



**REGIONE
LAZIO**

**DIREZIONE REGIONALE INFRASTRUTTURE,
AMBIENTE E POLITICHE ABITATIVE**

**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 ESECUTIVO
PERIZIA DI VARIANTE E SUPPLETIVA**

RILEVATI ARGINALI

Relazione geotecnica di calcolo delle opere in terra

IMPRESA DI COSTRUZIONE:
ATI:

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Dott. Dario Maturro



(capogruppo)



(mandante)

PROGETTISTI:

DIREZIONE DEI LAVORI
Ing. Severino Marasco



(mandataria)
Prof. Ing. Marco Petrangeli
Ing. Geol. Massimo Pietrantonì



(mandante)
Ing. Luciano Landolfi
Ing. Roberto De Gennaro
Ing. Antonio Petti

STUDI GEOLOGICI:

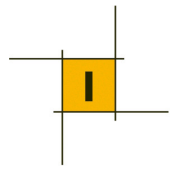
Ing. Geol. Massimo Pietrantonì

CODICE ELABORATO	RIFERIMENTO ELABORATO		SCALA
	File name:		
	R	IN 122RA - RE 101 - R 2	RIN122RA-RE101-R2 .doc
			-

rev	Data	Redazione	Verifica	Approvazione	Visto committente	Descrizione
0	05/2013	A. Tagliaferri	M. Pietrantonì	M. Petrangeli		
1	11/2013	A. Tagliaferri	M. Pietrantonì	M. Petrangeli		Istruttoria Direzione Generale Dighe
2	08/07/2015	A. Tagliaferri	M. Pietrantonì	M. Petrangeli		Ottemperanza prescrizioni. Consegna definitiva

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO.....	4
3	CRITERI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE DEGLI ARGINI	5
3.1	Analisi di filtrazione	5
3.2	Verifiche idrauliche agli stati limite ultimi.....	7
3.3	Verifiche di stabilità.....	8
3.4	Cedimenti dei rilevati	12
3.4.1	Stima dei cedimenti.....	12
3.4.2	Decorso dei cedimenti nel tempo	13
4	CRITERI DI CALCOLO ALLO STATO LIMITE E IN CONDIZIONI SISMICHE	13
4.1	Criteri generali	13
4.2	Verifiche di stabilità dei manufatti in materiali sciolti	15
4.3	Verifiche in condizioni sismiche	15
5	MODELLO GEOTECNICO	19
6	RISULTATI DELLE VERIFICHE	20
6.1	Risultati delle analisi di filtrazione.....	20
6.2	Verifiche idrauliche agli stati limite ultimi.....	24
6.3	Verifiche di stabilità.....	26
6.4	Verifiche di stabilità in condizioni sismiche con il metodo di Newmark	28
6.5	Stima dei cedimenti dei rilevati	38
6.6	Stima dei tempi di consolidazione	41



1 PREMESSA

Il progetto in esame prevede la realizzazione di una vasca di laminazione in linea, tramite uno sbarramento in terra trasversale al corso d'acqua. Lo sbarramento ha una lunghezza di circa 400m, con una quota di coronamento a m 33 s.l.m. ed una altezza dell'ordine della decina di metri rispetto al piano di campagna.

La regolazione avviene tramite un manufatto in calcestruzzo, formato da uno sfioratore composto di 4 soglie libere, con sistemi di regolazione e controllo delle portate presidiati da paratoie.

La descrizione dettagliata delle opere è riportata nella Relazione Generale oltre che nelle tavole progettuali.

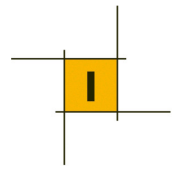
In questa Relazione sono esposti i criteri di verifica, con i relativi risultati, della diga in terra. Sono illustrati in particolare i risultati delle analisi per la stabilità globale e di filtrazione, oltre alla stima dei cedimenti. Gli aspetti geotecnici del manufatto di regolazione sono riportati nella specifica relazione ST-RE103.

Le analisi sono state condotte sulla base dei risultati di due specifiche campagne di indagini geognostiche, geotecniche e sismiche, attraverso le quali è stato possibile formulare il modello geologico e geotecnico. La caratterizzazione geotecnica è illustrata nella Relazione Geotecnica (elaborato n. GE-RE101). La documentazione sulle indagini integrative condotte in sede di progetto esecutivo è contenuta nell'allegato n. IN-RE101, mentre quella sulle precedenti indagini è allegata al progetto definitivo di gara redatto dall'Amministrazione Appaltante. Gli aspetti geologici, geomorfologici e idrogeologici sono contenuti nella Relazione Geologica e nella cartografia geologica allegata al progetto esecutivo.

Tutti i calcoli sono stati effettuati in accordo con quanto previsto dalle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14 gennaio 2008) e successiva Circ. Min. del 02 febbraio 2009 n.617 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche" e dalle "Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)" (D.M. 26 giugno 2014).

L'area in esame ricade in zona sismica 2B secondo la vigente classificazione (ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 e s.m.i. e DGR n. 387 del 22.05.2009). Le verifiche sismiche sono state condotte secondo quanto previsto nella citata ordinanza e s.m.i., facendo riferimento al D.M. 14/01/2008 e Circolare Min. del 02/02/2009 n. 617.

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



2 **NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO**

- ✓ D.M. 11 marzo 1988. “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- ✓ Circ. LL.PP. 24 settembre n. 30483. “Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazioneEurocodice 7. Progettazione geotecnica.
- ✓ Eurocodice 8. Sismica. Parte 5: aspetti geotecnici.
- ✓ Ordinanza n. 3274 del PdCM del 08/05/2003.
- ✓ Ordinanza n. 3519 del PdCM del 28 aprile 2006 “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- ✓ Norme Tecniche per la Costruzioni. D.M. 14/1/2008.
- ✓ Circolare Ministeriale 02/02/2009 n.617 “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche”.
- ✓ D.M. 24 marzo 1982. “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento”.
- ✓ D.M. 26 giugno 2014 “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”.
- ✓ Delibera della Giunta regionale del Lazio n. 387 del 22.05.2009 Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio in applicazione dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3519 del 28 Aprile 2006 e della DGR Lazio 766/03.
- ✓ Deliberazione 17 ottobre 2012, n. 489 Modifica dell’Allegato 2 della DGR Lazio n. 387 del 22 maggio 2009.
- ✓ Raccomandazioni AGI sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche (1977)
- ✓ Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione (1988).
- ✓ Raccomandazioni AGI sulle Prove Geotecniche di Laboratorio (1994).
- ✓ Raccomandazioni AGI Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica (1995)

3 CRITERI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE DEGLI ARGINI

3.1 Analisi di filtrazione

Le analisi dei moti di filtrazione attraverso l'argine e nel terreno di fondazione, provocati dall'invaso, sono state condotte utilizzando il codice di calcolo SEEP/W della GEO-SLOPE International Ltd; il software in questione utilizza la teoria degli elementi finiti per la modellazione dei fenomeni di filtrazione nei terreni in due dimensioni consentendo l'integrazione numerica dell'equazione di Richards.

L'espressione dell'equazione di Richards (1931) accoppiata alla formulazione di Darcy generalizzata (valida cioè per flussi di acqua in terreni in condizione di parziale saturazione), assume la forma

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \eta}{\partial T}$$

dove

k_i permeabilità idraulica nella direzione i-esima ($i = x, y, z$)

$$H = \frac{u_w}{\gamma_w} + y$$

Q flusso puntuale applicato al contorno

η contenuto volumetrico d'acqua; dato dal prodotto della porosità n per il grado di saturazione S_r

In termini pratici, essa esprime il bilancio di acqua all'interno di un volume elementare di terreno per il quale la differenza algebrica tra i flussi entranti ed uscenti è uguale alla variazione di liquido immagazzinato in esso; tale relazione può interpretarsi anche come l'uguaglianza tra la somma delle variazioni puntuali di flusso più il flusso esterno applicato e la variazione istantanea del contenuto volumetrico d'acqua.

Dal punto di vista operativo, nella sezione DEFINE del software 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 saturi. Nei primi il flusso è calcolato con la usuale relazione di Darcy:

$$v = k \cdot i$$

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.

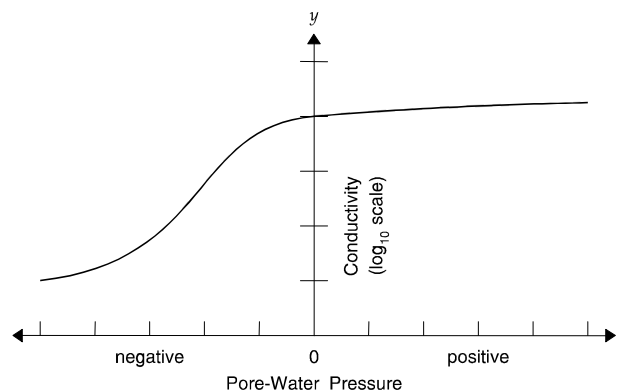


Fig. 1 - Andamento indicativo della permeabilità in relazione alla pressione neutra nel mezzo

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 ed i relativi risultati possono essere rappresentati in forma grafica. 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.

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.

Sono state condotte due tipi di analisi:

- ✓ Condizioni stazionarie: questo tipo di analisi di filtrazione è stata utilizzata per la verifica dello sbarramento in condizioni di massimo invaso con il livello dell'acqua a quota di massima regolazione 28.5 m s.l.m. (analisi statiche e sismiche) e un condizioni di massima piena con livello idrico a quota 30.5 m s.l. (analisi statiche);
- ✓ Condizioni transitorie: questo tipo di analisi è stata effettuata per la verifica di rapido svasso sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

3.2 Verifiche idrauliche agli stati limite ultimi

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici, nelle medesime condizioni al contorno utilizzate per lo studio di filtrazione, è stata presa in considerazione la possibilità che il gradiente idraulico, ovvero le sovrappressioni generate dal moto di filtrazione, potessero condurre ad una riduzione significativa delle pressioni efficaci e, per il "principio delle tensioni efficaci" ad una diminuzione 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, $T_R=1000$ anni).

3.3 Verifiche di stabilità

Sono state effettuate le verifiche di stabilità dell'argine analizzando le seguenti condizioni:

- ✓ verifica statica e sismica del paramento di valle in a fine costruzione;
- ✓ verifica statica e sismica del paramento di valle in condizioni di massimo invaso;
- ✓ verifica statica e sismica del paramento di monte in condizioni di rapido svaso;

Le analisi sono state condotte secondo quanto previsto nelle *Norme Tecniche per le Costruzioni* (D.M. 14/01/2008) sia per la fase statica che per la fase sismica facendo riferimento alle *Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)* (D.M. 26 giugno 2014).

Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo agli elementi finiti SLOPE/W della GEO-SLOPE International Ltd applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop (1955). La 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, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale.

Le ipotesi del metodo in questione 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 tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando 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 ("Metodo delle strisce").

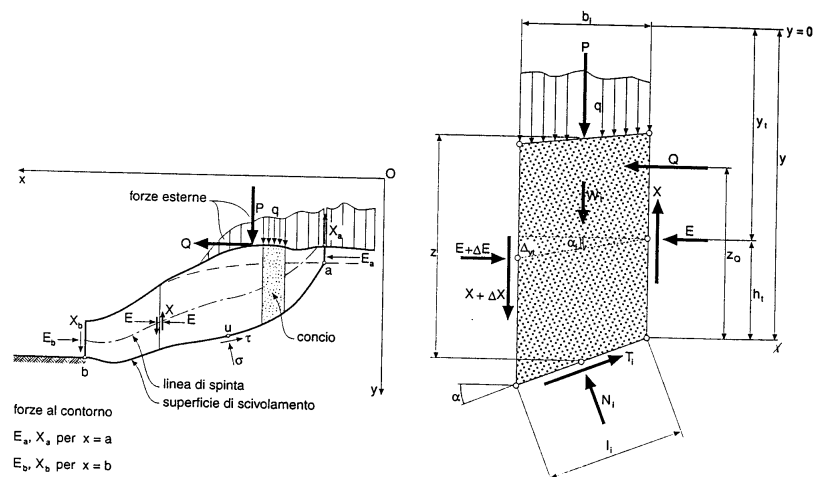


Fig. 2 - Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

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 a secondo del metodo che si considera; nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

Il metodo considerato nell'analisi, che il software segue nella determinazione delle possibili superfici di scorrimento, è il metodo "Entry and Exit Method", nel quale vengono definiti i tratti nei quali la superficie di scorrimento dovrà "entrare" e "uscire" dalla superficie del terreno.

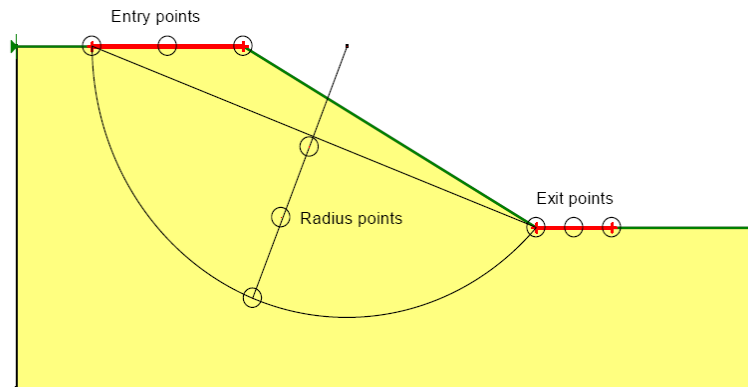


Fig. 3 - "Entry and exit Method"

Come accennato nell'introduzione, per il rilevato arginale principale si è condotta un'analisi della scarpata 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 le 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).

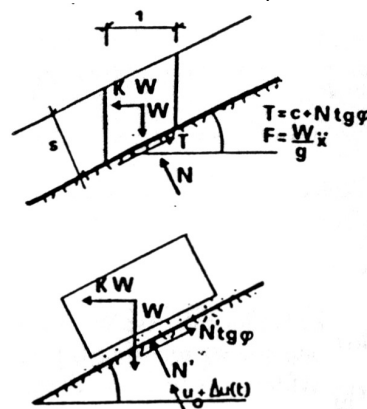


Fig. 4 - Schematizzazione del blocco rigido e forze agenti

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 2.45 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.

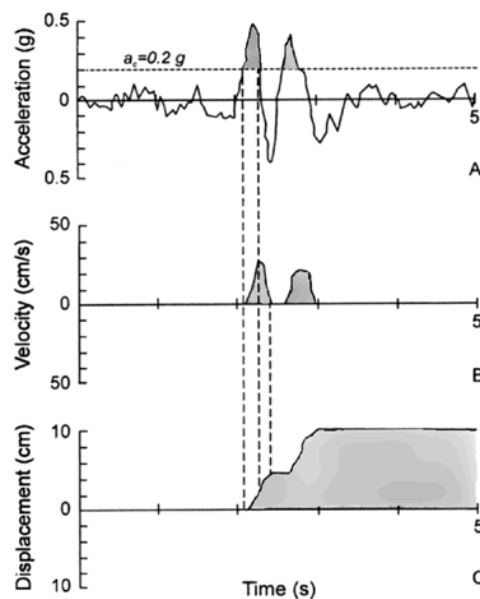


Fig. 5 - Dall'alto: accelerazione, velocità e spostamenti indotti nel pendio in funzione del tempo

3.4 Cedimenti dei rilevati

3.4.1 Stima dei cedimenti

Convenzionalmente il cedimento degli strati limo-argillosi saturi (S_{tot}) si compone del contributo di cedimento immediato (S_i) e del cedimento differito nel tempo (cedimento di consolidazione, S_t):

$$S_{tot} = S_i + S_t$$

Nella valutazione dei cedimenti si può fare riferimento alla teoria dell'elasticità assumendo un modello elastico di terreno stratificato. Con tale teoria il valore del cedimento è dato dalla relazione:

$$s_t = \sum_i^n \frac{[\Delta\sigma_{zi} - \nu'(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})] \cdot h_i}{E_i}$$

in cui

s_t	cedimento totale degli strati compressibili
$\Delta\sigma_{zi}, \Delta\sigma_{xi}, \Delta\sigma_{yi}$	incremento delle tensioni nello strato i-esimo
E_i	modulo di deformabilità dello strato i-esimo
ν	coefficiente di Poisson
n	numero di strati.

Per la definizione dell'ambito di profondità in corrispondenza del quale la variazione dello stato tensionale assume entità di un certo significato fisico-pratico si è considerato un intervallo pari a quello in cui l'incremento delle tensioni medie risulta superiore a circa il 10% della tensione litostatica verticale efficace media in sito.

Lo stato tensionale prodotto alle varie profondità dal corpo di carico (rilevato) è stato calcolato secondo il principio di sovrapposizione degli effetti (scomponendo il corpo di carico in elementi geometricamente semplici, riconducibili allo schema in figura).

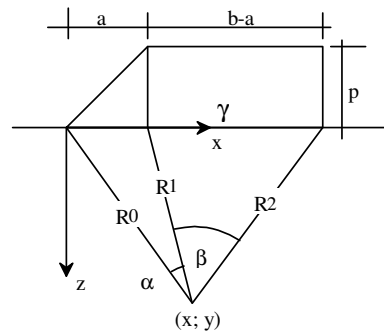


Fig. 6 – Principio di sovrapposizione degli effetti: scomposizione del corpo di carico

$$\sigma_x = [(\beta + x\alpha/a + z(x-b)/R_2^2 + (2z/a)\ln(R_1/R_0)](p/\pi)$$

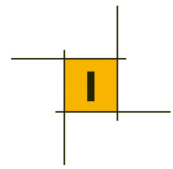
$$\sigma_z = [\beta + x\alpha/a - z(x-b)/R_2^2](p/\pi)$$

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

$$\varepsilon_x = \sigma_x(1-\nu) - \nu\sigma_z(1+\nu)/E$$

$$\varepsilon_y = 0$$

$$\varepsilon_z = \sigma_z(1-\nu) - \nu\sigma_x(1+\nu)/E$$



$$R_0 = (x^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_1 = [(x-a)^2 + z^2]^{0.5}$$

$$R_2 = [(b-x)^2 + z^2]^{0.5}$$

- ⇒ Per la valutazione dei cedimenti immediati si è fatto riferimento al modulo di deformabilità non drenato E_u e ad un valore del coefficiente di Poisson $\nu = 0.5$.
- ⇒ Per la valutazione dei cedimenti di consolidazione si è fatto riferimento al modulo di deformabilità E' e ad un valore del coefficiente di Poisson $\nu = 0.3-0.35$.

3.4.2 Decorso dei cedimenti nel tempo

La durata del processo di consolidazione (t) può essere valutata sulla base della teoria della consolidazione monodimensionale ed espressa quindi in funzione del fattore tempo (T_v), del percorso di drenaggio (H) e del coefficiente di consolidazione (c_v):

$$t = T_v \cdot H^2 / c_v$$

La valutazione del fattore tempo (T_v), funzione del grado di consolidazione medio (U), può essere effettuata con la formula approssimata seguente:

$$T_v = (U^2 \cdot \pi / 4) / (1 - U^{5.6})^{0.357}$$

La corrispondente formula che lega U a T_v , ma esplicitata rispetto a U , utili quindi per ricavare il fattore tempo T_v a partire dal grado di consolidazione, è la seguente:

$$U = (4 \cdot T_v / \pi)^{0.5} / [1 + (4 T_v / \pi)^{2.8}]^{0.179}$$

4 CRITERI DI CALCOLO ALLO STATO LIMITE E IN CONDIZIONI SISMICHE

4.1 Criteri generali

Secondo quanto affermato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08), le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione $E_d \leq R_d$, dove:

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;

R_d è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono eseguite con il "metodo dei coefficienti parziali" da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati. Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite "valori caratteristici".

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_G \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$

- γ_ϕ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $tg \phi_d = \frac{tg \phi}{\gamma_\phi}$

- γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_c}$

- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

- $R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (14/01/2008) vengono indicati i seguenti coefficienti:

Tabella 1 – D.M. 14/01/2008: Coefficienti parziali per i parametri del terreno (M)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 2 – D.M. 14/01/2008: Coefficienti parziali per le azioni agenti (A)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Nelle condizioni di esercizio (SLE), devono essere verificati gli spostamenti dell'opera in questione, in modo tale da verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera stessa.

4.2 Verifiche di stabilità dei manufatti in materiali sciolti

Con riferimento alle condizioni statiche, le verifiche devono essere condotte secondo l'approccio:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 1, 2 e 3.

Tabella 3 – D.M. 14/01/2008: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

La verifica risulta soddisfatta, quindi, se il rapporto tra le forze resistenti e le forze agenti (espresso in termini di FS dal codice di calcolo) risulta superiore a 1.1.

Tuttavia, facendo riferimento alle "Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)" con riferimento al capitolo E "Dighe di materiali sciolti" ed in particolare alle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (paragrafo E.5.1), si afferma che:

"L'analisi deve proporsi di individuare le superfici di potenziale scorrimento più prossime all'instabilità, sia all'interno del rilevato, sia nell'insieme costituito dal rilevato e dai terreni di fondazione. Le relative verifiche possono essere svolte con il solo Approccio 1, con riferimento alla combinazione 2 dei coefficienti di sicurezza parziali previsti dalle NTC; nelle verifiche si deve porre $\gamma_R=1.1$ nelle fasi costruttive e nelle condizioni di svaso rapido e $\gamma_R=1.2$ nelle condizioni di serbatoio pieno".

Di conseguenza, in questa sede, saranno ritenuti accettabili valori del rapporto tra le forze resistenti e le forze agenti (che si legge nel modello di calcolo come FS) superiori a:

- ✓ 1.2 → verifica statica del paramento di valle in condizioni di massimo invaso;
- ✓ 1.1 → verifica statica del paramento di monte in condizioni di rapido svaso;
- ✓ 1.1 → verifica statica e sismica dei paramenti di monte e valle a fine costruzione.
- ✓ 1.2 → verifica sismica della scarpata di valle considerando un livello d'acqua a monte alla quota di massima regolazione (h=28.5m).

4.3 Verifiche in condizioni sismiche

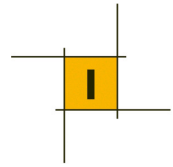
Le verifiche agli stati limite ultimi di stabilità dei pendii e delle opere in terra in condizioni sismiche con metodi pseudostatici vanno effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni ed impiegando i parametri geotecnici con i valori dei coefficienti parziali indicati nella tabella 1.

I coefficienti sismici orizzontale e verticale risultano essere:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- β_s : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (vedi oltre)
- a_{\max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g : accelerazione di gravità.



In assenza di studi specifici l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

S: coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g : accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

I valori di β_s sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 4 – D.M. 14/01/2008: Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

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 (esprese in gradi decimali):

long. 12.6069 ; lat. 4194.12

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:

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

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 $F_0 = 2.536$ 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 rigidezza del terreno stesso.

Tabella 5 – Classificazione dei terreni in funzione della risposta sismica

Categorie di suolo di fondazione		$V_{s,30}$ (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		$1.00 \leq 2.00 - 1.1 \cdot F_0 \cdot a_g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.4}$

Come indicato nella Relazione Geologica, 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 secondo il DM 14/01/2008.

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 , in relazione alla morfologia pianeggiante, si assume un coefficiente pari a 1.

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.

Tabella 6 – Variabilità del fattore di smorzamento β_s

	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

Nel caso specifico β_s è pari a 0.28.

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

$$a_g = 0.228$$

$$S_s = 1.354$$

$$S_T = 1.0$$

$$\beta_s = 0.28$$

Risulta quindi k_H pari a 0.086 e k_V pari a 0.043.

A conferma di quanto appena esposto, le prescrizioni impartite dal CTR hanno indicato la necessità di realizzare uno specifico studio di Risposta Sismica Locale. I risultati di tale studio sono riportati nello specifico documento allegato al progetto (GE-RE102).

Le analisi condotte hanno dimostrato che lo spettro di risposta ricavato con lo studio di RSL è di fatto molto simile a quello di normativa per un suolo di categoria C.

Per lo stato limite di collasso, SLC, che maggiormente interessa l'opera, si evince che lo spettro del suolo C (adottato in progetto) involuppa quasi sempre quello di RSL (a parte un picco che ricade su periodi di non interesse per l'opera in esame).

Per quanto riguarda le accelerazioni a periodo nullo ($T=0$), che sono quelle che interessano per il dimensionamento delle opere, risultano (per SLC) $S_{e(T=0)} = 0.303$ g (invece di 0.308 g calcolato con lo spettro di normativa con suolo tipo C), quindi solo leggermente inferiore (con una differenza inferiore al 2%).

Si può quindi concludere che l'approccio di normativa, con spettro di risposta relativo al suolo tipo C, può ancora ritenersi valido.

5 MODELLO GEOTECNICO

Nella tabella seguente si riassumono i parametri geotecnici dei vari terreni interessati dalle opere definiti sulla base dei risultati delle indagini geotecniche. Per maggiori dettagli circa le modalità utilizzate per la parametrizzazione dei terreni si rimanda alla Relazione Geotecnica generale (elaborato GE-RE101).

Nella tabella seguente sono riportati, per le singole unità geotecniche individuate, i parametri geotecnici caratteristici (ai sensi del D.M. 14/1/2008) e quelli fattorizzati con i coefficienti previsti dallo stesso D.M..

Per quanto riguarda i parametri dei materiali costituenti la diga in terra, sono stati lasciati invariati i parametri di resistenza e di permeabilità assunti nel progetto definitivo, perché questi risultano congruenti con i materiali previsti in capitolato. Si è provveduto però ad adeguare il peso di volume dei materiali della diga in terra (contronucleo, materiale tipo A) e il nucleo in materiale limo-argilloso (Tipo B). Si tratta in entrambi i casi di materiali che dovranno essere molto compattati per raggiungere la densità richiesta in capitolato. Tale densità è sicuramente superiore al valore di 18 kN/m^3 indicato nel progetto definitivo. In questa sede si è fatto riferimento ad un valore più realistico di 19 kN/m^3 che peraltro risulta più cautelativo con riferimento alle analisi di stabilità.

Una ulteriore modifica è stata introdotta per la resistenza del diaframma plastico che nel progetto definitivo era stata indicata con un valore di coesione non drenata di 300 kPa, da ritenere leggermente alto se si considera che si tratta di una miscela di terreno rimaneggiato e bentonite (CSM). In sede di esecutivo questo diaframma è stato sostituito con un calcestruzzo plastico, che ha caratteristiche migliori del CSM. Si è fatto comunque riferimento ad un valore di coesione non drenata associabile ad un terreno argilloso mediamente consistente. Si è verificato comunque che tale contributo di resistenza non entra in gioco nella definizione del coefficiente di sicurezza minimo poiché le superfici di scorrimento critico non si approfondiscono fino ad intercettare il diaframma.

Tabella 7 – Parametri geotecnici assunti nei calcoli

Unità	Descrizione	Parametri caratteristici					Par. fattorizzati		
		γ (kN/m^3)	c' (kPa)	φ (°)	Kh (m/s)	Kv (m/s)	c' (kPa)	φ (°)	
A	A1	Alluvioni superficiali con piroclastiti	18	5	24	5E-05	1E-06	4	19.61
	A2	Alluvioni limo-argillose	18	10	24	5E-06	5E-07	8	19.61
B	B1	Tufi e pozzolane	18	15	28	5E-04	5E-05	12	23.04
	B2	Cineriti e piroclastiti argillificate	18	20	25	1E-04	1E-05	16	20.46
C	C1	Sabbie e ghiaie	18	0	33	1E-03	1E-04	0	27.45
	C2	Limi argillosi e sabbiosi ocra	18	10	24	1E-06	1E-07	8	19.61
D		Formazione argillosa pleistocenica	19	20	27	1E-08	1E-09	16	22.18
E		Nucleo impermeabile – Tipo B	19	10	23	1E-08	1E-08	8	18.76
F		Unghia drenante – Tipo C	16	0	45	1E-03	1E-03	0	38.66
G		Diga in terra (contronucleo) – Tipo A	19	5	35	1E-06	1E-06	4	29.26
I		Sabbia - Materasso	18	0	35	1E-03	1E-03	0	29.56
L		Diaframma plastico	19	100*		1E-08	1E-08		71.43*

* coesione non drenata

6 RISULTATI DELLE VERIFICHE

6.1 Risultati delle analisi di filtrazione

Si premette che nelle analisi di filtrazione non è stata considerata la presenza del telo impermeabile in HDPE sul paramento di monte. Tale assunzione equivale all'ipotesi di una non tenuta (per rottura o difetto di posa) del telo e quindi essa assume un significato cautelativo.

A favore di sicurezza l'analisi di filtrazione è stata 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 (30.5 m s.l.m.).

Le analisi sono state condotte in corrispondenza della sezione di verifica alla quale corrisponde il modello geotecnico più gravoso (sez. 16 nell'area di fondovalle);

Nello specifico, a partire dal piano campagna, i litotipi individuati nella sezione critica sono i seguenti (le sigle fanno riferimento al modello geotecnico della tabella 7):

- Materiale rimaneggiato limoso: spessore 1.5 m (completamento rimosso dallo scavo di bonifica) – A1;
- Limi mediamente consistenti (depositi alluvionali): spessore 22 m – A2;
- Argille consistenti della formazione del substrato (spessore indefinito) - D.

Nella figura seguente si riporta lo schema di modello realizzato all'interno del programma di calcolo.

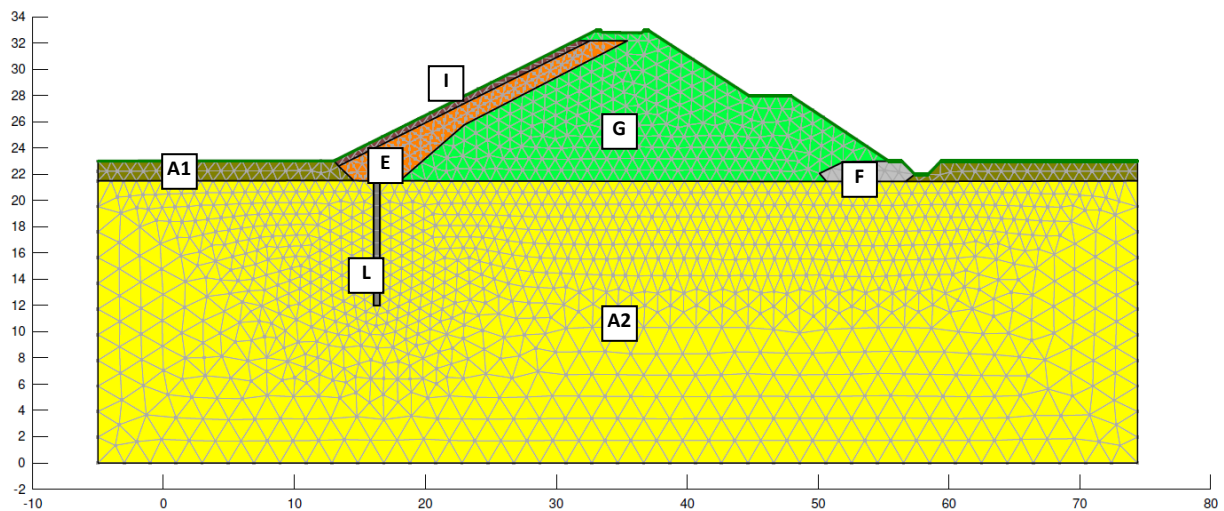


Fig. 7 – Diga in terra: Modello FEM per il calcolo della filtrazione

La suddetta sezione risulta anche quella geometricamente più gravosa in termini di altezza del rilevato, quindi, poiché le analisi di stabilità sulle altre sezioni fornirebbero risultati meno critici e non avendo deciso di modulare gli interventi in funzione di tali risultati, le verifiche di stabilità sulle altre sezioni sono da ritenere superflue in quanto fornirebbero ovviamente coefficienti di sicurezza più elevati.

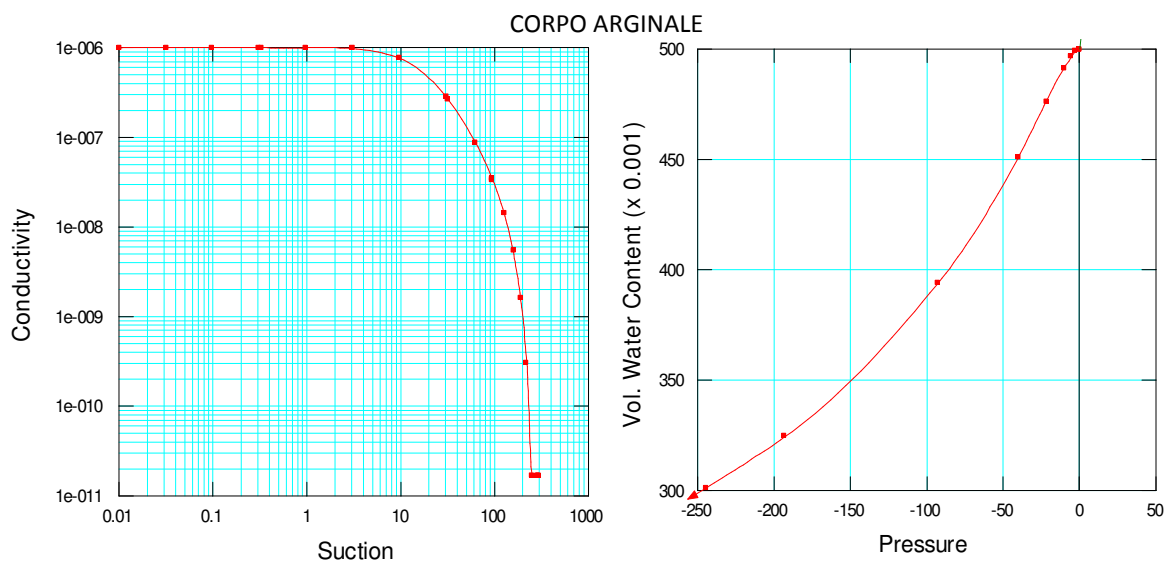
Tale considerazione non è valida però per le analisi di filtrazione. Come illustrato nella relazione geotecnica, nell'area di fondovalle in vicinanza della sponda destra sono stati misurati valori di permeabilità più elevati di quelli medi riscontrati nei depositi alluvionali e considerati nella precedente sezione di verifica.

Si è proceduto quindi ad una seconda analisi di filtrazione in corrispondenza della sezione però condotta una seconda analisi di filtrazione in corrispondenza della sez. 20 che ricade sempre nell'area di fondovalle, ma spostata sulla sponda destra. Tali analisi hanno suggerito un leggero approfondimento del diaframma impermeabile, rispetto al Progetto Definitivo, per allungare i percorsi di filtrazione nei terreni molto permeabili con conseguente miglioramento dei coefficienti di sicurezza nei riguardi del sifonamento.

Le analisi di filtrazione sono state realizzate considerando un regime di moto permanente, applicando cioè come condizione al contorno idrologica un'altezza d'acqua come indicata in precedenza. 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.

Nella 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 d'acqua al variare della pressione.



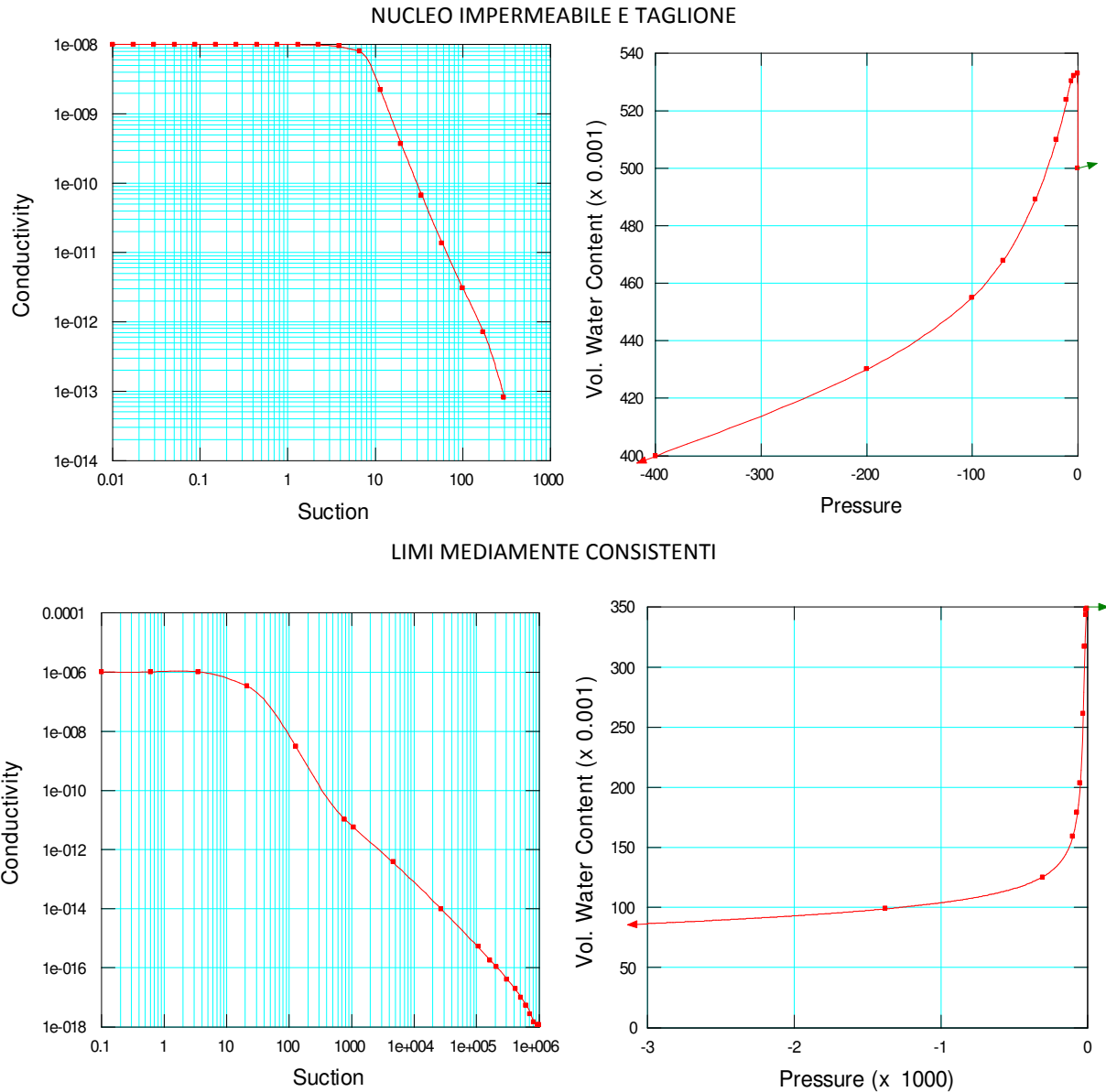
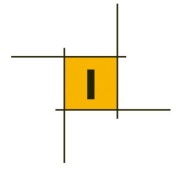


Fig. 8 – Funzione di coefficiente di ritenzione e di permeabilità relativa ai diversi materiali

Come condizioni al contorno, sul lato di monte 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 e di linee di flusso, ottenuti dal modello, dai quali si evince che il passaggio della piena non crea situazioni di criticità per la diga in terra.

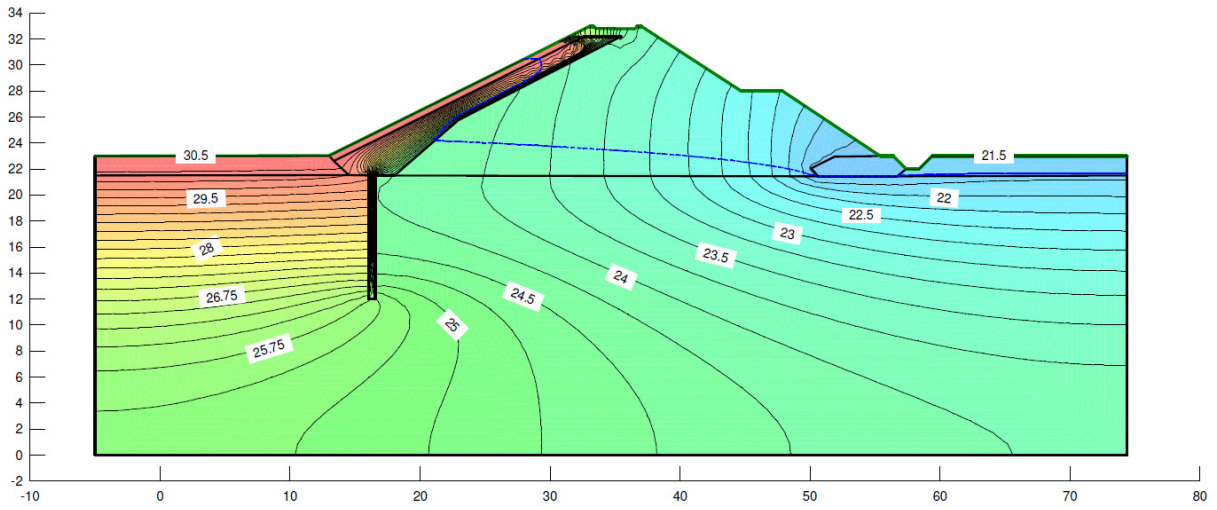
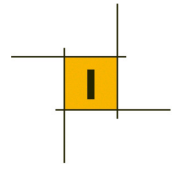


Fig. 9 –Diga in terra: Sez. 16 - andamento del carico idraulico totale in condizioni di massima piena

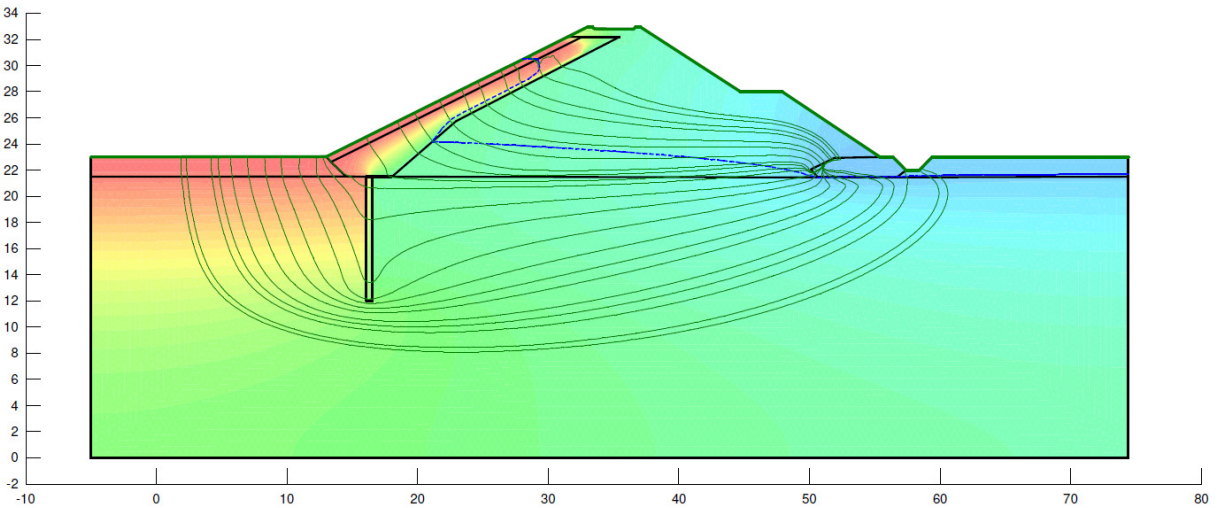


Fig. 10 – Diga in terra: Sez. 16 - andamento delle linee di flusso in condizioni di massima piena

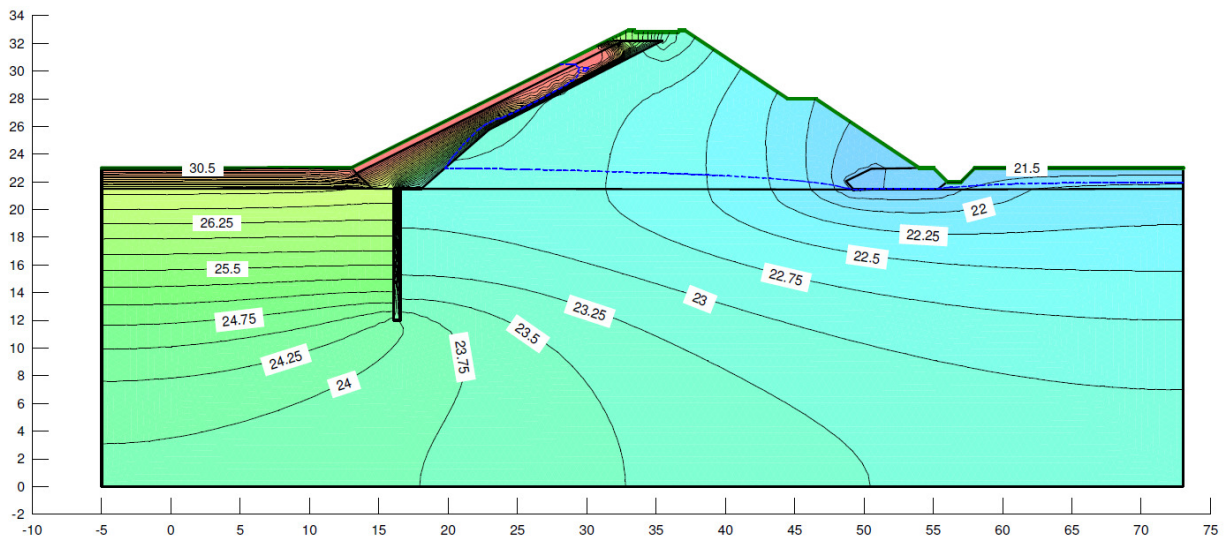


Fig. 11 –Diga in terra: Sez. 20 - andamento del carico idraulico totale in condizioni di massima piena

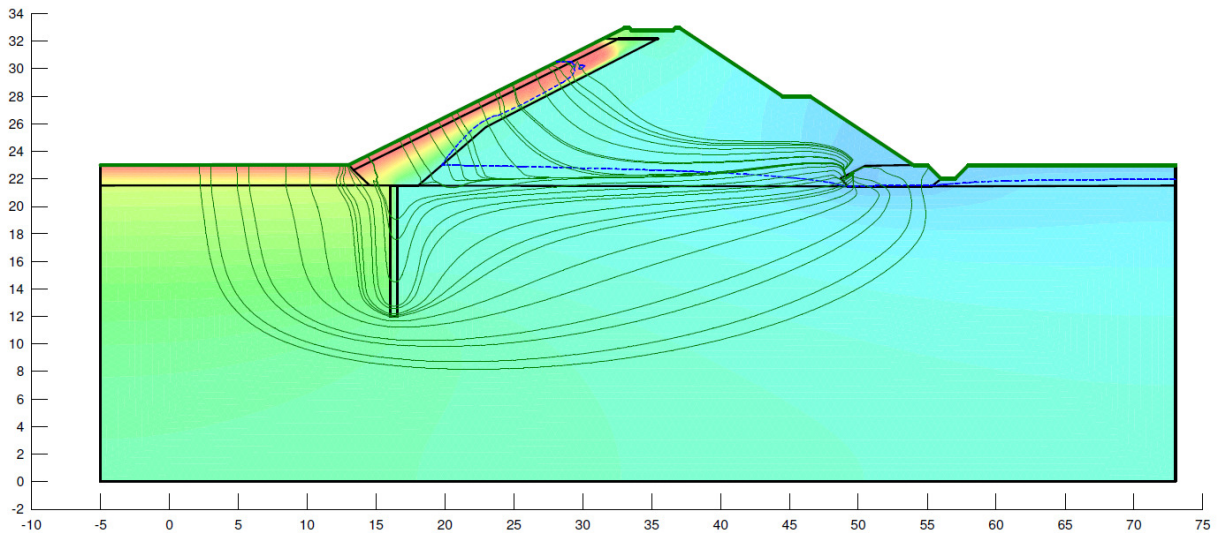


Fig. 12 – Diga in terra: Sez. 20 - andamento delle linee di flusso in condizioni di massima piena

Dalle figure precedenti e dai valori del carico idraulico si evidenzia che la piezometrica tende a portarsi, nell'unghia di valle, a circa 1.5 m sotto il piano di campagna.

Dai risultati del modello si può quindi ricavare che la sezione della diga in terra è ben dimensionata dal punto di vista idraulico per sopportare la piena di progetto.

6.2 Verifiche idrauliche agli stati limite ultimi

Nelle figure seguenti si riportano i risultati dell'analisi idraulica condotta in termini di distribuzione delle pressioni neutre nelle condizioni di massima piena (livello d'acqua a quota 30.5 m, $T_R=1000$ anni).

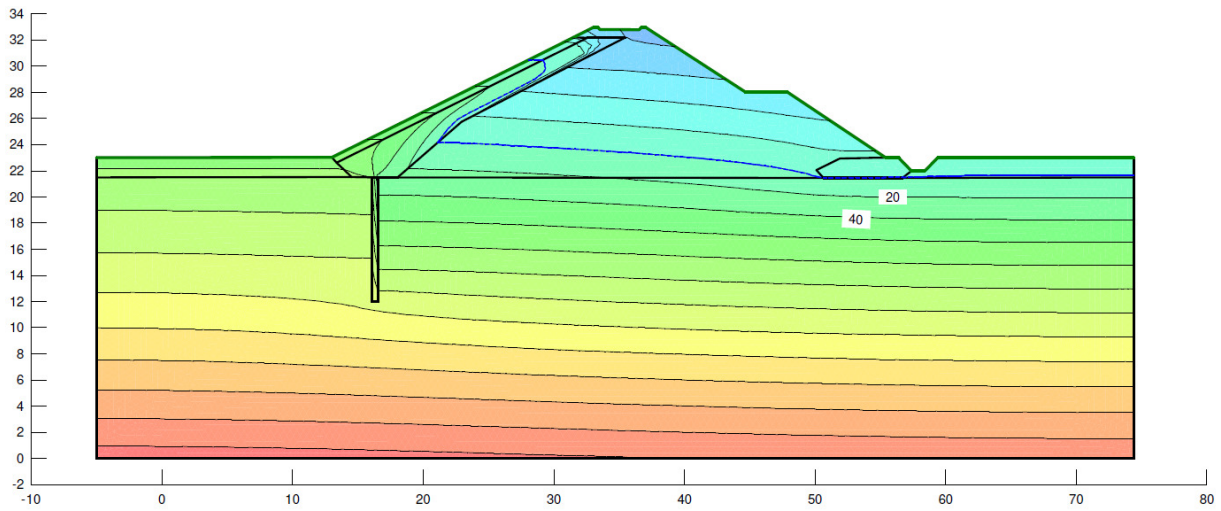


Fig. 13 – Diga in terra: Sez. 16 - studio di filtrazione in condizioni di massima piena -distribuzione delle pressioni neutre

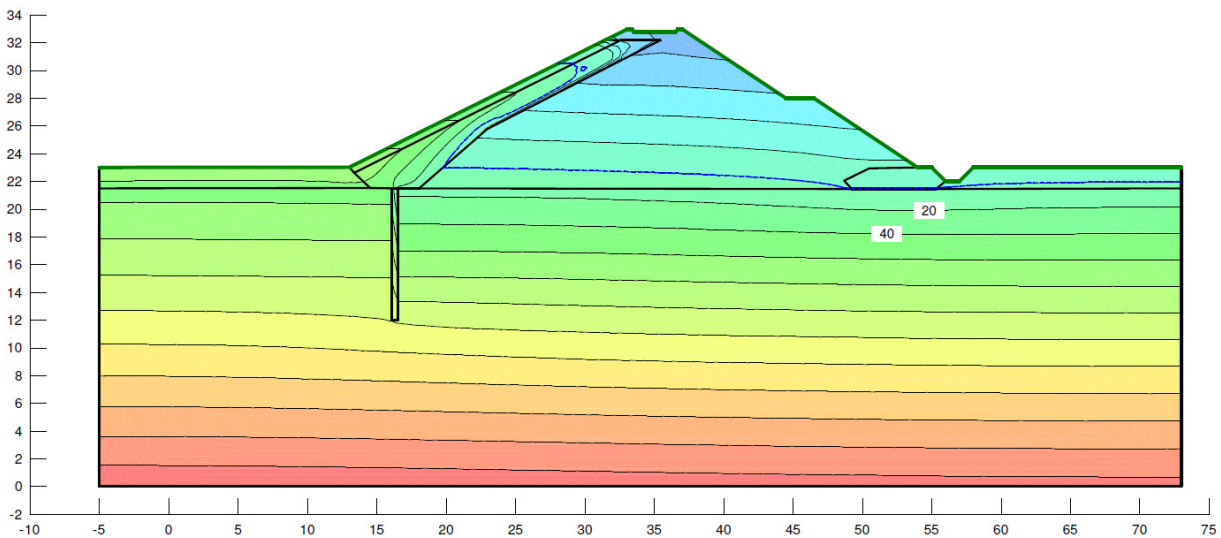


Fig. 14 – Diga in terra: Sez. 20 - studio di filtrazione in condizioni di massima piena -distribuzione delle pressioni neutre

Nella tabella seguente sono riportati i risultati della verifica idraulica effettuata in corrispondenza del fosso di valle, dove la tensione litostatica è inferiore, anche se solo puntualmente.

Dalla tabella si evince che la diga in terra risulta verificata nei confronti dei fenomeni di sifonamento.

Tabella 8 – Risultati delle verifiche a sifonamento

Verifica a sifonamento	$0.9\sigma_{stb}/1.3u_{inst}$
Diga in terra	1.41

6.3 Verifiche di stabilità

I risultati delle verifiche sono riportati nella tabella seguente. Per i motivi descritti in precedenza è stata effettuata la verifica su una sola sezione di calcolo. Si ricorda che, secondo il D.M. del 26 giugno 2014 “*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*”, il rapporto R_d/E_d deve essere superiore a 1.1 nelle fasi costruttive e nelle condizioni di svaso rapido e 1.2 nelle condizioni di serbatoio pieno, in quanto nel modello di calcolo non viene applicato il coefficiente sulle resistenze globali γ_R .

Tabella 9 – Risultati delle verifiche di stabilità per la diga in terra

Condizione di analisi	R_d/E_d
Paramento di valle – piena (statica)	1.45
Paramento di monte - svaso rapido (statica)	1.38
Paramento di valle (sismica) – max invaso	1.20
Paramento di monte (sismica) – fine costruzione	1.21

Nelle figure successive sono riportati i risultati ottenuti in termini di superficie critica e relativo coefficiente di sicurezza (R_d/E_d), con R_d non corretto con il relativo coefficiente sulle resistenze globali γ_R .

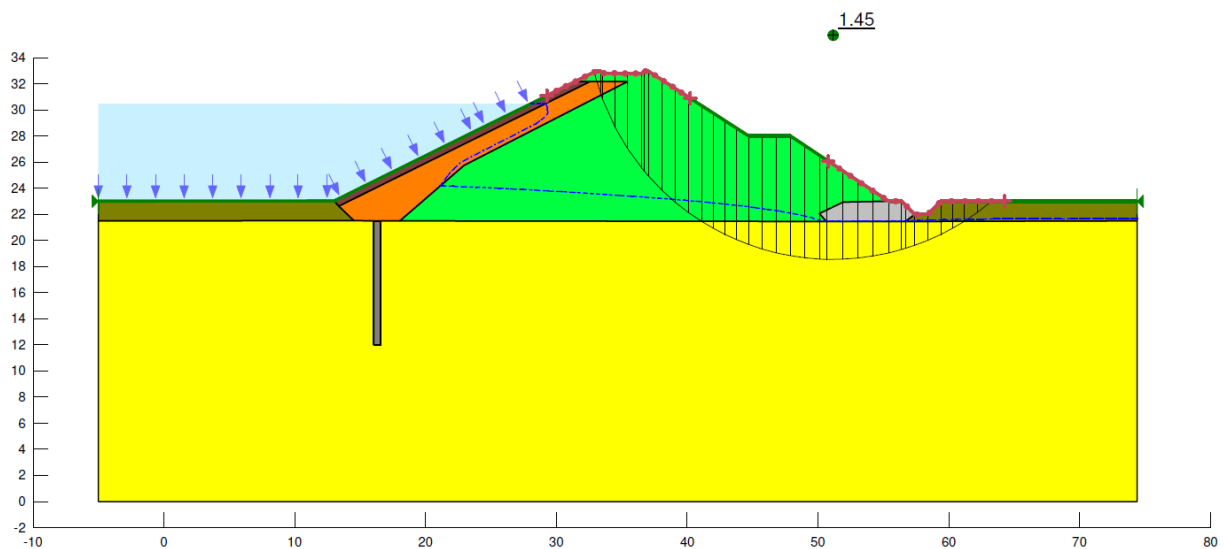


Fig. 15 – Diga in terra: verifica di stabilità in condizioni statiche del paramento di valle in condizioni di massima piena.

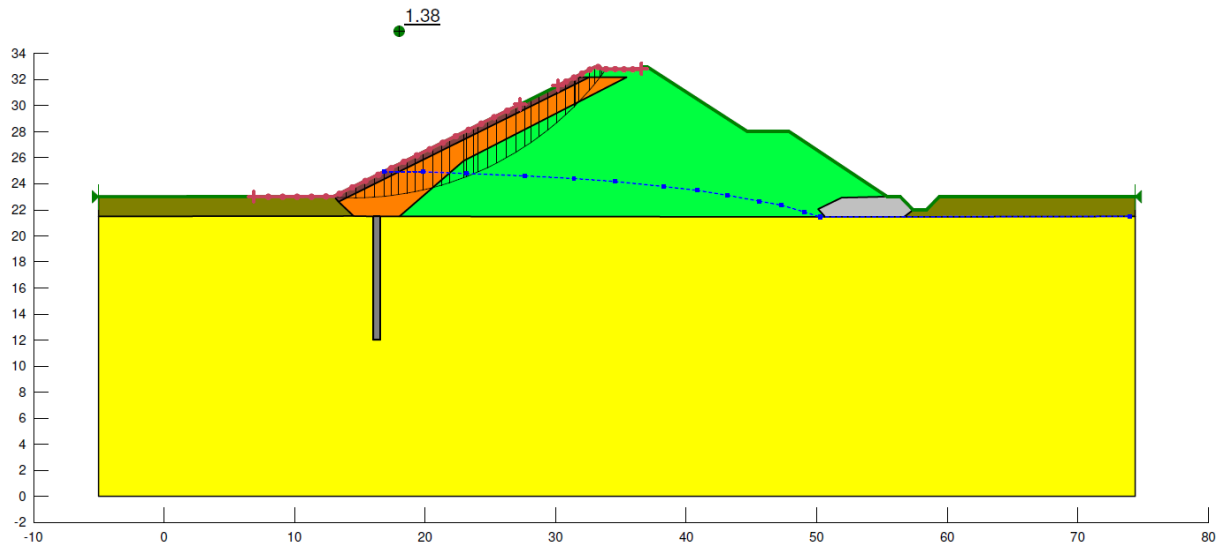


Fig. 16 – Diga in terra: verifica di stabilità in condizioni statiche del paramento di monte in condizioni di svaso rapido.

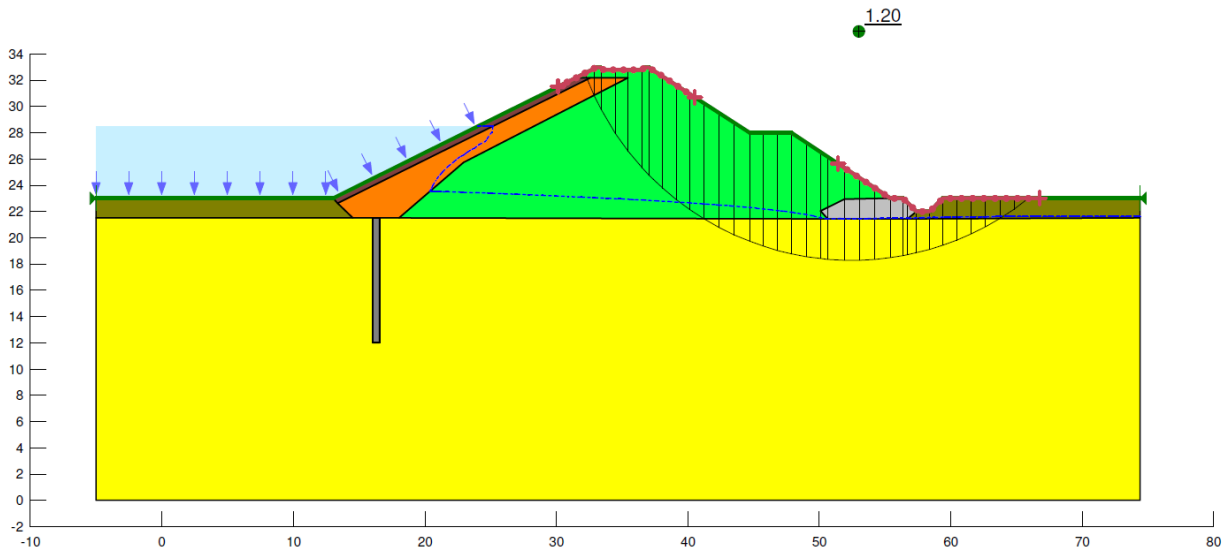


Fig. 17 – Diga in terra: verifica di stabilità in condizioni sismiche del paramento di valle (max invaso).

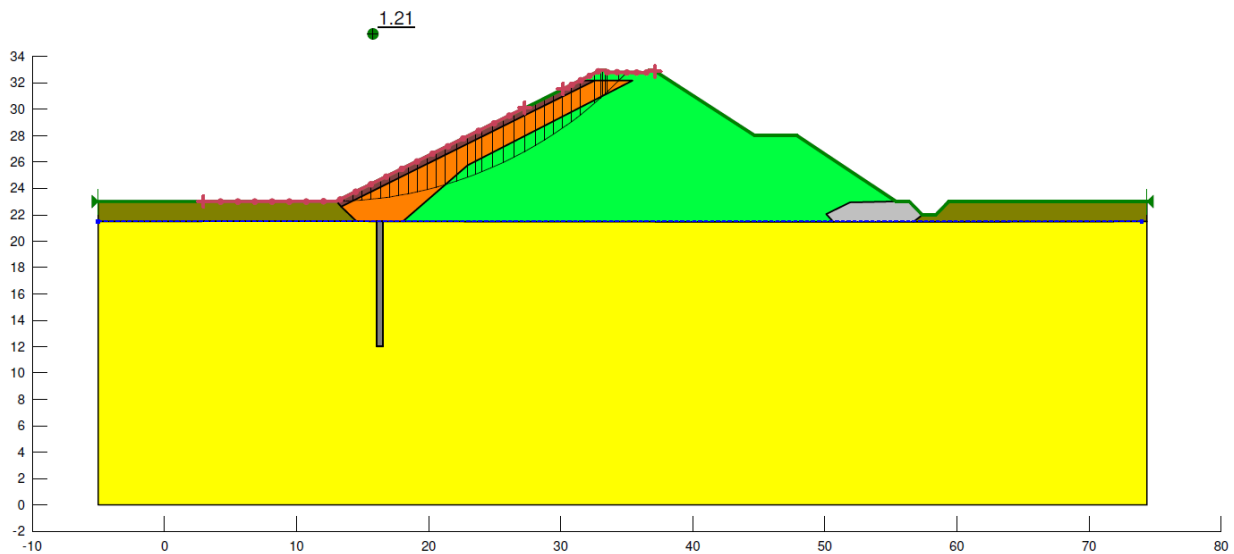


Fig. 18 – Diga in terra: verifica di stabilità in condizioni sismiche del paramento di monte (fine costruzione).

Sui risultati ottenuti si possono fare le seguenti considerazioni.

Le analisi in condizioni statiche del paramento di valle in condizioni di massima piena risultano verificate con ampio margine di sicurezza.

Le analisi del paramento di monte in condizioni di svasso rapido sono verificate con i margini richiesti ipotizzando un andamento della piezometrica semplificata, riconducibile ad uno svasso a partire dalla massima regolazione, ma comunque cautelativo tenendo conto che in realtà è presente un manto impermeabile sul paramento di monte. A causa della presenza del manto il nucleo impermeabile non potrà andare incontro a saturazione o comunque a prolungate ed estese immersioni anche in caso di lesione localizzata del manto stesso.

Le analisi del paramento di valle in condizioni sismiche forniscono risultati del coefficiente di sicurezza che soddisfano le prescrizioni contenute nel D.M. del 26 giugno 2014.

La verifica di stabilità in condizioni sismiche a fine costruzione è garantita con i margini richiesti.

6.4 Verifiche di stabilità in condizioni sismiche con il metodo di Newmark

Con la procedura indicata nel par. 3.3, una volta individuato il sito in esame (*coordinate Long. = 12.6069 Lat. = 41,9412*), è stato scelto lo spettro di riferimento, in questo caso, sulla base delle indicazioni fornite dal Committente, relativo ad una vita nominale di 100 anni e classe d'uso III. E' stata dunque effettuata la ricerca di spettri di accelerazione della componente orizzontale, con un criterio di disaggregazione di $S_a(T)=0$ sec per lo stato limite maggiormente gravoso (SLC). Il prodotto della disaggregazione, indica i parametri da inserire per la ricerca nei database che variano, a secondo dello stato limite considerato, tra magnitudo compresa tra 4,5 e 7.5 e raggio di ricerca compreso tra 0 e 100 km. In considerazione della localizzazione del sito e dell'aggiornamento

dei database, la ricerca è stata condotta dapprima su ITACA e, in caso di ricerca negativa, su ESD per tutti e tre i T_R ($T_R=90, 151, 1424, 2475$ anni): i risultati ottenuti hanno consentito di estrarre i set di accelerogrammi secondo la tabella sotto riportata. (Per maggiori dettagli si rimanda al documento relativo allo Studio di Risposta Sismica Locale – GE-RE102 – allegato al presente progetto).

Per quello che riguarda la scelta dei parametri di confronto con lo spettro di riferimento, si sono sempre scelti una tolleranza superiore del 30%, una tolleranza inferiore del 10% e si è individuato come porzione di confronto dello spettro quella compresa tra 0.10 e 1 secondo per tutti gli stati limite.

Per la scelta del set di accelerogrammi da usare (gruppo di sette da scegliere tra cinque possibilità) è stato utilizzato un criterio statistico di confrontabilità con lo spettro di norma di riferimento, unitamente a considerazioni sismologiche sulla natura del meccanismo focale confrontato con l'area in esame; in sostanza si è scelto il gruppo di accelerogrammi il cui spettro medio presentava il valore più basso di standard deviation rispetto allo spettro di riferimento, o, in altri termini, il gruppo maggiormente "spettrocompatibile" e con i meccanismi focali più simili a quello atteso per una potenziale sorgente sismo genetica nel contesto geologico analizzato. Il set prescelto presenta un valore di standard deviation pari a 0.161 rispetto allo spettro di riferimento di norma. La sottostante tabella riassume gli elementi significativi del set di 7 accelerogrammi estratti per il $T_R=2475$ anni da ESD, indicando anche gli eventi sismici cui si riferiscono gli accelerogrammi. Nelle sottostanti figure vengono riportati, rispettivamente, la combinazione grafica dei sette spettri e, a seguire, i sette accelerogrammi selezionati.

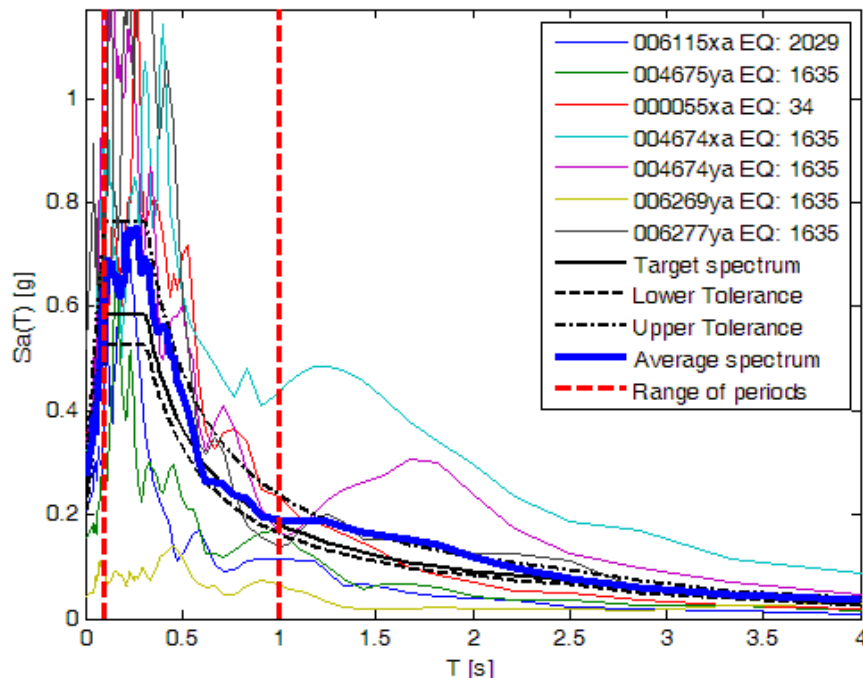


Figura 16 - Confronto tra gli spettri ottenuti dalle registrazioni selezionate e lo spettro di riferimento

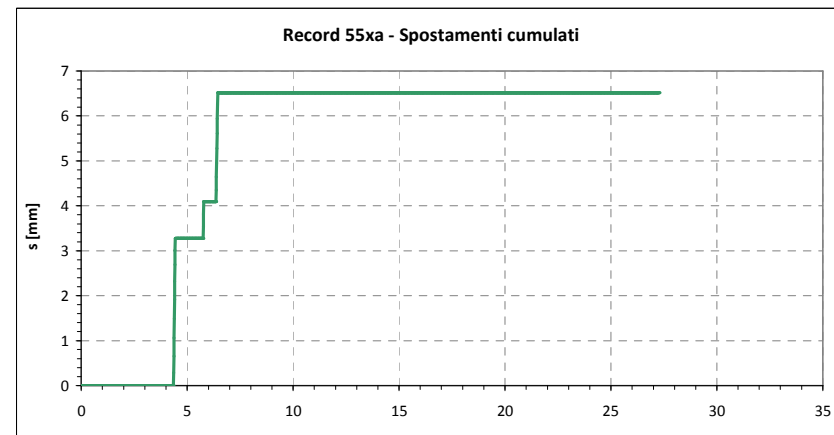
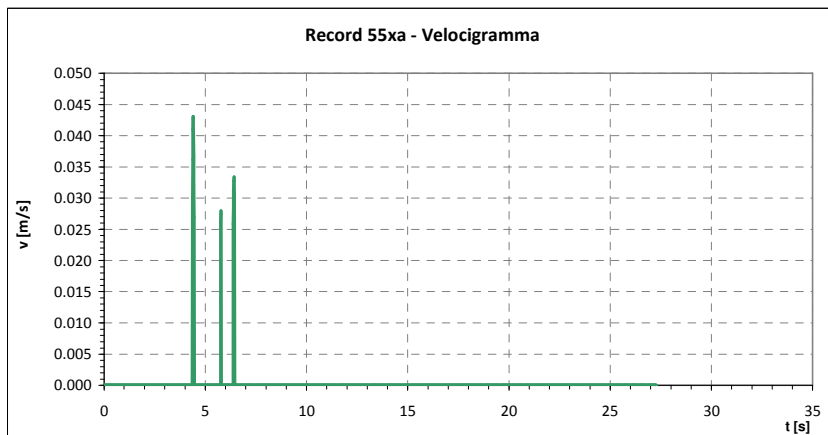
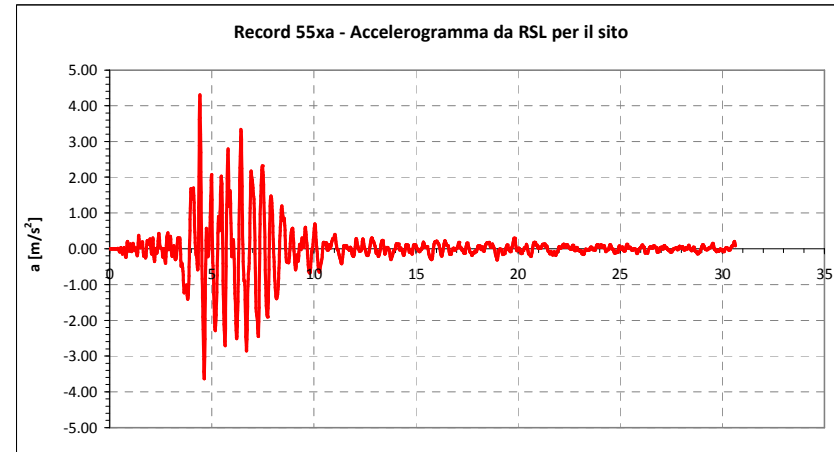
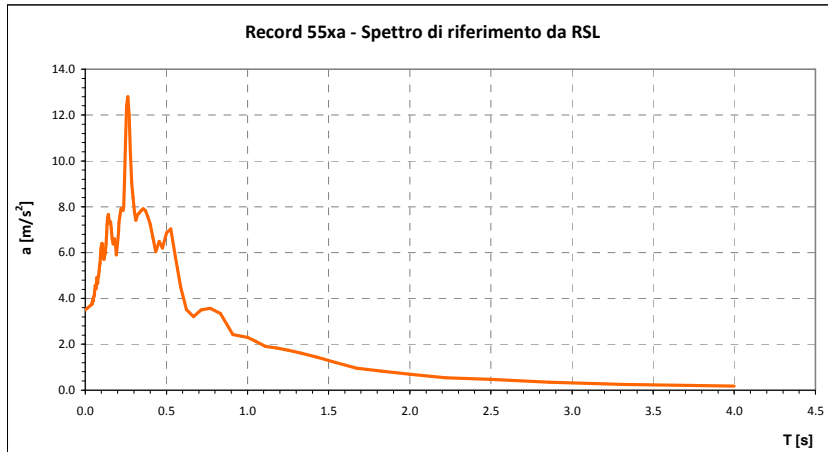
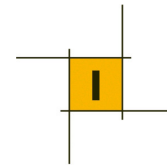
Tabella 10 – Registrazione degli eventi sismici con spettri compatibili a quelli di progetto

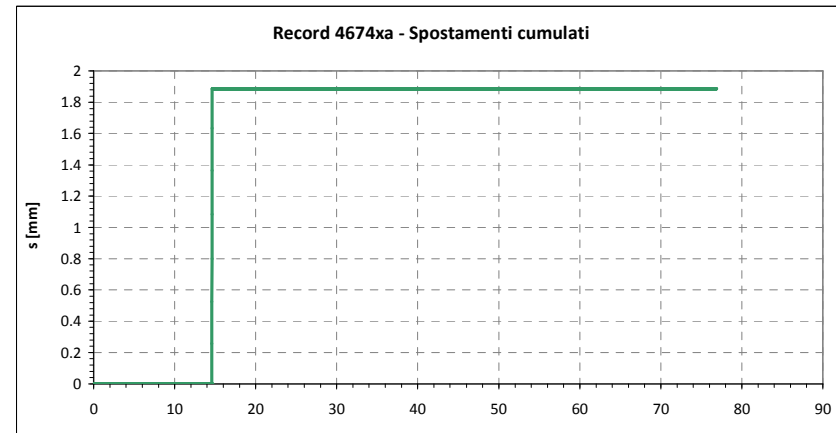
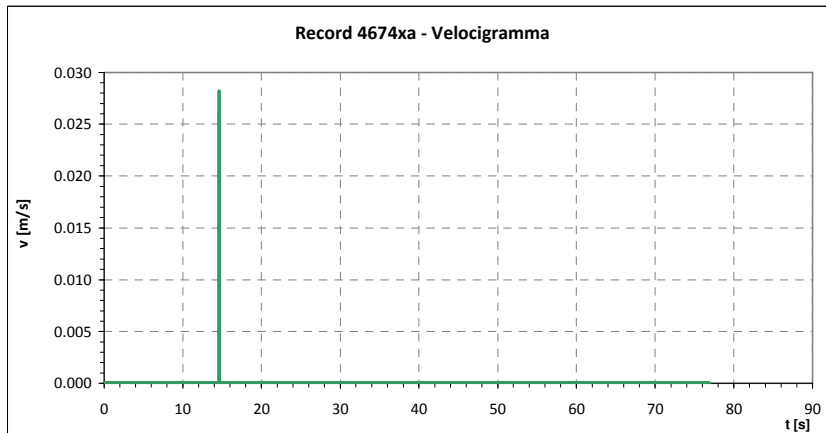
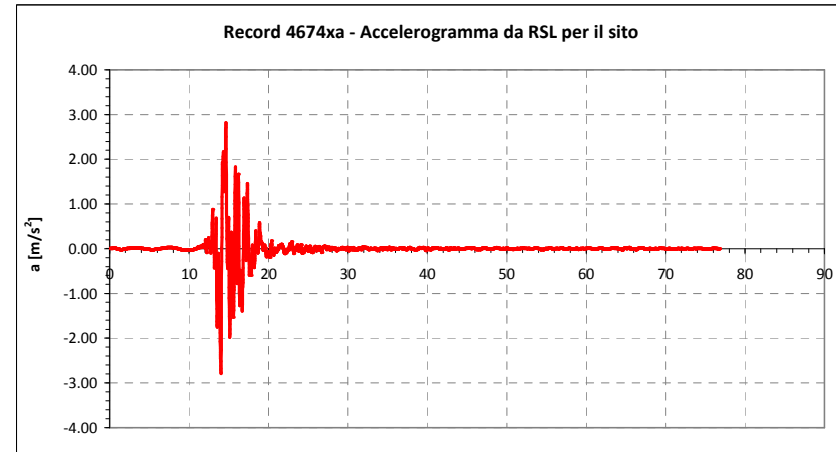
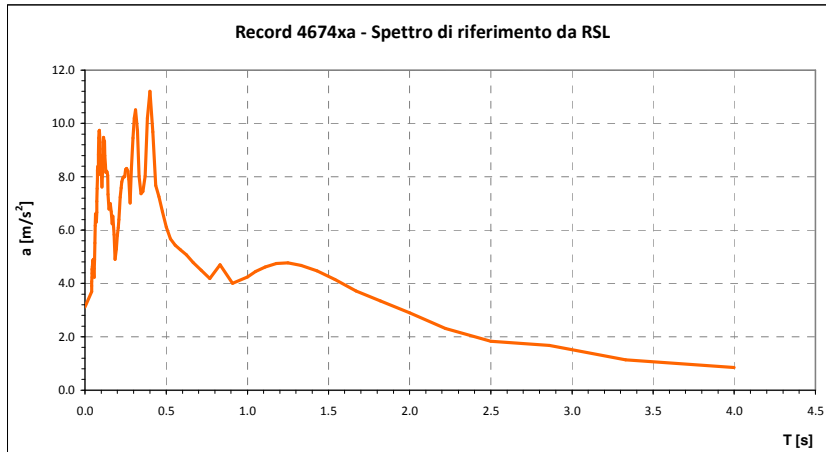
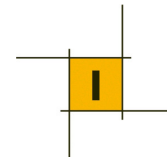
Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	Site class
6115	2029	ST1320	Kozani	13/05/1995	6.5	normal	17	A
4675	1635	ST2487	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	13	A
55	34	ST20	Friuli	06/05/1976	6.5	thrust	23	A
4674	1635	ST2486	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	5	A
6262	1635	ST2496	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	31	A
4674	1635	ST2486	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	5	A
6277	1635	ST2558	South Iceland	17/06/2000	6.5	strike slip	15	A

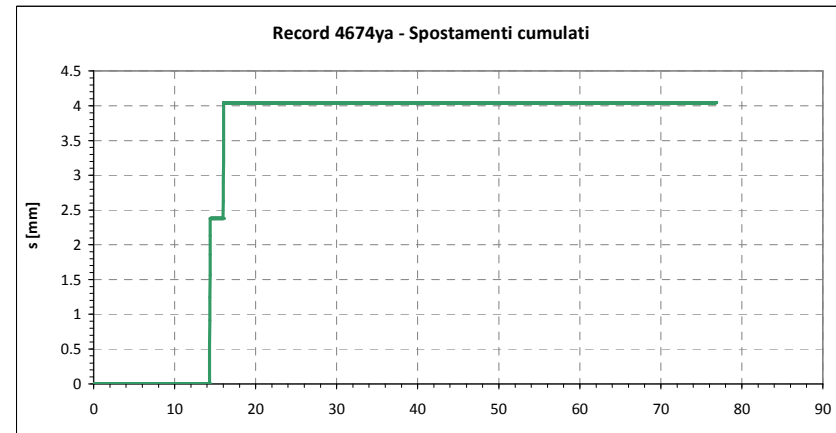
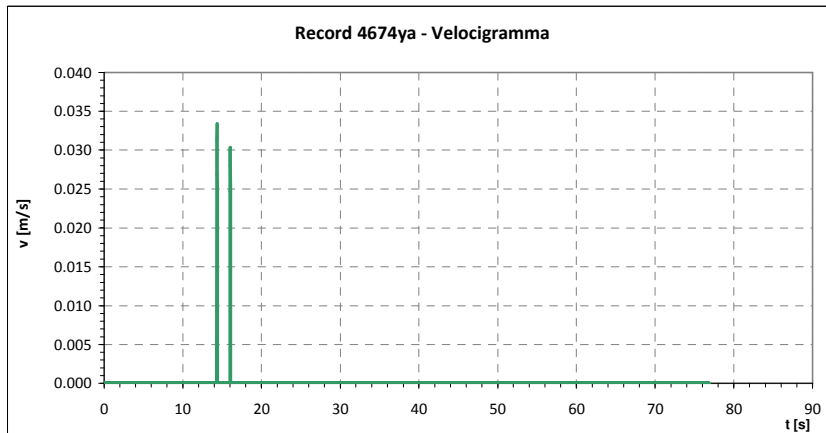
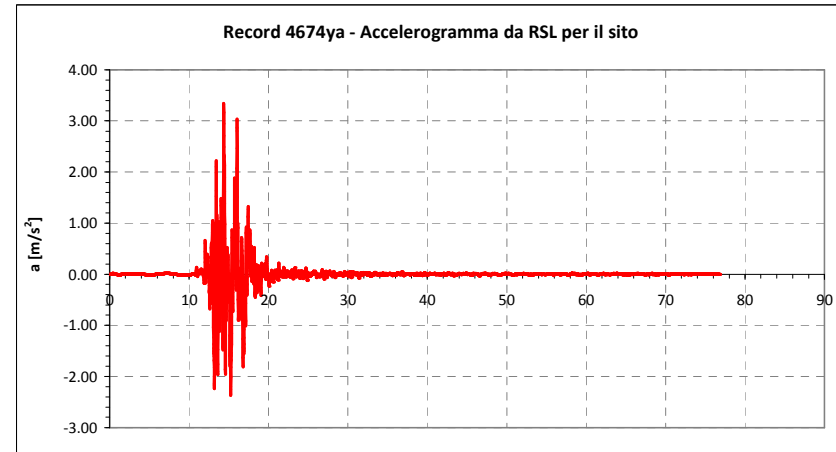
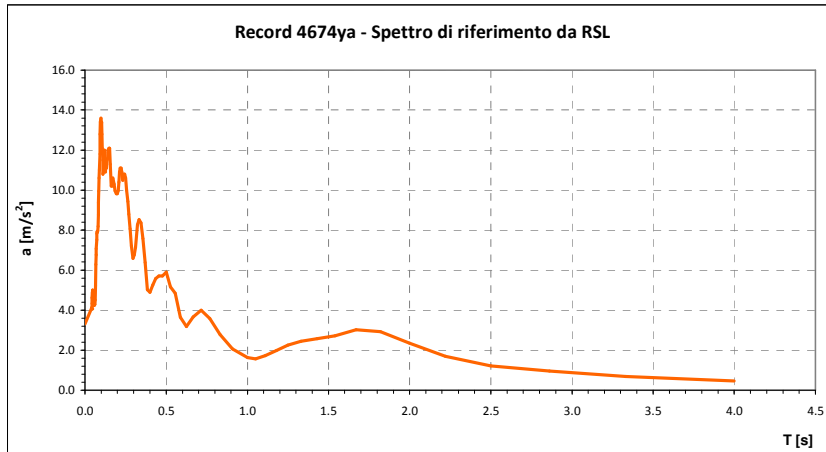
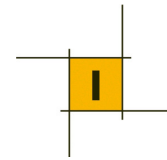
A seguito dello studio di Riposta Sismica Locale, sono stati estratti i 7 accelerogrammi amplificati sulla base delle caratteristiche sismiche del sottosuolo.

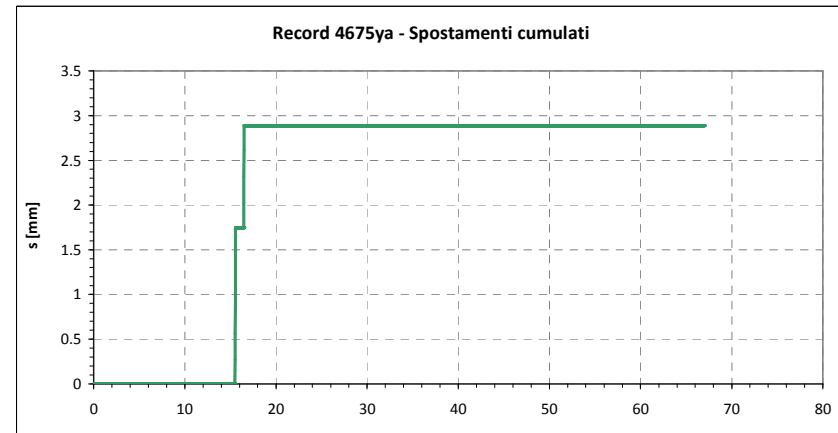
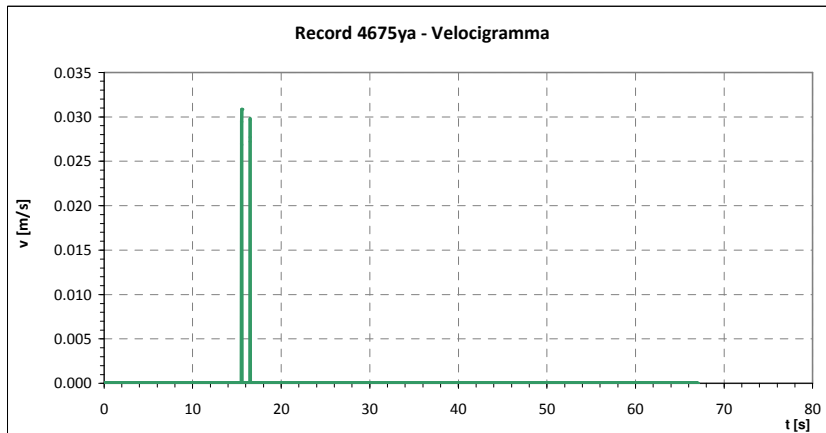
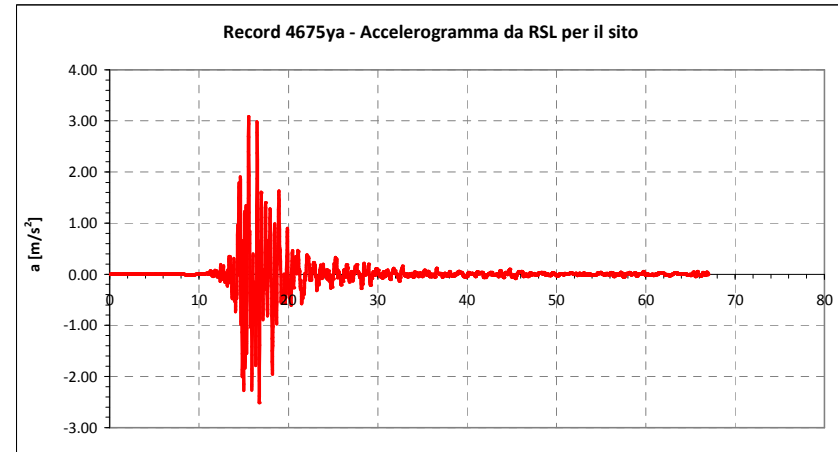
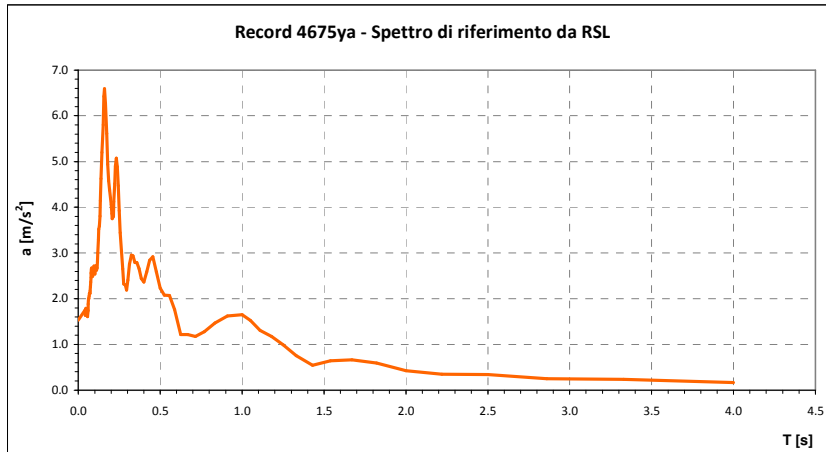
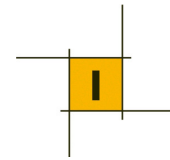
Noti, quindi, gli accelerogrammi di riferimento si è posto il limite “di taglio” pari alla accelerazione critica k_c di 2.45 m/s^2 e si è proceduto a calcolare, tramite il processo di integrazione degli accelerogrammi, prima i velocigrammi attesi per la massa potenzialmente instabile, e quindi gli spostamenti massimi attesi cumulati.

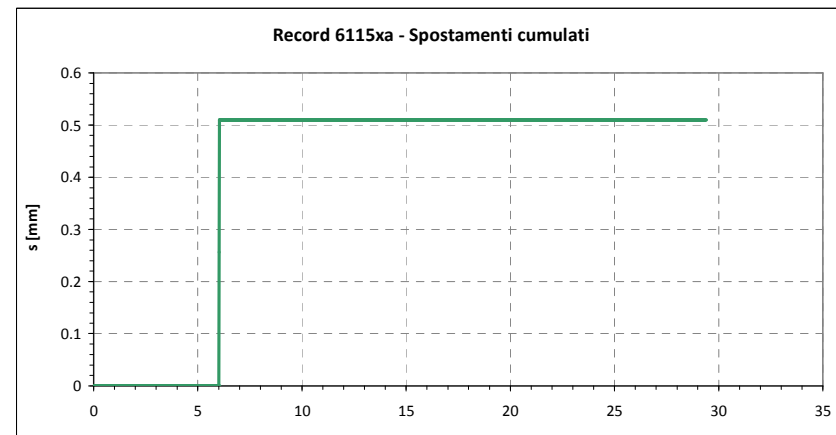
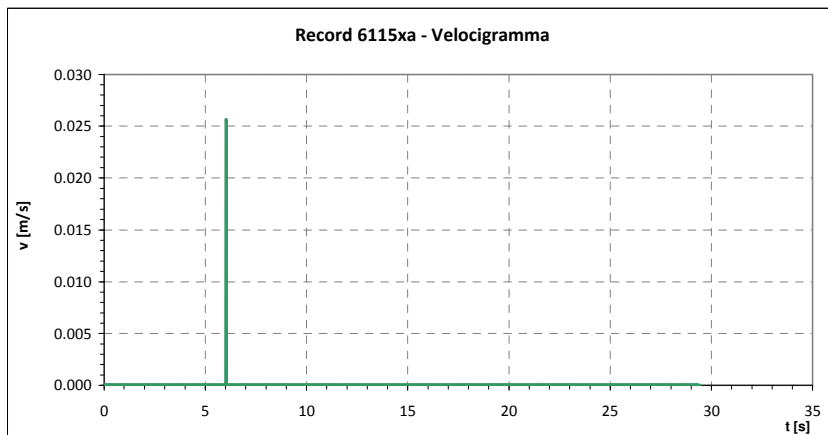
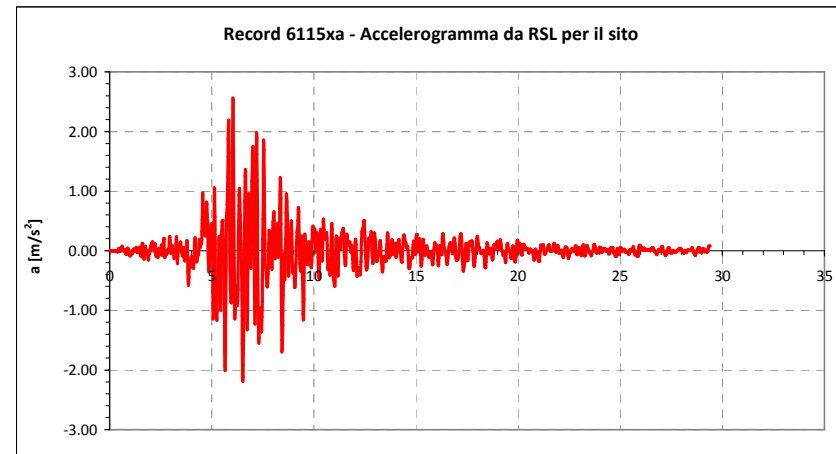
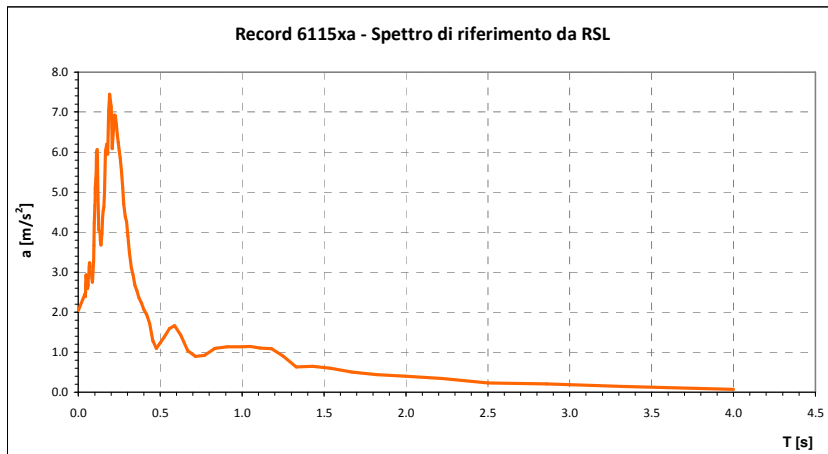
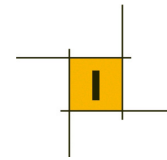
Nella condizione maggiormente gravosa, lo spostamento, come si vedrà dai grafici riportati in seguito, lo spostamento medio, calcolato sulla base dei 7 accelerogrammi individuati, risulta dell’ordine di 3 mm e pertanto del tutto ammissibile con riferimento alla funzionalità dell’opera.

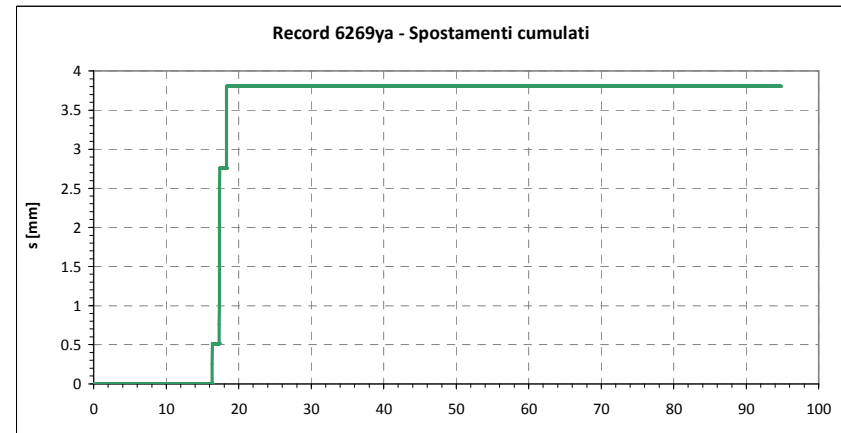
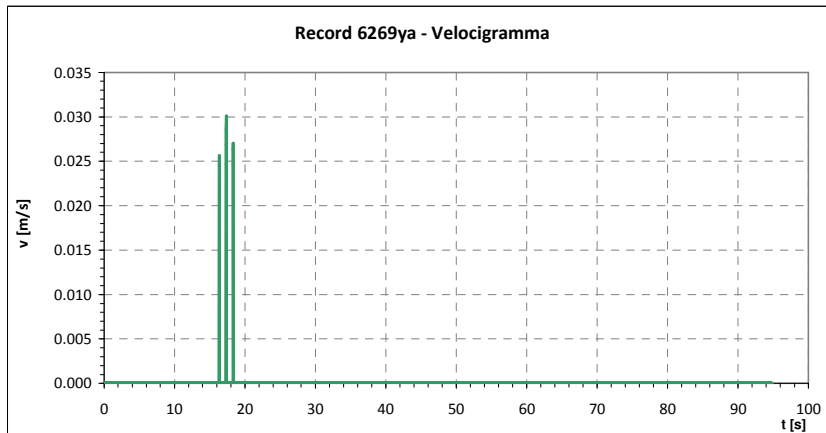
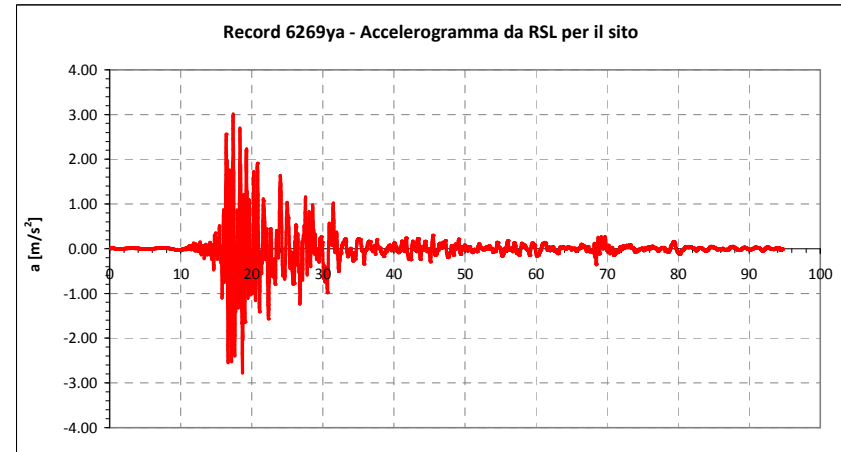
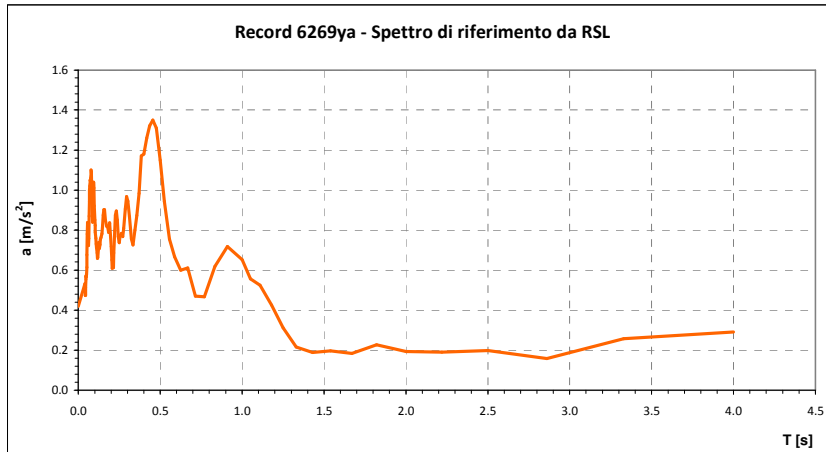
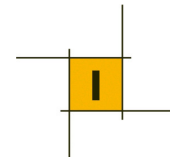


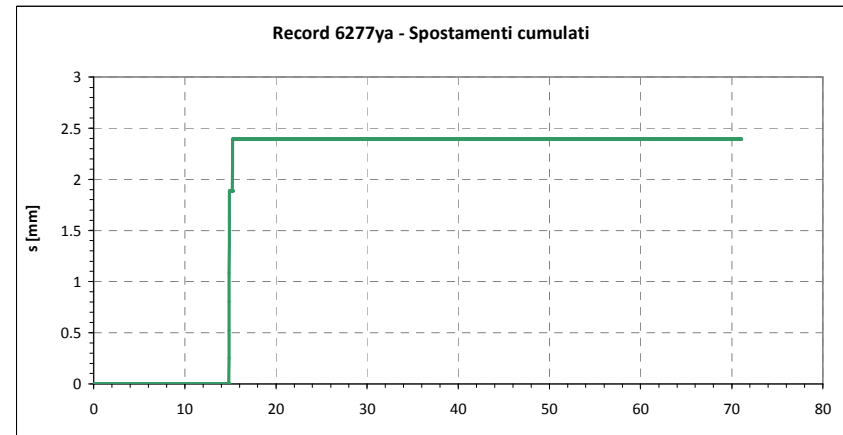
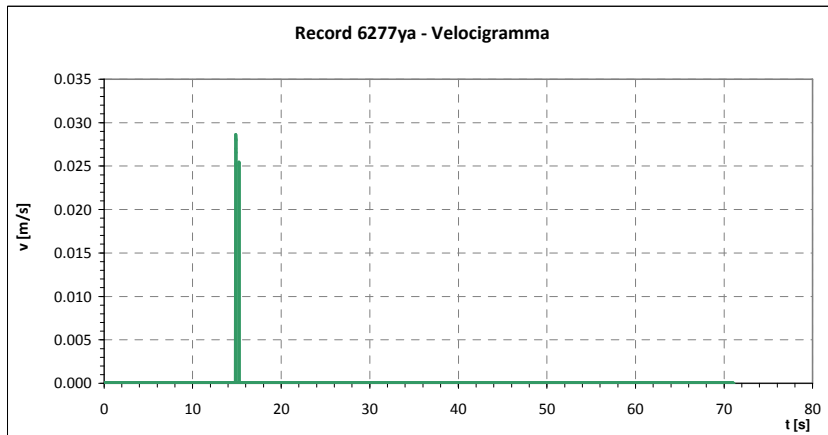
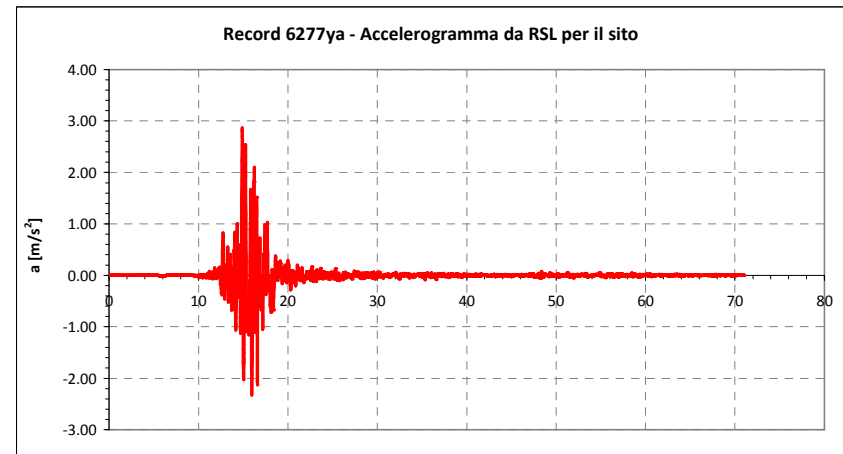
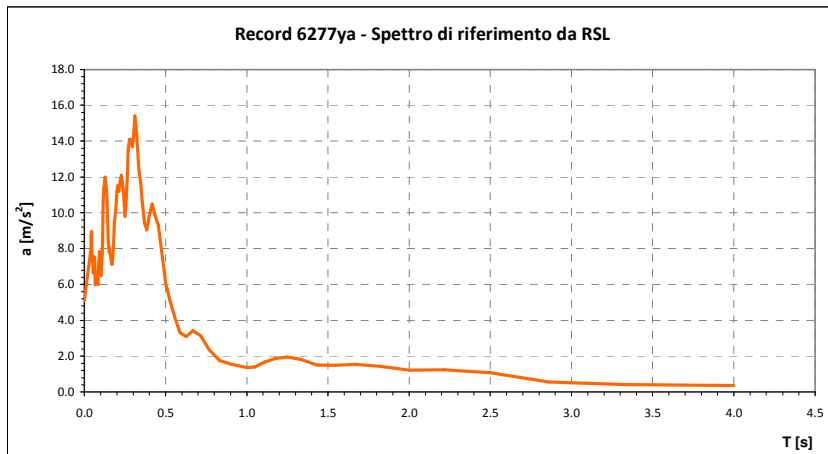
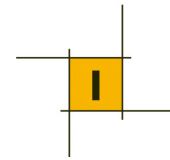












6.5 Stima dei cedimenti dei rilevati

La stratigrafia di progetto assunta per il calcolo dei cedimenti totali (cedimento immediato e cedimento di consolidazione) per la diga in terra, è riportata nella tabella 11. La sezione di calcolo corrisponde alla sezione n. 16 di progetto, corrispondente alla zona di fondovalle, dove il rilevato raggiunge l'altezza maggiore e lo schema geotecnico è il più gravoso in termini di caratteristiche di deformabilità dei terreni.

Tabella 11 – Schema di calcolo dei cedimenti per la diga in terra

Strato	Litologia	Spessore (m)	E (MPa)	ν	Eu (MPa)	Cu (kPa)
1	Limi	12	30	0.37	39	65
2	Limi	9	10	0.36	24	40
3	argilla consistente con livelli di sabbia addensata	Fino alle massime profondità d'interesse progettuale	40	0.35	176	220

I risultati dei calcoli, condotti in accordo con quanto esposto nei paragrafi precedenti, sono riportati nelle schede seguenti e sono riassunti nella tabella 12.

Tabella 12 – Risultati della stima dei cedimenti

Opera	Cedimento immediato	Cedimento di consolidazione	Cedimento totale
Diga in terra Sez. 16	6.7 cm	13.9 cm	20.6 cm

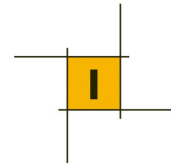
Si specifica che, in analogia con quanto svolto nel Progetto Definitivo, l'altezza dell'argine considerata nei calcoli comprende anche lo strato di bonifica e fondazione, mediamente dello spessore di un paio di metri.

Questa assunzione dovrebbe portare ad una leggera sovrastima dei cedimenti, poiché questo strato costituisce in realtà una sostituzione da eseguire con materiale selezionato e compattato.

Per la valutazione dei cedimenti si è proceduto prima al calcolo del cedimento totale (immediato + consolidazione), quindi è stata valutata l'entità del cedimento immediato attraverso il modulo non drenato di Young (E_u). Il cedimento di consolidazione è dato quindi dalla differenza tra il cedimento totale e il cedimento immediato.

Nelle schede di calcolo che seguono sono riportati i calcoli dei cedimenti totali e di quelli immediati. I cedimenti di consolidazione sono ricavati per differenza e sono stati indicati nella tabella precedente.

Anche in questo caso è stata effettuata l'analisi su una sola sezione, quella più gravosa. Il cedimento si può prevedere simile a quello indicato per gran parte della diga che si sviluppa nel fondovalle. I cedimenti diminuiscono poi rapidamente sulle spalle, sia per la minore altezza del rilevato sia per la presenza di terreni poco deformabili (materiali vulcanici).

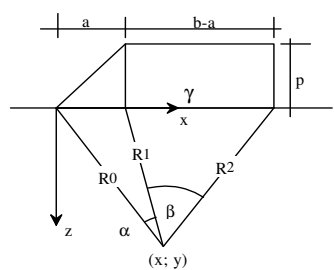


Diga in terra di Pratolungo. Calcolo dei cedimenti totali Sezione di calcolo n. 16

Geometria del rilevato		
punto	x	y
n.	[m]	[m]
1	0	0
2	19.7	12
3	23.7	12
4	44.1	0
Peso di volume del rilevato		
γ	19	kN/m ³

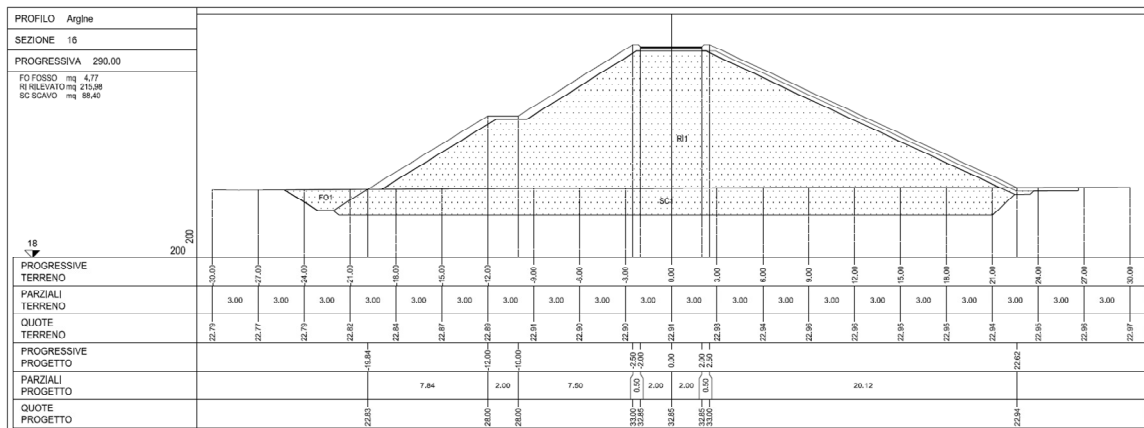
Schema del sottosuolo						
suddiviso in 3 strati						
strato	da (zi)	a (zi+1)	Δz_i	E	v	stratigrafia
n.	[m]	[m]	[m]	[MPa]	[-]	
1	0	12	1.0	30	0.37	limi
2	12	21	1.0	10	0.36	limi
3	21	60	1.0	40	0.35	argilla consistente con livelli di sabbia addensata
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

La profondità alla quale è stato esteso lo schema di calcolo è 50.00 m
 tenuto conto che il calcolo è stato limitato alla profondità alla quale l'incremento della tensione media nel sottosuolo ($\Delta\sigma_m$) per effetto del sovraccarico al p.c. $[\Delta\sigma_m = (\Delta\sigma_{zi} + \Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})/3]$
 è risultato minore della tensione media $[\sigma_{mo} = (\sigma'_{v0} + 2 k_0 \sigma'_{v0})/3]$ nella misura del 10%

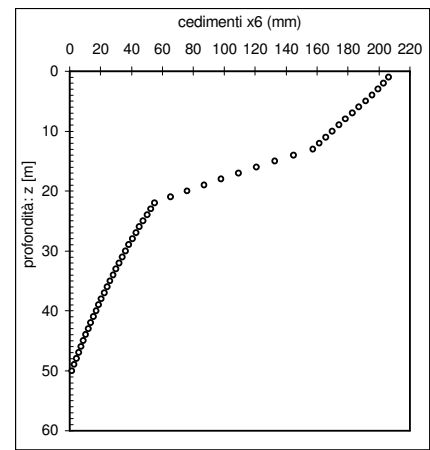
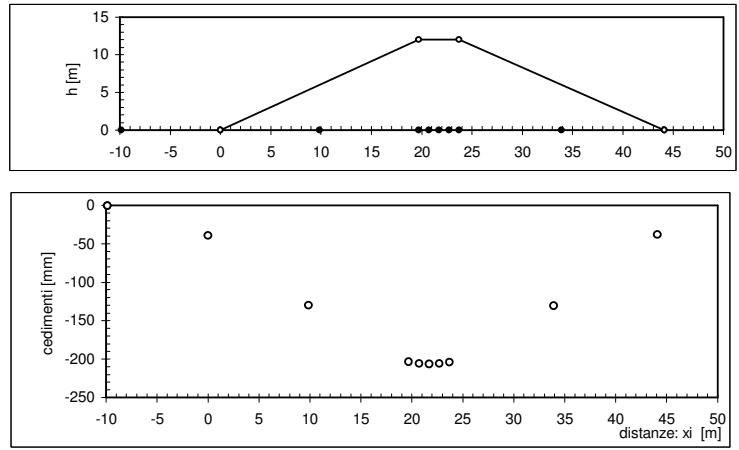


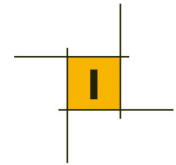
Per il calcolo della tensione media nel sottosuolo si sono considerati i seguenti parametri:
 γ [kN/m³] = 18.00 profondità della falda (zw) : 0.00 coeff. spinta a riposo: k₀ = 0.59

$$\sigma_x = \left[\beta + \frac{x\alpha}{a} + \frac{z(x-b)}{R_2^2} + \left(\frac{2z}{a} \right) \ln \left(\frac{R_1}{R_0} \right) \right] \frac{P}{\pi} \quad \sigma_z = \left[\beta + \frac{x\alpha}{a} - \frac{z(x-b)}{R_2^2} \right] \frac{P}{\pi} \quad \sigma_y = \mu(\sigma_x + \sigma_z) \quad \epsilon_y = 0$$



CEDIMENTI	x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
ascisse [m]	-9.85	0.00	9.85	19.70	20.70	21.70	22.70	23.70	33.90	44.10	54.30
cedimenti [mm]	1	39	130	203	206	206	206	204	130	38	0





Diga in terra di Pratlungo. Calcolo dei cedimenti immediati Sezione di calcolo n. 16

Geometria del rilevato		
punto	x	y
n.	[m]	[m]
1	0	0
2	19.7	12
3	23.7	12
4	44.1	0
Peso di volume del rilevato		
γ	19	kN/m ³

Schema del sottosuolo						
suddiviso in 3 strati						
strato	da (zi)	a (zi+1)	Δz_i	E	ν	stratigrafia
n.	[m]	[m]	[m]	[MPa]	[-]	
1	0	12	1.0	39	0.50	limi
2	12	21	1.0	24	0.50	limi
3	21	60	1.0	176	0.50	argilla consistente con livelli di sabbia addensata
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

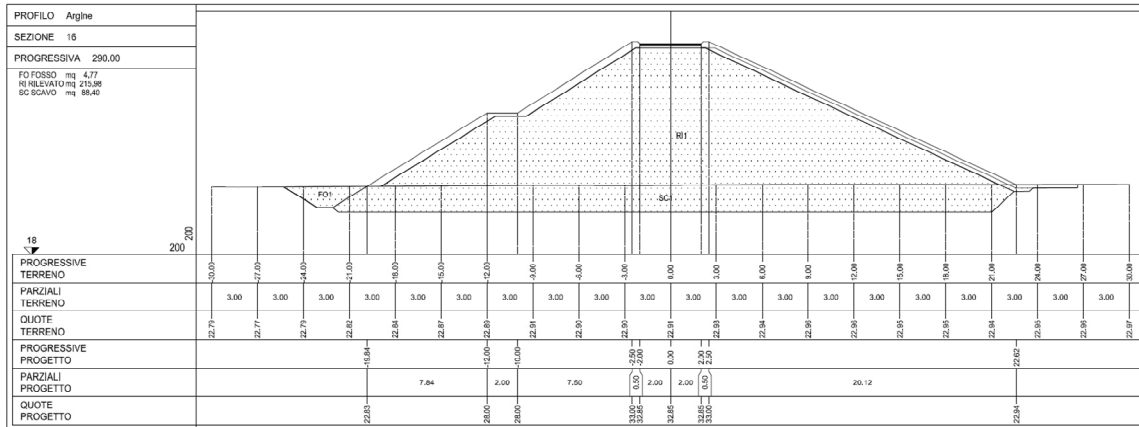
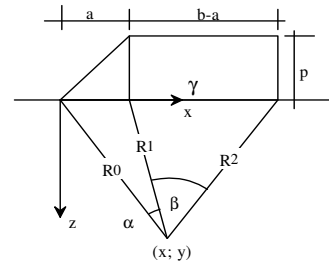
La profondità alla quale è stato esteso lo schema di calcolo è 50.00 m
 tenuto conto che il calcolo è stato limitato alla profondità alla quale l'incremento della tensione media nel sottosuolo ($\Delta\sigma_m$) per effetto del sovraccarico al p.c. $[\Delta\sigma_m = (\Delta\sigma_{zi} + \Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})/3]$
 è risultato minore della tensione media $[\sigma_{mb} = (\sigma'_{v0} + 2 K_0 \sigma'_{v0})/3]$ nella misura del 10%

Per il calcolo della tensione media nel sottosuolo si sono considerati i seguenti parametri:

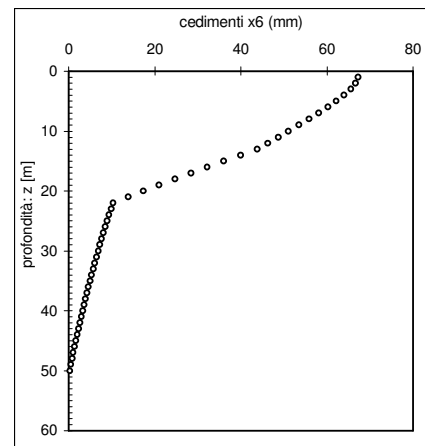
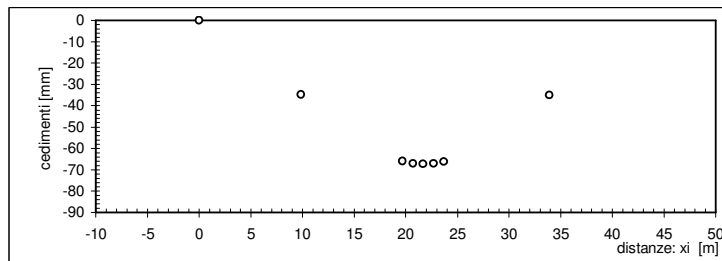
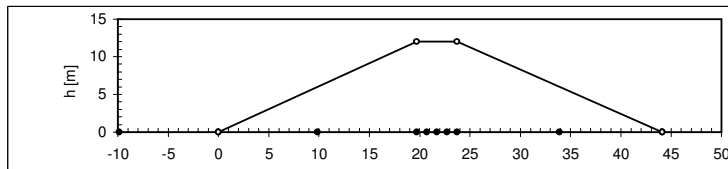
γ [kN/m ³] =	18.00	profondità della falda (zw) :	0.00	coeff. spinta a riposo: k_0 =	0.59
---------------------------------	-------	-------------------------------	------	---------------------------------	------

$$\sigma_x = \left[\beta + \frac{x\alpha}{a} + \frac{z(x-b)}{R_2^2} + \left(\frac{2z}{a} \right) \ln \left(\frac{R_1}{R_0} \right) \right] \frac{p}{\pi} \quad \sigma_z = \left[\beta + \frac{x\alpha}{a} - \frac{z(x-b)}{R_2^2} \right] \frac{p}{\pi} \quad \sigma_y = \mu(\sigma_x + \sigma_z)$$

$$\varepsilon_y = 0$$



CEDIMENTI	x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
ascisse [m]	-9.85	0.00	9.85	19.70	20.70	21.70	22.70	23.70	33.90	44.10	54.30
cedimenti [mm]	-9	0	35	66	67	67	67	66	35	0	-10



6.6 Stima dei tempi di consolidazione

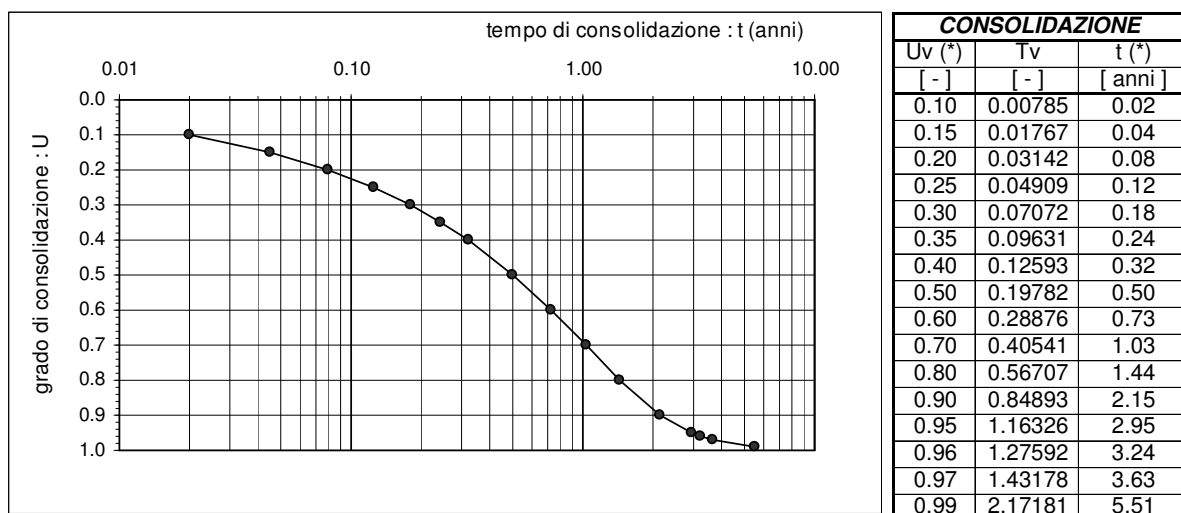
Con riferimento alla teoria della consolidazione (v. par. 3.4.2), è stata eseguita una stima dei tempi necessari per il decorso della quasi totalità dei cedimenti (generalmente si accetta il 90% della consolidazione totale). Questa stima è da ritenere molto approssimata in quanto, soprattutto nel caso in esame, vanno fatte le seguenti considerazioni:

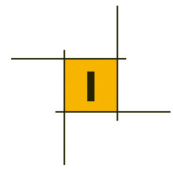
- 1) con un percorso di filtrazione verticale, il drenaggio delle acque interstiziali espulse durante la consolidazione può essere garantito solo da eventuali strati a permeabilità elevata (sabbie o ghiaie) intercalati ai materiali soggetti a consolidazione;
- 2) nel caso in esame, nell'ambito della zona di fondovalle (dove si hanno i cedimenti più elevati), non sono stati attraversati strati di sabbia continui o di spessore rilevabile; per tale motivo, può essere fatta solo una stima approssimativa della lunghezza del percorso di filtrazione sulla base di una ipotesi di intervallo di possibili intercalazioni sabbiose e di conseguenza dello spessore dei singoli strati soggetti a consolidazione;
- 3) i valori del coefficiente di consolidazione sono spesso molto disomogenei e variabili, anche nell'ambito della stessa unità, fino a 1-2 ordini di grandezza; questo parametro incide in maniera significativa sui relativi tempi di consolidazione.

Nel caso in esame e con riferimento alla diga in terra, sono state fatte le seguenti ipotesi:

- 1) considerando il cedimento degli strati più superficiali alluvionali (Unità A2), si può valutare uno spessore di terreno soggetto a consolidazione, senza particolari intercalazioni sabbiose all'interno di esso, pari a 8m; il percorso di filtrazione da considerare, verso il basso e verso l'altro, è pari quindi alla metà dello strato, 4m;
- 2) per questi terreni il valore del coefficiente di consolidazione varia nel campo $1 \text{ EE-}03 \div 04 \text{ cm}^2/\text{sec}$; si assume un valore medio di $5 \text{ EE-}04 \text{ cm}^2/\text{sec}$.

Con queste ipotesi si ottengono i risultati illustrati nel grafico e nella tabella seguente.





Da questi risultati si ricava che per ottenere il 90% del cedimento di consolidazione totale si dovrebbero attendere circa 2 anni. Questo valore sembrerebbe in effetti molto elevato e forse non compatibile con le effettive necessità del cantiere. Si deve tuttavia considerare che il cedimento di consolidazione totale è di circa 14 cm quindi il residuo da smaltire, oltre il 90%, sarebbe dell'ordine del centimetro (assumendo che anche negli strati sottostanti lo schema di filtrazione sia analogo a quello assunto per gli strati più superficiali).

Volendo accettare come cedimento residuo un valore di 2-3 cm, i tempi scenderebbero a circa un anno. Questi valori possono essere gestibili ancora con normali precariche (o "monte" da assegnare al coronamento).

Questi risultati possono ritenersi accettabili e non indicativi della necessità di particolari interventi, anche considerando che la presenza di eventuali intercalazioni, sia pur sottili, di sabbie all'interno dello strato soggetto a consolidazione porterebbe ad una riduzione dei tempi.

Su tali basi è stata assegnata una "monta" (cioè una maggiore altezza del rilevato rispetto alla quota di progetto), di 25 cm. Tale monta potrà essere realizzata precaricando il rilevato fino a quota 33.10 a partire dall'estradosso dell'ultimo strato di stabilizzato (vedi sezione tipo): nel caso si verificano effettivamente i 15cm di cedimento di consolidazione stimati, si completerà l'opera con la parziale asportazione del terreno fino a quota 32.55 e da questa quota si realizzerà il pacchetto stradale (fondazione in misto stabilizzato e strati bitumati) fino a raggiungere la quota della strada di coronamento (32.85) e quindi i due arginelli laterali come da sezione tipo.

Tali aspetti saranno monitorati in fase di costruzione attraverso opportuni monitoraggi.