

**IMPIANTO DI RIGOSO – DIGA DI LAGO BALLANO E LAGO VERDE:
SERVIZI DI PROGETTAZIONE**



**RECUPERO DELLA DIGA DI LAGO VERDE
PROGETTO DEFINITIVO**

 
STRATEGIES FOR WATER
con la consulenza di 

TITOLO

RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE OPERA

C732

CODICE ELABORATO

R206

REVISIONE	DATA	NOTE
1	05/06/2023	Prima revisione in seguito all'Istruttoria della DGD del 30/09/2022

Contratto: n° 1401366462

Oggetto: **IMPIANTO DI RIGOSO - DIGA DI LAGO BALLANO E LAGO VERDE:
SERVIZI DI PROGETTAZIONE**

Data contratto: 05 Giugno 2020

Durata: 36 mesi

Cliente: **Enel Green Power S.p.A.**

Gestore del Contratto Ing. Federica Cella

Gestione Tecnica Ing. Luca Dal Canto

ATI: STUDIO SPERI Società di ingegneria S.r.l. (Mandataria)
Frosio Next S.r.l. (Mandante)
Waterways S.r.l. (Consulente)

ATI PM: Gianluca Gatto

ATI Staff Federico Bisci, Gioele Filippi, Piero Civollani, Fabrizio Cassone,
Simone Di Lorenzo, Alessandro Ferrera, Luciano Serra, Luigi Papetti,
Matteo Rebuschi, Caterina Frosio

Storia del documento

Revisione	Data	Redatto	Verificato	Approvato	Note
1	05/06/2023	Federico Bisci Alessandro Scherino	Gianluca Gatto	Giorgio Lupoi	Prima revisione in seguito all'istruttoria della DGD del 30/09/2022
0	28/04/2022	Gianluca Gatto	Gianluca Gatto	Giorgio Lupoi	Prima emissione

STUDIO SPERI Società di ingegneria S.r.l. e Frosio Next S.r.l. non si assumono alcuna responsabilità per l'utilizzo da parte di terzi di risultati o metodi presentati in questo rapporto.

Le Società sottolineano inoltre che varie sezioni di questo rapporto si basano su dati forniti da o provenienti da fonti di terze parti. **STUDIO SPERI Società di ingegneria S.r.l. e Frosio Next S.r.l.** non si assumono alcuna responsabilità per perdite o danni subiti dal cliente o da terzi a causa di errori o inesattezze in tali dati da terze parti

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3.	DESCRIZIONE GENERALE	5
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
4.1	MATERIALI DEL CORPO DIGA.....	7
4.1.1	INTRODUZIONE	7
4.1.2	MURATURA DI PIETRAMI E CALCE IDRAULICA.....	7
4.1.2.1	PESO PER UNITÀ DI VOLUME.....	7
4.1.2.2	MODULO DI RIGIDEZZA	10
4.1.2.3	RESISTENZA A COMPRESSIONE.....	11
4.1.2.4	RESISTENZA AL TAGLIO.....	13
4.1.2.5	RESISTENZA A TRAZIONE	14
4.1.2.6	RIEPILOGO DEI PARAMETRI FISICO MECCANICI	14
4.1.3	MURATURA DI PIETRAMI A SECCO (INIETTATA)	15
4.1.3.1	PESO PER UNITÀ DI VOLUME.....	15
4.1.3.2	MODULO DI RIGIDEZZA	15
4.1.3.3	RESISTENZA A COMPRESSIONE.....	15
4.1.3.4	RESISTENZA AL TAGLIO.....	15
4.1.3.5	RESISTENZA A TRAZIONE	16
4.1.3.6	RIEPILOGO DEI PARAMETRI FISICO MECCANICI	16
4.2	FONDAZIONE	17
4.2.1	INTRODUZIONE	17
4.2.2	UNITÀ GEOTECNICA 1	17
4.2.3	UNITÀ GEOTECNICA 2	17
4.3	RINTERRO	18
5.	MODELLO DI CALCOLO.....	19
5.1	INTRODUZIONE.....	19
5.2	METODO DI CALCOLO	19
5.3	GEOMETRIA DI CALCOLO.....	19
5.4	PARAMETRI DI CALCOLO	21
6.	AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	22

6.1	INTRODUZIONE	22
6.2	AZIONI	22
6.2.1	<i>Peso proprio</i>	22
6.2.2	<i>Spinta idrostatica</i>	22
6.2.3	<i>Spinta del ghiaccio</i>	22
6.2.4	<i>Sottospinte</i>	22
6.2.5	<i>Spinte dei rinterri</i>	22
6.2.6	<i>Azioni sismiche</i>	23
6.2.6.1	<i>Azione inerziale della diga</i>	24
6.2.6.2	<i>Azione inerziale dell'acqua</i>	26
6.2.6.3	<i>Spinta dei rinterri in condizioni sismiche</i>	27
6.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	29
7.	RISULTATI DELLE VERIFICHE	30
7.1	INTRODUZIONE.....	30
7.2	RISULTATI ALLO SLU	32
7.2.1	<i>COMBINAZIONE 1 Fondamentale SLU – Esercizio normale Invaso Pieno</i>	32
7.2.2	<i>COMBINAZIONE 2 Eccezionale SLU – Massimo Invaso per la piena di progetto.....</i>	33
7.2.3	<i>COMBINAZIONE 3 Sismica SLC – invaso pieno con terremoto prevalente verso valle</i>	34
7.2.4	<i>COMBINAZIONE 4 Sismica SLC – invaso pieno con terremoto prevalente verso l'alto</i>	34
7.3	RISULTATI ALLO SLE E SLD	35
8.	CONCLUSIONI	40
9.	BIBLIOGRAFIA.....	42

1. INTRODUZIONE

L'oggetto del presente rapporto sono le verifiche della sicurezza della nuova sezione della diga di Lago Verde a seguito dei lavori necessari per il **progetto definitivo di miglioramento sismico e di recupero dell'invaso**.

Questa versione del rapporto risulta essere la prima revisione del documento originario, effettuata in seguito all'Istruttoria della Direzione Generale Dighe (DGD) del 30/09/2022. Per semplicità di trattazione, le parti modificate rispetto alla prima emissione, sono riportate evidenziate in ciano.

Nella sua configurazione finale lo sbarramento avrà un'altezza inferiore a 10 m ed un volume di invaso inferiore a 0,72 Mm³ e quindi l'organo competente alla sua vigilanza sarà la Regione Emilia-Romagna. Nonostante non sia una diga di competenza nazionale, le verifiche di sicurezza sono state comunque effettuate in accordo al DM 26 giugno 2014 (NTD2014) cogente per le grandi dighe perché il volume di invaso risulta superiore a 100.000 m³ (NTD2014 par.A. 1. – *Ambito di applicazione*).

Il presente rapporto include una breve descrizione dell'opera nelle sue grandezze principali che sono state poi adottate nelle verifiche.

E' presentata anche una breve storia della costruzione dello sbarramento perché ha un impatto importante sulla definizione delle caratteristiche della sezione di verifica (in muratura di pietrame a secco a monte ed in pietrame con malta di calce a valle).

La caratterizzazione dei materiali del corpo diga è figlia di una serie di campagne di indagini effettuate in passato. Laddove queste campagne di indagini non sono riuscite a caratterizzare compiutamente le caratteristiche di resistenza, deformabilità e impermeabilità dei materiali, i valori assunti nelle verifiche sono stati determinati a partire da valori di letteratura assolutamente conservativi desunti da opere simili realizzate in Italia.

Anche la caratterizzazione dei materiali della fondazione discende dalle campagne di indagini pregresse che sono state ampie e conclusive a definire i parametri necessari alle verifiche.

Tutte le analisi condotte a stabilire la sicurezza dell'opera sono state effettuate con metodi di analisi consolidati in letteratura tecnica per le dighe a gravità e riconosciuti dalla normativa vigente. Per le verifiche di stabilità sono state condotte analisi all'equilibrio limite con metodo pseudo-statico per le azioni sismiche.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

NTC18. Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.

NTD14. Decreto Ministeriale 26 giugno 2014, Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).

MIT-DGD17. Nota tecnica marzo 2017, Verifiche Sismiche delle Grandi Dighe ai sensi del D.M. 26.06.2014 (NTD) e del D.M. 14.01.2008 (NTC), note esplicative.

MIT-C.S.LL.PP.19. Circolare del 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP. “Istruzioni per l'applicazione dell'”Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.

MIT-DGD19. Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26 giugno 2014 (NTD14) e del D.M. 17 gennaio 2018 (NTC18). Direzione generale per le dighe e infrastrutture idriche ed elettriche. 2019.

3. DESCRIZIONE GENERALE

Lo sbarramento è costituito da una porzione della diga precedente, il cui coronamento era ubicato alla 1514,60 m s.l.m. Tutta la porzione superiore della diga esistente è rimossa e l'opera residua è ridotta a livelli inferiori posti a quote differenti (Figura 3.1 e Figura 3.2). Nella porzione centrale è prevista l'ubicazione dello sfioratore, alla quota 1.498,00 m s.l.m.. Esso è largo 10 metri ed è costituito da un piano orizzontale che si estende per tutta lo spessore della diga. A fianco dello sfioratore sono ubicate due banchine poste a quota 1501,5 m s.l.m.. Dalle banchine parte un ponticello di collegamento, alla stessa quota, da cui si stacca il ponte di accesso al torrino di manovra del sezionamento dello scarico di fondo, posto a monte della soglia dello sfioratore. La quota delle ampie terrazze che costituiscono il piano superiore di demolizione, in destra e in sinistra, sono alla quota 1.505,00 m s.l.m.

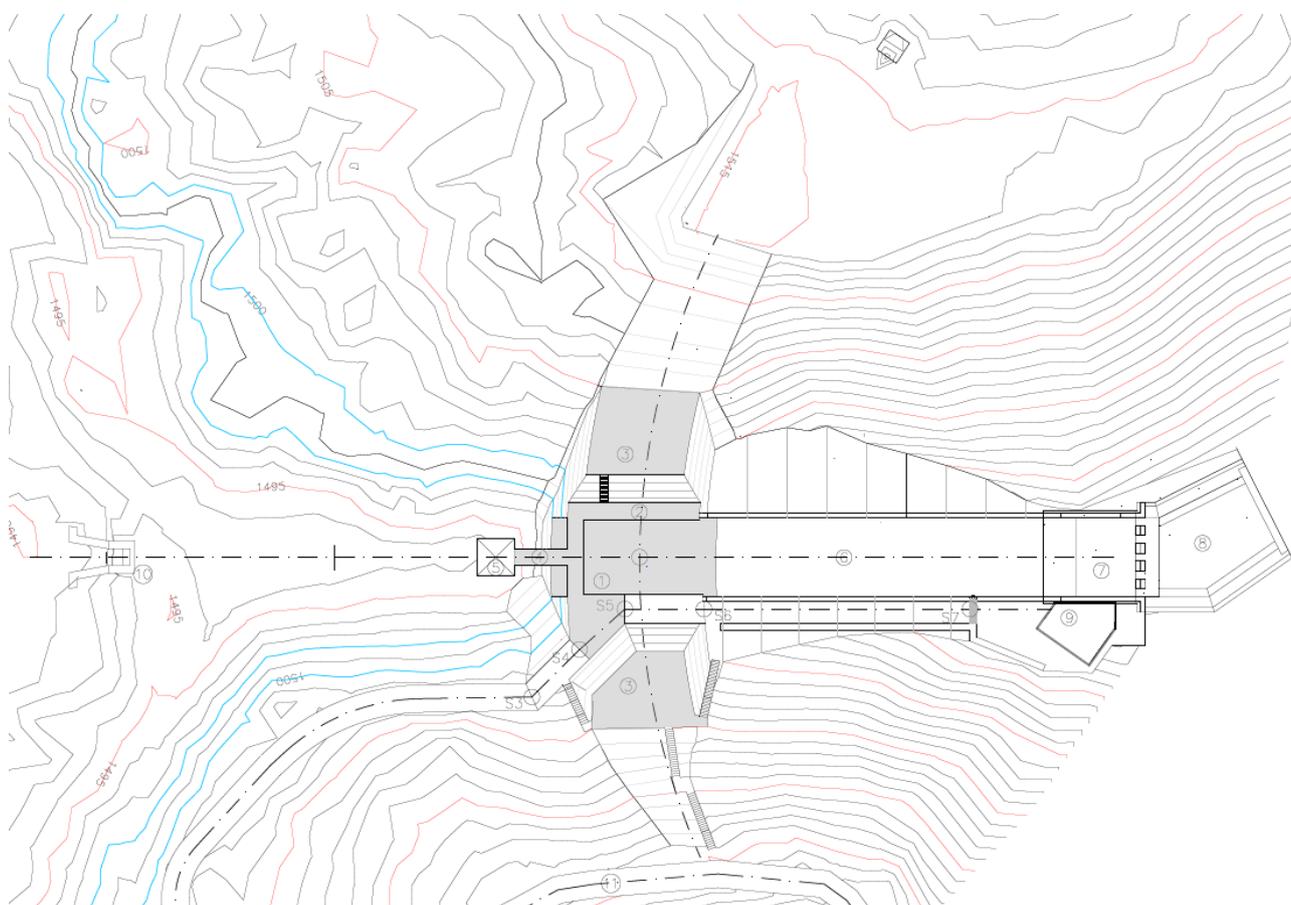


Figura 3.1 Planimetria della diga

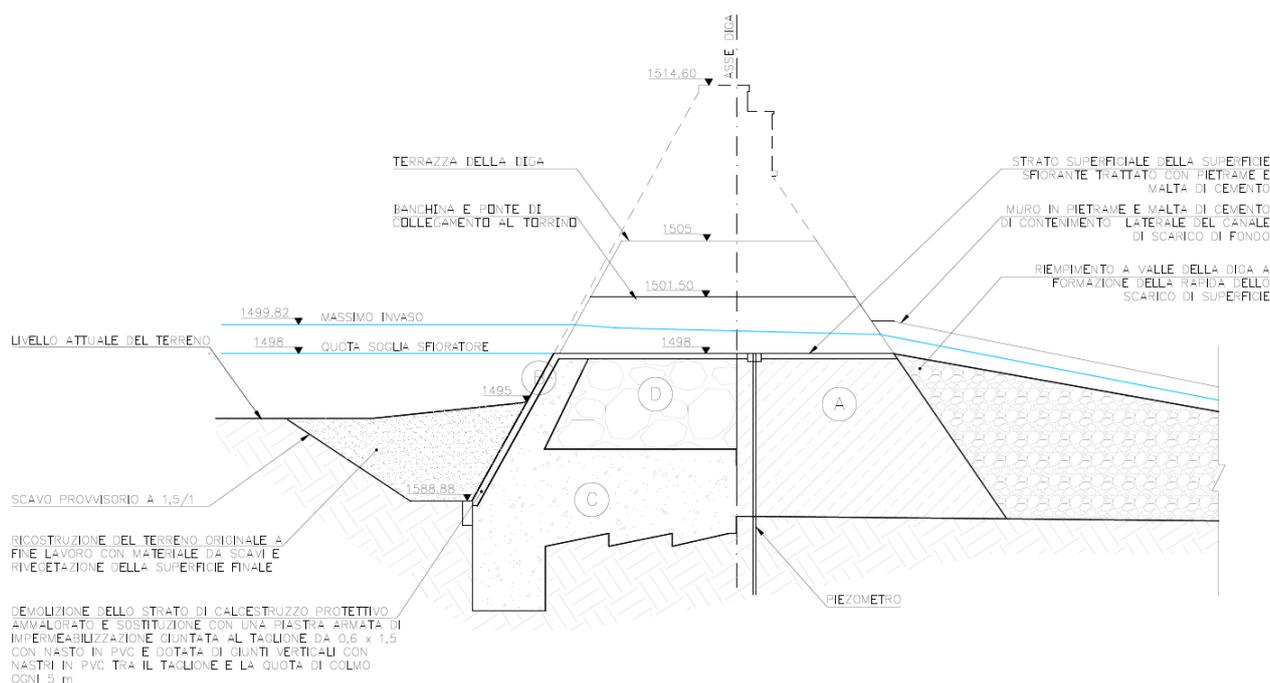


Figura 3.2 Sezione trasversale della diga

La diga è fondata direttamente sulla soglia morenica di un lago di origine glaciale, il cui fondo si trova ad una quota di oltre 15 m inferiore rispetto al piede di monte della diga. Con la realizzazione della diga, la soglia morenica è stata incisa per uno spessore di circa 7 m, anche allo scopo di rendere regolabile una parte maggiore del volume invaso.

La diga originaria, realizzata negli anni 1907-1908, è una struttura costituita da muratura di pietrame con malta di calce idraulica, con profilo fondamentale triangolare, paramento di monte verticale e paramento di valle inclinato di 0.69. La parte aggiunta negli anni 1928-29 è costituita da un corpo in muratura a secco addossato al paramento di monte della struttura originaria, rivestito lato monte da uno strato di muratura in pietrame legata con malta cementizia con sovrapposto uno strato di calcestruzzo armato.

Il paramento di monte è in pessime condizioni, per cui si prevede la demolizione della lastra di rivestimento, e la sua integrale sostituzione con una nuova lastra di conglomerato cementizio armato e ancorato alla diga. Il nuovo rivestimento si ferma alla quota 1505 m s.l.m., quindi leggermente al di sopra del massimo livello di invaso. La porzione sovrastante del paramento, fino a quota 1505 m s.l.m., viene sistemata riprendendo le profilature della muratura che è generalmente in buone condizioni e si presenta ragionevolmente bene anche dal punto di vista dell'inserimento ambientale.

Il paramento di valle è rivestito in bolognini di arenaria, mentre il paramento di monte era rivestito con intonaco di cemento.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali del corpo diga sono stati dedotte a partire dalle seguenti campagne di indagine:

- 2000: Indagini di consistenza delle opere murarie della diga, Diga di Lago Verde – ELLETIPI;
- 2000: Tomografia sismica, Diga di Lago Verde - G.E.Plan;
- 2008: Diga di Lago Verde: Indagini sismiche Cross Hole – ISMES
- 2008: Esecuzione di indagini geognostiche per il recupero delle dighe di Lago Ballano e Lago Verde, Prove Dilatometriche in Roccia – SONDEDILE
- 2009: Diga di Lago Verde: Prospezioni Sismiche a Rifrazione – ISMES-CESI

4.1 MATERIALI DEL CORPO DIGA

4.1.1 INTRODUZIONE

La diga di Lago Verde è attualmente costituita da due tipologie di materiali: una muratura di blocchi di arenaria con legante di calce idraulica, che costituisce la diga originale, una muratura di blocchi di arenaria privi di legante (muratura a secco) che costituisce il ringrosso di monte di stabilizzazione. Su questo ringrosso è posato uno strato di muratura di pietrame con malta di cemento che, insieme ad un intonaco in gunite, funge da strato di impermeabilizzazione del paramento di monte. La muratura di pietrame con malta di cemento e la gunite non sono stati presi in considerazione nel modello di calcolo, a favore di sicurezza, visto il loro scarso contributo alla resistenza della sezione della diga.

La muratura a secco verrà iniettata con boiaccia di cemento per migliorare le sue caratteristiche di resistenza e deformabilità.

Nei successivi paragrafi è descritta la caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali appena elencati, realizzata dall'interpretazione dei risultati delle indagini geognostiche svolte e, ove non disponibili, su base bibliografica.

4.1.2 MURATURA DI PIETRAMI E CALCE IDRAULICA

4.1.2.1 PESO PER UNITÀ DI VOLUME

La stima del peso per unità di volume è stata effettuata valutando le caratteristiche fisiche degli elementi costituenti la muratura ed interpretando i risultati delle prove geofisiche disponibili.

La prima stima del peso per unità di volume viene eseguita sulla base delle caratteristiche fisiche degli elementi costituenti la muratura. La roccia costituente i blocchi, con i quali sono state realizzate entrambe le murature, è arenaria ricavata da cava locale. L'arenaria esibisce tipicamente pesi compresi tra 2,3 e 2,6 t/m³ (De Vallejo, 2011). Alla malta di calce, invece, può essere associato un peso per unità di volume pari a 1,8 t/m³ (NTC18, 3.1.2).

Dai sondaggi effettuati nel 2000 risulta che la muratura sia costituita da blocchi di massimo 15 cm di diametro e si rileva una scarsa presenza di malta (Figura 4.1).

Ipotizzando un volume dei vuoti della muratura pari a circa il 10-15% (dalla foto della cassetta) e stimando che sia tutto originariamente pieno di malta, si ottiene un peso per unità di volume della

muratura compreso tra 2,2 e 2,5 t/m³. Procedendo con ulteriore cautela, si è tenuto conto del cattivo stato di conservazione della malta di calce riscontrato nei sondaggi del 2000 ed anche in quelli eseguiti nel 2020 sulla vicina diga di Lago Ballano realizzata negli stessi anni con la stessa tecnica muraria (Figura 4.1). A tale fine si può considerare il 50% della malta presente nella muratura come dilavato e quindi decurtarne il peso dalla stima precedente, portando l'intervallo di peso stimato tra 2,1 e 2,4 t/m³.



Figura 4.1 Sondaggio S2 del 2000 (tra 4 e 8 di profondità) sulla muratura di pietrame e malta di calce. Si nota la totale assenza coesione tra i blocchi per mancanza della malta di calce (persa nel fluido di perforazione).

La seconda stima del peso proposta deriva dall'interpretazione dei risultati delle prove "cross-hole" eseguite nel 2000 da G.E.Plan, con particolare riferimento ai risultati della prova sull'allineamento S1-S2-S3 nella muratura di pietrame e malta.

Per la determinazione del peso è stata utilizzata la relazione empirica proposta da Gardner (1974) e riportata in Figura 4.2:

$$\rho = a \cdot V_p^m$$

Con ρ [T/m³] e V_p [m/s] e $a=0.31$, $m=0.25$.

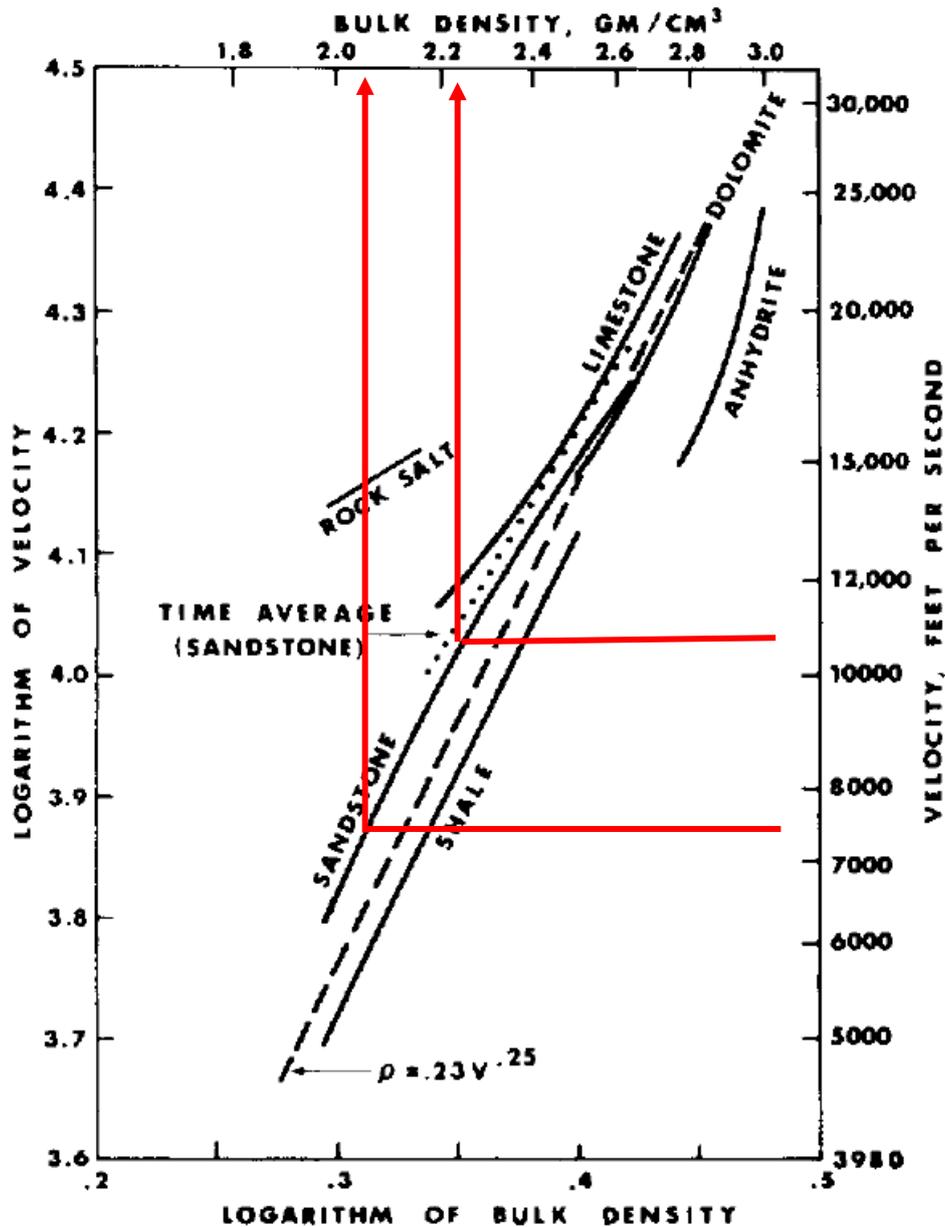


Figura 4.2 Diagramma delle densità in funzione delle velocità di compressione V_p per differenti tipi di ammassi rocciosi (da Gardner et al. 1974)

Dalla figura risulta per un intervallo di velocità comprese tra 2200 e 3200 m/s la densità media della muratura (assimilabile ad un ammasso roccioso in arenaria) risulta in media pari a 2,2 t/m³ in ottimo accordo con i valori medi prima proposti.

Si citano, infine, i risultati dello studio condotto dal prof. U. Ravaglioli (2014), il quale ha raccolto i dati provenienti dalla caratterizzazione delle murature di pietrame costituenti 17 sbarramenti italiani. In Figura 4.3 si riportano i risultati dello studio appena citato in termini di peso per unità di volume. Le murature indagate non esibiscono mai peso per unità di volume inferiore a 2.0 t/m³ e la media è ben superiore a 2.3 t/m³.

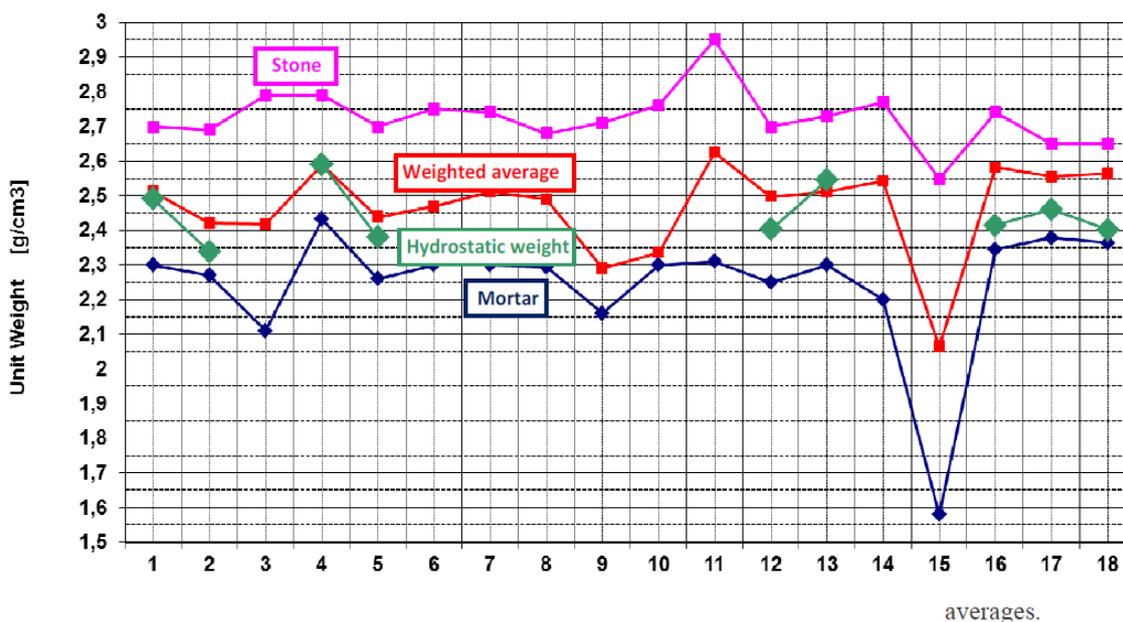


Figura 4.3 Risultati delle misure della massa volumica della muratura di pietrame di 17 sbarramenti italiani (Ravaglioli, 2014)

Per quanto premesso, mantenendo un adeguato livello di cautela, si assume che il peso per unità di volume della muratura con calce idraulica sia pari a 2,2 t/m³.

4.1.2.2 MODULO DI RIGIDEZZA

Non ci sono prove che permettano di ricostruire il modulo di rigidezza della muratura in pietrame con malta di calce di Lago Verde.

NTC18 suggerisce un modulo di Young (statico) compreso tra 2,4 e 3,3 GPa (Figura 4.4) per una muratura a blocchi quadrati lapidei. Considerando la presenza della malta di calce idraulica, seppur dilavata in molte zone, si stima che il modulo statico sia piuttosto vicino al limite superiore e quindi pari a 3 GPa.

Il modulo di rigidezza dinamico è assunto pari a $1,5 \cdot E_{\text{stat}} = 4,5 \text{ GPa}$.

Il coefficiente di Poisson è stimato pari a 0,3 – tipico di ammassi rocciosi fratturati.

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(kN/m ³)				
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbalzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 4.4 Tabella C8.5.1 NTC18

4.1.2.3 RESISTENZA A COMPRESSIONE

In assenza di misurazioni dirette, la resistenza a compressione è stata stimata seguendo l'approccio normativo proposto dalle NTC18 per le murature storiche in opera.

La caratterizzazione segue quanto indicato al capitolo ottavo delle NTC18. La muratura in esame è associata alla categoria "muratura a blocchi lapidei squadriati" (Figura 4.4), proposta nella in tabella C8.5.1 della circolare esplicativa NTC18. Lo schema costruttivo associato a tale muratura è riportato in Figura 4.5.

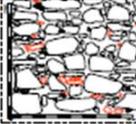
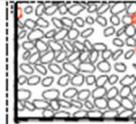
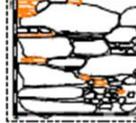
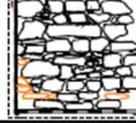
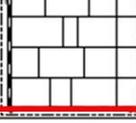
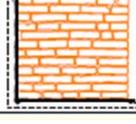
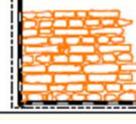
Codice	Definizione contenuta nell'ordinanza 3274/2005, nella tabella 11.D.1 e in tabella C8B.1 della NTC 14.01.08).	Proposta di modifica della definizione di tipologia (RELUIS)	Esempi di tessiture murarie	
A	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	Muratura in pietrame (ciottoli, pietre erratiche, ecc.), disordinata per forma, dimensione e tipo di materiale degli elementi. Muratura a lisca pesce		
B	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	Muratura a conci sbozzati, di dimensioni variabili e con prevalenza di filari orizzontali		
C	Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	Muratura in pietre a spacco (anche di forma irregolare) con buona tessitura (pietre ben ammassate)		
D	Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	Muratura a blocchi squadrati di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)		
E	Muratura a blocchi lapidei squadrati	Muratura a blocchi squadrati di pietra non tenera		
F	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Nessuna modifica		

Figura 4.5 Rappresentazione grafica delle tipologie di muratura introdotte dalle NTC18

Considerato lo stato di conservazione della malta e la tecnica costruttiva non si applica alcun coefficiente migliorativo ai parametri meccanici di base proposti in tabella C8.5.I. Considerato, inoltre, il limitato livello di conoscenza della muratura in esame, riconducibile al livello normativo LC1, in ottemperanza a quanto disposto al par C8.5.4.1, sono assunti i valori minimi dei parametri meccanici proposti in tab C8.5.I., pari a 5,8 MPa.

Si osserva, infine, che in presenza di azione sismica è previsto un coefficiente riduttivo per le resistenze selezionate dalla suddetta tabella, pari a 0,7.

Per quanto sopra consegue che la resistenza a compressione della muratura di pietrame e calce, secondo NTC18, è pari a $=0,7 \cdot 5,8 = 4,1$ MPa.

Nello studio del prof. Ravaglioli precedentemente citato, sono riportati i valori di resistenza a compressione misurati per le murature di pietrame analizzate (Figura 4.6). I dati derivano da schiacciamento di provini di piccole dimensioni quindi più rappresentativi del legante che del blocco murario. In tal senso i dati riportati sono da intendersi come cautelativi. Si può osservare come nessuna muratura con peso di volume superiore a $2,0 \text{ t/m}^3$ esibisca resistenze a compressione inferiore a 5,0 MPa. Il valore di resistenza dedotto con il metodo proposto dalle NTC18 appare ampiamente cautelativo e adeguato ad essere impiegato come resistenza caratteristica del materiale.

Per quanto premesso, si assume come resistenza a compressione caratteristica quella determinata con l'approccio normativo, pari a 4,1 MPa.

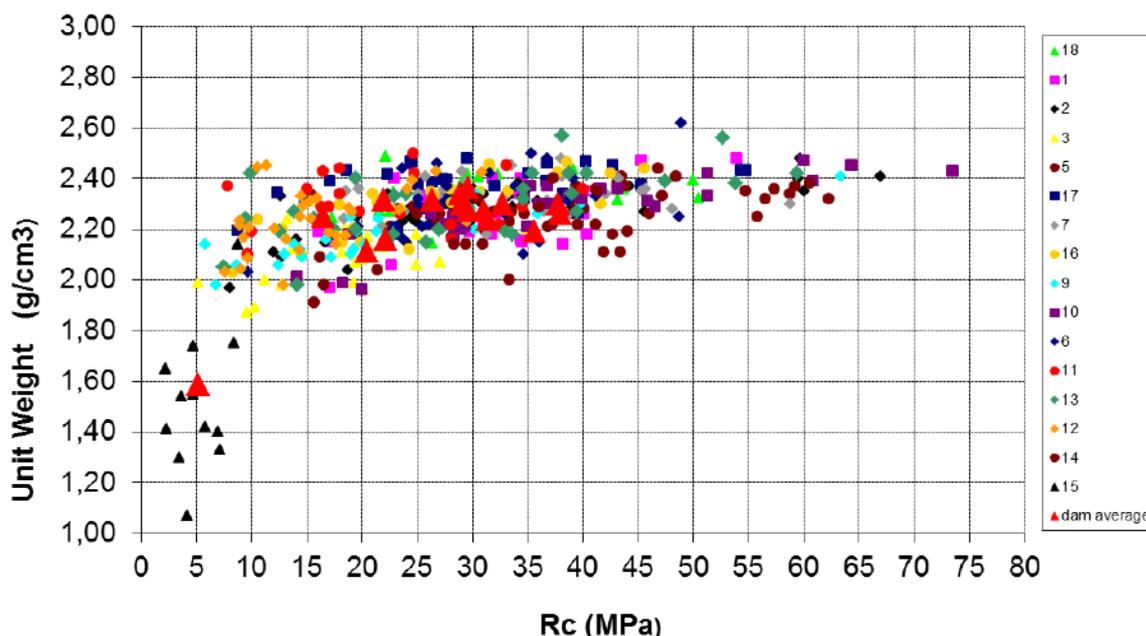


Figura 4.6 Risultati delle misure della resistenza a compressione della muratura di pietrame di 17 sbarramenti italiani (Ravaglioli, 2014)

4.1.2.4 RESISTENZA AL TAGLIO

La resistenza al taglio della muratura di pietrame è desunta anch'essa dalla NTC18.

Nello specifico viene proposta una resistenza al taglio per scorrimento in assenza di sforzo normale individuata dal simbolo τ_0 . Utilizzando le medesime ipotesi fatte per la resistenza a compressione si giunge a un valore di resistenza in assenza di sforzo normale pari a 63 kPa. Tale resistenza, in un criterio alla Mohr-Coulomb, può essere associata al termine coesivo c' .

Per confronto si riportano i valori di coesione proposti dalla normativa canadese (PWGSC 2002) e dall'autore Lourenço (2006) per murature della stessa natura. La prima suggerisce un intervallo compreso tra 60 e 120 kPa, il secondo propone un intervallo compreso tra 50 e 110 kPa. Le NTC18 portano alla determinazione di un termine coesivo (63 kPa) cautelativo ma comunque all'interno dei valori proposti in letteratura.

In conclusione, **si assume per le verifiche di sicurezza il valore di coesione proposto dalle NTC18 pari a 60 kPa** (arrotondato per difetto).

La normativa italiana non raccomanda un valore per l'angolo d'attrito per le murature irregolari; per quelle regolari raccomanda un minimo di 30° che si assume essere inferiore a quello delle murature irregolari perché queste ultime mostrano un incremento dell'angolo di attrito per ingranamento a taglio.

Per stimare, quindi, l'angolo di attrito per la muratura di pietrame e malta di Lago Verde sono state sfruttate anche le indicazioni riportate nella normativa canadese PWGSC (2002) e negli studi condotti dagli autori Chidiac (1995) e Merriman (1920) da essa citati come database. Gli autori propongono un intervallo di angoli di attrito compresi tra 32° e 38°.

Tenendo conto della degradazione del materiale osservata nelle carote dei sondaggi si assume cautelativamente l'estremo inferiore dell'intervallo e quindi **un angolo di attrito cautelativo pari a $\varphi = 32^\circ$** .

4.1.2.5 RESISTENZA A TRAZIONE

La resistenza a trazione è il parametro di resistenza più complesso da determinare considerata la tipologia di muratura in esame. Esso dipende fortemente dal meccanismo di rottura, dallo stato tensionale, dalla tipologia costruttiva della muratura nonché dallo stato di conservazione della malta. Né la normativa italiana né la letteratura citata forniscono stime dirette di tale parametro.

In assenza di prove specifiche si assume che la resistenza a trazione sia una frazione della coesione determinata nel paragrafo precedente. Questa scelta è ritenuta sufficientemente cautelativa ed in linea con l'approccio proposto da studi internazionali per la resistenza dei giunti (in calcestruzzo).

Tenendo conto dello stato di conservazione della malta di calce, si assume una resistenza a trazione per la muratura di pietrame e malta di calce pari alla metà della coesione disponibile, quindi **$f_{ctk} = 30 \text{ kPa}$** . Considerata la cautela con cui tale parametro è stato stimato si assume che questo sia del tutto assimilabile ad un valore caratteristico.

4.1.2.6 RIEPILOGO DEI PARAMETRI FISICO MECCANICI

In Tabella 4.1 sono riassunti i parametri presentati nei precedenti paragrafi per la muratura di pietrame e calce idraulica.

Tabella 4.1 Riepilogo parametri fisico-meccanici – muratura di pietrame e calce

MURATURA DI PIETrame E CALCE IDRAULICA			
Peso per unità di volume	γ	[T/m ³]	2,2
Modulo elastico statico	E_s	[GPa]	3
Modulo elastico dinamico	E_d	[GPa]	4,5
Resistenza a compressione caratteristica	f_{ck}	[MPa]	4,1
Resistenza a trazione caratteristica	f_{ctk}	[kPa]	30
Angolo di attrito	φ	[°]	32
coesione	c	[kPa]	60

4.1.3 MURATURA DI PIETREME A SECCO (INIETTATA)

4.1.3.1 PESO PER UNITÀ DI VOLUME

Per la stima del peso di volume della muratura a secco attuale si utilizza la medesima strategia proposta al paragrafo precedente.

Ipotizzando che il 20-30% (Contessini, 1953 – dighe in pietrame a secco) del volume della muratura sia costituito da vuoti, si ottiene un peso per unità di volume della muratura compreso tra 1,6 e 2,1 t/m³.

La prova cross-holes S4-S5-S6 del 2000 ha interessato la muratura di pietrame a secco ed ha portato a una stima del peso superiore a 2,2 T/m³ nella parte bassa ($V_p = 3000$ m/s) e circa con 1,9 t/m³ ($V_p = 2400$ m/s) nella parte alta con la stessa formulazione di Gardner prima citata. Il valore stimato per la parte bassa appare come un limite superiore non raggiungibile dalla muratura di pietrame sciolto: probabilmente il foro in quella zona ha incontrato il piede della vecchia diga in muratura di pietrame e malta.

La prova cross-holes S1v-CH1v del 2008 ha interessato la muratura di pietrame a secco ed ha portato a una stima del peso pari a 2.04 t/m³.

A seguito dell'iniezione con la boiaccia di cemento di densità 1,7 t/m³ si ipotizza di riempire il 50% dei vuoti (porosità finale = 10%) portando quindi il peso per unità di volume della muratura tra 2 e 2,25 t/m³.

Ciò premesso **si associa un peso di unità di volume pari a 2,1 t/m³.**

4.1.3.2 MODULO DI RIGIDEZZA

Sono stati utilizzati i risultati della cross-hole del 2008 per identificare un modulo di rigidezza dinamico pari 2,5 GPa.

A seguito della iniezione della muratura si ipotizza un incremento del modulo elastico pari al 20% (vedi Tabella C8.5.II della NTC).

Per quanto premesso, il modulo elastico dinamico assunto è pari a 3 GPa.

Il coefficiente di Poisson è valutato pari a 0,3 a partire dai risultati delle prove cross-holes citate..

4.1.3.3 RESISTENZA A COMPRESSIONE

Per la resistenza a compressione si è adottato lo stesso ragionamento proposto in precedenza per la muratura di pietrame e calce, facendo l'ipotesi che a seguito dell'iniezione della boiaccia di cemento la muratura a secco raggiunga la stessa resistenza (molto cautelativa) **pari a 4,1 MPa.**

4.1.3.4 RESISTENZA AL TAGLIO

La muratura di pietrame a secco mostra una resistenza a taglio migliore della muratura di pietrame e malta di calce per via del miglior grado di ingranamento raggiunto per via della metodologia di posa dei blocchi. A seguito delle iniezioni questa resistenza sarà sicuramente incrementata di un 20% (vedi Tabella C8.5.II della NTC). A favore di sicurezza è stato comunque assunto che la muratura di pietrame a secco iniettata abbia la stessa resistenza di quella in pietrame e malta di calce.

Quindi **$c' = 60$ kPa e un angolo di attrito cautelativo pari a $\varphi = 32^\circ$.**

4.1.3.5 RESISTENZA A TRAZIONE

Anche in questo caso si considera che a seguito delle iniezioni la muratura non abbia resistenza inferiore a quella in malta di calce tenendo in considerazione che la boiaccia di cemento ha resistenza alla trazione sicuramente superiore a 500 kPa.

Per tale motivo si è assunto $f_{ctk} = 30 \text{ kPa}$.

4.1.3.6 RIEPILOGO DEI PARAMETRI FISICO MECCANICI

In Tabella 4.2 sono riassunti i parametri presentati nei precedenti paragrafi per la muratura di pietrame e malta di cemento.

Tabella 4.2 Riepilogo parametri fisico-meccanici – muratura di pietrame e malta di cemento

MURATURA DI PIETRAMI (INIETTATA)			
Peso per unità di volume	γ	[T/m ³]	2,1
Modulo elastico statico	E_s	[GPa]	2,5
Modulo elastico dinamico	E_d	[GPa]	3
Resistenza a compressione caratteristica	f_{ck}	[MPa]	4,1
Resistenza a trazione caratteristica	f_{ctk}	[kPa]	60
Angolo di attrito	φ	[°]	32
coesione	c	[kPa]	30

4.2 FONDAZIONE

4.2.1 INTRODUZIONE

Nei successivi paragrafi sono riassunte le caratteristiche fisico-meccaniche di interesse dei materiali costituenti la fondazione della diga. Al disotto dello sbarramento nella zona del volume geotecnico significativo si incontrano due unità geotecniche. La prima, più superficiale, è costituita da un deposito di 12 m di ghiaia con sabbia limosa addensata (UG1), mentre la seconda, più profonda, da uno strato di 8 m di trovanti di arenaria intensamente fratturati localmente in matrice limoso-argillosa (UG2). Dopo questi due strati sciolti si incontra la formazione rocciosa del Macigno (arenaria).

Per maggiori dettagli sulla metodologia di selezione di parametri si rimanda alla Relazione Geotecnica di Fondazione (C732-R203).

4.2.2 UNITÀ GEOTECNICA 1

In Tabella 4.3 sono riassunti i parametri fisico-meccanici dell'unità geotecnica 1 (UG1) di interesse per le verifiche di sicurezza oggetto della presente verifica di sicurezza.

Tabella 4.3 Parametri fisico-meccanici della UL1

UNITÀ GEOTECNICA 1			
Modulo di Young (dinamico)	E_d	[GPa]	2,9
Velocità onde S	V_s	[m/s]	700
Angolo di attrito	φ	[°]	43
Coesione	c	[kPa]	0

4.2.3 UNITÀ GEOTECNICA 2

In Tabella 4.4 sono riassunti i parametri fisico-meccanici dell'unità geotecnica 2 (UG2) di interesse per le verifiche di sicurezza oggetto della presente verifica di sicurezza.

Tabella 4.4 Parametri fisico-meccanici della UG2

UNITÀ GEOTECNICA 2			
Modulo di Young (dinamico)	E_d	[GPa]	8,9
Velocità onde S	V_s	[m/s]	1200

L'UG2 ha caratteristiche di rigidità tali da essere considerata il bedrock sismico della fondazione.

4.3 RINTERRO

Il progetto prevede la presenza di un rinterro a monte e a valle della diga (Figura 3.2). Il rinterro verrà realizzato con il materiale morenico proveniente dagli scavi e opportunamente compattato (Par. 4.2).

La caratterizzazione del rinterro è riportata in Tabella 4.5. Il rinterro può essere caratterizzato facendo riferimento alla letteratura tecnica per i materiali ghiaiosi. In particolare, l'angolo d'attrito delle ghiaie addensate varia tra 40° e 48°, mentre quello delle ghiaie mediamente addensate varia tra 36° e 42° (Lambe et al. 1969 e Hugh 1957). Cautelativamente è possibile far riferimento all'angolo d'attrito in condizioni di volume costante, considerando il valore medio di letteratura pari a 35°.

Tabella 4.5 Parametri fisico-meccanici del rinterro

RINTERRO			
Peso per unità di volume saturo	γ_{sat}	[kN/m ³]	20,0
Angolo di attrito	ϕ'	[°]	35
Coesione	c	[kPa]	0

5. MODELLO DI CALCOLO

5.1 INTRODUZIONE

Le verifiche di sicurezza sono state eseguite su modello di calcolo bidimensionale, identificato con la sezione trasversale (sviluppo monte-valle) ritenuta critica e rappresentativa del reale comportamento dell'opera (Figura 3.2). La scelta di un modello bidimensionale è cautelativo poiché considera l'altezza massima dello sbarramento, che nella realtà è raggiunta solo su una porzione molto ridotta dell'opera, e trascura gli effetti benefici derivanti dall'effettivo carattere tridimensionale della diga che non presenta giunti di movimento tra conci.

5.2 METODO DI CALCOLO

La stabilità dell'opera, nei confronti dei principali meccanismi di collasso, è stata verificata attraverso il metodo dell'equilibrio limite.

Lo stato tensionale all'interno del corpo diga è stato calcolato sotto le ipotesi di andamento lineare delle tensioni normali alla sezione di calcolo e di permanenza della condizione di planarità della stessa.

Il corpo diga è stato cautelativamente considerato permeabile quindi interamente sottoposto alle pressioni derivanti dalla presenza dell'acqua nei pori, in linea con quanto richiesto dalla normativa nazionale (NTD14). Ogni sezione orizzontale è considerata come una ripresa di getto.

Le azioni sismiche sono state tenute in conto per mezzo dell'approccio pseudo-statico.

Le analisi sono state condotte con il software di calcolo CADAM 3D v. 2.5.8.2 (n. licenza 130-1323010517) ampiamente riconosciuto in ambito nazionale ed internazionale.

Sono state effettuate verifiche nei confronti del meccanismo di collasso del sifonamento (NTD14 Par. E.3). Le analisi sono state svolte con il metodo del gradiente idraulico in accordo con quanto prescritto dalla normativa nazionale di riferimento (NTD14 Par. E.5.1 ed NTC18 Par. 6.2.4.2).

Sono stati presi in considerazione anche gli altri fenomeni di innesco dell'erosione interna che non sono contemplati dalla normativa nazionale, ma sono indicati dalla letteratura tecnica internazionale di settore (ICOLD *Bullettin n. 164 2015*, Fell et al. 2014 e Moraci et al. 2016). In particolare, la fondazione della diga è composta da ghiaia con sabbia limosa (UG1 al Par. 4.2), che può essere soggetta, oltre al sifonamento ("backward erosion"), al meccanismo di erosione interna della soffusione ("suffusion of internally unstable soils"). Per scongiurare questo meccanismo di collasso è possibile dimostrare che il materiale è internamente stabile, tramite i metodi proposti in letteratura tecnica (ICOLD *Bullettin n. 164 2015* e Wan e Fell 2004).

5.3 GEOMETRIA DI CALCOLO

La geometria di calcolo deriva dalla schematizzazione della sezione mostrata in (Figura 5.1 e Figura 5.2). Il piano di scivolamento in fondazione è stato ipotizzato orizzontale a favore di sicurezza senza considerare alcun contributo delle riseghe sottostanti il corpo murario di consolidamento di monte e senza contare alcun contributo alla resistenza offerto dal taglione di monte.

Le verifiche tensionali e di stabilità nel corpo diga sono state effettuate su sezioni orizzontali ideali disposte a passo di 1 m lungo l'altezza.

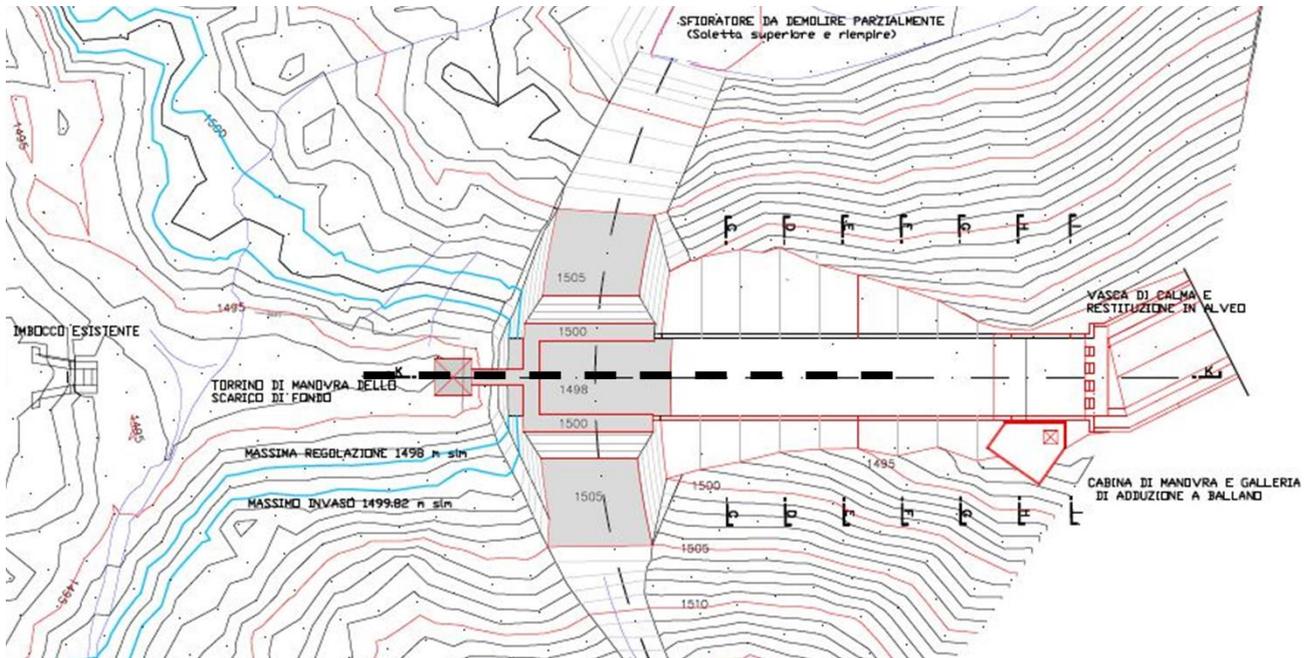


Figura 5.1 Planimetria dell'opera con traccia della sezione critica considerata nelle verifiche (linea nera tratteggiata)

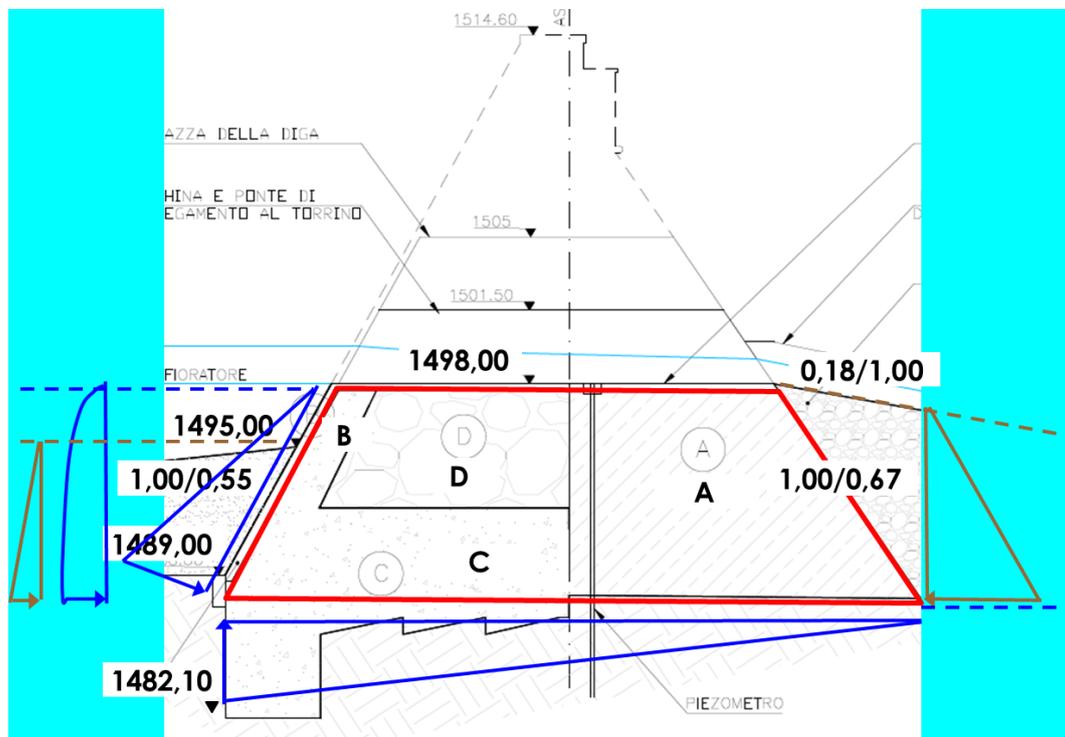


Figura 5.2 Sezione critica considerata nelle verifiche. In rosso la schematizzazione della sezione di calcolo. In blu il livello dell'acqua a monte (quota di massima regolazione) e a valle e uno schema delle distribuzioni delle pressioni dell'acqua (pressione idrostatica di monte, pressione idrodinamica di monte e sottopressioni). In marrone il livello dei rinterri di monte e di valle e le distribuzioni delle pressioni delle terre.

5.4 PARAMETRI DI CALCOLO

Il corpo diga è costituito da due tipologie di muratura che abbiamo assunto avere caratteristiche meccaniche (conservative) equivalenti dopo le iniezioni effettuate nella muratura di monte. Per tale motivo il corpo diga è stato schematizzato come un unico continuo omogeneo equivalente con caratteristiche riportate in Tabella 5.1.

Al contatto diga fondazione sono stati assegnati, conservativamente, i parametri di resistenza del materiale con resistenza inferiore tra corpo diga e fondazione (UG1).

Tabella 5.1 Parametri fisico-meccanici di calcolo

CORPO DIGA			
Peso per unità di volume	γ	[T/m ³]	2,2

GIUNTI CORPO DIGA			
Resistenza a compressione caratteristica	f_{ck}	[MPa]	4,1
Resistenza a trazione caratteristica	f_{ctk}	[kPa]	30
Angolo di attrito	φ	[°]	32
coesione	c	[kPa]	60

GIUNTO BASE (DIGA-FONDAZIONE)			
Angolo di attrito	φ	[°]	43
coesione	c	[kPa]	0

RINTERRO			
Peso per unità di volume	γ	[T/m ³]	2,0
Angolo di attrito	φ	[°]	35
coesione	c	[kPa]	0

6. AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

6.1 Introduzione

Le azioni e le combinazioni di calcolo considerate nella verifica di sicurezza seguono le prescrizioni normative (NTD14 Par. C.8).

6.2 Azioni

6.2.1 Peso proprio

Nel modello di calcolo il peso proprio è stato valutato moltiplicando il peso specifico del materiale per il suo volume.

6.2.2 Spinta idrostatica

Le pressioni d'invaso sono state considerate come forze di superficie applicate sul paramento di monte. Tali pressioni sono state valutate per due livelli di invaso: la massima regolazione (1'498,00 m s.l.m.) corrispondente alla quota della soglia della sfiorante e il livello di massimo invaso (1'499,84 m s.l.m.) valutato per la piena di progetto.

Queste pressioni d'invaso agiscono fino al piede di monte della diga considerato alla quota più depressa, conservativamente assunta, pari a 1488,88 m s.l.m.

Il livello d'acqua a valle è assunta al piede di valle della diga (1489 m s.l.m.).

6.2.3 Spinta del ghiaccio

L'azione del ghiaccio è stata valutata considerando uno spessore di 100 cm (assunto 66% più del valore misurato alla vicina stazione di Lago Ballano) e tenendo conto, a favore di sicurezza, della sola componente orizzontale dell'azione. È stata considerata una pressione applicata di 150 kPa che corrisponde a una forza orizzontale (distribuita) di 150 kN/m.

6.2.4 Sottospinte

La presenza di sottopressioni (e quindi sottospinte) è stata considerata come forza di superficie sul piano di fondazione ed anche lungo le sezioni orizzontali di verifica (ipotesi di giunti ubiquitari).

La distribuzione di sottopressioni assunta è triangolare da monte a valle. Il valore della pressione a monte è pari a quello della corrispondente pressione idrostatica.

Si assume che la stima della sotto-spinta in condizioni sismiche rimane invariata anche in seguito alla valutazione della possibile parziale fessurazione del giunto in corrispondenza della sezione di calcolo. L'ipotesi è coerente con quanto indicato nelle prescrizioni normative nazionali (NTD 19, Par. IV.3.11) e negli approcci proposti negli standard internazionali (USACE 1995, FERC 1991).

6.2.5 Spinte dei rinterri

E' stata considerata la spinte del rinterro di monte in analogia a quanto proposto dalla normativa nazionale per l'interrimento delle dighe (NTD14, Par. C.7.6). Questa è stata valutata tramite la teoria della spinte delle terre, facendo riferimento alla teoria di Rankine e alle condizioni di spinta a riposo (ANCOLD 1991 e USACE 1995). Conseguentemente, cautelativamente, non sono stati valutati gli

effetti benefici: dell'inclinazione del paramento di monte, dell'inclinazione del piano campagna e dell'attrito all'interfaccia terreno-paramento. In particolare, si è fatto riferimento alle seguenti relazioni:

$$S'_a = \frac{1}{2} \gamma' H K_0$$

Dove:

- S'_a è la spinta attiva efficace del rinterro;
- $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ è il peso per unità di volume sommerso del rinterro;
- H è l'altezza del rinterro, determinata dal livello del rinterro di progetto pari a 1'495,00 m s.l.m. (Figura 3.2);
- $K_0 = 1 - \sin(\varphi')$ è il coefficiente di spinta a riposo del rinterro;
- φ' è l'angolo d'attrito del rinterro.

In via estremamente conservativa non è stato tenuto in considerazione la spinta stabilizzante dovuta al rinterro a valle.

6.2.6 Azioni sismiche

Le azioni sismiche sono state desunte a partire dai risultati dell'analisi di pericolosità sismica presentata nello studio sismotettonico e analisi della pericolosità sismica (C732-R006).

L'opera è classificabile come "diga di importanza strategica" per il suo prevalentemente idroelettrico (NTD14, Par. C.7.7.2) e per tale motivo ha:

- vita nominale $V_N=50$ anni (Tab. C2 NTD2014).
- coefficiente d'uso C_U è pari a 2,0.
- periodo di riferimento V_R per l'azione sismica pertanto risulta, pari a 100 anni.
- Periodo di ritorno allo SLD (T_R SLD) = 100 anni;
- Periodo di ritorno allo SLC (T_R SLC) = 1'946 anni.

In Figura 6.1 e Figura 6.2 sono riportati rispettivamente gli spettri di calcolo allo SLD e allo SLC proposti nel rapporto di pericolosità sismica prima citato. Lo spettro orizzontale è stato già opportunamente amplificato per tenere in conto della categoria di sottosuolo B (le V_s dello strato UG1 sono state stimate pari a 700 m/s) e della categoria topografica T1. Per far ciò è stato considerato l'approccio prescritto dalla normativa nazionale (NTC18 Par. 3.2.3).

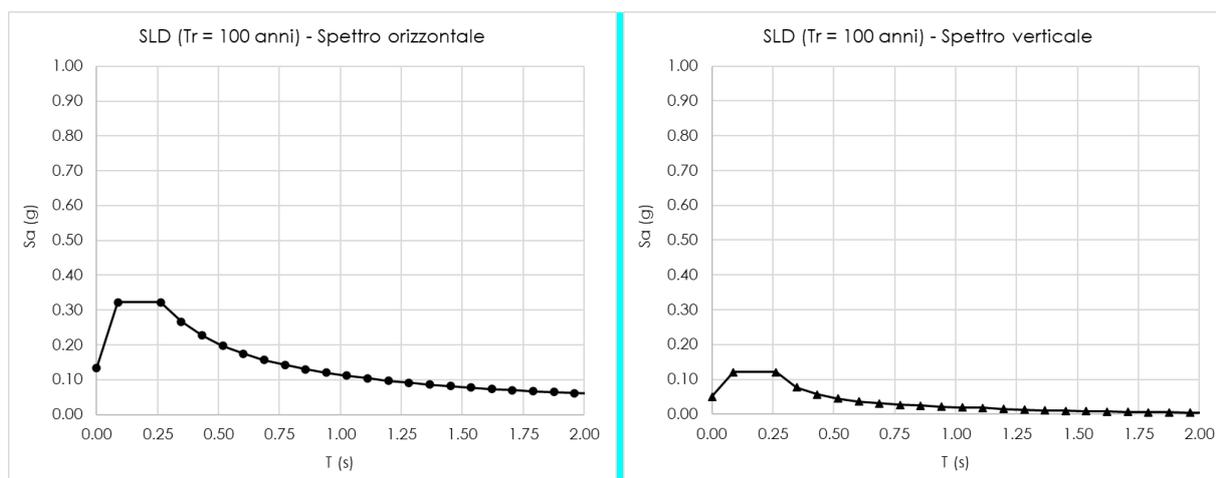


Figura 6.1 Spettri di calcolo allo SLD – componente orizzontale (sinistra) e componente verticale (destra)

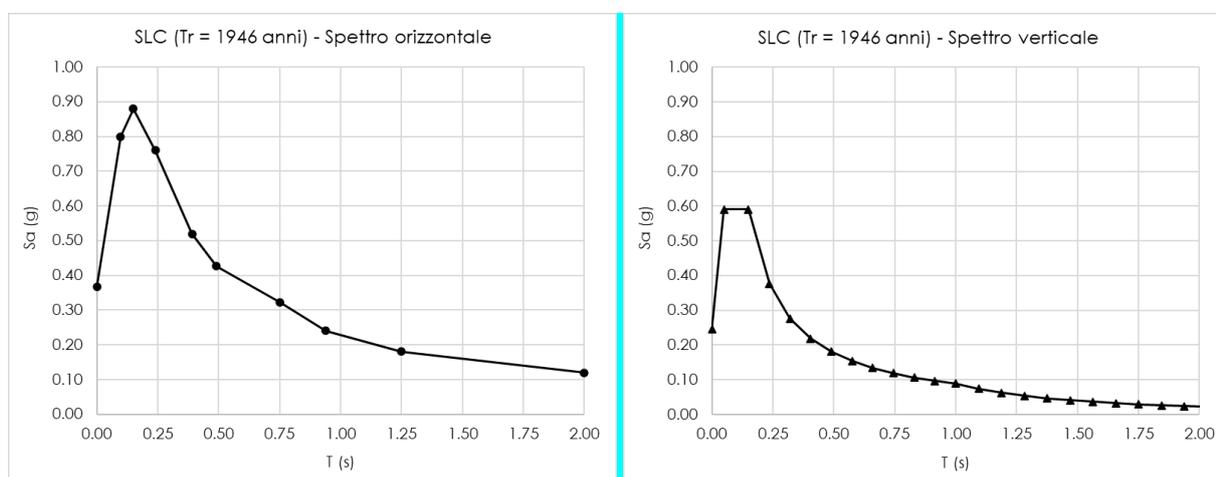


Figura 6.2 Spettri di calcolo allo SLC – componente orizzontale (sinistra) e componente verticale (destra)

6.2.6.1 Azione inerziale della diga

L'azione inerziale agente sulla diga è stata tenuta in conto per mezzo di carichi statici equivalenti (analisi pseudo-statica). La risultante di questi carichi è pari al prodotto del coefficiente sismico per la massa della struttura.

Il coefficiente sismico è pari alla pseudo-accelerazione spettrale relativa al primo periodo proprio della struttura tenendo conto del sistema diga-fondazione-invaso ($T_1 = 0,065$ s).

Tale periodo è stato valutato per mezzo di un'analisi modale su modello bidimensionale agli elementi finiti del sistema diga-fondazione-invaso con legame costitutivo elastico lineare per i materiali. L'analisi è stata effettuata tramite il software DIANA FEA (Versione 10.5 – numero di licenza: key 9235780090952011579, vendor 3659). L'interazione diga-invaso è stata modellata tramite il metodo delle masse aggiunte di Westergaard (USACE 2007 EM 1110-2-6053), considerate lungo l'intero sviluppo del paramento di monte, nell'ipotesi cautelativa che l'acqua all'interno del rinterro di monte sia libera di muoversi. L'interazione diga-fondazione è stata considerata modellando il complesso dei terreni di fondazione con le relative caratteristiche di rigidezza e massa nulla, facendo

riferimento alla stratigrafia indicata nelle sezioni geologiche (Figura 6.3). Le caratteristiche dei materiali considerate nella modellazione sono riportate in Tabella 6.1. Per ulteriori dettagli è possibile far riferimento al Par. 4.1 per i materiali del corpo diga e alla relazione geotecnica per i materiali della fondazione (C732-R203). La dimensione del modello è stata assunta pari a 5 volte l'altezza della diga in profondità e ai lati (Figura 6.4). Ai bordi del dominio, lontano dalla diga, sono state impostate delle condizioni al contorno di carrelli orizzontali e verticali.

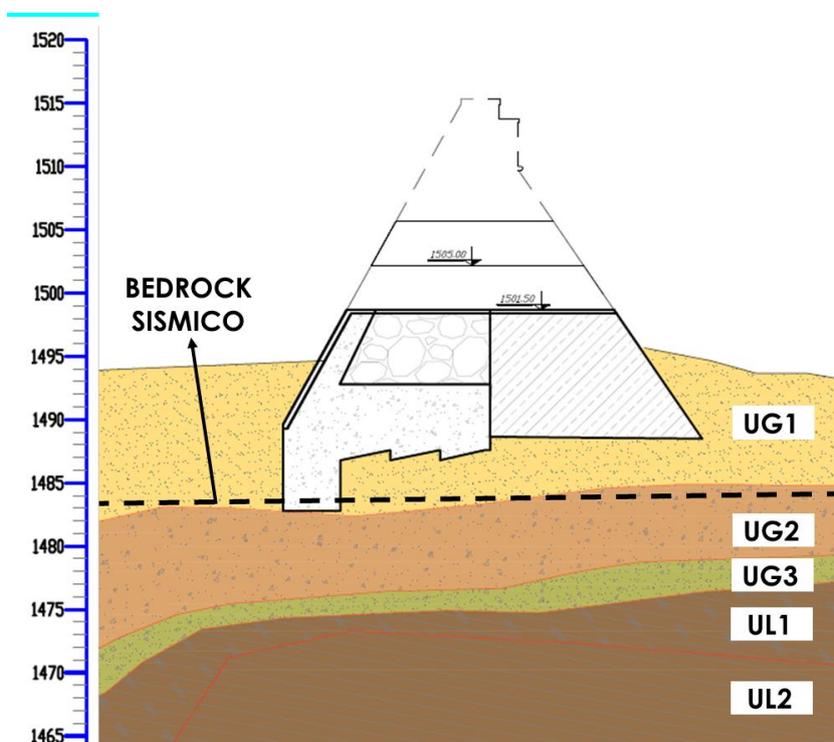


Figura 6.3 Sezione geologica in corrispondenza della sezione di massima altezza della diga considerate per le Verifiche di sicurezza

Tabella 6.1 Caratteristiche dei materiali considerate per l'analisi modale su modello bidimensionale agli elementi finiti

Parametro	Simb.	Unità	Muratura e malta	Muratura a secco iniettata	UG1	UG2	UG3	UL1	UL2
Peso per unità di volume naturale	γ_n	kN/m ³	22,0	21,0	20,0	23,0	22,5	23,0	24,5
Velocità onde S	V_s	m/s	-	-	700	1200	1300	1400	1600
Modulo di taglio a basse deformazione	G_0	MPa	-	-	980	3300	3800	4600	6300
Coefficiente di Poisson	ν	-	-	-	0,38	0,36	0,37	0,37	0,37
Modulo di Young a basse deformazioni	E_0	MPa	4'500	3'000	2'700	8'900	10'000	12'6000	17'200

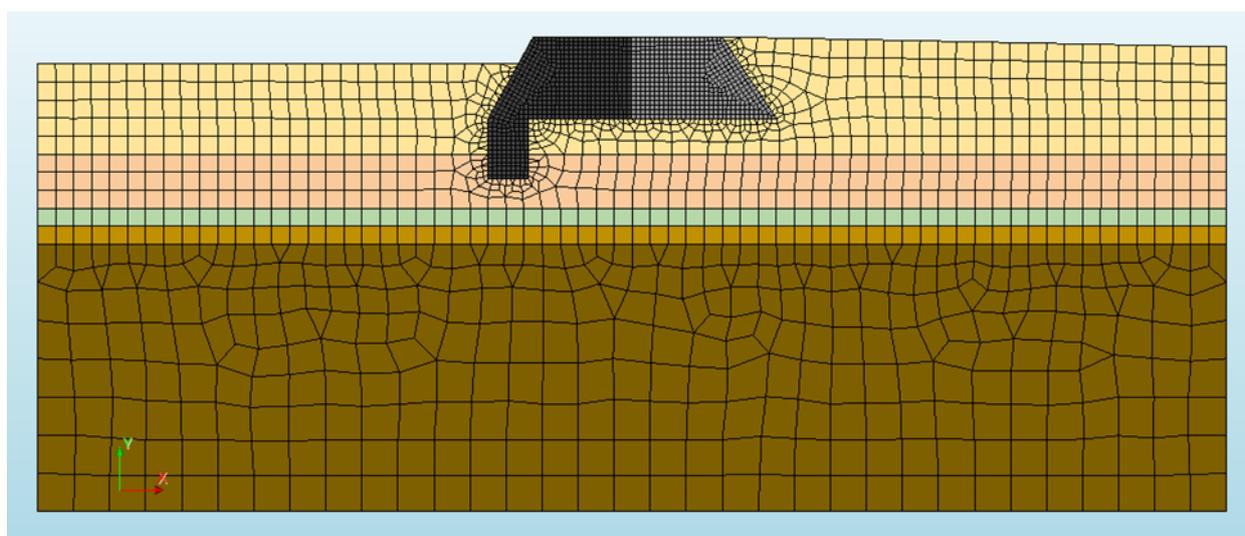


Figura 6.4 Modello di calcolo agli elementi finite per l'analisi modale del complesso diga-fondazione-invaso

Si è assunto uno smorzamento complessivo del sistema pari al 7% ($\eta = 0,91$ da NTC18 formula 3.2.4) per tenere conto delle dissipazioni geometriche del segnale sismico in fondazione e dell'importante livello di dissipazione delle ghiaie e sabbie di fondazione per i livelli di scuotimento allo SLC (Rollins et al. 1998, Fenves e Chopra 1986).

Il coefficiente sismico per le azioni verticali è assunto pari alla accelerazione di picco alla base senza alcuna amplificazione dinamica (NTD14 Par. D.1.3) e non è stato applicato il fattore di alterazione dello spettro per lo smorzamento del 7%.

In Tabella 6.2 sono mostrati i coefficienti sismici adottati per le verifiche.

Tabella 6.2 Pseudo accelerazioni spettrali di calcolo

Stato limite	Componente	Coefficiente sismico
SLD	orizzontale	0,228
	verticale	0,050
SLC	orizzontale	0,641
	verticale	0,246

6.2.6.2 Azione inerziale dell'acqua

La spinta idrodinamica è stata calcolata integrando la distribuzione di pressioni proposta da Zangar (Zangar 1952) e ripresa dalla normativa (NTD14 Par. C.7.7.3).

L'accelerazione orizzontale utilizzata nel calcolo è l'accelerazione orizzontale massima al sito (NTD14 Par. C.7.7.3), ovvero la PGA degli spettri di progetto di cui al paragrafo precedente. Questa tiene in conto anche degli effetti di sito tramite la risposta sismica locale, considerata l'approccio prescritto dalla normativa nazionale (NTC18 Par. 3.2.3).

In Tabella 6.3 sono mostrati le accelerazioni considerate per il calcolo delle azioni inerziali per le verifiche.

Tabella 6.3 Accelerazioni sismiche considerate per il calcolo dell'azione inerziale dell'acqua dell'invaso

Stato limite	Componente	a (g)
SLD	orizzontale	0,134
SLC	orizzontale	0,330

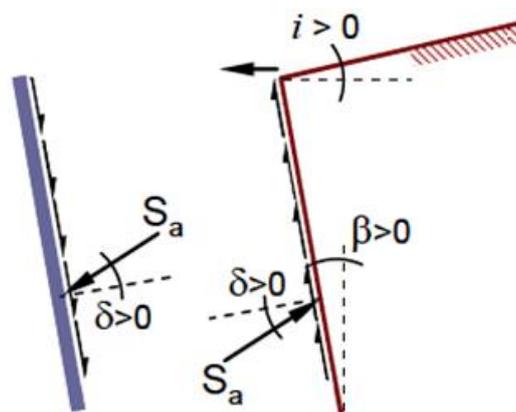
6.2.6.3 Spinta dei rinterri in condizioni sismiche

L'effetto della presenza dei rinterri di monte e di valle in condizioni sismiche è stato considerato tramite il calcolo delle spinte, effettuato per mezzo dei metodi della spinta delle terre (MIT-DGD19 Par. III.4.5).

La spinta in condizioni sismiche del rinterro di monte è stata valutata tramite il metodo di Mononobe-Okabe (Mononobe e Matsuo 1929, Okabe 1926), mentre quella del rinterro di valle per mezzo della teoria di Lancellotta (Lancellotta 2002). Sono state considerate le opportune correzioni per i saturi terreni sotto falda (USBR 2019 e USACE 1992). I metodi di cui sopra sono riassunti nelle relazioni seguenti.

Cautelativamente, nelle verifiche non è stata considerata l'intera aliquota di spinta stabilizzante passiva del rinterro di valle, ma solo un contributo pari al 50%, in analogia a quanto prescritto dalla normativa per i muri di sostegno (NTC18, Par. 6.5.3.1.1).

Il punto di applicazione delle spinte delle terre in condizioni sismiche è stato assunto pari ad H/3, dove H è l'altezza totale su cui viene mobilitata la spinta (NTC-18, Par. 7.11.6.2.1).



$$S_{aE} = \frac{1}{2} \cdot K_{aE} \cdot \gamma' \cdot H^2 \cdot (1 - k_v)$$

$$R_{pE} = \frac{1}{2} \cdot K_{pE} \cdot \gamma' \cdot H^2 \cdot (1 - k_v)$$

$$K_{aE} = \frac{[\cos(\varphi' - \beta - \theta)]^2}{\cos \theta \cdot (\cos \beta)^2 \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2}$$

$$K_{pE} = \left[\frac{\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta}}{\cos(i + \theta) - \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2(i + \theta)}} \right] \cdot e^{2\psi \tan \varphi'} \cdot \frac{\cos i}{\cos \theta}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h \cdot \gamma_{sat}}{1 - k_v \cdot \gamma'} \right)$$

$$2\psi = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi'} \right) + \sin^{-1} \left(\frac{\sin(i + \theta)}{\sin \varphi'} \right) + \delta + i - \theta$$

con:

- i angolo di inclinazione del piano campagna dei rinterri (Figura 3.2) (positivo se aumenta il volume del cuneo di spinta);
- β angolo d'inclinazione del paramento sul quale agiscono le spinte rispetto alla verticale (Figura 3.2) (positivo se aumenta il volume del cuneo di spinta);
- $\delta = 2/3 \varphi'_{\text{rinterro}}$ angolo d'attrito paramento-rinterro (EC-7 e BS-8002);
- φ' angolo d'attrito del rinterro;
- k_h = PGA degli spettri di progetto orizzontali mostrati al Par. 6.2.6;
- k_v = PGA degli spettri di progetto verticali mostrati al Par. 6.2.6.

6.3 Combinazioni di carico

Per la progettazione definitiva sono state indagate le seguenti combinazioni di carico (NTD14, par. C8):

- Fondamentale (esercizio normale ad invaso pieno) (SLU): $\gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1}$
- Eccezionale (Massimo invaso) (SLU): $G_1 + A_d$
- Sismica (SLU):

$$+1.0 E_o + 0.3 E_v + G_1$$

$$+0.3 E_o + 1.0 E_v + G_1$$

dove:

- G_1 azioni permanenti: peso proprio, spinta idrostatica (massima regolazione), sottospinte;
- A_d azioni eccezionali: spinta idrostatica (massimo livello invaso dovuta a piena di progetto);
- Q_{k1} azioni variabili: spinta del ghiaccio;
- E_o le azioni sismiche orizzontale (azioni inerziali diga ed acqua);
- E_v le azioni sismiche verticale (azioni inerziali diga);
- $\gamma_{g1} = 1,3$ per le azioni sfavorevoli (spinta acqua e sottopressioni);
- $\gamma_{g1} = 1$ per le azioni favorevoli (peso proprio);
- $\gamma_{q1} = 1,5$;

In Tabella 6.4 sono riportate tutte le combinazioni di carico considerate nella presente verifica di sicurezza.

Tabella 6.4 Combinazioni di carico

Combinazione		Azioni					
N.°	Descrizione	Peso proprio	Spinta idrostatica	Sottospinta	Spinta del ghiaccio	Azioni inerziali orizzontali	Azioni inerziali verticali
		G_1	G_1	G_1	Q_{k1}	E_o	E_v
1	Fondamentale invaso pieno (SLU)	1,0	1,3	1,3	1,5	-	-
2	Eccezionale piena di progetto (SLU)	1,0	1,0 (A_d)	1,0 (A_d)	-	-	-
3	Sismica (SLC)	1,0	1,0	1,0	-	1,0 →	0,3 ↑
4	Sismica (SLC)	1,0	1,0	1,0	-	0,3 →	1,0 ↑

→ verso valle

↑ verso l'alto

7. RISULTATI DELLE VERIFICHE

7.1 INTRODUZIONE

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate nei confronti dello SLU di scorrimento su piani orizzontali a differenti quote (ogni metro) e sul piano di posa della fondazione.

La stabilità allo scorrimento è stata valutata attraverso il calcolo del fattore di sicurezza FSS, identificato nel rapporto tra il taglio resistente e il taglio sollecitante. Il taglio resistente è stato calcolato considerando un criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb con effetto del contributo coesivo solo per la lunghezza compressa della sezione di calcolo (USACE 1995). La lunghezza compressa dei giunti viene calcolata con gli approcci proposti negli standard internazionali (USBR 1987), prendendo in considerazione la possibilità che questi possano fessurarsi nel caso in cui venga superata la loro resistenza a trazione. Gli approcci consistono in un'analisi tensionale iterativa basata sui metodi dell'equilibrio limite e sulla teoria della trave (USACE 1995).

Per tale meccanismo di rottura le NTD14 richiedono che il fattore di sicurezza FSS sia superiore a 1,15.

Gli stati tensionali riportati nei prossimi paragrafi sono espressi in tensioni efficaci, nella loro componente normale e principale. Gli stati tensionali sono stati calcolati con la teoria della trave includendo le sottopressioni come forze di superficie esterne.

I valori di tensione positivi sono di trazione e negativi di compressione.

La stabilità nei confronti del ribaltamento è stata valutata esclusivamente in presenza di stati tensionali che superano la resistenza a trazione del giunto e quindi compatibili con un meccanismo di ribaltamento rigido della diga o di sue porzioni.

La resistenza a trazione per la valutazione della formazione delle fessure sui piani orizzontali della muratura nelle verifiche allo SLU è stata assunta cautelativamente pari a $0,21 \cdot f_{ctm} = 0,21 \cdot f_{ctk} / 0,7 = 0,3 \cdot f_{ctk} = 9 \text{ kPa}$ (NTC18 par. 11.2.10.2) valida per combinazioni di carico rare (SLE).

La compressione massima deve essere sempre inferiore a $0,25 \cdot f_{ck} = 1 \text{ MPa}$ anche questa cautelativamente valida in principio per le combinazioni rare (SLE).

Le verifiche di sicurezza nei confronti del meccanismo di collasso del sifonamento sono state svolte tramite il metodo del gradiente idraulico (NTD14 Par. E.5.1 ed NTC18 Par. 6.2.4.2). In via estremamente cautelativa è stato trascurato il contributo favorevole del rinterro di valle, quindi è stata considerata la condizione più gravosa di frontiera di efflusso libera e flusso prevalentemente verticale. In queste condizioni, la normativa nazionale di riferimento prescrive che:

$$i_{med} < \frac{i_c}{3} = 0,38$$

Con:

- i_{med} gradiente idraulico medio;
- i_c gradiente idraulico critico pari a: $i_c = (\gamma_{sat} - \gamma_w) / \gamma_w \approx (21,0 - 9,8) / 9,8 = 1,14$.

Il materiale dell'unità UL1 (ghiaia con sabbia limosa al Par. 4.2) risulta essere internamente stabile in base ai metodi proposti in letteratura (Wan e Fell 2004). Pertanto il materiale non è soggetto al meccanismo di erosione interna della soffusione. Il metodo è basato sulle caratteristiche granulometriche del materiale (Figura 7.1), in particolare sul calcolo dei seguenti rapporti:

- $h' = d_{90} / d_{60} > 5$;
- $h'' = d_{90} / d_{15} > 250$.

Pertanto, risulta evidente come il materiale dell'unità UL1 ricada ampiamente nel campo dei materiali internamente stabili e non soggetti a soffusione (Figura 7.2).

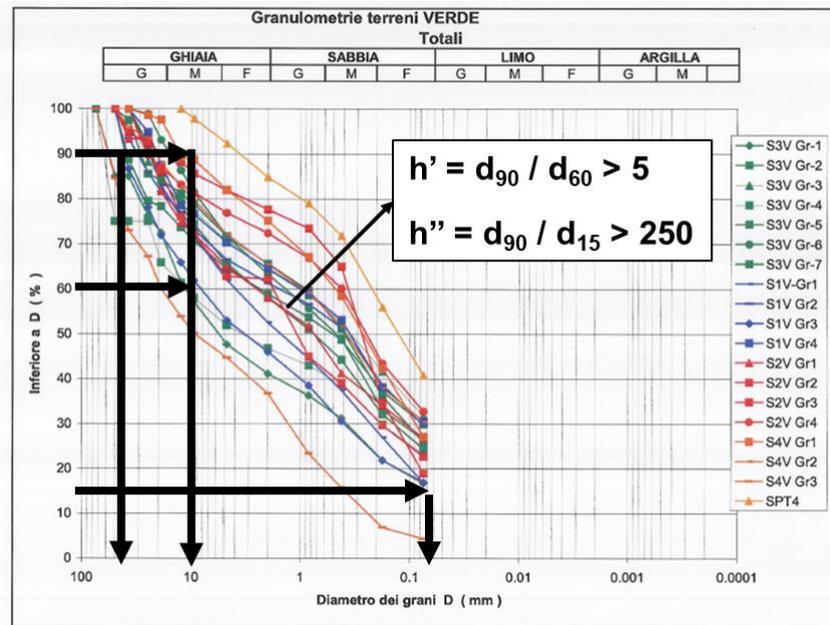


Figura 7.1 Curve granulometriche del materiale dell'unità UL1 e calcolo dei rapporti necessari per le valutazioni sulla stabilità interna del materiale

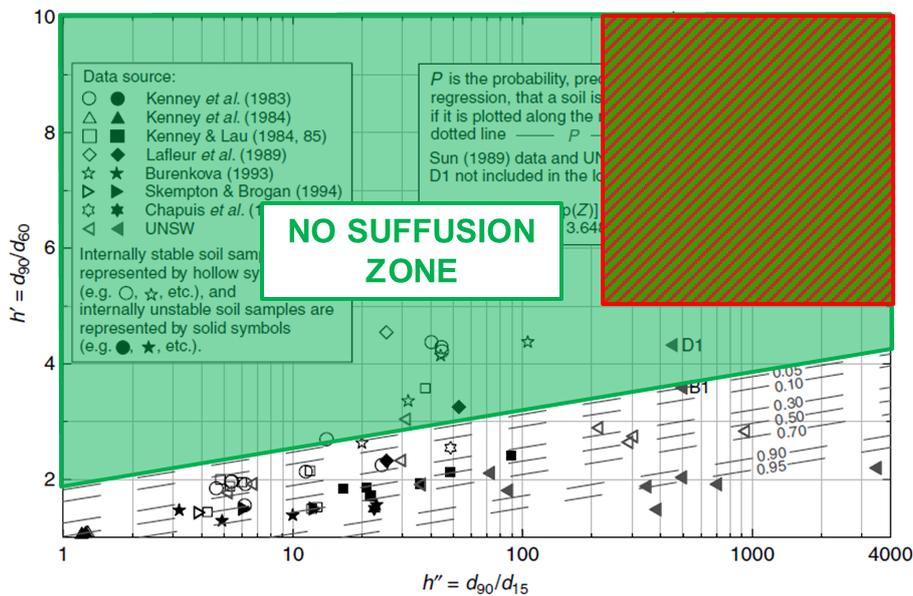


Figura 7.2 Abaco per le valutazioni sulla stabilità interna dei materiali ghiaioso-sabbioso-limosi (Wan e Fell 2004). In verde la zona dei materiali internamente stabili e in verde e rosso il campo del materiale dell'unità UL1.

7.2 RISULTATI ALLO SLU

7.2.1 COMBINAZIONE 1 Fondamentale SLU – Esercizio normale Invaso Pieno

Questa condizione di carico presenta uno stato tensionale sempre di compressione sia a monte che a valle per via della forma generosa della sezione della diga (Figura 7.4).

Le compressioni massime si presentano al piede di valle 154 kPa e tale valore è ampiamente inferiore al limite di resistenza proposto (1 MPa).

Le sezioni di verifica sono interamente reagenti a trazione e per tale motivo i coefficienti di sicurezza allo scivolamento nel corpo diga sono notevolmente superiori ($SSF_{peak} = 4,99$) al minimo prescritto ($FSS = 1,15$).

Anche il giunto di base è sempre compresso e mostra un coefficiente di sicurezza ($SSF_{peak} = 4,09$) ampiamente maggiore del minimo richiesto.

Per quanto riguarda le verifiche a sifonamento è possibile calcolare il gradiente idraulico medio come:

$$i_{med} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{9,12}{32,00} = 0,304$$

Con:

- L lunghezza del più breve dei percorsi di filtrazione, assunta pari a 32 m, ovvero alla lunghezza della base della diga (Figura 7.3). In via estremamente cautelativa è stato trascurato il contributo benefico del taglione di monte, profondo circa 6,0 m e largo circa 5,0 m, e l'inclinazione del piano di fondazione.
- $\Delta H = H_{monte} - H_{valle} = 1498,00 - 1488,88 = 9,12$ m.

Il gradiente medio risulta pari a 0,31 ed è inferiore al gradiente massimo normativo pari a 0,38. Pertanto la verifica a sifonamento risulta soddisfatta con un ampio margine di sicurezza in ragione delle ipotesi estremamente cautelative considerate nelle analisi (assenza di rinterro a valle, frontiera di efflusso libera, flusso prevalentemente verticale ed assenza del taglione di monte).

7.2.3 COMBINAZIONE 3 Sismica SLC – invaso pieno con terremoto prevalente verso valle

Nonostante l'importanza del coefficiente sismico orizzontale (0,641) anche questa condizione di carico presenta uno stato tensionale sempre di compressione sia a monte che a valle (Figura 7.6).

Le compressioni massime si presentano al piede di valle 228 kPa e tale valore è ampiamente inferiore al limite di resistenza postposto (1 MPa).

Il giunto di base è sempre compresso e mostra un coefficiente di sicurezza ($SSF_{peak} = 1,18$) maggiore del minimo richiesto ($FSS = 1,15$).

E' stata svolta anche un'ulteriore analisi considerando il contributo benefico dovuto all'inclinazione del giunto di base, che risulta essere pari a circa 15 %. Per le analisi, l'inclinazione è stata limitata al 5 %, corrispondente a quella massima consentita dalla normativa nazionale (NTD14 Par. D.1.3). In questo caso il fattore di sicurezza si eleva fino a raggiungere un valore pari a 1,30, molto maggiore del minimo normativo.

7.2.4 COMBINAZIONE 4 Sismica SLC – invaso pieno con terremoto prevalente verso l'alto

Questa condizione di carico sismica è meno importante della precedente e presenta anch'essa uno stato tensionale sempre di compressione sia a monte che a valle (Figura 7.7).

Le compressioni massime si presentano al piede di valle 144 kPa e tale valore è ampiamente inferiore al limite di resistenza postposto (1 MPa).

Il giunto di base è sempre compresso e mostra un coefficiente di sicurezza ($SSF_{peak} = 3,75$) maggiore del minimo richiesto ($FSS = 1,15$).

7.3 RISULTATI ALLO SLE e SLD

Siccome per tutte le combinazioni di carico allo SLU e SLC prima mostrate lo stato di sollecitazione valutato per mezzo di analisi elastiche lineari è sempre di compressione e sempre inferiore alle resistenze del materiale valutate con riferimento ai limiti proposti dallo SLE, le verifiche allo SLE e SLD sono automaticamente soddisfatte.

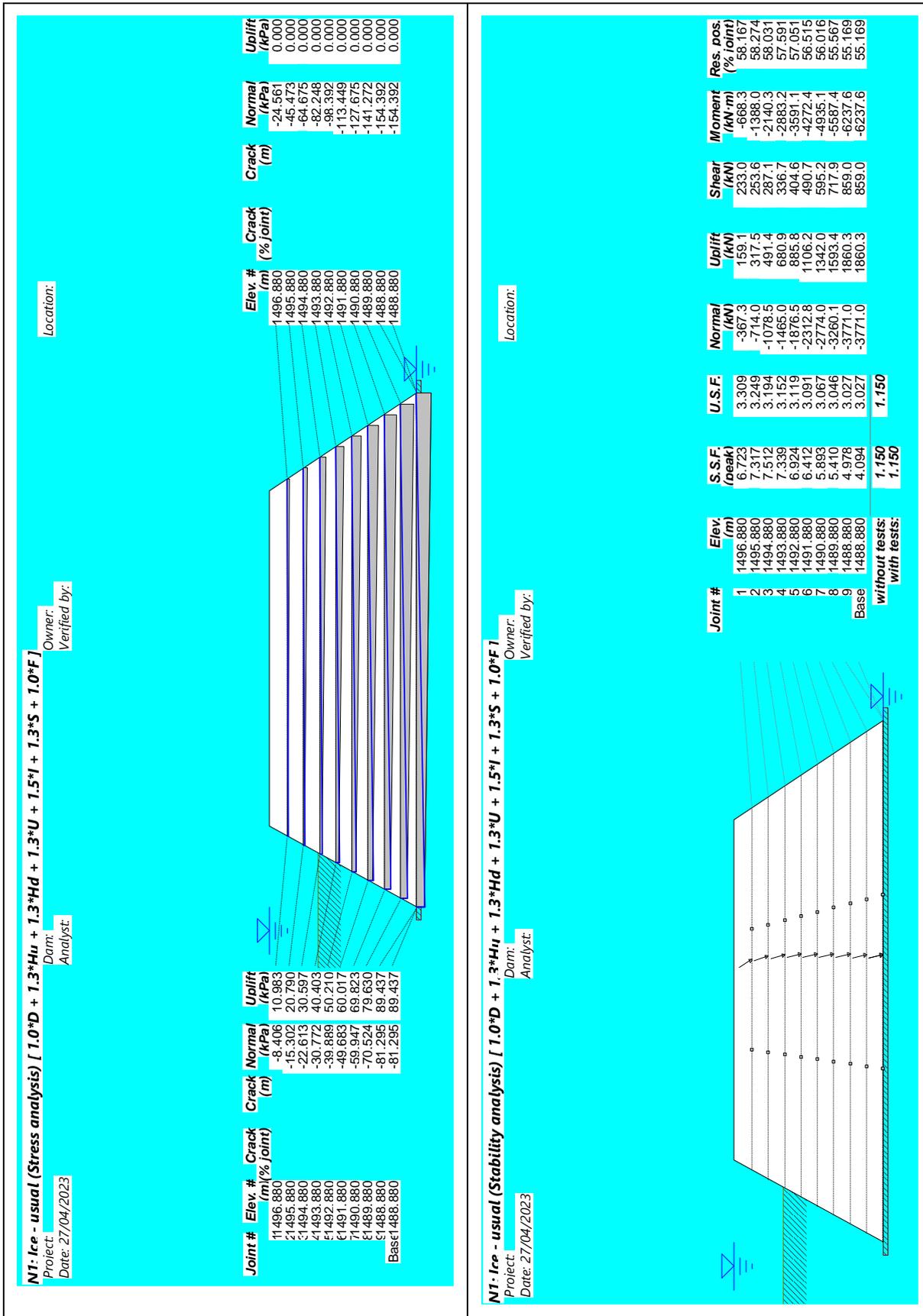


Figura 7.4 Risultati per la combinazione 1 – SLU – Fondamentale – Esercizio normale invaso pieno

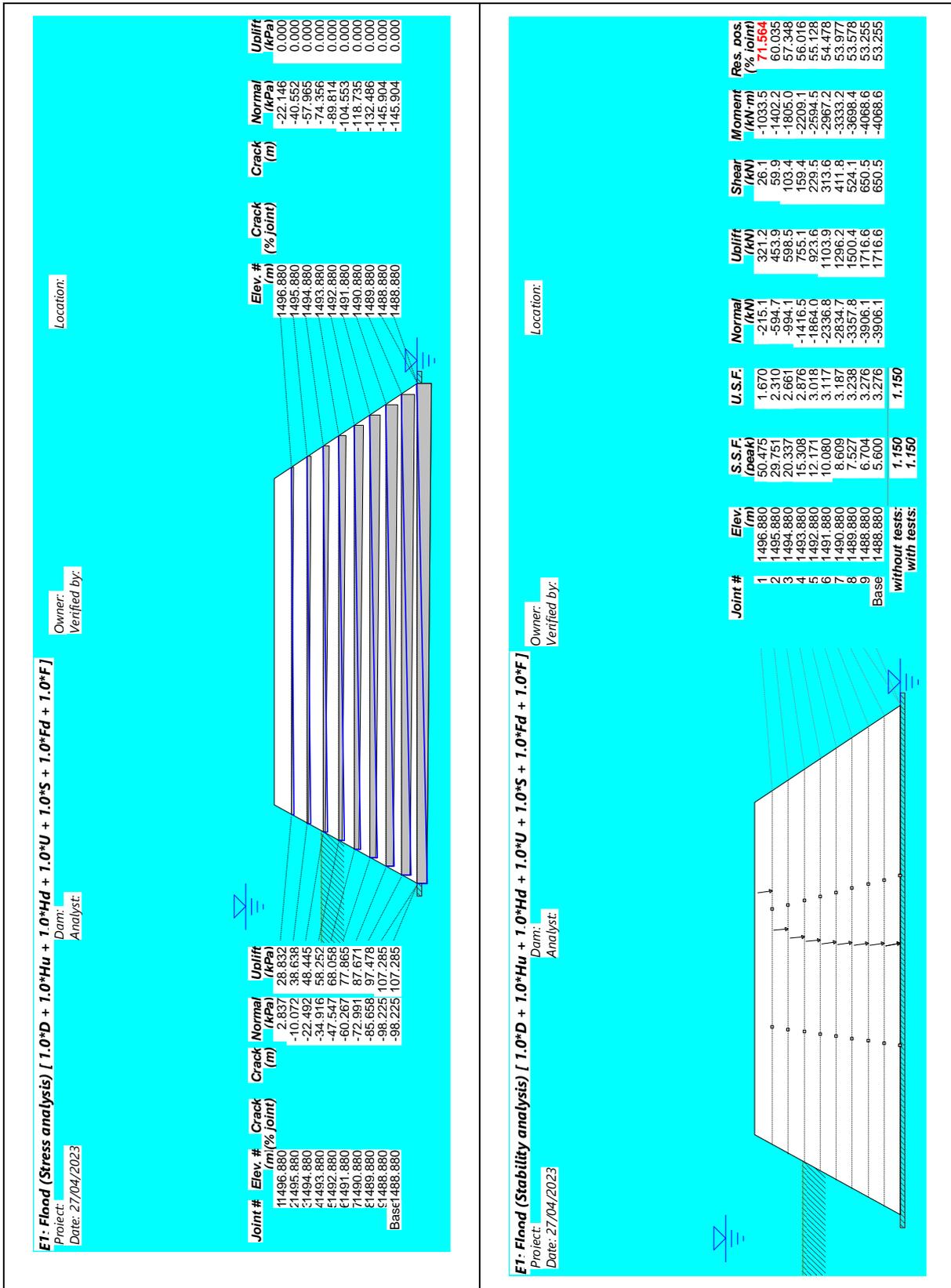


Figura 7.5 Risultati per la combinazione 2 – SLU – Eccezionale – Massimo invaso per piena di progetto

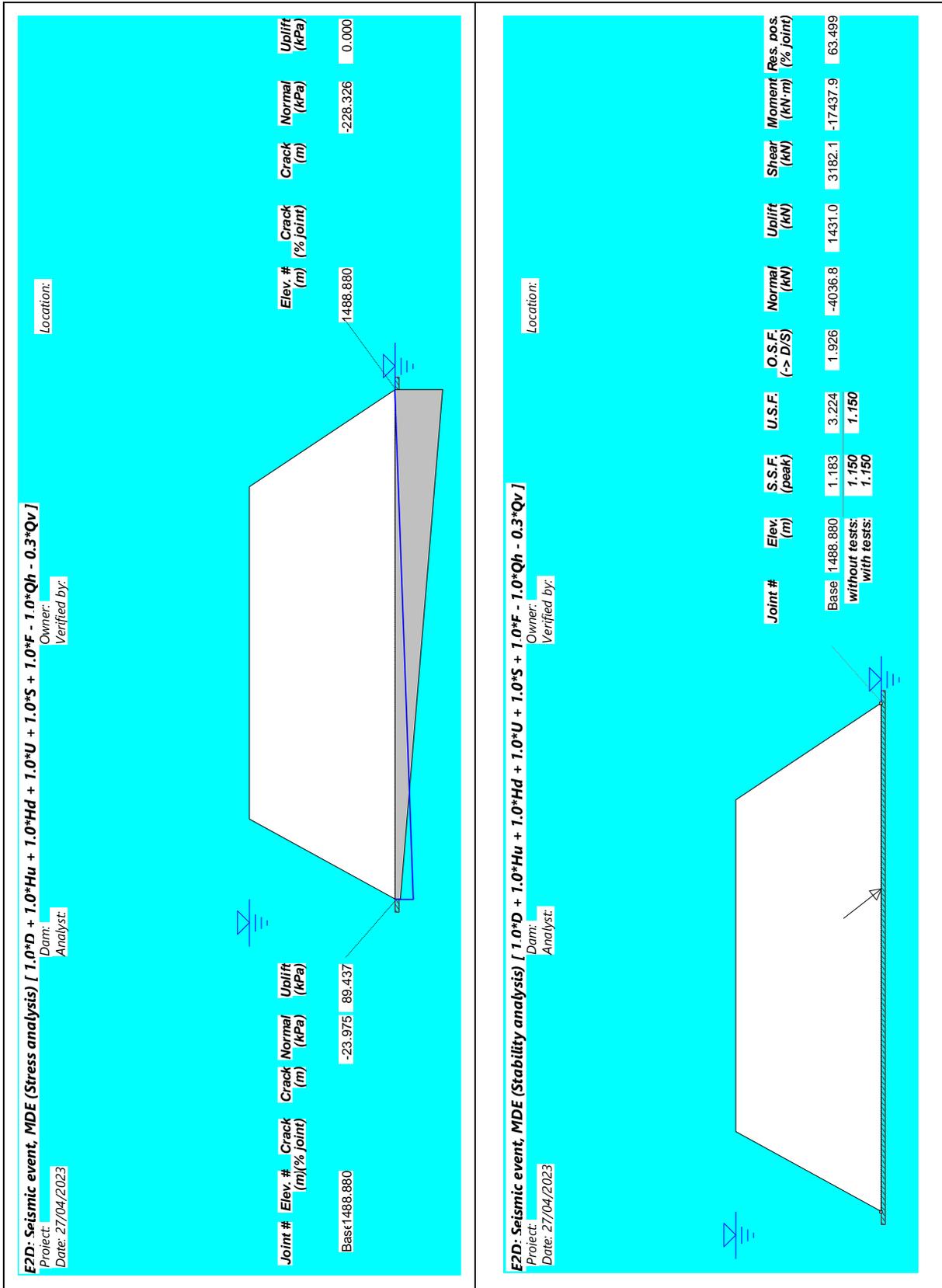


Figura 7.6 Risultati per la combinazione 3 – SLC – Sismica – azione prevalente verso valle

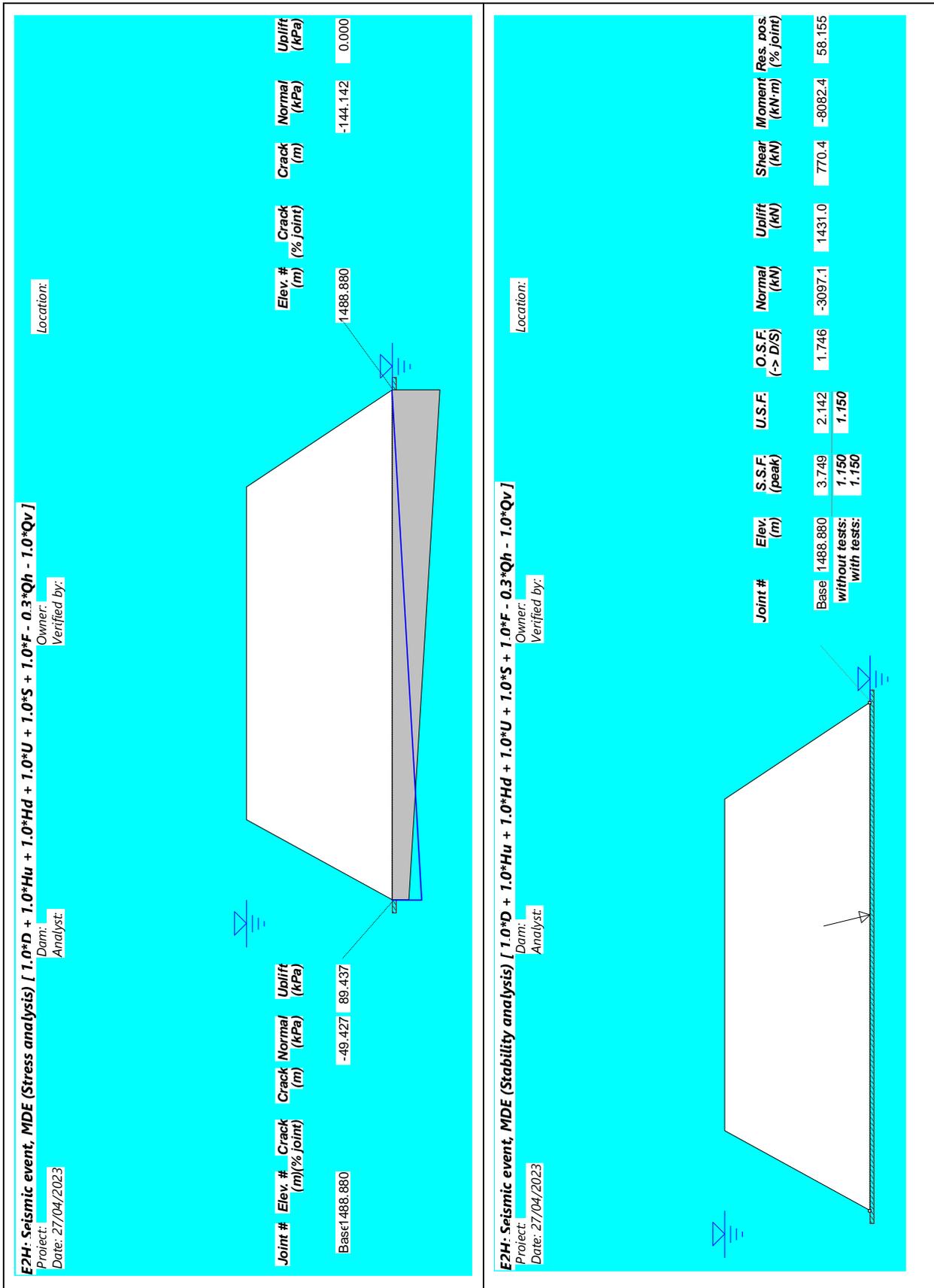


Figura 7.7 Risultati per la combinazione 4 – SLC – Sismica – azione prevalente verso l’alto

8. CONCLUSIONI

Il presente rapporto include le verifiche di sicurezza della diga di Lago Verde per il **progetto definitivo di miglioramento sismico e di recupero dell'invaso.**

Le caratteristiche di deformabilità e resistenza dei materiali assunti per le verifiche hanno tenuto in conto delle differenze esistenti tra la muratura di pietrame e malta di calce di valle e quella di monte in pietrame a secco assestato a mano. I valori adottati di resistenza provengono dai minimi di normativa e confermati da dati di letteratura tipici per le dighe in muratura.

La fondazione è composta da differenti unità geotecniche. La più superficiale è costituita da uno strato di circa 12 m sotto il piano di posa della diga di materiale sciolto costituito da ghiaia e sabbia limosa ben addensata. Le caratteristiche meccaniche di tale strato sono state dedotte da risultati di una campagna d'indagine geognostica per mezzo di sondaggi, prove di laboratorio, prove in sito e geofisica. Anche in questo caso sono stati adottati valori di minimo per i materiali indagati.

Le verifiche allo scorrimento e di resistenza sono state condotte sulle combinazioni di carico allo SLU e SLC in accordo alla NTD2014.

Il risultato di tali verifiche ha mostrato che:

- Le sollecitazioni risultano sempre di compressione con limite massimo ben inferiore alla resistenza della muratura;
- In condizione statica, anche per la condizione di carico più gravosa corrispondente al livello di invaso alla massima regolazione, il coefficiente di scorrimento risulta ampiamente maggiore del minimo richiesto (**SFF = 4,09 >> 1,15**);
- **Le verifiche a sifonamento, condotte nelle condizioni di esercizio con invaso alla quota di massima regolazione, mostrano un margine di sicurezza ampio ($i_{med} = 0,30 < i_c/3 = 0,38$) in ragione delle ipotesi estremamente cautelative considerate nelle analisi (assenza di rinterro a valle, frontiera di efflusso libera, flusso prevalentemente verticale ed assenza del taglione di monte);**
- **Il materiale di fondazione risulta essere internamente stabile e non soggetto a rischio di erosione interna per soffusione;**
- In condizione sismica la condizione più gravosa è quella allo SLC corrispondente al terremoto prevalente verso valle ed il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è maggiore del minimo richiesto (**SFF = 1,18 > 1,15 considerando il giunto di base orizzontale e SFF = 1,30 > 1,15 considerando il giunto di base inclinato del 5%**);
- Avendo calcolato le sollecitazioni allo SLU e SLC con metodi di calcolo elastici lineari ed avendole confrontate con le resistenze valide per le combinazioni rare allo SLE, risultano implicitamente verificate anche le condizioni di carico allo SLE ed SLD;
- Avendo le risultanti delle azioni sempre all'interno del terzo medio delle sezioni, è implicitamente sempre verificata la condizione di ribaltamento;
- La presenza di un sovraccarico sul paramento di valle, dovuto allo scivolo dello sfioratore, aumenta il margine di sicurezza nei confronti della verifica a rottura della fondazione. Inoltre la fondazione, nella zona di valle, è già stata sottoposta in passato a carichi ben maggiori di quelli previsti dal presente progetto senza esibire meccanismi di rottura per carico limite.

Considerando i risultati sopra esposti si può affermare che la diga di Lago Verde soddisfa tutte le verifiche di sicurezza strutturale richieste dalla norma attuale.

9. BIBLIOGRAFIA

ANCOLD (1991). Guidelines on design criteria for concrete gravity dams. Australian National Committee on Large Dams, www.ancold.org.au

BS 8002 (2015). Code of practice for earth retaining structures.

Contessini F. (1953). *Dighe e Traverse - Progetto e Costruzione*. Libreria Editrice Politecnica C. Tamburini, Milano (1953).

De Vallejo, L. G., & Ferrer, M. (2011). *Geological engineering*. CRC Press.

EC7 (2013). Eurocode 7: Geotechnical design.

Electric Power Research Institute (EPRI), *Uplift pressures, shear strengths, and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams – Volume 1*, 1992.

Fell R., MacGregor P., Stapledon D., Bell G. and Foster M. (2014). *Geotechnical Engineering of Dam*, 2nd Edition CRC Press/Balkema.

Fell, R., Wan, C.F., Cyganiewicz, J. and Foster, M. (2003). Time for development of internal erosion and piping in embankment dams. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 4, 307–314.

Fenves G., Chopra A.K. (1986). *Simplified Analysis for Earthquake-Resistant Design of Concrete Gravity Dams*. Report n. UCB/EERC-85/100. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

FERC (1991). *Engineering guidelines for evaluation of hydropower projects - Chapter III Gravity Dams*. Federal Energy Regulatory Commission, Office of Hydropower Licensing, Report No. FERC 0119-2, Washington D.C., USA.

Hough B.K. (1957). Basic soils engineering. Ronald Press. New York.

ICOLD Bulletin n. 164 (2015). Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundations.

Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1981). Soil Mechanics, SI Version. Wiley.

Lourenço P.B. et al. (2006). *Assessment of the In-Plane Shear Strength of Stone Masonry Walls by Simplified Models*. University of Minho, Department of Civil Engineering, Guimarães, Portugal.

Mononobe N., Matsuo H. (1929). *On the determination of earth pressure during earthquakes*.

Moraci N., Ielo D., Mandaglio M.C. (2016). Valutazione della stabilità interna dei terreni granulari. *Rivista Italiano di Geotecnica* 2/216.

Okabe S. (1926). "General theory of earth pressures". *Journal of Japan Society of Civil Engineering*, Vol. 12, No. 1.

Public Works & Government Services Canada (PWGSC) (2002). *Guidelines for The Seismic Assessment of Stone-Masonry St*

Rollins K., Evans M., Diehl N., Daily W. (1998). *Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 1998:124:396-405, ASCE (American Society of Civil Engineers).

Zangar C.N. (1952). *Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquake effects*. United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation. Technical Information Office. Denver Federal Center. Denver, Colorado.

USACE (1992). *The seismic design of waterfront retaining structures*. Report ITL-92-11. US Navy technical report NCEL TR-939. Ebeling R.M., Morrison E.E.Jr.

USACE (1995). *Engineering and design: Gravity dam design*. Report EM 1110-2-2000, Washington, D.C.

USACE. (2007). EM1110-2-6053. *Earthquake design and evaluation of concrete hydraulic structures*. U.S. Army Corps of Engineers. Washington D.C. 20314-1000.

USACE (2019). *Seismic retaining wall failure. Best practice in dam and levee safety risk analysis. Part E – Concrete structures. Chapter E-7*.

USBR (1987). *Design of small dams*. Denver, Colorado.