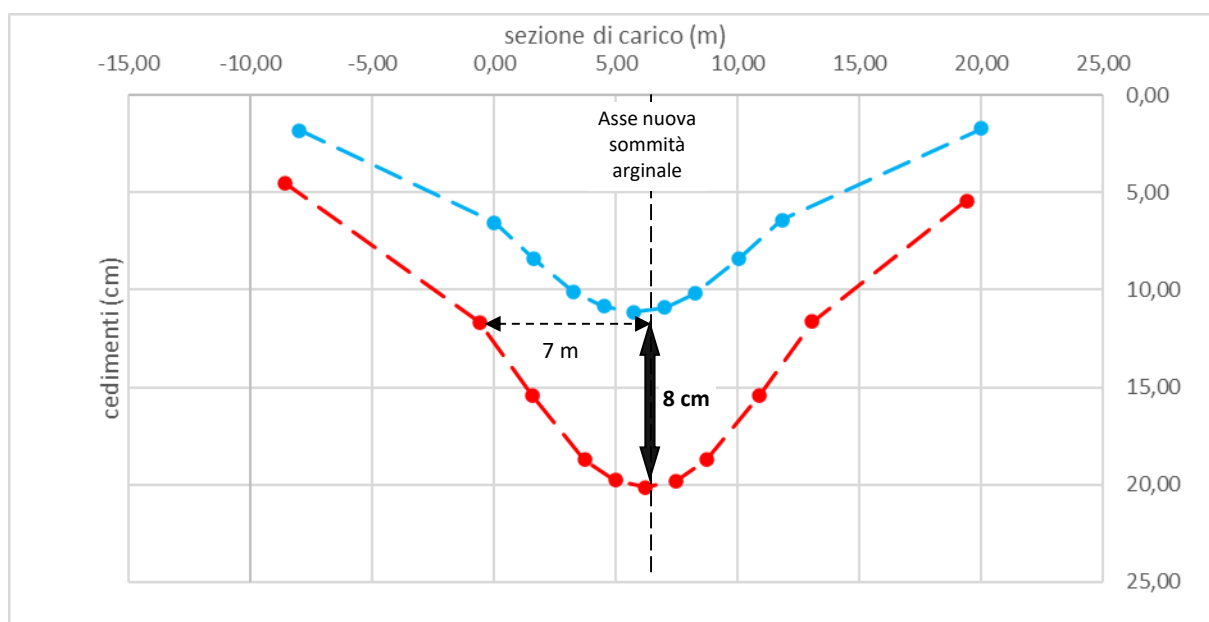


Figura 56 – Calcolo del cedimento massimo atteso in sommità arginale per la sezione n° 16 quale differenza tra il cedimento calcolato relativo alla sagoma di progetto (sagoma rossa) e quello relativo alla sagoma esistente (sagoma blu): cedimento massimo atteso di circa 8 cm in asse della nuova sommità arginale.

Il cedimento totale massimo atteso per la sezione in esame è stimato in circa 7-8 cm in corrispondenza dell'asse della sommità arginale; il cedimento poi diminuisce sino a diventare trascurabile per le opere in esame ai margini dell'impronta di carico.

Sia il cedimento assoluto che quello differenziale, tenuto conto della tipologia dell'opera, si ritengono compatibili con la funzionalità dell'opera.

### 10.3 Decorso dei cedimenti nel tempo (Teoria della consolidazione)

Il decorso dei cedimenti nel tempo e quindi il tempo necessario perchè il cedimento di consolidazione raggiunga il valore finale possono essere valutati con la teoria della consolidazione monodimensionale.

La teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi studia il processo di consolidazione di uno strato di argilla di spessore supposto costante nel quale la filtrazione può avvenire in direzione verticale verso uno o due strati drenanti posti ai limiti dello strato di argilla.

Dopo aver impresso al terreno uno stato tensionale in condizioni non drenate si modificano le condizioni al contorno permettendo all'acqua di attraversare la superficie di contorno dovuto ad un moto di filtrazione in regime vario.

L'eccesso di pressione neutra  $\Delta u$  indotto dal carico esterno tende a dissiparsi in quanto la pressione neutra tende a mettersi in equilibrio con le condizioni idrauliche al contorno; contemporaneamente si ha un incremento delle tensioni efficaci e quindi una variazione di volume del mezzo.

Questo processo prende il nome di consolidazione e si arresta quando  $\Delta u = 0$  e non si hanno ulteriori incrementi delle tensioni efficaci.

In Fig. 57 è riportato lo schema adottato per il caso in esame il quale prevede uno strato di argilla di spessore  $2H$  nel quale la filtrazione può avvenire sia verso l'alto che verso il basso per la presenza di due strati drenanti di sabbia.

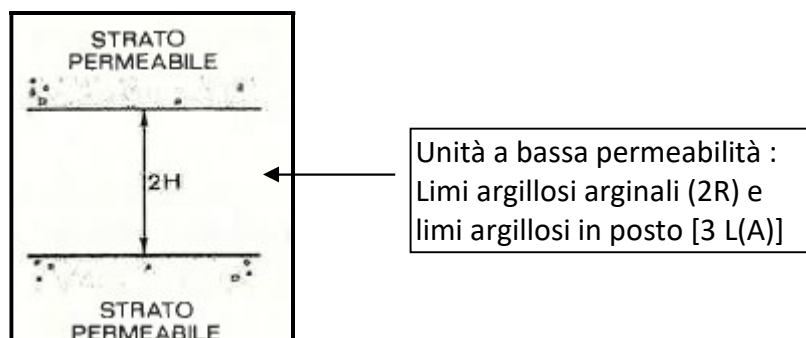


Figura 57 – Condizioni di drenaggio al contorno adottate nel caso di specie.

In Fig. 58 è riportata la soluzione dell'equazione di Terzaghi nel caso riportato in Fig. 57 cioè con possibilità di drenaggio sia dalla base che dalla superficie dello strato soggetto a consolidazione.

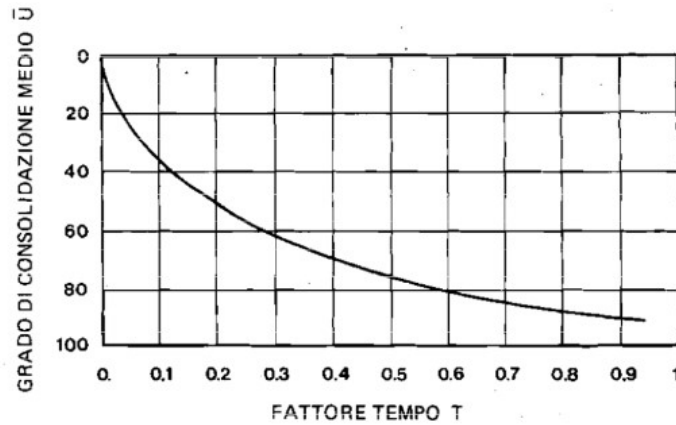


Figura 58 – Variazione del grado di consolidazione in funzione del fattore tempo adimensionale.

Il tempo finale di consolidazione può essere calcolato usando la formula relativa al fattore tempo adimensionale:

$$t = \frac{T_v \cdot H_o^2}{C_v}$$

In cui:

- t è il tempo necessario alla consolidazione;
- $C_v$  è il coefficiente di consolidazione (corrispondente all'intervallo di carico 50-100 KPa) è pari a  $9 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec}$ ;
- $T_v$  è il fattore tempo adimensionale corrispondente al 90 % del grado di consolidazione pari a 0.85;
- $H_o$  è il percorso di drenaggio pari, per il caso di specie, a  $8/2 = 4 \text{ m}$ ;

Sulla scorta della formula sopra riportata il tempo necessario all'esaurimento della consolidazione primaria complessiva come precedentemente calcolata risulta pari a 4,7 anni.

## 11. CONCLUSIONI

La presente relazione accompagna il progetto Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica relativo ai “Lavori di adeguamento in quota della sagoma dell'argine destro del fiume Po di Maistra tra stanti 5-16 nel comune di Porto Tolle (RO)”.

Il progetto prevede il rialzo della sommità di un tratto arginale ubicato in destra idraulica del Po di Maistra, in località Cà Venier, nel comune di Porto Tolle, tra stanti 5 -16 al fine di adeguarlo alla livelletta di Piena SIMPO '82 aumentata di 1,00 m (franco arginale).

Il rialzo progettato presenta le seguenti caratteristiche dimensionali:

- rialzo medio: cm 100;
- larghezza del coronamento in sommità arginale: m 5,00 (percorribile per i mezzi adibiti alla manutenzione);
- pendenza delle scarpate, sia a fiume che a campagna, del 2V:3H;
- estesa rialzo l stralcio (2.080 m circa) in relazione al finanziamento disponibile.

Il rialzo arginale avverrà in asse rispetto all'attuale sommità arginale ad eccezione di un tratto iniziale (a monte) di raccordo tra la sagoma già in quota ed il tratto da rialzare, tra le sezioni 1- 4, dove, per un'estesa m 85 circa, è previsto di effettuare il rialzo arginale con un contestuale ringrosso lato fiume; in questo tratto iniziale è prevista anche la realizzazione di una berma in pietrame lato fiume con pietrame di cava naturale di pezzatura 50-100 Kg.

Laddove è prevista la rimozione del pietrame esistente lungo la scarpata arginale a fiume (sezioni 19-21), al termine dei lavori il pietrame stesso sarà riutilizzato con riposizionamento nella medesima posizione.

Le terre disponibili per l'esecuzione dell'intervento sono di due tipologie:

- con fornitura di terre da cava privata autorizzata (classi A-4, A-6, A-7-6);
- con fornitura di terra demaniale, a litologia prevalentemente sabbiosa (classe A2-4 non plastica), provenienti dal dragaggio del Po di Levante attualmente disponibili in località Cà Cappello di Porto Viro (RO); tale materiale demaniale è reso disponibile dalla Regione Veneto – Ufficio del Genio Civile di Rovigo e dalla Società Infrastrutture Venete s.r.l.

Le analisi di stabilità globale sono state condotte con i metodi classici dell'equilibrio limite con l'obiettivo di valutare l'efficacia della soluzione progettuale scelta.

Le verifiche condotte riguardano le due principali configurazioni di progetto e per differenti condizioni idrauliche del fiume e del rilevato arginale.

Dalle verifiche di stabilità risultano situazioni critiche, non soddisfacenti la norma vigente (NTC 2018), nell'ipotesi in cui il ringrosso a fiume (tratto di raccordo tra le Sez. 1-4) venisse realizzato esclusivamente con il materiale sciolto proveniente dall'escavazione del Po di Levante (classe A2-4 della classificazione UNI 11531-1:2014).

Nel suddetto tratto l'intervento dovrà essere perciò realizzato con il prevalente apporto di terra coesiva proveniente da cava privata come sopra indicata (classi A-4, A-6, A-7-6).

Diversamente per la restante parte dell'intervento, il rialzo arginale potrà essere realizzato con l'apporto del materiale di dragaggio; si ritiene opportuno comunque prevedere la finitura della sagoma di progetto con la copertura di circa 20-30 cm con terra di cava privata, coesiva, con funzione antiersiva nei confronti delle precipitazioni e favorevole all'attecchimento della vegetazione.

Si segnala infine di prevedere inoltre un'adeguata gradonatura sul rilevato esistente in modo tale immorsare adeguatamente il riporto di terra e garantire uno spessore minimo sufficiente.

Con l'osservanza delle suddette prescrizioni risultano soddisfatte anche le verifiche di stabilità globali in condizioni sismiche le quali sono state condotte in termini di tensioni totali; l'azione sismica applicata è quella corrispondente allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) come previsto da normativa.

I cedimenti calcolati si riferiscono esclusivamente ai terreni posti aldisotto dell'impronta di carico mentre i cedimenti relativi al materiale di riporto costituente il rialzo-ringrosso arginale dipenderanno dall'accuratezza operativa con cui sarà effettuata la compattazione delle terre medesime.

I cedimenti massimi complessivi, determinati a partire dai moduli edometrici (per i terreni coesivi) ottenuti in laboratorio e dai moduli di deformabilità dedotti indirettamente dalle prove penetrometriche (per i terreni sciolti), sono stati quantificati in:

- circa 18 cm in asse alla nuova sommità arginale relativamente alla sezione di carico costituita dal rialzo con ringrosso lato fiume (stanti 5-6);
- circa 8 cm in asse alla sommità arginale relativamente alla sezione di carico caratterizzata rialzo arginale in asse alla sommità esistente (stanti 6-16).

Considerata l'entità dei cedimenti si dovrà tenere conto delle maggiori quote e quindi dei maggiori volumi di materiale terroso necessari a ricaricare la sommità del terrapieno arginale.

I tempi necessari all'esaurimento della consolidazione primaria sono stati valutati in circa 4-5 anni.

Il terreno al di sotto del rilevato arginale risulta caratterizzato da un rischio di liquefazione estremamente basso.

Dott. Geol. Pierpaolo Erbacci

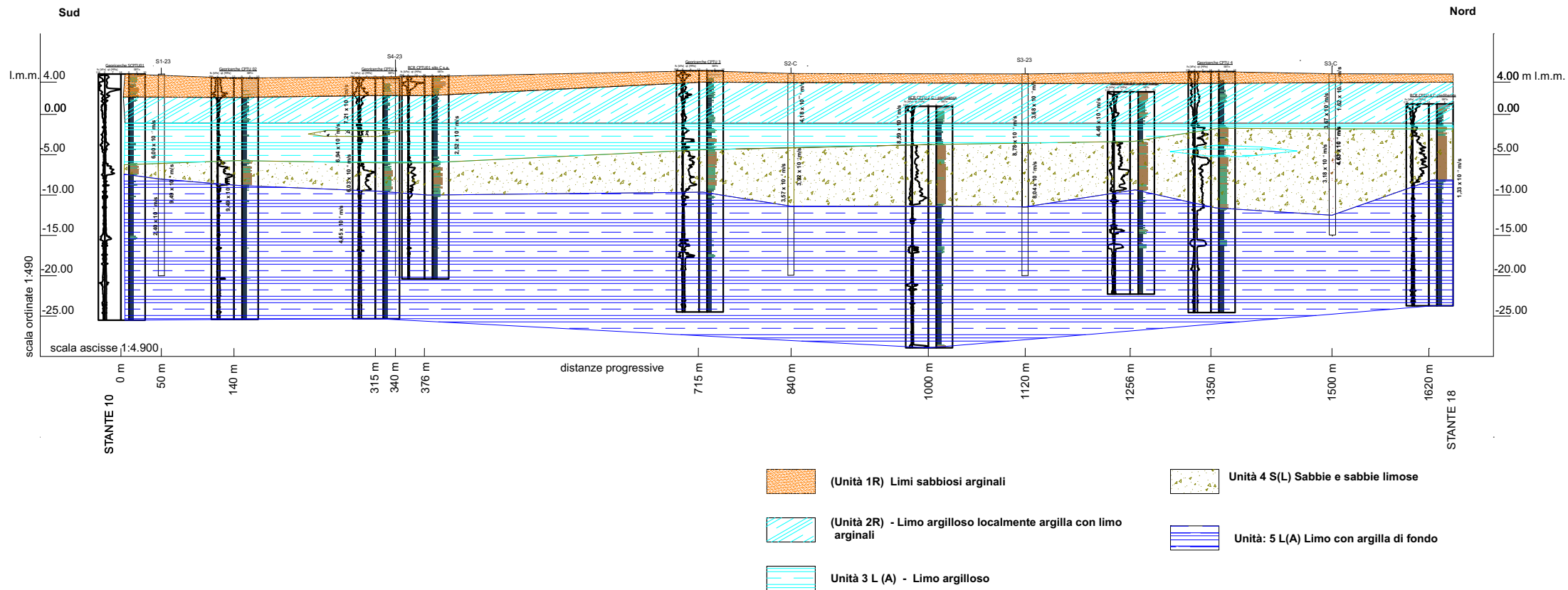


## **ALLEGATI**

- **PROFILO GEOTECNICO**
- **SCHEDE DI CALCOLO DEI CEDIMENTI**

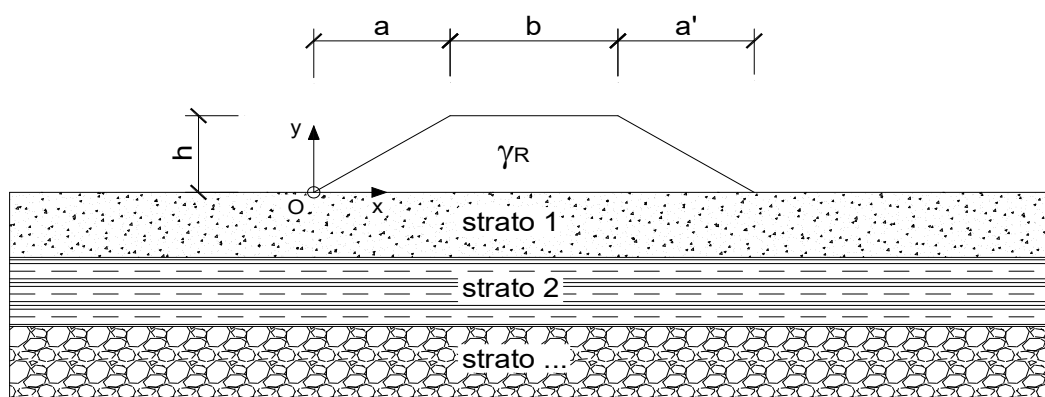
# PROFILO GEOLOGICO LONGITUDINALE ALL'ARGINATURA

Allegato 2)



## CEDIMENTI INDOTTI DA UN RILEVATO

**LAVORO:** Destra Po Maistra - stanti 5-16 - Sez. 3 - stato di fatto



### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

h (altezza del rilevato):	6,00	(m)
a (larghezza scarpata sinistra):	13,60	(m)
a' (larghezza scarpata destra):	18,08	(m)
b (larghezza coronamento del rilevato):	7,40	(m)
$\gamma_R$ (peso di unità di volume del rilevato):	19,00	(kN/m <sup>3</sup> )

### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati) (max 5):	3	(-)
$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$ :	1	(%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)		
Zw (Profondità della falda):	0,00	(m)

Strato (n)	Z <sub>iniziale</sub> (m)	Z <sub>finale</sub> (m)	Spessore (m)	$\Delta z_i$ (m)	E (Mpa)	$\nu$ (-)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	terreno
1	0,00	3,50	3,50	0,2	2,8	0,30	24,0	19,00	limi argillosi
2	3,50	5,00	1,50	0,2	50,0	0,25	34,0	19,00	sabbia limose e limi con sabbia addensata
3	5,00	40,00	35,00	0,2	2,9	0,30	25,0	19,00	limi argillosi
-	-		-						
-	-		-						

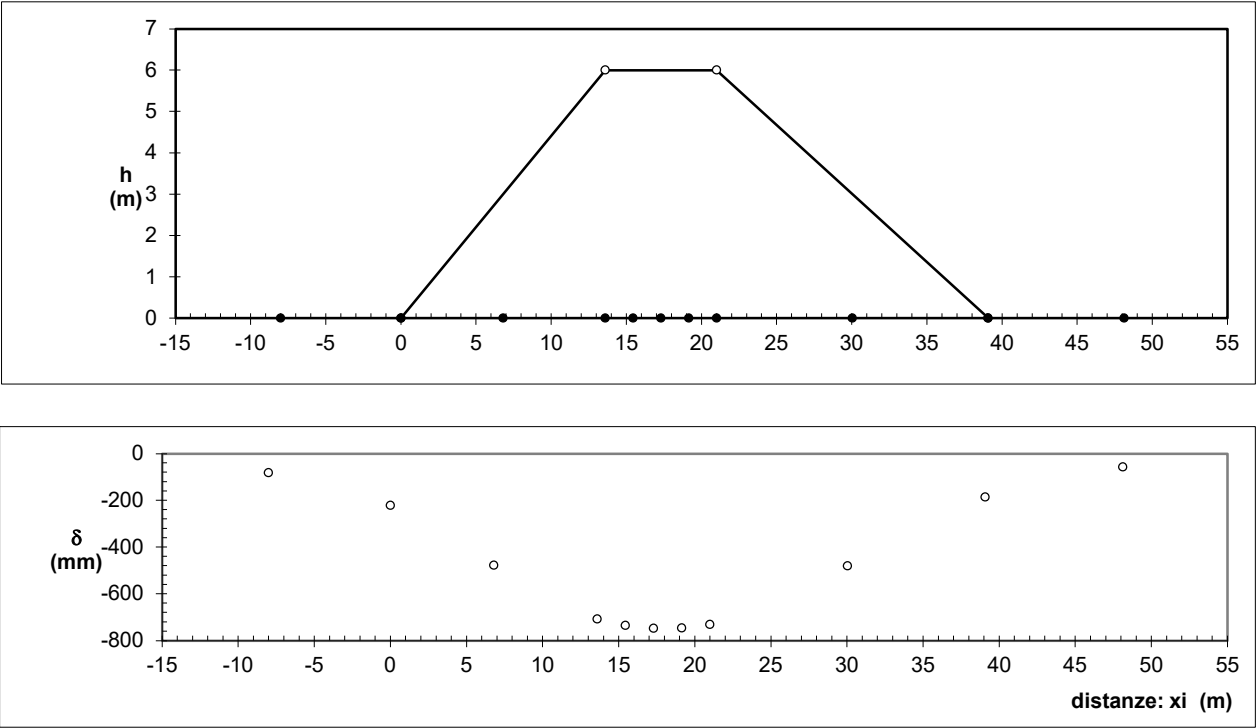
### ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-6,80	0,00	6,80	13,60	15,45	17,30	19,15	21,00	30,04	39,08	48,12
-8,00										

(automatico)  
(manuale)



**RISULTATI DELLE ANALISI**



**ASCISSE DI CALCOLO**

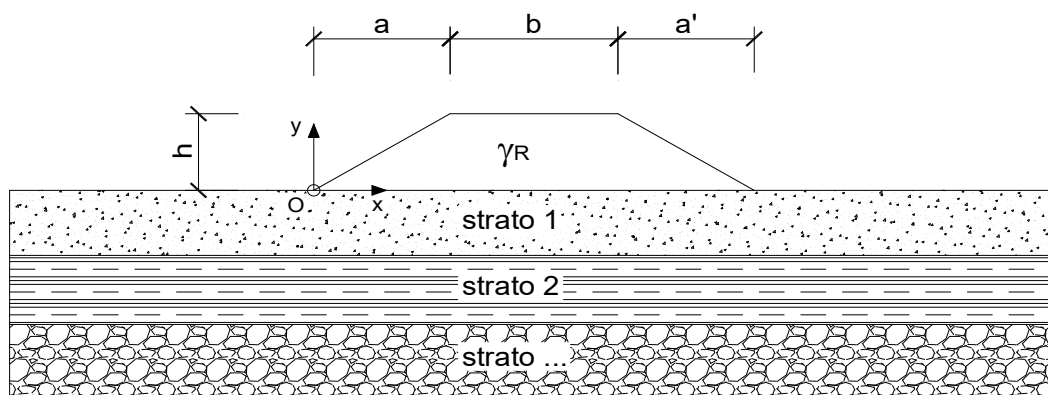
x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-8,00	0,00	6,80	13,60	15,45	17,30	19,15	21,00	30,04	39,08	48,12

**CEDIMENTI**

$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\delta_5$	$\delta_6$	$\delta_7$	$\delta_8$	$\delta_9$	$\delta_{10}$	$\delta_{11}$
( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )
-8,19	-22,24	-47,83	-70,77	-73,56	-74,80	-74,70	-73,14	-48,13	-18,58	-5,73

## CEDIMENTI INDOTTI DA UN RILEVATO

**LAVORO:** Destra Po Maistra - stanti 5-16 - Sez. 3 - Configurazione di Progetto



### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

h (altezza del rilevato):	7,00	(m)
a (larghezza scarpata sinistra):	13,18	(m)
a' (larghezza scarpata destra):	20,75	(m)
b (larghezza coronamento del rilevato):	7,60	(m)
$\gamma_R$ (peso di unità di volume del rilevato):	19,00	(kN/m <sup>3</sup> )

### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati) (max 5):	3	(-)
$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$ :	1	(%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)		
Zw (Profondità della falda):	0,00	(m)

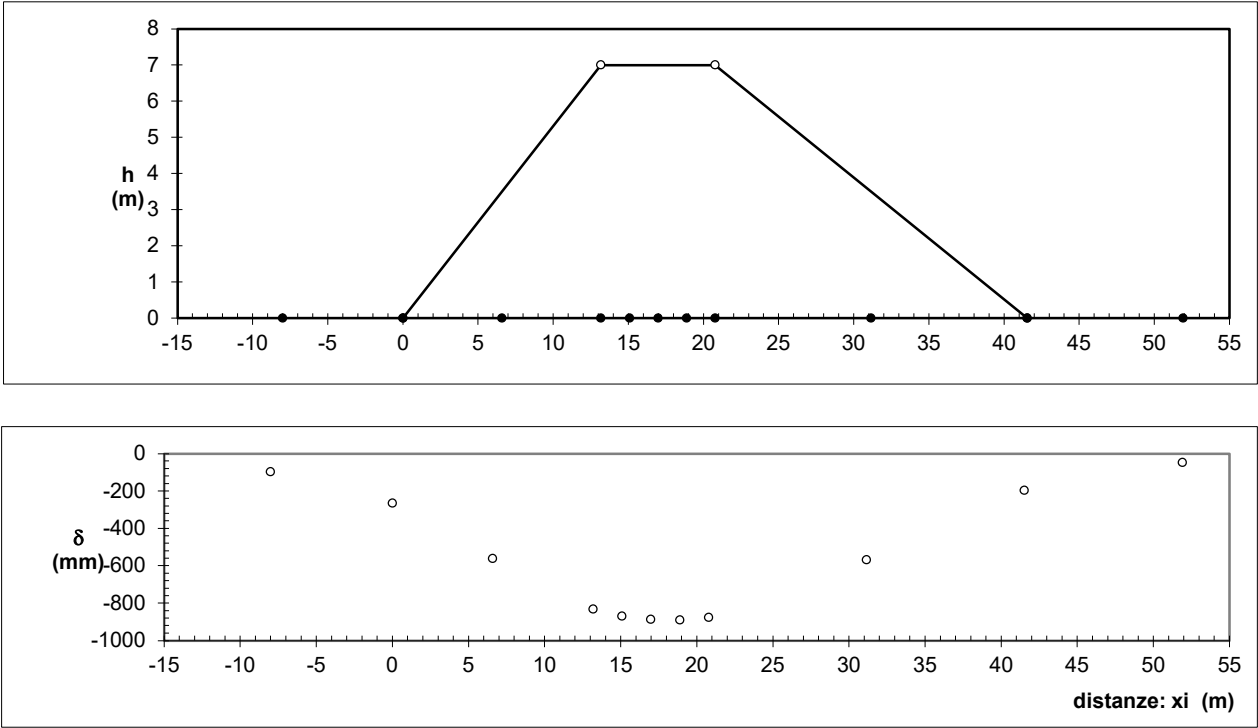
Strato (n)	Z <sub>iniziale</sub> (m)	Z <sub>finale</sub> (m)	Spessore (m)	$\Delta z_i$ (m)	E (Mpa)	$\nu$ (-)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	terreno
1	0,00	3,50	3,50	0,2	2,8	0,30	24,0	19,00	limi argillosi
2	3,50	5,00	1,50	0,2	50,0	0,25	34,0	19,00	sabbia limose e limi con sabbia addensata
3	5,00	40,00	35,00	0,2	2,9	0,30	25,0	19,00	limi argillosi
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

### ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-6,59	0,00	6,59	13,18	15,08	16,98	18,88	20,78	31,16	41,53	51,91
-8,00										

(automatico)  
(manuale)

**RISULTATI DELLE ANALISI**



**ASCISSE DI CALCOLO**

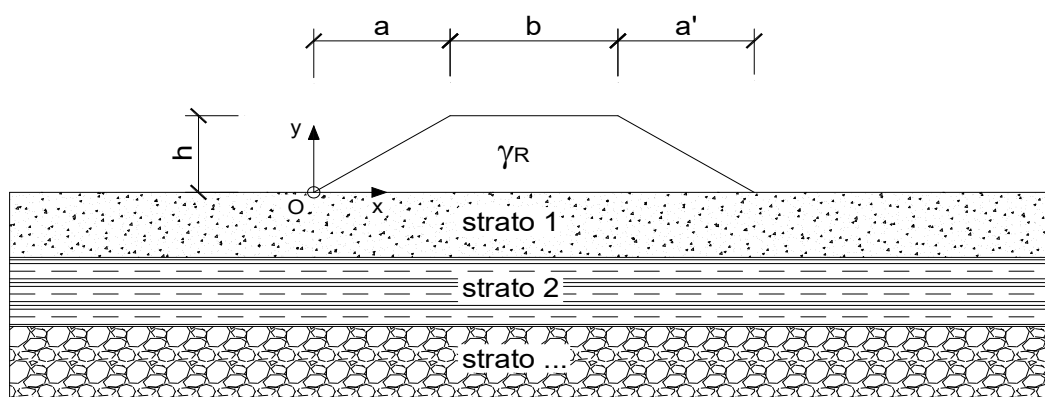
x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-8,00	0,00	6,59	13,18	15,08	16,98	18,88	20,78	31,16	41,53	51,91

**CEDIMENTI**

$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\delta_5$	$\delta_6$	$\delta_7$	$\delta_8$	$\delta_9$	$\delta_{10}$	$\delta_{11}$
( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )
-9,72	-26,55	-56,19	-83,19	-86,90	-88,77	-89,04	-87,65	-56,75	-19,64	-4,69

## CEDIMENTI INDOTTI DA UN RILEVATO

**LAVORO:** Destra Po Maistra - stanti 5-16 - sez. 16 -Configurazione di fatto



### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

h (altezza del rilevato):	1,80	(m)
a (larghezza scarpata sinistra):	3,25	(m)
a' (larghezza scarpata destra):	3,56	(m)
b (larghezza coronamento del rilevato):	5,00	(m)
$\gamma_R$ (peso di unità di volume del rilevato):	19,00	(kN/m <sup>3</sup> )

### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati) (max 5):	5	(-)
$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$ :	1	(%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)		
Zw (Profondità della falda):	4,00	(m)

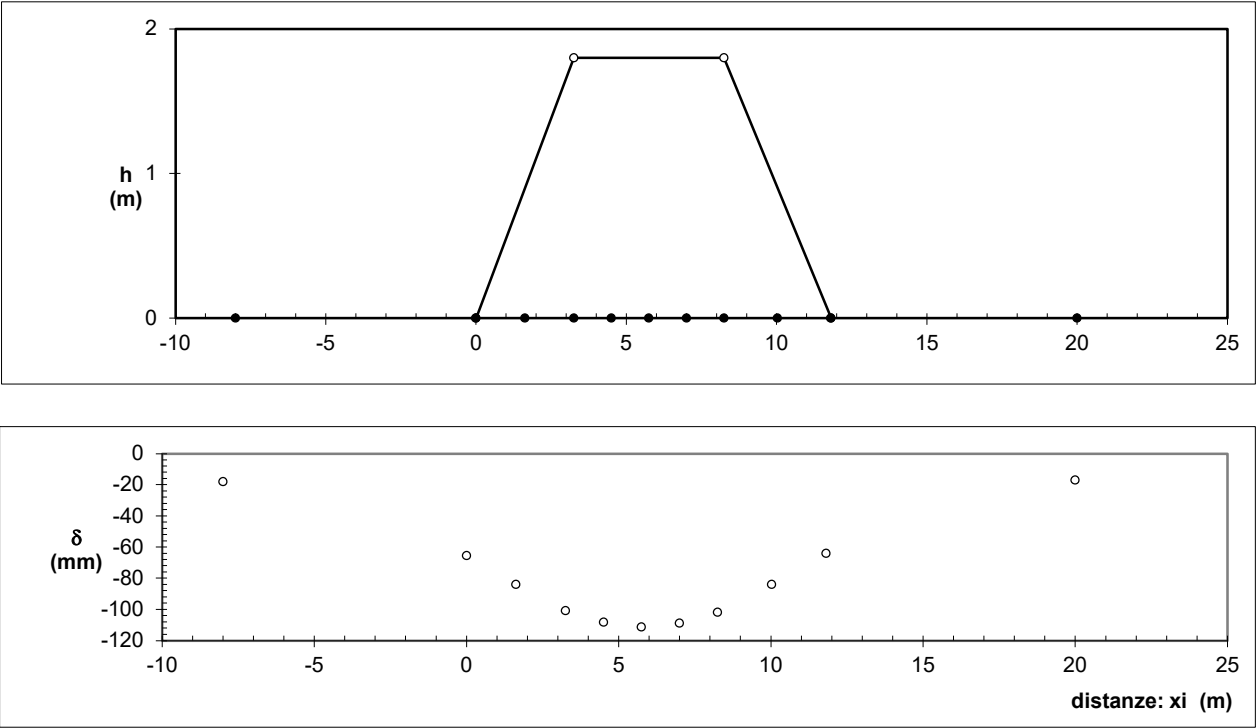
Strato (n)	Z <sub>iniziale</sub> (m)	Z <sub>finale</sub> (m)	Spessore (m)	$\Delta z_i$ (m)	E (Mpa)	$\nu$ (-)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	terreno
1	0,00	2,50	2,50	0,2	25,0	0,25	38,0	19,00	limi sabbiosi compatti
2	2,50	6,00	3,50	0,2	3,2	0,30	24,0	19,00	limi argillosi arginali
3	6,00	11,00	5,00	0,2	2,8	0,30	24,0	19,00	limi argillosi
4	11,00	12,50	1,50	0,2	50,0	0,25	34,0	19,00	sabbie limose
5	12,50	15,00	2,50	0,2	2,9	0,30	25,0	19,00	limi argillosi di fondo

### ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-1,63	0,00	1,63	3,25	4,50	5,75	7,00	8,25	10,03	11,81	13,59
-8,00										20

(automatico)  
(manuale)

**RISULTATI DELLE ANALISI**



**ASCISSE DI CALCOLO**

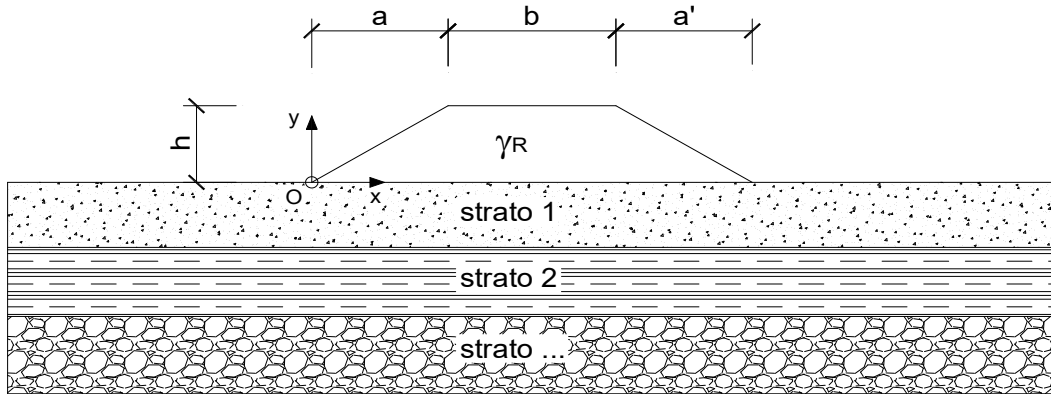
x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-8,00	0,00	1,63	3,25	4,50	5,75	7,00	8,25	10,03	11,81	20,00

**CEDIMENTI**

$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\delta_5$	$\delta_6$	$\delta_7$	$\delta_8$	$\delta_9$	$\delta_{10}$	$\delta_{11}$
( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )
-1,81	-6,55	-8,40	-10,08	-10,83	-11,13	-10,89	-10,19	-8,41	-6,42	-1,71

## CEDIMENTI INDOTTI DA UN RILEVATO

**LAVORO:** Rialzo Destra Po Maistra - stanti 5-16 - Sez. 16 - Configurazione di progetto



### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

h (altezza del rilevato):	2,80	(m)
a (larghezza scarpata sinistra):	4,32	(m)
a' (larghezza scarpata destra):	4,34	(m)
b (larghezza coronamento del rilevato):	5,00	(m)
$\gamma_R$ (peso di unità di volume del rilevato):	19,00	(kN/m <sup>3</sup> )

### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati) (max 5):	5	(-)
$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$ :	1	(%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)		
Zw (Profondità della falda):	3,00	(m)

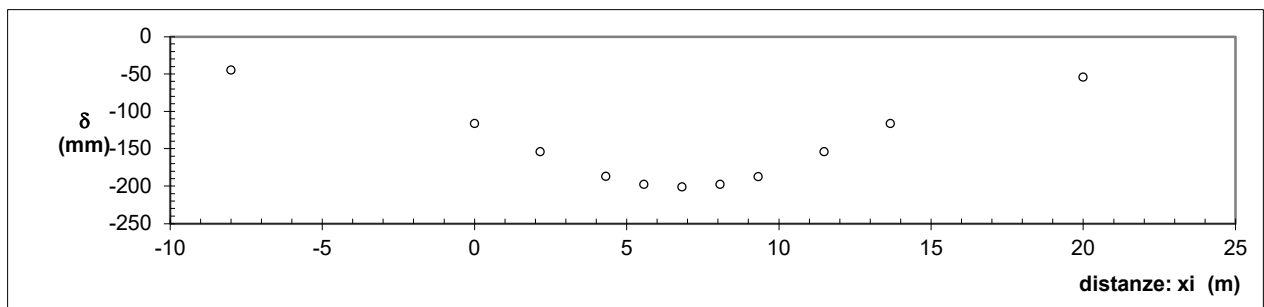
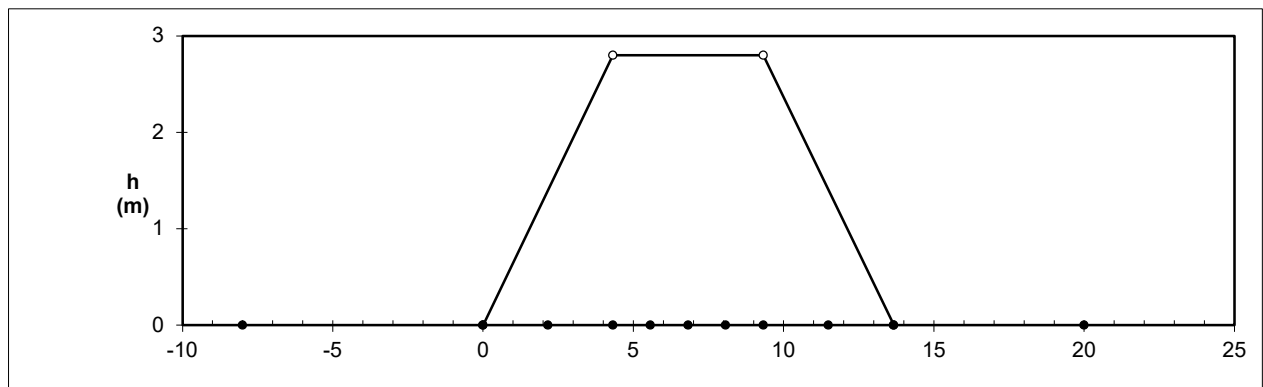
Strato (n)	Z <sub>iniziale</sub> (m)	Z <sub>finale</sub> (m)	Spessore (m)	$\Delta z_i$ (m)	E (Mpa)	$\nu$ (-)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	terreno
1	0,00	2,50	2,50	0,2	25,0	0,25	38,0	19,00	limi sabbiosi compatti
2	2,50	6,00	3,50	0,2	3,2	0,30	24,0	19,00	limi argillosi arginali
3	6,00	11,00	5,00	0,2	2,8	0,30	24,0	19,00	limi argillosi
4	11,00	12,50	1,50	0,2	50,0	0,25	34,0	19,00	sabbie limose
5	12,50	15,00	2,50	0,2	2,9	0,30	25,0	19,00	limi argillosi di fondo

### ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-2,16	0,00	2,16	4,32	5,57	6,82	8,07	9,32	11,49	13,66	15,83
-8,00										20

(automatico)  
(manuale)

## RISULTATI DELLE ANALISI



### ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-8,00	0,00	2,16	4,32	5,57	6,82	8,07	9,32	11,49	13,66	20,00

### CEDIMENTI

$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\delta_5$	$\delta_6$	$\delta_7$	$\delta_8$	$\delta_9$	$\delta_{10}$	$\delta_{11}$
( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )	( cm )
-4,51	-11,65	-15,41	-18,72	-19,78	-20,13	-19,78	-18,73	-15,41	-11,63	-5,42