

Adeguamento strutturale e funzionale del sistema arginale difensivo tramite interventi di adeguamento in quota ed in sagoma a valle della cassa fino al confine regionale per garantire il franco di 1 metro, rispetto alla piena di TR 20 anni nello stato attuale, e la stabilità e resistenza dei rilevati (MO-E-1323)



B.1.9 - Intervento di ripristino spondale in corrispondenza dello stante sx 240 e sx 241

Progetto esecutivo

approvato
Dott. Ing. Ivo Fresia
verificato
Dott. Ing. Giuseppe Campi
elaborato
Dott. Geol. Giancarlo Villa

<p>Il Progettista - Responsabile di progetto e delle integrazioni e prestazioni specialistiche:</p> <p><i>Dott. Ing. Ivo FRESIA</i></p>	<p>Il Geologo:</p> <p><i>Dott. Geol. Giancarlo VILLA</i></p>
<p>Il Coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione:</p> <p><i>Dott. Ing. Giuseppe CAMPI</i></p>	<p>VISTO: Il Responsabile del procedimento</p> <p><i>Dott. Ing. Ivano GALVANI</i></p>

RELAZIONE GEOTECNICA

E9.01.03

00	VL	GC	FR	Ottobre 2017
rev.	sigle			data

codice elaborato 0690-07-01-003R-00

SISTEMA CERTIFICATO
ISO 9001:2008



Cert. N. 01296

Mod. PO01/06

Rev. 2

Data emissione: 11.2016

www.artambiente.org

Indice

1	Premessa	1
1.1	Normativa di riferimento	1
2	Sezioni di verifica	3
2.1	Analisi delle criticità	3
2.2	Azione sismica	7
2.3	Carico idraulico	15
2.4	Sovraccarichi accidentali	16
3	Verifiche allo stato limite ultimo nell'assetto di progetto	17
3.1	Verifiche di stabilità	18
3.1.1.	Premessa metodologica	18
3.1.2.	Metodo di Janbu (1967)	19
3.1.2.1	Sezione ST240_SX	20
4	Verifica alla filtrazione	23
4.1	Sezione ST240_SX	24
5	Verifica alla possibilità di liquefazione	27
5.1	Analisi e risultati	32
6	Cedimenti	34
7	Risultati delle verifiche di stabilità, filtrazione e liquefazione, cedimenti	38

Allegato 1: verifiche di stabilità

1 Premessa

Nella presente relazione geotecnica vengono descritte le verifiche di stabilità e di filtrazione, alla liquefazione e ai cedimenti eseguite per alcune sezioni tipologiche a maggior criticità definite nell' "Adeguamento strutturale e funzionale del sistema arginale difensivo tramite interventi di adeguamento in quota ed in sagoma – Progetto Definitivo Il Stralcio – per garantire il franco di 1 metro rispetto alla piena di TR20 anni nello stato attuale e la stabilità e resistenza dei rilevati".

La definizione del modello geologico e geotecnico è descritta in dettaglio nella relazione geologica, mentre le condizioni idrauliche di progetto sono definite nella relazione idrologica - idraulica allegata al presente progetto.

I parametri geotecnici dei terreni che costituiscono il corpo arginale e il piano di fondazione sono stati dedotti a seguito di un'apposita campagna geognostica di indagini condotta dallo "Studio Tecnico Geom. Ugo Celotti s.r.l." a partire dal Maggio 2016 sotto la Direzione Lavori dello Studio ENGEO S.r.l., attraverso l'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo, prove penetrometriche statiche CPTU e SCPTU, trincee esplorative, e tomografia elettrica ad integrazione delle campagne di indagini geognostiche eseguite in passato, riportate nella relazione geologica del seguente progetto a cui si rimanda nel dettaglio.

Le verifiche alla liquefazione dei depositi sabbiosi è stata applicata identificando dapprima la presenza di depositi a granulometria sabbiosa nei terreni di fondazione dei rilevati arginali, verificando le caratteristiche dei fusi granulometrici e calcolando gli indicatori di rischio sulla base dei valori di resistenza dalle prove penetrometriche disponibili.

1.1 Normativa di riferimento

Per le verifiche si è fatto riferimento alla seguente normativa e raccomandazioni :

- D.M. LL. PP. 11-03-1988 (G.U. 1-6-1988, n. 127 suppl.) - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Coordinato con la Circ. Min. LL.PP. 24-09-1988 n. 30483 (P.C.S. - Servizio Tecnico Centrale) - "Legge 2 febbraio 1974 n.64, art.1 - D.M. 11 marzo 1988 Istruzioni per l'applicazione".
- Eurocodice 8 (1998) – Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) – Progettazione geotecnica –Parte I: Regole Generali – UNI
- Eurocodice 7.2 (2002) – Progettazione geotecnica –Parte I: Progettazione assistita da prove di laboratorio - UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) – Progettazione geotecnica –Parte II: Progettazione assistita da prove in sito - UNI
- AGI 1994 - "Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio".
- AGI 1977 - "Raccomandazione sulla programmazione ed esecuzione delle prove geotecniche".
- Ord.P.C.M. del 20 marzo 2003 n. 3274 (G.U. n. 105 del 8-5-2003) - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Ord.P.C.M. del 2 ottobre 2003 n. 3316 - "Modifiche ed integrazioni all'Ord.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003".
- Ord.P.C.M. del 3 maggio 2005 n. 3431 - "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ord.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 - Allegati".

- Ord.P.C.M. del 28 aprile 2006 n. 3519 (G.U. 11 maggio 2006 n. 108) - "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".
- Decreto Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - S. O. n. 30) - "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. (G.U. n.47 del 26 febbraio 2009 - S.O. n. 27) - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- L.R. 30 ottobre 2008, n. 19 "Norme per la riduzione del rischio sismico"

2 Sezioni di verifica

2.1 Analisi delle criticità

Le verifiche di stabilità e di filtrazione sono state eseguite con riferimento ad alcune situazioni definibili come “tipologiche”, in base all’adeguamento in quota e in sagoma dei rilevati. Al fine di analizzare le condizioni di progetto a maggiore criticità per la stabilità e filtrazione del corpo arginale sono state analizzate le situazioni, lungo entrambe le sponde, in cui si verificano le seguenti condizioni:

- adeguamento in quota superiori al metro e pendenza 3 su 2 delle scarpate lato fiume e/o lato campagna;
- variazione litostratigrafiche significative nel corpo arginale e nei terreni di fondazione con particolare riguardo alla presenza di orizzonti granulari prevalentemente sabbiosi e limo-sabbiosi;
- corpo arginale in frodo;
- interferenza di paleovalvei con il sistema difensivo;
- sagome arginali critiche per stabilità e al contenimento della linea di imbibizione nel rilevato arginale lato campagna;
- fenomeni di erosione ed instabilità al piede dei rilevati a seguito di analisi geomorfologica di dettaglio o emersi dai sopralluoghi in campo e da segnalazioni AIPO - volontari di Protezione Civile.

I tratti arginali in cui si verificano le situazioni precedentemente elencate sono state ubicate planimetricamente in ambiente GIS al fine di procedere ad un’analisi delle sovrapposizioni e delle interferenze con gli insediamenti e le infrastrutture esistenti. Attraverso un’analisi matriciale ponderata supportata dalle analisi idrauliche, geologiche, geomorfologiche idrogeologiche e geotecniche eseguite e dagli studi, indagini, segnalazioni attualmente disponibili sono stati individuati tratti arginali a differente criticità.

L’obiettivo principale è stato quello di definire gli interventi necessari per la messa in sicurezza del sistema difensivo secondo le criticità individuate lungo il sistema arginale e fornire uno strumento quantitativo per le priorità d’intervento.

In particolare si sono differenziati i seguenti livelli di criticità.

Criticità elevata

Nella seguente classe ricadono i tratti in cui è necessario un adeguamento in quota superiore al metro della sommità arginale rispetto alla piena di riferimento TR 20 anni con franco di 1 m. Sono stati inoltre inseriti i tratti in cui si ha la sovrapposizione di almeno tre situazioni precedentemente elencate (presenza di paleovalvei, tratti in frodo, erosione spondale, segnalazioni di filtrazione, scarse caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecniche del corpo arginale e dei terreni di fondazione a riguardo dei fenomeni di instabilità e filtrazione).

Nella classe ricadono i tratti arginali in cui si sono verificati fenomeni di dissesto rilevati durante i sopralluoghi e le segnalazioni pervenute, che hanno portato al cedimento e/o abbassamento di porzioni significative della banca al piede del rilevato, o un interessamento del paramento lato fiume con fenomeni di spanciamento.

Criticità media

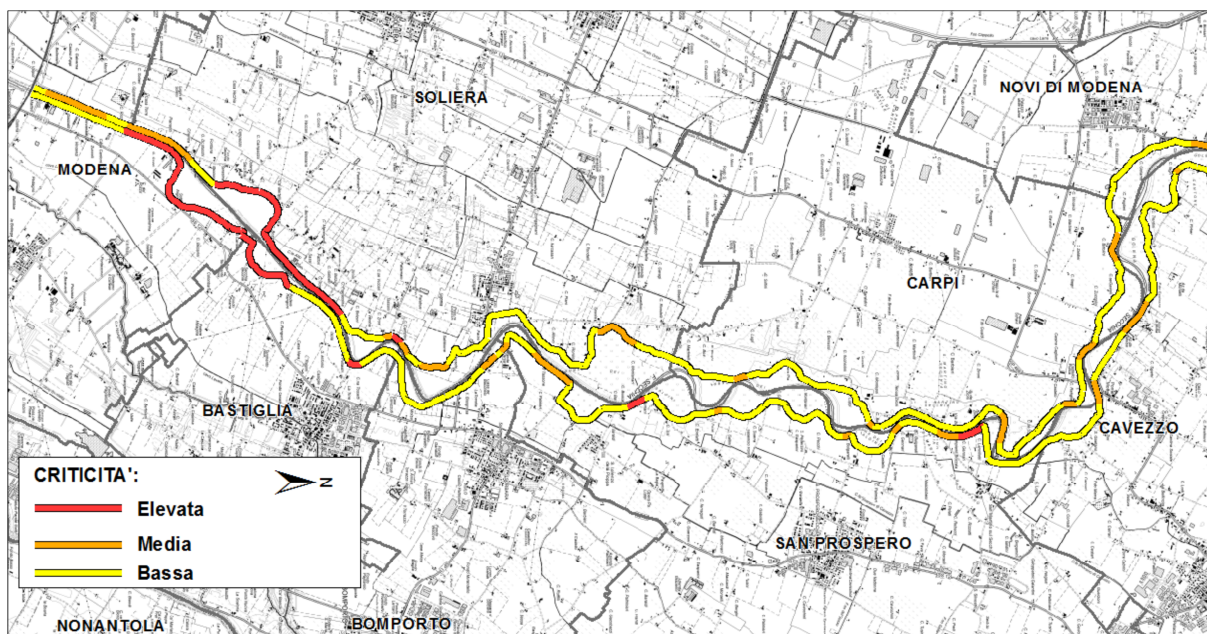
Nella seguente classe ricadono i tratti in cui è necessario un adeguamento in quota compreso tra 0,5 e 1 m della sommità arginale rispetto alla piena di riferimento TR 20 anni con franco di 1 m. Sono stati inoltre inseriti i tratti in cui si ha la sovrapposizione di almeno due delle situazioni precedentemente elencate (presenza di paleovalvei, tratti in frodo, erosione spondale, segnalazioni di filtrazione, scarse

caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecniche del corpo arginale e dei terreni di fondazione a riguardo dei fenomeni di instabilità e filtrazione).

Criticità bassa

Nella seguente classe ricadono i tratti in cui è necessario un adeguamento in quota fino a 0,5 m della sommità arginale rispetto alla piena di riferimento TR 20 anni con franco di 1 m. Sono stati inoltre inseriti i rimanenti tratti esclusi dalle precedenti classi in cui sono presenti almeno una delle situazioni precedentemente elencate (presenza di paleoalvei, tratti in frodo, erosione spondale, segnalazioni di filtrazione, scarse caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecniche del corpo arginale e dei terreni di fondazione a riguardo ai fenomeni di stabilità e filtrazione), o tratti che possono potenzialmente essere interessati per evoluzione a breve termine dei fenomeni erosivi di sponda o fenomeni di filtrazione per eventi di piena.

Dall'analisi delle criticità individuate il sistema arginale nell'assetto attuale presenta condizioni di criticità elevata e media per circa 12,5 km su 40,82 km in sponda destra, mentre in sponda sinistra 18,2 km ricadono in classe elevata e media su 40,84 km (Fig. 1).



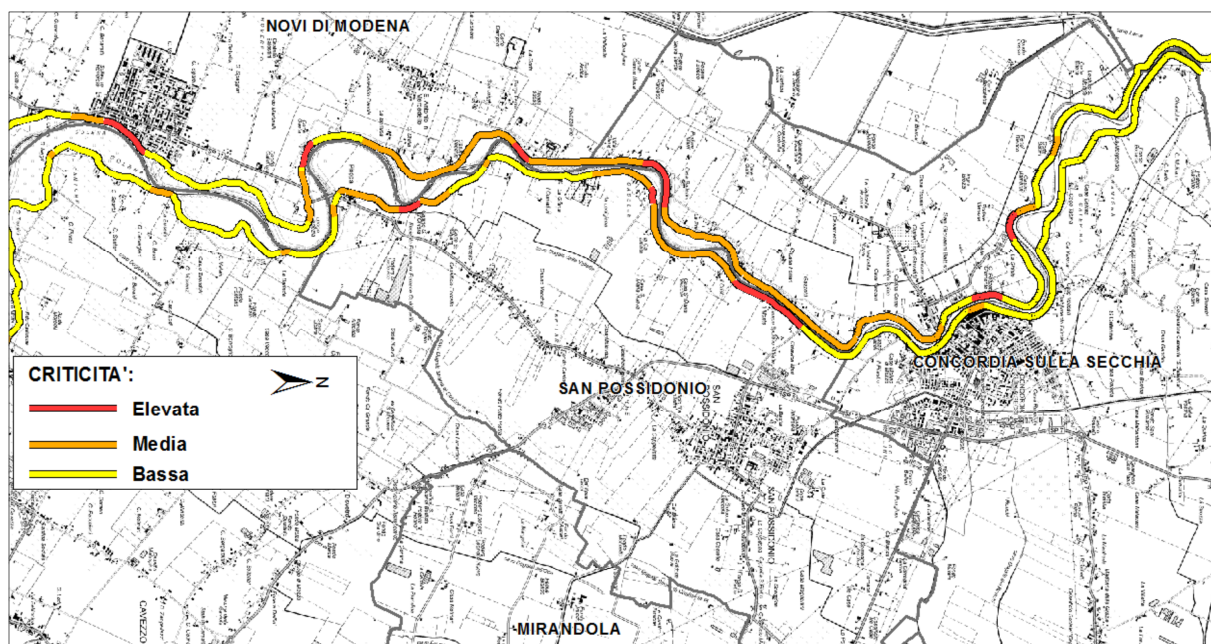


Fig. 1 Ubicazione planimetrica delle classi di criticità del sistema arginale

Dall'esame del sistema arginale si osserva un aumento dell'altezza in sommità dei rilevati arginali spostandosi da monte verso valle; in particolare, di quello in sponda sinistra, che passa da un'elevazione di meno di 5 m a quasi 10 m rispetto al piano campagna extragolenale; mentre, quello in sponda destra si alza all'incirca dai 4 m iniziali ai 9,5 m. Il fiume Secchia diventa pensile spostandosi progressivamente verso valle, con quote dei piani golenali superiori a quelle del piano campagna esterno al sistema arginale.

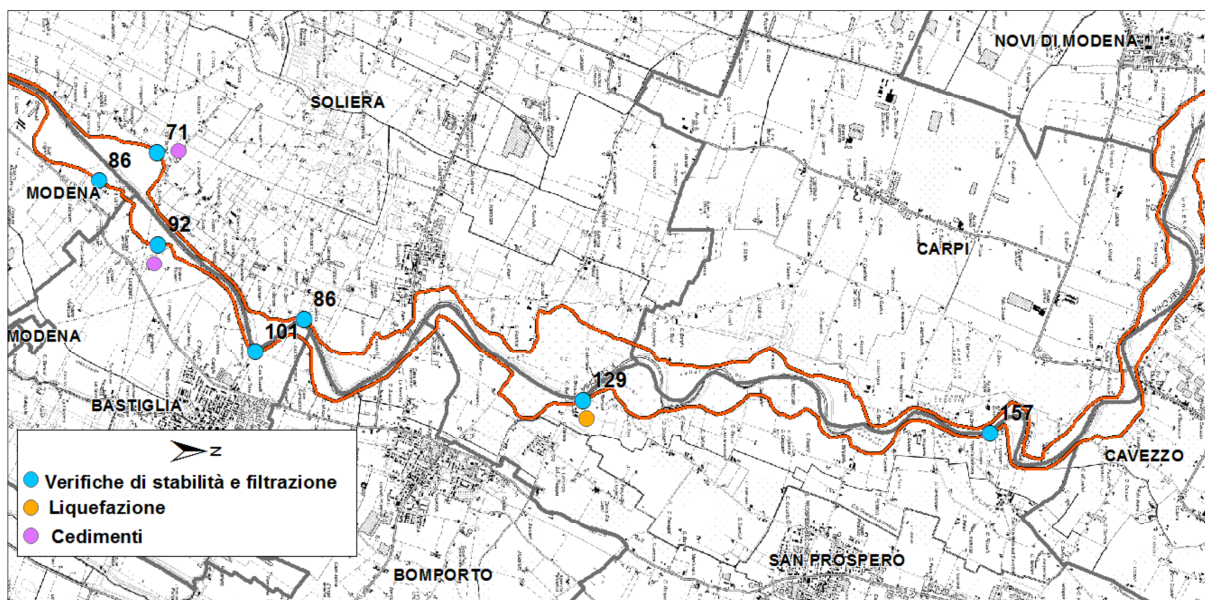
E' inoltre da segnalare che spesso i rilevati arginali presentano una sagoma sia lato fiume che lato campagna a scarpata unica, con quote prossime ai 9 -10 m rispetto alla sommità; questo fattore aumenta i rischi di instabilità e di filtrazione nel corpo arginale, soprattutto nelle fasi di permanenza dei livelli di piena e nelle condizioni di rapido svasso.

Sulla base delle criticità precedentemente descritte sono state scelte le sezioni di Tab. 1 per le verifiche di stabilità, filtrazione, liquefazione e cedimenti dei rilevati riferite agli stanti AIPO, aventi ubicazione planimetrica riportata in Fig. 2.

Tab. 1 Sezioni di verifica

SEZIONE	SPONDA	PROGRESSIVA	TIPO VERIFICA
ST086	destra	17+217.38	Stabilità-Filtrazione
ST092	destra	18+411.64	Stabilità-Filtrazione-Cedimenti
ST101	destra	20+202.73	Stabilità-Filtrazione
ST129	destra	25+807.86	Stabilità-Filtrazione-Liquefazione
ST157	destra	31+391.20	Stabilità-Filtrazione
ST200	destra	39+980.71	Stabilità-Filtrazione
ST213	destra	42+479.45	Stabilità-Filtrazione
ST227	destra	45+260.46	Stabilità-Filtrazione
ST229	destra	45+668.76	Stabilità-Filtrazione
ST234	destra	46+670.44	Stabilità-Filtrazione
ST071	sinistra	14+121.84	Stabilità-Filtrazione-Cedimenti

SEZIONE	SPONDA	PROGRESSIVA	TIPO VERIFICA
ST086	sinistra	17+132.69	Stabilità-Filtrazione
ST174	sinistra	34+714.59	Stabilità-Filtrazione
ST176	sinistra	35+109.92	Stabilità-Filtrazione
ST178	sinistra	35+517.13	Stabilità-Filtrazione
ST191	sinistra	38+066.34	Stabilità-Filtrazione
ST204	sinistra	40+623.94	Stabilità-Filtrazione
ST211	sinistra	42+089.47	Stabilità-Filtrazione
ST222	sinistra	44+243.28	Liquefazione
ST229	sinistra	45+638.84	Stabilità-Filtrazione
ST233	sinistra	46+478.94	Stabilità-Filtrazione
ST240	sinistra	47+846.99	Stabilità-Filtrazione



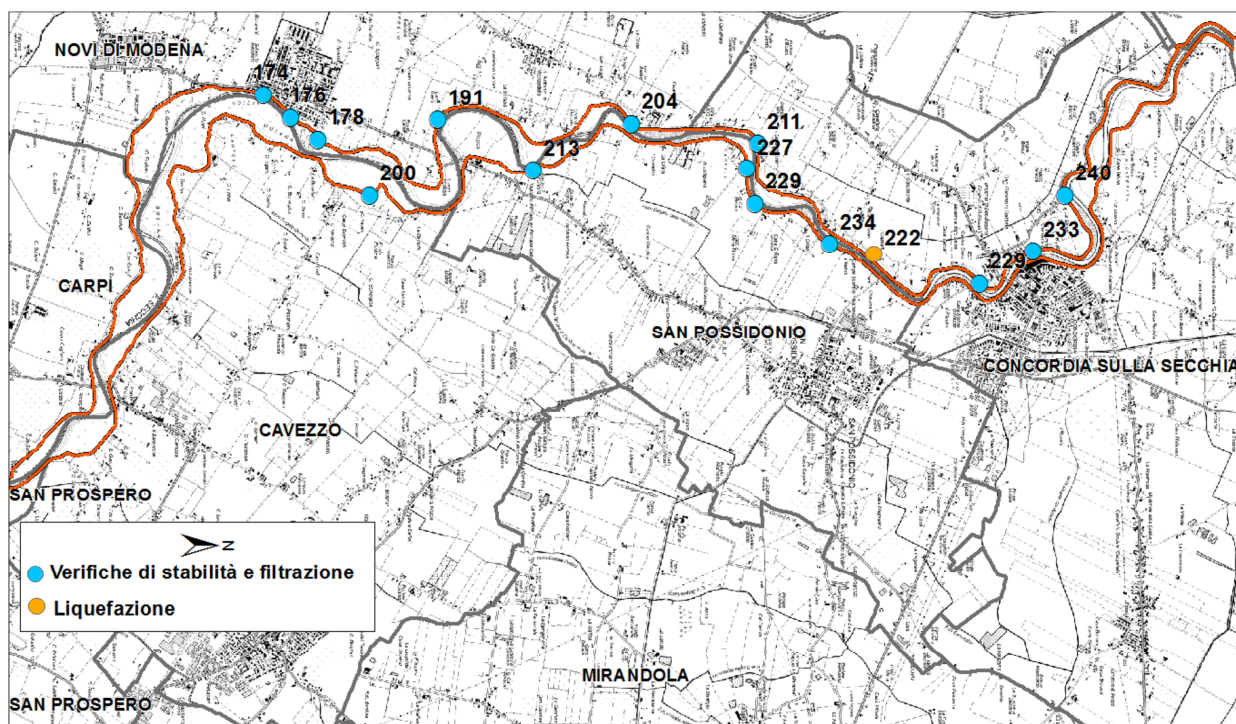


Fig. 2 Ubicazione planimetrica delle sezioni di verifica

2.2 Azione sismica

Per l'applicazione dell'azione sismica di progetto si è fatto riferimento a quanto prevedono le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008 e s.m.i), in cui le azioni sismiche sono definite a partire dalla ricostruzione della pericolosità sismica di base del sito.

Il territorio nazionale è stato suddiviso, in base a differenti valori di accelerazione orizzontale al suolo (a_g), in quattro zone a pericolosità decrescente. L'OPCM n. 3274 del 2003, che prevedeva questa suddivisione è stata poi aggiornata con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 il quale ha fornito alle Regioni uno strumento che ha permesso di introdurre intervalli di accelerazione massima del suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s; cat A), da attribuire alle 4 zone sismiche.

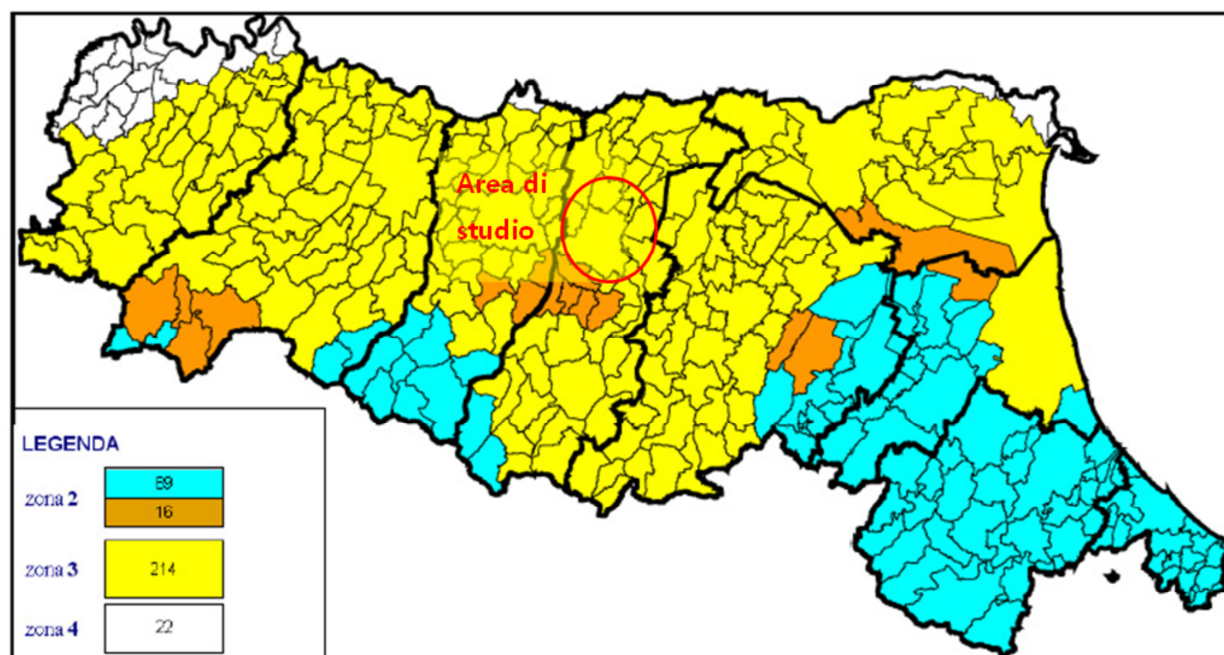


Fig. 3 Classificazione sismica della regione Emilia-Romagna in base all'OPCM n. 3274/2003

Come indicato in Fig. 3, l'area d'intervento ricade in Zona 3, quindi si attendono valori di pericolosità sismica compresi tra 0,05 e 0,15, con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni.

Tab. 2 Classificazione delle zone sismiche in base al valore di accelerazione massima del suolo a_g

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % i 50 anni [ag/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (NTC) [ag/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15 - 0,25	0,25
3	0,05 - 0,15	0,15
4	< 0,05	0,05

Tale classificazione ha tuttavia valore esclusivamente ai fini amministrativi; alle Norme Tecniche per le costruzioni del D.M. 14-01-2008, è infatti allegato un documento sulla pericolosità sismica (Allegato A), nel quale l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base, più semplicemente chiamata pericolosità sismica che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Con l'entrata in vigore delle NTC 2008, la pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni, le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'Allegato A alle NTC 2008:

- a_g = accelerazione orizzontale massima;
- F_0 = 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.

Questi parametri vengono definiti in corrispondenza di un reticolo di riferimento nelle mappe interattive della pericolosità sismica (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>), i cui nodi non distano fra loro più di 10 km, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e per diversi periodi di ritorno Fig. 4.

Sempre in questa mappa è possibile ottenere i grafici di disaggregazione in termini di Magnitudo-Distanza che mettono in evidenza la pericolosità sismica di eventi sismici limitrofi.

Per determinare il tempo di ritorno (T_R) si utilizza l'espressione:

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

dove V_R è il periodo di riferimento della costruzione, mentre P_{V_R} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento definito, per il rilevato arginale in esame.

Quanto alle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , sono stati assunti i valori indicati nelle N.T.C. 01/2008 : in particolare, probabilità pari al 10%, per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) .

Mediante l'utilizzo del software GEOSTRU PS Advanced sono stati calcolati i parametri sismici per ogni sezione di verifica.

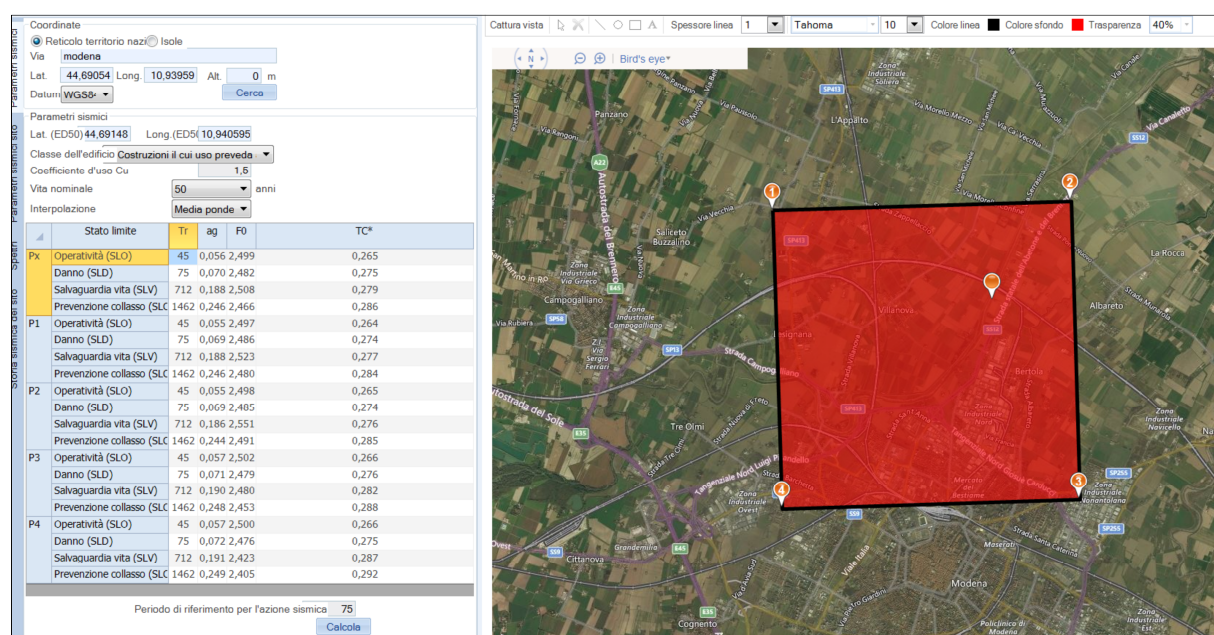


Fig. 4 Mappa interattiva della pericolosità sismica

Le condizioni applicate per l'intero tratto di corso d'acqua in esame sono di seguito descritte.

Vita nominale

La Vita nominale (V_N) di una costruzione, così come definita al § 2.4.1 delle NTC 2008, è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, con riferimento alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e delle misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità.

Nelle NTC 2008 sono identificate le seguenti tipologie:

Tab. 3 Vita nominale secondo le NTC 2008

Tipo opera	Vita Nominale
Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10 ,
Opere ordinarie, ponti, opere strutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50 ,
Grandi opere , ponti opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La vita nominale scelta per la tipologia di opere previste è quella con $V_n \geq 50$ anni.

Le classi d'uso degli edifici in presenza di azione sismiche, fanno riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso così come definita dalle NTC 2008 (Tab. 4).

Per tale motivo è stata scelta come classe d'uso la **Classe III**, con un coefficiente d'uso CU paria a 1,5 portando il peridio di riferimento delle opere a 75 anni. Il periodo di riferimento V_R di una costruzione, è valutato moltiplicando la vita nominale V_N (espressa in anni) per il coefficiente d'uso della costruzione CU ($V_R = V_N \times CU$),

Tab. 4 Classi d'uso degli edifici secondo le NTC 2008

Classe	Descrizione
I.	Presenza occasionale di persone, edifici agricoli
II.	Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali
III.	Affollamento significativo
IV.	Funzioni pubbliche o strategiche importanti

Il tratto in esame si presenta con terreni di fondazione aventi caratteristiche che ricadono nella categoria C, designate nelle NTC 2008 (Tab. 6).

Tab. 5 Categorie di sottosuolo secondo le NTC 2008

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Per quanto riguarda infine la definizione della categoria topografica dell'area in esame è stato fatto riferimento alla categoria T1 in ragione della morfologia pianeggiante dell'area e così come definita dalle NTC 2008 (Tab. 6).

Tab. 6 Categorie topografiche secondo le NTC 2008

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$

T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Sulla base delle classificazioni sopra riportate è stato possibile calcolare i coefficienti sismici che permetteranno di definire gli spettri di accelerazione sia orizzontali che verticali, così come definiti dalle relazioni riportate nel paragrafo 3.2.3.2 delle NTC.

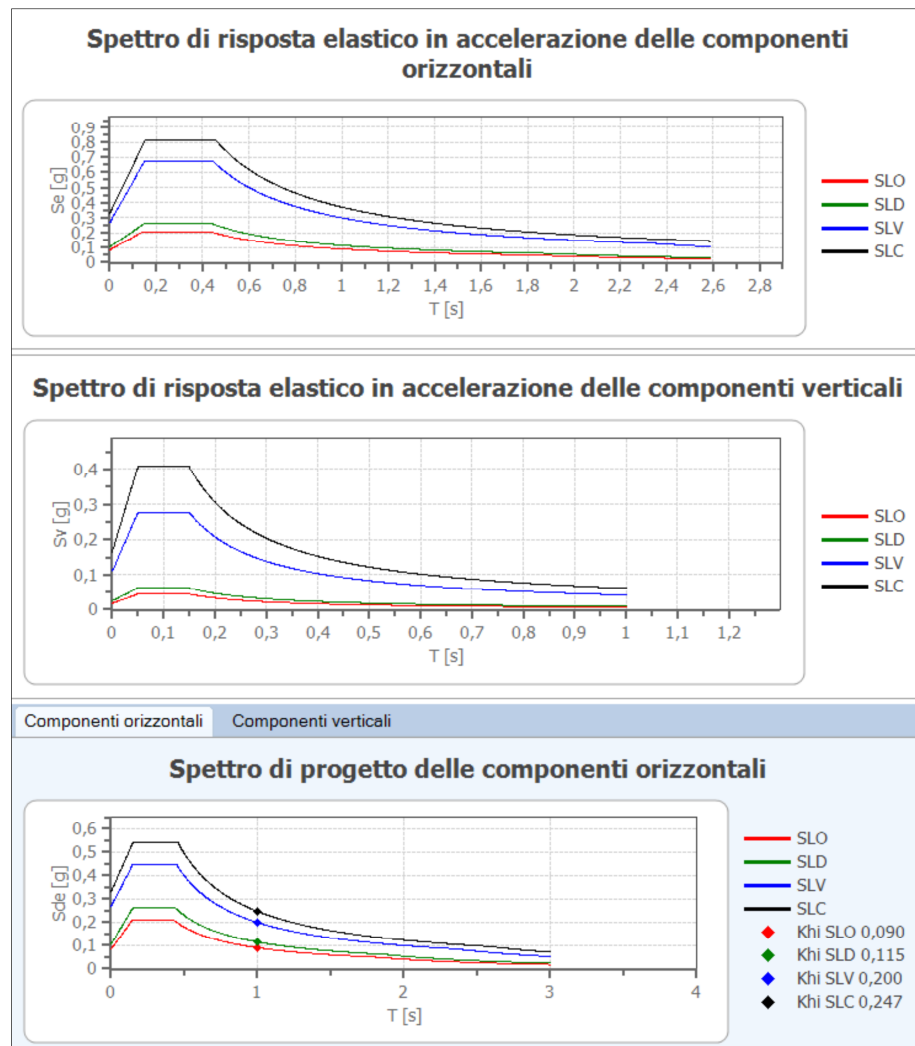


Fig. 5 Esempio di calcolo degli spettri di risposta verticale, orizzontale

In particolare vengono forniti i valori di S_T (coefficiente di amplificazione topografica) ed S_s (coefficiente di amplificazione stratigrafica), che concorrono alla determinazione dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito:

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

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi.

Nei metodi pseudostatici 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. Tale

forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove:

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (0,28 per $0,2 \leq a_g \leq 0,4$; 0,24 per $0,1 \leq a_g \leq 0,2$; 0,20 per $a_g \leq 0,1$)
- g = accelerazione di gravità.

Dati Generali					
Località			Dati opera		
Indirizzo			Tipo opera		
<input type="text"/>			2 - Opere ordinarie		
Lat. Long. 44,66803 10,9052			Classe d'uso		
			Classe III		
			V. Nominale 50 V. Rif. 75		
Parametri sismici su sito di riferimento					
SL	TR [Anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]	
SLO	45,00	0,55	2,50	0,27	
SLD	75,00	0,70	2,48	0,28	
SLV	712,00	1,86	2,47	0,28	
SLC	1462,00	2,43	2,44	0,29	
Zona simica					Zona 1
Categoria sottosuolo					C
Categoria topografica					T1
Coefficienti sismici orizzontali e verticali					
Opera Stabilità pendii e Fondazioni					
SL	amax [m/s ²]	β	khk [-]	kvk [-]	
SLO	0,825	0,2	0,0168	0,0084	
SLD	1,05	0,2	0,0214	0,0107	
SLV	2,6391	0,24	0,0646	0,0323	
SLC	3,2494	0,28	0,0928	0,0464	
Stato limite di riferimento					SLV

Fig. 6 Esempio di caratterizzazione dei parametri e coefficienti sismici orizzontali e verticali

In conclusione per l'azione sismica nelle sezioni di verifica sono state applicate le seguenti condizioni e parametri (Tab. 7):

- Vita Nominale (V_n) = 50 anni
- Classe di Uso degli edifici = III
- Vita di riferimento (V_r) = 75 anni
- Classe di sottosuolo = C
- Categoria topografica = T1

Tab. 7 Parametri sismici per le sezioni di verifica

SEZIONE	SPONDA	LATITUDINE	LONGITUDINE	STATI LIMITE	a_{max}	β_s	K_h	K_v
ST086	destra	44,71567	10,96364	SLO	0,795	0,200	0,016	0,008
				SLD	1,005	0,200	0,021	0,010
				SLV	2,578	0,240	0,063	0,032
				SLC	3,207	0,280	0,092	0,046
ST092	destra	44,72196	10,97313	SLO	0,790	0,200	0,016	0,008
				SLD	1,002	0,200	0,020	0,010
				SLV	2,573	0,240	0,063	0,031
				SLC	3,204	0,280	0,091	0,046
ST101	destra	44,73132	10,98888	SLO	0,785	0,200	0,016	0,008
				SLD	0,999	0,200	0,020	0,010
				SLV	2,569	0,240	0,063	0,031
				SLC	3,201	0,280	0,091	0,046
ST129	destra	44,76506	10,99705	SLO	0,754	0,200	0,015	0,008
				SLD	0,972	0,200	0,020	0,010
				SLV	2,542	0,240	0,062	0,031
				SLC	3,181	0,280	0,091	0,045
ST200	destra	44,84825	10,96926	SLO	0,702	0,200	0,014	0,007
				SLD	0,906	0,200	0,018	0,009
				SLV	2,477	0,240	0,061	0,030
				SLC	3,118	0,280	0,089	0,045
ST213	destra	44,86438	10,96626	SLO	0,675	0,200	0,014	0,007
				SLD	0,872	0,200	0,018	0,009
				SLV	2,411	0,240	0,059	0,030
				SLC	3,044	0,280	0,087	0,043
ST227	destra	44,88535	10,96682	SLO	0,662	0,200	0,014	0,007
				SLD	0,854	0,200	0,017	0,009
				SLV	2,359	0,240	0,058	0,029
				SLC	3,003	0,280	0,086	0,043
ST229	destra	44,88602	10,97147	SLO	0,662	0,200	0,014	0,007
				SLD	0,854	0,200	0,017	0,009
				SLV	2,358	0,240	0,058	0,029
				SLC	3,002	0,280	0,086	0,043
ST234	destra	44,89339	10,97758	SLO	0,658	0,200	0,013	0,007
				SLD	0,849	0,200	0,017	0,009
				SLV	2,360	0,240	0,058	0,029
				SLC	2,985	0,280	0,085	0,043
ST071	sinistra	44,72172	10,95964	SLO	0,791	0,200	0,016	0,008
				SLD	1,003	0,200	0,020	0,010
				SLV	2,575	0,240	0,0630	0,032

SEZIONE	SPONDA	LATITUDINE	LONGITUDINE	STATI LIMITE	a_{max}	β_s	Kh	Kv
				SLC	3,205	0,280	0,092	0,046
ST086	sinistra	44,73652	10,98444	SLO	0,763	0,200	0,006	0,008
				SLD	0,998	0,200	0,020	0,010
				SLV	2,568	0,240	0,063	0,031
				SLC	3,200	0,280	0,091	0,046
ST174	sinistra	44,83792	10,9551	SLO	0,706	0,200	0,014	0,007
				SLD	0,912	0,200	0,019	0,009
				SLV	2,486	0,240	0,061	0,030
				SLC	3,127	0,280	0,089	0,045
ST176	sinistra	44,8405	10,95839	SLO	0,704	0,200	0,014	0,007
				SLD	0,910	0,200	0,019	0,009
				SLV	2,483	0,240	0,061	0,030
				SLC	3,124	0,280	0,089	0,045
ST178	sinistra	44,8432	10,96152	SLO	0,703	0,200	0,014	0,007
				SLD	0,908	0,200	0,019	0,009
				SLV	2,480	0,240	0,061	0,030
				SLC	3,121	0,280	0,089	0,045
ST191	sinistra	44,85514	10,95887	SLO	0,695	0,200	0,014	0,007
				SLD	0,898	0,200	0,018	0,009
				SLV	2,463	0,240	0,060	0,030
				SLC	3,103	0,280	0,089	0,044
ST204	sinistra	44,87413	10,96036	SLO	0,670	0,200	0,014	0,007
				SLD	0,864	0,200	0,018	0,009
				SLV	2,390	0,240	0,058	0,029
				SLC	3,018	0,280	0,086	0,043
ST211	sinistra	44,88626	10,96278	SLO	0,661	0,200	0,013	0,007
				SLD	0,853	0,200	0,017	0,009
				SLV	2,356	0,240	0,058	0,029
				SLC	3,000	0,280	0,086	0,043
ST229	sinistra	44,90808	10,98345	SLO	0,625	0,200	0,013	0,006
				SLD	0,795	0,200	0,016	0,008
				SLV	2,188	0,240	0,054	0,027
				SLC	2,763	0,280	0,079	0,039
ST233	sinistra	44,91345	10,97924	SLO	0,624	0,200	0,013	0,006
				SLD	0,793	0,200	0,016	0,008
				SLV	2,180	0,240	0,053	0,027
				SLC	2,772	0,280	0,079	0,040
ST240	sinistra	44,91663	10,97155	SLO	0,624	0,200	0,013	0,006
				SLD	0,792	0,200	0,016	0,008
				SLV	2,179	0,240	0,053	0,027
				SLC	2,772	0,280	0,079	0,040

2.3 Carico idraulico

Le condizioni di carico idraulico applicate fanno riferimento ai risultati dei modelli idraulici lungo questo tratto di fiume Secchia, riportati in dettaglio nella relazione idrologica-idraulica, da cui è stata dedotta la configurazione della piena di progetto. Nelle verifiche di stabilità l'influenza del livello idrico del corso d'acqua è stato valutato rispetto ai livelli della piena di progetto con TR 20 anni e in alcuni casi maggiormente critici con il livello di franco di 1 m, che può essere contenuto nel nuovo assetto di progetto.

E' stata inoltre verificata la condizione teoricamente a maggior criticità quella a "rapido svasso", in cui si impone dopo la permanenza del livello di piena TR20 un rapido abbassamento del livello idrico del corso d'acqua a breve termine.

In questa condizione il terreno che forma il rilevato arginale presenta delle sovrappressioni neutrali che non si dissipano nello stesso tempo in cui cala il livello del fiume; questo nella verifica di stabilità causa un decremento delle forze stabilizzanti (assenza del peso del volume d'acqua) ed un aumento delle instabilizzanti a causa del moto di filtrazione. Le condizioni di carico utilizzate per le verifiche sono quelle prescritte da normativa.

Per le verifiche alla filtrazione a regime stazionario sono stati assunti i livelli della piena di progetto di TR 20 anni, mentre in moto vario sono stati considerati gli idrogrammi di piena di progetto ipotizzando la salita del livello idrico in 24 h , lo stazionamento del livello massimo per 48 h e la discesa del livello in 24 h .

Tab. 8 Livelli idrici della piena di progetto TR 20 anni per le sezioni di verifica

SEZIONE	SPONDA	PROGRESSIVA	LIVELLO IDRICO MASSIMO PER TR 20 ANNI (m s.l.m.)
ST086	destra	17+217.38	36,30
ST092	destra	18+411.64	36,00
ST101	destra	20+202.73	35,25
ST129	destra	25+807.86	33,17
ST157	destra	31+391.20	32,05
ST200	destra	39+980.71	30,68
ST213	destra	42+479.45	30,37
ST227	destra	45+260.46	29,86
ST229	destra	45+668.76	29,84
ST234	destra	46+670.44	29,55
ST071	sinistra	14+121.84	36,25
ST086	sinistra	17+132.69	35,02
ST174	sinistra	34+714.59	30,94
ST176	sinistra	35+109.92	30,89
ST178	sinistra	35+517.13	30,80
ST191	sinistra	38+066.34	30,38
ST204	sinistra	40+623.94	30,05
ST211	sinistra	42+089.47	29,87
ST229	sinistra	45+638.84	28,88
ST233	sinistra	46+478.94	28,57
ST240	sinistra	47+846.99	28,16

2.4 Sovraccarichi accidentali

Nelle sezioni di verifica è stato ipotizzato per tutte le sezioni un sovraccarico distribuito lungo la sommità arginale pari a 10 KN/m^2 , ipotizzando il passaggio di mezzi di pronto intervento e/o di manutenzione del sistema arginale, lungo la strada di servizio in sommità o al piede della banca arginale lato fiume nel caso delle verifiche di stabilità delle scarpate.

3 Verifiche allo stato limite ultimo nell'assetto di progetto

Secondo quanto previsto dalle NCT 2008 per le verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo delle opere in materiali sciolti che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo (SLU) con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

I coefficienti di riduzione parziali applicati nella combinazione 2 (A2+M2+R2) sono riportati nelle seguenti tabelle.

Tab. 9 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

Tab. 10 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0

Tab. 11 Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tab. 12 Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

In particolare la normativa prevede che “....per le opere aventi funzioni di ritenuta idraulica, lo stato limite ultimo è da verificarsi con riferimento alla stabilità dei paramenti, in tutte le possibili condizioni di

esercizio. Si deve porre particolare attenzione alle problematiche relative al sifonamento ed all'erosione, in relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione dei materiali con i quali è realizzata l'opera, tenendo conto di quanto indicato al § 6.2.3.2. I livelli di sicurezza prescelti devono essere giustificati in relazione alle conseguenze del raggiungimento dello stato limite ultimo."

Al fine di eseguire le verifiche di sicurezza in condizioni di ultimazione dell'opera, in esercizio e rapido svasso sono state eseguite le seguenti simulazioni.

Rilevato arginale in condizioni di secca

Verifica allo stato limite ultimo (A2+M2+R2) applicando con metodo pseudostatico l'azione sismica allo stato limite vita (SLV), caratterizzato da una probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento V_r , assumendo diretta verso l'alto la componente verticale dell'azione sismica. Il corpo arginale è considerato secco mentre è stato considerato un livello medio della falda nei terreni di fondazione (ove non presente prossimo a piano campagna).

Rilevato arginale in condizioni di invaso

Verifica allo stato limite ultimo (A2+M2+R2) applicando un livello stazionario della piena di progetto con TR 20 anni e il livello di massimo invaso per alcune sezioni di verifica a maggior criticità (TR 20 anni + franco di 1m), ipotizzando di fatto la non concomitanza di un evento sismico con l'evento di piena significativo.

Sono state eseguite inoltre per alcune sezioni critiche le verifiche alla filtrazione del corpo arginale sia in condizione di stato stazionario che transitorio dei livelli della piena di progetto di riferimento.

Rilevato arginale in condizioni di rapido svasso

Verifica allo stato limite ultimo (A2+M2+R2) applicando un rapido svasso a breve termine del livello della piena di progetto con TR 20 anni, determinando uno squilibrio della componente stabilizzante data dalla presenza del carico idraulico dell'acqua lato fiume.

3.1 Verifiche di stabilità

3.1.1. Premessa metodologica

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

- Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Quando si verifica la stabilità di un rilevato o pendio, si possono considerare diversi tipi di superfici di rottura. Queste ultime possono avere forme diverse: circolare, piana e forme più complesse. Nel caso in

cui il terreno sia relativamente omogeneo e isotropo nei riguardi della resistenza, è di solito sufficiente considerare superfici di rottura circolari. In terreni molto stratificati invece, con notevoli variazioni delle caratteristiche geotecniche, va data particolare attenzione agli strati con resistenza al taglio più bassa, e quindi è necessario considerare superfici di rottura non circolari. In sostanza quindi le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per determinare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale (NTC08).

L'analisi di stabilità è stata condotta mediante il programma di calcolo Geostru - Slope, basato sulla teoria dell'equilibrio limite, che effettua la ricerca automatica delle superfici di rottura con coefficiente di sicurezza minimo. Questa teoria studia l'equilibrio di un corpo rigido (pendio e superficie di scorrimento) calcolandone le tensioni di taglio τ e la resistenza disponibile τ_f , valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb. Quindi il fattore di sicurezza F_s è espresso da:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau}$$

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). In alternativa, la stabilità può essere verificata ricercando un campo di tensioni statisticamente ammissibile oppure impiegando il metodo degli elementi finiti.

I vari metodi di calcolo dell'equilibrio limite disponibili in letteratura, si basano tutti su due ipotesi fondamentali:

- Il coefficiente di sicurezza (F_s) è definito come rapporto tra la resistenza al taglio e lo sforzo di taglio mobilitato lungo un'ipotetica superficie di scorrimento;
- Il coefficiente di sicurezza (F_s) è considerato costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;

Nel nostro caso di studio il fattore di sicurezza viene calcolato utilizzando il metodo di Janbu, il quale estese il metodo di Bishop, valido solamente per superfici di scorrimento circolare, a superfici di forma qualsiasi.

3.1.2. Metodo di Janbu (1967)

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

Con il metodo di Janbu si tiene conto delle forze di interazione tra i conci, ma si considera che esse agiscono lungo una linea di spinta prefissata. La soluzione si ottiene per successive iterazioni.

$$F = \frac{f_0 \sum \{c' b_i (W_i - u_i b_i + \Delta X_i) \tan \varphi_i\} \frac{F}{\cos^2 \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \tan \varphi_i)}}{\sum W_i \tan \alpha_i}$$

In cui:

c' = coesione efficace

b_i = larghezza della base del concio i-esimo

W_i = peso del concio i-esimo

α_i = inclinazione della base del concio

u_i = pressione interstiziale agente alla base del concio i-esimo

φ_i = angolo di resistenza al taglio

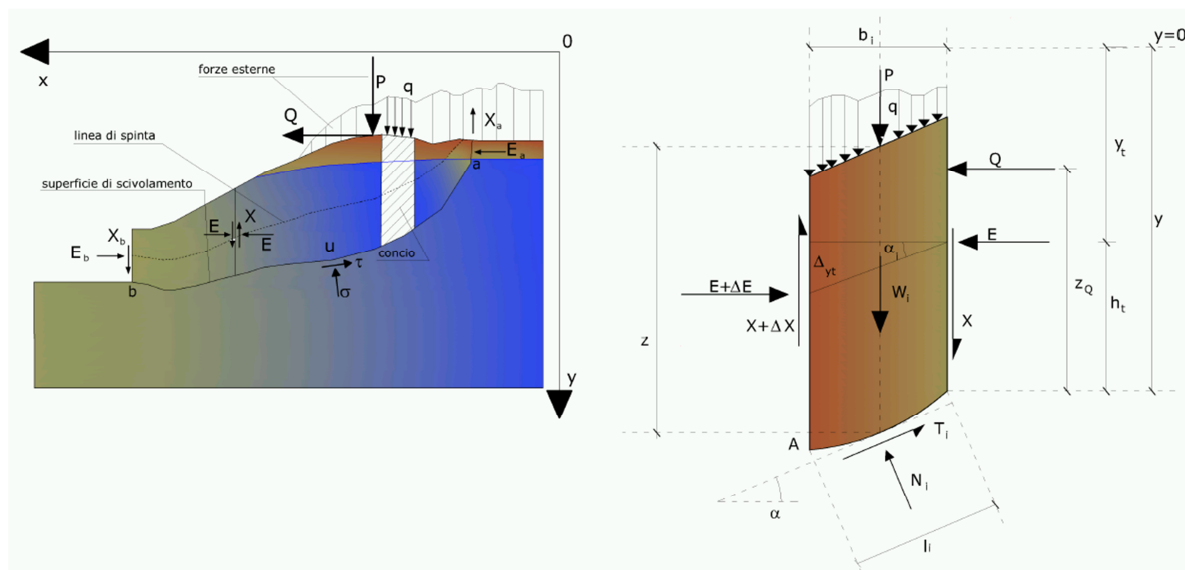


Fig. 7 Rappresentazione d'insieme dell'ammasso e azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu.

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente: $F_{corretto} = f_0 F$

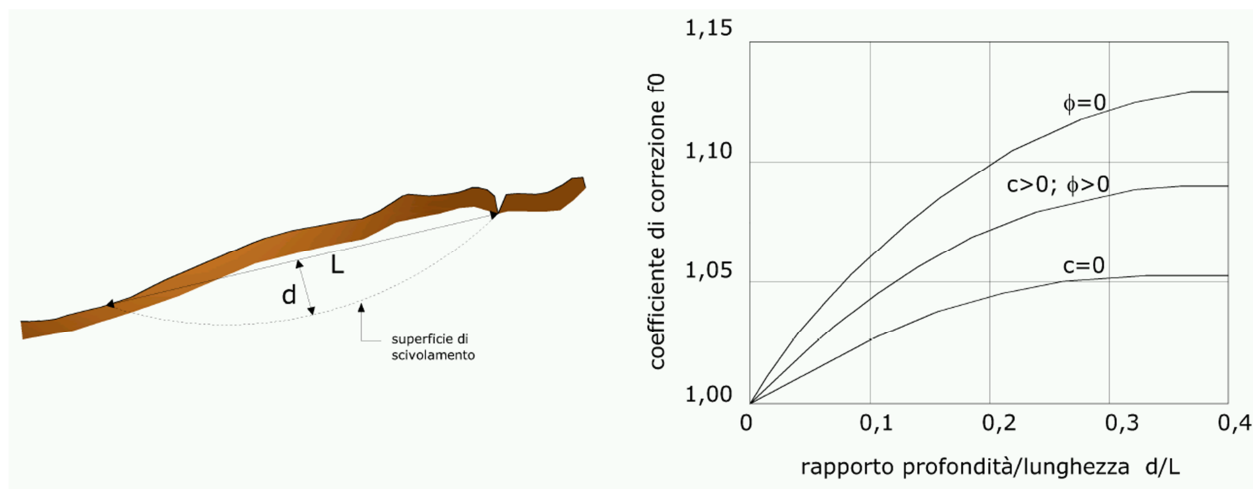


Fig. 8 Calcolo del fattore correttivo f_0

dove f_0 , fattore di correzione empirico, dipende dalla forma della superficie di scivolamento e dai parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

3.1.2.1 Sezione ST240_SX

La sezione ST240 è ubicata in sinistra idrografica allo stante AIPO ST240 in località Podere Venezia a Concordia sulla Secchia; è prevista la realizzazione di una scogliera al piede della scarpata, l'infissione di

palancole al piede del rilevato arginale, al fine di contrastare i fenomeni di instabilità e filtrazione del corpo arginale.

Dall'analisi del modello geologico sono stati ricostruiti gli orizzonti costituenti il corpo arginale e i terreni di fondazione (Fig. 9) e dal modello geotecnico sono stati ricavati i parametri geotecnici necessari alla verifiche di stabilità come riportato nella seguente Fig. 9 e Tab. 13.

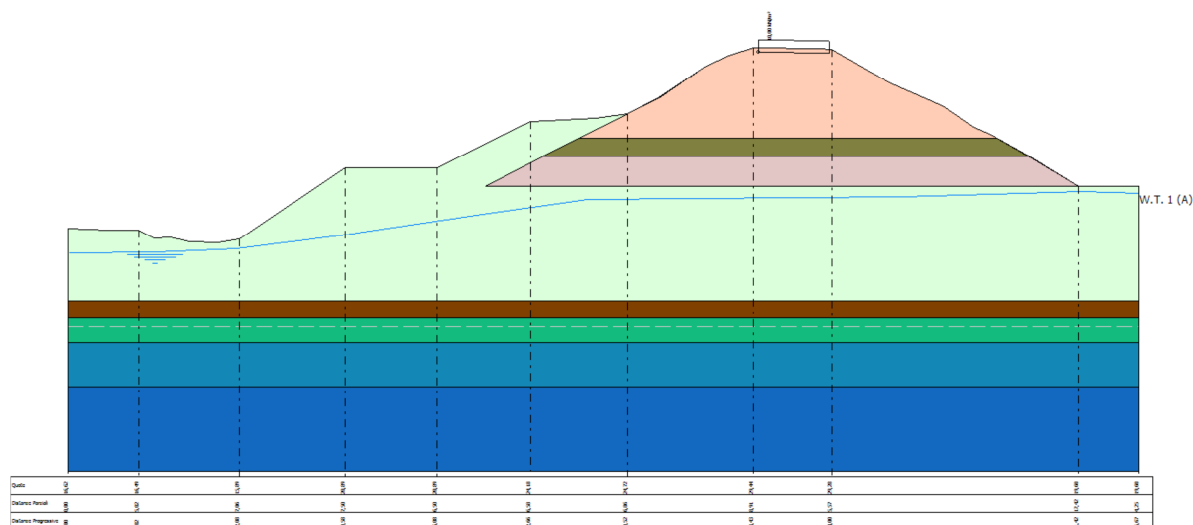


Fig. 9 Schematizzazione della sezione oggetto di verifica di stabilità

Tab. 13 Parametri geotecnici

Nr.	DB	Peso unità di volume (kN/m³)	Peso saturo (kN/m³)	Coesione (kN/m²)	Coesione non drenata (kN/m²)	Angolo resistenza al taglio picco (°)	Angolo resistenza al taglio residuo (°)	Permeabilità (m/s)	Dati aggiuntivi ...	Texture ...
1		19,5	22,4	10,9	68	22		Impermeabile		
2		18,5	21,3	11	48	21		Impermeabile		
3		19,5	22,4	10,9	68	22		Impermeabile		
4		19,5	22,4	11	58	21		Impermeabile		
5		18,5	21,3	11,2	50	21		Impermeabile		
6		19,5	22,4	11	58	21		Impermeabile		
7		20,5	24,6			28		Permeabile		
8		20,5	24,6			28		Permeabile		

La verifica di stabilità è stata effettuata con il metodo di Janbu, considerando superfici di forma circolare.

Dopo aver posizionato la maglia di centri, il programma utilizzato ha esaminato tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

In Tab. 14, sono riportati i valori di F_s ottenuti nelle varie ipotesi e condizioni indicate.

Tab. 14 Valori di fattore di sicurezza minimo (F_s) per i profili di verifica

SEZIONE	SPONDA	TIPO	VERIFICA	LATO	AZIONE SISMICA	SOVRACCARICO	LIVELLO	FALDA	CONDIZIONE	F_s min.
ST240	sinistra	Stabilità argine	SLU (A2+M2+R2)	Fiume	SLV CLASSE III VN50 ANNI	Strada in sommità 10 kN/m²	NO	Stazionaria		1,45
ST240	sinistra	Stabilità scarpata	SLU (A2+M2+R2)	Fiume	SLV CLASSE III VN50	Strada in sommità 10 kN/m²	NO	Stazionaria		1,24

SEZIONE	SPONDA	TIPO	VERIFICA	LATO	AZIONE SISMICA	SOVRACCARICO	LIVELLO	FALDA	CONDIZIONE	Fs min.
					ANNI					
ST240	sinistra	Stabilità argine	SLU (A2+M2+R2)	Fiume	NO	Strada in sommità 10 KN/m ²	TR20	Stazionaria	Drenata	1,35
ST240	sinistra	Stabilità argine	SLU (A2+M2+R2)	Fiume	NO	Strada in sommità 10 KN/m ²	TR20	Rapido svaso	Non drenata	1,47

4 Verifica alla filtrazione

La verifica alla filtrazione è stata valutata in termini analitici utilizzando uno dei più sofisticati codici numerici ad oggi disponibili per la modellazione dei processi di flusso e trasporto in mezzi porosi e fratturati, in condizioni sia sature che insature (FEFLOW Finite Element subsurface FLOW system del Danish Hydraulic Institute - DHI).

Rimandando per il dettaglio alla letteratura tecnica disponibile, si riportano alcune delle caratteristiche generali del modello:

- discretizzazione con mesh tridimensionale agli elementi finiti;
- simulazione in zona satura ed in zona non satura;
- simulazione in mezzi porosi e fratturati, con possibilità di assegnazione differenziata delle 3 componenti vettoriali dell'ellissoide di conducibilità idraulica;
- simulazione con fluidi di densità diverse per temperatura o concentrazione salina, flusso "density dependent";
- simulazione del flusso di calore, per conduzione, convezione, trasporto; simulazione di scambiatori di calore e sonde geotermiche;
- simulazione dei processi di trasporto degli inquinanti, con integrazione di un'estesa tipologia di reazioni chimiche e meccanismi di degradazione.

Nel nostro caso specifico sono state eseguite simulazioni 2D attraverso l'equazione di Richards, la quale viene applicata per i corpi non saturi o a saturazione variabile, e che tiene conto di una fase di aria stagnante alla pressione atmosferica. In questi casi il software deve risolvere problemi legati ai rapporti tipicamente non lineari tra la pressione capillare e la saturazione e tra la saturazione stessa con la conducibilità idraulica.

Per risolvere questi problemi si è scelto di adottare un metodo empirico definito come "Modified Van Genuchten" model.

La griglia o mesh con la quale è stato discretizzato il modello è stata generata con elementi triangolari tenendo conto delle variazioni stratigrafiche di ogni sezione analizzata (Fig. 10).

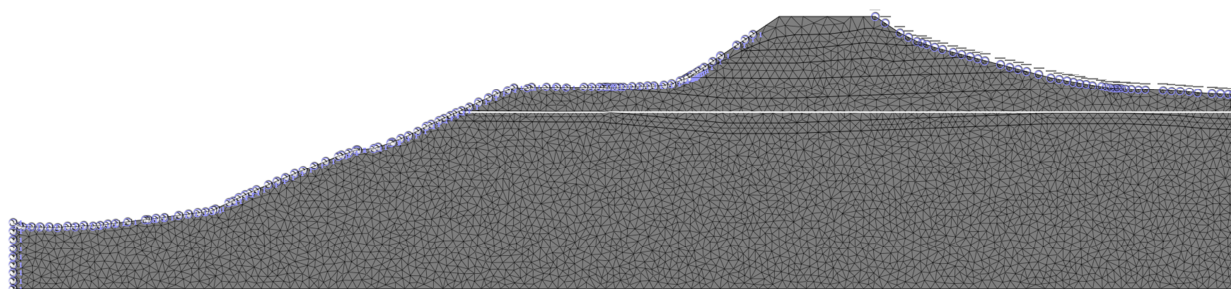


Fig. 10 Rappresentazione grafica di un modello in esame in cui è presente la mesh e alcune condizioni a contorno

Per le differenti casistiche sono state eseguite simulazioni in stato transitorio, in cui è stata considerato un carico variabile nel tempo, secondo un idrogramma di piena.

Si possono descrivere le principali condizioni a contorno di carico idraulico (Head BC): il lato fiume è caratterizzato da una condizione che prevede una variazione del carico attraverso l'applicazione di una "time series" (Fig. 11) che simula l'onda di piena, mentre il lato campagna è costituito da una condizione definita come "Seepage Face" la quale assegna ai nodi interessati un carico idraulico uguale all'elevazione geometrica del nodo stesso.

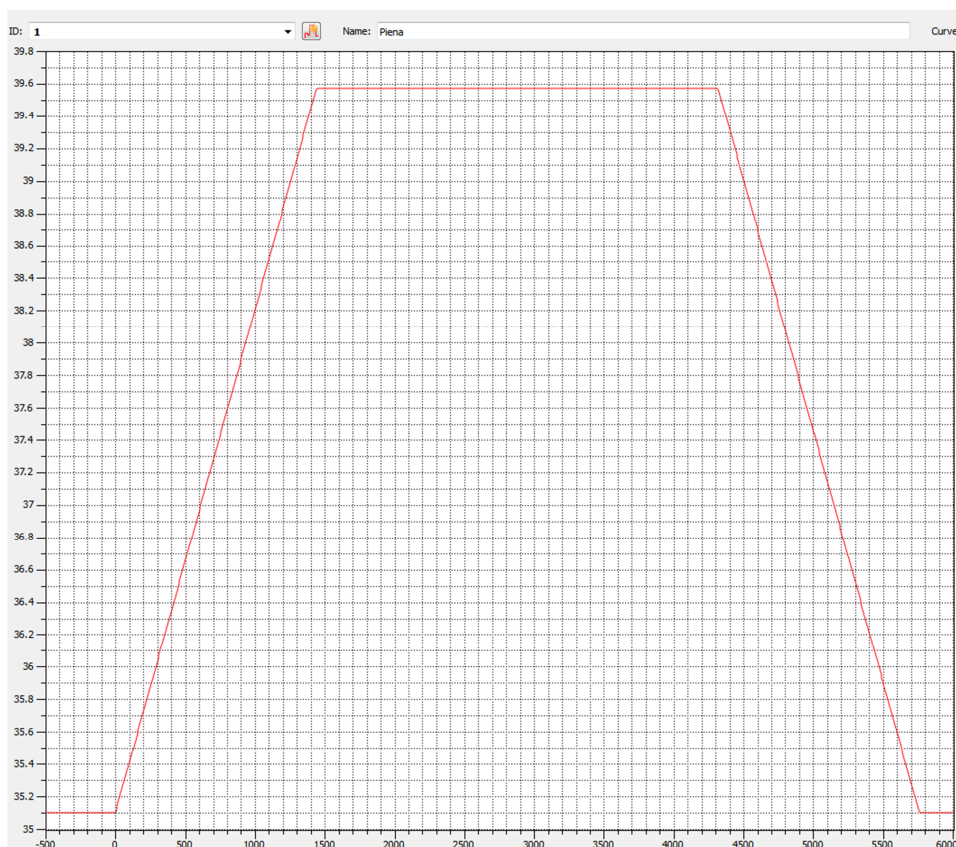


Fig. 11 Esempio di Time series utilizzata per una sezione in esame in cui l'innalzamento e la discesa della piena sono previsti in 24h mentre il mantenimento della stessa in 48h.

Sono stati inoltre assegnate porosità e conducibilità idraulica a seconda dei litotipi incontrati. Per l'individuazione delle sezioni di verifica si è fatto riferimento alle seguenti situazioni di criticità:

- variazione litostratigrafiche significative nel corpo arginale e nei terreni di fondazione con particolare riguardo alla presenza di orizzonti granulari prevalentemente sabbiosi e limo-sabbiosi;
- corpo arginale in frodo;
- interferenza di paleoalvei con il sistema difensivo;
- sagome arginali critiche rispetto al contenimento della linea ipotetica di imbibizione del rilevato arginale lato campagna.

4.1 Sezione ST240_SX

La sezione ST240 è ubicata in sinistra idrografica allo stante AIPO ST240 in località Podere Venezia a Concordia sulla Secchia; è prevista la realizzazione di una scogliera al piede della scarpata, l'infissione di palancole al piede del rilevato arginale, al fine di contrastare i fenomeni di instabilità e filtrazione del corpo arginale.

Dall'analisi del modello geologico sono stati ricostruiti gli orizzonti costituenti il corpo arginale e i terreni di fondazione (Fig. 12); sono presenti orizzonti limo-sabbiosi nei terreni di fondazione.

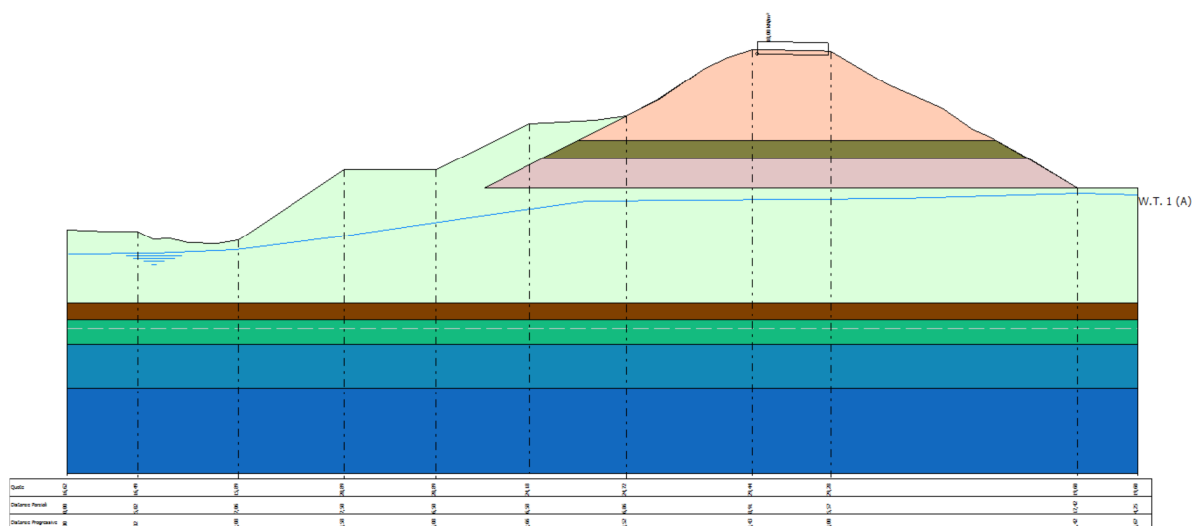


Fig. 12 Schematizzazione della sezione oggetto di verifica di stabilità

I valori di permeabilità applicati nella modellazione di filtrazione tramite FEFLOW sono riportati nella seguente Tab. 15.

Tab. 15 Valori di permeabilità per orizzonti di terreno

STRATO	ORIZZONTE TERRENO	COMPORTAMENTO	PERMEABILITA'
1	TERRENI PREVALEMENTEMENTE ARGILLOSO-LIMOSI	Coesivo	$2 \cdot 10^{-6}$
2	TERRENI PREVALEMENTEMENTE ARGILLOSI	Coesivo	$1 \cdot 10^{-7}$
3	TERRENI PREVALEMENTEMENTE ARGILLOSO-LIMOSI	Coesivo	$2 \cdot 10^{-6}$
4	DEPOSITI PREVALEMENTEMENTE ARGILLOSO-LIMOSI	Coesivo	$2 \cdot 10^{-6}$
5	DEPOSITI PREVALEMENTEMENTE ARGILLOSI	Coesivo	$1 \cdot 10^{-7}$
6	DEPOSITI PREVALEMENTEMENTE ARGILLOSO-LIMOSI	Coesivo	$2 \cdot 10^{-6}$
7	DEPOSITI PREVELANETEMENTE SABBIOSO-LIMOSI	Granulare	$5 \cdot 10^{-5}$

Nella situazione di stato transitorio, supponendo l'innalzamento e la discesa del livello della piena di progetto TR 20 anni in 24h e il mantenimento della stessa in 48h, si verificano fenomeni di filtrazione lato campagna.

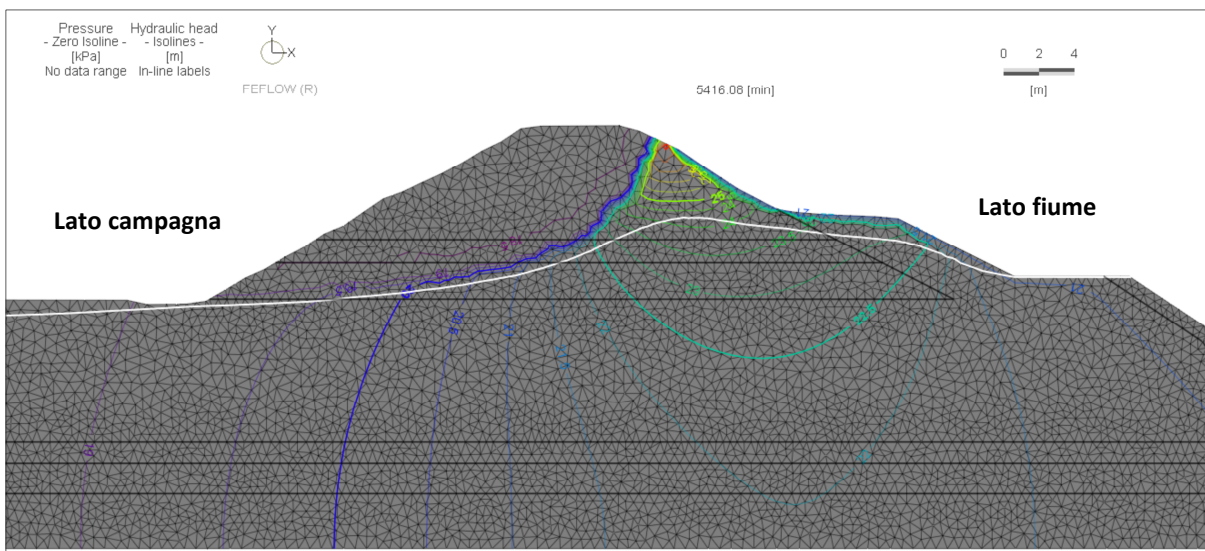


Fig. 13 Verifica alla filtrazione in stato transitorio

L'infissione di palancole al piede del rilevato arginale e la realizzazione di una mantellata lungo il paramento lato fiume del corpo arginale abbassano la linea di filtrazione sotto il piano campagna.

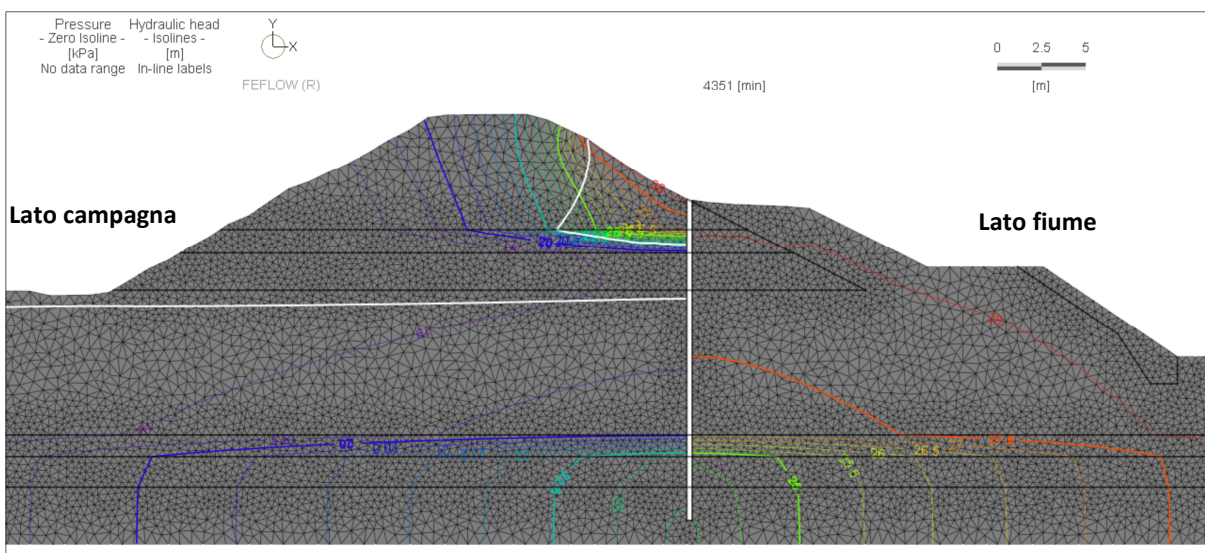


Fig. 14 Verifica alla filtrazione in stato transitorio a seguito dell'inserimento degli interventi in progetto

5 Verifica alla possibilità di liquefazione

La liquefazione rappresenta lo stato raggiunto da terreni sabbiosi sciolti saturi quando perdono la loro resistenza al taglio come conseguenza di un incremento delle pressioni interstiziali. Tali fenomeni possono verificare grandi deformazioni del terreno, comportando danni sia lievi che catastrofici.

Secondo le NTC08 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 15 (a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ (granulometria uniforme) ed in Fig. 15 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (granulometria estesa).

Altre considerazioni possono essere fatte sull'età del deposito, sulla storia sismica, sul grado di addensamento e sulla granulometria. Un terreno con un basso grado di addensamento (indice dei vuoti elevato e bassa densità relativa) per esempio avrà maggiore probabilità che raggiunga lo stato di liquefazione; di conseguenza un deposito antico, a parità di condizioni, sarà meno soggetto a liquefazione perché nella sua storia avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti.

Il verificarsi o meno della liquefazione viene verificato utilizzando metodi semplificati, calcolando il fattore di sicurezza F_s , inteso come rapporto tra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico (CRR – Cyclic Resistance Ratio) e la domanda sismica corrispondente al terremoto atteso di progetto, espressa come sollecitazione di taglio massimo indotta dal sisma (CSR – Cyclic Stress Ratio), e valutando se esso sia minore di uno (liquefazione) o maggiore di uno (non liquefazione). E' da osservare che anche quando $F_s > 1$ si possono avere dopo il terremoto cedimenti permanenti del terreno.

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} MSF$$

Secondo le normative europea (EC8) e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico ($CSR > 0.80CRR$) che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve risultare $F_s < 1,25$ perché ciò avvenga. Pertanto, il valore minimo del Fattore di sicurezza alla liquefazione è **$F_s > 1.25$** .

Tab. 16 Differenti fattori di correzione utilizzati per diversi metodi semplificati.

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambraseys N. N. (1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5,5	1,43	2,86	2,21
6	1,32	2,20	1,77
6,5	1,19	1,69	1,44
7	1,08	1,30	1,19
7,5	1	1	1

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambraseys N. N. (1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
8	0,94	0,67	0,84
8,5	0,89	0,44	0,73

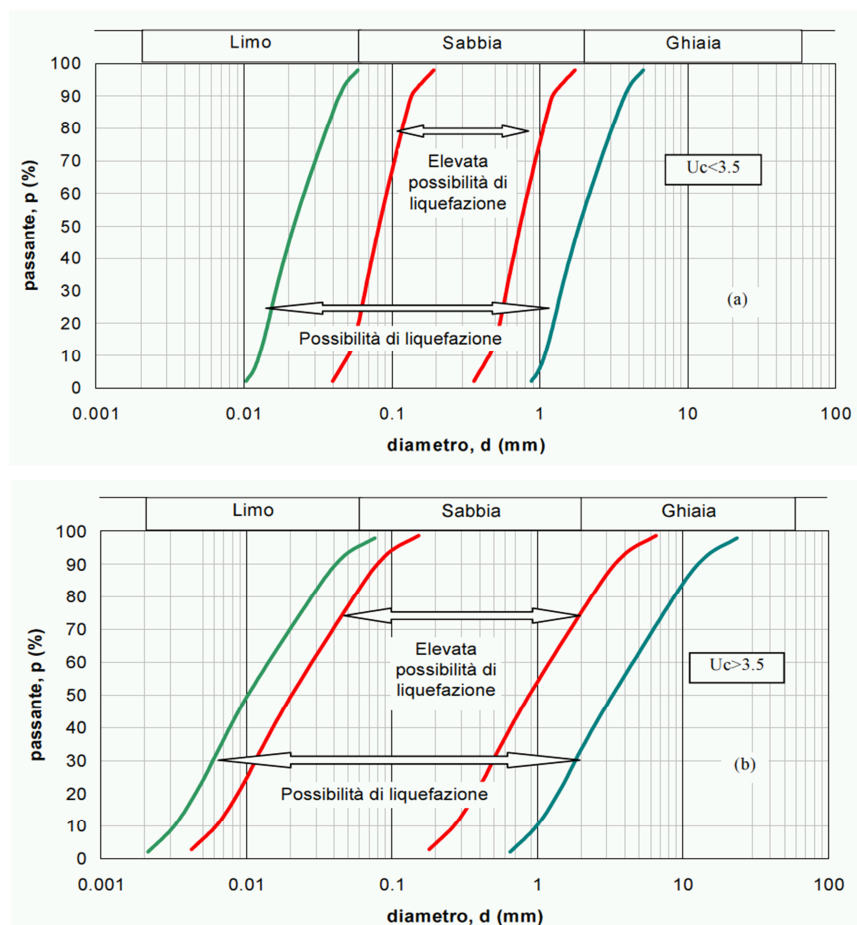


Fig. 15 Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno a differente coefficiente di uniformità: a) $U_c < 3,5$; b) $U_c > 3,5$ (fonte: AGI, 2005)

Questi metodi analizzano i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, privilegiando correlazioni della resistenza alla liquefazione basati su parametri desunti da prove in situ.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio V_s .

Nell'approccio deterministico, in primo luogo, la curva di resistenza alla liquefazione (o curva di stato limite) che esprime la resistenza del terreno, in termini di rapporto di tensione ciclica (CRR) in funzione del parametro misurato (con le opportune correzioni e normalizzazioni), viene determinata tracciando una curva che discrimina i casi di liquefazione osservati da quelli di non liquefazione, utilizzando (nei primi metodi) un criterio "visuale" o procedendo (nei metodi più recenti) ad una regressione statistica dei dati, senza alcun trattamento probabilistico delle variabili che concorrono a determinare la resistenza alla liquefazione CRR (Fig. 16).

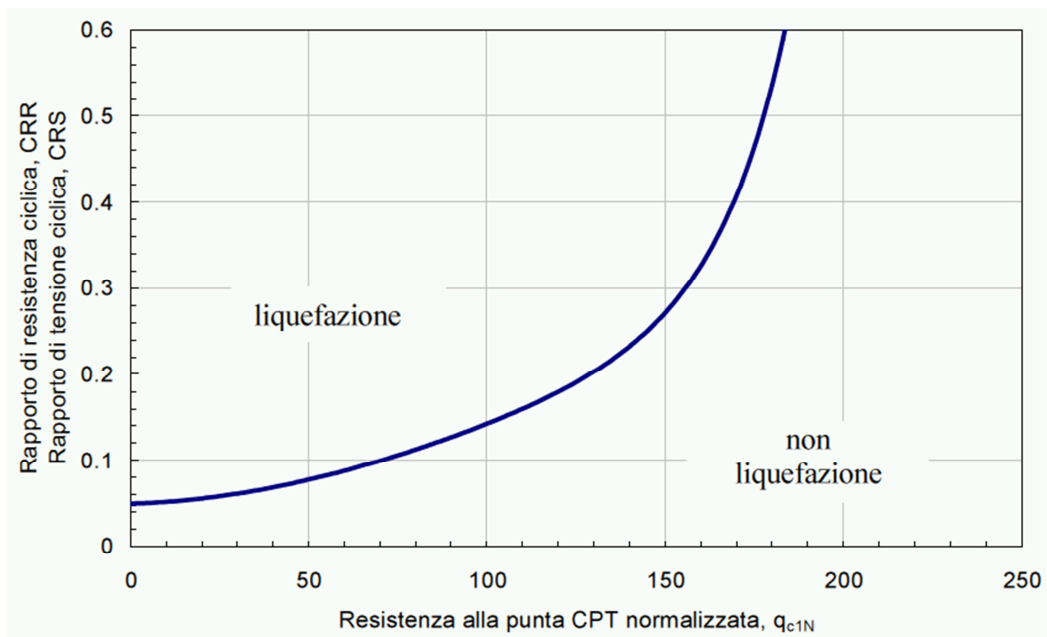


Fig. 16 Carte per la stima della resistenza normalizzata alla liquefazione CRR di un terreno sabbioso saturo in funzione dei valori di resistenza alla punta q_c (D.A.L. 112/2007).

Il metodo utilizzato nel caso di studio è quello proposto da **Robertson e Wride (1997)**, il quale utilizza l'**indice di comportamento per il tipo di suolo I_c** che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula basata sui risultati della prova penetrometrica statica:

$$I_c = \left[(3.47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

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

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

Dove:

q_c è la resistenza alla punta misurata.

P_a è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{v0} .

f_s è l'attrito del manicotto.

n è l'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume $n = 1$, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di I_c con la formula sopra riportata.

Se $I_c > 2,6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se $I_c \leq 2,6$, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e I_c deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$Q = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume $n = 0,5$.

Se è ancora $I_c \leq 2,6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece $I_c > 2,6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. I_c deve essere nuovamente ricalcolato ponendo $n = 0.75$.

Calcolato I_c , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata q_c mediante la seguente espressione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove n è lo stesso del calcolo di I_c .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata con:

- se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot q_{c1N}$$

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$

- se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato

$$(q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove K_c dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$$K_c = 0 \quad \text{per } FC \leq 5$$

$$K_c = 0,0267(FC - 5) \quad \text{per } 5 < FC \leq 35$$

$$K_c = 0,8 \quad \text{per } FC > 35$$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$FC (\%) = 1.75(I_c)^{3.25} - 3.7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (CRR7,5) viene calcolata nel modo seguente:

- se $(q_{c1N})_{cs} < 50$:

$$CRR = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

- se $50 = (q_{c1N})_{cs} < 160$:

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.08$$

Per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma, espressi come il rapporto di sforzo ciclico CSR, Seed e Idriss (1971b) proposero una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza z si

muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \gamma z$$

dove a_{max} è l'accelerazione massima in superficie, g è l'accelerazione di gravità e γ il peso di volume secco del terreno.

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo r_d . Normalizzando con la pressione verticale effettiva e riferendosi ad un valore medio τ_{av} anziché ad un valore massimo τ_{max} si ottiene:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = CSR_{7.5} = 0.65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

espressione valida per sismi di magnitudo 7.5. Per magnitudo diverse bisogna dividere per il fattore correttivo MSF raccomandato dal NCEER (Tab. 16).

$$CSR = \frac{CSR_{7.5}}{MSF}$$

Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d viene utilizzata la formula empirica proposta da Iwasaki et al. (1978):

$$r_d = 1 - 0.015z$$

Per ogni verticale indagata deve essere determinato anche il potenziale di liquefazione I_L (oppure LPI – Liquefaction Potential Index), il quale fu introdotto da Iwasaki et al. (1982) allo scopo di fornire una misura integrale degli effetti della liquefazione per una singola verticale (per i quali sono disponibili al variare della profondità z i valori del fattore di sicurezza F_s) e può essere così calcolato:

$$I_L = \int_0^{20} F W(z) dz$$

dove:

$$F = 1 - F_s \quad \text{per } F_s \leq 1,2$$

$$F = 2 \cdot 10^6 \exp(-18,427 \cdot F_s) \quad \text{per } 1,2 > F_s \geq 0,95$$

$$F = 1 - F_s \quad \text{per } F_s \geq 1,2$$

$W(z)$ è una funzione di pesi, linearmente decrescente con la profondità, che tiene conto della profondità dello strato liquefacibile, attribuendo peso maggiore agli strati più superficiali ed è data da:

$$W(z) = 10 - \frac{1}{2}z$$

L'intervallo 0-20 dell'integrale invece rappresenta la profondità critica (in metri) entro la quale si possono verificare fenomeni di liquefazione, che di norma è impostata a venti metri.

Per poter valutare la severità degli effetti vengono proposte da Sonmez (2013) le scale in Tab. 17.

Tab. 17 Valori di riferimento per gli eventuali rischi di liquefazione del terreno.

Valori di I_L	Rischio di liquefazione
$= 0$	Molto basso
$0 \div 5$	Basso
$5 \div 15$	Alto

Valori di I_L	Rischio di liquefazione
> 15	Molto alto

La suscettibilità nei confronti della liquefazione, valutata in base ai valori assunti dal potenziale di liquefazione, è così riferita ad uno spessore finito di terreno piuttosto che al singolo punto.

Tali procedure sono valide per piano di campagna sub-orizzontale. In caso contrario, la verifica va eseguita con studi specifici.

Un deposito può essere suscettibile alla liquefazione a seconda del proprio stato di addensamento, della granulometria e dalla storia sismica. Durante un terremoto si sviluppano sollecitazioni intense che provocano un innalzamento dei gradienti di pressione con relativi flussi idrici elevati; in un terreno incoerente poco addensato, le sollecitazioni indotte dal sisma producono una diminuzione di volume con conseguente flusso idrico e il relativo aumento delle pressioni interstiziali. I depositi più addensati quindi sono meno suscettibili alla liquefazione.

5.1 Analisi e risultati

Il metodo sopra descritto è stato applicato lungo 2 verticali d'indagine statica CPTU attraverso il software di Geostru – Liquiter 2015. Per l'elaborazione è stato scelto di utilizzare il metodo di Robertson e Wride modificato.

Come parametri di input, oltre alla stratigrafia desunta dai valori di resistenza alla punta e di attrito laterale, sono stati adottati quelli in Tab. 18.

Tab. 18 Parametri di input utilizzati per la verifica del potenziale di liquefazione per ogni indagine statica

N° CPT	Sezione	Magnitudo momento sismico Mw	MSF	PGA	Falda [m]
CPTU_40	ST129_DX	6,14	1,7	0,274	10
CPTU_67	ST222_SX	6,14	1,7	0,2445	10

I valori di Magnitudo corrispondono a quello massimo atteso per le zone sismogenetiche in cui ricadono le verticali di indagine (ottenuto dalla Tab. 6 del Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, Gruppo di Lavoro 2004), nello specifico per la zona 912 corrisponde una magnitudo massima di 6,14.

La PGA corrisponde all'accelerazione attesa al suolo di riferimento a_{refg} moltiplicata per il fattore di S che considera le amplificazioni topografiche e stratigrafiche che nel nostro caso è uguale a 1,5, considerando che il terreno in cui ci troviamo appartiene alla categoria C (Vs30 comprese tra 180 m/s e 360 m/s).

Il valore di MSF correttivo per la magnitudo è stato scelto automaticamente dal software secondo il metodo di elaborazione adottato.

In Tab. 19 sono riportati il valore del potenziale di liquefazione relativo alle prove penetrometriche con piezocono.

Tab. 19 Valori relativi al potenziale di liquefazione della verticale esaminata

N° CPT	Coefficiente di sicurezza minimo FS	Suscettibilità di liquefazione	Potenziale di Liquefazione	Classe di rischio Sonmez (2013)
CPTU_40	1,206	Suscettibile	0,003	Basso
CPTU_67	1,223	Suscettibile	0,0006	Basso

6 Cedimenti

La verifica dei cedimenti è stata eseguita lungo le sezioni in cui è prevista una modifica significativa della sagoma arginale, sia per rialzo in sommità che per la realizzazione di banche lato fiume o lato campagna.

In sinistra idrografica allo stante 71 è prevista la realizzazione di una banca lato fiume al fine di contrastare i fenomeni di instabilità e filtrazione nel corpo arginale. Si è pertanto proceduto ad una verifica dei cedimenti dei terreni di fondazione a seguito della realizzazione del ringrosso arginale, lungo la sezione ST071_SX di progetto, supponendo un sovraccarico distribuito in sommità pari a 10 kN/m^2 .

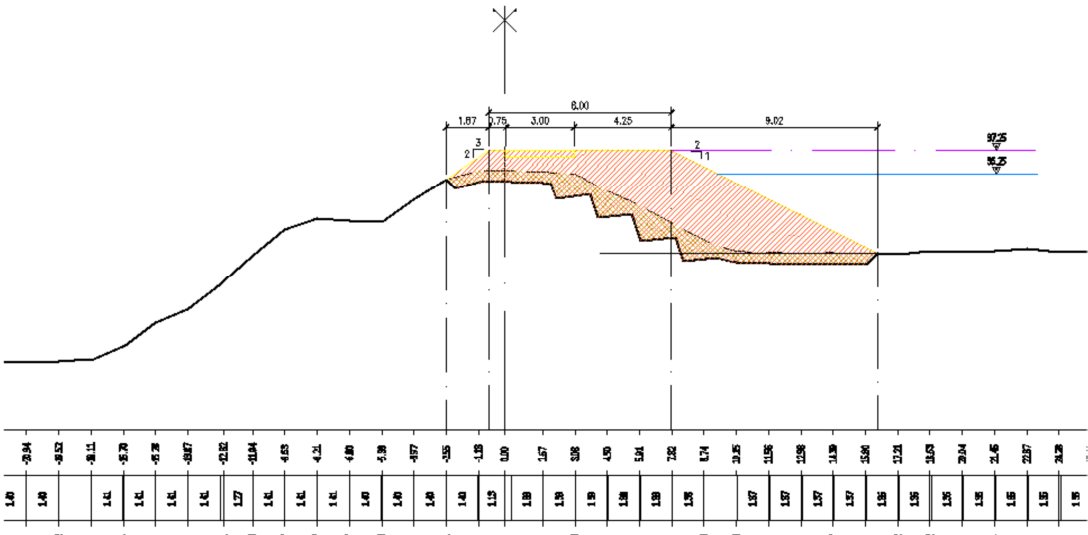


Fig. 17 Sezione di progetto allo stante ST071 in sinistra idrografica (in rosso il ringrosso del rilevato lato fiume in progetto)

Dall'analisi del modello geologico sono stati ricostruiti gli orizzonti costituenti i terreni di fondazione e dal modello geotecnico sono stati ricavati i seguenti parametri geotecnici.

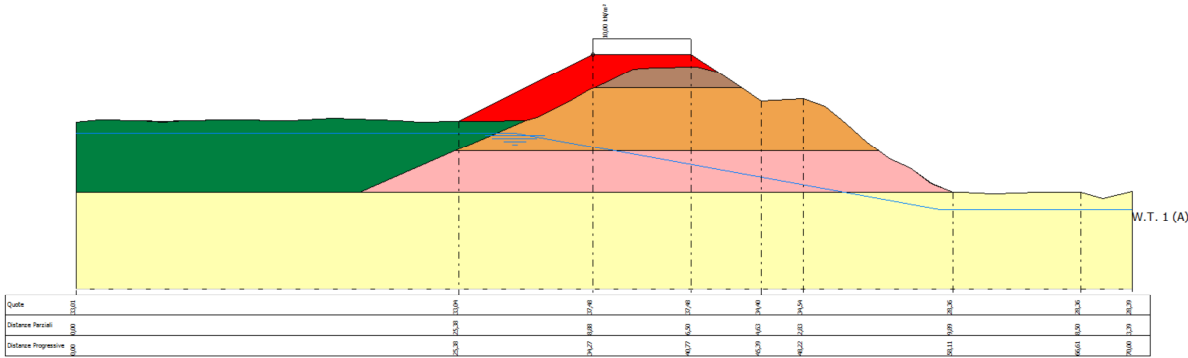


Fig. 18 Schematizzazione della sezione ST071_SX di verifica dei cedimenti dei terreni di fondazione

Tab. 20 Parametri geotecnici rilevato arginale e terreni di fondazione

Nr.	DB	Peso unità di volume (kN/m³)	Peso saturo (kN/m³)	Coesione (kN/m²)	Coesione non drenata (kN/m²)	Angolo resistenza al taglio picco (°)	Angolo resistenza al taglio residuo (°)	Permeabilità (m/s)	Dati aggiuntivi ...	Texture ...
1		18	20,7	10	50	28		Impermeabile		
2		20,5	24,6			29		Permeabile		
3		19,5	22,4	11	70	22		Impermeabile		
4		18,5	21,3	11	50	21		Impermeabile		
5		19,5	22,4	11	60	21		Impermeabile		
6		18,5	21,3	11,2	50	21		Impermeabile		

In destra idrografica allo stante 92 è previsto un rialzo della sommità arginale lato fiume con pendenza della scarpata di 2 su 1 al fine di contrastare i fenomeni di instabilità e filtrazione nel corpo arginale. Si è pertanto proceduto ad una verifica dei cedimenti dei terreni di fondazione a seguito della realizzazione del ringrosso arginale, lungo la sezione ST092_DX di progetto, supponendo un sovraccarico distribuito in sommità pari a 10 kN/m².

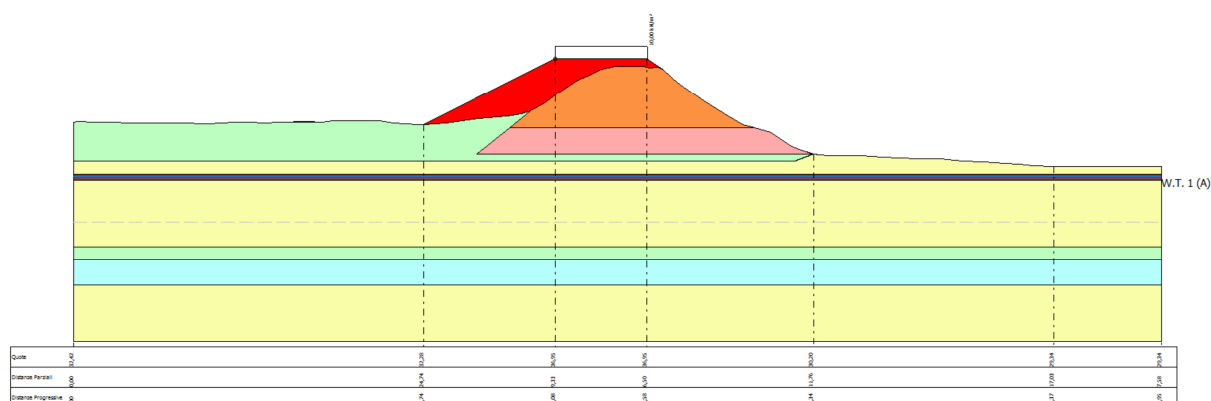


Fig. 19 Schematizzazione della sezione ST092_DX di verifica dei cedimenti dei terreni di fondazione

Tab. 21 Parametri geotecnici rilevato arginale e terreni di fondazione

Nr.	DB	Peso unità di volume (kN/m³)	Peso saturo (kN/m³)	Coesione (kN/m²)	Coesione non drenata (kN/m²)	Angolo resistenza al taglio picco (°)	Angolo resistenza al taglio residuo (°)	Permeabilità (m/s)	Dati aggiuntivi ...	Texture ...
1		19,5	22,4	11	70	22		Impermeabile		
2		19,5	22,4	11	70	22		Impermeabile		
3		18,5	21,3	11	50	21		Impermeabile		
4		19,5	22,4	11	60	21		Impermeabile		
5		18,5	21,3	11,2	50	21		Impermeabile		
6		18	20,7	11,6	31	19		Impermeabile		
7		18,5	21,3	11,2	50	21		Impermeabile		
8		19,5	22,4	11	60	21		Impermeabile		
9		20,5	24,6			28		Permeabile		
10		18,5	21,3	11,2	50	21		Impermeabile		

Per la verifica dei cedimenti è stato utilizzato il software Loadcap della Geostru con il plugin "Rilevati" che esegue la verifica dei cedimenti con l'approccio edometrico.

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale (Terzaghi-1943), prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita.

Con riferimento allo schema riportato in , il cedimento ΔH di uno strato di spessore iniziale H_0 risulta dato da:

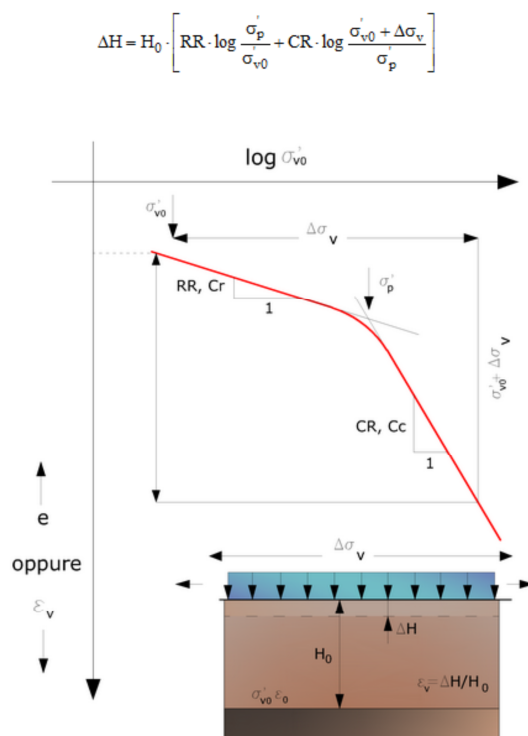


Fig. 20 Cedimento edometrico

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità (approccio di Boussinesq, Westergaard ...);
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

Il software tiene conto anche della pressione imposta sul rilevato (eventuali i carichi agenti sul medesimo: "stradali ecc."), dell'imposta piano di posa sbancamento e la profondità della fondazione.

I cedimenti sono calcolati in asse, centro, piede ed in un punto stabilito di distanza dall'asse del rilevato.

Per la sezione ST071_SX i risultati ottenuti sono riportati nelle seguente Fig. 21 e Tab. 22.

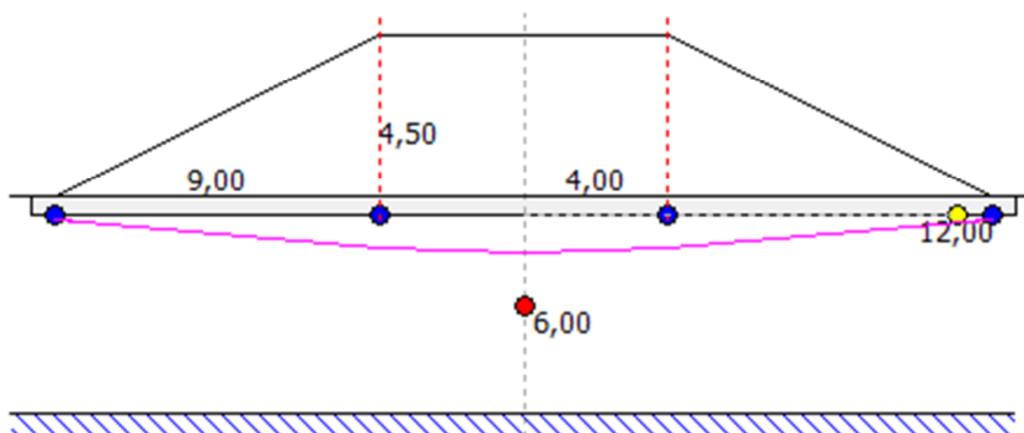


Fig. 21 Punti di calcolo dei cedimenti lungo la sezione ST071_SX

Tab. 22 Calcolo dei cedimenti

Strato	Asse	Bordo esterno	Piede	IV Punto
1	5,44	5,005	0,591	0,956
TOTALE (cm)	5,44	5,005	0,591	0,956

Per la sezione ST092_DX i risultati ottenuti sono riportati nelle seguente Fig. 22 e Tab. 24.

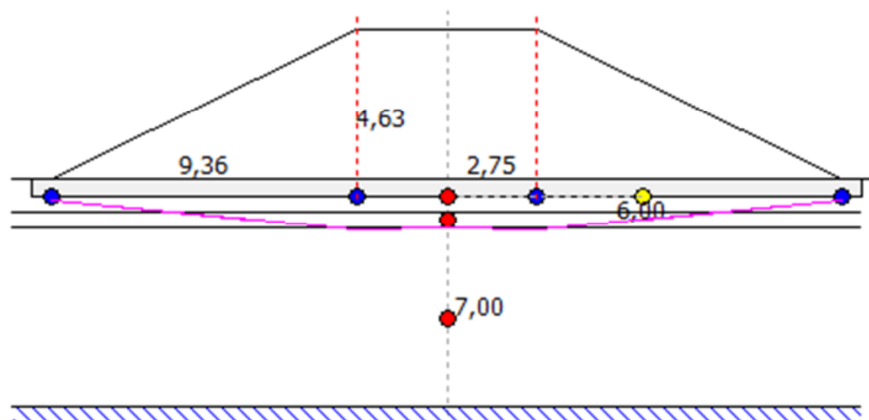


Fig. 22 Punti di calcolo dei cedimenti lungo la sezione ST092_DX

Tab. 23 Calcolo dei cedimenti

Strato	Asse	Bordo esterno	Piede	IV Punto
1	0,89	0,92	0,019	0,593
2	0,721	0,719	0,034	0,477
3	3,619	3,745	0,574	2,837
TOTALE (cm)	5,23	5,384	0,627	3,907

7 Risultati delle verifiche di stabilità, filtrazione e liquefazione, cedimenti

Per quanto riguarda la verifica di stabilità, nelle situazioni tipologiche analizzate tendono a prevalere, soprattutto nelle condizioni di verifica a breve termine di rapido svasso, valori del fattore di sicurezza prossimi al limite previsto dalla normativa e pertanto il diffuso permanere di condizioni di instabilità potenziale. Nel corso delle analisi è stata posta particolare attenzione sia nella definizione dei parametri di resistenza dei terreni da impiegare rispetto alle diverse condizioni di verifica sia nella definizione delle condizioni di saturazione dei depositi da parte delle acque di falda e di quelle fluviali. Si verifica infatti che nel corso degli eventi di piena l'aumento di livello determina la progressiva saturazione dei depositi della golena (e in misura minore dell'argine) che successivamente, nel corso della discesa dei livelli idrometrici, rimangono sovraccaricati del peso dell'acqua fino a quando la lenta filtrazione ristabilisce condizioni di equilibrio. In queste condizioni, in corrispondenza della scarpate più ripide si vengono a determinare condizioni che predispongono all'instabilità.

Tali fenomeni possono essere in parte mitigati nei tratti a maggior criticità attraverso la realizzazione di rivestimenti impermeabili (mantellate) del paramento lato fiume al fine di limitare la saturazione del corpo arginale durante gli eventi di piena prolungati.

Nei tratti a maggior criticità di erosione al piede evidenziata nell'analisi geomorfologica di dettaglio è prevista la realizzazione di scogliera al piede della scarpata al fine di limitare i fenomeni di arretramento di sponda soprattutto nei tratti in cui il sistema arginale è in frodo al corso d'acqua.

Nei tratti in cui inoltre il rilevato arginale assume quote superiori ai 5 m e pendenze 3 su 2 i fattori di sicurezza, riportati in Tab. 24, si riducono e avvicinano a valori di F_s intorno all'1. In questi settori è prevista la realizzazione al piede del paramento lato fiume di palancole a profondità variabile a secondo degli orizzonti stratigrafici dei terreni di fondazione a sostegno del rilevato arginale.

All'interno dell'allegato 1 sono stati inseriti i report relativi alle differenti verifiche di stabilità effettuate contenenti sia i risultati dell'analisi numerica sia la rappresentazione grafica della sezione di verifica e della superficie di scorrimento caratterizzata dal minor valore del coefficiente di sicurezza, riportati in sintesi nella seguente Tab. 24.

Tab. 24 Sintesi dei valori di F_s minimo ottenuti per le sezioni di verifica

ID	SEZIONE	SPONDA	TIPO	VERIFICA	LATO	AZIONE SISMICA	SOVRACCARICO	LIVELLO	FALDA	CONDIZIONE	F_s min.
73	ST240	sinistra	Stabilità argine	SLU (A2+M2+R2)	Fiume	SLV CLASSE III VN50 ANNI	Strada in sommità 10 KN/m ²	No	Stazionaria		1,45
74	ST240	sinistra	Stabilità scarpata	SLU (A2+M2+R2)	Fiume	SLV CLASSE III VN50 ANNI	Strada in sommità 10 KN/m ²	No	Stazionaria		1,24
75	ST240	sinistra	Stabilità argine	SLU (A2+M2+R2)	Fiume	NO	Strada in sommità 10 KN/m ²	TR20	Stazionaria	Drenata	1,35
76	ST240	sinistra	Stabilità argine	SLU (A2+M2+R2)	Fiume	NO	Strada in sommità 10 KN/m ²	TR20	Rapido svasso	Non drenata	1,47

Al fine di limitare la saturazione del corpo arginale saranno realizzate delle mantellate lungo la scarpa lato fiume nei tratti sollecitati; per sostenere la scarpata lato fiume del rilevato saranno realizzati nei tratti a maggior criticità interventi di sostegno con palancole e scogliere antierosive al piede per limitare i fenomeni di arretramento della sponda verso la scarpa arginale minando la stabilità del rilevato arginale.

Dall'analisi dei risultati delle verifiche di stabilità particolarmente critica, in condizioni di rapido svaso e in alcuni casi di massimo invaso, sono le sezioni ST101, ST129, ST157 ST229 e ST234 in destra idrografica e le sezioni ST174, ST176, ST191, ST204, e ST229, la cui stabilità è garantita dall'infissione di palancole al piede del paramento arginale lato fiume.

Per quanto riguarda le verifiche di filtrazione, per le sezioni ST129, ST157, ST213, ST229 in destra idrografica e ST240 in sinistra idrografica, si verificano fenomeni di filtrazione in condizioni di stato transitorio.

In tali sezioni gli interventi in progetto (palancole al piede del rilevato arginale, mantellate lungo il paramento lato fiume e diaframmi impermeabili) a profondità variabile rispetto agli orizzonti granulari individuati nei terreni di fondazione, contengono la linea di filtrazione entro il piano campagna come da verifica dell'efficacia nei modelli di simulazione ad elementi finiti.

Per quanto riguarda il fenomeno di liquefazione sono stati analizzati due tratti con presenza di depositi prevalentemente sabbiosi nei terreni di fondazione (Stante AIPO 129 in destra idrografica e Stante AIPO ST222 in sinistra idrografica) risultano suscettibili alla liquefazione ($F_s < 1,25$), ma con una classe di rischio "basso" secondo Somez (2013)

La verifica dei cedimenti dei terreni di fondazione nei tratti di maggior ringrosso e modifica delle sagome arginali indica come cedimenti totali un valore variabile dai 5,2 ai 5,4 cm lungo l'asse del rilevato.

Allegato 1 – Verifiche di stabilità

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

Lat./Long.	44,91663/10,97155
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	8,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	40,74 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	25,82 m
Ascissa vertice destro superiore xs	49,44 m
Ordinata vertice destro superiore ys	31,68 m
Passo di ricerca	5,0
Numero di celle lungo x	20,0
Numero di celle lungo y	20,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	75,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45,0	0,41	2,56	0,26
S.L.D.	75,0	0,53	2,51	0,28
S.L.V.	712,0	1,48	2,57	0,28
S.L.C.	1462,0	1,98	2,52	0,28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,615	0,2	0,0125	0,0063
S.L.D.	0,795	0,2	0,0162	0,0081
S.L.V.	2,1716	0,24	0,0531	0,0266
S.L.C.	2,7615	0,28	0,0789	0,0394

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,053

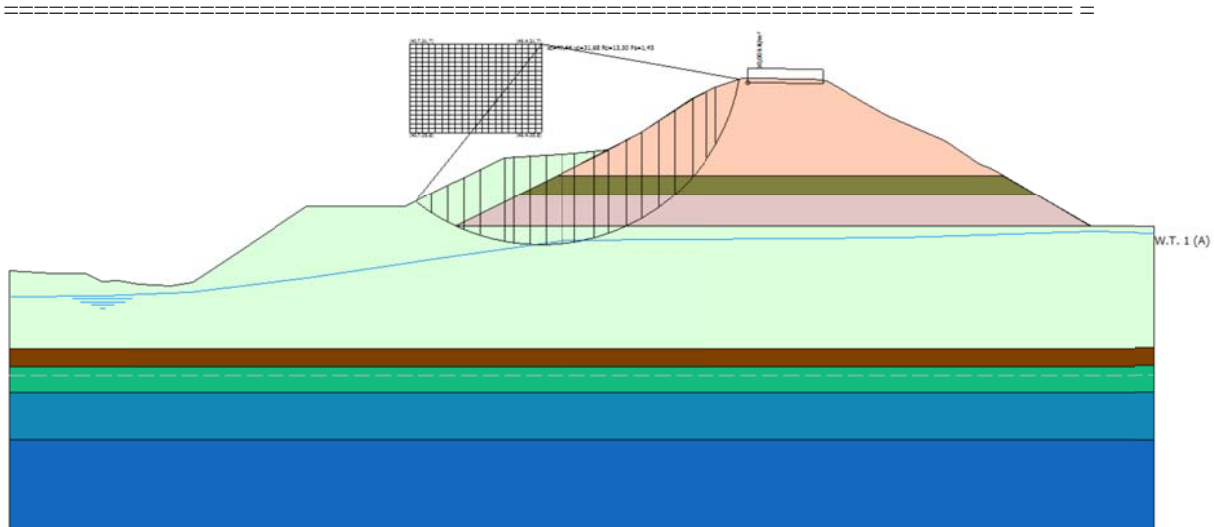
Coefficiente azione sismica verticale 0,027

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25

Coesione non drenata
Riduzione parametri geotecnici terreno

1,4
Si



Stratigrafia

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	10,9	68	22	19,5	22,4		
2	11	48	21	18,5	21,3		
3	10,9	68	22	19,5	22,4		
4	11	58	21	19,5	22,4		
5	11,2	50	21	18,5	21,3		
6	11	58	21	19,5	22,4		
7			28	20,5	24,6		
8			28	20,5	24,6		

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	63,11	29,14	68,11	29,07637	10

Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

Fs minimo individuato 1,45
 Ascissa centro superficie 49,44 m
 Ordinata centro superficie 31,68 m
 Raggio superficie 13,3 m

xc = 49,442 yc = 31,68 Rc = 13,30 Fs=1,451

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1,07	-35,7	1,32	1425,12	75,53	38,48	8,8	17,1	0,0	2865,2	1906,1
2	1,07	-30,2	1,24	4028,17	213,49	108,76	8,8	17,1	0,0	5940,3	2550,4
3	1,07	-25,0	1,18	6347,55	336,42	171,38	8,8	17,1	0,0	8258,6	2980,0
4	1,07	-20,0	1,14	8421,13	446,32	227,37	8,8	17,1	0,0	10084,1	3292,9
5	1,55	-14,1	1,61	5460,06	819,38	417,42	8,8	17,1	0,0	17204,3	5205,6
6	0,59	-9,3	0,6	6596,19	349,6	178,1	8,8	17,1	0,0	7017,7	2049,2
7	1,07	-5,7	1,07	12043,38	638,3	325,17	8,8	17,1	0,0	12466,9	3620,8
8	1,07	-1,1	1,07	12305,24	652,18	332,24	8,8	17,1	0,0	12378,3	3579,3
9	1,07	3,5	1,07	12422,7	658,4	335,41	8,8	17,1	0,0	12230,0	3552,2

10	0,84	7,6	0,85	9831,22	521,05	265,44	8,8	17,1	0,0	9547,5	2801,1
11	1,3	12,3	1,33	14878,87	788,58	401,73	8,8	17,1	0,0	14312,8	4298,0
12	0,93	17,3	0,97	10391,88	550,77	280,58	8,8	17,1	0,0	9963,0	3097,1
13	1,21	22,2	1,3	13437,0	712,16	362,8	8,8	17,1	0,0	12934,8	4173,5
14	1,02	27,5	1,15	11493,97	609,18	310,34	8,72	17,9	0,0	11146,2	3918,6
15	1,12	32,8	1,33	12611,19	668,39	340,5	8,72	17,9	0,0	12477,1	4662,9
16	1,07	38,6	1,37	11954,25	633,58	322,76	8,72	17,9	0,0	12200,6	4963,5
17	1,16	45,1	1,64	12421,71	658,35	335,39	8,8	17,1	0,0	13386,0	5940,3
18	0,98	52,1	1,6	9477,69	502,32	255,9	8,72	17,9	0,0	10707,6	5966,2
19	0,6	57,9	1,13	4887,98	259,06	131,98	8,72	17,9	0,0	5766,3	4057,1
20	1,54	70,2	4,54	7402,54	392,33	199,87	8,72	17,9	0,0	8013,6	14679,9

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

Lat./Long.	44,91663/10,97155
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	8,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	29,32 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	23,57 m
Ascissa vertice destro superiore xs	38,02 m
Ordinata vertice destro superiore ys	29,43 m
Passo di ricerca	5,0
Numero di celle lungo x	20,0
Numero di celle lungo y	20,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	75,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45,0	0,41	2,56	0,26
S.L.D.	75,0	0,53	2,51	0,28
S.L.V.	712,0	1,48	2,57	0,28
S.L.C.	1462,0	1,98	2,52	0,28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

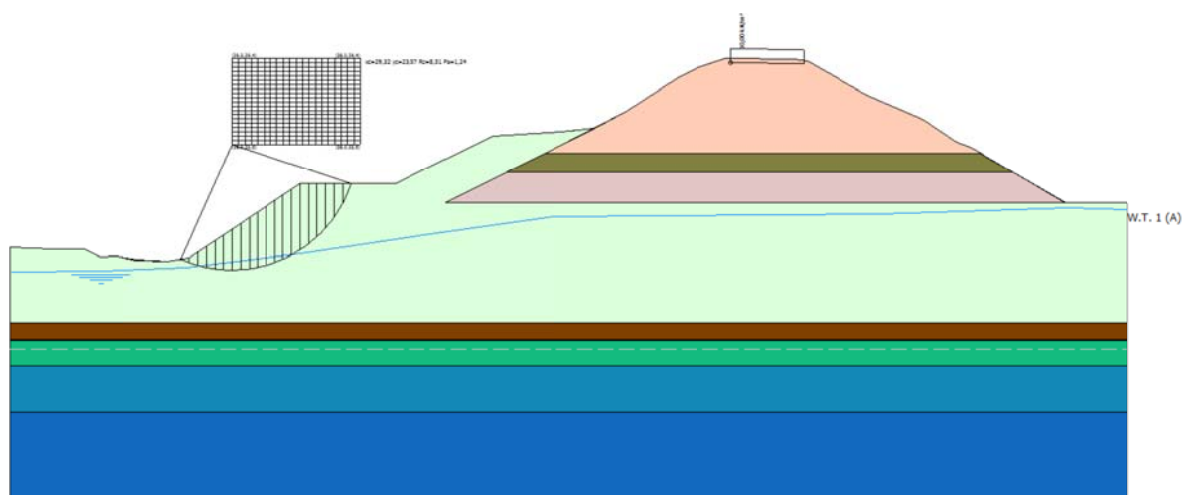
Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,615	0,2	0,0125	0,0063
S.L.D.	0,795	0,2	0,0162	0,0081
S.L.V.	2,1716	0,24	0,0531	0,0266
S.L.C.	2,7615	0,28	0,0789	0,0394

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,053
Coefficiente azione sismica verticale	0,027

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4

**Stratigrafia**

Strato	Coesione (kN/m²)	Coesione non drenata (kN/m²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m³)	Peso saturo (kN/m³)	Litologia	
1	10,9	68	22	19,5	22,4		
2	11	48	21	18,5	21,3		
3	10,9	68	22	19,5	22,4		
4	11	58	21	19,5	22,4		
5	11,2	50	21	18,5	21,3		
6	11	58	21	19,5	22,4		
7			28	20,5	24,6		
8			28	20,5	24,6		

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m²)
1	63,11	29,14	68,11	29,07637	10

Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

Fs minimo individuato	1,24
Ascissa centro superficie	29,32 m
Ordinata centro superficie	23,57 m
Raggio superficie	8,51 m

xc = 29,318 yc = 23,571 Rc = 8,506 Fs=1,237

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,55	-22,0	0,59	179,01	9,49	4,83	8,8	17,1	0,0	430,4	633,5
2	0,6	-17,9	0,63	740,48	39,25	19,99	8,8	17,1	0,0	1029,1	818,4
3	0,58	-13,7	0,59	1359,43	72,05	36,7	8,8	17,1	0,0	1621,6	935,7
4	0,58	-9,8	0,59	1970,3	104,43	53,2	8,8	17,1	0,0	2180,6	1069,1
5	0,58	-5,8	0,58	2527,31	133,95	68,24	8,8	17,1	0,0	2661,2	1185,6
6	0,58	-1,9	0,58	3029,9	160,58	81,81	8,8	17,1	0,0	3075,4	1290,2
7	0,58	1,9	0,58	3482,91	184,59	94,04	8,8	17,1	0,0	3437,8	1388,4
8	0,58	5,8	0,58	3884,27	205,87	104,88	8,8	17,1	0,0	3753,6	1483,0
9	0,58	9,8	0,59	4233,25	224,36	114,3	8,8	17,1	0,0	4028,1	1576,7
10	0,58	13,7	0,59	4528,38	240,0	122,27	8,8	17,1	0,0	4264,6	1672,5
11	0,58	17,8	0,61	4767,22	252,66	128,71	8,8	17,1	0,0	4464,9	1773,0

12	0,58	21,9	0,62	4946,37	262,16	133,55	8,8	17,1	0,0	4629,4	1881,4
13	0,58	26,2	0,64	5060,86	268,23	136,64	8,8	17,1	0,0	4756,1	2001,6
14	0,56	30,5	0,64	4931,82	261,39	133,16	8,8	17,1	0,0	4677,4	2062,0
15	0,6	35,1	0,73	5091,63	269,86	137,47	8,8	17,1	0,0	4887,4	2326,3
16	0,58	40,1	0,75	4390,2	232,68	118,54	8,8	17,1	0,0	4265,4	2292,0
17	0,58	45,5	0,82	3779,17	200,3	102,04	8,8	17,1	0,0	3706,6	2358,3
18	0,58	51,3	0,92	3036,87	160,95	82,0	8,8	17,1	0,0	2949,7	2447,7
19	0,58	58,1	1,09	2107,07	111,67	56,89	8,8	17,1	0,0	1811,5	2565,6
20	0,58	66,7	1,46	858,83	45,52	23,19	8,8	17,1	0,0	-314,1	2708,2

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

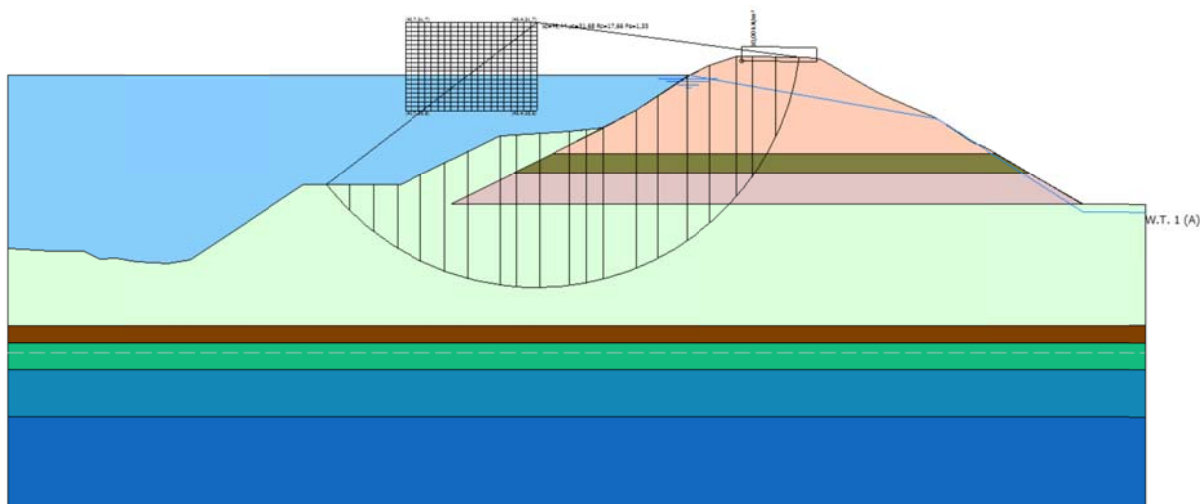
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	8,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	40,74 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	25,82 m
Ascissa vertice destro superiore xs	49,44 m
Ordinata vertice destro superiore ys	31,68 m
Passo di ricerca	5,0
Numero di celle lungo x	20,0
Numero di celle lungo y	20,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

**Stratigrafia**

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	10,9	68	22	19,5	22,4		
2	11	48	21	18,5	21,3		
3	10,9	68	22	19,5	22,4		
4	11	58	21	19,5	22,4		
5	11,2	50	21	18,5	21,3		
6	11	58	21	19,5	22,4		
7			28	20,5	24,6		
8			28	20,5	24,6		

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m²)
1	63,11	29,14	68,11	29,07637	10

Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

Fs minimo individuato	1,35
Ascissa centro superficie	49,44 m
Ordinata centro superficie	31,68 m
Raggio superficie	17,66 m

xc = 49,442 yc = 31,68 Rc = 17,663 Fs=1,354

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1,58	-48,5	2,38	1922,56	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	6722,1	5100,9
2	1,58	-41,2	2,09	5081,22	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	10323,1	5407,8
3	1,58	-34,7	1,92	7562,67	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	12265,6	5375,7
4	1,58	-28,7	1,81	10092,62	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	14132,2	5463,8
5	1,58	-23,0	1,71	13227,61	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	16646,5	5815,9
6	1,58	-17,6	1,65	15996,84	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	18613,7	6079,7
7	2,08	-11,4	2,13	24869,76	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	27035,9	8387,4
8	1,07	-6,2	1,07	13823,97	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	14380,2	4357,0
9	1,58	-1,9	1,58	20290,81	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	20513,5	6214,7
10	1,99	3,9	2,02	6149,75	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	25684,0	7812,1
11	1,16	9,0	1,17	15101,13	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	14584,4	4508,0
12	1,07	12,7	1,11	3871,51	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	13300,0	4183,6
13	2,23	18,3	2,35	29390,76	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	28097,7	9101,0
14	1,43	24,6	1,57	19445,24	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	18745,7	6346,2
15	1,91	30,8	2,23	26671,05	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	26222,7	9420,9
16	1,58	37,6	2,03	8537,02	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	39936,3	14290,5
17	1,76	44,9	2,49	39259,91	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	43035,0	17561,2
18	1,04	51,7	1,69	20796,3	0,0	0,0	8,72	17,9	0,0	24081,7	12053,2
19	1,58	59,4	3,12	5073,35	0,0	0,0	8,8	17,1	0,0	32087,6	20009,6
20	1,58	73,5	5,55	12610,76	0,0	0,0	8,72	17,9	0,0	16500,3	29132,0

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

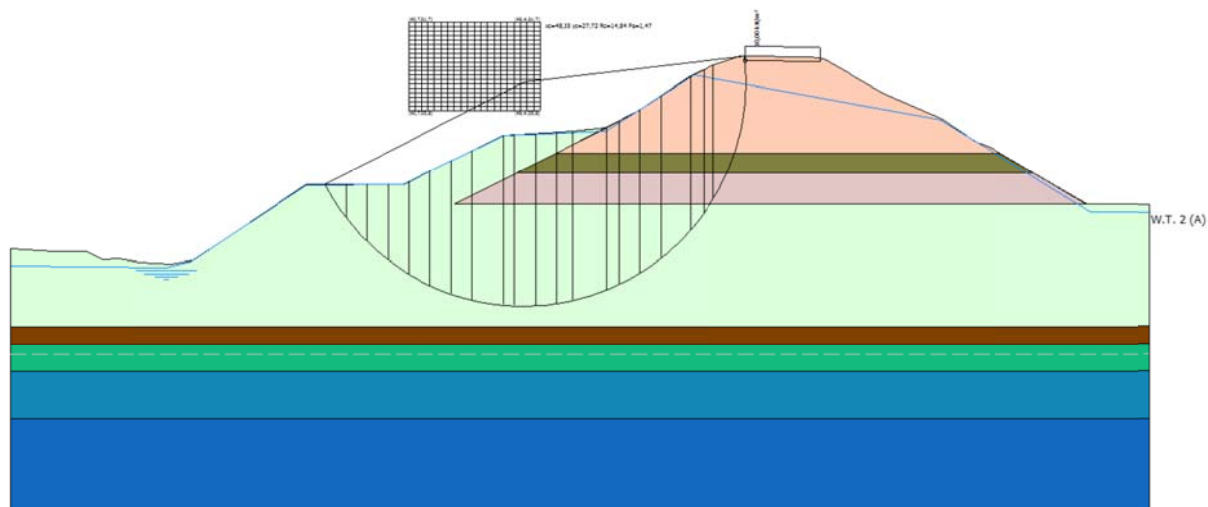
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	8,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione non drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	40,74 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	25,82 m
Ascissa vertice destro superiore xs	49,44 m
Ordinata vertice destro superiore ys	31,68 m
Passo di ricerca	5,0
Numero di celle lungo x	20,0
Numero di celle lungo y	20,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

**Stratigrafia**

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	10,9	68	22	19,5	22,4		
2	11	48	21	18,5	21,3		
3	10,9	68	22	19,5	22,4		
4	11	58	21	19,5	22,4		
5	11,2	50	21	18,5	21,3		
6	11	58	21	19,5	22,4		
7			28	20,5	24,6		
8			28	20,5	24,6		

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m²)
1	63,11	29,14	68,11	29,07637	10

Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

Fs minimo individuato	1,47
Ascissa centro superficie	48,35 m
Ordinata centro superficie	27,72 m
Raggio superficie	14,84 m

xc = 48,354 yc = 27,725 Rc = 14,838 Fs=1,466

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1,4	-57,6	2,6	3836,48	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	20015,0	15242,2
2	1,4	-48,5	2,1	9687,2	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	22075,4	9975,4
3	1,4	-40,8	1,84	14060,96	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	23593,5	7662,0
4	1,4	-34,0	1,68	17455,07	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	24630,5	6384,6
5	1,4	-27,7	1,58	21829,58	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	27263,0	5597,4
6	1,4	-21,8	1,52	6091,59	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	29982,3	5086,2
7	1,4	-16,1	1,45	29812,39	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	32338,0	4750,1
8	2,04	-9,3	2,06	49298,3	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	51009,8	6574,6
9	0,75	-3,8	0,76	19425,83	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	19627,8	2379,4
10	1,4	0,3	1,43	5859,54	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	35834,8	4386,6
11	1,4	5,7	1,43	5863,51	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	35601,2	4430,7
12	1,09	10,6	1,11	27923,28	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	27755,0	3547,7
13	2,23	17,2	2,33	5797,18	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	56146,7	7675,5
14	0,87	23,6	0,95	21329,6	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	21972,2	3249,4
15	1,36	28,4	1,54	33485,16	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	35438,0	5519,5
16	1,43	34,7	1,74	35224,88	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	39066,9	6665,2
17	1,91	43,2	2,62	45929,26	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	55252,9	11280,8
18	0,88	50,9	1,41	9911,03	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	26173,7	6976,2
19	0,7	56,0	1,25	14677,49	0,0	0,0	41,43	0,0	0,0	20438,9	7040,2
20	2,09	77,5	9,73	4148,16	0,0	0,0	34,29	0,0	0,0	44054,8	117078,7