

CASSA DI ESPANSIONE DEL TORRENTE BAGANZA NEI COMUNI DI FELINO, SALA BAGANZA, COLLECCHIO E PARMA (PR-E-1047)

PROGETTO ESECUTIVO

02	03/2021	Revisione per osservazioni nota DGD n. 21124 del 08/10/2020	LOMBARDI	BININI	BININI
01	07/2020	Revisione per osservazioni DGD e validazione	LOMBARDI	BININI	BININI
REV.	DATA	MODIFICHE	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZ.

MANUFATTO REGOLATORE A RELAZIONE DI ANALISI DINAMICA

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI IMPRESE

MANDATARIA:

MANDANTI:



IL R.U.P.:

 Dott. Ing. Mirella Vergnani
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista responsabile integrazioni
 prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico
 della mandataria.
 Hydrodata S.p.A.
 Ord. Ing. Torino N°7570L
 Dott. Ing. Roberto Bertero
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista/Progettisti responsabili elaborato
 Binini Partners S.r.l.
 Ing. Tiziano Binini
 Ord. Ing. Reggio Emilia N°700

 Dott. Ing. Tiziano Binini
 (documento firmato digitalmente)


CODICE ELABORATO:

B	A	G	3	0	8	M	R	A	R	R	E	0	3	2
ID (1)	CAP. (2)					TIPO (3)	DOC. (4)	PROGR. (5-6)		REV. (7)				

SCALA

 MARZO
2021

INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVA E RIFERIMENTI	3
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
3. ANALISI DINAMICHE	4
3.1 SEZIONE DI CALCOLO E MODELLO GEOMETRICO	4
3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	6
3.3 METODOLOGIA E LEGAMI COSTITUTIVI DEI MATERIALI	7
3.4 PARAMETRI DI PROGETTO	10
3.5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	15
3.6 FASI DI CALCOLO	17
3.7 SPINTA IDROSTATICA E IDRODINAMICA.....	18
3.8 RISULTATI	20
4. CONCLUSIONI.....	26

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica ha per oggetto l'analisi di vulnerabilità sismica della diga prevista, nell'ambito del Progetto Esecutivo della Cassa di espansione del torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma. Nello specifico si eseguirà una valutazione sulla funzionalità della struttura in condizioni post sismiche e di bacino idraulico pieno.

Le analisi hanno interessato l'opera principale deputata allo sbarramento trasversale del Torrente Baganza, permettendo la formazione dell'invaso di monte della cassa di espansione. Specificatamente l'analisi ha interessato il concio sfiorante del manufatto in progetto denominato A.

Le analisi sono di tipo FEM 2d dinamiche al passo, effettuate processando 7 accelerogrammi naturali spettrocompatibili.

Nel seguito, dopo una breve descrizione delle condizioni geotecniche, si descrive in dettaglio la modellazione effettuata e si espongono i principali risultati in termini di prestazionalità sismica dell'opera, intesa come sistema geotecnico diga-terreno.

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento è la seguente:

- [NR 1] D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- [NR 2] Circolare n° 617 del 2 Febbraio 2009 “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- [NR 3] D. Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- [NR 4] Circolare n.7 del 21-01-2019, C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'Applicazione Norme Tecniche Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- [NR 5] D. Min. Infrastrutture 26 giugno 2014 “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).

2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [DR 1.] BAG2_03GEO_R_RE_04_D – Cassa di espansione del torrente di Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma (PR-E-1047) – Progetto Definitivo – Geologia, Idrogeologia e Geotecnica – Relazione Geotecnica;
- [DR 2.] BAG2_02IDR_R_RE_02_B – Cassa di espansione del torrente di Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma (PR-E-1047) – Progetto Definitivo – Geologia, Idrogeologia e Geotecnica – Relazione Idrologica e Idraulica della cassa d'espansione;
- [DR 3.] BAG3_03GEO_D_PL_xx_0 – Cassa di espansione del torrente di Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma (PR-E-1047) – Progetto Definitivo – Geologia, Idrogeologia e Geotecnica – Relazione Sismotettonica;
- [DR 4.] BAG2_11MAN_D_PL_01_C - Cassa di espansione del torrente di Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma (PR-E-1047) – Progetto Definitivo – Manufatti – Manufatto “A” – Pianta sezioni e prospetto;
- [DR 5.] BAG3_03GEO_D_PL_03_0 - Cassa di espansione del torrente di Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma (PR-E-1047) – Progetto Esecutivo – Geologia, Idrogeologia e Geotecnica – Planimetria delle indagini geotecniche;
- [DR 6.] BAG3_03GEO_D_PR_10 ÷ BAG3_03GEO_D_PR_16 - Cassa di espansione del torrente di Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma (PR-E-1047) – Progetto Esecutivo – Geologia, Idrogeologia e Geotecnica – Profili geotecnici Tav 1÷Tav 7.

3. ANALISI DINAMICHE

Per la verifica di funzionalità dell'opera in condizioni post-sismiche è stata eseguita un'analisi dinamica mediante il codice di calcolo Plaxis 2D, che ha tenuto conto delle caratteristiche geometriche dell'opera, delle relative condizioni idrauliche in esercizio e delle condizioni geotecniche e sismiche attese in sito.

3.1 SEZIONE DI CALCOLO E MODELLO GEOMETRICO

Oggetto dell'analisi riportata nel presente monumento è il Manufatto A, che consiste in manufatto di sbarramento in calcestruzzo a gravità, ad asse rettilineo, divisi in conci da giunti permanenti.

È fondato a quota 127.0 m s.l.m., con approfondimenti a q. 124.0 m s.l.m. in corrispondenza dei denti a monte ed a valle. I profili trasversali sono essenzialmente triangolari e presentano una larghezza alla base di circa 23 m. Il ciglio di sfioro è a quota 144.9 m s.l.m. e l'alveo a monte (fondo della cassa di monte) a quota 133.0 m s.l.m..

A valle del manufatto è presente una vasca di dissipazione che parte dal piede di valle del manufatto a quota 130.9 m s.m. Sopra il ciglio di sfioro corre un ponte carrabile, avente un impalcato largo 6.7 m con piano stradale (all'altezza del coronamento) a quota 148.25 m s.l.m..

Nel seguito si riportano lo stralcio planimetrico e la sezione rappresentativa dell'opera (presa a riferimento per l'analisi).

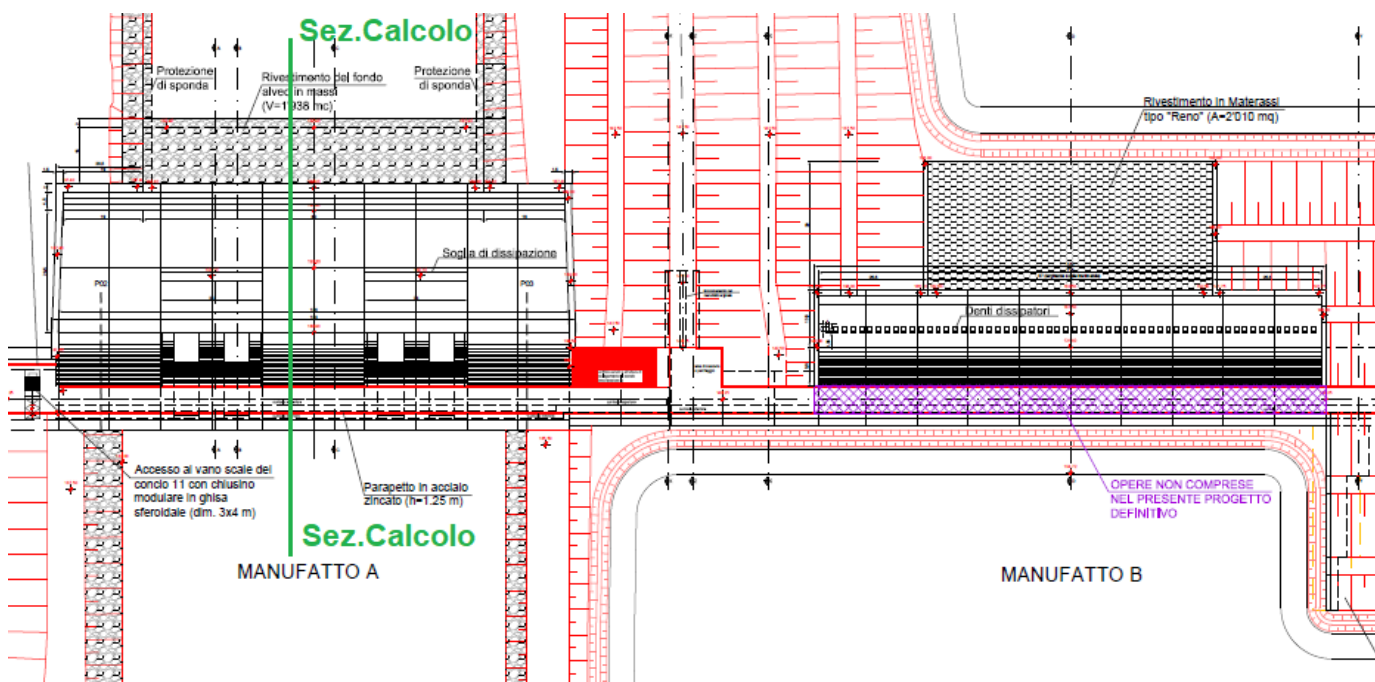


Figura 1 – Planimetria Manufatto A

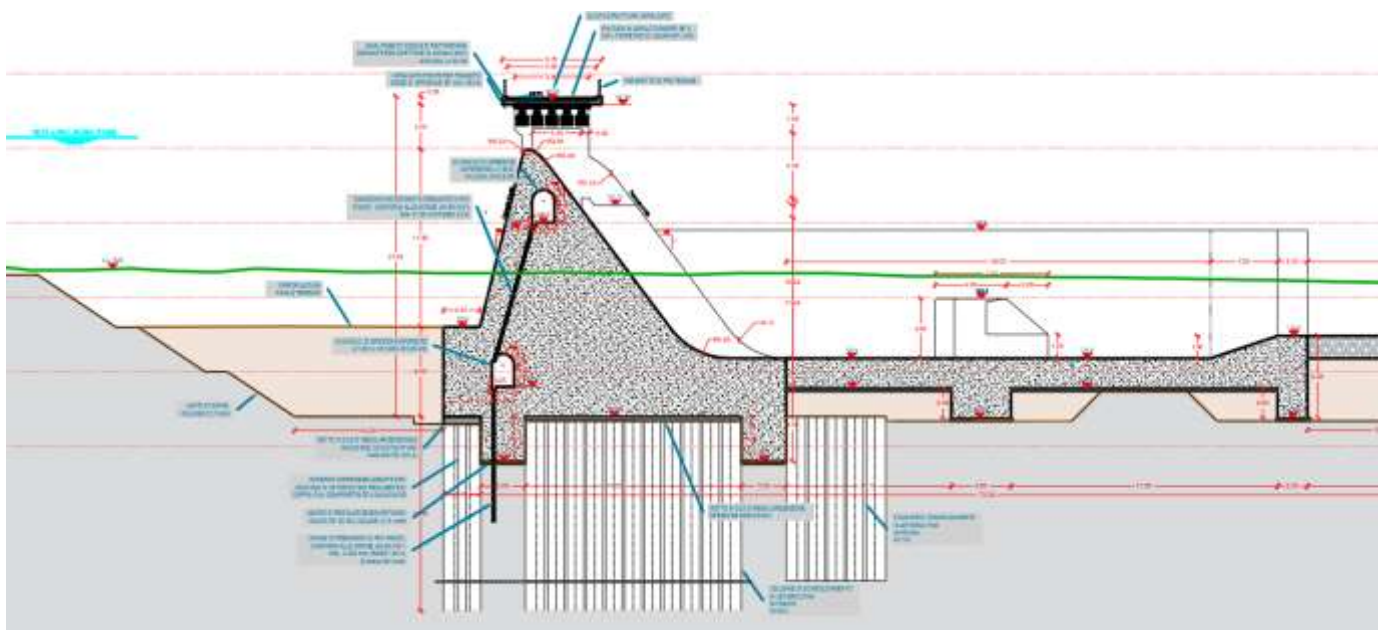


Figura 2 – Sezione rappresentativa Manufatto A

La sezione di calcolo è mostrata in Figura 1, scelta come rappresentativa per l'opera in esame. Nella definizione del modello geometrico Plaxis si è seguita fedelmente la carpenteria di progetto del manufatto.

Sono stati inseriti elementi di interfaccia a contatto tra il basamento della diga ed il terreno per favorire la reale cinematica deformativa, attesa durante le sollecitazioni sismiche. La vasca di dissipazione presente a valle della diga è prevista a diretto contatto con la fondazione dello sbarramento, mediante un giunto di separazione strutturale. La stessa costituisce un effetto stabilizzante per il corpo principale ed è stata quindi completamente trascurata nelle analisi.

Nelle analisi dinamiche si è considerato in via cautelativa il livello idrico di monte corrispondente al livello di massimo invaso, corrispondente a quota +144.9 m s.l.m. (cfr. [DR 2.]), mentre cautelativamente non si è considerato nessun livello idrico di valle (massimo sbilanciamento monte-valle).

Il modello include l'analisi di filtrazione che si instaura per effetto della differenza di carico idraulico di monte-valle. Questa analisi è stata implementata trascurando cautelativamente l'effetto di barriera idraulica fornito dal setto in jet-grouting ubicato sotto la fondazione, lato monte. La presenza del trattamento jet-grouting è stato modellato considerando solo le caratteristiche geotecniche di resistenza e deformabilità migliorate del volume trattato, come meglio specificato nel successivo paragrafo.

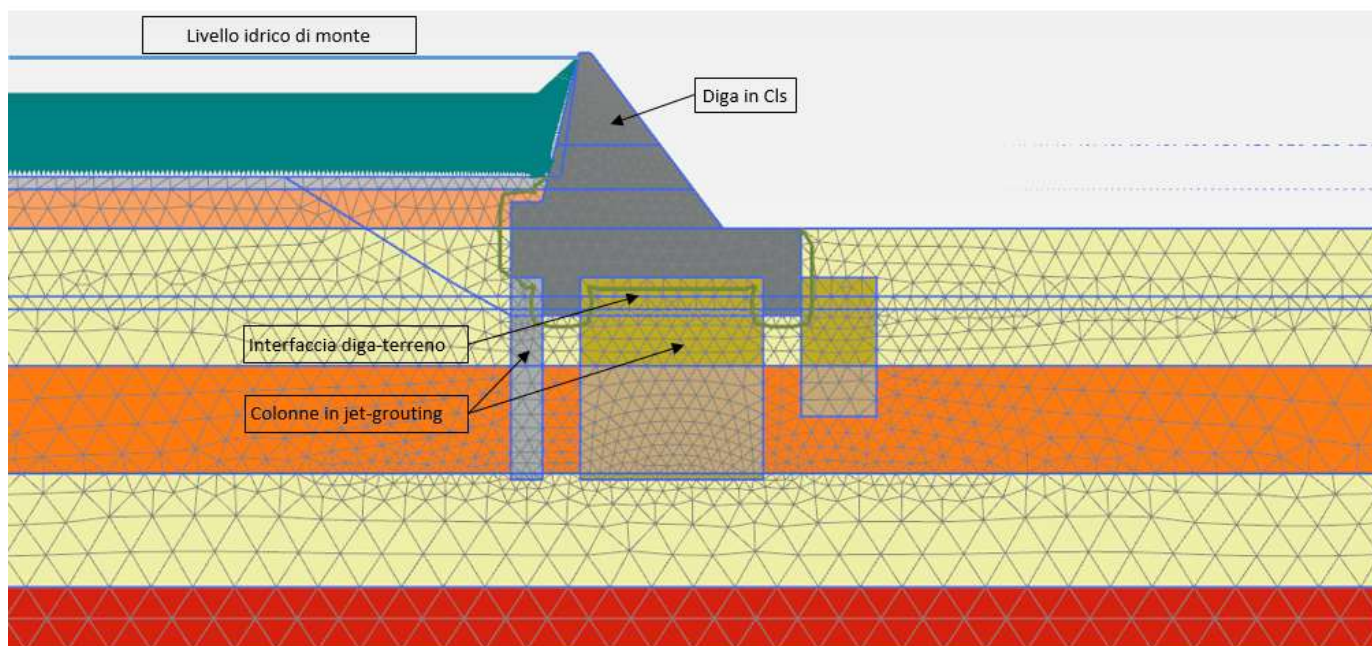


Figura 3 – Modello Geometrico di calcolo

3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Per la caratterizzazione geotecnica e stratigrafica del sito si fa riferimento al Profilo Geotecnico di PD (cfr. [DR 6.]), alla Relazione Geotecnica (cfr. [DR 1.]) e dalle principali indagini geofisiche disponibili. In particolare queste ultime (MASW 24÷27, Down-Hole S1-S2), sono utilizzate per definire i parametri di deformabilità delle unità geotecniche implementate nell'analisi.

Il p.c. attuale nell'area è circa a quota +137.5 m s.l.m., mentre il Bedrock è stato assunto alla profondità di 35 m, sulla base dell'andamento della velocità delle onde di taglio dalle prove geofisiche, che al di sotto di tale profondità sono superiori a 800 m/s. È stata individuata la seguente successione stratigrafica, in base al profilo geotecnico di riferimento, di cui si riporta uno stralcio nella seguente immagine.

Tabella 1. Stratigrafia di riferimento

P.C. medio +136,50 / 137,00			
Profondità in m da P.C.		Unità Geotecnica	
0 ÷ 3,0		UG1A	
3,0 ÷ 5,5		UG2B	
5,5 ÷ 16,5		UG2A	
16,5 ÷ 25,0		UG2B	
25,0 ÷ 40,0		UG2A	
P.C. medio +137,00			

Profondità in quota assoluta	Unità Geotecnica	
137.0 ÷ 134.0	UG1A	
134.0 ÷ 131.5	UG2B1	
131.5 ÷ 120.5	UG2A	
120.5 ÷ 112.0	UG2B2	
112.0 ÷ 102.0	UG2A	
< 102.0	BR	

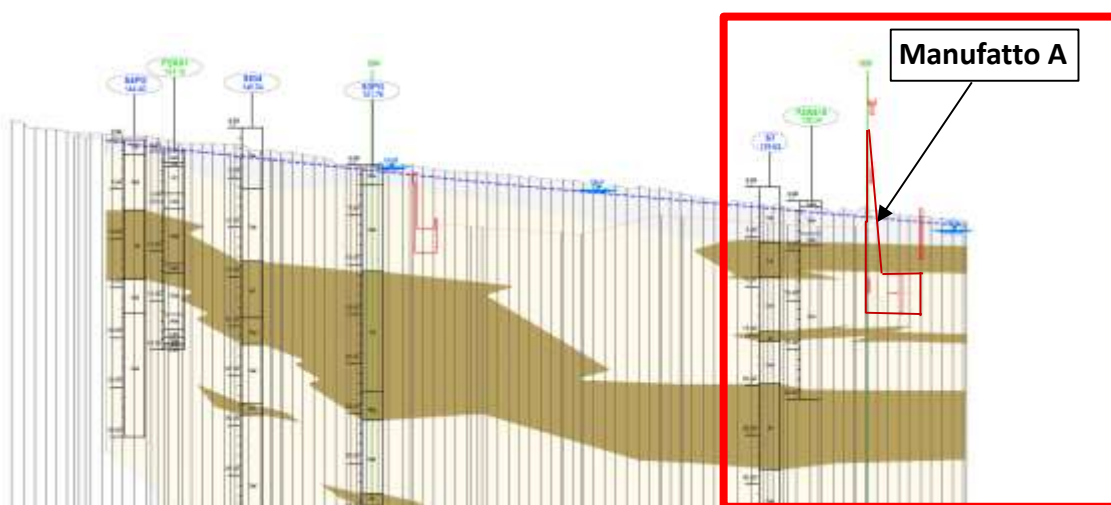


Figura 4. Profilo geotecnico di progetto

I principali parametri geotecnici tratti dalla Relazione Geotecnica per le unità di interesse sono i seguenti:

Tabella 2. Parametri generali per unità indicati nella relazione geotecnica

Unità	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	c_u [kPa]
UG1A	20	0	38	
UG2B	19	5÷10	25	90
UG2A	20	0	36	

3.3 METODOLOGIA E LEGAMI COSTITUTIVI DEI MATERIALI

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche e di interazione terreno-struttura. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plain strain).

Presenta una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni. Sono disponibili inoltre elementi strutturali di vario tipo che consentono di simulare diaframmi, pali, ancoraggi ecc.

Per le analisi si adotta un approccio in tensioni efficaci, quindi nei problemi che coinvolgono la determinazione delle pressioni neutre le stesse possono essere generate attraverso l'analisi del moto di filtrazione in regime stazionario; quest'ultimo richiede l'introduzione delle condizioni al contorno per la quota piezometrica e per le condizioni di flusso (superfici impermeabili, punti di emungimento, sorgenti etc.)

Il codice rende disponibile un modello costitutivo denominato Hardening Soil Small Strain Model, che permette di descrivere in maniera soddisfacente i principali aspetti del comportamento meccanico dei terreni, con particolare riferimento ai problemi di scarico-ricarico ed in cmo dinamico.

In generale nel modello costitutivo in esame, il terreno è assimilato ad un mezzo poroso continuo, caratterizzato da un legame costitutivo elastico-plastico con superficie di snervamento chiusa (vedasi Figura 5) e incrudimento isotropo regolato dalle deformazioni volumetriche plastiche (con legge flusso associato) e distorsionali plastiche (con legge di flusso non associato).

Le principali caratteristiche del modello costitutivo sono le seguenti:

- una differente rigidità per percorsi tensionali di primo carico e di scarico-ricarico;
- sviluppo di deformazioni plastiche per stati tensionali deviatorici (con legge di flusso non associata) e sferici (con legge di flusso associata);
- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb;
- il modulo di rigidità secante E_{50} per percorsi tensionali di primo carico è funzione della tensione di confinamento applicata (Figura 6):

$$E_{50} = E_{50ref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,

σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,

E_{50ref} è il modulo di rigidità secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),

m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale,

E_{50} è il modulo di rigidità secante (al 50% della rottura) riferito alla tensione σ'_{min} ;

- il modulo di rigidità E_{ur} per percorsi tensionali di scarico-ricarico è funzione della tensione di confinamento applicata (Figura 6):

$$E_{ur} = E_{urref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m ; \quad E_{ur} = E_{urref} \cdot k_{-1}$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,

σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,

E_{urref} è il modulo di rigidità secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),

m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale,

E_{ur} è il modulo di rigidità secante alla tensione σ'_{min} ;

- la rigidezza secante a taglio G è funzione dell'ampiezza della deformazione a taglio γ (Figura 7) e della tensione di confinamento applicata:

$$G = \frac{G_0}{\left(1 + a \frac{|\gamma|}{|\gamma_{0.7}|}\right)}$$

dove: G_0 è la rigidezza a taglio in campo dinamico, $a = 3/7$,
 $\gamma_{0.7}$ è la deformazione a taglio in corrispondenza della quale G_0 si riduce al 70% del suo valore iniziale.

- Il legame funzionale fra G_0 e lo stato tensionale è espresso dalla seguente relazione:

$$G_0 = G_{0ref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

$$\gamma_{0.7} = 1/(9 \cdot G_{0ref}) \cdot [(2c'(1 + \cos(2\varphi')) - \sigma'_1(1 + Ko)\sin(2\varphi'))]$$

dove $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,
 σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,
 G_{0ref} è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),
 m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale,
 G_0 è il modulo di rigidezza a taglio alla tensione σ'_{min} .

Nel seguente capitolo saranno compiutamente definiti tutti i parametri di modello utilizzati per le varie unità geotecniche, determinati alla luce della caratterizzazione geotecnica di dettaglio esposta nel precedente capitolo.

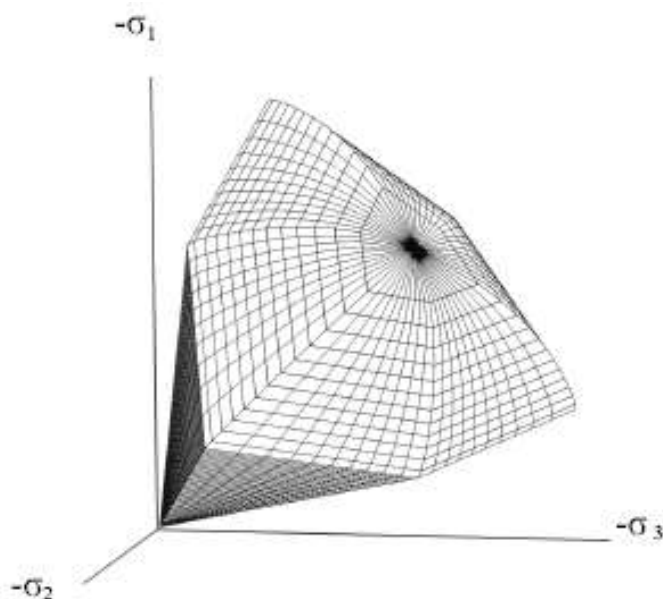


Figura 5. Superficie di snervamento chiusa (Hardening Soil model)

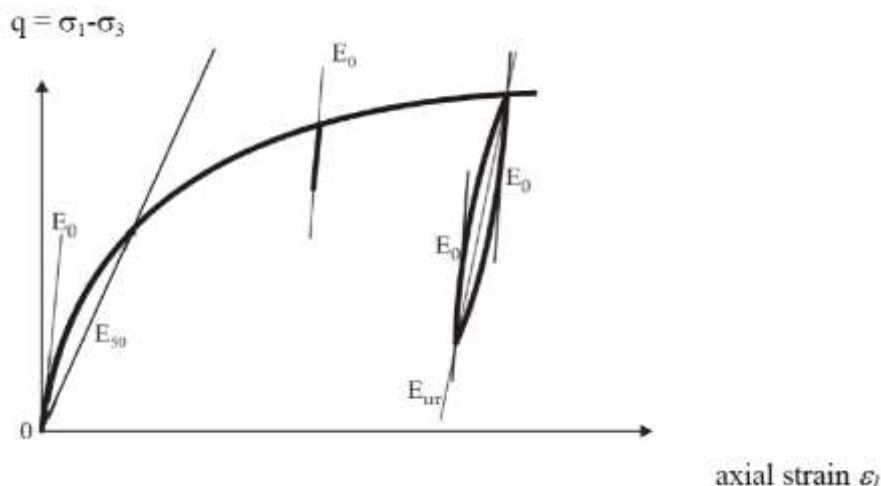


Figura 6 Definizione di E_0 , E_{50} e E_{ur} nel modello costitutivo "HSSmall"

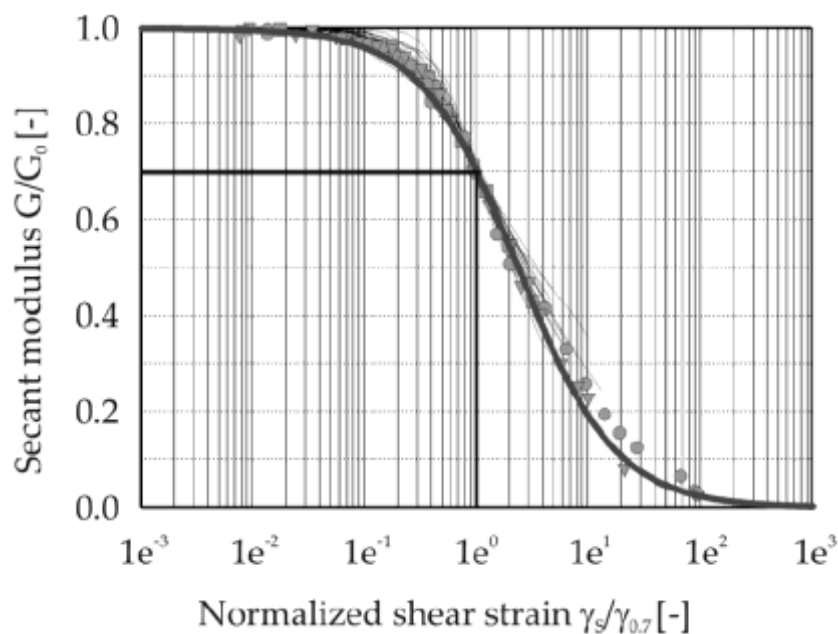


Figura 7. Riduzione del modulo G_0 in funzione di γ .

3.4 PARAMETRI DI PROGETTO

I parametri geotecnici di progetto delle unità implementate nel modello FEM sono mostrati nella seguente tabella, per il legame costitutivo HS-Small precedentemente descritto, cui si rimanda per la simbologia. I parametri generali e di resistenza sono tratti dalla Relazione Geotecnica (cfr. [DR 1.]), mentre i parametri di deformabilità sono tarati in modo da assecondare in modo cautelativo i risultati delle prove geofisiche MASW e DH, come mostrato in Figura 8.

Tabella 3. Parametri di progetto delle unità geotecniche (HS-Small)

		UG1A	UG2A_1	UG2B_1	UG2B_2	BR
γ	kN/m ³	20	20	19	19	20
k_0		0.38	0.41	0.58	0.58	0.41
$E_{50,ref}$	MPa	56.1	112.5	111.3	106.9	936
$E_{Oed,ref}$	MPa	75.5	151.4	149.8	143.9	1260
$E_{UR,ref}$	MPa	140.3	281.3	278.3	267.3	2340
m	-	0.23	0	0.75	0	0
c'	kPa	0.001	0.001	5	10	100
φ'	°	38	36	25	25	36
γ_{07}	-	8.01E-05	2.50E-04	1.80E-04	2.50E-04	3.77E-04
G_{Oref}	MPa	270.0	540.8	535.4	513.8	4500
k_x	m/s	1.00E-03	2.50E-03	1.00E-07	1.00E-07	1.00E-07
k_y	m/s	1.00E-04	2.50E-04	1.00E-08	1.00E-08	1.00E-07

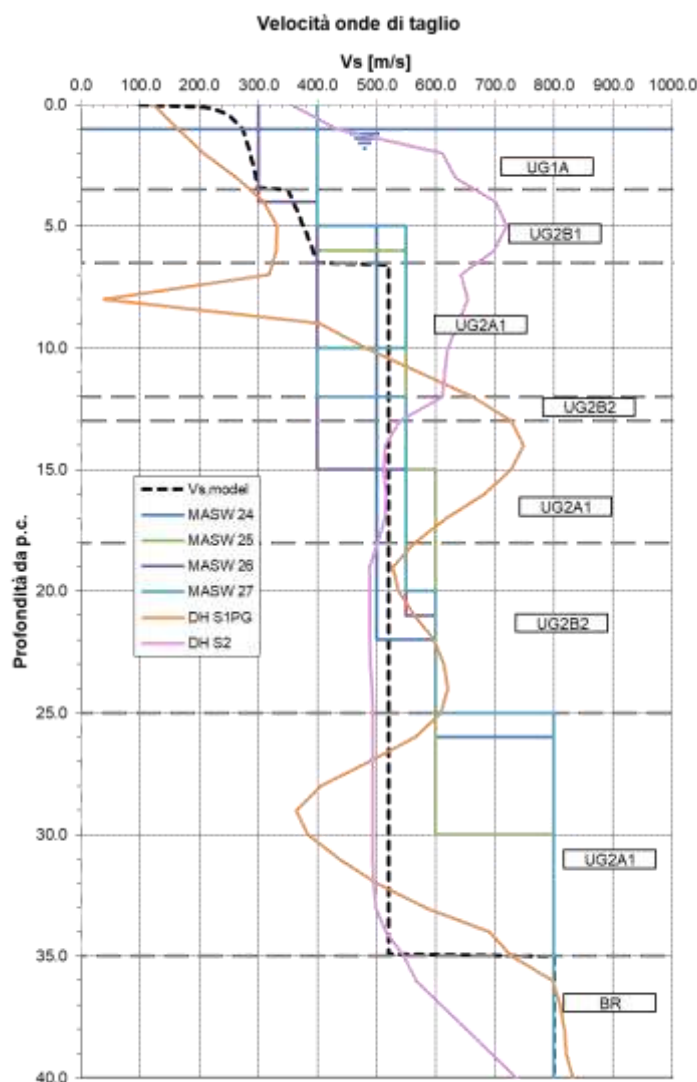


Figura 8. Andamento delle onde di taglio di progetto e risultati prove geofisiche

Il trattamento colonnare jet-grouting previsto in progetto si configura con disposizione geometrica regolare ripetitiva di elementi colonnari DN 1500 mm sia isolati che compenetrati. Il trattamento si spinge fino a 16.0 m sotto il piano di fondazione del manufatto interessando terreni prevalentemente ghiaioso-sabbiosi (Unità UG2a), attraversando lo strato limoso-argilloso (Unità UG2b). Le percentuali di trattamento, valutate come rapporto tra l'area delle colonne e quella del terreno originale, è generalmente compresa tra 45-50%, in funzione delle geometrie di progetto; per la sezione in esame si considera pari al 45%.

Il materiale colonnare cementato viene caratterizzato mediante il criterio Mohr-Coulomb, con angolo di resistenza al taglio uguale a quello del terreno naturale e coesione equivalente valutata in base alle caratteristiche di resistenza del materiale cementato. Tracciando i cerchi di Mohr rappresentativi della resistenza a compressione uniassiale del materiale cementato (UCS) si possono determinare gli inviluppi di rottura graficamente come rappresentati nella seguente figura. La corrispondente espressione analitica che determina l'incremento di coesione equivalente è la seguente:

$$c'_{eq,k} = \frac{\sigma_c \cdot (1 - \sin \varphi'_k)}{2 \cdot \cos \varphi'_k}$$

dove σ_c (= UCS) è la resistenza a compressione mono-assiale media attesa in sito per il volume colonnare dopo il trattamento, pari a:

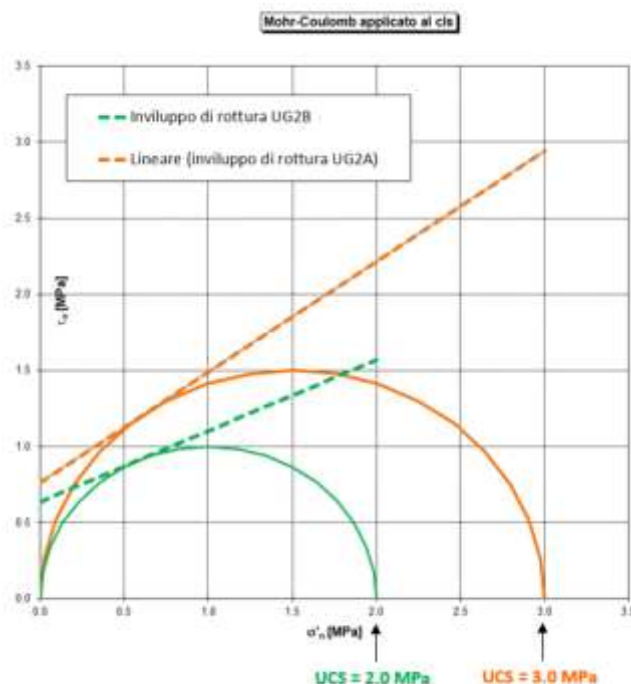
$\sigma_c = 3.0$ MPa per l'unità UG2-a (unità prevalentemente ghiaioso-sabbiosa)

$\sigma_c = 2.0$ MPa per l'unità UG2-b (unità prevalentemente limoso-argillosa)

Nella seguente tabella si riportano i parametri di resistenza equivalenti per il materiale cementato corrispondenti alle due unità geotecniche di interesse progettuale.

Jet-Grouting			
Modello Mohr Coulomb			
		JT-UG2A	JT-UG2B
γ	kN/m ³	20	19
c'	kPa	764	956
φ'	°	36	25
E	MPa	900	900

Il modulo di rigidezza del materiale trattato è stato considerato pari a $300 \times \sigma_c$, ed il suo peso di volume è stato considerato uguale a quello del terreno naturale, come sperimentato in numerose applicazioni reali.



Passando dall'elemento colonnare all'elemento di volume, si determinano i parametri medi equivalenti mediante l'espressione:

$$E_{eq} \approx E_t + E_c \cdot \frac{A_c}{A}$$

$$c'_{eq} \approx c'_t + c'_c \cdot \frac{A_c}{A}$$

dove il pedice "t" sta ad indicare le caratteristiche del terreno originale, il pedice "c" quelle del trattamento colonnare ed il rapporto A_c/A la percentuale areale del trattamento. Nel caso in esame si ottengono i seguenti parametri di resistenza equivalenti ($A_c / A = 45\%$):

Trattamento Jet-Grouting			
$A_c / A = 45\%$			
		UG2A+JG	UG2B+JG
γ	kN/m ³	20.0	19.0
c'	kPa	344	292
ϕ'	°	36	25
E	MPa	466.9	328.8

La permeabilità del materiale trattato è stata cautelativamente considerata pari a quella del terreno naturale, trascurando completamente l'effetto di barriera idraulica previsto in progetto per il taglione ubicato sotto la fondazione.

La diga è modellata anch'essa con elementi finiti piani, ma con legame costitutivo elastico-lineare, con $\gamma = 23.5$ kN/m³, $E = 33$ GPa, $\nu = 0.2$.

Il legame costitutivo *HS-Small* implementato per il terreno adotta un comportamento alle piccole deformazioni, con un modulo iniziale che viene ridotto in funzione della deformazione tangenziale sviluppata dai singoli elementi finiti piani, come mostrato in Figura 7. La Figura 9 mostra le curve di decadimento effettivamente implementate nell'analisi. A tale

legge corrisponde una legge di attenuazione delle sollecitazioni tangenziali sviluppate nel terreno (*damping* dell'onda sismica) intrinseca nel legame costitutivo, per via dei cicli isteretici τ - γ che si instaurano ad ogni ciclo di carico-scarico (cfr. Figura 10).

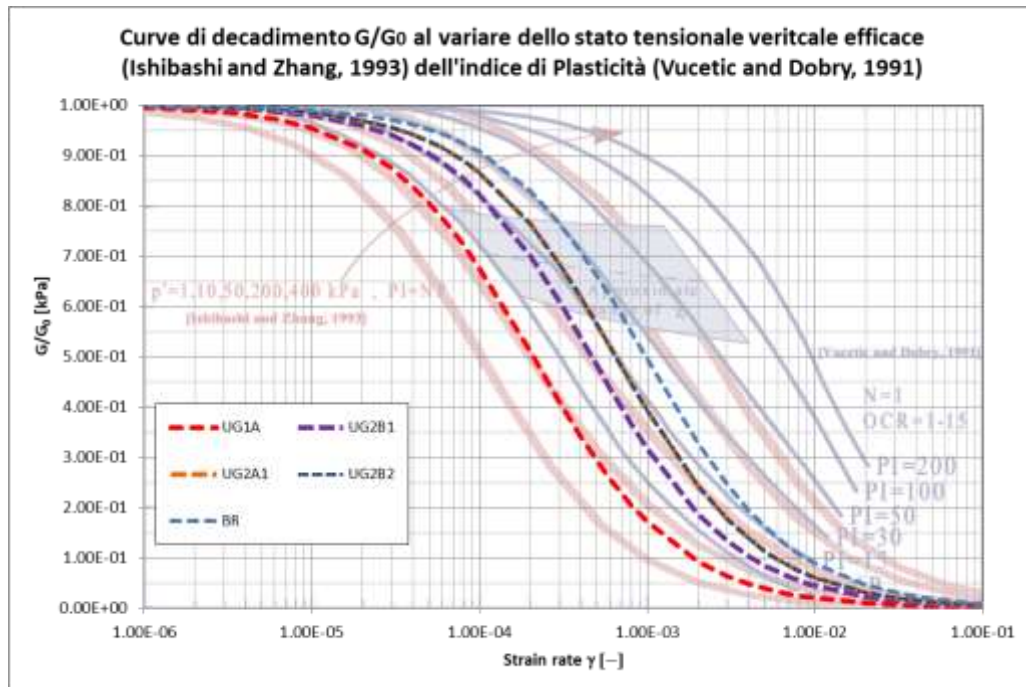


Figura 9. Curve di decadimento G/G_0 al variare di γ , per le varie unità geotecniche

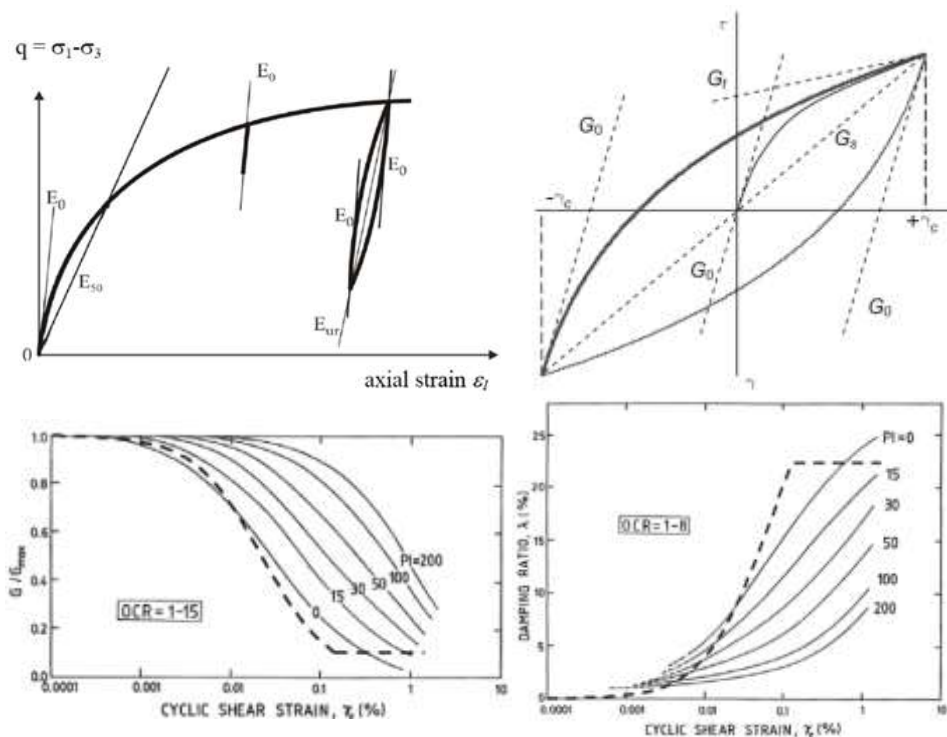


Figura 10. Descrizione del comportamento dissipativo intrinseco del legame costitutivo HS-Small

3.5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

L'accelerazione di progetto per suolo di tipo A (bad-rock), allo SLC, è:

$$PGA = 0.27 \cdot g$$

L'analisi dinamica è eseguita implementando n.7 accelerogrammi mostrati dalle seguente immagine, selezionati come spettro-compatibili in coformità allo studio sismo-tettonico di riferimento,.

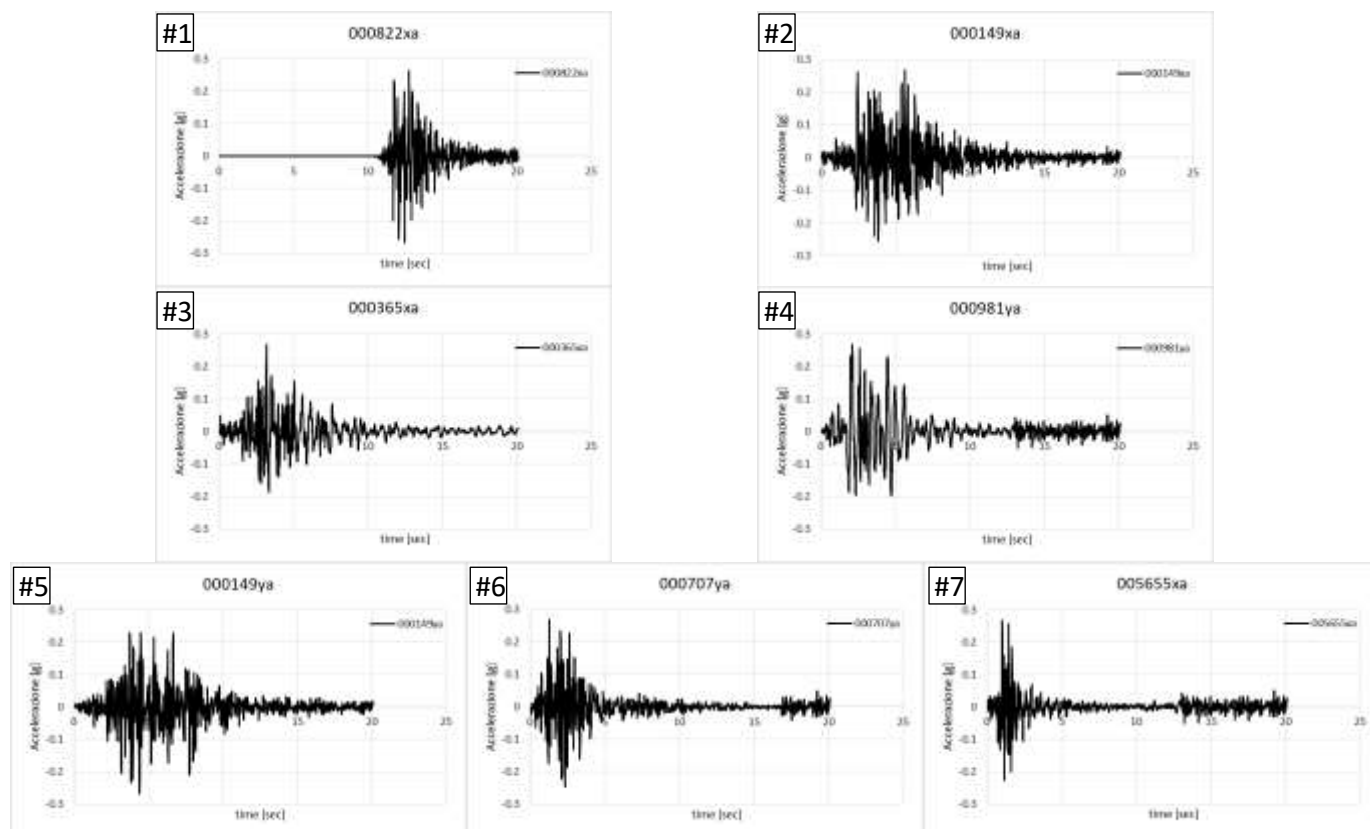


Figura 11. Accelerogrammi di progetto

Gli accelerogrammi sono stati filtrati per le frequenze molto basse (≤ 0.2 Hz) ed è stata applicata la “*Baseline Correction*”. Tale procedura consente di controllare e ripulire il segnale da eventuali errori sistematici causati dalla non corretta calibrazione dello strumento di misura o da vibrazioni indesiderate. Nella figura sotto si riporta un esempio dell'elaborazione effettuata sul segnale di un accelerogramma.

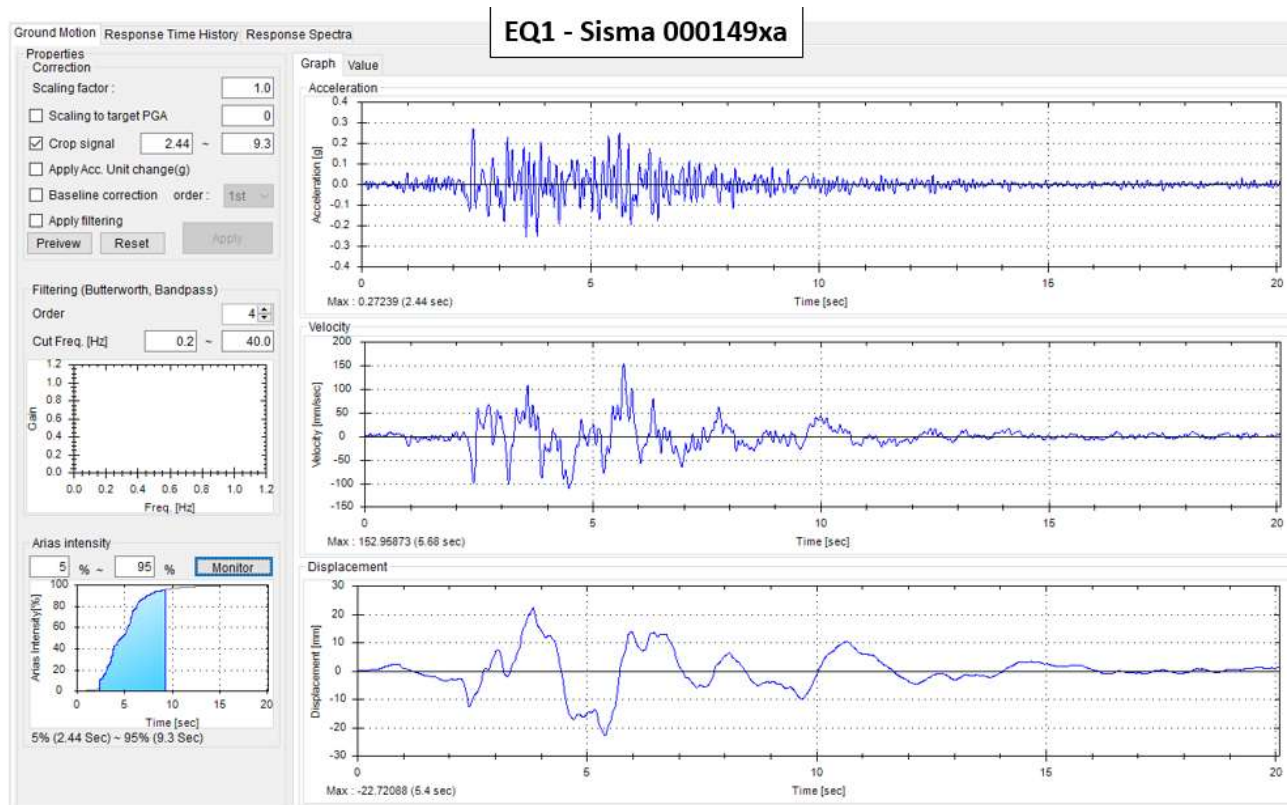


Figura 12. Accelerogrammi di progetto: esempio pretrattamento del segnale

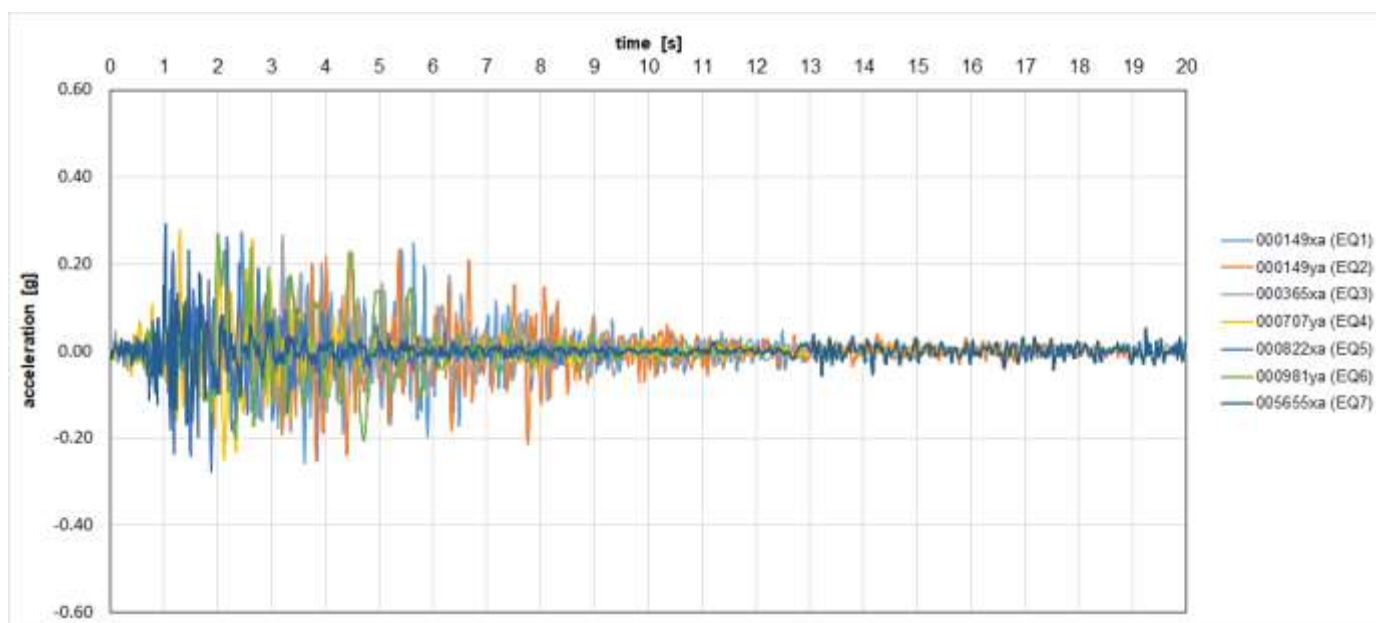


Figura 13. Accelerogrammi di progetto

3.6 FASI DI CALCOLO

Il modello implementa le seguenti fasi di calcolo:

- Fase 1. Inizializzazione geostatica del terreno naturale
- Fase 2. Realizzazione dell'opera nelle condizioni di lungo termine quasi permanenti (falda a quota +130.9 m s.l.m.)
- Fase 3. Simulazione dell'evento di piena con la condizione di massimo invaso (livello idrico di monte a quota +144.9 m s.l.m.). Analisi del processo di filtrazione da monte verso valle, fino al raggiungimento della condizione stazionaria.
- Fase 4. Analisi dinamica, tramite implementazione dei 7 accelerogrammi di progetto
- Fase 5. Esecuzione dell'analisi di stabilità globale, tramite ϕ' - c' -reduction

Nelle seguenti immagini sono mostrate le principali fasi di calcolo.

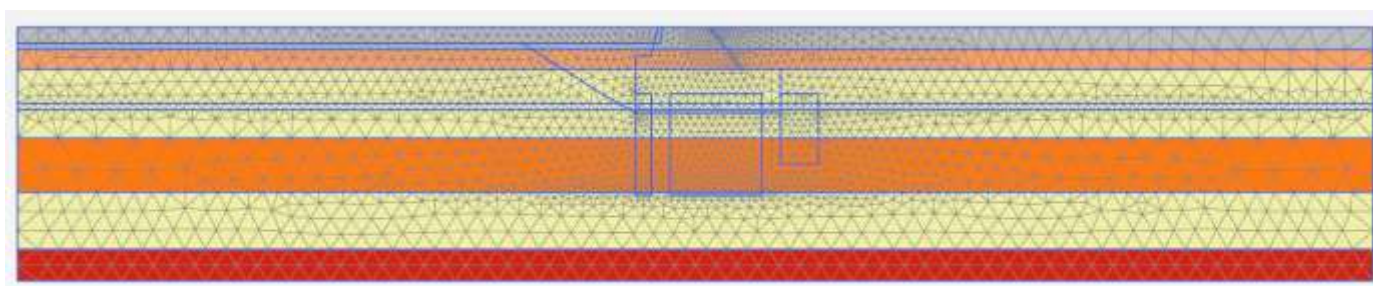


Figura 14. Inizializzazione geostatica

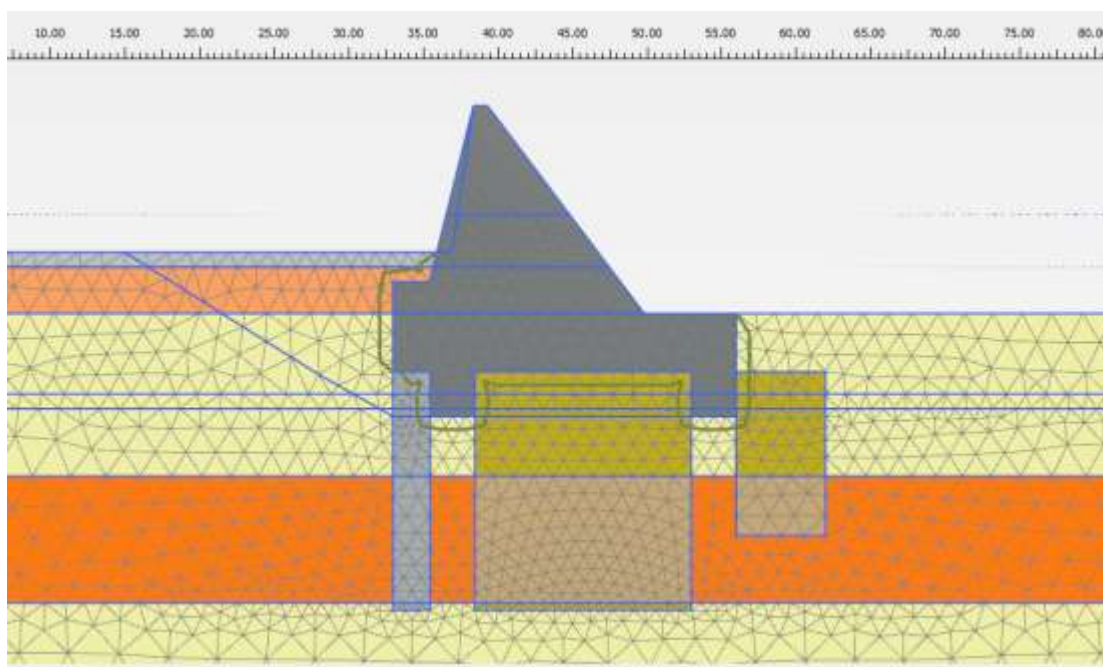


Figura 15. Configurazione di lungo termine

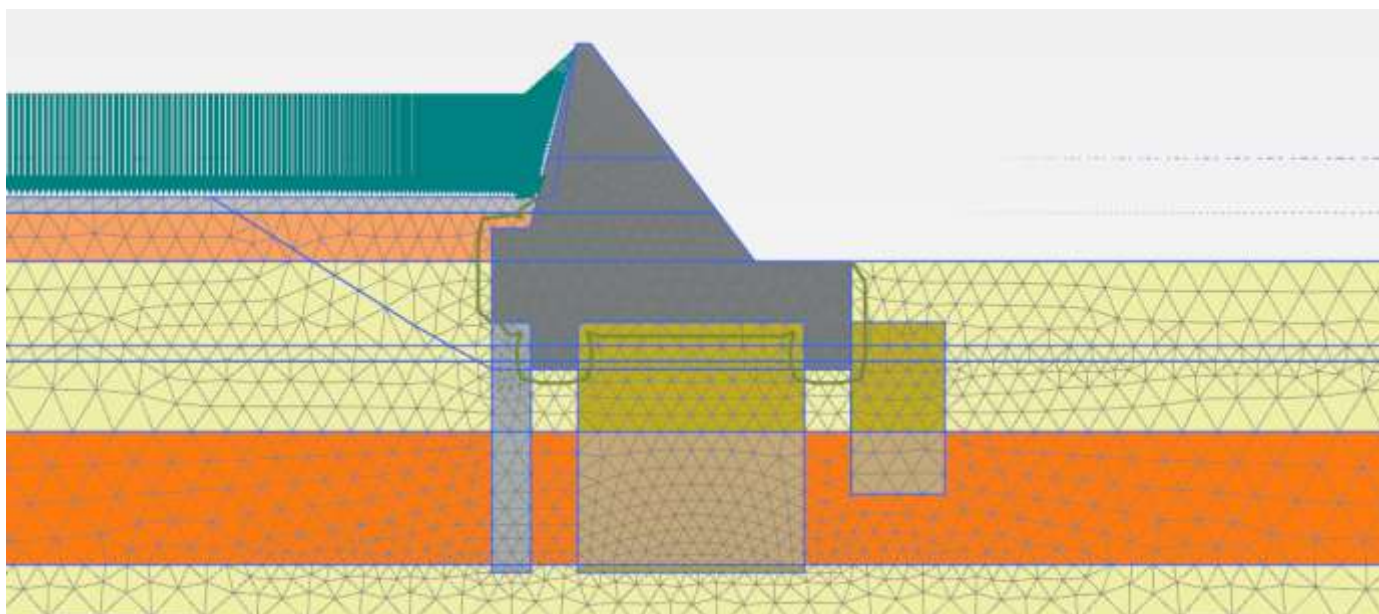


Figura 16. Simulazione evento di massimo invaso

3.7 SPINTA IDROSTATICA E IDRODINAMICA

La distribuzione delle pressioni interstiziali nella fase statica che simula l'evento di massimo invaso, è valutata tramite una analisi di filtrazione disaccoppiata, il cui esito è mostrato dalle seguenti immagini.

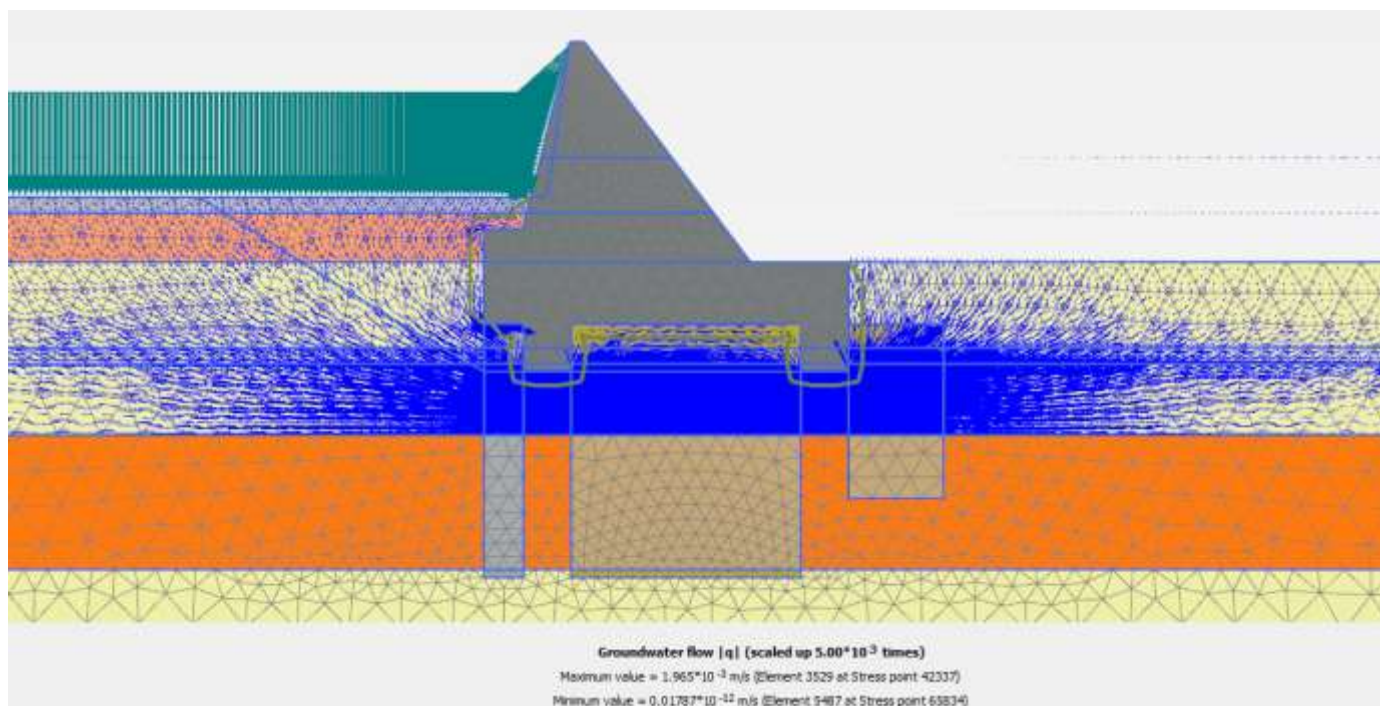


Figura 17. Diagramma vettoriale dei flussi idraulici in seguito all'analisi di filtrazione

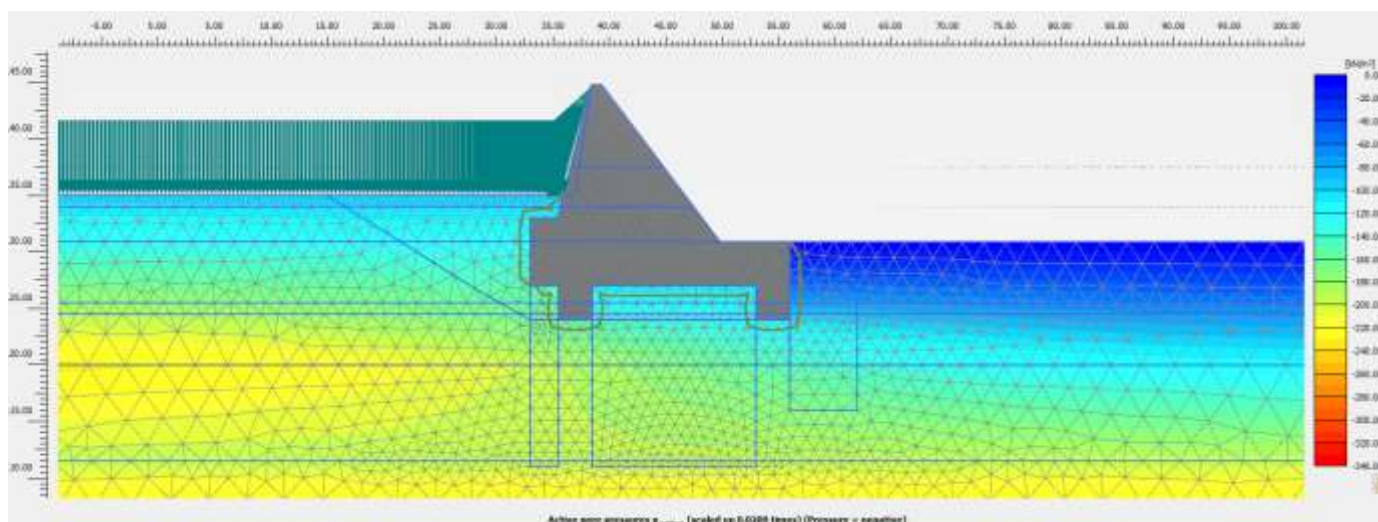


Figura 18. Distribuzione delle pressioni neutre

La distribuzione di pressioni neutre così ottenuta è mantenuta durante l'analisi dinamica. In aggiunta ad essa si applica una spinta idrodinamica, data da una massa aggiuntiva equivalente all'altezza d'acqua posta sul bordo interno del manufatto (poiché il software non considera il fluido esterno al terreno con la sua massa ma solo come carico idraulico). Tale massa è implementata variando localmente la massa del manufatto (triangolo rosso nella seguente immagine).

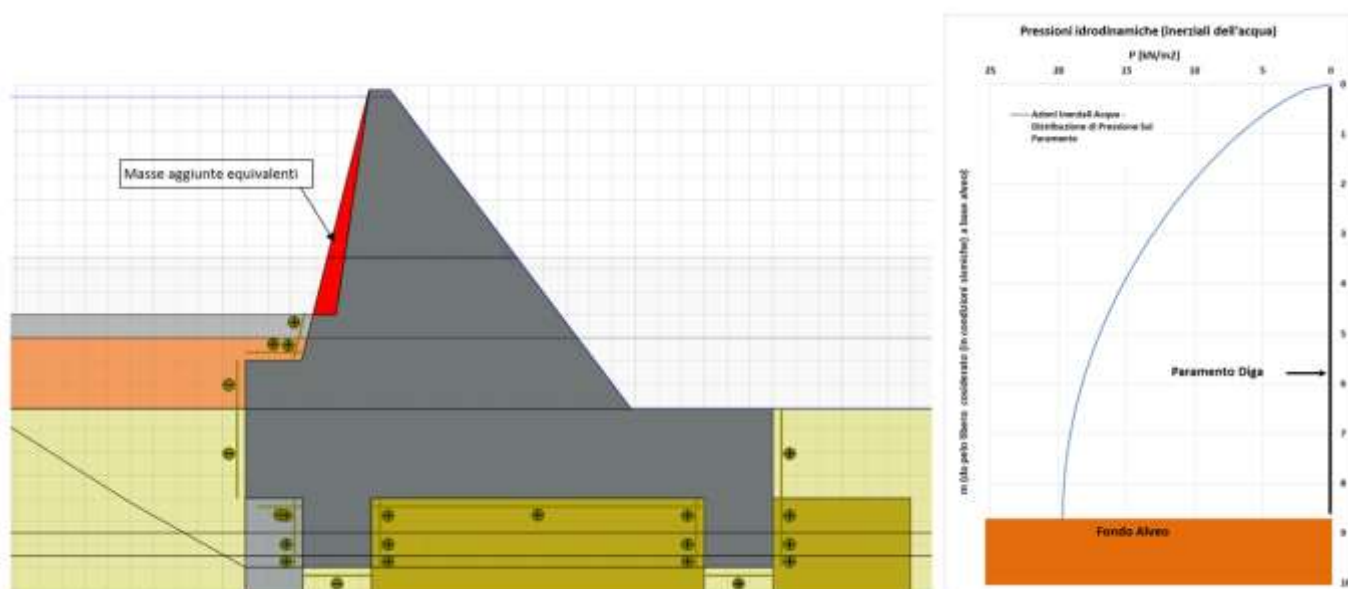


Figura 19. Spinta idrodinamica

3.8 RISULTATI

Come sopra menzionato, l'input sismico (7 accelerogrammi SLC) è applicato alla base del modello attraverso una time history di spostamenti imposti.

La mesh di calcolo è stata predisposta mediante punti di controllo numerico per valutare la storia di spostamenti, accelerazioni e velocità durante l'azione del sisma, in alcuni punti di interesse. I punti di controllo considerati sono i seguenti (vedasi figura seguente):

- nel Bedrock: punti B1 e B2 rispettivamente alla base ed alla sommità dello strato (per il controllo del corretto input sismico);
- superficiali: punti 3 e 4 sufficientemente lontani dall'opera per verificare gli effetti di amplificazione del sito
- sulla Diga: punti D5 e D6 per controllare gli spostamenti sismici della diga durante il sisma e determinare gli spostamenti irreversibili post-sismici.

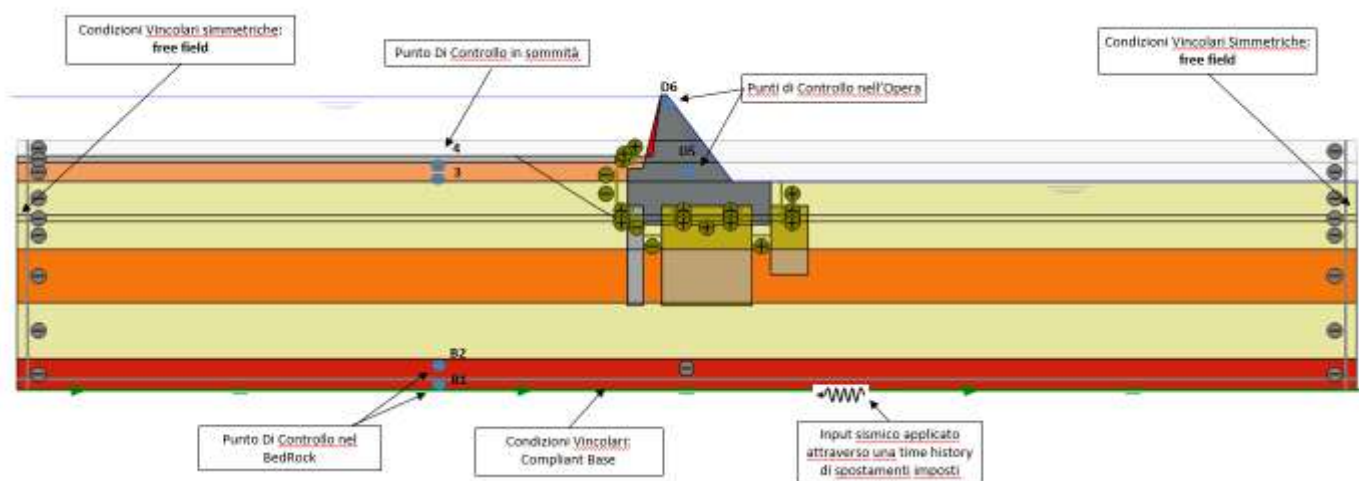


Figura 20. Schema del modello dinamico con individuazione dei punti di controllo numerico

Nella seguente figura si mostrano gli accelerogrammi registrati a p.c. (Punto di Controllo 3, a circa 1 m di profondità da p.c.). La PGA ottenuta come media dei 7 picchi registrati per ciascun accelerogramma è pari a 0.39 g, in buon accordo con il valore di progetto atteso in sito sulla base dello studio sismo-tettonico e di risposta sismica locale SLC (per i dettagli dello studio si rimanda all'apposito documento):

$$PGA = 0.361 \text{ g}$$

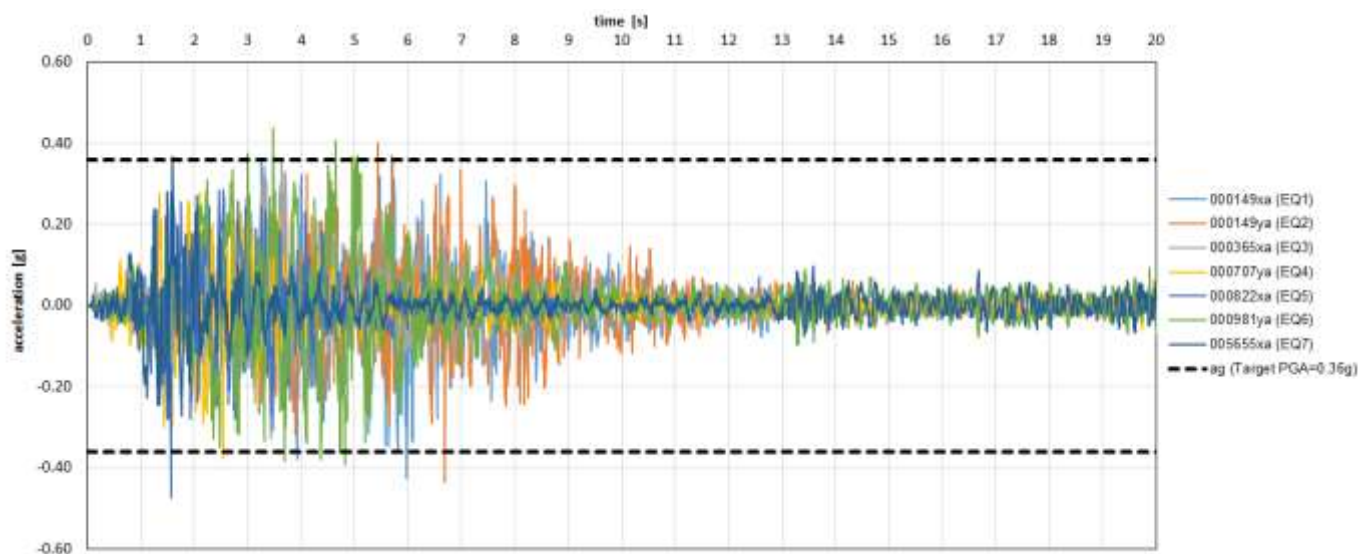


Figura 21. Accelerogrammi ottenuti sul p.c.

Nelle seguenti immagini sono mostrati i principali risultati in termini di spostamenti, plasticizzazioni e stabilità dell'opera, in seguito all'analisi dinamica.

In Figura 22 sono individuati i punti di controllo numerico predisposti sul manufatto, per cui in Figura 23 e Figura 24 sono rappresentate le *histories* rispettivamente dello spostamento verticale e orizzontale. Si può notare come lo spostamento verticale sia sempre di segno negativo, quindi verso il basso, e come il suo valore assoluto sia sempre crescente con l'avanzare del sisma e si stabilizzi ad un valore finale nella coda del sisma, che solitamente presenta accelerazioni più modeste rispetto a quelle di picco. Gli spostamenti orizzontali presentano un andamento più irregolare, ma con valori prevalenti e finali sempre positivi, quindi verso valle. Lo spostamento orizzontale irreversibile, valutato al termine degli eventi sismici è il seguente:

$u_{y,max} = 0.2$ cm cedimento verticale massimo

$u_{X,med} = 2-3$ cm medio per gli accelerogrammi

$u_{X,max} = 5-6$ cm spostamento massimo per l'accelerogramma #6

Si tratta di valori compatibili con la funzionalità dell'opera. Per l'accelerogramma #6, maggiormente gravoso, si riporta inoltre:

- il diagramma vettoriale degli spostamenti totali finali (Figura 25) ed i loro valori numerici a mappe di colore (Figura 26), che non evidenzia alcuna superficie critica di potenziale scorrimento e valori massimi di ordine decimetrico nel cuneo di spinta nel terreno a monte dell'opera;
- la deformata qualitativa, amplificata 50 volte, del manufatto (Figura 27), che evidenzia la cinematica del deformativa del sistema;
- la storia della plasticizzazione durante l'input sismico distribuita in maniera diffusa a monte e a valle dell'opera (Figura 28) e la plasticizzazione alla fine dell'input sismico che è quasi del tutto assente (Figura 29);

Le analisi dinamiche mostrano che il sisma origina un moto del sistema geotecnico ben lontano dall'instabilità. Infatti, la diga mostra spostamenti orizzontali irreversibili contenuti, di ordine centimetrico.

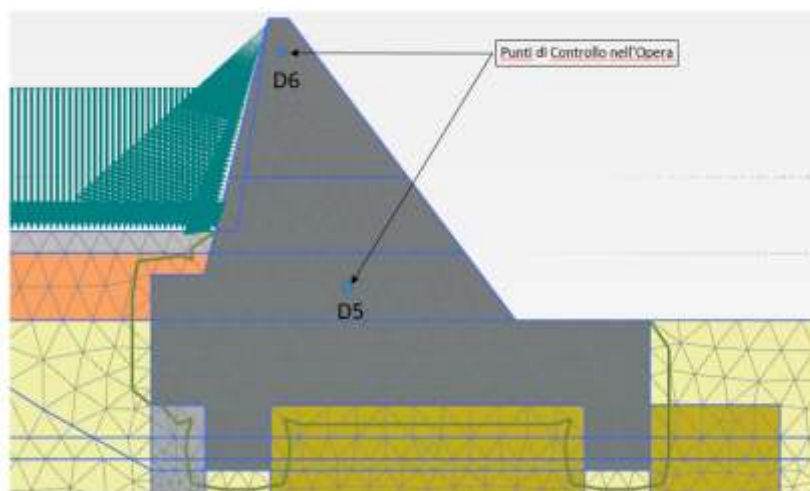


Figura 22. Punto di controllo numerico

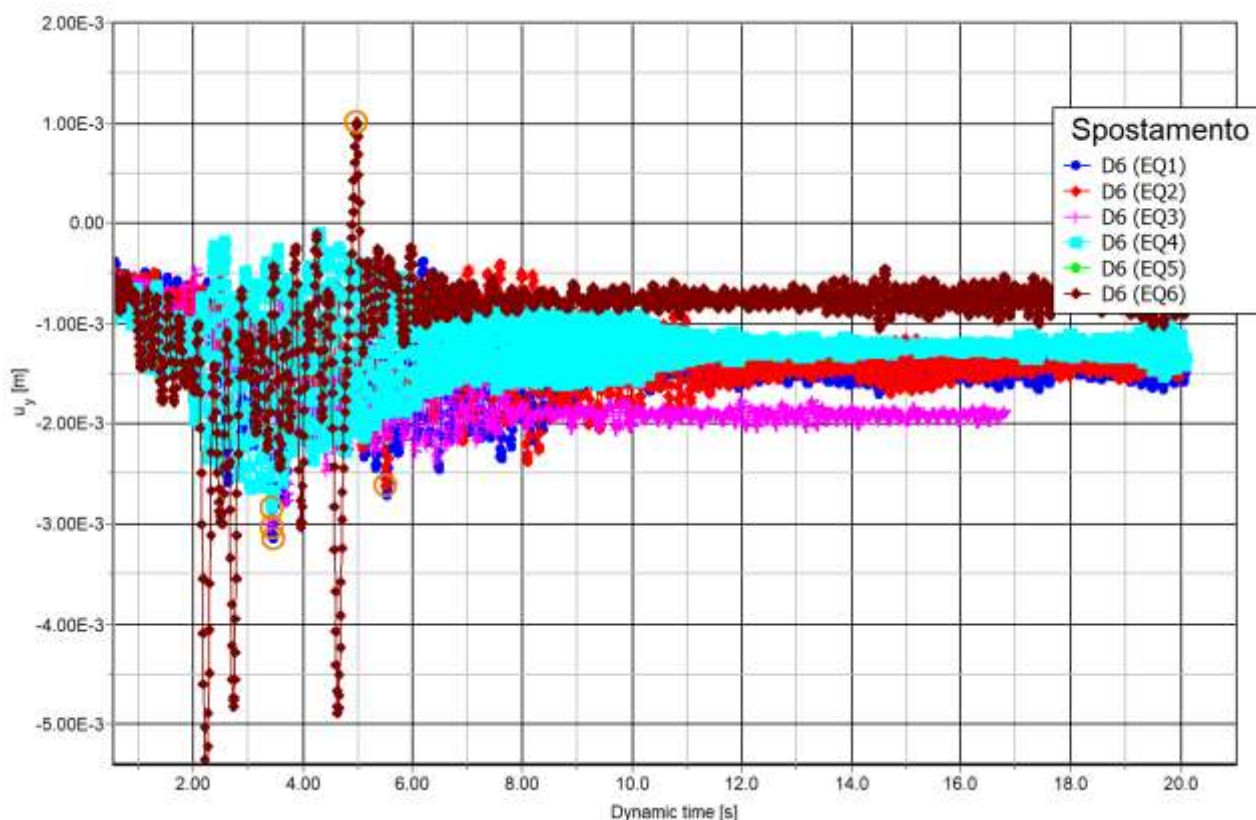


Figura 23. Spostamenti verticali del punto di controllo numerico a testa opera

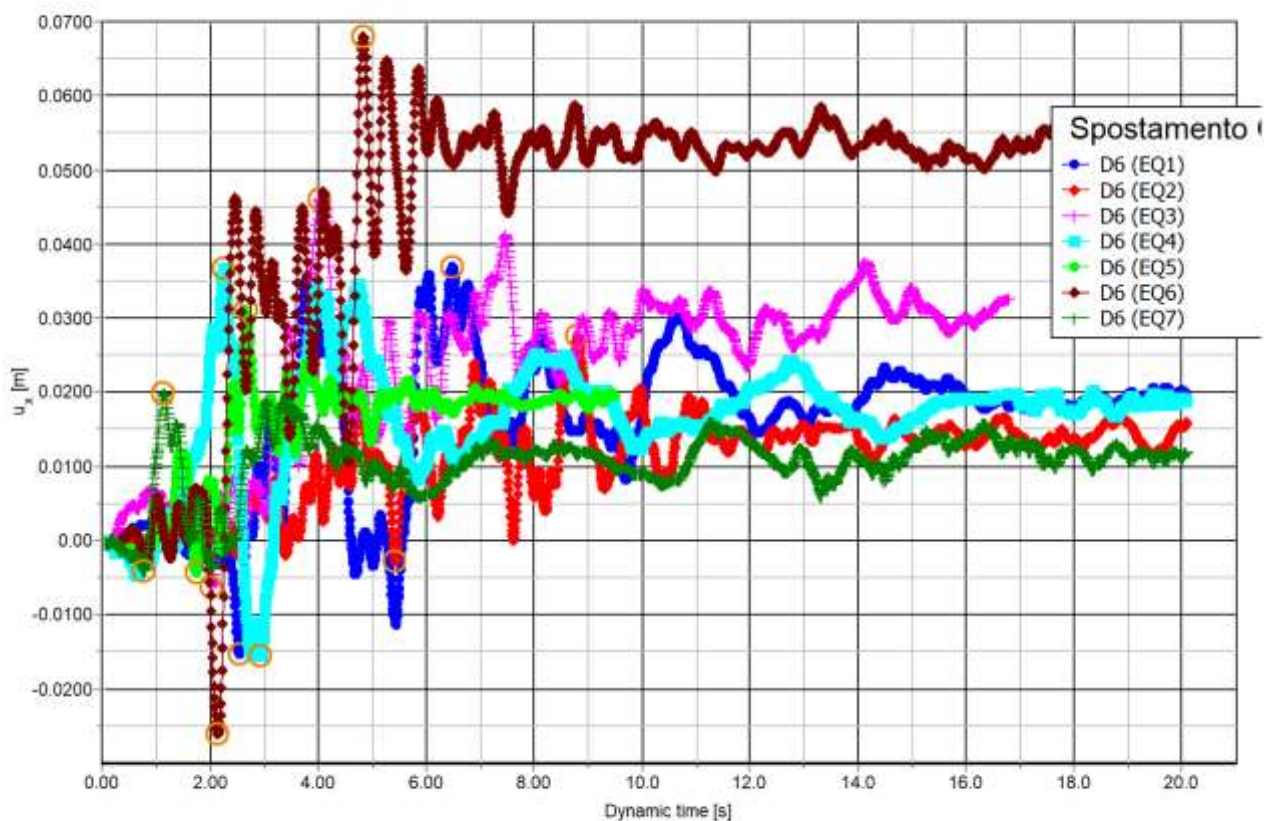


Figura 24. Spostamenti orizzontali del punto di controllo numerico a testa opera

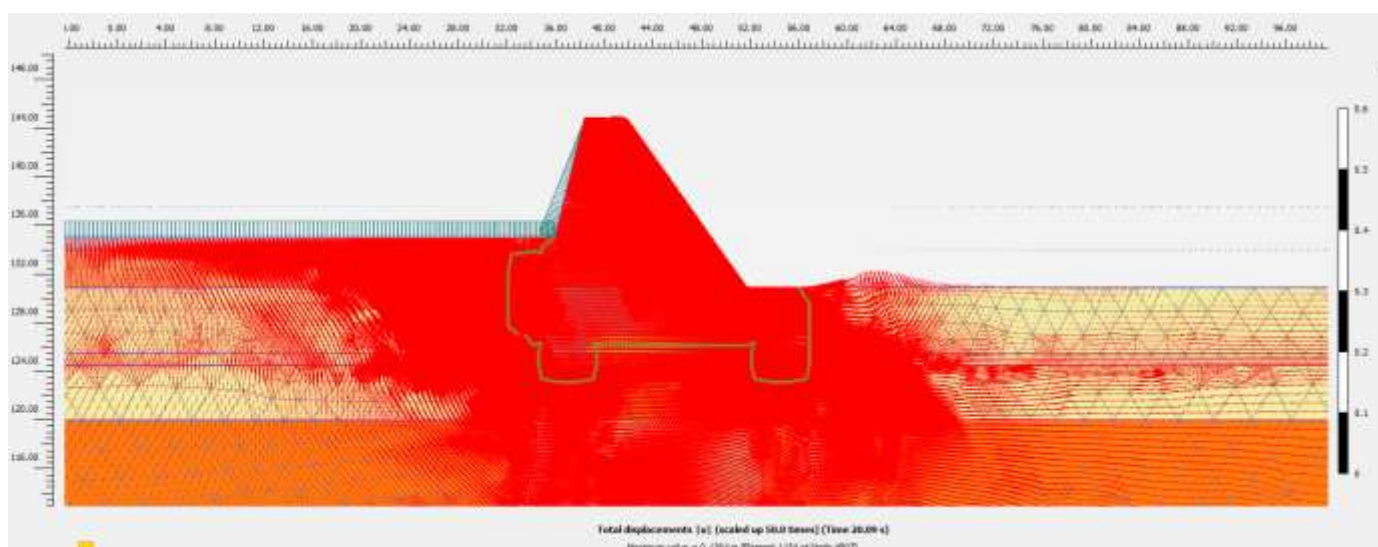


Figura 25. Sisma #6. Diagramma vettoriale spostamenti finali

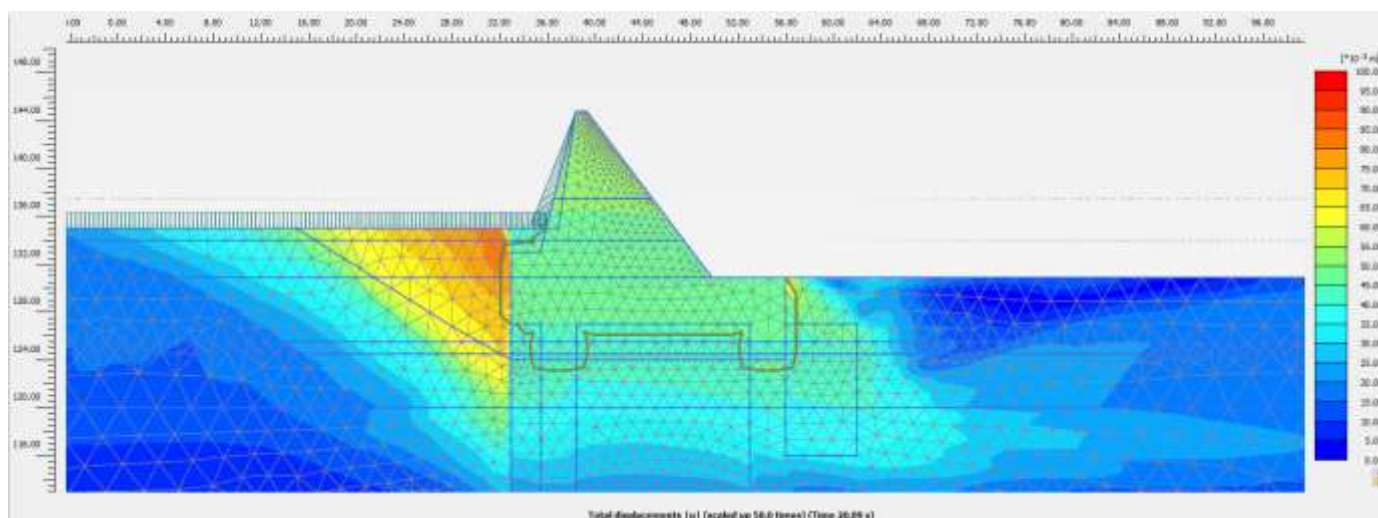


Figura 26. Sisma #6. Spostamenti totali finali

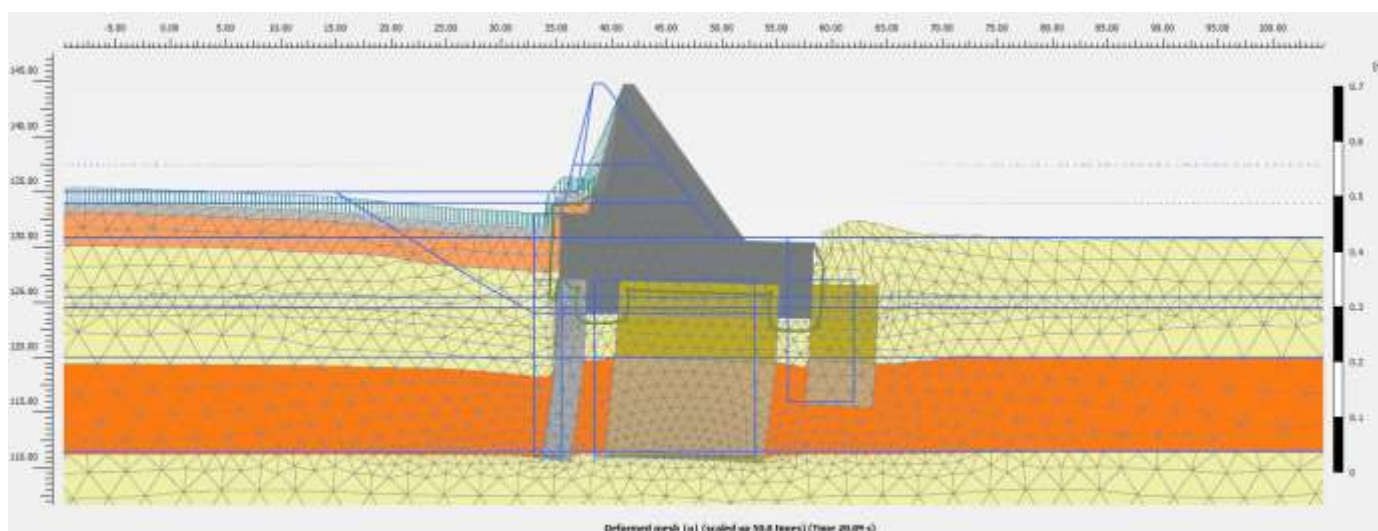


Figura 27. Sisma #6. Deformata finale amplificata 50 volte

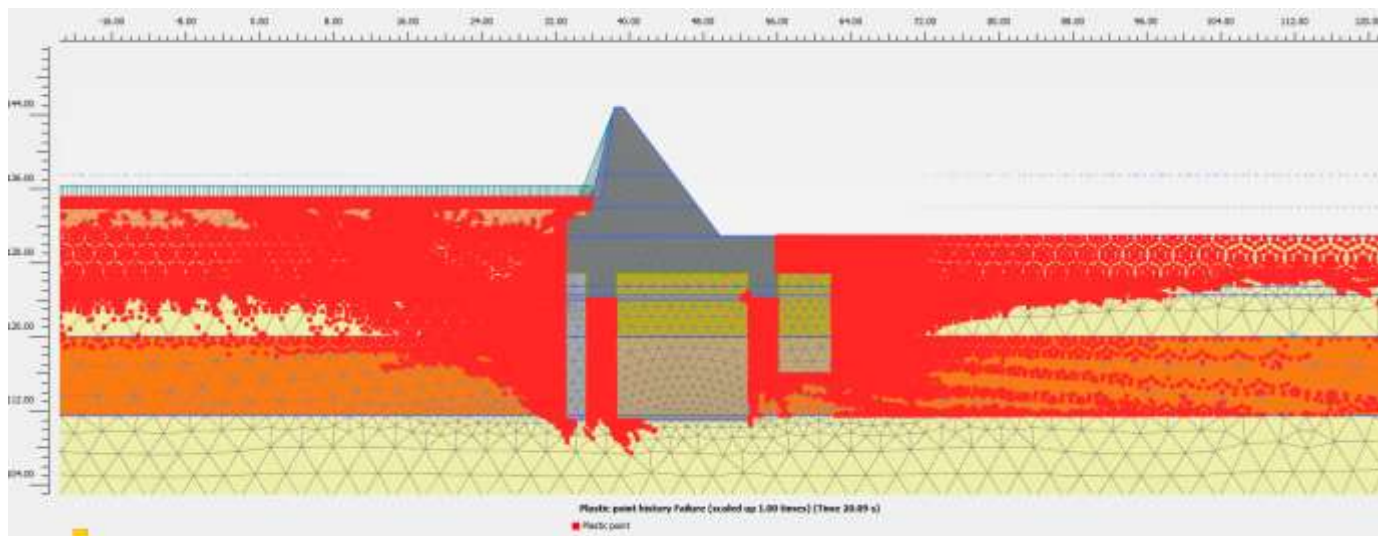


Figura 28. Sisma #6. Storia dei punti di plasticizzazione durante l'analisi

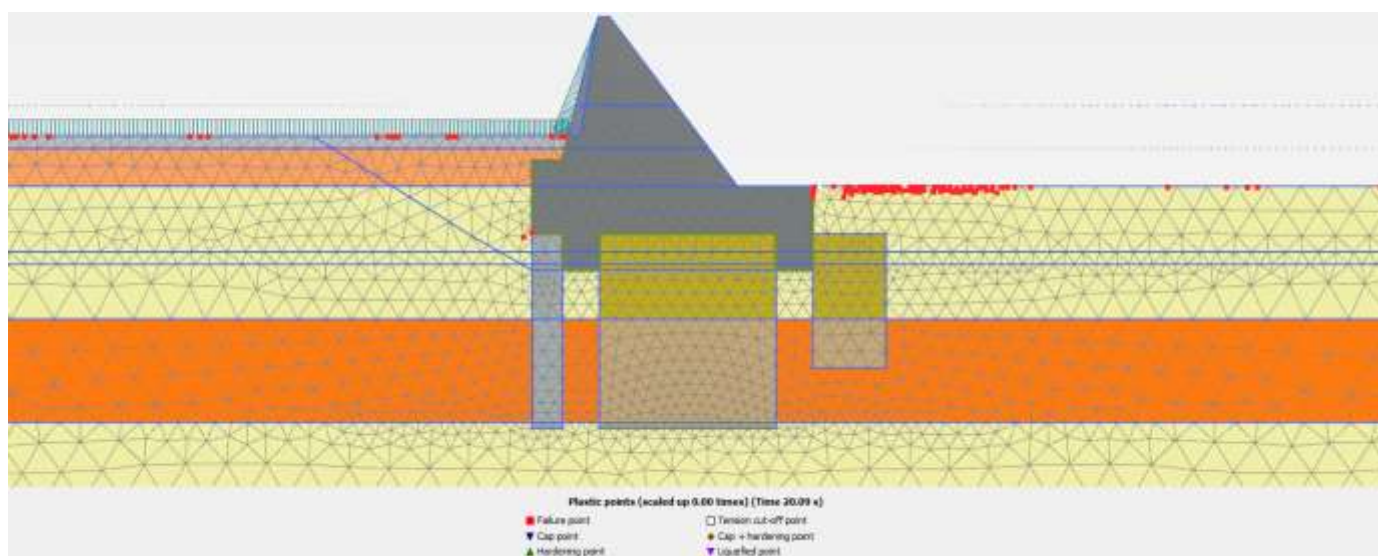


Figura 29. Sisma #6. Punti di plasticizzazione alla fine dell'analisi

4. CONCLUSIONI

Sono state eseguite modellazioni dinamiche al passo mediante il codice di calcolo Plaxis 2D, che ha tenuto conto delle caratteristiche geometriche dell'opera, delle relative condizioni idrauliche in esercizio e delle condizioni geotecniche e sismiche attese in sito.

In conformità allo studio sismo-tettonico di riferimento, sono stati individuati 7 accelerogrammi registrati, selezionati e scalati secondo il criterio di compatibilità con lo spettro elastico di riferimento SLC (Stato limite di Collasso).

Si è inoltre considerata la configurazione di massimo invaso, concomitante alla condizione sismica SLC.

Il modello sopra esposto riproduce la configurazione di progetto introducendo ipotesi semplificative e cautelative. In particolare è stata trascurata la presenza del taglione idraulico jet-grouting e della vasca in c.a. di dissipazione. Anche introducendo le ipotesi cautelative sopra descritte gli spostamenti accumulati al termine del sisma sono di ordine centimetrico, ben lontano dalle condizioni critiche di instabilità.