



COMUNE DI CORTONA

(Provincia di Arezzo)



NUOVE ACQUE S.p.A.

Località Poggio Cuculo, Patrignone 52100 - Arezzo - Tel.0575/339500 Fax. 0575/320289 - www.nuoveacque.it

INTERVENTI PER L'INCREMENTO DELLA SICUREZZA DELLA DIGA DI CERVENTOSA CIG: 9579036692



Elaborato	PROGETTO DEFINITIVO	Scala
R-05.1	RELAZIONE STRUTTURALE E FASCICOLO DI CALCOLO: DIGA	

Revisione	Nome file:	Data:	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
3 ^a						
2 ^a						
1 ^a	R-05.1_rev1.docx	Agosto 2023	Richiesta Integrazioni - nota istruttoria U.T.D. (FI) prot. Registro Ufficiale U.0010032.08-05-2023	Ing. Andrea Chiarini	Ing. Alessandro Berni	Ing. Remo Chiarini
emissione	R-05.1.docx	Gennaio 2023	1 ^a Emissione	Ing. Andrea Chiarini	Ing. Alessandro Berni	Ing. Remo Chiarini

Progettisti			Visto del committente
<p>Gruppo di lavoro:</p> <p>Ing. Remo Chiarini (Responsabile integrazione prestazioni specialistiche)</p> <p>Ing. Andrea Chiarini (Geotecnica e Strutture)</p> <p>Ing. Alessandro Berni (Idrologia, Idraulica, elaborati economici e piano particellare)</p> <p>Ing. Cosimo Convertino (Sicurezza)</p>			 II R.U.P.
<p>Consulenza tecnico scientifica per l'allestimento di modelli di calcolo strutturale: Prof. Ing. Andrea Benedetti</p>			<p>Ing. Remo Chiarini Ing. Andrea Chiarini Ing. Omar Milighetti</p>
<p>Topografia ed elaborazioni Gis e Cad: Ing. Elisa Lucioi; Geom. Meri Migliacci, Geom. Mario Sensi, Geom. Ugo Manganaro, Geom. Daniele Tellini</p>			
<p>Il presente elaborato, posto sotto tutela di legge, è stato redatto per conto di NUOVE ACQUE S.p.A. da CHIARINI ASSOCIATI Ingegneria Civile e Ambientale e, senza la preventiva autorizzazione scritta dell'autore, sono vietate la riproduzione, anche parziale, e la cessione a terzi estranei ai procedimenti autorizzativi o di appalto.</p>			
<p>Verifica e validazione eseguita secondo Norme UNI EN ISO 9001:2000 da Nuove Acque S.p.A.</p>			

SOMMARIO

1	Introduzione	5
2	Quadro normativo e materiale di riferimento	6
2.1	Normative vigenti	6
2.2	Documenti di riferimento	6
3	Caratterizzazione dei materiali e delle strutture	8
3.1	Ammasso roccioso di fondazione.....	8
3.2	Calcestruzzo costituente il cunicolo di ispezione.....	8
3.3	Acciaio strutturale delle membrature esistenti.....	10
3.4	Struttura muraria di contenimento del rockfill in malta cementizia e pietrame (paramento di monte).....	11
3.4.1	Schermo impermeabile esterno	15
3.5	Pietrame sciolto del corpo diga (rockfill).....	15
3.5.1	Inviluppo di rottura	15
3.5.2	Peso di volume	16
3.5.3	Comportamento tenso-deformativo.....	16
3.5.4	Modello elastoplastico HS-Small (Plaxis 2D)	17
3.6	Misto granulare stabilizzato 0/80 per il rinfilco di valle	22
3.6.1	Calcestruzzo C32/40 per il rinforzo dello schermo di monte	23
4	Implementazione dei modelli numerici atti alla verifica in condizioni statiche e sismiche della diga.....	24
4.1	Generalità e criteri di analisi.....	24
4.2	Caratteristiche dei software adottati per le analisi numeriche.....	26
4.2.1	STAP full 16 – Software per la verifica con il metodo dell’equilibrio limite (LEM)	26
4.2.2	Straus 7 – versione 2.1 – Software ad elementi finiti per la modellazione strutturale 3D	26
4.2.3	Plaxis 2D – Software per la modellazione agli elementi finiti in ambito strutturale-geotecnico	27
4.3	Carichi esterni.....	29
4.3.1	Peso proprio	29
4.3.2	Carichi permanenti portati	29
4.3.3	Spinta idrostatica ed azione inerziale dell’acqua	29
4.4	Azione sismica.....	31
5	Analisi all’equilibrio limite – modellazione e risultati.....	35
5.1	Criteri di modellazione	35
5.1.1	Parametrizzazione dei materiali	36
5.2	Carichi di progetto.....	37
5.2.1	Azioni sismiche di progetto.....	37
5.2.2	Combinazioni di verifica e coefficienti di sicurezza	38
5.3	Verifiche di stabilità.....	39
5.3.1	Paramento di valle.....	39
5.3.2	Paramento di monte	42
5.3.3	Stima degli spostamenti post sismici con il metodo di Newmark	44

6	Modello FEM bidimensionale – Plaxis 2D	46
6.1	Caratteristiche generali dei modelli numerici di calcolo	46
6.2	Condizioni al contorno	47
6.3	Carichi di progetto e combinazioni di carico	48
6.4	Analisi di accrescimento (staged construction).....	49
6.5	Analisi statiche.....	50
6.5.1	Deformazioni del corpo diga indotte dai carichi statici	50
6.5.2	Analisi di stabilità in condizioni statiche	54
6.5.3	Sollecitazioni SLE e SLU del manto di tenuta in condizioni statiche	55
6.6	Analisi dinamiche FEM 2D	61
6.6.1	Stato limite di collasso – deformazioni residue	61
6.6.2	Stato limite di collasso – Azioni sulle membrature dello schermo di tenuta.....	67
6.6.4	Stato limite di danno – deformazioni residue	71
6.6.5	Stato limite di danno – Azioni sulle membrature dello schermo di tenuta.....	73
7	Modello FEM 3D – Straus 7.....	75
7.1	Studio analitico della performance della diga	75
7.2	Modello per l'analisi della diga	78
7.3	Formulazione del modello numerico 3D	78
7.4	Analisi dei carichi e combinazioni di carico	82
7.5	Risultati dell'analisi della diga	82
7.5.1	Rappresentazione dei campi di spostamento	83
7.5.2	Valutazione dello stato di compattazione iniziale	86
7.6	Verifiche di resistenza dei costituenti la diga.....	89
7.6.1	Verifiche di resistenza dei materiali sciolti.....	89
7.7	Sollecitazioni sul manto di tenuta.....	97
8	Verifiche dei nuovi elementi resistenti in c.a.	100
8.1	Nuovo manto di tenuta – verifiche SLU.....	100
8.2	Pali di fondazione del manto di tenuta	103
8.3	Verifica degli elementi di ancoraggio del nuovo manto di tenuta in c.a. al paramento in muratura esistente	105
8.3.1	Valutazione della resistenza della malta di ancoraggio	105
8.3.2	Valutazione della resistenza della muratura in pietra.....	106
8.3.3	Capacità resistente del singolo connettore	106
8.3.4	Sollecitazioni di progetto dei connettori.....	107
9	Conclusioni.....	109
10	Bibliografia.....	110

Allegato A: Dati di input del modello di calcolo 3D - Straus 7

Allegato B1: Dati di calcolo dello stato a riposo del rockfill esistente – Straus 7

Allegato B2: Tensioni di calcolo del rockfill esistente per le condizioni di carico esaminate – Straus 7

Allegato B3: Verifica di resistenza delle combinazioni di carico mediante il rapporto tensione deviatorica su tensione idrostatica – Straus 7

- Allegato B4: Verifica di resistenza delle combinazioni di carico mediante la distanza delle tensioni semiottaedriche dalla curva limite – Straus 7
- Allegato C1: Dati di calcolo dello stato a riposo del rinfianco aggiunto – Straus 7
- Allegato C2: Tensioni di calcolo del rinfianco per le condizioni di carico esaminate – Straus 7
- Allegato C3: Verifica di resistenza delle combinazioni di carico mediante il rapporto tensione deviatorica su tensione idrostatica – Straus 7
- Allegato C4: Verifica di resistenza delle combinazioni di carico mediante la distanza delle tensioni semiottaedriche dalla curva limite – Straus 7
- Allegato D: Verifica di resistenza delle lastre componenti lo schermo in calcestruzzo armato – Straus 7
- Allegato E: Analisi di stabilità del corpo diga all'equilibrio limite con l'ausilio del software STAP full 16 di Aztec Informatica
- Allegato F: Dati di input ed output grafici delle modellazioni FEM del corpo diga mediante PLAXIS 2D

1 INTRODUZIONE

La presente relazione tecnica è redatta allo scopo di illustrare i criteri di calcolo analisi e verifica adottati nel processo di valutazione della sicurezza statica e sismica delle strutture principali dello sbarramento della Cerventosa in condizione di progetto.

Il documento inoltre recepisce le richieste ricevute in sede di approvazione del progetto di fattibilità tecnica economica e contenute all'interno del parere trasmesso al Gestore con nota prot. U. 0010639.06-05-2019 dell'UTD di Firenze per quanto attiene al corpo diga e agli interventi che graveranno direttamente su di esso. Sono escluse dal presente elaborato le verifiche della torre di presa esistente, illustrate nell'elaborato R-05.2 e del nuovo manufatto di attraversamento del canale fugatore, trattato specificamente nella apposita relazione R-05.3

È invece scopo del presente documento presentare gli esiti delle nuove campagne di indagine effettuate sul corpo diga, descrivere la caratterizzazione meccanica dei materiali esistenti e di quelli di nuovo impiego, verificare le porzioni strutturali dello sbarramento, indicando con queste:

- A. Stabilità globale, livello deformativo e ammissibilità degli spostamenti residui a seguito di eventi sismici del corpo diga in materiali sciolti
- B. Verifica statica e sismica del nuovo manto di tenuta in c.a.
- C. Verifica statica e sismica dei pali di fondazione connessi al manto di tenuta

Per una descrizione esaustiva dello stato attuale, una analisi storico-critica dello sbarramento, una descrizione accurata del progetto definitivo ed una disamina generale delle opere si veda la relazione illustrativa al progetto (Relazione R-01).

2 QUADRO NORMATIVO E MATERIALE DI RIFERIMENTO

2.1 Normative vigenti

- [N1] “Norme tecniche per le costruzioni” D.M. Infrastrutture del 14 gennaio 2008 (NTC08)
- [N2] Circolare 02 Febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP.
- [N3] “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”, D.M. Infrastrutture 26 giugno 2014 (NTD2018)
- [N4] “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, D.M. Infrastrutture del 17 gennaio 2018 (NTC18)
- [N5] “Circolare esplicativa” alle Norme Tecniche, 21 gennaio 2019 n.7/C.S.LL.PP.
- [N6] “Verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere complementari e accessorie – Istruzioni per l’applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18)” - Rif. Prot. D.G. Dighe n. 16790 del 03.07.2019

2.2 Documenti di riferimento

- [D1] Relazione geologica intorno al progetto di sbarramento della valletta delle Gaude in territorio del comune di Cortona per la creazione di un serbatoio di acqua potabile - Prof. Geol. Paolo Principi, Maggio 1949
- [D2] Progetto esecutivo dei lavori di costruzione dell’acquedotto del capoluogo di Cortona, Relazione - Dott. Ing. Giuseppe Notari, Marzo 1957, comprensivo degli elaborati grafici da 1 a 9
- [D3] “Diga Cerventosa - Indagini condotte sulla torre di presa e sul cunicolo di ispezione”. Rapporto di indagine – MTM Progetti s.r.l. – Giugno 2002
- [D4] Inquadramento geotecnico dei terreni di fondazione e del corpo diga - Acquamarina 2000 s.r.l., Novembre 2002
- [D5] Relazione di calcolo - Acquamarina 2000 s.r.l., Novembre 2002
- [D6] Indagini geognostiche per la caratterizzazione dei materiali costituenti il corpo diga e dei terreni di fondazione - Sondeos S.r.l., Giugno 2006
- [D7] Relazione geologica a supporto del Progetto esecutivo degli interventi di adeguamento sismico della Diga di Cerventosa - Dott.sa Geol. Benedetta Chiodini, Novembre 2006

- [D8] Diga di Cerventosa adeguamento sismico della torre di presa e manutenzione straordinaria per il miglioramento delle condizioni di sicurezza della diga – Variante al progetto esecutivo - Idrostudio, Ottobre 2008
- [D9] Indagine geofisica multimetodologica finalizzata alla valutazione della consistenza del corpo diga della Cerventosa - Georisorse Italia s.a.s, Ottobre 2013
- [D10] Esecuzioni di indagini geognostiche sul corpo diga della Cerventosa – Rapporto tecnico - SONDEOS, Febbraio 2015
- [D11] Relazione 10153-R01PA/15_Rev.0 – Indagini sperimentali su materiali diga di Cerventosa – Cortona (AR) - Experimentations S.r.l., Luglio 2015
- [D12] Esecuzioni di indagini geognostiche sul corpo diga della Cerventosa – Indagini integrative – Rapporto tecnico - SONDEOS, Agosto 2015
- [D13] Relazione sismotettonica – Georisorse Italia, 2015
- [D14] Verifica della sicurezza statica, sismica e idraulica della diga di Cerventosa – Chiarini Associati, 2015
- [D15] Relazione istruttoria su Verifica della sicurezza statica e sismica della diga di Cerventosa – Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Dipartimento per le Infrastrutture, i Sistemi Informativi e Statistici - Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche, 2016
- [D16] Progetto di fattibilità tecnico economica – Chiarini Associati, 2018
- [D17] Relazione istruttoria ai sensi dell'art.1 del DPR 1363/59 e verifica di coerenza con la scheda Accordo prot. N. 3020/RU del 08/02/2018 al progetto di fattibilità – DG Dighe n.arch. 458/673, 2019
- [D18] Studio sismotettonico e di pericolosità sismica della diga di Cerventosa - Prof. Bruno Pace et alii, 2021
- [D19] Relazione geologica con caratterizzazione geotecnica e sismica dell'area di imposta della diga di Cerventosa – Georisorse Italia, 2021
- [D20] Indagini sperimentali sul cunicolo di scarico - Rapporto di prova n. 407/21, Unilab Sperimentazione, 2021

3 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI E DELLE STRUTTURE

Nel presente capitolo saranno caratterizzati i materiali costituenti il corpo diga sulla scorta dei risultati delle campagne di indagine descritte al capitolo precedente e di dati di letteratura.

3.1 Ammasso roccioso di fondazione

La caratterizzazione meccanica dell'ammasso roccioso di fondazione è stata estesamente discussa all'interno delle relazioni geologica e geotecnica facenti parte del presente progetto definitivo (si vengano i documenti R.02.1 ed R.03)

Nella tabella seguente ne sono riepilogati i parametri fondamentali:

Parametri		Valore	
Peso di volume	γ	22.0	kN/m ³
Modulo elastico	E	7.5E6	kN/m ²
Modulo di Poisson	ν	0.25	-
Modulo di taglio	G	3.0E6	kN/m ²
Angolo di attrito caratteristico	φ_k	40°	-
Coesione caratteristica	c_k	350	kPa

3.2 Calcestruzzo costituente il cunicolo di ispezione

La valutazione della resistenza del calcestruzzo costituente il cunicolo, compresa la porzione di fondazione dello stesso è stata supportata da diverse campagne di indagine sperimentali, (MTM 2002, Georisorse Italia 2020 e Unilab Sperimentazioni 2021), durante le quali sono state prelevate e schiacciate carote cilindriche prelevate rispettivamente dalla parete di monte del cunicolo longitudinale, dal fondo del cunicolo longitudinale e dalla soletta di copertura del cunicolo trasversale.

Con riferimento alle indicazioni presenti al Paragrafo III.3 delle "Istruzioni per l'applicazione della Normativa Tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD 2014) e al D.M. 17.01.2018 (NTC 2018)", il fattore di confidenza per ridurre le resistenze dei materiali è stato definito attraverso il test t-Student per tenere conto della significatività del campione.

Nella tabella seguente sono riportati gli esiti delle indagini:

Sperimentatore	Anno	Ubicazione	Sigla	Diametro	Altezza	Massa volumica	R _{cil}
				[mm]	[mm]	[kg/m ³]	[MPa]
MTM	2002	Cunicolo long.	C4/1	52.21	84.67	2057.7	11.7
MTM	2002	Cunicolo long.	C4/2	52.21	84.67	2140.4	10.1
Georisorse	2020	Taglione fondazione	C1-S2	83	83	2397.0	23.5
Georisorse	2020	Taglione fondazione	C2-S3	83	83	2370.0	25.9
Unilab	2021	Soletta cunicolo	SS1	94.94	95.02	2200.0	20.69
Unilab	2021	Soletta cunicolo	SS2	94.94	93.88	2270.0	25.96

Il fattore di confidenza, da applicare ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dalle indagini sperimentali, è stato determinato assumendo un intervallo di confidenza della media campionaria pari al 95%, come suggerito nella Circolare alle NTC 2018, al paragrafo C8.5.4.2. Per la resistenza a compressione del calcestruzzo, l'intervallo di confidenza al 95% della distribuzione t-Student, è:

Media campionaria	N/mm ²	19.64
Deviazione standard	N/mm ²	7.06
Estremo inferiore intervallo (5%)	N/mm ²	12.23
Estremo superiore intervallo (95%)	N/mm ²	27.1
Fattore di confidenza	-	1.61

Le resistenze medie e di calcolo sono quindi pari a:

$$f_{cm} = 19.64 \text{ MPa} \text{ e } f_{cd} = 19.64/1.61 = 12.2 \text{ MPa}$$

Dai risultati della campagna di indagine è possibile individuare una certa disomogeneità del materiale, cui di fatto è corrisposta una forte penalizzazione della resistenza media. Il valore di f_{cd} ottenuto risulta confrontabile ad un calcestruzzo di classe C15/20, cui competerebbe un $f_{cd}^{C15/20} = 20 \cdot 0.83/1.5 = 11.1 \text{ MPa}$

Al materiale del cunicolo è assegnabile un modulo elastico pari a:

$$E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 23.8 \text{ GPa} \text{ con } f_{cm} = 13 \text{ MPa}$$

Il peso di volume medio risultante dalle prove è pari a 22.4 kN/m³. Considerando la presenza di armatura il valore adottato nelle analisi è pari a 24 kN/m³. Si riassumono di seguito i parametri del modello sopra descritti:

Parametri		Valore	
Peso di volume	γ	24.0	kN/m ³
Modulo elastico	E	23.80E6	kN/m ²
Modulo di Poisson	ν	0.15	-

3.3 Acciaio strutturale delle membrature esistenti

Con riferimento ai risultati delle prove effettuate sulle armature della soletta superiore del cunicolo di ispezione (*Indagini sperimentali sul cunicolo di scarico - Rapporto di prova n. 407/21, Unilab Sperimentazione, 2021 – documento [D20]*) e facendo utile riferimento all'articolo di "Verderame G.M., Ricci P., Esposito M., Sansiviero F.C. (2011) "Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980 - Atti del XXVI convegno nazionale AICAP «Le prospettive di sviluppo delle opere in calcestruzzo strutturale nel terzo millennio, Padova, 19-21 maggio 2011»", è possibile ipotizzare che l'acciaio impiegato nella costruzione sia di classe AQ42 equivalente al tipo FeB22k.

	Carico di snervamento	Tensione di snervamento	Carico di rottura	Tensione di rottura	Allungamento a rottura
	F_y	f_y	F_t	f_t	A_{gt}
	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
C1	53.37	347.9	77.87	507.6	10.2
C2	52.78	332.3	74.97	472.0	7.7

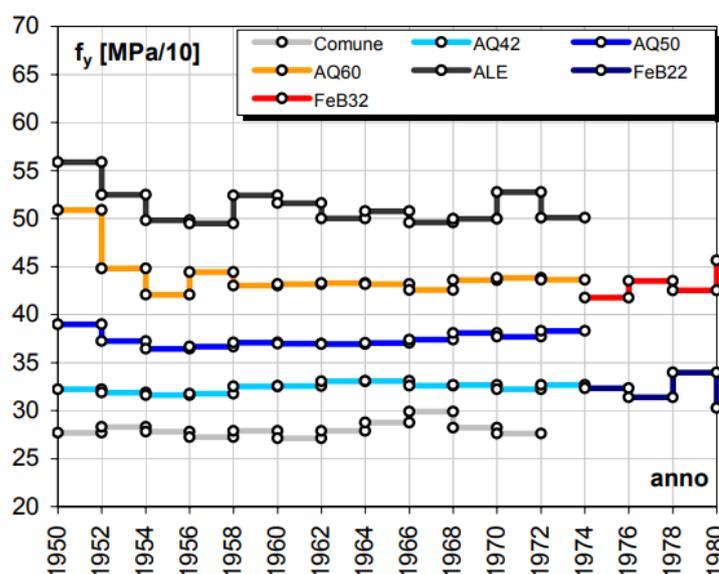


Figura 3-1 Andamento nel tempo della tensione di snervamento per i diversi tipi di acciaio (Verderame et Al. 2011).

Nella fattispecie si è ritenuto prudente adottare il livello di conoscenza 2, il quale porta ad assumere un fattore di confidenza 1.2 con il quale dividere le resistenze medie dei materiali. Le resistenze assunte per l'acciaio sono quindi pari a:

$$f_{yk} = 215 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 215/1.2 = 179 \text{ MPa}$$

Il valore assunto per la resistenza di progetto risulta ampiamente cautelativo anche nei confronti dei campioni prelevati affliggendo la minor resistenza riscontrata per il fattore di confidenza massimo: $332\text{MPa} / 1.35 = 238\text{ MPa} > 179\text{ MPa}$.

3.4 Struttura muraria di contenimento del rockfill in malta cementizia e pietrame (paramento di monte)

La caratterizzazione degli elementi strutturali del paramento di monte nella configurazione esistente è stata determinata integrando i risultati ottenuti dalla campagna prove del 2015 (descritta nella relazione di verifica della sicurezza statica e sismica della diga, documento [D14]) con i risultati delle prove eseguite sui paramenti murari del cunicolo di ispezione dello scarico di fondo del 2021 (documento [D20]).

A. Conferma della geometria del paramento esistente

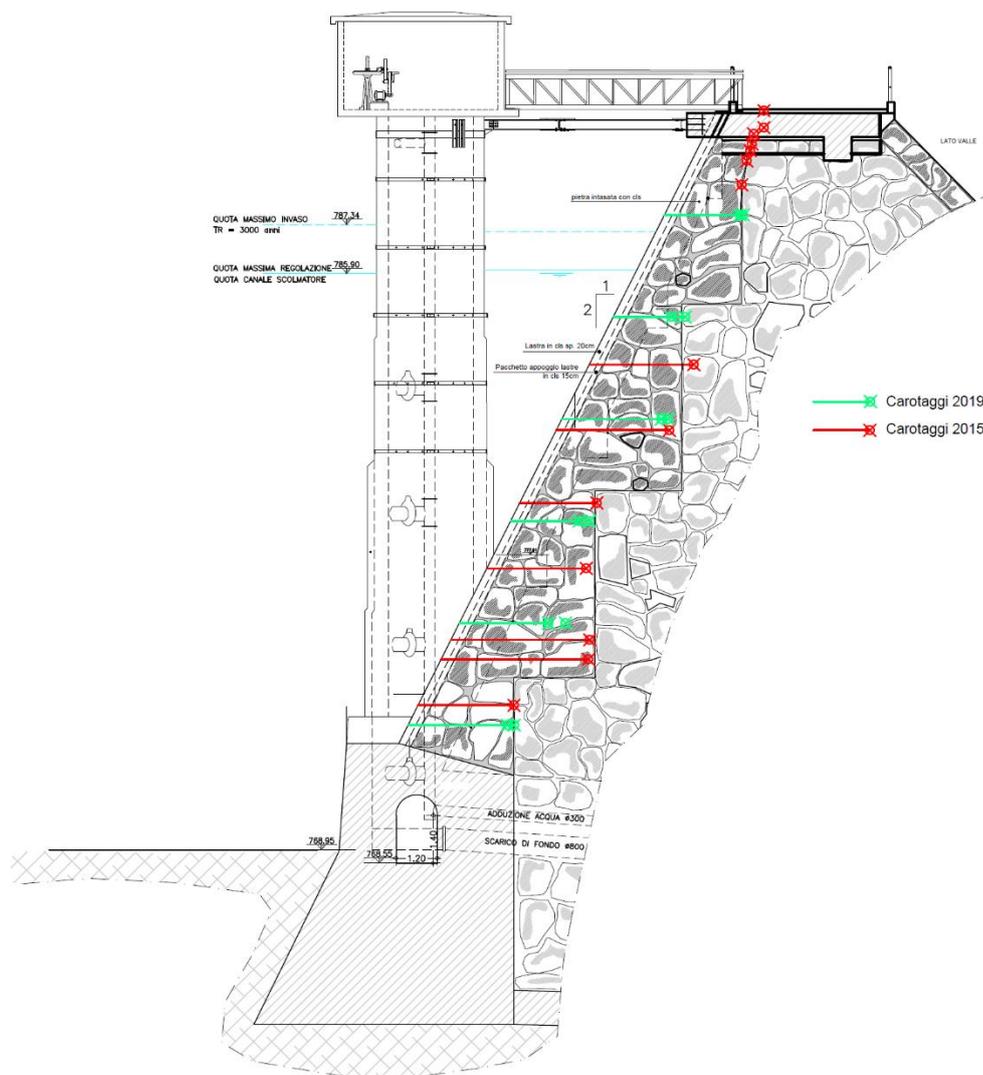


Figura 3-2 - Ricostruzione della geometria del paramento di monte nella configurazione attuale. Sono evidenziati in rosso i carotaggi eseguiti sulla superficie del paramento nella campagna prove 2015, in verde i carotaggi eseguiti nella campagna sperimentale del 2019

La campagna di indagini effettuata durante il 2019 da parte di Georisorse su due verticali adiacenti alla torre di presa ha confermato l'andamento degli spessori della porzione di contenimento del rockfill in muratura di pietrisco e malta.

B. Resistenza a compressione della malta

I valori di resistenza alla compressione per il cunicolo sono stati ottenuti mediante prove penetrometriche su malta.

La resistenza a compressione ottenuta nel 2015 è stata ottenuta per schiacciamento per il paramento di monte è stata ridotta mediante il fattore moltiplicativo 0.8 per tenere conto dell'effetto di confinamento indotto dalle condizioni esecutive della prova sperimentale.

Resistenza a compressione della malta - f_m in MPa		
Collocazione	Cunicolo	Schermo monte
Tipologia prova	Penetrometro (2021)	Schiacciamento (2015)
	3.1	3.7
	2.8	5.4
	2.2	
resistenza media f_m [MPa]	2.7	4.6

I valori di resistenza a compressione della malta sono confrontabili. Il valore medio complessivo risulta pari a: **$f_m = 3.6$ MPa**

C. Resistenza a compressione dei blocchi di pietrame

Nella tabella seguente sono riportati gli esiti delle prove di compressione uniassiale eseguite sui campioni dei blocchi di pietrame costituenti la muratura.

Resistenza a compressione uniassiale del pietrame - f_b in MPa		
Collocazione	Cunicolo	Schermo monte
Tipologia prova	Compressione (2021)	Compressione (2015)
	48.3	124.4
	40.7	127.7
	30.5	
resistenza media f_{bm} [MPa]	39.9	126.1
resistenza caratteristica f_{bk} [MPa]	30.0	94.5

L'analisi dei valori medi ottenuti nei due punti di prelievo mostra valori diversi della resistenza a compressione del pietrame. La divergenza può essere spiegata mediante la diversa procedura di campionamento: i campioni prelevati nel cunicolo sono stati infatti estratti mediante carotatrice e risentono del disturbo indotto dalla procedura; i campioni utilizzati per lo schermo di monte derivano invece dal prelievo diretto di blocchi di pietrame presenti al di sotto del coronamento e non cementati. Nella tabella, in ottemperanza al paragrafo 11.10.3.1.2 delle NTC2018, la resistenza caratteristica a compressione delle pietre naturali è stata posta pari a $f_{bk} = 0.75 f_{bm}$ dove f_{bm} è il valore medio misurato in sede sperimentale.

Ne deriva un valore caratteristico sperimentale pari a: **$f_{bk} = 62 \text{ MPa}$**

D. Proprietà meccaniche della muratura

Attraverso la relazione sperimentale prospettata all'interno dell'Eurocodice 6, la resistenza a compressione della muratura a partire dai valori di resistenza a compressione di malta e pietre può essere espressa come:

$$f_k = 0.6 \cdot f_m^{0.3} f_{bk}^{0.7} = 0.6 \times 3.6^{0.3} \times 62^{0.7} = 15.9 \text{ MPa}$$

Ipotizzando una resistenza a trazione della muratura pari a circa il 25% della resistenza a compressione della malta:

$$f_t = 0.25 f_m = 0.25 \times 3.6 = 0.9 \text{ MPa}$$

Si può stimare una resistenza a taglio della muratura in assenza di compressione pari a:

$$f_{vko} = (f_k \times f_t) / (f_t + f_k) = (15.9 \times 0.9) / (15.9 + 0.9) = 0.86 \text{ MPa}$$

I valori ottenuti possono essere confrontati con quanto misurato con la prova su doppio martinetto piatto: la resistenza a compressione misurata al termine della prova è stata pari a 8.4 MPa con un modulo secante di elasticità pari a 7360 MPa. Utilizzando unicamente i valori ottenuti dalle prove sul materiale del cunicolo per il calcolo della resistenza a compressione e taglio della muratura avremmo ottenuto:

$$f_k^{\text{cunicolo}} = 0.6 \times 2.7^{0.3} \times 30^{0.7} = 8.73 \text{ MPa} \approx 8.0 \text{ MPa}$$

$$f_t^{\text{cunicolo}} = 0.25 \times 2.7 = 0.675 \text{ MPa}$$

$$f_{vko}^{\text{cunicolo}} = (8.0 \times 0.675) / (8.0 + 0.675) = 0.63 \text{ MPa}$$

Si noti come il valore di resistenza a compressione così ottenuto rispecchia l'effettivo risultato della prova su martinetti doppi. Nelle analisi successive sono quindi adottati i valori così ridotti.

Un confronto con i valori proposti nelle tabelle C.8.5.I e C.8.5.II relativi alle resistenze tipiche per le murature esistenti permette di ricondurre i parametri murari

della diga alla tipologia “*muratura a blocchi lapidei squadri*”. Adottando l’approccio proposto nella circolare esplicativa alle NTC2018, i valori medi dei parametri meccanici da adottarsi nelle verifiche successive possono essere valutati come di seguito:

per un generico parametro X:

- Valore medio di letteratura $\mu' = \frac{1}{2}(X_{max} + X_{min})$
- Valore medio ottenuto dalle prove \bar{X}
- Numero di prove n
- Parametro sperimentale k (vedi tab. C.8.5.III NTC2018)
- Valore medio di progetto $\mu'' = \frac{n\bar{X} + k\mu'}{n+k}$

Parametri di resistenza meccanica			
	f_m	f_{vo}	E
	[MPa]	[kPa]	[MPa]
X_{min}	5.8	180	2400
X_{max}	8.2	280	3300
μ'	7.0	230	2850
\bar{X}^a	10	790	7300
n	3	5	1
k	2	2	1.5
μ''	8.8	600	4630
μ''/FC	7.33	520	3858

In tabella è stato considerato un livello di conoscenza adeguato (LC2), da cui il fattore di confidenza da applicare alle resistenze è pari a $FC = 1.2$

Parametro		Valore caratteristico	Valore medio/ Fc
Resistenza a compressione	f_m	8800 kPa	7330 kPa
Resistenza a taglio	f_{vko}	600 kPa	520 kPa
Modulo elastico	E	4600 MPa	3800 MPa
Modulo di Poisson	ν	0.2	0.2
Peso di volume	w	22 kN/m ³	22 kN/m ³

^a I valori di medi sperimentali della resistenza a compressione e taglio della muratura sono stati ottenuti dalla relazione $f_m = 1.25 f_k$ come suggerito nella nota (**) alla tabella C8.5.III delle NTC2018

3.4.1 Schermo impermeabile esterno

Lo schermo impermeabile, presente nella configurazione attuale della diga e di cui è prevista la rimozione in stato di progetto, è stato modellato come carico esterno applicato al paramento interno in muratura. Lo schermo ha un peso pari a 10.53 kN/m².

3.5 Pietrame sciolto del corpo diga (rockfill)

La caratterizzazione del pietrame sciolto di cui è costituito il corpo diga è stata condotta sulla base delle risultanze delle campagne sperimentali realizzate durante gli anni 2005 (Sondeos - Documento [D6]) e 2013 (Georisorse Italia - Documento [D9]), nel corso delle quali sono state effettuati sia prelievi di quantitativi significativi del materiale, caratterizzandone la distribuzione granulometrica, sia prove geofisiche tali da misurare la propagazione delle onde sismiche in esso ed indirettamente misurare i parametri di rigidità a piccole deformazioni.

La resistenza meccanica dello stesso è stata invece desunta da correlazioni di letteratura che sono descritte all'interno della relazione geotecnica (Relazione R-04).

3.5.1 Inviluppo di rottura

Riprendendo quanto descritto in relazione geotecnica, per il materiale sono stati proposti 2 possibili inviluppi di rottura:

A. Inviluppo non lineare, di tipo Hoek-Brown

Nella tabella seguente sono riportati i parametri caratterizzanti il criterio di rottura alla Hoek-Brown che riproducono l'inviluppo di resistenza già adottato per la verifica della diga:

$$\tau_{lim} = 3 \cdot \sigma_n^{0.77} \text{ (Acquamarina, 2002)}$$

I parametri diventano in questo caso:

- σ_i Resistenza uniassiale della roccia intatta [MPa]
- D Il fattore di disturbo [0 ÷ 1]
- **GSI** *Geological Strength index* [0÷100]
- m_i Parametro empirico basato sulla litologia di interesse

Parametri Hoek-Brown		Valore	
		Caratteristico	M2
σ_{ci}	kPa	30000	30000
GSI	-	12	3.39
Fattore di disturbo	-	0.69	0.72

m_i	-	20	43.2
-------	---	----	------

Oltre ai parametri che definiscono il valore caratteristico di resistenza al taglio, sono riportati in tabella anche i parametri che riproducono il valore ridotto di resistenza al taglio da adottarsi nelle combinazioni di verifica dell'approccio 1 di tipo (A2+M2+R2). Secondo quanto previsto al paragrafo 6.2.4.1.2 delle NTC2018, per ammassi rocciosi o per terreni a struttura complessa il coefficiente parziale di riduzione M2 della resistenza al taglio è pari a $\gamma_{TR} = 1.25$

B. Inviluppo lineare di tipo Mohr-Coulomb

In alternativa all'inviluppo non lineare è stato individuato un criterio di rottura equivalente alla Mohr-Coulomb, impiegato nei modelli dinamici agli elementi finiti, descritti nel seguito, i cui parametri di resistenza, oltre a rispettare i range canonici di letteratura per la tipologia di materiale a grana grossa, consentono di ottenere l'equivalenza nelle verifiche di stabilità con il metodo dell'equilibrio limite nell'analisi del paramento di valle (analisi LEM)

Inviluppo Mohr-Coulomb equivalente			Valore caratteristico	Combinazione M2
Peso di volume	γ	[kN/m ³]	19.0	19.0
Angolo di attrito drenato	ϕ'	[°]	42°	35.8°
Coesione drenata	c'	[kPa]	5	4

Anche in questo caso sono riportati sia i valori caratteristici sia i valori ridotti dei parametri per consentire le analisi di equilibrio globale con la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R2)

3.5.2 **Peso di volume**

L'effettivo peso di volume del materiale posto in opera è di incerta determinazione. Non sono note infatti agli scriventi le modalità di costipamento adottate in sede di esecuzione né risultano prove di densità in situ.

Nei modelli di analisi del rilevato sono stati pertanto ipotizzati pesi di volume variabili tra 16 e 20 kN/m³, ritenendo il valore di 19 kN/m³ come valore maggiormente probabile.

3.5.3 **Comportamento tenso-deformativo**

Il comportamento tenso-deformativo di un materiale granulare grossolano come il pietrisco in oggetto risulta di difficile caratterizzazione, ed è comunque contraddistinto

da un regime non lineare anche per piccole deformazioni. Inoltre, è noto come i moduli di rigidezza secanti tendano a diminuire sensibilmente con l'aumentare della tensione di confinamento.

Per il materiale sono stati quindi individuati due modelli tenso-deformativi differenti, uno non lineare ed uno lineare equivalente, da impiegarsi nelle due distinte simulazioni numeriche presentate:

- A. Modello elastoplastico incrudente HS-Small – “*Hardening-soil with small strain stiffness*” – Plaxis 2D
- B. Modello elastico lineare equivalente– Straus 7 – 3D

Nel paragrafo seguente sarà descritta nei dettagli la modellazione elastoplastica avanzata mentre la modellazione lineare sarà rappresentata nel relativo paragrafo.

3.5.4 Modello elastoplastico HS-Small (Plaxis 2D)

Il modello in esame appartiene alla categoria dei modelli geotecnici avanzati e consente di simulare molti degli aspetti peculiari associabili alla meccanica dei mezzi granulari, anche in campo dinamico. Il modello è caratterizzato da un legame elasto-plastico incrudente, con potenziale plastico non associato, e da una dipendenza dei moduli di rigidezza oltre che dal livello dello sforzo di confinamento presente (sforzo principale minore σ_3) e dalla storia di carico, anche dai cicli deformativi a taglio.

È possibile infatti associare al materiale oltre ai parametri deformativi e di involuppo di resistenza al taglio, anche una specifica curva di decadimento della rigidezza a taglio per piccole deformazioni, definendo un modulo di taglio iniziale G_0 ed un livello deformativo caratteristico $\gamma_{0.7}$ cui corrisponde la deformazione a taglio alla quale corrisponde circa il 70% del valore iniziale di G_0 .

Tale variazione della rigidezza in funzione dell'ampiezza delle deformazioni porta il modello ad esprimere comportamenti isteretici intrinseci con conseguente smorzamento nei sistemi dinamici.

I parametri principali che definiscono il comportamento deformativo del modello sono i seguenti:

- m Esponente che esprime la dipendenza della rigidezza dal livello tensionale
- E_{50}^{ref} Rigidezza secante nei test triassiali drenati per il 50% della deformazione ultima
- E_{oed}^{ref} Rigidezza tangente per il carico edometrico primario
- E_{ur}^{ref} Rigidezza delle fasi di scarico-ricarico da prove triassiali drenate

- ν_{ur} Coefficiente di Poisson per i cicli di carico-scarico
- G_0^{ref} Modulo di rigidezza tagliante alle piccole deformazioni ($\varepsilon < 10^{-6}$)
- $\gamma_{0.7}$ soglia delle deformazioni a taglio alla quale la deformabilità a taglio secante ha raggiunto un valore $G_s = 0.722 G_0^{ref}$

La figura seguente illustra i parametri di rigidezza del modello sopra riportati riproducendo l'andamento del diagramma tensioni-deformazioni della prova triassiale.

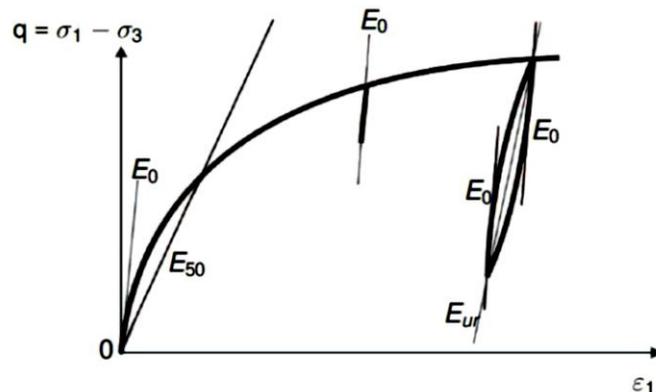


Figura 3-3 Evoluzione del modulo elastico in condizioni triassiali

Da notare l'evoluzione con le deformazioni assiali del modulo di rigidezza secante, oltre che la presenza di un ciclo dissipativo durante la fase di scarico-carico. L'isteresi indotta è capace di dissipare energia e quindi in ambito dinamico contribuisce allo smorzamento delle oscillazioni.

Nella figura seguente è invece illustrata la degradazione dei moduli di rigidezza taglienti e secanti con lo sviluppo delle deformazioni taglienti:

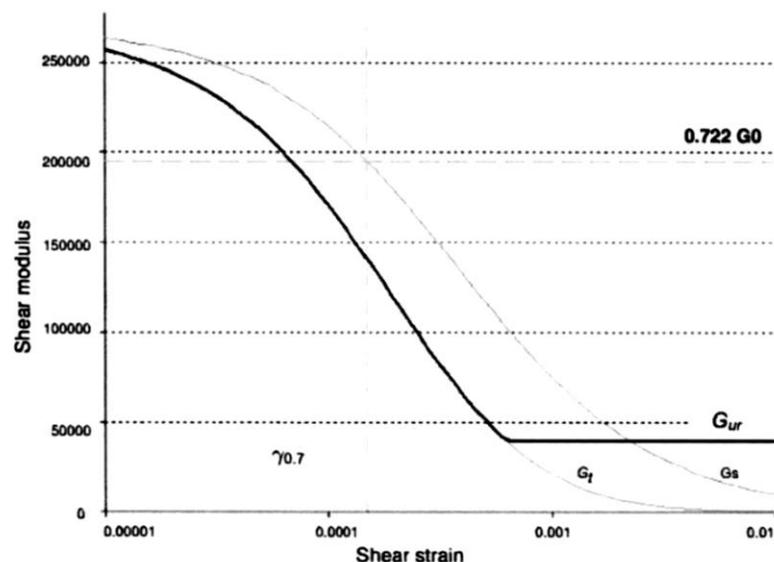


Figura 3-4 Curva di abbattimento del modulo G con lo sviluppo di deformazioni a taglio

La degradazione dei parametri di deformabilità a taglio segue l'approccio di Hardin&Drnevich (1972) nella versione proposta da Santos&Correia (2001):

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

Dove G_s e G_0 sono rispettivamente il valore del modulo di taglio secante ed il modulo di taglio iniziale, a è una costante che vale 0.385 ed $\gamma_{0.7}$ rappresenta la deformazione tagliante per la quale il modulo a taglio secante è pari a circa il 70% del valore iniziale.

Una manifestazione chiara dello sviluppo dei cicli di isteresi è fornita nell'immagine seguente, che rappresenta l'evoluzione dei parametri di rigidezza al taglio durante l'esecuzione simulata di una prova di taglio ciclico a controllo di sforzo.

L'implementazione delle relazioni di Hardin&Drnevich all'interno del modello HS-Small adottato da PLAXIS ricalca l'approccio seguito da Benz (2006).

Oltre alle regole succitate il modello adotta un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

Per maggiori dettagli riguardo alla modellazione e implementazione numerica del modello si rimanda alle pubblicazioni di Shanz, Vermeer, Bonnier (1999) e Benz (2006).

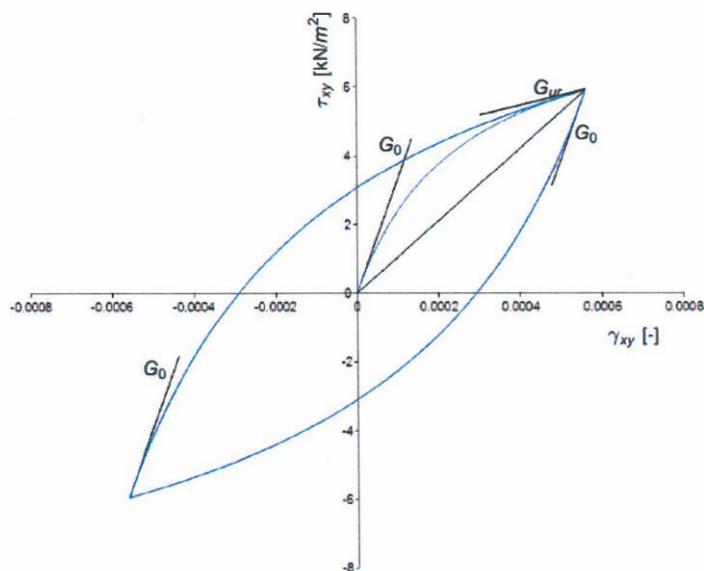


Figura 3-5 Rappresentazione del ciclo di isteresi implementata nel modello HS-Small

Per ricercare i parametri necessari alla definizione del modello HS-Small, utilizzato nel codice di calcolo per rappresentare il comportamento del Rockfill, è stato seguito un procedimento iterativo in cui la rigidezza iniziale del mezzo, a piccole deformazioni, è stata desunta dalle prove Cross-Hole effettuate all'interno del corpo diga durante la

campagna prove del 2005. I valori del modulo tagliante G_0 ricavati dalle prove secondo le note relazioni con la velocità delle onde SH mostrano un andamento monotono crescente con la profondità e rappresentato nella figura seguente:

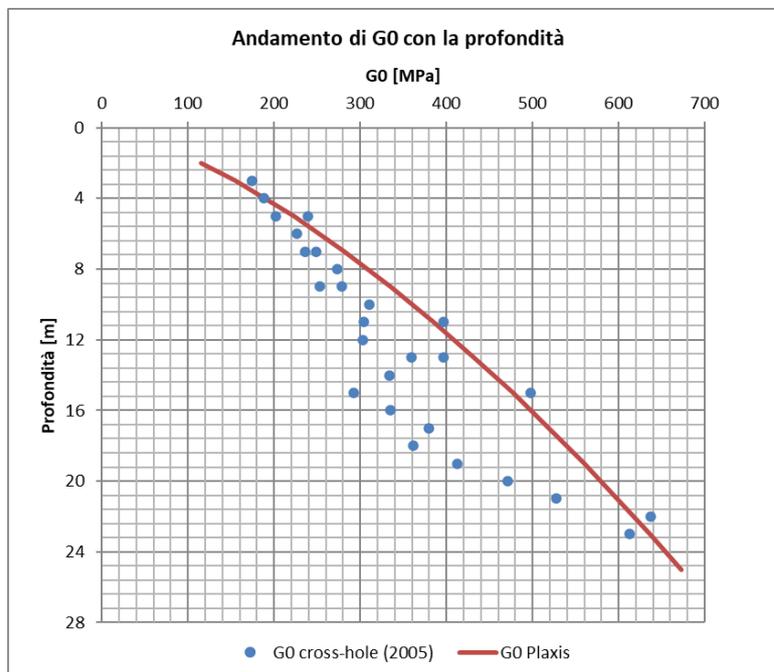


Figura 3-6 Andamento rilevato del modulo di taglio iniziale G_0 con la profondità

Questo comportamento è interpretabile con una variazione della rigidità con la profondità e quindi con la pressione di confinamento. All'interno del modello HS-Small è possibile esprimere tale variazione attraverso la relazione:

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma'_3 \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m = G_0^{ref} \left(\frac{-\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^m$$

Fissata quindi una arbitraria pressione di riferimento p_{ref} , pari a 100 kPa, cui faranno riferimento tutti gli altri valori di rigidità, restano da definire i valori di riferimento del modulo di taglio $G_0^{ref} = 465$ MPa ed il valore dell'esponente $m = 0.55$.

Una volta stabilito il valore da assegnare al parametro G_0^{ref} , il valore degli altri moduli caratteristici è stato ricavato attraverso relazioni empiriche e di letteratura. Si ricordano Benz (2006), Vucetic&Dobry (1991), Alpan (1970).

I parametri del modello di calcolo sono quindi:

Parametro		Valore
Peso di volume	γ	19.0 kN/m ³
Modulo di taglio iniziale	G_0^{ref}	465 MPa

Deformazione caratteristica a taglio	$\gamma_{0.7}$	0.1×10^{-3}	-
Coefficiente di Poisson	ν	0.3	-
Modulo di rigidezza secante	E_{50}^{ref}	120	MPa
Modulo di rigidezza edometrica	E_{edo}^{ref}	160	MPa
Modulo di rigidezza per i cicli di scarico-ricarico	E_{UR}^{ref}	360	MPa
	m	0.55	-
Pressione di riferimento	p_{ref}	100.0	kPa
Angolo di attrito	φ'	42°	-
coesione	c'	5	kPa

La scelta della deformazione caratteristica a taglio $\gamma_{0.7}$ è stata condotta adattando la curva di decadimento del modulo di taglio alle curve di riferimento per ghiaie e materiali grossolani definite da Rollins (2020)^b, riportate nella figura seguente.

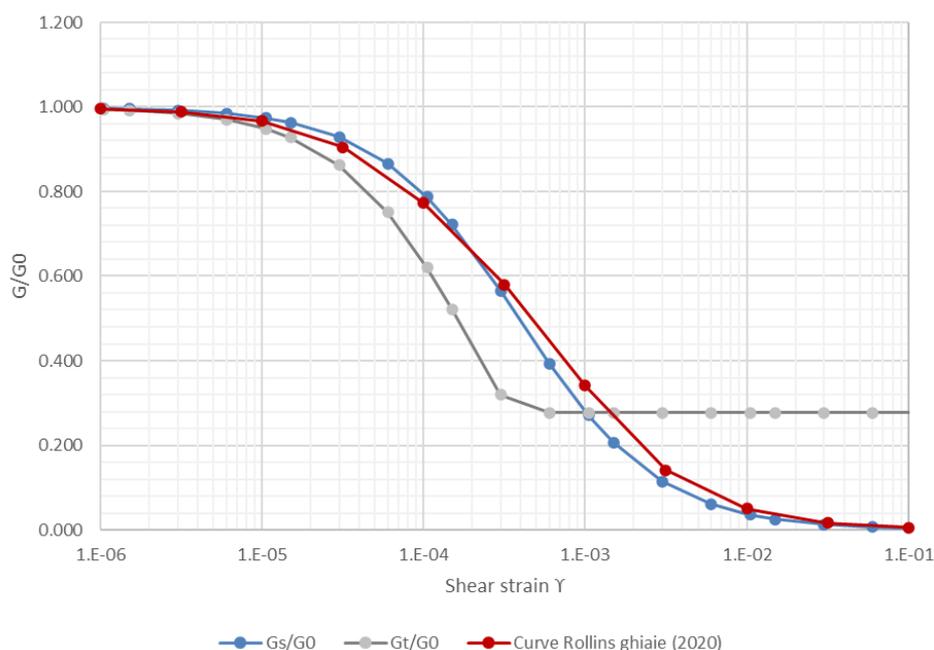


Figura 3-7 Curva di decadimento della rigidezza per il materiale Rockfill confrontata con Rollins (2020)

A seguito della definizione del parametro $\gamma_{0.7}$ è possibile calcolare l'entità della dissipazione isteretica garantita dal modello attraverso l'approccio proposto da Brinkgreve et alia (2007)^c

^b Si veda per riferimento: K.M. Rollins & Alia, "Simplified equations for shear modulus degradation and damping of gravels", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 2020

^c Brinkgreve, Kappert, Bonnier (2007), "Hysteretic damping in a small strain stiffness Model", in *NUMOG X – Numerical Models in Geomechanics*, Pande & Pietruszczak (eds) © 2007 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-44027-1

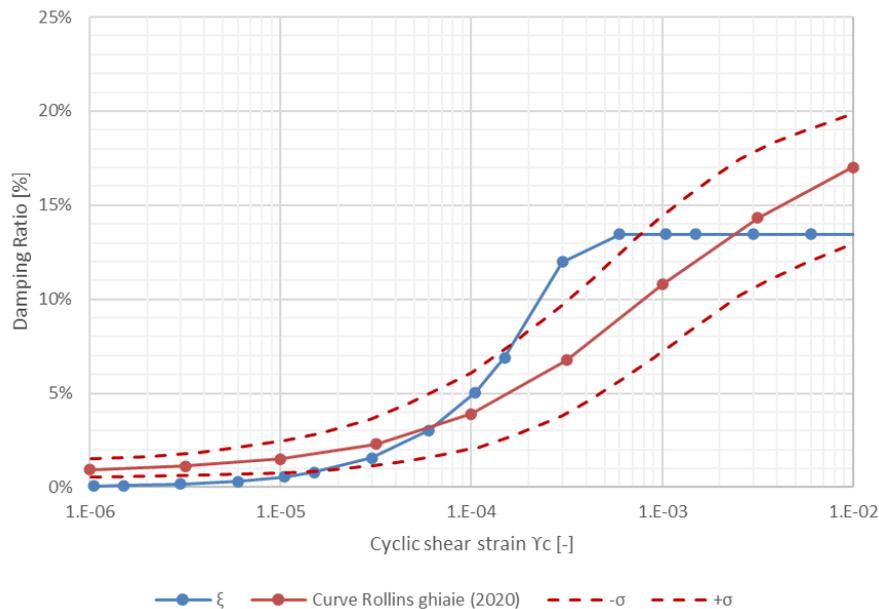


Figura 3-8 Smorzamento isteretico D[%] in funzione della deformazione ciclica a taglio γ_c [-]

Dalla figura

Figura 3-8 si evince come per bassi livelli di deformazione il sistema non fornisce un livello di dissipazione sufficiente. È stato quindi aggiunto un termine di dissipazione di Rayleigh pari al 2% alle frequenze di 1.0Hz e 7.5Hz.

3.6 Misto granulare stabilizzato 0/80 per il rinfiacco di valle

La variazione della pendenza media del paramento di valle sarà realizzata sovrapponendo al pietrisco sciolto in sede uno rilevato di rinfiacco realizzato mediante misto granulare di cava stabilizzato 0/80 di origine calcarea. Come già descritto all'interno della relazione geotecnica per il materiale in questione è possibile considerare il medesimo involucro di rottura adottato per il pietrisco originale del corpo diga. La scelta risulta essere cautelativa, poiché il materiale, approvvigionato da cava, risulta avere una resistenza alla compressione uniassiale (riferendosi al materiale originale compatto) maggiore delle arenarie/marne/calcareni originali e risulterà compattato in sito per strati uniformi e fino al raggiungimento di un prescritto livello di addensamento.

In virtù di un fuso granulometrico pressoché sovrapponibile per il materiale e con le motivazioni prudenziali sopra espone, per il materiale è stato adottato lo stesso modello costitutivo scelto per il pietrisco originale, sia in termini di involucro di rottura che di parametri di deformabilità.

3.6.1 Calcestruzzo C32/40 per il rinforzo dello schermo di monte

Il nuovo manto di tenuta in c.a. a rinforzo dello schermo di monte, sarà realizzato attraverso il getto progressivo di calcestruzzo armato avente classe di resistenza C32/40. Per questa componente strutturale è stato adottato un modello costitutivo elastico. I valori di deformabilità assegnati al materiale sono pari a:

$$E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 33.30 \text{ GPa con } f_{cm} = 40 \text{ MPa}$$

Le resistenze a compressione, caratteristica e di progetto, adottate nelle verifiche sono pari a:

$$f_{ck} = 0.83 \cdot 40 \text{ MPa} = 33.2 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_M = 0.85 \cdot 33.2 / 1.5 = 18.81 \text{ MPa}$$

Si riassumono di seguito i parametri del modello sopra descritti

Parametri		Valore	
Densità	γ	25.0	kN/m ³
Modulo elastico	E	33.30	GPa
Modulo di Poisson	ν	0.15	-

4 IMPLEMENTAZIONE DEI MODELLI NUMERICI ATTI ALLA VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE DELLA DIGA

4.1 Generalità e criteri di analisi

In ottemperanza al nuovo Decreto Ministeriale 26 Giugno 2014, relativo alle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta [N3] e dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" del 17 gennaio 2018 [N4], l'analisi sismica e statica della diga di Cerventosa contenuta nel presente documento ha come obiettivo la valutazione, oltre che del grado di sicurezza nei confronti delle azioni esterne, anche della compatibilità dello stato deformativo, transitorio e residuo, presente nelle strutture nelle condizioni definite per i differenti stati limite.

Nel presente documento sarà valutato il livello di sicurezza dello sbarramento intendendo con questo la stabilità del nuovo rinfianco di valle nei confronti delle azioni statiche e sismiche e la resistenza del nuovo manto di tenuta di monte, realizzato in c.a.

Vista la complessità della configurazione geometrica dello sbarramento, inserito all'interno di una valle stretta con fianchi acclivi, e la presenza di strutture resistenti costituite da materiali a comportamento tenso-deformativo fortemente eterogeneo, al fine di pervenire ad una più corretta e robusta valutazione della sicurezza dello sbarramento nei confronti degli stati limite di normativa, le opere sono state modellate attraverso molteplici modelli numerici caratterizzati da livelli di complessità ed affinazione crescente.

In particolare, sono stati allestiti:

1. Modello bidimensionale per analisi all'equilibrio limite (LEM – limit equilibrium method). Il metodo dell'equilibrio limite costituisce un approccio semplificato ma affidabile per la valutazione della stabilità nei confronti dello scivolamento di manufatti realizzati in materiali granulari o comunque descrivibili mediante un involucro di rottura al taglio. Come ogni metodo legato all'analisi limite il metodo LEM di per sé non fornisce tuttavia indicazioni sullo stato deformativo a seguito dell'applicazione dei carichi esterni ma si limita a fornire il coefficiente di sicurezza, inteso come rapporto tra le azioni instabilizzanti rispetto a quelle stabilizzanti, per una specifica superficie potenziale di scivolamento. Obiettivo del metodo è quindi ricercare empiricamente la superficie che minimizzi tale coefficiente. Il metodo è stato quindi applicato come prima indicazione circa la stabilità dello sbarramento in condizioni statiche e sismiche. Si ricorda che ai fini della NTD2014 [N3] il coefficiente di sicurezza minimo da garantire in

condizioni di utilizzo dello sbarramento è pari a $\gamma_R=1.1$ in condizione di diga vuota, fasi intermedie e condizioni di rapido svaso e $\gamma_R=1.2$ in condizione di diga piena.

2. Il modello per le analisi all'equilibrio limite è stato anche adottato per analisi con il metodo degli spostamenti (Newmark), adottando gli accelerogrammi di progetto individuati mediante apposito studio sismotettonico [D18]. In questo caso lo scopo è pervenire ad una stima degli spostamenti residui dei paramenti dello sbarramento al termine degli eventi sismici.
3. Modello tri-dimensionale concettuale per la stima analitica dello stato di sforzo all'interno delle strutture, realizzato mediante il software Mathematica.
4. Modello tri-dimensionale agli elementi finiti elastico lineare del corpo diga in stato di progetto sviluppato mediante il software Straus. Il modello ha consentito di rappresentare il comportamento meccanico dei diversi corpi strutturali di cui lo sbarramento è composto tenendo conto della reale geometria e dell'effetto di confinamento indotto dalla morfologia del terreno. Il modello, caratterizzato dall'impiego di legami elastico-lineari, ha permesso una stima diretta dei periodi propri di vibrazione dello sbarramento mediante analisi modale, oltre che la stima dello stato di sollecitazione sulle strutture in c.a. previste per l'adeguamento del paramento di monte in condizioni statiche e sismiche. In questo senso le analisi sismiche sono state condotte con riferimento ad analisi dinamiche lineari statiche equivalenti, particolarmente gravose.
5. Modello bi-dimensionale agli elementi finiti con legami costitutivi non lineari avanzati tramite il software PLAXIS 2D. In virtù della complessità dei legami costitutivi adottati, il modello è in grado di descrivere l'evoluzione del dello stato tenso-deformativo del corpo diga, compresa la formazione di eventuali superfici di scorrimento, sia durante le fasi intermedie di esecuzione degli interventi, che in condizioni statiche che durante l'azione sismica. Oltre alle analisi statiche il modello è stato sottoposto a due settuple di accelerogrammi registrati per la verifica degli stati limite di collasso e danno, selezionati in accordo alle risultanze dello studio sismotettonico.

Nei paragrafi seguenti sono quindi illustrati i risultati per ciascuna strategia di modellazione e le conseguenti verifiche di sicurezza.

4.2 Caratteristiche dei software adottati per le analisi numeriche

4.2.1 STAP full 16 – Software per la verifica con il metodo dell'equilibrio limite (LEM)

Le verifiche con il metodo dell'equilibrio limite sono state condotte attraverso il software STAP full release 16 della Aztec Informatica. Il software consente di modellare lo sbarramento secondo geometrie libere introdotte per punti, a cui assegnare materiali caratterizzati da differenti criteri di rottura, sia in condizioni drenate che non drenate. È inoltre possibile specificare un livello della falda generale e un sistema di carichi agenti sulle superfici.

Le verifiche sono eseguite assegnando a priori un set di superfici di scorrimento di test, individuate attraverso molteplici modalità, fra le quali si citano la classica griglia di centri e raggio, la definizione di intervalli geometrici di ingresso e uscita oltre al range di raggi della superficie, punto di passaggio e asse di tangenza delle curve sulle quali, attraverso l'impiego di algoritmi specifici (Fellenius, Bishop, Janbu etc...).

In ultimo è possibile assegnare ai diversi materiali modellati sia un criterio di rottura rettilineo alla Mohr-Coulomb o Tresca che non lineare alla Hoek-Brown.

L'azione sismica è assegnabile sia come azione statica equivalente sia come accelerogramma registrato in caso si opti per la valutazione degli spostamenti post sisma mediante l'algoritmo di Newmark (Valutazione degli spostamenti indotti da accelerazioni superiori alla accelerazione critica k_c).

4.2.2 Straus 7 – versione 2.1 – Software ad elementi finiti per la modellazione strutturale 3D

Il programma di calcolo Straus 7, versione italiana del software Strand sviluppato in Australia Da G+D Computing Ltd, è un software di impiego generale che risolve problemi statici e dinamici, con analisi lineari o non lineari, mediante la costruzione di un modello numerico che discretizza il solido da studiare in elementi finiti. In tal modo la soluzione al continuo del problema è trasformata nella determinazione dei coefficienti di funzioni di forma che descrivono la soluzione a tratti, con una approssimazione in energia che migliora quadraticamente con il diminuire della dimensione degli elementi.

Nel sito www.strand7.com sono presenti un manuale teorico che descrive le procedure presenti all'interno del programma, e una collezione di esempi classici di verifica di convergenza per problemi che possiedono una soluzione analitica.

Tutte le verifiche svolte sul programma lo indicano come affidabile per la soluzione di problemi strutturali in campo statico e sismico. Per quest'ultimo tipo di analisi, il software può elaborare soluzioni per integrazione nel tempo, per sovrapposizione modale o

schematizzando il sisma come azioni statiche equivalenti da applicare alle masse del modello. Nell'elaborazione si possono definire più condizioni di carico e ottenere combinazioni delle stesse mediante l'applicazione di coefficienti di sicurezza a ciascuna condizione. I risultati delle analisi sono presentati in forma grafica e numerica e consentono un agevole controllo della bontà degli stessi mediante quantità integrali che possono essere estratte dal modello, quali somme di pesi, integrali di sollecitazioni, reazioni nodali, e molto altro.

Il software presenta inoltre controlli sulla bontà della discretizzazione in termini di efficienza della forma degli elementi ottenuti dalla suddivisione, di stabilità numerica della matrice di rigidezza che descrive il solido, di presenza di eventuali moti rigidi o discontinuità della soluzione che potrebbero affliggere il modello utilizzato.

Nella simulazione sono stati introdotti i parametri dei materiali utilizzati anche per le altre analisi di stabilità e dinamiche non lineari 2D. Sono stati introdotti i carichi dei pesi propri, della spinta dell'acqua, del sisma in direzione orizzontale secondo le due coordinate x e z combinato con il sisma nella direzione verticale y . Il contatto del corpo diga con il terreno della gola di posa è stato simulato mediante molle di opportuna rigidezza che rappresentano il modulo di reazione della roccia presente nel sito. Le azioni sono state combinate nei modi più sfavorevoli per la resistenza della diga.

I risultati ottenuti dal programma di calcolo sono stati confrontati con calcoli manuali e con valutazioni condotte mediante l'utilizzo del software di analisi simbolica Mathematica 12.1. Tutti i confronti operati sono risultati positivamente superati.

Il modello lineare 3D della diga ha fornito risultati in ottimo accordo anche con il modello non lineare 2D utilizzato per l'analisi dinamica non lineare.

4.2.3 *Plaxis 2D – Software per la modellazione agli elementi finiti in ambito strutturale-geotecnico*

Per lo studio del comportamento statico e dinamico del corpo diga è stato utilizzato il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D, specifico per risolvere problematiche di tipo geotecnico.

Il software permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plane strain) o a condizioni assialsimmetriche (axisymmetric). Il software fornisce, oltre al solutore numerico, gli strumenti grafici necessari al preprocessing del modello, compresa la creazione guidata della mesh. La tipologia di elementi finiti contenuta nel modello comprende elementi di area triangolari isoparametrici a 6 o a 15 nodi, elementi beam 2D a 3 o 5 nodi, elementi speciali per la

simulazione di specifiche strutture geotecniche come pali o tiranti. Le interfacce fra materiali dotati di rigidità e resistenze molto diverse sono modellabili attraverso elementi interfaccia a 3 o 5 nodi che consentono la separazione o lo scorrimento fra le parti.

Inoltre, è possibile effettuare specifiche analisi volte alla determinazione del coefficiente di sicurezza di una struttura geotecnica mediante la tecnica "*c-φ reduction*". In questa tipologia di analisi il software provvede autonomamente ad abbattere i parametri di resistenza associati alla classe di elementi finiti di interesse, fattorizzandoli per un certo valore numerico fino a provocare il collasso delle strutture. Procedendo con questa modalità è possibile identificare le superfici critiche proprie del modello, sebbene non sia possibile valutare lo stesso coefficiente su superfici diverse.

Il problema dinamico è affrontato dal software attraverso uno schema di integrazione implicito del tipo Newmark. L'intervallo di tempo per il passo di integrazione è scelto autonomamente dal software sulla base delle dimensioni e delle rigidità degli elementi finiti contenuti nel modello.

In ambito dinamico è possibile, inoltre, definire sul contorno del modello condizioni di bordo specifiche in grado di consentire l'assegnazione di accelerogrammi al dominio oltre che imporre l'esistenza di contorni assorbenti per evitare il propagarsi di riflessioni spurie nei vincoli (elementi di Lysmer&Khulmeyer, 1969).

4.3 Carichi esterni

4.3.1 *Peso proprio*

Tutti i modelli numerici adottati per l'analisi dello sbarramento implementano i pesi di volume descritti nel capitolo relativo ai materiali dello sbarramento. Nel caso del modello all'equilibrio limite e del modello FEM 2D sono state effettuate analisi di sensitività variando il peso di volume del pietrisco sciolto e del misto granulometrico di rinfianco nell'intervallo 16-20 kN/m³. I modelli numerici agli elementi finiti considerano automaticamente i pesi e le masse degli elementi strutturali nella posizione in cui essi sono stati definiti, in funzione del parametro di densità assegnato ai vari materiali. Nelle analisi dinamiche effettuate le forze di inerzia dovute alle accelerazioni sono automaticamente assegnate dal software.

4.3.2 *Carichi permanenti portati*

Nel modello sono stati assegnati 3 diversi carichi permanenti portati, rappresentativi della massa effettivamente presenti.

- schermo impermeabile del paramento di monte $p = 10.53 \text{ kN/m}$
- coronamento carrabile $p = 17.50 \text{ kN/m}$

Lo schermo impermeabile è riferito alla struttura in pannelli di c.a. che garantisce l'impermeabilità del paramento di monte nella configurazione attuale dello sbarramento. In sede di realizzazione delle opere previste nel progetto definitivo lo schermo verrà rimosso.

4.3.3 *Spinta idrostatica ed azione inerziale dell'acqua*

In accordo con quanto richiesto dal vigente D.M. 26 giugno 2014 (documento [N3]) al paragrafo C8 la diga, nelle fasi sismiche, è stata analizzata sia in condizioni di serbatoio vuoto che alla quota di massima regolazione (quota dell'acqua $Z_{\text{maxreg}} = 785.90 \text{ m s.l.m.}$). In questo senso la pressione dell'acqua è stata assegnata al paramento di monte come carico idrostatico linearmente crescente. La pressione idrostatica è stata considerata nelle combinazioni di carico come carico permanente portato. La sovrappressione idrodinamica, dovuta al sisma, è invece stata calcolata secondo due approcci distinti:

4.3.3.1 Azione statica equivalente (equazione di Zangar, 1952^d)

Nelle analisi di equilibrio limite e nell'analisi FEM 3D, lineare statica equivalente, l'effetto di sovrappressione dinamica dovuta alla presenza di acqua nel bacino è stata simulata mediante l'approccio descritto al paragrafo C.7.7.3 della NTD2014 (equazione di Zangar). La pressione applicata dipende, oltre che dalla PGA al sito (a nell'equazione), anche dalla densità del fluido, dalla profondità rispetto al pelo libero e dall'inclinazione locale del paramento di monte. Il carico così ottenuto è stato assegnato al paramento di monte sommandolo al valore di pressione idrostatica summenzionato.

$$p = a \cdot \rho \cdot c \cdot y_0 \quad \text{dove } c = c_m \left[\frac{y}{y_0} \left(2 + \frac{y}{y_0} \right) + \sqrt{\frac{y}{y_0} \left(2 - \frac{y}{y_0} \right)} \right]$$

$$c_m = -0.0073\alpha + 0.7412$$

- p = sovrappressione dinamica
- ρ = densità dell'acqua
- a = accelerazione orizzontale massima al sito (vedi paragrafo seguente)
- y_0 = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento
- y = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p
- α = inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale = 23°
- c_m = parametro numerico funzione dell'inclinazione del paramento = 0.544

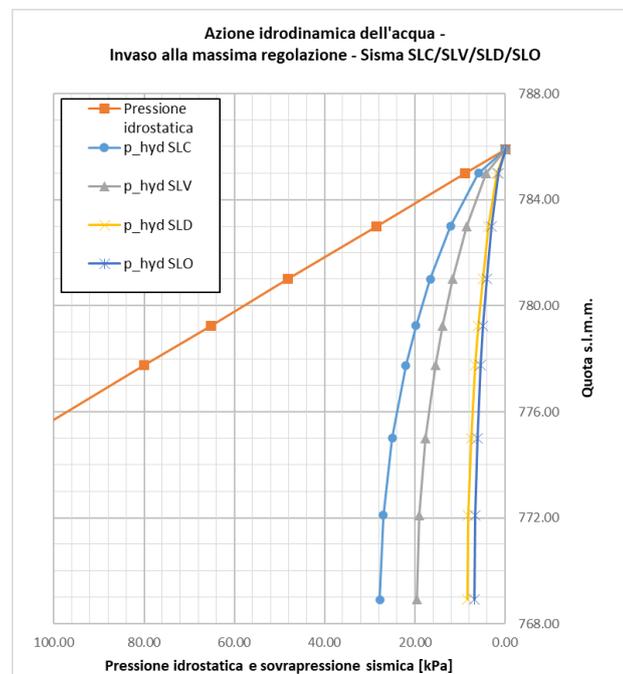


Figura 4-1 – Azione idrodinamica dell'acqua - andamento della sovrappressione sismica sul paramento di monte per diversi stati limite

^d C. N. Zangar, "Hydrodynamic Pressures on Dams Due to Horizontal Earthquake Effects," *Engineering Monograph, No. 11, Bureau of Reclamation, 1952.*

4.3.3.2 Masse dinamiche aggiunte

Nelle simulazioni FEM 2D con accelerogramma registrato l'effetto della spinta idrodinamica indotta dal sisma è stato inserito a modello come massa dinamica aggiunta sul paramento di monte, lungo il perimetro bagnato in luogo di una prefissata azione statica equivalente. La forza di inerzia agente sulla parete può essere espressa come

$$d\mathbf{F}_N = p \, dl = \lambda \mathbf{a} \, dl$$

Esplicitando i termini nel quadro dell'approccio agli elementi finti si ha:
equazione di Zangar:

$$\lambda = \frac{C_m \rho_w}{2} \left[\frac{u}{h} \left(2 - \frac{y}{h} + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right) \right]$$

Azione idrodinamica nel sistema di rif. globale:

$$d\mathbf{F}_N = \begin{bmatrix} dF_x \\ dF_y \end{bmatrix} = \lambda \begin{bmatrix} \sin\theta & 0 \\ \cos\theta & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_x \\ a_y \end{bmatrix} dl$$

Azione sull'elemento, con \mathbf{N} matrice delle funzioni di forma e \mathbf{T} matrice di rotazione :

$$\mathbf{F} = \int d\mathbf{F} \, dl = \int \lambda \mathbf{N}^T \mathbf{T} \mathbf{N} \mathbf{a} \, dl$$

Con le notazioni esposte il termine di massa aggiunta alla matrice delle masse risulta:

$$\mathbf{M}_{added} = \int \lambda \mathbf{N}^T \mathbf{T} \mathbf{N} \, dl$$

4.4 Azione sismica

Come già illustrato all'interno della relazione geotecnica (Relazione R-04), l'azione sismica di progetto è stata scelta sulla base dello studio sulla pericolosità sismica di base (INGV 2004) alla base delle NTC2018 e del nuovo studio sismotettonico redatto dal Prof. Pace *et alia* facente parte del presente progetto definitivo (Relazione R-03.2). Rispetto agli spettri di progetto ottenuti dall'applicazione della NTC2018, lo studio sismotettonico ha individuato per lo stato limite di collasso una accelerazione sismica di progetto più elevata, ha lasciato invariato lo spettro di progetto allo stato limite di salvaguardia della vite mentre ha individuato accelerazioni inferiori alle indicazioni di norma per gli spettri di danno e operatività.

In sede di progetto sono stati quindi presi in considerazione per ogni stato limite i valori di accelerazione e spettro di progetto più severi, tra studio sismotettonico ed NTC2018.

Nel seguito sono riassunti sinteticamente i parametri necessari alla definizione degli spettri di riferimento per l'azione sismica. Lo sbarramento di Cerventosa, ai sensi delle

DM 26 giugno 2014 capitolo C.7.7.2, è assimilabile alla categoria “dighe rilevanti” e dato che si tratta di una struttura esistente il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica è pari a

$$V_R = V_{R'} \cdot c_u = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni} \quad \text{§ capitolo H.3.4.1 – tabella H1-H2}$$

Di conseguenza con riferimento alle prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} definite dalle vigenti NTC2018, i tempi di ritorno dell'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite sono pari a:

Stato limite	SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento P_{VR} [%]	81	63	10	5
Tempo di ritorno T_R [anni]	45	75	710	1462

Considerando che i terreni di imposta dello sbarramento e del nuovo rinfianco sono in collocabili in categoria sismica A (NTC2018) (si veda in proposito la Relazione Geotecnica R-04 e la relazione Geologica R-02.1) gli spettri di risposta elastici sono definiti attraverso i seguenti set di parametri:

Stato limite	NTC2018				Studio sismotettonico
	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]	a_g [g]
SLO	45	0.066	2.510	0.272	0.04
SLD	75	0.081	2.522	0.279	0.05
SLV	712	0.185	2.447	0.303	0.19
SLC	1462	0.228	2.465	0.312	0.27

Sulla base degli spettri sopra definiti, con i criteri di spettro compatibilità dettati dalle NTC2018 e dalle NTD2014 e con le ulteriori indicazioni riportate nello studio sismotettonico è stata individuata una settupla di accelerogrammi registrati in direzione orizzontale per ciascuno stato limite, cui sono stati associati altrettanti accelerogrammi verticali registrati durante i medesimi eventi sismici ma scalati in accordo con la normativa NTC2018.

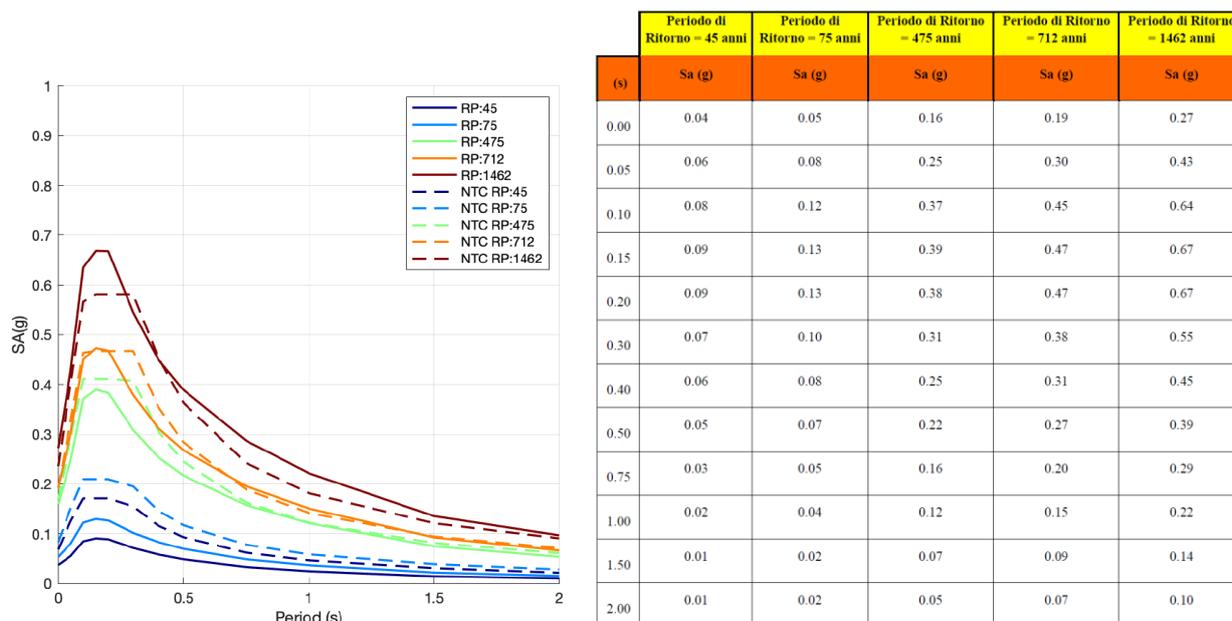


Figura 4-2: spettri a pericolosità uniforme calcolati per il sito d'indagine (linea solida) e seguendo le normative tecniche per le costruzioni (NTC18, linee tratteggiate). RP = periodo di ritorno in anni.

Si riportano di seguito gli eventi considerati nell'analisi

a) Stato limite di collasso – SLC (TR = 1462 anni)

Stazione	Earthquake Name	Date	Mw	Epic. Dist. [km]	Hor. Dir	PGA H [cm/s ²]	H.Scale [HSF]	PGA V [cm/s ²]	V.Scale [VSF]
ACC	Central Italy	30/10/2016	6.5	18.6	E/O	425.86	0.62	546.89	0.34
ASS	Umbria Marche 2nd shock	26/09/1997	6.0	21.6	E/O	184.35	1.44	75.05	2.48
ATN	Lazio abruzzo	07/05/1994	5.9	10.1	N/S	98.25	2.70	61.88	3.00
BSC	Irpinia	23/11/1980	6.9	28.3	N/S	-93.58	2.83	52.66	3.53
MNF	Central Italy	26/10/2016	5.9	17.4	N/S	-83.53	3.17	86.31	2.15
T1212	Central Italy	26/10/2016	5.9	18.8	E/O	66.65	3.97	44.47	4.18
T1213	Central Italy	30/10/2016	6.5	12.0	E/O	779.27	0.34	868.88	0.21

b) Stato limite di salvaguardia della vita – SLV (TR = 712 anni)

Stazione	Earthquake Name	Date	Mw	Epic. Dist. [km]	Hor. Dir	PGA H [cm/s ²]	H.Scale [HSF]	PGA V [cm/s ²]	V.Scale [VSF]
ACC	Central Italy	30/10/2016	6.5	18.6	E/O	425.86	0.44	546.47	0.20
ACC	Central Italy	26/10/2016	6.0	21.6	N/S	88.32	3.78	38.63	2.84
ASS	Umbria Marche 2nd shock	26/09/1997	6.0	21.6	E/O	184.35	1.01	75.05	1.46
ATN	Lazio Abruzzo	07/05/1984	5.9	10.1	N/S	98.25	1.90	61.88	1.77
MNF	Central Italy	26/10/2016	5.9	17.4	N/S	-83.53	2.23	86.31	1.27
T1212	Central Italy	26/10/2016	5.9	18.8	N/E	66.65	2.80	44.47	2.47
T1218	Central Italy	26/10/2016	5.9	26.5	N/E	57.72	3.23	26.04	4.21

d) Stato limite di danno – SLD (TR = 75 anni)

Waveform ID	Earthq. ID	Earthquake Name	Mw	Epic. Dist. [km]	PGA H [cm/s ²]	H. Scale [SF]	PGA V [cm/s ²]	V.Scale [VSF]
270ya	70	val comino earthquake	5.9	27.0005	66.28	1.20	25.57	1.19
103ya	28	friuli earthquake 4th shock	5.9	16.4207	244.89	0.32	84.19	0.36
141ya	36	val nerina	5.8	39.4547	37.99	2.09	8.66	3.51
809xa	178	l'aquila mainshock	6.3	22.6311	29.40	2.70	18.43	1.65
270xa	70	val comino earthquake	5.9	27.0005	63.33	1.25	25.57	1.19
090xa	25	friuli earthquake 3rd shock	5.9	16.8908	58.73	1.35	56.47	0.54
137xa	36	val nerina	5.8	21.0469	54.65	1.45	46.09	0.66

e) Stato limite di operatività – SLO (TR = 45 anni)

Waveform ID	Earthq. ID	Earthquake Name	Mw	Epic. Dist. [km]	PGA H [cm/s ²]	H. Scale [SF]	PGA V [cm/s ²]	V.Scale [VSF]
270ya	70	val comino earthquake	5.9	27.0005	66.29	0.98	25.57	0.88
103ya	28	friuli earthquake 4th shock	5.9	16.4207	244.90	0.26	84.19	0.27
141ya	36	val nerina	5.8	39.4547	37.99	1.70	8.66	2.60
809xa	178	l'aquila mainshock	6.3	22.6311	29.40	2.20	18.43	1.22
105ya	28	friuli earthquake 4th shock	5.9	50.1405	21.24	3.05	9.84	2.29
260xa	70	val comino earthquake	5.9	10.2931	98.39	0.66	61.99	0.36
164xa	47	irpinia earthquake	6.9	23.7807	54.87	1.18	33.81	0.67

5 ANALISI ALL'EQUILIBRIO LIMITE – MODELLAZIONE E RISULTATI

5.1 Criteri di modellazione

Come già introdotto nei paragrafi precedenti, le analisi all'equilibrio limite sono implementate sia per la verifica di stabilità del paramento di valle che del paramento di monte, adottando per i materiali sciolti del corpo diga sia un criterio di rottura non lineare alla Hoek-Brown (di seguito HB) che un criterio lineare equivalente alla Mohr-Coulomb (di seguito MC). Sono state inoltre condotte molteplici analisi di sensitività indagando l'effetto della variazione del peso di volume e dei parametri di resistenza al taglio sul fattore di sicurezza globale dello sbarramento.

Il metodo adottato in generale nella valutazione del livello di stabilità rispetto ad una singola superficie di scorrimento è il noto ed affidabile metodo di Bishop, al quale è stato associato anche il metodo di Morgenstern-Price per la verifica delle superfici critiche.

Per la valutazione del livello di sicurezza statico e sismico della diga nelle condizioni attuali si faccia riferimento alla relazione tecnica allegata al progetto di fattibilità tecnico economica (documento [D16]).

Nelle immagini seguenti sono rappresentati i modelli LEM realizzati mediante il software STAP full R16 per la valutazione della stabilità globale dei paramenti di valle e monte.

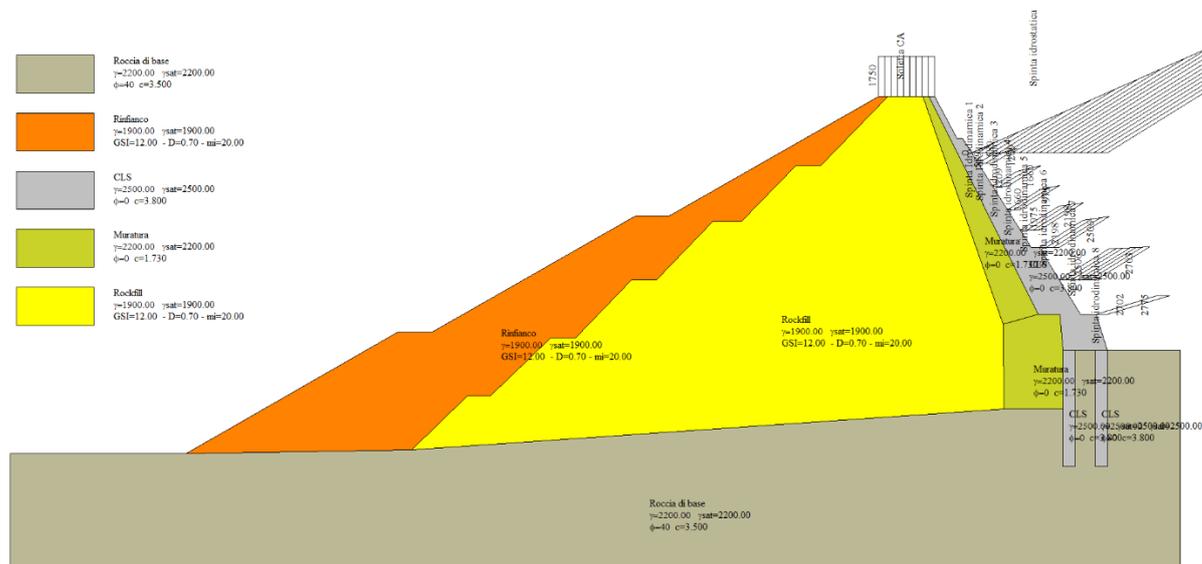


Figura 5-1 Modello LEM del paramento di valle- STAP16

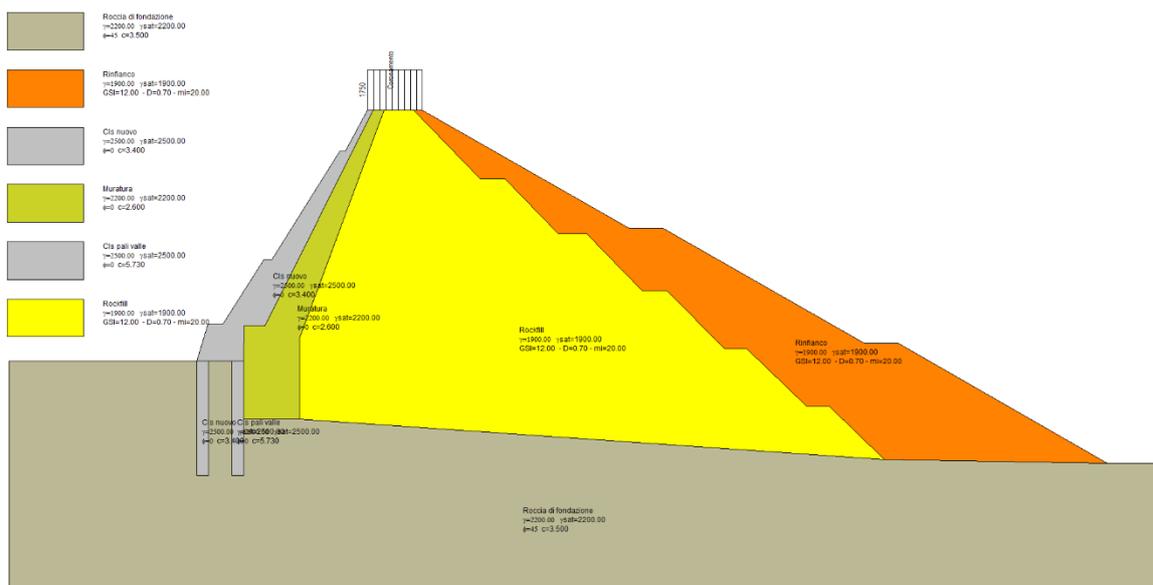


Figura 5-2 Modello LEM del paramento di monte - STAP16

5.1.1 Parametrizzazione dei materiali

Nelle analisi i parametri di resistenza al taglio degli elementi sono stati introdotti con riferimento alle condizioni statiche e sismiche:

Elemento resistente	Peso di volume γ [kN/m ³]	Combinazioni statiche (M2)		Combinazioni sismiche (M1)	
		φ' [°]	c' [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]
Roccia di fondazione	22	33.8	280	40	350
Rockfill esistente	16-20	35.8	4	42	5
Rinfianco	16-20	35.8	4	42	5
Muratura di monte	22	-	173	-	260
Calcestruzzo C32/40	25	-	340	-	340
Pali di fondazione	25	-	286	-	286

Nei modelli che adottano l'involuppo di rottura alla Hoek Brown, al pietrisco ed al materiale di rinfianco sono stati assegnati i valori di resistenza descritti nei precedenti paragrafi.

Per la muratura di pietra presente al paramento posteriore è stato adottato un valore della resistenza al taglio pari a $v_{k0}/\gamma_M = 520/2 = 260$ kPa in condizioni sismiche e pari $520/3 = 173$ kPa in condizioni statiche.

Per il nuovo manto di tenuta in c.a. di classe C32/40 è stata adottata una resistenza al taglio equivalente pari a $c' = 340$ kPa, dedotta a partire dalla resistenza a taglio dell'elemento in assenza di armatura specifica a taglio, normalizzata sullo spessore.

Con lo stesso principio sono stati considerati i pali di fondazione descritti da un materiale equivalente: Considerando una resistenza al taglio degli stessi pari a 860kN, un interasse di 3m (a favore di sicurezza il maggiore fra i due allineamenti) ed un diametro di 1m si ha $c_{eq} = 860\text{kN} / 1\text{m} / 3\text{m} = 286\text{kPa}$.

Per il calcestruzzo esistente sono stati adottati gli stessi valori di resistenza applicati alla muratura di pietrisco.

In entrambi i casi la falda è stata posta ad una profondità tale da non influenzare le verifiche di stabilità così come effettivamente riscontrato dai monitoraggi.

5.2 Carichi di progetto

Nei modelli sono presenti i carichi esterni descritti ai paragrafi precedenti e costituiti da:

- A. Carichi da peso proprio e permanenti portati (G1 e G2)
 1. Rivestimento carrabile del coronamento (1750 kN/m)
 2. Pressione idrostatica al massimo invaso
- B. Carichi eccezionali (ECC)
 1. Carichi dovuti al transito di mezzi d'opera (2000 kN/m su larghezza di 2m)
- C. Carichi sismici (E)
 1. Azione statica equivalente (allo SLC) sia orizzontale E_x che verticale E_z
 2. Pressione idrodinamica associata alla quota di massima regolazione

5.2.1 Azioni sismiche di progetto

L'effetto delle azioni sismiche è stato inserito a modello attraverso l'introduzione di azioni statiche equivalenti verticali e orizzontali, applicate al baricentro di ogni striscia di discretizzazione, e pari a:

$$F_h = k_h W \text{ e } F_v = k_v W$$

$$\text{Con } k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g} \text{ e } k_v = \pm 0.5 k_h$$

L'accelerazione massima attesa al suolo $a_{max} = S_S S_T a_g$

- a_g rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido,
- S_s è un coefficiente di amplificazione stratigrafica pari a 1.0 per il terreno di classe A presente in sito
- S_T è un coefficiente di amplificazione topografica, pari a 1.0

- β_s è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima a cui è possibile assegnare un valore tratto dalla tabella Tab.7.11.I delle NTC2018 pari a 0.30 per il sisma SLC ($a_g = 0.27g$)

di conseguenza i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali sono:

Sisma		SLC
Coefficiente orizzontale	k_h	10.27 %
Coefficiente verticale	k_v	$\pm 5.14\%$

5.2.2 Combinazioni di verifica e coefficienti di sicurezza

Le azioni esterne sono state combinate secondo l'approccio di normativa ovvero considerando l'Approccio 1 – combinazione 2 (A2+M2+R2) della NTC2018

In questo senso si ha:

	Coefficiente γ_f	A2 (Statica)	A2 (sismica)
Carichi permanenti G1 e permanenti portati G2	γ_{G1}, γ_{G2}	1.0	1.0
Carichi variabili Q	γ_Q	1.3	1.0

	Coefficiente γ_f	M2 (statica)	M2 (sismica)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.25	1.0
Coesione drenata	$\gamma_{c'}$	1.25	1.0
Coesione non drenata	γ_{cu}	1.4	1.0
Peso di volume	γ_γ	1.0	1.0

Per considerare soddisfatta la verifica, i fattori di sicurezza calcolati devono essere confrontati con il coefficiente γ_R che risulta pari a 1.2 nel caso di verifiche con serbatoio pieno e pari ad 1.1 in condizioni di diga vuota.

5.3 Verifiche di stabilità

5.3.1 Paramento di valle

Il modello è stato analizzato attraverso una analisi di sensitività operata sia sul peso di volume dei materiali grossolani sciolti sia sull'angolo di attrito. Nella tabella seguente sono rappresentati i valori del coefficiente di sicurezza in condizioni statiche e sismiche ottenuti.

Tabella 1 Verifiche di stabilità del paramento di valle in condizioni statiche e sismiche con il metodo di Bishop. I valori tra parentesi sono stati ricalcolati con il metodo di Morgenstern-Price

Criterio di rottura	Combinazione sismica			Combinazione statica		
	Peso di volume del rockfill/rinfianco			Peso di volume del rockfill/rinfianco		
	16 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³	16 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
HB	1.848	1.767 (1.782)	1.743	2.307	2.206	2.176
MC – $\varphi_k = 45^\circ$ c'=5 kPa	-	1.791	-	-	1.819	-
MC – $\varphi_k = 42^\circ$ c'=5 kPa	1.643	1.624 (1.620)	1.618	1.665	1.648 (1.647)	1.643
MC – $\varphi_k = 42^\circ$ c'=0 kPa	-	1.504	-	-	1.538	-
MC – $\varphi_k = 38^\circ$ c'=5 kPa	-	1.423	-	-	1.443	-

Come è possibile osservare, si nota come l'equivalenza tra i fattori di sicurezza calcolati con l'involuppo di rottura alla HB e MC si ottiene, in condizioni sismiche, adottando un angolo di attrito $\varphi = 45^\circ$ e coesione $c' = 5$ (FS HB_{sis} = 1.767 \approx FS MC_{sis} = 1.791). L'utilizzo del metodo di Morgenstern-Price non modifica sostanzialmente i risultati.

Con riferimento agli esempi di letteratura già descritti all'interno della relazione geotecnica (relazione R-04), l'angolo di attrito adottato per le verifiche è stato prudenzialmente ridotto al valore di $\varphi = 42^\circ$.

Nel caso di $\varphi = 42^\circ$, la presenza della coesione drenata comporta un incremento dei coefficienti di sicurezza di circa l'8% in condizioni sismiche e del 10% in condizioni statiche.

Osservando le superfici critiche individuate, in nessun caso la superficie di scorrimento critica attraversa il nuovo manto di tenuta in c.a. e la rottura eventuale si situa all'interno del corpo diga, escludendo la necessità di ripetere le analisi in condizioni di invaso vuoto o per livelli di riempimento intermedio.

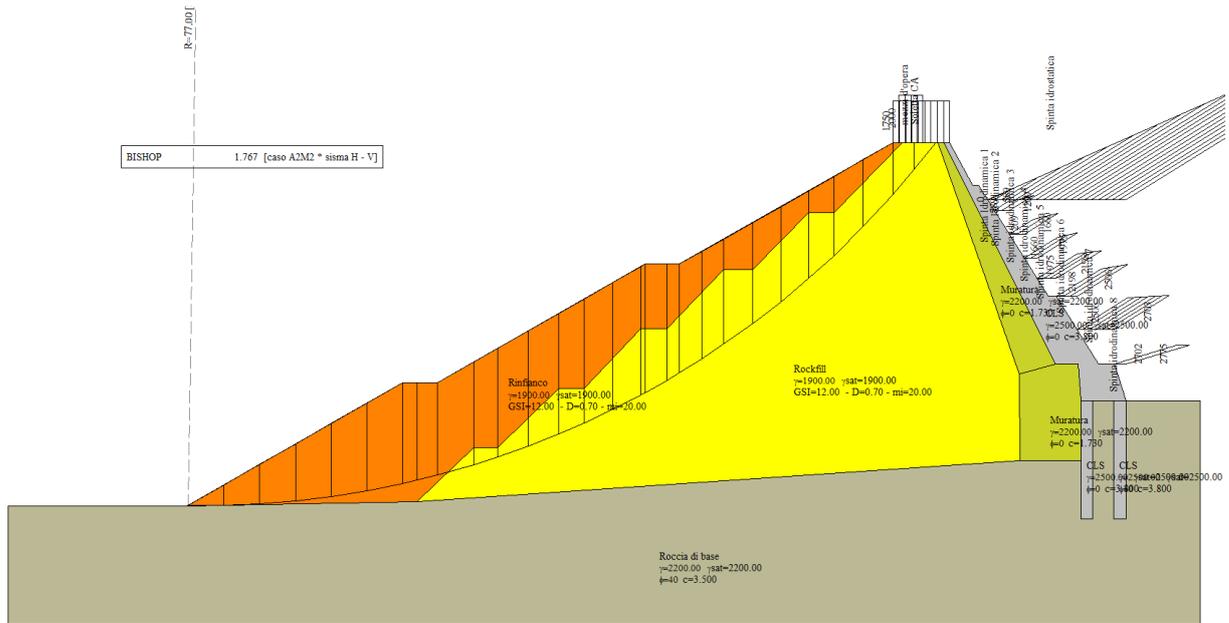


Figura 5-3 Modello LEM valle- caso Sisma SLC ($\gamma=19$, HB) FS = 1.767

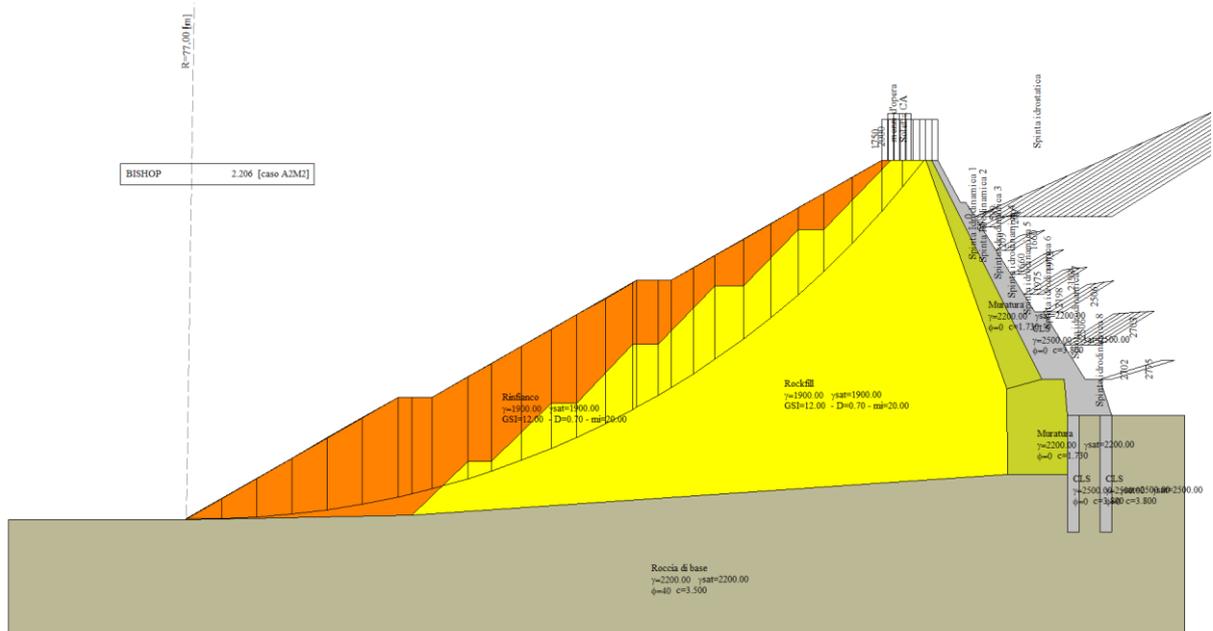


Figura 5-4 Modello LEM valle – statico Statico ($\gamma=19$, HB) – FS = 2.206

È stata poi anche verificata la stabilità locale di una singola berma del paramento, considerando la presenza di un mezzo d'opera valutata con un carico paria 2000 kg/mq disposto in corrispondenza del margine superiore della stessa. La verifica fornisce un valore del coefficiente di sicurezza pari a $F_s = 1.629$ statico e $F_s = 1.647$ sismico.

Nell'immagine seguente sono illustrati i fasci di superfici analizzati nella ricerca della superficie a fattore di sicurezza minimo.

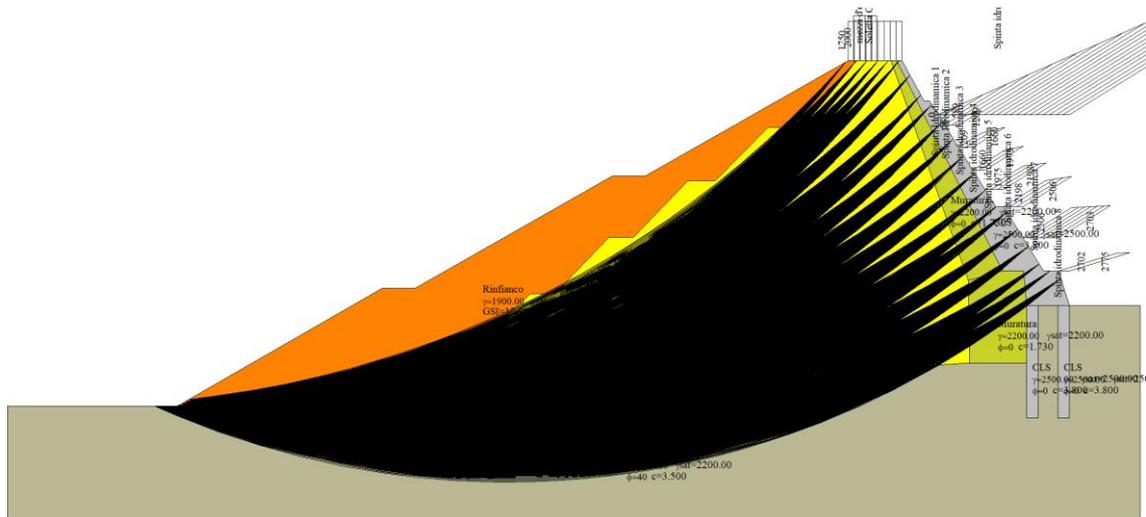


Figura 5-5 Superfici test per l'individuazione della critica - 11223 superfici testate

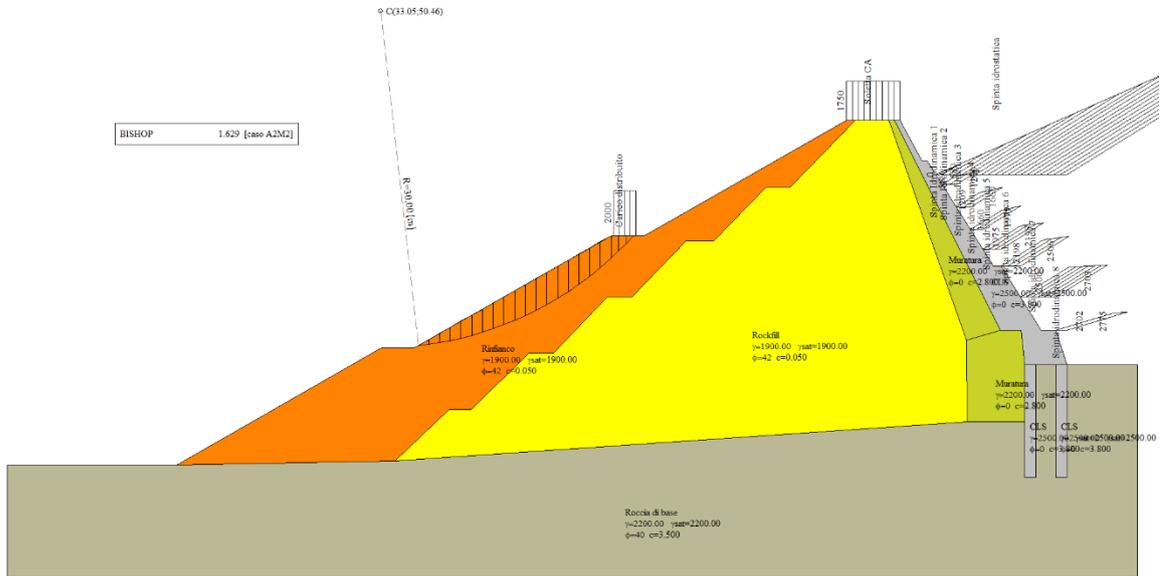


Figura 5-6 Modello LEM valle – stabilità della singola berma – caso statico ($\gamma=19$, MC 42°) – FS = 1.629

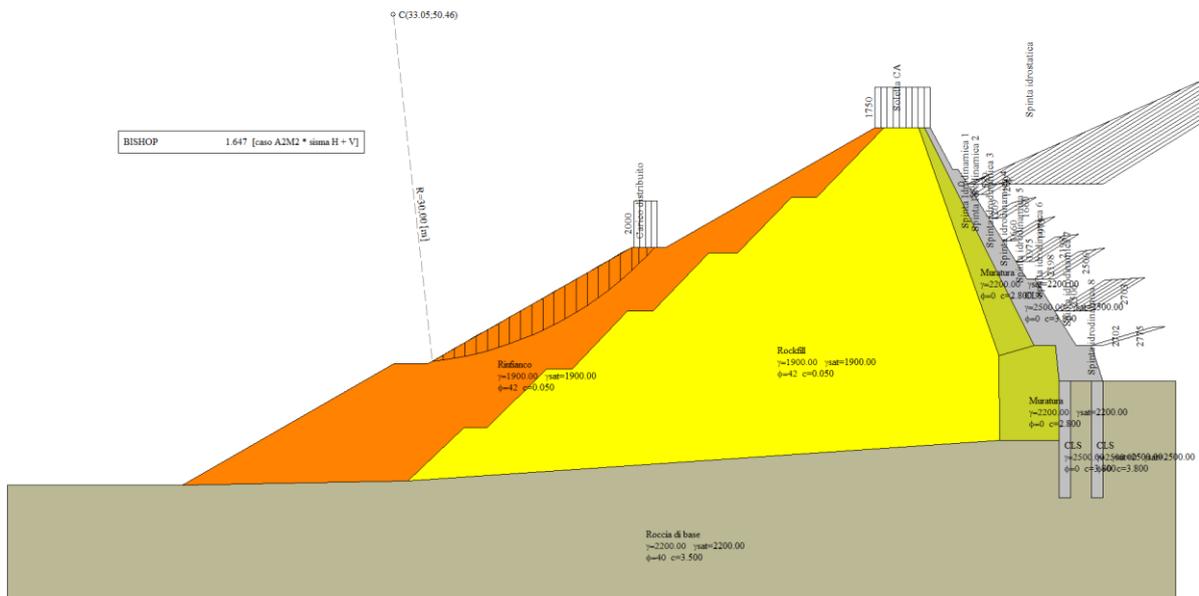


Figura 5-7 Modello LEM valle – stabilità della singola berma – caso sismico SLC ($\gamma=19$, MC 42°) – FS = 1.647

In nessun caso la verifica ha manifestato valori del fattore di sicurezza superiori alla soglia di 1.2 e le verifiche possono quindi dirsi soddisfatte.

Maggiori dettagli sulle verifiche effettuate, sulla geometria del modello, carichi e superfici di test sono riportati all'interno dell'allegato E alla presente relazione

5.3.2 Paramento di monte

Analogamente al caso del paramento di valle, le verifiche sono state ripetute anche per il paramento di monte, ipotizzando un cinematismo di rottura che ne coinvolge la struttura.

Nella tabella seguente sono riepilogati i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti attraverso un'analisi di sensitività avente le medesime caratteristiche adottate per il paramento di valle.

Tabella 2 Verifiche di stabilità del paramento di monte in condizioni statiche e sismiche con il metodo di Bishop. I valori tra parentesi sono stati ricalcolati con il metodo di Morgenstern-Price

	Combinazione sismica			Combinazione statica		
	Peso di volume del rockfill/rinfianco			Peso di volume del rockfill/rinfianco		
Criterio di rottura	16 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³	16 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
HB	2.100 (1.932)	1.968 (1.809)	1.929 (1.772)	2.159 (1.970)	2.029 (1.860)	2.034 (1.827)
MC – $\varphi_k = 45^\circ$ c'=5 kPa	-	(1.843)	-	-	(1.732)	-
MC – $\varphi_k = 42^\circ$ c'=5 kPa	2.128 (1.872)	2.024 (1.768)	1.993 (1.738)	1.967 (1.757)	1.866 (1.660)	1.836 (1.632)
MC – $\varphi_k = 42^\circ$ c'=0 kPa	-	(1.730)	-	-	(1.625)	-
MC – $\varphi_k = 38^\circ$ c'=5 kPa	-	(1.675)	-	-	(1.571)	-

Dall'analisi dei risultati ottenuti si osserva la variazione del peso specifico del rockfill non abbia un impatto elevato sui risultati, mostrando un lieve peggioramento all'aumentare della densità del mezzo. Si nota invece come a differenza del paramento di valle sia la combinazione statica ad essere maggiormente penalizzata; inoltre, in questo caso i fattori di sicurezza calcolati con il metodo di Morgenstern-Price mostra una sostanziale diminuzione rispetto al metodo di Bishop.

Nelle figure seguenti sono quindi mostrate le superfici di scorrimento critiche associate ai casi statici e sismici con l'involuppo di rottura di HB e MC.

INTERVENTI PER L'INCREMENTO DELLA SICUREZZA DELLA DIGA DI CERVENTOSA

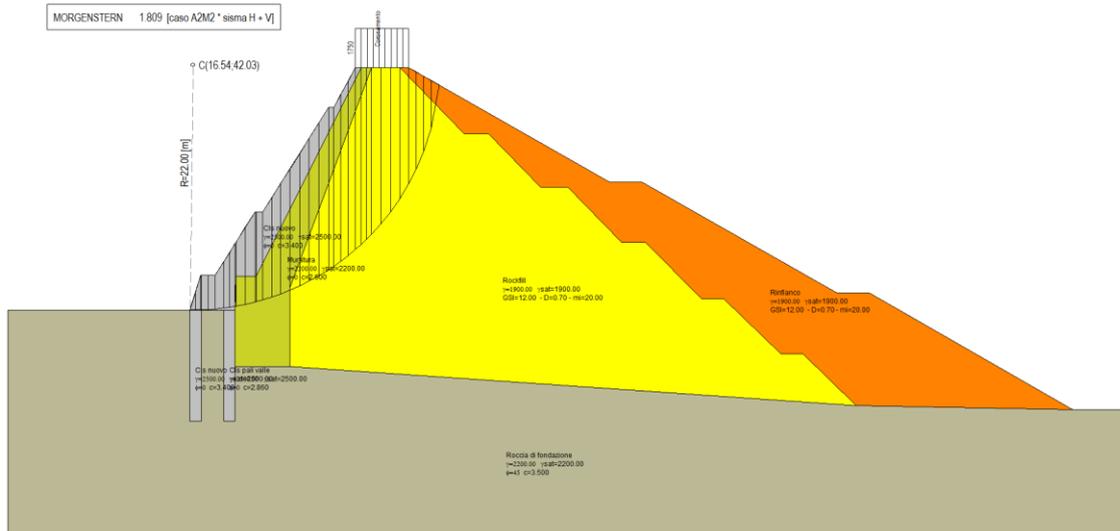


Figura 5-8 Modello LEM monte - caso Sisma SLC ($\gamma=19$, HB) FS = 1.809

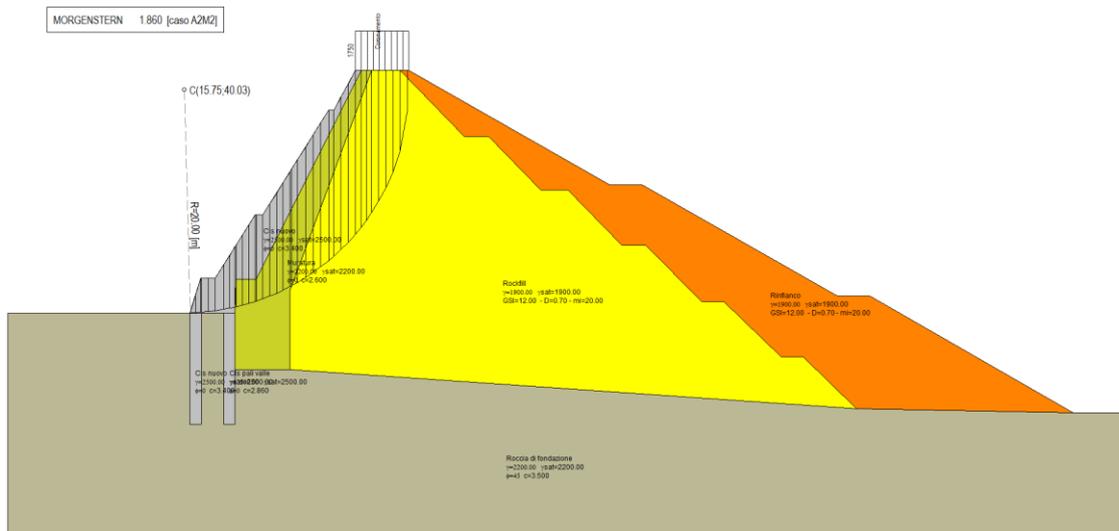


Figura 5-9 Modello LEM monte - caso statico ($\gamma=19$, HB) FS = 1.860

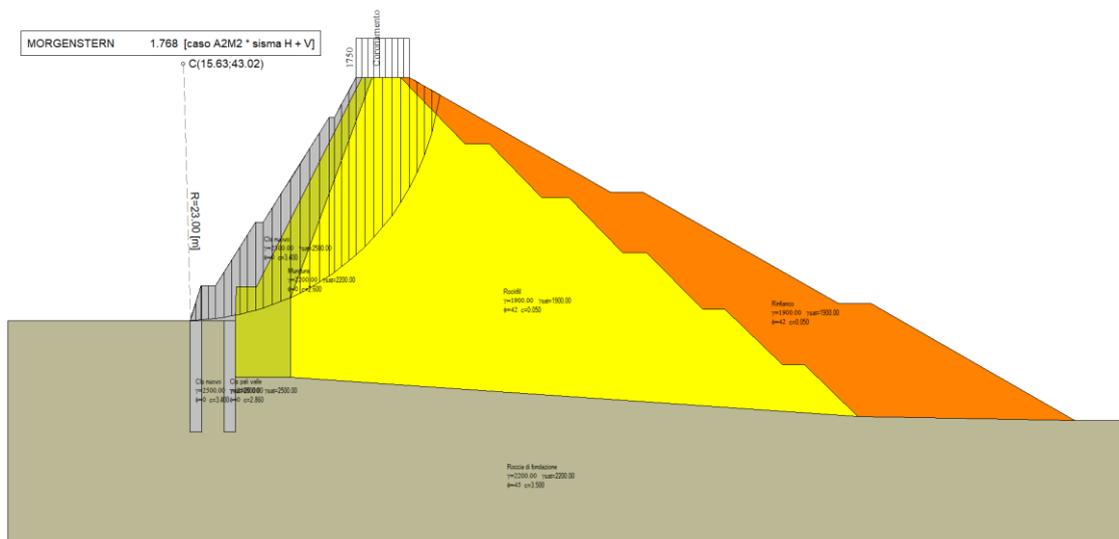


Figura 5-10 Modello LEM monte - caso sismico SLC ($\gamma=19$, MC $\phi=42^\circ$ $c'=5$) FS = 1.768

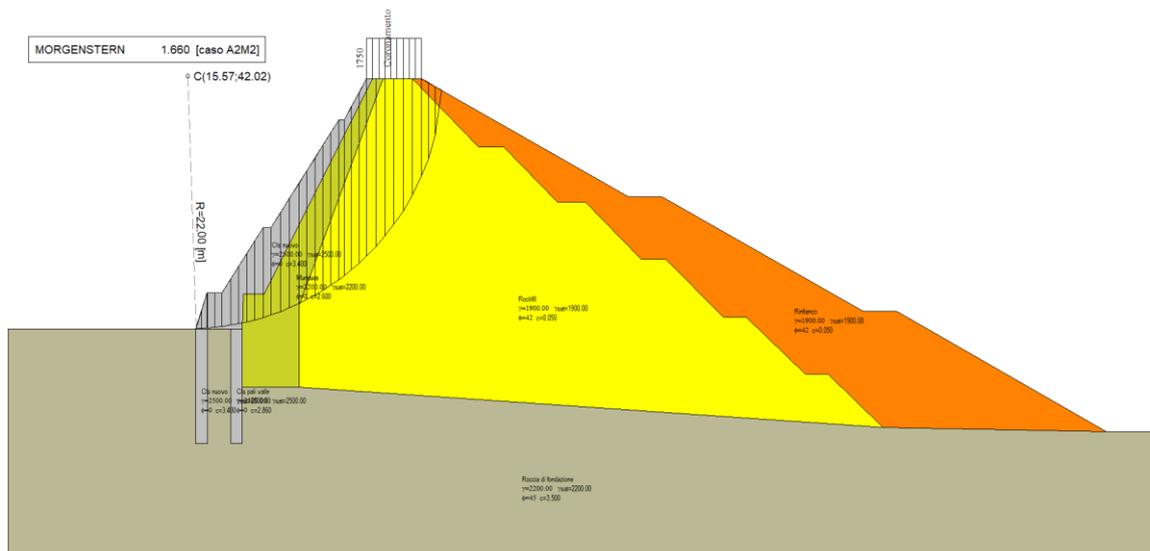


Figura 5-11 Modello LEM monte - caso statico ($\gamma=19$, MC $\phi=42^\circ$ $c'=5$) FS = 1.660

Nell'immagine seguente si riportano le superfici di scorrimento valutate per l'individuazione della superficie critica:

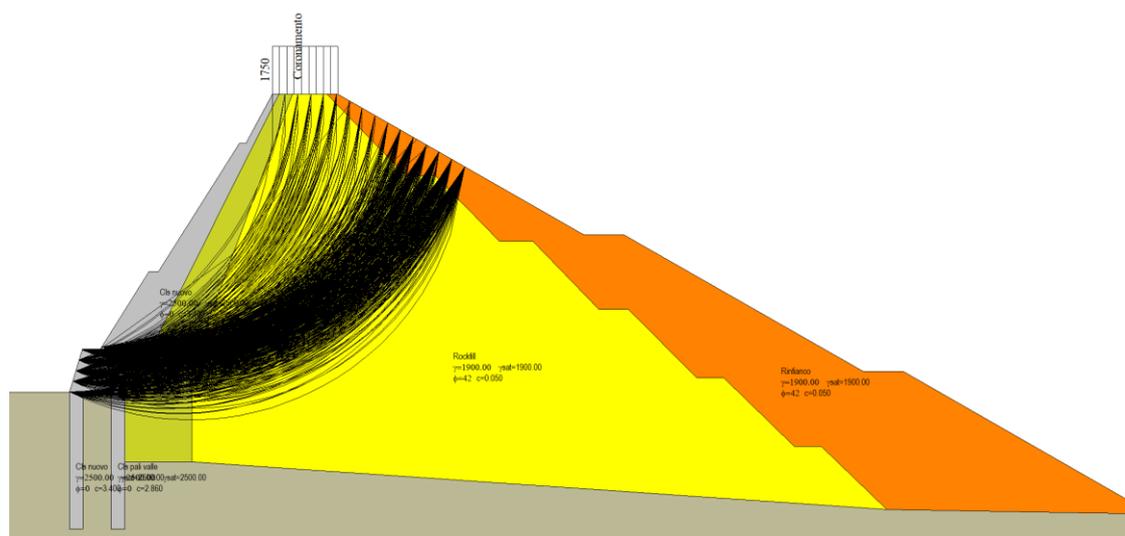


Figura 5-12 Superfici test per l'individuazione della critica - 2600 superfici testate

Anche per il paramento di monte la verifica ha manifestato valori del fattore di sicurezza superiori alla soglia di 1.2 e le verifiche possono quindi dirsi soddisfatte.

Maggiori dettagli sulle verifiche effettuate, sulla geometria del modello, carichi e superfici di test sono riportati all'interno dell'allegato E alla presente relazione

5.3.3 Stima degli spostamenti post sismici con il metodo di Newmark

Il modello numerico LEM presentato nei paragrafi precedenti è stato utilizzato per la stima degli spostamenti post-sismici attraverso il metodo di Newmark.

Il metodo di Newmark permette di calcolare lo spostamento residuo di un pendio soggetto a sisma. Secondo il metodo originario di Newmark la valutazione dello spostamento permanente della superficie di scorrimento, rispetto alla formazione di

base, dovuto ad un evento sismico viene ottenuto mediante doppia integrazione dell'equazione del moto.

L'integrazione dell'accelerazione $a(t)$ viene effettuata negli intervalli temporali nei quali essa supera l'accelerazione critica (K_c). L'accelerazione critica viene determinata utilizzando i metodi pseudo statici dell'equilibrio limite come minimo valore per il quale il fattore di sicurezza è unitario ($F_s=1.0$).

Nelle ipotesi di Newmark l'accelerazione $a(t)$ è assunta costante lungo la superficie di scorrimento mentre l'accelerazione critica è assunta costante nel tempo.

Lo spostamento finale della superficie è ottenuto per sommatoria degli spostamenti parziali calcolati negli intervalli temporali sopra menzionati ($a(t) > K_c$).

Il valore dell'accelerazione critica per il modello in esame è pari a $K_c = 0.37g < 0.27g$ della PGA associata all'evento sismico di Cerventosa. Ne consegue che per nessun accelerogramma selezionato si accumuli spostamento.

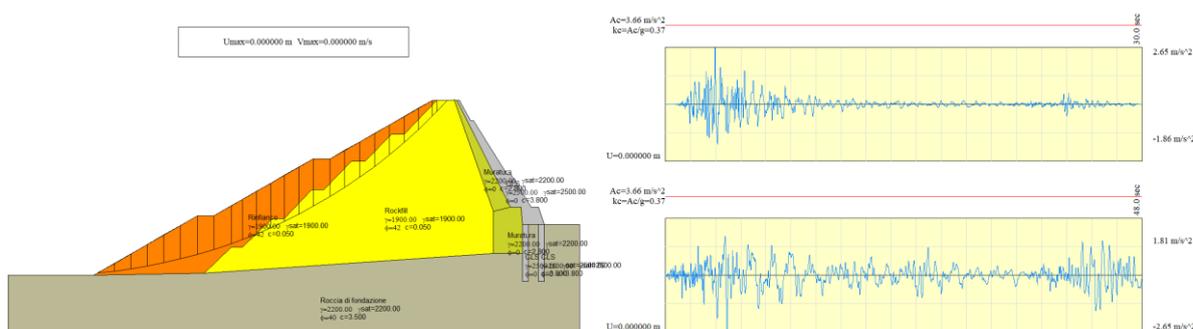


Figura 5-13 Analisi di Newmark – Assenza di spostamenti cumulati nel paramento di valle per sisma SLC

Le stesse indicazioni possono essere estese anche al paramento di monte:

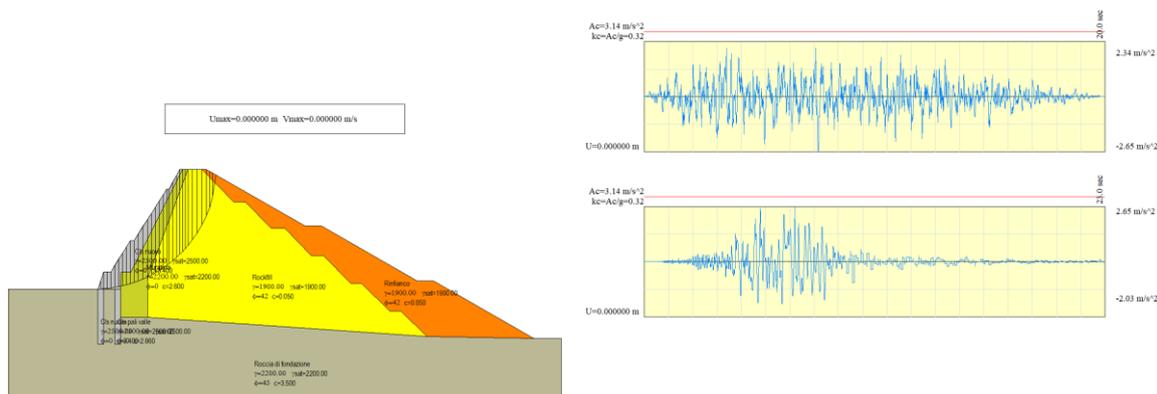


Figura 5-14 Analisi di Newmark – Assenza di spostamenti cumulati nel paramento di monte per sisma SLC

Anche in questo caso l'accelerazione critica individuata è pari a $K_c = 0.314g > PGA = 0.27g$ cui non compete alcuna accumulazione di spostamento.

6 MODELLO FEM BIDIMENSIONALE – PLAXIS 2D

6.1 Caratteristiche generali dei modelli numerici di calcolo

In analogia a quanto già presentato nella relazione tecnica di verifica della sicurezza statica, sismica e idraulica (Documento [D14]) e della di relazione tecnica al progetto di fattibilità tecnico economica (Documento [D16]), il comportamento statico e sismico dello sbarramento di Cerventosa è stato simulato anche attraverso l'ausilio di un modello FEM bidimensionale non lineare, in stato piano di deformazioni, mediante il software specializzato PLAXIS 2D.

La modellazione attraverso gli elementi finiti ha portato alla creazione di due categorie distinte di modelli, rispettivamente per le analisi statiche e per le analisi dinamiche.

A. ANALISI STATICHE

1. Utilizzo di elementi triangolari a 15 nodi: per il caso statico l'esigenza di cogliere in maniera accurata la formazione di eventuali meccanismi di collasso attraverso l'uso della tecnica della $c-\phi$ reduction ha reso necessario adottare funzioni di forma più ricche per gli elementi finiti
2. Maggiore estensione verticale del dominio di analisi: è stata considerata una estensione maggiore del dominio al fine di valutare in modo più accurato eventuali cedimenti elastici dovuti alla deformazione del bedrock
3. Adozione di differenti modalità costruttive per fasi e conseguente valutazione dell'impatto sul paramento di monte.

B. ANALISI DINAMICHE

1. Utilizzo di elementi triangolari a 6 nodi: nel caso delle computazioni dinamiche con accelerogramma registrato, elementi finiti a 6 nodi migliorano la performance di calcolo e garantiscono maggiore stabilità.
2. Estensione del dominio verticale a pochi metri al di sotto dello sbarramento. Poiché l'accelerazione sismica viene applicata mediante una storia di carico in corrispondenza del margine inferiore del modello si è cercato di mantenere al minimo lo spessore del bedrock al fine di non alterare eccessivamente l'azione sismica agente sullo sbarramento. Il produttore del software consiglia espressamente nella manualistica di non azzerare tale spessore al onde evitare facilitare la convergenza della soluzione. È stato comunque verificato che le accelerazioni in corrispondenza dello sbarramento fossero coerenti con la PGA.

3. È stata esclusa la dipendenza dei moduli di rigidezza dello sbarramento dalla pressione di confinamento imponendo $m = 0$. La scelta è necessaria per migliorare la qualità numerica della soluzione ed per evitare fluttuazioni del livello di sforzo di confinamento inducessero instabilità modificando i valori di rigidezza tra gli step di carico.

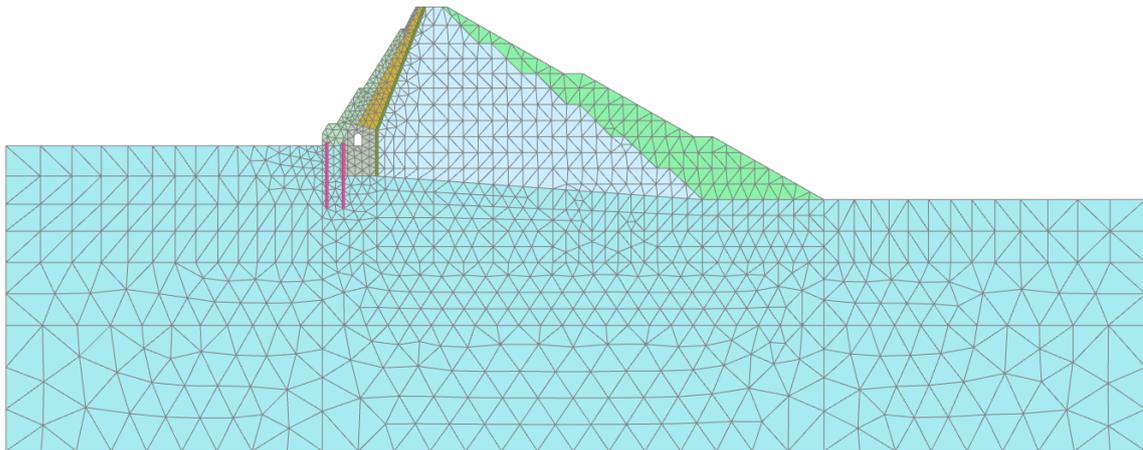


Figura 6-1 Mesh del modello FEM statico

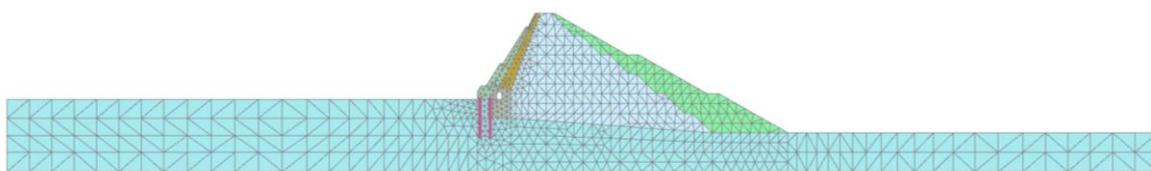


Figura 6-2 Mesh del modello FEM dinamico

6.2 Condizioni al contorno

Il software PLAXIS assegna automaticamente le condizioni al contorno durante le fasi statiche dell'analisi. In questo senso al fondo del modello è applicato il vincolo di incastro perfetto ($u_x=0$, $u_y=0$) mentre ai contorni verticali laterali sono svincolati in direzione verticale e bloccati in direzione orizzontale ($u_x=0$, $u_y=libero$).

Durante le analisi dinamiche invece al boundary inferiore è assegnato l'accelerogramma di progetto. L'assegnazione del moto impone tuttavia un cambio nelle condizioni al contorno: ad entrambi i contorni verticali laterali sono applicate condizioni di tipo "free field" che consistono nell'uso da parte del software di smorzatori viscosi automaticamente tarati capaci di assorbire le onde sismiche incidenti senza rifletterle (come in condizioni di campo libero); sul contorno orizzontale invece è applicata una condizione al contorno di tipo "compliant base" che consente di mantenere la

caratteristica di assorbimento delle onde incidenti senza rinunciare però alla possibilità di imporre una storia di spostamenti.

6.3 Carichi di progetto e combinazioni di carico

I carichi considerati nel modello di calcolo FEM 2D sono stati trattati al precedente paragrafo 0. Le combinazioni di verifica sono invece riportate di seguito:

Combinazione	Peso proprio	Permanente portato	spinta idrostatica (mass. reg.ne)	spinta idrostatica (mass. invaso)	Accelerogramma alla base (SLC/SLD)
	G1	G2	G2	Ecc	E
SLE1	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0
SLE2	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0
SLE3	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0
SLU1	1.3	1.3	0.0/1.3	0.0/1.3	0.0
SLU2	1.0	1.3	0.0/1.3	0.0/1.3	0.0
SLU3	1.3	1.0	0.0/1.0	0.0/1.0	0.0
SLC dry	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0
SLC MaxReg	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0
SLD dry	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0
SLD MaxReg	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0

Nelle combinazioni descritte, le spinte idrostatiche alla massima regolazione e al massimo invaso sono state applicate alternativamente assieme al caso di diga vuota.

L'analisi di accrescimento che precede ogni simulazione consente di disporre dello stato deformativo e di sforzo nel modello anche per gli stati intermedi di costruzione.

Nel caso delle combinazioni statiche ultime, la spinta idrostatica corrispondente al massimo invaso è stata affetta anch'essa dal fattore 1.3, come per la combinazione di massima regolazione. Ciascuna delle tre combinazioni SLU è stata analizzata nella condizione di diga vuota, di bacino alla massima regolazione ed al massimo invaso.

Nel caso delle analisi dinamiche, sono stati adottate le settuple di accelerogrammi orizzontali e verticali allo stato limite di collasso (SLC) e di danno (SLD). La spinta idrodinamica è stata assegnata attraverso la presenza di masse aggiunte sul paramento di monte.

6.4 Analisi di accrescimento (staged construction)

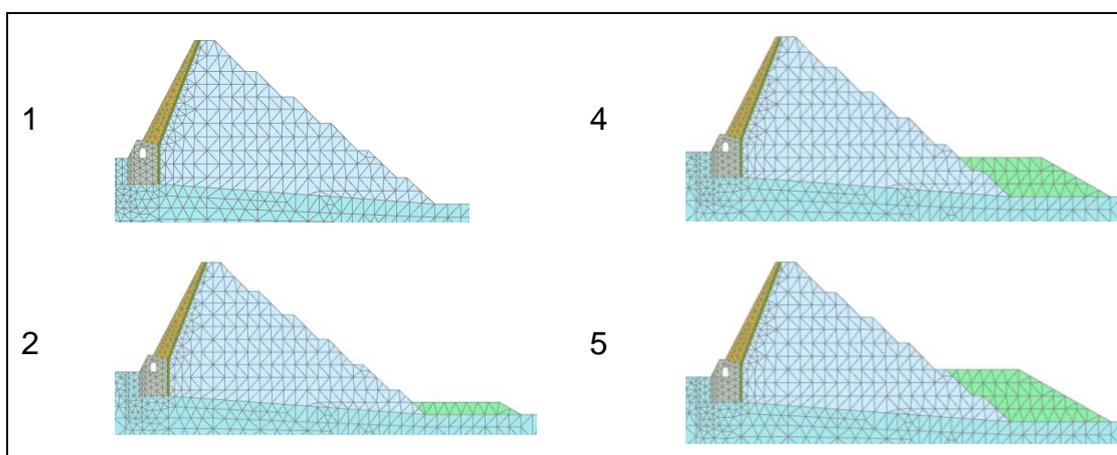
La presenza nel modello di materiali a comportamento non lineare, come quelli i solidi granulari, determina una dipendenza dei risultati dalla storia tensionale. Diventa quindi necessario, prima di procedere con le analisi statiche o dinamiche in configurazione di progetto, generare il modello definitivo attraverso un certo numero di fasi intermedie di accrescimento adottando il metodo detto di “*staged construction*”.

Durante questa tipologia di analisi i differenti “cluster” che compongono la geometria della diga vengono progressivamente attivati, secondo un ordine dettato dalle reali fasi costruttive. La simulazione prende quindi in conto sia la generazione del corpo diga originale che degli interventi di adeguamento. Le fasi costruttive della porzione originale sono state mutate dai modelli redatti per i precedenti studi e già descritti all'interno delle relazioni di verifica dello sbarramento e del progetto di PFTE. La realizzazione dello sbarramento originale è modellata attraverso 12 step costruttivi, per incrementi di altezza pari a circa 2.5m

Per le fasi di realizzazione degli interventi sono invece stati analizzati 3 possibili scenari costruttivi:

- HP0) Realizzazione contestuale e contemporanea a monte ed a valle del corpo diga;
- HP1) Realizzazione dell'intervento di valle e successivamente di monte;
- HP2) Inizio lavori a monte e successivo completamento con l'intervento sul paramento di valle.

Nelle immagini seguenti sono illustrate a titolo esemplificativo le sequenze adottate per la realizzazione degli interventi di adeguamento



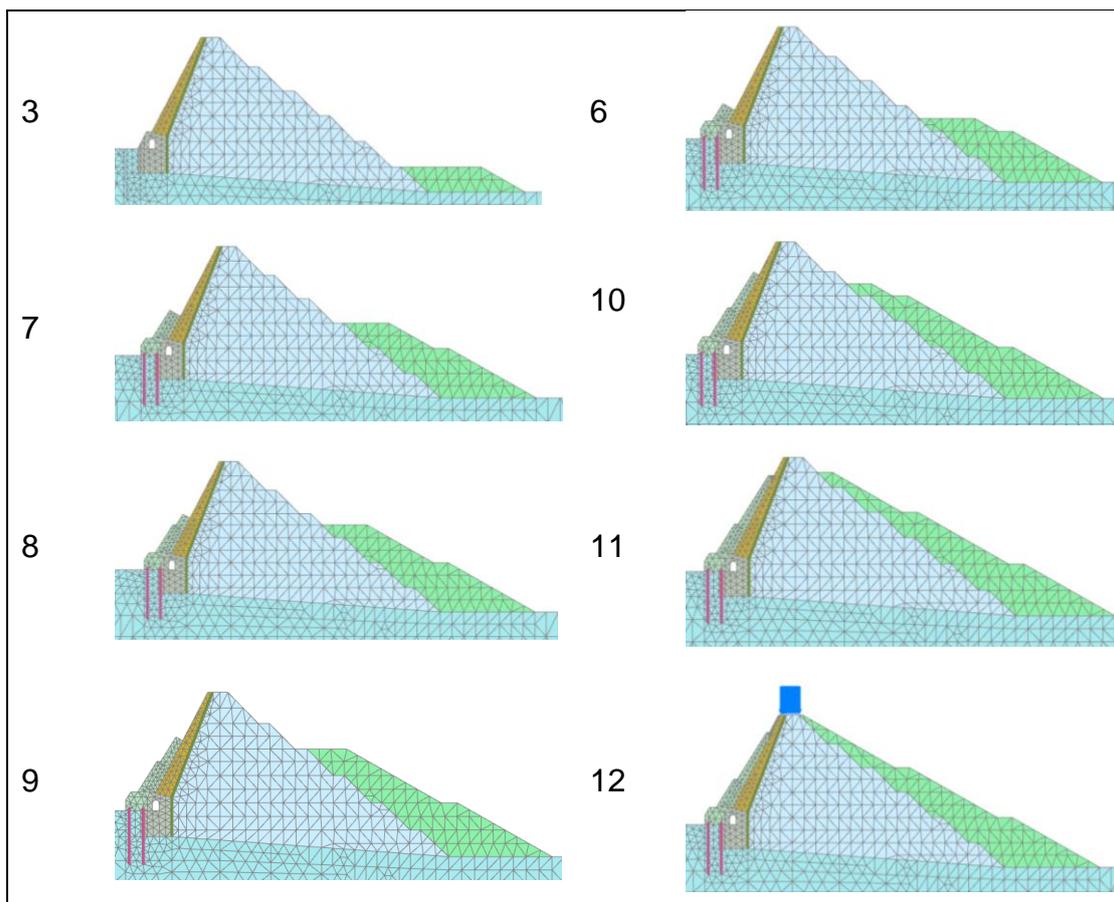


Figura 6-3 Fasi realizzative – ipotesi “hp0” di accrescimento contestuale nei paramenti di monte e valle

6.5 Analisi statiche

6.5.1 Deformazioni del corpo diga indotte dai carichi statici

Sono state esaminate le deformazioni residue sul corpo diga al termine delle operazioni di costruzione contemplando i tre scenari costruttivi hp0, hp1 ed hp2, oltre al comportamento deformativo del corpo diga a seguito del riempimento del bacino alla quota di massima regolazione.

Nella tabella seguente sono raccolti gli spostamenti massimi orizzontali e verticali che si riscontrano a modello a seguito dell'intervento. Sono presi in considerazione la seconda berma, e l'estremità superiore del nuovo manto di tenuta in c.a.:

Scenario di costruzione	Ux 2°berma [mm]	Uy 2°berma [mm]	Ux manto c.a. [mm]	Uy manto c.a. [mm]
HP0	2.849	-5.083	0.988	-0.860
HP1	2.871	-5.073	0.962	-0.961
HP2	2.882	-5.071	1.121	-1.050

Come si evince dalla tabella, gli spostamenti residui del corpo diga e dello schermo di tenuta non sono sensibili al percorso costruttivo. Il cedimento massimo atteso al

termine della costruzione per la seconda berma è pari a circa 5mm. Nelle due figure seguenti sono mostrati i cedimenti del corpo diga associati alla sola posa del rinfianco

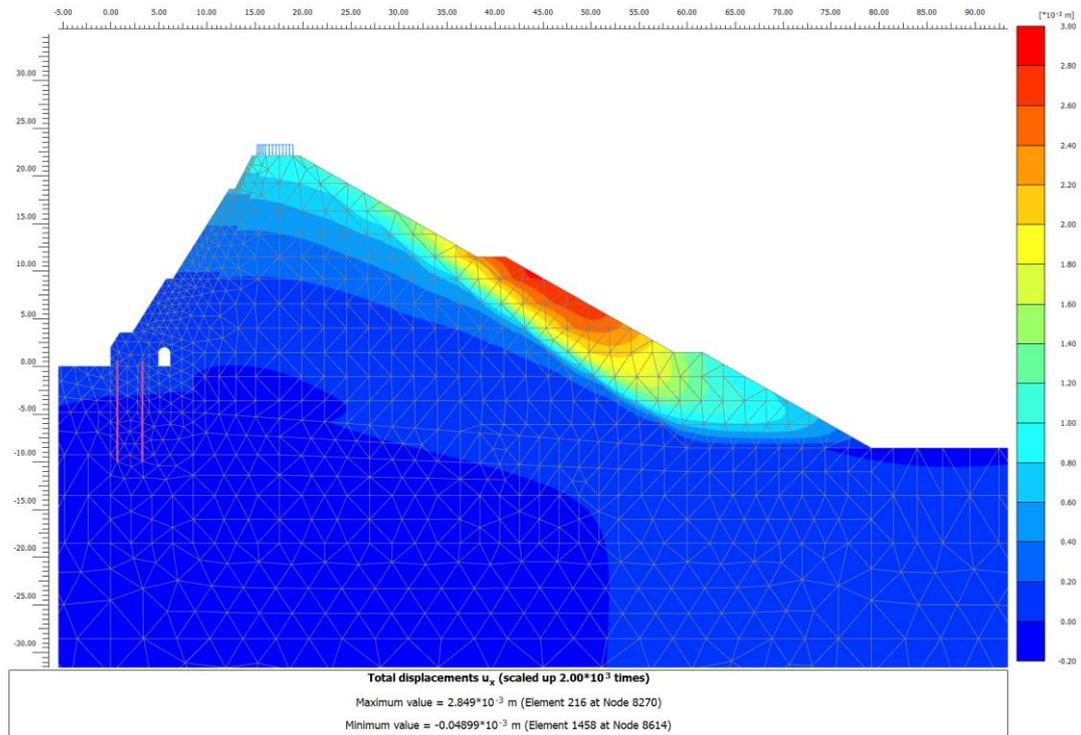


Figura 6-4 Deformazioni residue orizzontali (m) a fine intervento (ipotesi realizzativa hp0)

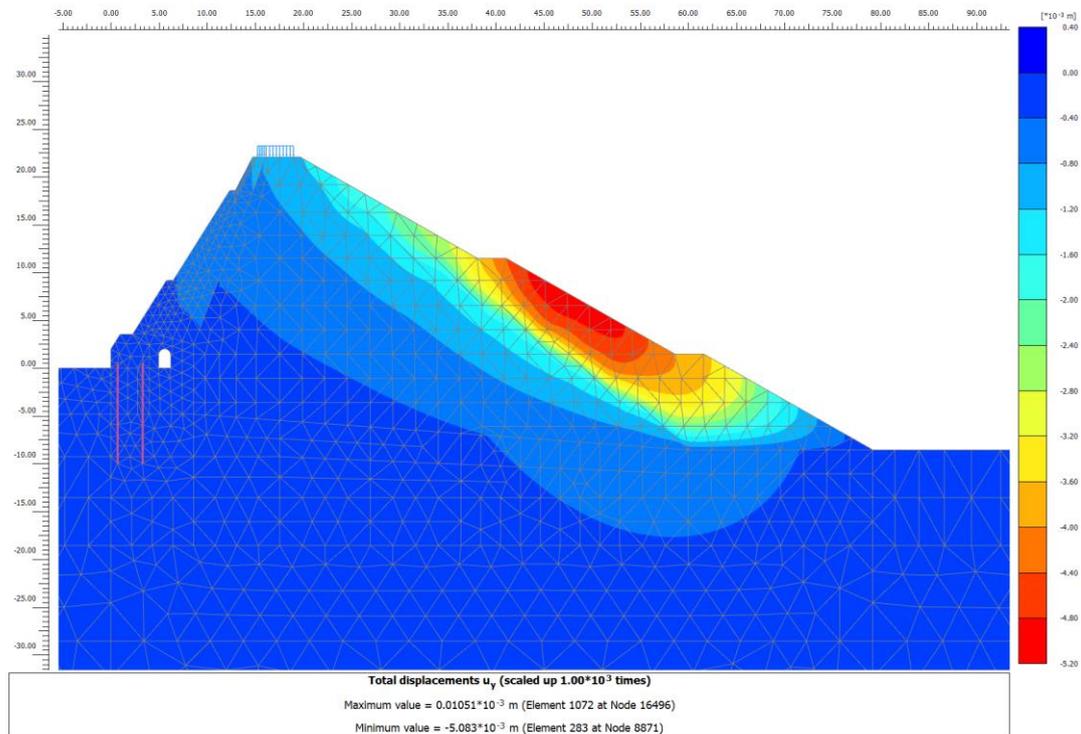


Figura 6-5 Deformazioni residue verticali (m) a fine intervento (ipotesi realizzativa hp0)

Nelle figure seguenti si analizza lo stato deformativo conseguente al riempimento del bacino in condizioni di massima regolazione e massimo invaso:

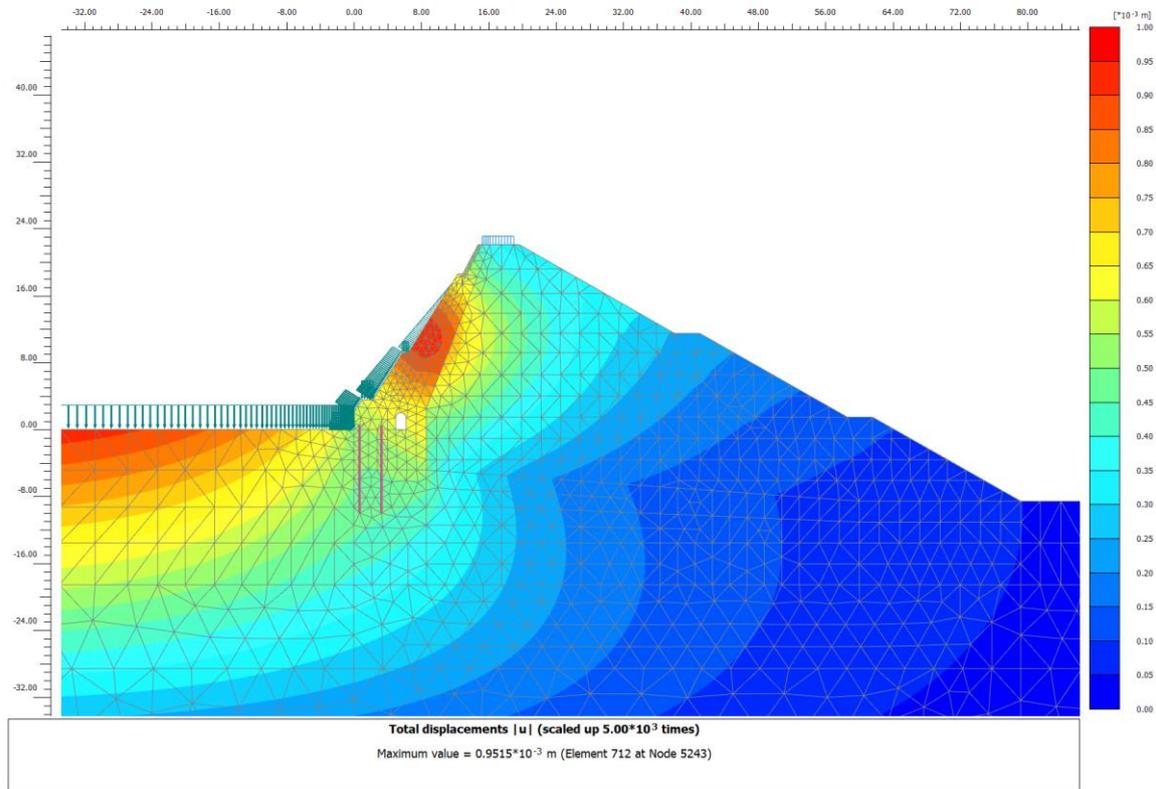


Figura 6-6 Massimo spostamento $|u|$ [m] indotto dal riempimento del bacino alla massima regolazione

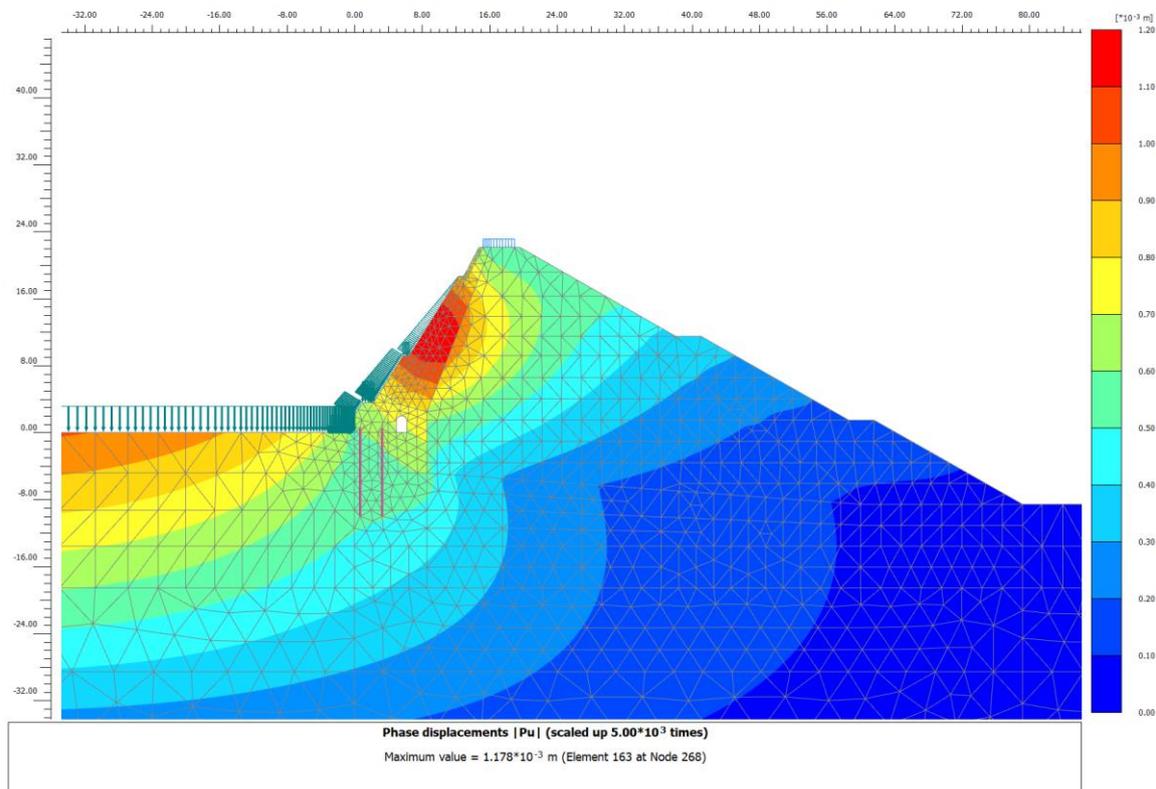


Figura 6-7 Massimo spostamento $|u|$ [m] indotto dal riempimento del bacino al massimo invaso

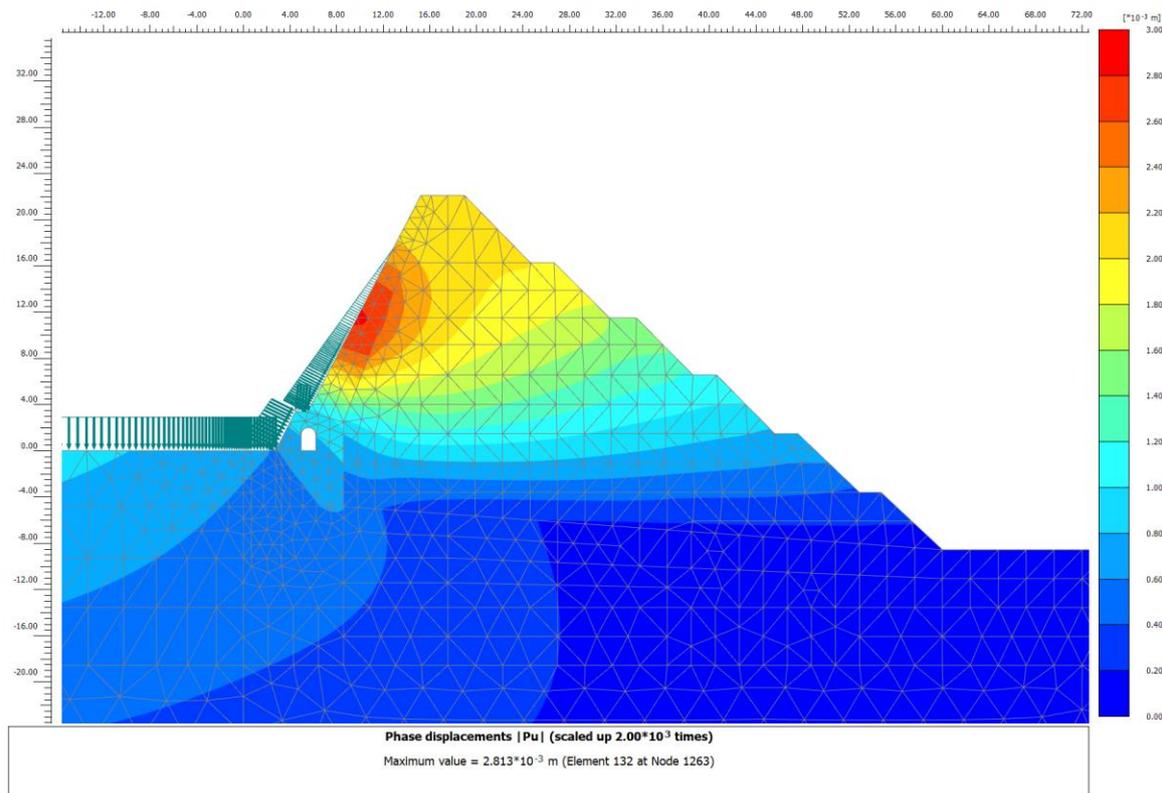


Figura 6-8 Massimo spostamento |u| [m] indotto dal riempimento del bacino alla massima regolazione – configurazione attuale

Il riempimento del bacino produce uno spostamento massimo dello schermo di tenuta pari a:

Configurazione	Quota di riempimento	Spostamento u _{max} [mm]
Progetto	Massima regolazione	0.951
Progetto	Massimo invaso	1.178
Attuale	Massima regolazione	2.813

Nella tabella è stato inserito per confronto anche lo spostamento indotto dalla spinta idrostatica alla massima regolazione sullo sbarramento nella configurazione attuale, pari a 2.8mm sul paramento di monte e circa 2mm sul coronamento.

Detto valore di spostamento può essere raffrontato con quanto misurato dalla rete di monitoraggio dell'opera, selezionando un periodo antecedente al 2014 quando la stessa risultava piena.

Come si evince dalla seguente Figura 6-9, nel periodo 2007-2014 per il caposaldo centrale D2 sono stati registrati 3 cicli di riempimento – svuotamento che hanno indotto uno spostamento di circa 4-5 mm. Il valore misurato risulta quindi dello stesso ordine di

grandezza dei valori modellati anche considerando le incertezze connesse alla misurazione.

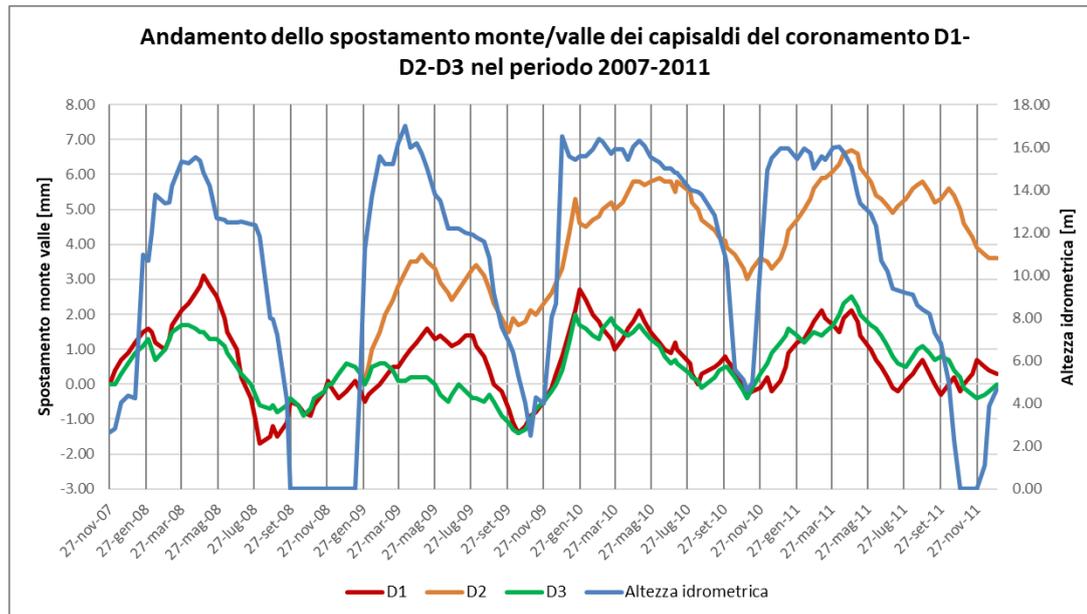


Figura 6-9 Spostamento in direzione monte-valle dei capisaldi D1 D2 D3 sul coronamento della diga nel periodo 2007-2011

6.5.2 Analisi di stabilità in condizioni statiche

Le verifiche di stabilità globale in condizioni statiche sono state effettuate attraverso un'analisi di tipo $c-\phi$ reduction in condizioni statiche con riferimento alla combinazione di verifica A2 M2 R2, ovvero penalizzando i criteri di resistenza dei materiali con i coefficienti γ_{M2} .

Considerando per il materiale granulare un involucro di rottura alla Mohr-Coulomb ed i parametri di resistenza al taglio individuati un angolo di attrito pari a $\phi' = 42^\circ$ ed una coesione $c' = 5\text{kPa}$ Il coefficiente di sicurezza individuato è pari a $Fs^{FEM} = 1.583$

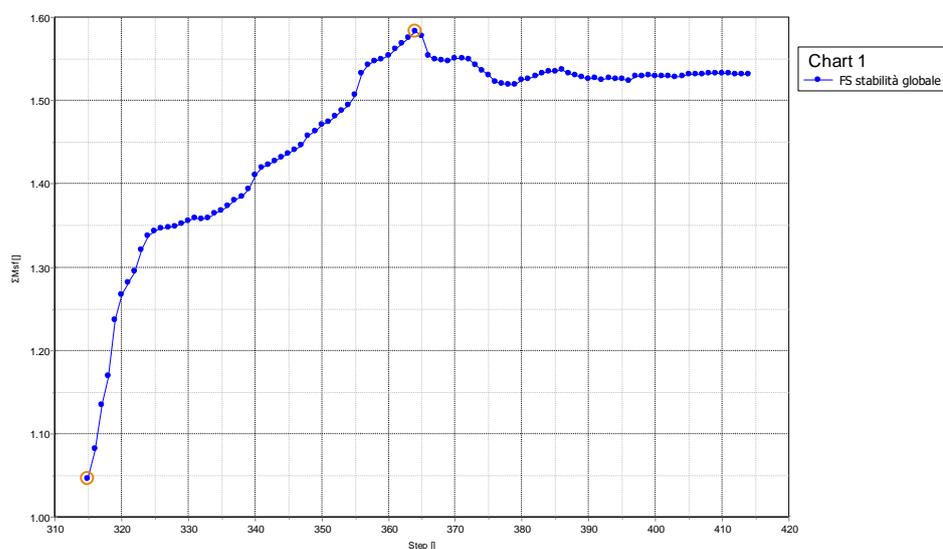


Figura 6-10 Convergenza del fattore di sicurezza nell'analisi di $c-\phi$ reduction

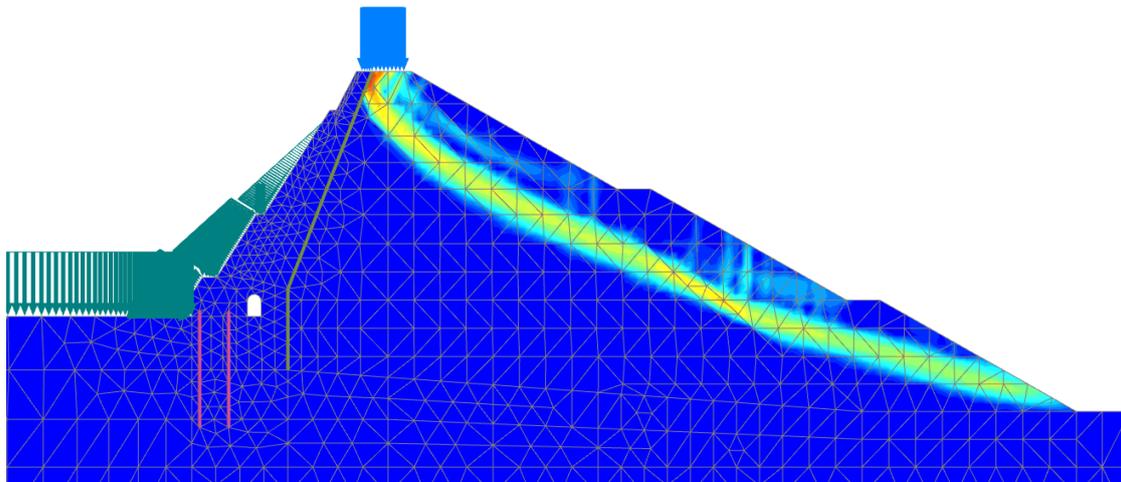


Figura 6-11 Analisi di stabilità globale (A2M2R2) (MC $\phi'=42^\circ$ $c'=5\text{kPa}$) - Superficie di scorrimento - deformazione angolare γ_s - Configurazione di progetto

Il valore del coefficiente di sicurezza riscontrato nell'analisi FEM differisce di circa il 4% rispetto all'omologo ottenuto mediante l'analisi di equilibrio limite ($F_s^{\text{FEM}} = 1.583$, $F_s^{\text{LEM}} = 1.648$), confermando la correttezza della superficie di scorrimento critica individuata.

La scelta di un modello costitutivo elastico per il nuovo manto di tenuta di monte e per la porzione esistente in muratura e calcestruzzo impedisce che nell'analisi gli stessi siano coinvolti dal meccanismo di rottura. La superficie di rottura individuata è visibile nella Figura 6-11, dove sono rappresentate le deformazioni angolari deviatoriche γ_s , che si concentrano nella fascia di scorrimento. Poiché l'analisi è a rottura, il valore assoluto delle deformazioni rilevate non è significativo.

6.5.3 Sollecitazioni SLE e SLU del manto di tenuta in condizioni statiche

Nel seguito saranno esplicitati i valori delle caratteristiche di sollecitazione nelle combinazioni di stato limite di esercizio e di stato limite ultimo per la struttura del manto di tenuta in c.a.. I valori di momento, azione assiale e taglio sono stati ottenuti dal modello 2D inserendo sull'asse medio dello stesso un elemento PLATE2D avente il medesimo modulo elastico del calcestruzzo circostante abbattuto di un fattore $k = 1 \cdot 10^{-4}$ ed area e momento di inerzia pari al locale spessore del manto.

Il PLATE in oggetto è stato quindi suddiviso in 8 tratti, ciascuno con relative proprietà geometriche adattate al locale spessore medio del manto, riassunte nella tabella seguente:

Porzione del manto		A1	B1	B2	C1	C2	C3	C4	D1
spessore	m	1.98	2.79	2.58	1.76	1.53	1.3	1.07	0.44
A	m ²	1.98	2.79	2.58	1.76	1.53	1.3	1.07	0.44
I	m ⁴	0.65	1.81	1.43	0.45	0.30	0.18	0.10	0.01
E/10000	kN/m ²	3364.3	3364.3	3364.3	3364.3	3364.3	3364.3	3364.3	3364.3
EA	kN	6661	9386	8680	5921	5147	4374	3600	1480
EI	kNm ²	2176	6089	4815	1528	1004	616	343	24

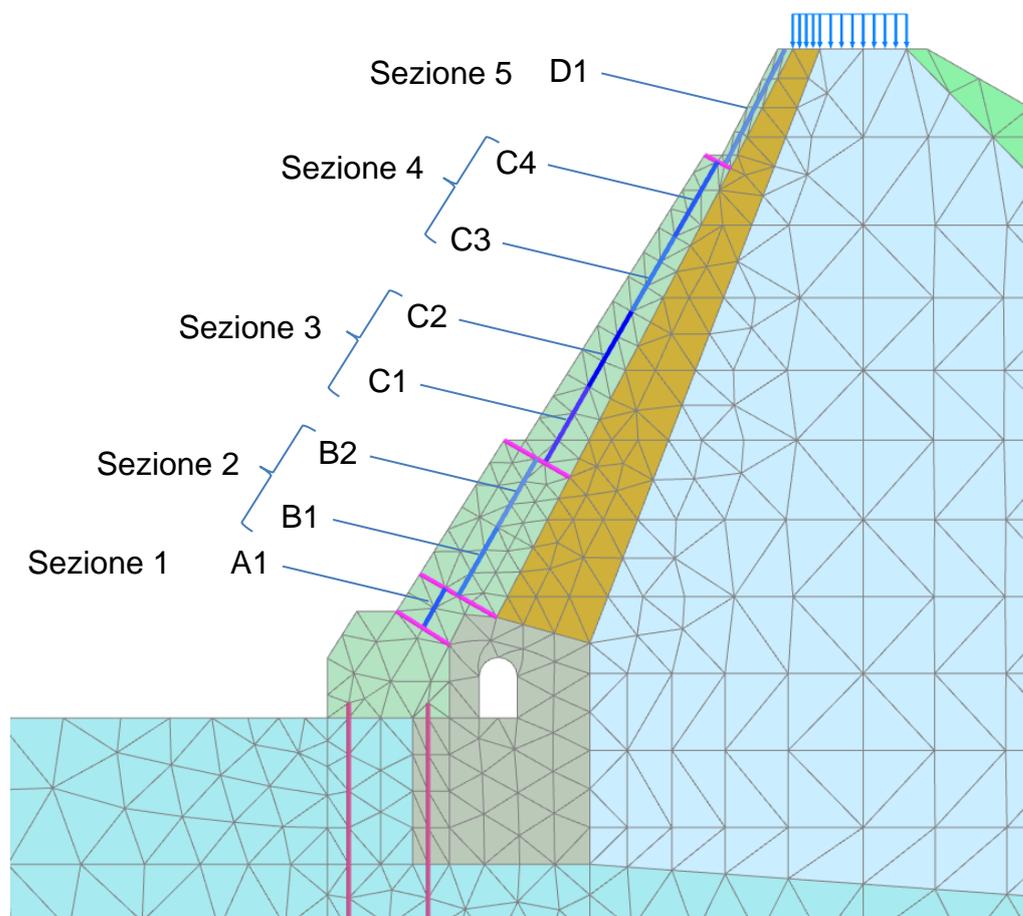


Figura 6-12 Indicazione delle sezioni strutturali (A1...D1) degli elementi plate fittizi adottati per il rilevamento delle caratteristiche di sollecitazione nel nuovo manto di tenuta, oltre che delle sezioni di verifica (1...5)

Nella figura seguente è rappresentato l'andamento del momento flettente nel manto di tenuta in c.a. per le tre ipotesi costruttive (hp0, hp1, hp2) nelle diverse condizioni di carico (step intermedi, fine costruzione, massima regolazione e massimo invaso). I valori rappresentati si riferiscono alle combinazioni di esercizio.

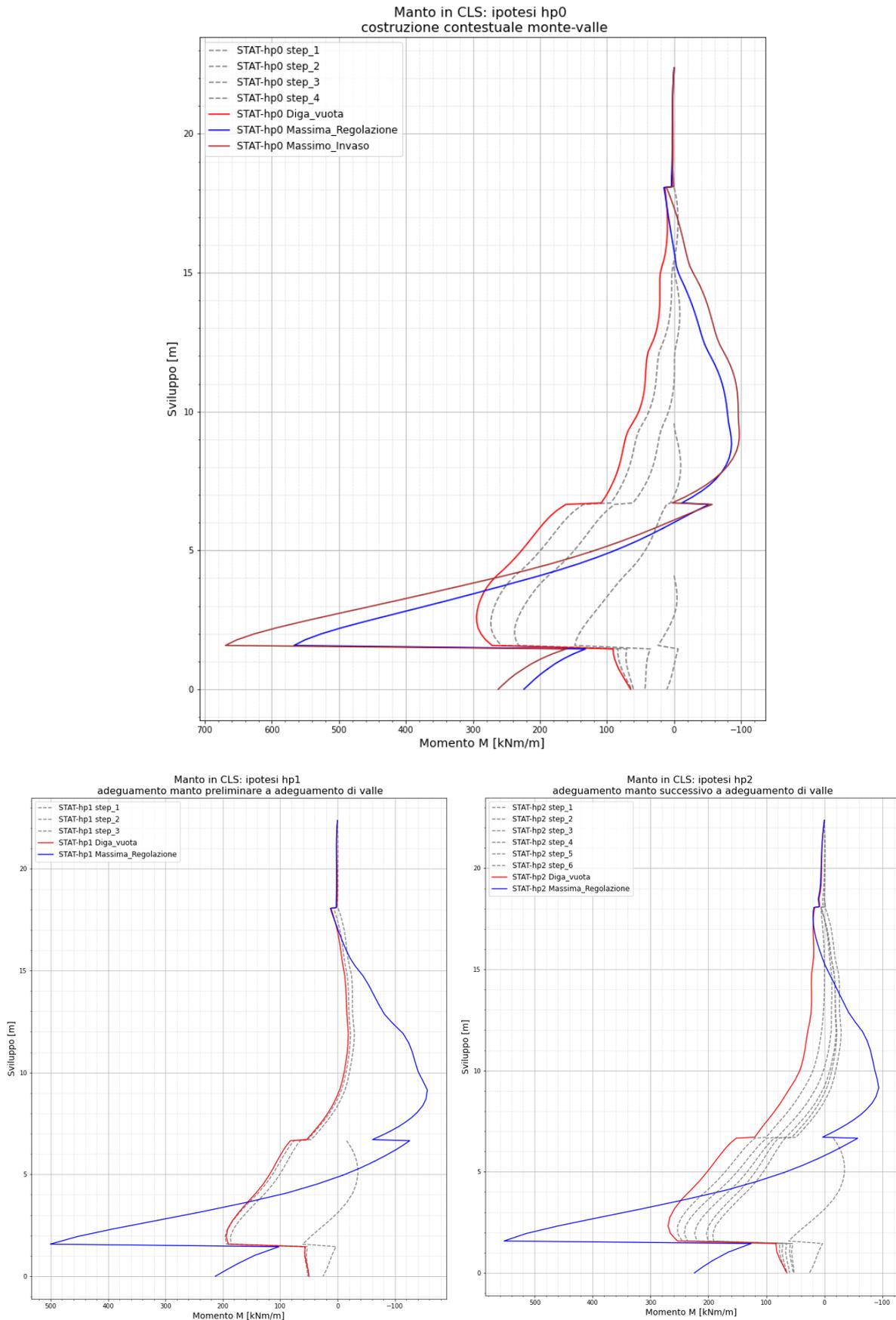


Figura 6-13 Andamento del momento flettente M [kNm/m] sul manto di tenuta in configurazione di progetto per le tre ipotesi realizzative analizzate durante le fasi costruttive, a diga vuota, alla massima regolazione (rosso) e con il bacino al livello di massimo invaso (blu) (combinazioni SLE1 e SLE2)

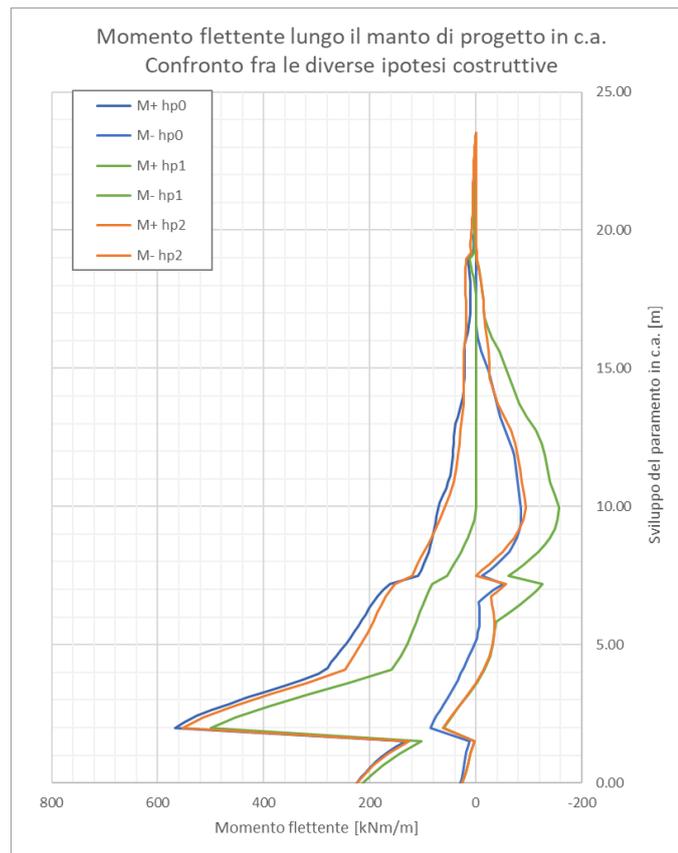


Figura 6-14 Confronto fra gli involucri dei momenti flettenti sollecitanti (combinazione di esercizio rara) per tre diverse ipotesi costruttive

Il confronto delle tre ipotesi mostra come l'andamento dei momenti flettenti nei casi hp0 ed hp2 (costruzione contestuale e precedenza all'intervento di monte) siano sostanzialmente confrontabili, mentre nel caso hp1 (anticipazione degli interventi a valle e successivo getto del manto di monte) si assiste ad un minore momento flettente di monte nella porzione inferiore del paramento, con una contestuale diminuzione del massimo momento negativo.

Considerando il cronoprogramma dell'opera (Elaborato S02), che prevede di fatto una sostanziale sovrapposizione delle lavorazioni, le azioni SLU sono state ottenute per la sola ipotesi realizzativa hp0.

Nella tabella seguente sono riportati gli involucri delle combinazioni SLE1, SLE2, SLE3 oltre che delle combinazioni SLU1, SLU2 ed SLU3 per le condizioni di diga vuota, bacino alla massima regolazione e massimo invaso. I valori di azione assiale e momento flettente sono riferiti alle 5 sezioni di verifica del paramento illustrate nella Figura 6-12

Combinazioni SLE							
Sezioni di verifica del paramento			Sezione 1	Sezione 2	Sezione 3	Sezione 4	Sezione 5
			d=500mm	d=1210mm	d=1670mm	d=2750mm	d=2120mm
C.C. - SLE Diga Vuota	M _{Sd+}	[kNm/m]	3	34	109	295	91
	M _{Sd-}	[kNm/m]	0	10	34	161	65
	N _{Sd+}	[kN/m]	4	-22	-146	-248	-132
	N _{Sd-}	[kN/m]	-33	-131	-274	-399	-188
C.C. - SLE Massima Regolazione	M _{Sd+}	[kNm/m]	4	15	-11	567	224
	M _{Sd-}	[kNm/m]	0	-46	-86	-52	132
	N _{Sd+}	[kN/m]	4	-7	-197	-146	144
	N _{Sd-}	[kN/m]	-28	-174	-285	-431	33
C.C. - SLE Massimo Invaso	M _{Sd+}	[kNm/m]	3	11	3	669	262
	M _{Sd-}	[kNm/m]	0	-68	-97	-57	161
	N _{Sd+}	[kN/m]	4	-46	-208	-67	251
	N _{Sd-}	[kN/m]	-30	-183	-277	-404	114

Combinazioni SLU							
Sezione			Sezione 1	Sezione 2	Sezione 3	Sezione 4	Sezione 5
			d=500mm	d=1210mm	d=1670mm	d=2750mm	d=2120mm
C.C. - SLU Diga Vuota	M _{Sd+}	[kNm/m]	4	40	128	360	110
	M _{Sd-}	[kNm/m]	0	10	34	161	65
	N _{Sd+}	[kN/m]	4	-22	-146	-248	-132
	N _{Sd-}	[kN/m]	-39	-166	-351	-518	-251
C.C. - SLU Massima Regolazione	M _{Sd+}	[kNm/m]	5	18	8	687	276
	M _{Sd-}	[kNm/m]	0	-70	-135	-117	144
	N _{Sd+}	[kN/m]	4	1	-213	-74	231
	N _{Sd-}	[kN/m]	-34	-214	-362	-565	-49
C.C. - SLU Massimo Invaso	M _{Sd+}	[kNm/m]	3	14	19	810	323
	M _{Sd-}	[kNm/m]	0	-100	-150	-124	170
	N _{Sd+}	[kN/m]	4	-40	-227	29	371
	N _{Sd-}	[kN/m]	-34	-224	-351	-532	27

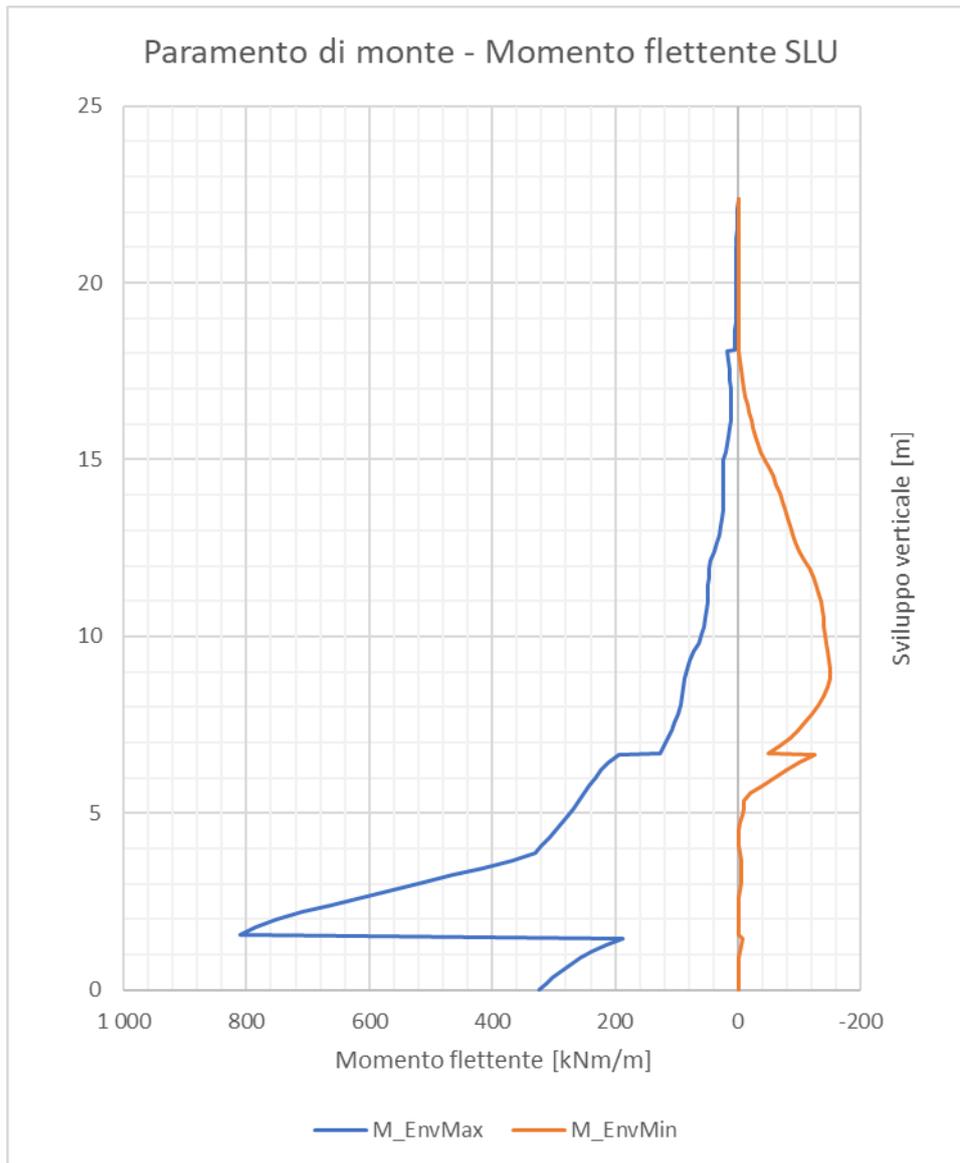


Figura 6-15 Involuppo generale dei momenti flettenti sollecitanti a stato limite ultimo sul manto di tenuta in c.a. del paramento di monte (statici)

6.6 Analisi dinamiche FEM 2D

Al modello in configurazione dinamica illustrato nei paragrafi precedenti sono state assegnate le due settuple di coppie di accelerogrammi registrati, orizzontale e verticale, per valutarne l'effetto sul modello in termini di stabilità complessiva, azioni sul paramento di monte, e spostamenti residui. Con riferimento al paragrafo III.2.5 delle "Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD14) e DM.17.01.2018 (NTC18)" avendo adottato per le analisi un numero di accelerogrammi pari a 7, è possibile riferirsi ai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti.

6.6.1 Stato limite di collasso – deformazioni residue

Si riporta nell'immagine seguente la deformata residua del corpo diga a seguito dell'applicazione dell'accelerogramma SLC1, tale da generare i maggiori cedimenti:

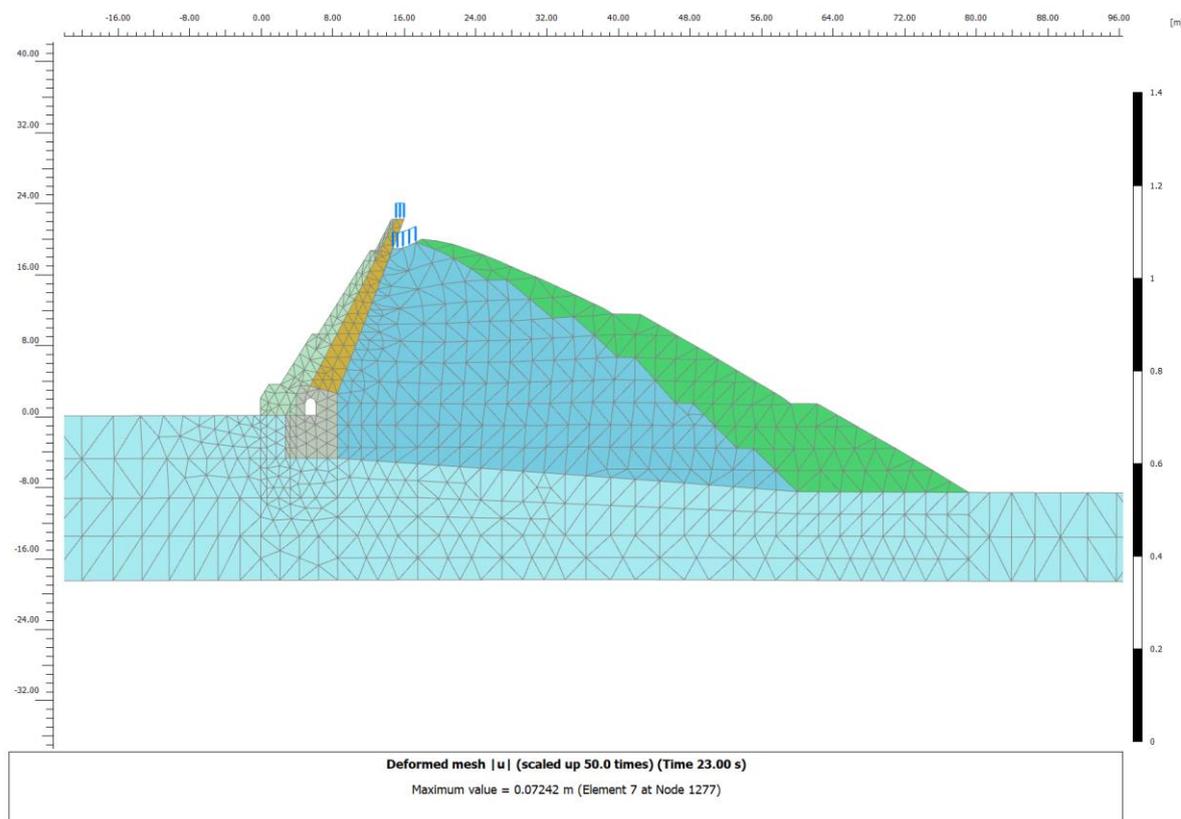


Figura 6-16 Sisma SLC-1 – Deformata residua al termine dell'azione sismica amplificata di un fattore x50

Il cinematismo evidenziato è comune a tutte le analisi. Con il prodursi degli effetti dell'azione sismica il materiale granulare tende a fluire verso valle senza tuttavia generare una superficie di scorrimento definita, quanto una zona plastica in prossimità della sommità dello sbarramento. L'effetto descritto è mostrato nelle due immagini seguenti dove si evidenziano i punti di integrazione in cui è avvenuta la plasticizzazione

a seguito della violazione locale del criterio di resistenza (*Plastic points history failure*),
e il relativo campo vettoriale degli spostamenti

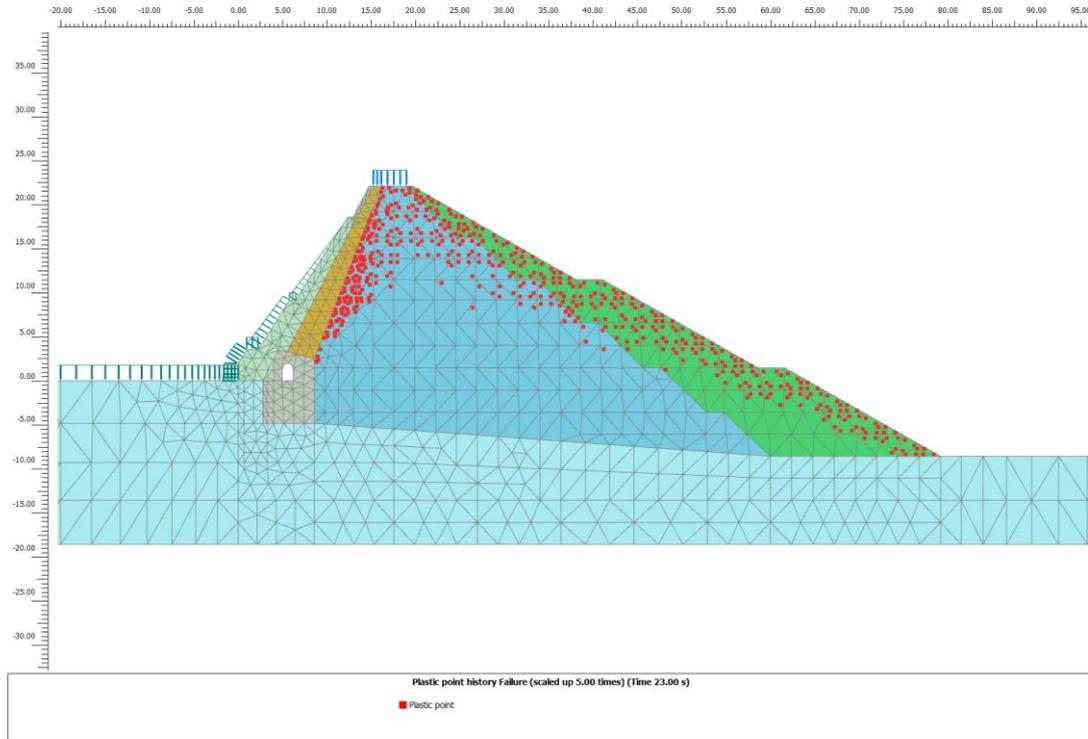


Figura 6-17 Sisma SLC1 MaxReg - Identificazione dei punti di integrazione che hanno subito plasticizzazioni nel corso dell'analisi (*Plastic point history failure*)

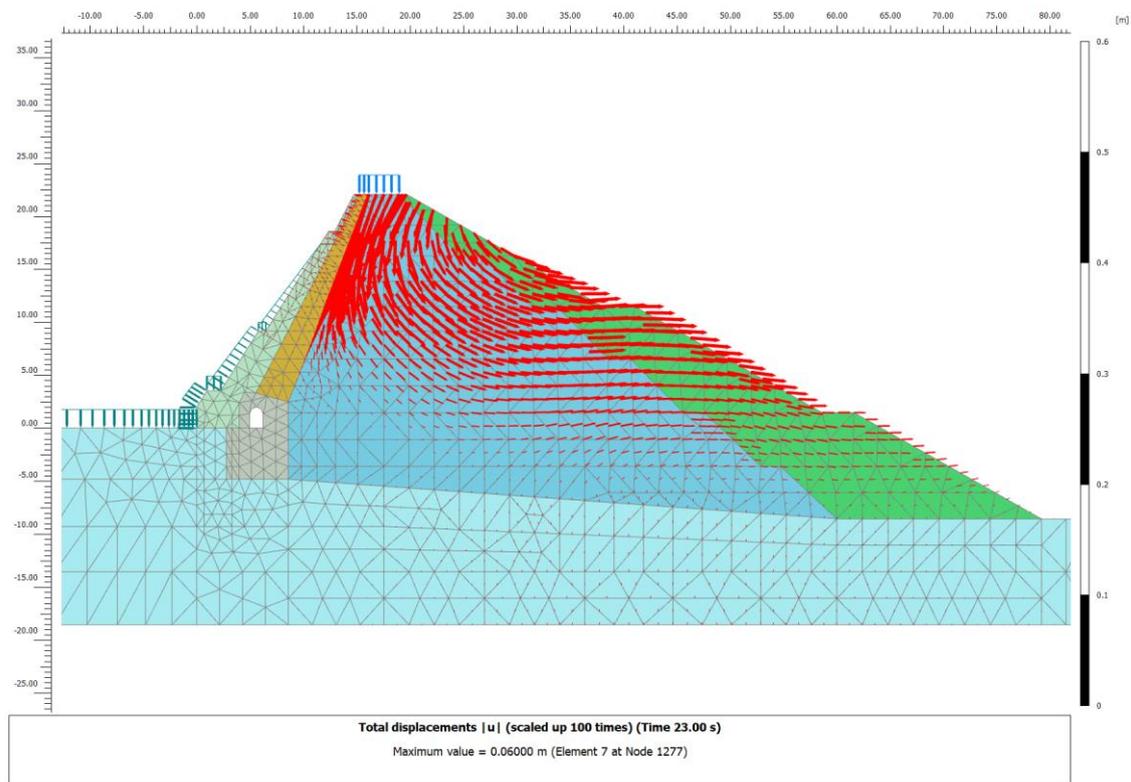


Figura 6-18 Sisma SLC1 MaxReg – campo vettoriale degli spostamenti residui

Nel grafico seguente sono riportati i massimi abbassamenti residui registrati in corrispondenza del coronamento diga, riferiti al materiale granulare, ed il massimo avanzamento del paramento di valle per ogni accelerogramma considerato, oltre al loro valore medio.

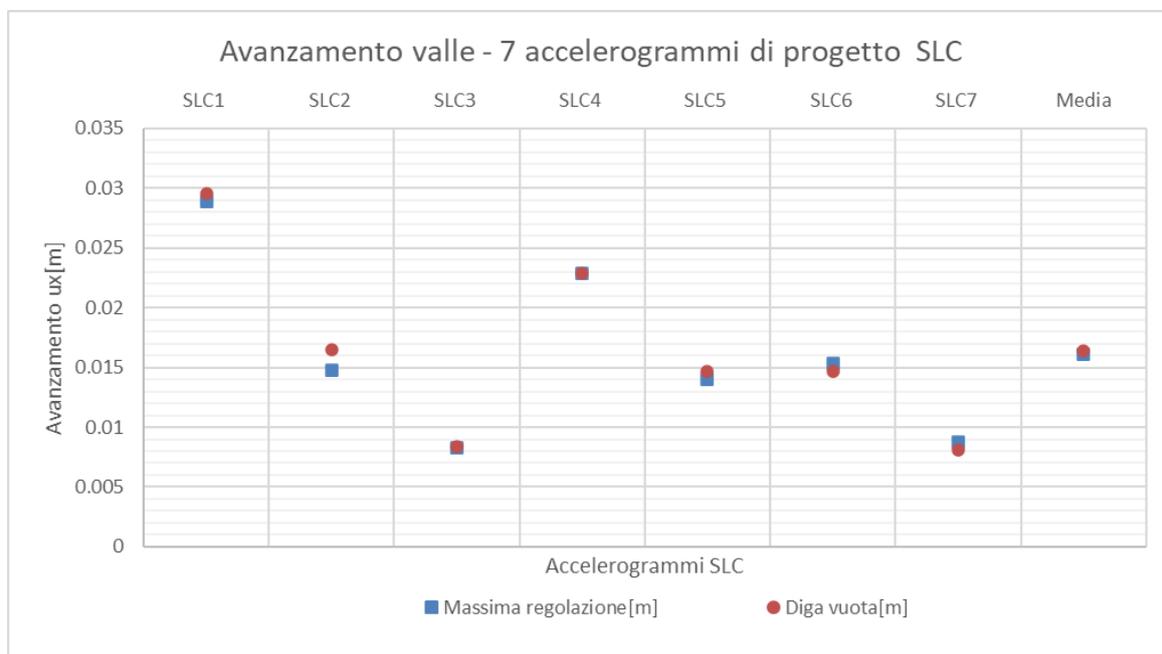
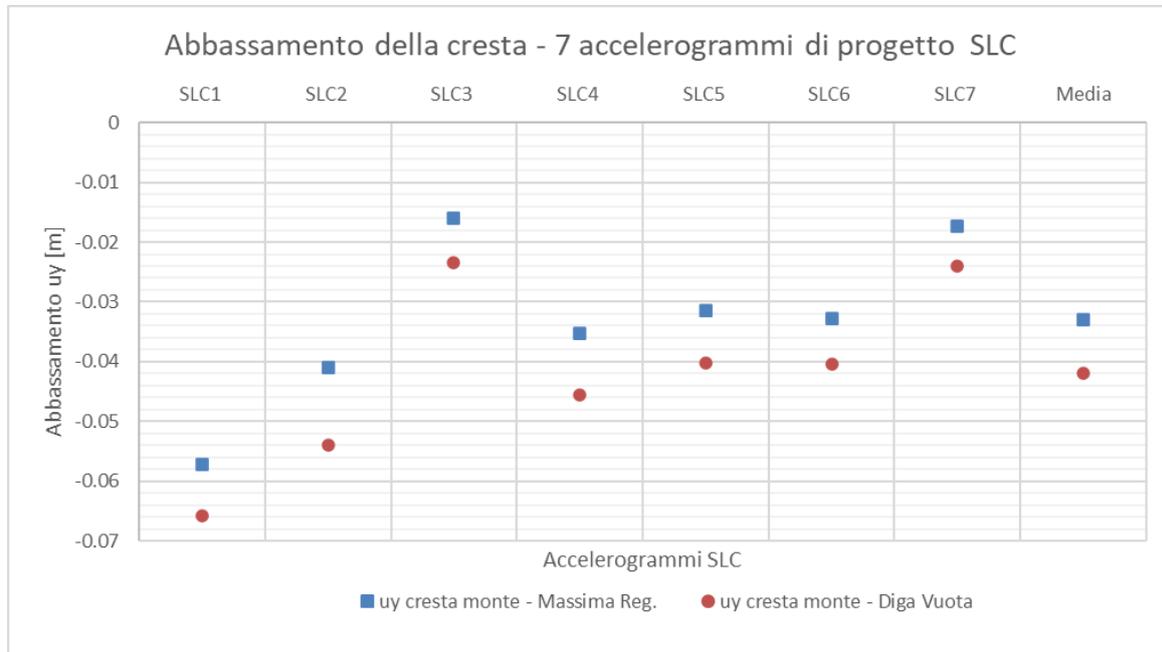


Figura 6-19 Sisma SLC – Abbassamento residuo della cresta e avanzamento del paramento di valle

Dalle analisi risulta:

Livello di riempimento bacino		Massima regolazione	Diga vuota
abbassamento in cresta [mm]	media $u_{y,cr}$	- 33	- 42
	Max $ u_{y,cr} $	- 57	- 66
Avanzamento del paramento di valle [mm]	media $u_{x,valle}$	+16	+16
	Max $ u_{x,valle} $	+29	+30

Nei grafici seguenti sono riportati anche gli spostamenti massimi della sommità dello schermo di monte in c.a. durante l'evento sismico, in condizione di diga piena e diga vuota. Dai risultati si nota come, rispetto alla posizione di riposo iniziale, il manto in c.a. non oscilla oltre 6-7mm sia in condizioni di diga vuota che di bacino pieno.

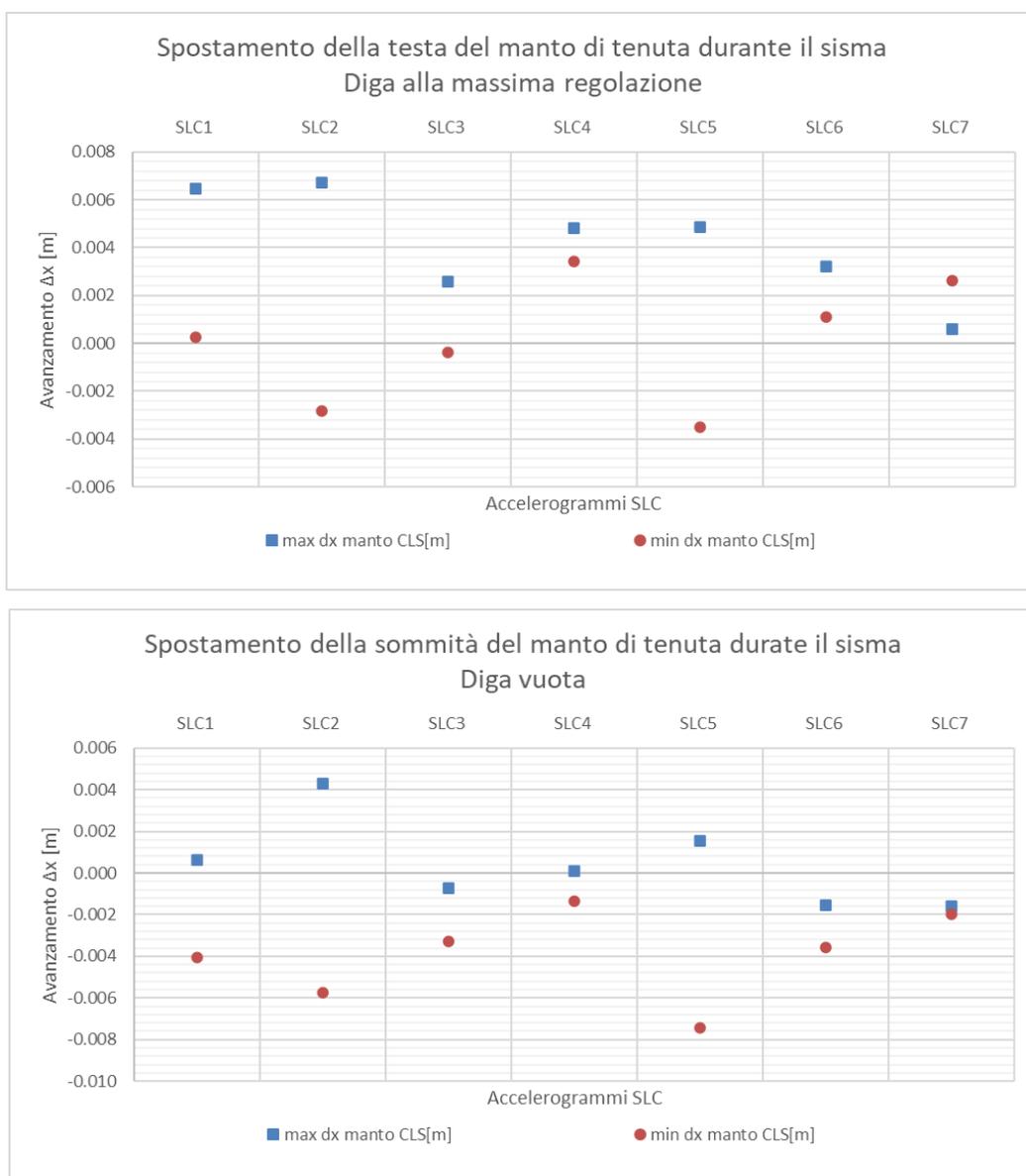


Figura 6-20 Sisma SLC - Spostamento orizzontale della testa del manto di tenuta durante il sisma

Nelle figure seguenti è illustrato l'andamento dell'accelerazione orizzontale massima e minima a_x [g] riscontrata in corrispondenza di una sezione verticale collocata in mezzeria alla cresta.

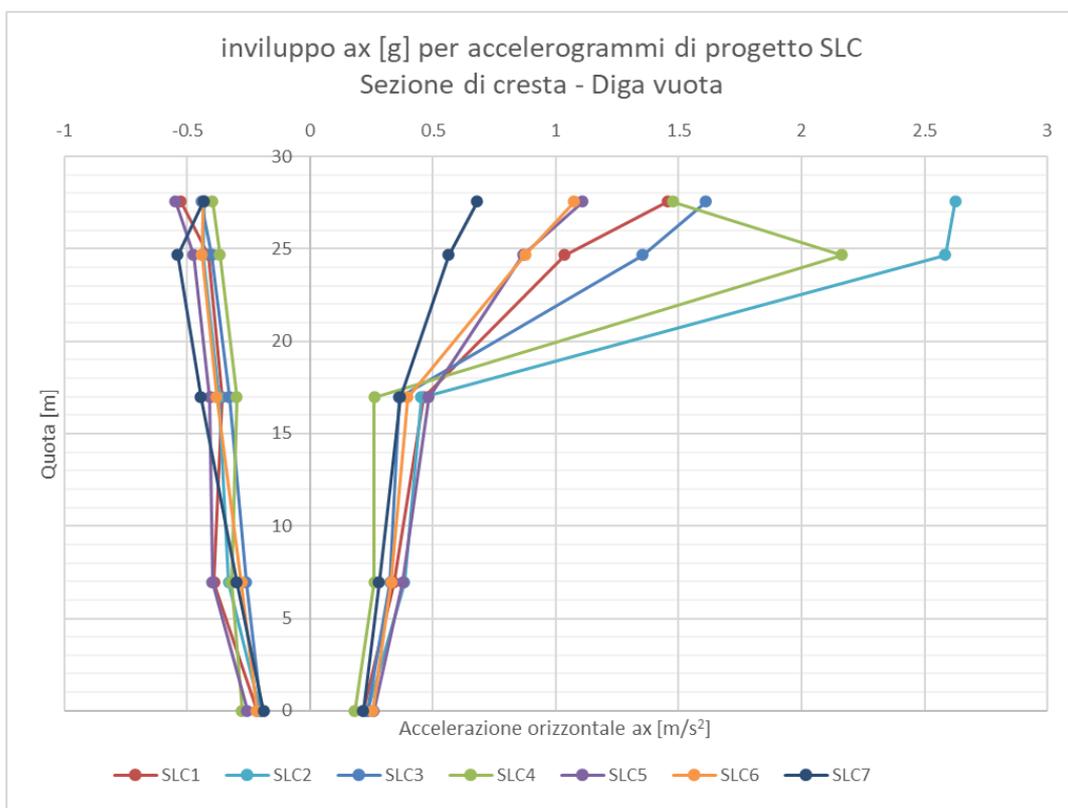
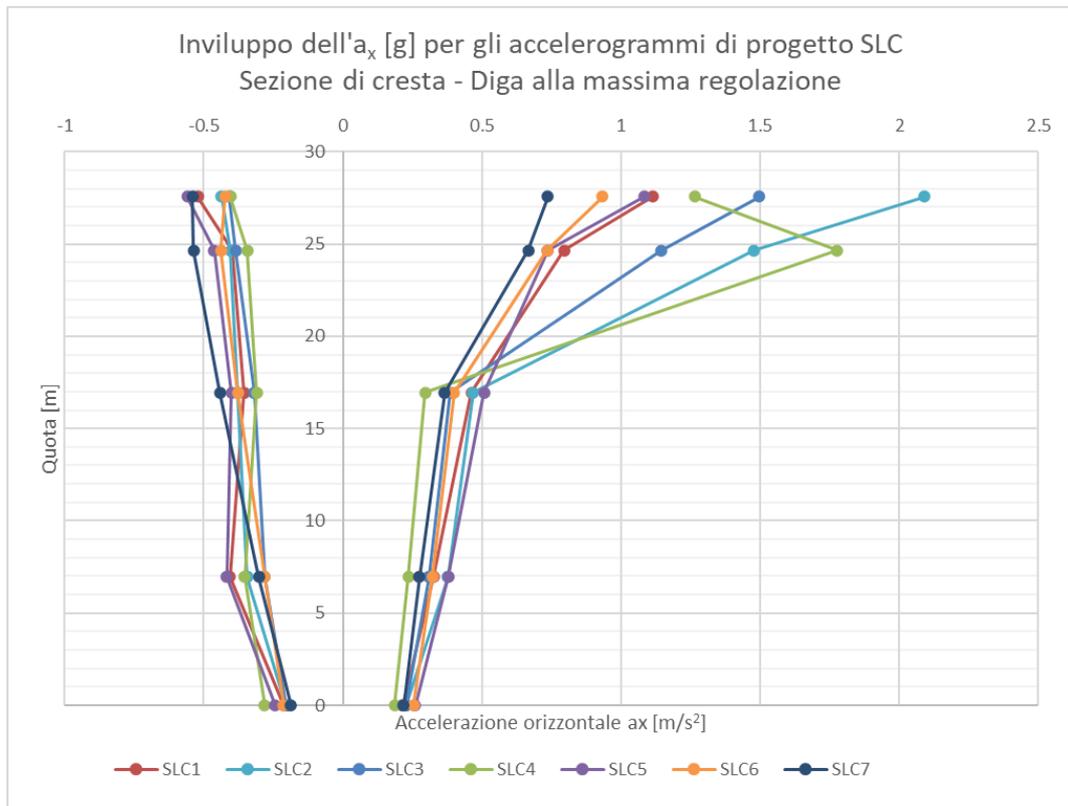
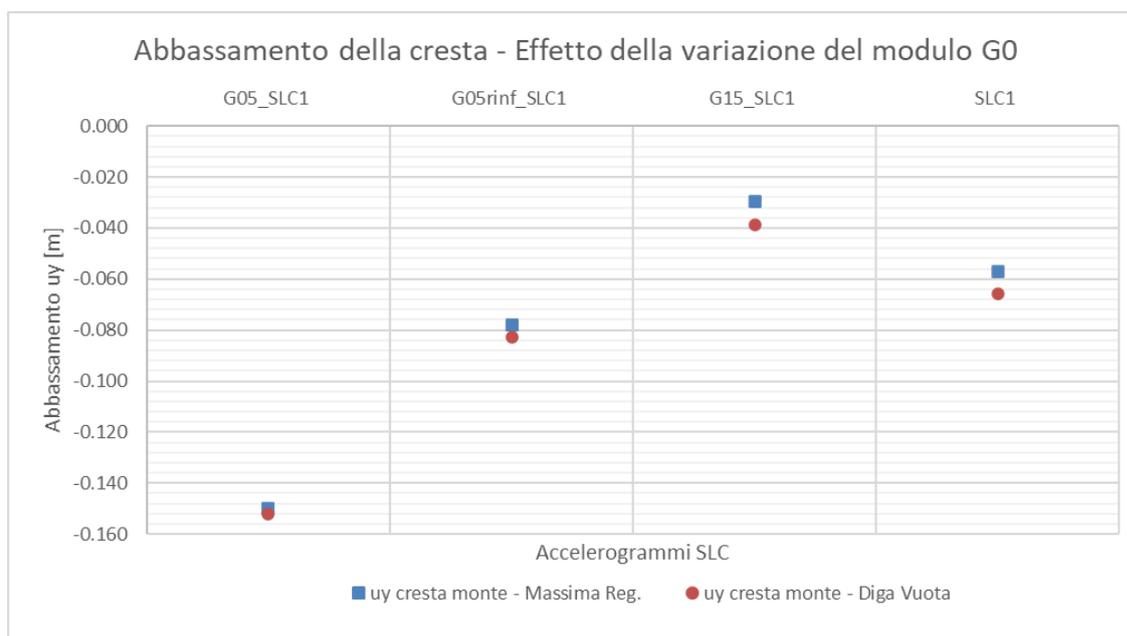


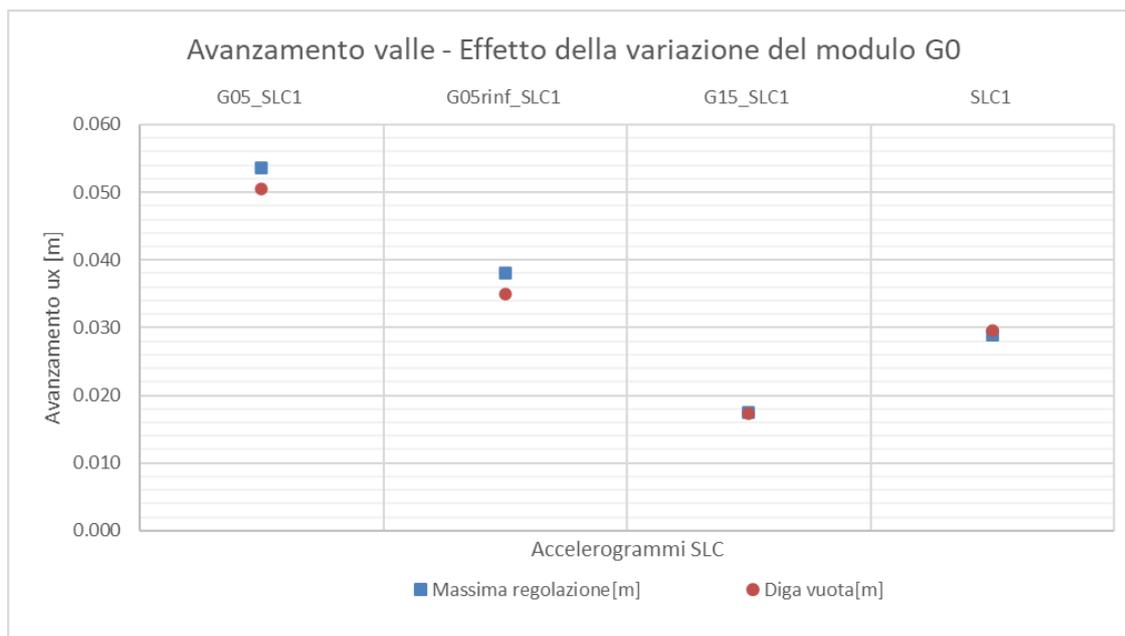
Figura 6-21 Sisma SLC - Variazione dell'inviluppo della accelerazione orizzontale a_x su una sezione verticale di cresta.

L'accelerazione si mantiene per i valori negativi entro gli 0.5g (contro gli 0.27circa al contatto con il bedrock) mentre per valori positivi (verso valle) l'accelerazione tende ad aumentare repentinamente all'approssimarsi della cresta. Il valore elevato, specialmente per alcuni accelerogrammi, è giustificabile con il raggiungimento della plasticizzazione del materiale granulare nella porzione superiore in prossimità della cresta e nella possibilità di fluire in direzione di valle in assenza del contrasto di monte. In considerazione di quanto espresso al paragrafo V.1.1 delle istruzioni applicative alle NTD14 (Rif. normativo [N6]) è stata condotta una analisi di sensitività per chiarire l'influenza dei parametri di rigidezza sul comportamento dello sbarramento. In particolare, i principali parametri di rigidezza dei materiali granulari sono stati moltiplicati per i coefficienti riportati nella tabella sottostante:

		Codice simulazione		
		G05	G05rinf	G15
Rockfill esistente	G_0	0.5	1	1.5
	E_{50}^{ref}	0.5	1	1.5
	E_{edo}^{ref}	0.5	1	1.5
	E_{ur}^{ref}	0.5	1	1.5
Rinfianco di valle	G_0	0.5	0.5	1.5
	E_{50}^{ref}	0.5	0.5	1.5
	E_{edo}^{ref}	0.5	0.5	1.5
	E_{ur}^{ref}	0.5	0.5	1.5

Le analisi di sensitività sono state condotte con riferimento all'accelerogramma SLC1. Si riportano i risultati in ordine agli spostamenti residui





In entrambi i casi appare, come atteso, che l'effetto di diminuzione della rigidità del materiale granulare porti un aumento marcato degli spostamenti secondo un incremento lievemente più che proporzionale.

In ogni caso però, anche di fronte ad un sisma SLC, i risultati non mostrano un abbassamento del corpo diga tale var venir meno il franco o compromettere la tenuta della stessa.

6.6.2 Stato limite di collasso – Azioni sulle membrature dello schermo di tenuta

Nelle immagini seguenti si riporta l'andamento dell'involuppo dei momenti flettenti e dell'azione assiale nello schermo di tenuta per i sette accelerogrammi considerati, nelle condizioni di diga vuota e di massima regolazione.

I risultati sono riassunti nella tabella seguente:

Azioni sollecitanti – Sisma SLC						
Sezione		Sezione 1	Sezione 2	Sezione 3	Sezione 4	Sezione 5
		d=500mm	d=1210mm	d=1670mm	d=2750mm	d=2120mm
C.C. - SLC Massima Regolazione	M _{Sd+} [kNm/m]	45	526	1730	3408	1092
	M _{Sd-} [kNm/m]	-82	-439	-538	-530	-155
	N _{Sd+} [kN/m]	177	390	883	2562	2904
	N _{Sd-} [kN/m]	-434	-841	-1001	-1853	-1267
C.C. - SLC Diga vuota	M _{Sd+} [kNm/m]	40	491	1289	2261	646
	M _{Sd-} [kNm/m]	-65	-357	-757	-1605	-550
	N _{Sd+} [kN/m]	165	352	619	1823	1568
	N _{Sd-} [kN/m]	-363	-716	-1101	-2172	-2080

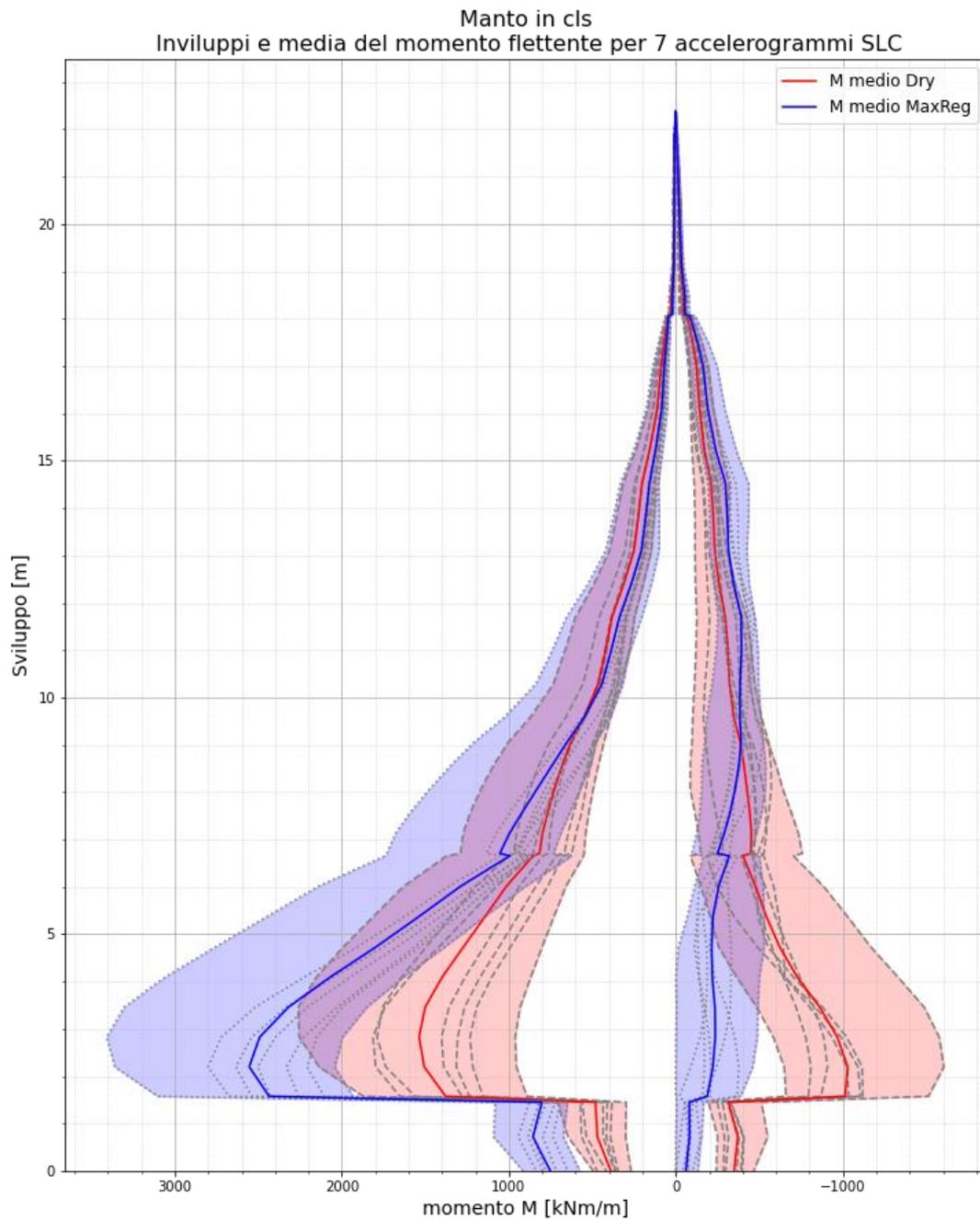


Figura 6-22 Sisma SLC - Inviluppo dei momenti flettenti per il manto di tenuta in condizioni di diga piena e vuota
Si ricorda che è positivo il momento che tende le fibre di valle (a contatto con l'acqua)

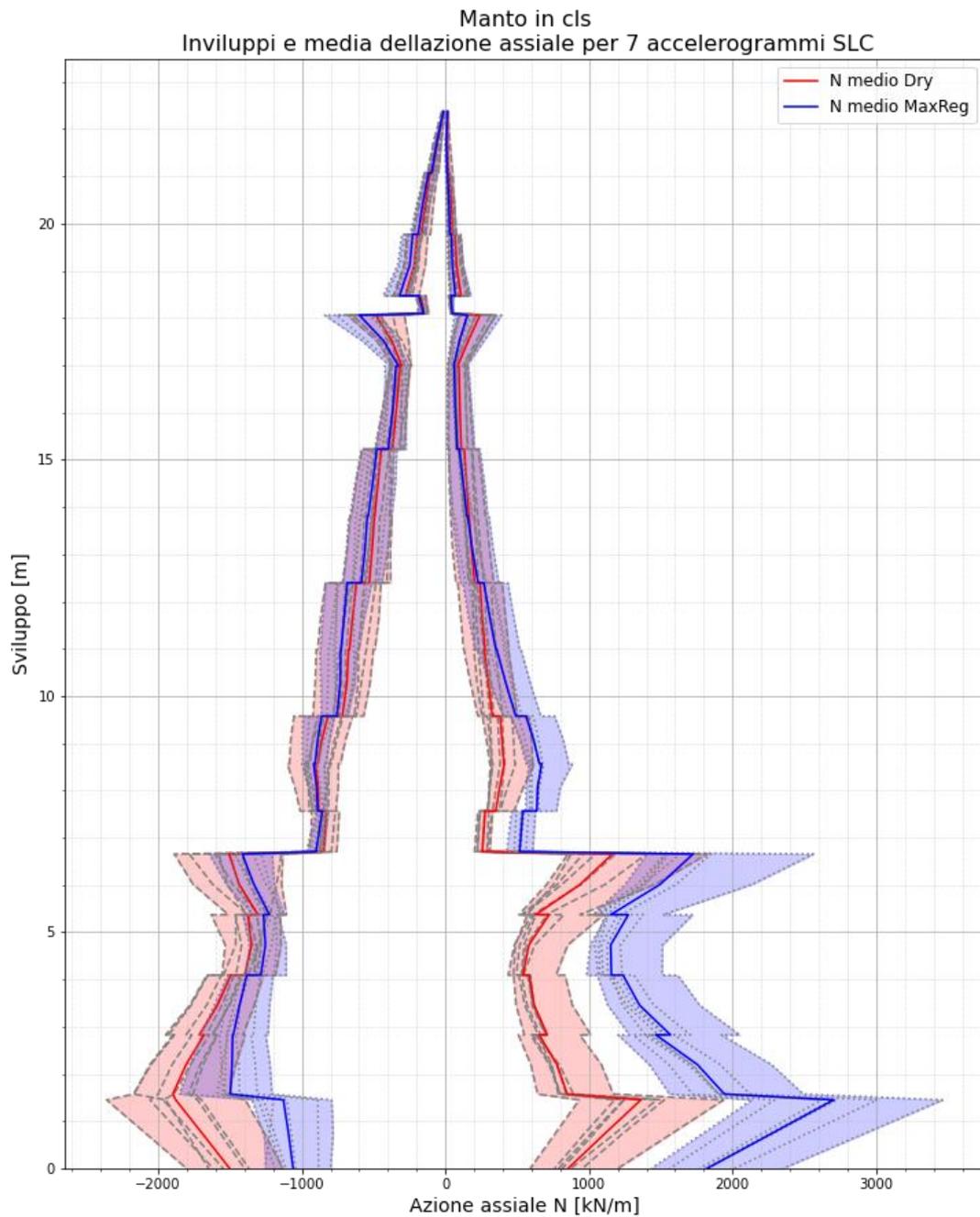


Figura 6-23 Sisma SLC - Involuppo dell'azione assiale per il manto di tenuta in condizioni di diga piena e vuota
Si ricorda che è positiva l'azione assiale di compressione.

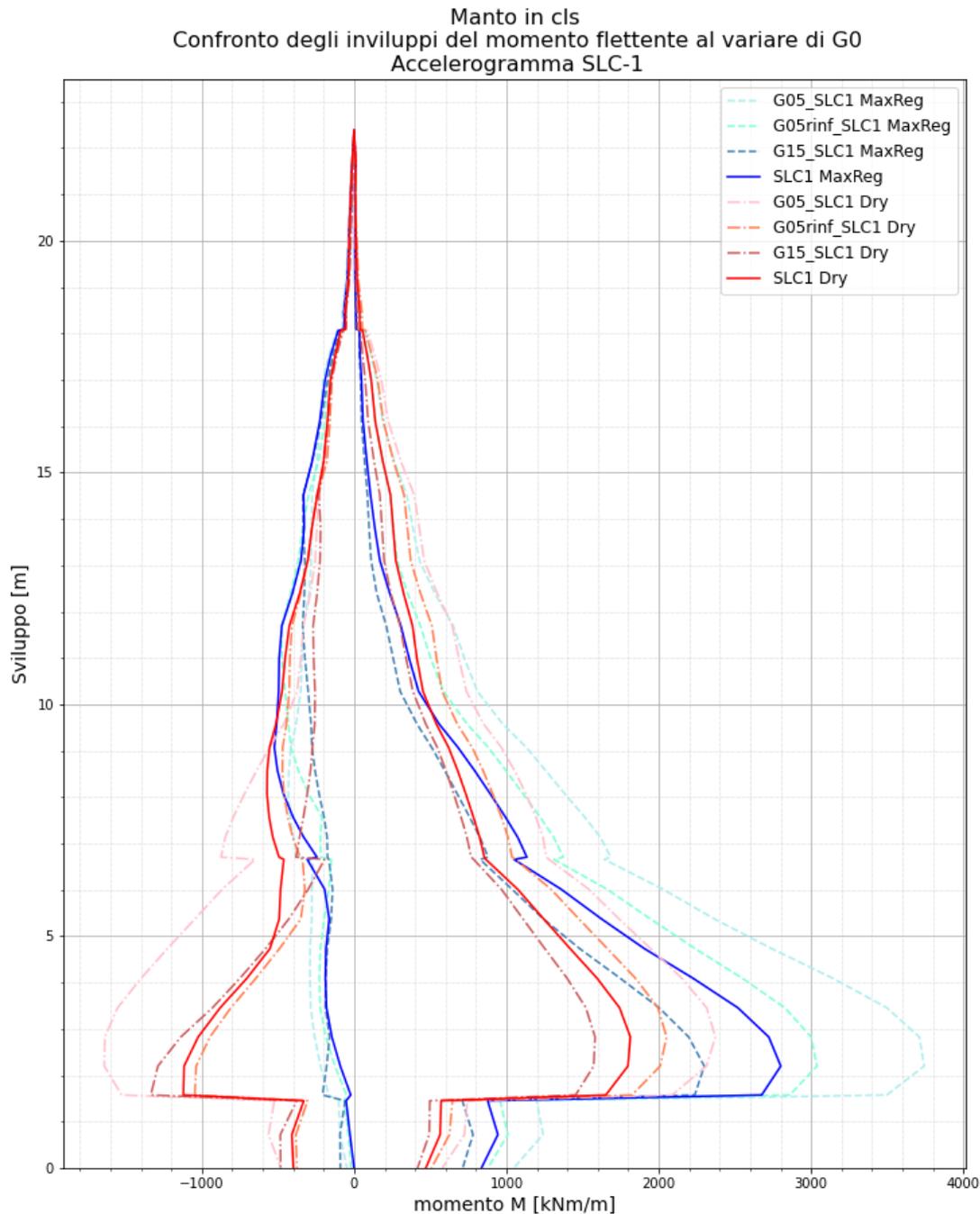


Figura 6-24 Sisma SLC – Analisi di sensitività: Inviluppo dei momenti flettenti per il manto di tenuta in condizioni di diga piena e vuota al variare della rigidezza dei materiali granulari

In analogia a quanto descritto per gli spostamenti, l'abbattimento alla metà della rigidezza induce nel paramento di monte un aumento sensibile del massimo momento flettente. Nel caso dell'accelerogramma SLC1 si passa da un massimo di circa +2800kNm/m a circa +3700 kNm/m con un aumento percentuale di circa il 30%.

6.6.4 Stato limite di danno – deformazioni residue

Analogamente a quanto visto per gli accelerogrammi SLC si riportano gli spostamenti residui in cresta e sul paramento di valle al termine del sisma di progetto SLD. In questo contesto lo sbarramento è soggetto ad una accumulazione inferiore di spostamento in virtù di un comportamento sostanzialmente elastico dei materiali sciolti e plasticizzazioni limitate solamente a qualche elemento in prossimità della cresta e del paramento di valle.

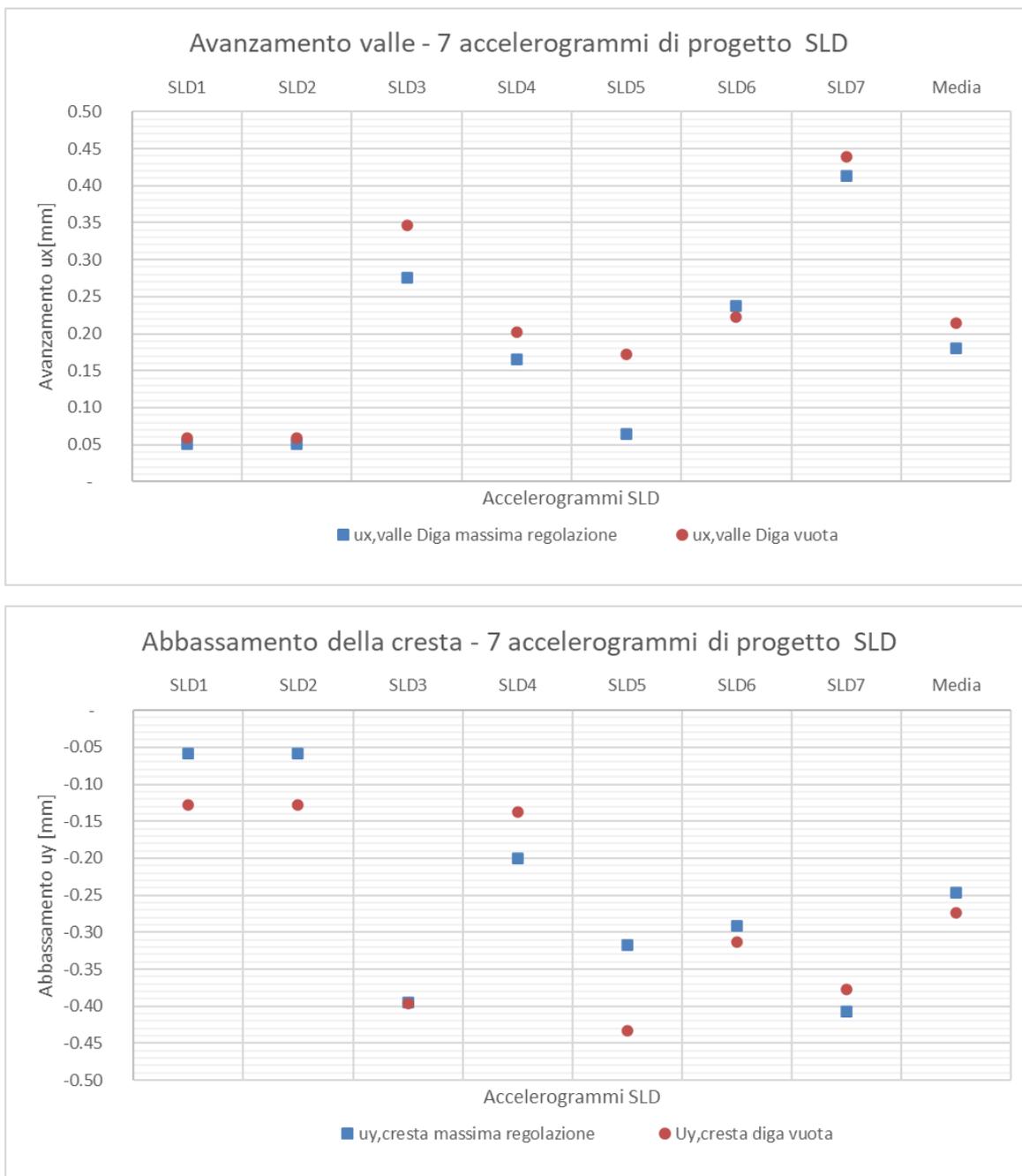


Figura 6-25 Sisma SLD - Spostamenti residui della cresta e del paramento di valle

INTERVENTI PER L'INCREMENTO DELLA SICUREZZA DELLA DIGA DI CERVENTOSA

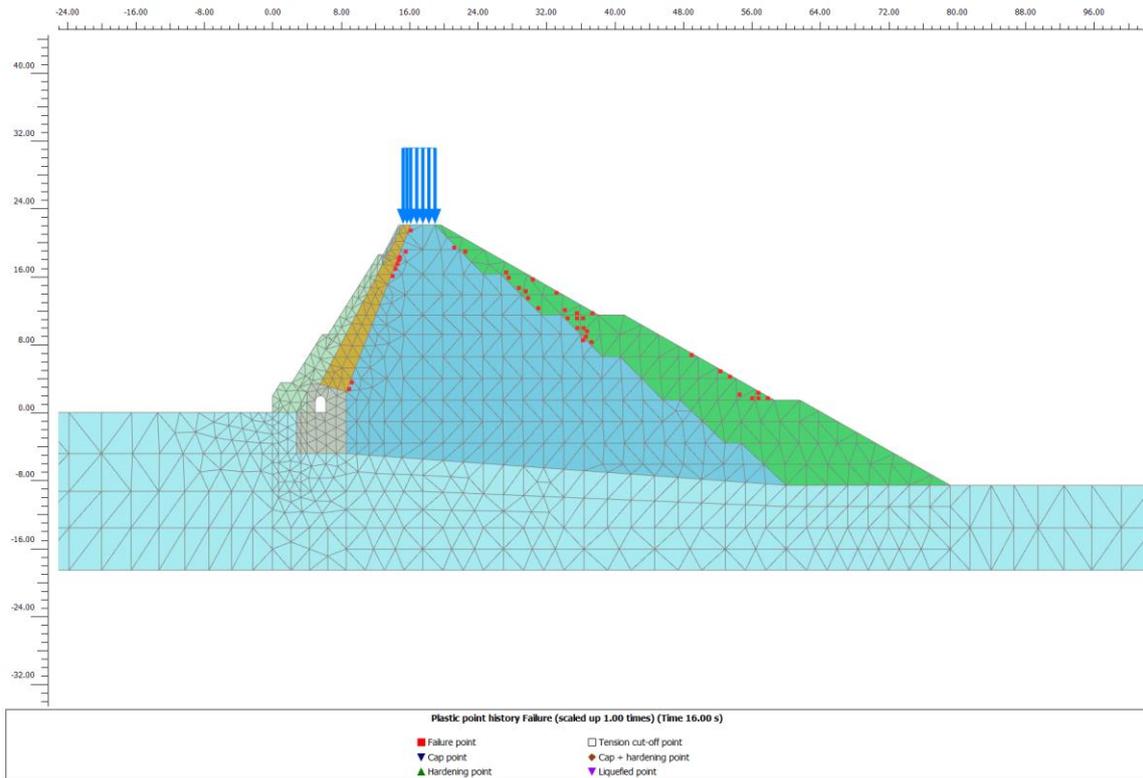


Figura 6-26 Sisma SLD7 MaxReg - Identificazione dei punti di integrazione che hanno subito plasticizzazioni nel corso dell'analisi (Plastic point history failure)

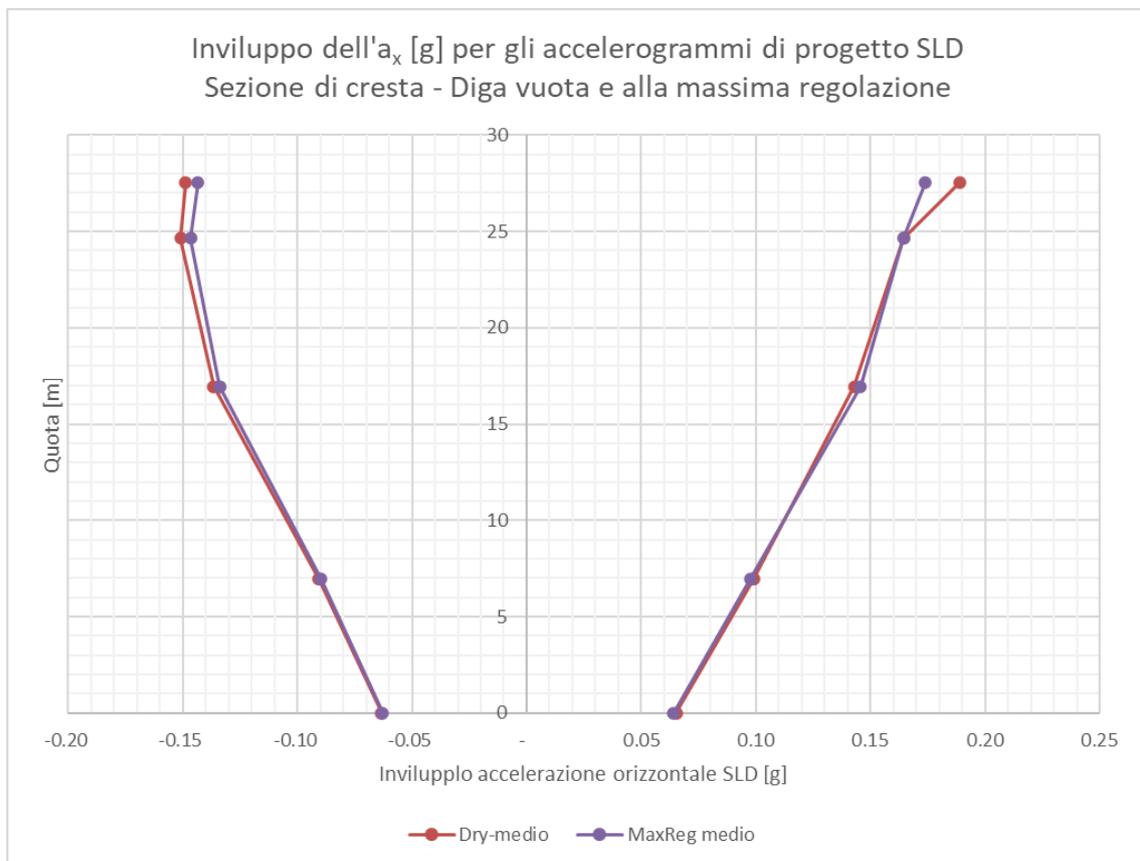


Figura 6-27 Sisma SLD - Variazione dell'inviluppo della accelerazione orizzontale a_x su una sezione verticale di cresta.

L'andamento della massima accelerazione orizzontale lungo la sezione verticale in corrispondenza della cresta mostra un aumento più contenuto della stessa ed in rapporto ai risultati del sisma SLC non si individuano amplificazioni dovute alla plasticizzazione della porzione superiore.

L'entità degli spostamenti individuati, sub millimetrici, li rende trascurabili rispetto al danneggiamento dei paramenti, degli impianti o del paramento di valle.

6.6.5 Stato limite di danno – Azioni sulle membrature dello schermo di tenuta

Con i medesimi criteri dello stato limite di collasso si riportano gli involucri delle azioni sollecitanti lo schermo di tenuta.

Azioni sollecitanti – Sisma SLD							
Sezione			Sezione 1	Sezione 2	Sezione 3	Sezione 4	Sezione 5
			d=500mm	d=1210mm	d=1670mm	d=2750mm	d=2120mm
C.C. - SLC Massima Regolazione	M _{Sd+}	[kNm/m]	8	35	112	996	345
	M _{Sd-}	[kNm/m]	-1	-105	-133	-96	0
	N _{Sd+}	[kN/m]	12	11	118	720	846
	N _{Sd-}	[kN/m]	-64	-320	-608	-929	-502
C.C. - SLC Diga vuota	M _{Sd+}	[kNm/m]	7	93	255	689	222
	M _{Sd-}	[kNm/m]	-6	-31	-14	-87	-47
	N _{Sd+}	[kN/m]	17	45	109	335	473
	N _{Sd-}	[kN/m]	-78	-246	-510	-903	-667

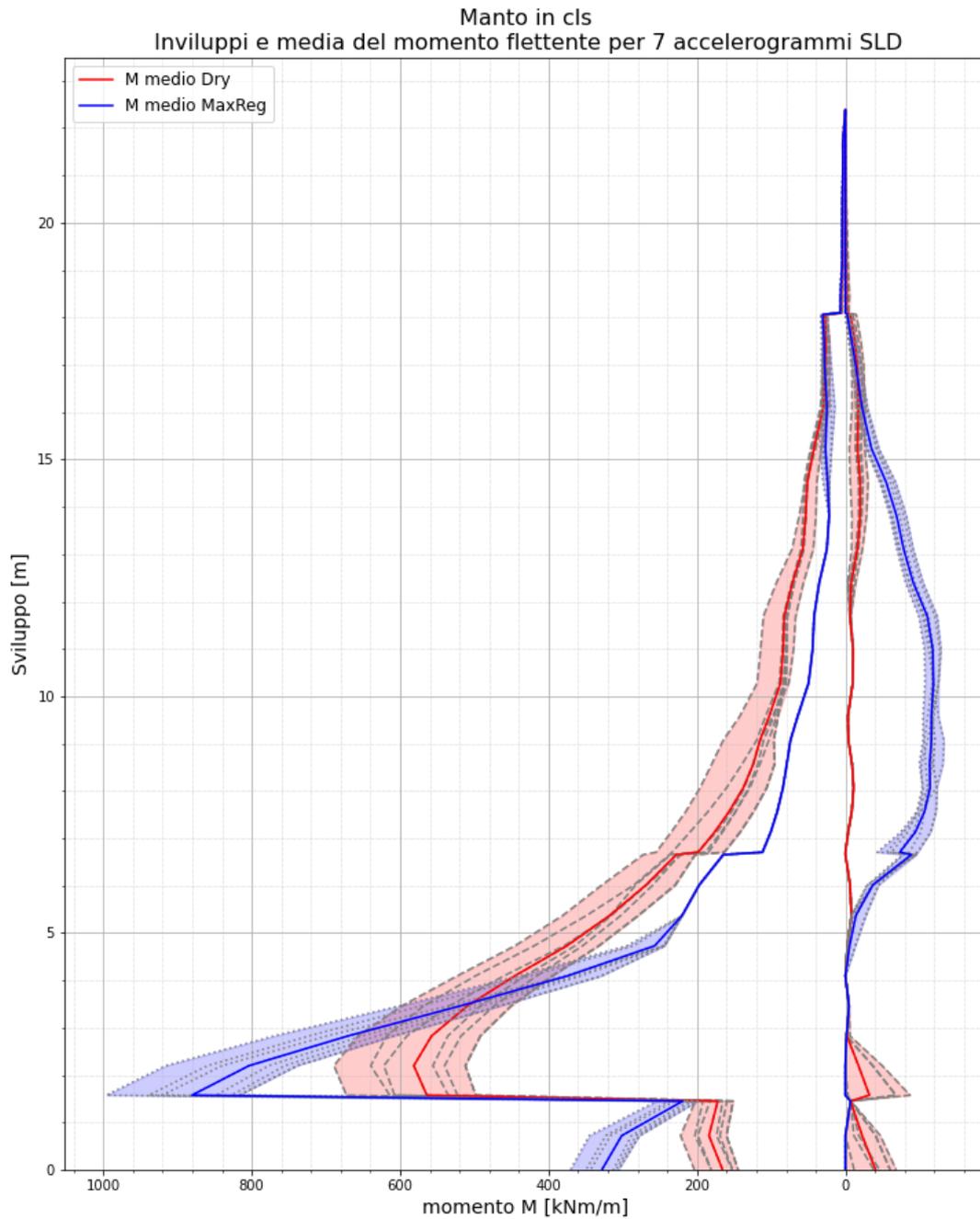


Figura 6-28 Sisma SLD - Inviluppo dei momenti flettenti per il manto di tenuta in condizioni di diga piena e vuota

Si ricorda che è positivo il momento che tende le fibre di valle (a contatto con l'acqua)

7 MODELLO FEM 3D – STRAUS 7

7.1 Studio analitico della performance della diga

Prescindendo per il momento dalle caratteristiche meccaniche locali e dalle verifiche necessarie per le singole parti della diga, in quanto segue si presenta una valutazione delle tensioni nel corpo della diga, considerato come un solido omogeneo non resistente a trazione, soggetto a distribuzioni di pressione assegnate lungo l'altezza z della diga.

Lo studio viene effettuato integrando i vari campi di densità delle forze; in particolare vengono integrate la densità del solido costituente la diga e i campi di pressione agenti su di esso, utilizzando infine la teoria tecnica di Navier e le relazioni di Coulomb per la verifica degli stati di equilibrio della diga nel suo complesso, con riferimento a tutte le possibili sezioni lungo il suo sviluppo verticale.

La diga risulta modellata come un prismoide che presenta sezioni variabili lungo i 27 m del suo sviluppo verticale. La sezione di base ha dimensioni $x_0 = 75$ m e $y_0 = 34$ m, mentre la sezione in sommità ha dimensioni $x_{27} = 4$ m e $y_{27} = 84$ m. Assumendo come verticale di riferimento il baricentro della sezione a 27 m, l'eccentricità della sezione di base risulta essere 20,5 m.

Nella successiva figura sono rappresentate alcune sezioni tipo della diga lungo l'altezza.

L'analisi viene sviluppata calcolando le proprietà statiche (volume, baricentro, momento statico, ecc.) del corpo solido che si estende da una quota generica alla sommità della diga. Si procede poi a valutare le proprietà geometriche delle diverse sezioni, e dall'analisi dell'effetto della risultante dei possibili carichi agente su ciascuna sezione, si ricavano le pressioni e le tensioni tangenziali massime agenti nel solido in esame.

Il tutto risulta facilmente programmabile mediante un solutore matematico simbolico. Nel caso in esame è stato usato il software Mathematica 12.1 della Wolfram inc.

Nelle figure seguenti sono riportati in funzione della quota rispetto al piede, i valori seguenti:

- a) Area della sezione a quota z ,
- b) Volume del solido soprastante alla quota z ,
- c) Eccentricità orizzontale del peso rispetto alla linea di riferimento,
- d) Posizione verticale del baricentro del solido.

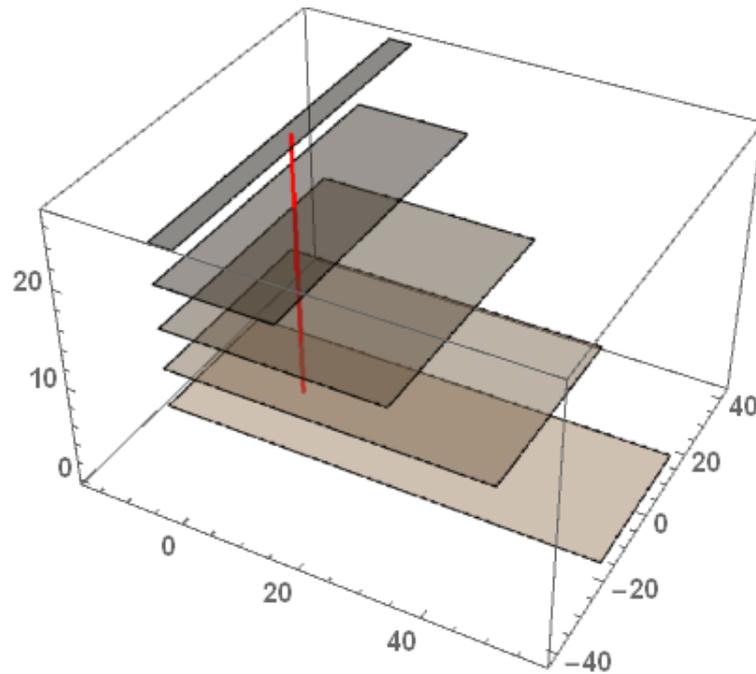
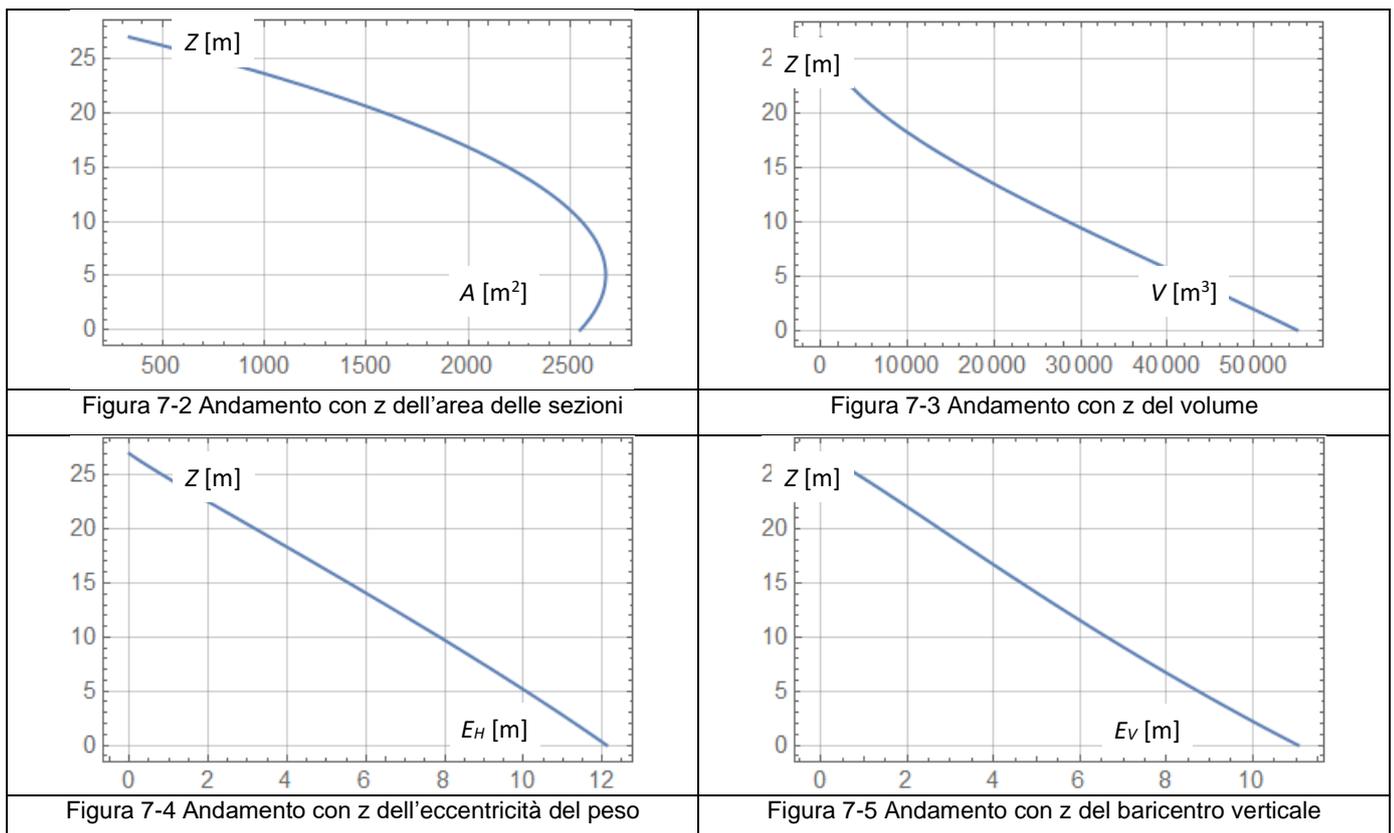


Figura 7-1 Vista del modello solido analitico della diga



Assumendo un peso del materiale di 19 kN/m^3 , un peso dell'acqua di 10 kN/m^3 , e un'accelerazione sismica pari a $0,27 \text{ g}$ applicata alle masse del solido, è agevole per integrazione ottenere la variazione con z della risultante di tutte le forze applicate. Utilizzando la formula di Navier per le sezioni di materiale non resistente a trazione si possono ricavare le minime e massime pressioni agenti nel materiale del solido.

Dividendo la risultante delle forze orizzontali per quella delle forze verticali è possibile valutare il cono di attrito e controllare se esso è all'interno dell'angolo di Coulomb che caratterizza il materiale.

In quanto segue si riportano le valutazioni condotte e si determina il coefficiente di sicurezza minimo della diga nei confronti della rottura per flessione e della rottura per taglio.

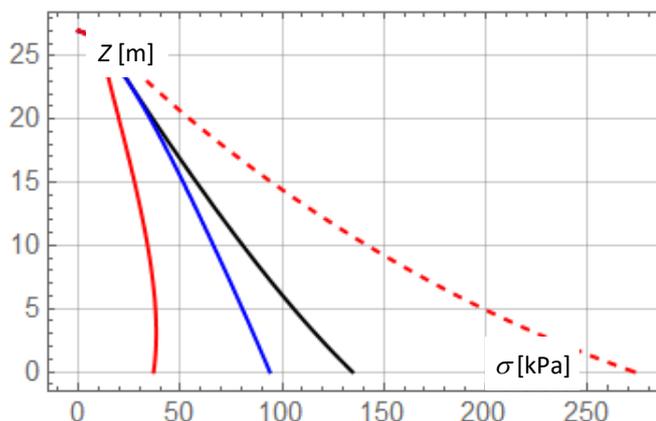


Figura 7-6

Figura 3.a. Andamento delle pressioni nella faccia a valle della diga (nero = peso, blu = peso + acqua, rosso = peso + acqua +/- sisma)

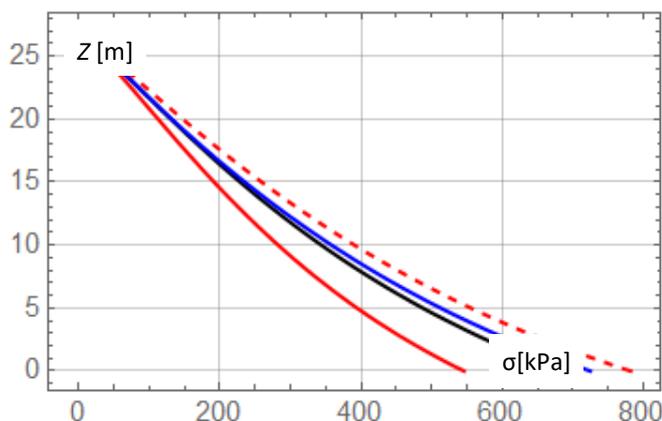


Figura 7-7 Andamento delle pressioni nella faccia a monte della diga (nero = peso, blu = peso + acqua, rosso = peso + acqua +/- sisma)

Il rapporto tra le forze orizzontali ed i pesi verticali risulta definito dalle seguenti curve, dove ancora una volta in blu è riportato l'effetto della sola spinta dell'acqua, e in rosso l'effetto combinato di spinta dell'acqua e delle accelerazioni sismiche. La quota di pieno del bacino è fissata a 24 m dal fondo della diga.

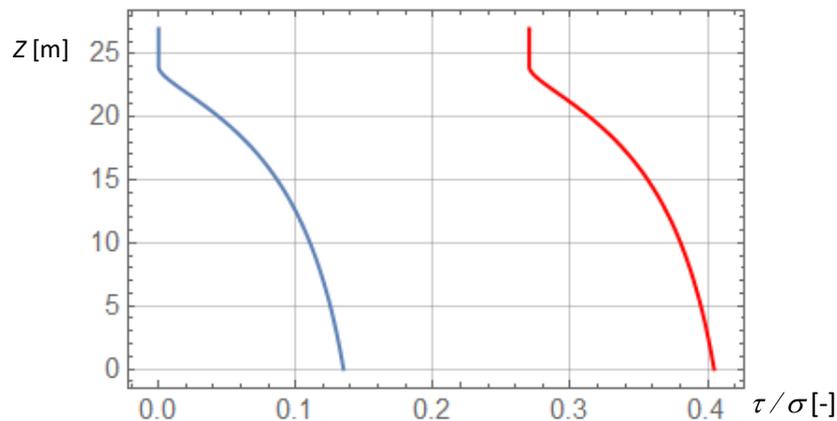


Figura 7-8 Andamento del rapporto tra spinte e pesi
(blu = acqua/peso, rosso =(acqua + sisma)/peso)

Con riferimento al tipo di materiale utilizzato per realizzare il rinfilanco della diga, si può facilmente verificare che la tangente del cono di attrito per un materiale con angolo d'attrito di circa 40° è almeno doppio rispetto al rapporto τ/σ indicato in figura.

Ovviamente l'analisi svolta non tiene conto dell'effetto stabilizzante delle spalle rocciose a lato della diga, ma per contro non considera l'alleggerimento delle pressioni risultanti alla base della diga per effetto di questa interazione. Tutto considerato, la verifica svolta sembra essere in linea con analisi più sofisticate, visto che il modello ad elementi finiti descritto in seguito prevede una pressione di circa 800 kPa nella faccia posteriore e di 100 kPa nel rinfilanco, per effetto del peso proprio della diga.

Se ne conclude pertanto che la sicurezza complessiva della diga è certamente superiore a due volte le massime azioni allo stato di collasso previste dalla normativa per la verifica di resistenza.

7.2 Modello per l'analisi della diga

Allo scopo di valutare compiutamente l'effetto di interazione del corpo della diga nella sua composizione con strati di materiali diversi accoppiati tra loro e il canyon entro il quale è stata realizzata la diga, per effettuare la verifica dello stato di tensione della diga in condizioni statiche e sismiche si utilizzerà un modello tridimensionale ad elementi finiti preparato in accordo al rilievo geometrico della diga stessa.

7.3 Formulazione del modello numerico 3D

Il modello numerico è stato ottenuto con varie fasi di modellazione, che hanno dovuto tenere conto delle scarse informazioni presenti sulla gradinata in calcestruzzo realizzata

sulle due sponde della gola prima di iniziare la stesa del materiale sciolto della diga. Si è pertanto sviluppato un modello con le seguenti fasi:

- a) Si è modellata con elementi piani la sezione di mezzeria descritta dai disegni esecutivi (si veda es. T-P02);
- b) Si è proceduto all'estrusione del modello piano fino a formare un corpo prismatico di sezione costante suddiviso nei vari tipi di materiale: rockfill, paramento murario lato monte, manto di tenuta in calcestruzzo;
- c) Si è quindi proceduto ad eliminare le parti in eccesso del prisma al fine di seguire più precisamente possibile la configurazione ipotetica della gola una volta configurata mediante la formazione dei gradoni d'estremità in calcestruzzo;
- d) Si sono infine create le parti relative al taglione, al tunnel di base, alla torre di comando e alle sue connessioni con la lastra contenuta nel rilevato stradale di sommità.

Successivamente a detto modello sono state aggiunte le parti relative al nuovo scudo in calcestruzzo di monte sostenuto da pali e il rilevato di valle in rockfill di riduzione della pendenza della faccia di valle della diga.

Nelle successive figure sono illustrati i vari elementi che compongono il modello della diga.

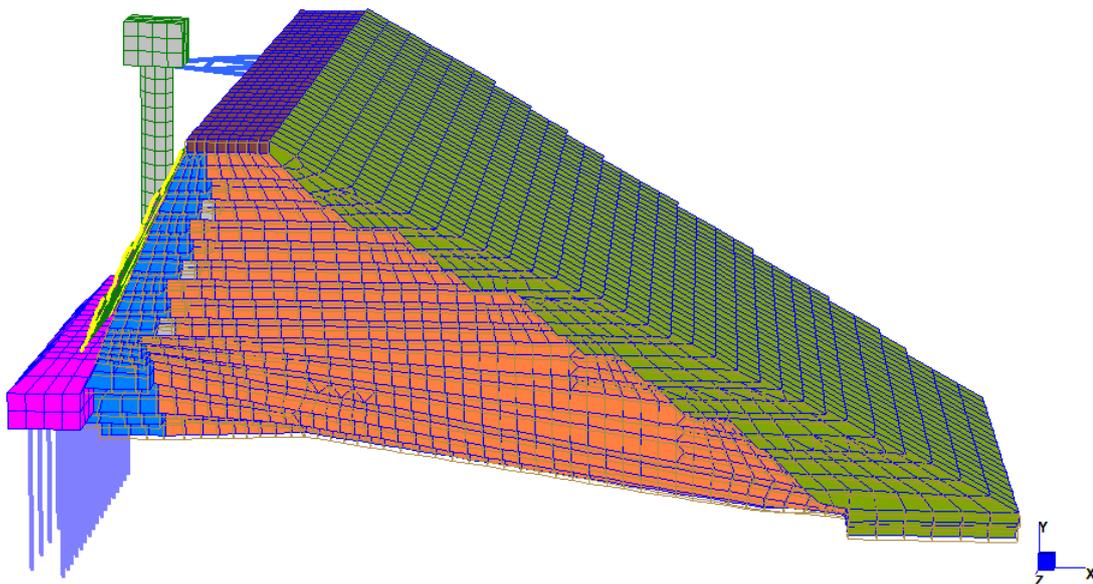


Figura 7-9 Vista del modello completo della diga di Cerventosa con gli interventi proposti

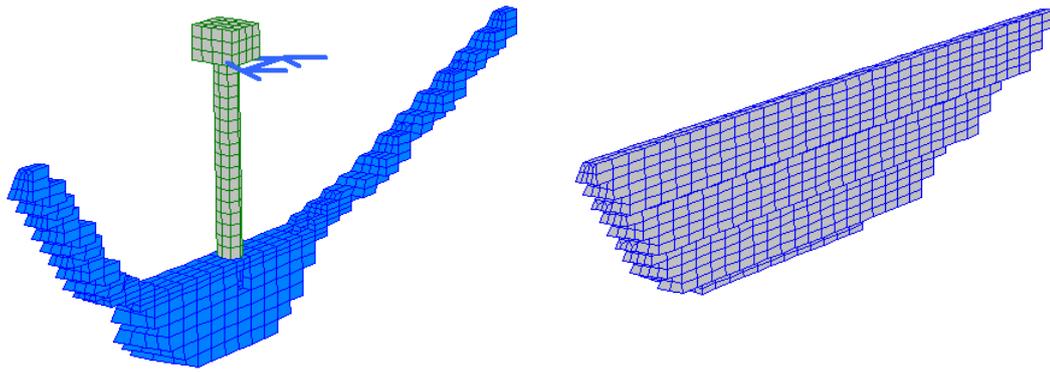


Figura 7-10 Vista del tunnel e della torre in calcestruzzo (a) e del paramento murario posteriore (b)

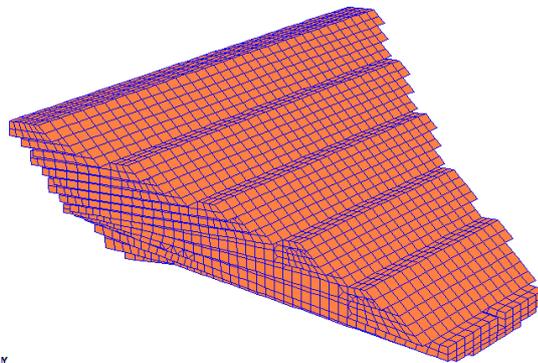


Figura 7-11 Vista del corpo diga esistente realizzato con rockfill

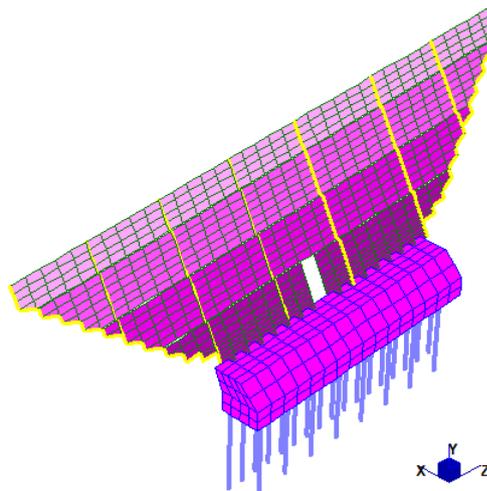


Figura 7-12 Vista del nuovo scudo posteriore a sezione variabile su pali di trattenuta

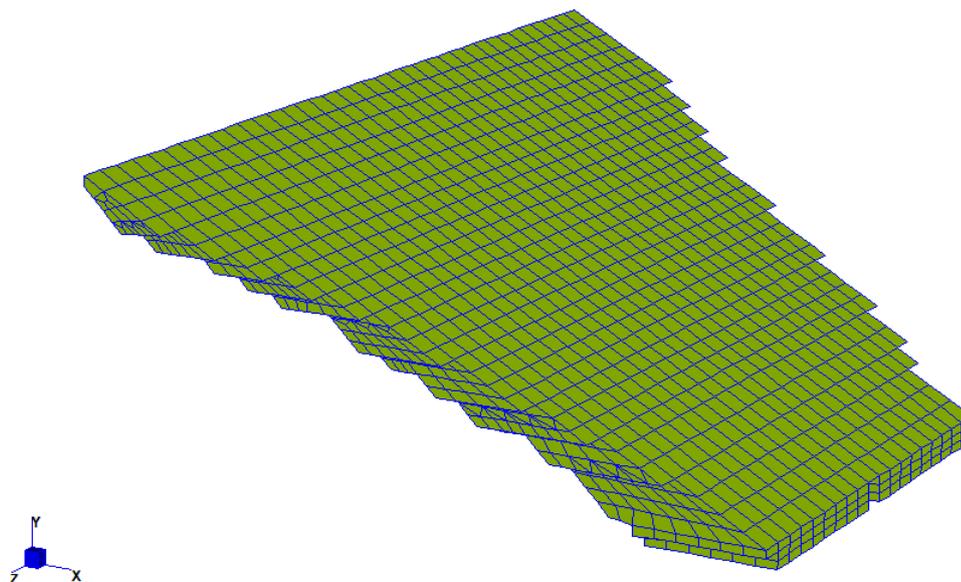


Figura 7-13 Vista della massicciata in misto granulare 0/80 di rinfianco atta ad abbassare la pendenza a valle

Il modello si compone di 20979 elementi tridimensionali, 961 elementi a lastra e 267 elementi di trave, per un totale di 24296 nodi per un totale di 76553 gradi di libertà.

Le proprietà meccaniche utilizzate per i materiali costituenti i vari componenti, sono indicate nella tabella seguente.

Tabella 3 Dati del modello ad elementi finti

Elemento	Tipo	Materiale	E	n	ro	geometria
			[MPa]	[-]	[kg/m ³]	[m]
<i>Reticolare</i>	trave	Acciaio	205000,0	0,30	7860,0	IPE 240
<i>Pali</i>	trave	C25/30	27000,0	0,20	2400,0	φ 1,00
<i>Torre</i>	lastra	C 20/25	20000,0	0,20	2400,0	0,40
<i>Scarico</i>	lastra	muratura	10000,0	0,15	1800,0	0,50
<i>Scudo basso</i>	lastra	C 32/40	30000,0	0,20	2400,0	1,20
<i>Scudo alto</i>	lastra	C 32/40	30000,0	0,20	2400,0	0,60
<i>Paramento</i>	brick	muratura	1500,0	0,30	1800,0	(*)
<i>Rockfill</i>	brick	Rockfill	1000,0	0,30	1900,0	(*)
<i>Tunnel</i>	brick	C 20/25	20000,0	0,20	1800,0	(*)
<i>Rinfianco</i>	brick	Rockfill	500,0	0,35	1900,0	(*)
<i>Scudo base</i>	brick	C 32/40	30000,0	0,20	2400,0	(*)
<i>Fondo stradale</i>	brick	cementato	12000,0	0,20	2000,0	(*)

(*) gli elementi brick hanno un volume di circa 2,5 m³, e misurano esattamente 2,0 m nella direzione trasversale Z

L'analisi è stata svolta considerando su tutte le facce del solido appoggiate contro il supporto a gradoni realizzato nella gola una reazione lineare elastica di tipo Winkler caratterizzata da una costante di sottofondo di 150000,0 kN/m³. Detto valore è stato fissato in relazione al modulo elastico delle rocce presenti nel basamento della gola che è stato utilizzato come appoggio del solido della diga, e ad una presumibile lunghezza d'influenza del bulbo di pressione della diga fissato pari alla dimensione trasversale alla

base. Tuttavia si può considerare che il valore del modulo di reazione influenza il valore dei cedimenti ma non quello delle tensioni, che risultano praticamente indipendenti da valore prescelto, purché sufficientemente alto rispetto al modulo della massicciata in rockfill.

Per quanto attiene infine alla rigidità alla traslazione lungo l'asse X principale di simmetria della diga, sono state applicate delle molle ai nodi in modo da simulare la presenza di attrito tra diga e sottofondo. In relazione a semplici valutazioni sul peso e sul presumibile angolo d'attrito tra corpo diga e roccia di fondo, sono state introdotte molle con rigidità che varia tra 15000 kN/m e 30000 kN/m in funzione della quota (tra 790 e 760 m s.l.m.), avendo considerato che ogni nodo ha una superficie d'influenza di circa 2 m².

7.4 Analisi dei carichi e combinazioni di carico

Con riferimento a quanto indicato in precedenza si sono esaminati i seguenti carichi tipo:

- Peso proprio dei materiali,
- Spinta dell'acqua dell'invaso,
- Terremoto lungo l'asse della diga
- Spinta dinamica dell'acqua in caso di terremoto,
- Terremoto in direzione trasversale alla gola ove è installata la diga.

Per quanto attiene al terremoto di progetto, si farà uso dell'accelerazione al bedrock stimata nella relazione sismotettonica per la condizione di stato limite di collasso.

Le azioni applicate alla diga verranno combinate con coefficienti di sicurezza pari a 1,3 o 0,9 per i carichi permanenti e 1,5 per quelli variabili nel calcolo delle sollecitazioni statiche. Verranno invece adottati coefficienti unitari per il calcolo delle sollecitazioni in condizione sismica.

7.5 Risultati dell'analisi della diga

Il modello 3D della diga è stato risolto per le varie condizioni di carico, in modo da ottenere le sestuple di tensione nei centri degli elementi brick in cui è stato suddiviso il corpo della diga.

Le tensioni puntualmente determinate sono di tipo elastico lineare, e per semplicità prescindono dalle fasi di costruzione della diga stessa. Tale scelta è stata fatta in relazione alla non perfetta conoscenza del piano di posa della diga, delle strutture in calcestruzzo interposte tra il basamento roccioso e il volume del rockfill e del retrostante

paramento in pietra e malta, e del modulo di reazione verticale e orizzontale del terreno nella condizione attuale di consolidazione del piano di posa. Infine è da considerare che il modello è una rappresentazione discretizzata del continuo 3D della diga, e certamente nelle zone di bordo della discretizzazione sono presenti stati tensionali anomali derivanti dalla concentrazione locale di reazioni che in realtà sono distribuite e si sono adattate per lungo tempo mediante deformazioni viscosi di non facile stima.

Tuttavia, sono di interesse sia i cedimenti massimi che si possono valutare in relazione alle azioni introdotte nel calcolo, sia le frequenze proprie della diga che sono ben rappresentate dall'analisi elastica svolta, in quanto relative a stati deformativi sufficientemente piccoli.

7.5.1 Rappresentazione dei campi di spostamento

Nelle successive figure sono riportati i campi di spostamento verticale e orizzontale del modello con riferimento ai valori non modificati da coefficienti di sicurezza del peso proprio e del sisma applicato secondo l'asse X posto sul piano di simmetria della gola.

Per quanto attiene alle azioni sismiche, giova precisare che le forze statiche equivalenti al sisma sono state calcolate assumendo una risultante totale delle forze di massa applicata al baricentro delle masse rispetto alla quota del bedrock z_{BR} posta a 760 m s.l.m., e poi procedendo a calcolare le forze applicate ai singoli elementi in base al rapporto tra la loro distanza dal bedrock rispetto alla quota del baricentro:

$$F_{E,i} = a_g W_{TOT} \frac{m_i(z_i - z_{BR})}{\sum_j m_j(z_j - z_{BR})} \quad (5)$$

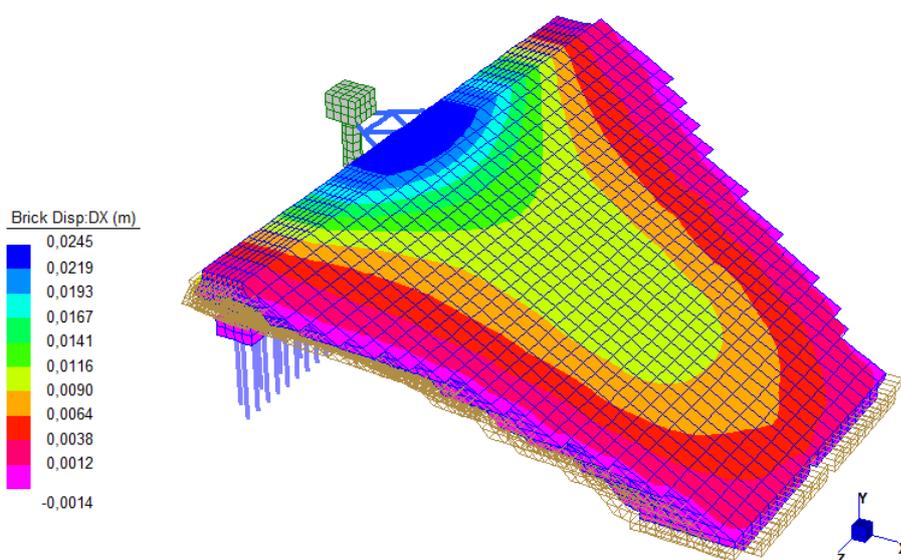


Figura 7-14 Spostamenti orizzontali ΔX per effetto del peso proprio

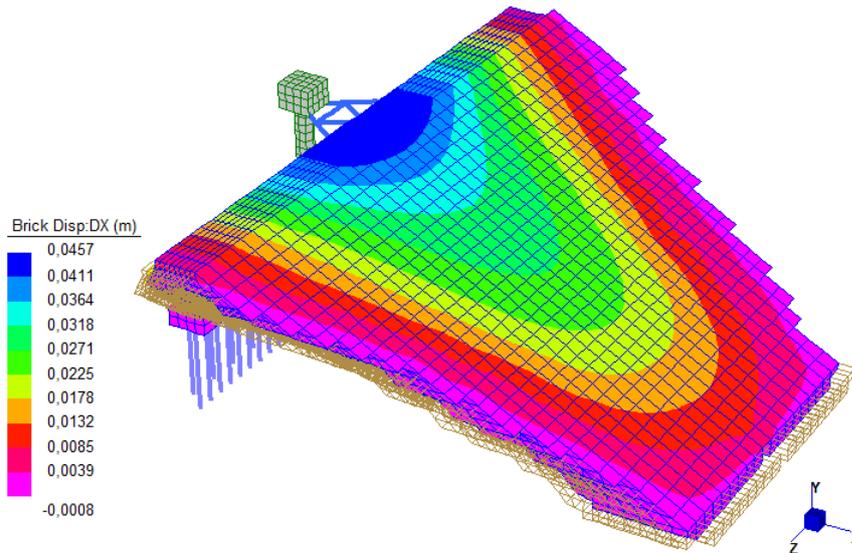


Figura 7-15 Spostamenti orizzontali ΔX per effetto del sisma SLC in direzione X

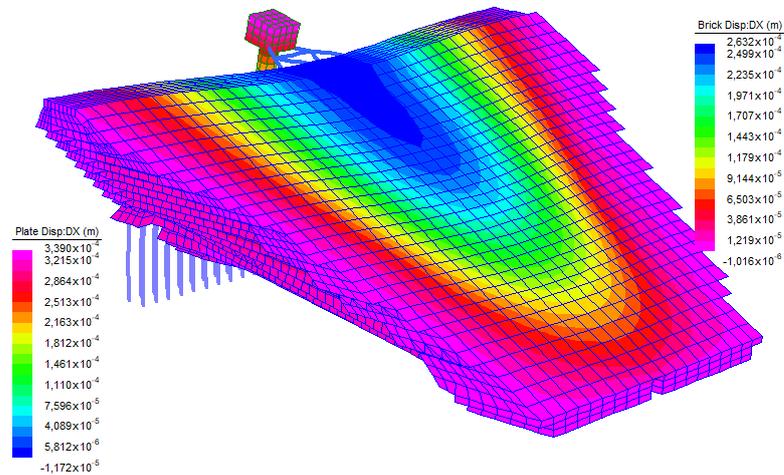


Figura 7-16 Primo modo di vibrare con prevalente movimento combinato orizzontale-verticale

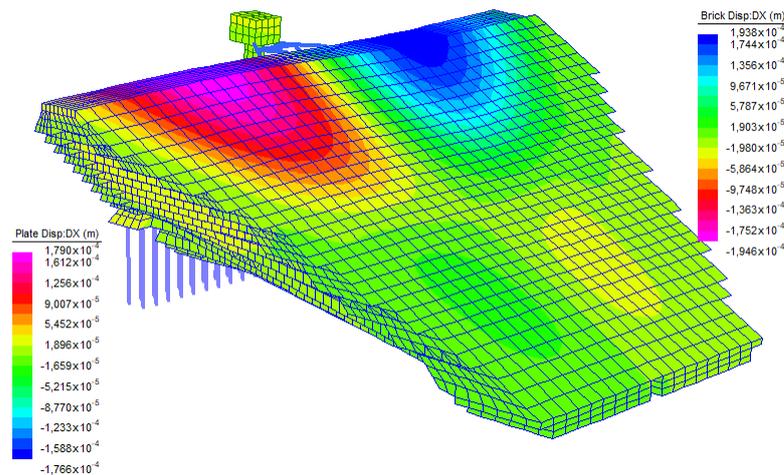


Figura 7-17 Secondo modo di vibrare con prevalente movimento antisimmetrico

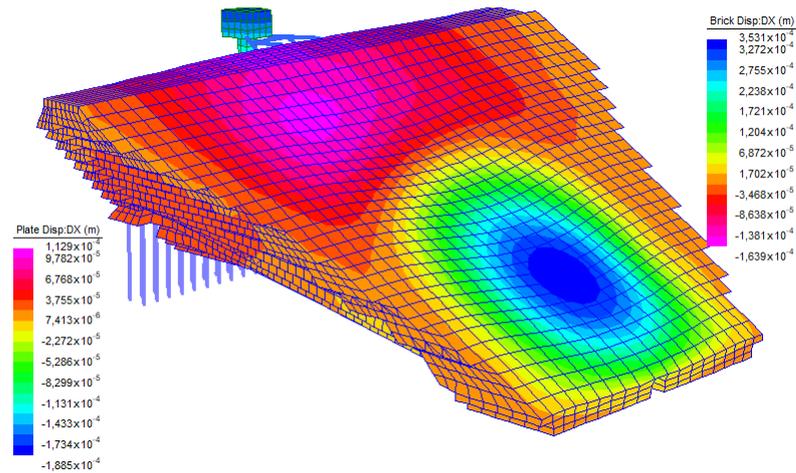


Figura 7-18 Terzo modo di vibrare con deformata nel piano medio di ordine 2

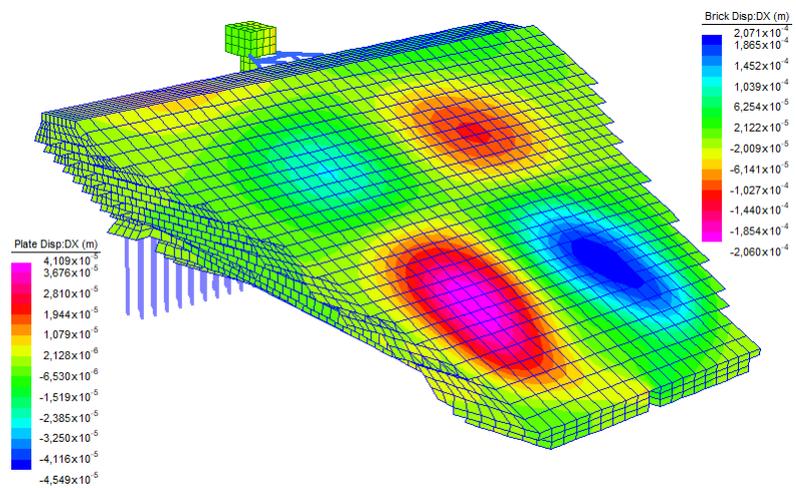


Figura 7-19 Settimo modo di vibrare con deformata antisimmetrica di ordine 2

Nella seguente tabella sono richiamate le frequenze e le masse partecipanti dei vari modi

Tabella 4 Frequenze di vibrazione e masse partecipanti della diga

Mode	Frequency	Modal Mass	PF-X	PF-Y	PF-Z
	(Hz)	(kg)	(%)	(%)	(%)
1	2,553	8,701E+06	58,976	4,910	0,000
2	3,177	1,209E+07	0,000	0,002	34,610
3	3,714	8,022E+06	0,076	9,017	0,110
4	3,721	1,197E+07	0,005	0,359	2,254
5	3,849	7,174E+06	2,157	7,381	9,063
6	3,863	4,206E+06	4,044	10,599	5,580
7	4,215	6,353E+04	0,006	0,002	4,864

I movimenti che si calcolano con il modello sono in ogni caso inferiori ad 1/100 dell'altezza della diga, indicando in tal modo un corretto dimensionamento della geometria degli ammassi di materiale sciolto.

Si può allo scopo indicare che la maggior parte delle dighe in rockfill costruite recentemente in USA e Cina (si vedano riferimenti [1-10]), avendo in genere altezze superiori a 100 m, sono caratterizzate da cedimenti di compattazione dell'ordine di 1/50 dell'altezza e presentano in genere una pendenza di $X:Y = 1,35 : 1,00$ che risulta molto più inclinata di quella prescelta per Cerventosa ($1,75 : 1,00$ ovvero 30° circa invece di 36° di pendenza).

7.5.2 Valutazione dello stato di compattazione iniziale

Lo stato tensionale derivante dalle spinte dell'acqua e dall'accelerazione sismica si applicano su di un solido assestato, ma certamente correttamente rappresentato dal modello discretizzato utilizzato per l'analisi.

Al contrario, per quanto attiene alle tensioni presenti nello stato iniziale della diga completata con la stesa del rockfill aggiuntivo a strati bagnati, compattati e assestati eventualmente con un rullo vibrante, la deformazione del modello per effetto della gravità verticale è solo una pallida rappresentazione dello stato tensionale realmente presente nell'ammasso.

Come già detto, la formazione a strati unita ad una deformazione viscosa che agisce nel tempo ad assestare l'ammasso, provoca una variazione complessiva delle pressioni interne che avvicinano l'ammasso ad un pendio in quiete, soggetto al peso proprio e alle forze d'attrito che lo mantengono stabile.

Molte delle analisi svolte in laboratorio [1-10] puntualizzano che il rockfill compattato ha uno stato di confinamento con pressioni orizzontali uniformi circa pari al 35% - 40% delle pressioni verticali. Tale stato di compressione triassiale si configura come una pressione litostatica di valore inferiore rispetto a quanto si determina in terreni posti a sufficiente profondità.

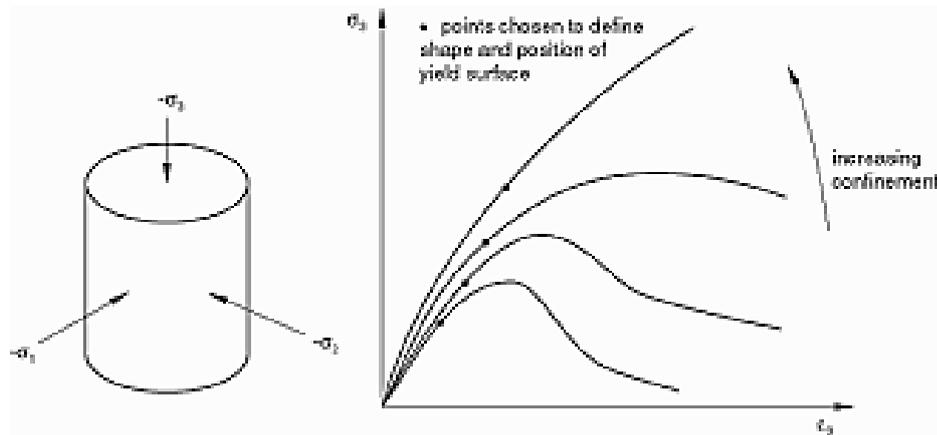


Figura 7-20 Aumento di resistenza causato dal confinamento in materiali sciolti

È interessante notare che il rapporto tra tensione idrostatica e tensione deviatorica in un materiale confinato non dipende dal valore della tensione applicata, ma soltanto dal grado di confinamento esercitato dalle pressioni orizzontali.

In particolare si introducono le seguenti quantità:

$$p = \sigma_{OCR} = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}, \quad (1)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2, \quad (2.a)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right], \quad (2.b)$$

$$q = \sqrt{J_2}, \quad \tau_{OCR} = \sqrt{\frac{2J_2}{3}}, \quad (3)$$

Considerando uno stato principale in cui $\sigma_1 = \sigma_2 = k_{co} \cdot \sigma_3$ ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ essendo σ positiva di trazione), il rapporto q/p risulta come segue:

$$\frac{q}{p} = \frac{\sigma_3(1-k_{co})}{\sqrt{3}} \cdot \frac{3}{\sigma_3(1+2k_{co})} = \frac{\sqrt{3} \cdot (1-k_{co})}{(1+2k_{co})} = \eta, \quad (4)$$

Tale rapporto caratterizza materiali sciolti consolidati indipendentemente dallo stato di tensione assoluto che è presente localmente.

Poiché la sovrapposizione delle tensioni elastiche delle varie condizioni di carico richiede di utilizzare un unico sistema di riferimento, si adatterà il sistema ortogonale X, Y, Z in cui è definito il modello della diga.

Il sistema delle tensioni locali del materiale confinato può essere allora determinato imponendo che il valore del rapporto tra tensione deviatorica e idrostatica sia circa pari a η . Le equazioni che definiscono i valori di riferimento delle tensioni sono le seguenti:

$$\rho = \frac{1}{2} \left(\frac{\sum_i \sigma_i}{\min \sigma_i} - 1 \right) \geq \rho_{\min}, \quad (5)$$

$$\Lambda = \sqrt{\eta^2 \frac{(1+2\rho)^2}{9} - \frac{(1-\rho)^2}{3}}, \quad \Gamma = \sqrt{\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2}, \quad (6.a, 6.b)$$

$$\sigma_{z,c} = \frac{\Gamma}{\Lambda}, \quad \sigma_{x,c} = \sigma_{y,c} = \sigma_{z,c} \cdot k_{co}, \quad \tau_{ij,c} = \tau_{ij} \cdot k_{co}. \quad (7.a, 7.b, 7.c)$$

Il sistema di tensioni che si ottiene rispetta il rapporto η e definisce una approssimazione locale alle tensioni confinate che si sarebbero determinate seguendo il percorso di carico di composizione a strati dell'ammasso e di suo adattamento ad un sistema naturale di sforzi. Nelle seguenti figure si illustra la variazione di stato di sforzo subita dal rockfill presente nella diga e dal rinfianco che viene eseguito in sede di adeguamento sismico.

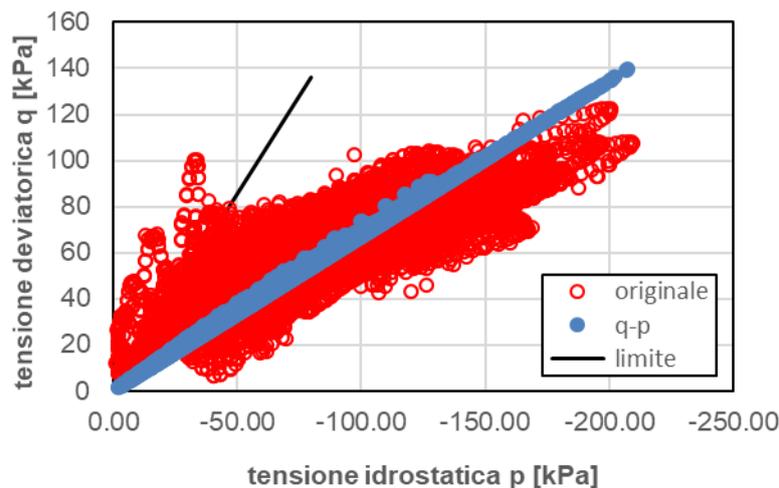


Figura 7-21 Modifica affine dello stato di tensione nel rockfill conseguente al confinamento

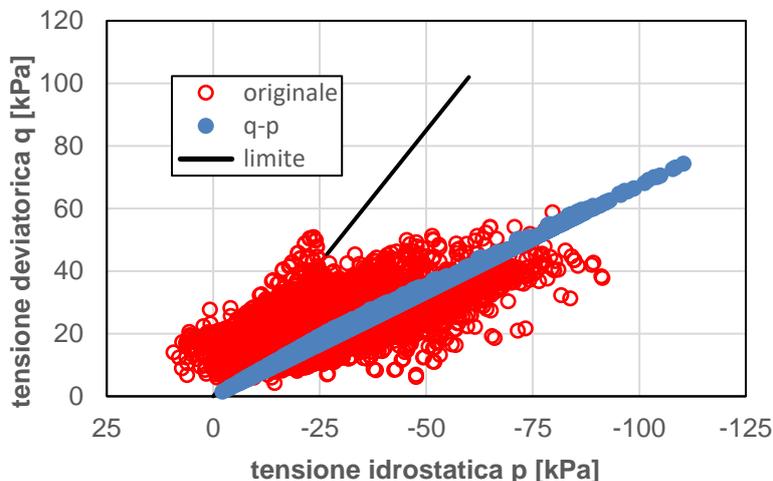


Figura 7-22 Modifica affine dello stato di tensione nel rinfianco conseguente al confinamento

Come si nota dalle figure, il processo di trasformazione delle tensioni volto a ottenere lo stato di partenza dell'ammasso caricato dal solo peso proprio, sviluppa una sorta di media locale delle tensioni in modo da rispettare il livello di confinamento previsto. Nel caso in esame, come indicato in precedenza, si è fissato un grado di confinamento pari al 35%.

7.6 Verifiche di resistenza dei costituenti la diga

Le verifiche di resistenza dei costituenti la diga vengono condotte sommando i vari contributi tensionali amplificati di eventuali coefficienti di sicurezza in modo da ricavare lo stato di tensione finale dei singoli elementi finiti che costituiscono il modello.

7.6.1 Verifiche di resistenza dei materiali sciolti

Stante il fatto che una vera analisi tensionale non lineare incrementale dovrebbe produrre una valutazione punto a punto dell'instaurarsi di condizioni plastiche in zone non troppo estese della diga, nel caso in esame anche al fine di controllare in modo più preciso il risultato della simulazione, si è preferito considerare la percentuale di volume che entra in condizioni critiche valutandone la posizione in base a indici sintetici dello stato di tensione forniti dal programma di calcolo.

In base a ciò si sono considerate ammissibili situazioni che per effetto di azioni amplificate allo stato limite ultimo, non producano superamenti della condizione limite (sia in termini della linea critica, sia in termini di tensioni ottaedriche), per volumi maggiori del 10% del corpo della diga.

Tali zone critiche sono per lo più situate all'interfaccia tra rockfill esistente e nuovo rinfianco, in quanto in tali zone la modellazione risulta più drasticamente semplificata e non è stato possibile introdurre l'effetto di graduale passaggio delle proprietà meccaniche che viene ottenuto mediante lo smontaggio del paramento in pietra di valle e la compattazione del nuovo rinfianco steso in adiacenza al vecchio rockfill.

Pertanto si è deciso di ammettere violazioni locali dello stato limite di tensione fino al limite indicato, controllandone il posizionamento.

In quanto segue si presenteranno i risultati in termini di diagrammi sinottici. Per un quadro completo dei valori si rimanda all'allegato "Verifica di resistenza dei materiali della diga di Cerventosa", nel quale sono dettagliatamente elencati i valori riportati nelle figure.

Le condizioni che vengono esaminate sono le seguenti (P = peso proprio, W_s = spinta statica dell'acqua, W_D = spinta sismica dell'acqua, H_{EX} = forze sismiche secondo $+X$):

- 1) SLU statico bacino pieno: $1,3 P + 1,5 W_s$
- 2) SLC sismico bacino pieno X^+ , Y^+ $(1+a_g/2) P + W_s + W_D + H_{EX}$
- 3) SLC sismico bacino pieno X^+ , Y^- $(1-a_g/2) P + W_s + W_D + H_{EX}$
- 4) SLC sismico bacino vuoto X^+ , Y^+ $(1+a_g/2) P + H_{EX}$
- 5) SLC sismico bacino vuoto X^+ , Y^- $(1-a_g/2) P + H_{EX}$
- 6) SLC sismico bacino vuoto X^- , Y^+ $(1+a_g/2) P - H_{EX}$
- 7) SLC sismico bacino vuoto X^- , Y^- $(1-a_g/2) P - H_{EX}$

In quanto segue si riportano i dati principali delle analisi svolte. Preliminarmente si riporta una tabella che fornisce i dati salienti dei risultati rappresentati nelle figure. In particolare, si indicano il rapporto $-1,70 p/q$ e il rapporto $\tau(\sigma_{OCT})/\tau_{OCT}$ che devono risultare entrambi superiori a 1,00. Si riporta anche la percentuale degli elementi non verificati.

Tabella 5 Verifica dei coefficienti di sicurezza sismici e dei volumi danneggiati dei materiali sciolti

Combinaz.	materiale	-1,70p/q	DV _{dam}	$\tau(\sigma)/\tau$	DV _{dam}
1	Rockfill	2,852	0,0%	2,822	0,0%
2	Rockfill	2,004	4,5%	1,844	1,5%
3	Rockfill	1,923	7,2%	1,827	2,7%
4	Rockfill	1,895	3,7%	1,859	1,4%
5	Rockfill	1,826	8,8%	1,803	3,2%
6	Rockfill	1,743	12,9%	1,791	5,3%
7	Rockfill	1,685	7,0%	1,807	2,3%
1	Rinfianco	2,556	0,0%	3,412	0,0%
2	Rinfianco	2,169	0,6%	2,622	0,0%
3	Rinfianco	2,158	0,7%	2,664	0,0%
4	Rinfianco	1,803	11,1%	2,465	2,0%
5	Rinfianco	2,043	1,2%	2,647	0,1%
6	Rinfianco	2,035	1,7%	2,704	0,2%
7	Rinfianco	1,563	19,5%	2,371	4,4%
	MEDIA	2,018	5,6%	2,331	1,7%

I risultati forniscono un valore di margine di sicurezza elevato, pur essendo presente una violazione delle condizioni limite in un volume non maggiore del 5-10% della massicciata completa.

Nelle figure seguenti sono richiamate in dettaglio le verifiche sintetiche riassunte in tabella 2. In particolare, mediante il modello elastico è possibile variare l'accelerazione al piede della diga in modo da visualizzare il coefficiente di sicurezza e il volume

danneggiato al variare dell'accelerazione di riferimento. Come si evince dalle figure seguenti, l'estensione del danno presunto cresce con il quadrato dell'accelerazione, mentre il coefficiente di sicurezza medio decresce linearmente con l'aumentare dell'intensità sismica. Questo garantisce che scosse di modesta entità non potranno mobilitare smottamenti del rinfianco, mentre il coefficiente di sicurezza si manterrà comunque elevato anche per sismi di alta magnitudo.

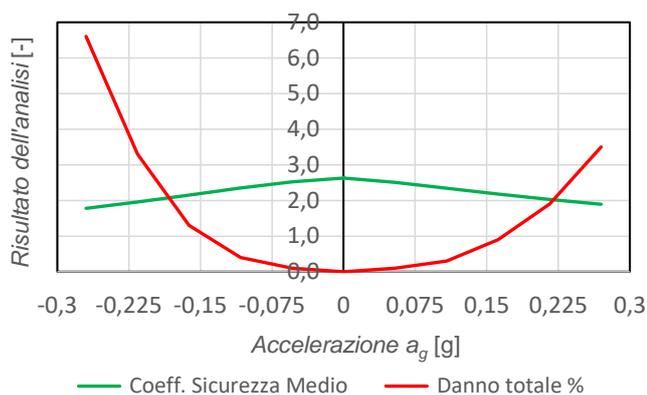


Figura 7-23 Variazione del coefficiente di sicurezza e del volume danneggiato per il rockfill in caso di sisma

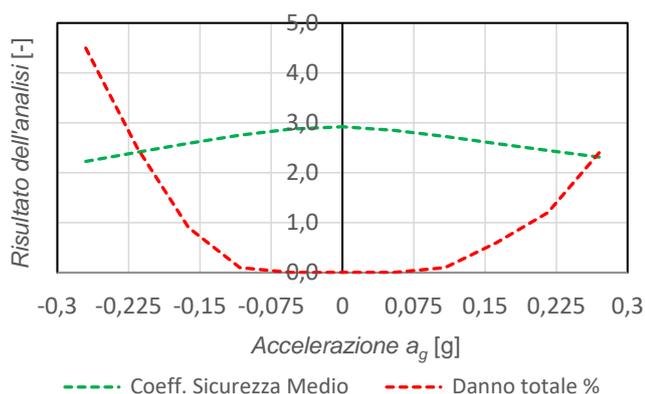


Figura 7-24 Variazione del coefficiente di sicurezza e del volume danneggiato per il rinfianco in caso di sisma

Dalle successive figure è possibile stimare la quantità di volume che non soddisfa le verifiche semplicemente considerando che ogni cerchietto indicatore corrisponde ad un prisma della discretizzazione di volume circa pari a $1,5 \text{ m}^3$ (il volume del rockfill è approssimativamente pari a 20000 m^3 , mentre quello del rinfianco è circa la metà). L'indicazione di tensioni deviatoriche di trazione comporta semplicemente l'instaurarsi di un meccanismo di scorrimento all'interno dell'elemento che potrebbe essere colto solo attraverso un'analisi non lineare.

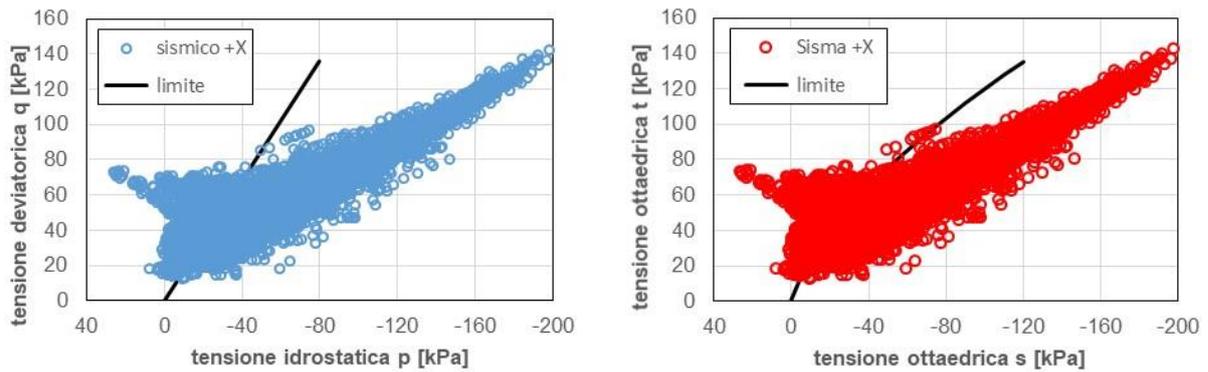


Figura 7-25 Verifica secondo le relazioni $p - q$ e $\sigma_{OCT} - \tau_{OCT}$ del rockfill. Sisma X+ a bacino vuoto

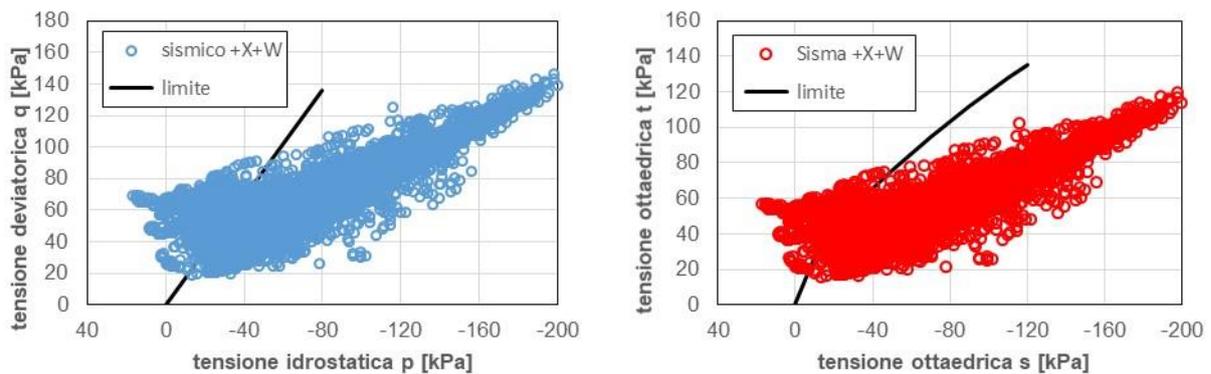


Figura 7-26 Verifica secondo le relazioni $p - q$ e $\sigma_{OCT} - \tau_{OCT}$ del rockfill. Sisma X+ a bacino pieno

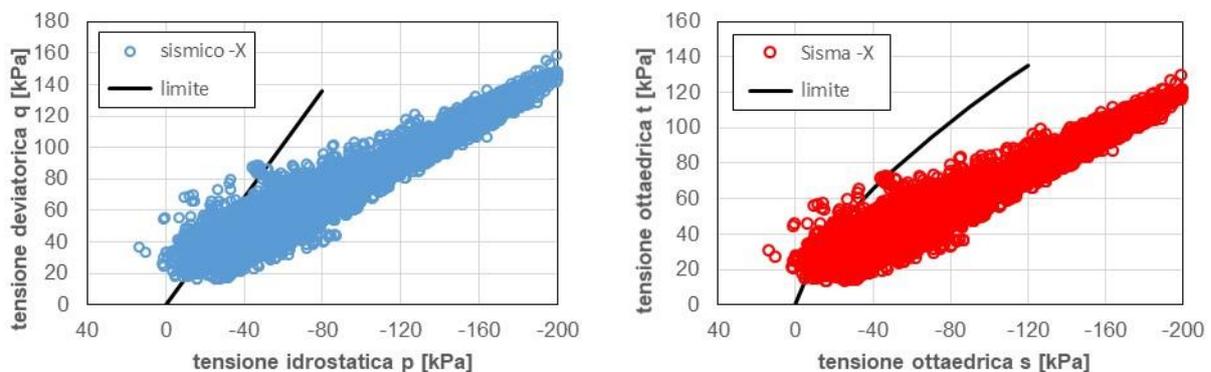


Figura 7-27 Verifica secondo le relazioni $p - q$ e $\sigma_{OCT} - \tau_{OCT}$ del rockfill. Sisma X- a bacino vuoto

Al fine di valutare le posizioni di dette violazioni e comprendere l'importanza in relazione alla stabilità complessiva dell'opera, si esaminano dei parametri sintetici dei grafici del programma di calcolo in modo da visualizzare le regioni con maggiore destrutturazione durante il terremoto.

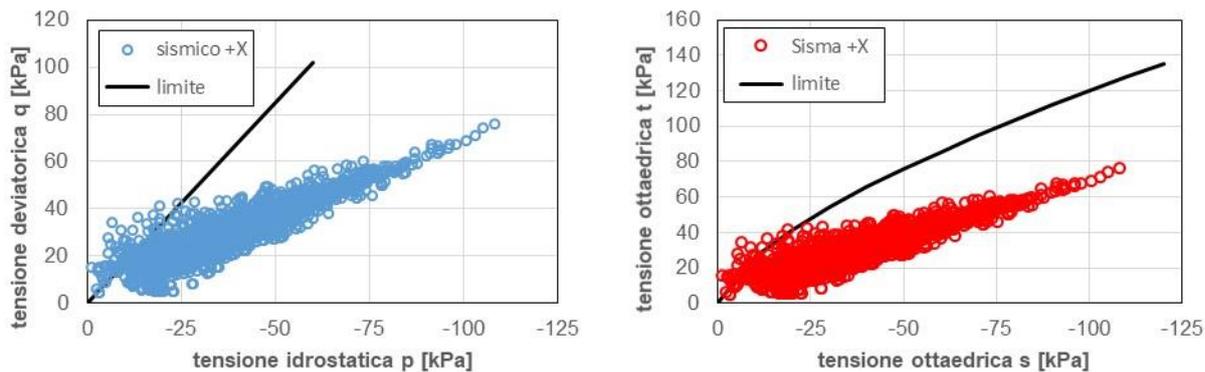


Figura 7-28 Verifica secondo le relazioni $p - q$ e $\sigma_{OCT} - \tau_{OCT}$ del rinfiacco. Sisma X+ a bacino vuoto

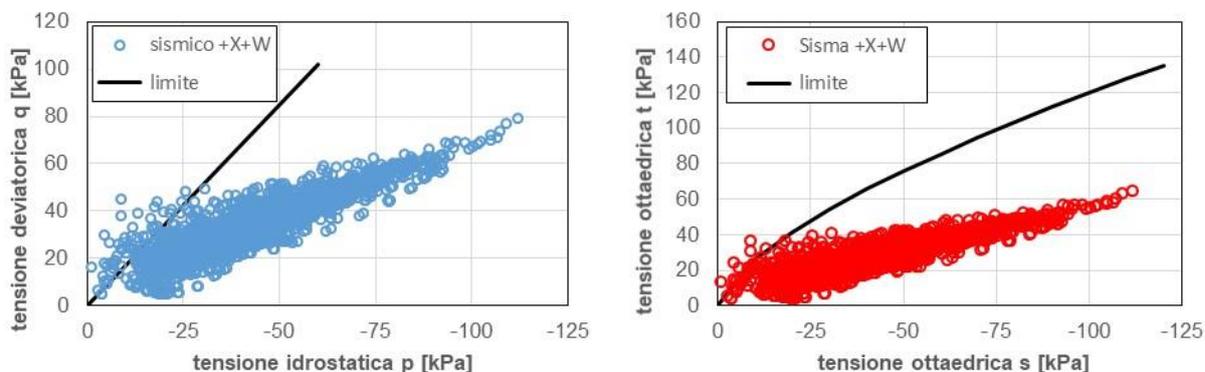


Figura 7-29 Verifica secondo le relazioni $p - q$ e $\sigma_{OCT} - \tau_{OCT}$ del rinfiacco. Sisma X+ a bacino pieno

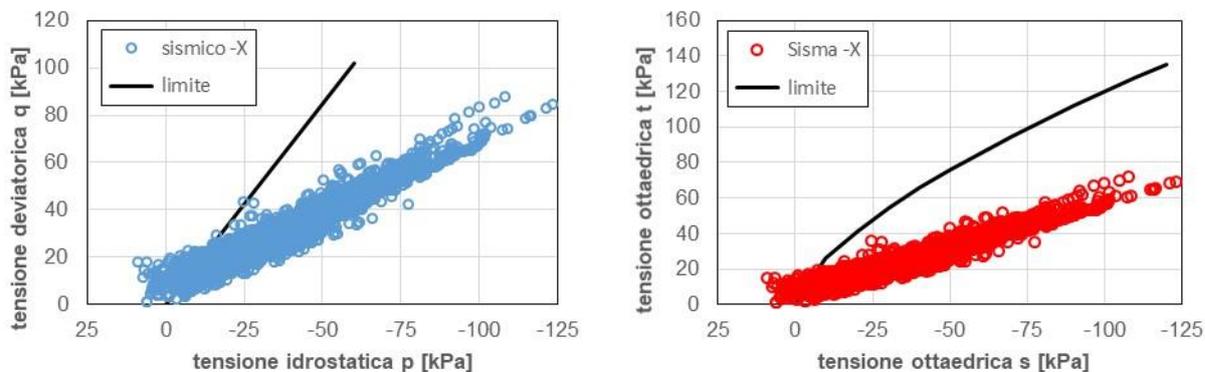


Figura 7-30 Verifica secondo le relazioni $p - q$ e $\sigma_{OCT} - \tau_{OCT}$ del rinfiacco. Sisma X- a bacino vuoto

Il valore che può essere estratto è definito in via breve dal valore massimo della tensione principale di trazione σ_1 anche se tale trazione non risulta coassiale con la tensione deviatorica che è il reale parametro che definisce lo stato del materiale. Estruendo dai grafici le zone con le massime tensioni principali di trazione è possibile visualizzare le parti del corpo della diga che potrebbero subire locali destrutturazioni in caso di sisma.

Nelle seguenti figure sono illustrate le zone critiche del rockfill e del rinfiacco con riferimento alle sollecitazioni conseguenti al sisma secondo X+ e X-.

Dall'analisi delle figure si evince che le zone critiche sono situate come segue:

- Nel rockfill esistente vi sono zone critiche nelle parti terminali delle berme a quota più alta, che sono anche quelle che ad oggi mostrano segni di cedimento e sono monitorate,
- Nel rinfiango che verrà aggiunto il programma segnala zone critiche in corrispondenza del passaggio tra rockfill esistente e substrato roccioso della gola, stante le differenti proprietà dei due materiali.

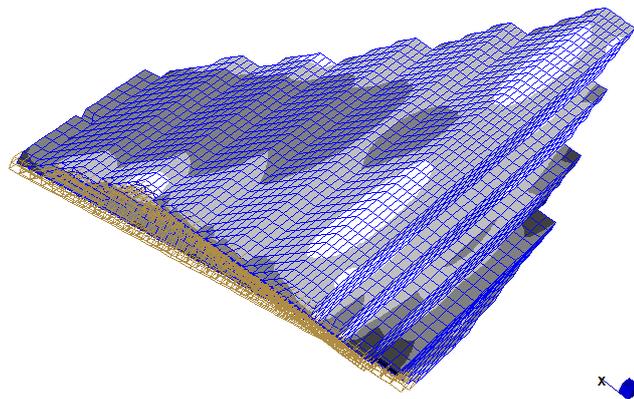


Figura 7-31 Zone di tensione elastica non verificata (in bianco) nel rockfill per la condizione sisma X+Y-

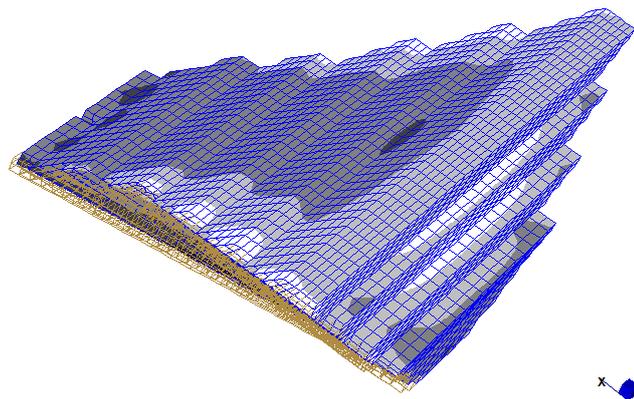


Figura 7-32 Zone di tensione elastica non verificata (in bianco) nel rockfill per la condizione sisma X-Y-

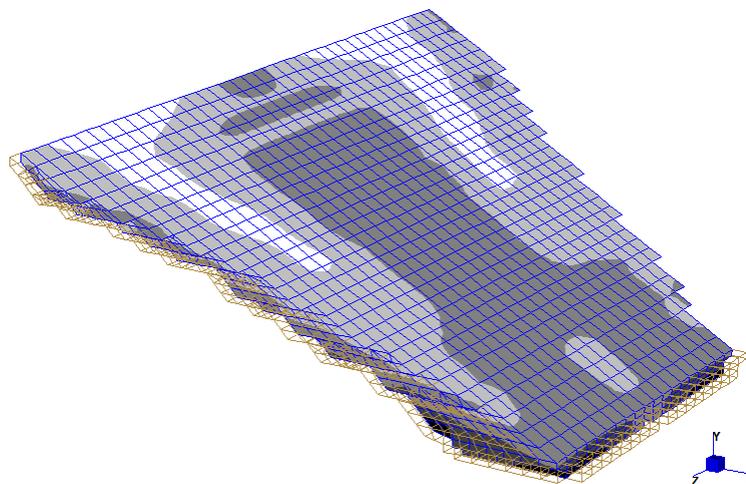


Figura 7-33 Zone di tensione elastica non verificata (in bianco) nel rinfiango per la condizione sisma X+Y+

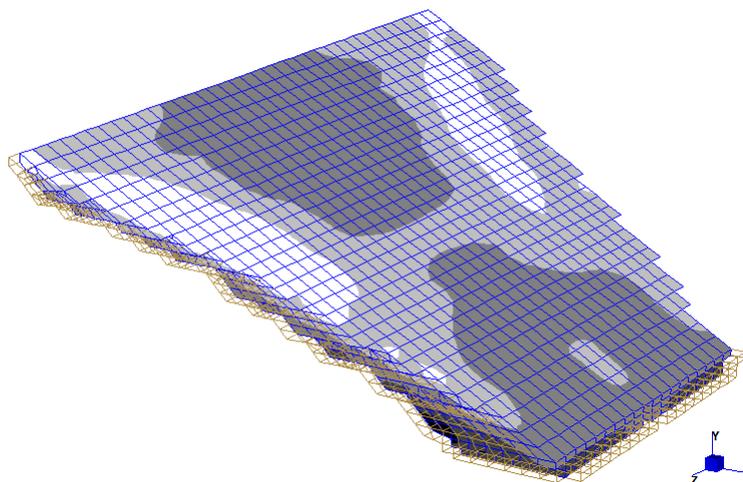


Figura 7-34 Zone di tensione elastica non verificata (in bianco) nel rinfianco per la condizione sisma X-Y+

Ambedue le criticità sono evidenziate da una rappresentazione discreta che non può cogliere fedelmente la gradualità con cui si procede a raccordare la roccia di fondazione, il rockfill esistente e il nuovo rinfianco, e quindi non rappresentano una reale criticità della soluzione adottata.

Infatti, la realizzazione degli interventi previsti include lo smontaggio della faccia muraria a valle, e la compattazione a strati del nuovo rinfianco deposto al di sopra delle fondazioni in continuità con il vecchio rockfill. Questa operazione di omogeneizzazione del rilevato produrrà certamente una interazione molto morbida e graduale tra le zone terminali del rilevato stesso e le facce della gola che lo contengono. Pertanto si ritiene che le criticità evidenziate dalle verifiche siano totalmente da ascrivere al tipo di discretizzazione adottata.

La risposta tensionale della diga può anche essere esplorata valutando la distribuzione delle tensioni equivalenti di Drucker Prager nella sezione di mezzeria della diga. In particolare, la formula di valutazione della tensione equivalente risulta essere:

$$s_{DP} = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} p + q - \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \leq 0, \quad (8)$$

Dove p e q sono le tensioni idrostatiche e deviatoriche definite in precedenza.

Nelle successive figure sono riportati i diagrammi di s_{DP} nella sezione di simmetria della diga per le combinazioni di carico considerate. Come si evince dalle figure, le violazioni della tensione di Drucker Prager sono confinate alla zona di contatto tra rockfill e massicciata di pietra posteriore. Detta zona, di incerta qualificazione meccanica, risulta comunque estremamente confinata dal volume del rinfianco e dallo scudo in calcestruzzo posteriore, e quindi non può generare superfici di scorrimento da taglio

all'interno del volume della diga. Si ritiene pertanto che lo stato tensionale dell'opera sia del tutto accettabile per il livello di accelerazione adottato per le verifiche SLC.

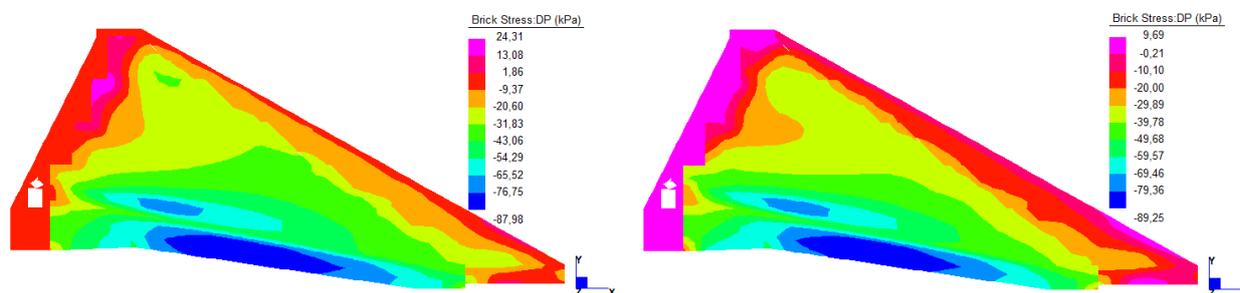


Figura 7-35 Andamento delle tensioni DP per le combinazioni statiche bacino vuoto o pieno

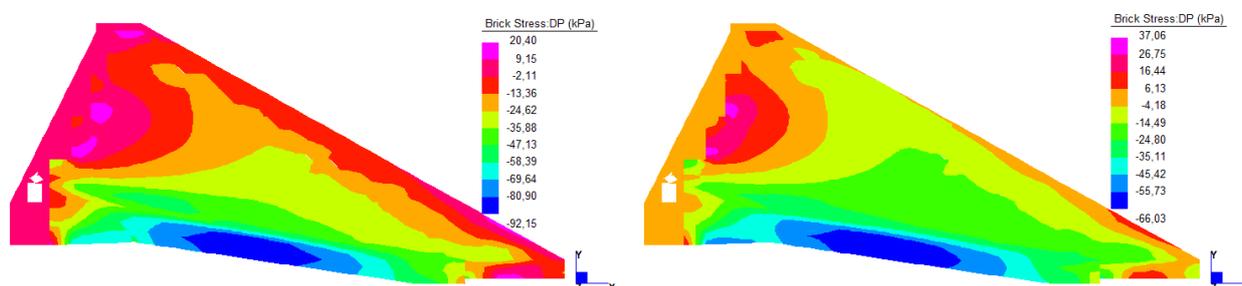


Figura 7-36 Andamento delle tensioni DP per le combinazioni del sisma secondo X+

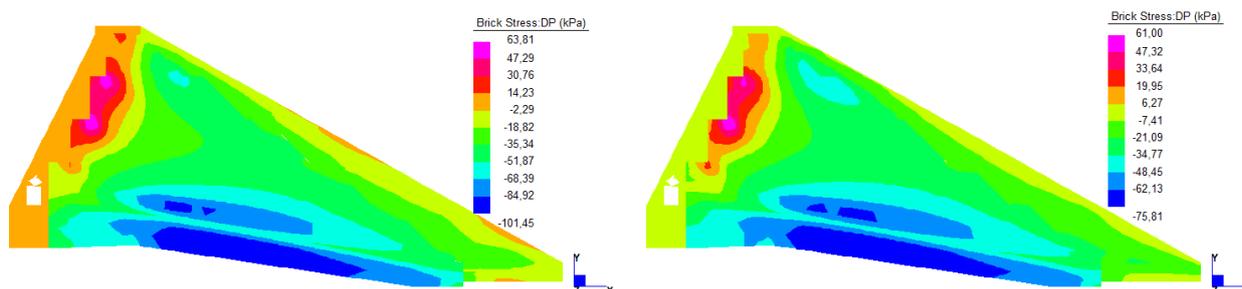


Figura 7-37 Andamento delle tensioni DP per le combinazioni del sisma secondo X-

Sulla base delle ampie verifiche svolte si può valutare che, nel caso di terremoto distruttivo di magnitudo 6 con tempo di ritorno di 1476 anni, si potranno al più formare alcune linee interne di parziale destrutturazione del rilevato, che non interesseranno la grande massa del rockfill collegato con il nuovo rinfianco, e quindi non potranno verificarsi perdite di tenuta del bacino. L'effetto di dilatanza che seguirebbe alla formazione di zone di espansione non consentirebbe in ogni caso la propagazione della destrutturazione locale fino alla superficie del manufatto, per effetto della rilevante pressione media presente al suo interno (valori vicino a 100 kPa di pressione idrostatica). Sarà in ogni caso necessario realizzare due cordoli armati lungo i bordi della strada che corre al di sopra della diga, in modo da permettere la realizzazione di nuovi parapetti e limitare eventuali discontinuità del rinfianco che si dovessero produrre in sommità diga in caso di sisma.

7.7 Sollecitazioni sul manto di tenuta

Lo schermo in calcestruzzo costituente il nuovo manto di tenuta è stato modellato schematizzando lo spessore variabile in quattro tratti di spessore costante di 0,50 – 1,21 – 1,67 – 2,75 m, circa pari allo spessore medio del tratto.

Nella successiva figura è illustrata la configurazione geometrica dello schermo con indicate le linee di interruzione dello stesso a formare i giunti di costruzione realizzati per mezzo di appositi water stop che consentono la continuità dell'impermeabilità pur rimuovendo la continuità fisica delle armature e del calcestruzzo dello schermo.

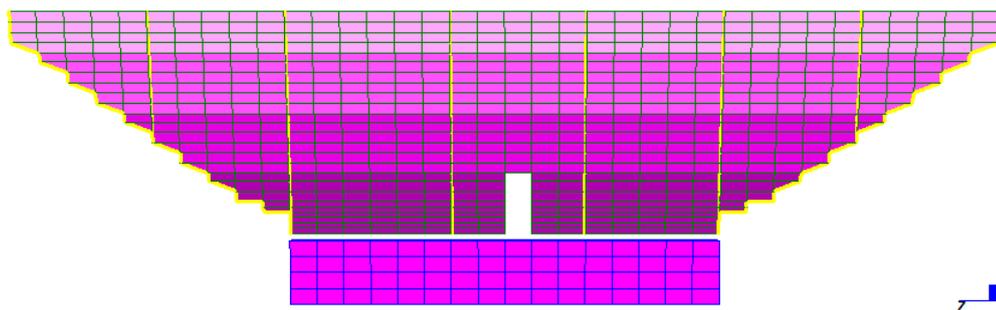


Figura 7-38 Vista dello schermo in calcestruzzo di spessore variabile da 2,65 a 0,65 m (in giallo i giunti)

I valori dei momenti flettenti massimi nelle varie condizioni sono richiamati nelle tabelle dell'allegato B, unitamente alle verifiche di resistenza. I significati dei momenti flettenti specifici delle lastre sono esposti nella figura successiva. Nel caso in esame, poiché l'asse z locale delle lastre risulta rivolto verso il corpo della diga, i momenti negativi tendono la superficie dello schermo a contatto con la diga, mentre momenti positivi tendono la superficie esterna dello schermo.

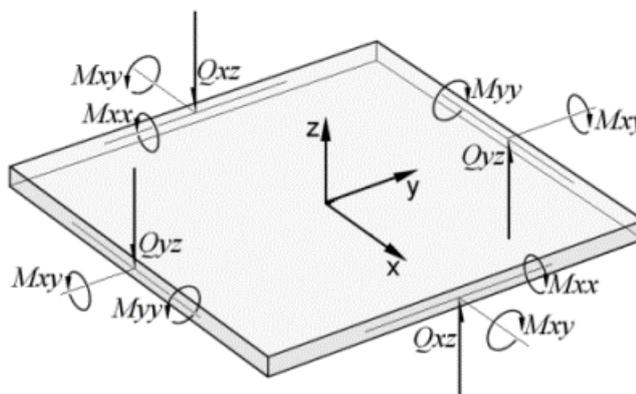


Figura 7-39 Indicazione dei segni dei momenti flettenti delle lastre. L'asse z risulta entrante nel corpo della diga

Nelle figure seguenti sono riportati gli andamenti dei momenti flettenti lungo le due direzioni orizzontale e verticale agenti sul paramento di monte nelle combinazioni sismiche.

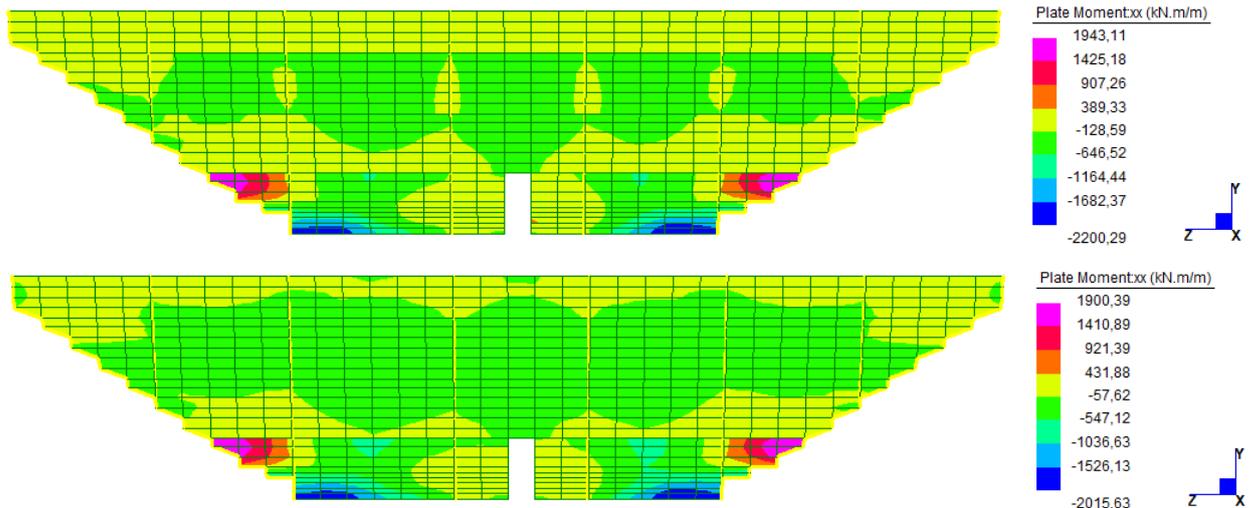


Figura 7-40 Vista dei momenti flettenti m_{xx} nello schermo posteriore con sisma X+Y+ e X+Y-

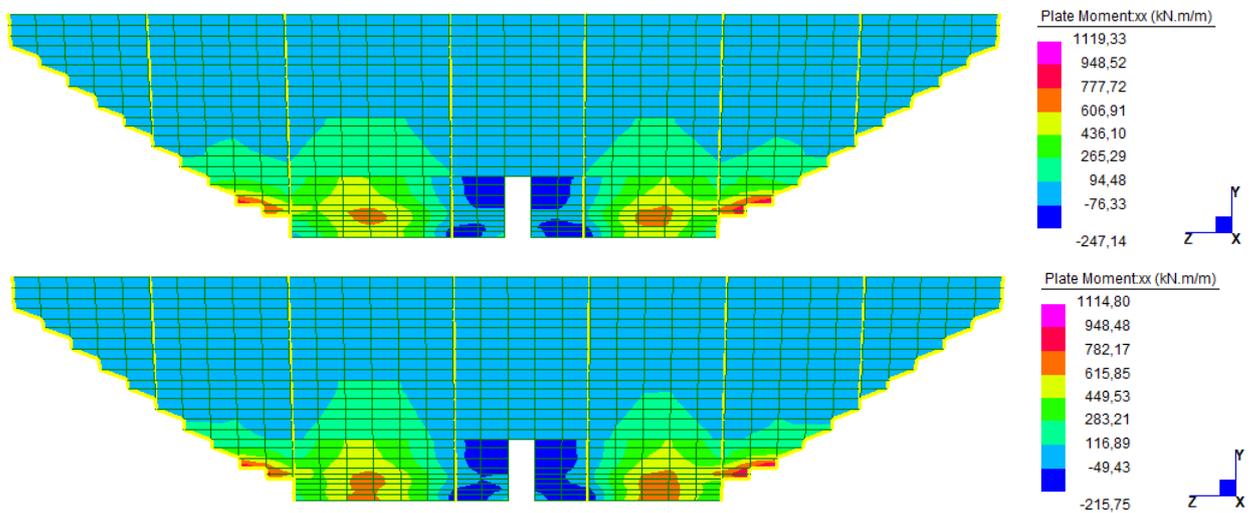


Figura 7-41 Vista dei momenti flettenti m_{xx} nello schermo posteriore con sisma X-Y+ e X-Y-

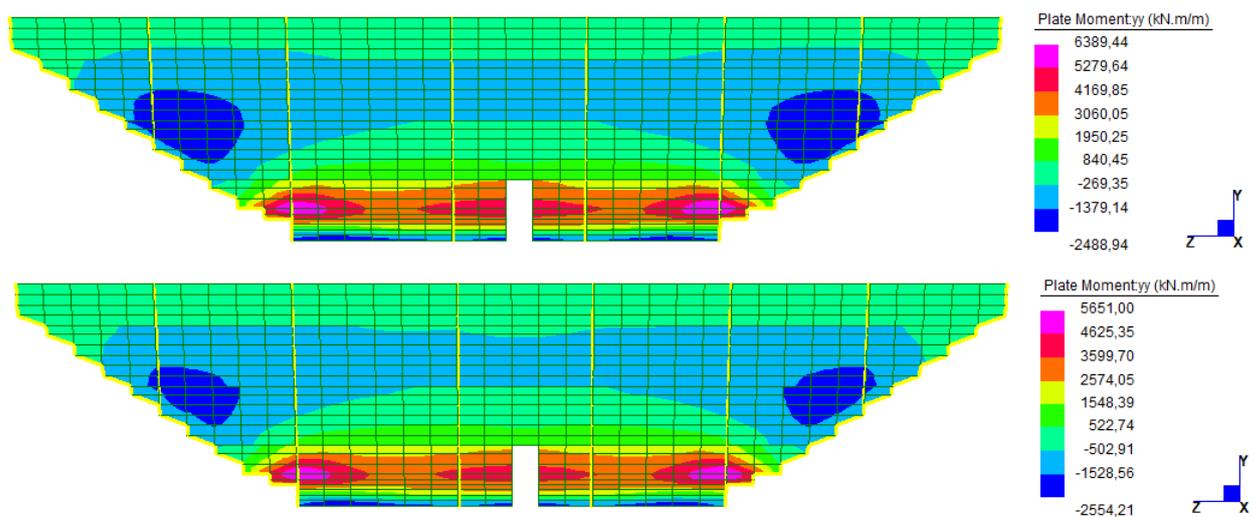


Figura 7-42 Vista dei momenti flettenti m_{yy} nello schermo posteriore con sisma X+Y+ e X+Y-

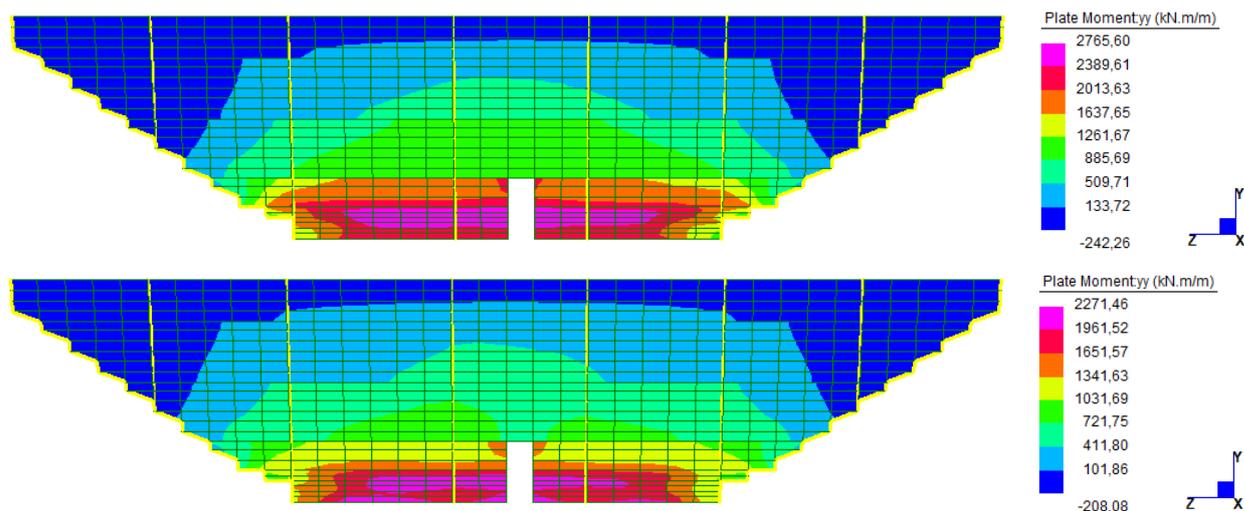


Figura 7-43 Vista dei momenti flettenti m_{yy} nello schermo posteriore con sisma X-Y+ e X-Y-

Nella tabella seguente sono riportati gli inviluppi dei momenti sollecitanti ottenuti attraverso l'analisi 2D ed i momenti desunti dall'analisi del modello 3D.

I valori ottenuti con il modello 3D risultano sempre maggiormente cautelativi rispetto all'analisi 2D, anche in virtù della scelta conservativa, nell'impostare le analisi pseudo statiche, di non ridurre il valore di PGA con un coefficiente $\beta = 0.3$ comunque previsto dalla normativa per tenere conto del comportamento dissipativo dei materiali sciolti del corpo diga, oltre che alla minor rigidezza prudenzialmente adottata nella scelta dei moduli elastici equivalenti.

Confronto azioni sollecitanti – Sisma SLC						
Sezione			Sezione 1	Sezione 2	Sezione 3	Sezione 4
			d=500mm	d=1210mm	d=1670mm	d=2750mm
Modello 2D	M_{y+}	[kNm/m]	45	526	1730	3408
	M_{y-}	[kNm/m]	-82	-439	-757	-1605
Modello 3D	M_{x+}	[kNm/m]	164	287	494	2498
	M_{x-}	[kNm/m]	-152	-771	-659	-2380
	M_{y+}	[kNm/m]	233	612	1973	7113
	M_{y-}	[kNm/m]	-521	-2026	-2191	-2559

Il modello 3D inoltre consente di cogliere anche il comportamento del paramento nel piano orizzontale prendendo in conto anche picchi di azione all'imposta delle spalle che il modello 2D non avrebbe potuto cogliere.

8 VERIFICHE DEI NUOVI ELEMENTI RESISTENTI IN C.A.

8.1 Nuovo manto di tenuta – verifiche SLU

Sulla scorta delle azioni dimensionanti descritte nel paragrafo precedente 7.7, si illustrano invece le verifiche eseguite.

La verifica di resistenza dello schermo viene condotta valutando il momento resistente offerto dalle armature poste sulla faccia interna e su quella esterna indicando con x locale le armature orizzontali e y locale le verticali. Le armature presenti nei vari tratti di schermo sono riassunte nella seguente tabella:

Tabella 6 Armature presenti nei vari tratti di schermo posteriore

Tratto	Quota [m]	Spessore [m]	$A_{sz,EST}$ [mm ² /m]	$A_{sy,EST}$ [mm ² /m]	$A_{sz,INT}$ [mm ² /m]	$A_{sy,INT}$ [mm ² /m]
A	785,9	0,65	5 ϕ 18 + 10 ϕ 10	5 ϕ 26 + 10 ϕ 10	5 ϕ 18 + 10 ϕ 10	5 ϕ 26
B	781,4	1,40	5 ϕ 18 + 10 ϕ 10	5 ϕ 32 + 10 ϕ 10	5 ϕ 18 + 10 ϕ 10	5 ϕ 26
C	777,6	1,85	5 ϕ 22 + 10 ϕ 10	5 ϕ 32 + 10 ϕ 10	5 ϕ 22	5 ϕ 26
D	772,6	2,75	5 ϕ 22 + 10 ϕ 10	5 ϕ 32 + 10 ϕ 10	5 ϕ 26	5 ϕ 26

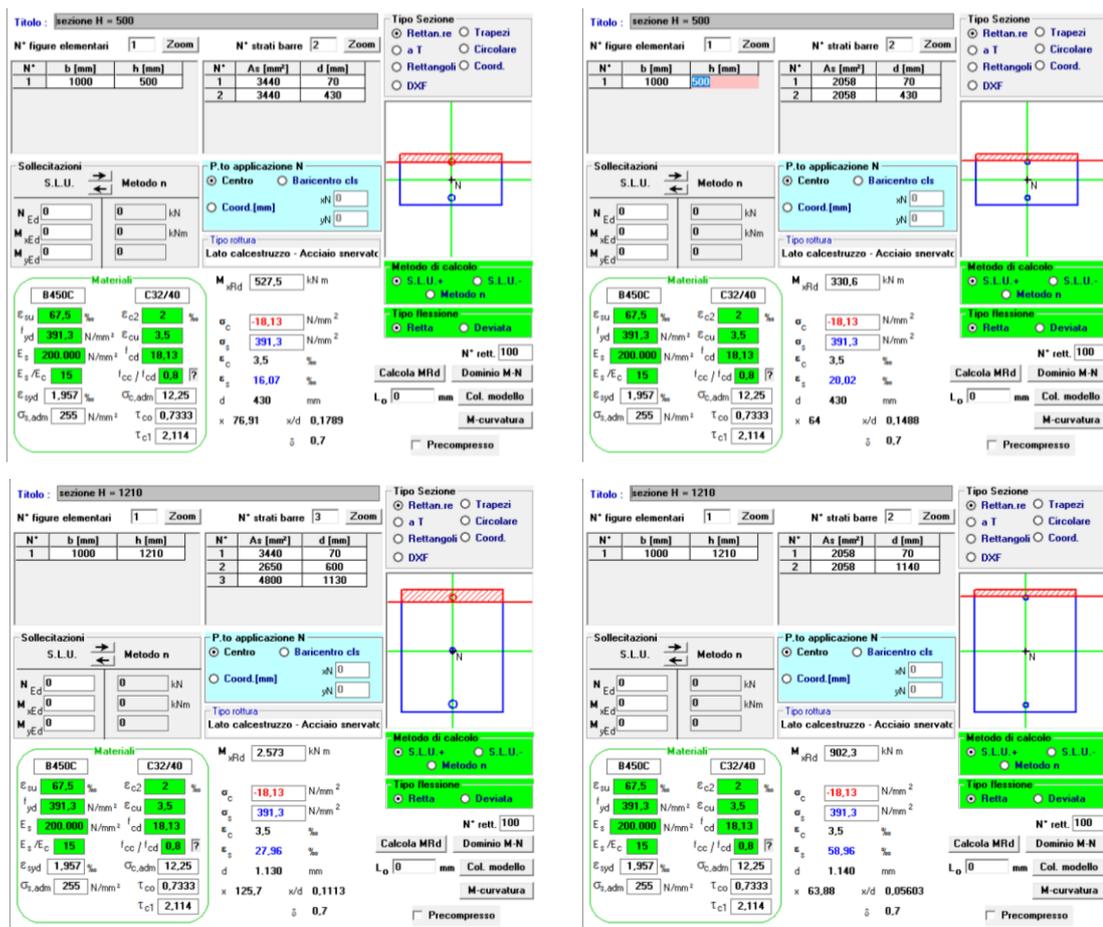


Figura 8-1 Determinazione dei momenti resistenti in direzione y e z, sezioni A e B

INTERVENTI PER L'INCREMENTO DELLA SICUREZZA DELLA DIGA DI CERVENTOSA

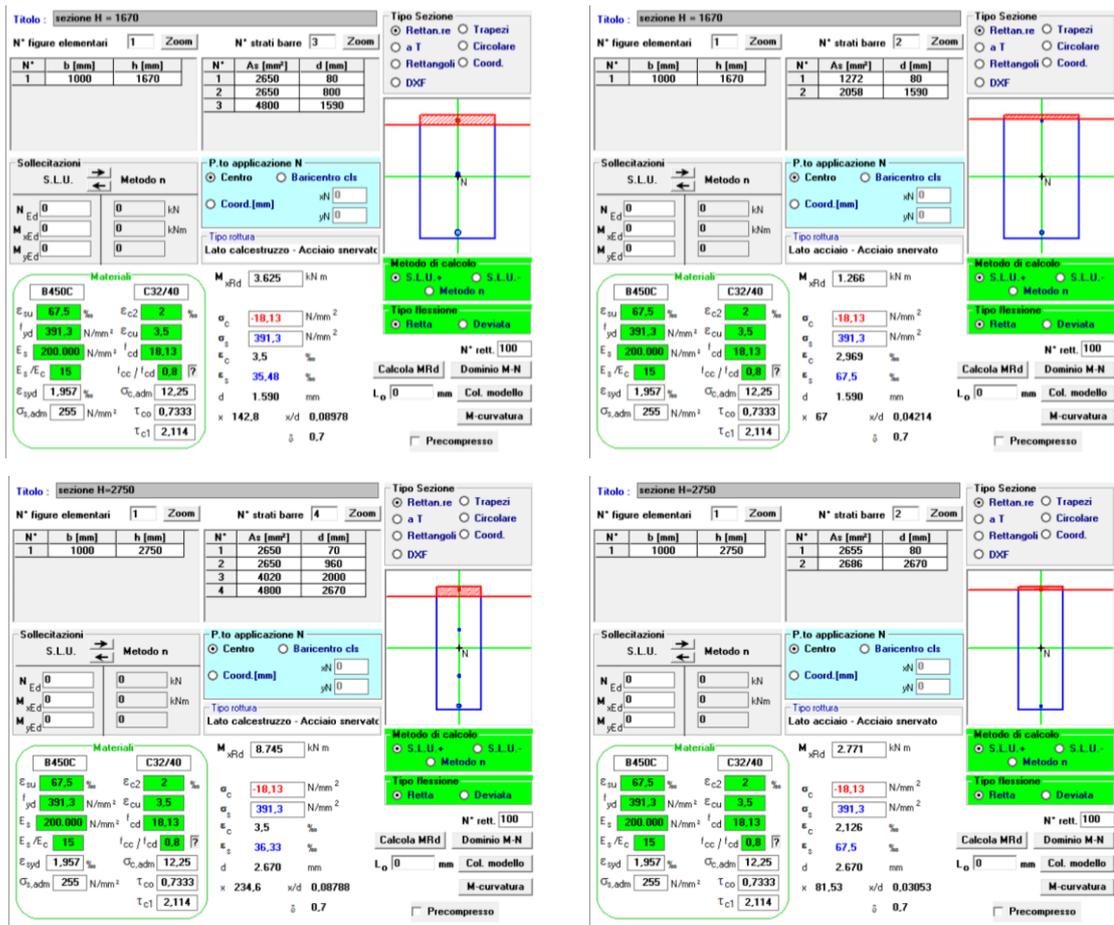


Figura 8-2 Determinazione dei momenti resistenti in direzione y e z, sezioni C e D

Le due reti di armature saranno comunque completate da armature di sacrificio in pelle della faccia esterna, e da armature distanziatrici internamente al corpo dello schermo. Per maggiori dettagli si rimanda al disegno esecutivo della distribuzione delle armature.

I valori di momento resistente per le 4 sezioni di verifica sono stati ottenuti attraverso l'uso del software freeware VcaSLU a cura del Prof Gelfi dell'università di Bologna.

Nella successiva tabella sono indicati i coefficienti di sicurezza ottenuti dividendo le resistenze per i valori massimi delle sollecitazioni, ottenuti per ciascun tratto di schermo confrontando i valori risultanti dalle sette combinazioni di carico esaminate.

Tabella 7 Lista dei momenti resistenti e dei coefficienti di sicurezza delle sezioni dei vari tratti

Tratto	Quota [m]	Spessore [m]	$m_{xx}(+)$ [kNm/m]	F.S. [-]	$m_{yy}(+)$ [kNm/m]	F.S. [-]	$m_{xx}(-)$ [kNm/m]	F.S. [-]	$m_{yy}(-)$ [kNm/m]	F.S. [-]
A	785,9	0,50	331	2,02	527	2,26	-331	2,18	-527	1,01
B	781,4	1,21	902	3,14	2592	4,24	-902	1,17	-2042	1,01
C	777,6	1,67	1267	2,57	3625	1,84	-798	1,21	-2441	1,11
D	772,6	2,75	2771	1,11	8745	1,23	-2740	1,15	-5564	2,17

Il controllo del margine di sicurezza delle armature adottate può essere svolto mediante i successivi diagrammi che riportano il confronto del momento sollecitante e resistente massimo e minimo per tutti gli elementi di ciascun tratto. Le verifiche svolte sono riassunte nelle seguenti figure, nelle quali i momenti sollecitanti e i valori di progetto sono rappresentati in funzione del numero della lastra verificata.

Il manto di tenuta risulta pertanto verificato rispetto alla condizione SLU di accelerazione di collasso sismica combinata con le possibili accelerazioni verticali, con l'effetto dell'acqua del bacino, e con le sovrappressioni dinamiche dell'acqua stessa. Questo consente di concludere che anche in caso di terremoti eccezionali non si verificheranno perdite di tenuta del bacino con elevato grado di sicurezza. Infatti nei calcoli si è adottata la tensione di snervamento convenzionale delle armature di 391 MPa, che fornisce un margine di sicurezza di almeno il 15% rispetto allo snervamento delle stesse. Combinate con il margine di 1,04 (minimo calcolato dalle azioni di progetto), si ha un coefficiente di sicurezza di circa 1,20 rispetto allo snervamento, e di più di 1,40 rispetto alla rottura delle barre.

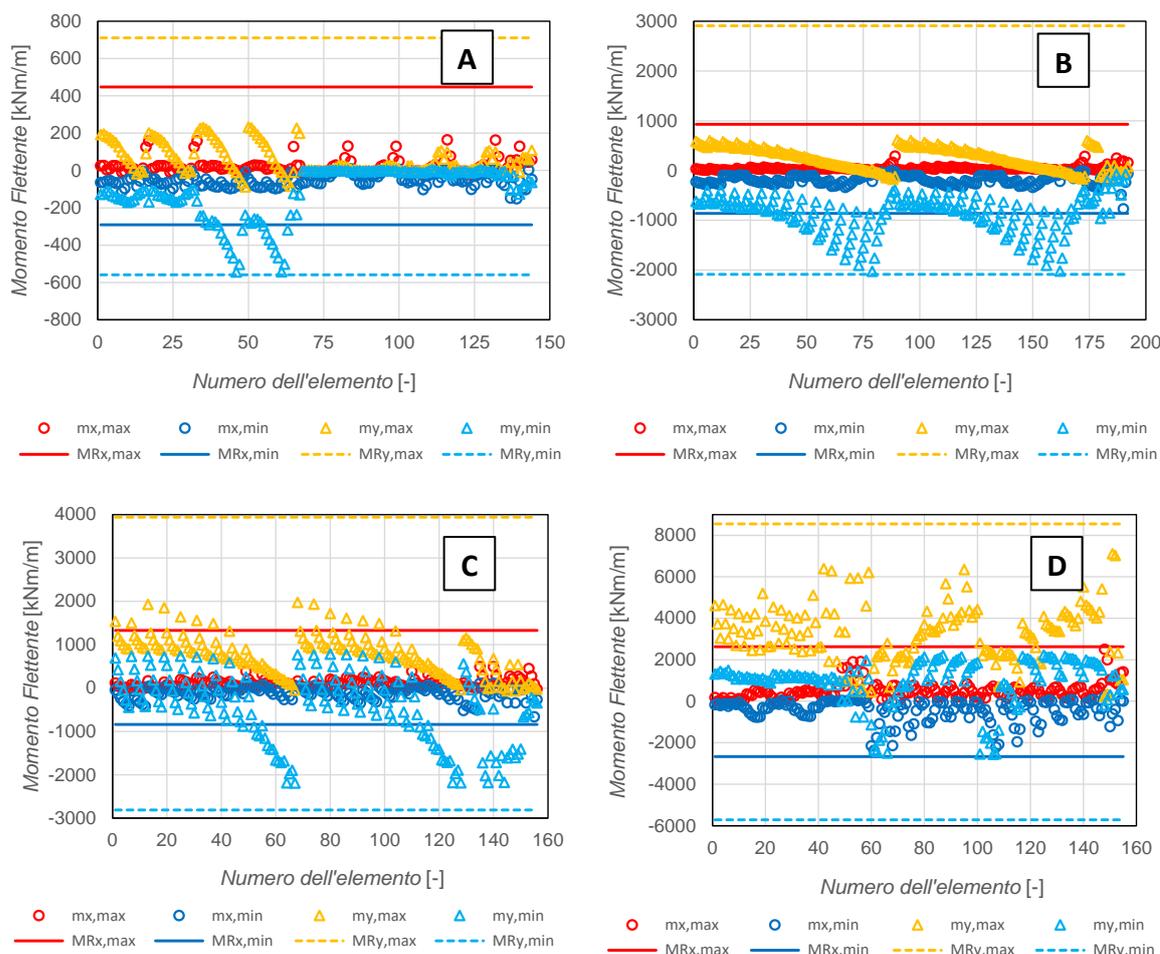


Figura 8-3 Massimi momenti specifici e resistenze secondo x e y locali negli elementi dello schermo

Nello schema esecutivo delle armature si provvederà ad alternare le sovrapposizioni tra le barre pari e le barre dispari, in modo da evitare di avere tutte le giunzioni in singole sezioni dello schermo. Per quanto attiene ai distanziatori, si utilizzeranno staffe di diametro $\phi 12$ con bracci posti a 1,0 m di distanza reciproca. Per l'armatura in pelle atta ad evitare la fessurazione, si adotterà una rete realizzata con barre zincate di diametro 10 mm ad un passo di 100 mm, così da evitare sovrapposizioni con le armature principali che potrebbero impedire una corretta esecuzione dei getti.

8.2 Pali di fondazione del manto di tenuta

I pali di fondazione realizzati al di sotto del manto di tenuta sono disposti su 2 file, la prima, posizionata a ridosso del corpo diga, è composta da 33 pali di diametro 1m, compenetrati a costituire un diaframma, con interasse tra i pali pari a 0.75m; la seconda fila è invece composta da 8 pali di diametro 1.0m ad interasse di 3.0m. In merito alla prima fila, viste le modalità costruttive connesse all'uso di pali compenetrati, solamente i pali trivellati in seconda battuta saranno dotati di armatura e pertanto gli unici ad essere stati modellati e verificati.

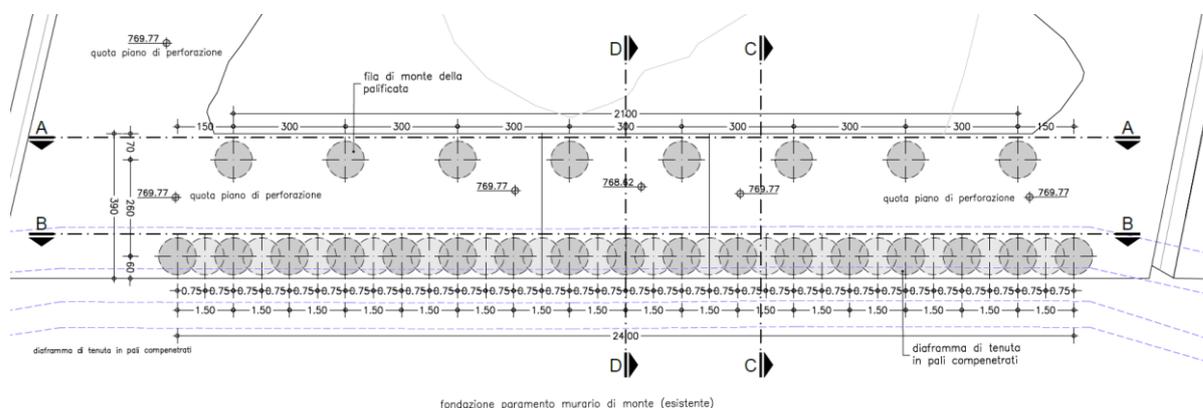


Figura 8-4 Disposizione in pianta dei pali di fondazione del manto di tenuta

Tutti i pali saranno realizzati con calcestruzzo classe C28/35 ed armati come segue:

- Armatura pari a 24 $\phi 24$ mm per i primi 4 m di palo, poi 24 $\phi 20$, con sovrapposizioni alternate a 4 e 5 m di profondità,
- Staffa a spirale $\phi 14$ mm a passo di 150 mm per i primi 5 m, poi spirale $\phi 14$ mm a passo di 300 mm,
- Anelli di bloccaggio delle barre di diametro 18 mm, a passo di 600 mm nei primi 4,80 m, poi a passo di 1200 mm nella restante parte di palo.

d. Viene adottato un ricoprimento di 50 mm rispetto all'esterno delle spirali, che corrisponde ad un copriferro in asse alle barre principali di circa 75 mm.

Nelle successive figure sono richiamate le massime sollecitazioni per i pali ottenute dal modello di calcolo per le condizioni di sisma secondo X+ e sisma secondo X-.

Le azioni dei pali, in relazione all'azione di contrasto con testa impedita di ruotare per effetto dell'incastro alla base dello zoccolo dello schermo, si combinano con azioni assiali di + 1200 kN (compressione) e - 600 kN (trazione).

Le verifiche a flessione sono condotte per le due situazioni limite con i valori limite dello sforzo assiale.

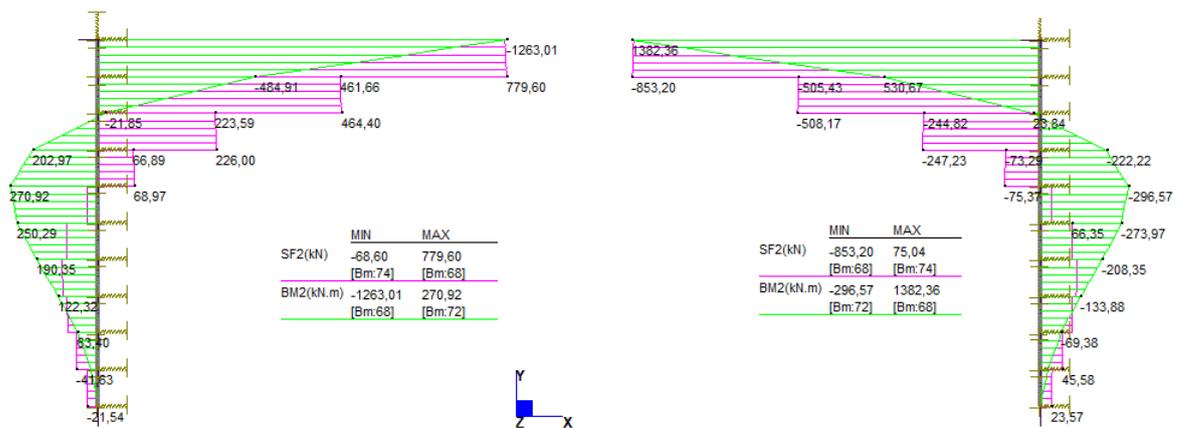


Figura 8-5 Momenti flettenti e tagli per i pali di contrasto alla base dello schermo in condizioni sismiche

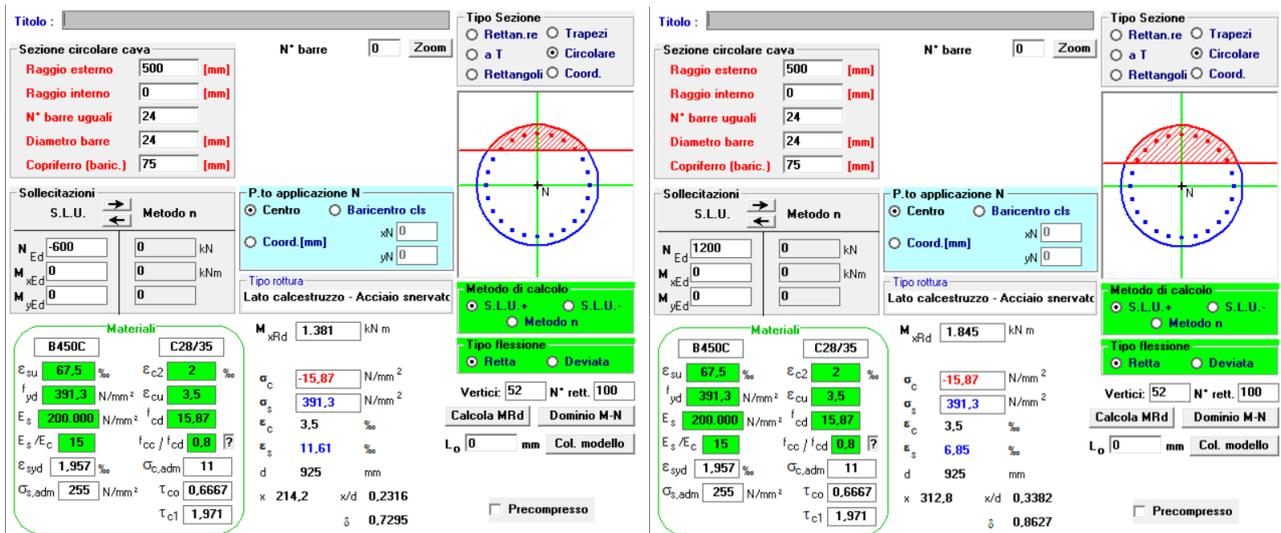


Figura 8-6 Verifiche di resistenza a tensoflessione e pressoflessione del palo tipo

La verifica a taglio viene eseguita per la situazione più gravosa, assumendo il minimo braccio della coppia interna:

$$V_{Rds} = f_{yd} k_f d_0 \left(\frac{2A_h}{s_h} + \frac{2A_R}{s_R} \right) = 391 \cdot 0,82 \cdot 925 \cdot \left(\frac{2 \cdot 154}{150} + \frac{2 \cdot 254}{600} \right) \cdot 10^{-3} = 860 \text{ kN}.$$

Le verifiche di resistenza sono soddisfatte e i pali risultano verificati nelle sezioni di attacco al basamento dello schermo, che risultano i punti più sollecitati. Le azioni ad una profondità di 5 m sono ridotte a meno del 20% delle azioni massime, mentre le armature sono semplicemente dimezzate. Quindi i pali risultano verificati per l'intera lunghezza.

8.3 Verifica degli elementi di ancoraggio del nuovo manto di tenuta in c.a. al paramento in muratura esistente

Il calcolo dei connettori viene eseguito valutando separatamente la resistenza allo sfilamento del tratto ancorato al muro posteriore in pietra della diga, e la resistenza a snervamento del connettore stesso. La resistenza a sfilamento viene valutata sia per lo sfilamento del connettore dalla malta di riempimento del foro, sia per lo sfilamento del manicotto di malta dal foro eseguito nella parete.

In particolare, la resistenza di pull out viene valutata con la semplice formula:

$$F_{PO,d} = \frac{1}{\gamma_c} \pi D L f_{cbk}$$

Dove D e L sono diametro e profondità del foro di ancoraggio e f_{cbk} è la resistenza tangenziale a sfilamento del materiale di ancoraggio del connettore.

Il connettore in questione viene realizzato con una barra di diametro 18 mm affondata in un foro di diametro 22 mm per un metro. Il parametro fondamentale da stimare è la resistenza a sfilamento della malta di ancoraggio e della muratura in pietra all'interno della quale viene eseguito il foro di ancoraggio.

8.3.1 Valutazione della resistenza della malta di ancoraggio

La norma italiana vigente (NTC2018) e L'Eurocodice 1992:1-1 introducono una resistenza tangenziale di ancoraggio nella forma:

$$f_{cbk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 2,25 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2)$$

In alternativa il Model Code 2010 Fib definisce tale resistenza con la formula:

$$\tau_{cb,max} = \begin{cases} 1,25 \cdot \sqrt{f_{cm}} & \text{(pull out)} \\ 5,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25} & \text{(splitting)} \end{cases} \quad (3)$$

Dove la resistenza media del calcestruzzo è $f_{cm} = f_{ck} + 8,0$ MPa.

Nel caso in esame assumendo una malta di ancoraggio di classe C 30/37 si ottiene un valore caratteristico di 6,5 MPa dalla prima formula e {7,70; 5,55} MPa dalla seconda.

Si può adottare quindi un valore di progetto di 5,55 MPa per il caso sismico e di 3,7 MPa per il caso statico.

8.3.2 Valutazione della resistenza della muratura in pietra

La muratura in pietra risulta composta da blocchi squadrati di resistenza caratteristica a compressione di circa 40 MPa, e da malta con resistenza dell'ordine di 3,6 MPa. La muratura di pietrame è caratterizzata da una resistenza a compressione di circa 10 MPa.

Ovviamente i fori di ancoraggio si svilupperanno in parte nella malta di composizione della muratura, e in parte nelle pietre che la compongono. Supponendo di utilizzare la formula (2) per semplicità, si ottiene un valore di 1,6 MPa per la malta, di 7,80 MPa per la pietra e di 3,13 MPa per la muratura. Il valore medio della muratura corrisponde circa a considerare un ancoraggio della barra che avviene per il 75% nella malta e per il 25% nelle pietre della muratura.

Pertanto, si adotterà il valore di 3,13 MPa per la resistenza tangenziale della muratura di pietrame, da cui si ottiene una resistenza di progetto statica di 1,57 MPa.

8.3.3 Capacità resistente del singolo connettore

Assunto che le barre utilizzate per realizzare i connettori sono di classe B 450 C, si hanno infine i seguenti valori delle resistenze:

- a) Resistenza dell'interfaccia barra – malta

$$F_{PO,E,1} = \pi D_B L f_{mbk} = 3,141 \cdot 18 \cdot 1000 \cdot 5,55 \cdot 10^{-3} = 313,78 \text{ kN}$$

- b) Resistenza dell'interfaccia malta – muratura

$$F_{PO,E,2} = \pi D_F L f_{MbK} = 3,141 \cdot 22 \cdot 1000 \cdot 3,13 \cdot 10^{-3} = 216,29 \text{ kN}$$

- c) Resistenza a snervamento della barra

$$F_{PO,E,3} = \frac{\pi D_B^2 f_{yk}}{4} = 0,25 \cdot 3,141 \cdot 18^2 \cdot 450 \cdot 10^{-3} = 114,49 \text{ kN}$$

Nel caso di azioni statiche i valori delle resistenze devono essere ridotti dai coefficienti di sicurezza: $\gamma_c = 1,50$ – $\gamma_M = 2,00$ – $\gamma_s = 1,15$. Si ottengono quindi rispettivamente i valori 208 kN, 108 kN e 100 kN.

Pertanto, in tutti i casi considerati il valore limite di resistenza a pull out dei connettori risulta definito dallo snervamento delle barre, e quindi da un meccanismo duttile.

8.3.4 Sollecitazioni di progetto dei connettori

Le sollecitazioni di progetto dei connettori sono determinate attraverso i risultati delle modellazioni 3D condotte con l'ausilio del software Straus7, in considerazione della configurazione prettamente spaziale del corpo diga e degli effetti nella distribuzione delle tensioni dovuti alla forma di questo. Le azioni dimensionanti sono costituite dalle azioni tangenziali presenti sulla faccia della muratura originaria in malta e pietrame di sostegno del paramento di monte aderente allo schermo in c.a. di progetto. Le successive figure illustrano pertanto le distribuzioni della tensione tangenziale per i casi di bacino pieno in condizioni statiche e per effetto del sisma SLC nelle peggiori condizioni d'utilizzo.

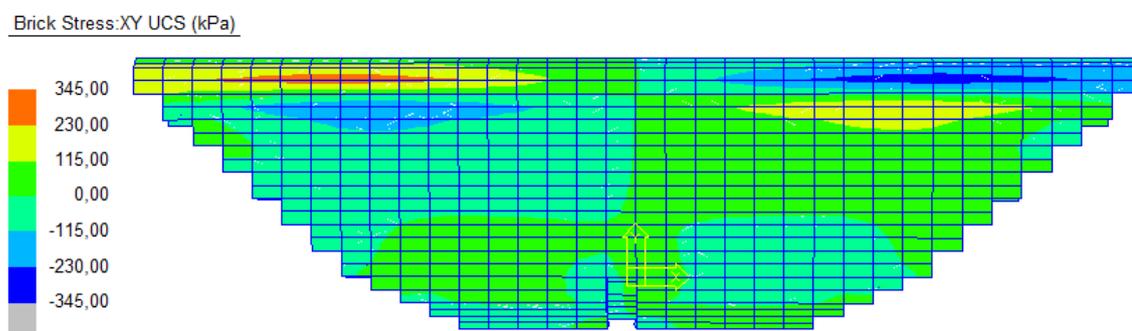


Figura 8-7: Vista delle tensioni tangenziali nella condizione bacino pieno – azioni statiche

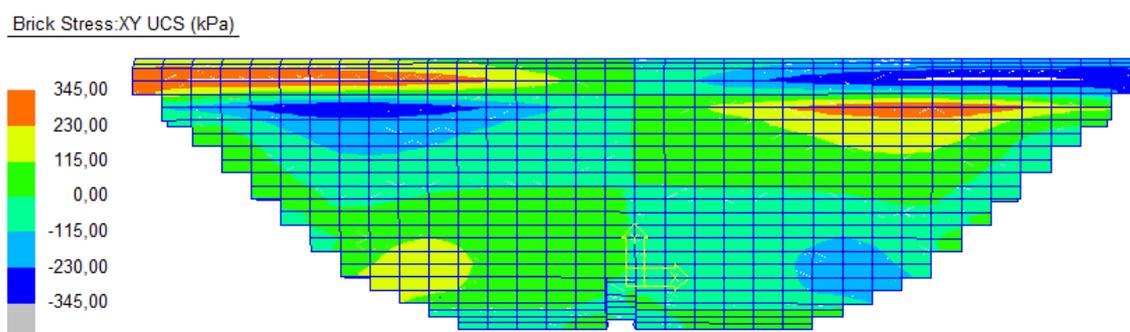


Figura 8-8: Vista delle tensioni tangenziali nella condizione bacino pieno – azioni sismiche SLC

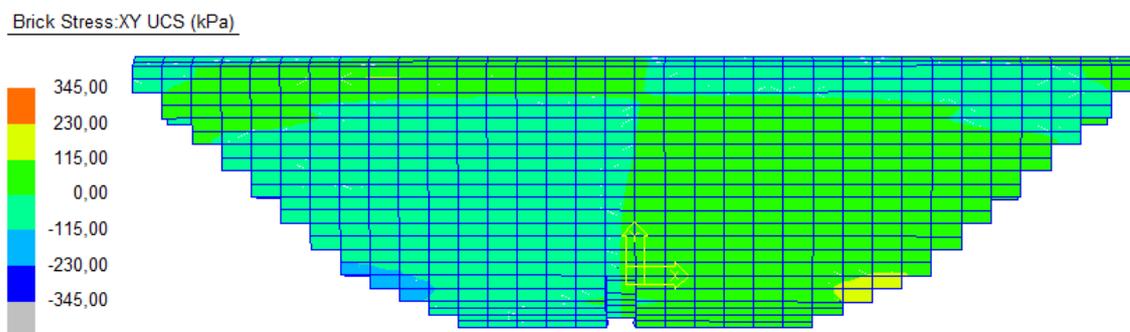


Figura 8-9: Vista delle tensioni tangenziali nella condizione bacino vuoto – azioni sismiche SLC

Come si evince facilmente dalle figure allegate, la tensione tangenziale risulta essere di circa 115 kPa per tutto il paramento della originaria muratura di sostegno di monte, con esclusione della fascia di circa 2-3 m in sommità allo schermo posteriore in calcestruzzo, ove si ha mediamente una tensione tangenziale doppia.

Occorre tenere presente che la tensione tangenziale indicata include anche l'effetto del peso proprio della diga, che in realtà per effetto della sequenza di costruzione (lo schermo verrà ricostruito a diga completata dal punto di vista del materiale sciolto), non può essere presente nella sollecitazione di verifica allo stato limite ultimo. Tuttavia, saranno presenti tensioni tangenziali conseguenti al ritiro del getto dello schermo che non sono di valutazione sicura, e quindi si considera che tale effetto negativo sia bilanciato dall'inclusione delle tensioni derivanti dal peso proprio che in realtà sarebbero da escludere.

Si ha inoltre un ulteriore effetto fondamentale conseguente all'inclinazione delle bielle compresse all'interno della muratura di pietrame, e all'ingranamento superficiale di questa con il calcestruzzo, conseguente alla elevata rugosità della superficie di getto.

Con una valutazione approssimativa il valore di questo coefficiente può essere individuato in un 20% di maggiorazione del taglio resistente fornito dalle barre ($\cot\theta \cong 1,20$).

Si possono pertanto fissare i seguenti criteri di distribuzione dei connettori:

- Nella generalità del paramento di muratura: 1 connettore ϕ 18 mm per ogni m^2 ,
- Nella fascia superiore della stessa di altezza 2,0 m: 2 connettori ϕ 18 mm per ogni m^2 .

9 CONCLUSIONI

La relazione ha illustrato i molteplici approcci numerici e analitici intrapresi per valutare con adeguata confidenza il livello di sicurezza e le prestazioni conseguenti all'intervento di adeguamento della diga di Cerventosa:

- A. Le analisi LEM all'equilibrio limite hanno identificato un margine di sicurezza soddisfacente della diga rispetto alle verifiche di equilibrio globale dei paramenti di monte e valle, sia in ambito statico che sismico, consentendo, per il loro impegno computazionale ridotto, di validare il risultato per un range esteso di valori di angolo di attrito e peso di volume dei materiali granulari.
- B. Le analisi FEM 2D hanno confermato i valori del coefficiente di sicurezza indentificato con le analisi LEM, sia numericamente che come forma e posizione della superficie critica. In aggiunta alle analisi LEM, il modello FEM 2D ha consentito una stima degli spostamenti residui nel corpo diga come conseguenza di un sisma allo stato limite di collasso, ottenendo valori compatibili con la tenuta idraulica del manufatto. Anche in questo caso è stata condotta una analisi di sensitività sui valori dei moduli elastici dei materiali granulari (maggiormente incerti) che ha consentito di verificare che anche in caso di dimezzamento delle rigidzze, i valori di spostamento residuo ottenuti non pregiudicano il franco dello sbarramento né causano nel nuovo manto di tenuta uno stato di sforzo non compatibile con le armature di progetto. Le analisi dinamiche in condizioni di sisma allo stato limite di danno hanno invece evidenziato una sostanziale permanenza del corpo diga nel campo elastico, con spostamenti cumulati trascurabili. L'analisi di accrescimento ha mostrato poi come i cedimenti indotti dal nuovo rinfianco sono trascurabili.
- C. Le analisi FEM 3D lineari, corroborate da un preliminare modello analitico semplificato dello sbarramento, sono state condotte associando al corpo diga valori ridotti di rigidzza elastica equivalente (rispetto al modello 2D) ed hanno consentito una stima sia del livello di sicurezza delle porzioni in materiali granulari sia una stima dello stato di sforzo all'interno del nuovo manto di tenuta. In particolare, rispetto alla soluzione 2D sono state in grado di fornire un valore di progetto ad i momenti flettenti sulle sezioni verticali (M_{xx}) che la modellazione in stato piano delle deformazioni non era in grado di cogliere.

In conclusione è possibile affermare che gli esiti delle analisi effettuate consentono di ritenere che la diga di Cerventosa nella configurazione di progetto definitivo possieda un adeguato livello di sicurezza.

10 BIBLIOGRAFIA

- Gruppo di lavoro Microzonazione Sismica. (2008). *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*. Roma: Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile.
- Arredi, F. (1980). *Costruzioni idrauliche*. Torino: UTET.
- Benz, T. (2006). *Small-strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*, Ph.d. thesis. Stuttgart: Stuttgart Universität.
- Brinkgreve, R., Kappert, P., & Bonnier, P. (2007). Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. *NUMOG*, (p. 732-742).
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., & W.M., S. (2015). *PLAXIS Material Models Manual*. An Delft: PLAXIS bv.
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., & W.M., S. (2015). *PLAXIS Scientific Manual*. An Delft: PLAXIS bv.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., & Bell, G. (2005). *Geotechnical engineering of dams*. London: Taylor & Francis.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion*.
- Iervolino, I., Galasso, C., & E., C. (2009). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8:339-362.
- Jappelli, R., & Silvestri, T. (2005). Rassegna dei materiali sciolti adoperati nelle dighe costruite in Italia nel periodo 1950-1975. In *Questioni di Ingegneria Geotecnica* (p. Tomo II, pp. 429-524). Benevento: Hevelius.
- Kuhlmeyer, R., & Lysmer, J. (1999). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the soil mechanics and foundation division*, 421-427.
- Kutzner, C. (1997). *Earth and rockfill dams - Principles of design and construction*. Rotterdam: A.A. Balkema.
- Paoliani, P., Antognoni, A., Catalano, A., Chieppa, V., De Sortis, A., Di Pasquale, G., . . . Vocaturo, E. (1997). La sicurezza delle dighe in esercizio. *Ingegneria sismica*, XIV(2), 3-20.
- Santos, J., & Correia, A. (2001). Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil. *Proceedings 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, (p. Vol 1, 267-270). Istanbul.
- Schnabel, P., Lysmer, J., & Seed, H. (1972). *Shake: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*.

Vucetic, M., & Dorby, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic responses. *Journal of geotechnical engineering*, 117.