



AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO

**NUOVO ARGINE IN DESTRA PO
A VALLE SVINCOLO AUTOSTRADALE
IN COMUNE DI MONCALIERI (TO)**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTISTA:
DOTT. ING.
FULVIO BERNABEI

GRUPPO DI LAVORO:
DOTT. ING. LAURA GRILLI
DOTT. ING. FEDERICA RADICE
DOTT. ING. PIETRO BONACCI



DIZETA INGEGNERIA STUDIO ASSOCIATO

Via Bassini, 19 - 20133 MILANO Tel. 02-70600125 Fax 02-70600014

DATA
FEBBRAIO 2009

COMMESSA N°
009/2008

REDATTO

INGEOART

Piazza Stazione, 3 - 28844 VILLADOSSOLA (VB)
s.r.l. Tel. 0324/579511 - Fax 0324/579530

CODICE COMMESSA
DEFMONCALIERI

CONTROLLATO

NOME FILE

APPROVATO

• STUDIO TECNICO BONACCI

REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.
02	LUGLIO 2013	AGGIORNAMENTO A SEGUITO CONFERENZA SERVIZI GENNAIO 2013 E PROCEDURA DI VIA			
01	GIUGNO 2011	AGGIORNAMENTO PIANO PARTICELLARE DI ESPROPRIO ED ELENCO DITTE			

INDICE

1	Premesse	1
2	Documenti di riferimento	2
2.1	Indagini geologiche e geotecniche	2
2.2	Materiali da utilizzare per la costruzione delle arginature	5
3	Verifiche svolte	6
3.1	Descrizione dell'opera	6
3.2	Verifiche di stabilità del muro d'argine	15
3.2.1	<i>Normativa di riferimento</i>	15
3.2.2	<i>Muro a tergo del rilevato arginale</i>	15
3.2.2.1	Caratteristiche dei materiali impiegati	15
3.2.2.2	Caratteristiche del terreno	17
3.2.2.3	Analisi delle azioni	17
3.2.3	<i>Verifiche di stabilità globale muro - terreno</i>	20
3.3	Verifiche di stabilità del rilevato costituente il corpo arginale	23
3.3.1	<i>Rilevato autostradale nella fase provvisoria di realizzazione scotico e gradonatura di ammorsamento al piede</i>	28
3.3.2	<i>Rilevato arginale in condizioni secche</i>	28
3.3.3	<i>Rilevato arginale in condizioni sature</i>	28
3.3.4	<i>Rilevato arginale con bacino pieno</i>	29
3.4	Analisi dei cedimenti del terreno al di sotto delle arginature	34
3.4.1	<i>Descrizione del codice di calcolo</i>	34
3.4.2	<i>Schema di calcolo utilizzato</i>	39
3.4.3	<i>Risultati</i>	42

3.5	Studio dei fenomeni connessi ai moti di filtrazione	47
3.5.1	<i>Descrizione del codice di calcolo</i>	47
3.5.2	<i>Schema di calcolo utilizzato</i>	49
3.5.3	<i>Risultati</i>	51
4	Conclusioni	56
	Allegati	57

1 Premesse

La relazione che segue riporta la descrizione delle principali verifiche geotecniche previste all'interno del progetto definitivo del **nuovo argine in destra Po a valle vincolo autostradale in comune di Moncalieri (TO)**; a seguito delle integrazioni svolte in relazione alle prescrizioni richieste in Fase di Valutazione della procedura di VIA nell'ambito della **Conferenza di Servizi tenutasi in data 15/01/2013** è emersa la necessità di effettuare nuove verifiche in particolare, sono state effettuate:

- le verifiche di stabilità del muro a sostegno dell'argine maestro (lato proprietà privata Ativa);
- le verifiche di stabilità del corpo arginale nel tratto più gravoso, ovvero quello in adiacenza al rilevato autostradale;
- l'analisi dei cedimenti del terreno di fondazione al di sotto delle arginature;
- le verifiche dei fenomeni connessi ai moti di filtrazione.

2 Documenti di riferimento

2.1 Indagini geologiche e geotecniche

Per l'identificazione e la caratterizzazione idrogeologica e geotecnica dei terreni che costituiranno il suolo di fondazione dei manufatti interessati dalle presenti verifiche, si è fatto riferimento al sondaggio eseguito in una zona mai assoggettata ad attività estrattiva, all'interno della recinzione dell'area di proprietà della cava "Mocalieri s.p.a.", a breve distanza dal centro di manutenzione autostradale "ATIVA".

Le indagini constano di un sondaggio geognostico (lunghezza pari a 32.0 m , quota del piano campagna pari a 221 m s.l.m.) eseguito a rotazione con carotaggio continuo del terreno a mezzo di sonda idraulica. Sono state inoltre eseguite sei prove S.P.T., per verificare le proprietà geotecniche del terreno investigato.

In base alle suddette prove, il terreno oggetto di indagine è stato caratterizzato attraverso una successione di tre strati, posti a profondità crescente rispetto al piano campagna:

strato n° 1

E' localizzato, a partire dal piano campagna per uno spessore massimo di circa 4.0 m ed è caratterizzato da materiali limoso - argillosi e da sabbia fine. Lo strato presenta un valore del numero di colpi N_{SPT} compreso tra 6 e 8. Le caratteristiche meccaniche che mediamente identificano il suddetto terreno possono così definirsi:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito ϕ' pari a circa 32° ;

- peso specifico del terreno di fondazione secco pari a circa 19 kN/m^3 ;

strato n° 2

E' localizzato al di sotto del precedente fino alla quota di 205 m s.l.m.(spessore pari a circa 12.0 m), ed è caratterizzato da ghiaia e sabbia da fine a grossolana, debolmente limosa. Lo strato presenta un valore del numero di colpi N_{SPT} compreso tra 10 e 21. Le caratteristiche meccaniche che mediamente identificano il suddetto terreno possono così definirsi:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito ϕ' pari a circa 35° ;
- peso specifico del terreno di fondazione secco pari a circa 19 kN/m^3 ;

strato n° 3

E' localizzato al di sotto del precedente fino alla quota di 205 m s.l.m.(spessore pari a circa 12.0 m), ed è caratterizzato da sabbia ghiaiosa a scarsa matrice fine limosa. Lo strato presenta un valore del numero di colpi N_{SPT} compreso tra 16 e 23. Le caratteristiche meccaniche che mediamente identificano il suddetto terreno possono così definirsi:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito ϕ' pari a circa 36° ;
- peso specifico del terreno di fondazione secco pari a circa 19 kN/m^3 ;

I parametri geotecnici del terreno in sito sono stati definiti in base a tabelle di correlazione tra le caratteristiche meccaniche del terreno ed il numero dei colpi N_{SPT} ricavati dalla prova penetrometrica SPT (Manuale dell'Ingegnere – Nuovo Colombo – sezione E, § 3.3.4, tabella 5). Cautelativamente, si è applicato un coefficiente correttivo ai suddetti valori pari a 0.90.

Nell'area la superficie libera della falda è stata individuata a circa 6.00 m di profondità al di sotto del piano campagna, ossia in corrispondenza di una quota assoluta pari a circa 215.00 m s.l.m.

2.2 Materiali da utilizzare per la costruzione delle arginature

Per la realizzazione dell'**argine** è previsto l'utilizzo di materiali provenienti da "cave di prestito".

Tali materiali potranno essere costituiti, alternativamente, da argille sabbiose (classe A6), limi sabbiosi (classe A4) e ghiaie miste a sabbia ed argilla (classi A2-4 e A2-6), con riferimento alla classificazione contenuta nelle norme CNR UNI 10006.

Le terre appartenenti alle classi A4 e A6 dovranno possedere un contenuto minimo di sabbia pari al 15%, mentre quelle delle classi A2-4 e A2-6 dovranno avere un contenuto di argilla compreso fra il 20% ed il 30%.

Il materiale costituente l'arginatura, una volta posto in opera, avrà le seguenti caratteristiche meccaniche minime:

- angolo d'attrito $\varnothing \geq 30^\circ$
- Coefficiente di permeabilità dopo costipamento: $K \cong 10^{-5}$ cm/s
- Densità secca: $d > 1.90$ t/m³
(>95% Prova Proctor modificata)

3 Verifiche svolte

3.1 Descrizione dell'opera

Il nuovo rilevato arginale avrà inizio in corrispondenza della sezione R1, al limite meridionale della superficie che ospita il centro direzionale della Società Ativa: considerato il ridotto spazio a disposizione fra la recinzione del centro direzionale ed il ciglio della vecchia cava (oggi ricolmata fino a circa quota 118 m s.l.m., livello superiore al piano di falda), si eviterà la formazione della scarpata destra dell'argine mediante la costruzione di un muro di sostegno in c.a., di altezza variabile fra 1.85 e 2.30 m, con altezza massima fuori terra pari a 1.45 m; la testa del rilevato avrà una larghezza complessiva pari a 2.10 metri e la scarpata lato golena avrà una pendenza pari a 2 orizzontale su 1 verticale (vedi tav. 3 – Planimetria di progetto, tav. 5.1 – Planimetria di dettaglio e sezioni di progetto da sez. R1 a sez. R6, tav. 6 – Sezioni tipo e particolari costruttivi e tav. 7 – Muro di sostegno rilevato arginale: stralcio planimetrico, profilo e sezioni).

La sezione tipo è stata ridimensionata in modo da risultare costruita interamente sulla sponda naturale della cava, senza andare ad interessare la porzione ricolmata secondo le modalità previste dal piano di recupero dell'area.

La sommità arginale sarà comunque rifinita con misto granulare stabilizzato, così da consentire il transito dei mezzi per lo sfalcio della vegetazione dalla scarpata.

Il muro di sostegno dell'argine verrà mascherato mediante la messa a dimora di specie rampicanti (tipo *hedera helix*), a passo 1 metro, che si svilupperanno su di una

grata in legno opportunamente ancorata alla parete del muro. Tale configurazione permetterà di lasciare libero un corridoio di passaggio di circa 70 cm tra la recinzione e le opere a verde per consentire lo svolgimento delle operazioni di manutenzione e pulizia.

Questa tipologia di sezione (sezione tipo 1) proseguirà lungo tutta la recinzione del centro direzionale, fino a circa 20 metri a valle della sezione R5, per uno sviluppo complessivo di circa 181 metri.

A partire da questo punto, il rilevato arginale presenterà una forma trapezia e si affiancherà alla recinzione di pertinenza della tangenziale mantenendo da questa una distanza minima di circa 3 metri sulla base delle richieste di Ativa (senza quindi interessare la rimozione della recinzione stessa), secondo la configurazione della sezione tipo 2 che si estenderà fino alla sezione R9 per uno sviluppo di circa 238 metri (vedi sempre tav. 3 – Planimetria di progetto e tav. 6 – Sezioni tipo e particolari costruttivi).

L'argine avrà una larghezza in sommità pari a 6.00 metri e le scarpate lato golena avranno una pendenza pari a 2 orizzontale su 1 verticale, mentre la scarpata lato tangenziale avrà una pendenza pari a 3 orizzontale su 2 verticale. Sulla testa dell'argine, posta alla quota di progetto di 223.92 m s.l.m., è prevista la realizzazione di una strada di servizio in misto granulare stabilizzato dello spessore di 20 cm e di larghezza pari 5.00 m.

Il petto a golena della arginatura verrà protetto mediante l'impiego di una geostuoia antierosione tridimensionale, fissata con picchetti metallici; tutte le superfici arginali saranno ricoperte da uno strato di terreno vegetale, inerbato con la tecnica dell'idrosemina.

Al piede lato golena del rilevato arginale è prevista la realizzazione di una strada di servizio asfaltata di larghezza variabile compresa tra i 4.00 ed i 6.00 metri costituita da un pacchetto composto da misto granulare stabilizzato dello spessore di 40 cm, e da due strati di conglomerato bituminoso di collegamento (binder) di spessori rispettivamente pari a 5 e 4 cm; l'ultimo strato di binder verrà realizzato solo a lavori ultimati in modo tale da fornire una pista correttamente livellata.

La strada di servizio presenterà una larghezza di 4.00 metri nel tratto compreso tra le sezioni R5 e R11, larghezza di 6.50 metri nel tratto compreso tra le sezioni R11 e R20 (accesso da rotatoria stradale) ed infine larghezza di 4.50 metri nel tratto compreso tra le sezioni R20 e R21 (continuità accesso area pesca sportiva e zona militare).

La formazione del cassonetto della strada di servizio verrà realizzata congiuntamente agli interventi di asportazione del cotico superficiale durante le fasi di preparazione della sede del rilevato arginale.

La linea arginale proseguirà con la sezione tipo 3 (tra sezione R9 e R13 di sviluppo di circa 386 m) costeggiando l'area di servizio Bauducchi ovest, rispettando la possibilità dell'eventuale ampliamento a sud della superficie esistente (vedi tav. 5.2 – Planimetria di dettaglio e sezioni di progetto da sez. R7 a sez. R10 e tav. 5.3 – Planimetria di dettaglio e sezioni di progetto da sez. R11 a sez. R14). La tipologia costruttiva rimane analoga a quella descritta per la sezione tipo 2, e la distanza minima rispetto alla recinzione autostradale sarà di circa 5.00 metri (fino ad un massimo di circa 35 m vicino alla sezione R12), mentre la distanza minima del rilevato rispetto al ciglio del laghetto di cava sarà di circa 20 metri.

Nel tratto compreso tra la sezioni R13 e fino circa alla sezione R15, da dove seguirà il tracciato dello svincolo per la pista anulare SS 393 fino alla sezione R21 (vedi anche vedi tav. 5.4 – Planimetria di dettaglio e sezioni di progetto da sez. R15 a sez. R18 e tav. 5.5 – Planimetria di dettaglio e sezioni di progetto da sez. R12 a sez. R22), per uno sviluppo di circa 908 metri, il rilevato arginale presenterà nuovamente la sezione tipo 2.

A partire dalla sezione R21 circa, il rilevato viene ammorsato a quello dell'esistente autostrada ed assume la configurazione della sezione tipo 4, fino ad arrivare in corrispondenza della sezione R24, per uno sviluppo di circa 296 metri (vedi, oltre alla tavola 3 e alla tavola 6, tav. 5.6 – Planimetria di dettaglio e sezioni di progetto da sez. R23 a sez. R26).

In questo tratto, le acque di scarico provenienti dagli embrici localizzati sulla scarpata del rilevato autostradale verranno intercettate da delle canaline prefabbricate in c.a. munite di griglie carrabili disposte sulla testa dell'argine ad interasse di circa 20 metri (corrispondente all'interasse degli embrici esistenti). Successivamente le acque dalla canaletta proseguiranno sui nuovi embrici collocati sulla scarpata del nuovo rilevato arginale fino nel fosso di guardia realizzato al piede della difesa, con recapito finale previsto nel rio Molino del Pascolo e/o in altri fossi esistenti limitrofi.

L'ammorsamento al rilevato autostradale esistente verrà realizzato per strati successivi di altezza di circa 1 metro e profondità di scavo di circa 3.30 metri, mentre la base del nuovo argine verrà ulteriormente rinforzata con uno strato di materiale stabilizzato adeguatamente compattato e rullato di spessore pari a 30 cm (vedi sezione tipo 4 della tav. 6).

La linea arginale proseguirà con la sezione tipo 5 (tra sezione R24 e R29 di sviluppo di circa 351 m) in affiancamento al rilevato dell'autostrada (tav. 5.7 – Planimetria di dettaglio e sezioni di progetto da sez. R27 a sez. R29)

In corrispondenza dell'attraversamento stradale esistente, la nuova arginatura si allontanerà dal rilevato della tangenziale per consentire la realizzazione della rampa di superamento dell'argine stesso e, contemporaneamente, per evitare che le portate di piena del Po possano rigurgitare nel sottopasso (vedi tav. 9 – Manufatti di attraversamento argine – Sottopasso stradale: stralcio planimetrico e sezioni). La configurazione del tracciato arginale è stata modificata rispetto a quanto previsto in sede di progettazione preliminare, al fine di ridurre la curvatura dell'anello arginale e, di conseguenza, l'estensione della superficie interclusa tra il sottopasso e la linea di ritenuta.

Tra il rilevato arginale ed il rilevato autostradale (vedi sezione tipo 5 della tav. 6) verrà realizzato un impluvio per l'accumulo (con anche possibile infiltrazione) delle acque di scarico con recapito nel rio Molino del Pascolo. Nel tratto finale lo scarico delle acque avverrà per mezzo di una condotta in cls DN50 posizionata all'interno dell'impluvio che passerà attraverso il muro d'ala di chiusura del nuovo manufatto di regolazione da realizzare sul rio Molino del Pascolo.

Le opere di mitigazione a verde prevedono la realizzazione di una siepe di arbusti misti (vedi dettaglio tav. 6) da realizzare nel tratto compreso tra la sezione R5 ed R19 di lunghezza pari a circa 1250 metri, in adiacenza alla strada di servizio nella fascia di rispetto prevista di larghezza pari a 1 metro.

Mentre al piede del rilevato lato golena, lungo le sezioni tipo 4 e 5, verrà realizzato un filare di alberature costituito da essenze arboree miste (vedi dettaglio tav. 6),

ottenuto mediante messa a dimora, a passo 4 metri, di specie miste quali quercus robur e tilia cordata (essenze tipo A) e carpinus betulis, acer campestre e salix alba (essenze tipo B).

Per quanto riguarda le opere di delimitazione, verranno ripristinate le recinzioni metalliche di confinamento dell'area di cava nel tratto compreso tra la sezione R5 e la sezione R15 per uno sviluppo di circa 830 metri, e della zona lato autostradale nel tratto compreso tra la sezione R21 e la sezione R29 per uno sviluppo di circa 500 metri.

Le recinzioni saranno di tipo metallico e con rete in filo d'acciaio zincato e plasticato a maglie romboidali 50 x 50 mm, sostenuta da pali e saette zincati e plasticati in profilati a T 35 x 35 x 4,5 mm disposti ad interasse di 2.00 metri; l'altezza della recinzione lato cava sarà di 2.00 metri mentre quella lato autostrada sarà di 1.60 metri.

I sottoservizi presenti all'interno della cava (rete acquedotto, linea telefonica e rete irrigazione) che risultano interferenti con la sede del nuovo rilevato arginale verranno adeguati dal punto di vista del tracciato planimetrico, in modo tale da mantenerne la piena funzionalità ed ispezionabilità (vedi tracciati tav. 5.2) , mentre non verrà in alcun modo interessata la linea di terra collocata in prossimità del cancello di ingresso della cava.

Il piezometro esistente localizzato nei pressi della sezione R2 di progetto verrà dismesso in quanto ritenuto interferente, ed al suo posto verrà realizzato un nuovo piezometro con le medesime caratteristiche di quello esistente da collocare in una nuova posizione da definire direttamente con i gestori della cava Moncalieri.

Infine, come si evince dalle già richiamate tavole 5, in corrispondenza del punto di accesso dalla rotatoria autostradale (sezione R20) ed in prossimità del centro di manutenzione Ativa (sezione R5) verranno realizzate opportune rampe di collegamento con la strada di servizio in modo tale da scavalcare la testa del argine in progetto posta a quota 223.92 m slm e mantenere così la continuità dei collegamenti stradali esistenti.

Gli interventi in progetto si completano con l'adeguamento di due manufatti idraulici di attraversamento, quello del Rio Molino del Pascolo (vedi tavv. 8.1.1, 8.1.2, 8.1.3 e 8.1.4 – Manufatti di attraversamento argine - Sottopasso idraulico Rio Molino del Pascolo) e quello del rio affluente che vi si immette poco a valle (tavv. 8.2.1, 8.2.2 e 8.2.3 – Manufatti di attraversamento argine - Sottopasso idraulico affluente Rio Molino del Pascolo).

In entrambi i casi il nuovo manufatto presenterà una larghezza netta pari a 6.70 metri, mentre l'altezza netta sarà pari a 5.82 metri per il Rio Molino del Pascolo e pari a 5.02 metri per il rio affluente minore: in ingresso ogni struttura sarà suddivisa in due canne, di altezza pari a quella netta del manufatto, ognuna di larghezza interna pari a 3.10 m per poi passare a 3.00 in corrispondenza del tratto di sbocco di valle, al fine di agevolare le operazioni di manutenzione e per evitare la posa di organi di regolazione di dimensioni e peso eccessivi.

La parete di chiusura di valle presenterà due aperture di dimensioni nette pari a 3.00x2.25 m su cui verranno installate le paratoie a movimentazione manuale.

Il tratto finale di uscita del manufatto, dello sviluppo di circa 4.30 m, sarà privo di parete divisoria centrale, mentre le pareti laterali saranno rastremate per consentire la chiusura con i muri d'ala di valle, di altezza pari a 4.80 m e di sviluppo di 4.60 m.

Per il manufatto idraulico di attraversamento del Rio Molino del Pascolo, infine, per consentire il corretto raccordo con la struttura del sottopasso esistente al di sotto della tangenziale verranno realizzati due muri di contenimento muniti di speroni di sostegno, di altezza pari a 7.32 metri e di sviluppo pari a circa 11.5 metri.

La soletta superiore e tutte le pareti in elevazione del manufatto presenteranno uno spessore di 0.50 m, fatta eccezione per un breve tratto di parete di circa 2.00 m del setto divisorio centrale di spessore di 0.70 m (tratto alloggiamento paratoie), mentre l'intera soletta di fondazione presenterà uno spessore di 0.70 m.

In proseguimento alla fondazione nel tratto di uscita verrà realizzata una platea di fondo in massi di cava dello sviluppo di circa 5.00 m.

Su ognuno dei due manufatti è prevista l'installazione di due paratoie (vedi dettagli tav. 11) a movimentazione manuale per consentire la chiusura completa del manufatto al superamento di determinati tiranti idrici in Po ed evitare quindi l'allagamento per rigurgito delle aree retrostanti la tangenziale.

Su bordi dei manufatti verranno previsti dei parapetti metallici per evitare le possibili cadute nel vuoto, mentre sul lato di monte del manufatto del Rio Molino del Pascolo verrà inoltre prevista una scaletta di discesa per raggiungere la fondazione del manufatto.

Per quanto riguarda il Rio Molino del Pascolo, è stato necessario prevedere una modifica del tracciato esistente, per uno sviluppo di circa 70 metri, al fine di garantire il corretto posizionamento del manufatto idraulico. La sponda destra del

nuovo rio, prossima al rilevato, sarà protetta da una difesa in massi di cava per una altezza di due metri e da una georete tridimensionale fino a raggiungere il piano campagna; per la sponda sinistra, invece, la difesa in massi è prevista solo per lo sviluppo del tratto in curva, pari a circa 35 metri.

Infine, sulla base delle richieste avanzate da parte dell'Ente gestore dell'autostrada, è prevista la sostituzione delle barriere metalliche esistenti collocate sul bordo laterale dell'autostrada in corrispondenza dei cordoli superiori del manufatto sottopasso stradale esistente (sezione R29 di progetto) e del manufatto idraulico esistente sull'affluente del rio Molino del Pascolo (sezione R28 di progetto). Le nuove barriere in progetto saranno di tipo H4 (bordo ponte) collocate su nuovi cordoli in calcestruzzo, per uno sviluppo complessivo di circa 35 metri. Mentre nel tratto compreso tra i due manufatti sopra citati ed in contiguità con gli stessi, è inoltre prevista la sostituzione delle barriere metalliche esistenti con nuove barriere in progetto tipo H3 (bordo laterale), per uno sviluppo complessivo di circa 165 metri.

3.2 Verifiche di stabilità del muro d'argine

Nelle pagine che seguono vengono presentati i risultati delle verifiche condotte sul muro d'argine sito lungo il confine del centro di manutenzione Ativa.

3.2.1 Normativa di riferimento

La normativa a cui si è fatto riferimento per lo sviluppo delle elaborazioni è costituita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) emanate con Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008. Le verifiche sono state condotte in condizioni di stato limite ultimo.

Nelle pagine che seguono, per le diverse elaborazioni condotte, viene esplicitato il puntuale riferimento alle NTC e alle Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni.

3.2.2 Muro a tergo del rilevato arginale

Il muro a tergo del rilevato arginale è descritto nella tav. 7 – Muro di sostegno rilevato arginale: stralcio planimetrico, profilo e sezioni. L'altezza della porzione in elevazione varia fra 1.85 e 2.30 m, mentre la fondazione ha spessore 50 cm.

3.2.2.1 Caratteristiche dei materiali impiegati

Le caratteristiche del materiale impiegato per la realizzazione del muro in esame sono le seguenti:

resistenza caratteristica cubica a compressione del conglomerato cementizio a 28 giorni	$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica cilindrica a compressione del conglomerato cementizio a 28 giorni	$f_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14.11 \text{ MPa}$
resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1.79 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.19 \text{ MPa}$
modulo elastico	$E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$

$$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{0.85 \cdot 24.90}{1.50} = 14.11 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24.90 + 8 = 32.90 \text{ MPa}$$

con:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_C = 1.50$$

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 0.30 * 24.90^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 0,7 * 2.56 = 1.79 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 1.79 / 1.5 = 1.19 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} = 22000 * 3.29^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$$

3.2.2.2 *Caratteristiche del terreno*

L'ammasso di terreno retrostante e sottostante il sostegno da verificare sarà sostanzialmente costituito dal terreno di cava di prestito scelto per l'esecuzione del rilevato arginale e dalla coltre alluvionale indicata come "strato n°1" nel precedente capitolo 2.1. Tale strato di terreno, come precedentemente riportato, possiede caratteristiche geotecniche leggermente migliori di quelle del terreno previsto per la costruzione del rilevato arginale.

In questa sede di verifica, tuttavia, si è preferito omogeneizzare le caratteristiche geotecniche dell'ammasso, adottando cautelativamente quelle peggiori. I parametri geotecnici assunti nel calcolo che segue sono stati dunque:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito ϕ' pari a 30° ;
- peso specifico del terreno di fondazione secco pari a 19 kN/m^3 ;

3.2.2.3 *Analisi delle azioni*

3.2.2.3.1 Azioni permanenti

Peso proprio del muro

Le verifiche sono state condotte per uno sviluppo lineare di muro pari a un metro.

Per il calcolo del peso proprio si è assunta una densità del calcestruzzo pari a $\gamma_{cls} = 24 \text{ kN/m}^3$.

Spinta del terreno

Il coefficiente di spinta attiva è stato calcolato con l'espressione:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento di monte del muro

φ = angolo di attrito del terreno considerato

δ = angolo di attrito terreno –muro

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del terreno a tergo del muro

L'espressione generale per il calcolo della spinta attiva agente su uno sviluppo lineare di struttura di altezza h è:

$$S_a = 0.5 \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot h^2 - 2c\sqrt{K_a} \cdot h \text{ (kN)}$$

dove:

γ_t = peso specifico del terreno considerato (kN/m³)

h = altezza dello strato di terreno considerato (m)

c = coesione del terreno considerato (kN/m²)

L'espressione precedente è generale e valida per il caso in esame a meno della coesione assunta pari a zero.

3.2.2.3.2 Azioni variabili

Azioni dovute al sovraccarico di un mezzo di servizio o agricolo agente a tergo dei muri

Considerato che a tergo del muro sarà realizzata una pista di servizio, per valutare il carico dovuto un mezzo di servizio o agricolo si è fatto riferimento al valore 7.20 kN/m², che le NTC indicano per il carico stradale distribuito di II categoria: si è

deciso di utilizzare questo dato, in quanto sicuramente cautelativo in rapporto alle possibili schematizzazioni.

Il sovraccarico massimo accidentale agente sul terrapieno a tergo dei muri è stato quindi assunto pari a:

$$q = 7.20 \text{ kN/m}^2$$

Per la verifica di stabilità globale del complesso arginale, è stata condotta secondo la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R2) sono unitari e le azioni variabili sono amplificate secondo i coefficienti del gruppo A2.

Il coefficiente γ_R sulla resistenza globale è pari a 1.1.

Nelle tabelle che seguono si riportano per chiarezza i valori dei vari coefficienti.

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI – STABILITÀ GLOBALE			
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevole	γ_{G2}	1.0
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0.0
	Sfavorevole	γ_{Q2}	1.3

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO - STABILITÀ GLOBALE		
PARAMETRO	Coefficiente parziale	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\tan \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1.25
Coesione efficace c'	$\gamma_{c'}$	1.25
Peso dell'unità di volume γ	γ_{γ}	1.00

La combinazione fondamentale agli SLU (punto 2.5.3 delle NTC) per ogni verifica condotta è una sola, in quanto l'unica azione variabile è quella dovuta a carichi accidentali.

3.2.3 Verifiche di stabilità globale muro - terreno

Le verifiche di stabilità globale muro-terreno sono state condotte attraverso il metodo Bishop. Si rimanda al successivo paragrafo 3.3 per la spiegazione del codice di calcolo. Il terreno a tergo del muro è stato schematizzato in un unico strato di caratteristiche:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito ϕ' pari a 24.8° , calcolato come $\tan\phi'$ del materiale in sito pari a 30° diviso per $\gamma_{\phi'} (=1.25)$;
- peso specifico del terreno di fondazione secco pari a 19 kN/m^3 ;

Considerato che a tergo del muro sarà realizzata una pista di servizio, per valutare il carico dovuto un mezzo di servizio o agricolo si è fatto riferimento al valore 7.20 kN/m^2 moltiplicato per $\gamma_{Q2} (=1.3)$.

Il sovraccarico massimo accidentale agente sul terrapieno a tergo dei muri è stato quindi assunto pari a:

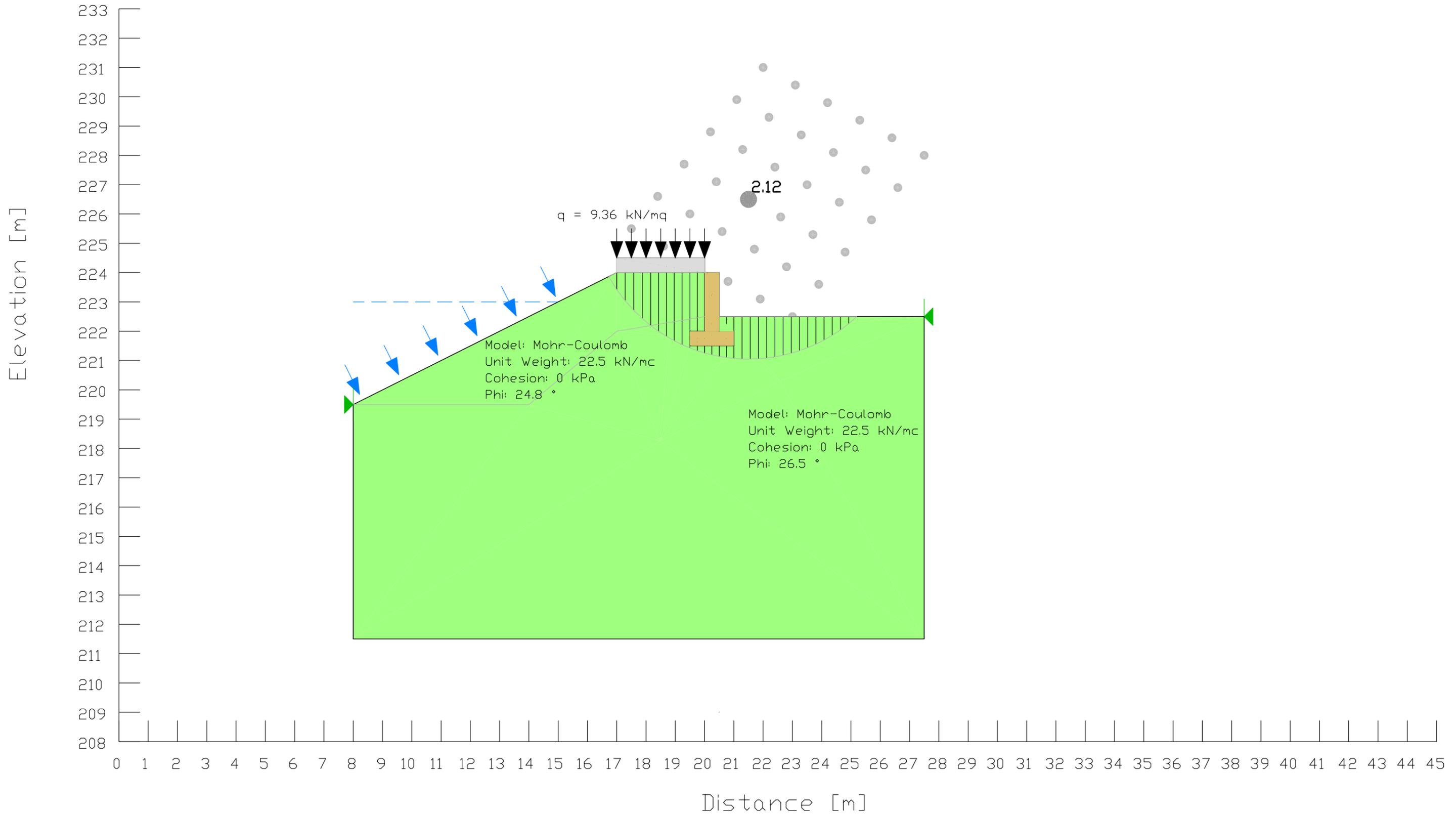
$$\mathbf{q = 9.36 \text{ kN/m}^2}$$

L'analisi è stata condotta in condizioni sature, ponendosi quindi nella condizione peggiore.

Il **coefficiente di sicurezza minimo** risulta pari a **2.12**.

La verifica è soddisfatta essendo superiore al valore minimo pari a 1.1 (secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) emanate con Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008).

FIGURA 3.2.1: MURO ARGINALE IN CONDIZIONI SATURE



verticalmente) di larghezza b il materiale coinvolto nello scivolamento. Per ciascuno dei suddetti conci si determina infine il coefficiente di sicurezza F come rapporto fra i momenti, calcolati rispetto al centro del cerchio, stabilizzanti M_S e ribaltanti M_R , cioè:

$$F = \frac{M_S}{M_R}$$

Il contributo al momento stabilizzante M_S è determinato in generale per mezzo della resistenza critica al taglio alla base, somma del contributo del peso W ortogonale alla base stessa (detratta la componente verticale dell'azione sismica) moltiplicata per la tangente dell'angolo di attrito interno ϕ' e della coesione c' moltiplicata per la distanza $b/\cos\alpha$ (dove α è l'inclinazione della base del concio rispetto all'orizzontale). Considerando, infine, che il concio sia parzialmente immerso in acqua e che alla base la pressione idraulica valga u , dette $K_H W$ e $K_V W$ le componenti in direzione orizzontale e verticale dell'azione sismica, si ottiene:

$$M_S = \frac{c'b + [W(1 - K_V) - ub] \cdot \operatorname{tg}\phi'}{m(\alpha)} \cdot R$$

dove:

$$m(\alpha) = \cos\alpha \cdot \left(1 + \frac{\operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\phi'}{F} \right)$$

Il contributo al momento ribaltante M_R di un concio è fornito dalla somma dei momenti della componente del peso W parallela alla base del concio (detratta la componente verticale dell'azione sismica) e della componente orizzontale dell'azione sismica:

$$M_R = W \left[(1 - K_V) \cdot \sin\alpha + K_H \cdot \frac{d_{K_H}}{R} \right] \cdot R$$

Sostituendo le formule dei momenti sopra riportate nell'espressione del coefficiente di sicurezza ed assumendo $d_{K_H} = R \cdot \cos \alpha_i$, si ottiene per il singolo concio:

$$F = \frac{\frac{c' b + [W(1 - K_V) - u b] \cdot \operatorname{tg} \varphi'}{\cos \alpha \cdot \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi'}{F}\right)}}{W[(1 - K_V) \cdot \sin \alpha + K_H \cdot \cos \alpha_i]}$$

Per l'intera superficie circolare di scivolamento il coefficiente di sicurezza risulta:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{c'_i b_i + [W_i(1 - K_V) - u_i b] \cdot \operatorname{tg} \varphi'_i}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi'_i}{F}\right)}}{\sum_{i=1}^n W_i [(1 - K_V) \cdot \sin \alpha_i + K_H \cdot \cos \alpha_i]}$$

in cui il pedice i si riferisce all' i -esimo concio facente parte della superficie di scivolamento.

Tale equazione, come si può facilmente dedurre, è di tipo implicito e di conseguenza deve essere risolta con un metodo iterativo. Definito un valore F_0 di primo tentativo, corrispondente ad $m_i(\alpha)$ unitario, lo si sostituisce nel membro di destra dell'equazione implicita ricavando in tal modo un nuovo valore di F . Tale valore, se diverso dal precedente, s'inserisce nuovamente nel membro di destra per ricercare un ulteriore valore di F e così via. La convergenza dell'algoritmo di risoluzione dell'equazione implicita assicura la determinazione del coefficiente di sicurezza dell'intera superficie di scivolamento.

Il modello ricerca la superficie avente centro e curvatura differenti, fino a trovare quella caratterizzata dal coefficiente di sicurezza minore.

Tutte le verifiche di stabilità sono state effettuate assumendo i seguenti parametri:

Per il terreno in sito:

1°strato: quota p.c – 217.00 m s.l.m.:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito φ' pari a 26.5° , calcolato come $\tan\varphi'$ del materiale in sito pari a 32° diviso per $\gamma_{\varphi'} (=1.25)$;
- peso specifico del terreno secco pari a 19 kN/m^3 .

2°strato: quota 217.00 m s.l.m. – 205.00 m s.l.m.:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito φ' pari a 29.2° , calcolato come $\tan\varphi'$ del materiale in sito pari a 35° diviso per $\gamma_{\varphi'} (=1.25)$;
- peso specifico del terreno secco pari a 19 kN/m^3 .

3°strato: quota 205.00 m s.l.m. – 197.00 m s.l.m.:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito φ' pari a 30.2° , calcolato come $\tan\varphi'$ del materiale in sito pari a 36° diviso per $\gamma_{\varphi'} (=1.25)$;
- peso specifico del terreno secco pari a 19 kN/m^3 .

Per il rilevato arginale:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito φ' pari a 24.8° , calcolato come $\tan\varphi'$ del materiale in sito pari a 30° diviso per $\gamma_{\varphi'} (=1.25)$;
- peso specifico del terreno secco pari a 19 kN/m^3 ;

Le verifiche sono state svolte per la sezione considerata più critica per la presenza anche del rilevato autostradale (Vedi fig. 3.3.2).

Considerato che sul rilevato sarà realizzata una pista di servizio, per valutare il carico dovuto un mezzo di servizio o agricolo si è fatto riferimento al valore 7.20 kN/m^2 , moltiplicato per γ_{Q2} ($=1.3$).

Il sovraccarico massimo accidentale agente sulla strada di servizio è stato quindi assunto pari a:

$$q = 9.36 \text{ kN/m}^2$$

Sulla autostrada è stato considerato il carico distribuito di 9 kN/m^2 e il carico dovuto al passaggio di un mezzo pesante carico tandem per asse 300 kN .

Tali valori moltiplicati per γ_{Q2} ($=1.3$) danno rispettivamente un carico distribuito di 11.7 kN/m^2 e un carico concentrato sulle due impronte pari a 195 kN ciascuna.

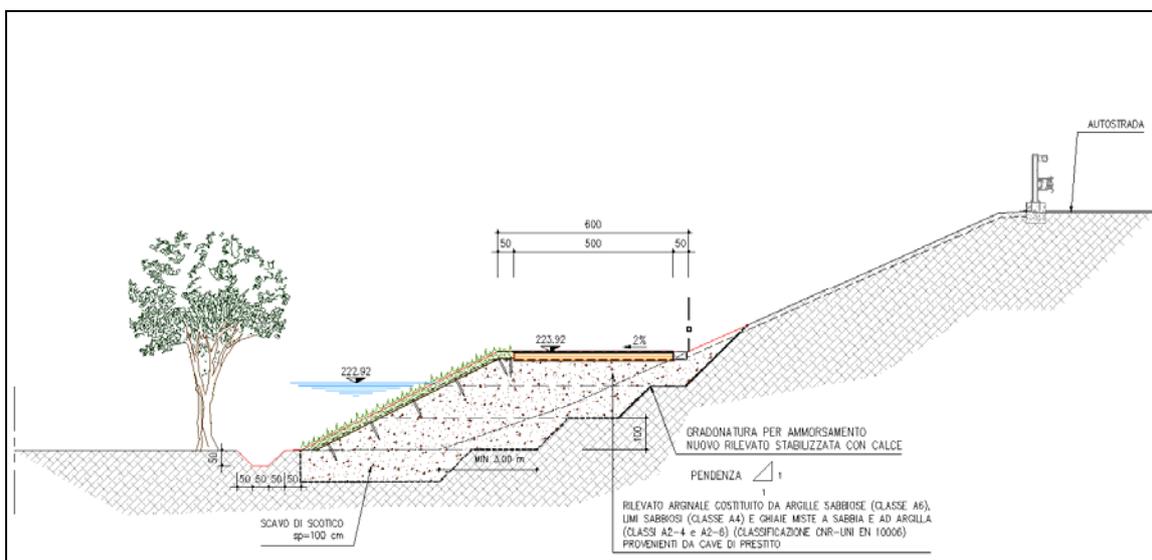


Fig. 3.3.2: Sezione tipo assunta per il calcolo

3.3.1 Rilevato autostradale nella fase provvisoria di realizzazione scotico e gradonatura di ammorsamento al piede

In fase di realizzazione del rilevato arginale sarà effettuato uno scavo di scotico e una gradonatura della piede del rilevato autostradale. Si è voluto verificare la stabilità del rilevato autostradale in questa fase provvisoria.

Il **coefficiente di sicurezza minimo** risulta pari a **1.24**.

La verifica è soddisfatta essendo superiore al valore minimo pari a 1.1 (secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) emanate con Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008).

3.3.2 Rilevato arginale in condizioni secche

La verifica è stata effettuata considerando il livello medio della falda, ad una profondità di 6 metri rispetto al piano campagna. Il materiale costituente il nucleo arginale è stato assunto secco.

Il **coefficiente di sicurezza minimo** risulta pari a **1.46**.

La verifica è soddisfatta essendo superiore al valore minimo pari a 1.1 (secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) emanate con Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008).

3.3.3 Rilevato arginale in condizioni sature

La presente verifica è stata effettuata considerando il materiale costituente il nucleo arginale in condizioni sature. In tale circostanza non è stata considerata la presenza di acqua all'interno dell'invaso.

Il **coefficiente di sicurezza minimo** risulta pari a **1.44**.

La verifica è soddisfatta essendo superiore al valore minimo pari a 1.1 (secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) emanate con Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008).

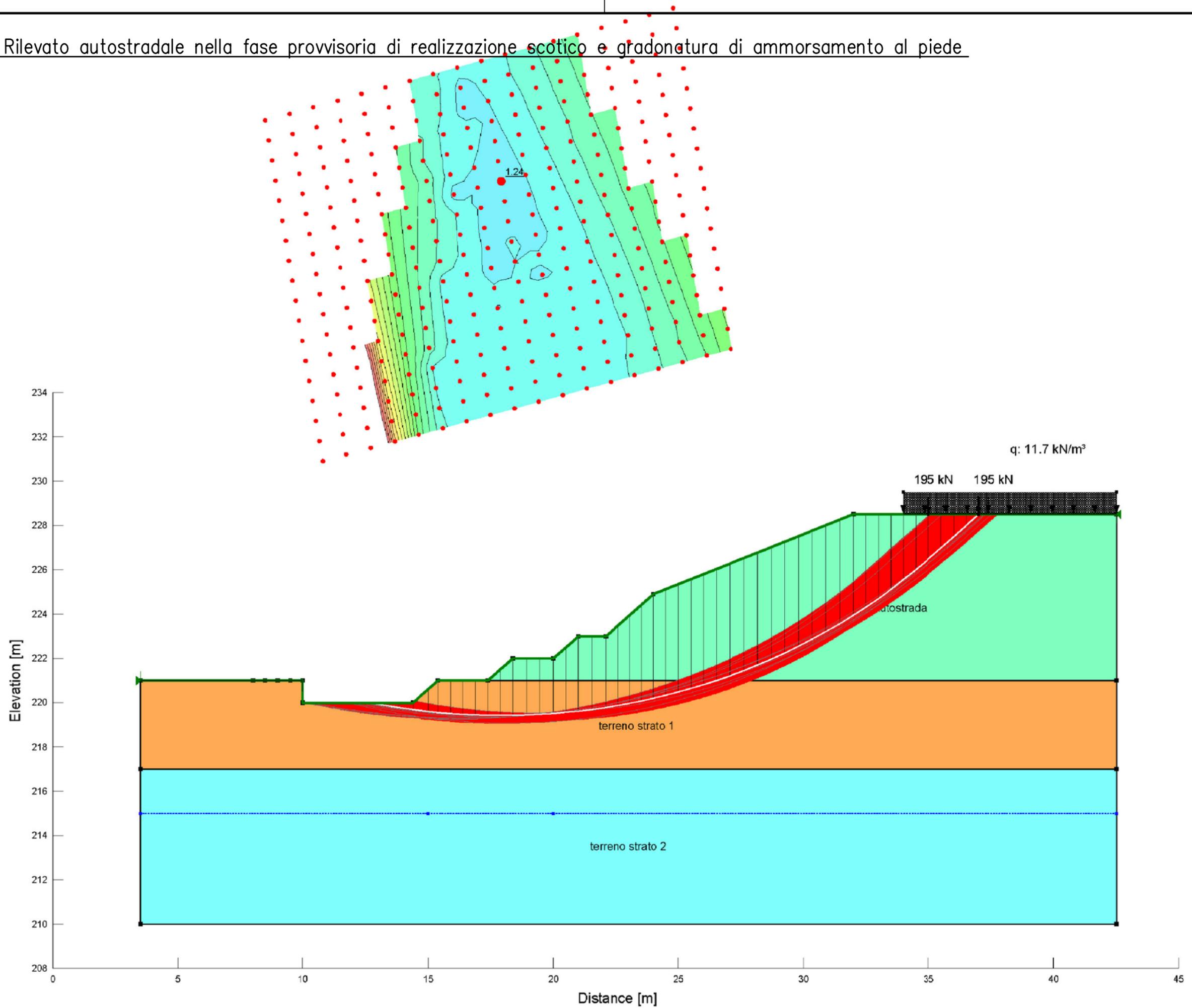
3.3.4 Rilevato arginale con bacino pieno

Il bacino è alla quota di massimo invaso, pari a 222.92 m s.l.m.. All'interno del rilevato, come nel caso precedente, la superficie libera è stata ottenuta considerando la superficie a pressione atmosferica ricavata dalle simulazioni relative alla filtrazione. Come carichi sono stati considerati solo i carichi sull'autostrada.

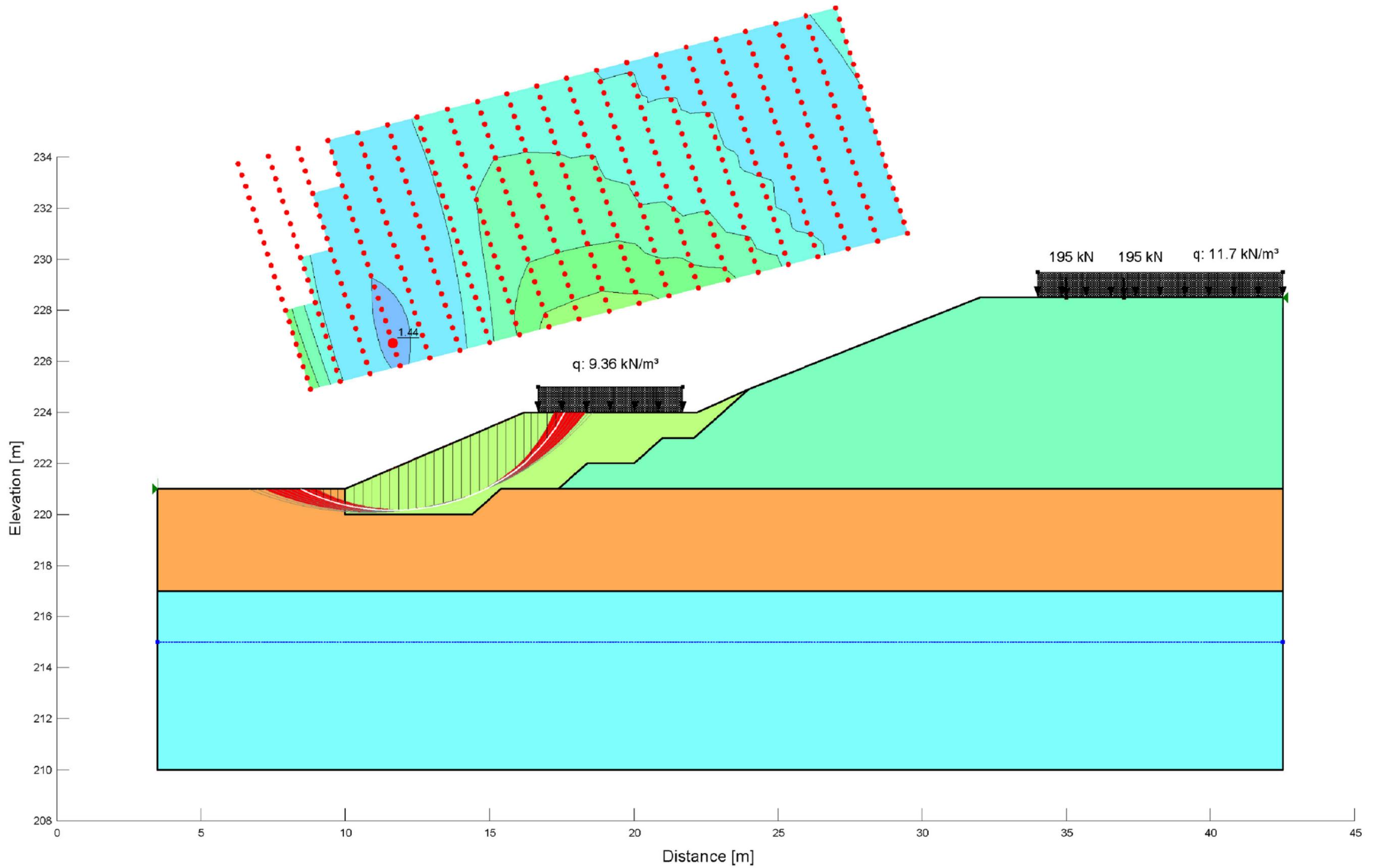
Il **coefficiente di sicurezza minimo** risulta pari a **1.34**.

La verifica è soddisfatta essendo superiore al valore minimo pari a 1.1 (secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) emanate con Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008).

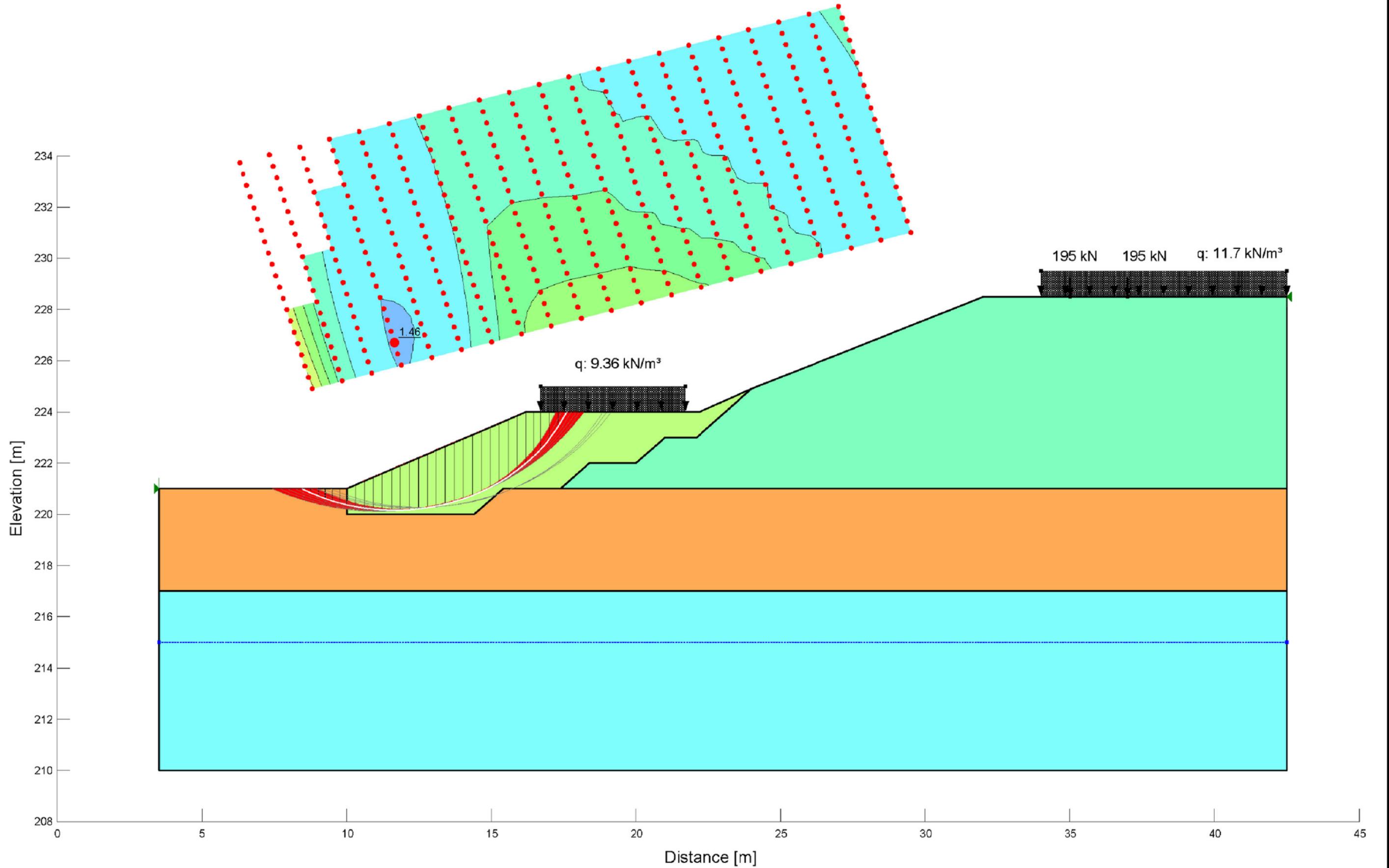
3.3.1 Rilevato autostradale nella fase provvisoria di realizzazione scotico e gradonatura di ammassamento al piede



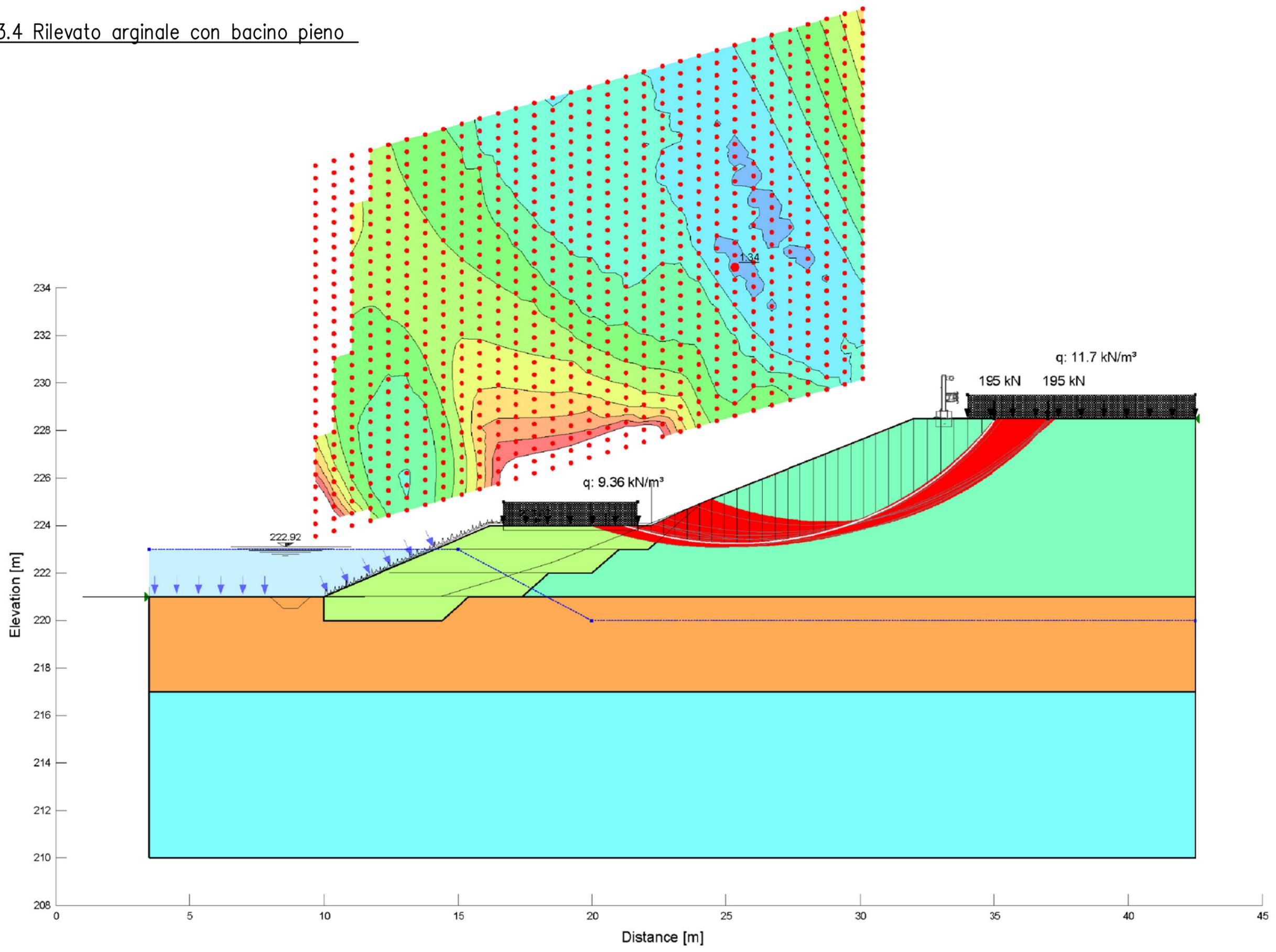
3.3.2 Rilevato arginale in condizioni secche



3.3.3 Rilevato arginale in condizioni sature



3.3.4 Rilevato arginale con bacino pieno



3.4 Analisi dei cedimenti del terreno al di sotto delle arginature

3.4.1 Descrizione del codice di calcolo

Le valutazioni sono state eseguite con l'ausilio del software di calcolo *FLAC version 4.0* della *ITASCA Consulting Group*. Il suddetto codice è un programma di calcolo alle differenze finite che consente, tra l'altro, di valutare i cedimenti nel terreno indotti da un generico sistema di forze. Il programma utilizza un metodo alle differenze finite elaborato da Wilkins che consente di risolvere le equazioni differenziali in una maglia costituita da elementi quadrilateri di forma qualsiasi. *FLAC* suddivide successivamente ciascun quadrilatero (tracciando le sue diagonali) in due set di coppie d'elementi triangolari per il calcolo delle grandezze desiderate. Le equazioni utilizzate per la determinazione dei cedimenti, in corrispondenza dei vertici del singolo quadrilatero, sono le seguenti:

Equazione dell'equilibrio dinamico (legge di Newton), valida per un corpo solido continuo, descrive il legame fra il moto del corpo e le forze ad esso applicate. Nel software utilizzato la suddetta legge ha la forma:

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i$$

dove ρ è la densità del corpo, u_i rappresenta lo spostamento nella i -esima direzione, σ_{ij} è il generico elemento del tensore degli sforzi, g_j è la forza di massa nella j -esima direzione e, infine, x_j è la generica coordinata spaziale.

Legame costitutivo, espresso in forma generale come:

$$\sigma_{ij} = M(\sigma_{ij}, \dot{e}_{ij}, k)$$

in cui σ_{ij} è il singolo elemento del tensore degli sforzi, \dot{e}_{ij} rappresenta il tasso di deformazione, mentre k è un parametro che tiene conto dello stato di sforzo pregresso. Il tasso di deformazione è legato ai gradienti di velocità dalla relazione:

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right)$$

In quest'analisi è stato adottato come legame costitutivo, cioè come forma della funzione M , il modello di Mohr-Coulomb, che è in grado di tener conto delle possibili deformazioni plastiche generate all'interno del suolo e si basa sul criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

L'implementazione di questo modello avviene nel modo seguente: noto lo stato di sforzo iniziale all'interno del suolo, si ricavano le direzioni principali 1, 2 e 3 e i relativi sforzi (sforzi principali) in modo che risulti $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$. A seguito dell'applicazione di un sistema di forze, si calcolano dapprima gli spostamenti u_i tramite l'equazione dell'equilibrio dinamico e successivamente gli incrementi di sforzo $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$ a partire dagli incrementi di deformazione $\Delta e_1, \Delta e_2, \Delta e_3$ (ottenuti per mezzo degli spostamenti tramite l'equazioni sopra definite), considerando quindi un comportamento elastico del mezzo ed utilizzando la legge di Hooke in forma incrementale.

$$\Delta\sigma_1 = \alpha_1 \Delta e_1 + \alpha_2 (\Delta e_2 + \Delta e_3)$$

$$\Delta\sigma_2 = \alpha_1 \Delta e_2 + \alpha_2 (\Delta e_1 + \Delta e_3)$$

$$\Delta\sigma_3 = \alpha_1 \Delta e_3 + \alpha_2 (\Delta e_1 + \Delta e_2)$$

con:

$$\alpha_1 = K + \frac{4}{3}G \quad \alpha_2 = K - \frac{2}{3}G$$

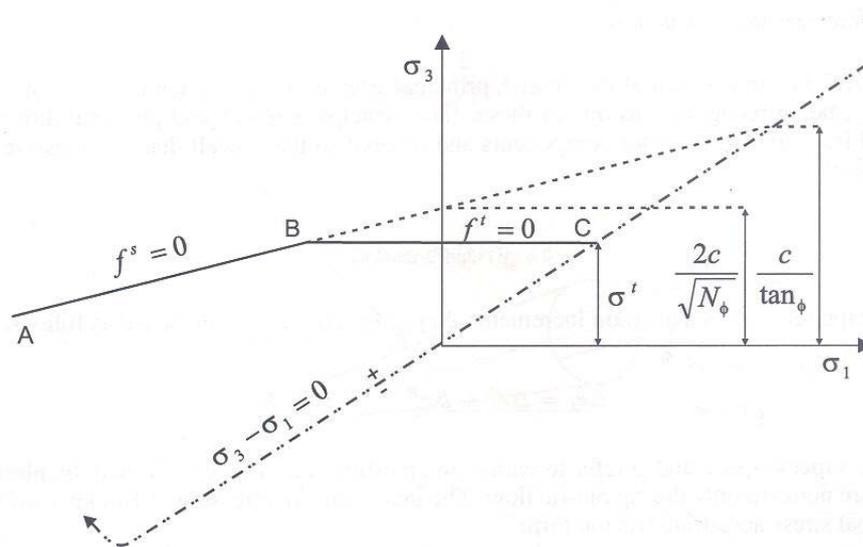
dove G e K sono costanti elastiche che descrivono il comportamento isotropo del materiale e si determinano, a partire dalla conoscenza del modulo elastico di Young E e del coefficiente di Poisson ν , con le seguenti espressioni:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

Lo stato di sforzo di primo tentativo $\sigma_1^I, \sigma_2^I, \sigma_3^I$ così calcolato, tramite l'espressione $\sigma_i^I = \sigma_i + \Delta\sigma_i$, è effettivamente quello esistente se soddisfa il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Tale criterio, nel piano σ_1, σ_3 (considerati positivi se di trazione) è rappresentato da una spezzata formata dalle due rette f^s e f^t :

$$f^s(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} = 0 \quad \text{per} \quad -\infty < \sigma_1 \leq x_A$$

$$f^t(\sigma_3) = \sigma^t - \sigma_3 = 0 \quad \text{per} \quad x_A \leq \sigma_1 \leq \sigma_3$$



dove:

- x_A è la coordinata x del punto A intersezione delle due rette $f^s = 0$ e $f^t = 0$ nel piano

σ_1, σ_3 ;

- $N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ con ϕ angolo di attrito interno del materiale;

- c è la coesione del materiale;

- σ^t è la resistenza a trazione del materiale in esame (al massimo pari a $c/\tan\phi$).

Se lo stato di sforzo $\sigma_1^I, \sigma_2^I, \sigma_3^I$ non giace nel piano σ_1, σ_3 al di sotto della linea rappresentante il criterio di rottura, lo stato di sforzo effettivo si calcola di nuovo considerando questa volta anche la presenza della parte plastica delle deformazioni.

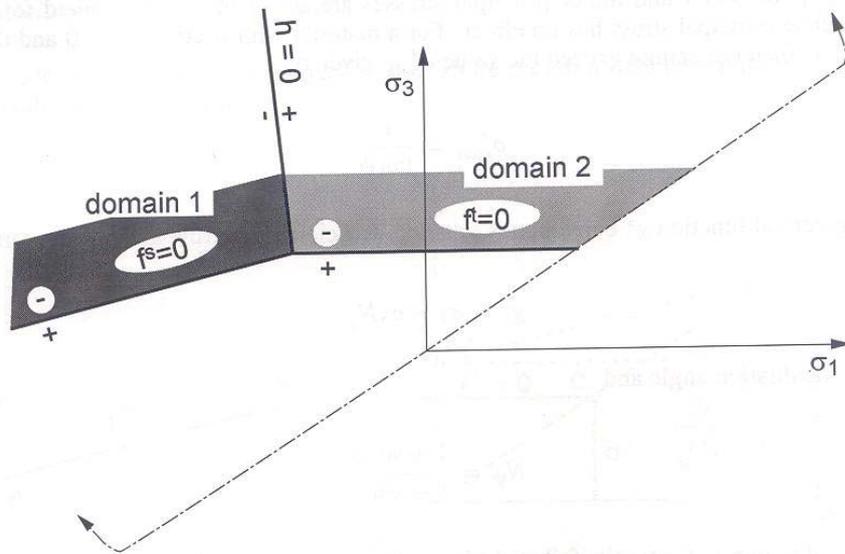
In tale caso, la rottura del materiale viene attribuita a sforzi di taglio o a sforzi normali a seconda che lo stato di sforzo $\sigma_1^I, \sigma_2^I, \sigma_3^I$ nel piano σ_1, σ_3 giaccia rispettivamente a sinistra o a destra della retta di equazione:

$$h(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_3 - \sigma_1 + \alpha_p(\sigma_1 - \sigma^p) = 0$$

dove:

$$\alpha_p = \sqrt{1 + N_\phi^2} + N_\phi$$

$$\sigma^p = \sigma^t N_\phi - 2cN_\phi$$



Le deformazioni plastiche, a seconda del tipo di rottura, sono quindi valutate con le seguenti modalità:

in caso di rottura per taglio, si introducono una funzione g^s ed un parametro λ^s definiti dalle equazioni:

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\Psi \quad \lambda^s = \frac{f^s(\sigma_1^I, \sigma_3^I)}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\Psi) - (\alpha_2 - \alpha_1 N_\Psi) N_\Phi}$$

con:

$$N_\Psi = \frac{1 + \sin \Psi}{1 - \sin \Psi} \text{ dove } \Psi \text{ è l'angolo di dilatazione del materiale.}$$

Le deformazioni plastiche Δe^p sono quindi calcolate tramite l'espressione:

$$\Delta e_i^p = \lambda^s \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_i}$$

in cui σ_i rappresenta lo sforzo lungo la direzione principale i .

in caso di rottura per sforzi normali, si introducono una funzione g^t ed un parametro λ^t così definiti:

$$g^t = -\sigma_3 \quad \lambda^t = \frac{f^t(\sigma_3^t)}{\alpha_1}$$

Le deformazioni plastiche Δe^p sono quindi calcolate tramite l'espressione:

$$\Delta e_i^p = \lambda^t \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_i}$$

in cui σ_i rappresenta lo sforzo lungo la direzione principale i .

In ultimo, note le deformazioni plastiche subite dal materiale, la parte elastica delle deformazioni Δe^e , la sola che contribuisce all'incremento degli sforzi, si determina a partire dalle deformazioni totali Δe sottraendo le deformazioni plastiche Δe^p poiché:

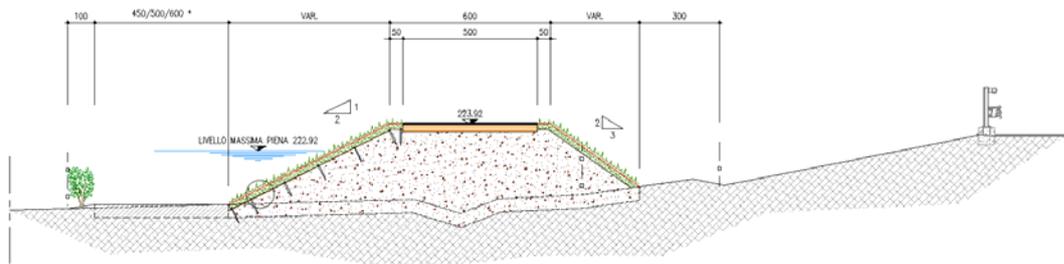
$$\Delta e = \Delta e^e + \Delta e^p$$

Il nuovo stato di sforzo si ottiene infine come somma dello stato di sforzo iniziale e degli incrementi di sforzo, calcolati tramite la legge di Hooke già introdotta, considerando solo le deformazioni elastiche precedentemente ottenute.

Il processo appena descritto, risolto per ogni elemento quadrilatero nel quale è stata suddivisa l'area di studio e per ogni passo temporale, con le opportune condizioni iniziali e al contorno, consente di ricavare i cedimenti indotti nel terreno.

3.4.2 Schema di calcolo utilizzato

Per la stima dei cedimenti del rilevato arginale è stato definito, per la sezione tipo, un reticolo di calcolo.



Fi

gura 3.4.1: Sezione tipo assunta per il calcolo

I cedimenti sono stati calcolati per la sezione tipo più gravosa, scelta in base all'altezza della testa del rilevato e al peso complessivo del manufatto.

La sezione considerata ha lunghezza complessiva pari a circa 30.00 m e profondità pari a 24.00 m rispetto al piano campagna. Le dimensioni del suddetto reticolo sono state scelte al fine di garantire un incremento di cedimento trascurabile al limite del campo d'indagine.

La parte di reticolo di calcolo rappresentante il terreno sottostante il rilevato arginale comprende maglie quadrate di lato 1.00 m. Le maglie sono state infittite nel rilevato arginale e per i primi 2.00 m di terreno al di sotto del piano campagna, dove si sono utilizzate maglie rettangolari di altezza 0.50 m e larghezza 1.00 m (vedi fig. 3.4.1).

Per il peso di volume del terreno del rilevato si è assunto il valore $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$.

Per il terreno naturale sono stati assunti i seguenti valori:

ZONA	(kN/m ³)
<i>terreno naturale al di sopra della quota media della falda</i>	$\gamma = 19.0$
<i>terreno naturale al di sotto della quota media della falda</i>	$\gamma' = 12.5$

Le condizioni al contorno adottate nel modello sono:

- in corrispondenza dei limiti sinistro e destro del reticolo è stata imposta una condizione di spostamento orizzontale nullo;
- in corrispondenza del limite inferiore del reticolo è stata imposta una condizione di spostamento verticale nullo;
- Sovraccarico pari a 7.20 kN/m^2 in corrispondenza della testa dell'argine;
- Sovraccarico pari a 9.00 kN/m^2 in corrispondenza della banca.

Per la caratterizzazione del terreno naturale si è tenuto conto dell'esito del sondaggio riportato nel paragrafo 2.1

Per il terreno i valori del modulo E e dell'angolo di attrito φ' , introdotti nel modello, sono stati calcolati attraverso correlazioni empiriche con i valore di N_{SPT} ottenuti dalla prova SPT.

Per gli strati del terreno naturale sono inoltre stati assegnati i seguenti valori:

- coefficiente di Poisson pari a 0.35;
- coesione nulla;
- resistenza a trazione del materiale in esame σ^t nulla;
- angolo di dilatazione pari a 0° per ciascuno strato del terreno.

Le caratteristiche meccaniche degli strati sono le seguenti:

1°strato: quota p.c – 217.00 m s.l.m.:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito φ' del terreno in sito pari a 32° ;
- peso specifico del terreno di fondazione secco pari a 19 kN/m^3 ;

- Modulo di Young $E = 6.4e6$ Pa.

2°strato: quota 217.00 m s.l.m. – 205.00 m s.l.m.:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito ϕ' del terreno in sito pari a 35° ;
- peso specifico del terreno di fondazione secco pari a 19 kN/m^3 ;
- Modulo di Young $E = 5.3e7$ Pa.

3°strato: quota 205.00 m s.l.m. – 197.00 m s.l.m.:

- coesione c' nulla;
- angolo di attrito ϕ' del terreno in sito pari a 36° ;
- peso specifico del terreno di fondazione secco pari a 19 kN/m^3 ;
- Modulo di Young $E = 6.7e7$ Pa.

Per quanto riguarda infine le proprietà meccaniche del terreno costituente il rilevato arginale sono stati assegnati i seguenti valori:

- coefficiente di Poisson pari a 0.35;
- modulo elastico $E = 1.2e7$ Pa
- resistenza a trazione del materiale in esame σ^t nulla;
- angolo di dilatazione pari a 0° per ciascuno strato del terreno.
- angolo di attrito ϕ' pari a 30° .

3.4.3 Risultati

I risultati dei calcoli sono riportati in forma numerica nell'allegato tabulato C, ed in forma grafica nelle figure 3.4.2 (campo di spostamenti in forma vettoriale) e 3.4.3 (immagine degli spostamenti con campiture a colori).

Per quanto riguarda i valori, il cedimento massimo alla quota di fondazione risulterà pari a cm 4, misurato rispetto al valore di riferimento della quota del ciglio arginale.

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

28-Jan-09 1:17

step 4

-4.200E+00 <x< 8.820E+01

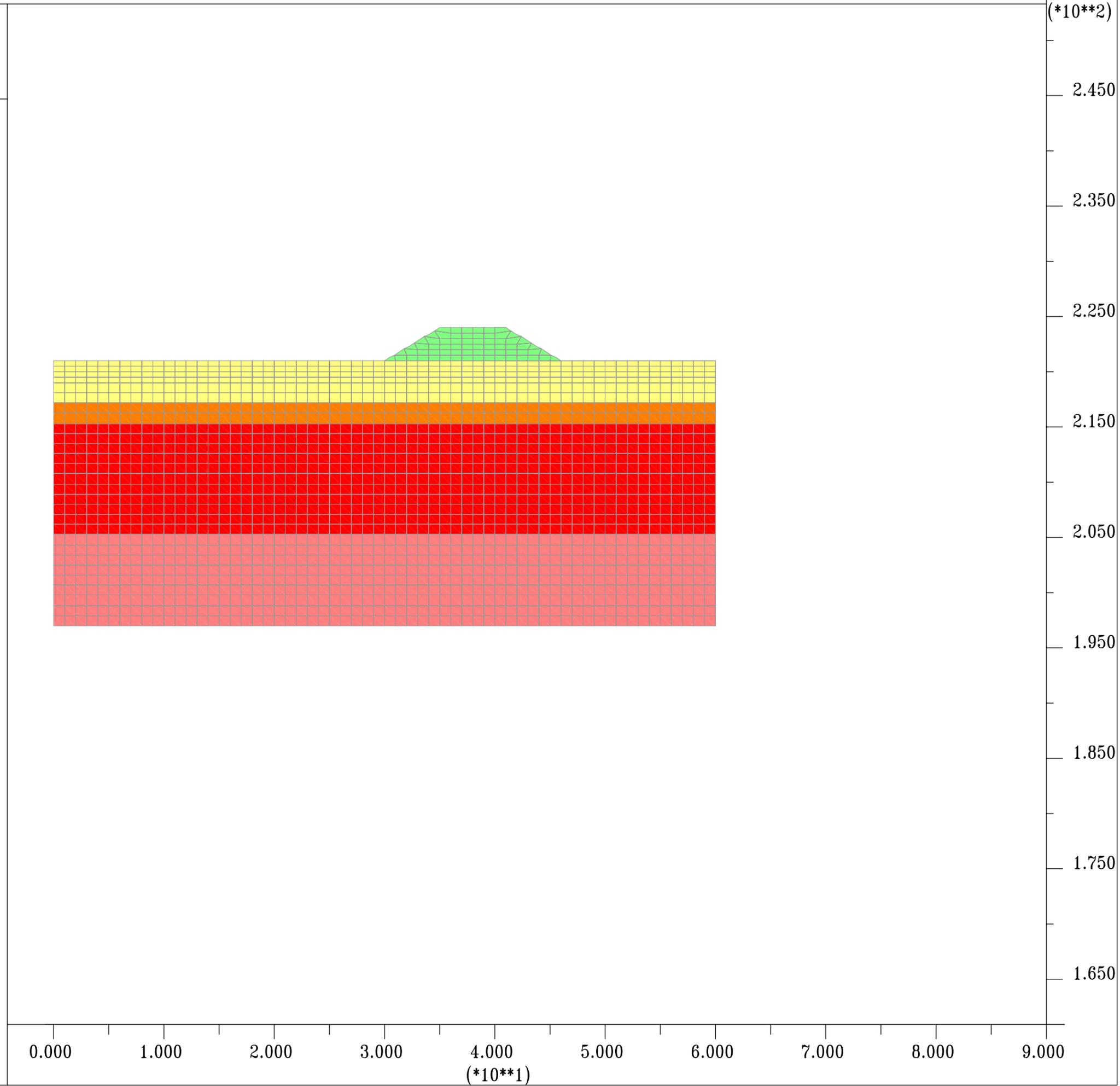
1.643E+02 <y< 2.567E+02

User-defined Groups

- str3:3
- str2:2
- str1:1
- str0:0
- AR:1

Grid plot
0 2E 1

DIZETA INGEGNERIA
MILANO



FLAC (Version 4.00)

LEGEND

28-Jan-09 1:17

step 4

-7.626E+00 <x< 9.163E+01

1.609E+02 <y< 2.601E+02

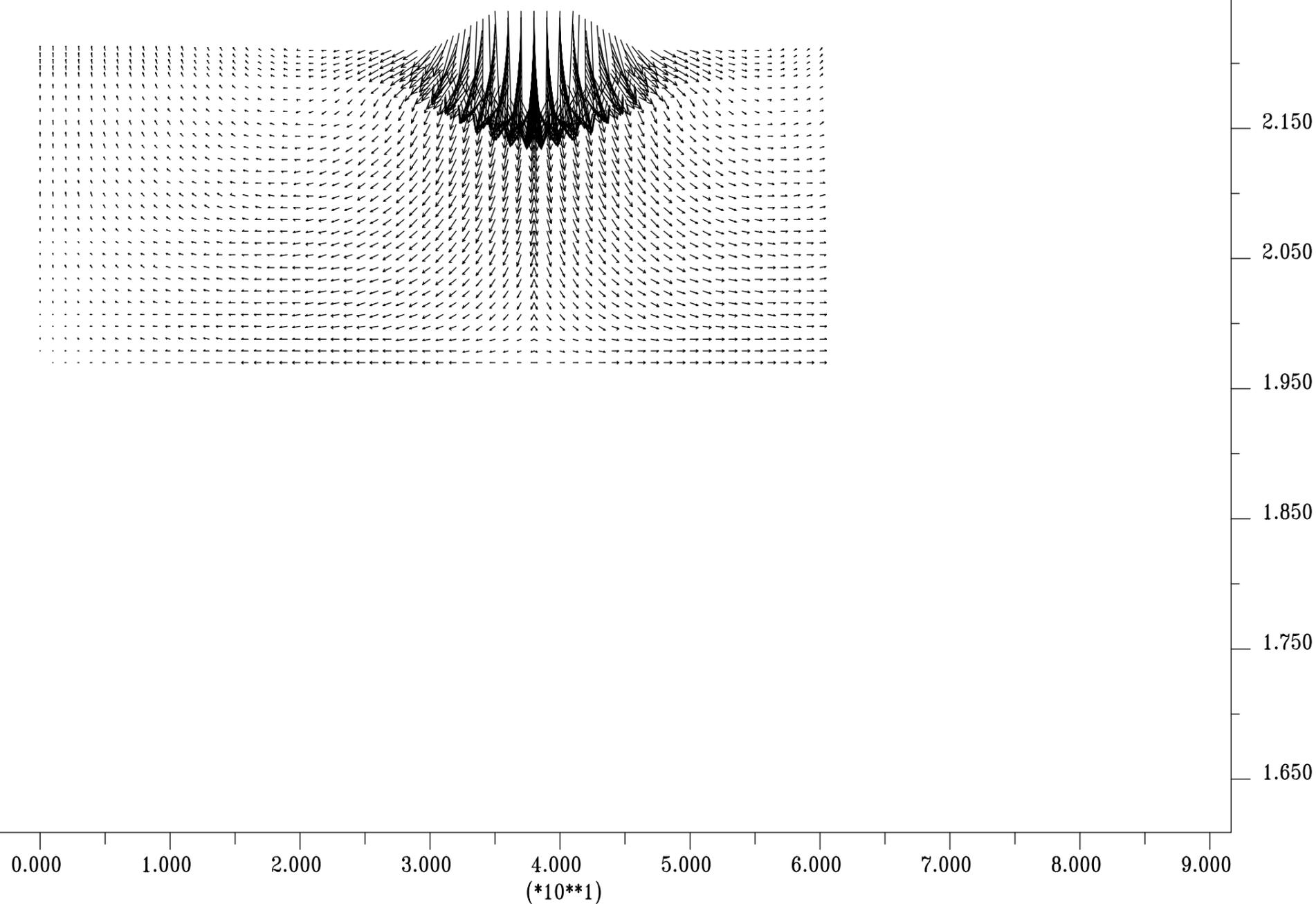
Displacement vectors

Max Vector = 4.120E-02



0 1E -1

DIZETA INGEGNERIA
MILANO



FLAC (Version 4.00)

LEGEND

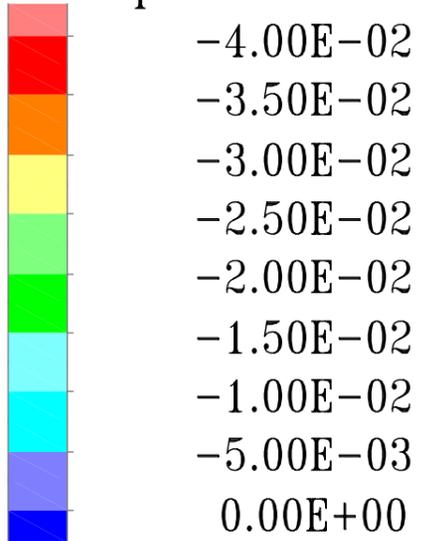
28-Jan-09 0:48

step 4

-4.200E+00 <x< 8.820E+01

1.956E+02 <y< 2.254E+02

Y-displacement contours



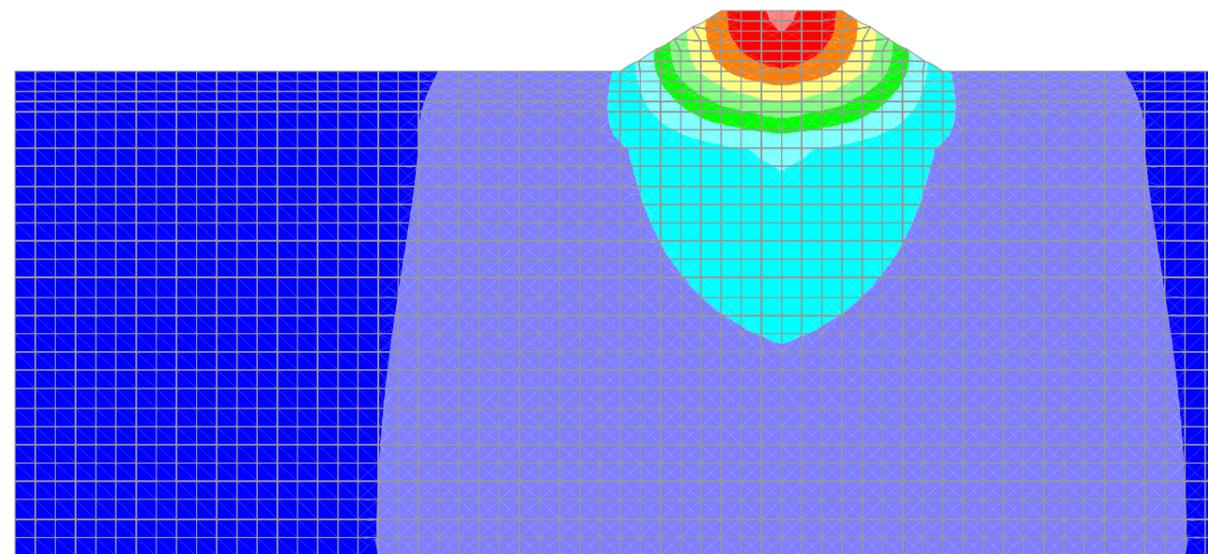
Contour interval= 5.00E-03

Grid plot



0 2E 1

DIZETA INGEGNERIA
MILANO



0.000 1.000 2.000 3.000 4.000 5.000 6.000 7.000 8.000 9.000

(*10**1)

(*10**2)

2.450

2.350

2.250

2.150

2.050

1.950

1.850

1.750

1.650

3.5 Studio dei fenomeni connessi ai moti di filtrazione

Nel presente capitolo si descrivono le verifiche di stabilità del terreno soggetto ai fenomeni di filtrazione condotte tramite il software di calcolo *FLAC version 4.0* della *ITASCA Consulting Group*. Il presente studio è stato impostato considerando la configurazione geometrica della sezione tipo, nonché i diversi parametri fisici da adottare nelle analisi (permeabilità, condizioni al contorno, condizioni di vincolo di valle e di monte, etc.).

Il controllo della stabilità del terreno soggetto alle forze di filtrazione è stato svolto come descritto in dettaglio nelle pagine successive.

3.5.1 Descrizione del codice di calcolo

Il codice *FLAC version 4.0* dell'*ITASCA Consulting Group* è un programma di calcolo alle differenze finite che consente, tra l'altro, di simulare il moto di filtrazione nel terreno.

Il programma utilizza un metodo alle differenze finite elaborato da Wilkins che consente di risolvere le equazioni differenziali in una maglia costituita da elementi quadrilateri di forma qualsiasi. *FLAC* suddivide successivamente ciascun quadrilatero (tracciando le sue diagonali) in due set di coppie di elementi triangolari per il calcolo delle grandezze desiderate. Le equazioni utilizzate per la determinazione del campo di moto sono le seguenti:

Legge di Darcy, valida in un mezzo eterogeneo poroso e anisotropo, descrive il legame fra la velocità di filtrazione ed il gradiente idraulico. Nel software utilizzato la suddetta legge ha la forma:

$$V_i = k_{ij} \frac{\partial p}{\partial x_j}$$

dove V_i è la velocità di filtrazione nella i -esima direzione in m/s, k_{ij} il tensore di permeabilità in $\text{m}^2/\text{Pa s}$, p la pressione in Pa e x la coordinata spaziale in m.

Il singolo elemento del tensore di permeabilità, cioè il coefficiente di mobilità, è legato alla conducibilità idraulica k_H dalla relazione:

$$k = \frac{k_H}{g\rho}$$

in cui k_H è la conducibilità idraulica in m/s, g l'accelerazione di gravità, pari a 9.81 m/s^2 e ρ la densità dell'acqua, assunta pari a 1000 kg/m^3 . Il vettore di velocità V_i può essere calcolato per un generico elemento triangolare usando la seguente espressione:

$$V_i \cong \frac{k_{ij}}{A} \sum p n_j s$$

dove \sum è la somma sui tre lati di lunghezza s del triangolo.

Considerando, ad esempio, il contributo di un lato (ab) del triangolo (abc) si ha:

$$V_1 = \frac{1}{2A} \left[-k_{11} (p^{(b)} + p^{(a)}) (x_2^{(b)} - x_2^{(a)}) + k_{12} (p^{(b)} + p^{(a)}) (x_1^{(b)} - x_1^{(a)}) \right]$$

$$V_2 = \frac{1}{2A} \left[-k_{21} (p^{(b)} + p^{(a)}) (x_2^{(b)} - x_2^{(a)}) + k_{22} (p^{(b)} + p^{(a)}) (x_1^{(b)} - x_1^{(a)}) \right]$$

analoghi contributi si possono scrivere per gli altri due lati. Viene quindi calcolata la portata liquida ad ogni singolo nodo della griglia a partire dal vettore velocità, come:

$$Q = V_i \cdot n_i s$$

dove n_i è la normale del lato del triangolo i ed s è la lunghezza del lato del triangolo;

ad esempio, la portata transitante nel nodo a sarà:

$$Q^{(a)} = \left[-V_1(x_2^{(b)} - x_2^{(c)}) + V_2(x_1^{(b)} - x_1^{(c)}) \right] / 2$$

dove il termine 2 al denominatore indica che la portata transitante lungo un lato del triangolo viene suddivisa tra i due nodi posti all'estremità di tale lato.

Equazione di continuità, espressa nella forma:

$$\frac{\partial P}{\partial t} = -\frac{K_w}{nV} \left(\sum Q + \frac{\partial V}{\partial t} \right)$$

in cui n è la porosità del suolo, V il volume di suolo considerato in m^3 e K_w l'inverso della compressibilità, assunta pari a 0.5×10^{-9} Pa nel caso di acqua.

Le equazioni precedentemente riportate, con le opportune condizioni iniziali e al contorno, descrivono completamente il fenomeno di filtrazione in mezzi porosi saturi ed insaturi di un fluido.

3.5.2 Schema di calcolo utilizzato

La sezione considerata ha lunghezza complessiva pari a 76.00 m, piano di fondazione posto a quota 221.00 m s.l.m. in un reticolo di calcolo di altezza pari a 24.00 m e con limite inferiore posto a 197.00 m s.l.m..

Nello schema è stata inserita la sezione trasversale dell'autostrada e la scarpata lato campagna (estremo destro del dominio di calcolo).

La parte di reticolo di calcolo rappresentante il terreno sottostante il rilevato arginale comprende maglie quadrate di lato 1.00 m. Le maglie sono state infittite nel rilevato

arginale e per i primi 2.00 m di terreno al di sotto del piano campagna, dove si sono utilizzate maglie rettangolari di altezza 0.50 m e larghezza 1.00 m (vedi fig. 3.5.1).

In sinistra orografica al manufatto è stata considerata una quota d'acqua pari a 222.92 m s.l.m., in destra orografica dello stesso si è invece assunta una quota coincidente a 220.00 m s.l.m.. a favore di sicurezza e circa un metro al di sotto della quota del piano campagna. Si è considerata una distribuzione idrostatico delle pressioni.

Nella discretizzazione del dominio di calcolo si è tenuto conto dei vari materiali costituenti l'opera ed il terreno circostante. In particolare sono stati definiti i seguenti elementi:

- rilevato arginale;
- 1°strato: quota p.c (221.00 m s.l.m. – 217.00 m s.l.m.);
- 2°strato: quota 217.00 m s.l.m. – 205.00 m s.l.m.;
- 3°strato: quota 205.00 m s.l.m. – 197.00 m s.l.m.;

Le condizioni al contorno adottate sono state scelte rispettando la natura del fenomeno fisico ed elencate nel seguito:

- In sinistra orografica al rilevato è stata imposta una distribuzione di pressione idrostatica a partire dalla quota di massimo invaso fino all'estremo inferiore del limite sinistro del dominio;
- In destra orografica del rilevato è stata imposta una distribuzione di pressione idrostatica a partire dalla quota media della falda fino all'estremo inferiore del limite destro del dominio;
- impossibilità di flusso attraverso il limite inferiore del dominio di calcolo.

Di seguito sono presentati i valori di permeabilità adottati.

ZONA	PERMEABILITÀ	
	(m ² /Pa s)	(cm/s)
<i>rilevato arginale</i>	2.55·10 ⁻¹⁰	2.50·10 ⁻⁴
<i>1° strato</i>	2.55·10 ⁻¹⁰	2.50·10 ⁻⁴ *
<i>2° strato</i>	2.55·10 ⁻⁹	2.50·10 ⁻³
<i>3° strato</i>	2.55·10 ⁻⁹	2.50·10 ⁻³ *

Tabella n° 3.5.1: Valori di permeabilità.

Come condizione iniziale per le simulazioni effettuate è stata ipotizzata la saturazione nulla del terreno; si è quindi simulata la situazione in cui l'argine si trova in condizioni secche ed è esposto successivamente alla piena nell'area golenale.

3.5.3 Risultati

Nelle pagine che seguono si descrive l'esito delle verifiche e si riportano le figure riguardanti lo schema del reticolo di calcolo (input), l'andamento delle superfici isobare (compresa la superficie a pressione atmosferica), quello delle superfici equipotenziali (a carico totale costante), nonché il campo di moto.

Dalla figura relativa alle superfici isobariche si osserva anche l'andamento della superficie a pressione atmosferica. La sezione trasversale dell'argine assicura la copertura della linea di filtrazione che si stabilisce all'interno del corpo arginale.

Non sussistono in aggiunta problemi di sifonamento per l'unghia del piede del rilevato autostradale lato campagna.

Infatti si osserva come la isobara a pressione nulla non interessi mai il piede del rilevato autostradale e come la componente verticale di velocità nella suddetta area

sia pressoché nulla (allegato D colonna I=70): pertanto non è possibile l'innesco di fenomeni di sifonamento.

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

8-Jul-13 16:01

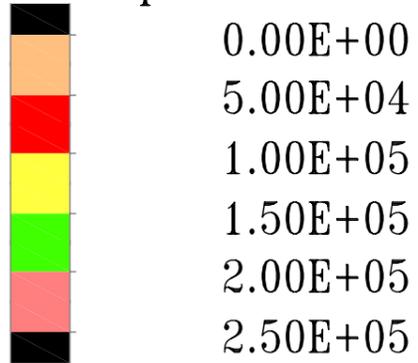
step 4

-3.733E+00 <x< 7.973E+01

1.688E+02 <y< 2.522E+02

Cons. Time 6.3437E+07

Pore pressure contours



Contour interval= 5.00E+04

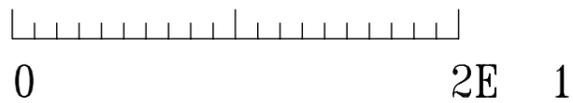
Pore pressure contours

Contour interval= 1.00E+03

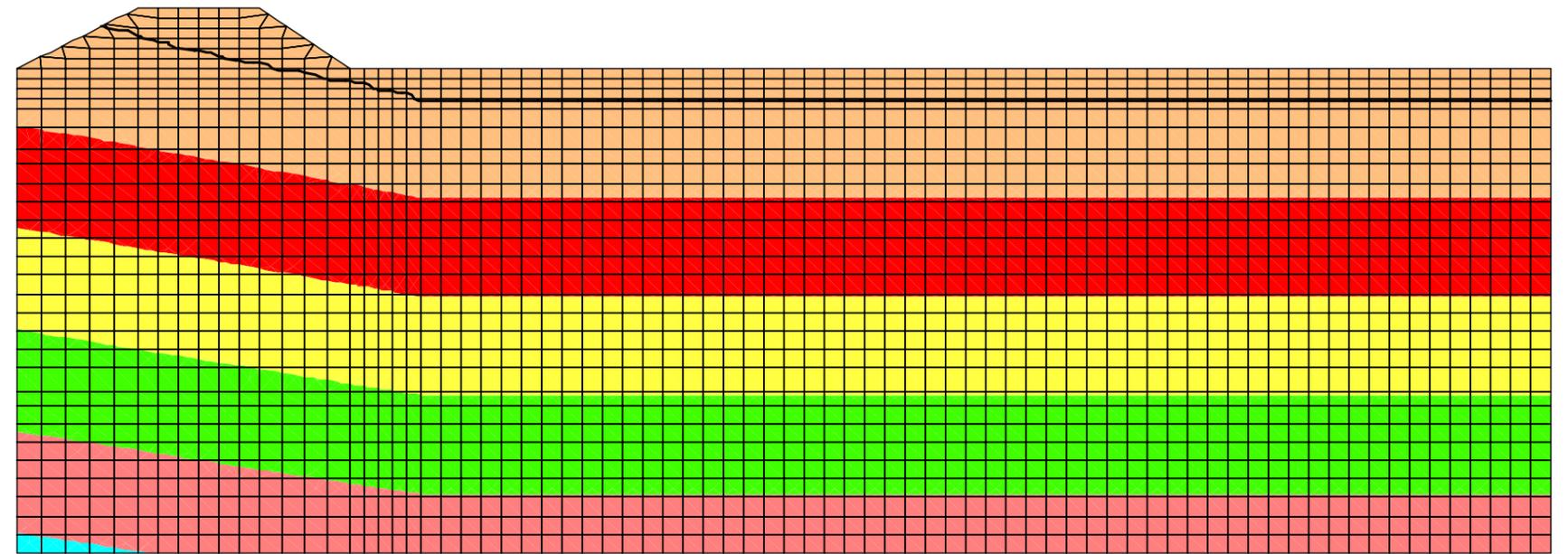
Minimum: 0.00E+00

Maximum: 1.00E+03

Grid plot



DIZETA INGEGNERIA
MILANO



0.500 1.500 2.500 3.500 4.500 5.500 6.500 7.500

(*10**1)

2.500
2.400
2.300
2.200
2.100
2.000
1.900
1.800
1.700

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

8-Jul-13 16:00

step 4

-3.733E+00 <x< 7.973E+01

1.688E+02 <y< 2.522E+02

Cons. Time 6.3437E+07

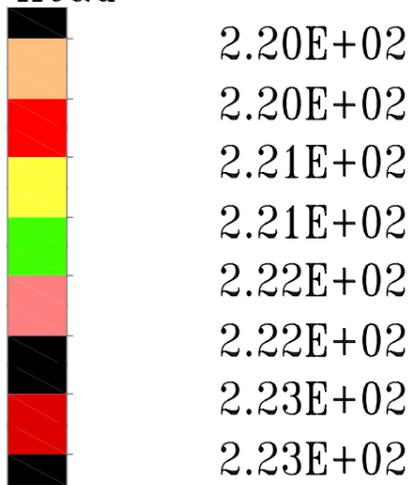
Head

Contour interval= 5.00E-01

Minimum: 2.20E+02

Maximum: 2.23E+02

Head



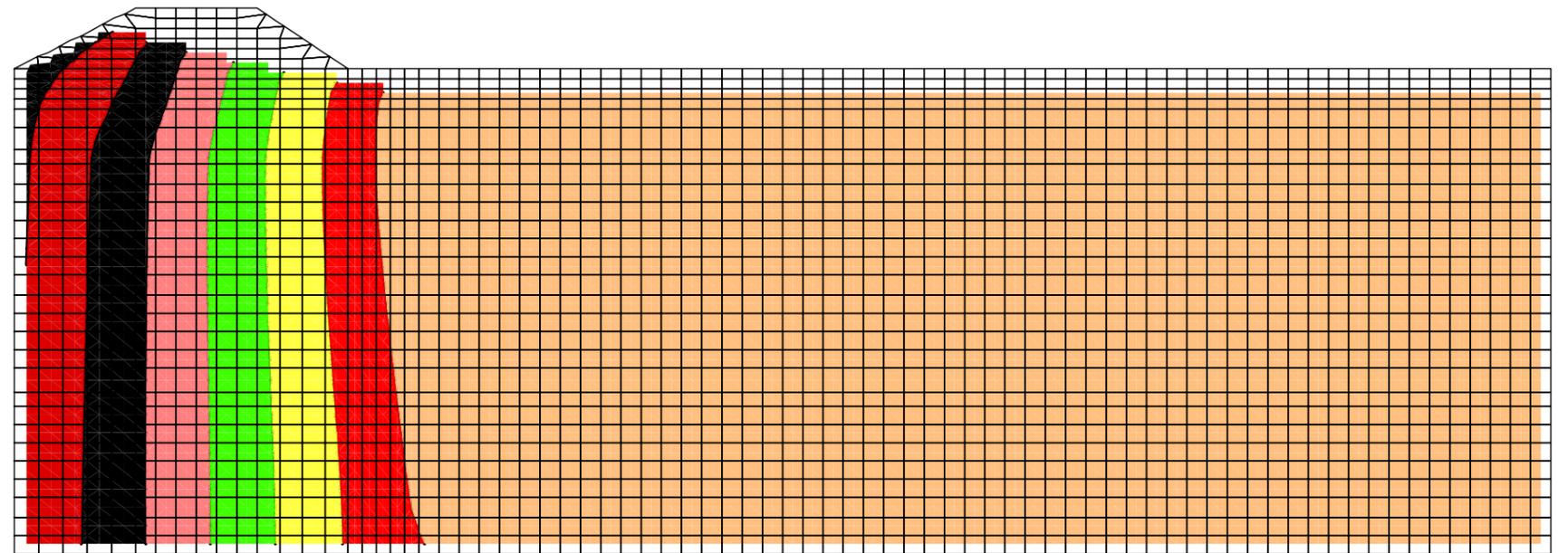
Contour interval= 5.00E-01

Grid plot



0 2E 1

DIZETA INGEGNERIA
MILANO



0.500 1.500 2.500 3.500 4.500 5.500 6.500 7.500

(*10**1)

1.700

1.800

1.900

2.000

2.200

2.300

2.400

2.500

FLAC (Version 4.00)

LEGEND

21-Jun-13 17:18

step 4

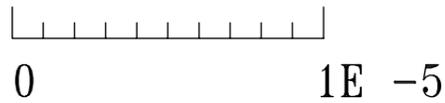
-3.733E+00 <x< 7.973E+01

1.687E+02 <y< 2.521E+02

Cons. Time 6.3437E+07

Flow vectors

Max Vector = 5.438E-06



Head

Contour interval= 5.00E-01

Minimum: 2.20E+02

Maximum: 2.23E+02

Pore pressure contours

Contour interval= 5.00E+04

Minimum: 0.00E+00

Maximum: 2.50E+05

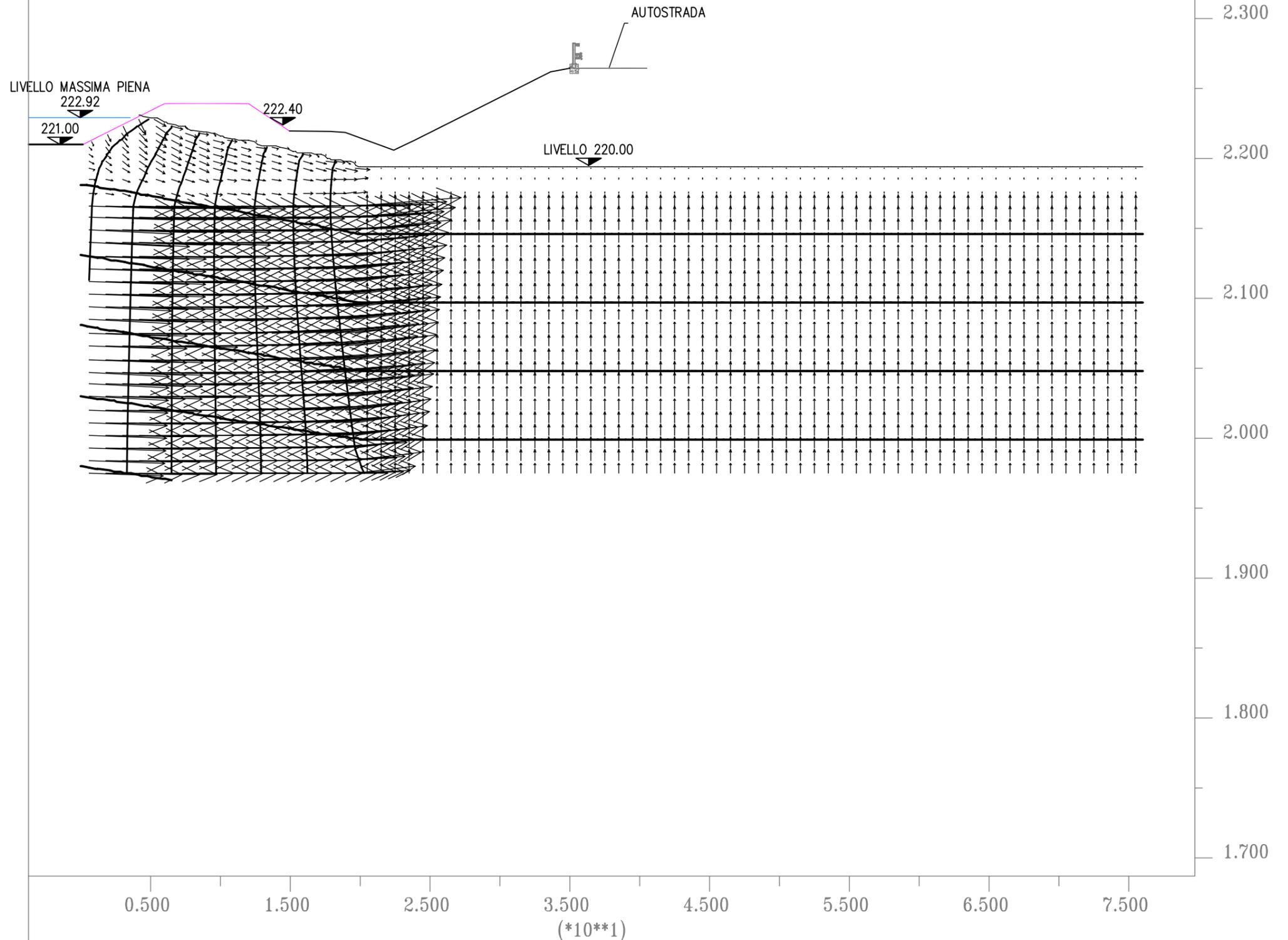
Pore pressure contours

Contour interval= 1.00E+03

Minimum: 0.00E+00

Maximum: 1.00E+03

DIZETA INGEGNERIA
MILANO



4 Conclusioni

Le verifiche svolte sul rilevato arginale in progetto, **tutte risultate ampiamente positive**, sono state condotte nelle condizioni più gravose dal punto di vista dei carichi e della scelta della sezione adottata nelle verifiche.

Le verifiche hanno riguardato la stabilità del muro a sostegno dell'argine maestro (lato proprietà privata Ativa), le verifiche di stabilità del corpo arginale, l'analisi dei cedimenti del terreno di fondazione al di sotto delle arginature e le verifiche dei fenomeni connessi ai moti di filtrazione.

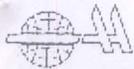
Milano, luglio 2013

Il progettista

Dott. Ing. Fulvio Bernabei

Allegati

Allegato A:
Rilievo geologico



ABRATE s.p.a.
OPERE SPECIALIZZATE

Sev. Tecnico Amministr.: 10022 CARMAGNOLA (To)
Via G. Agnelli, 71 - Tel. 011/9712325 - 011/71232

CANTIERE CAVE MONCALIERI s.p.l.

Comune MONCALIERI

Provincia TORINO

Perforazione iniziata il 25/03/1989

terminata il 26/03/1989

Dposito cassette CAVE MONCALIERI

Scala 1 : 100

SONDAGGIO

FD

N. 1

N. 1

QUOTA s.l.m.

PROFONDITA' DAL P.O.	POTENZA DELLO STRATO	DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL TERRENO	UNIDITA'		PESK. PVEGIMENTI E LORO Ø	METODO DI PERFORAZIONE	RECUPERO %	R. C. D. %	RESISTENZA PRATICA METRICA kg/cm ²	CAMPIONI INDISTURBATI	PIEZOMETRO (M. d'ALTEZZA)	INCLINOMETRO	S.P.T. IN FORO	DIAMETRO LI PERFORAZIONE	NOTE
			1	2											
0.00					152										
0.60	0.60	Terreno vegetale.													
0.60	2.00	Limo argilloso, colore bruno.													
0.60	2.00	Sabbia fine, colore nocciola scura.											3.00		N = 6 - 4 - 8
1.60	1.00	Ghiaia da fine a grossolana con sabbia debolmente limosa, colore grigio.											5.00		N = 15 - 21 - 10
1.00	2.50	Sabbia da fine a grossolana con una debole percentuale ghiaiosa, alternata a livelli (max 30 e 40 cm) ghiaiosa-sabbiosi debolmente limosi, colore grigio.	6	Ø 60									9.00		N = 11 - 11 - 13
1.00	9.00	Sabbia ghiaiosa con rari ghiaioni, scarsa matrice fine limosa, colore grigio.											12.00		N = 9 - 13 - 10
1.00	9.00	Sabbia ghiaiosa con rari ghiaioni, scarsa matrice fine limosa, colore grigio.											15.00		N = 15 - 15 - 18
1.00	9.00	Sabbia ghiaiosa con rari ghiaioni, scarsa matrice fine limosa, colore grigio.											18.00		N = 20 - 23 - 10
2.50	6.00	Sabbia limosa, colore grigio-azzurro.											20.00		
1.00	1.20	Argilla siltosa, colore grigio-azzurro.													
0.00	0.00	Argilla, colore bruno-giallastro.													
2.00	2.00	Argilla, colore bruno-giallastro.													

ROTAZIONE CON CARBACCIO CONTINUI

70 + 50%

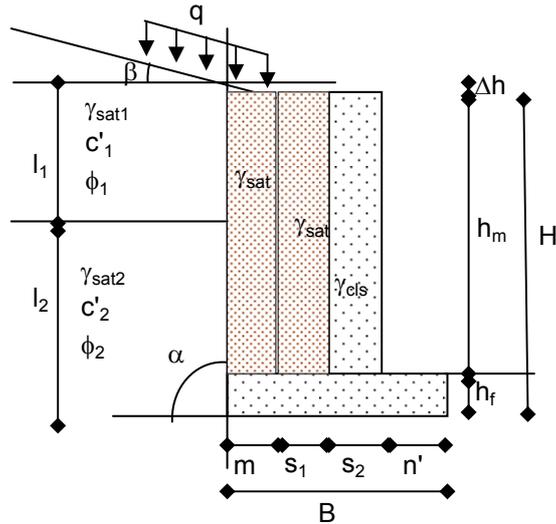
Ø 133 mm

Allegato B:

Verifiche di stabilità muro di sostegno

MURO ALTEZZA 2.30 METRI + 0,50 metri fondazione

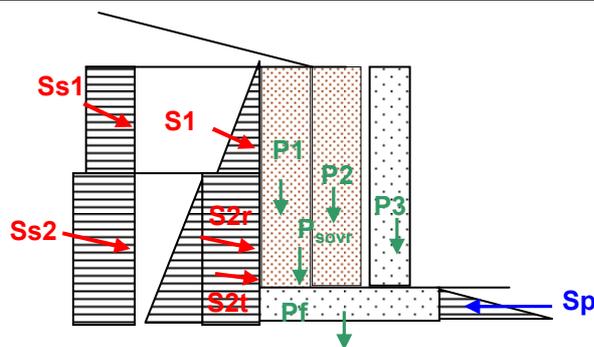
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E GEOTECNICHE



Terreno	STRATO 1	STRATO 2	Muro	
$l =$	1.40	1.40	$\gamma_{cls} =$	24
$\gamma_d =$			$\rightarrow H =$	2.80
$\gamma_{sat} =$	22.5	22.5	$h_f =$	0.50
$c' =$	0	0	$m =$	0.25
$\phi =$	30	30	$s_1 =$	0.25
$\phi' =$	24.79	24.79	$s_2 =$	0.50
$\alpha =$	90	90	$n' =$	0.80
$\beta =$	0	0	$n = n' + s_2 =$	1.30
$\delta =$	17	17	$B =$	1.80
$K_a =$	0.299	0.299	$h_M =$	2.30
$K_p =$	3.00	3.00	$\Delta h =$	0.00
$K''_a =$	0.363	0.363	$h'_M =$	2.30
$K''_p =$	2.44	2.44	$L =$	1.00
Parametri sismici			$q =$	7.20
$ag =$	0.061		$\% h_f \text{ per } S_p =$	0%
$F_0 =$	2.795			
$Tc^* =$	0.282			
$S =$	1.8	k_h	k_v	
$\beta m =$	0.18	0.0198	0.0099	

	ϕ_1	ϕ_2	ϕ'_1	ϕ'_2
$\sin^2(a + f) =$	0.750	0.750	0.824	0.824
$\sin^2 a =$	1.000	1.000	1.000	1.000
$\sin(a - d) =$	0.956	0.956	0.956	0.956
$\sin(f + d) =$	0.731	0.731	0.666	0.666
$\sin(f - b) =$	0.500	0.500	0.419	0.419
$\sin(a + b) =$	1.000	1.000	1.000	1.000

AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



Peso proprio della struttura

$$\begin{aligned}
 P_f &= \gamma_{cls} * B * h_F * L = & 21.60 & \text{ kN} \\
 P_1 &= \gamma_{sat} * m * h_M * L = & 12.94 & \text{ kN} \\
 P_2 &= \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L = & 12.94 & \text{ kN} \\
 P_3 &= \gamma'_{cls} * s_2 * h_M * L = & 41.40 & \text{ kN} \\
 \hline
 P_{muro} &= P_f + P_1 + P_2 + P_3 = & 88.88 & \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sovraccarichi accidentali

$$P_{sovr} = (q) * (m + S1) * L = 3.60 \text{ kN}$$

Componenti spinta attiva del terreno

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \gamma_{sat1} * k_{a1} * (l_1 + \Delta h)^2 * L / 2 = & 6.60 & \text{ kN} \\
 S_{1x} &= S_1 * \cos \delta = & 6.31 & \text{ kN} \\
 S_{1y} &= S_1 * \sin \delta = & 1.93 & \text{ kN} \\
 S_{2t} &= \gamma_{sat2} * k_{a2} * l_2^2 * L / 2 = & 6.60 & \text{ kN} \\
 S_{2tx} &= S_{2t} * \cos \delta = & 6.31 & \text{ kN} \\
 S_{2ty} &= S_{2t} * \sin \delta = & 1.93 & \text{ kN} \\
 S_{2r} &= (\gamma_{sat1} * (l_1 + \Delta h)) * k_{a2} * l_2 * L = & 13.21 & \text{ kN} \\
 S_{2rx} &= S_{2r} * \cos \delta = & 12.63 & \text{ kN} \\
 S_{2ry} &= S_{2r} * \sin \delta = & 3.86 & \text{ kN} \\
 \hline
 S_x &= S_{1x} + S_{2tx} + S_{2rx} = & 25.26 & \text{ kN} \\
 S_y &= S_{1y} + S_{2ty} + S_{2ry} = & 7.72 & \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Calcolo spinta per M2

$$\begin{aligned}
 & & & 8.01 & \text{ kN} \\
 & & & 7.66 & \text{ kN} \\
 & & & 2.34 & \text{ kN} \\
 & & & 8.01 & \text{ kN} \\
 & & & 7.66 & \text{ kN} \\
 & & & 2.34 & \text{ kN} \\
 & & & 16.01 & \text{ kN} \\
 & & & 15.32 & \text{ kN} \\
 & & & 4.68 & \text{ kN} \\
 \hline
 & & & 30.63 & \text{ kN} \\
 & & & 9.36 & \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Componenti spinta attiva dei sovraccarichi

$$\begin{aligned}
 Ss_1 &= (q + p) * k_{a1} * (l_1 + \Delta h) * L = & 3.02 & \text{ kN} \\
 Ss_{1x} &= Ss_1 * \cos \delta = & 2.89 & \text{ kN} \\
 Ss_{1y} &= Ss_1 * \sin \delta = & 0.88 & \text{ kN} \\
 Ss_2 &= (q + p) * k_{a2} * l_2 * L = & 3.02 & \text{ kN} \\
 Ss_{2x} &= Ss_2 * \cos \delta = & 2.89 & \text{ kN} \\
 Ss_{2y} &= Ss_2 * \sin \delta = & 0.88 & \text{ kN} \\
 \hline
 Ss_x &= Ss_{1x} + Ss_{2x} = & 5.77 & \text{ kN} \\
 Ss_y &= Ss_{1y} + Ss_{2y} = & 1.76 & \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Spinta passiva del terreno

$$S_p = \gamma_{sat2} * k_{p2} * (f * h_f)^2 * L / 2 = 0.00 \text{ kN}$$

Momenti dati dal peso proprio della struttura

$M_f = P_f * b_f =$	19.44	kNm		
$M_1 = P_1 * b_1 =$	21.67	kNm		
$M_2 = P_2 * b_2 =$	18.44	kNm		
$M_3 = P_3 * b_3 =$	43.47	kNm		
$M_{muro} = M_f + M_1 + M_2 + M_3 =$	103.02	kNm		

Momenti dati dai sovraccarichi

$b_{sovr} = B - (m + S_1)/2$	1.55	m		
$M_{sovr} = P_{sovr} * b_{sovr} =$	5.58	kNm		

Momenti dati dalla spinta attiva del terreno

Calcolo spinta per M2

$M_{S1x} = S_{1x} * b_{S1x} =$	11.79	kNm	14.29	kNm
$M_{S1y} = S_{1y} * b_{S1y} =$	3.47	kNm	4.21	kNm
$M_{S2tx} = S_{2tx} * b_{S2tx} =$	2.95	kNm	3.57	kNm
$M_{S2ty} = S_{2ty} * b_{S2ty} =$	3.47	kNm	4.21	kNm
$M_{S2rx} = S_{2rx} * b_{S2rx} =$	8.84	kNm	10.72	kNm
$M_{S2ry} = S_{2ry} * b_{S2ry} =$	6.95	kNm	8.43	kNm
$M_{Sx} = M_{S1x} + M_{S2tx} + M_{S2rx} =$	23.57	kNm	28.59	kNm
$M_{Sy} = M_{S1y} + M_{S2ty} + M_{S2ry} =$	13.90	kNm	16.86	kNm

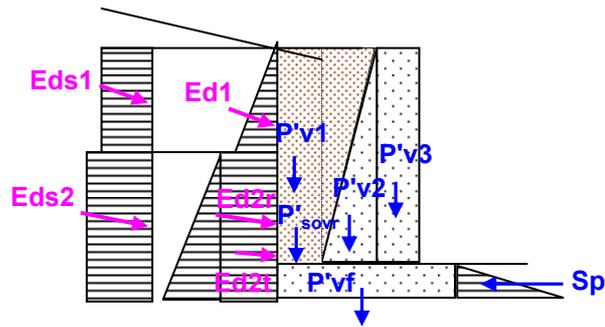
Momenti della spinta attiva del sovraccarico

$M_{Ss1x} = S_{s1x} * b_{Ss1x} =$	6.06	kNm	7.35	kNm
$M_{Ss1y} = S_{s1y} * b_{Ss1y} =$	1.59	kNm	1.93	kNm
$M_{Ss2x} = S_{s2x} * b_{Ss2x} =$	2.02	kNm	2.45	kNm
$M_{Ss2y} = S_{s2y} * b_{Ss2y} =$	1.59	kNm	1.93	kNm
$M_{Ssx} = M_{Ss1x} + M_{Ss2x} =$	8.08	kNm	9.80	kNm
$M_{Ssy} = M_{Ss1y} + M_{Ss2y} =$	3.18	kNm	3.85	kNm

Momenti della spinta passiva del terreno

$M_p = S_p * b_p =$	0.00	kNm	0.00	kNm
---------------------	------	-----	------	-----

AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE



Forze inerziali verticali sulla struttura

$$\begin{aligned}
 P'_{vf} &= \gamma_{cls} * B * h_F * L * k_v = & 0.21 & \text{kN} \\
 P'_{v1} &= \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_v = & 0.13 & \text{kN} \\
 P'_{v2} &= \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_v = & 0.13 & \text{kN} \\
 P'_{v3} &= \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_v = & 0.41 & \text{kN} \\
 \hline
 P'_{vmuro} &= P'_{vf} + P'_{v1} + P'_{v2} + P'_{v3} = & 0.88 & \text{kN}
 \end{aligned}$$

Forze inerziali orizzontali sulla struttura

$$\begin{aligned}
 P'_{hf} &= \gamma_{cls} * B * h_F * L * k_h = & 0.43 & \text{kN} \\
 P'_{h1} &= \gamma_{sat} * m * h_M * L * k_h = & 0.26 & \text{kN} \\
 P'_{h2} &= \gamma_{sat} * s_1 * h_M * L * k_h = & 0.26 & \text{kN} \\
 P'_{h3} &= \gamma_{cls}' * s_2 * h_M * L * k_h = & 0.82 & \text{kN} \\
 \hline
 P'_{hmuro} &= P'_{hf} + P'_{h1} + P'_{h2} + P'_{h3} = & 1.76 & \text{kN}
 \end{aligned}$$

Forze inerziali verticali sui sovraccarichi

$$P'_{sovr} = (q) * (m + S_1) * L * k_v = 0.04 \text{ kN}$$

Spinta attiva del terreno (componente sismica)

$$\begin{aligned}
 E_{d1x} &= S_{1x} * k_h = & 0.12 & \text{kN} & & 0.15 & \text{kN} \\
 E_{d2tx} &= S_{2tx} * k_h = & 0.12 & \text{kN} & & 0.15 & \text{kN} \\
 E_{d2rx} &= S_{2rx} * k_h = & 0.25 & \text{kN} & & 0.30 & \text{kN} \\
 \hline
 E_{dx} &= E_{d1x} + E_{d2tx} + E_{d2rx} = & 0.50 & \text{kN} & & 0.61 & \text{kN} \\
 \\ \\
 E_{d1y} &= S_{1y} * k_v = & 0.02 & \text{kN} & & 0.02 & \text{kN} \\
 E_{d2ty} &= S_{2ty} * k_v = & 0.02 & \text{kN} & & 0.02 & \text{kN} \\
 E_{d2ry} &= S_{2ry} * k_v = & 0.04 & \text{kN} & & 0.05 & \text{kN} \\
 \hline
 E_{dy} &= E_{d1y} + E_{d2ty} + E_{d2ry} = & 0.08 & \text{kN} & & 0.09 & \text{kN}
 \end{aligned}$$

Spinta attiva del terreno data dai sovraccarichi (componente sismica)

$$\begin{aligned}
 E_{ds1x} &= Ss_{1x} * k_h = & 0.06 & \text{kN} & & 0.07 & \text{kN} \\
 E_{ds2x} &= Ss_{2x} * k_h = & 0.06 & \text{kN} & & 0.07 & \text{kN} \\
 \hline
 E_{dsx} &= E_{ds1x} + E_{ds2tx} + E_{ds2rx} = & 0.11 & \text{kN} & & 0.14 & \text{kN} \\
 \\ \\
 E_{ds1y} &= Ss_{1y} * k_v = & 0.01 & \text{kN} & & 0.01 & \text{kN} \\
 E_{ds2y} &= Ss_{2y} * k_v = & 0.01 & \text{kN} & & 0.01 & \text{kN} \\
 \hline
 E_{dsy} &= E_{ds1y} + E_{ds2ty} + E_{ds2ry} = & 0.02 & \text{kN} & & 0.02 & \text{kN}
 \end{aligned}$$

Momenti dati dalle forze inerziali verticali sull'opera

$M'_{vf} = P'_{vf} * b_f =$	0.19	kNm
$M'_{v1} = P'_{v1} * b_1 =$	0.21	kNm
$M'_{v2} = P'_{v2} * b_2 =$	0.18	kNm
$M'_{v3} = P'_{v3} * b_3 =$	0.43	kNm
$M'_v = M'_{vf} + M'_{v1} + M'_{v2} + M'_{v3} =$	1.02	kNm

Momento della forza inerziale orizzontale dell'opera

$M'_{hf} = P'_{hf} * b_{hf} =$	0.11	kNm
$M'_{h1} = P'_{h1} * b_{h1} =$	0.42	kNm
$M'_{h2} = P'_{h2} * b_{h2} =$	0.42	kNm
$M'_{h3} = P'_{h3} * b_{h3} =$	1.35	kNm
$M'_h = M'_{hf} + M'_{h1} + M'_{h2} + M'_{h3} =$	2.30	kNm

Momento della forza inerziale verticale sul sovraccarico

$$M'_{sovr} = P'_{sovr} * b_{sovr} = 0.06 \quad \text{kNm}$$

Momenti della spinta attiva del terreno (componente sismica)

$M_{Ed1x} = E_{d1x} * b_{Ed1x} =$	0.23	kNm	0.28	kNm
$M_{Ed1y} = E_{d1y} * b_{Ed1y} =$	0.03	kNm	0.04	kNm
$M_{Ed2tx} = E_{d2tx} * b_{Ed2tx} =$	0.06	kNm	0.07	kNm
$M_{Ed2ty} = E_{d2ty} * b_{Ed2ty} =$	0.03	kNm	0.04	kNm
$M_{Ed2rx} = E_{d2rx} * b_{Ed2rx} =$	0.17	kNm	0.21	kNm
$M_{Ed2ry} = E_{d2ry} * b_{Ed2ry} =$	0.07	kNm	0.08	kNm
$M_{Edx} =$	0.47	kNm	0.57	kNm
$M_{Edy} =$	0.14	kNm	0.17	kNm
$M_{Ed} =$	0.60	kNm	0.73	kNm

Momenti della spinta attiva del sovraccarico (componente sismica)

$M_{Eds1x} = E_{ds1x} * b_{Eds1x} =$	0.12	kNm	0.15	kNm
$M_{Eds1y} = E_{ds1y} * b_{Eds1y} =$	0.02	kNm	0.02	kNm
$M_{Eds2x} = E_{ds2x} * b_{Eds2x} =$	0.04	kNm	0.05	kNm
$M_{Eds2y} = E_{ds2y} * b_{Eds2y} =$	0.02	kNm	0.02	kNm
$M_{Edsx} =$	0.16	kNm	0.19	kNm
$M_{Edsy} =$	0.03	kNm	0.04	kNm
$M_{Eds} =$	0.19	kNm	0.23	kNm

MURO ALTEZZA 2.30 METRI + 0,50 metri fondazione

VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - RIBALTAMENTO: EQU + M2

- Ribaltamento

EQU

permanenti favorevoli γ_{G1} =	0.90
permanenti sfavorevoli γ_{G2} =	1.10
variabili favorevoli γ_{Q1} =	0.00
variabili sfavorevoli γ_{Q2} =	1.50

M2

Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka

$$\varphi'_1 = \arctg(\operatorname{tg}\varphi_1/1.25) = 24.79$$

$$\Sigma M_{\text{res}} = \gamma_{G1} M_{\text{muro}} + \gamma_{Q1} M_{\text{sovr}} + \gamma_{G2} M_{\text{Sy}} + \gamma_{Q1} M_{\text{Ssy}} + \gamma_{G1} M_{\text{Sp}} = 111.26 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{\text{rib}} = \gamma_{G2} M_{\text{Sx}} + \gamma_{Q1} M_{\text{Ssx}} = 31.45 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{\text{res}} / \Sigma M_{\text{rib}} = \mathbf{3.54} > 1.00$$

MURO ALTEZZA 2.30 METRI + 0,50 metri fondazione

**VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO (NO SISMA) - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE
TERRENO DI FONDAZIONE: A2+M2+R2**

- Scorrimento

GEO A2

permanenti favorevoli $\gamma_G =$ **1.00**

permanenti sfavorevoli $\gamma_G =$ **1.00**

variabili favorevoli $\gamma_Q =$ **0.00**

variabili sfavorevoli $\gamma_Q =$ **1.30**

M2

Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka (colonna I)

R2

I coefficienti γ_R sono = **1**

$$\Sigma R_y = P_{\text{muro}} + P_{\text{sovr}} + S_y + S_{S_y} = 105.70 \text{ kN}$$

$$\Sigma R_x = \Sigma S_x + \Sigma S_{S_x} - S_p = 39.73 \text{ kN}$$

$$(\Sigma R_y * \tan \phi) / \Sigma R_x = \mathbf{1.23} > 1.00$$

- Capacità portante terreno di fondazione

GEO A2

permanenti favorevoli $\gamma_G =$	1.00
permanenti sfavorevoli $\gamma_G =$	1.00
variabili favorevoli $\gamma_Q =$	0.00
variabili sfavorevoli $\gamma_Q =$	1.30

M2

Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka (colonna II)

Si ricalcolano coefficienti Meyerhof con angolo attrito e coesione ridotti

R2

I coefficienti γ_R sono = 1

Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)

$$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma = 260 \quad \text{kN/m}^2$$

con:

$q' = \gamma_{sat2} * d =$	11.25	kN/m ²	$d =$	0.50	m
$\gamma_{sat2} =$	22.50	kN/m ³	$B =$	1.80	m
per $\phi' =$	24.79°		$L =$	1.00	m
$c' =$	0.00	kN/m ²			

$N_c = 20.42$	$N_q = 10.43$	$N_\gamma = 6.53$
$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
$d_c = 1.09$	$d_q = 1.04$	$d_\gamma = 1.04$

Calcolo pressione sul terreno

$$\Sigma M_{res} = M_{muro} + M_{sovr} + \Sigma M_{Sy} + \Sigma M_{Ssy} + M_{Sp} = 132.14 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{rib} = \Sigma M_{Sx} + \Sigma M_{Ssx} = 41.33 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma R_y = \Sigma P_{muro} + \Sigma P_{sovr} + \Sigma S_y + \Sigma S_{sy} = 105.70 \quad \text{kN}$$

$$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y = 0.86 \quad \text{m}$$

$$e = (B / 2) - u = 0.04 \quad \text{m} \quad < \quad B/6 = 0.30 \quad \text{m}$$

$$R_e = 1 - (e / B)^{0.5} = 0.85 \quad \text{terreni incoerenti}$$

$$R_e = 1 - 2(e / B) = 0.95 \quad \text{terreni coesivi}$$

$$q_{ult}' = q_{ult} * R_e = 221 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{T,I} = \Sigma R_V / (B * L) + \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) = 66.74 \quad \text{kN/m}^2 \quad e < B/6$$

$$\sigma_{T,II} = \Sigma R_V / (B * L) - \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) = 50.71 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \Sigma R_V * 2 / (3 * u * L) = 82.03 \quad \text{kN/m}^2 \quad e > B/6$$

$$q_{ult} / \sigma_{T,max} = 3.31 > 1.00$$

MURO ALTEZZA 2.30 METRI + 0,50 metri fondazione

VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3

- Scorrimento

GEO A1

permanenti favorevoli $\gamma_{G1} = 1.00$

permanenti sfavorevoli $\gamma_{G2} = 1.30$

variabili favorevoli $\gamma_{Q1} = 0.00$

variabili sfavorevoli $\gamma_{Q2} = 1.50$

M1

I coefficienti γ_M sono = 1

R3

Il coefficiente γ_R é = 1.1

$$\Sigma R_y = \gamma_{G1} P_{\text{muro}} + \gamma_{Q2} P_{\text{sovr}} + \gamma_{G2} S_y + \gamma_{Q2} S_{S_y} = 106.96 \text{ kN}$$

$$\Sigma R_x = \gamma_{G2} S_x + \gamma_{Q2} S_{S_x} - \gamma_{G1} S_p = 41.49 \text{ kN}$$

$$(\Sigma R_y * \tan \phi') / \Sigma R_x = \mathbf{1.49} > 1.10$$

MURO ALTEZZA 2.30 METRI + 0,50 metri fondazione

VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE: A1+M1+R3

- Capacità portante terreno di fondazione

GEO A1

permanenti favorevoli $\gamma_G = 1.00$

permanenti sfavorevoli $\gamma_G = 1.30$

variabili favorevoli $\gamma_Q = 0.00$

variabili sfavorevoli $\gamma_Q = 1.50$

M1

I coefficienti γ_M sono = 1

R3

Il coefficiente γ_R é = 1.4

Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)

$$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma = 550 \quad \text{kN/m}^2$$

con:

$$q' = \gamma_{sat 2} * d = 11.25 \quad \text{kN/m}^2 \quad d = 0.50 \quad \text{m}$$

$$\gamma_{sat 2} = 22.50 \quad \text{kN/m}^3 \quad B = 1.80 \quad \text{m}$$

$$\text{per } \phi' = 30^\circ \quad L = 1.00 \quad \text{m}$$

$$c' = 0.00 \quad \text{kN/m}^2$$

$$N_c = 30.14 \quad N_q = 18.40 \quad N_\gamma = 15.67$$

$$s_c = 1.00 \quad s_q = 1.00 \quad s_\gamma = 1.00$$

$$d_c = 1.10 \quad d_q = 1.05 \quad d_\gamma = 1.05$$

Calcolo pressione sul terreno

$$\Sigma M_{res} = \gamma_{G2} M_{muro} + \gamma_{Q2} M_{sovr} + \gamma_{G2} M_{Sy} + \gamma_{Q2} M_{Ssy} + \gamma_{G1} M_{Sp} = 165.13 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma M_{rib} = \gamma_{G2} M_{Sx} + \gamma_{Q2} M_{Ssx} = 42.77 \quad \text{kNm}$$

$$\Sigma R_y = \gamma_{G2} P_{muro} + \gamma_{Q2} P_{sovr} + \gamma_{G2} S_y + \gamma_{Q2} S_{sy} = 133.62 \quad \text{kN}$$

$$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y = 0.92 \quad \text{m}$$

$$e = (B / 2) - u = -0.02 \quad \text{m} \quad < \quad B/6 = 0.30 \quad \text{m}$$

$$R_e = 1 - (e / B)^{0.5} = 0.91 \quad \text{terreni incoerenti}$$

$$R_e = 1 - 2(e / B) = 1.02 \quad \text{terreni coesivi}$$

$$q_{ult}' = q_{ult} * R_e = 559 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{T,I} = \Sigma R_v / (B * L) + \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) = 70.35 \quad \text{kN/m}^2 \quad e < B/6$$

$$\sigma_{T,II} = \Sigma R_v / (B * L) - \Sigma R_v * 6 * e / (B^2 * L) = 78.12 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \Sigma R_v * 2 / (3 * u * L) = 97.28 \quad \text{kN/m}^2 \quad e > B/6$$

$$q'_{ult} / \sigma_{T,max} = 7.95 > 1.40$$

MURO ALTEZZA 2.30 METRI + 0,50 metri fondazione			
VERIFICHE DI STABILITA' DEL MURO CON SISMA - RIBALTAMENTO - SCORRIMENTO - CAPACITA' PORTANTE:			
COEFFICIENTI COMBINAZIONE QUASI PERMANENTI			
Categoria F (rimesse e parcheggi) $\Psi =$		0.60	
- Ribaltamento			
M2			
Si ricalcolano le spinte con valore maggiorato di Ka		$\varphi'_1 = \arctg(\tg\varphi_1/1.25) = 24.79$	
$\Sigma M_{res} = M_{muro} + M_{sovr} \Psi + M_{Sy} + M_{Ssy} \Psi + M_{Sp} =$		125.53	kNm
$\Sigma M_{rib} = M_{Sx} + M_{Ssx} \Psi + M'_v + M'_h + M_{Ed} + (M_{Eds} + M'_{sovr}) \Psi =$		38.69	kNm
$\Sigma M_{res} / \Sigma M_{rib} =$		3.24	> 1.00
- Scorrimento			
M1			
I coefficienti γ_M sono =		1	
R3			
II coefficiente γ_R é =		1.1	
$\Sigma R_y = P_{muro} + P_{sovr} \Psi + S_y + S_{sy} \Psi - P'_v \text{ muro} - E_{dy} - (E_{dsy} + P'_{sovr}) \Psi =$		98.83	kN
$\Sigma R_x = S_x + S_{sx} \Psi - S_p + P_h \text{ muro} + E_{dx} + E_{dsx} \Psi =$		31.04	kN
$(\Sigma R_y * \tan \phi) / \Sigma R_x =$		1.84	> 1.10
- Capacità portante terreno di fondazione			
M1			
I coefficienti γ_M sono =		1	
R3			
II coefficiente γ_R é =		1.4	
Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)			
$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma =$		550	kN/m ²
con:			
$q' = \gamma_{sat 2} * d =$	11.25	kN/m ²	$d = 0.50$ m
$\gamma_{sat 2} =$	22.50	kN/m ³	$B = 1.80$ m
per $\phi' =$	30°		$L = 1.00$ m
$c' =$	0.00	kN/m ²	
$N_c = 30.14$		$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
$s_c = 1.00$		$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
$d_c = 1.10$		$d_q = 1.05$	$d_\gamma = 1.05$
Calcolo pressione sul terreno			
$\Sigma M_{res} = M_{muro} + M_{sovr} \Psi + M_{Sy} + M_{Ssy} \Psi + M_{Sp} - M'_v + M_{Edy} - (M_{Edsy} + M'_{sovr}) \Psi =$		120.96	kNm
$\Sigma M_{rib} = M_{Sx} + M_{Ssx} \Psi + M'_h + M_{Edx} + M_{Edsx} \Psi =$		31.28	kNm
$\Sigma R_y = P_{muro} + P_{sovr} \Psi + S_y + S_{sy} \Psi - P'_v \text{ muro} - E_{dy} - (E_{dsy} + P'_{sovr}) \Psi =$		98.83	kN
$u = (\Sigma M_{res} - \Sigma M_{rib}) / \Sigma R_y =$		0.91	m
$e = (B / 2) - u =$		-0.01	m
$R_e = 1 - (e / B) ^ 0.5 =$		0.94	terreni incoerenti
$R_e = 1 - 2(e / B) =$		1.01	terreni coesivi
$q'_{ult} = q_{ult} * R_e =$		554	kN/m ²
$\sigma_{T,I} = \Sigma R_V / (B * L) + \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) =$		53.55	kN/m ² e<B/6
$\sigma_{T,II} = \Sigma R_V / (B * L) - \Sigma R_V * 6 * e / (B^2 * L) =$		56.26	kN/m ³
$\sigma_{max} = \Sigma R_V * 2 / (3 * u * L) =$		72.61	kN/m ² e>B/6
$q'_{ult} / \sigma_{T,max} =$		10.35	> 1.40

Allegato C:

Cedimenti verticali del terreno al di sotto del manufatto arginale

y displ. [m] (multiply values below by 10⁻²)

I	81	82	83	84	85
J					
35					
34	0.149	0.15	0.151	0.152	0.152
33	0.148	0.149	0.15	0.151	0.151
32	0.146	0.148	0.149	0.15	0.15
31	0.145	0.147	0.148	0.148	0.149
30	0.144	0.145	0.147	0.147	0.147
29	0.143	0.144	0.145	0.146	0.146
28	0.141	0.143	0.144	0.144	0.145
27	0.14	0.141	0.142	0.143	0.143
26	0.138	0.14	0.141	0.141	0.141
25	0.136	0.138	0.139	0.14	0.14
24	0.133	0.135	0.136	0.136	0.137
23	0.13	0.132	0.133	0.133	0.133
22	0.127	0.128	0.129	0.129	0.13
21	0.123	0.124	0.125	0.126	0.126
20	0.119	0.12	0.121	0.122	0.122
19	0.115	0.116	0.117	0.117	0.117
18	0.11	0.112	0.112	0.113	0.113
17	0.106	0.107	0.107	0.108	0.108
16	0.101	0.102	0.102	0.103	0.103
15	0.095	0.096	0.097	0.097	0.098
14	0.09	0.091	0.091	0.092	0.092
13	0.084	0.085	0.085	0.086	0.086
12	0.078	0.079	0.079	0.08	0.08
11	0.071	0.072	0.073	0.073	0.073
10	0.065	0.066	0.066	0.066	0.067
9	0.058	0.059	0.059	0.06	0.06
8	0.051	0.052	0.052	0.053	0.053
7	0.044	0.045	0.045	0.045	0.045
6	0.037	0.037	0.038	0.038	0.038
5	0.03	0.03	0.03	0.031	0.031
4	0.022	0.023	0.023	0.023	0.023
3	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015
2	0.007	0.008	0.008	0.008	0.008
1	0	0	0	0	0

Allegato D:

Tabulati verifica di filtrazione all'interno del manufatto arginale

x fluid flow m³/(s m) (multiply values below by 10⁻⁶)

I	1	2	3	4	5	6	7	8
J								
34						0	0	0
33					0	0	0	0
32				0.147	0.263	0.146	0.119	0.056
31			0.089	0.15	0.183	0.185	0.152	0.153
30		0.061	0.096	0.142	0.165	0.168	0.152	0.149
29	0.038	0.067	0.099	0.133	0.152	0.156	0.148	0.145
28	0.049	0.076	0.102	0.127	0.142	0.147	0.144	0.141
27	0.068	0.085	0.105	0.123	0.136	0.14	0.139	0.137
26	0.083	0.093	0.108	0.121	0.131	0.135	0.135	0.134
25	0.095	0.101	0.111	0.12	0.127	0.131	0.131	0.13
24	0.109	0.111	0.115	0.12	0.124	0.126	0.126	0.126
23	0.126	0.121	0.12	0.12	0.121	0.121	0.121	0.12
22	1.318	1.255	1.223	1.205	1.193	1.185	1.177	1.17
21	1.262	1.237	1.215	1.199	1.188	1.179	1.171	1.165
20	1.227	1.216	1.202	1.19	1.18	1.172	1.165	1.159
19	1.202	1.196	1.187	1.179	1.171	1.164	1.158	1.153
18	1.182	1.179	1.173	1.167	1.161	1.155	1.15	1.146
17	1.165	1.163	1.159	1.155	1.15	1.146	1.142	1.138
16	1.15	1.149	1.146	1.143	1.14	1.137	1.134	1.131
15	1.136	1.135	1.133	1.132	1.129	1.127	1.125	1.123
14	1.122	1.122	1.121	1.12	1.119	1.118	1.117	1.116
13	1.109	1.109	1.109	1.109	1.108	1.108	1.108	1.108
12	1.096	1.097	1.097	1.097	1.098	1.098	1.099	1.1
11	1.083	1.084	1.085	1.086	1.087	1.089	1.09	1.092
10	1.07	1.071	1.072	1.074	1.076	1.079	1.081	1.084
9	1.056	1.057	1.059	1.062	1.065	1.069	1.073	1.076
8	1.041	1.042	1.046	1.05	1.054	1.059	1.064	1.069
7	1.024	1.027	1.031	1.037	1.043	1.049	1.055	1.061
6	1.006	1.009	1.015	1.023	1.031	1.039	1.047	1.054
5	0.984	0.99	0.999	1.009	1.02	1.03	1.039	1.048
4	0.958	0.967	0.981	0.995	1.009	1.021	1.033	1.042
3	0.924	0.941	0.962	0.982	0.999	1.014	1.027	1.038
2	0.877	0.911	0.944	0.97	0.991	1.008	1.023	1.034
1	0.801	0.882	0.93	0.963	0.987	1.005	1.02	1.033

x fluid flow m³/(s m) (multiply values below by 10⁻⁶)

I	9	10	11	12	13	14	15	16
J								
34	0	0	0					
33	0	0	0	0	0	0	0	0
32	0.012	0	0	0	0	0	0	0
31	0.153	0.142	0.132	0.126	0.12	0.115	0.105	0.09
30	0.147	0.139	0.131	0.125	0.12	0.116	0.114	0.113
29	0.142	0.136	0.13	0.125	0.12	0.117	0.114	0.113
28	0.138	0.134	0.128	0.124	0.12	0.117	0.115	0.114
27	0.135	0.131	0.127	0.123	0.12	0.117	0.115	0.114
26	0.131	0.128	0.125	0.122	0.119	0.117	0.115	0.114
25	0.128	0.126	0.123	0.121	0.118	0.116	0.115	0.114
24	0.124	0.122	0.121	0.119	0.117	0.116	0.115	0.114
23	0.119	0.118	0.117	0.116	0.115	0.114	0.114	0.113
22	1.164	1.157	1.151	1.146	1.14	1.136	1.132	1.128
21	1.159	1.153	1.148	1.142	1.138	1.134	1.13	1.127
20	1.153	1.148	1.143	1.139	1.135	1.131	1.128	1.125
19	1.148	1.143	1.139	1.135	1.132	1.129	1.126	1.123
18	1.141	1.138	1.134	1.131	1.128	1.125	1.123	1.121
17	1.135	1.132	1.129	1.127	1.124	1.122	1.12	1.118
16	1.128	1.126	1.124	1.122	1.12	1.119	1.117	1.116
15	1.122	1.12	1.119	1.117	1.116	1.115	1.114	1.113
14	1.115	1.114	1.113	1.112	1.112	1.111	1.111	1.11
13	1.108	1.108	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107
12	1.101	1.101	1.102	1.102	1.103	1.104	1.104	1.104
11	1.094	1.095	1.096	1.098	1.099	1.1	1.101	1.101
10	1.086	1.089	1.091	1.093	1.095	1.096	1.097	1.099
9	1.08	1.083	1.086	1.088	1.091	1.093	1.094	1.096
8	1.073	1.077	1.081	1.084	1.087	1.089	1.091	1.093
7	1.067	1.071	1.076	1.08	1.083	1.086	1.089	1.091
6	1.061	1.066	1.071	1.076	1.08	1.083	1.086	1.089
5	1.055	1.062	1.068	1.073	1.077	1.081	1.084	1.087
4	1.051	1.058	1.064	1.07	1.075	1.079	1.083	1.086
3	1.047	1.055	1.062	1.068	1.073	1.077	1.081	1.084
2	1.044	1.053	1.06	1.066	1.072	1.076	1.08	1.084
1	1.043	1.052	1.059	1.066	1.071	1.076	1.08	1.083

x fluid flow m³/(s m) (multiply values below by 10⁻⁶)

I	17	18	19	20	21	22	23	24
J								
34								
33	0	0	0	0	0	0	0	0
32	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0.071	0.047	0.017	0.001	0.004	0	0	0
30	0.113	0.114	0.12	0.119	0.123	0.118	0.106	0.111
29	0.113	0.115	0.118	0.118	0.12	0.116	0.109	0.11
28	0.114	0.115	0.117	0.118	0.117	0.115	0.111	0.11
27	0.114	0.115	0.116	0.116	0.116	0.114	0.111	0.11
26	0.114	0.114	0.115	0.115	0.115	0.113	0.112	0.111
25	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.113	0.112	0.111
24	0.114	0.114	0.114	0.114	0.113	0.113	0.112	0.111
23	0.113	0.113	0.113	0.112	0.112	0.112	0.112	0.111
22	1.126	1.123	1.121	1.12	1.118	1.116	1.114	1.113
21	1.124	1.122	1.12	1.119	1.117	1.115	1.114	1.113
20	1.123	1.121	1.119	1.117	1.116	1.115	1.113	1.112
19	1.121	1.119	1.118	1.116	1.115	1.114	1.113	1.112
18	1.119	1.118	1.116	1.115	1.114	1.113	1.112	1.111
17	1.117	1.116	1.114	1.113	1.113	1.112	1.111	1.11
16	1.115	1.114	1.113	1.112	1.111	1.11	1.11	1.109
15	1.112	1.111	1.111	1.11	1.11	1.109	1.109	1.109
14	1.11	1.109	1.109	1.109	1.108	1.108	1.108	1.108
13	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107
12	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.106	1.106
11	1.102	1.103	1.103	1.104	1.104	1.104	1.104	1.105
10	1.1	1.1	1.101	1.102	1.102	1.103	1.103	1.104
9	1.097	1.098	1.099	1.1	1.101	1.102	1.102	1.103
8	1.095	1.096	1.098	1.099	1.1	1.101	1.101	1.102
7	1.093	1.095	1.096	1.098	1.099	1.1	1.1	1.101
6	1.091	1.093	1.095	1.096	1.098	1.099	1.1	1.101
5	1.09	1.092	1.094	1.095	1.097	1.098	1.099	1.1
4	1.088	1.091	1.093	1.094	1.096	1.097	1.098	1.099
3	1.087	1.09	1.092	1.094	1.095	1.097	1.098	1.099
2	1.087	1.089	1.091	1.093	1.095	1.097	1.098	1.099
1	1.086	1.089	1.091	1.093	1.095	1.096	1.098	1.099

x fluid flow m³/(s m) (multiply values below by 10⁻⁶)

I J	25	26	27	28	29	30	31	32
34								
33	0	0	0	0	0	0	0	0
32	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0.108	0.1	0.089	0.073	0.053	0.026	0.003	0
29	0.108	0.107	0.107	0.108	0.11	0.115	0.12	0.116
28	0.109	0.108	0.108	0.109	0.11	0.114	0.117	0.115
27	0.109	0.109	0.109	0.11	0.111	0.113	0.115	0.114
26	0.11	0.11	0.11	0.11	0.111	0.113	0.114	0.113
25	0.11	0.11	0.11	0.11	0.111	0.112	0.113	0.113
24	0.111	0.11	0.11	0.111	0.111	0.112	0.112	0.112
23	0.111	0.111	0.111	0.111	0.111	0.111	0.111	0.111
22	1.111	1.111	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11
21	1.111	1.111	1.11	1.11	1.11	1.109	1.109	1.109
20	1.111	1.111	1.11	1.11	1.109	1.109	1.109	1.109
19	1.111	1.11	1.11	1.109	1.109	1.109	1.109	1.108
18	1.11	1.11	1.109	1.109	1.109	1.108	1.108	1.108
17	1.11	1.109	1.109	1.109	1.108	1.108	1.108	1.108
16	1.109	1.109	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108	1.107
15	1.108	1.108	1.108	1.108	1.107	1.107	1.107	1.107
14	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107
13	1.107	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106
12	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106
11	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.106	1.106
10	1.104	1.104	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105
9	1.103	1.104	1.104	1.104	1.104	1.105	1.105	1.105
8	1.102	1.103	1.103	1.104	1.104	1.104	1.104	1.104
7	1.102	1.102	1.103	1.103	1.104	1.104	1.104	1.104
6	1.101	1.102	1.102	1.103	1.103	1.103	1.104	1.104
5	1.101	1.101	1.102	1.102	1.103	1.103	1.103	1.104
4	1.1	1.101	1.102	1.102	1.103	1.103	1.103	1.103
3	1.1	1.101	1.101	1.102	1.102	1.103	1.103	1.103
2	1.1	1.101	1.101	1.102	1.102	1.103	1.103	1.103
1	1.1	1.1	1.101	1.102	1.102	1.103	1.103	1.103

x fluid flow m³/(s m) (multiply values below by 10⁻⁶)

I	33	34	35	36	37	38	39	40
J								
34								
33	0	0	0	0	0	0	0	0
32	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0.113	0.111	0.11	0.108	0.103	0.095	0.081	0.063
28	0.113	0.111	0.11	0.108	0.107	0.107	0.107	0.108
27	0.113	0.111	0.11	0.109	0.108	0.108	0.108	0.109
26	0.112	0.111	0.11	0.109	0.109	0.108	0.109	0.11
25	0.112	0.111	0.11	0.11	0.109	0.109	0.109	0.11
24	0.112	0.111	0.111	0.11	0.11	0.11	0.11	0.111
23	0.111	0.111	0.111	0.111	0.11	0.11	0.111	0.111
22	1.109	1.109	1.108	1.107	1.107	1.107	1.108	1.109
21	1.109	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108	1.109
20	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108
19	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108
18	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108	1.108
17	1.108	1.108	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.108
16	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107
15	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107
14	1.107	1.107	1.107	1.106	1.106	1.106	1.106	1.107
13	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106
12	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106
11	1.106	1.106	1.106	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105
10	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105
9	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.104	1.104
8	1.105	1.105	1.104	1.104	1.104	1.104	1.104	1.104
7	1.104	1.104	1.104	1.104	1.104	1.104	1.104	1.103
6	1.104	1.104	1.104	1.104	1.104	1.104	1.103	1.103
5	1.104	1.104	1.104	1.104	1.103	1.103	1.103	1.103
4	1.104	1.104	1.104	1.103	1.103	1.103	1.103	1.103
3	1.103	1.103	1.103	1.103	1.103	1.103	1.103	1.102
2	1.103	1.103	1.103	1.103	1.103	1.103	1.103	1.102
1	1.103	1.103	1.103	1.103	1.103	1.103	1.102	1.102

x fluid flow m³/(s m) (multiply values below by 10⁻⁶)

I	41	42	43	44	45	46	47	48
J								
34								
33	0	0	0	0	0	0	0	0
32	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0.04	0.012	0	0	0	0	0	0
28	0.112	0.118	0.118	0.114	0.112	0.111	0.109	0.107
27	0.112	0.116	0.116	0.114	0.112	0.111	0.11	0.108
26	0.112	0.114	0.115	0.113	0.112	0.111	0.11	0.109
25	0.112	0.113	0.114	0.113	0.112	0.111	0.11	0.11
24	0.111	0.112	0.113	0.112	0.112	0.111	0.111	0.11
23	0.111	0.111	0.112	0.111	0.111	0.111	0.111	0.111
22	1.109	1.11	1.111	1.111	1.112	1.112	1.112	1.113
21	1.109	1.11	1.11	1.111	1.111	1.112	1.113	1.114
20	1.109	1.109	1.11	1.11	1.111	1.112	1.112	1.113
19	1.109	1.109	1.11	1.11	1.111	1.111	1.112	1.113
18	1.108	1.109	1.109	1.11	1.11	1.111	1.111	1.112
17	1.108	1.108	1.109	1.109	1.109	1.11	1.111	1.112
16	1.108	1.108	1.108	1.108	1.109	1.109	1.11	1.111
15	1.107	1.107	1.107	1.108	1.108	1.108	1.109	1.109
14	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.108	1.108	1.108
13	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.107	1.107	1.107
12	1.106	1.106	1.106	1.105	1.106	1.106	1.106	1.106
11	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.104
10	1.105	1.104	1.104	1.104	1.104	1.104	1.103	1.103
9	1.104	1.104	1.104	1.103	1.103	1.103	1.102	1.102
8	1.104	1.103	1.103	1.103	1.102	1.102	1.101	1.101
7	1.103	1.103	1.102	1.102	1.102	1.101	1.1	1.1
6	1.103	1.102	1.102	1.101	1.101	1.1	1.1	1.099
5	1.102	1.102	1.102	1.101	1.1	1.1	1.099	1.098
4	1.102	1.102	1.101	1.101	1.1	1.099	1.098	1.097
3	1.102	1.102	1.101	1.1	1.1	1.099	1.098	1.097
2	1.102	1.101	1.101	1.1	1.099	1.098	1.097	1.096
1	1.102	1.101	1.101	1.1	1.099	1.098	1.097	1.096

x fluid flow m³/(s m) (multiply values below by 10⁻⁶)

I	49	50	51	52	53	54	55	56
J								
34								
33	0	0	0	0	0	0	0	0
32	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0.1	0.088	0.072	0.052	0.023	0.002	0	0
27	0.108	0.108	0.109	0.111	0.117	0.121	0.118	0.116
26	0.109	0.109	0.11	0.112	0.116	0.118	0.117	0.116
25	0.109	0.11	0.111	0.112	0.115	0.117	0.116	0.115
24	0.11	0.11	0.111	0.112	0.114	0.115	0.115	0.115
23	0.111	0.111	0.112	0.112	0.113	0.114	0.114	0.114
22	1.115	1.117	1.119	1.122	1.126	1.13	1.133	1.137
21	1.115	1.117	1.119	1.122	1.125	1.128	1.132	1.136
20	1.115	1.116	1.119	1.121	1.124	1.127	1.131	1.134
19	1.114	1.116	1.118	1.12	1.123	1.125	1.129	1.132
18	1.114	1.115	1.117	1.119	1.121	1.123	1.126	1.13
17	1.113	1.114	1.115	1.117	1.119	1.121	1.124	1.127
16	1.111	1.112	1.114	1.115	1.117	1.119	1.121	1.123
15	1.11	1.111	1.112	1.113	1.114	1.116	1.118	1.12
14	1.109	1.109	1.11	1.111	1.112	1.113	1.114	1.116
13	1.107	1.108	1.108	1.109	1.109	1.11	1.111	1.112
12	1.106	1.106	1.106	1.106	1.106	1.107	1.107	1.107
11	1.104	1.104	1.104	1.104	1.104	1.103	1.103	1.103
10	1.103	1.102	1.102	1.102	1.101	1.1	1.099	1.098
9	1.101	1.101	1.1	1.099	1.098	1.097	1.096	1.094
8	1.1	1.099	1.098	1.097	1.096	1.094	1.093	1.09
7	1.099	1.098	1.097	1.095	1.094	1.092	1.089	1.087
6	1.098	1.096	1.095	1.093	1.091	1.089	1.087	1.083
5	1.097	1.095	1.094	1.092	1.09	1.087	1.084	1.081
4	1.096	1.094	1.093	1.091	1.088	1.085	1.082	1.078
3	1.095	1.094	1.092	1.09	1.087	1.084	1.081	1.076
2	1.095	1.093	1.091	1.089	1.086	1.083	1.08	1.075
1	1.095	1.093	1.091	1.089	1.086	1.083	1.079	1.075

x fluid flow m³/(s m) (multiply values below by 10⁻⁶)

I	57	58	59	60	61	62	63	64
J								
34								
33	0	0	0	0	0	0	0	
32	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0.115	0.114	0.112	0.106	0.095	0.079	0.057	0.025
26	0.115	0.114	0.113	0.113	0.113	0.115	0.119	0.127
25	0.115	0.114	0.113	0.114	0.115	0.116	0.12	0.125
24	0.114	0.114	0.114	0.115	0.116	0.117	0.12	0.124
23	0.114	0.115	0.115	0.116	0.117	0.118	0.12	0.122
22	1.142	1.147	1.153	1.161	1.171	1.183	1.197	1.214
21	1.141	1.146	1.152	1.16	1.17	1.181	1.195	1.21
20	1.139	1.144	1.151	1.158	1.167	1.178	1.19	1.205
19	1.137	1.142	1.148	1.155	1.163	1.173	1.184	1.198
18	1.134	1.138	1.144	1.15	1.158	1.167	1.177	1.189
17	1.13	1.134	1.139	1.145	1.151	1.159	1.168	1.178
16	1.126	1.13	1.134	1.139	1.144	1.151	1.158	1.167
15	1.122	1.125	1.128	1.132	1.136	1.141	1.147	1.154
14	1.117	1.119	1.122	1.124	1.128	1.131	1.135	1.14
13	1.113	1.114	1.115	1.117	1.119	1.121	1.123	1.126
12	1.107	1.108	1.108	1.109	1.109	1.11	1.111	1.112
11	1.102	1.102	1.101	1.101	1.1	1.099	1.098	1.097
10	1.097	1.096	1.095	1.093	1.091	1.088	1.086	1.082
9	1.093	1.09	1.088	1.085	1.082	1.078	1.074	1.068
8	1.088	1.085	1.082	1.078	1.073	1.068	1.062	1.055
7	1.084	1.08	1.076	1.071	1.066	1.059	1.051	1.043
6	1.08	1.076	1.071	1.065	1.058	1.051	1.042	1.031
5	1.077	1.072	1.066	1.06	1.052	1.043	1.033	1.021
4	1.074	1.069	1.063	1.055	1.047	1.037	1.026	1.013
3	1.072	1.066	1.06	1.052	1.043	1.033	1.021	1.006
2	1.07	1.065	1.058	1.05	1.041	1.03	1.017	1.002
1	1.07	1.064	1.057	1.049	1.039	1.028	1.015	1

x fluid flow m³/(s m) (multiply values below by 10⁻⁶)

I	65	66	67	68	69	70	71	72
J								
34								
33								
32	0							
31	0	0						
30	0	0	0	0				
29	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0.002	0	0	0	0	0	0	0
26	0.133	0.131	0.131	0.132	0.133	0.13	0.118	0.095
25	0.13	0.13	0.131	0.132	0.133	0.136	0.142	0.152
24	0.127	0.128	0.13	0.132	0.134	0.138	0.144	0.154
23	0.124	0.126	0.129	0.131	0.134	0.139	0.144	0.152
22	1.232	1.253	1.277	1.306	1.34	1.383	1.435	1.501
21	1.228	1.248	1.272	1.3	1.333	1.373	1.422	1.481
20	1.222	1.241	1.263	1.289	1.32	1.357	1.4	1.451
19	1.213	1.231	1.251	1.275	1.303	1.335	1.372	1.413
18	1.202	1.218	1.236	1.257	1.281	1.309	1.339	1.373
17	1.19	1.204	1.219	1.237	1.257	1.28	1.304	1.33
16	1.176	1.188	1.201	1.215	1.231	1.249	1.268	1.288
15	1.162	1.17	1.18	1.191	1.204	1.217	1.231	1.246
14	1.146	1.152	1.159	1.167	1.175	1.185	1.194	1.204
13	1.129	1.133	1.137	1.142	1.147	1.152	1.158	1.163
12	1.112	1.114	1.115	1.116	1.117	1.119	1.121	1.122
11	1.096	1.094	1.092	1.09	1.088	1.086	1.084	1.081
10	1.079	1.075	1.07	1.065	1.059	1.053	1.047	1.04
9	1.063	1.056	1.048	1.04	1.03	1.02	1.01	0.999
8	1.047	1.038	1.027	1.016	1.002	0.988	0.973	0.957
7	1.032	1.021	1.007	0.992	0.975	0.957	0.936	0.915
6	1.019	1.005	0.989	0.971	0.95	0.926	0.9	0.873
5	1.007	0.991	0.973	0.951	0.926	0.898	0.866	0.831
4	0.998	0.98	0.959	0.934	0.906	0.873	0.834	0.791
3	0.99	0.97	0.948	0.921	0.889	0.852	0.807	0.755
2	0.985	0.964	0.94	0.911	0.877	0.836	0.787	0.727
1	0.982	0.961	0.936	0.906	0.871	0.828	0.776	0.71

x fluid flow m³/(s m) (multiply values below by 10⁻⁶)

I	73	74	75	76
J				
34				
33				
32				
31				
30				
29	0	0	0	0
28	0	0	0	0
27	0	0	0	0
26	0.05	0.005	0	0
25	0.174	0.203	0.223	0.261
24	0.171	0.192	0.213	0.239
23	0.164	0.179	0.198	0.227
22	1.586	1.696	1.849	2.098
21	1.554	1.642	1.746	1.852
20	1.509	1.575	1.642	1.693
19	1.459	1.507	1.55	1.579
18	1.408	1.442	1.471	1.488
17	1.357	1.381	1.401	1.413
16	1.307	1.325	1.339	1.346
15	1.26	1.272	1.281	1.286
14	1.213	1.221	1.227	1.231
13	1.168	1.173	1.176	1.178
12	1.124	1.125	1.126	1.126
11	1.079	1.077	1.076	1.075
10	1.034	1.029	1.025	1.023
9	0.989	0.98	0.973	0.97
8	0.942	0.929	0.919	0.914
7	0.894	0.876	0.861	0.853
6	0.845	0.818	0.797	0.785
5	0.794	0.757	0.726	0.706
4	0.743	0.692	0.644	0.612
3	0.693	0.623	0.549	0.49
2	0.652	0.558	0.442	0.32
1	0.626	0.511	0.339	0.046