



PRESIDENTE DELLA REGIONE LAZIO/COMMISSARIO DELEGATO
PER IL SUPERAMENTO DELL'EMERGENZA DETERMINATASI IN RELAZIONE AGLI
EVENTI ATMOSFERICI CHE HANNO COLPITO IL TERRITORIO NAZIONALE NEI MESI
DI NOVEMBRE E DICEMBRE
(O.P.C.M. n. 3734 del 16 Gennaio 2009 G.U. n. 19 del 24 gennaio 2009)

"PRIMI INTERVENTI DI PROTEZIONE CIVILE DIRETTI A FRONTEGGIARE I DANNI CONSEGUENTI AGLI EVENTI
ATMOSFERICI CHE HANNO COLPITO IL TERRITORIO NAZIONALE NEI MESI DI NOVEMBRE E DICEMBRE 2008"

LAVORI DI RIPRISTINO DELL'OFFICIOSITA' DEL FOSSO DI PRATOLUNGO COMPRESA LA M.S.
DELL'ALVEO E LA COSTITUZIONE DI OPPORTUNE OPERE DI ACCUMULO E LAMINAZIONE
DELLE PIENE - II LOTTO
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI VERIFICA DELLA STABILITA'
E DELLA FILTRAZIONE

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

RESPONSABILE E COORDINATORE: Ing. Fabio Colletti - CO.RI.P. S.r.l.

PROGETTAZIONE OPERA DI REGOLAZIONE: Ing. Alberto Bezzi - Studio Ing. G. Pietrangeli S.r.l.

ANALISI E PROGETTAZIONI GEOTECNICHE: Ing. Quintilio Napoleoni, Ing. Gadiel Coen - E&G S.r.l.

CONSULENZA GEOLOGICA: Dott. Pio Bersani

CALCOLI IDROLOGICI ED IDRAULICI: Ing. Lucio Cavazza - CO.RI.P. S.r.l.

COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: Ing. Marco Raponi

STUDI AMBIENTALI: Ing. Giorgio Incelli, Ing. Valentina Tomassoni - CO.RI.P. S.r.l.

RILIEVI E STUDI TOPOGRAFICI: Geom. Cesare Lauricella, Geom. Alessandro Iula - CO.RI.P. S.r.l.

INDAGINI GEOGNOSTICHE: Ing. Bruno Taddei - GEO S.a.s.

INDAGINI GEOELETTICHE: Ing. Gianfranco Morelli - GEOSTUDI ASTIER S.r.l.

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gaetano Giardi

CODICE ELABORATO	RIFERIMENTO ELABORATO										SCALA
	DIRETTORIO					FILE NAME					
033.0	commessa	liv	unità	tipo	elaborato	save					
		1	0	0	9	D	EG	R	RT	02	01

rev	Data	Redazione	Verifica	Approvazione	Visto committente	Descrizione
1						
2						
3						

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	2
2. VERIFICA IDRAULICA DELLE ARGINATURE	6
2.1 GENERALITÀ SUL MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI	6
2.2 ARGINE PRINCIPALE: MODELLO FEM E RISULTATI	8
2.3 ARGINE A PROTEZIONE MANUFATTI STORICI: MODELLO FEM E RISULTATI.....	13
2.4 VERIFICHE IDRAULICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	15
3. VERIFICHE DI STABILITÀ.....	18
3.1 DETERMINAZIONE DELL’AZIONE SISMICA	21
3.2 ARGINE PRINCIPALE: RISULTATI DELLE VERIFICHE.....	25
3.3 ARGINE A PROTEZIONE MANUFATTI STORICI: RISULTATI DELLE VERIFICHE.....	27
3.4 ANALISI DEGLI SPOSTAMENTI SECONDO IL METODO DI NEWMARK	29
4. CEDIMENTI INDOTTI DALLA REALIZZAZIONE DELL’ARGINE PRINCIPALE.	40
5. CONCLUSIONI.....	48

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione si riportano i risultati delle verifiche di filtrazione e stabilità degli argini previsti tra i vari interventi per la eliminazione del rischio idrologico e idraulico di inondazione del fosso di Pratolungo in località Settecamini (Roma).

Il progetto prevede la realizzazione di una vasca di accumulo in linea che ha il compito di laminare le piene più gravose, trattenendone temporaneamente parte del volume, e di regolare il deflusso idrico a valle in modo tale da prevenire possibili eventi di inondazione.

Nello specifico, a valle dello spostamento di sottoservizi e viabilità interna all'area, si prevede la realizzazione di:

- un argine in terra a sezione trapezoidale;
- un'opera di regolazione in calcestruzzo, che interrompe il rilevato arginale in corrispondenza dell'attuale fosso di Pratolungo.
- argine in terra a protezione di un manufatto storico.

La presente relazione intende pertanto fornire i risultati delle verifiche volte a garantire la stabilità globale e idraulica dell'argine principale e dell'argine a protezione dei manufatti storici.

Oltre alle suddette verifiche è stato anche effettuato il calcolo dei cedimenti totali e immediati indotti dalla realizzazione dell'argine principale.

Da un punto di vista idraulico occorre verificare che la superficie freatica, che in qualche modo rappresenta il moto di filtrazione nell'argine durante tutto l'evento di piena, non intersechi la sponda esterna dell'argine.

In altre parole il suddetto calcolo viene eseguito per verificare che l'argine assolva alla sua funzione di trattenere l'evento idraulico critico mantenendo al contempo i requisiti di esercizio.

Al fine di garantire la funzionalità dell'argine in tutte le condizioni di esercizio sono stati adottati alcuni accorgimenti costruttivi:

- nel caso dell'argine principale si prevede la realizzazione di un nucleo all'interno dell'argine realizzato con materiale a bassa permeabilità ($k=10^{-8}$ m/s);
- al di sotto del piano di posa inoltre, al fine di allungare il percorso di filtrazione, si prevede di realizzare un diaframma di fondo con lo stesso materiale argilloso del nucleo impermeabile,
- a protezione dell'argine da effetti di trascinamento ed erosione, infine, è stato previsto

l’inserimento di materassi Reno sia sulla sponda di monte che su quella di valle.

Da un punto di vista geotecnico invece è necessario verificare che anche in condizioni idrauliche estreme (condizioni di piena o di svasso rapido) risulti garantita la stabilità dell’opera (verifiche di stabilità) e la sua funzionalità in esercizio (verifica dei cedimenti).

Lo sbarramento è stato verificato per una piena con tempo di ritorno $T_r = 1000$ anni a invaso già pieno, in tale situazione il livello dell’acqua nell’invaso raggiunge la quota massima di 30,5 m s.l.m.

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità degli argini, quindi, sono state analizzate tre diverse condizioni:

- verifica statica della scarpata di valle in condizioni di massima piena ($h=30.5m$);
- verifica statica della scarpata di monte in condizioni di svasso rapido;
- verifica sismica della scarpata di valle considerando un livello d’acqua a monte alla quota di massima regolazione ($h=28.5m$).

Le verifiche di stabilità sono state condotte in accordo con le Nuove Norme Tecniche Per Le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008), riducendo i parametri geotecnici dei terreni secondo i coefficienti parziali della combinazione M2, sia per le verifiche statiche che per quelle sismiche.

Per realizzare le verifiche di cui si è detto è stato costruito un modello agli elementi finiti (FEM) con l’ausilio del quale si sono ricostruite sia le superfici di scorrimento critiche sia i percorsi filtranti in relazione alle caratteristiche dei terreni.

Le verifiche sono state condotte in corrispondenza di due sezioni (una per argine) ritenute più gravose per caratteristiche meccaniche e idrauliche dei terreni di fondazione.

Nella tabella seguente vengono illustrati, in accordo con quanto riportato nella relazione geotecnica (elaborato 032.0), i valori caratteristici e fattorizzati dei principali parametri geotecnici adottati per il calcolo.

Tabella 1 - Valori caratteristici e fattorizzati dei principali parametri geotecnici

Unità	Parametri caratteristici					Parametri fattorizzati	
	γ (kN/mc)	c' (kPa)	ϕ (°)	kh (m/s)	kv (m/s)	c' (kPa)	ϕ (°)
1 - Riporto limoso	18	5	24	1 E-05	1 E-06	4	19.61
2 - Limi mediamente consistenti	18	15	24	1 E-06	1 E-07	12	19.61
3a - Argille consistenti con livelli di sabbia addensata	19	20	27	1 E-08	1 E-09	16	22.18
3b - Argille poco consistenti	18	10	26	5 E-8	5 E-9	8	21.32
4a - Tufi e piroclastiti	18	15	28	5 E-04	5 E-05	12	23.04
4b - Tufi e piroclastiti parzialmente argillificati	18	20	25	1 E-04	1 E-05	16	20.46
5 - Sabbia e ghiaia	18	0	33	1 E-03	1 E-04	0	27.45
Nucleo impermeabile	18	10	23	1 E-08	1 E-08	8	18.76
Unghia	16	0	45	1 E-03	1 E-03	0	38.66
Corpo Arginale	18	5	35	1 E-06	1 E-06	4	29.26
Sabbia - Materasso	18	0	35	1 E-03	1 E-03	0	29.26

In condizioni sismiche, oltre alle verifiche di stabilità di tipo pseudostatico, per l'argine principale si è adottato anche un approccio di tipo dinamico semplificato per la valutazione dei possibili spostamenti permanenti indotti, secondo il metodo proposto da Newmark.

Nella figura seguente si riportano le sezioni tipo dei due argini in esame.

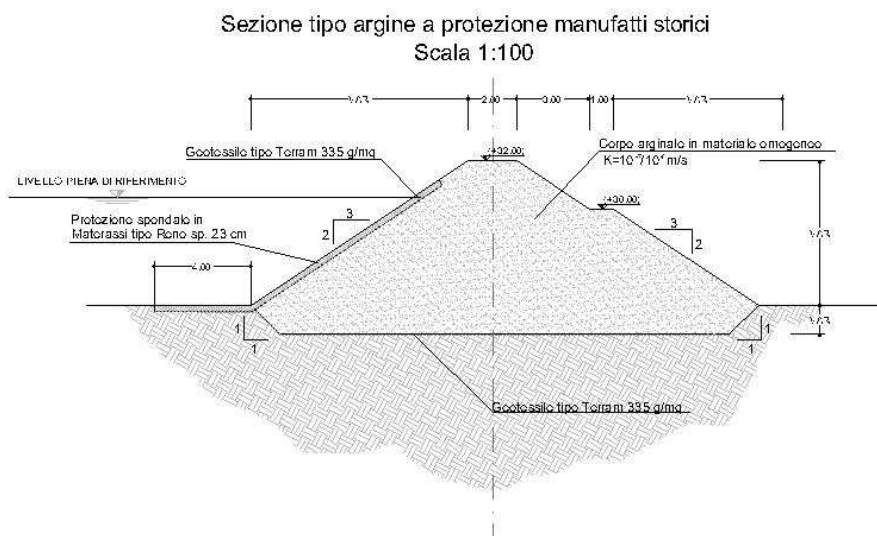
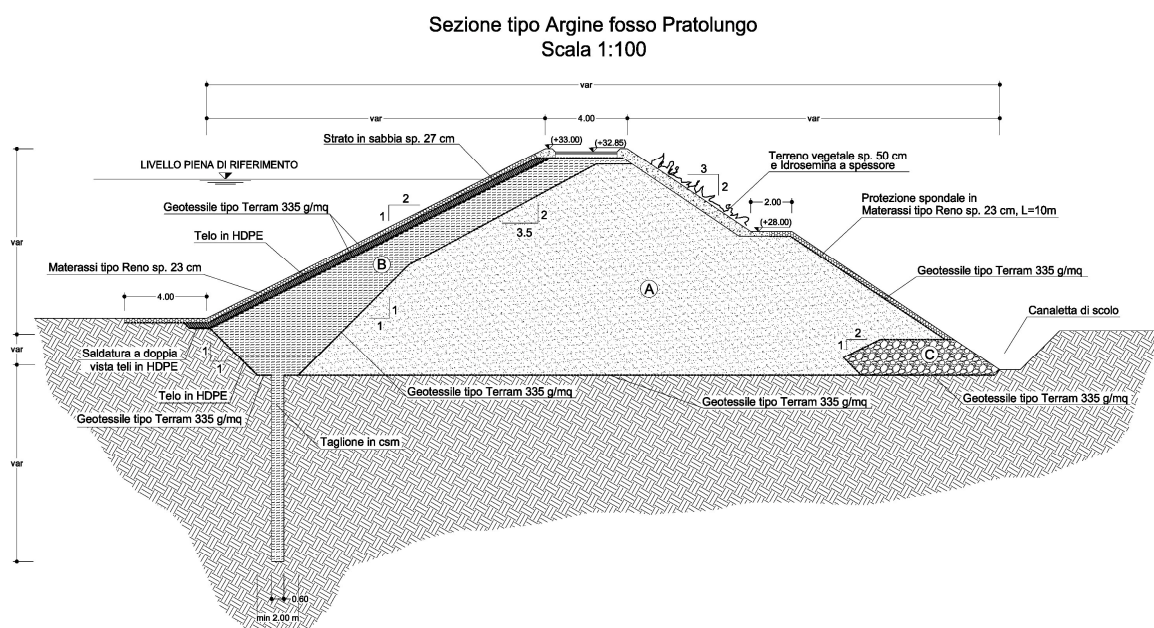


Figura 1 - Sezioni tipo argine principale e secondario

Le elaborazioni effettuate ed i risultati ottenuti saranno descritti in dettaglio nei paragrafi seguenti, a valle di una breve panoramica esplicativa del codice di calcolo adottato.

Infine, come in precedenza accennato, è stato effettuato il calcolo dei cedimenti dell’opera per verificarne la funzionalità e per determinare le aliquote dei cedimenti immediati rispetto a quelli di lungo termine.

2. VERIFICA IDRAULICA DELLE ARGINATURE

2.1 Generalità sul modello di calcolo agli elementi finiti

Per la realizzazione del modello si è utilizzato Il programma SEEP/W della GEO-SLOPE International Ltd, il quale è un software dedicato che utilizza la teoria degli elementi finiti per la modellazione dei fenomeni di filtrazione nei terreni in due dimensioni.

Nella sezione DEFINE si svolge tutta la preparazione allo studio e si definisce la geometria del problema. In questa fase si definiscono anche la stratigrafia dei terreni, i valori dei parametri caratteristici dei vari tipi di terreno, le condizioni al contorno, eventuali sezioni di verifica della portata transitante ecc.

L'area d'interesse viene rappresentata nel modello scomponendola in un numero finito di elementi di geometria regolare cui si assegnano i valori dei parametri che intervengono nel calcolo quali: permeabilità, grado di anisotropia della permeabilità, coefficiente di ritenzione idrica, ecc.

Le grandezze definibili come condizioni al contorno sono:

- il flusso superficiale (ovvero la portata per unità di superficie); tale grandezza schematizza, ad esempio, fenomeni di infiltrazione diffusa come quelli dovuti agli eventi meteorici;
- la portata, ad esempio quella estratta da un pozzo;
- il carico idraulico espresso in metri, associabile per esempio alla presenza di un battente idrico;
- la pressione interstiziale (questo parametro viene assegnato, di norma, quando il problema è condizionato da azioni esterne tali da condizionare la pressione interstiziale);
- una funzione (questo parametro serve a definire la presenza di una variazione al contorno del modello, un esempio è il passaggio di una piena o la variabilità dei livelli idraulici dovuti a qualsivoglia ragione).

Sui “bordi” del modello, dove non si hanno informazioni sui valori delle grandezze elencate, è possibile definire dei punti (definiti “review nodes”) in cui il programma calcola il carico idraulico per iterazioni successive fino a trovare valori compatibili con quelli assunti dalle funzioni di campo.

Il programma offre la possibilità di analizzare i fenomeni di filtrazione in terreni sia saturi che non

saturo. Nei primi il flusso è calcolato con la usuale relazione di Darcy

$$v = ki$$

nella quale:

- v esprime la velocità apparente (non quella effettiva del fluido negli interstizi ma il rapporto tra portata fluente e area filtrante);
- i è il gradiente idraulico, ovvero la pendenza piezometrica;
- il coefficiente k è la permeabilità o conducibilità idraulica del mezzo.

Per i terreni non saturi la relazione di Darcy continua a valere con la differenza che la permeabilità k è funzione della pressione interstiziale, il cui andamento generico è rappresentato nel grafico riportato in figura seguente.

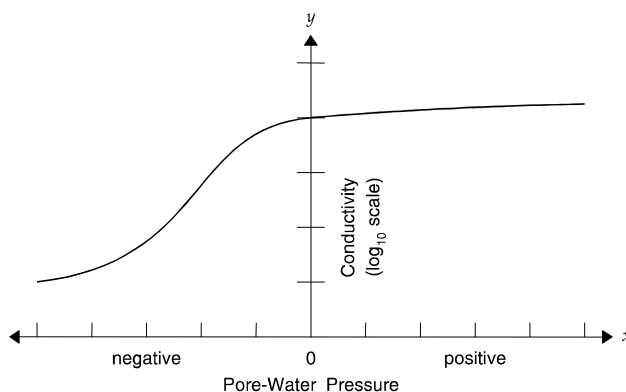


Figura 2 - Andamento indicativo della permeabilità in relazione alla pressione neutra nel mezzo

La variabilità della permeabilità rende non lineari le equazioni degli elementi finiti che necessitano così di un processo iterativo per essere risolte. Tale procedura parte dal valore del carico idraulico, quindi ricava quello della pressione neutra e da questo giunge a definire la permeabilità, attraverso la funzione $k = f(p)$ caratteristica del terreno in esame. Laddove il carico idraulico non è noto a priori, sarà calcolato iterativamente dal programma con il metodo dei “review nodes”.

Le curve che rappresentano la variazione della permeabilità o del coefficiente di ritenzione in funzione della pressione interstiziale possono essere costruite per punti, se sono state svolte indagini specifiche, oppure seguire degli andamenti tipici ricavati dalla bibliografia a seconda della granulometria dei

terreni, opportunamente scalate in relazione ai dati noti caratteristici.

Una volta costruito il modello, si avvia il solutore tramite la funzione SOLVE e i risultati possono essere rappresentati in forma grafica nell'ambiente CONTOUR. È possibile mettere in evidenza sia l'andamento della linea freatica che delle altre linee di flusso, nonché le equipotenziali, l'andamento dei gradienti verticali e orizzontali, l'andamento delle velocità e del carico totale. Si può inoltre effettuare il calcolo del flusso che attraversa una o più sezioni definite dall'utente nell'ambiente DEFINE.

Il programma di calcolo può effettuare analisi sia relative allo stato stazionario (ovvero dopo un intervallo di tempo “infinito” allorché le grandezze in gioco non subiscono più variazioni temporali) che al transitorio, definendo per quest'ultimo gli istanti di tempo per i quali si desidera ottenere i valori delle grandezze ricercati.

2.2 Argine principale: modello fem e risultati

A favore di sicurezza nei casi in esame l'analisi di filtrazione è stato condotta in condizioni stazionarie adottando come massimo livello di piena il livello d'acqua che si raggiunge per una piena millenaria a invaso già pieno.

Tale livello massimo è pari a 30.5 m s.l.m.

Per quanto riguarda la sezione di verifica, come accennato nel capitolo precedente, si è individuata quella ritenuta più gravosa per caratteristiche idrauliche e meccaniche del sottosuolo.

Nello specifico, a partire dal piano campagna, i litotipi individuati nella sezione critica sono i seguenti:

- Riporto limoso: spessore 1.5 m (completamento rimosso dallo scavo di bonifica);
- Limi mediamente consistenti: spessore 8 m;
- Argille consistenti con livelli di sabbia addensata: spessore 3.5 m;
- Argille poco consistenti: spessore 7 m;
- Argille consistenti.

In figura 3 si riporta lo schema di modello realizzato all'interno del programma di calcolo.

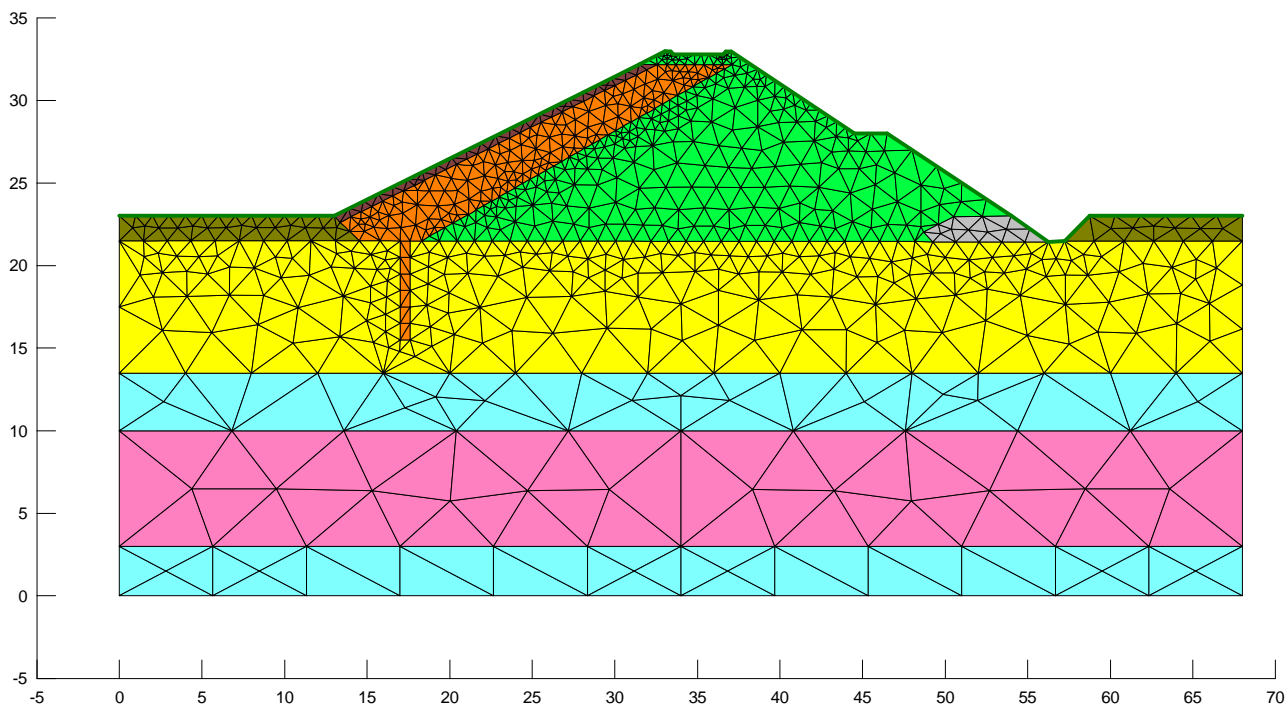


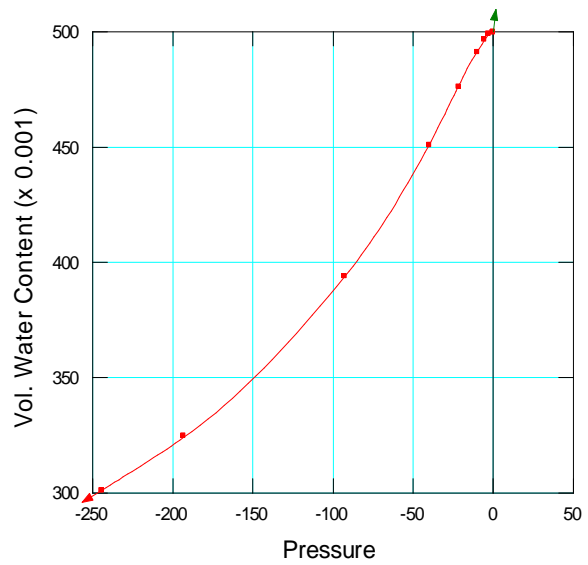
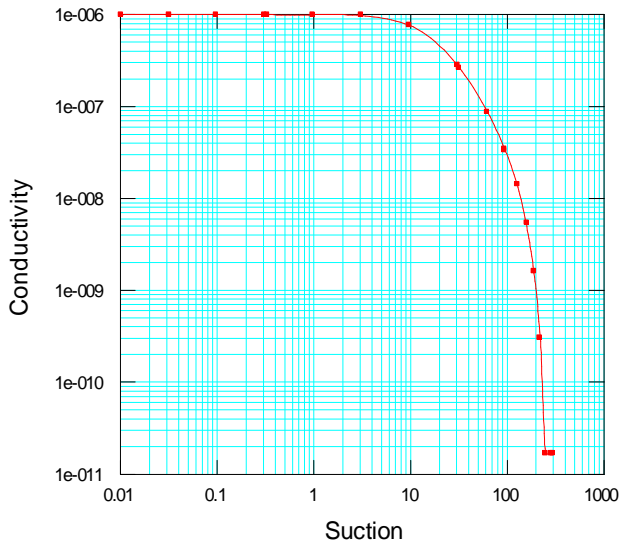
Figura 3 - Argine principale: Modello FEM per il calcolo della filtrazione

Le analisi sono state realizzate considerando un regime di moto permanente, applicando cioè come condizione al contorno idrologica un'altezza d'acqua come in precedenza indicata. In tal modo è stato possibile valutare gli effetti del passaggio della piena con un notevole margine di sicurezza relativo al fatto che si è trascurata la transitorietà dell'evento idrologico.

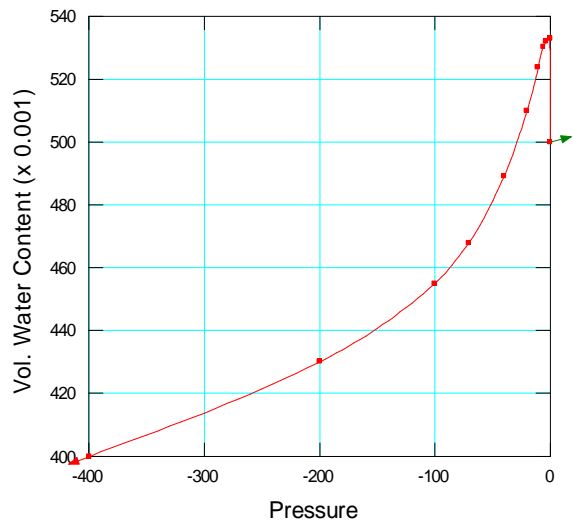
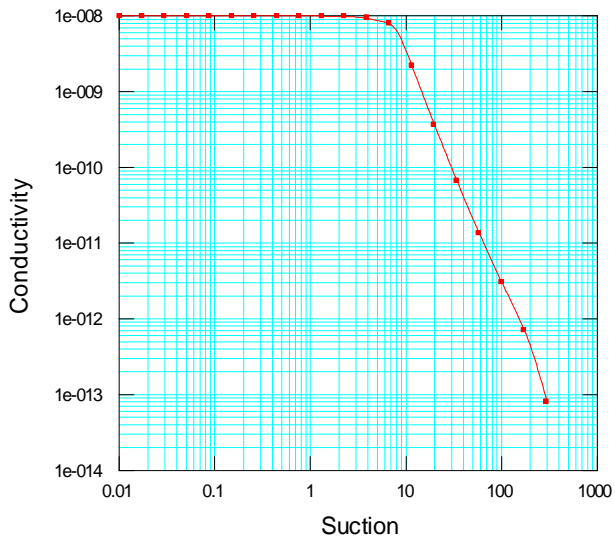
I principali parametri di input sono rappresentati dalle caratteristiche di permeabilità dei materiali; si è fatto riferimento a curve di letteratura per quanto attiene alle funzioni di ritenzione e di permeabilità relative ai diversi materiali opportunamente scalate per tenere in considerazione i reali valori dei parametri di input così come analizzati ai punti precedenti.

In Figura seguente si riportano, a titolo di esempio, alcuni degli andamenti dei coefficienti di permeabilità con la suzione per i terreni utilizzati nel modello e l'andamento del contenuto naturale d'acqua al variare della pressione.

Corpo Arginale



Nucleo impermeabile e taglione



Limi mediamente consistenti

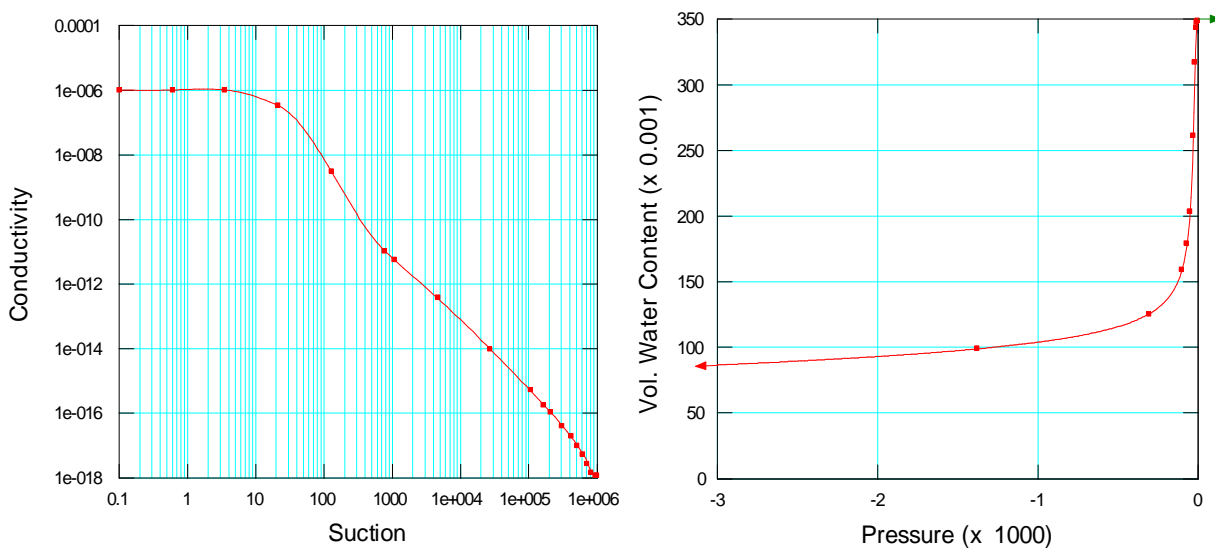


Figura 4 - Funzione di coefficiente di ritenzione e di permeabilità relative ai diversi materiali

Come condizioni al contorno, sul lato di monte si è già accennato al fatto che si è posto un carico idraulico stazionario pari al livello di massimo invaso (quota 30.5 m s.l.m) mentre sul paramento di valle si sono utilizzati nodi di tipo “review nodes” per indagare sulle reali condizioni di equilibrio raggiunte dal modello.

Si riportano nel seguito i risultati, in termini di carico idraulico, ottenuti dal modello, dai quali si evince che il passaggio della piena non crea situazioni di criticità per l’arginatura.

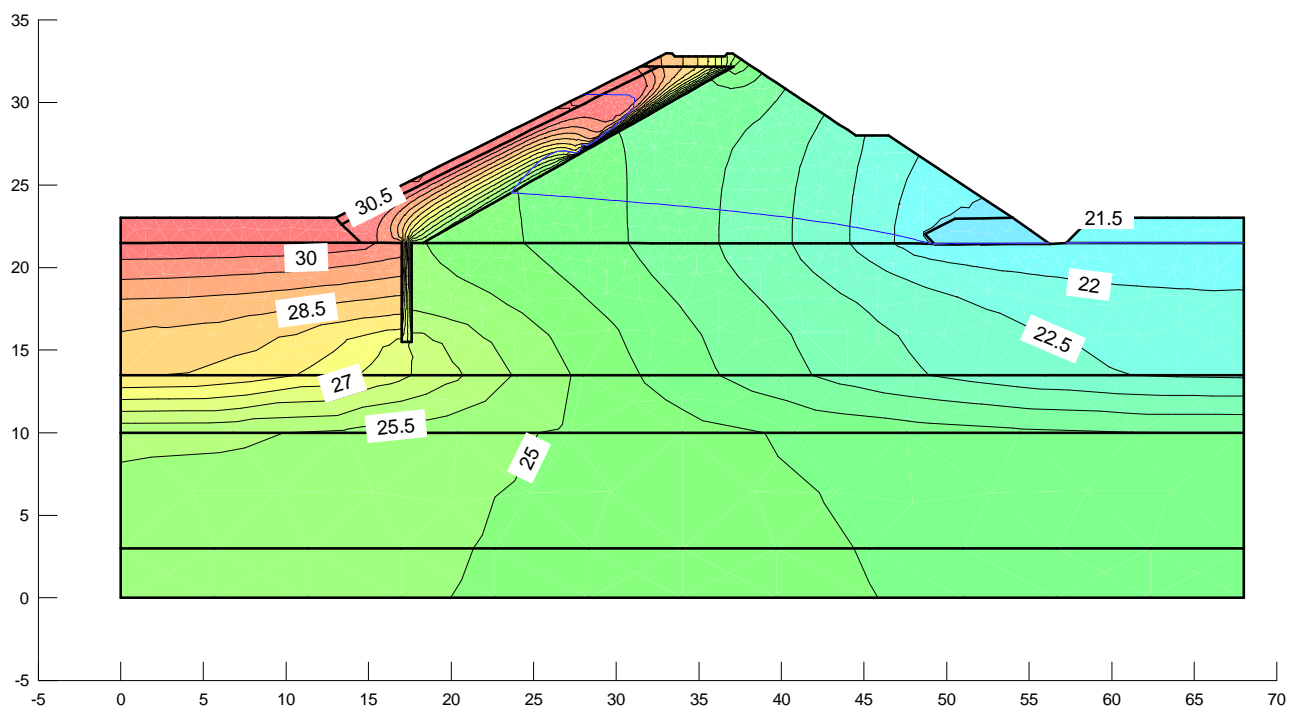


Figura 5 -Argine principale: andamento del carico idraulico totale in condizioni di massima piena

Come si nota dalle figure sopra riportate e confermate dai valori del carico idraulico la piezometrica tende a portarsi a valle a circa 1.5 m sotto il piano campagna.

Il modello ha quindi permesso di ipotizzare che le sezioni tipo di riferimento sono ben dimensionate dal punto di vista idraulico per sopportare la piena di progetto.

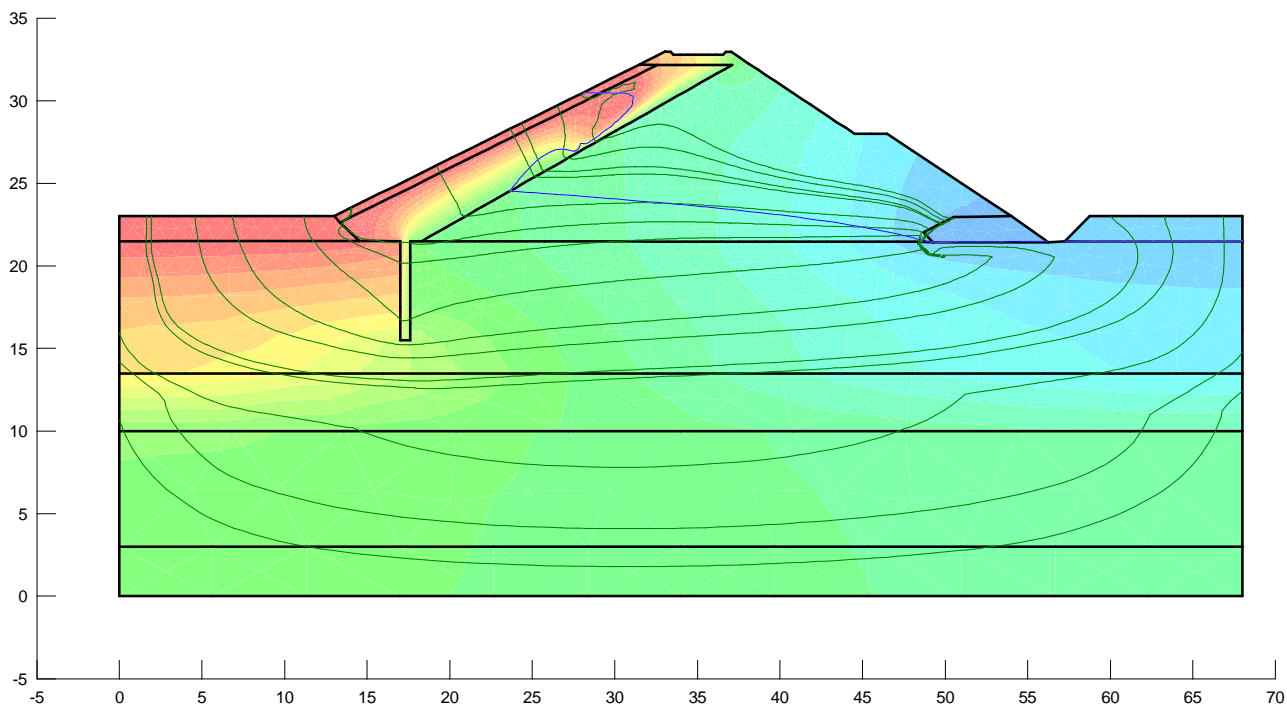


Figura 6 - Argine principale: andamento delle linee di flusso in condizioni di massima piena

2.3 Argine a protezione manufatti storici: modello fem e risultati

Anche nel caso della verifica idraulica dell'argine a protezione dei manufatti storici le analisi sono state realizzate considerando un regime di moto stazionario, adottando come massimo livello di piena un livello d'acqua a quota 30.5 m s.l.m.

Per quanto riguarda i terreni di fondazione si è considerata la medesima sezione stratigrafica adottata nel caso dell'argine principale.

L'argine in questione tuttavia è di dimensione più modeste rispetto all'argine principale e la quota media del suo piede si trova a circa 26 m s.l.m.

Il modello pertanto è meno profondo rispetto al modello dell'argine analizzato precedentemente.

Come condizioni al contorno, sul lato di monte si è posto il carico idraulico stazionario pari al livello di massimo invaso (quota 30.5 m s.l.m) mentre sul paramento di valle si sono utilizzati nodi di tipo “review nodes”.

Nelle figure seguenti si riportano il modello di calcolo e i risultati ottenuti.

Regione Lazio

“Opere di accumulo e laminazione delle piene del fosso di Pratolungo – 2° lotto”

Relazione di verifica della stabilità e della filtrazione

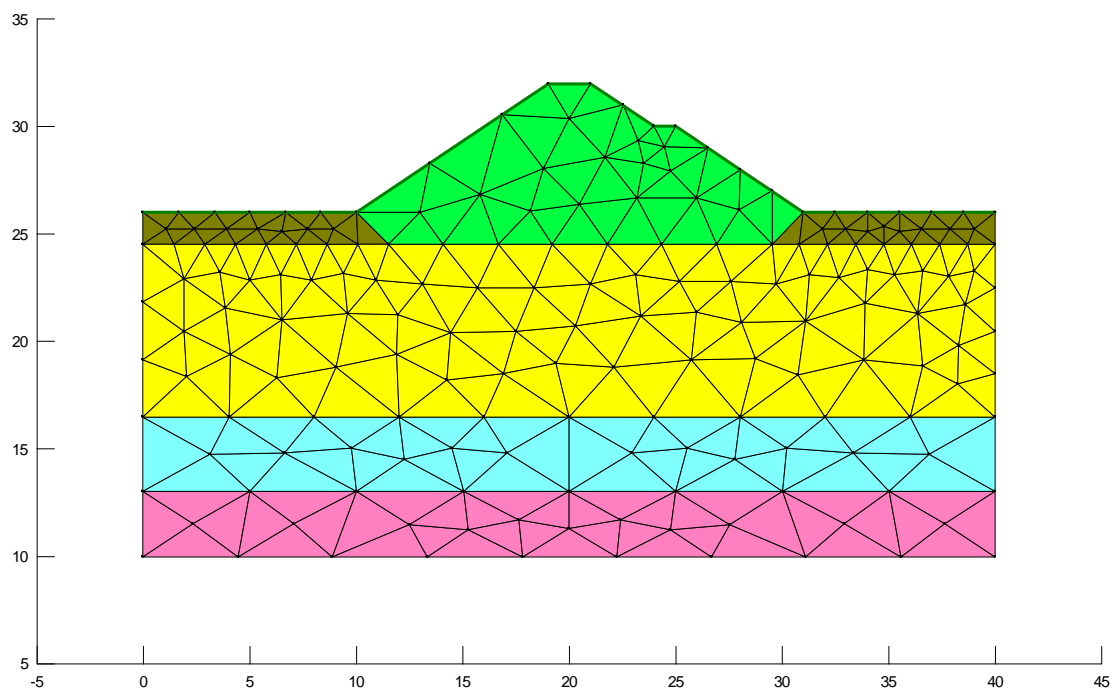


Figura 7 - Argine a protezione dei manufatti storici: modello FEM per il calcolo della filtrazione

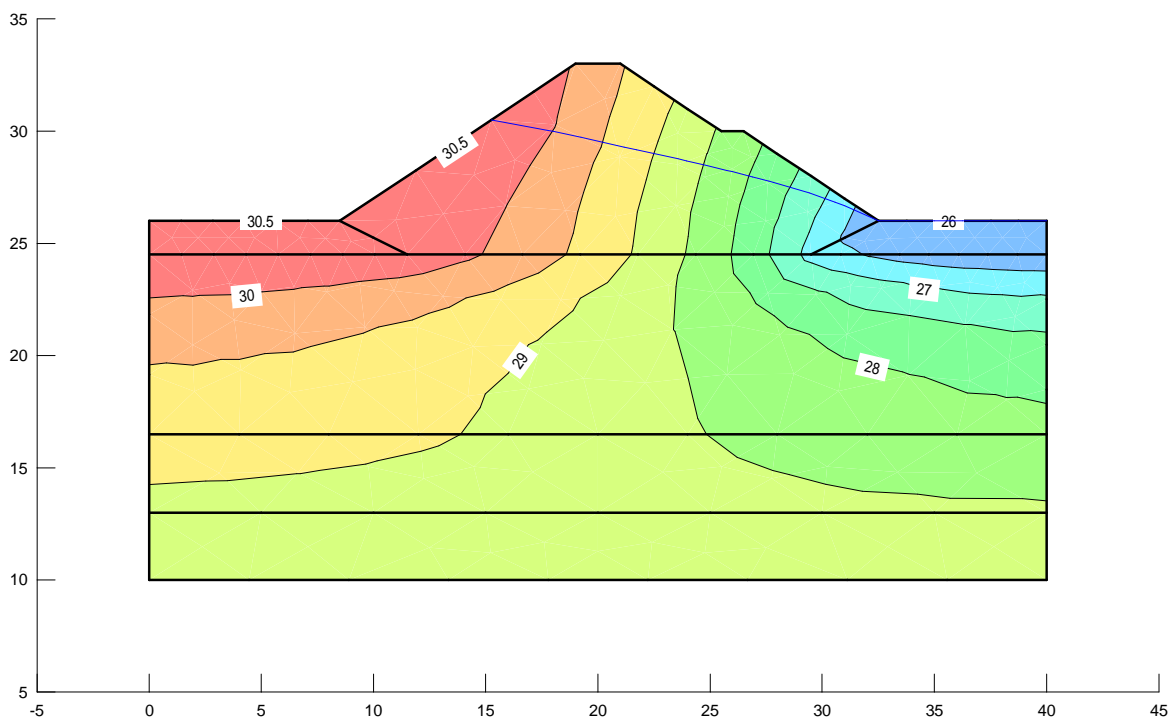


Figura 8 - Argine a protezione dei manufatti storici: andamento del carico idraulico totale in condizioni di massima piena

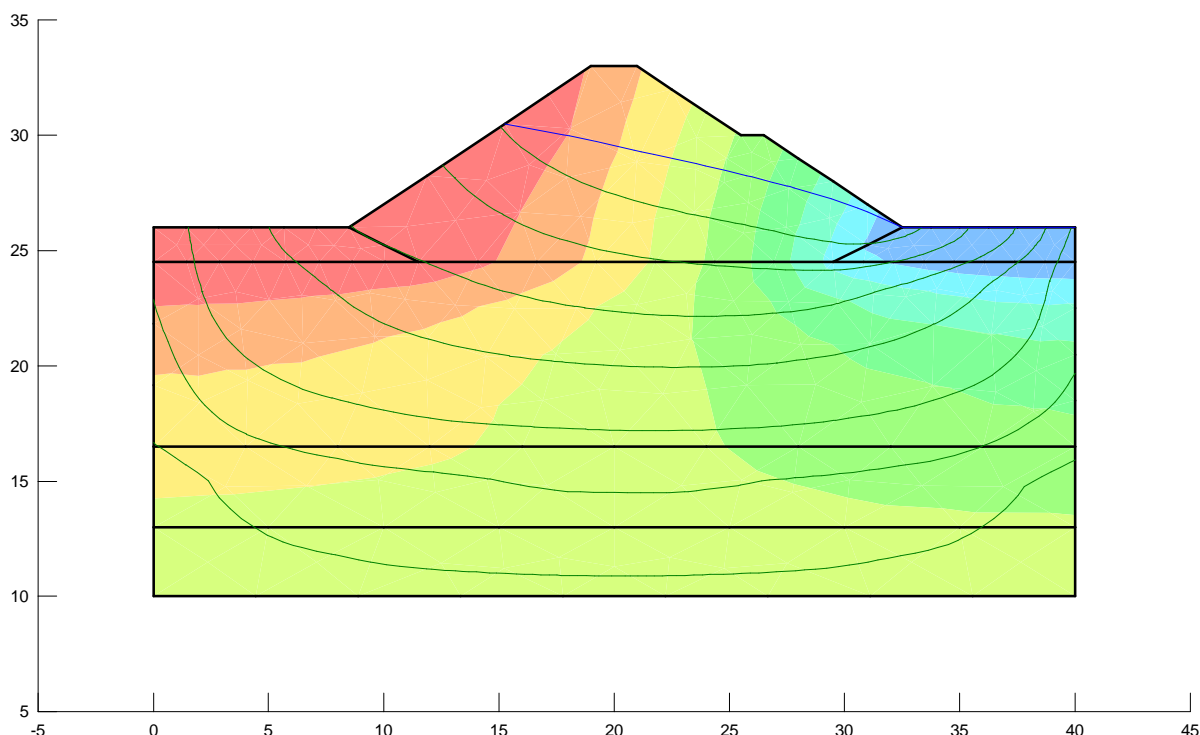


Figura 9 - Argine a protezione dei manufatti storici: andamento delle linee di flusso in condizioni di massima piena

Anche nel caso dell’argine a protezione dei manufatti storici i risultati ottenuti dimostrano che il passaggio della piena non crea situazioni di criticità per l’arginatura.

Dai grafici sopra riportati si evince infatti che a valle l’acqua tende a fuoriuscire dall’argine solo a piano campagna.

2.4 Verifiche idrauliche agli stati limite ultimi

Per quanto riguarda le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici, nelle medesime condizioni al contorno utilizzate per lo studio di filtrazione si è valutata la possibilità che il gradiente idraulico, ovvero le sovrappressioni generate dal moto di filtrazione, porti ad una riduzione significativa della resistenza al taglio del terreno, dando luogo al temuto fenomeno del sifonamento.

La situazione più critica in questo senso è stata sempre riscontrata, come atteso, al piede dell’argine; la verifica è stata quindi effettuata sempre in questa zona, ponendosi ad una profondità di circa 1.5÷1.6 m dal piano campagna e calcolando il rapporto tra:

- la tensione litostatica totale σ (calcolata moltiplicando il peso per unità di volume per la

profondità del punto di verifica) e ridotta del coefficiente $\gamma_G = 0.9$

- la pressione neutra u (ricavata tramite il modello di filtrazione) maggiorata secondo il parametro γ_G pari a 1.3

Pertanto, in accordo con le NTC, il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che:

$$1.3u_{inst} \leq 0.9\sigma_{stb}$$

Il rapporto tra σ_{stb} e u_{inst} può essere infatti considerato alla stregua del rapporto tra resistenze e azioni destabilizzanti R_d/E_d e quindi valori inferiori prossimi all'unità sono da considerarsi indicativi di potenziali fenomeni di instabilità.

Tale verifica è stata condotta nelle condizioni di massima piena (livello d'acqua a quota 30.5 m, TR=1000 anni).

Nelle figure seguenti si riportano i risultati dell'analisi idraulica condotta in termini di distribuzione delle pressioni neutre.

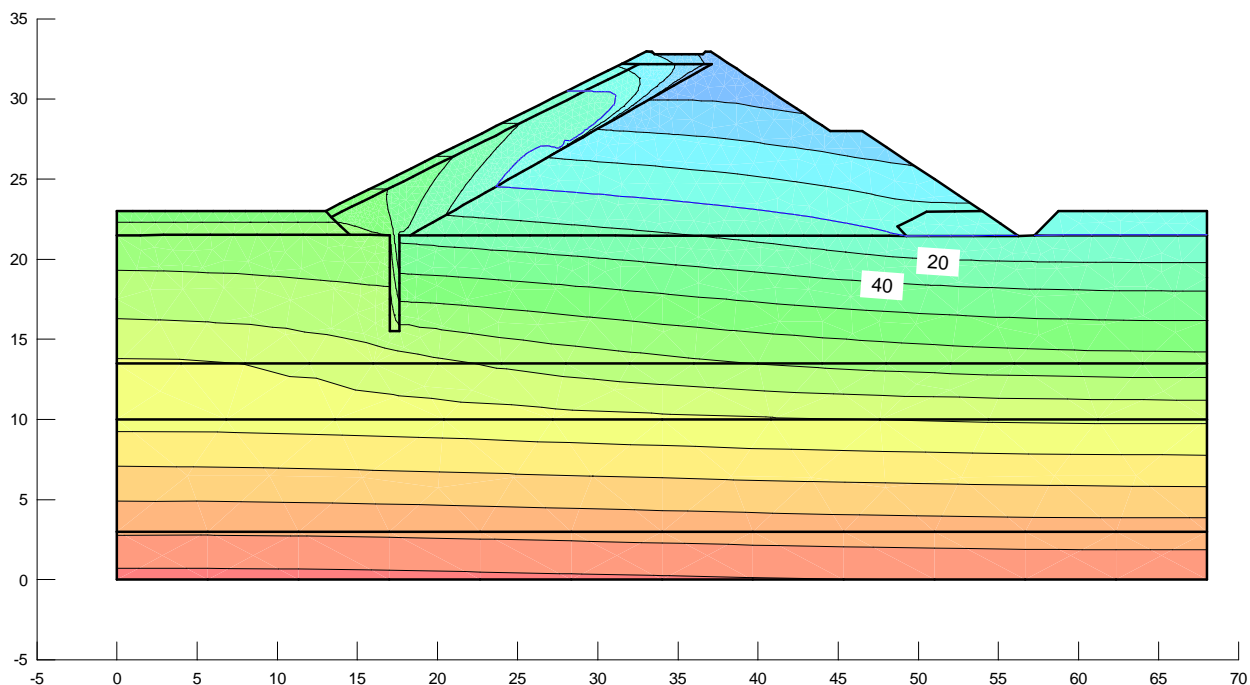


Figura 10 - Argine principale: risultati dello studio di filtrazione in condizioni di massima piena, si riporta la distribuzione delle pressioni neutre

Regione Lazio

“Opere di accumulo e laminazione delle piene del fosso di Pratolungo – 2° lotto”

Relazione di verifica della stabilità e della filtrazione

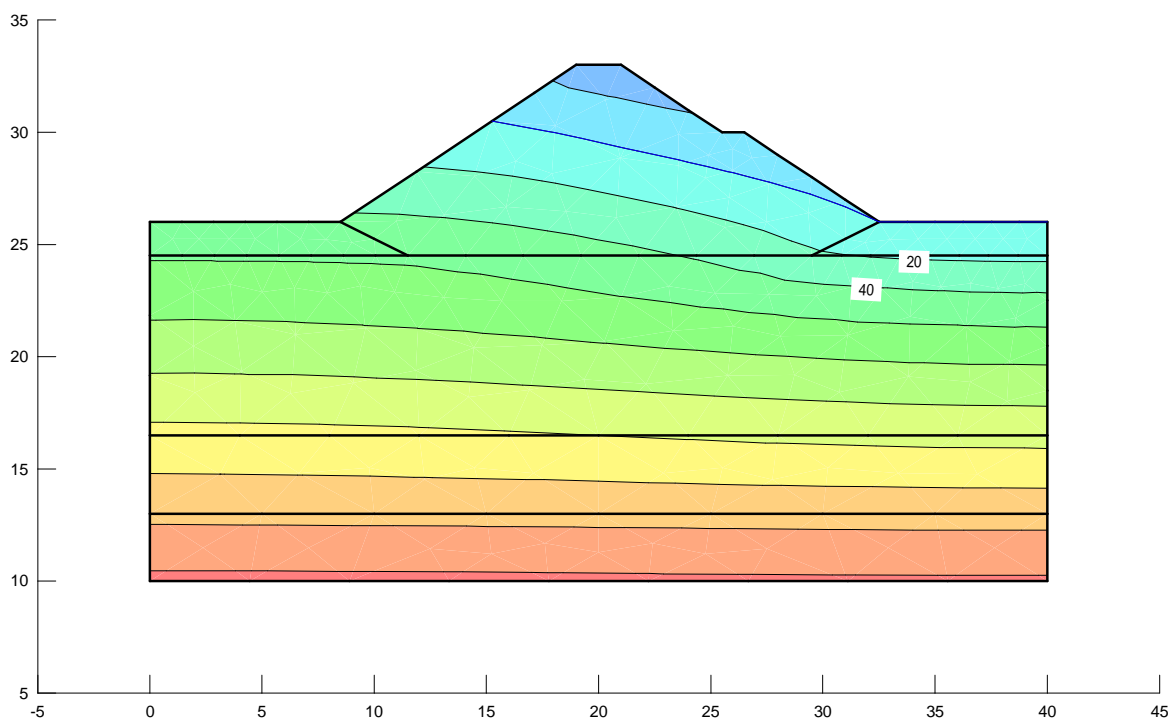


Figura 11 - Argine a protezione dei manufatti storici: risultati dello studio di filtrazione in condizioni di massima piena, si riporta la distribuzione delle pressioni neutre.

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche idrauliche condotte.

Verifica a sifonamento	$0.9\sigma_{stb}/1.3u_{inst}$
Argine principale	1.04
Argine a protezione manufatti storici	1.06

Tabella 2 – Risultati delle verifiche a sifonamento

3. VERIFICHE DI STABILITÀ

Come accennato nell'introduzione le verifiche di stabilità sono state condotte per entrambi gli argini analizzando tre possibili condizioni:

- verifica statica della scarpata di valle in condizioni di massima piena (h=30.5m);
- verifica statica della scarpata di monte in condizioni di svasso rapido;
- verifica sismica della scarpata di valle considerando un livello d'acqua a monte alla quota di massima regolazione (h=28.5m).

Le analisi hanno seguito l'approccio indicato nelle Nuove Norme Tecniche Per Le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008), adottando pertanto coefficienti riduttivi per le caratteristiche di resistenza dei terreni nei casi statici, secondo l'approccio M2.

Per tutte le verifiche condotte è stata quindi verificata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove per Ed si intende lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento critica e per Rd la resistenza al taglio disponibile.

Le Nuove Norme Tecniche prevedono inoltre che nelle combinazioni statiche e sismiche la resistenza al taglio disponibile sia ulteriormente ridotta attraverso un coefficiente γ_r (approccio A2+M2+R2) che

nel caso di verifiche di stabilità risulta essere pari a 1.1.

Pertanto, in condizioni statiche, la verifica di stabilità sarà superata se il coefficiente di sicurezza ottenuto dal calcolo (pari a R_d/E_d) risulterà superiore a 1.1.

Nel caso in esame, a maggior grado di sicurezza, la verifica statica in condizioni di massima piena si riterrà superata per $R_d/E_d > 1.2$.

Le verifiche di stabilità con i metodi dell'equilibrio limite rispondono a requisiti di semplicità e rapidità e sono correntemente impiegate, malgrado le loro limitazioni, nella pratica professionale e nella ricerca; ognuno dei metodi disponibili fornisce un'equazione finale che permette di determinare il coefficiente di sicurezza. [Tancredi, 1996].

Ogni metodo assume una serie di ipotesi semplificative così da poter rendere risolvibile il sistema di equazioni che, come vedremo, risulta essere staticamente indeterminato.

Alcuni di questi metodi sono stati risolti con metodo iterativo, vale a dire creando una procedura di calcolo che facilita la loro implementazione su macchina. Tra questi ci interessa maggiormente approfondire il metodo implementato dal programma di calcolo SLOPE/W, che è il metodo di Bishop (1955) e la sua semplificazione.

Le analisi di stabilità che adottano tali metodi sono quelle dell'equilibrio limite globale. Tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in conci la parte instabile, si studia dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Dato l'elevato numero di incognite, ogni metodo assume delle ipotesi semplificative che rendono risolvibile il sistema e sono proprio tali ipotesi che differenziano un metodo dall'altro.

Esistono diverse formulazioni ascrivibili a diversi autori per il calcolo e la soluzione di problemi relativi alla stabilità dei pendii tramite metodi dell'equilibrio limite, tutti questi metodi si basano su ipotesi comuni, che sono:

- Il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- La rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- Il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.

- La resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento a problemi piani nei quali, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva e si trascura ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia. [Tancredi, 1996]

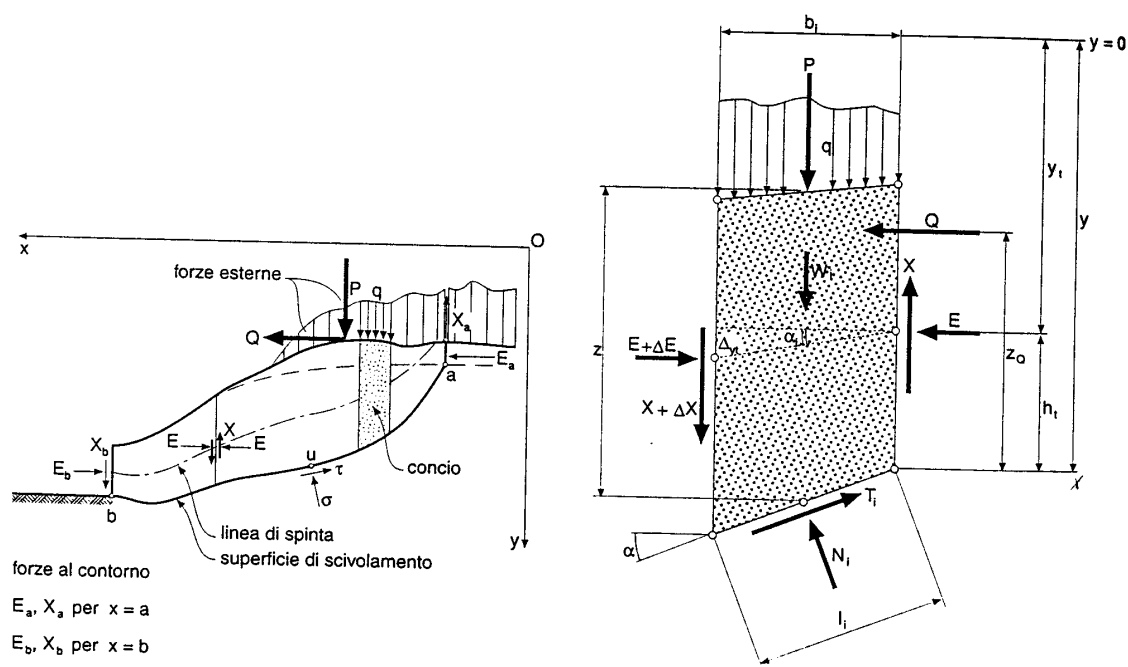


Figura 12 - Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$

equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $5n-2$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $2n-2$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato, per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse caso per caso e sono queste stesse che caratterizzano un metodo da un altro. L'esistenza di molti metodi di calcolo porta alcune volte alla indeterminatezza della soluzione, è bene quindi sottolineare che da studi comparativi effettuati per indagare la risposta dei diversi metodi di calcolo, indicano che, quelli che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio danno sostanzialmente gli stessi risultati in termini di coefficiente di sicurezza, o meglio che non differiscono tra loro più del 5%. [Duncan, 1980].

3.1 Determinazione dell'azione sismica

Nell'ambito delle verifiche di stabilità condotte secondo i metodi dell'equilibrio limite, l'azione sismica può essere introdotta come una azione esterna equivalente di tipo statico, calcolabile secondo le espressioni:

$$F_H = \pm k_H W;$$

$$F_V = \pm 0.5 F_H$$

essendo F_H ed F_V rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, e W il peso della massa stessa.

Per la determinazione del coefficiente di intensità sismica k_H le Norme Tecniche per le Costruzioni,

emanate il 14/01/2008, forniscono la formula seguente:

$$k_H = \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

In cui la a_g è il valore di accelerazione atteso nel sito specifico per un evento sismico associabile ad un determinato tempo di ritorno; gli altri fattori rappresentano dei coefficienti correttivi rappresentativi della azione amplificativa locale, funzione principalmente della litologia e della morfologia.

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, prevedono, per la valutazione delle azioni sismiche, di fare riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Secondo tale modello, su tutto il territorio nazionale si è disposta una maglia di punti per ognuno dei quali è assegnato un valore di accelerazione massima su substrato rigido a_g , un fattore di amplificazione spettrale F_0 ed un periodo caratteristico T_c^* relativi all'evento sismico atteso in un dato tempo di ritorno, quest'ultimo essendo funzione della vita attesa dell'opera e della classe di utilizzo.

Note le coordinate geografiche del punto di interesse, è possibile trovare i quattro punti della maglia che lo circoscrivono e ricavare le tre grandezze citate per il punto specifico interpolando tra i valori dei punti forniti dall'INGV.

Nel caso specifico le coordinate di riferimento del sito sono le seguenti (espresse in gradi decimali):

long. 12.6069 ; lat. 41.9412

ed i relativi identificativi dei punti più vicini del reticolo sono:

28069, 28070, 28291, 28292.

Le verifiche di stabilità, secondo la già citata normativa, vanno condotte secondo l'approccio allo stato limite ultimo, in particolare ci si pone nella condizione di verifica relativa allo stato limite di collasso, cui corrisponde la minore probabilità di superamento nel periodo di riferimento, pari al 5%.

Il periodo di riferimento viene calcolato considerando la vita nominale dell'opera e la sua classe d'uso; nel caso presente si pone:

- Vita nominale dell'opera: $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso: III $\rightarrow C_u = 1.5$
- $V_R = V_N \cdot C_u = 150$ anni

E' possibile calcolare, con i dati suddetti, il tempo di ritorno dell'evento sismico per ogni stato limite considerato attraverso la formula seguente:

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

dalla quale si ottiene un valore di T_R per lo stato limite di collasso di 2475 anni.

Il valore della a_g associato dalla zonazione al sito in esame per tale tempo di ritorno è pari a 0.228 g; il fattore spettrale F_0 è 2.536 ed il periodo caratteristico T_c^* 0.315.

Ulteriore passo per la determinazione delle azioni sismiche a livello locale è la definizione del tipo di terreno, ovvero della sua risposta, in termini amplificativi dell'accelerazione. A tal fine la norma introduce i parametri S_s , moltiplicativo della accelerazione su substrato rigido, e C_c moltiplicativo del periodo caratteristico, calcolabili secondo le indicazioni riportate in tabella 2 e rappresentativi della rigidità del terreno stesso.

Categorie di suolo di fondazione		V_{S30} (m/s)	Parametri geotecnici di riferimento	Coefficiente S_s	Coefficiente C_c
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800		1.00	1.00
B	Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri	360 - 800	$N_{SPT} > 50$ $c_u > 250$ kPa	$1.00 \leq 1.40 -$ $0.4 \cdot F_0 \cdot a_g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.2}$
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza	180 - 360	$15 < N_{SPT} < 50$ $70 < c_u < 250$ kPa	$1.00 \leq 1.70 -$ $0.6 \cdot F_0 \cdot a_g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti	< 180	$N_{SPT} < 15$ $c_u < 70$ kPa	$0.9 \leq 2.40 -$ $1.5 \cdot F_0 \cdot a_g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.5}$
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido (con $V_{S30} > 800$ m/s)	Valori simili ai terreni di tipo C o D		$1.00 \leq 2.00 -$ $1.1 \cdot F_0 \cdot a_g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.4}$

Tabella 3 - Classificazione dei terreni in funzione della risposta sismica

Per quanto concerne il sito in esame, le risultanze delle indagini hanno evidenziato la presenza di

depositi a grana fine mediamente consistenti mentre le prove dilatometriche effettuate con dilatometro sismico hanno fornito velocità di taglio V_s principalmente comprese nel range 250 – 350 m/s.

Da tali risultati si deduce pertanto che il suolo di fondazione è collocabile nella categoria C.

I fattori amplificativi risultano quindi S_s pari a 1.354 e C_c pari a 1.537.

Per quanto concerne il fattore amplificativo S_T , rappresentativo della topografia del sito, la normativa prevede il caso di pendii artificiali con larghezza in cresta molto inferiore di quella alla base, ovvero rilevati, argini e dighe, per i quali il coefficiente proposto è pari a 1.4.

Ulteriore fattore da determinare è lo smorzamento β_s per il quale la normativa prevede una variabilità a seconda della a_g attesa e della tipologia di terreno, secondo la tabella seguente.

	Categorie di suolo di fondazione	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g (g) \leq 0.4$	0.3	0.28
$0.1 < a_g (g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g (g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tabella 4 - Variabilità del fattore di smorzamento β_s

Nel caso specifico β_s è pari a 0.28.

Concludendo, il coefficiente di intensità sismica da introdurre nelle verifiche di stabilità, è dato dal prodotto dei seguenti fattori, come ricavati fin qui:

- $a_g = 0.228$
- $S_s = 1.354$
- $S_T = 1.4$
- $\beta_s = 0.28$

Risulta quindi k_H pari a 0.121 e k_V pari a 0.061.

3.2 Argine principale: risultati delle verifiche

In tutti i casi analizzati è stata rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ come indicato nella tabella di sintesi seguente.

Condizione di analisi	Rd/Ed
Rilevato Paramento di valle - piena	1.37
Rilevato Paramento di monte - svaso rapido	2.08
Rilevato Paramento di valle - sisma	1.10

Tabella 5 - Argine principale: risultati delle verifiche di stabilità

Nelle figure successive sono riportati i risultati ottenuti in termini di superficie critica e relativo coefficiente di sicurezza nelle quali si evince che l'argine risulta verificato per ogni condizione analizzata.

Regione Lazio

“Opere di accumulo e laminazione delle piene del fosso di Pratolungo – 2° lotto”

Relazione di verifica della stabilità e della filtrazione

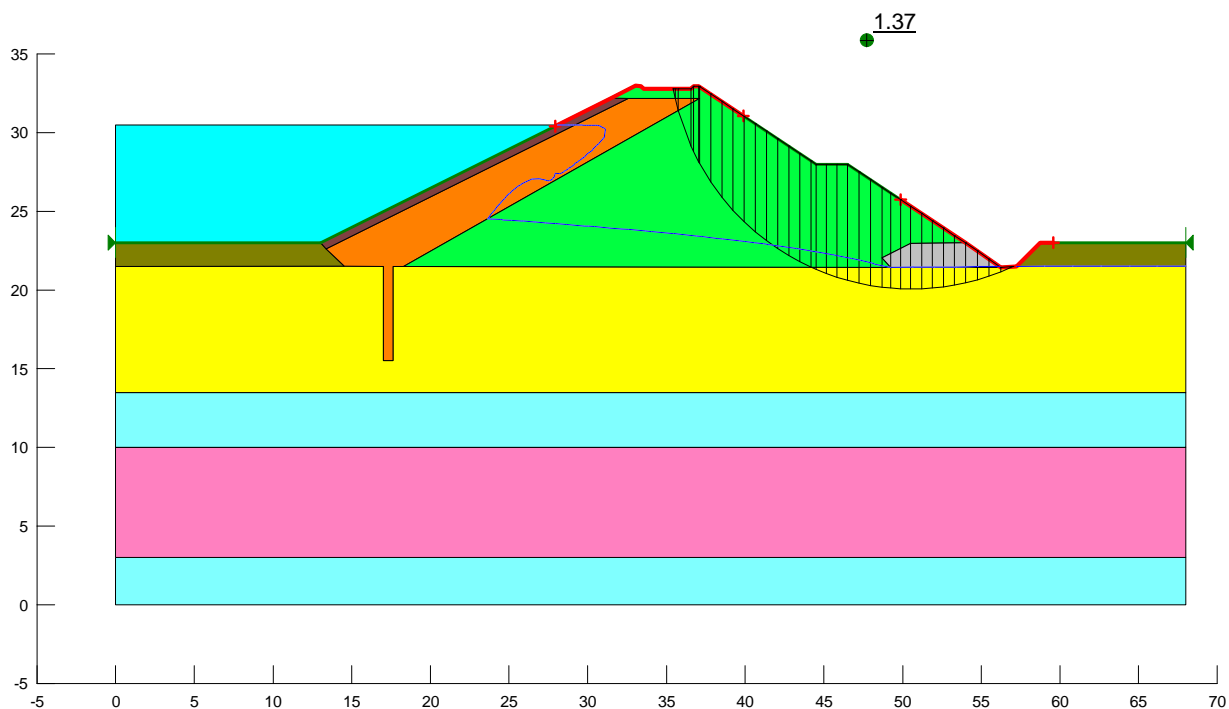


Figura 13 - Argine principale: verifica di stabilità in condizioni statiche del paramento di valle in condizioni di massima piena.

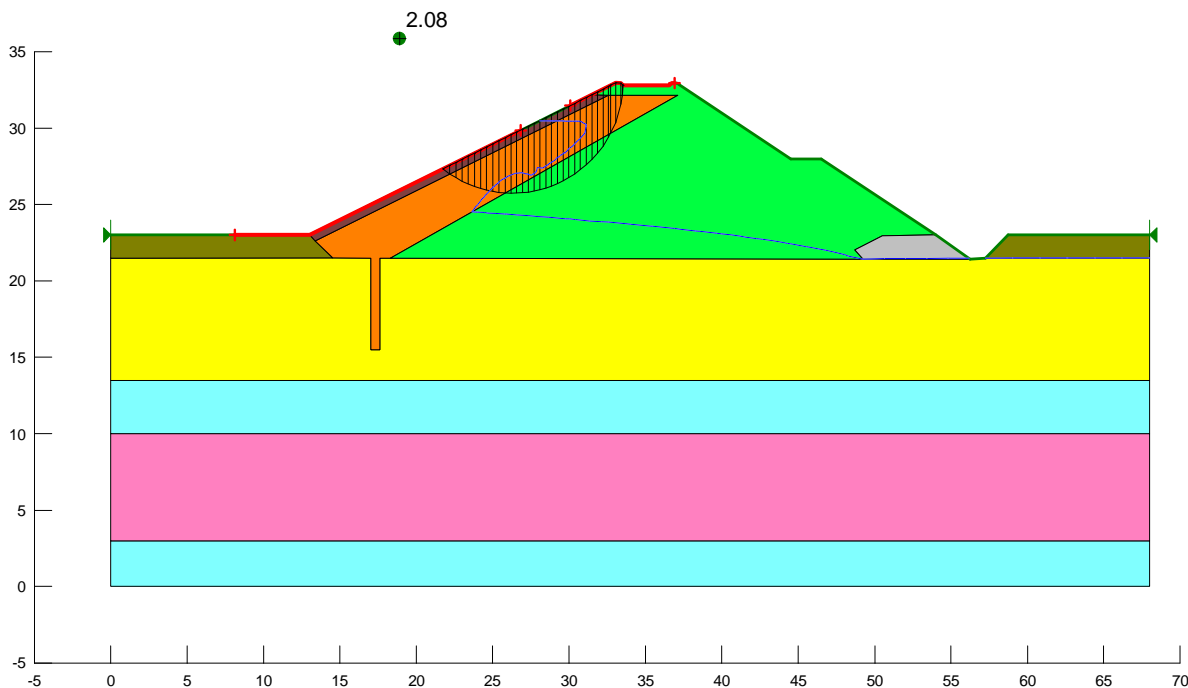


Figura 14 - Argine principale: verifica di stabilità in condizioni statiche del paramento di monte in condizioni di svasso rapido.

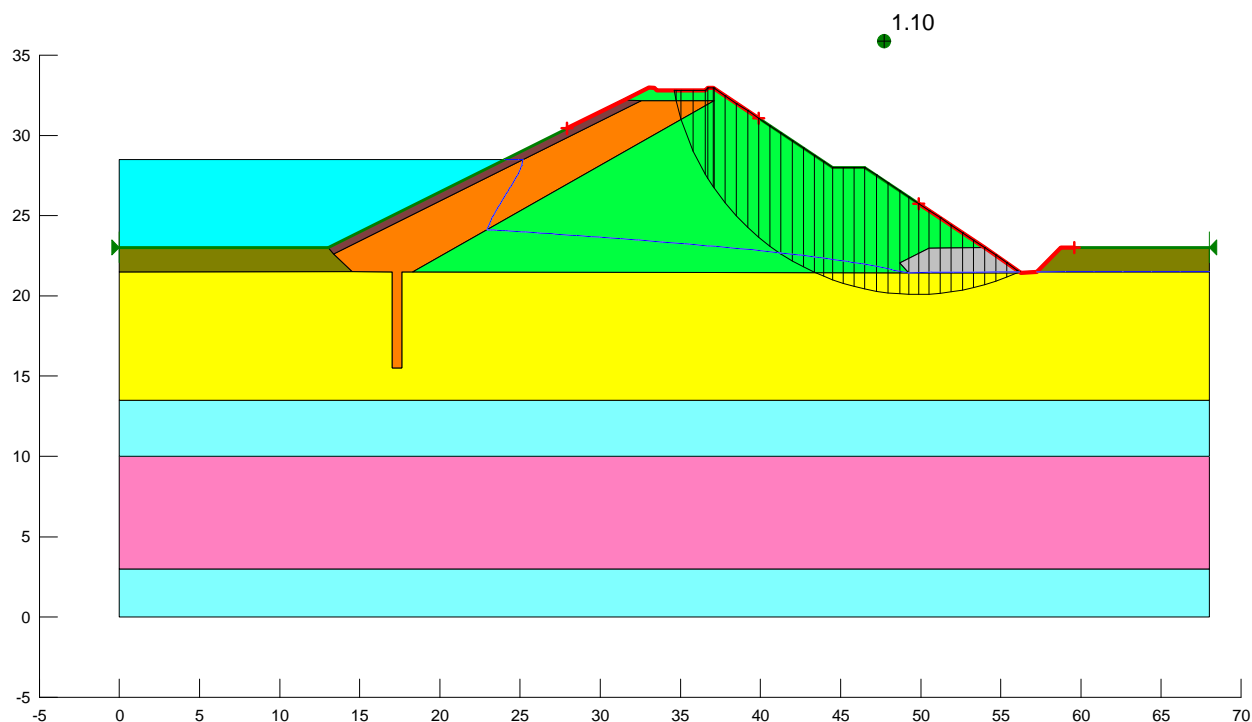


Figura 15 - Argine principale: verifica di stabilità in condizioni sismiche del paramento di valle.

3.3 Argine a protezione manufatti storici: risultati delle verifiche

Anche l’argine a protezione dei manufatti storici risulta ben dimensionato nei confronti di eventuali problemi di stabilità.

La tabella e le figure seguenti illustrano i risultati delle verifiche effettuate, in tutti i casi i coefficienti di sicurezza risultano superiori a quelli indicati dalla Normativa.

Condizione di analisi	Rd/Ed
Rilevato Paramento di valle - piena	1.17
Rilevato Paramento di monte - svasso rapido	1.27
Rilevato Paramento di valle - sisma	1.10

Tabella 6 - Argine a protezione dei manufatti storici: risultati delle verifiche di stabilità

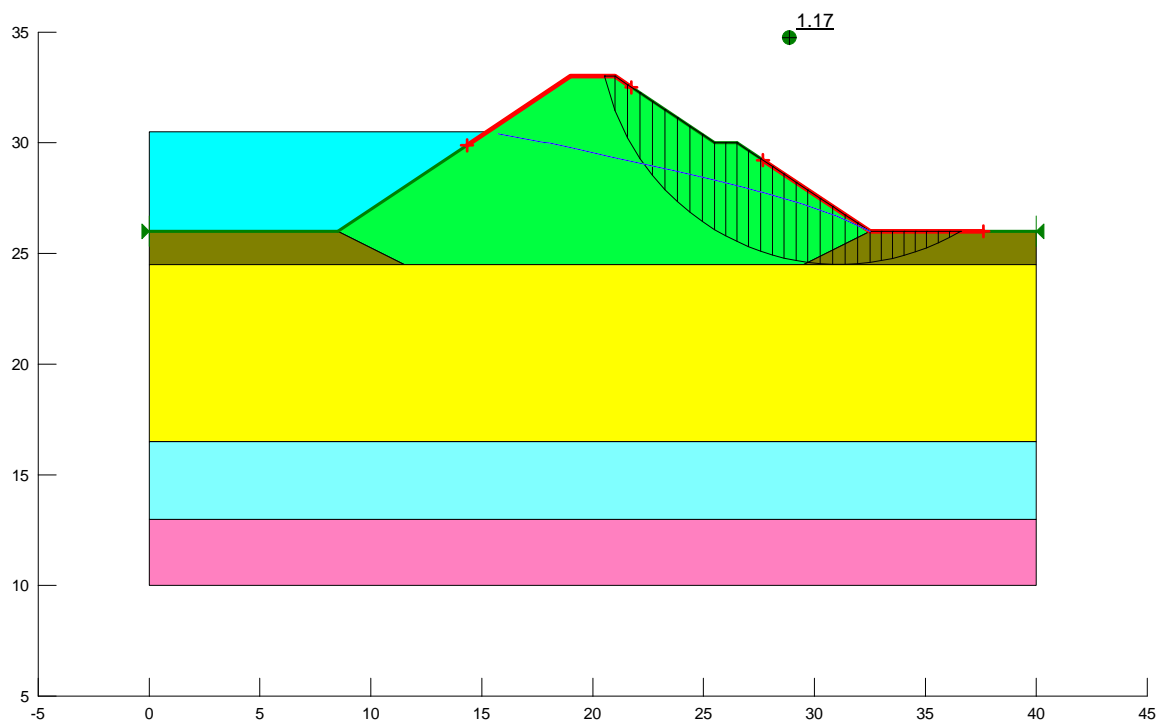


Figura 16 - Argine a protezione degli edifici storici: verifica di stabilità in condizioni statiche del paramento di valle in condizioni di massima piena

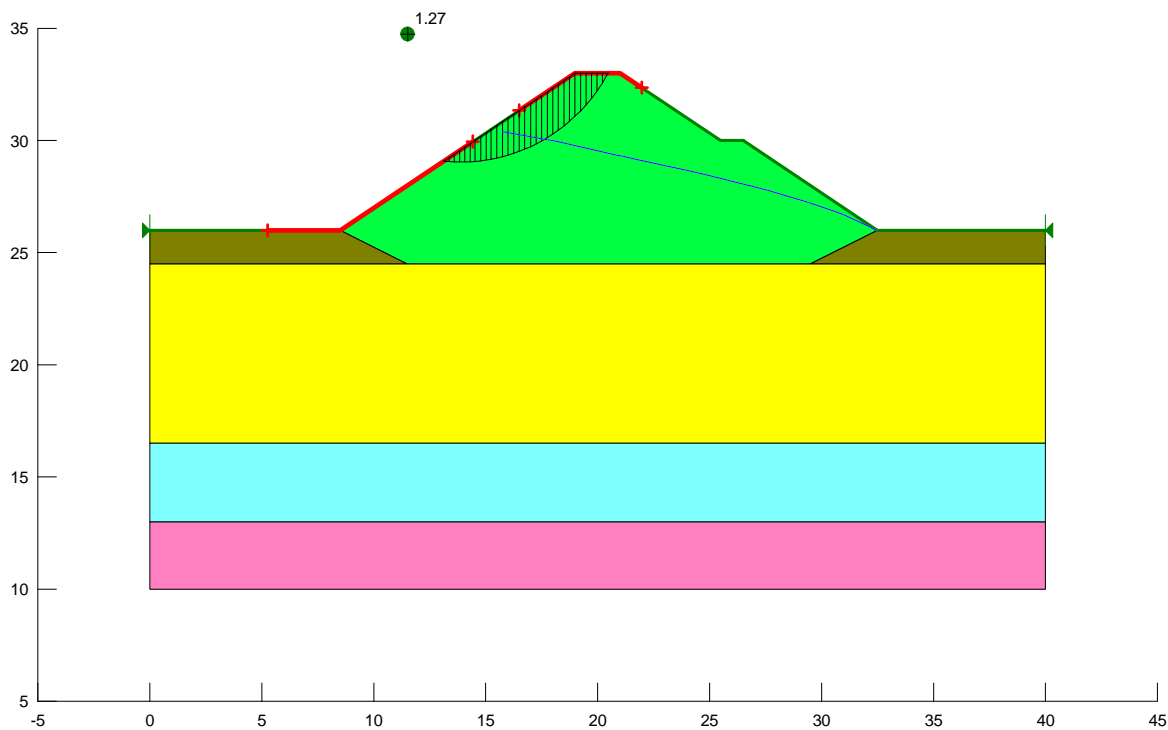


Figura 17 - Argine a protezione degli edifici storici: verifica di stabilità in condizioni statiche del paramento di monte in condizioni di svasso rapido

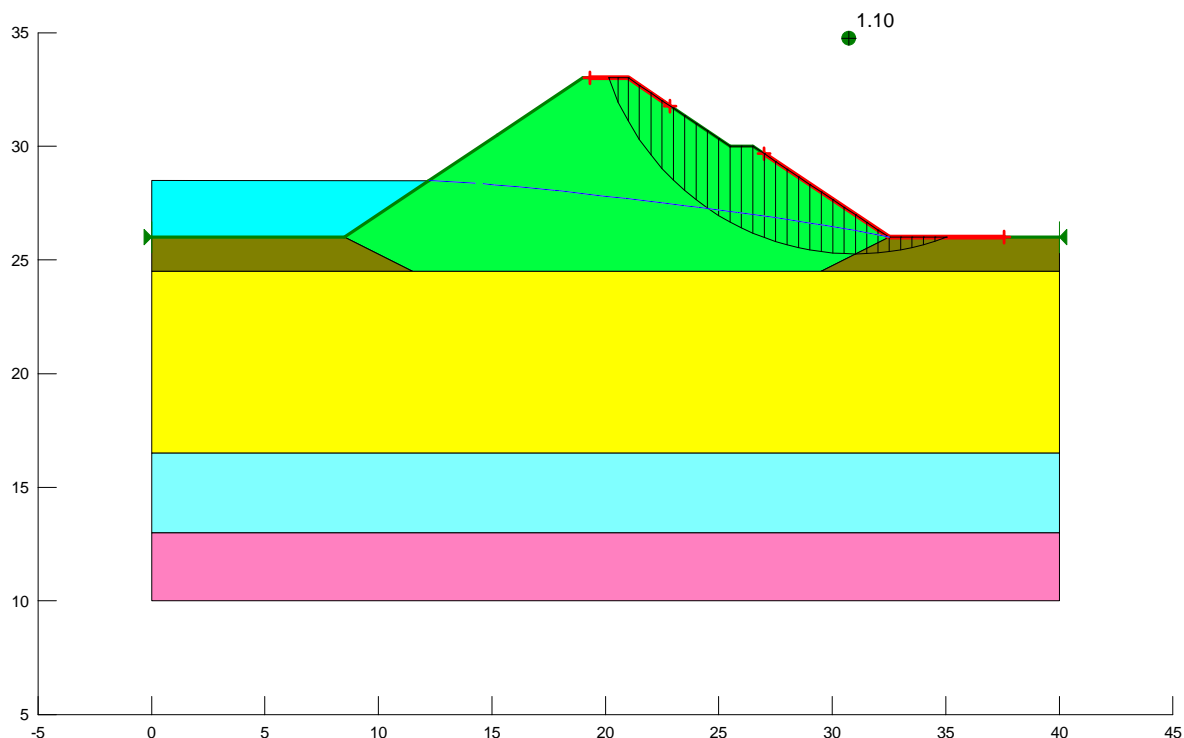


Figura 18 - Argine a protezione degli edifici storici: verifica di stabilità in condizioni statiche del paramento di valle in condizioni sismiche

3.4 Analisi degli spostamenti secondo il metodo di Newmark

Come accennato nell'introduzione, per il rilevato arginale principale si è condotta un'analisi del pendio in condizioni sismiche anche secondo il metodo proposto da Newmark.

Secondo tale metodo di tipo dinamico semplificato il comportamento della massa potenzialmente instabile si assimila pari a quello di un blocco rigido lungo il pendio.

Nel caso si verifichi un terremoto, al sistema di forze agente nel caso statico, si aggiunge la forza d'inerzia, proporzionale all'accelerazione sismica, agente in direzione orizzontale (in prima approssimazione) con verso variabile, periodico.

Sul blocco agiscono, quindi, le seguenti forze:

- forza peso W ;
- attrito T (resistenza al taglio del terreno);
- eventuali pressioni neutre U ;
- forza d'inerzia $a \cdot W$ (dovuta all'accelerazione orizzontale prodotta dal sisma a).

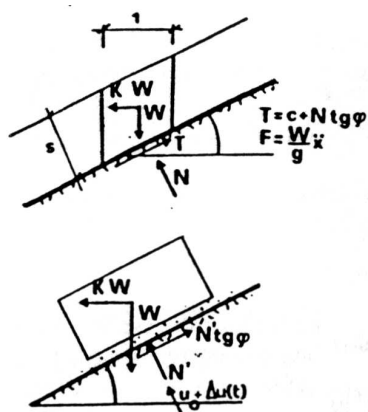


Figura 19 - Schematizzazione del blocco rigido e forze agenti

L'elemento resta in quiete finché le forze mobilitanti non superano quelle stabilizzanti, cioè finché l'accelerazione sismica non supera un valore detto accelerazione critica k_c .

Il secondo principio della dinamica, applicato al blocco lungo il piano di scivolamento, assume la forma:

$$\frac{W}{g} \ddot{x} = W \sin \beta - W \cos \beta \tan \varphi + [k_i(t) - k_c] W \cos \beta$$

dalla quale si ricava la legge del moto del blocco rigido:

$$\ddot{x} = [k_i(t) - k_c] g \frac{\cos(\varphi - \beta)}{\cos^2 \varphi}.$$

Il termine che compare fra le parentesi quadre nelle equazioni appena viste rappresenta l'accelerazione “netta” che subisce il blocco, ovvero la differenza tra l'accelerazione “sismica” $k_i(t)$ variabile nel tempo ed il valore di accelerazione “critico” k_c .

Quest'ultima grandezza è determinabile attraverso l'applicazione inversa dei metodi di verifica pseudostatica all'equilibrio limite, ovvero ponendo pari all'unità il coefficiente di sicurezza.

In base a quanto detto il valore di soglia dell'accelerazione è funzione esclusivamente dai dati geometrici e geotecnici del problema.

Nel caso in esame k_c è pari a 1.77 m/s^2 .

Note, quindi, l'accelerazione critica e la legge temporale dell'accelerazione dovuta al sisma (l'accelerogramma), attraverso l'integrazione dell'equazione del moto del blocco rigido si può determinare la velocità di spostamento del concio e quindi le deformazioni permanenti, gli spostamenti

rigidi, che la massa di terreno subisce a seguito del terremoto.

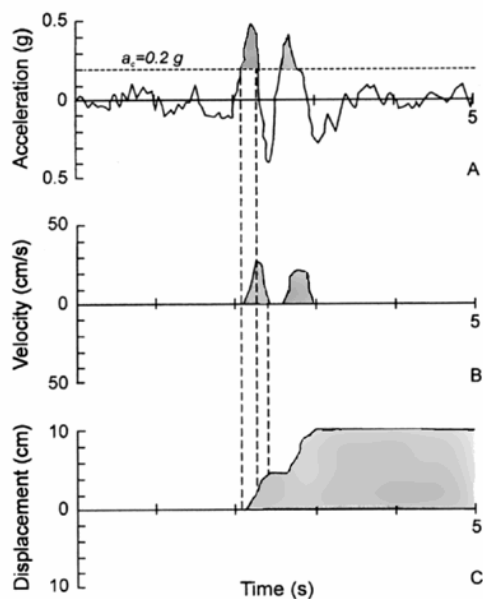


Figura 20 - Dall'alto: accelerazione (), velocità () e spostamenti () indotti nel pendio in funzione del tempo

Come illustrato, nei metodi di verifica sismica “agli spostamenti”, tra i dati d’ingresso necessari all’analisi, particolare importanza assume la scelta dell’accelerogramma da inserire nell’equazione del moto del blocco rigido. Questo può essere ricavato da una registrazione relativa ad un evento realmente accaduto, oppure può essere generato “artificialmente” qualora non siano reperibili dati adatti alle elaborazioni.

Secondo quanto prescritto dal D.P.C.M. 14 gennaio 2008 e successiva circolare del 2 febbraio 2009 n°617 C.S.LL.PP. si è valutata l’azione sismica cercando eventi effettivamente registrati nel database europeo degli eventi sismici (European Strongmotion Database) compatibili con lo spettro ottenuto secondo le prescrizioni delle Nuove Norme Tecniche. Sono state quindi selezionate n°7 registrazioni il cui spettro, opportunamente scalato, fosse compatibile con quello ottenuto dai parametri di normativa.

Ricordando che per la costruzione dello spettro di normativa sono stati posti i seguenti dati di ingresso:

- Vita nominale dell’opera: $V_N = 100$ anni
- Classe d’uso: III $\rightarrow C_u = 1.5$
- $V_R = V_N * C_u = 150$ anni

Il relativo tempo di ritorno per l’evento critico è risultato pari a 2475 anni.

I parametri ottenuti per la costruzione dello spettro di riferimento sono quindi i seguenti:

- $T_B = 0.162$
- $T_C = 0.485$
- $T_D = 2.51$
- $S = 1.895$

Noto lo spettro di progetto sono stati fissati i limiti superiore (+10%) ed inferiore (-10%) per l'accettabilità degli spettri ricostruiti dalle registrazioni (ovvero della loro media). Di seguito si riportano i grafici degli spettri relativi alle registrazioni considerate accettabili (con il relativo fattore di scala SF), confrontati con lo spettro di riferimento.

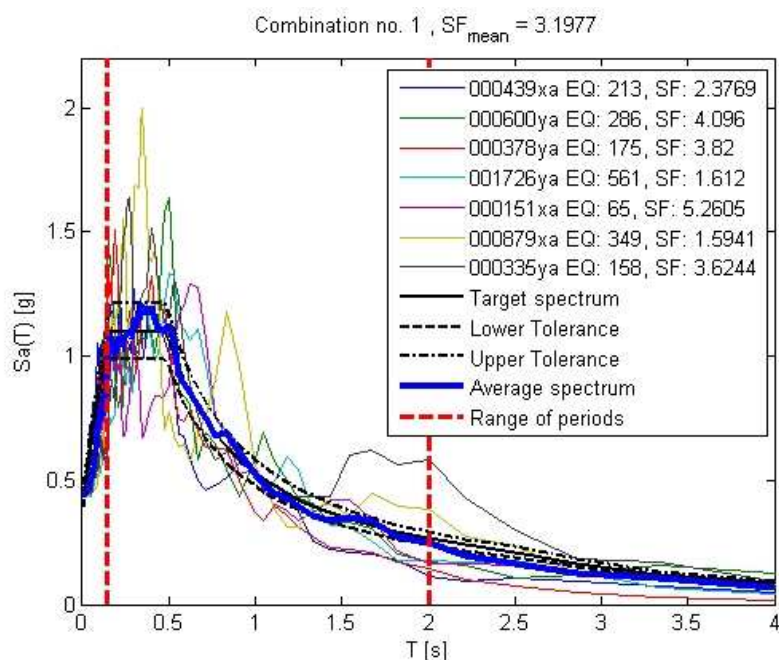


Figura 21 - Confronto tra gli spettri ottenuti dalle registrazioni selezionate e lo spettro di riferimento

Nella tabella di seguito si riportano i dati delle n°7 registrazioni degli eventi i cui spettri sono stati considerati compatibili.

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake		Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	Site class
			Name	Date				

Regione Lazio

“Opere di accumulo e laminazione delle piene del fosso di Pratolungo – 2° lotto”

Relazione di verifica della stabilità e della filtrazione

439	213	ST173	Spitak	07/12/1988	6.07	thrust	36	C
600	286	ST223	Umbria Marche	26/09/1997	6	normal	22	C
378	175	ST152	Lazio Abruzzo	07/05/1984	5.09	normal	16	C
1726	561	ST549	Adana	27/06/1998	6.03	strike slip	30	C
151	65	ST33	Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	thrust	11	C
879	349	ST271	Dinar	01/10/1995	6.04	normal	8	C
335	158	ST121	Alkion	25/02/1981	6.03	normal	25	C

Una volta scelte, in base al confronto tra gli spettri, le registrazioni considerate rappresentative del possibile evento sismico caratteristico per l'area in esame, i relativi accelerogrammi sono stati scalati al fine di ottenere il valore di picco ottenuto dalla zonazione sismica (nella fattispecie 2.33 m/s^2).

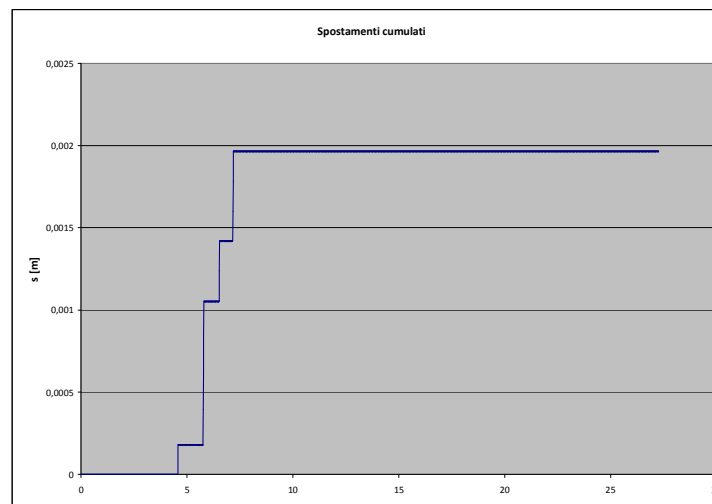
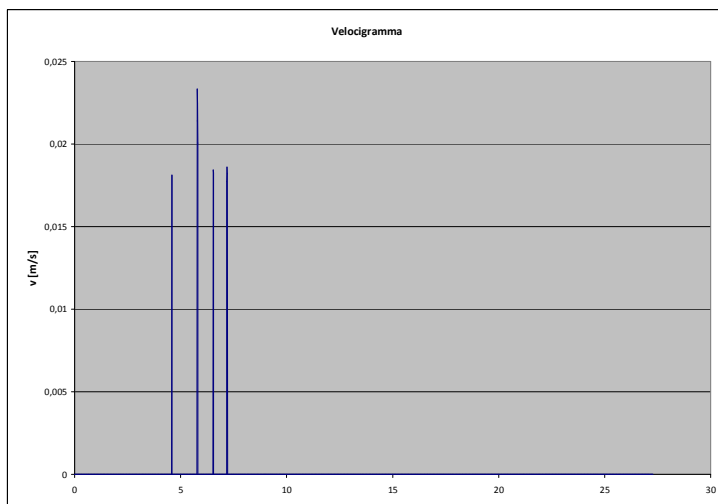
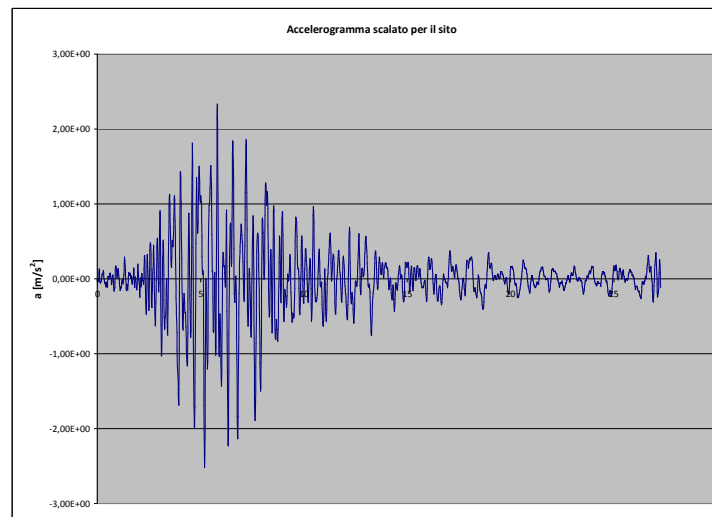
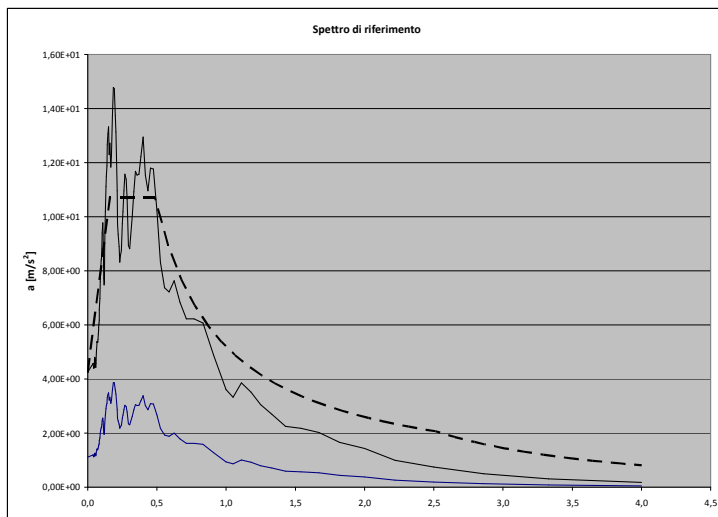
Noti, quindi, gli accelerogrammi di riferimento si è posto il limite “di taglio” pari alla accelerazione critica k_c di 1.77 m/s^2 e si è proceduto a calcolare, tramite il processo di integrazione degli accelerogrammi, prima i velocigrammi attesi per la massa potenzialmente instabile, e quindi gli spostamenti massimi attesi cumulati.

Tali spostamenti come si vedrà dai grafici riportati in seguito sono dell'ordine di $2\div 3 \text{ mm}$ e pertanto assolutamente ammissibili con riferimento alla funzionalità dell'opera.

Regione Lazio

“Opere di accumulo e laminazione delle piene del fosso di Pratolungo – 2° lotto”

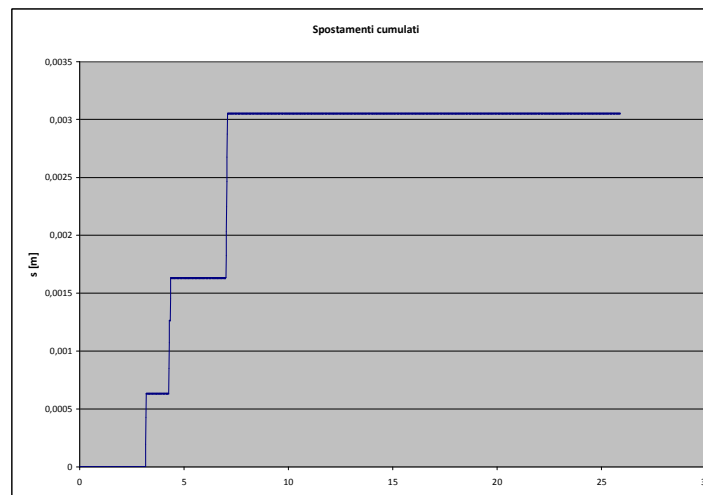
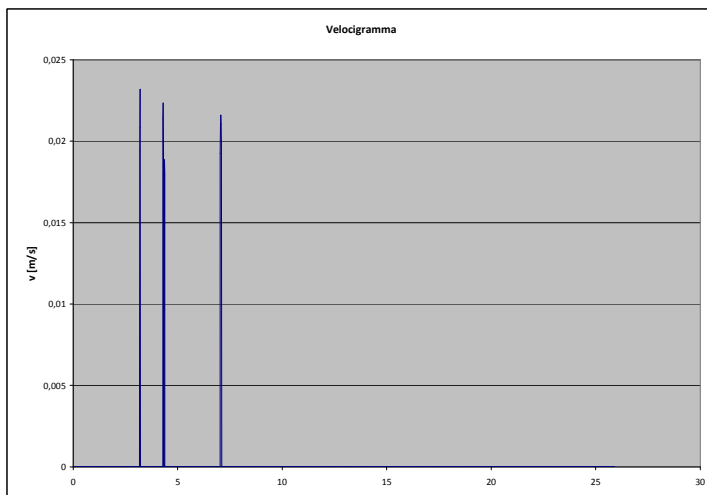
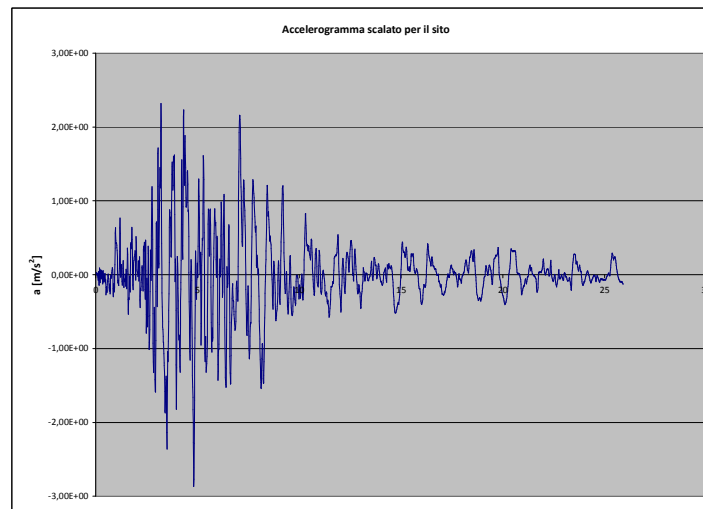
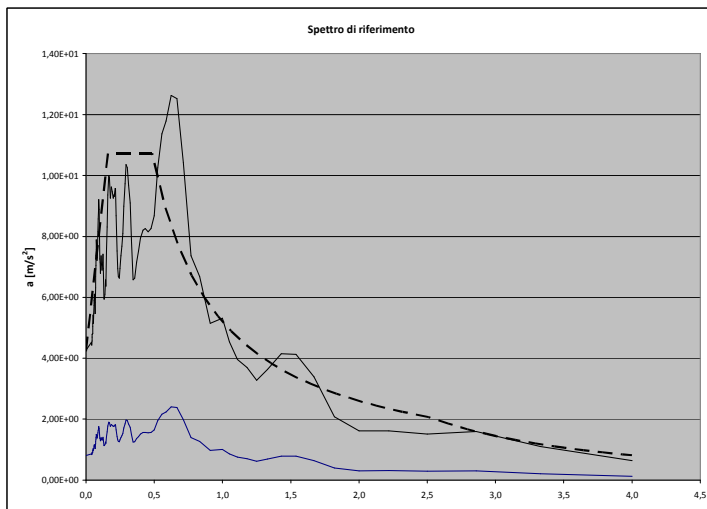
Relazione di verifica della stabilità e della filtrazione



Regione Lazio

“Opere di accumulo e laminazione delle piene del fosso di Pratolungo – 2° lotto”

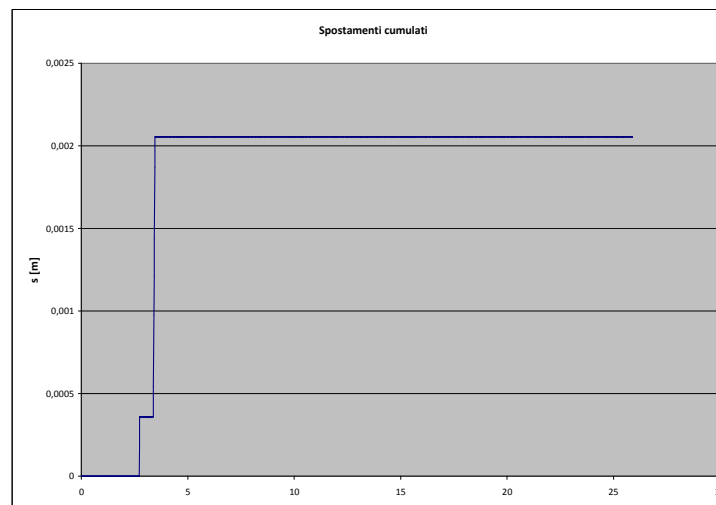
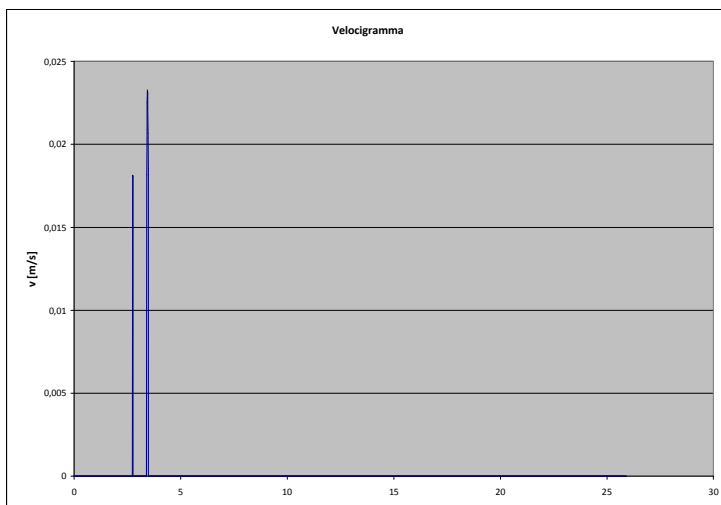
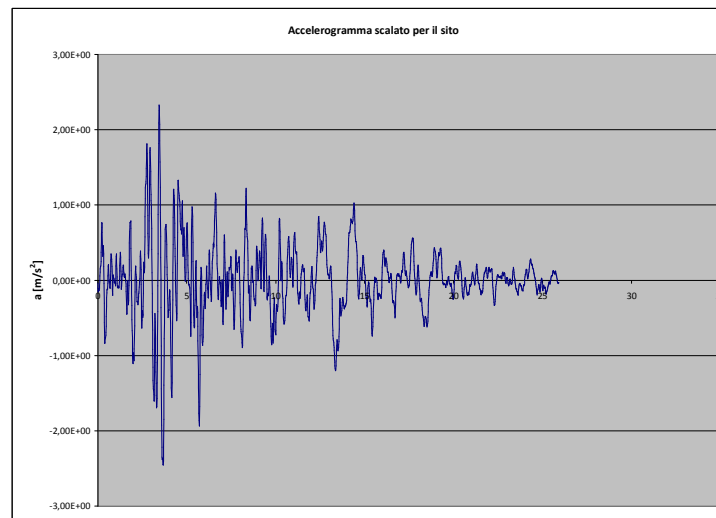
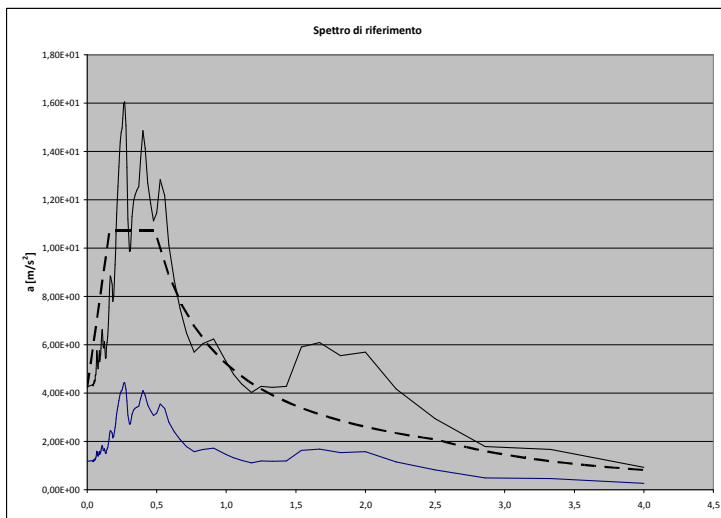
Relazione di verifica della stabilità e della filtrazione



Regione Lazio

“Opere di accumulo e laminazione delle piene del fosso di Pratolungo – 2° lotto”

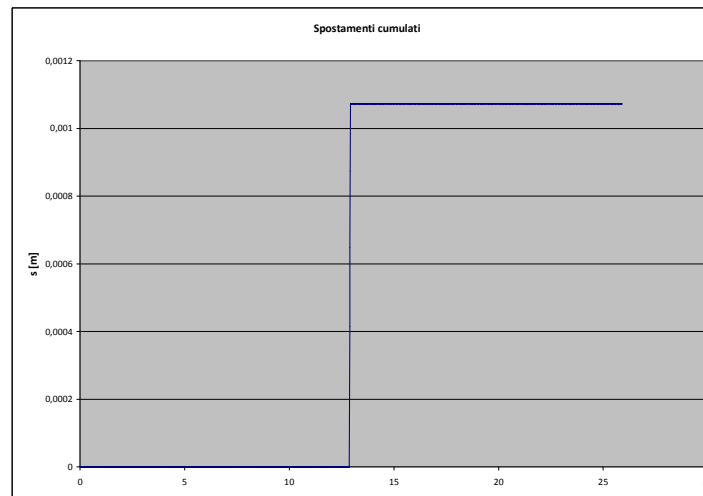
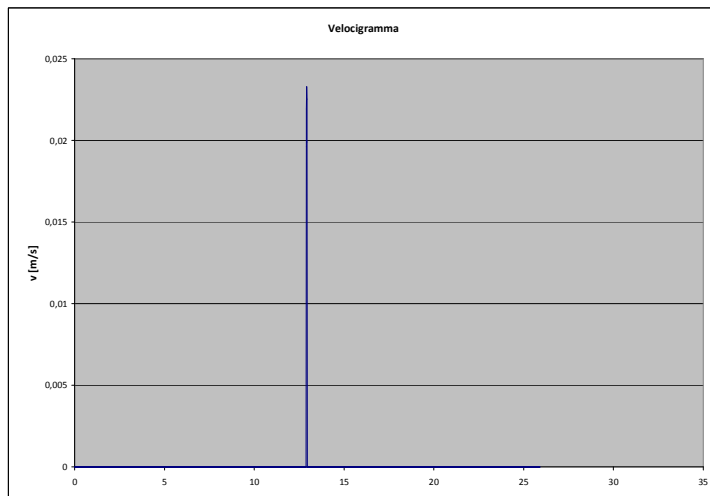
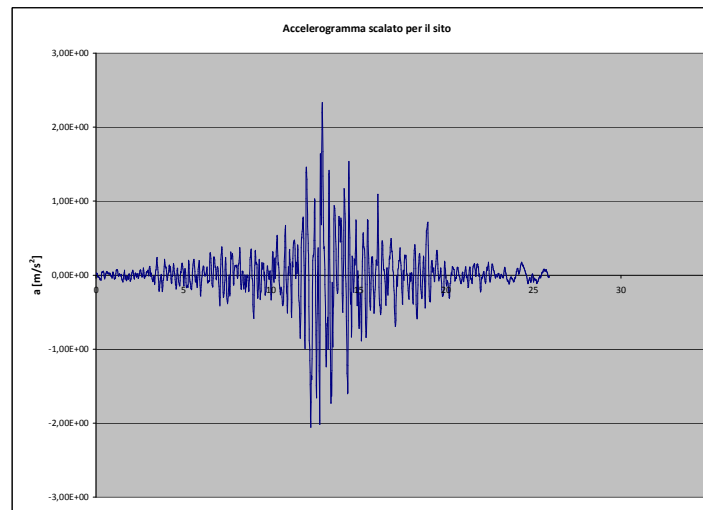
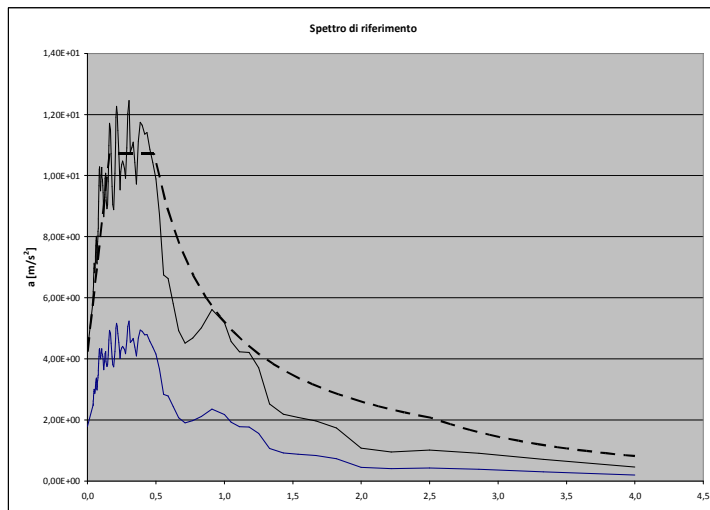
Relazione di verifica della stabilità e della filtrazione



Regione Lazio

“Opere di accumulo e laminazione delle piene del fosso di Pratolungo – 2° lotto”

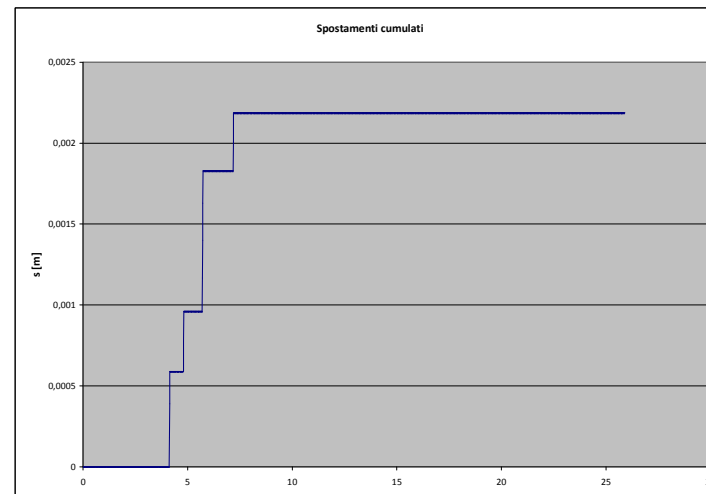
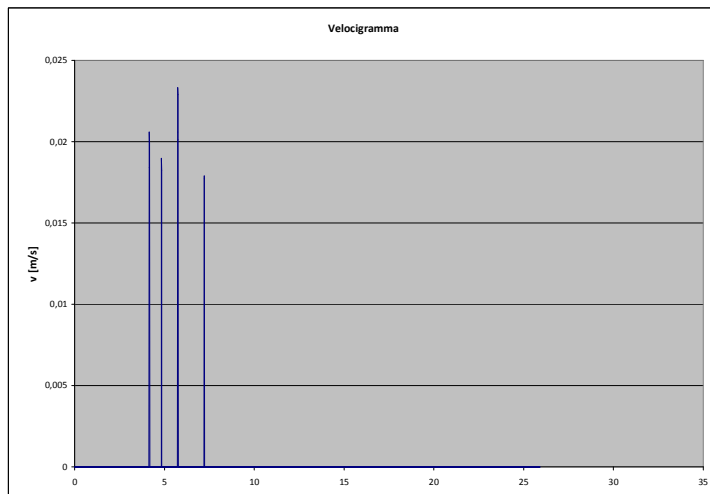
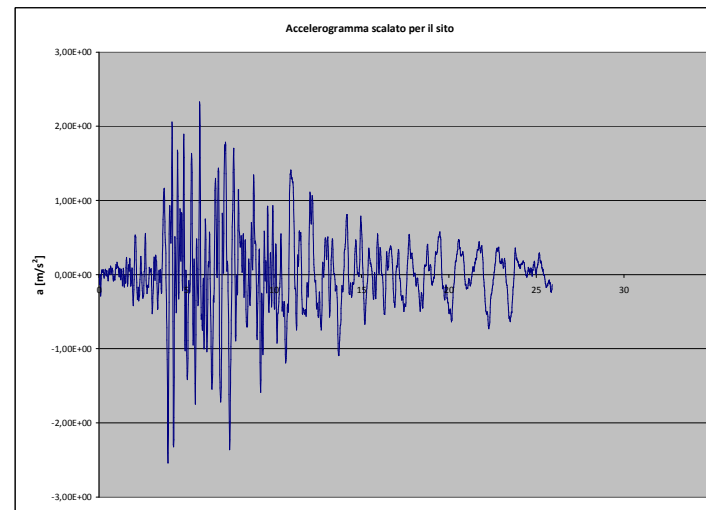
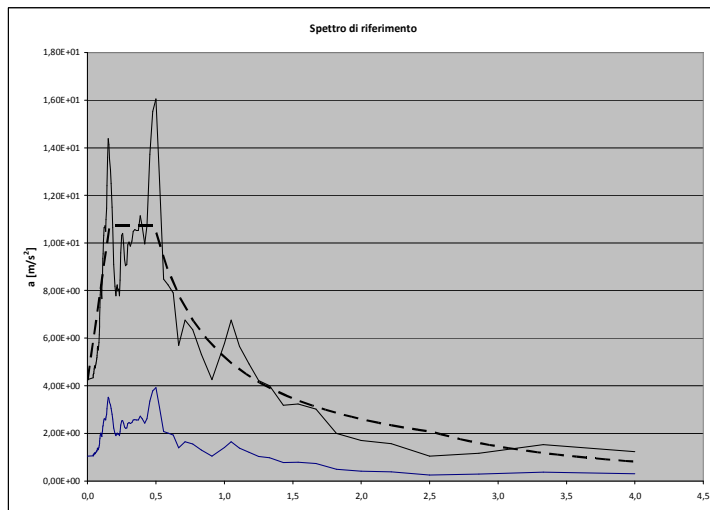
Relazione di verifica della stabilità e della filtrazione



Regione Lazio

“Opere di accumulo e laminazione delle piene del fosso di Pratolungo – 2° lotto”

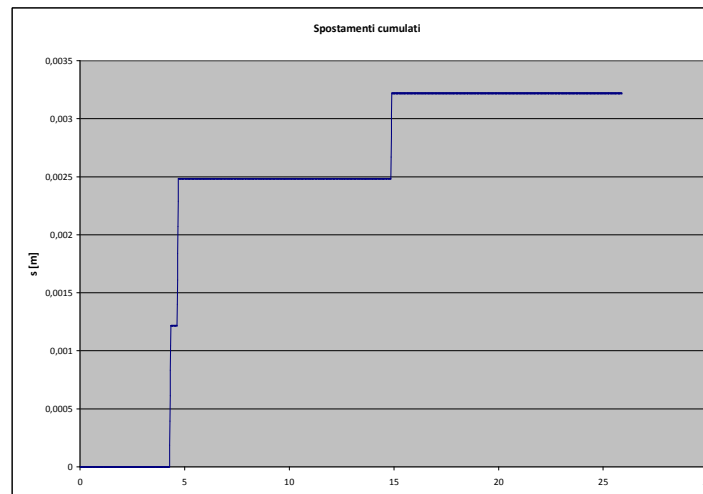
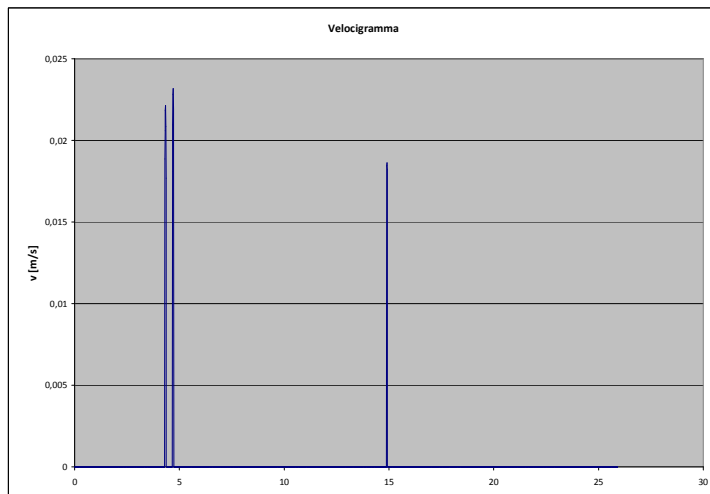
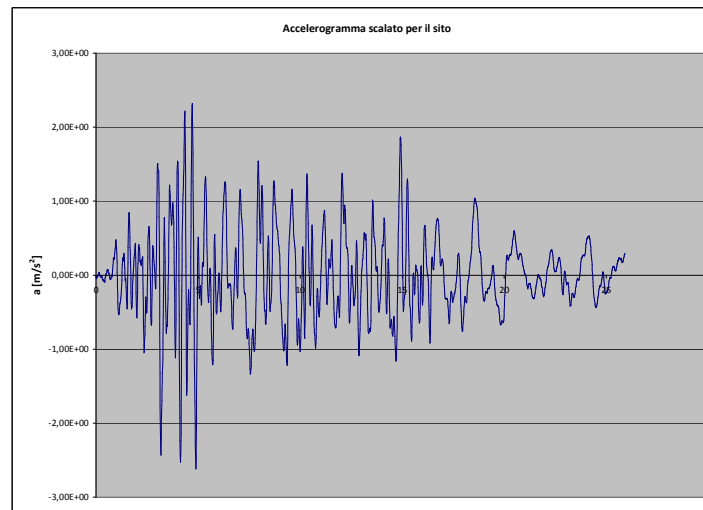
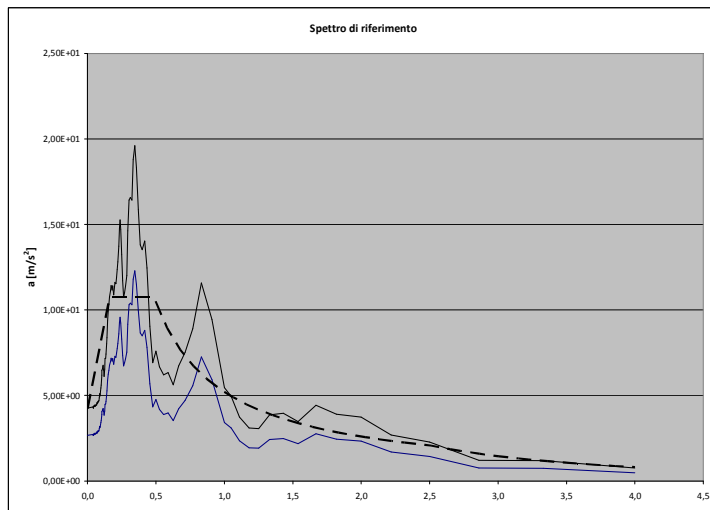
Relazione di verifica della stabilità e della filtrazione



Regione Lazio

“Opere di accumulo e laminazione delle piene del fosso di Pratolungo – 2° lotto”

Relazione di verifica della stabilità e della filtrazione



4. CEDIMENTI INDOTTI DALLA REALIZZAZIONE DELL'ARGINE PRINCIPALE

In questo paragrafo si valuteranno i cedimenti totali, immediati e di consolidazione indotti dalla costruzione dell'argine principale.

La variazione dello stato tensionale dei terreni sui quali l'argine verrà costruito, infatti, indurrà un cedimento. Tale cedimento è stato valutato a partire dalle espressioni delle tensioni indotte nel terreno.

A tal fine è stata utilizzata la teoria del semispazio elastico, omogeneo ed isotropo (Poulos e Davis, 1974) attraverso la quale è possibile definire in ogni punto del sottosuolo e per un previsto schema di carico, il valore delle corrispondenti tensioni indotte. Il corpo di carico del rilevato viene ad essere suddiviso in corpi di carico riconducibili a quello della figura seguente i quali consentono di determinare le tensioni indotte in forma chiusa.

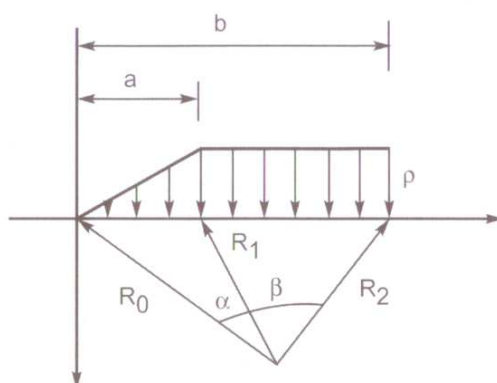


Figura 22 - Schema del corpo di carico

Utilizzando tale modello le espressioni delle tensioni indotte, dal singolo corpo di carico, sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_z = \frac{\rho}{\pi} \cdot \left[\beta + \frac{x\alpha}{a} - \frac{z}{R_2^2} \cdot (x-b) \right]$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{\rho}{\pi} \cdot \left[\beta + \frac{x\alpha}{a} + \frac{z}{R_2^2} \cdot (x-b) + \frac{2z}{a} \log \frac{R_1}{R_0} \right]$$

$$\Delta\sigma_y = \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z)$$

Ricavati a ogni profondità z il corrispondente valore di $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$, $\Delta\sigma_z$ è possibile ricavare il corrispondente valore del cedimento ε_z attraverso la seguente espressione:

$$\varepsilon_z = \frac{[\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_y - \Delta\sigma_x)]}{E}$$

Dove E e ν sono rispettivamente il modulo di deformabilità ed il coefficiente di Poisson.

Suddividendo il terreno al di sotto della fondazione in strati di spessore Δz_i è possibile valutare il valore del cedimento dello strato i -esimo attraverso l'espressione:

$$\delta_{z_i} = \frac{[\Delta\sigma_{z_i} - \nu(\Delta\sigma_{y_i} + \Delta\sigma_{x_i})]}{E_i}$$

Il cedimento complessivo sarà pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati e quindi a:

$$\delta_{z_j} = \sum \delta_{z_i} = \sum_i \frac{[\Delta\sigma_{z_i} - \nu(\Delta\sigma_{y_i} + \Delta\sigma_{x_i})]}{E_i} \cdot \Delta z_i$$

Se il sottosuolo sul quale è collocata la fondazione è costituito da n strati, il cedimento complessivo è pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati.

$$\delta_{TOT} = \sum_j \delta_j$$

La stratigrafia di progetto assunta per il calcolo dei cedimenti totali (cedimento immediato e cedimento di consolidazione), in accordo con quanto esposto nei paragrafi precedenti è riportata nella tabella 7.

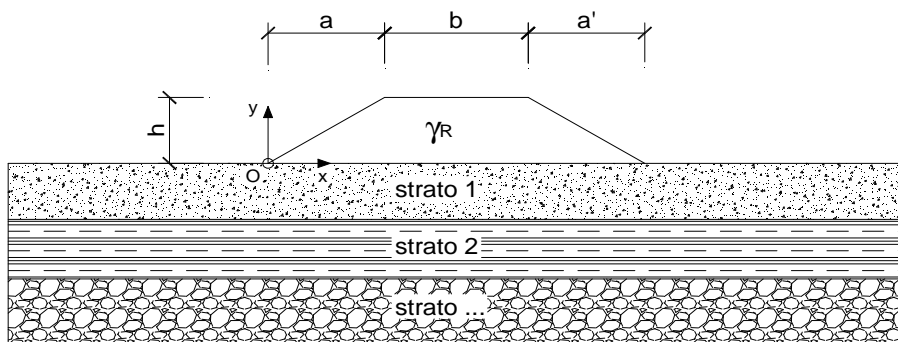
Tali cedimenti sono stati calcolati utilizzando la stima del modulo edometrico, eseguita in base alle indagini in sito con il dilatometro piatto tipo Marchetti.

Strato	Litologia	Spessore	E	v
		(m)	(MPa)	
1	LIMI	8.0	30	0.37
2	ARGILLA CONSISTENTE CON LIVELLI DI SABBIA ADDENSATA	3.5	40	0.35
3	ARGILLA POCO CONSISTENTE	7.0	10	0.36
4	ARGILLA CONSISTENTE CON LIVELLI DI SABBIA ADDENSATA	Fino alle massime profondità d’interesse progettuale	40	0.35

Tabella 7 - Stratigrafia di calcolo

Di seguito si riportano gli output del calcolo.

LAVORO: Argine Pratolungo - cedimenti totali



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

- h (altezza del rilevato): 12,00 (m)
- a (larghezza scarpata sinistra): 19,70 (m)
- a' (larghezza scarpata destra): 20,40 (m)
- b (larghezza coronamento del rilevato): 4,00 (m)
- γ_R (peso di unità di volume del rilevato): 18,00 (kN/m³)

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

- n (numero degli strati) (max 5): 4 (-)
- $\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$: 10 (%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)
- Zw (Profondità della falda): 1,00 (m)

Strato (n)	Z _{iniziale} (m)	Z _{finale} (m)	Spessore (m)	Δ_{zi} (m)	E (Mpa)	ν (-)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	terreno
1	0,00	8,00	8,00	0,3	30,0	0,37	24,0	18,00	LIMI MEDIAMENTE CONS.
2	8,00	11,50	3,50	0,3	40,0	0,35	27,0	19,00	ARG.CONS.CON LIV. SAB. ADD.
3	11,50	18,50	7,00	0,3	10,0	0,36	26,0	18,00	ARGILLA POCO CONSISTENTE
4	18,50	30,00	11,50	0,3	40,0	0,35	27,0	19,00	ARG.CONS.CON LIV. SAB. ADD.
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

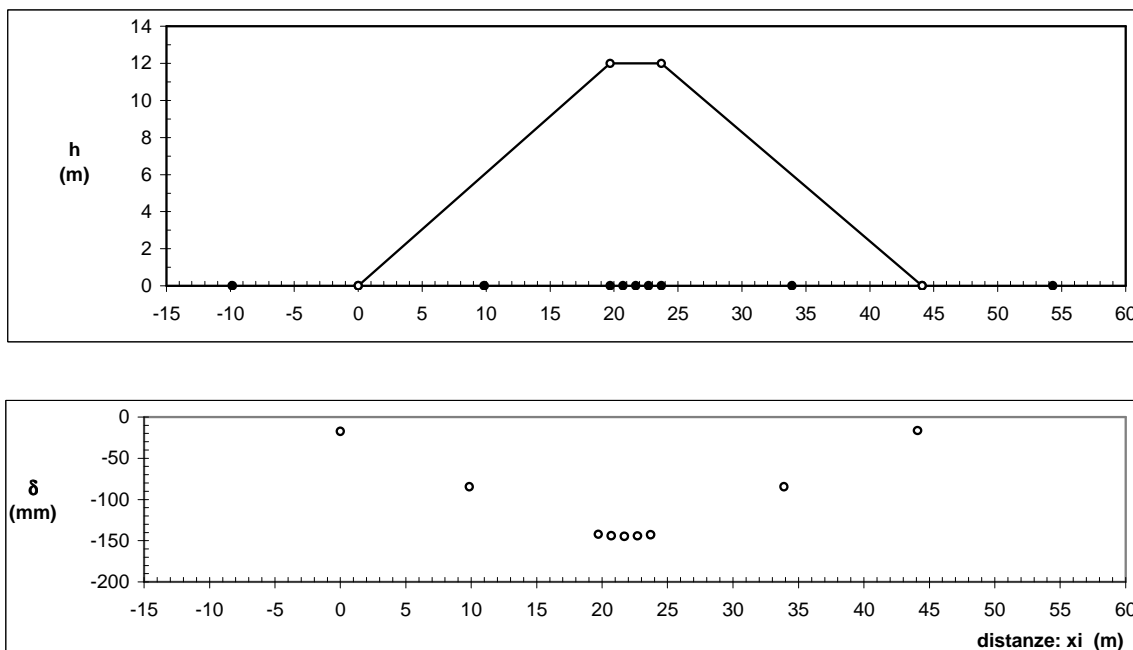
ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-9,85	0,00	9,85	19,70	20,70	21,70	22,70	23,70	33,90	44,10	54,30

(automatico)
(manuale)

Figura 23 - Dati di input per il calcolo dei cedimenti totali (immediato e consolidazione) del rilevato

RISULTATI DELLE ANALISI



ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-9,85	0,00	9,85	19,70	20,70	21,70	22,70	23,70	33,90	44,10	54,30

CEDIMENTI

δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	δ_5	δ_6	δ_7	δ_8	δ_9	δ_{10}	δ_{11}
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
0,48	-1,73	-8,45	-14,22	-14,40	-14,46	-14,42	-14,26	-8,45	-1,65	0,52

Figura 24 - Cedimenti totali (immediato e consolidazione) del rilevato

E' possibile osservare come il cedimento totale massimo ottenuto sia dell'ordine dei 14.5 cm.

Per valutare l'entità del cedimento immediato e, conseguentemente, del cedimento di consolidazione si è proceduto alla stima del modulo non drenato di Young (E_u) tramite la seguente relazione (C. Ladd et al., 1977):

$$E_u = n \cdot c_u$$

Dove n è una costante che dipende dal livello di sovraconsolidazione (OCR) e dallo sforzo

applicato. La stima del modulo non drenato è stata eseguita utilizzando l’abaco proposto da C. Ladd per due livelli di sforzo di taglio applicato (1/3 e 2/3 di quello a rottura) (Figura 19). Si è ritenuto opportuno utilizzare l’abaco relativo a uno sforzo applicato pari a 1/3 di quello di rottura e un grado di sovraconsolidazione pari a 1.

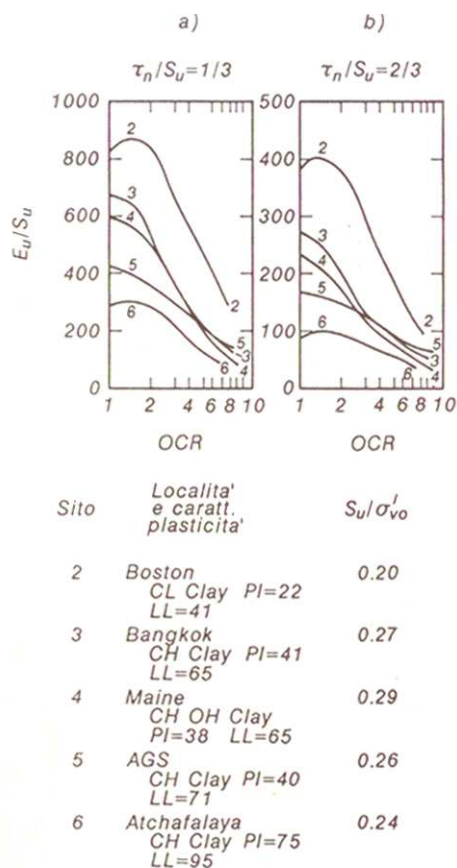


Figura 25 - Andamento del rapporto E_u/c_u al variare di OCR (C. Ladd et al., 1977)

I valori della coesione non drenata sono stati stimati a partire dalle prove in sito con il dilatometro piatto tipo Marchetti. I risultati ottenuti sono riassunti nella seguente tabella.

Litologia	Eu	Cu
	(MPa)	(kPa)
LIMI MEDIAMENTE CONSISTENTI	48	80
ARGILLA POCO CONSISTENTE	30	50
ARGILLA CONSISTENTE CON LIVELLI DI SABBIA ADDENSATA	176	220

Tabella 8 - Parametri non drenati assunti per il calcolo

Nelle figure seguenti si riportano gli output del calcolo dei cedimenti immediati dovuti alla costruzione dell'argine.

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati) (max 5): 4 (-)
 $\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$: 10 (%)
 (Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)
 Zw (Profondità della falda): 1,00 (m)

Strato (n)	Z _{iniziale} (m)	Z _{finale} (m)	Spessore (m)	Δz_i (m)	E (Mpa)	v (-)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	terreno
1	0,00	8,00	8,00	1,0	48,0	0,50	0,0	18,00	LIMI MEDIAMENTE CONS.
2	8,00	11,50	3,50	1,0	176,0	0,50	0,0	19,00	ARG.CONS.CON LIV. SAB. ADD.
3	11,50	18,50	7,00	1,0	30,0	0,50	0,0	18,00	ARGILLA POCO CONSISTENTE
4	18,50	30,00	11,50	1,0	176,0	0,50	0,0	19,00	ARG.CONS.CON LIV. SAB. ADD.
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

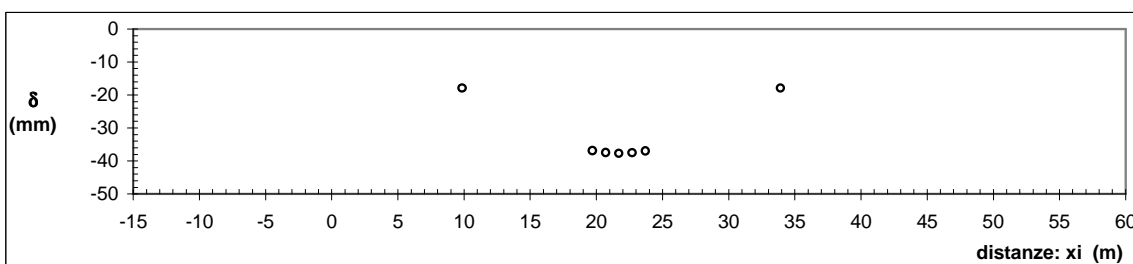
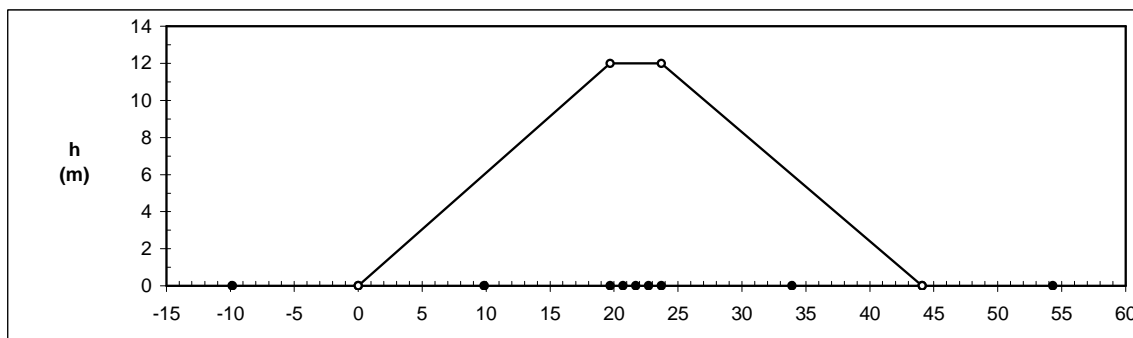
ASCISSE DI CALCOLO

x1 (m)	x2 (m)	x3 (m)	x4 (m)	x5 (m)	x6 (m)	x7 (m)	x8 (m)	x9 (m)	x10 (m)	x11 (m)
-9,85	0,00	9,85	19,70	20,70	21,70	22,70	23,70	33,90	44,10	54,30

(automatico)
(manuale)

Figura 26 - Dati di input per il calcolo dei cedimenti immediati del rilevato

RISULTATI DELLE ANALISI



ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-9,85	0,00	9,85	19,70	20,70	21,70	22,70	23,70	33,90	44,10	54,30

CEDIMENTI

delta1	delta2	delta3	delta4	delta5	delta6	delta7	delta8	delta9	delta10	delta11
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
0,64	0,26	-1,79	-3,69	-3,75	-3,77	-3,75	-3,70	-1,79	0,28	0,64

Figura 27 - Cedimenti immediati del rilevato

Il cedimento immediato è pertanto pari a circa 3.8 cm. Il cedimento di consolidazione che verrà smaltito a partire dalla fine della costruzione del rilevato è, di conseguenza, stimato nell'ordine dei 10.7 cm.

5. CONCLUSIONI

La costruzione del rilevato arginale principale e di quello secondario, secondo le specifiche di progetto, è stata studiata in relazione alle problematiche geotecniche sia nei confronti della filtrazione, sia rispetto a problemi di stabilità, sia, infine, rispetto a problematiche inerenti i cedimenti.

I calcoli e le verifiche riportati nel presente testo hanno mostrato che il dimensionamento delle opere in terra è adeguato alle necessità e che le stesse rispondono a tutti i requisiti di efficienza, stabilità e funzionalità.