

AUTOSTRADA (A1): MILANO-NAPOLI

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA

NEL TRATTO INCISA - VALDARNO

LOTTO 1

PROGETTO ESECUTIVO

DG - DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

Parte generale

Verifica di stabilità opera-terreno lungo Arno
Prescrizione Dec VIA 1d+C6.5

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N. 20155

Responsabile Geotecnica all'aperto

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paola Castiglioni
Ord. Ingg. Varese N. 2725

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

Progettazione Infrastrutture

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	-
119941	LL02	PE	DG	GTA	GE000	00000	R	APE	0704	-0	SCALA -

 	PROJECT MANAGER:				SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Paola Castiglioni Ord. Ingg. Varese N. 2725								n.	data
									0	LUGLIO 2020
	REDATTO:				VERIFICATO:					

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Furio Cruciani</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	--	---

Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	ELABORATI.....	4
2.2	SOFTWARE.....	4
2.3	NORMATIVA.....	4
3	RICHIESTA 1D ADB - VALUTAZIONI DI STABILITÀ DEL CORPO DEL RILEVATO DURANTE EVENTI DI PIENA DEL FIUME ARNO	5
3.1	GEOMETRIA DELLA SCARPATA.....	7
3.2	ANALISI DI FILTRAZIONE IN TRANSITORIO	8
3.2.1	Dati in ingresso.....	8
3.2.2	Risultati.....	10
3.3	ANALISI DI STABILITA' IN TRANSITORIO	15
3.3.1	Dati in ingresso.....	15
3.3.2	Risultati.....	16
3.4	CONCLUSIONI	31
4	MONITORAGGIO.....	32
4.1	PREMESSA	32
4.2	TIPOLOGIA DI MONITORAGGIO	32
5	ANALISI DI SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE.....	35
5.1	GENERALITÀ	35
5.2	METODO PER LA VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE	35
5.3	RISULTATI DELLA VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE	39
5.4	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI INDOTTI	41

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 3-2. GEOMETRIA INDICATIVA DELLA SEZIONE AL KM 326+700 CIRCA	7
FIGURA 3-3. GEOMETRIA INDICATIVA DELLA SEZIONE AL KM 326+700 CIRCA CON IL LIVELLO DELLA PIENA ECCEZIONALE CON TEMPO DI RITORNO $T = 200$ ANNI	7
FIGURA 3-4. STRATIGRAFIA E LIVELLO DI FALDA INIZIALE A +119.9 M SLMM IN EQUILIBRIO CON IL LIVELLO DEL FIUME ARNO DURANTE IL PERIODO DI MAGRA.....	9
FIGURA 3-5. IDROGRAMMA DI PIENA ALLA SEZIONE DI INTERESSE CON TEMPO DI RITORNO $T = 200$ ANNI.....	9
FIGURA 3-6. REGIME DI PRESSIONI INTERSTIZIALI A 29 HR DALL'INIZIO DELLA PIENA	10
FIGURA 3-7. REGIME DI PRESSIONI INTERSTIZIALI A 36 H E 30 MIN DALL'INIZIO DELLA PIENA	11
FIGURA 3-8. REGIME DI PRESSIONI INTERSTIZIALI A 37 HR DALL'INIZIO DELLA PIENA	11
FIGURA 3-9. REGIME DI PRESSIONI INTERSTIZIALI A 37 H E 30 MIN DALL'INIZIO DELLA PIENA	12
FIGURA 3-10. REGIME DI PRESSIONI INTERSTIZIALI A 38 HR DALL'INIZIO DELLA PIENA	12
FIGURA 3-11. REGIME DI PRESSIONI INTERSTIZIALI A 38 H E 30 MIN DALL'INIZIO DELLA PIENA	13
FIGURA 3-12. REGIME DI PRESSIONI INTERSTIZIALI A 44 HR DALL'INIZIO DELLA PIENA	13
FIGURA 3-13. REGIME DI PRESSIONI INTERSTIZIALI A 47 HR DALL'INIZIO DELLA PIENA	14
TABELLA 3-1. PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DI RESISTENZA AL TAGLIO (IN ACCORDO A [1])	15
TABELLA 3.2: PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO (IN ACCORDO A [1])	15
FIGURA 3-14. ANALISI DI STABILITÀ IN CONDIZIONI INIZIALI CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI STABILITÀ GLOBALE	17
FIGURA 3-15. ANALISI DI STABILITÀ A 29 H DALL'INIZIO DELLA PIENA CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI STABILITÀ GLOBALE	18
FIGURA 3-16. ANALISI DI STABILITÀ A 36 H E 30 MIN DALL'INIZIO DELLA PIENA CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI STABILITÀ GLOBALE	19
FIGURA 3-17. ANALISI DI STABILITÀ A 36 H E 30 MIN DALL'INIZIO DELLA PIENA CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI STABILITÀ GLOBALE - SUPERFICIE PIÙ PROFONDA	20
FIGURA 3-18. ANALISI DI STABILITÀ A 37 H DALL'INIZIO DELLA PIENA CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI STABILITÀ GLOBALE	21
FIGURA 3-19. ANALISI DI STABILITÀ A 37 H DALL'INIZIO DELLA PIENA CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI STABILITÀ GLOBALE - SUPERFICIE PIÙ PROFONDA	22
FIGURA 3-20. ANALISI DI STABILITÀ A 37 H E 30 MIN DALL'INIZIO DELLA PIENA CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI STABILITÀ GLOBALE	23
FIGURA 3-21. ANALISI DI STABILITÀ A 38 H DALL'INIZIO DELLA PIENA CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI STABILITÀ GLOBALE	24
FIGURA 3-22. ANALISI DI STABILITÀ A 38 H E 30 MIN DALL'INIZIO DELLA PIENA CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI STABILITÀ GLOBALE	25
FIGURA 3-23. ANALISI DI STABILITÀ A 44 H DALL'INIZIO DELLA PIENA CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI STABILITÀ GLOBALE	26
FIGURA 3-24. ANALISI DI STABILITÀ A 47 H DALL'INIZIO DELLA PIENA CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI STABILITÀ GLOBALE	27
FIGURA 3-25. ANALISI DI STABILITÀ A 44 HR DALL'INIZIO DELLA PIENA CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI INVILUPPO SUPERFICI LOCALI CON $FS < 1.1$ IN ROSSO.....	28
FIGURA 3-26. ANALISI DI STABILITÀ A 44 HR DALL'INIZIO DELLA PIENA CON PARAMETRI DI MIGLIOR STIMA INVILUPPO SUPERFICI LOCALI CON $FS < 1$ IN ROSSO.....	29
FIGURA 3-27. ANALISI DI STABILITÀ DELL'ARGINE DELL'ALVEO CON PARAMETRI CAUTELATIVI FATTORIZZATI CON $FS = 1$	30
FIGURA 4.1. SEZIONE DI CONTROLLO "	32
FIGURA 4.2. ESEMPIO ELABORAZIONI IMMAGINI.....	33
FIGURA 4-3. CURVE PER IL CALCOLO DEL RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA CRR DAI RISULTATI DI PROVE SPT.....	38
TABELLA 4-1. ACCELERAZIONE SISMICA DI PICCO A_{MAX} SU SUOLO DI CATEGORIA C ORIZZONTALE	39
FIGURA 4-4. CURVE GRANULOMETRICHE DEI TERRENI APPARTENENTI ALL'UNITÀ A1.....	39
FIGURA 4-5. CURVE GRANULOMETRICHE DEI TERRENI APPARTENENTI ALL'UNITÀ A2.....	40
TABELLA 4-2. ZONE MORFOLOGICAMENTE OMOGENEE	41
TABELLA 4-3. SINTESI DEI RISULTATI DELLE ANALISI DI LIQUEFAZIONE.....	41
FIGURA 4-6. RELAZIONE TRA LA DEFORMAZIONE VOLUMETRICA POST-LIQUEFAZIONE, CSR E $(N_1)_{60}$ (DA TOKIMATSU E SEED, 1987)	42
FIGURA 4-7. RELAZIONE TRA LA DEFORMAZIONE VOLUMETRICA, DEFORMAZIONE CICLICA A TAGLIO E $(N_1)_{60}$ (DA TOKIMATSU E SEED, 1987).....	43
FIGURA 4-8. STIMA DELLA DEFORMAZIONE CICLICA A TAGLIO INDOTTA DAL TERREMOTO IN UN DEPOSITO SABBIOSO (DA TOKIMATSU E SEED, 1987).....	44
TABELLA 4-4. RELAZIONE TRA IL RAPPORTO DI DEFORMAZIONE VOLUMETRICA E LA MAGNITUDO DEL TERREMOTO PER SABBIE ASCIUTTE (DA TOKIMATSU E SEED, 1987)	44

1 PREMESSA

Il presente documento riporta una nota di risposta alle richieste della Autorità di Bacino in merito alle tematiche di stabilità della sede autostradale in adiacenza al fiume Arno.

In particolare, in riferimento a quanto riportato nel documento della Autorità di Bacino prot. N°0003431 del 09 maggio 2018, vengono analizzati i seguenti punti:

Idraulica:

1d) Dovranno essere trasmessi a questa Autorità, in sede di redazione del progetto esecutivo, e comunque prima della sua approvazione, elaborati che dimostrino la stabilità del complesso opera-terreno sotto l'azione di una piena duecentennale (ivi compresa la condizione di rapido svasso), dovranno essere considerate un numero congruente di sezioni significative nel tratto tra il km 326+000 e il km 330+700. Questo ufficio si esprimerà comunque ai sensi dell'7 c.2 lett.b) del PGRA;

Da Email Videoconferenza 11.05.2020 Riferimenti per ottemperanze Dec-VIA:

C6.5 relativa alla verifica opera terreno dell'ampliamento in fregio all'Arno

Facendo riferimento al documento "2019_11_15_Stabilità arno per ADB.pdf".

[...] Ricordo che dovendo il mio ufficio esprimersi in merito a quanto richiesto dal PGRA per l'eventuale necessità di opere di protezione che interessano le aree P3 del PGRA la relazione deve riportare anche tutte le verifiche previste dalle NTC in merito a sifonamento e liquefazione.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 ELABORATI

- [1] APE001 Autostrada Milano-Napoli – Ampliamento alla terza corsia tratta Incisa-Valdarno – Relazione geotecnica generale.

2.2 SOFTWARE

- [2] SeepW, GeoStudio 2007 ver 7.23, Geo Slope International Ltd.
[3] SlopeW, GeoStudio 2007 ver 7.23, Geo Slope International Ltd.

2.3 NORMATIVA

- [4] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – “D.M. 14 Gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni” pubblicata nella G.U. n° 29 del 04/02/2008 Suppl. Ord. n° 30.
[5] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – “Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008” pubblicata nella G.U. n° 47 del 26/02/2009 Suppl. Ord. n° 27.

3 RICHIESTA 1D ADB - VALUTAZIONI DI STABILITÀ DEL CORPO DEL RILEVATO DURANTE EVENTI DI PIENA DEL FIUME ARNO

Il presente capitolo contiene i risultati dell'analisi di stabilità in condizioni di rapido svaso della scarpata del rilevato autostradale dove questo rimane in affiancamento al fiume Arno e dell'argine del fiume stesso. Tale situazione si sviluppa all'incirca tra il km 324+900 e il km 330+600.

Le analisi di stabilità sono state condotte considerando il regime di pressioni interstiziali stimato tramite analisi di filtrazione dovuto al passaggio della piena con tempo di ritorno $T=200$ anni.

Sono stati considerati entrambi gli scenari con le casse di espansione funzionanti e non funzionanti.

Le analisi sono state condotte su una sezione considerata rappresentativa, dove il letto del fiume Arno è vicino all'autostrada, al km 326+700 circa.

La presente nota è in risposta alla prescrizione 1d della AdB, che così recita:

Dovranno essere trasmessi a questa Autorità, in sede di redazione del progetto esecutivo, e comunque prima della sua approvazione, elaborati che dimostrino la stabilità del complesso opera-terreno sotto l'azione di una piena duecentennale (ivi compresa la condizione di rapido svaso), dovranno essere considerate un numero congruente di sezioni significative nel tratto tra il km 326+000 e il km 330+700. Questo ufficio si esprimerà comunque ai sensi dell'7 c.2 lett.b) del PGRA.

Le analisi sono state condotte con il pacchetto software della GEOSTUDIO, che permette di analizzare, separatamente, l'analisi di filtrazione nei terreni, partendo da determinate condizioni al contorno, e (modulo SeepW), per poi, trasferire il risultato ottenuto, in termini di regime delle pressioni interstiziali, nelle analisi all'equilibrio limite condotto con il modulo SlopeW.

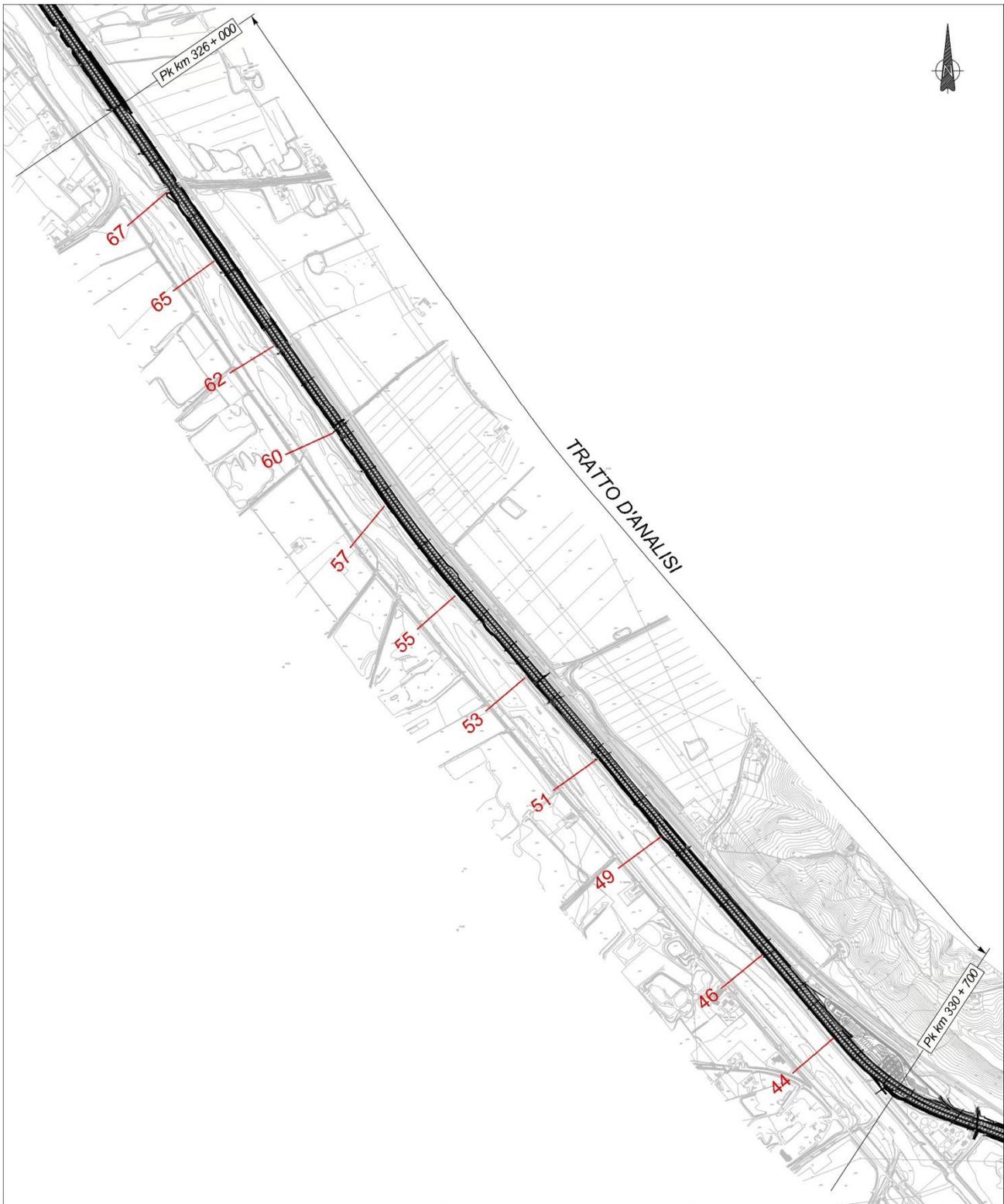


Figura 3-1. Tratto d'analisi - Planimetria

3.1 GEOMETRIA DELLA SCARPATA

La geometria della sezione considerata è quella rappresentata in figura 3-2. La sede autostradale si trova a circa 30 m di distanza dall'alveo di magra del fiume, mentre ha funzione di argine in caso di piena eccezionale, come rappresentato schematicamente in Figura 3-3.

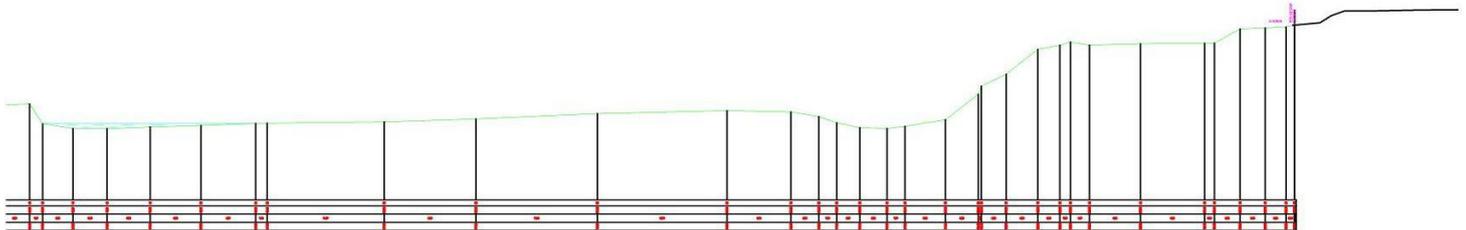


Figura 3-2. Geometria indicativa della sezione al km 326+700 circa

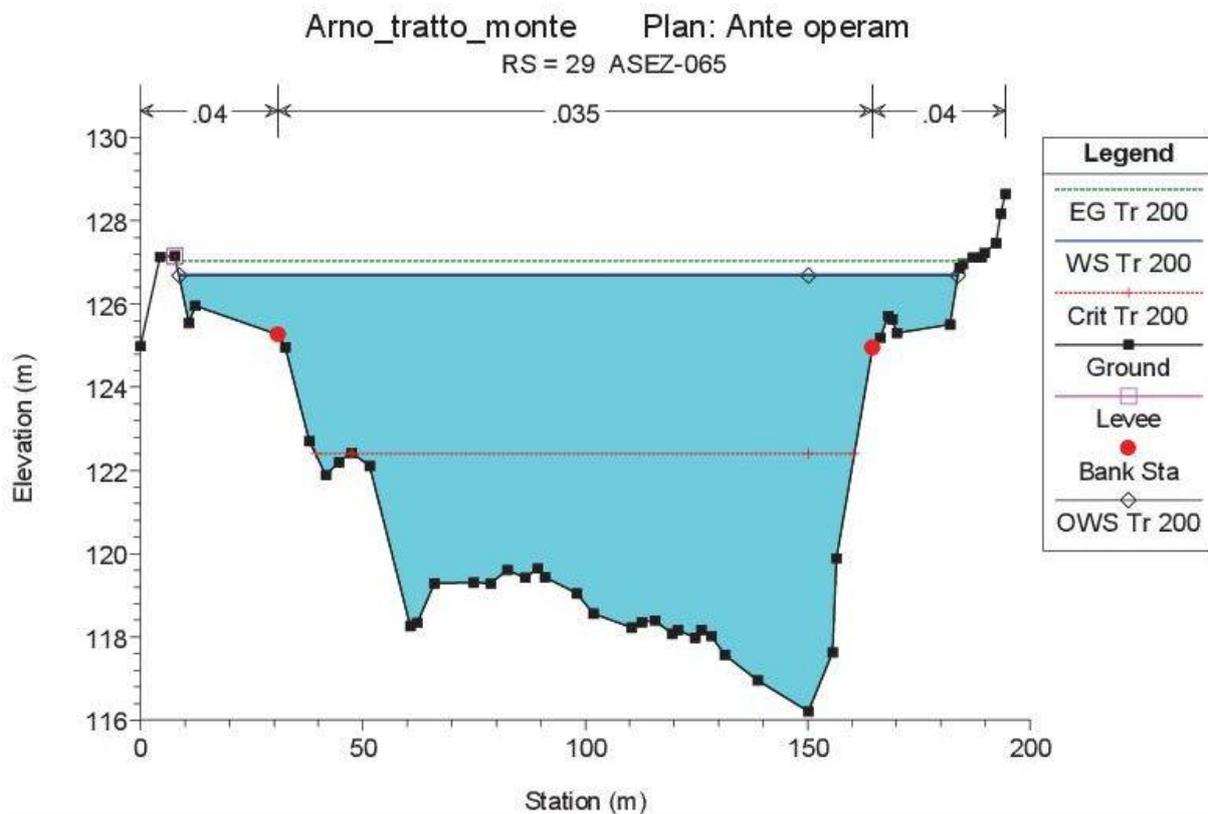


Figura 3-3. Geometria indicativa della sezione al km 326+700 circa con il livello della piena eccezionale con tempo di ritorno T = 200 anni

3.2 ANALISI DI FILTRAZIONE IN TRANSITORIO

3.2.1 Dati in ingresso

Per la valutazione dell'andamento delle pressioni interstiziali durante l'evento di piena, è stata svolta un'analisi di filtrazione considerando il regime transitorio con il codice di calcolo SeepW [2].

Nelle analisi di filtrazione è stato considerato quanto segue:

- stratigrafia e livello di falda iniziale come in figura 3-4. Il livello di falda è stato assunto in equilibrio con il livello tipico del fiume Arno in periodo di magra, pari a +119.9 m slmm nella sezione considerata.
- Le permeabilità di ciascuno strato sono state prese in accordo a quanto riportato nella Relazione Geotecnica Generale [1], ovvero:
 - Strato A1: $k = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s;
 - Strato A2: $k = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s;
 - Strato P1: $k = 1 \cdot 10^{-10}$ m/s;
 - Rilevato: $k = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s, pari a quella di A1 in assenza di informazioni.
- Curve di immagazzinamento e di permeabilità nel non saturo stimate da granulometria (vedi manuali d'uso del codice di calcolo [2]).
- Idrogramma di piena come mostrato in figura 3-5. Nella parte terminale sono state aggiunte 8 ore per tornare al livello iniziale pari a +119.9 m slmm.
- Condizioni di cassa di espansione a est dell'autostrada funzionante o non funzionante. Dato che le analisi nei due casi hanno mostrato risultati del tutto simili, saranno presentati solo i risultati delle analisi svolte con cassa di espansione non funzionante. In questo caso la condizione al contorno a est dell'autostrada è stata posta pari al livello piezometrico di +119.9 m slmm a grande distanza dall'autostrada (circa 200 m).

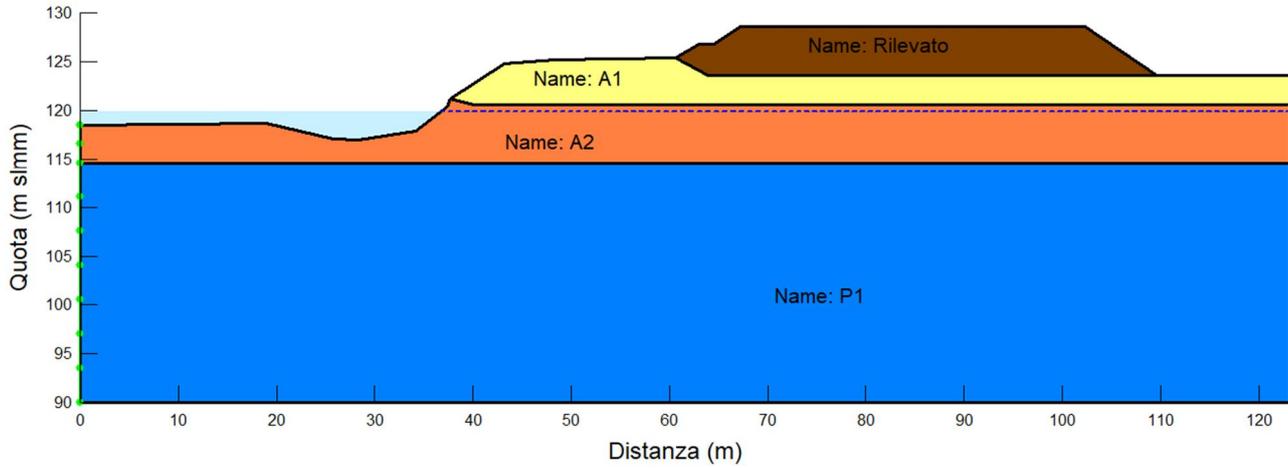


Figura 3-4. Stratigrafia e livello di falda iniziale a +119.9 m slmm in equilibrio con il livello del fiume Arno durante il periodo di magra

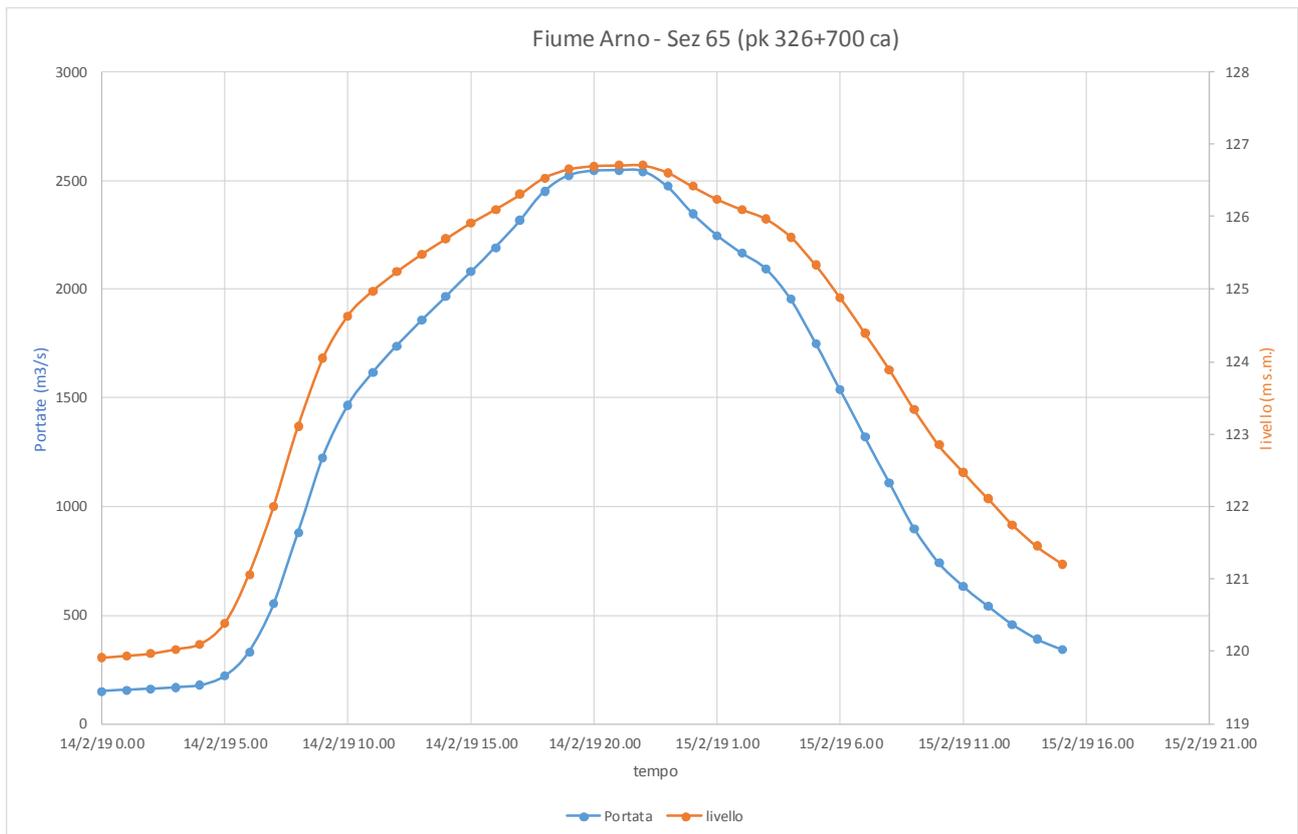


Figura 3-5. Idrogramma di piena alla sezione di interesse con tempo di ritorno T = 200 anni

3.2.2 Risultati

Il regime di pressioni interstiziali è stato stimato ogni 30 min per tutta la durata dell'analisi, pari a 47h. Si presentano di seguito i risultati dell'analisi in termini di andamento delle pressioni interstiziali per alcuni istanti salienti post picco (quota +126.7 m slmm al tempo di 20-22 hr circa) per cui è stata successivamente svolta l'analisi di stabilità:

- 29 hr: Figura 3-6;
- 36 hr e 30 min: Figura 3-7;
- 37 hr: Figura 3-8;
- 37 hr e 30 min: Figura 3-9;
- 38 hr: Figura 3-10;
- 38 hr e 30 min: Figura 3-11;
- 44 hr: Figura 3-12;
- 47 hr; Figura 3-13;

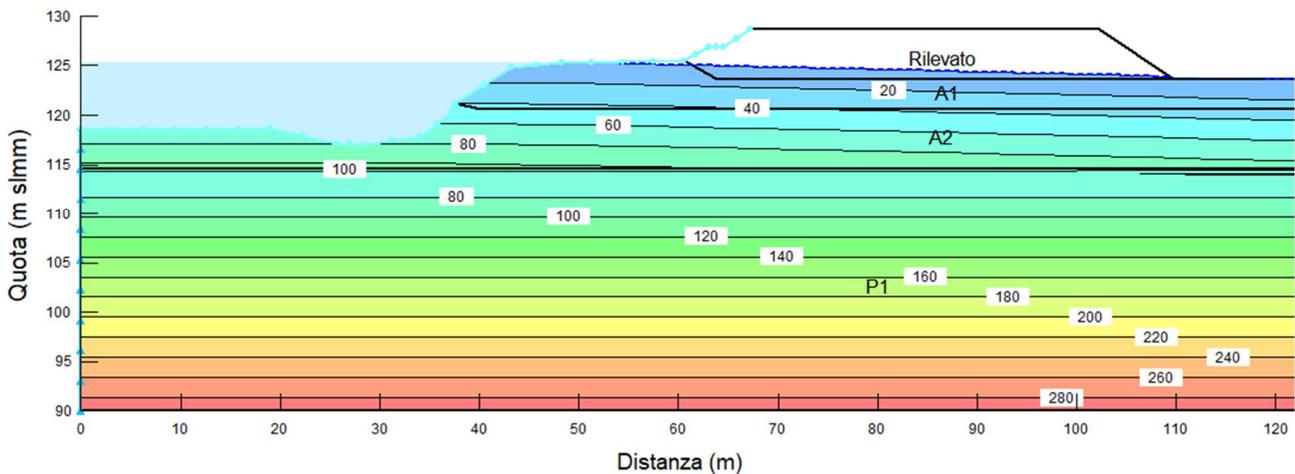


Figura 3-6. Regime di pressioni interstiziali a 29 hr dall'inizio della piena

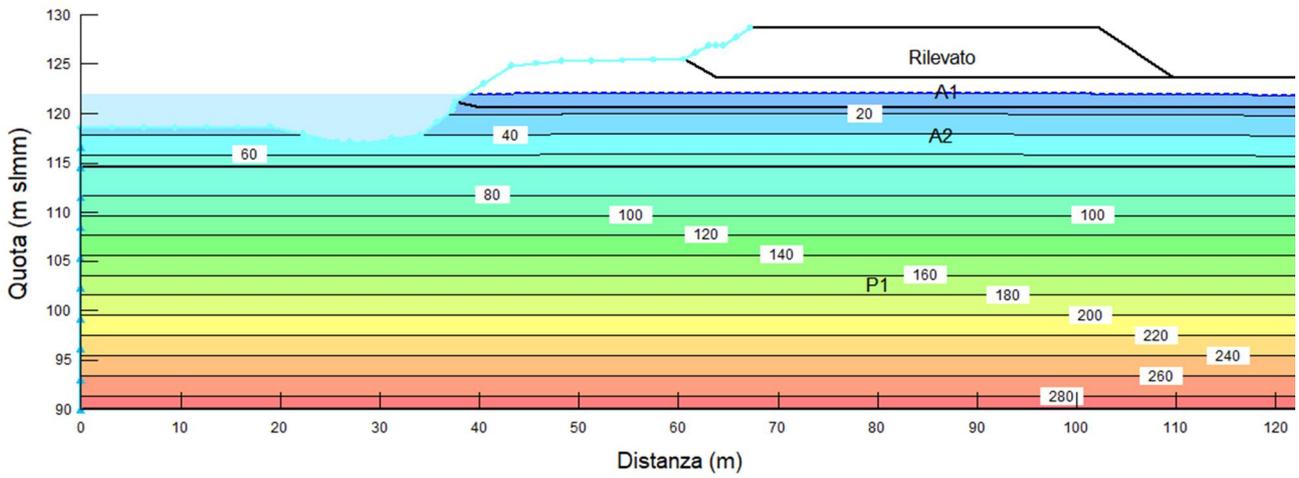


Figura 3-7. Regime di pressioni interstiziali a 36 h e 30 min dall'inizio della piena

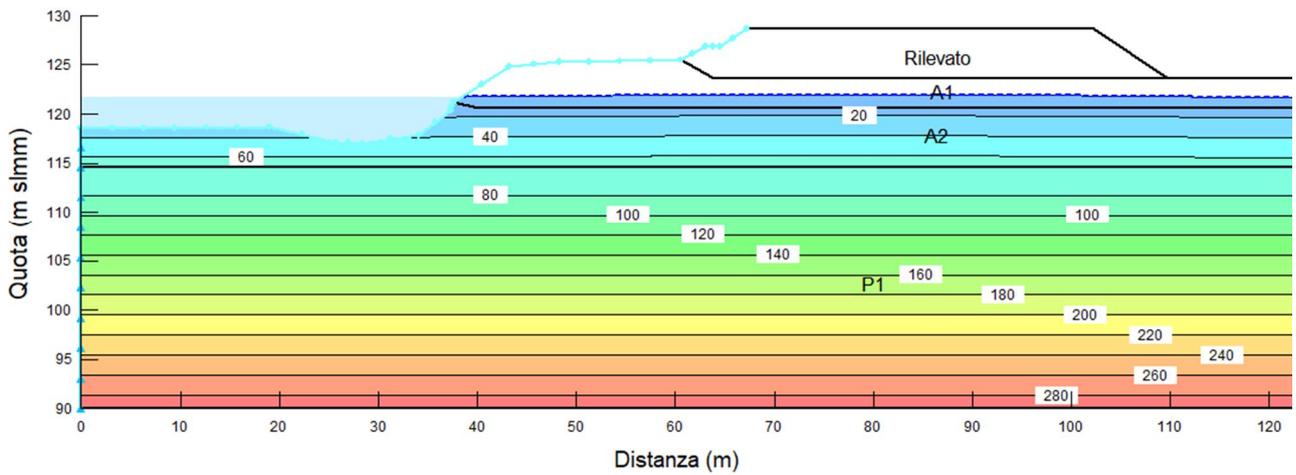


Figura 3-8. Regime di pressioni interstiziali a 37 hr dall'inizio della piena

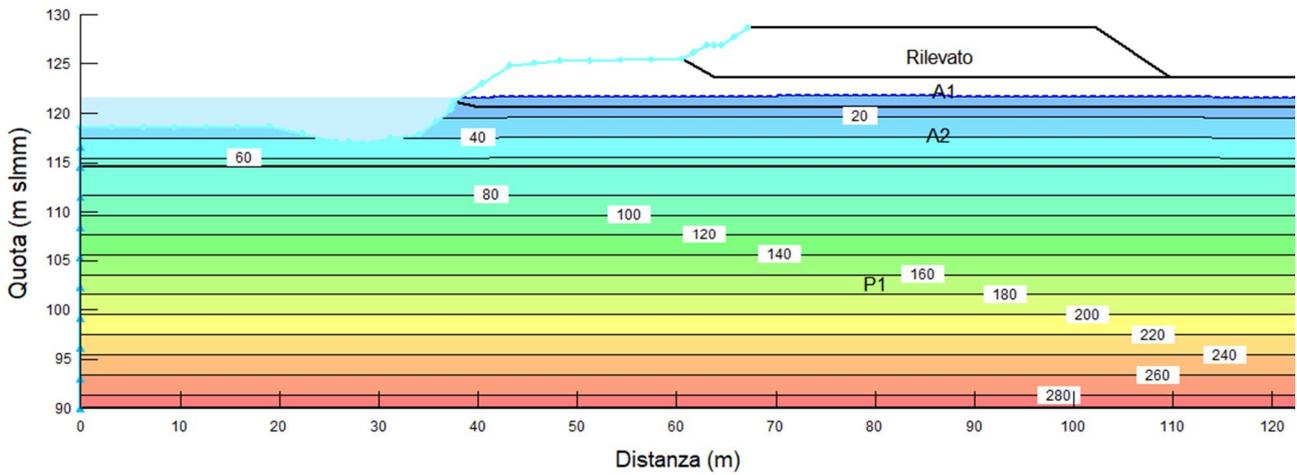


Figura 3-9. Regime di pressioni interstiziali a 37 h e 30 min dall'inizio della piena

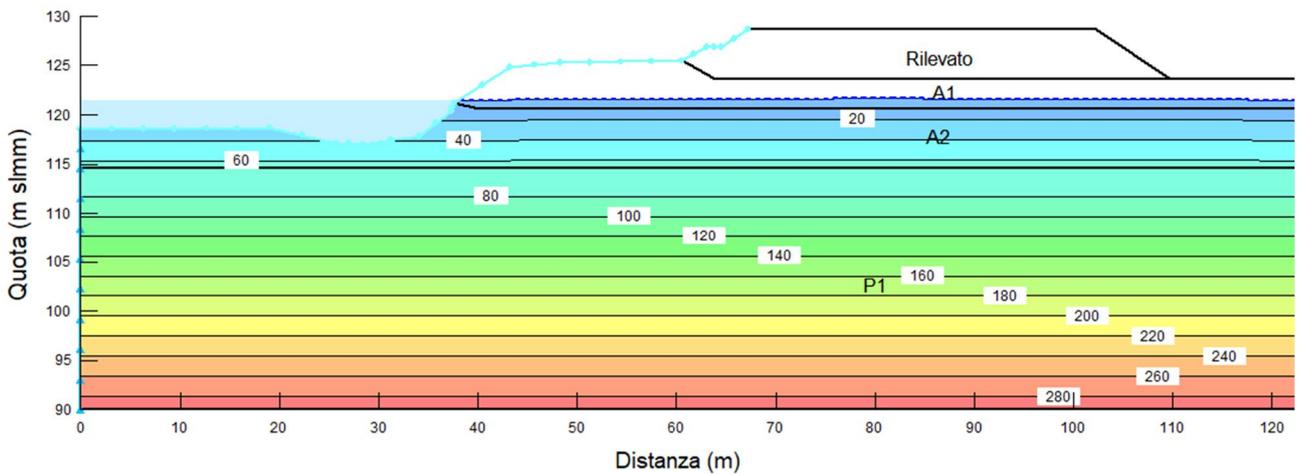


Figura 3-10. Regime di pressioni interstiziali a 38 hr dall'inizio della piena

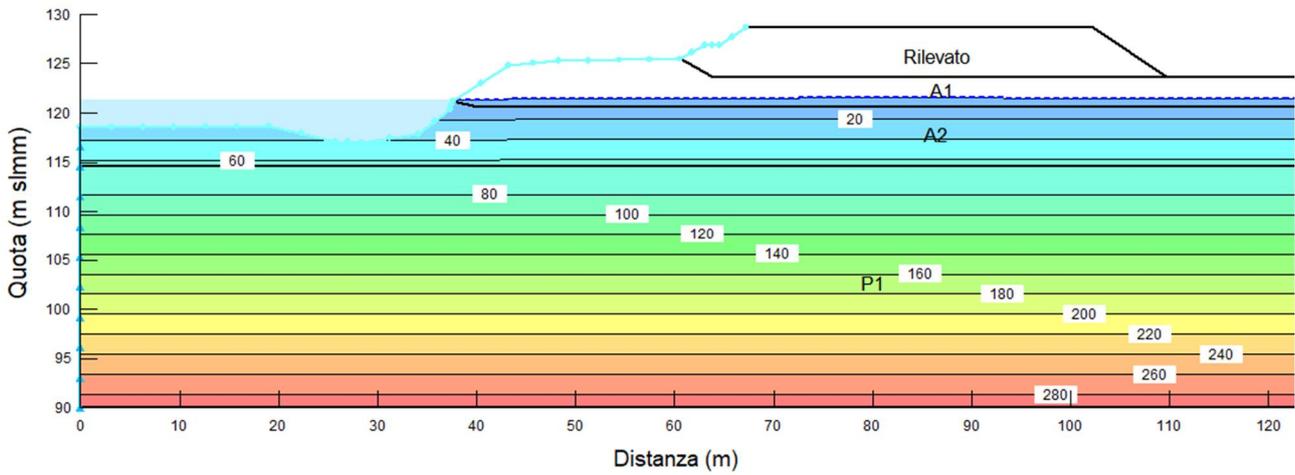


Figura 3-11. Regime di pressioni interstiziali a 38 h e 30 min dall'inizio della piena

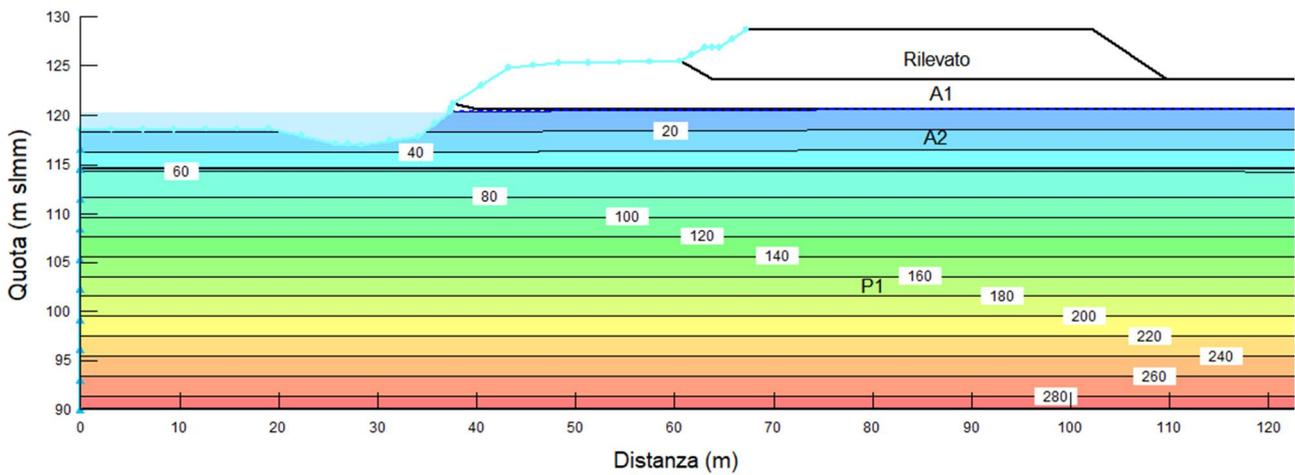


Figura 3-12. Regime di pressioni interstiziali a 44 hr dall'inizio della piena

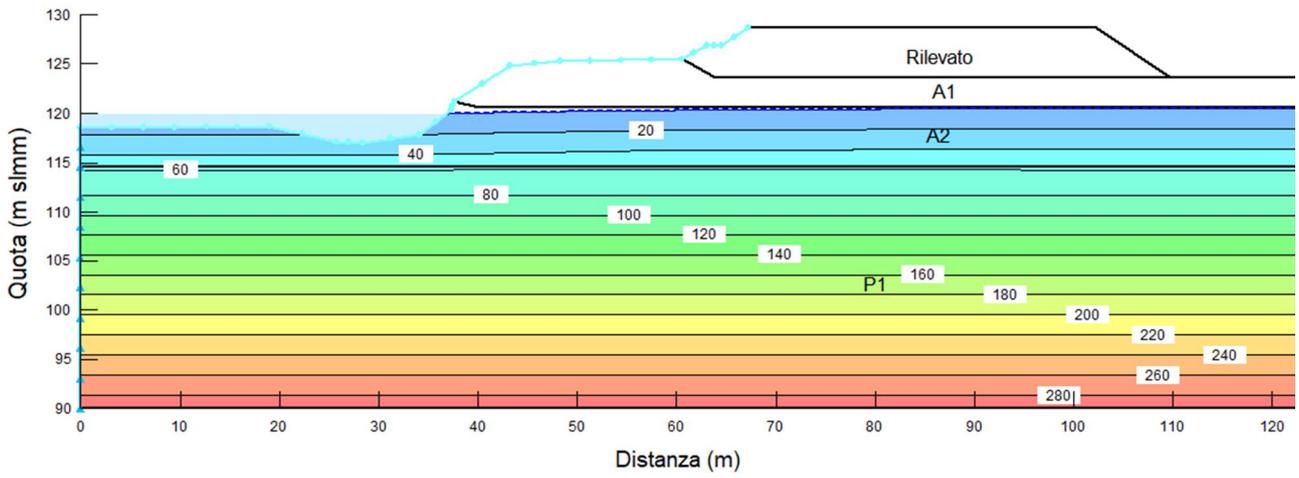


Figura 3-13. Regime di pressioni interstiziali a 47 hr dall'inizio della piena

3.3 ANALISI DI STABILITA' IN TRANSITORIO

3.3.1 Dati in ingresso

Per la condizione iniziale e per ciascuna delle condizioni di regime di pressioni interstiziali stimato negli istanti di cui al precedente paragrafo 3.2.2 sono state svolte analisi di stabilità con codice di calcolo SlopeW [3].

Stratigrafia, falda, sovraccarichi e parametri geotecnici di progetto sono mostrati nelle figure con i risultati delle analisi. Per quanto riguarda i parametri geotecnici, sono stati presi in accordo alla Relazione Geotecnica Generale [1] (vedi Tabella 3-1 per facilità di lettura). Nelle figure sono mostrati i parametri fattorizzati in accordo alla normativa NTC2008 – Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Si ricorda che i parametri geotecnici caratteristici riportati in Tabella 3-1 sono già essi stessi frutto di una stima cautelativa.

I risultati sono mostrati sia per potenziali superfici che coinvolgono il rilevato autostradale, sia per potenziali superfici di rottura "locali" della zona d'argine del letto di magra.

Si fa presente che non conoscendo la sistemazione dell'argine dell'alveo di magra, anche se si notano pendenze locali dell'ordine di 40-45°, è stata cautelativamente trascurata la possibile presenza di opere di protezione sull'argine del letto di magra. Tuttavia, allo scopo di produrre delle analisi più realistiche delle sponde, l'analisi della stabilità "locale" dell'argine di magra sono state effettuate anche considerando parametri di miglior stima per i due strati di materiale alluvionale A1 e A2. In particolare, sono stati considerati i seguenti parametri di resistenza al taglio caratteristici di miglior stima, basati su risultati di prove di taglio diretto per lo strato A1 e su prove triassiali di grande diametro per lo strato A2 (vedi doc [1] per i dettagli):

- A1: $c' = 0 \text{ kPa}$, $\varphi' = 36^\circ$;
- A2: $c' = 0 \text{ kPa}$, $\varphi' = 39^\circ$;

Tabella 3-1. Parametri geotecnici caratteristici di resistenza al taglio (in accordo a [1])

Strato	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)
Rilevato	19	0	35
A1	19	0	30
A2	19	0	32
P1	20	5	24

Tabella 3.2: Parametri geotecnici di progetto (in accordo a [1])

Strato	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)
Rilevato	19	0	29
A1	19	0	24
A2	19	0	26
P1	20	5	19

3.3.2 Risultati

I risultati delle analisi di stabilità sono presentati come segue:

- Da figura 3-14 a figura 3-24: potenziali superfici che interessano il corpo del rilevato autostradale, utilizzando parametri di progetto fattorizzati (basati sui parametri caratteristici di Tabella 3-1).
Le analisi sono state utilizzando il metodo di Morgenstern-Price imponendo il passaggio delle superfici passanti per il rilevato autostradale e in figura viene mostrata la superficie per cui si ottiene il coefficiente di sicurezza minimo. Inoltre, nelle figure vengono anche mostrati i punti di partenza e di arrivo da cui sono state create le superfici di scivolamento per la verifica di stabilità (striscia rossa). Per i casi analizzati a 36 h e 30 min e 37 h le superfici ottenute sono molto superficiali, in questi casi si mostra come per superfici più profonde si ottengono dei coefficienti di sicurezza maggiori.
- In figura 3-25: involuppo delle superfici di rottura locali che interessano la zona di argine dell'alveo di magra con fattore di sicurezza $FS < 1.1$, nella condizione più gravosa, utilizzando parametri di progetto fattorizzati (basati sui parametri caratteristici di Tabella 3-1).
- In figura 3-26: miglior stima del margine di sicurezza delle superfici di rottura locali che interessano la zona di argine dell'alveo di magra (involuppo in caso di fattore di sicurezza $FS < 1$), nella condizione più gravosa. Tali analisi sono state svolte con parametri di miglior stima non fattorizzati.

Per quanto riguarda le stabilità locali, si nota come la stabilità non sarebbe localmente garantita facendo riferimento ai parametri di resistenza di miglior stima anche in condizioni di magra. Tuttavia, l'esistenza stessa di scarpate con pendenza locale dell'ordine di $40-45^\circ$ implica l'esistenza di opere di protezione oppure di resistenze aggiuntive dovute alla parziale saturazione non considerate nell'analisi. In qualsiasi caso, le superfici di potenziale instabilità sarebbero corticali.

Nell'ipotesi di stratigrafia senza protezioni, si nota inoltre come la stabilità non sia garantita con i margini di sicurezza previsti dalla normativa considerando i parametri cautelativi di Tabella 3-1 (vedi figura 3-24). Tuttavia, l'involuppo delle potenziali superfici di rottura non arriva mai a interessare il corpo del rilevato autostradale. In figura 3-26 viene mostrato che fino ad una distanza di circa 10.0 m le superfici di scivolamento non interessano il rilevato autostradale (coefficiente di sicurezza ≥ 1.1).

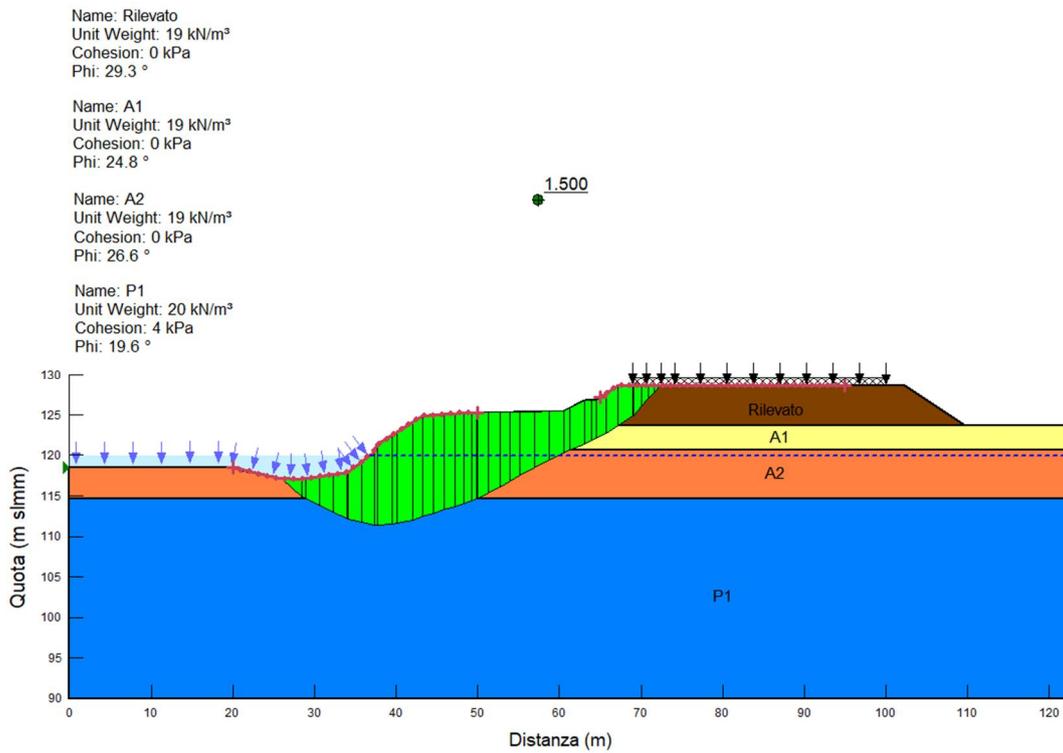


Figura 3-14. Analisi di stabilità in condizioni iniziali con parametri cautelativi fattorizzati
stabilità globale

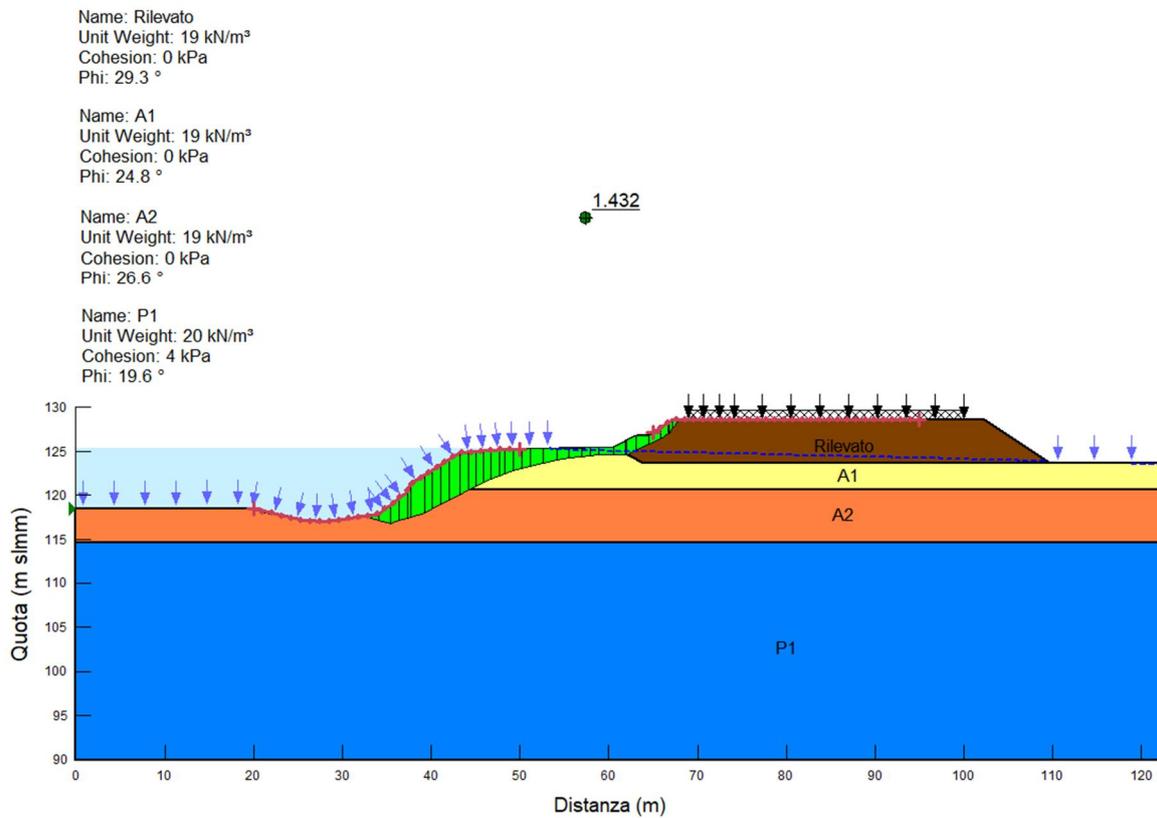


Figura 3-15. Analisi di stabilità a 29 h dall'inizio della piena con parametri cautelativi fattorizzati
stabilità globale

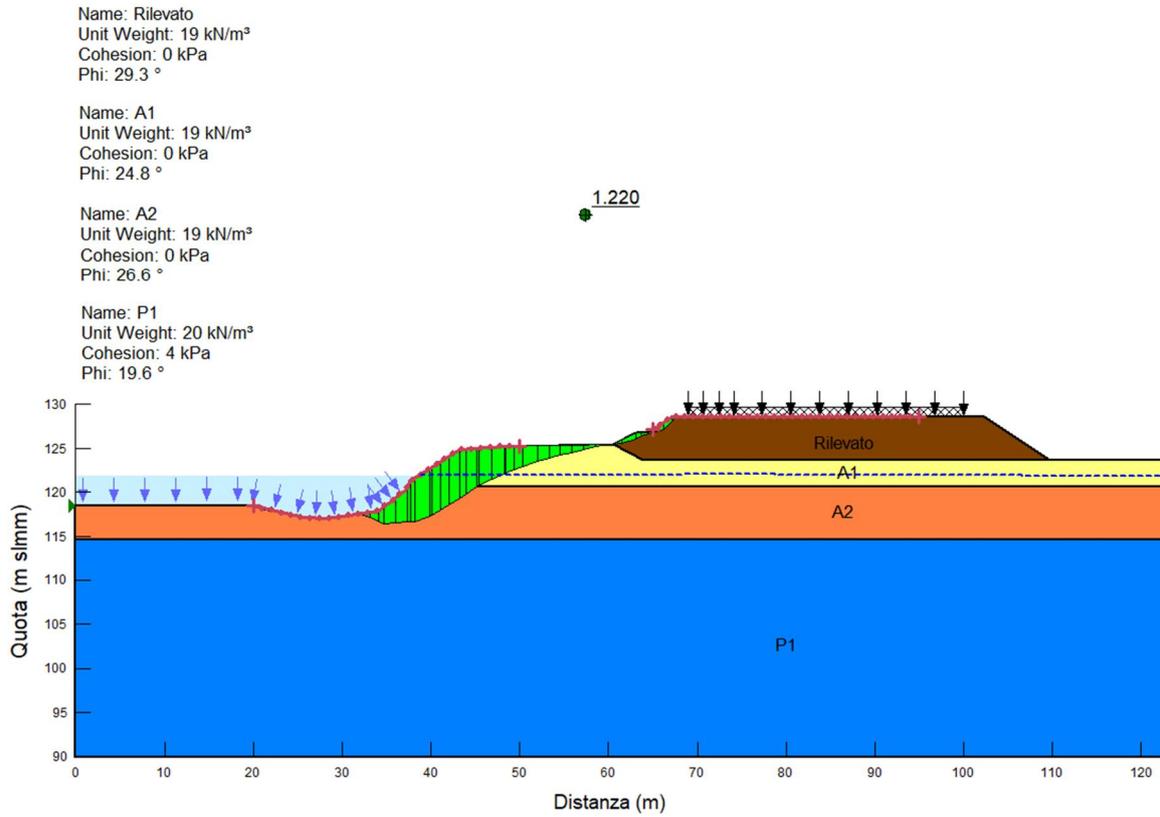


Figura 3-16. Analisi di stabilità a 36 h e 30 min dall'inizio della piena con parametri cautelativi fattorizzati
stabilità globale

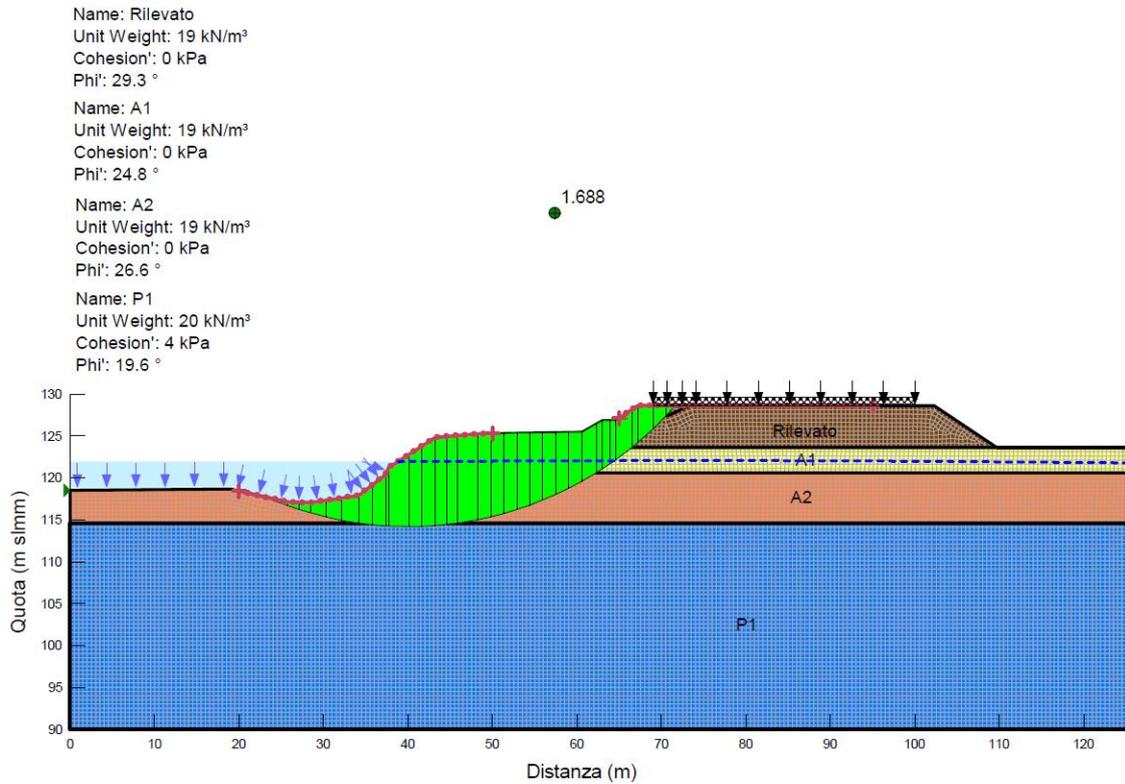


Figura 3-17. Analisi di stabilità a 36 h e 30 min dall'inizio della piena con parametri cautelativi fattorizzati
stabilità globale - Superficie più profonda

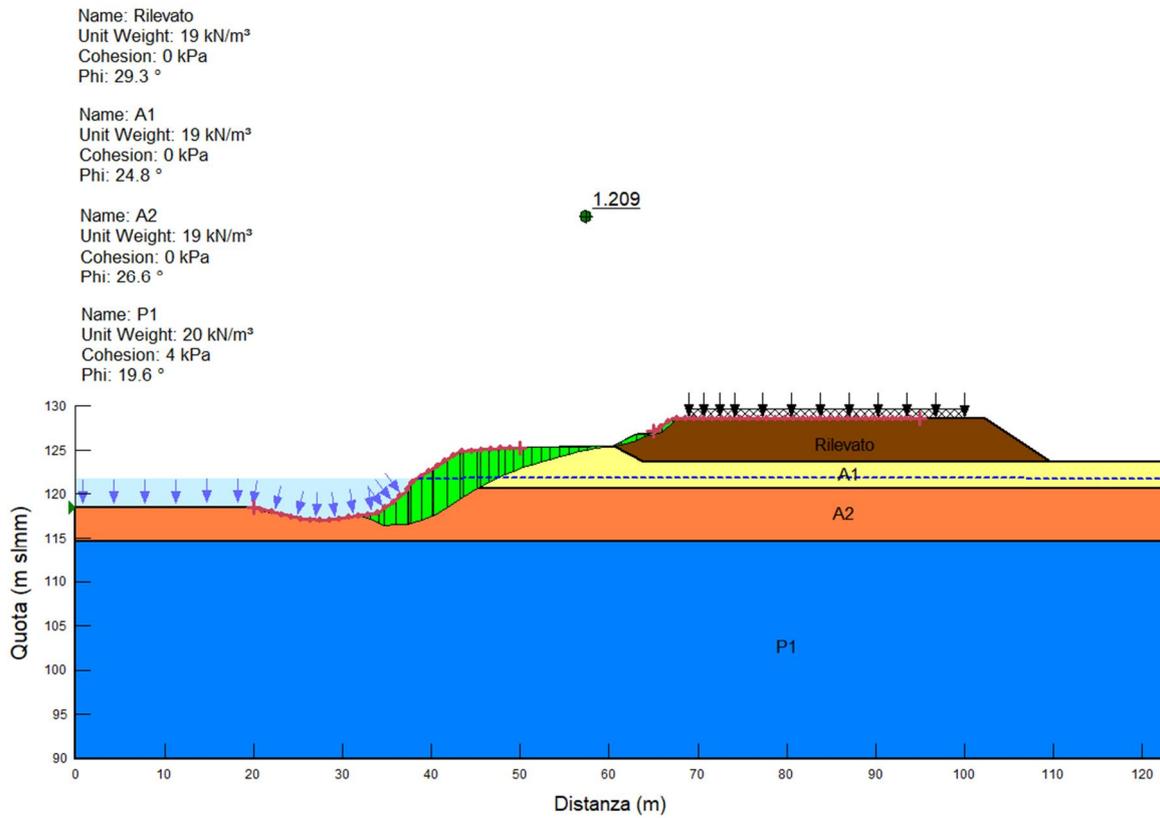


Figura 3-18. Analisi di stabilità a 37 h dall'inizio della piena con parametri cautelativi fattorizzati
stabilità globale

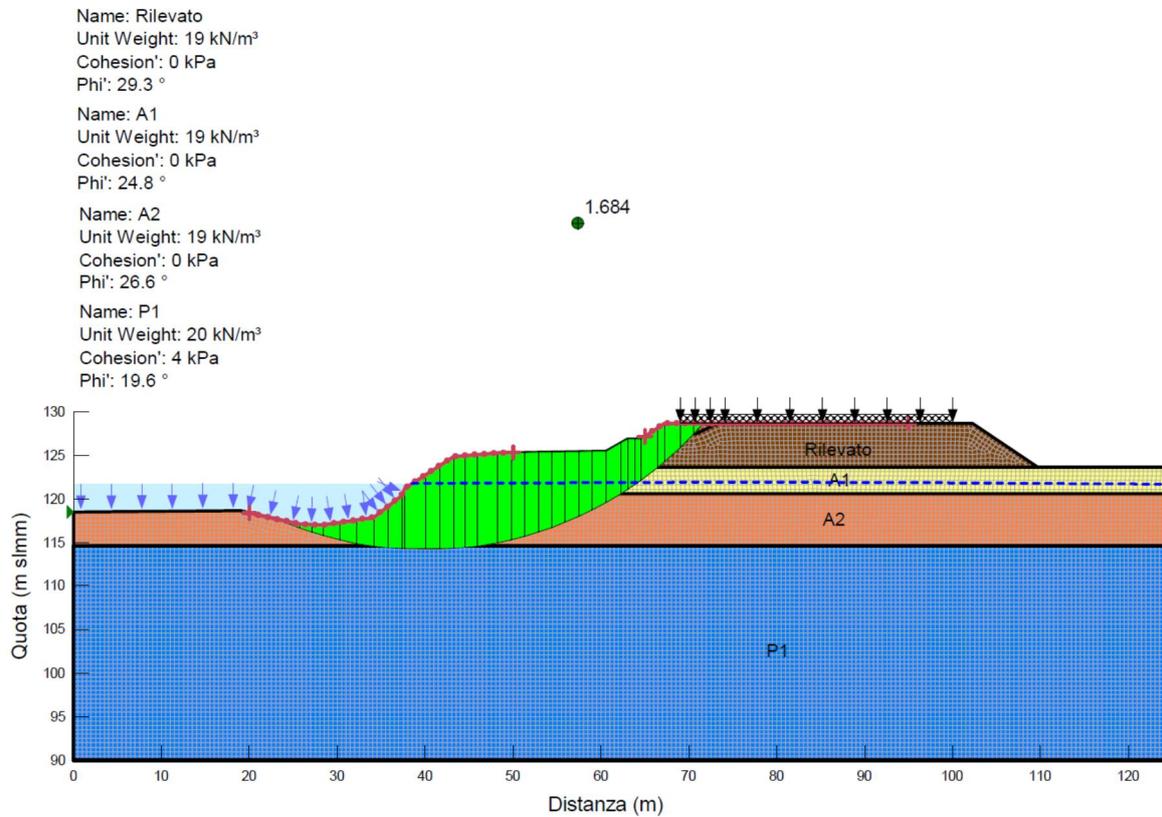


Figura 3-19. Analisi di stabilità a 37 h dall'inizio della piena con parametri cautelativi fattorizzati
stabilità globale - Superficie più profonda

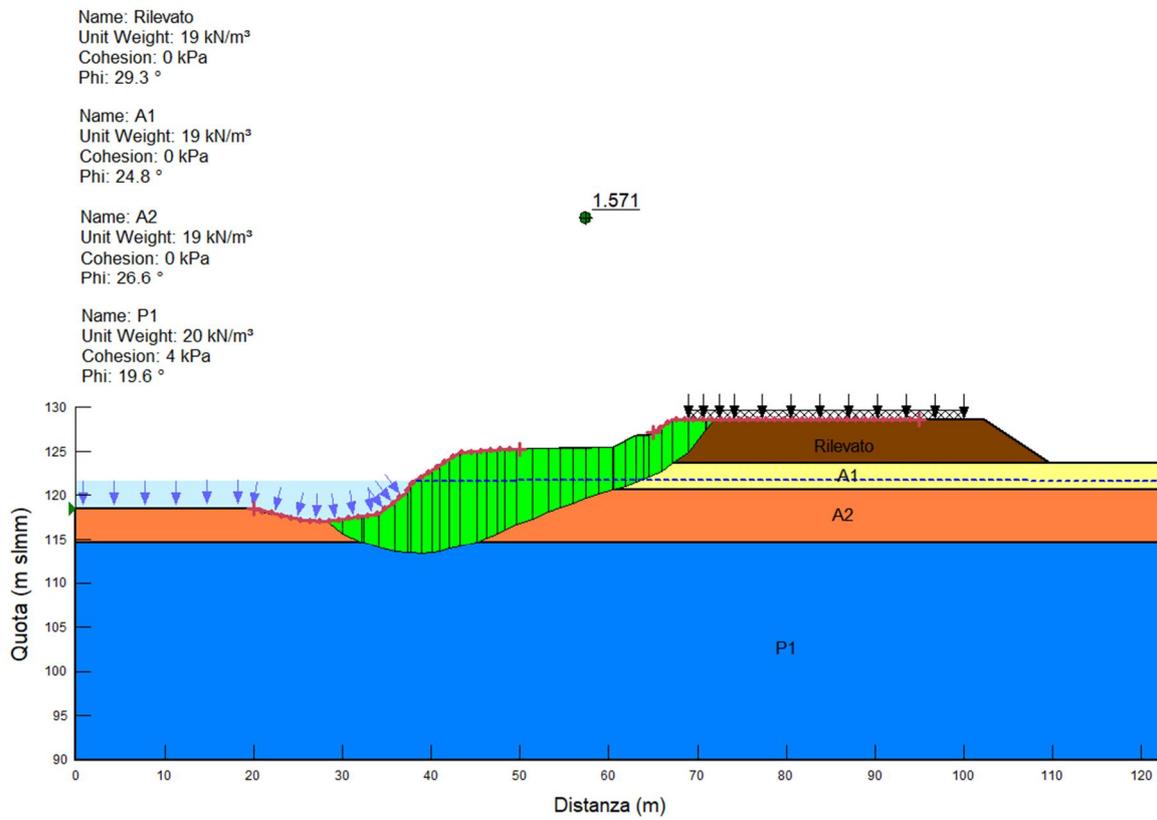


Figura 3-20. Analisi di stabilità a 37 h e 30 min dall'inizio della piena con parametri cautelativi fattorizzati
stabilità globale

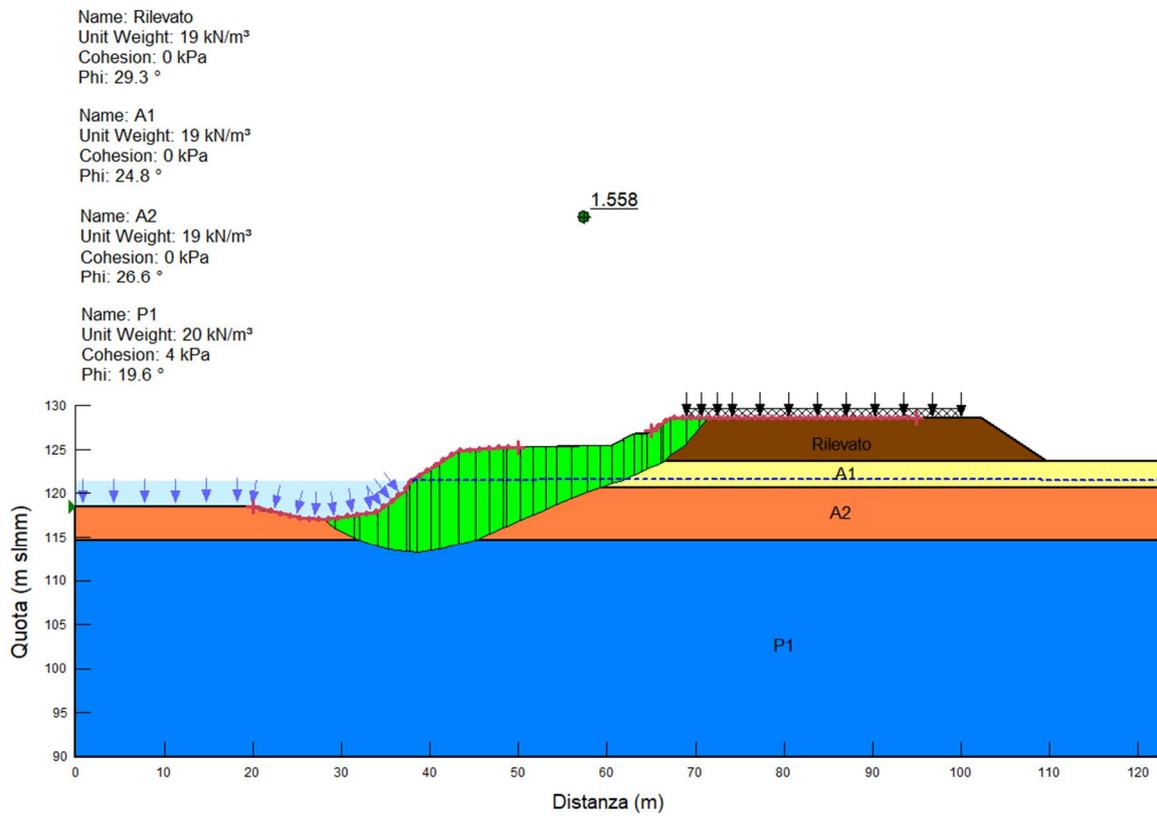


Figura 3-21. Analisi di stabilità a 38 h dall'inizio della piena con parametri cautelativi fattorizzati
stabilità globale

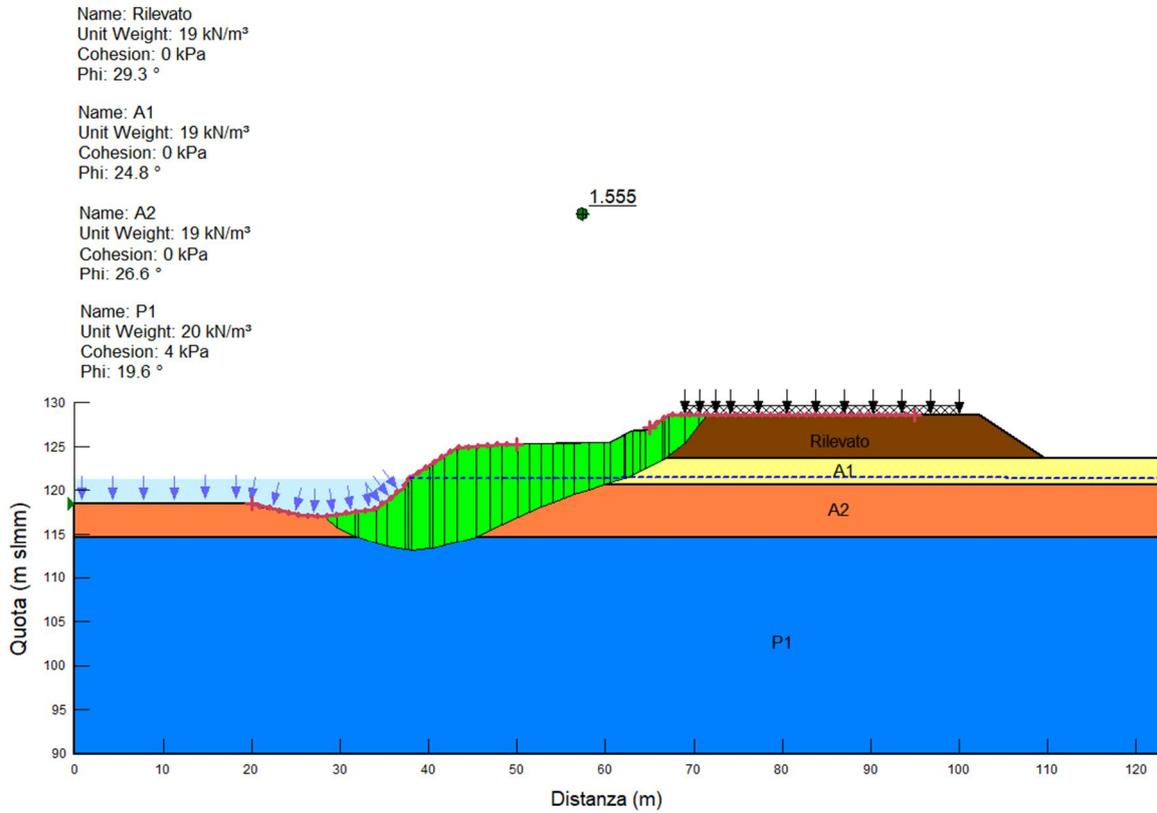


Figura 3-22. Analisi di stabilità a 38 h e 30 min dall'inizio della piena con parametri cautelativi fattorizzati
stabilità globale

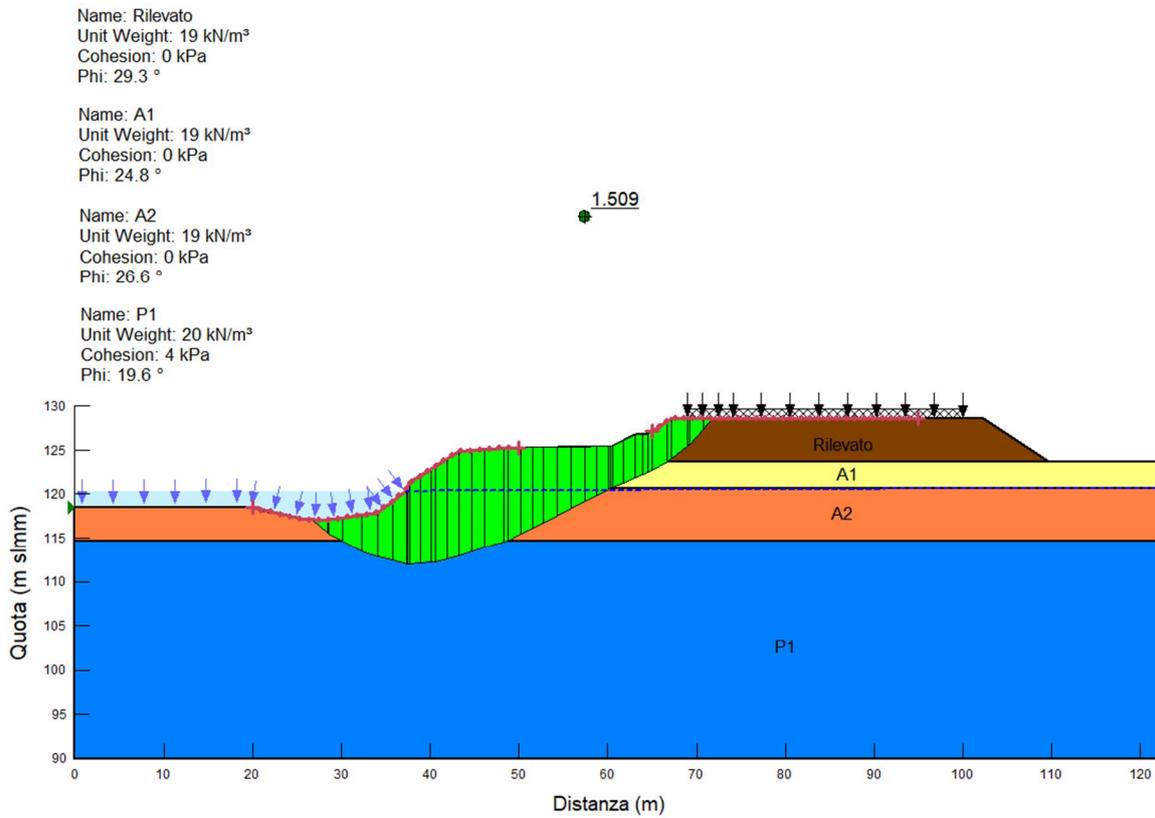


Figura 3-23. Analisi di stabilità a 44 h dall'inizio della piena con parametri cautelativi fattorizzati
stabilità globale

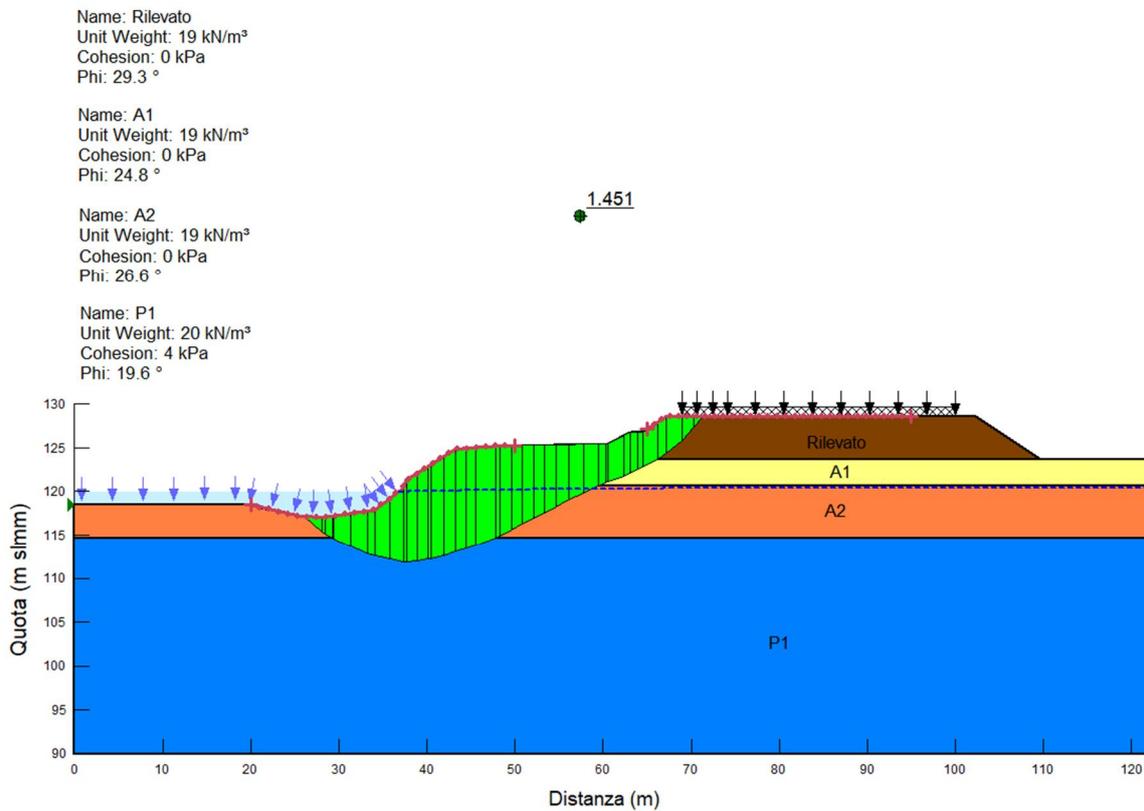


Figura 3-24. Analisi di stabilità a 47 h dall'inizio della piena con parametri cautelativi fattorizzati
stabilità globale

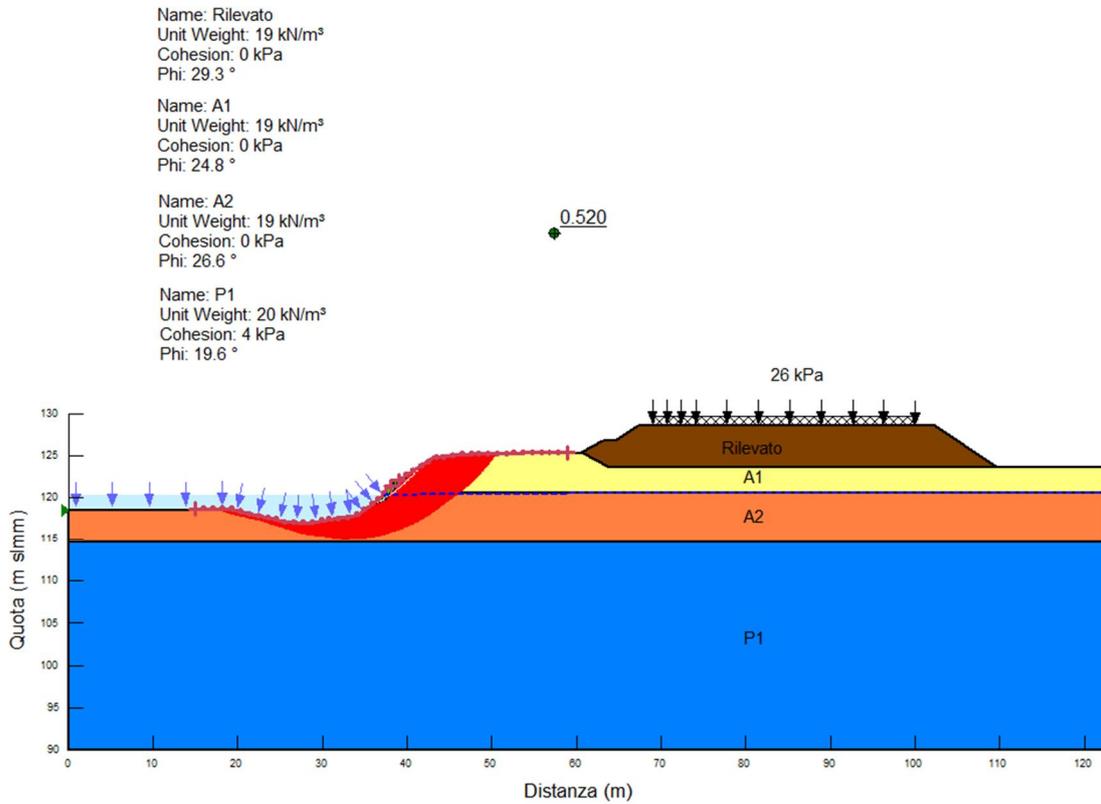


Figura 3-25. Analisi di stabilità a 44 hr dall'inizio della piena con parametri cautelativi fattorizzati
involuppo superficci locali con FS<1.1 in rosso

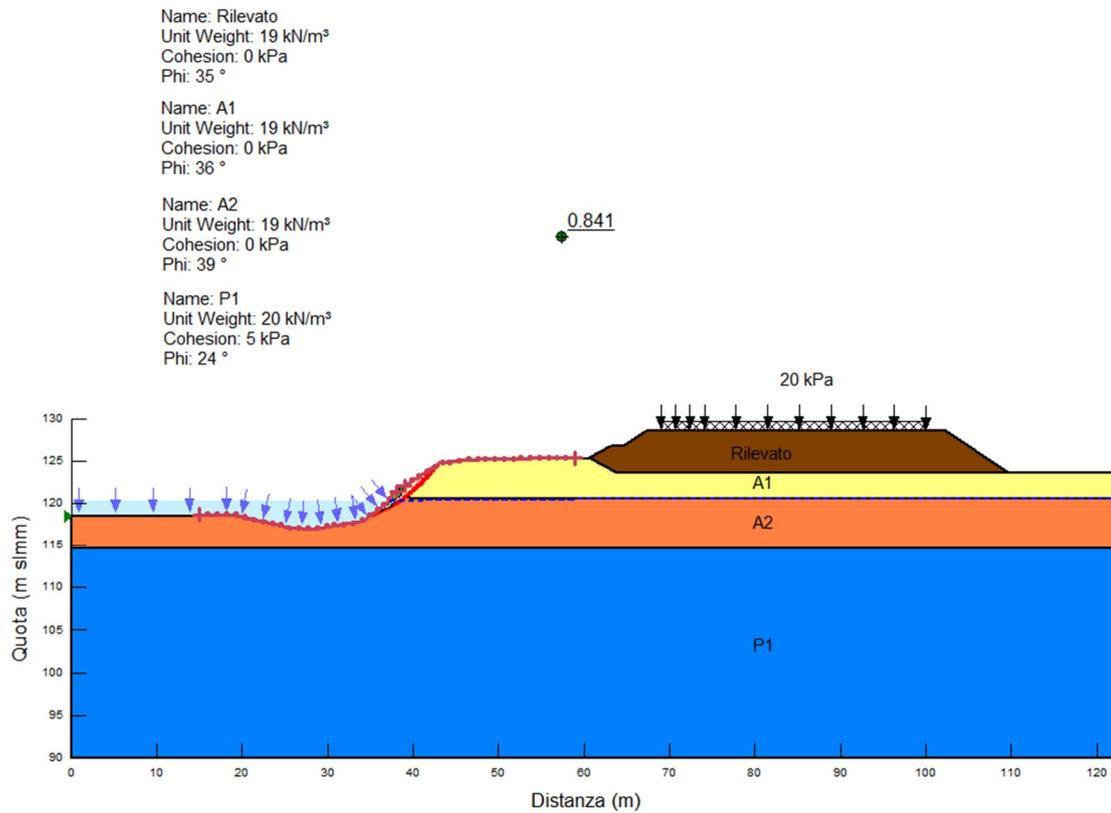


Figura 3-26. Analisi di stabilità a 44 hr dall'inizio della piena con parametri di miglior stima involucro superfici locali con FS<1 in rosso

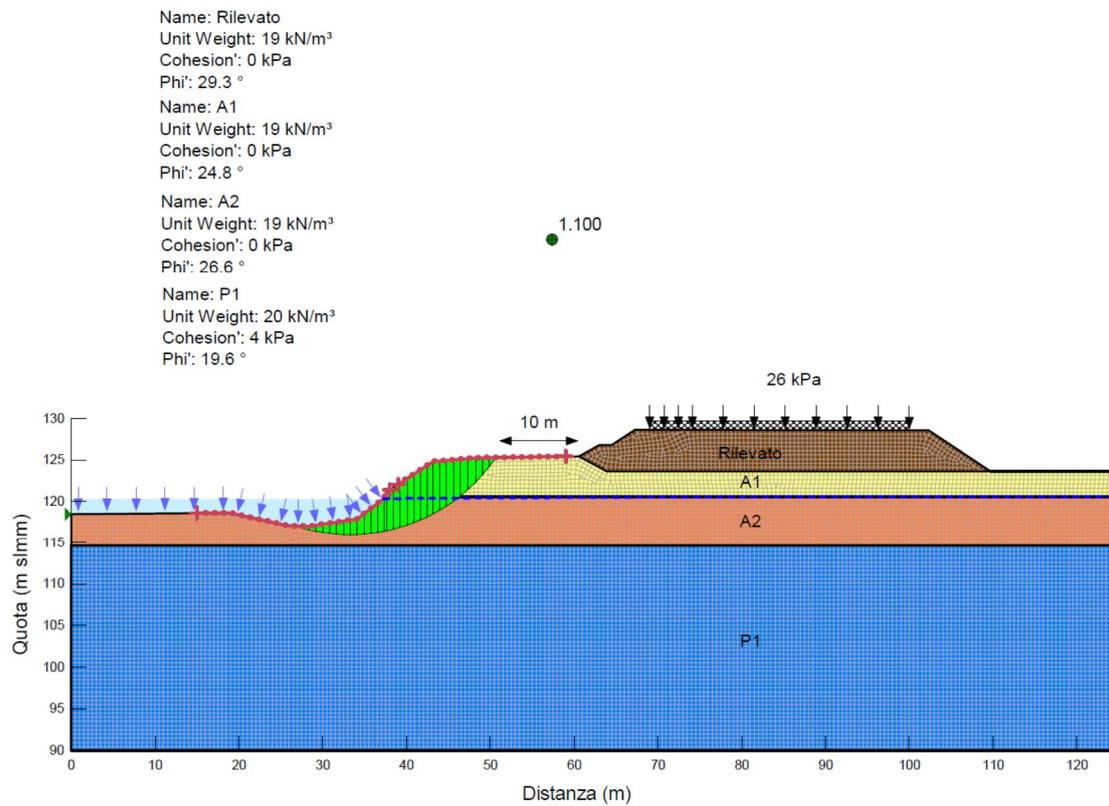


Figura 3-27. Analisi di stabilità dell'argine dell'alveo con parametri cautelativi fattorizzati con FS=1

3.4 CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati delle analisi di stabilità, si può affermare che il rilevato autostradale risulta stabile in seguito ad un evento di piena eccezionale del fiume Arno.

Trascurando la possibile presenza di protezioni nella zona dell'argine dell'alveo di magra (dove si notano pendenze locali dell'ordine di 40-45°), la stabilità non risulta garantita soltanto per superfici corticali considerando i parametri di resistenza di miglior stima. Inoltre, considerando i parametri cautelativi di Tabella 3-1, la stabilità non risulta garantita con i margini di sicurezza di normativa fino a distanze minime dell'ordine di 10 m dal piede del rilevato autostradale.

Le analisi riportate in questo documento non tengono conto della possibile erosione durante l'evento di piena.

Sarà necessario prevedere un piano di monitoraggio della divagazione del fiume per verificare che l'argine non si avvicini eccessivamente all'autostrada. Nel caso in cui si verificasse l'avvicinamento, risulta necessario prevedere un piano di ripristino dell'alveo e/o interventi di protezione dell'autostrada in accordo con gli enti competenti. Nel capitolo 5 viene descritto il metodo di monitoraggio che si intende svolgere.

4 MONITORAGGIO

4.1 PREMESSA

Nel presente capitolo sono discussi due possibili strategie di monitoraggio da concordare con il gestore dell'infrastruttura, l'Autorità di Bacino ed il Genio Civile.

Il monitoraggio delle sponde del fiume Arno nei tratti in cui il fiume rimane in affiancamento all'autostrada si pone la finalità di verificare, nel tempo e sempre dopo eventi eccezionali o particolarmente intensi di piena del fiume Arno, il rispetto della distanza minima e la variazione della distanza tra l'argine e l'autostrada.

In particolare, come descritto nei capitoli precedenti:

- tra il km 326+000 e il km 330+700 dovrà essere verificato che venga garantita una distanza minima dell'ordine di 10 m dal piede del rilevato autostradale all'argine del fiume.
- frequenza di controllo annuale o dopo particolari eventi di piena ritenuti eccezionali dopo la chiusura dei lavori per minimo di 3 anni. Successivamente sono richiesti controlli garantendo una periodicità (minimo ogni 3 anni) e comunque dopo ogni evento di piena ritenuto significativo (evento dopo il quale si percepiscono visivamente variazioni plano-altimetriche dell'alveo).

4.2 TIPOLOGIA DI MONITORAGGIO

Per la valutazione delle possibili variazioni degli aspetti morfologici naturali (variazione della distanza tra l'argine e piede del rilevato autostradale) il monitoraggio potrà prevedere due strategie di rilievo differenti, sotto descritte:

- A. **Misure e osservazioni dirette sul terreno mediante sezioni topografiche di controllo** – Installazione al piede del rilevato autostradale di postazioni di misura ove effettuare periodicamente sezioni topografiche, mediante rilievo topografico, allo scopo di valutare, nel tempo la possibile divagazione trasversale dell'asta fluviale. Nella Figura 4.1 un esempio rappresentativo di possibile "sezione di controllo". Saranno predisposte sezioni topografiche di controllo ogni 250m circa con esecuzione del rilievo nella fase ante-operam e a chiusura dei lavori e comunque a seguito di eventi di piena importanti.

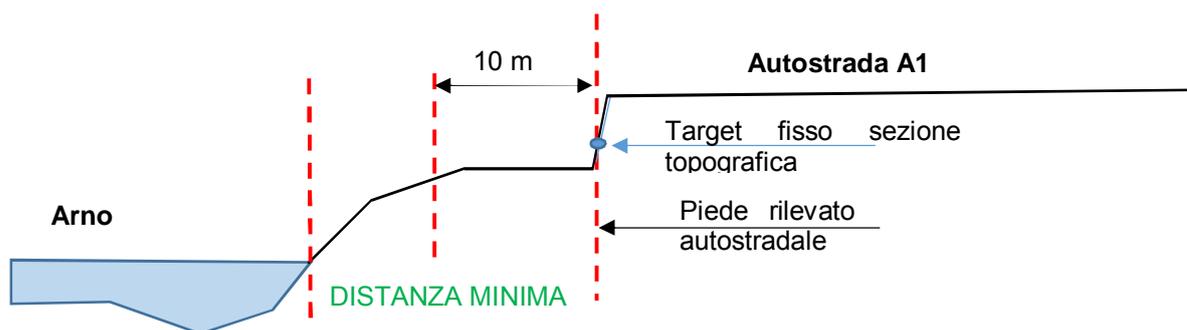


Figura 4.1. Sezione di controllo

Questo sistema ha il vantaggio di essere economico e di facile attuazione, anche in tempi brevi dopo particolari eventi eccezionali

- B. **Misure da immagini e analisi GIS** da effettuare sugli interi tratti di interesse, attraverso l'analisi multi-temporale di rilievi LIDAR, tali da mappare eventuali arretramenti.

Il telerilevamento di prossimità o a bassa quota (LARS, Low Altitude Remote Sensing) è un insieme di tecniche di raccolta dati attraverso l'uso di sensori di varia natura (ottici, ecc.) montati su vettori

(droni, elicotteri radiocomandati con un sistema ricevente digitale) che operano a poche centinaia di metri di quota.

I rilievi Lidar, i cui vantaggi sono molteplici e, nello specifico, riguardano:

- la facilità di impiego della tecnologia;
- i costi contenuti;
- l'ampia ripetibilità dei rilievi;
- la rapidità di intervento e di esecuzione del monitoraggio in aree inaccessibili o in condizioni emergenziali;
- l'ampia disponibilità di sensori ottici;
- la buona copertura spaziale del dato.

Attraverso l'utilizzo per esempio di Spatial Analyst verrà creato raster corrispondente alla differenza ottenuta cella per cella tra le griglie relative ai rilievi che si susseguiranno nel tempo con frequenze minime annuali e sicuramente dopo eventi eccezionali o particolarmente intensi di piena del fiume Arno.

Di seguito si riporta un esempio di trattazione delle immagini.

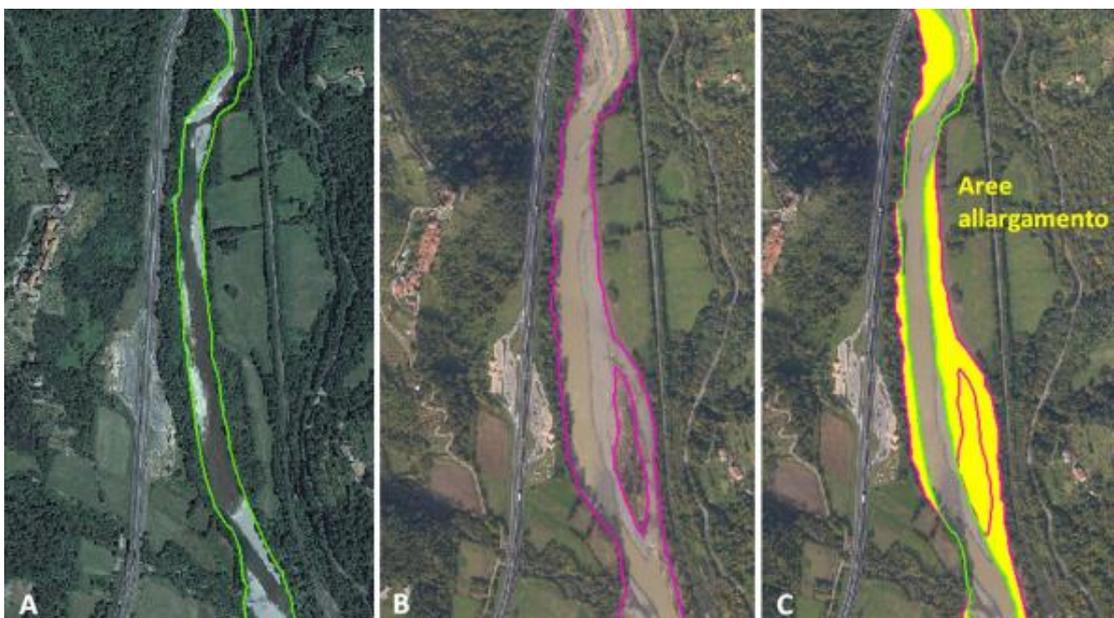


Figura 4.2. Esempio elaborazioni immagini

Nella figura precedente è rappresentato la sequenza delle elaborazioni da svolgere per la definizione delle possibili variazioni del profilo morfologico dell'Arno.

Con la lettera "A" si identifica lo stato iniziale, nella tratta di riferimento, al tempo t_0 (avvio delle attività di monitoraggio), la lettera "B" rappresenta il rilievo eseguito con frequenza stabilita (annuale o dopo eventi rilevanti) al tempo t_1 , la lettera C rappresenta il risultato del confronto "B" – "A" attraverso il quale sarà possibile valutare la variazione della distanza tra l'argine e l'autostrada.

Si prevede un rilievo LIDAR (DTM primo e ultimo impulso) in fase ante-operam, accompagnato da rilievo topografico di cui al punto A. Durante l'esecuzione dei lavori il monitoraggio topografico dovrà essere eseguito nel caso vi sia evidenza di erosione o smantellamento delle barre laterali o a seguito di eventi particolarmente intensi con lettura aggiuntive funzionali ai lavori e all'affidabilità dei rilievi.

Ulteriori rilievi LIDAR saranno necessari a conclusione dei lavori in alveo a chiusura dei lavori di ampliamento alla terza corsia nel tratto (quindi tre voli sicuri). Successivamente ulteriori due voli opzionali saranno richiesti nel caso di eventi di piena importanti o con effetti diffusi di erosione di sponda.

5 ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

5.1 GENERALITÀ

Lungo la tratta in esame l'andamento stratigrafico è caratterizzato, al di sotto della copertura vegetale (cfr Profili geotecnici e paragrafi precedenti), dalla presenza dei depositi alluvionali medio-recenti, di potenza media di 10 - 12 m, poggianti sul substrato, costituito dai depositi Plio-pleistocenici. In particolare, i depositi alluvionali sono costituiti da terreni a componente prevalentemente sabbiosa e limosa all'interno dei quali possono localmente essere presenti orizzonti limo-argillosi (Unità A1) e da terreni a componente prevalentemente ghiaioso-sabbiosa, localmente inglobanti ciottoli, con una frazione non trascurabile di materiali limoso-sabbiosi fini dispersa nello scheletro grossolano o costituenti livelli di spessore decimetrico (Unità A2). I terreni in oggetto appartengono sia ai depositi alluvionali relativi all'assetto attuale dei corsi d'acqua e/o all'assetto recente del reticolo idrografico principale, sia ai depositi più antichi posti a quote superiori al reticolo idrografico attuale.

In accordo a quanto richiesto dalla vigente normativa è stata verificata la suscettibilità dei suddetti materiali alla liquefazione.

In particolare, risulta necessario effettuare le valutazioni del rischio di liquefazione in quanto non sono soddisfatte le condizioni poste dalle NTC2008 per escludere la verifica.

In accordo a quanto indicato dalle NTC2008 la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione verrà fatto mediante l'impiego di procedure storico-empiriche basate su prove geotecniche in sito.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale di Progetto Esecutivo (119941-LL02-PE-DG-GTA-GE000-00000-R-APE0262-1).

5.2 METODO PER LA VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

La suscettibilità dei terreni nei confronti della liquefazione è stata valutata alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili, mediante un'analisi pseudostatica in condizioni di free-field, in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative per profondità inferiori a 20 m, limite di applicabilità delle procedure adottate.

La suscettibilità alla liquefazione è stata valutata seguendo la procedura descritta da Idriss e Boulanger (2008) che rappresenta una versione rivisitata delle linee guida AGI (2005), le quali a loro volta fanno riferimento alle relazioni descritte in Idriss e Boulanger (2004).

La valutazione del rischio di liquefazione è effettuata confrontando la resistenza disponibile alla liquefazione (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica.

Si definisce il rapporto di resistenza ciclica CRR, ovvero il parametro tensionale normalizzato rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, mentre CSR è il rapporto di tensione ciclica:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_1}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Il termine CSR può essere valutato ad una determinata profondità nel sottosuolo attraverso la seguente relazione semplificata di Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

$a_{max,s}$ = accelerazione orizzontale di picco a piano campagna del terremoto atteso;

g = accelerazione di gravità;

σ_v, σ'_v = rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;

r_d = coefficiente riduttivo dell'azione sismica che tiene conto della deformabilità del sottosuolo.

Il coefficiente dell'azione sismica r_d si può ricavare, per profondità dal piano campagna non superiori a 20 m, mediante la seguente espressione di Idriss e Boulanger, 2008:

$$r_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

dove:

z = la profondità dal piano campagna;

M = magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

Dato che la relazione per valutare CSR è stata dedotta su base empirica dalle osservazioni del comportamento dei depositi naturali durante eventi sismici con $M=7.5$, quando il terremoto atteso nell'area di interesse è caratterizzato da una magnitudo diversa è necessario rivalutare il carico sismico riportandolo ad un valore corrispondente ad una magnitudo pari a 7.5 (CRS) $M=7.5$ tramite la seguente relazione:

$$(CSR)_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$

in cui MSF è un fattore di scala per la magnitudo.

Il valore di MSF si può ricavare dalla relazione di Idriss e Boulanger (2008):

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

$$MSF \leq 1.8$$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT o CPT.

I metodi per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica a partire dai risultati di prove in sito sono applicabili nel caso di piano campagna sub-orizzontale e stati tensionali efficaci ridotti. Tuttavia, anche in assenza di tali condizioni, è possibile ottenere una stima approssimata del termine CRR attraverso l'introduzione di opportuni fattori correttivi.

Per quanto riguarda le analisi basate su prove SPT, avendo a disposizione i risultati delle prove SPT, si è proceduto nel seguente modo:

il numero di colpi N_{SPT} è stato ricondotto ad un valore normalizzato e corretto $(N_1)_{60}$ mediante la seguente relazione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

1. il coefficiente C_N , che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace, è stato ricavato per via iterativa dalla relazione di Boulanger e Idriss (2008):

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma_{vc}} \right)^{0.784 - 0.521 D_r}$$

dove p_a è la pressione atmosferica (100 kPa) e D_r è la densità relativa. Una comune espressione della densità relativa per le SPT è:

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_d}}$$

dove il fattore C_d è pari a 46. Il coefficiente C_N non deve comunque superare il valore di 1.7.

2. il fattore C_E è un fattore correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

3. i coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio), C_R (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).
4. il valore della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2008):

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01}\right)^2\right)$$

dove FC è la frazione di fine espressa in percentuale.

5. dal valore di $(N_1)_{60}$ può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Tali curve possono essere ottenute tramite la seguente relazione in funzione della frazione fine FC:

$$CRR = \exp\left[\frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right]$$

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, è stato ricavato il valore di CRR.

6. La suscettibilità dei terreni nei confronti della liquefazione è stata valutata mediante l'Indice del potenziale di Liquefazione medio (IL_{MEDI}); che rappresenta la media degli IL calcolati in tutte le verticali ricadenti in zone morfologicamente omogenee. Il potenziale di liquefazione IL può essere ottenuto tramite la seguente relazione:

$$IL = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

dove:

- z è la profondità dal piano campagna in metri;
- $w(z)=10-0.5z$;
- F(z) vale:

$$F = 1 - FL \text{ se } FL \leq 1.0$$

$$F = 0 \text{ se } FL > 1.0$$

- FL è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

L'Indice del potenziale di Liquefazione medio è ripartito in quattro classi:

IL_{MEDI}	Classi
$0 < IL \leq 2$	Nulla-Basso
$2 < IL \leq 5$	Moderato
$5 < IL \leq 15$	Alto
$IL > 15$	Molto Alto

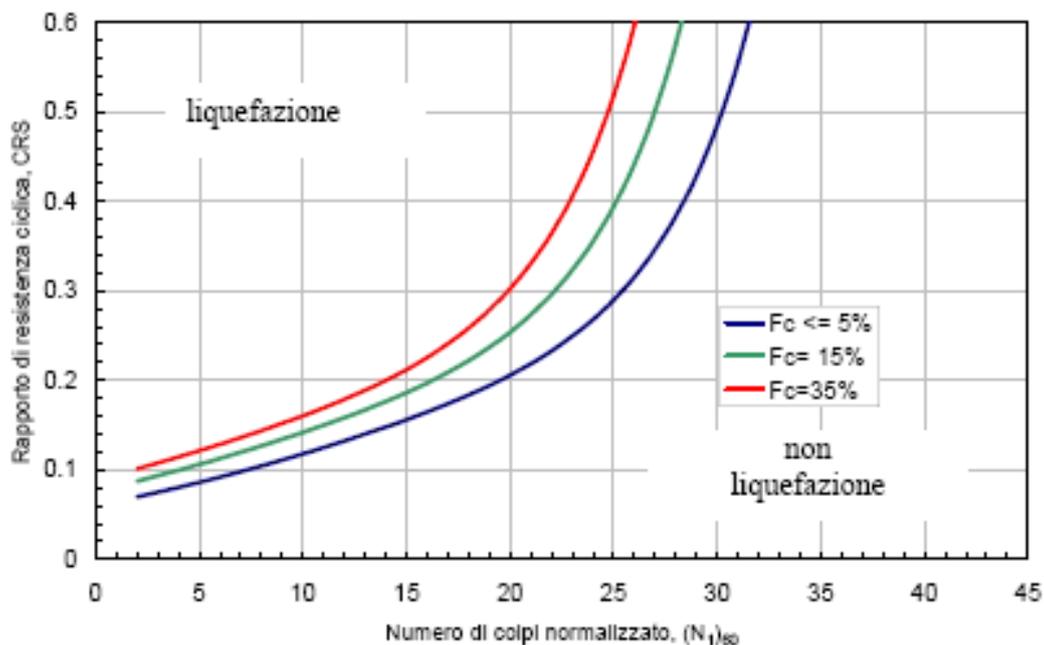


Figura 5-1. Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica CRR dai risultati di prove SPT

Per quanto riguarda le analisi basate su prove CPT, si è proceduto seguendo il metodo di analisi descritto in Idriss e Boulanger (2008), che tiene conto automaticamente del presunto contenuto di fini mediante il parametro I_c :

$$I_c = [(3.47 - \log(Q))^2 + (\log(F) + 1.22)^2]^{0.5}$$

Q è la resistenza alla punta normalizzata:

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_{vc}}{p_a} \right) \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vc}} \right)$$

con q_c : resistenza alla punta

F è la resistenza laterale normalizzata:

$$F = \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma_{vc}} \right) 100\%$$

con f_s : resistenza laterale

Tanto minore è il valore di I_c , tanto maggiore il contenuto presunto di fini. Un valore di $I_c = 2,6$ è considerato lo spartiacque tra terreni con contenuto di fini inferiore a 35% e comportamento equivalente a quello delle sabbie e terreni maggiori con contenuto di fini superiore a 35% e comportamento equivalente a quello delle argille.

I parametri sismici utili per le analisi di suscettibilità alla liquefazione, ovvero l'accelerazione massima attesa al sito (a_{max}) e la Magnitudo (M), in mancanza di studi di rischio sismico specifici, sono stati definiti facendo riferimento alla classificazione sismica riportata nella normativa.

Come raccomandato al capitolo 4 della Relazione Geotecnica Generale, l'accelerazione di picco da utilizzare nei calcoli di liquefazione è quella riportata nella seguente Tabella.

Tabella 5-1. Accelerazione sismica di picco a_{max} su suolo di categoria C orizzontale

Comune	a_{max}/g
Matassino/ Figline Valdarno	0.236

La magnitudo attesa è stata valutata con riferimento alla Tabella 6 contenuta nel Rapporto Conclusivo della Mappa di Pericolosità Sismica redatto dall'INGV.

L'opera ricade nella zona sismogenetica denominata "Versilia – Chianti", a cui compete un valore $M = 6.14$.

5.3 RISULTATI DELLA VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Da quanto riportato al paragrafo precedente e dall'esame delle condizioni geotecniche e di falda locali risulta che le condizioni indicate dalle NTC08 per l'esclusione delle verifiche a liquefazione non sono soddisfatte. In particolare, per i campioni ove, sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite, la distribuzione granulometrica è interna ai fusi riportati al punto 7.11.3.4.2 della citata normativa come mostrano la Figura 5-2 relativa all'Unità A1 e la Figura 5-3 relativa all'Unità A2.

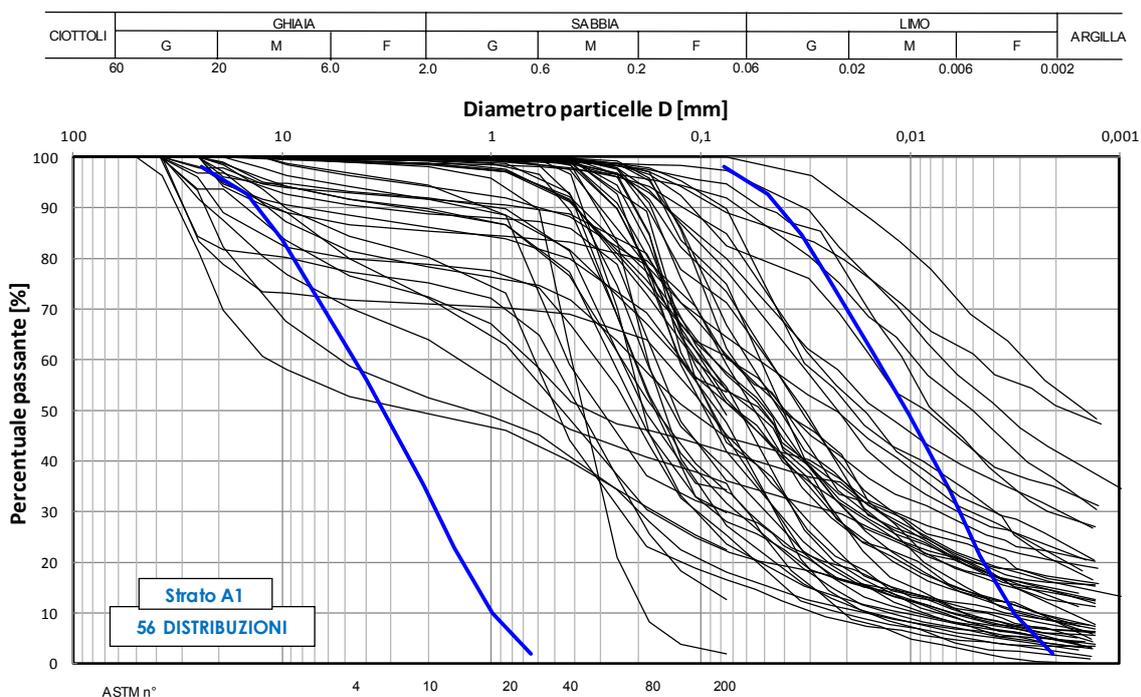


Figura 5-2. Curve granulometriche dei terreni appartenenti all'Unità A1

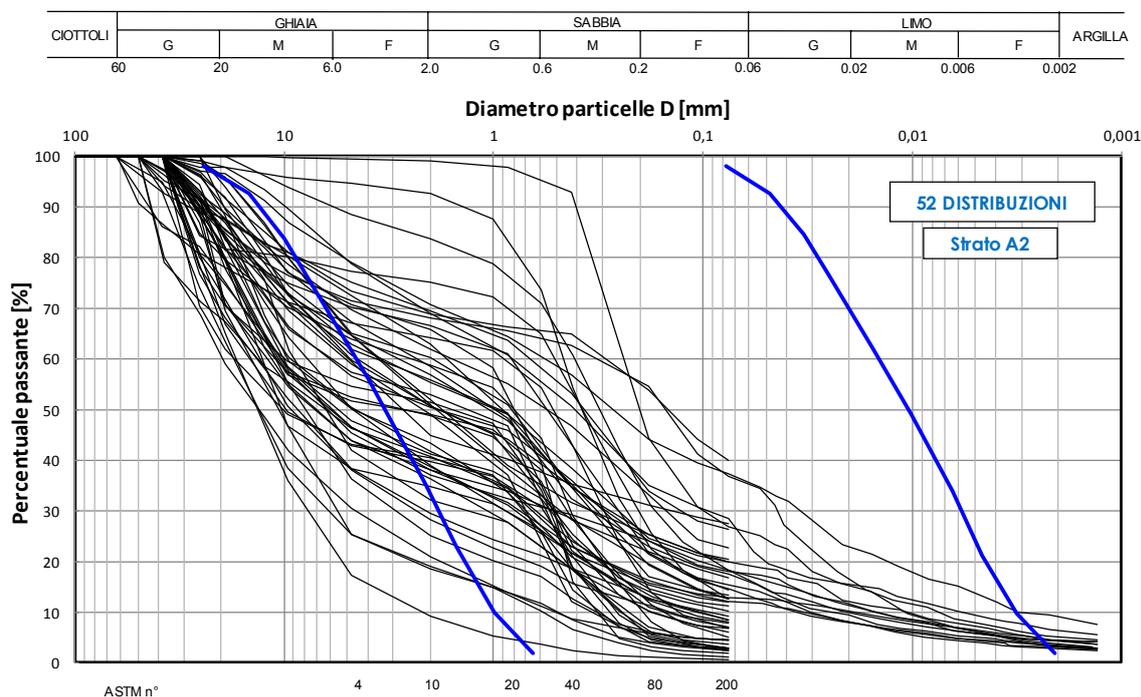


Figura 5-3. Curve granulometriche dei terreni appartenenti all'Unità A2

Le valutazioni sono state eseguite utilizzando sia i risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio SV9A, SV10B, SV26B, SV11A, SV12B, SV14A, SV15A, SV27B, SV16A, SV18B, SV19A, SV22B, SV21A, SE11, SE12, SE13, SE14, SE15, SE16, SE17, PL1, PL3, 4RC, 6RC, 7RC, 8RC, 9RC, 10RC, 12RC appartenenti alla Fase A, B, ad una campagna d'indagine pregressa (campagna anno 1987-1988) e ad indagini svolte per il progetto esecutivo; sia i risultati delle prove penetrometriche statiche CPT102, CPTU1 PE, CPT6(04), CPT103, CPT05, CPT06, CPT104, CPT07, CPT106, CPT105, CPT08, CPT107, CPT108, CPT109, CPT110, CPT111, CPT112, CPT114, CPT115 appartenenti alla campagna di indagini svolte per il progetto esecutivo ed a diverse campagne di indagini pregresse (campagna anno 1987-1988; 2004 e 2005). Per le caratteristiche granulometriche si è fatto riferimento ai risultati delle analisi eseguite sui campioni prelevati alle profondità delle prove SPT.

I risultati sono riportati di seguiti in termini di Potenziale di Liquefazione IL. Come raccomandato nelle Linee Guida della Protezione Civile (Doc: Dipartimento della Protezione Civile – “Le Linee Guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazione (LQ)” Versione1.0, Roma 2017), si fa riferimento ai valori di IL medio per aree morfologicamente omogenee. Tali aree omogenee sono indicate in Tabella 5-2.

In Tabella 5-3 sono invece riportati i valori del potenziale di Liquefazione puntuale per ciascuna prova considerata e i valori del potenziale di Liquefazione medio per ciascuna zona morfologicamente omogenea.

Le valutazioni condotte mostrano che i materiali appartenenti ai depositi alluvionali hanno nullo o molto basso potenziale di liquefazione, anche nelle zone adiacenti al fiume Arno, dato che i valori di IL medio sono sempre prossimi o pari allo zero. Valori puntuali più elevati si riscontrano analizzando la verticale della CPTU1 di Progetto Esecutivo e del sondaggio RC10. Nel primo caso risulta possibile la presenza di lenti potenzialmente suscettibili di liquefazione, non confermate nelle indagini adiacenti, mentre nel secondo caso, il valore di N_{spt} pari a 3 colpi/30cm in ghiaia che genera $IL = 8.9$ non risulta credibile.

Tabella 5-2. Zone morfologicamente omogenee

Distanza progressiva [km]		Zona
da	a	
324+650	329+263	Zona adiacente al fiume Arno
330+895	331+830	Zona piana alluvionale lontana dal fiume Arno

Tabella 5-3. Sintesi dei risultati delle analisi di liquefazione

Prova	Distanza progressiva [km]	ILPUNTALE [-]	ILMEDIO [-]
		EERI*	EERI*
CPT07	324+650	0,0	0,1
SV11A	324+850	0,0	
SV12B	324+900	0,9	
CPT106	324+935	0,5	
CPT105	324+955	0,4	
CPT08	325+105	0,0	
SE12	325+550	0,0	
4RC	326+350	0,0	
CPT107	326+350	0,5	
SV14A	326+350	0,0	
SE13	327+050	0,0	
SE14	327+425	0,0	
SV15A	328+650	0,0	
CPT108	328+663	0,0	
SE15	329+263	0,0	
SV27B	330+895	0,0	0,0
SV16A	330+990	0,0	
CPT109	331+590	0,0	
SE16	331+605	0,0	
SV18B	331+635	0,0	
6RC	331+825	0,0	
CPT110	331+830	0,3	

5.4 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI INDOTTI

Il cedimento post-sisma conseguente a questo fenomeno può essere stimato con notevole approssimazione, per la condizione a "free field", che di fatto corrisponde alla della parte esterna al rilevato in ampliamento.

Tra i metodi proposti in letteratura per la stima dei cedimenti indotti dal sisma in terreni a grana grossa i due più comunemente utilizzati sono:

- Il metodo di Tokimatsu e Seed (1987),
- Il metodo di Ishihara e Yoshimine (1992).

Tali metodi sono sostanzialmente basati sui risultati di prove di laboratorio eseguite su sabbie pulite. Per quanto sia stata effettuata una valutazione sulla base di osservazioni di cedimenti indotti in occasione di terremoti storici, il numero di casi di studio disponibili è molto limitato e i risultati ottenuti con questi metodi

devono essere considerati solo come una valutazione di prima approssimazione dell'ordine di grandezza dei cedimenti.

Nel seguito si farà riferimento al primo: esso consente la stima della deformazione volumetrica indotta dai fenomeni di liquefazione per sabbie sature e di addensamento di sabbie asciutte, sotto l'effetto dei carichi ciclici indotti dal sisma in condizioni "free field" e di tensioni di tagli statiche iniziali sui piani orizzontali e verticali nulle.

Per quanto riguarda i materiali saturi, si può stimare la deformazione volumetrica in modo diretto utilizzando il grafico riportato in Figura 5-4 in funzione della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ e del CSR. Le curve rappresentate in Figura 5-4 sono valide per terremoti di magnitudo 7.5, per cui nel caso di terremoti con magnitudo diversa il valore di CSR deve essere scalato mediante il coefficiente di correzione della magnitudo MSF.

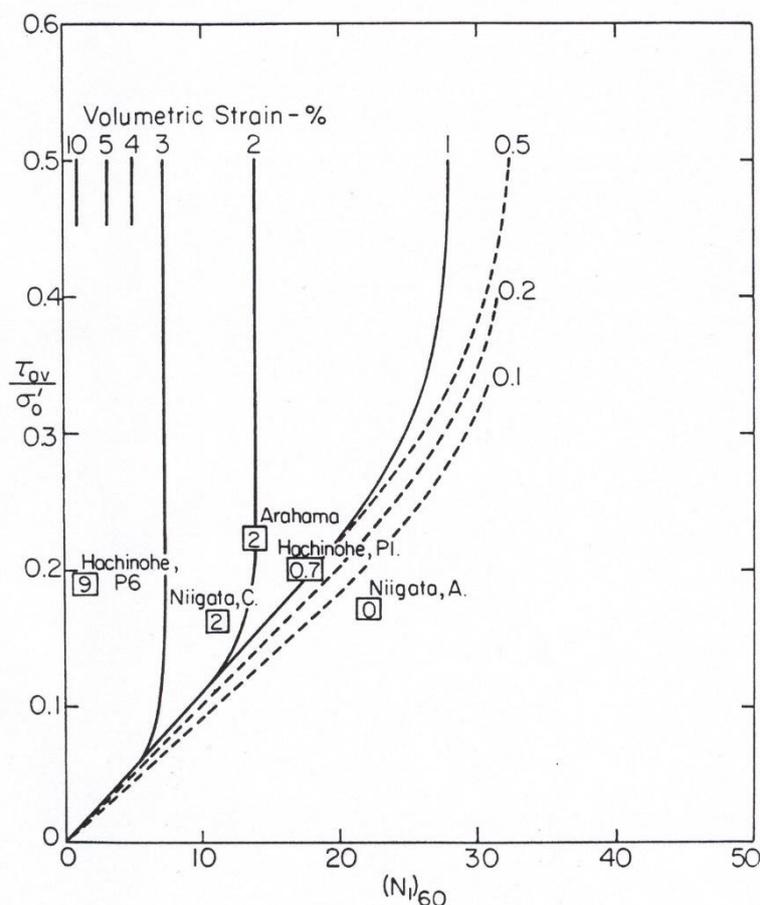


Figura 5-4. Relazione tra la deformazione volumetrica post-liquefazione, CSR e $(N_1)_{60}$
(da Tokimatsu e Seed, 1987)

Per quanto riguarda invece i cedimenti indotti dal carico ciclico in depositi sabbiosi asciutti, è possibile utilizzare il grafico riportato in Figura 5-5 che consente di stimare la deformazione volumetrica ϵ_c noti $(N_1)_{60}$ e la deformazione a taglio indotta dal sisma γ_c . In assenza di uno studio specifico della risposta sismica locale che porti a una valutazione della γ_c si può fare riferimento alla Figura 5-6 che consente una stima della deformazione ciclica effettiva γ_{eff} sulla base della tensione di confinamento media σ'_m e della deformazione a taglio valutata con il modulo a piccole deformazioni $\gamma_{eff} (G_{eff} / G_0)$ data dalla seguente espressione:

$$\gamma_{eff} \left(\frac{G_{eff}}{G_0} \right) = \frac{CSR \cdot \sigma'_{v0}}{G_0}$$

con G_0 valutato sulla base dei risultati di prove sismiche in sito.

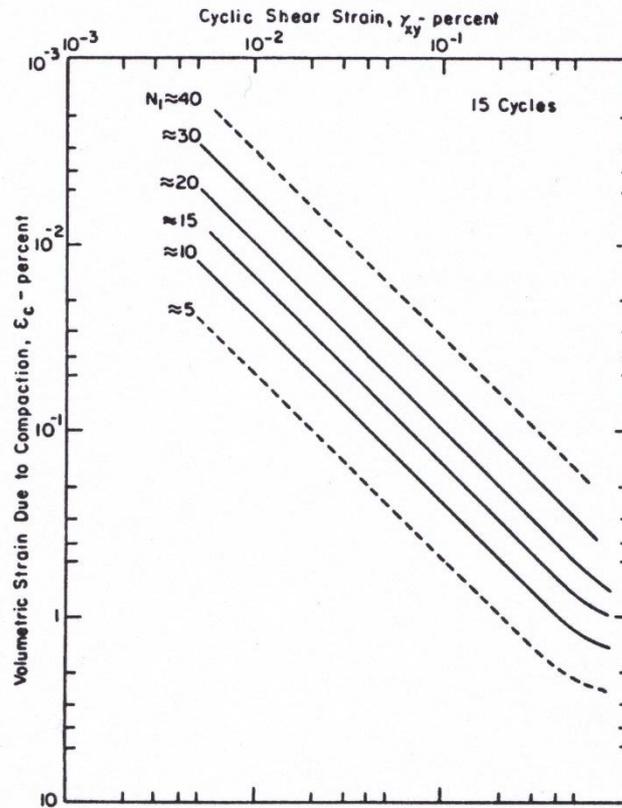


Figura 5-5. Relazione tra la deformazione volumetrica, deformazione ciclica a taglio e $(N_1)_{60}$ (da Tokimatsu e Seed, 1987)

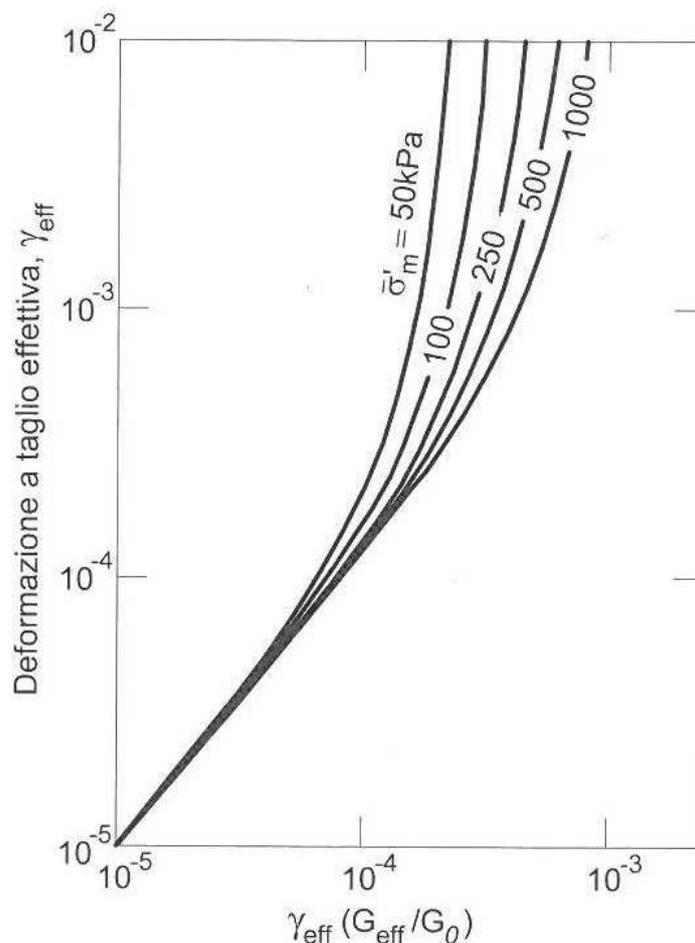


Figura 5-6. Stima della deformazione ciclica a taglio indotta dal terremoto in un deposito sabbioso (da Tokimatsu e Seed, 1987)

Nel caso di terremoti con magnitudo diversa da 7.5 i valori di ε_c devono essere scalati come indicato nella Tabella 5-4.

Tabella 5-4. Relazione tra il rapporto di deformazione volumetrica e la magnitudo del terremoto per sabbie asciutte (da Tokimatsu e Seed, 1987)

Magnitudo	$\frac{(\varepsilon_v)_{M=M}}{(\varepsilon_v)_{M=7.5}}$
5.25	0.40
6.00	0.60
6.75	0.85
7.50	1.00
8.50	1.25

Noti i valori di ε_v in funzione della profondità, tenendo conto della multidirezionalità dello sforzo di taglio ciclico (vedi ad esempio Pyke et al., 1975), i cedimenti indotti dal terremoto saranno valutati con la seguente espressione:

$$s = (1 \div 2) \cdot \sum_1^n \varepsilon_{vi} \cdot H_i$$

essendo H_i lo spessore di terreno cui può essere attribuito il valore ε_{vi} .

Le valutazioni condotte in accordo a quanto sopra forniscono cedimenti molto limitati, tipicamente inferiori a 3-5 cm.