

AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO
 UFFICIO OPERATIVO DI TORINO

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLE OPERE DI DIFESA IDRAULICA DEL TORRENTE MAIRA IN COMUNE DI RACCONIGI (CN) (CN-E-1183)



FOTO P. TUNINETTI

PROGETTO

<input type="checkbox"/>	PRELIMINARE
<input type="checkbox"/>	DEFINITIVO
<input checked="" type="checkbox"/>	ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA

N° ELABORATO

E

SCALA

IL PROGETTISTA

Ing. Riccardo Telò



Studio Telò srl
 Dott. Ing. Riccardo Telò
 Studio di Ingegneria
 Idraulico Ambientale

Largo 24 Agosto 1942, 33/A - 43126 - Parma (PR)
 Tel. & Fax 0521-292795 - studiotelo@studiotelo.it

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gianluca Zanichelli

AGGIORNAMENTI:

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLL.	APPROV.
0	Luglio 2015	EMISSIONE	Ing. Quintavalla	Ing. Telò	Ing. Telò
1	Ottobre 2015	REVISIONE	Ing. Quintavalla	Ing. Telò	Ing. Telò

INDICE

1.	PREMESSA	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3.	DESCRIZIONE DELL'OPERA IN PROGETTO E DEL SITO D'INTERVENTO .	4
3.1	Caratteristiche geometriche	4
4.	SINTESI DELLE INFORMAZIONI GEOLOGICHE RILEVANTI	6
5.	CARATTERISTICHE DELL'OPERA AI FINI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE	8
6.	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE E DELLE MISURE DI PERMEABILITA'	11
6.1	Prove penetrometriche dinamiche (DPSH)	12
6.1.1	Angolo d'attrito.....	13
6.1.2	Densità relativa	13
6.1.3	Piezometria	13
6.2	Prove di permeabilità in sito.....	14
7.	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO INTERESSATO DALLE OPERE	14
7.1	Unità geotecniche sponda destra idrografica.....	14
7.2	Unità geotecniche sponda sinistra idrografica.....	15
7.3	Definizione dei parametri caratteristici di progetto.....	16
8.	CALCOLI E VERIFICHE PER LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA DEFINITIVA DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI.....	18
8.1	Definizione delle azioni agenti sul manufatto	18
8.2	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	23
8.2.1	Verifica di stabilità del rilevato costituente il corpo arginale	26
8.2.2	Verifica di capacità portante del terreno di fondazione dell'argine.....	44
8.3	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	48
8.3.1	Risultati della verifica	50
8.4	Verifiche in condizioni sismiche	51
8.4.1	SLV – Stabilità dei paramenti arginali.....	51
9.	CONCLUSIONI	53

1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica è parte integrante del Progetto Esecutivo relativo a *“Lavori di completamento delle opere di difesa idraulica del torrente Maira in Comune di Racconigi (CN)”* e viene redatta ai sensi e con i contenuti previsti dall’art. 26 del D.P.R. n. 207/2010.

Le verifiche geotecniche descritte nei paragrafi seguenti sono state effettuate in relazione alla tipologia di opera da eseguire (argine in materiale sciolto), alla luce delle seguenti indagini:

1. Indagini geognostiche realizzate da Cogeo Snc per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere in progetto, nell’ambito del Progetto Generale per la sistemazione idraulica del T. Maira in Comune di Racconigi, che già dal 2001 aveva previsto la realizzazione di corpi arginali sia nel tratto a monte che a valle del ponte della Strada Provinciale 30. Il successivo Progetto Esecutivo ha visto la realizzazione solo dei tratti di argine a monte del ponte ma le indagini geotecniche si sono spinte anche nelle zone a valle, dove è previsto, in questa fase, il completamento delle opere di difesa;
2. Analisi eseguite da Planeta Studio Associato nell’Ottobre 2014 per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei materiali da scavo che si prevede di utilizzare per la realizzazione degli argini. Le medesime analisi sono state ripetute sugli stessi campioni di terreno anche da un laboratorio geotecnico con certificazione ministeriale (Tecno Piemonte S.p.a.) nell’Aprile 2015, a seguito di espressa richiesta pervenuta in fase di verifica del Progetto Definitivo.

Al fine della definizione del modello geotecnico di terreno da considerare nelle verifiche, sono stati utilizzati nello specifico i risultati delle seguenti indagini, eseguite nelle zone a valle del ponte della SP30:

- N. 4 prove penetrometriche dinamiche
- N. 1 prova di permeabilità in sito

Per la caratterizzazione geologico-geomorfologica a più ampia scala dell’area limitrofa al torrente si sono potute analizzare le prove eseguite a monte del ponte:

- N. 7 prove penetrometriche dinamiche
- N. 3 prove di permeabilità in sito
- N. 5 scavi esplorativi con analisi granulometriche

I risultati delle indagini elencate e la correlazione con i parametri geotecnici caratteristici dei terreni sono descritti nello Studio geologico tecnico a supporto del progetto, redatto dai geologi che hanno eseguito le indagini.

Nella presente relazione verranno riportate le informazioni geologiche più rilevanti desunte dal lavoro dei geologi e sarà descritta l'interpretazione delle risultanze dell'indagine al fine della definizione del modello geotecnico del terreno interessato dall'opera in corrispondenza delle sezioni più critiche.

Le verifiche geotecniche per il manufatto arginale sono state eseguite in considerazione degli stati limite ultimi e di esercizio, dimostrando il rispetto dei requisiti di sicurezza imposti dalle normative vigenti. Considerando che l'opera ha funzione di ritenuta idraulica, gli stati limite ultimi (SLU) sono stati verificati, oltre che in relazione alla capacità portante del terreno di fondazione, anche con riferimento alla stabilità dei paramenti, in tutte le possibili condizioni di esercizio (fine costruzione, al colmo dell'onda di piena del T.Maira e in fase di recessione dell'onda di piena). Si è inoltre posta attenzione alla problematica relativa al sifonamento arginale, andando ad effettuare verifiche relativamente ai moti di filtrazione indotti nel rilevato dalle piene del torrente Maira.

Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio (SLE) si è verificato che i cedimenti del manufatto arginale, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, siano compatibili con la sua funzionalità. Sono state inoltre effettuate le verifiche di sicurezza del rilevato in condizioni sismiche utilizzando il metodo pseudostatico.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa a cui si è fatto riferimento per lo sviluppo delle elaborazioni è costituita dalle **Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) emanate con D.M. 14.01.2008**, in particolare al Cap. 6 (Progettazione geotecnica) e ai Cap. 3 (Azioni sulle costruzioni) e 7.11 (Progettazione per azioni sismiche per opere e sistemi geotecnici).

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in Cap. 12; fra questi gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1990:2006

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA IN PROGETTO E DEL SITO D'INTERVENTO

L'opera in progetto riguarda la realizzazioni di due presidi arginali, uno in sponda destra e uno in sponda sinistra del torrente Maira nel Comune di Racconigi, a valle del ponte della SP30 (Via Regina Margherita), in modo da completare il sistema difensivo idraulico che ha visto la realizzazione negli anni 2001-2005 dei presidi arginali a monte del ponte.

Le arginature verranno realizzate al limitare delle aree urbanizzate, in territorio pianeggiante.

Il Comune di Racconigi è situato nella parte nord-orientale della Provincia di Cuneo e si trova ad una quota sul livello del mare compresa tra 243 e 271 m. L'area, dal punto di vista geografico, fa parte della bassa Pianura Padana ed è posta circa 20 km a monte della confluenza del t. Maira nel Fiume Po.

Gli argini saranno realizzati in terra con le sagome classiche per i corsi d'acqua analoghi al Maira. Vista la bassa permanenza della piena e i modesti valori delle altezze dei rilevati arginali, entrambi i paramenti sono stati previsti a pendenza 2/3. Essi inoltre non necessitano di particolari protezioni in quanto sono sufficientemente lontani dalle linee di flusso della corrente.

3.1 Caratteristiche geometriche

Le caratteristiche dell'opera sono le seguenti:

- **SPONDA DESTRA:** l'argine si estende per circa 590 m, impostato ad un metro sopra la quota che si instaura nel Torrente Maira nelle condizioni di propagazione di un'onda di piena prefissata con $TR=200$ anni e ha le seguenti caratteristiche dimensionali:
 - altezza media compresa tra 1 e 2 metri;
 - ampiezza media della base pari a 7.5 metri;
 - ampiezza media in sommità pari a 3,5 m.

E' inoltre prevista la realizzazione di un manufatto chiavicale DN1000 per lo scolo del reticolo idrico superficiale e per fornire continuità alla rete irrigua.

- **SPONDA SINISTRA:** si prevedono interventi diversi nei vari tratti di interesse. Nel primo tratto immediatamente a valle del ponte sarà mantenuto il muro di contenimento in pannelli prefabbricati esistente, che verrà prolungato per un tratto di circa 30 m attraverso la realizzazione di un nuovo muro in opera. Questo muro si innesterà nell'argine in progetto, che avrà uno sviluppo di circa 80 m e si andrà a raccordare con la Strada Comunale di Polonghera, una carraia che verrà sovralzata per un'altezza variabile tra 1.00 m e 0.30 m. Il muro, l'argine e il sovralzato della carraia verranno impostati ad un metro sopra la quota che si instaura nel Torrente Maira nelle condizioni di propagazione di un'onda di piena prefissata con $TR=200$ anni.

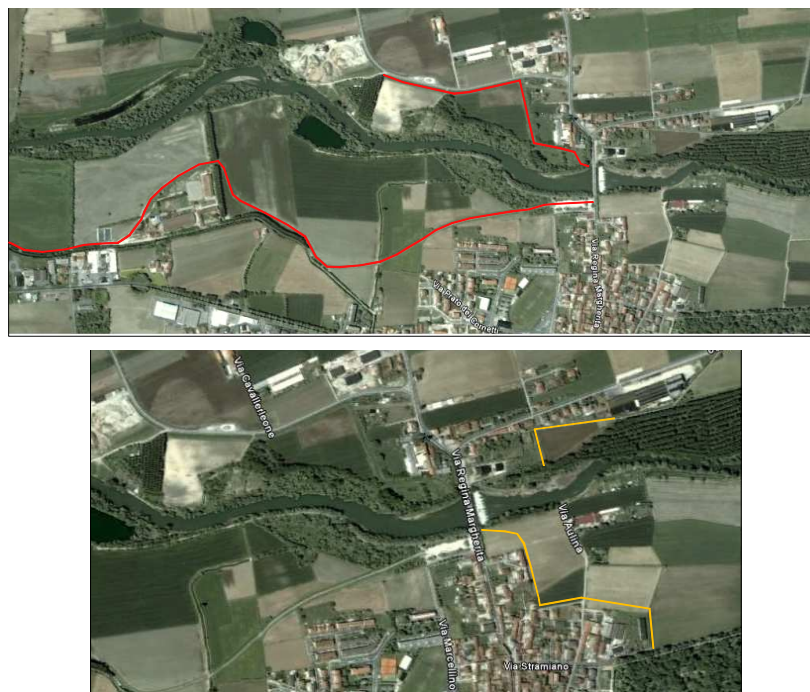


Figura 3-1– Opere di arginatura già realizzate (in rosso) e opere arginali di completamento da realizzare (in giallo)

4. SINTESI DELLE INFORMAZIONI GEOLOGICHE RILEVANTI

Nel presente paragrafo vengono riportate le principali informazioni geologiche relative all'area d'intervento desunte dallo Studio geologico-tecnico allegato al progetto.

Questo studio, redatto in occasione della redazione del Progetto generale delle arginature, comprende le analisi e indagini geotecniche realizzate anche nella parte di monte rispetto al ponte della SP30, dove i presidi sono attualmente già stati realizzati.

Dal punto di vista litologico in questa zona prevalgono i sedimenti alluvionali. Tali sedimenti sono costituiti in prevalenza da ghiaie e sabbie argilloso-ghiaiose talora organizzate in terrazzamenti e sospese solo alcuni metri rispetto alle alluvioni attuali.

Allontanandosi dal corso del torrente, i depositi sono costituiti principalmente da alluvioni terrazzate, ghiaie e sabbie (Alluvioni antiche), perlopiù in matrice argillosa, sospese sulle alluvioni recenti del Po di circa una decina di metri.

Ghiaie e sabbie quarzose a stratificazione incrociata, di ambiente lagunare deltizio, costituiscono il margine sud-orientale della pianura e si correlano ai depositi quaternari continentali.

Tali successioni quaternarie poggiano sul basamento cristallino pre-cenozoico, localizzato a profondità superiori ai cento metri.

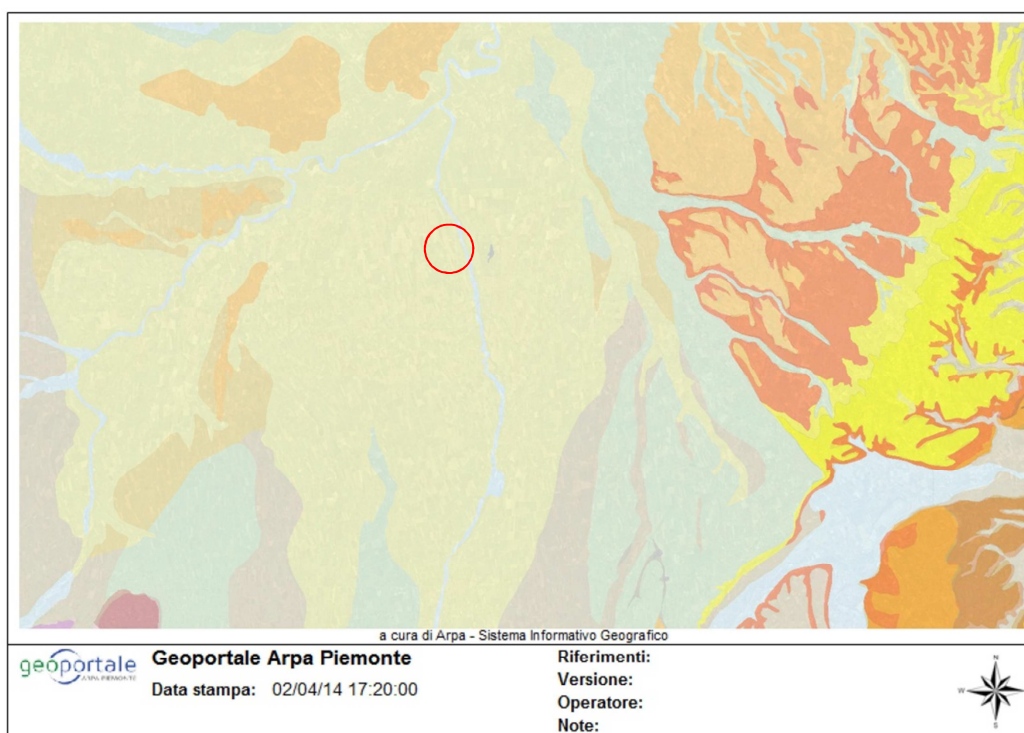
Lungo tutto il torrente e in particolare nel tratto a monte del ponte ferroviario Saluzzo - Savigliano, sono presenti paleoforme fluviali che appaiono legate alla recente trasformazione monocursale del corso d'acqua. Le forme relitte risultano comunque spesso scarsamente riconoscibili in quanto modificate dall'attività agricola. Localmente si osservano rami abbandonati a testimonianza di un precedente alveotipo ramificato. I fenomeni di erosione spondale sono scarsamente significativi nel tratto superiore, fino a monte dell'abitato di Villafalletto; a valle si hanno fenomeni diffusi e generalmente di limitata intensità.

L'assenza di rilievi delle sezioni in differenti periodi non consente di quantificare le variazioni altimetriche del fondo alveo. Tuttavia la variazione degli indici morfometrici e l'osservazione delle fondazioni di opere in alveo evidenziano due distinte situazioni:

- Nel tratto superiore (fino all'abitato di Busca) non si hanno evidenze significative di variazioni altimetriche del profilo di fondo;

- Nel tratto inferiore si manifesta una tendenza alla canalizzazione molto marcata rispetto alle condizioni precedenti, dovuta ad un abbassamento generalizzato del profilo di fondo, testimoniato anche dalla trasformazione in golene stabili di ampi settori di barra laterale. Tale abbassamento è controllato da soglie di fondo in corrispondenza di tutte le opere di attraversamento.

Le situazioni di dissesto appaiono di dimensioni limitate su gran parte del corso d'acqua; i fenomeni prevalenti sono da porre in relazione agli aspetti connessi alla dinamica del trasporto solido lungo l'asta, che dà luogo ad abbassamenti del profilo di fondo, erosioni di sponda e sovralluvionamenti, e a esondazioni potenziali che interessano prevalentemente la parte media e bassa dell'asta. Situazione particolare è rappresentata dalla confluenza del Mellea, in condizioni di elevata instabilità e di inadeguata regimazione idraulica.



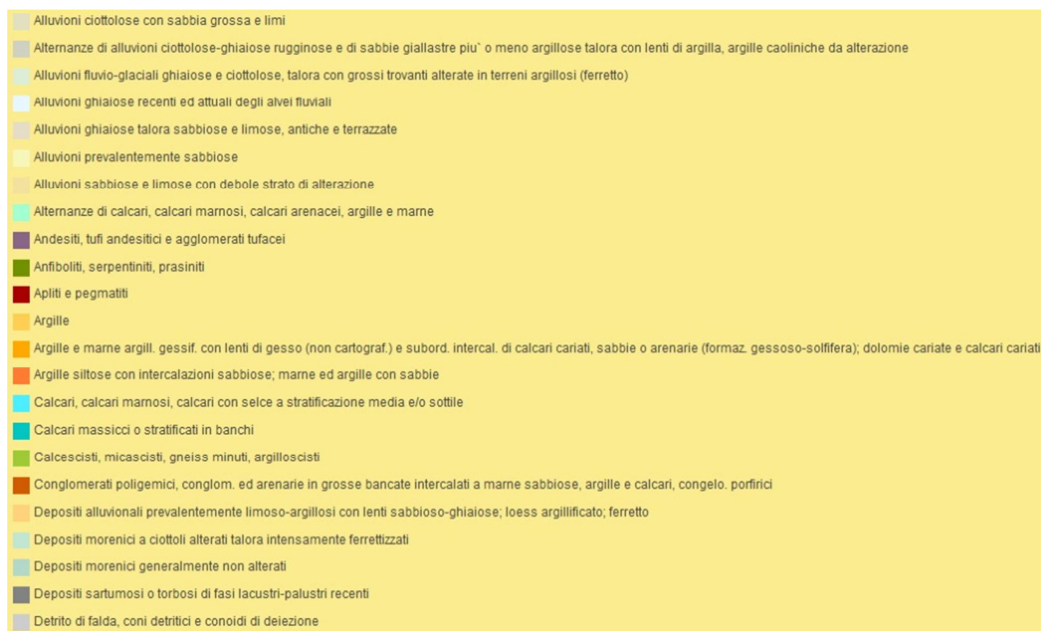


Figura 4-1 – Carta litologico-giacimentologica da Geoportale ARPA Piemonte

5. CARATTERISTICHE DELL'OPERA AI FINI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

L'opera in progetto riguarda arginature da realizzarsi in materiale sciolto che sarà prelevato in parte da alcune aree di cava poste in sponda sinistra Maira (v. Tav. 8-9-10 del Progetto Esecutivo) e in parte con materiale fornito a cura dell'impresa che eseguirà i lavori.

L'asporto del materiale dalle zone di cava dovrà essere eseguito secondo gli elaborati di progetto. La soluzione adottata per la realizzazione degli argini a monte del ponte era stata l'utilizzo di una cava di prestito posta in sponda sinistra del torrente, realizzata per l'asportazione del materiale (Cava 1).

Si tratta di un'area residuale del paleoalveo del torrente ricadente prevalentemente in fascia C.

Nel presente progetto è prevista una semplice gradonatura delle sponde della cava (contestuale ad una sistemazione ambientale) che permetterà anche il riutilizzo del materiale così ottenuto per la realizzazione del cassonetto stradale dell'argine in progetto (sia per la sponda destra che per quella sinistra). La quantità di scavo prevista è piuttosto contenuta.

Le altre fonti principali di materiale per la realizzazione dei rilevati arginali saranno:

- Cava 2: un deposito di materiale presente a monte del ponte di via Regina Margherita, dal quale si prevede di asportare circa 4000 m³ di terreno, con il duplice scopo di riutilizzare lo stesso per la formazione degli argini e di ampliare la sezione di deflusso per migliorare l'efficienza idraulica del T.Maira in quella zona.
- Cava 3: un deposito di materiale creatosi in alveo nel corso del tempo, dal quale si prevede di recuperare circa 2000 m³ di terreno. Anche in questo caso l'asportazione di parte del deposito permetterà un miglioramento dell'efficienza idraulica del Torrente nella zona in oggetto. In questo modo si andrà a recuperare quasi tutto il materiale necessario alla realizzazione dei presidi arginali. (v. Piano di gestione delle materie).

Considerata la tipologia dei materiali presenti nei depositi citati (sabbie medio fini debolmente limose, classi A1-b, A1-a e A2-4 della CNR-UNI 10006) risultanti dalle analisi granulometriche di laboratorio allegate al Piano di gestione delle materie, si prevede di reperire materiale di classe A4-A6 della classificazione CNR-UNI 10006 (da utilizzare al fine di migliorare la miscela di materiali con cui saranno realizzati gli argini), presso cave di prestito. In particolare le arginature saranno realizzate con una miscela di materiali la cui composizione percentuale è riportata nella seguente tabella:

Tabella 1 Composizione percentuale del rilevato in progetto

MISCELA				
Tipologia	Pezzatura	% cava demaniale	% cava di prestito	% TOT
pietrisco	25.0 -60.0 mm	2	8	10
ghiaia	10.0 – 25.0 mm	3	8	11
ghiaietto	5.0 – 10.0 mm	2	6	8
sabbioncello in natura	2.0- 5.0 mm	2	6	8
sabbia in natura	0.425 - 2.0 mm	4	11	15
sabbia limosa	0.075 - 0.425	15	6	21
limo	<0.075	6	22	28
		33	67	100

**Figura 5-1 Area di cava 2**

Il materiale andrà posto in strati di spessore 30-40 cm, progressivamente compattati in modo da ottenere una densità secca pari circa al 95% della massima ottenibile in laboratorio con prova Proctor standard e contenuto d'acqua con valori compresi fra +/- 2% di quello ottimale di laboratorio.

Prima di procedere alla costruzione dell'argine, è necessario preparare il terreno di posa, provvedendo

all'asportazione del terreno vegetale e degli apparati radicali e alla predisposizione di uno scavo di cassonetto. Il terreno di scotico verrà accantonato in modo da poterlo riutilizzare per la spondinatura dei paramenti arginali.

6. RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE E DELLE MISURE DI PERMEABILITA'

Al fine di giungere alla definizione di un modello geotecnico complessivo del terreno interessato dalla realizzazione delle arginature nell'ambito della redazione del primo Progetto Generale dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini:

- Prove penetrometriche dinamiche (DPSH)
- Scavi esplorativi e analisi granulometriche (TR)
- Prove di permeabilità in sito (PERM).

L'ubicazione dei punti di indagine è riportata nella Tav.05 dello Studio geologico tecnico a supporto del progetto e indica, per la zona a valle del ponte, 4 punti per le prove penetrometriche (DPSH 6 in sponda destra, DPSH 9-10-11 in sponda sinistra) e 1 punto per la prova di permeabilità (subito a valle del ponte in sponda sinistra).

I punti relativi agli scavi esplorativi sono tutti ubicati a monte del ponte.

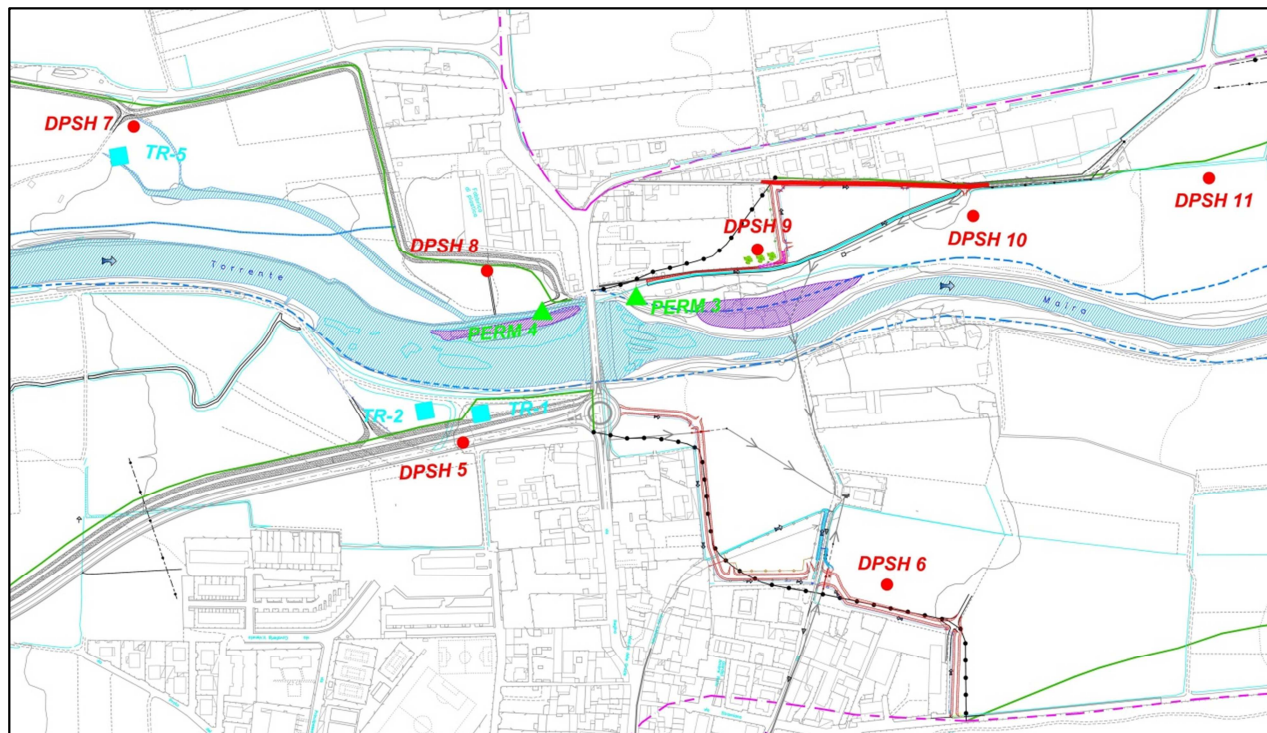


Figura 6-1 Ubicazione prove penetrometriche (DPSH), di permeabilità (PERM) e trincee esplorative (TR) nella zona adiacenti al ponte della SP30

6.1 Prove penetrometriche dinamiche (DPSH)

Come meglio descritto nella specifica relazione geologica, le prove sono state eseguite infiggendo verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di aste. L'infissione è avvenuta per battitura, andando a misurare i colpi N_{30} necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza 30 cm. Le prove sono state approfondite fino a circa 6 m da p.c., considerata la modesta entità dei carichi indotti dal rilevato arginale. Nelle immagini seguenti vengono riportati i grafici relativi alle prove penetrometriche nei punti di interesse precedentemente citati:

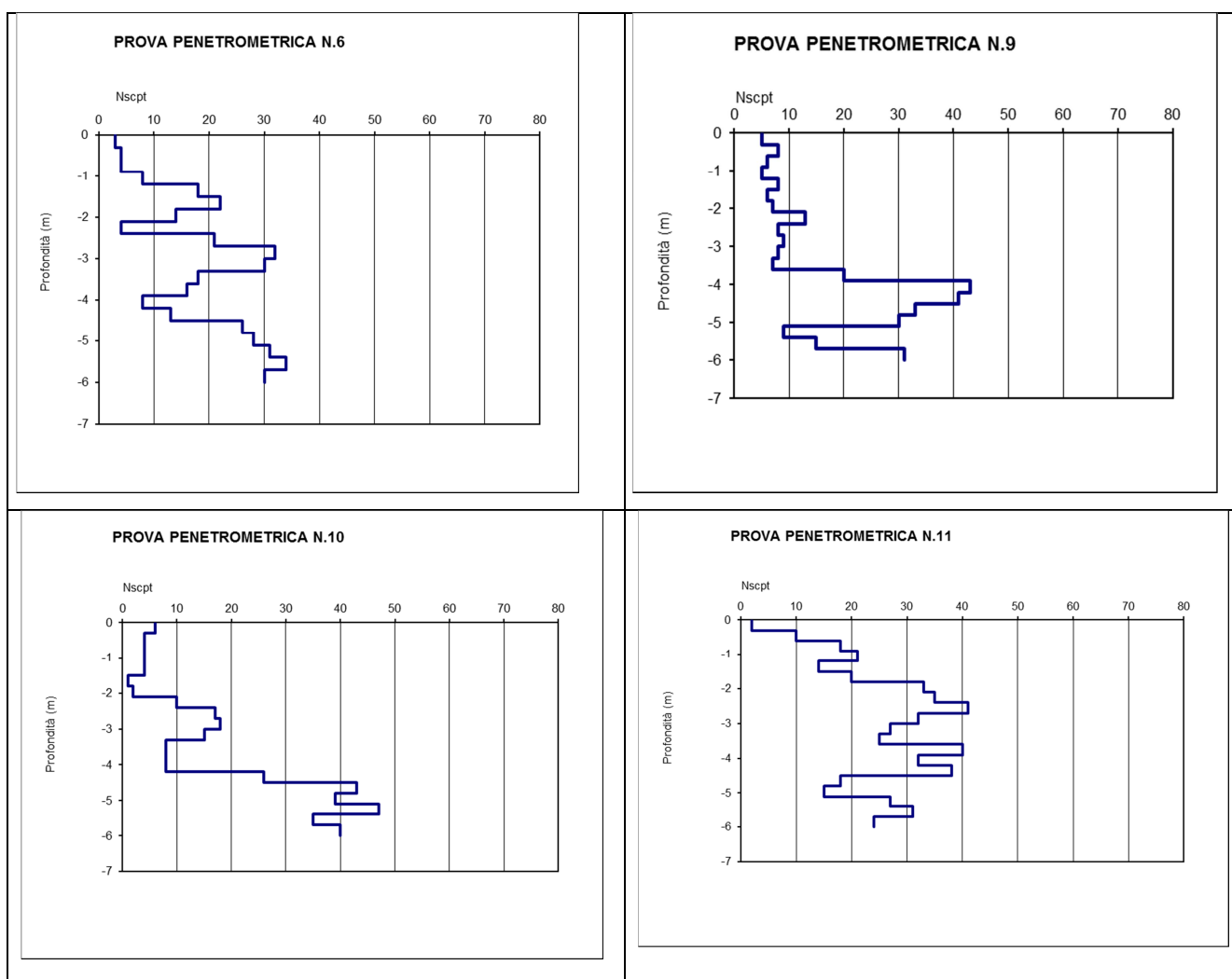


Figura 6-2 – Grafici relativi alle prove penetrometriche

A partire dai valori ottenuti dalle prove sono stati desunti i parametri caratteristici del terreno utilizzando alcune correlazioni empiriche.

6.1.1 Angolo d'attrito

I risultati migliori in termine di angolo d'attrito si hanno indubbiamente per la prova DPSH11, con valori superiori ai 30°, a partire da profondità di 1.5 m p.c., area ove l'orizzonte ghiaioso risulta prossimo alla superficie topografica.

I risultati peggiori in termini di caratteristiche dei terreni si hanno invece per la prova DPSH9, localizzata in prossimità di una zona a prevalente deposizione da parte di correnti di deflusso in condizioni di morbida, e perciò con trasporto e deposizione di sabbie prevalenti per spessori dell'ordine dei 3.5 m da p.c. .

Nella tabella seguente sono riportati i valori dell'angolo di attrito attribuibili a intervalli definiti di verticale d'indagine.

Prova	0.5 – 1.5 m p.c.	1.5 – 3.0 m p.c.	3.0 – 4.0 m p.c.	4.0 – 6.0 m p.c.
DPSH 6	26°	30°	28°	35°
DPSH 9	23°	23°	23°	35°
DPSH 10	23°	26°	23°	37°
DPSH 11	32°	35°	34°	34°

Trattandosi di terreni prevalentemente incoerenti, con presenza solo locale di lenti di modesto spessore limoso-sabbiose, fatta esclusione per alcuni decimetri di terreno superficiali sabbioso – limosi e limoso – sabbiosi, la coesione è stata considerata nulla lungo tutte le verticali d'indagine (tale semplificazione consente di operare maggiormente a favore di sicurezza).

6.1.2 Densità relativa

Di seguito vengono riportati i valori riguardanti la densità relativa inerente agli stessi intervalli lungo le verticali di indagine.

Prova	0.5 – 1.5 m p.c.	1.5 – 3.0 m p.c.	3.0 – 4.0 m p.c.	4.0 – 6.0 m p.c.
DPSH 6	20%	45%-55%	50%	70%
DPSH 9	25%	35%	40%-55%	55%-70%
DPSH 10	20%	30%-45%	35%	70%-90%
DPSH 11	40%	50% - 60%	65%	70%

6.1.3 Piezometria

La falda acquifera si assesta a profondità comprese tra i 3.5 (nelle zone prossime all'alveo) ed i 4.5 m da p.c. (nelle aree più marginali), nelle ghiaie e sabbie sottostanti l'unità superficiale costituita

in prevalenza da sabbie. Si tratta di una falda freatica, localmente con caratteristiche di falda risaliente e oscillazioni massime dell'ordine di un metro, sino al tetto del livello sabbioso-limoso. In particolare in corrispondenza della prova DPSH 6 (sponda destra) è stato rilevato un livello statico della falda pari a -3.65 m da p.c. mentre in un pozzo irriguo adiacente alla prova DPSH 9 (sponda sinistra) un livello pari a -3.55 m da p.c.

6.2 Prove di permeabilità in sito

Le prove di permeabilità in sito sono state eseguite con infiltrometro ad anello.

Le più significative per l'opera in progetto sono quelle ubicate subito a monte e subito a valle del ponte della SP30 (PERM 3 e PERM 4). Si riportano di seguito i coefficienti di permeabilità ricavati.

N° prova infiltrometrica	Coefficiente di permeabilità ricavato
Perm 3	$1.591 \cdot 10^{-3}$
Perm 4	$2.38 \cdot 10^{-3}$

7. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO INTERESSATO DALLE OPERE

Il modello geotecnico del terreno interessato dalle opere è desunto dallo Studio geologico tecnico allegato al Progetto Esecutivo.

Esso è stato realizzato distinguendo i terreni in destra idrografica del torrente Maira da quelli in sinistra, in quanto possiedono caratteristiche leggermente differenti.

7.1 Unità geotecniche sponda destra idrografica

I terreni di sponda destra hanno in generale caratteristiche geotecniche più scadenti rispetto a quelle ottenute in sinistra idrografica. In particolare dalla prova DPSH 6 si può osservare la presenza, fino a circa -1.2 m da piano campagna, di terreni superficiali fini (sabbie limose), che sono presenti anche nelle zone a monte del ponte.

I terreni sono stati suddivisi in 3 unità principali (non comprensive dei terreni di riporto, che generalmente si esauriscono entro il primo mezzo metro di profondità) aventi le caratteristiche di seguito riportate e meglio specificate nella relazione geologica.

UNITA' A (sabbie localmente limose e sabbie localmente ghiaiose)

Prof. m p.c.	Angolo d'attrito efficace ($\phi = ^\circ$)	Densità relativa ($D_r = \%$)	Modulo Elastico ($E = \text{Mpa}$)	Modulo di Taglio ($G = \text{Mpa}$)	Modulo di Winkler ($K = \text{Kg/cm}^3$)
0.5 - 2.5	23° - 27°	20% - 40%	10-30	30-80	0.5-3.0

UNITA' B (ghiaie e sabbie)

Prof. m p.c.	Angolo d'attrito efficace ($\phi = ^\circ$)	Densità relativa ($D_r = \%$)	Modulo Elastico ($E = \text{Mpa}$)	Modulo di Taglio ($G = \text{Mpa}$)	Modulo di Winkler ($K = \text{Kg/cm}^3$)
2.5 - 4.5	33° - 36°	20% - 70%	20-40	60-130	1.0-8.0

UNITA' C (ghiaie)

Prof. m p.c.	Angolo d'attrito efficace ($\phi = ^\circ$)	Densità relativa ($D_r = \%$)	Modulo Elastico ($E = \text{Mpa}$)	Modulo di Taglio ($G = \text{Mpa}$)	Modulo di Winkler ($K = \text{Kg/cm}^3$)
4.5 - 6.0	32° - 35°	55% - 90%	25-35	80-130	2.0-5.0

7.2 Unità geotecniche sponda sinistra idrografica

In sponda sinistra idrografica i terreni sono caratterizzati da sabbie e sabbie ghiaiose per i primi metri di profondità, analogamente a quanto accade in sponda destra, ma con proprietà geotecniche leggermente migliori. Anche in questo caso i terreni sono stati divisi in 3 unità principali aventi le caratteristiche di seguito riportate e meglio specificate nella relazione geologica.

UNITA' A (sabbie medie)

Prof. m p.c.	Angolo d'attrito efficace ($\phi = ^\circ$)	Densità relativa ($D_r = \%$)	Modulo Elastico ($E = \text{Mpa}$)	Modulo di Taglio ($G = \text{Mpa}$)	Modulo di Winkler ($K = \text{Kg/cm}^3$)
0.5 - 2.5	23° - 30°	20% - 50%	15-35	30-100	1.0-3.0

UNITA' B (ghiaie sabbiose)

Prof. m p.c.	Angolo d'attrito efficace ($\phi = ^\circ$)	Densità relativa ($D_r = \%$)	Modulo Elastico ($E = \text{Mpa}$)	Modulo di Taglio ($G = \text{Mpa}$)	Modulo di Winkler ($K = \text{Kg/cm}^3$)
2.5 - 4.5	33° - 40°	50% - 65%	20-40	40-100	1.0-4.0

UNITA' C (ghiaie e sabbie)

Prof. m p.c.	Angolo d'attrito efficace ($\phi = ^\circ$)	Densità relativa ($D_r = \%$)	Modulo Elastico ($E = \text{Mpa}$)	Modulo di Taglio ($G = \text{Mpa}$)	Modulo di Winkler ($K = \text{Kg/cm}^3$)
4.5 - 6.0	34° - 45°	60% - 90%	25-70	80-150	2.0-10.0

7.3 Definizione dei parametri caratteristici di progetto

Ai fini delle verifiche geotecniche descritte nel successivo capitolo sono stati scelti valori caratteristici dei parametri geotecnici, desunti dalla correlazione con i risultati delle prove in sito, distinguendo i terreni di sponda destra da quelli di sponda sinistra e individuando due intervalli stratigrafici.

I valori utilizzati nelle verifiche sono i seguenti:

Sponda destra (correlazione con prova DPSH 6)

Parametro	0.0 – 3.0 m p.c.	3.0 – 6.0 m p.c.
N_{SPT}	14	23
$\phi' [^\circ]$	26	28
$\gamma_t [\text{KN/m}^3]$	18 (valore stimato)	20 (valore stimato)

Sponda sinistra (correlazione con prova DPSH 9)

Parametro	0.0 – 4.0 m p.c.	4.0 – 6.0 m p.c.
N_{SPT}	7.5	28
φ' [°]	23	35
γ_t [KN/m ³]	18 (valore stimato)	20 (valore stimato)

8. CALCOLI E VERIFICHE PER LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA DEFINITIVA DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI

Nei paragrafi successivi verranno descritte le verifiche condotte sul rilevato arginale. Considerata la tipologia dell'opera in progetto sono state condotte verifiche agli Stati limite ultimi (capacità portante del terreno, stabilità dei paramenti arginali, stabilità al sifonamento) e analisi relative alle condizioni di esercizio (calcolo dei cedimenti del terreno al di sotto del rilevato arginale).

È inoltre stato analizzato il comportamento del rilevato in condizioni sismiche secondo quanto prescritto dalle NTC08 al par 7.11.

8.1 Definizione delle azioni agenti sul manufatto

Vengono di seguito elencate le azioni agenti sul manufatto, riconducibili alla suddivisione prevista dal par.2.5.1.3 delle NTC08 :

1. Azioni permanenti

G_1 - peso proprio del terreno costituente l'argine: nelle analisi è stato assegnato al terreno che verrà utilizzato per la realizzazione dell'argine un peso dell'unità di volume γ pari a 18 kN/m³ (valore di progetto).

2. Azioni variabili

Q_{k1} - carichi verticali mobili: considerato che in sommità arginale sarà realizzata una pista di servizio, per valutare il carico dovuto ad un mezzo di servizio o agricolo si è fatto riferimento al valore 7.20 kN/m², che le NTC08 al cap.5 indicano come carico stradale distribuito di II categoria.

3. Azioni eccezionali

A_d - carico idraulico sul paramento lato fiume: nelle analisi è stato considerato l'incremento di spinta dell'acqua dovuto alla condizione di piena del t. Maira.

4. Azioni sismiche

E - azione indotta dal moto sismico: il comportamento in condizioni sismiche del rilevato arginale è stato analizzato attraverso il metodo pseudostatico, secondo il quale l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al

peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontali e verticali della forza, nelle verifiche allo SLU, possono esprimersi come $F_h = k_h * W$ ed $F_v = k_v * W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale.

Nel caso dei rilevati, secondo quanto indicato al par. 7.11.4 delle NTC08, questi coefficienti possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0,5 * k_h$$

dove

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tab. 7.11.I delle NTC08).

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S * a_g = S_s * S_T * a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto di amplificazione stratigrafica S_s e dell'amplificazione topografica S_T

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il sito in cui ricade il Comune di Racconigi è classificato sismicamente in **zona 3**, secondo la normativa di Regione Piemonte in merito alla classificazione sismica del territorio (Delibera di Giunta Regionale 4-3084 del 12 dicembre 2011).ed è caratterizzato dai seguenti valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0.026	2.535	0.187
50	0.033	2.566	0.206
72	0.037	2.594	0.219
101	0.042	2.603	0.230
140	0.047	2.619	0.243
201	0.053	2.654	0.252
475	0.067	2.716	0.278
975	0.081	2.748	0.291
2475	0.103	2.804	0.299

dove

T_R = periodo di ritorno di riferimento

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

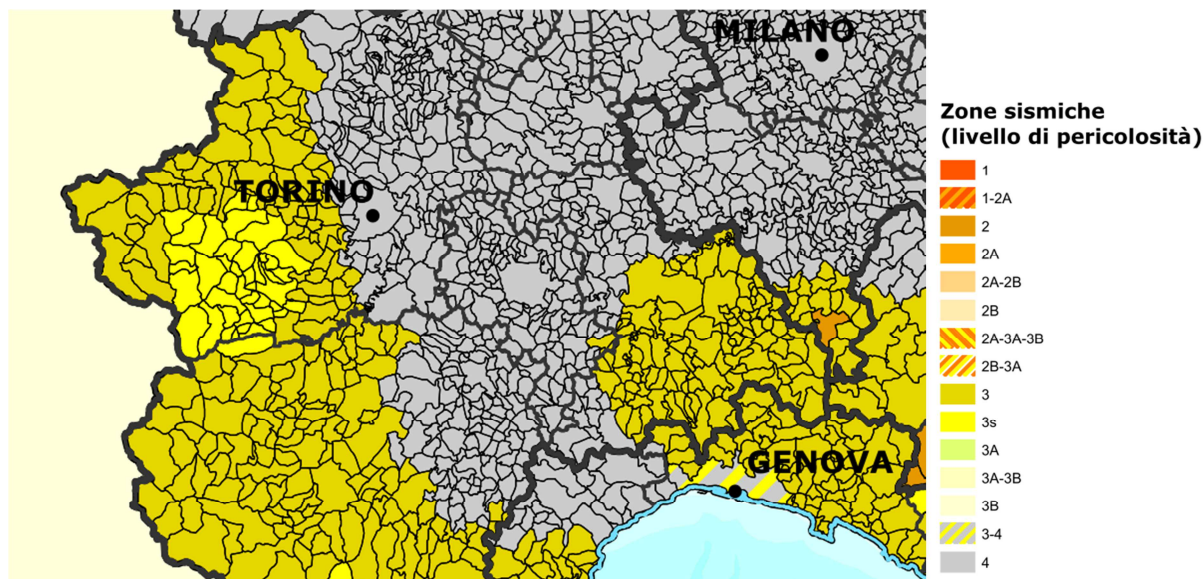


Figura 8-1 Estratto da ‘Classificazione sismica al 2014’ del Dipartimento della protezione Civile

Per valutare il periodo di ritorno in anni, si è definito il periodo di riferimento dell’azione sismica, utilizzando i seguenti parametri:

PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

<i>Classe d'uso</i>	<i>Vita Vn [anni]</i>	<i>Coeff. Uso</i>	<i>Periodo Vr [anni]</i>	<i>Tipo di suolo</i>	<i>Categoria topografica</i>
III	50.0	1.5	75.0	E	T1

Utilizzando l'espressione

$$T_R = V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

dove

P_{VR} è la probabilità di superamento del periodo di riferimento per ogni stato limite (tab. 3.2.I NTC08)

si è potuto calcolare il valore del periodo di ritorno per ognuno degli stati limite considerati nel periodo di riferimento di 75 anni:

Stato limite		Periodo di ritorno T_R (anni)
Stati limite di esercizio	SLO	46
	SLD	75
Stati limite ultimi	SLV	712
	SLC	1462

I parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale per questi periodi di ritorno assumono i seguenti valori:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.032	2.559	0.202
SLD	75	0.038	2.595	0.221
SLV	712	0.075	2.734	0.285
SLC	1462	0.090	2.773	0.295

Le verifiche in condizioni sismiche, per quanto riguarda la capacità portante del terreno di fondazione e la stabilità dei paramenti arginali, verranno condotte allo SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita).

Per il calcolo dei parametri S_S e S_T si è fatto riferimento, rispettivamente, alle tabelle 3.2.V e 3.2.VI delle NTC08.

Assumendo una categoria di suolo E, secondo quanto dedotto dalle indagini in sito, si ottiene:

$$S_S=1.6$$

Per quanto riguarda le condizioni topografiche, essendo il terreno in sito caratterizzato da una superficie prevalentemente pianeggiante, si ottiene:

$$S_T=1.0$$

Per il coefficiente β_s si è assunto un valore pari a 0.20.

In definitiva, per le verifiche di sicurezza allo SLV, i coefficienti sismici assumono il seguente valore:

$$k_h= 0.024$$

$$k_v= \pm 0.012$$

Per quanto riguarda l'individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento è stato confrontato il modello litostratigrafico desunto dalle prove geognostiche realizzate in corrispondenza del sito in esame (in particolare prove DPSH6 e DPSH9) con alcune informazioni reperite in letteratura, in particolare con gli schemi dei profili stratigrafici di pozzi perforati in terreni prossimi alla zona di progetto, contenuti nell'Allegato A alla Relazione geologico-tecnica illustrativa della Variante generale al PRGC di Racconigi (marzo 2014).

Dall'osservazione della stratigrafia dei pozzi 3982, 4345 e 3512 e dal confronto con le prove geognostiche realizzate si evince:

- la buona corrispondenza litostratigrafica dei primi 6.0 m da p.c.,
- la sostanziale omogeneità dell'assetto stratigrafico da -1.50 fino a circa -50 m da p.c. (pozzo 4345) e da -7.0 fino a circa -34 m da p.c. (pozzo 3512), caratterizzato dalla presenza di ghiaia mista a sabbia.

Su tale base è possibile estendere il modello litostratigrafico desunto dalle indagini geognostiche dirette confermando l'appartenenza del terreno compreso nei primi 30 m da p.c. in classe omogenea ai fini della valutazione geotecnica ai sensi delle NTC 2008.

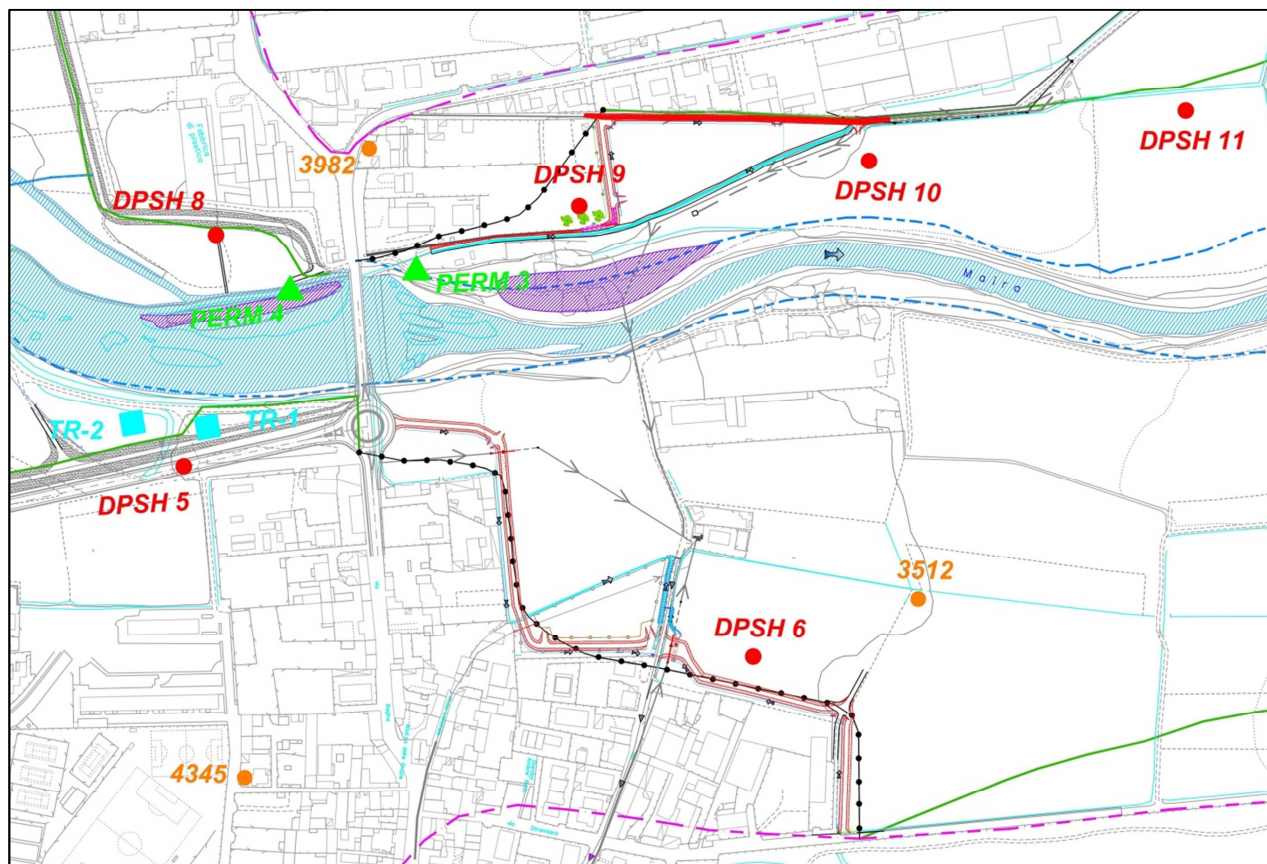


Figura 8-2 Ubicazione dei pozzi presi a riferimento (in arancione) rispetto alle opere in progetto

L'individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento E risulta cautelativa sia rispetto alla correlazione con i valori del numero equivalente di colpi delle prove penetrometriche dinamiche eseguite (che collocherebbero i terreni indagati in cat. D) sia rispetto alle indicazioni tecniche riportate nella Relazione geologico-tecnica allegata al PRGC del Comune di Racconigi (par. 10.2-10.3), che classificano il profilo stratigrafico del suolo di fondazione dell'intero territorio comunale come appartenente alla Cat. C, a seguito dell'interpretazione di prove geofisiche tipo MASW eseguite nel 2012.

8.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le verifiche agli stati limite ultimi effettuate sul manufatto arginale sono le seguenti:

1. **Stabilità dei paramenti arginali** (Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), in accordo con il par. 6.8.2 NTC08). La verifica è stata condotta in riferimento alle tre condizioni di funzionamento dell'arginatura:
 - Fine costruzione

- Al colmo dell'onda di piena
- In fase di recessione dell'onda di piena

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i valori dei vari coefficienti utilizzati nella verifica:

<i>Coefficienti parziali per le azioni – Stabilità dei paramenti</i>			
CARICHI	EFFETTO	Coeff. parziale	A2 - GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,0
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,3

<i>Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno – Stabilità dei paramenti</i>			
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE	Coeff. parziale	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,00

<i>Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti – Stabilità dei paramenti</i>		
Fase	Coeff. parziale	R2 - GEO
Fine costruzione	γ_R	1,1
Colmo dell'onda di piena	γ_R	1,2
Recessione dell'onda di piena	γ_R	1,1

2. **Capacità portante terreno** (Approccio 2 – (A1+M1+R3), in accordo con il par. 6.4.2.1 NTC08).

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i valori dei vari coefficienti utilizzati nella verifica:

<i>Coefficienti parziali per le azioni – Capacità portante</i>			
CARICHI	EFFETTO	Coeff. parziale	A1 - STR
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

<i>Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno – Capacità portante</i>			
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE	Coeff. parziale	M1
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,00

<i>Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali– Capacità portante</i>		
Verifica	Coeff. parziale	R3
Capacità portante	γ_R	2,3

Per quanto riguarda la verifica sismica, i coefficienti parziali per le azioni sono sempre unitari, i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i relativi coefficienti parziali, la resistenza è ridotta con i coefficienti parziali γ_R .

8.2.1 Verifica di stabilità del rilevato costituente il corpo arginale

Nel presente paragrafo vengono riportate le risultanze delle verifiche di stabilità relative al paramento arginale lato fiume, eseguite utilizzando il metodo di Bishop. Le analisi sono state condotte utilizzando il software GeoStudio 2007 della Geo-Slope, in particolare attraverso il modulo SLOPE/W, un software agli elementi finiti per l'analisi di stabilità di pendii, fronti di scavo e paramenti dei rilevati attraverso il metodo dell'equilibrio limite globale.

Tramite questo approccio il comportamento del terreno è assimilato a quello di un mezzo rigido-plastico e, pertanto, l'analisi considera solo le condizioni presenti all'istante di rottura. Ipotizzando che lo scivolamento avvenga lungo una superficie di geometria nota in condizioni di deformazione piana, la resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento è confrontata con il valore necessario a garantire l'equilibrio e questo rapporto è assunto come misura della sicurezza.

Nel metodo di Bishop, si assume che la superficie di scivolamento sia una superficie cilindrica a direttrice circolare.

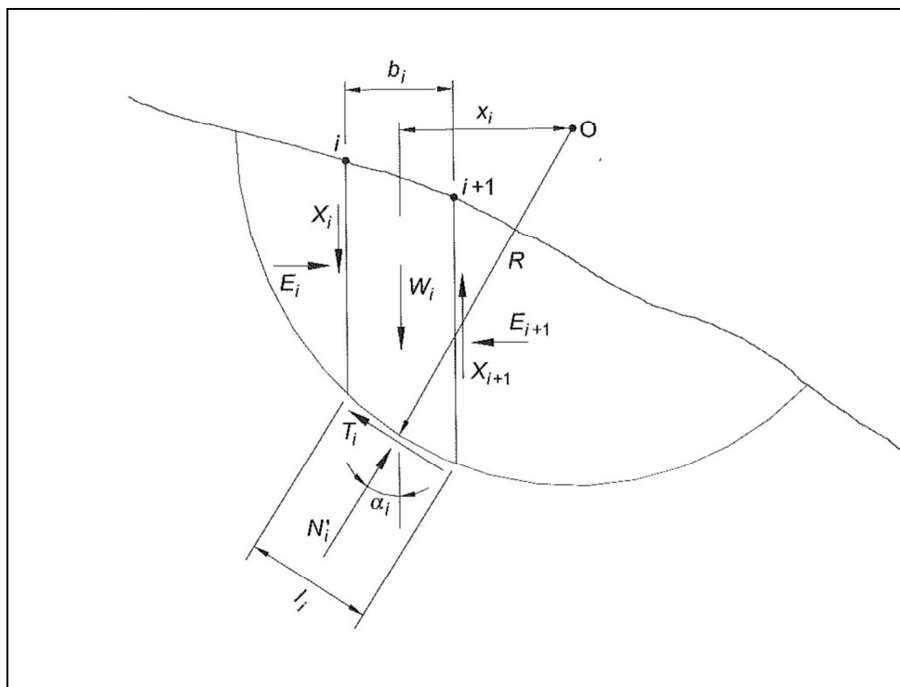


Figura 8-3 Metodo semplificato di Bishop (1955)

Considerando la condizione di equilibrio alla rotazione intorno al centro di istantanea rotazione O (v. Figura 8-3), il momento della forza peso del terreno interno alla superficie di scivolamento

dev'essere uguale al momento delle azioni agenti sulla superficie stessa, per cui il coefficiente di sicurezza risulta dato da:

$$F = \frac{R * \sum [c' I_i + (N_i - U_i) \tan \varphi']}{\sum W_i x_i}$$

tenendo conto che la resistenza al taglio è espressa da

$$T_i = \frac{c' I_i + (N_i - U_i) \tan \varphi'}{F}$$

Dopo aver ricavato N_i dall'equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio, esso può essere sostituito nell'espressione del coefficiente di sicurezza:

$$F = \frac{\sum [(c' b_i + W_i (1 - r_u) \tan \varphi' + (X_i - X_{i+1}) \tan \varphi') \frac{1}{M_\alpha}]}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

nella quale si è posto

$$M_\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \varphi' \tan \alpha_i}{F} \right)$$

e si è indicato con r_u il rapporto tra la risultante della pressione interstiziale agente alla base del concio e il peso della colonna di terreno, ossia $r_u = \frac{u_i b_i}{W_i}$.

Assumendo $X_i - X_{i+1} = 0$, il coefficiente di sicurezza può essere valutato con l'espressione approssimata

$$F = \frac{\sum [(c' b_i + W_i (1 - r_u) \tan \varphi') \frac{1}{M_\alpha}]}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

Si noti che, poiché il coefficiente di sicurezza compare sia al primo che al secondo membro (per la presenza di M_α), è necessaria una procedura iterativa: si introduce un valore di tentativo di F nell'equazione di M_α e se ne calcola un nuovo valore con l'equazione relativa al coefficiente di sicurezza, continuando fino alla convergenza desiderata.

Il modello utilizzato ricerca le superfici di scivolamento aventi centro e curvatura differenti, fino a trovare quella caratterizzata dal minore coefficiente di sicurezza.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite assumendo per il terreno in sito i parametri di progetto esposti nel par.7.3 mentre per il rilevato arginale si sono assunti i seguenti valori di progetto dei parametri geotecnici:

- Coesione c' nulla (a favore di sicurezza),
- Angolo di attrito caratteristico $\varphi' = 31^\circ$
- Peso specifico del terreno pari a 18 kN/m^3 (valore stimato)

Le verifiche sono state effettuate per le sezioni ‘critiche’ dell’argine (sez. 7 di sponda destra e sez. 16 di sponda sinistra), in quanto maggiormente sollecitate, e nelle seguenti configurazioni:

1. Fine costruzione
2. Al colmo dell’onda di piena
3. In fase di recessione dell’onda di piena

Per tenere conto delle variazioni di pressione interstiziale e di carico idraulico nelle varie configurazioni analizzate si è fatto riferimento ai risultati dell’analisi del moto di filtrazione implementata con il medesimo software utilizzato per la verifica di stabilità dei paramenti, ma attraverso il modulo dedicato SEEP/W.

Questa modellazione ha tenuto conto delle risultanze delle analisi geotecniche e, per quanto riguarda le condizioni al contorno, è stata considerata sia la configurazione con carico idrostatico lato fiume costante nel tempo sia quella con carico variabile. Il paramento lato fiume, nelle condizioni di progetto, viene infatti interessato dal transito dell’onda di piena duecentennale del T. Maira, il cui idrogramma è stato ricostruito traslando omoteticamente l’idrogramma di piena registrato sul torrente in occasione dell’evento del giugno 2000 sino ai livelli al colmo in corrispondenza della piena di progetto con $T_r=200$ anni. L’idrogramma risultante è raffigurato nella figura seguente.

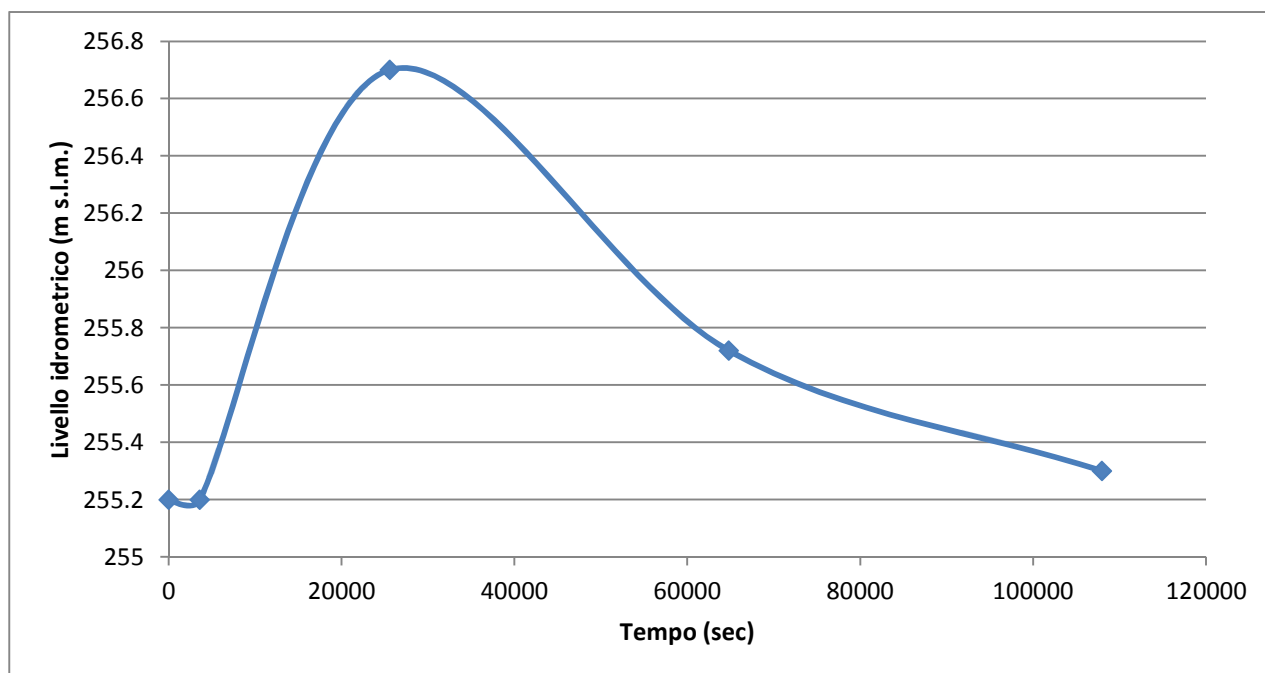


Figura 8-4 – Idrogramma dei livelli di piena per TR=200 anni a valle del ponte della SP30 sul T.Maira

La schematizzazione del problema geotecnico è stata effettuata, per le due sezioni verificate, secondo lo schema illustrato nelle figure seguenti, che prevede il corpo arginale delle dimensioni specificate negli elaborati grafici di progetto, poggiante sulla stratigrafia esistente ricavata dalle indagini geotecniche eseguite. La sommità arginale è impostata un metro sopra la massima quota raggiunta dal Maira durante la propagazione di un'onda di piena con TR=200 anni, nelle due sezioni considerate.

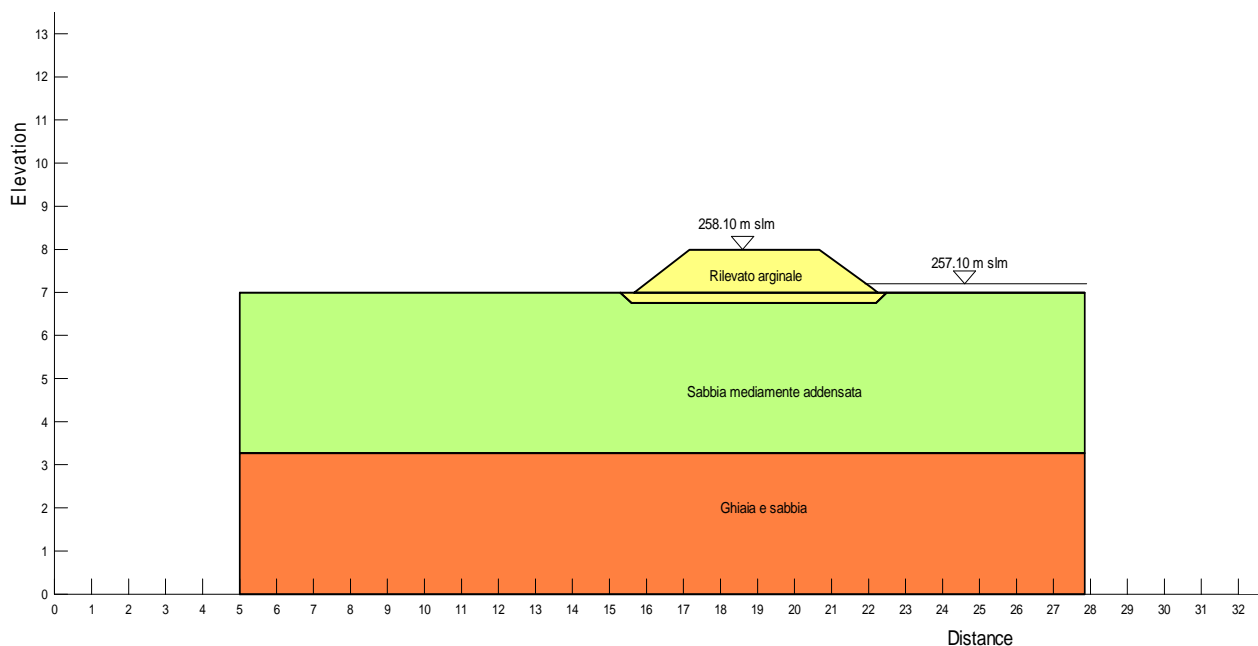


Figura 8-5 Schematizzazione della configurazione geotecnica analizzata per la sezione 16 - sponda sinistra

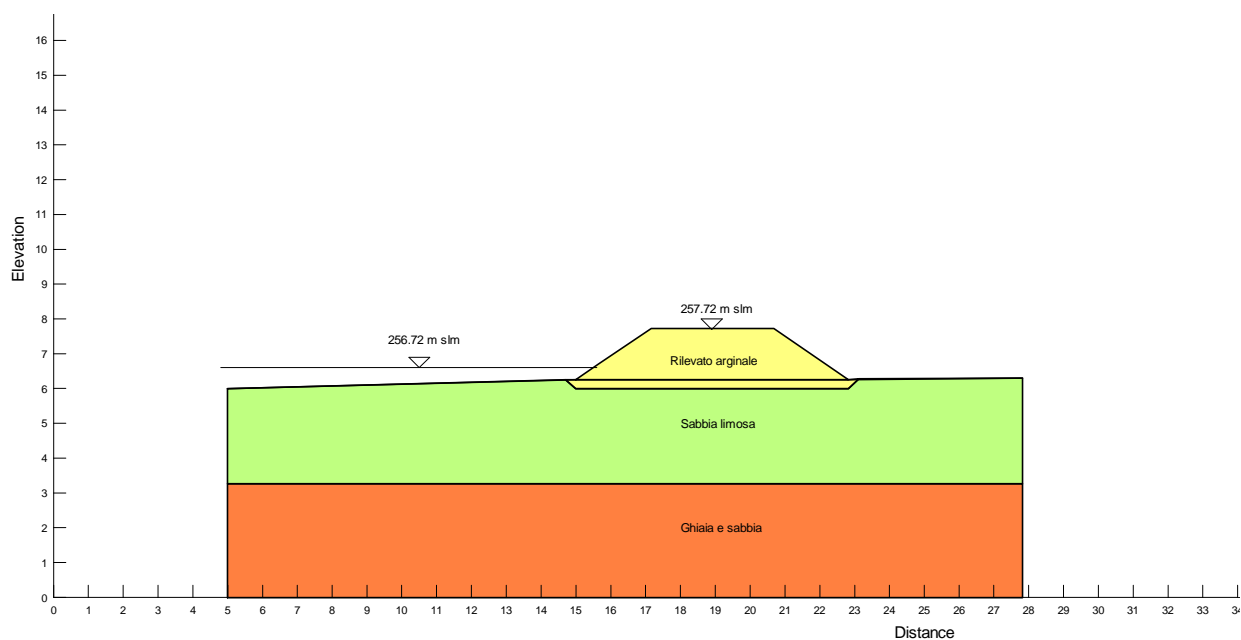


Figura 8-6 Schematizzazione della configurazione geotecnica analizzata per la sezione 7 – sponda destra

Di seguito vengono riportate le analisi condotte relativamente allo sviluppo dei moti di filtrazione nel rilevato arginale e vengono esposti i risultati delle verifiche di stabilità dei paramenti arginali per ciascuna delle configurazioni esaminate.

8.2.1.1 Verifica al sifonamento e interazione con le acque sotterranee

Ai fini della verifica di stabilità del rilevato arginale in progetto anche in occasione delle sollecitazioni più critiche, è stato implementato uno studio di filtrazione mediante modellistica numerica agli elementi finiti. Tale analisi consente, da un lato, di verificare il grado di sicurezza dell'opera rispetto a potenziali fenomeni di sifonamento al piede della stessa, e dall'altro di definire i carichi idraulici, le velocità di flusso attraverso l'argine e l'andamento della linea di filtrazione durante la propagazione della piena di Progetto (TR=200 anni).

La stratigrafia del sedime del presidio idraulico e le indicazioni circa la permeabilità dei terreni sono state dedotte dalle campagne di indagine geotecnica descritte nei paragrafi precedenti.

La condizione al contorno di monte relativa al livello raggiunto dall'onda di piena del t. Maira è stata considerata sia in regime stazionario che variabile nel tempo. Ciò ha permesso l'analisi di stabilità nelle varie condizioni di esercizio dell'arginatura.

Le verifiche sono state effettuate considerando la falda in sponda destra e sinistra ai livelli medi esposti nel par. 6.1.3.

Nelle immagini seguenti sono illustrati i risultati delle elaborazioni per le 2 sezioni 'critiche' analizzate e in ciascuna delle condizioni di esercizio considerate.

Sezione 7 – Sponda destra

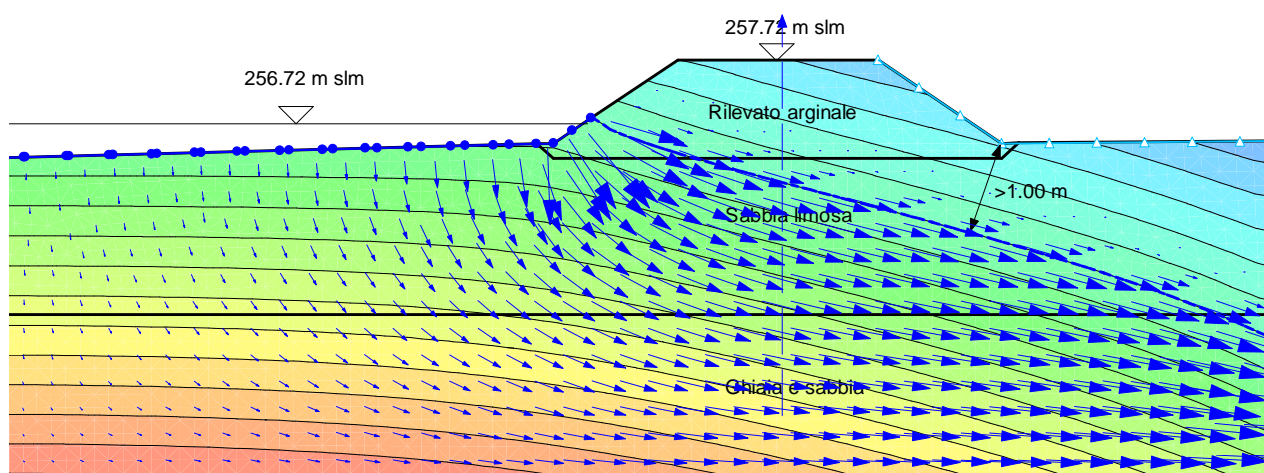


Figura 8-7 Livello piezometrico e distribuzione delle velocità di filtrazione al colmo dell'onda di piena con Tr=200 anni in regime stazionario

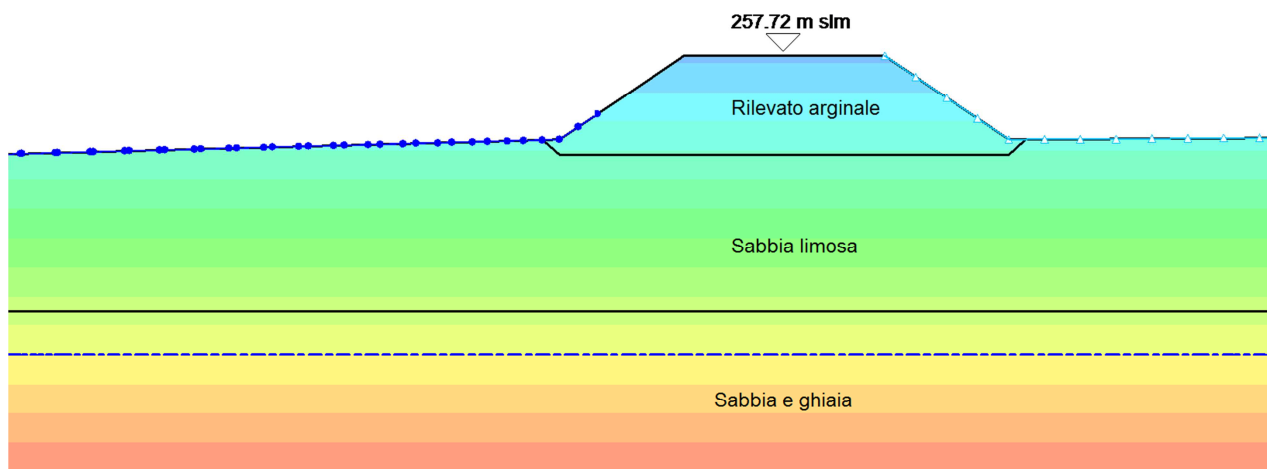


Figura 8-8 Andamento delle pressioni interstiziali a fine costruzione

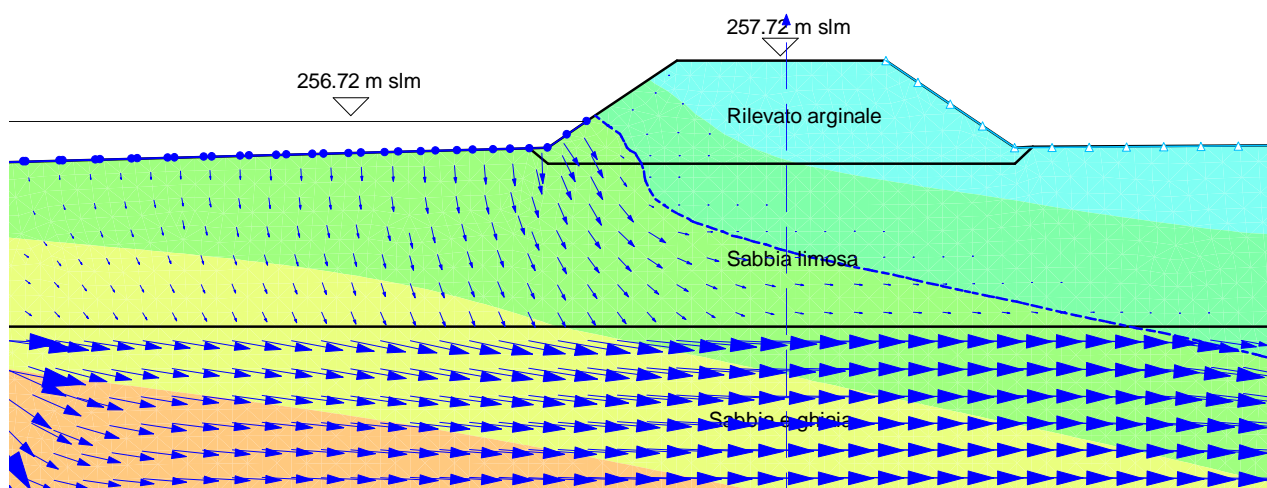


Figura 8-9 Livello piezometrico e distribuzione delle velocità di filtrazione al colmo dell'onda di piena con $T_r=200$ anni in regime non stazionario

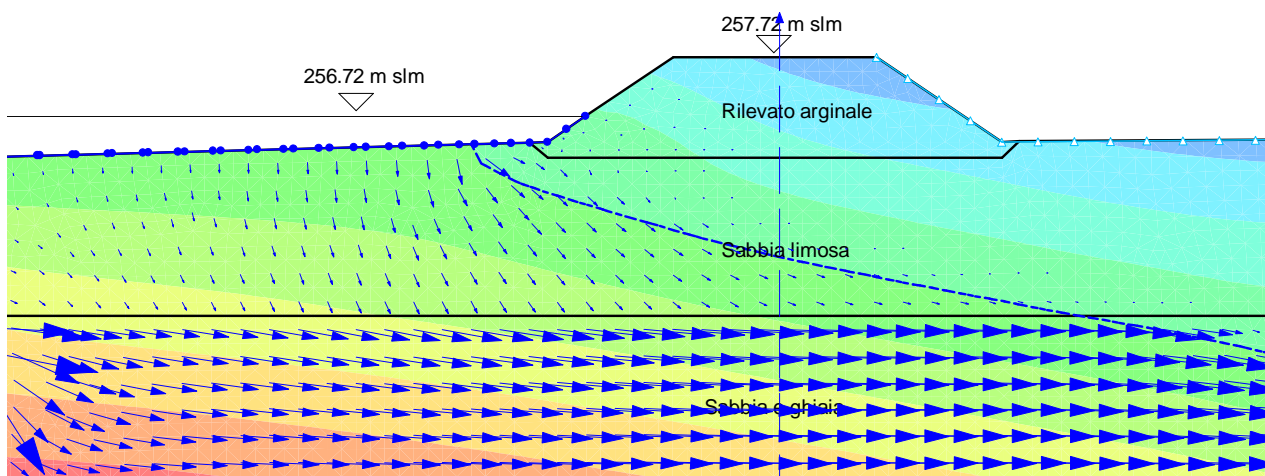


Figura 8-10 Livello piezometrico e distribuzione delle velocità di filtrazione in fase di recessione dell'onda di piena con $Tr=200$ anni

La linea di imbibizione anche nel caso più critico di piena con $Tr=200$ anni in regime stazionario mantiene comunque un franco minimo di 1 m rispetto al piede del rilevato arginale (vedi Figura 8-7).

Sezione 16 – Sponda sinistra

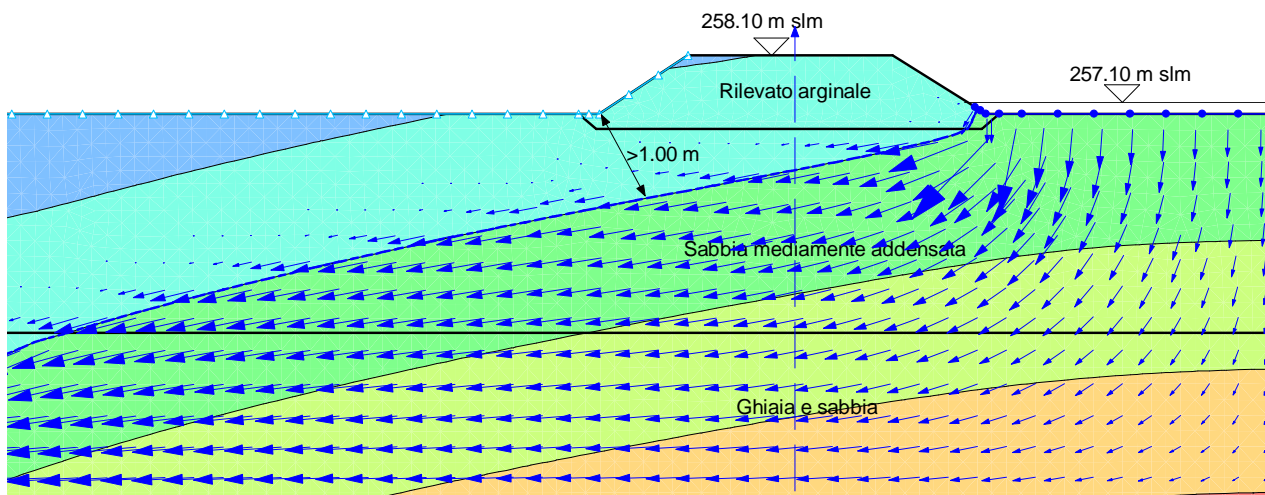


Figura 8-11 Livello piezometrico e distribuzione delle velocità di filtrazione al colmo dell'onda di piena con $Tr=200$ anni in regime stazionario

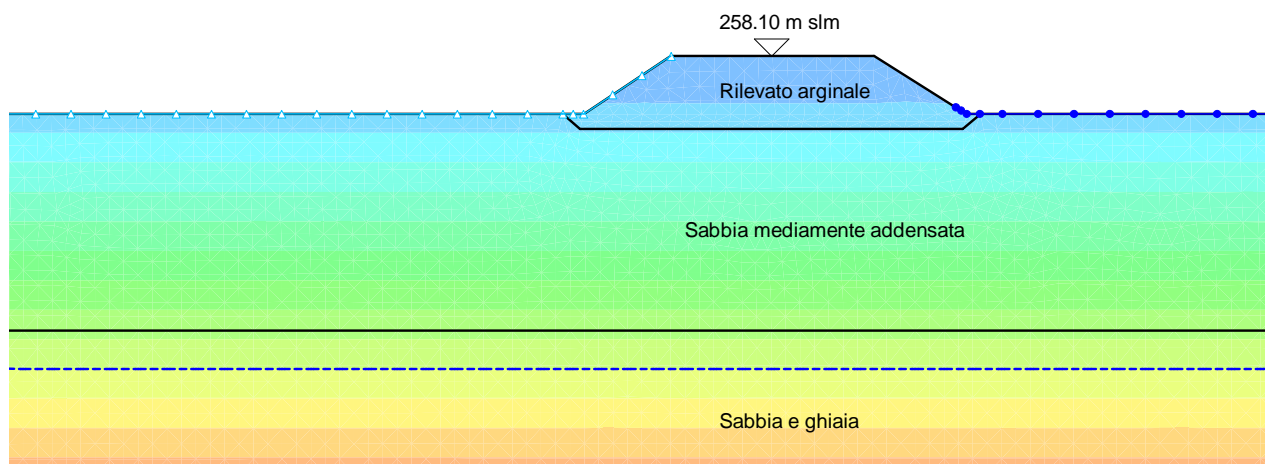


Figura 8-12 Andamento delle pressioni interstiziali a fine costruzione

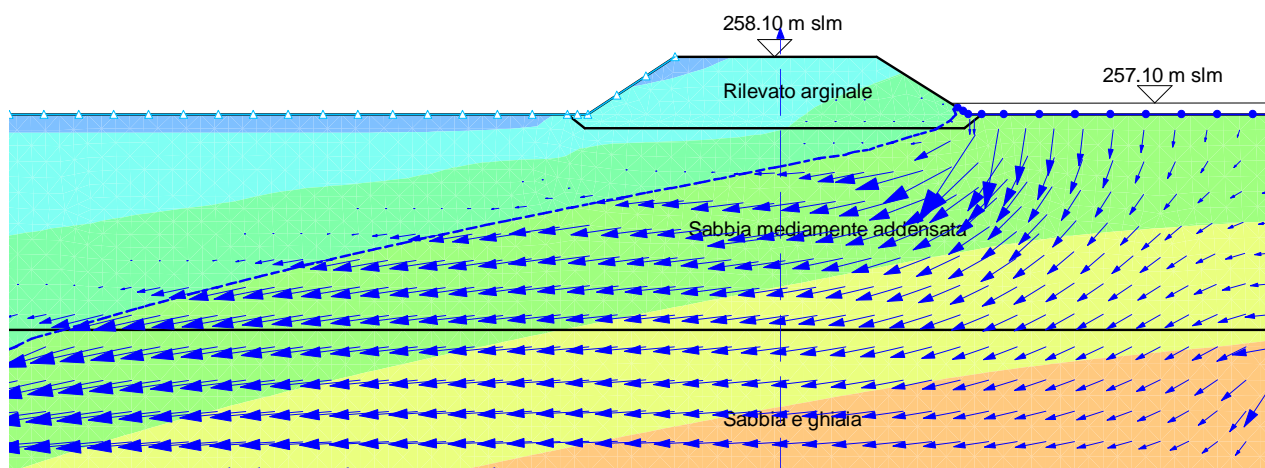


Figura 8-13 Livello piezometrico e distribuzione delle velocità di filtrazione al colmo dell'onda di piena con $T_r=200$ anni in regime non stazionario

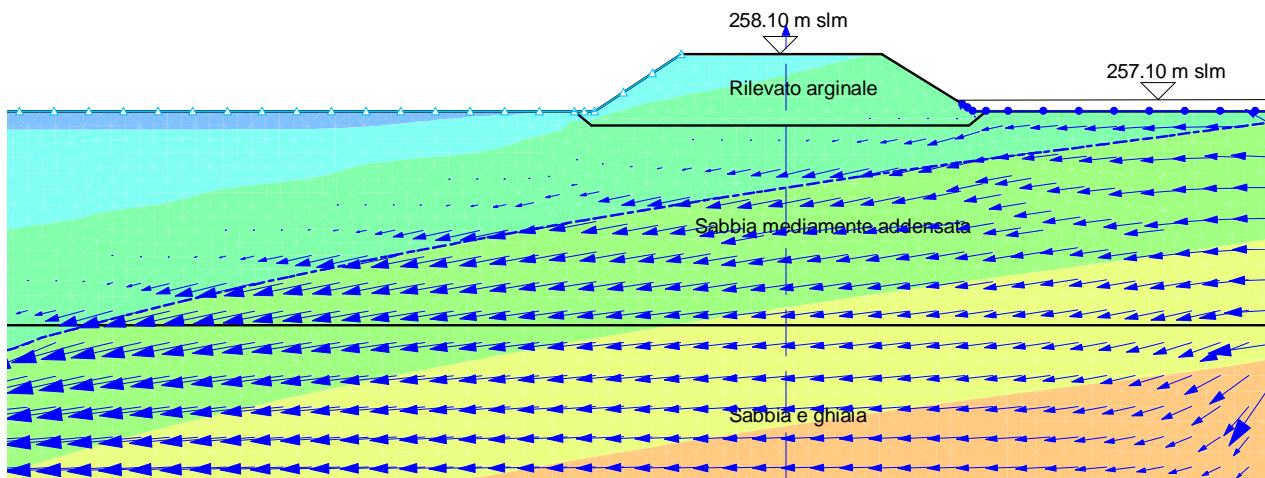


Figura 8-14 Livello piezometrico e distribuzione delle velocità di filtrazione in fase di recessione dell'onda di piena con $Tr=200$ anni

La linea di imbibizione anche nel caso più critico di piena con $Tr=200$ anni in regime stazionario mantiene comunque un franco minimo di 1 m rispetto al piede del rilevato arginale (vedi Figura 8-11).

8.2.1.2 Verifica di stabilità a fine costruzione

Dal punto di vista modellistico, l'analisi del problema di stabilità dei paramenti lato fiume è avvenuta impostando, per la ricerca della superficie critica di scivolamento circolare (arco di circonferenza), una griglia per i centri di rotazione del cerchio e un range di lunghezze del raggio (metodo 'grid and radius'), come illustrato in Figura 8-15.

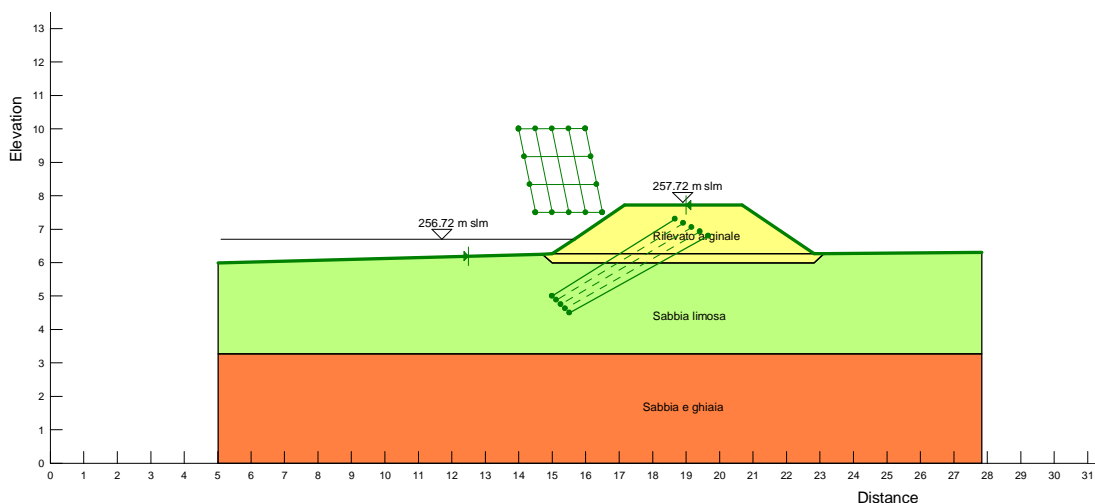


Figura 8-15 Definizione della griglia dei centri di rotazione e del range di lunghezze dei raggi relativi alle superfici di scivolamento circolari.

Sezione 7 – Sponda destra

La sezione 7 è rappresentativa del tratto di maggior altezza fuori terra del rilevato arginale in sponda destra. La verifica è stata effettuata considerando la falda al livello medio (a -3.65 m da p.c.).

Nel grafico seguente è illustrato il risultato delle elaborazioni.

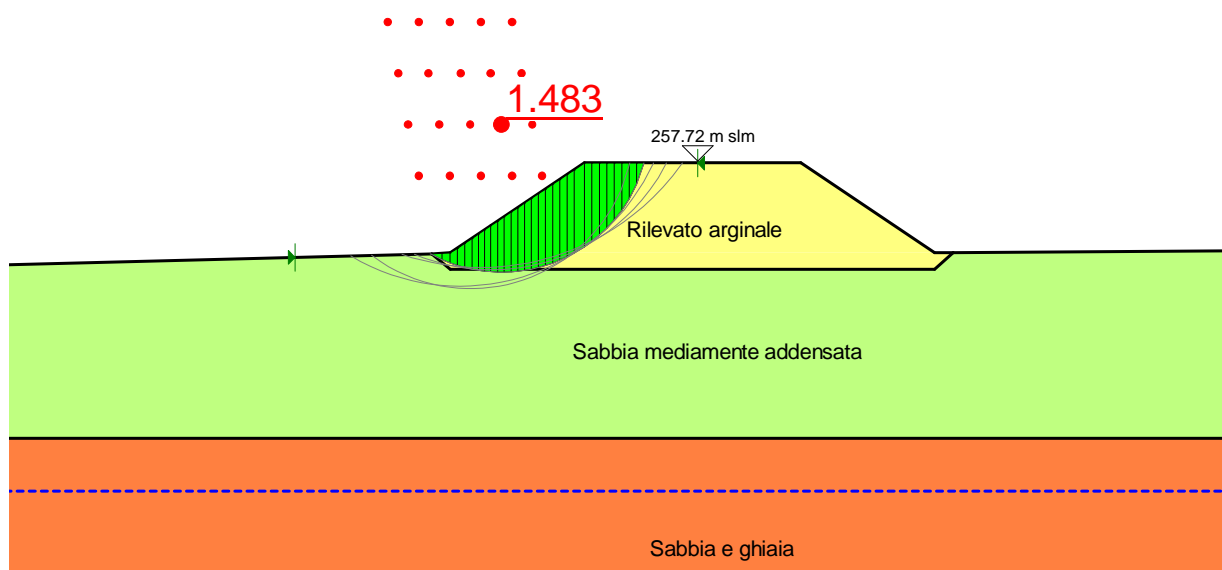


Figura 8-16 Verifica di stabilità dei paramenti a fine costruzione – sezione 7

Il coefficiente di sicurezza minimo, associato alla superficie di scivolamento critica, che delimita la porzione verde dell'argine in Figura 8-16, **risulta pari a 1.48**. La superficie critica di scivolamento ricade all'interno un range di superfici di scivolamento (in grigio), corrispondenti a coefficienti di sicurezza maggiori.

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore al valore minimo pari a 1.1 (v. par.8.2).

Sezione 16 – Sponda sinistra

La sezione 16 di sponda sinistra ha un'altezza fuori terra minore rispetto alla 7 di sponda sinistra e differisce anche per la stratigrafia del terreno presente sotto il sedime arginale.

La verifica è stata effettuata considerando la falda al livello medio (a -3.55 m da p.c.).

Nel grafico seguente è illustrato il risultato delle elaborazioni.

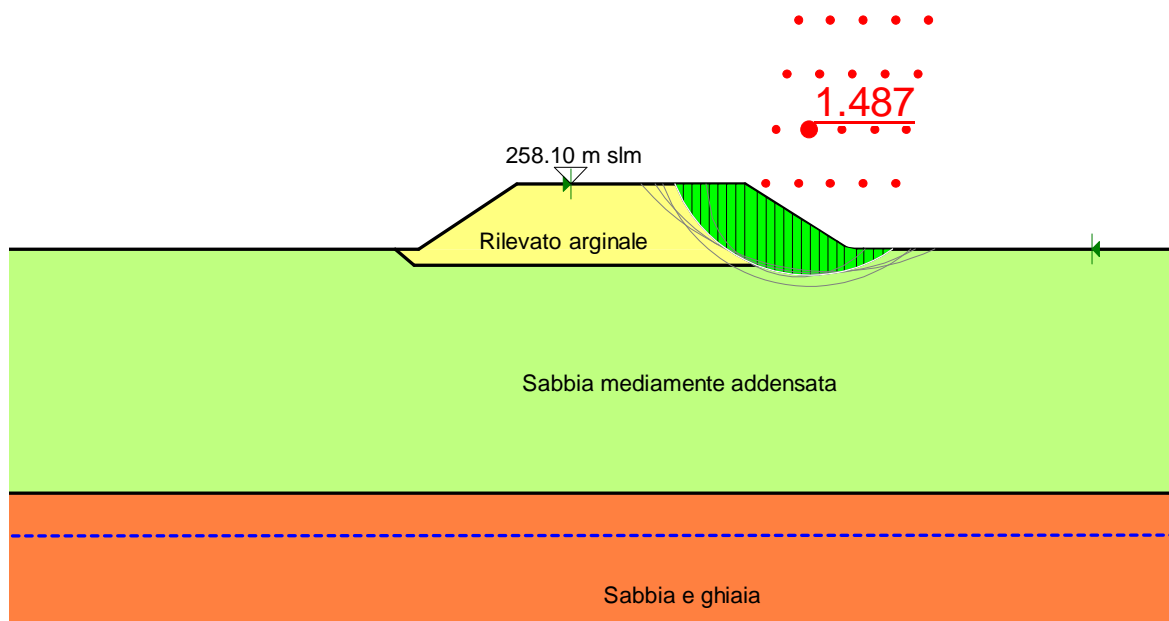


Figura 8-17 Verifica di stabilità dei paramenti a fine costruzione – sezione 16

Il coefficiente di sicurezza minimo, associato alla superficie di scivolamento critica, che delimita la porzione verde dell'argine in Figura 8-17, **risulta pari a 1.48**. La superficie critica di scivolamento ricade all'interno di un range di superfici di scivolamento (in grigio), corrispondenti a coefficienti di sicurezza maggiori.

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore al valore minimo pari a 1.1 (v. par. 8.2).

8.2.1.3 Verifica al colmo dell'onda di piena

Sezione 7 – Sponda destra

La verifica è stata implementata considerando la situazione in cui l'altezza idrometrica del T. Maira sia pari a 256.72 m slm, corrispondente al colmo della piena con TR=200 anni alla sezione 7 dell'argine.

In questa condizione si avrà un incremento dei carichi sul paramento dato dalla spinta idrostatica e un aumento della pressione interstiziale.

Nel grafico seguente è illustrato il risultato delle elaborazioni.

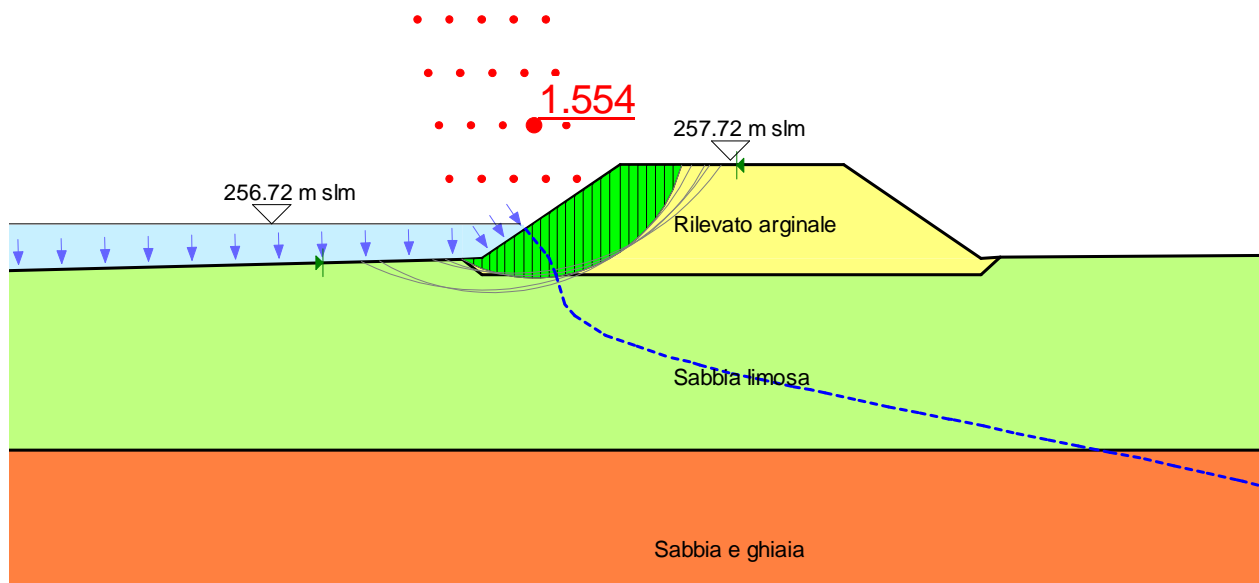


Figura 8-18 Verifica di stabilità dei paramenti al colmo dell'onda di piena con $T_r=200$ anni – sezione 7

Il coefficiente di sicurezza minimo, associato alla superficie di scivolamento critica, che delimita la porzione verde dell'argine in Figura 8-18, **risulta pari a 1.55**. La superficie critica di scivolamento ricade all'interno di un range di superfici di scivolamento (in grigio), corrispondenti a coefficienti di sicurezza maggiori.

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore al valore minimo pari a 1.2 (v. par.8.2).

Sezione 16 – Sponda sinistra

La verifica è stata implementata considerando la situazione in cui l'altezza idrometrica del T. Maira sia pari a 257.10 m slm, corrispondente al colmo della piena con $TR=200$ anni, alla sezione 16 dell'argine.

In questa condizione si avrà un incremento dei carichi sul paramento dato dalla spinta idrostatica e un aumento della pressione interstiziale. Nel caso delle arginature di sponda sinistra la spinta idrostatica e l'aumento delle pressioni interstiziali al colmo della piena interessano solo i primi 20 cm del paramento arginale e quindi sono caratterizzate da valori contenuti.

Nel grafico seguente è illustrato il risultato delle elaborazioni.

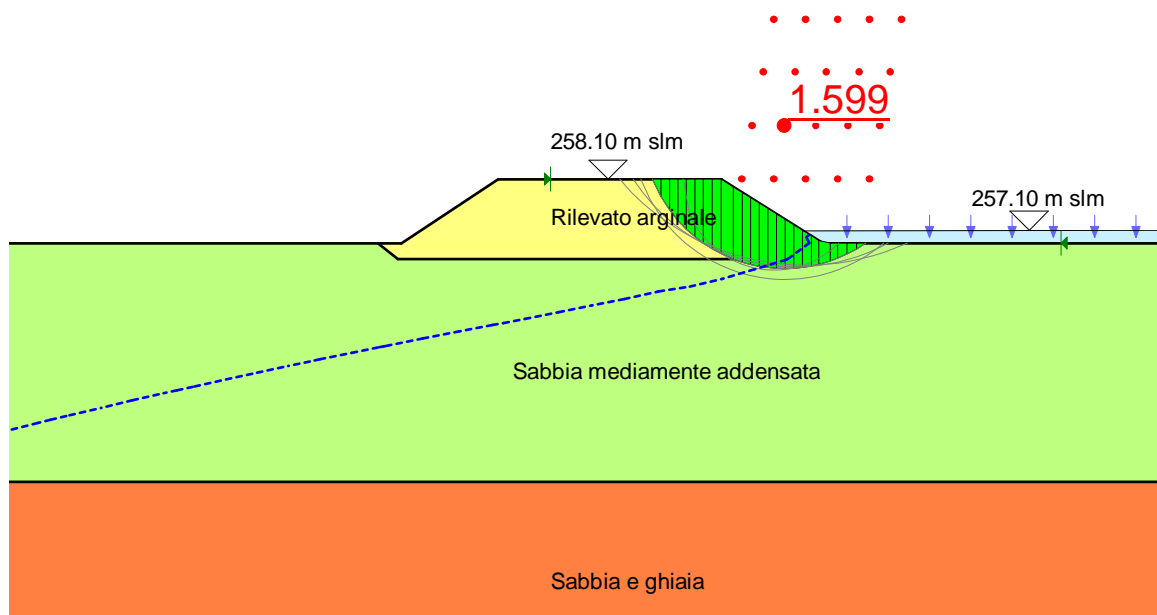


Figura 8-19 Verifica di stabilità dei paramenti al colmo dell'onda di piena con $T_r=200$ anni– sezione 16

Il coefficiente di sicurezza minimo, associato alla superficie di scivolamento critica, che delimita la porzione verde dell'argine in Figura 8-19, **risulta pari a 1.59**. La superficie critica di scivolamento ricade all'interno di un range di superfici di scivolamento (in grigio), corrispondenti a coefficienti di sicurezza maggiori.

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore al valore minimo pari a 1.2 (v. par.8.2).

8.2.1.4 Verifica in fase di recessione dell'onda di piena

Sezione 7 – Sponda destra

In fase di recessione dell'onda di piena, le sovrappressioni interstiziali che rimangono nel corpo arginale dopo che i livelli idrici nel corso d'acqua si sono rapidamente abbassati possono causare instabilità dei paramenti, andando a diminuire la resistenza al taglio dei materiali. Questa è quindi, nella maggior parte dei casi, la condizione più gravosa in cui verificare la stabilità dei paramenti. Come si può notare in Figura 8-20, si è analizzato l'istante in cui i livelli idrometrici interessano ancora il piede dell'argine, a circa 3 ore dal picco dell'onda di piena.

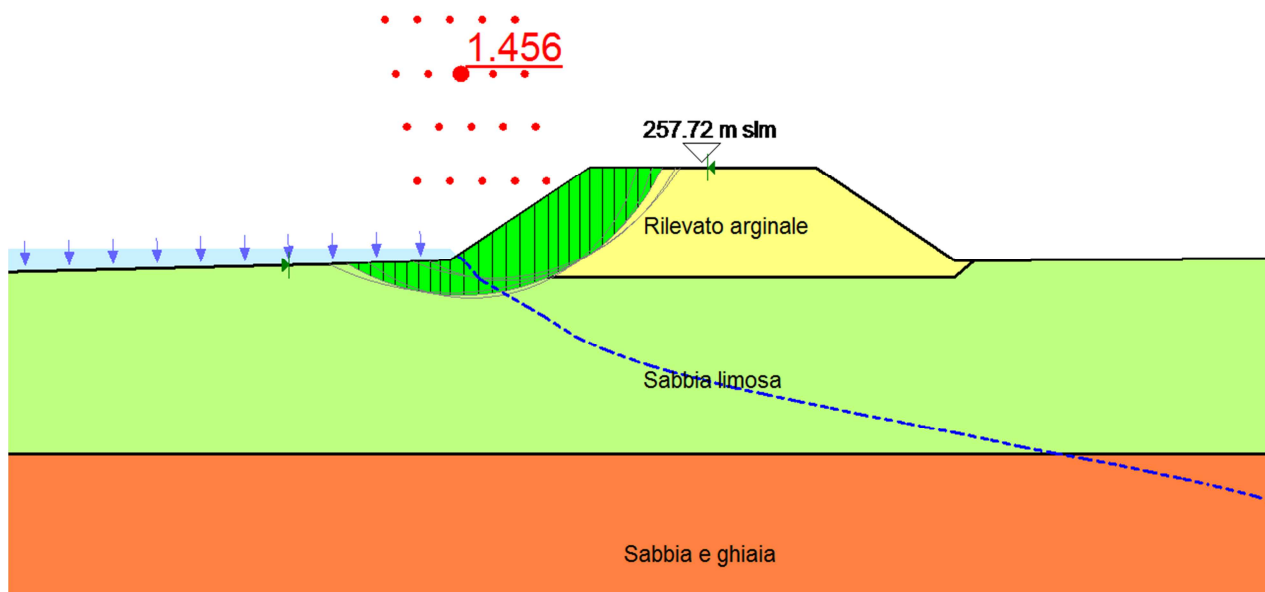


Figura 8-20 Verifica di stabilità dei paramenti in fase di recessione dell'onda di piena – sezione 7

Il coefficiente di sicurezza minimo, associato alla superficie di scivolamento critica **risulta pari a 1.45**. La superficie critica di scivolamento ricade all'interno di un range di superfici di scivolamento (in grigio), corrispondenti a coefficienti di sicurezza maggiori.

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore al valore minimo pari a 1.1.

Sezione 16

Anche in questo caso si è analizzato l'istante in cui i livelli idrometrici interessano ancora il piede dell'argine. Considerato il livello raggiunto dalla piena con $Tr=200$ anni (che interessa il paramento arginale per circa 20 cm) e la breve permanenza della piena stessa, in fase di recessione non si risente in maniera sensibile di sovrappressioni residue nel corpo arginale.

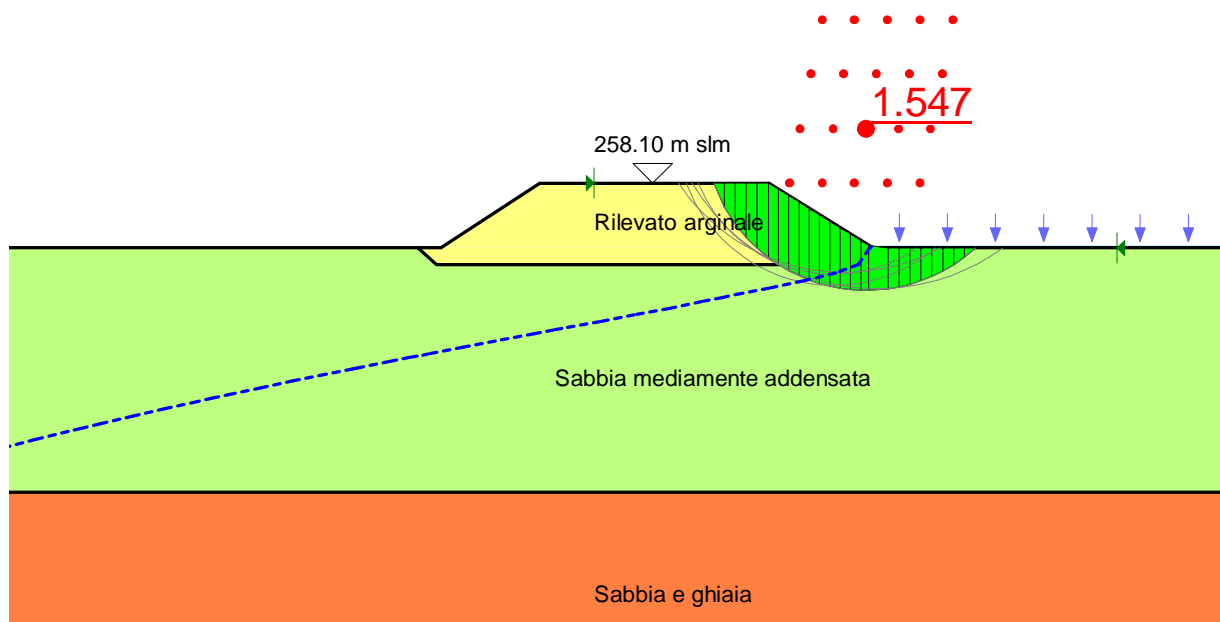


Figura 8-21 Verifica di stabilità dei paramenti in fase di recessione dell'onda di piena – sezione 16

Il coefficiente di sicurezza minimo, associato alla superficie di scivolamento critica **risulta pari a 1.54**. La superficie critica di scivolamento ricade all'interno di un range di superfici di scivolamento (in grigio), corrispondenti a coefficienti di sicurezza maggiori.

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore al valore minimo pari a 1.1.

8.2.1.5 Verifica di stabilità in presenza di sovraccarico accidentale

Dato che in sommità arginale verrà realizzata una pista di servizio per il passaggio di mezzi di manutenzione, è stata analizzata la condizione di progetto con sovraccarico accidentale distribuito, il cui valore è stato desunto dalle NTC08 (v. par.8.1).

Il sovraccarico massimo accidentale agente sul rilevato è stato quindi assunto pari a

$$q = 7.20 \text{ kN/m}^2 * 1.3 (\gamma_{Q1}) = 9.36 \text{ kN/m}^2$$

Si è analizzata la stabilità del paramento arginale con sovraccarico accidentale in tutte e tre le configurazioni precedentemente analizzate (fine costruzione, al colmo dell'onda di piena e in fase di recessione dell'onda di piena) per entrambe le sezioni dell'argine prese in esame.

Come si può notare dalle seguenti immagini, in tutti i casi vi è un lieve decremento del coefficiente di sicurezza, che comunque mantiene valori maggiori a quelli minimi consentiti.

Sezione 7 – Sponda destra

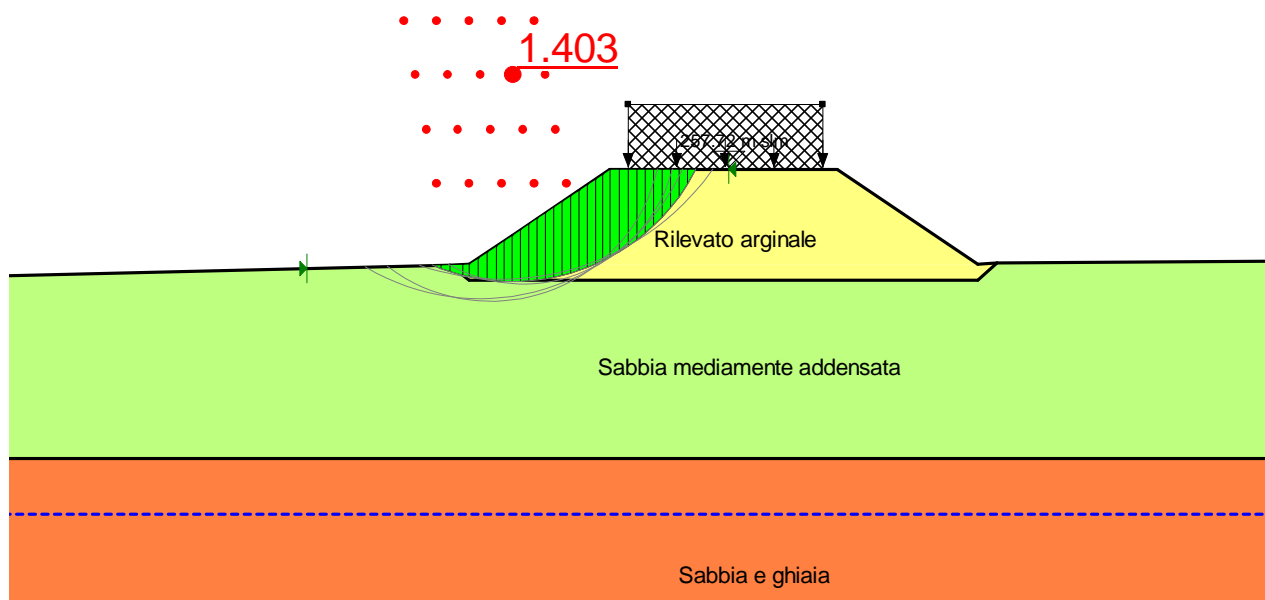


Figura 8-22 Verifica con sovraccarico accidentale a fine costruzione

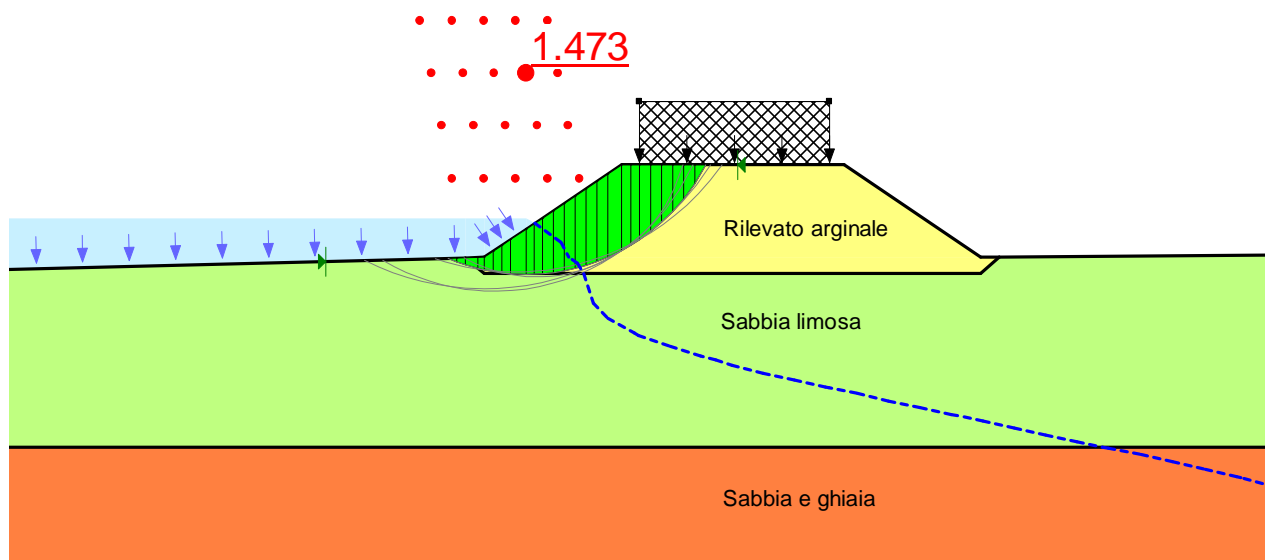


Figura 8-23 Verifica con sovraccarico accidentale al colmo dell'onda di piena $T_r=200$ anni

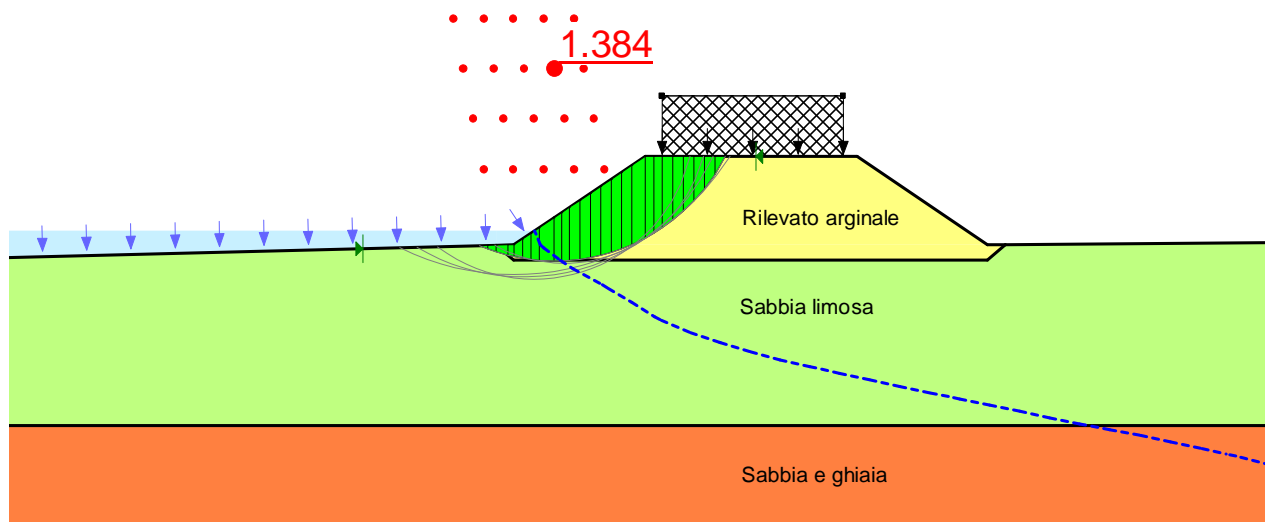


Figura 8-24 Verifica con sovraccarico accidentale in fase di recessione dell'onda di piena

Sezione 16 – Sponda sinistra

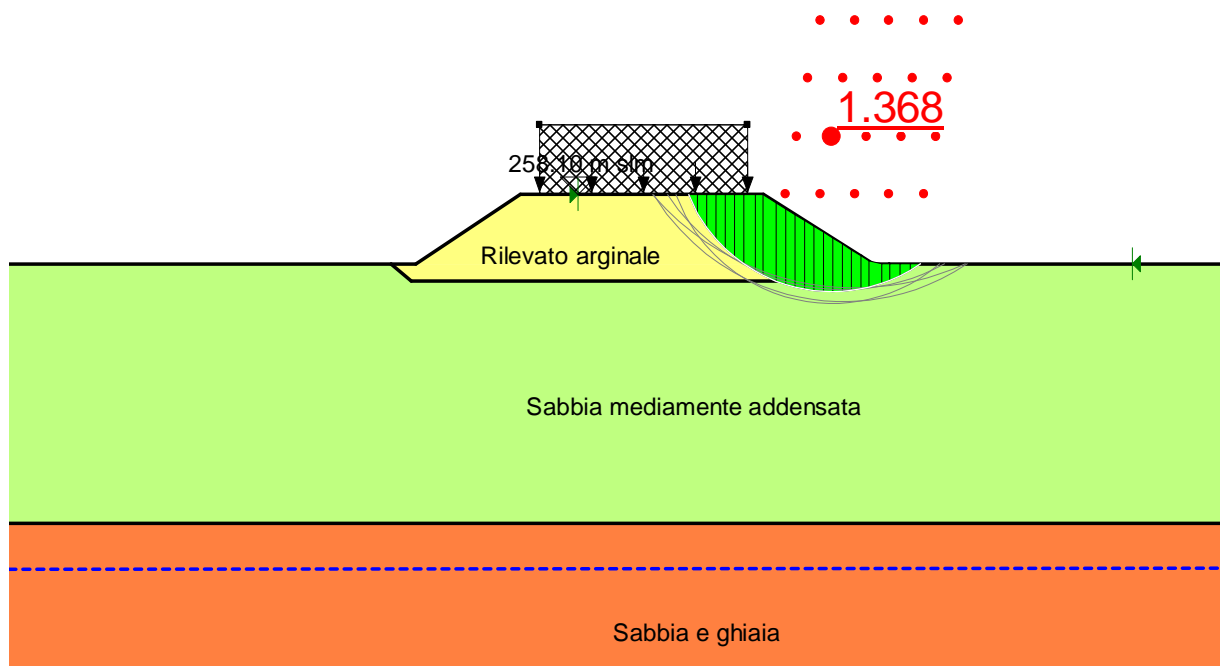


Figura 8-25 Verifica con sovraccarico accidentale a fine costruzione

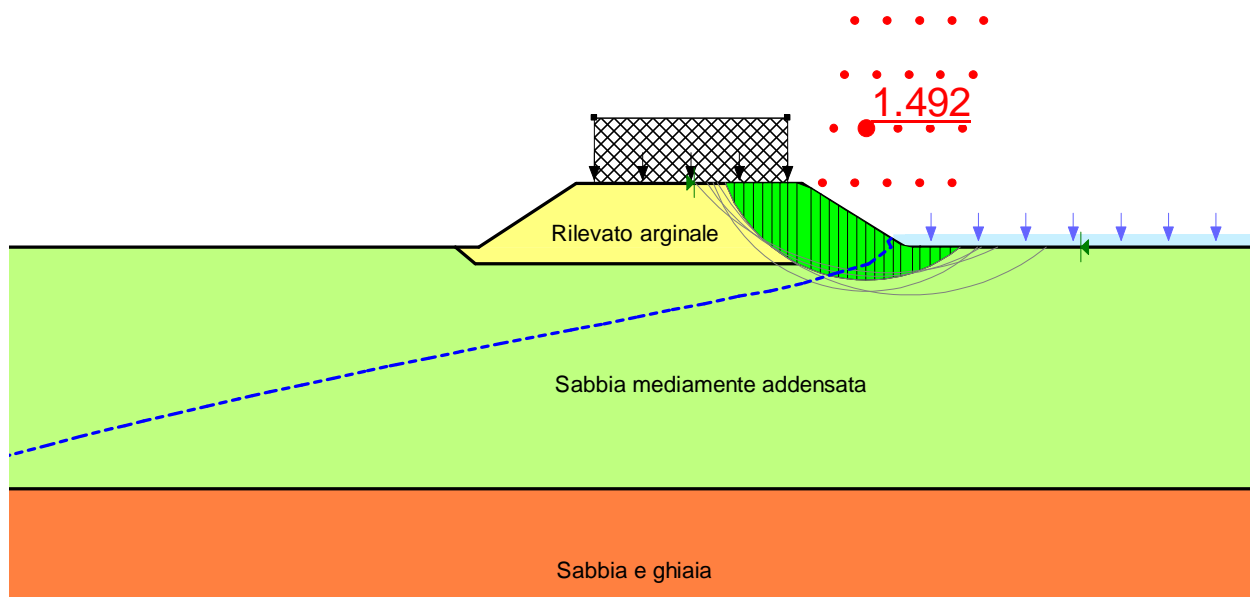


Figura 8-26 Verifica con sovraccarico accidentale al colmo dell'onda di piena $T_r=200$ anni

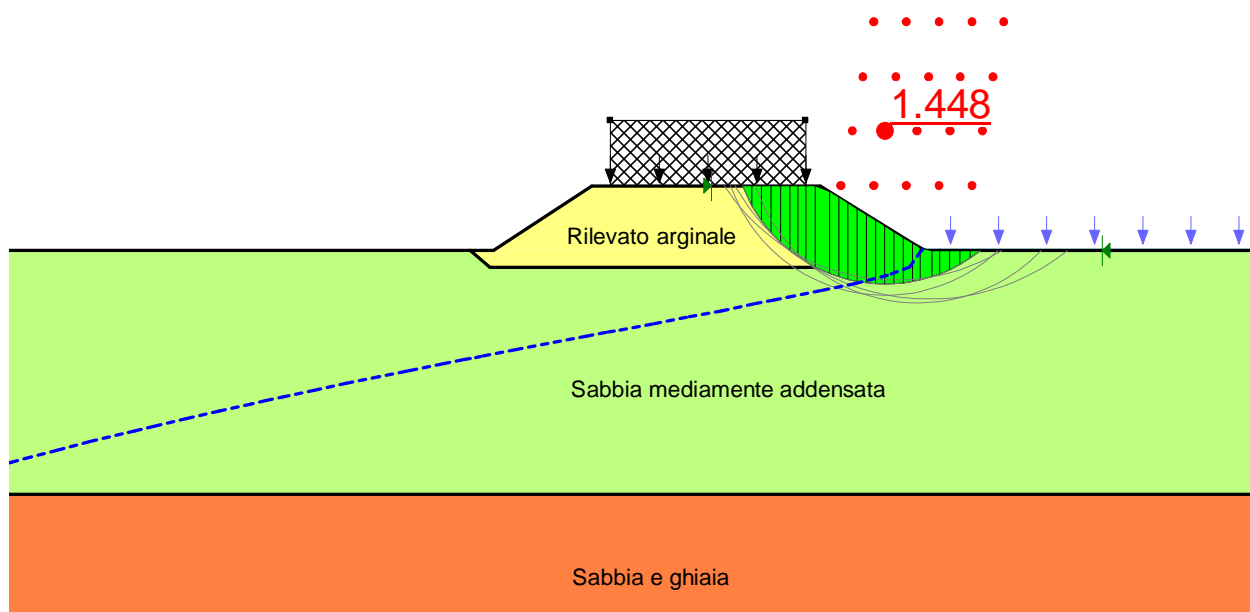


Figura 8-27 Verifica con sovraccarico accidentale in fase di recessione dell'onda di piena

8.2.2 Verifica di capacità portante del terreno di fondazione dell'argine

Nel presente paragrafo si riportano i risultati della verifica della capacità portante del terreno di fondazione su cui verrà realizzata l'opera arginale, condotta seguendo l'Approccio 2 – (A1+M1+R3), in accordo con il par. 6.4.2.1 NTC08, e quindi utilizzando i coefficienti già introdotti al Paragrafo 8.2.

Per il calcolo del carico unitario limite del terreno di fondazione si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c + q N_q s_q i_q b_q g_q d_q$$

in cui

γ è il peso specifico del terreno,

B è la larghezza della fondazione,

s_{γ} , s_c , e s_q sono coefficienti che dipendono dalla forma della fondazione,

i_{γ} , i_c , e i_q sono coefficienti che dipendono dall'inclinazione del carico,

b_{γ} , b_c , e b_q sono fattori che dipendono dall'inclinazione della fondazione,

g_{γ} , g_c , e g_q sono coefficienti che dipendono dall'inclinazione del piano campagna,

d_c e d_q indicano l'approfondimento del piano di posa,

N_{γ} , N_c , e N_q sono i coefficienti di capacità portante tabellati in funzione dell'angolo di attrito del terreno (vedi Tabella 2),

c' è la coesione,

q è il sovraccarico equivalente del terreno a lato fondazione espresso come $q = \gamma \cdot D$, in cui D è la profondità del piano di posa della fondazione.

Tabella 2 Valori dei coefficienti di capacità portante in funzione dell'angolo di attrito

ϕ'	N_c	N_q	N_{γ}
0	5,14	1	0
16	11,63	4,34	3,06
17	12,34	4,77	3,53
18	13,10	5,26	4,07
19	13,93	5,80	4,68
20	14,83	6,40	5,39
21	15,81	7,07	6,20
22	16,88	7,82	7,13
23	18,05	8,66	8,20
24	19,32	9,60	9,44
25	20,72	10,66	10,88
26	22,25	11,85	12,54
27	23,94	13,20	14,47
28	25,80	14,72	16,72
29	27,86	16,44	19,34
30	30,14	18,40	22,40
31	32,67	20,63	25,99
32	35,49	23,18	30,21
33	38,64	26,09	35,19
34	42,16	29,44	41,06
35	46,12	33,30	48,03
36	50,59	37,75	56,31
37	55,63	42,92	66,19
38	61,35	48,93	78,02
39	67,87	55,96	92,25
40	75,31	64,20	109,41
41	83,86	73,90	130,21
42	93,71	85,37	155,54
43	105,11	99,01	186,53
44	118,37	115,31	224,63
45	133,87	134,87	271,75
46	152,10	158,50	330,34
47	173,64	187,21	403,65
48	199,26	222,30	496,00
49	229,92	265,50	613,14
50	266,88	319,06	762,86

Per il caso in esame si possono fare le seguenti ipotesi semplificative:

- Fondazione nastriforme
- Fondazione superficiale ($q=0$)
- Carico verticale centrato
- Piano di campagna orizzontale
- Terreno incoerente secondo i risultati delle indagini geotecniche ($c'=0$).

L'espressione semplificata del carico limite unitario risulta quindi

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

La capacità portante è individuata come

$$Q_{lim,d} = \frac{q_{lim} B}{\gamma_R}$$

in cui γ_R è il coefficiente parziale per la verifica a capacità portante (vedi paragrafo 8.2).

Il carico agente sul piano di posa N_d è individuato dalla combinazione del peso proprio dell'argine P , del sovraccarico per carichi accidentali Q_{k1} (come indicato al paragrafo 8.1), a cui si applicano i coefficienti parziali per le azioni γ_{G1} e γ_{Qk1} (vedi paragrafo 8.2):

$$N_d = P \gamma_{G1} + Q_{k1} \gamma_{Qk1} B$$

In accordo con le NCT08 la verifica è soddisfatta se risulta

$$N_d \leq Q_{lim,d}$$

8.2.2.1 Risultati della verifica

La verifica è stata effettuata sia per il rilevato arginale di sponda destra (in corrispondenza della sezione 7 con massima altezza fuori terra) sia per quello di sponda sinistra (in corrispondenza della sezione 16).

Sezione 7 – Sponda destra

I parametri geometrici e geotecnici relativi alla sezione 7 sono riassunti nella seguente tabella

Tabella 3 Parametri geometrici e geotecnici relativi alla Sezione 7

B [m]	8
A [m²]	8.13

ϕ' terreno fondazione[°]	27
N_γ	14.47
γ terreno di fondazione[kN/m ³]	19
γ_a rilevato[kN/m ³]	18

L'espressione del carico limite unitario risulta quindi

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma = 1099.7 \frac{kN}{m^2}$$

La capacità portante si ricava dalla seguente relazione

$$Q_{lim,d} = \frac{q_{lim} B}{\gamma_R} = 3825.1 \frac{kN}{m}$$

Il peso proprio unitario dell'argine P si ottiene come segue

$$P = A \gamma_a = 146.34 \frac{kN}{m}$$

Il sovraccarico per carichi accidentali dovuti al passaggio di mezzi di servizio o agricolo è pari a $Q_{k1}=7.20 \text{ kN/m}^2$.

Il carico agente sul piano di posa è in definitiva pari a

$$N_d = P \gamma_{G1} + Q_{k1} \gamma_{Qk1} B = 276.64 \frac{kN}{m}$$

La verifica è soddisfatta, essendo verificata la disuguaglianza $N_d \leq Q_{lim,d}$.

Sezione 16 – Sponda sinistra

I parametri geometrici e geotecnici relativi alla sezione 16 sono riassunti nella seguente tabella

Tabella 4 Parametri geometrici e geotecnici relativi alla Sezione 16

B [m]	7
A [m²]	5.95
ϕ' terreno fondazione[°]	23
N_γ	8.2
γ terreno di fondazione[kN/m³]	18
γ_a rilevato[kN/m³]	18

L'espressione del carico limite unitario risulta quindi

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} = 516.6 \frac{kN}{m^2}$$

La capacità portante si ricava dalla seguente relazione

$$Q_{lim,d} = \frac{q_{lim} B}{\gamma_R} = 1572.26 \frac{kN}{m}$$

Il peso proprio unitario dell'argine P si ottiene come segue

$$P = A \gamma_a = 107.1 \frac{kN}{m}$$

Il sovraccarico per carichi accidentali dovuti al passaggio di mezzi di servizio o agricolo è pari a $Q_{kt}=7.20 \text{ kN/m}^2$.

Il carico agente sul piano di posa è in definitiva pari a

$$N_d = P \gamma_{G1} + Q_{k1} \gamma_{Qk1} B = 214.83 \frac{kN}{m}$$

La verifica è soddisfatta, essendo verificata la disuguaglianza $N_d \leq Q_{lim,d}$.

8.3 Verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Nel presente paragrafo viene affrontata la verifica agli stati limite di esercizio in combinazione quasi permanente per le medesime sezioni considerate per il calcolo della capacità portante.

L'analisi in condizioni di esercizio per le opere in materiali sciolti prevede la verifica della compatibilità dei cedimenti del manufatto, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, con la sua funzionalità.

Per il calcolo dei cedimenti indotti da rilevato arginale si procede seguendo il metodo Burland-Burbidge (1985). Questo metodo risulta molto affidabile e ampiamente utilizzato per il calcolo dei cedimenti su terreni di fondazione incoerenti, sulla base dei risultati delle prove geotecniche effettuate in sito.

Il metodo, nella trattazione completa, individua il cedimento w come

$$w = f_s f_h f_t \left[\sigma'_{v0} B^{0.7} \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) B^{0.7} I_c \right]$$

in cui il cedimento è espresso in mm, f_s è un fattore correttivo dovuto alla geometria della fondazione, f_h è un fattore riduttivo che si applica se lo strato comprimibile è inferiore alla

profondità di influenza Z_i , B è la larghezza della fondazione espressa in m, q' è il carico uniformemente distribuito applicato in superficie (espresso in kPa), σ'_{v0} è il valore della tensione geostatica corrispondente alla profondità di posa della fondazione (espresso in kPa), f_t è il fattore che introduce la variabile temporale (cedimento in funzione del tempo t espresso in anni), I_c è definito come indice di compressibilità.

Le semplificazioni che si possono operare per il caso in esame sono le seguenti:

- Fondazione nastriforme ($f_s=1,56$)
- Fondazione superficiale ($\sigma'_{v0}=0$)
- $f_h=1$, a favore di sicurezza

L'espressione del cedimento a fine costruzione risulta quindi più semplicemente

$$w = f_s q' B^{0.7} I_c$$

Nel caso in esame il carico q' è ottenuto come

$$q' = \frac{N_d}{B L}$$

in cui N_d è data dalla combinazione dei carichi già introdotti al paragrafo 8.2.2, dovuti al peso unitario del rilevato arginale P e al carico accidentale Q_{k1} , applicati senza i fattori parziali e quindi

$$N_d = P + Q_{k1} B.$$

La profondità di influenza Z_i è definita dall'espressione

$$Z_i = B^{0.7},$$

il parametro indice di compressibilità I_c è definito come

$$I_c = \frac{1.7}{N_{AV}^{1.4}}$$

dove per N_{AV} si intende il numero medio di colpi risultanti da prove penetrometriche in sito calcolate sino alla profondità di influenza Z_i .

Il cedimento w_t espresso in mm calcolato al generico tempo t , si ottiene come

$$w_t = f_t w$$

ovvero si introduce il fattore temporale f_t espresso come:

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \log \frac{t}{3}\right) > 1$$

in cui t è il tempo espresso in anni, R_3 vale rispettivamente 0.3 in presenza di carichi statici e 0.7 in presenza di carichi ciclici; R assume il valore rispettivamente di 0.2 per carichi statici e 0.8 per carichi ciclici.

8.3.1 Risultati della verifica

Sezione 7 – Sponda destra

Per la sezione 7 si sono considerati i parametri geometrici e geotecnici già riportati in Tabella 3 ; il valore di N_{AV} è stato calcolato sulla base dei risultati della prova penetrometrica DPSH6 (sino alla profondità di influenza Z_i calcolata nel seguito).

Si ottengono quindi i seguenti risultati

$$N_d = P + Q_{k1}B = A\gamma_a + Q_{k1}B = 203.9 \text{ kN}$$

$$q' = \frac{N_d}{B L} = 25.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Z_i = B^{0.7} = 4.28 \text{ m}$$

$$I_c = \frac{1.7}{N_{AV}^{1.4}} = 0.04$$

Il cedimento a fine costruzione è in definitiva

$$w = f_s q' Z_i I_c = 6.9 \text{ mm}$$

Il cedimento calcolato dopo un tempo t pari a 30 anni si ottiene da

$$f_{30} = \left(1 + R_3 + R \log \frac{t = 30}{3} \right) = 2.5$$

$$w_{30} = f_{30} w = 17.3 \text{ mm}$$

in cui R_3 e R si sono ipotizzati a favore di sicurezza rispettivamente pari a 0.7 e 0.8 (carichi ciclici).

Si ritiene che tali valori di cedimento siano compatibili con il comportamento della struttura in elevazione e pertanto **la verifica è soddisfatta, sia a fine costruzione, sia dopo un tempo t pari a 30 anni.**

Sezione 16 – Sponda sinistra

Per la sezione 16 si sono considerati i parametri geometrici e geotecnici già riportati in Tabella 4; il valore di N_{AV} è stato calcolato sulla base dei risultati della prova penetrometrica DPSH9 (sino alla profondità di influenza Z_i calcolata nel seguito).

Si ottengono quindi i seguenti risultati

$$N_d = P + Q_{k1}B = A\gamma_a + Q_{k1}B = 157.5 \text{ kN}$$

$$q' = \frac{N_d}{B L} = 22.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Z_i = B^{0.7} = 3.90 \text{ m}$$

$$I_c = \frac{1.7}{N_{AV}^{1.4}} = 0.08$$

Il cedimento a fine costruzione risulta

$$w = f_s q' Z_i I_c = 11.7 \text{ mm}$$

Il cedimento calcolato dopo un tempo t pari a 30 anni si ottiene da

$$f_{30} = \left(1 + R_3 + R \log \frac{t = 30}{3} \right) = 2.5$$

$$w_{30} = f_{30} w = 29.30 \text{ mm}$$

in cui R_3 e R si sono ipotizzati a favore di sicurezza rispettivamente pari a 0.7 e 0.8 (carichi ciclici).

Si ritiene che tali valori di cedimento siano compatibili con il comportamento della struttura in elevazione e pertanto **la verifica è soddisfatta, sia a fine costruzione, sia dopo un tempo t pari a 30 anni.**

8.4 Verifiche in condizioni sismiche

8.4.1 SLV – Stabilità dei paramenti arginali

Il comportamento in condizioni sismiche del rilevato arginale in relazione alla stabilità dei paramenti è stato analizzato mediante il metodo pseudostatico, così come previsto dalle NTC08 , par. 7.11.3.5.2, utilizzando i seguenti coefficienti sismici orizzontale e verticale (v. par.8.1):

$$k_h = 0.024$$

$$k_v = \pm 0.012$$

L'analisi pseudostatica descrive gli effetti del moto sismico attraverso accelerazioni che creano forze inerziali. Queste forze agiscono in direzione orizzontale e verticale nel baricentro di ogni concio in cui è suddiviso il paramento arginale.

Queste forze sono rappresentate da azioni statiche equivalenti proporzionali al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile (nel presente caso il peso del concio).

Nell'analisi di stabilità dei paramenti in condizioni sismiche (effettuata tramite il modulo SLOPE/W del software GeoStudio) sono state applicate queste azioni statiche, combinandole con le azioni permanenti e variabili agenti sull'argine nella configurazione a fine costruzione.

Nelle immagini seguenti si riportano i risultati delle elaborazioni per entrambe le sezioni analizzate.

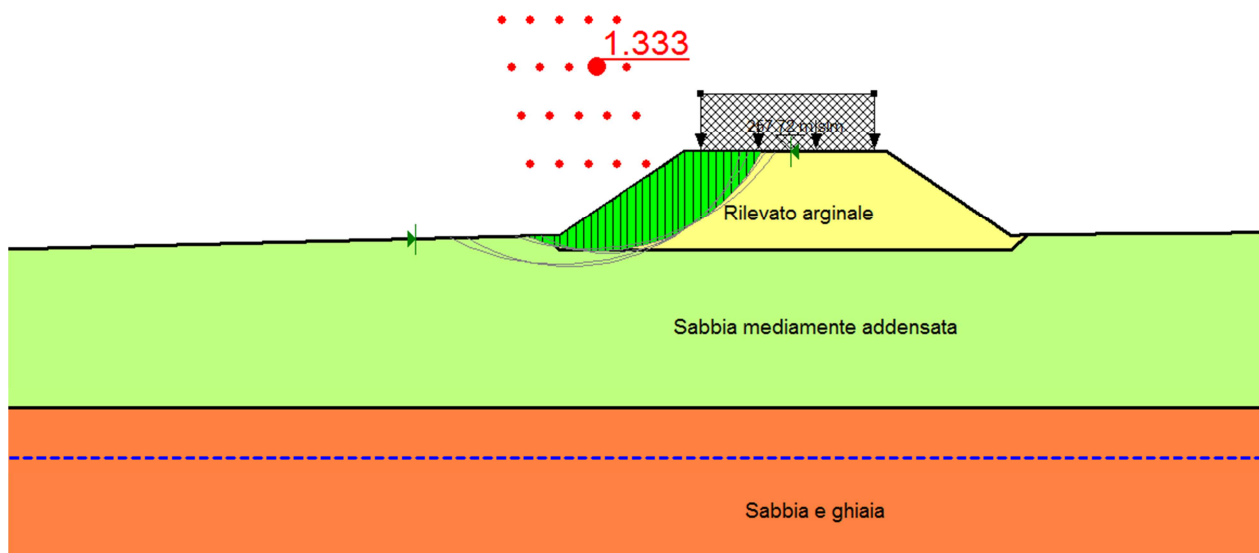


Figura 8-28 Verifica in condizioni sismiche nella configurazione a fine costruzione – Sezione 7

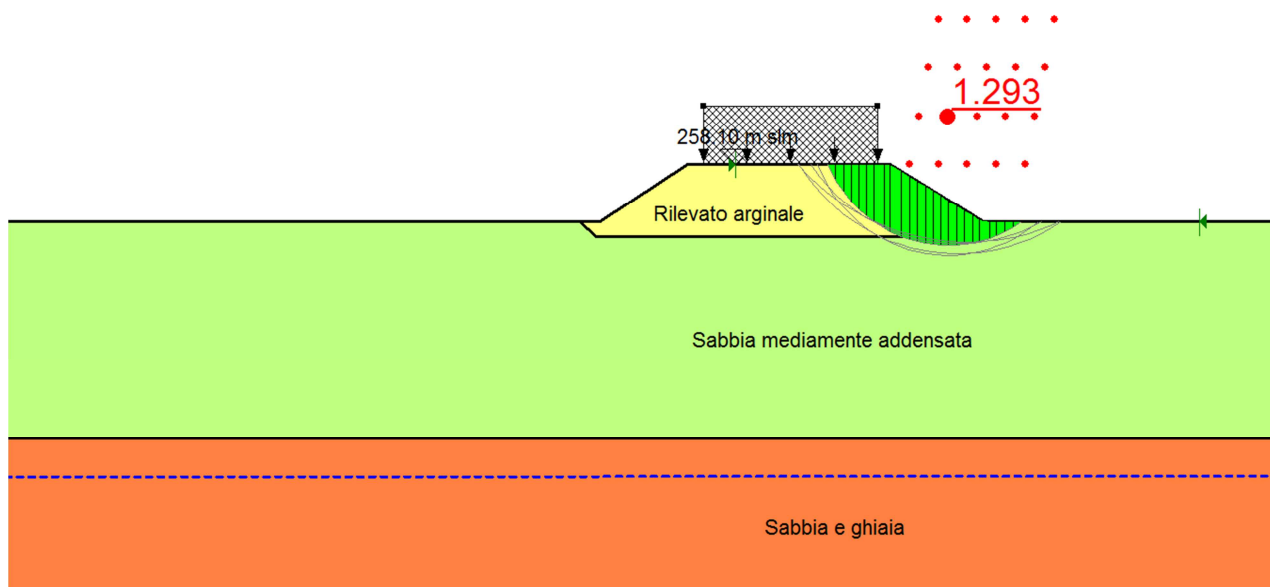


Figura 8-29 Verifica in condizioni sismiche nella configurazione a fine costruzione – Sezione 16

Per entrambe le sezioni si può notare un lieve decremento del coefficiente di sicurezza rispetto alla condizione non sismica, che comunque non pregiudica la verifica in quanto il valore si mantiene sempre al di sopra del minimo consentito.

9. CONCLUSIONI

In conclusione, le analisi di stabilità condotte sui rilevati arginali in progetto sono state articolate nelle seguenti fasi:

1. Definizione di un modello geotecnico del terreno, a partire dalle risultanze delle indagini geotecniche di campo integrate dalla geometria di progetto degli argini, dalle proprietà geotecniche dei materiali che saranno utilizzati per la loro realizzazione, dalle condizioni idrauliche al contorno;
2. Esecuzione delle analisi numeriche di infiltrazione nei rilevati arginali;
3. Esecuzione delle analisi numeriche di stabilità dei paramenti, valutazione della capacità portante del terreno di fondazione e analisi dei cedimenti.

Per quanto riguarda il modello geotecnico del terreno, che è stato definito, per la sponda destra, in corrispondenza della sezione critica 7 e, per la sponda sinistra, in corrispondenza della sezione critica 16, si è fatto riferimento alla campagna di indagini geotecniche appositamente realizzata nell'ambito del Progetto Generale citato in premessa.

Le verifiche al sifonamento e di stabilità dei paramenti arginali lato torrente sono state eseguite mediante codici di calcolo, con riferimento alle fasi di fine costruzione, colmo dell'onda di piena e recessione dell'onda di piena.

Nella tabella seguente sono riportati i coefficienti di sicurezza calcolati nelle varie combinazioni di carico e fasi di esercizio esaminate:

Sezione	Stato	Combinazione carico	Coefficiente di sicurezza
7	Fine Costruzione	Solo azioni permanenti	1.483
7	Colmo onda di piena	Solo azioni permanenti	1.554
7	Recessione onda di piena	Solo azioni permanenti	1.456
7	Fine costruzione	Carico accidentale	1.403
7	Colmo onda di piena	Carico accidentale	1.473
7	Recessione onda di piena	Carico accidentale	1.384
7	Fine costruzione	Sismica	1.333
16	Fine Costruzione	Solo azioni permanenti	1.487
16	Colmo onda di piena	Solo azioni permanenti	1.599
16	Recessione onda di piena	Solo azioni permanenti	1.547
16	Fine costruzione	Carico accidentale	1.368
16	Colmo onda di piena	Carico accidentale	1.492
16	Recessione onda di piena	Carico accidentale	1.448
16	Fine costruzione	Sismica	1.293

I risultati delle analisi statiche hanno evidenziato come entrambe le sezioni esaminate risultino verificate in tutte le combinazioni di carico e fasi considerate. Per entrambe le sezioni la situazione più critica è quella a fine costruzione in combinazione sismica.

Nel complesso le verifiche svolte sul rilevato arginale in progetto, condotte nelle condizioni più gravose dal punto di vista dei carichi e della scelta delle sezioni analizzate, sono risultate tutte soddisfatte.