

**CONSORZIO DI BONIFICA DELLA  
BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE**

**RIFACIMENTO INVASO SUL TORRENTE SESSERA IN SOSTITUZIONE  
DELL'ESISTENTE PER IL SUPERAMENTO DELLE CRISI  
IDRICHE RICORRENTI, IL MIGLIORAMENTO DELL'EFFICIENZA IDRICA  
DEGLI INVASI ESISTENTI SUI TORRENTI RAVASANELLA ED OSTOLA,  
LA VALORIZZAZIONE AMBIENTALE DEL COMPENSORIO**

DATA PROGETTO

APRILE 2010

AGGIORNAMENTO  
PROGETTO

ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE



**CONSORZIO DI BONIFICA DELLA  
BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE**  
**STECI s.r.l.**  
SOCIETÀ DI INGEGNERIA  
13100 VERCELLI - C.so Libertà, 162  
Tel. (0161) 215335 - Fax (0161) 259070 - email steci@stecisrl.191.it  
*(dott. ing. Domenico Castelli)*

**NUOVA DIGA**

**RELAZIONE DI CALCOLO  
STRUTTURALE  
DELLO SBARRAMENTO DI RITENUTA**

ELABORATO N.

RD5

CONSULENZA MODELLAZIONE:



Prof. Ing. Claudio Scavia  
Docente di geotecnica del Politecnico di Torino  
Via Colle delle Finestre n° 4 - 10059 SUSA

**PROGETTO DEFINITIVO**

PRATICA N°10131D

ARCH. N° IB080

MODIFICHE	Aggiornamento			
AGGIORNAMENTI	Data			
CONTROLLO		OPERATORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
	Firma	GV	CS/GF	DC

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>CRITERI DI PREDIMENSIONAMENTO DELLO SBARRAMENTO</b> .....	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E STRUTTURALI DELLO SBARRAMENTO</b> .....	<b>12</b>
<b>5</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO</b> .....	<b>16</b>
<b>6</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MODELLO 3D</b> .....	<b>18</b>
<b>7</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MODELLO 2D</b> .....	<b>21</b>
<b>8</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>26</b>
<b>9</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>27</b>
9.1	PESO PROPRIO .....	28
9.2	CARICO IDROSTATICO .....	28
9.3	COAZIONI D'ORIGINE TERMICA E DA RITIRO .....	28
9.4	SPINTA DEL GHIACCIO .....	32
9.5	AZIONE INERZIALE DELLA MASSA STRUTTURALE .....	32
9.5.1	DM82 .....	33
9.5.2	NTC08 .....	35
9.5.2.1	Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche .....	37
9.5.2.2	Spettro sismico di riferimento .....	39
9.6	AZIONE INERZIALE DELL'ACQUA INVASATA .....	41
9.6.1	DM82 .....	41
9.6.2	NTC08 .....	43
9.7	SCHEMA DELLE SINGOLE CONDIZIONI DI CARICO .....	45
9.8	COMBINAZIONI DI CARICO .....	46
9.8.1	DM82 .....	46
9.8.2	NTC08 .....	47
<b>10</b>	<b>ANALISI DEI RISULTATI MODELLO 3D</b> .....	<b>50</b>
10.1	COMPORAMENTO IN BASE ALLE SINGOLE CONDIZIONI DI CARICO .....	50
10.1.1	<i>Peso proprio per fasi di costruzione [condizione CS]</i> .....	50
10.1.2	<i>Spinta idrostatica [condizione L4]</i> .....	51
10.1.3	<i>Spinta del ghiaccio [condizione L5]</i> .....	51
10.1.4	<i>Coazioni termiche da presa e ritiro [condizione L1]</i> .....	51
10.1.5	<i>Coazioni termiche per andamento rettangolare con <math>T=+12^{\circ}\text{C}</math> (termica estiva) [condizione L2]</i> .....	52
10.1.6	<i>Coazioni termiche per andamento rettangolare con <math>T=-6^{\circ}\text{C}</math> (termica invernale) [condizione L3]</i> .....	52
10.1.7	<i>Coazioni termiche per andamento rettangolare con <math>T=-7^{\circ}\text{C}</math> (variazione termica invernale) [condizione L6]</i> .....	52
10.1.8	<i>Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza <math>2^{\circ}\text{C}</math> (variazione termica invernale) [condizione L7]</i> .....	53
10.1.9	<i>Coazioni termiche per andamento rettangolare con <math>T=+12.5^{\circ}\text{C}</math> (variazione termica estiva) [condizione L8]</i> .....	53
10.1.10	<i>Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza <math>9^{\circ}\text{C}</math> (variazione termica estiva) [condizione L9]</i> .....	53
10.1.11	<i>Azione idrodinamica dell'acqua invasata</i> .....	53
10.1.12	<i>Azione inerziale della massa muraria</i> .....	53
10.1.12.1	DM82 .....	54
10.1.12.1.1	Componente ortogonale all'asse principale [condizioni RS1+ e RS1-] .....	54

10.1.12.1.2	Componente parallela all'asse principale [condizioni RS2+ e RS2-].....	54
10.1.12.1.3	Componente verticale [condizioni RS3+ e RS3-].....	54
10.1.12.1.4	Inviluppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali [condizione RS12] ....	54
10.1.12.1.5	Inviluppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali e verticali [condizione RS123]	55
10.1.12.2	NTC08 - SLV .....	55
10.1.12.2.1	Componente ortogonale all'asse principale [condizioni SLVo+ e SLVo-] .....	55
10.1.12.2.2	Componente parallela all'asse principale [condizioni SLVp+ e SLVp-] .....	56
10.1.12.2.3	Componente verticale [condizioni SLVv+ e SLVv-] .....	56
10.1.12.2.4	Inviluppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali [condizione SLVop]...	56
10.1.12.2.5	Inviluppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali e verticali [condizione SLVopv].....	56
10.1.12.3	NTC08 - SLC .....	57
10.1.12.3.1	Componente ortogonale all'asse principale [condizioni SLCo+ e SLCo-] .....	57
10.1.12.3.2	Componente parallela all'asse principale [condizioni SLCp+ e SLCp-].....	57
10.1.12.3.3	Componente verticale [condizioni SLCv+ e SLCv-].....	57
10.1.12.3.4	Inviluppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali [condizione SLCop]...	58
10.1.12.3.5	Inviluppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali e verticali [condizione SLCopv].....	58
10.2	COMBINAZIONI DI CARICO SECONDO DM82.....	58
10.2.1	<i>Combinazione A</i> .....	62
10.2.2	<i>Combinazione B</i> .....	63
10.2.3	<i>Combinazione C</i> .....	64
10.2.4	<i>Combinazione D</i> .....	65
10.2.5	<i>Combinazione E</i> .....	66
10.2.6	<i>Combinazione F</i> .....	68
10.3	COMBINAZIONI DI CARICO SECONDO NTC08 .....	70
10.3.1	<i>Combinazione A</i> .....	72
10.3.2	<i>Combinazione B</i> .....	74
10.3.3	<i>Combinazione C</i> .....	76
10.3.4	<i>Combinazione D</i> .....	77
10.3.4.1	Struttura assoggettata a spettro SLV nella situazione di serbatoio vuoto (DVv).	79
10.3.4.2	Struttura assoggettata a spettro SLC nella situazione di serbatoio vuoto (DVc).	80
10.3.4.3	Struttura assoggettata a spettro SLV nella situazione di serbatoio pieno (DPv).	81
10.3.4.4	Struttura assoggettata a spettro SLC nella situazione di serbatoio pieno (DPc).	83
<b>11</b>	<b>CONFRONTO DEI RISULTATI DELL'ANALISI TRIDIMENSIONALE CON I RISULTATI DELL'ANALISI PIANA .....</b>	<b>85</b>
11.1	SITUAZIONE A.....	86
11.2	SITUAZIONE B.....	86
11.3	SITUAZIONE C.....	87
11.4	SITUAZIONE D.....	88
11.5	SITUAZIONE E .....	89
<b>12</b>	<b>INTERAZIONE STRUTTURA-ROCCIA DI FONDAZIONE .....</b>	<b>90</b>
<b>13</b>	<b>CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE .....</b>	<b>91</b>

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda l'analisi strutturale della nuova diga ad arco-gravità che andrà a formare il nuovo sbarramento sul torrente Sessera.

La nuova diga sorgerà a circa 200 m a valle di quella esistente (Fig. 1) in una conformazione valliva favorevole come orografia e litologia alla realizzazione di opere di tale fattura, come dimostrato dal buon comportamento della diga attuale. Il manufatto avrà un'altezza di massima ritenuta pari a circa 90,65 al fine di costituire un volume di invaso di circa 12.000.000 m<sup>3</sup>.



Figura 1 - Ubicazione della nuova diga sul Torrente Sessera

L'analisi strutturale sotto le varie condizioni di carico è stata svolta in accordo alle prescrizioni sia della vigente normativa (Decreto 24 marzo 1982, *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*) sia della *Proposta di aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)* Adunanza del 25 luglio 2008, Allegato al prot. 27/2008 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici che conformerà la normativa riguardante la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento alle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Nella presente relazione si farà riferimento alle normative indicandole rispettivamente come DM82 e NTC08.

## **2 NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO**

La verifica strutturale è stata eseguita secondo le indicazioni contenute nelle norme appresso elencate :

- D.M. LL.PP. 24 marzo 1982, *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*
- D.M. 14 febbraio 1992, *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- D.M. 16 gennaio 1996, *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*
- Circolare LL.PP. 10 Aprile 1997, n. 65/AA.GG., *Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996*
- D.M. 14 gennaio 2008, *Norme tecniche per le costruzioni*
- Circolare IT 2 febbraio 2009, *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008*
- Adunanza del 25 luglio 2008, Allegato al prot. 27/2008 CSLP, *Proposta di aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*

Per il calcolo e l'interpretazione dei risultati numerici si è fatto riferimento alle seguenti fonti:

- F. Arredi, *Costruzioni idrauliche*, UTET, Torino, 1976
- E. Campini, *La ripartizione del carico idrostatico fra travi ed archi nelle dighe di ritenuta e a volta unica*, L'Energia Elettrica, N.9, 1929
- A. K. Chopra, *Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering*, Pearson-Prentice Hall, 2007
- R. Clough e J. Penzien, *Dynamics of structures*, McGraw Hill, New York, 1993
- F. Contessini, *Dighe e traverse: progetto e costruzione*, Tamburini, Milano, 1953
- C. Datei, *Introduzione allo studio delle dighe – Sbarramenti in muratura*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 1998
- G. De Martino, M. Giugni *Effetti idrodinamici sulle dighe di sbarramento durante i terremoti*, Facoltà di Ingegneria, Giornale del Genio Civile, fasc. 4-5-6 Aprile/Giugno, 1983
- C. Guidi, *Sulle dighe a volta*, Giornale del Genio Civile, 1916
- C. Guidi, *Sulle dighe a volta – Nota II*, Giornale del Genio Civile, 1918
- C. Guidi, *La statica delle dighe a volta*, L'industria, Vol. XXXII- N. 12 e 13, 1918
- G. Ippolito, *Sul calcolo delle dighe ad arco*, Unione Tipografica Combattenti, Napoli, 1922
- G. Oberti, *Diga del Lumiei – Criteri di progetto e studi sperimentali*, L'Energia Elettrica, N. 9, 1948
- S. Sammartino, *Fenomeni termici nelle dighe ad arco – Valutazione delle sollecitazioni*, L'Energia Elettrica, N. 4, 1962
- L. Santarella, *Il cemento armato*, La tecnica e la statica, XXII ed., Hoepli, Milano, 1998
- A. Stucky, M.H. Derron, *Problemes thermiques poses par la construction des barrages reservoirs*, Lausanne, 1957
- U.S.B.R., *Design of Arch Dams*, Denver, 1977
- U.S. Army Corps of Engineers, *Engineering and Design - Arch Dam Design*, EM

11110-2-2201, 31 may 1994

### 3 CRITERI DI PREDIMENSIONAMENTO DELLO SBARRAMENTO

Sebbene le caratteristiche meccaniche e strutturali dell'imposta consentissero di prevedere una tipologia di sbarramento del tipo ad arco a doppia curvatura, nel presente progetto definitivo si è ritenuto di optare per una struttura del tipo ad arco-gravità in relazione ai condizionamenti di carattere morfologico dell'imposta. Questo comporta un maggior utilizzo di materiale, ma permette di rendere più agevole la realizzazione dell'opera anche in funzione della accidentalità del sito.

In prima approssimazione il dimensionamento della struttura di ritenuta è stato approssciato con la trattazione semplificata di un telaio composto da più archi sovrapposti con diverso raggio e centro di curvatura ma quest'ultimi raccolti in un unico piano caratterizzati da un comportamento di tipo iperstatico e più mensole verticali caratterizzate da un comportamento sostanzialmente gravitazionale ed isostatico. Dalle deformazioni di archi e mensole sottoposte alle azioni dei carichi dovrà risultare una deformazione congruente per entrambi gli elementi resistenti generando quindi un vincolo comportamentale della struttura da cui si origina il presupposto della risoluzione dell'equazione di congruenza.

Facendo riferimento alla sintesi della trattazione dell'Arredi circa la ripartizione del carico idrostatico tra anelli e mensole di una struttura serbatoio riportata in Datei si è adottato uno schema di predimensionamento della diga ad arco-gravità quale tubo cilindrico con raggio  $r$  e spessore  $s$ .

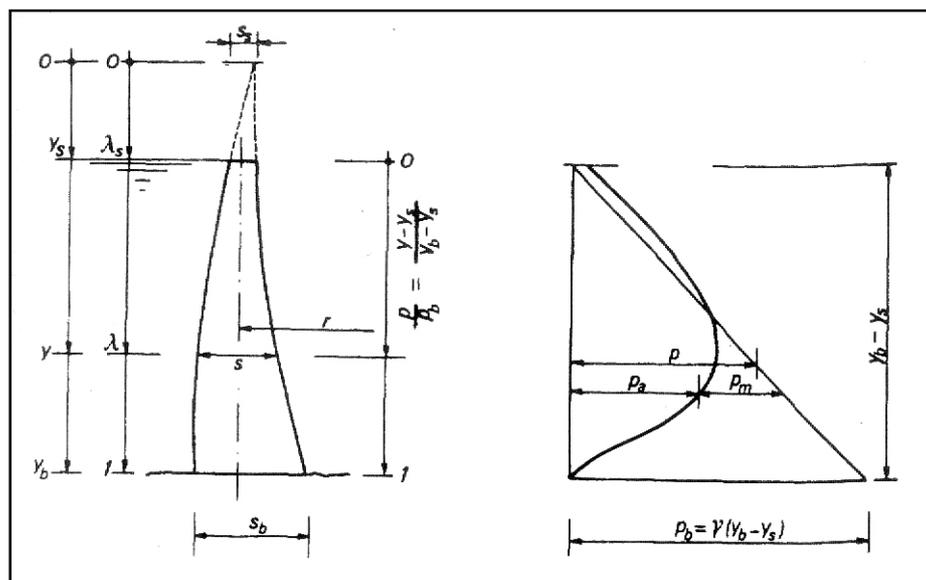


Figura 2 – Schema del modello strutturale a serbatoio. Notazioni.

Indicato con  $u$  lo spostamento radiale (positivo verso l'interno) ad una ascissa generica  $x$

determinato dall'applicazione della pressione esterna (idrostatica)  $p$ , l'allungamento e la dilatazione dell'anello considerato sono espressi, rispettivamente mediante le relazioni:  $2\pi u$  e  $u/r$ ; lo sforzo normale corrispondente risulta essere:  $N = sEu/r$ . Lo sforzo  $N$ , isolato un arco elementare  $r d\theta$ , dà luogo ad una risultante diretta radialmente:

$$q \cdot r \cdot d\theta = 2 \cdot N \cdot \sin(d\theta/2) = N \cdot d\theta$$

e quindi:

$$q = N/r = E \cdot s / (r^2) \cdot u$$

La grandezza  $q$  rappresenta la reazione unitaria elastica dell'anello in esame cosicché la striscia risulta sottoposta ad una pressione pari alla differenza

$$p - q = p - E \cdot s / (r^2) \cdot u$$

L'equazione differenziale della deformata della striscia, nella quale alla normale rigidezza  $E \cdot I$  venga sostituita l'espressione  $E \cdot I \cdot (1 - \nu^2) = E \cdot s^3 / (12 \cdot (1 - \nu^2))$  per tenere conto che la sezione della striscia stessa non si deforma trasversalmente per la presenza delle altre, notoriamente è:

$$\frac{E \cdot s^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \frac{d^2 u}{dx^2} = -M \quad [1]$$

che derivando due volte  $dM/dx = T$  e  $-dT/dx = p - q$  diventa:

$$p = \frac{E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{d^2}{dx^2} (s^3 \cdot u'') + \frac{E \cdot s}{r^2} \cdot u$$

dove:  $p$  = pressione esterna

$E$  = modulo elastico del materiale impiegato;

$u$  = spostamento radiale dell'elemento;

$r$  = raggio dell'arco considerato;

$s$  = spessore dell'arco considerato;

$\nu$  = coefficiente di Poisson.

Nota la deformata  $u(x)$  possono dedursi, oltre alle sollecitazioni  $T$  ed  $M$ , lo sforzo normale  $N$  e la rotazione  $du/dx$ .

L'equazione differenziale riportata dovrà quindi essere integrata con le seguenti condizioni al

contorno:

$$\text{coronamento:} \quad M = 0 \quad T = 0$$

$$\text{base:} \quad u = 0 \quad du/dx = 0$$

ritenendo il coronamento libero e la base perfettamente incastrata.

L'equazione differenziale [1] si presta, tenuto conto delle ipotesi che stanno alla base della sua scrittura, alla considerazione che:

$$p = \frac{E \cdot s}{r^2} \cdot u \quad \text{rappresenta la frazione del carico esterno } p(x) \text{ che va a caricare gli archi}$$

$$p = \frac{E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{d^2}{dx^2} (s^3 \cdot u'') \quad \text{rappresenta la frazione di carico esterno } p(x) \text{ che carica le mensole.}$$

L'equazione differenziale di congruenza degli spostamenti archi/mensole [1], è stata esaurientemente trattata dall'Arredi che ha trattato in modo omogeneo i casi più frequenti e cioè quelli in cui lo spessore degli archi varia in maniera lineare e quadratica, con valore nullo e non nullo in coronamento ( $s_s = 0$ ) e l'origine del punto d'incontro del prolungamento dei due paramenti (in sommità quindi  $s_s = 0$  o più in alto per  $s_s > 0$ ) (Fig. 2).

Assunta la coordinata lineare  $y$  positiva verso il basso e la sua forma dimensionale  $\lambda = y/y_b$ , la sommità viene individuata dal valore  $\lambda_s = y_s/y_b$  e la base da  $\lambda = 1$ . Il carico idrostatico alla profondità  $\lambda$  è dato, con riferimento alla base  $p_b$ , dal rapporto:

$$\frac{p}{p_b} = \frac{y - y_b}{y_b - y_s} = \frac{\lambda - \lambda_s}{1 - \lambda_s}$$

mentre lo spessore diventa:

$$s = c \cdot y^n = c \cdot (y_b)^n \cdot \lambda^n = s_b \cdot \lambda^n$$

La circostanza che la sommità abbia o non abbia spessore finito è individuata dal parametro  $\lambda_s$ , ovviamente nullo per  $s_s = 0$ ; ulteriore parametro da considerare, per porre in conto lo spessore di base ed il raggio, è  $\theta = \gamma_b^2 / s_b r$ . Sicché, in definitiva, la frazione di carico  $p_a/p_b$  da assegnare agli anelli (oppure, - ciò che lo stesso -, quella  $(p - p_a)/p_b$  da attribuire alle mensole) è una funzione del tipo:

$$\frac{p_a}{p_b} = f\left(\frac{p}{p_b}, \theta\right) \lambda_s$$

Il calcolo delle tensioni negli archi e nelle mensole non presenta difficoltà. Si ha infatti, ritenuta, come di consueto, positiva la tensione di trazione:

$$\sigma_a = -\frac{p_a r'}{s} = -\frac{Eu}{r};$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{m,i} \\ \sigma_{m,e} \end{array} \right\} = \pm \frac{6M}{s^2} = \mp \frac{Es}{s(1-\nu^2)} \frac{d^2 u}{dx^2}$$

Sulla traccia dei lavori di Arredi, altri ricercatori hanno esaminato il comportamento della struttura arco-gravità formulando significativi diagrammi che mostrano, in forma adimensionale, la ripartizione tra la quota di carico idrostatico assorbita dagli anelli e quella dalle mensole.

Nel caso in esame il predimensionamento della struttura di ritenuta è stato effettuato ricorrendo alla schematizzazione di una diga ad arco-gravità con spessore variabile con legge quadratica ( $n = 2$ ) a partire da  $s_s = 0,09$ .

Il diagramma di Fig. 3 ricavato secondo la teoria semplificata illustrata consente di determinare, per i diversi valori dell'angolo orizzontale  $\theta$  degli archi alle diverse quote, in relazione a  $\lambda_s = y_s/y_b$ , la quota di diga che viene calcolata come prevalentemente ad arco e quella come prevalentemente a gravità.

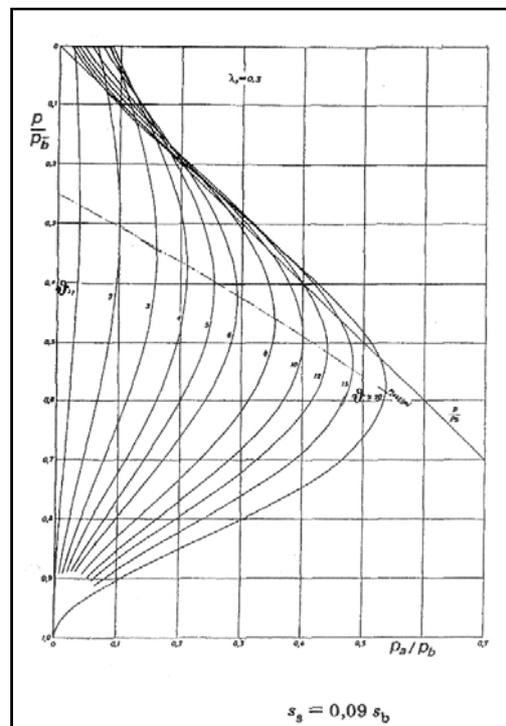


Figura 3 – Ripartizione del carico idrostatico secondo Arredi per  $n=2$ .

Definito lo spessore ai vari livelli si è stabilito il grado di concavità verticale, sia del paramento di monte che di quello di valle, tale da garantire che gli strapiombi dei rispettivi paramenti non superassero i 15°.

A tale fine si è tracciato il paramento di monte con una curvatura di 209,81 m di raggio con centro di curvatura posizionato a quota 885,85 m.s.m. Noti gli spessori del corpo diga alle varie quote e definiti i parametri del paramento di monte si può procedere geometricamente alla definizione del paramento di valle che risulterà con una concavità di raggio 129,96 m con centro di curvatura posizionato a quota 935,26 m.s.l.m.m. (cfr.Tav. DD13 allegata alla documentazione progettuale).

Giunti alla definizione della mensola maestra si è proceduto all'analisi dello sviluppo orizzontale degli archi, facendo coincidere il più possibile due esigenze:

- rendere congruenti la geometria della diga in progetto con la morfologia della vallata, limitando gli scavi allo stretto necessario;
- ottenere angoli di curvatura degli archi superiori a 90° in modo tale da garantire lo scarico delle tensioni derivanti dall'effetto arco il più possibilmente ortogonali alle superfici di scavo;

Partendo da queste premesse è stata costruita una curva verticale, ricavata per punti sulla quale sono stati individuati i raggi di curvatura alle varie quote degli archi orizzontali (Fig. 4).



Il dimensionamento dello scivolo per lo scarico di superficie ha seguito un procedimento diverso, basato su considerazioni geometriche legate alle condizioni al contorno. La larghezza dello scivolo è vincolata a monte dalle dimensioni dello sfioro che, comprensivo dello spessore della pile risulta pari a circa 60,00 m, mentre a valle è vincolata alle dimensioni trasversali della valle che non permettono di avere un'impronta superiore ai 30,00 m. Questo fa sì che lo scivolo in questione debba subire un progressivo restringimento da monte verso valle sino ad imboccare la vallata il più possibile seguendo l'asse dell'alveo naturale. Tale variazione è stata resa graduale mediante un raccordo curvo con variazione di tipo decrementale della larghezza per evitare punti di flesso troppo accentuati e relativi distacchi della vena fluida e per ridurre il più possibile l'instaurarsi di fenomeni tensionali superficiali.

Un altro elemento di cui si è tenuto conto per il dimensionamento del profilo dello scivolo è la variazione direzionale orizzontale dello scivolo, legata alla morfologia della valle, la quale svolta leggermente verso destra subito a valle della diga in progetto. Tale variazione pari circa a  $10,50^\circ$ , pur essendo limitata, ha reso necessario lo studio di uno scivolo curvo che potesse indirizzare il flusso sfiorante in asse alla vallata. Tale variazione è stata resa graduale mediante la realizzazione di uno schema di curvatura che seguisse regole di variazione incrementali e non lineari.

Si è così ottenuto uno scivolo che varia la propria direzione di pochi decimi di grado inizialmente per poi aumentare sino a metà altezza. Da qui in poi si applica l'effetto inverso andando a variare sempre meno l'angolo di rotazione orizzontale sino al raggiungimento della direzione di sbocco ottimale corrispondente a quella della vallata. Le considerazioni geometriche che sono state esposte sono state rese in forma grafica nella Tav. DD13 allegata alla documentazione progettuale. Nella Tavola in parola è stata resa inoltre la costruzione grafica della variazione geometrica dalla sezione semicircolare in corrispondenza dello sfioro sino alla sezione rettilinea del tratto terminale.

La realizzazione dello scivolo secondo i criteri di dimensionamento classici ha portato alla creazione di una porzione centrale del corpo diga che risulta più assimilabile ad una diga a gravità che a una diga ad arco-gravità.

## 4 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E STRUTTURALI DELLO SBARRAMENTO

Le dighe ad arco-gravità sono strutture monolitiche di calcestruzzo che, avendo la pianta più o meno arcuata, resistono parte come muro di sostegno e parte come volta. In pratica però perché l'effetto arco sia possibile, la sezione del muro (Tolke) deve presentare uno spessore al massimo pari alla metà di quello di una diga a gravità di pari altezza.

Secondo la classificazione, riportata dal Contessini, una diga è classificata del tipo ad arco-gravità se il rapporto fra lo spessore alla base  $b$  e l'altezza della sezione maestra  $h$ , che può essere definito come indice di snellezza della mensola, è compreso fra 0.35 e 0.65. Al di sotto del limite inferiore prevale l'effetto d'arco, mentre al di sopra del limite superiore predomina l'azione della gravità.

La nuova diga in progetto presenta un indice di snellezza della mensola della sezione maestra pari a:

$$I_{s,mc} = \frac{b}{h} = \frac{34.82}{98.53} = 0.35$$

La struttura ad arco-gravità presenta quindi un comportamento in cui, poichè l'*azione mensola* deve essere compensata dall'effetto del peso proprio, la sezione trasversale deve approssimarsi nella sua forma generica a quella delle strutture a gravità ma non identificarsi a ragione della diversa distribuzione sulla verticale delle pressioni a cui nei due casi il peso si contrappone (cfr. Contessini). Nel contempo per conseguire anche l'azione arco, con sollecitazioni massime equilibrate, ogni arco ideale orizzontale non deve avere spessore costante ma rastremato (cfr. Contessini).

Se consideriamo la diga suddivisa con piani orizzontali in strati elementari, ognuno di questi è identificabile come un anello di volta o più brevemente anello. Gli anelli della diga in progetto sono a spessore costante con direttrice circolare per cui sono individuati dallo spessore  $s$ , dal raggio  $r$  dell'asse geometrico e dall'angolo al centro  $\alpha$ .

Il rapporto fra raggio  $r$  e spessore  $s$  è definito come indice di snellezza dell'anello:

$$I_{s,a} = \frac{r}{s}$$

Tale indice fornisce una indicazione circa l'attitudine dell'anello ad assumere un comportamento ad arco.

Generalmente il pieno funzionamento ad arco si ritiene assicurato per valori dell'indice di snellezza dell'anello superiori a 4÷5 e per aperture angolari maggiori di 90°. A parità di valore dell'indice la cedevolezza dell'arco cresce con l'ampiezza angolare.

Nel caso di valori dell'indice di snellezza dell'anello inferiori a 4 la struttura tende a lavorare come trave tanto più quanto minore è il valore del rapporto tra  $r$  e  $s$ .

Nella Tab. 1 sono indicati i valori dell'indice di snellezza dell'anello valutati a diverse quote.

Quota [m s.l.m.m.]	Altezza [m]	Rintradosso [m]	Restradosso [m]	R <sub>medio</sub> [m]	Sviluppo arco monte [m]	Sviluppo arco valle [m]	Sviluppo arco medio [m]	Spessore [m]	Angolo $\alpha$ [°]	$I_{s,a}$
957	98.13	131.78	136.53	134.16	220.65	212.98	216.82	4.75	93°	28.2
947	88.13	114.74	121.51	118.13	202.19	190.05	196.12	6.77	95°30'	17.4
937	78.13	100.21	109.24	104.73	187.82	171.33	179.58	9.03	98°36'	11.6
927	68.13	88.84	100.38	94.61	173.22	152.02	162.62	11.54	98°50'	8.2
917	58.13	79.86	94.17	87.02	157.29	131.72	144.51	14.31	94°50'	6.1
907	48.13	72.53	89.92	81.23	139.47	110.52	125.00	17.39	87°31'	4.7
897	38.13	66.36	87.17	76.77	121.95	90.74	106.35	20.81	78°34'	3.7
887	28.13	60.53	85.17	72.85	103.33	70.29	86.81	24.64	66°53'	3.0
877	18.13	54.29	83.24	68.77	64.38	32.42	48.40	28.95	34°21'	2.4

**Tabella 1 – Valori dell'indice di snellezza dell'anello di volta valutati a diverse quote (cfr. Tavv. Allegate alla documentazione progettuale). L'altezza è riferita alla quota di fondo scavo pari a 858.87 m s.l.m.m.**

Considerando il rapporto fra lo sviluppo al coronamento (256.60 m circa) e l'altezza sulla fondazione (98.53 m), che è pari a circa 2.60, si riconferma la classificazione tra gli sbarramenti del tipo ad arco-gravità.

Anche a motivo dei consistenti spessori adottati per la sezione maestra, da 4.75 m (in sommità al piano di coronamento) a 34.82 m (in fondazione), il contributo statico degli elementi strutturali verticali, nei riguardi del sostegno del carico idrostatico che risulta sensibile sia verso le spalle che verso il fondo dello sbarramento è confermato dal rapporto di snellezza definito come:

$$K = \frac{A^2}{V \cdot H} = \frac{13.000^2}{290.000 \cdot 98,53} = 5.9$$

che lega la superficie della volta, il volume e l'altezza massima della diga e che, essendo inferiore a 10, colloca la struttura fra quelle con prevalente importanza dell'effetto peso.

Il profilo teorico di estradosso della sezione maestra è definito da un arco di cerchio avente raggio pari a 209.81 m che risulta tangente, in corrispondenza della quota 885.85 m s.l.m.m., all'asse verticale di riferimento. Lo strapiombo rispetto all'asse verticale di riferimento è di 12.43 m.

Il profilo teorico dell'intradosso della sezione maestra è definito invece da un arco di cerchio avente raggio pari a 129.46 m che è tangente, in corrispondenza della quota 935.26 m s.l.m.m., alla parallela all'asse verticale di riferimento posta ad una distanza di 15.35 m dall'asse stesso.

Gli spessori della sezione maestra risultano variabili da 4.75 m (in sommità al piano di coronamento) a 34.82 m (in fondazione).

I punti di estradosso e di intradosso della sezione maestra, ruotando attorno ai rispettivi centri posti alle varie quote, danno origine alla struttura spaziale utilizzata per il dimensionamento.

La diga alle varie quote presenta archi di spessore costante che presentano un ringrosso nella parte terminale, ottenuto con una curvatura più pronunciata all'intradosso della volta di modo che all'imposta gli spessori siano maggiorati al fine di limitare gli sforzi trasmessi alla roccia.

Estradosso ed intradosso sono definiti da archi di cerchio, a centro unico, i cui centri giacciono su una stessa curva contenuta nel piano di simmetria centrale della diga. Gli archi, nel loro sviluppo, definiscono una volta simmetrica rispetto all'asse della diga.

Nella parte centrale della diga è inserito lo sfioratore superficiale a soglia libera sagomato secondo il profilo Creager che ha portato come conseguenza la formazione di sovrassessori variabili, rispetto al profilo teorico, sul paramento di valle. Limitatamente alla sola zona interessata dallo sfioratore in corrispondenza della soglia di imbocco si ha una porzione di essa aggettante verso l'invaso.

E' previsto che i giunti verticali dei sovrassessori ricavati sul paramento di valle siano iniettati, pertanto essi risultano staticamente collaboranti con le strutture degli archi teorici, resi continui a giunti iniettati.

La struttura della diga è stata suddivisa, per la costruzione, in n. 11 conci il cui sviluppo

medio alla quota 957.00 m s.l.m.m. è pari a circa 20.7 m. I giunti sono sub verticali al coronamento e tendono a disporsi normali all'imposta alle quote inferiori. E' previsto che i giunti siano iniettati nella fase di massima contrazione termica della struttura e sono quindi dotati di waterstop in prossimità dei paramenti.

Planimetricamente la diga risulta essere leggermente ruotata rispetto all'asse dell'alveo per ben inserire le imposte sulle due sponde.

Gli scavi di imposta sono addentratati su entrambi i versanti, mediamente per circa 4 m, misurati secondo l'asse degli archi per riportare la fondazione degli stessi in zone poco influenzate da fenomeni di decompressione superficiale.

Il nuovo sbarramento sarà caratterizzato dai seguenti dati geometrici e dimensionali:

- Quota di fondazione: 858,87 m.s.m.
- Quota alveo naturale: 864,75 m.s.m.
- Quota di massimo invaso: 954,65 m.s.m.
- Quota massima di regolazione: 951,00 m.s.m.
- Quota coronamento: 957,40 m.s.m.
- Altezza diga (D.M. 24.03.82): 98,53 m.
- Altezza diga (D.L. 584/94): 94,40 m.
- Altezza di massima ritenuta (D.M. 24.03.82): 90,65 m.
- Lunghezza del coronamento: 256,60 m.
- Larghezza del coronamento: 4,75 m.
- Massima larghezza alla base fuori dallo scarico superficiale: 38,86 m.
- Massima larghezza alla base in corrispondenza dello scarico superficiale: 92,82 m.
- Massimo raggio di curvatura: 131,78 m.
- Minimo raggio di curvatura: 67,90 m.
- Massimo angolo orizzontale: 98,05°
- Minimo angolo orizzontale: 70,29°
- Volume di calcestruzzo: 290.000 mc.
- Volume di scavo per le fondazioni: 120.000 mc.
- Volume totale invaso (D.M. 24.03.82): 12.950.000 mc.

- Volume utile di regolazione (D.M. 24.03.82): 11.878.800 mc.
- Volume invaso (D.L. 584/94):12.380.000 mc.
- Volume di laminazione: 570.000
- Franco: 2,75 m.
- Franco netto: 2,00 m.

## 5 MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo delle dighe a volta con l'applicazione dei metodi usuali si avvale normalmente di ipotesi semplificative circa la ripartizione del carico idrostatico, che conducono alla schematizzazione della struttura in un numero limitato di elementi verticali –mensole- ed elementi orizzontali –archi- tra loro mutuamente collegati.

Nel caso specifico con tali metodi di calcolo non si potrebbero tenere adeguatamente in conto le caratteristiche principali dello sbarramento; dovrebbero essere infatti trascurati i sovrappessori e la profilatura d'imbocco dello scarico di superficie che invece, per la conformazione della valle, condizionano in maniera sostanziale la geometria dello sbarramento.

Per questa ragione si è fatto ricorso ad una schematizzazione della struttura con un modello tridimensionale agli elementi finiti in grado di rappresentare, pur con i limiti dell'approssimazione del metodo, l'effettivo comportamento dell'opera per le varie condizioni di carico cui sarà sottoposta.

Si è fatto uso del software agli elementi finiti Midas FEA della ditta Midas IT. MIDAS/FEA è stato sviluppato in joint venture con TNO-DIANA, famosa società di R&D del Gruppo TNO di Delft. La collaborazione con TNO-DIANA, legata ad una delle più note Università per i problemi geotecnici ed idraulici, il TU Delft, è fondamentale per la validazione dei modelli e dei solutori.

Nel modello sono stati impiegati elementi finiti tridimensionali isoparametrici a 4 nodi ad ognuno dei quali sono associati tre gradi di libertà (x,y,z) che sono i più adatti per geometrie irregolari e complesse come quelle definite dall'ammasso roccioso e dalla diga in progetto.

A causa di questa caratteristica tali elementi presentano delle buone caratteristiche di approssimazione dello stato di sforzo nelle zone in cui lo si possa considerare costante.

E' questo ad esempio il caso di archi in cui la curva delle pressioni risulti avere piccola eccentricità rispetto al centro elastico della sezione trasversale. Nei casi invece di grande eccentricità, poiché lo stato di sforzo varierebbe linearmente nella sezione trasversale, per ottenere una buona approssimazione sarebbe richiesto un gran numero di elementi a stati di sforzo costante all'interno della sezione stessa. Tali peculiarità, come si vedrà nei prossimi capitoli, hanno influenzato significativamente i risultati del modello.

E' inoltre da osservare che, secondo la teoria dell'elasticità, la presenza di spigoli in un continuo tridimensionale dà luogo a concentrazioni di tensione che sono puntualmente (all'apice dello spigolo) infinite, come riportato dalla teoria della meccanica della frattura.

Per eliminare tali concentrazioni di sforzo si realizzano costruttivamente degli arrotondamenti, anche minimi, al fine di creare una superficie di raccordo anziché uno spigolo vivo. Operativamente, nella modellazione di tali parti, possono seguirsi due approcci: il primo consiste nell'eliminare geometricamente lo spigolo mentre con il secondo si trascurano i picchi di tensione dovuti a questi effetti poiché saranno eliminati automaticamente dalla presenza di opportuni dettagli costruttivi. Nel nostro caso si è scelto di mantenere gli spigoli nella geometria del modello in quanto l'arrotondamento degli stessi avrebbe richiesto un numero elevatissimo di elementi finiti senza beneficio alcuno per la modellazione complessiva.

Gli elementi finiti, che rappresentano la roccia di fondazione e la massa muraria della diga, sono stati scelti nella famiglia delle funzioni di forma del primo ordine. Presentano quindi uno stato di tensione e deformazione costante al loro interno, ed è quindi necessario che la discretizzazione sia sufficientemente fine da cogliere la variabilità degli sforzi da punto a punto. D'altro canto il numero totale di variabili deve essere gestibile dal programma di calcolo cosicché la loro dimensione non può essere eccessivamente piccola. Come conseguenza si ottiene una discontinuità tra elementi adiacenti nel campo delle tensioni e, nel caso in esame, maggiori concentrazioni di sforzo negli spigoli di imposta della diga.

Il calcolo è stato condotto anche nel caso bidimensionale allestendo un opportuno modello 2D considerando gli archi indipendenti rispettivamente alle quote: 907, 917, 927 e 937 m s.l.m.m. Si è inoltre modellata la sezione maestra della diga. Nei vari modelli sono stati impiegati elementi finiti bidimensionali isoparametrici a 3 e 4 nodi ad ognuno dei quali sono associati due gradi di

libertà.

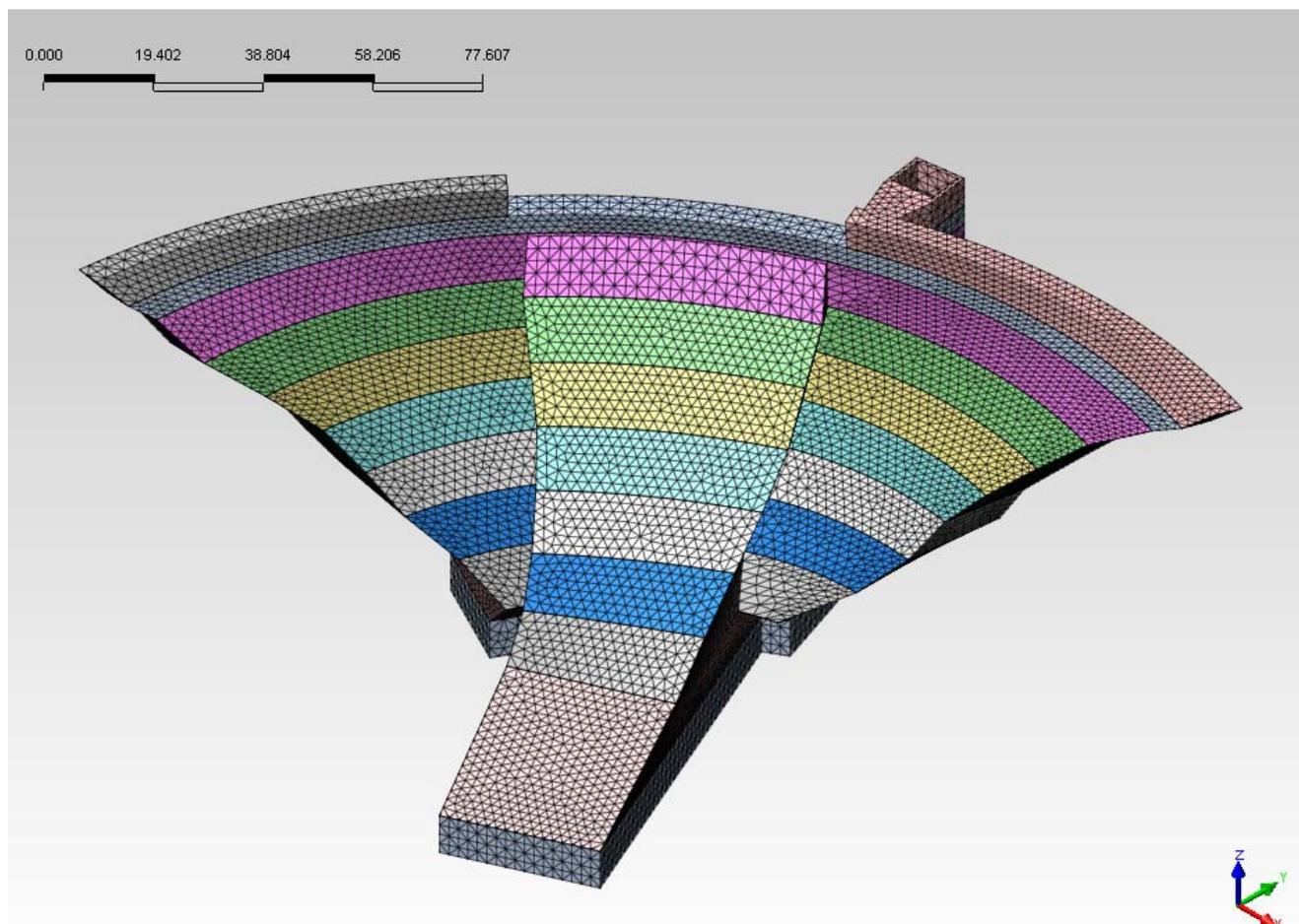
Le proprietà dell'elemento finito, nei due casi 3D e 2D, sono elastiche ed isotrope e pertanto caratterizzate dal modulo di elasticità  $E$  e dal coefficiente di Poisson  $\nu$ , oltre che dal peso proprio.

## **6 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MODELLO 3D**

Il modello nel suo complesso roccia di fondazione e diga è stato rappresentato con 563.096 elementi.

La struttura muraria della diga è stata rappresentata con 197.284 elementi connessi in 40.335 nodi. La mesh è stata ottenuta discretizzando la diga suddividendola in altezza in 13 elementi. Tale suddivisione ha portato ad avere elementi con dimensioni poco variabili nel corpo diga.

In Fig. 5 è riportato lo schema dei blocchi con la corrispondente mesh.

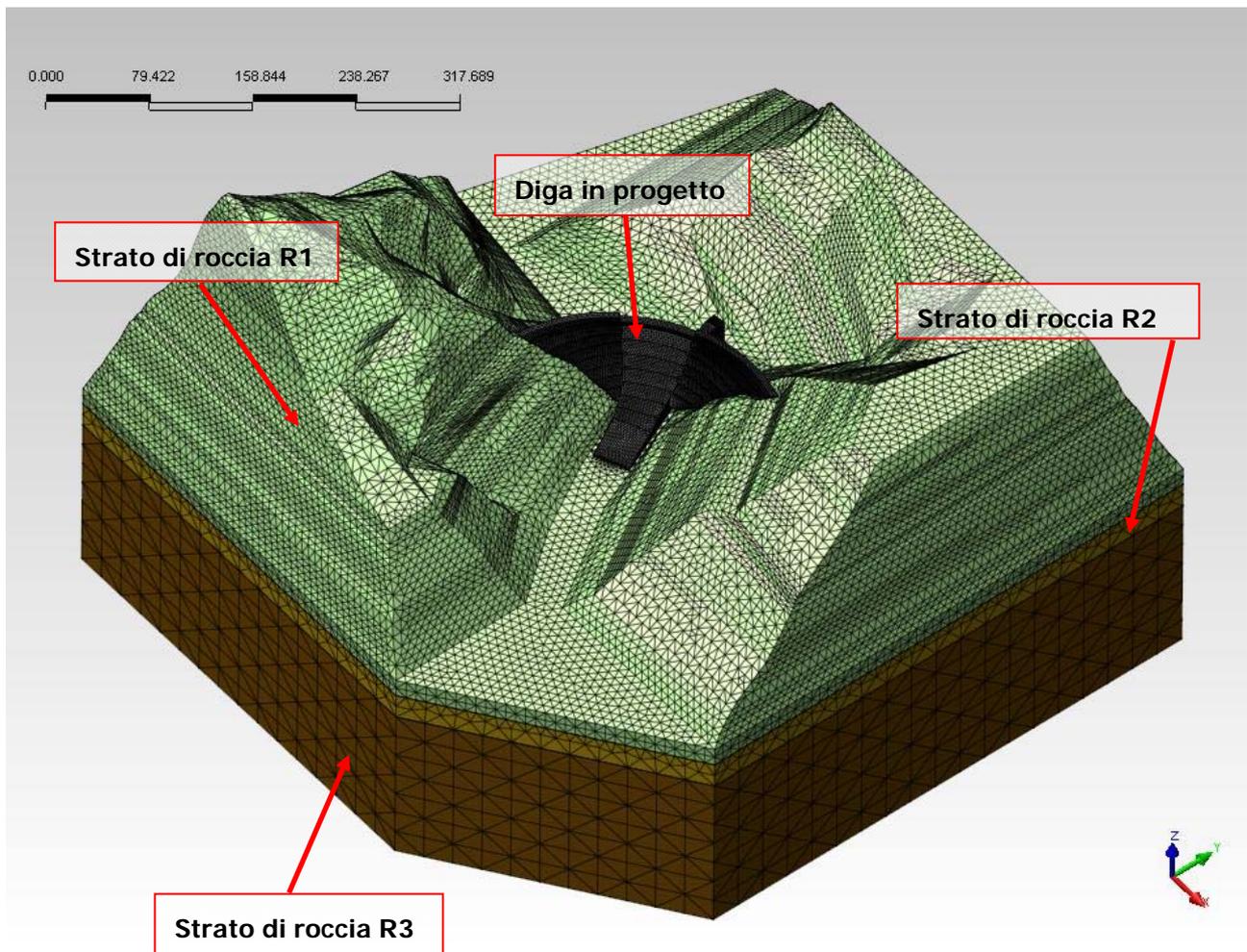


**Figura 5 – Vista assonometrica del modello strutturale della diga del lato di valle con riportato il sistema di riferimento globale della mesh**

La modellazione della roccia di fondazione è stata estesa per una profondità massima al di sotto del piano di posa della fondazione della parte centrale della diga di circa 192 m, in accordo con le usuali raccomandazioni reperibili in letteratura.

Le dimensioni del volume di roccia sono state scelte in modo che i nodi di confine risultino situati ad una distanza sufficientemente lontana dalle fondazioni (circa 200 m) per non essere influenzati dalla struttura di sbarramento. La roccia di fondazione è stata complessivamente modellata con 365.812 elementi connessi in 77.991 nodi.

In Fig.6 è rappresentata la mesh di calcolo del modello e lo schema dei materiali impiegati:



**Figura 6 - Rappresentazione della mesh di calcolo del modello e dello schema dei materiali**

La roccia di fondazione è stata suddivisa in tre strati rappresentativi delle caratteristiche geomeccaniche in sito.

Lo strato superiore indicato come R1 si estende fino ad una profondità di 10 m al di sotto del piano di fondazione della diga. Lo strato intermedio R2 ha una potenza di 25 m mentre la roccia profonda R3 ha una potenza di 157 m.

Il modello è stato assoggettato alle condizioni di vincolo più idonee a rappresentare le condizioni reali, nello specifico lo strato profondo R3 è incastrato alla base, mentre la superficie laterale degli strati R2 e R3 è vincolata mediante lo schema del carrello, lo strato superficiale R1 è vincolato attraverso delle molle con costante di rigidezza (K) stimata pari a 180.000 kN/m<sup>3</sup>.

Il valore della costante di rigidezza dello strato superficiale R1 è stato stimato predisponendo un apposito modello della roccia di fondazione comprendente i tre strati rappresentativi senza la

diga. L'intero volume di roccia è stato incastrato alla base dello strato R3, mentre la superficie laterale degli strati R2 e R3 è stata vincolata mediante lo schema del carrello.

Il valore della costante  $K$  è stato stimato applicando ad una porzione dello strato R1, in corrispondenza della quota media dello strato in parola, una pressione unitaria di  $1\text{kN/m}^2$ . Determinato lo spostamento conseguente all'applicazione del carico, il cui valore risulta essere pari a  $5.5 \cdot 10^{-6}$  m, è stato possibile calcolare il valore della costante  $K$  per il tramite della legge di Hooke che esprime la relazione costitutiva di comportamento dei materiali elastici.

Nel modello non sono stati definiti i giunti di costruzione né il pulvino di fondazione, reso solidale con la diga. Si osservi come la rimozione dei giunti dal modello sia un procedimento staticamente a vantaggio di sicurezza. I giunti infatti evitano l'insorgenza di tensioni interne che potrebbero fessurare la diga, eliminarli dal modello può quindi implicare di ottenere uno stato di tensione puntualmente superiore a quello reale. Si è tenuto conto della temperatura di sigillatura dei giunti, aspetto cruciale per l'instaurazione di un corretto stato tensionale dovuto alla distorsioni termiche che risulta sempre molto importante. Tale aspetto sarà trattato nel capitolo 9.3 riguardante l'analisi dei carichi d'origine termica e da ritiro.

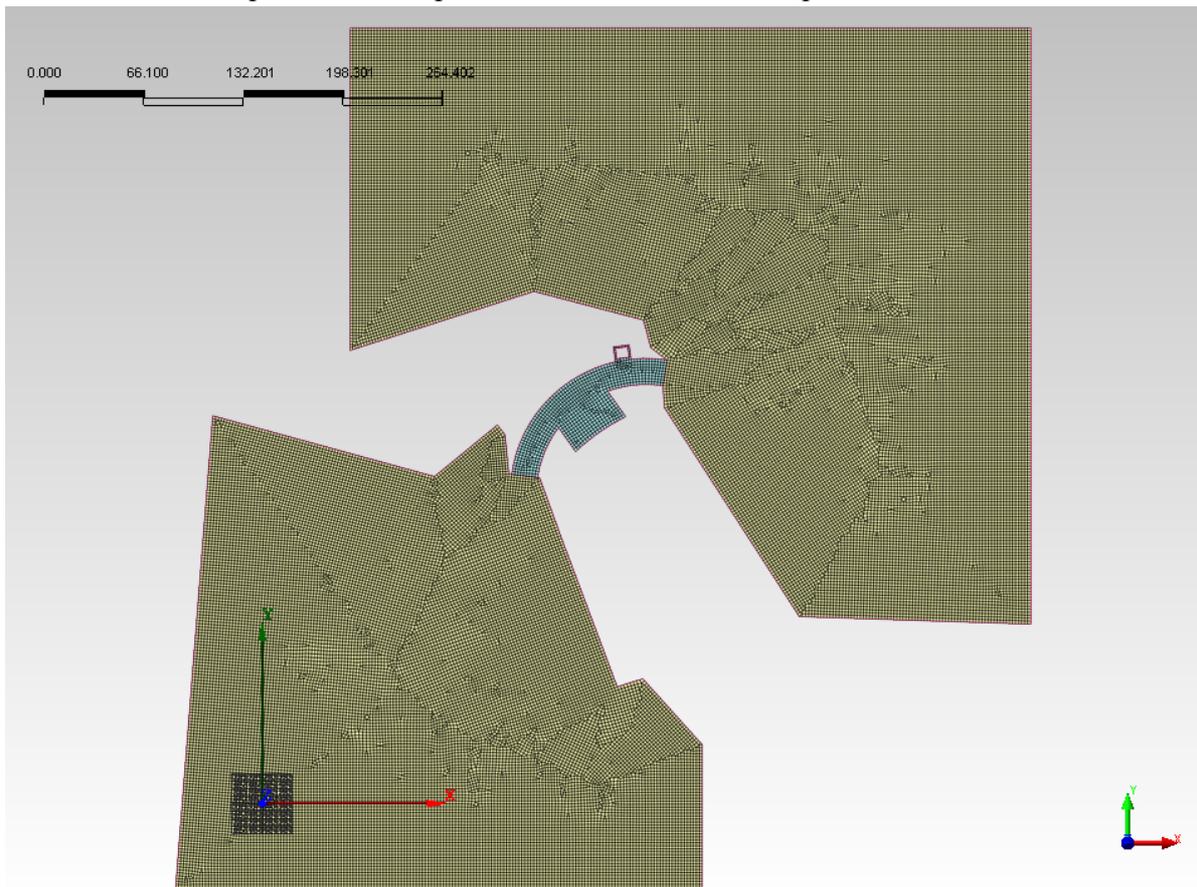
Il modello della diga comprende anche la torre di presa, la quale peraltro è oggetto di modellazione e di indagine separate mediante un apposito modello (cfr. con la relazione 10131D-RD6 allegata alla documentazione progettuale). La presenza della torre, necessaria per simulare il trasferimento delle azioni al corpo diga, ha delle dimensioni in sezione naturalmente molto diverse da quelle della diga ragion per cui dovendo ottimizzare la mesh per la corretta descrizione del comportamento statico della diga questa risulta inadatta a ben descrivere il comportamento della torre. La torre nel presente modello è idealizzata con elementi di dimensioni tali da introdurre in particolare nella zona di imposta della fondazione delle distorsioni dello stato tensionale.

Le unità di misura utilizzate nella modellazione in aderenza al sistema SI sono il Newton (con i suoi multipli), il metro e le relative unità derivate.

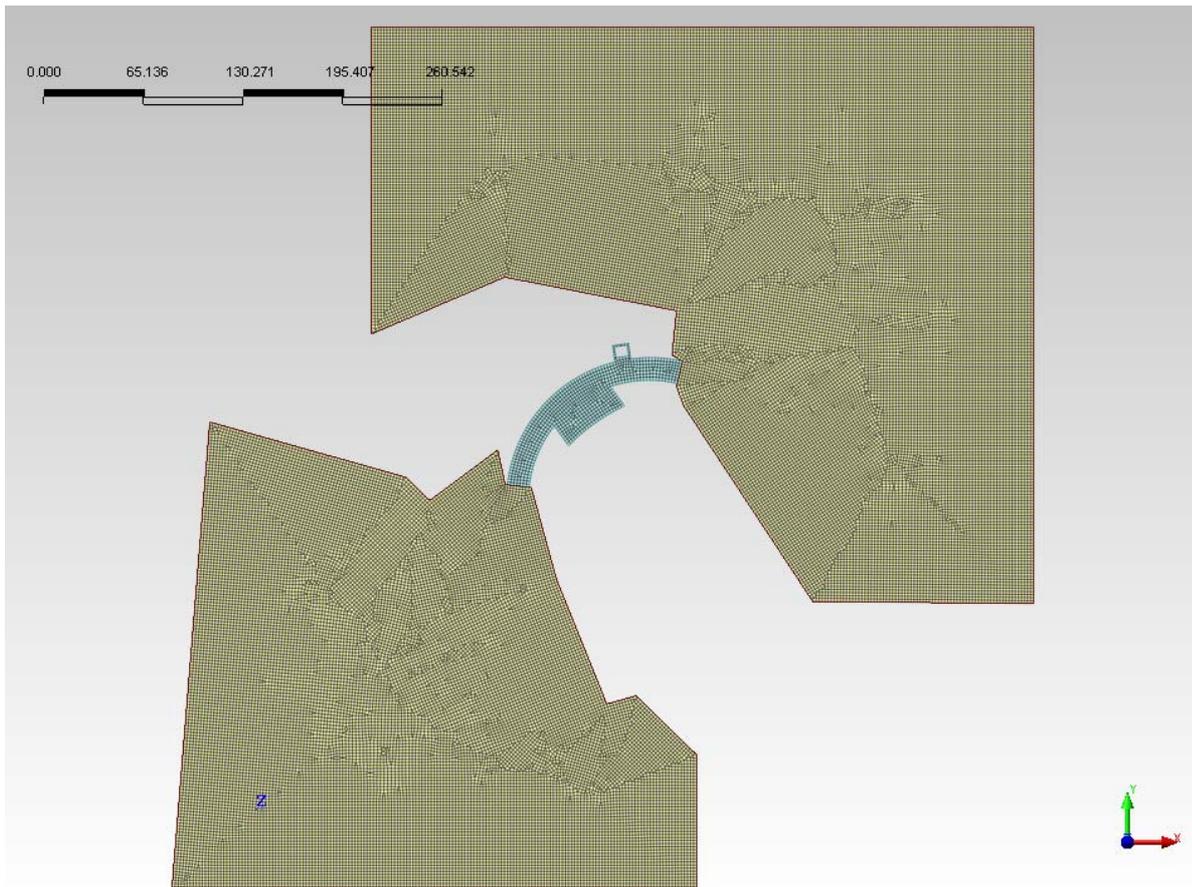
## **7 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MODELLO 2D**

I modelli degli archi della diga considerati alle quote 907, 917, 927 e 937 m s.l.m.m. e della sezione maestra nel loro complesso con la roccia di fondazione sono rappresentati dai seguenti schemi:

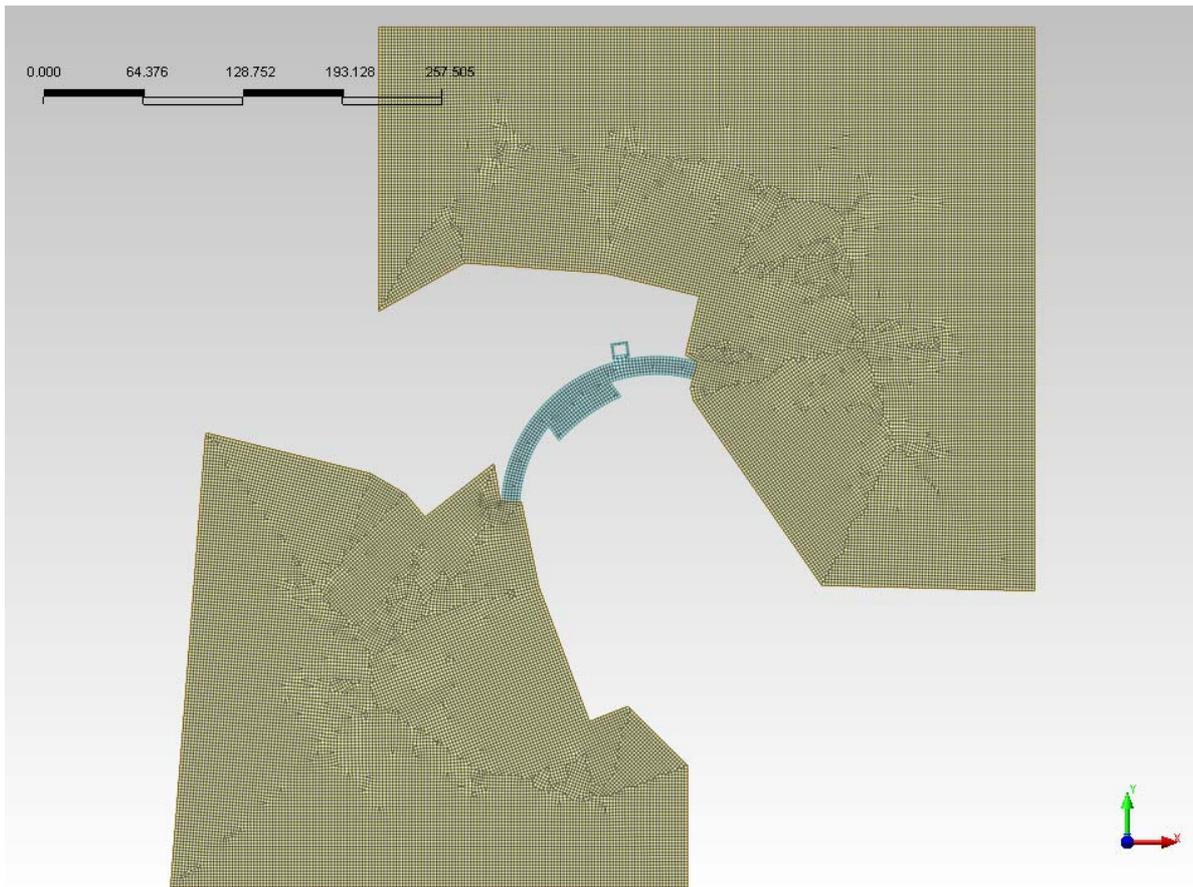
- Arco Q907: il modello è rappresentato con 54.700 elementi, dei quali 838 (connessi in 920 nodi) rendono la struttura muraria della diga ed i restanti 53.862 (connessi in 54.062 nodi) la roccia di fondazione. L'estensione della roccia di fondazione è la stessa di quella che compete alla sezione alla stessa quota del modello 3D.



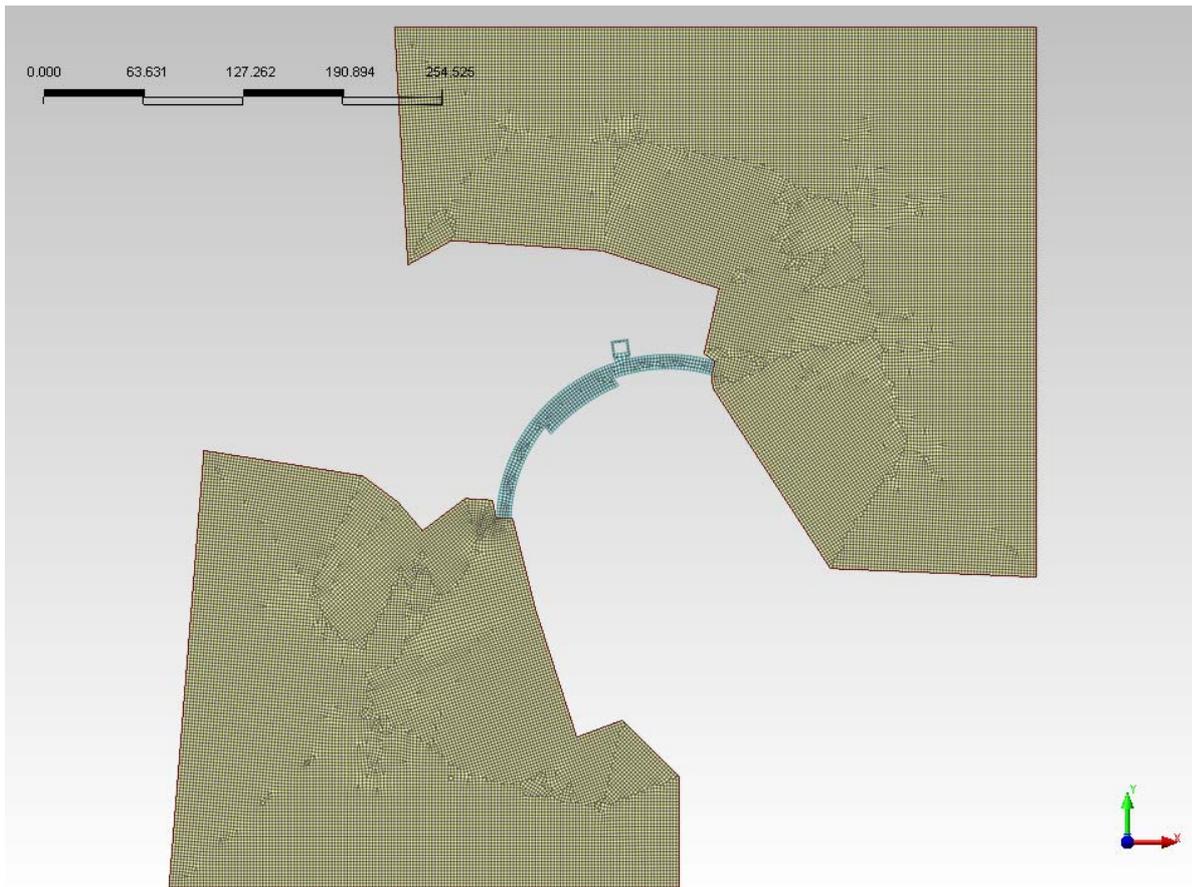
- Arco Q917: il modello è rappresentato con 49.880 elementi, dei quali 764 (connessi in 853 nodi) rendono la struttura muraria della diga ed i restanti 49.116 (connessi in 49.317 nodi) la roccia di fondazione. L'estensione della roccia di fondazione è la stessa di quella che compete alla sezione alla stessa quota del modello 3D.



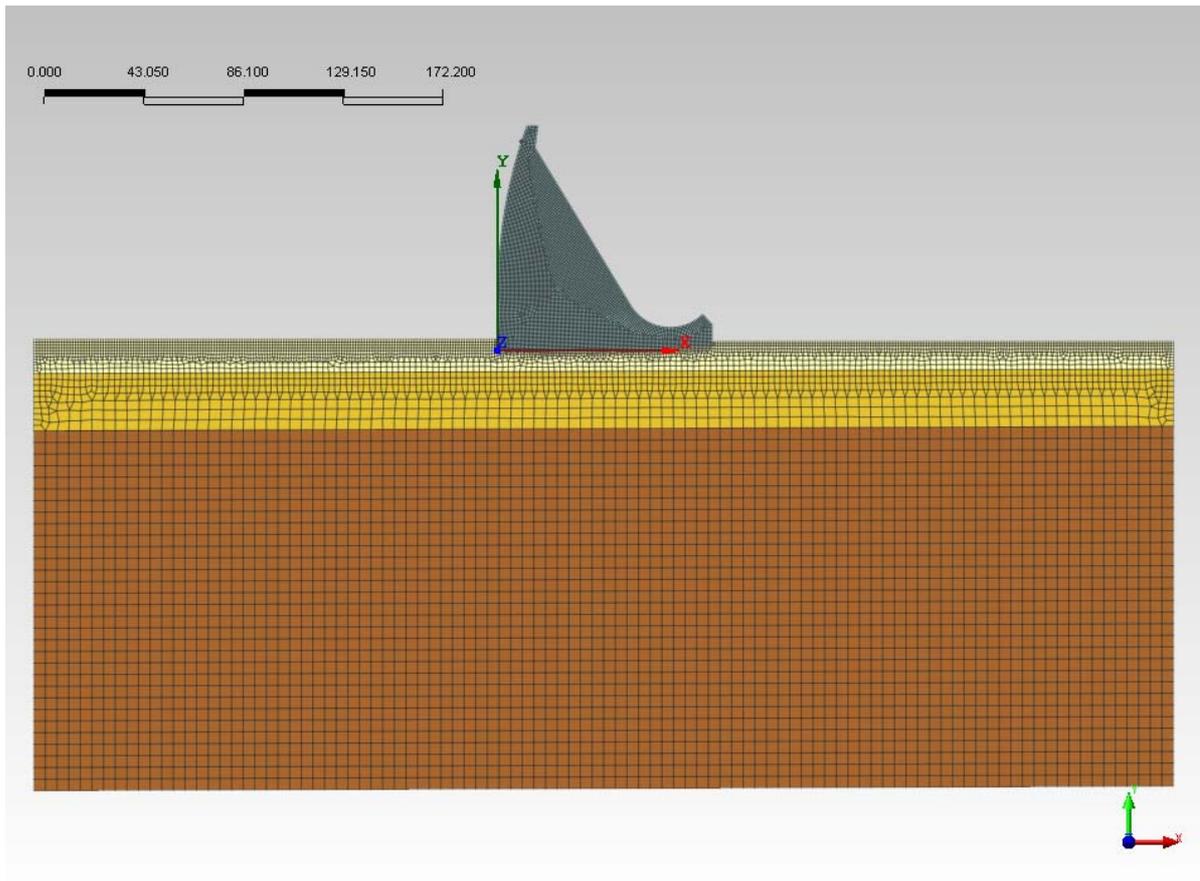
- Arco Q927: il modello è rappresentato con 46.256 elementi, dei quali 684 (connessi in 785 nodi) rendono la struttura muraria della diga ed i restanti 45.572 (connessi in 45.804 nodi) la roccia di fondazione. L'estensione della roccia di fondazione è la stessa di quella che compete alla sezione alla stessa quota del modello 3D.



- Arco Q937: il modello è rappresentato con 42.044 elementi, dei quali 571 (connessi in 671 nodi) rendono la struttura muraria della diga ed i restanti 41.473 (connessi in 41.756 nodi) la roccia di fondazione. L'estensione della roccia di fondazione è la stessa di quella che compete alla sezione alla stessa quota del modello 3D.



- Sezione maestra: il modello nel suo complesso roccia di fondazione e diga è rappresentato con 13.374 elementi. La struttura muraria della sezione maestra della diga è stata rappresentata con 6.163 elementi connessi in 6.317 nodi. La modellazione della roccia di fondazione è stata estesa per una profondità massima al di sotto del piano di posa della fondazione di circa 192 m, così come fatto per il modello tridimensionale. La roccia di fondazione è stata modellata complessivamente con 7.211 elementi connessi in 8.000 nodi. La roccia di fondazione è stata suddivisa nei tre strati rappresentativi delle caratteristiche geomeccaniche del sito.



I modelli sono stati assoggettati alle condizioni di vincolo più idonee a rappresentare le condizioni reali, nello specifico per quanto riguarda i modelli degli archi si è posto il vincolo dell'incastro sui bordi esterni dello strato di roccia R1 mentre per quanto riguarda la mensola si è adottato lo stesso schema utilizzato per il modello 3D. In quest'ultimo caso si è incastrato alla base lo strato R3, mentre i lati verticali degli strati R2 e R3 sono stati vincolati mediante lo schema del carrello, infine lo strato R1 è vincolato attraverso delle molle con costante di rigidezza stimata pari a  $180.000 \text{ kN/m}^3$ .

## 8 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali adottate nelle calcolazioni, sulla base di quanto valutato nella relazione geologica, sono le seguenti:

- Calcestruzzo della diga

Modulo di elasticità E:  $30.471 \text{ MPa}$ ; ai fini delle coazioni indotte dalle variazioni

termiche si è considerato un E ridotto di metà: 15.235,500 MPa

Coefficiente di contrazione laterale  $\nu$ : 0.2

Densità: 23,5 kN/m<sup>3</sup>

- Roccia di fondazione R1

Modulo di elasticità E: 10.000 MPa

Coefficiente di contrazione laterale  $\nu$ : 0.2

Densità: 29 kN/m<sup>3</sup>

- Roccia di fondazione R2

Modulo di elasticità E: 15.000 MPa

Coefficiente di contrazione laterale  $\nu$ : 0.2

Densità: 29 kN/m<sup>3</sup>

- Roccia di fondazione R3

Modulo di elasticità E: 30.000 MPa

Coefficiente di contrazione laterale  $\nu$ : 0.2

Densità: 29 kN/m<sup>3</sup>

## 9 ANALISI DEI CARICHI

La struttura è stata esaminata per le seguenti condizioni di carico previste dal vigente Regolamento Dighe (Decreto 24 marzo 1982, *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*):

- peso proprio;
- carico idrostatico;
- coazioni d'origine termica e da ritiro;
- spinta del ghiaccio;
- azione sismica con sovraspinta idrodinamica.

Sono state analizzate anche le condizioni di carico delineate nella “*Proposta di aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di*

*ritenuta (dighe e traverse)*” Adunanza del 25 luglio 2008, Allegato al prot. 27/2008 il cui intento è uniformare il Regolamento Dighe alle vigenti Norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

### **9.1 *Peso proprio***

Il modello di calcolo tridimensionale utilizzato ha permesso di analizzare la condizione di peso proprio con successivi incrementi di carico.

Sono stati utilizzati 12 passi di calcolo per ognuno dei quali sono stati attivati gli elementi delle mesh corrispondenti all'incremento di carico considerato.

Tale analisi incrementale, che schematizza le fasi di costruzione dello sbarramento in maniera soddisfacente, si è resa necessaria per eliminare gli anomali effetti di aggrappo della struttura alle sponde nella parte alta della sezione di imposta. Tali fenomeni si manifestano infatti con le analisi agli elementi finiti qualora si proceda all'applicazione del carico in un'unica fase.

### **9.2 *Carico idrostatico***

Per l'analisi di questa condizione si è cautelativamente fatto riferimento esclusivamente al livello di massimo invaso pari a 954.65 m s.l.m.m. Il DM82 prevede infatti che nel caso in cui gli sfioratori siano in tutto a soglia libera la corrispondente quota di evacuazione da considerare sia quella corrispondente ad un valore di portata metà della massima prevista.

Le pressioni dovute a tale livello di invaso sono state applicate sulle facce degli elementi a contatto con l'acqua sia lato struttura muraria sia lato sponde del lago artificiale in funzione dell'altezza.

### **9.3 *Coazioni d'origine termica e da ritiro***

La caratterizzazione degli aspetti termici ai fini della definizione delle escursioni termiche a monte e a valle della diga nella condizione di serbatoio vuoto e di serbatoio pieno è stata determinata mediante l'analisi dei dati delle osservazioni termometriche medie mensili registrate all'osservatorio di Oropa (Lat. 45.37°N Long. 07.58°E 1180 m s.l.m.m.) nel periodo 1920-2009. La

diga attuale possiede delle serie termometriche che partono dall'anno 1998 per cui si è ritenuto conservativo riferirsi ad un sito simile avente una serie storica ben più significativa.

Si è ricavato che la temperatura ambientale media giornaliera raggiunge in inverno  $-1^{\circ}\text{C}$  e in estate  $+17^{\circ}\text{C}$ ; la temperatura ambiente a monte della diga nelle condizioni di serbatoio pieno è stata considerata rispettivamente con temperature medie giornaliere rispettivamente di  $-3^{\circ}\text{C}$  e  $+8^{\circ}\text{C}$ ; tali valori sono stati stimati da considerazioni fatte a partire dalle misurazioni della temperatura dell'acqua dell'invaso in superficie e a  $-5\text{m}$  dal livello d'invaso effettuate per la diga esistente.

Nella Tab. 2 sono indicate le temperature medie di riferimento per le calcolazioni di progetto.

	Serbatoio vuoto monte-valle	Serbatoio pieno monte-valle	
Estate	$+17^{\circ}\text{C}$	$+8^{\circ}\text{C}$	$+17^{\circ}\text{C}$
Inverno	$-1^{\circ}\text{C}$	$-3^{\circ}\text{C}$	$-1^{\circ}\text{C}$

**Tabella 2 – Temperature medie di riferimento per le calcolazioni di progetto a monte e a valle dello sbarramento nelle due condizioni di serbatoio vuoto e di serbatoio pieno.**

La temperatura di chiusura dei giunti è stata progettualmente stabilita a  $+0^{\circ}\text{C}$ . Le temperature ambientali vengono dunque a risultare le seguenti rispettivamente  $+17^{\circ}\text{C}$  in estate e  $-1^{\circ}\text{C}$  in inverno.

Gli effetti del ritiro sono stati assimilati ad un abbassamento termico uniforme di  $-5^{\circ}\text{C}$ . A favore di sicurezza si è sommato algebricamente questo contributo ottenendo le temperature di riferimento per la modellazione delle azioni termiche.

Le variazioni delle temperature estive sono rappresentate da una componente uniforme pari a  $12.5^{\circ}\text{C}$  e da una variazione a farfalla di ampiezza  $9^{\circ}\text{C}$ . Le variazioni invernali invece sono descritte rispettivamente da una temperatura uniforme di  $-2^{\circ}\text{C}$  e da una variazione a farfalla di ampiezza  $2^{\circ}\text{C}$ .

In altre parole si è considerato che l'effetto del ritiro venga di fatto a compensare la differenza tra la temperatura di chiusura dei giunti e quella media stagionale. Tale assunzione, fortemente a favore di sicurezza, porta a sovrastimare le trazioni indotte dalla coazione termica che non sono nel calcolo mitigate dalle coazioni di compressione indotte dalla costruzione per conci con chiusura successiva dei giunti.

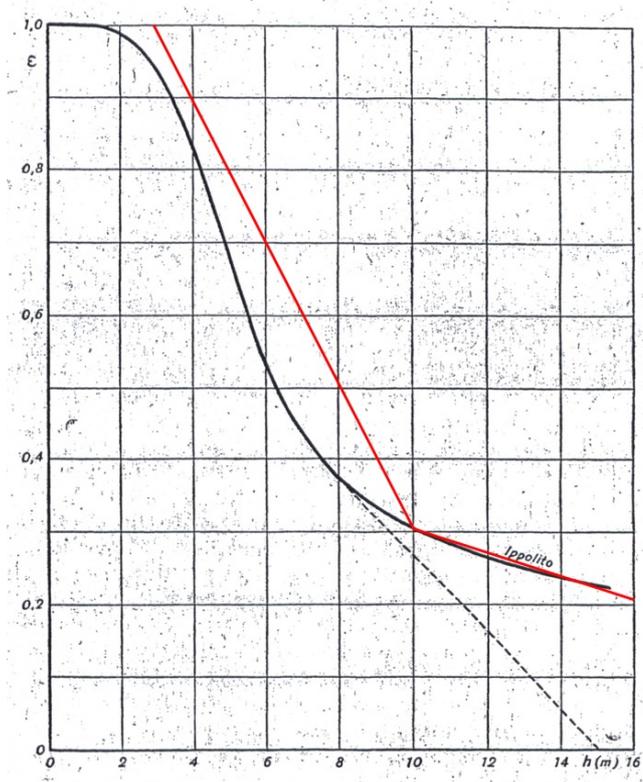
I calcoli relativi alle sole azioni termiche sono basati sull'ipotesi che il modulo di elasticità

del calcestruzzo sia ridotto di un fattore 0.5 e che pertanto assuma il valore di  $15.235.500 \text{ N/m}^2$  mentre il coefficiente di dilatazione lineare assume il valore di  $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ . Tale riduzione del modulo di elasticità, interviene, come noto, per tener conto, in linea con quanto suggerito dalla letteratura (cfr. Stucky, Sammartino, Oberti, Ippolito), degli effetti viscoelastici del materiale dovuti alle variazioni termiche.

Vi sono infatti diversi fattori che smorzano gli effetti delle variazioni termiche sulla struttura e che pertanto limitano il valore delle tensioni corrispondenti: il fluage, l'adattamento degli inerti, la lenta influenza delle variazioni termiche, le ridistribuzioni interne delle tensioni, la micro fessurazione ed il ritiro autogeno.

Per quanto riguarda l'ampiezza effettiva delle oscillazioni termiche medie rispetto al valore medio annuo, è noto che esse, all'interno della struttura, sono inferiori a quelle dei paramenti. L'effetto termico fra interno e paramenti è valutato dall'Ippolito per tramite di un coefficiente di riduzione  $\epsilon$  che è funzione dello spessore dei vari archi interessati dal calcolo. Moltiplicando detto coefficiente per l'escursione totale della temperatura si ottiene la variazione termica fittizia da introdurre nei calcoli per valutare le sollecitazioni massime generate dalle temperature effettive.

Nel calcolo ci si è riferiti al diagramma riportato in Oberti opportunamente semplificato con una funzione lineare a tratti, così come indicato a tratto di colore rosso in Fig. 7.



I punti notevoli della funzione a tratti necessari alla definizione della stessa sono riportati nella Tab. 2, nella quale sono indicate le quote (alle quali ovviamente corrispondono gli spessori desunti dagli elaborati grafici) ed i corrispondenti valori del coefficiente termico  $\epsilon$ .

<b>Quota</b> <b>[m s.l.m.m.]</b>	<b>Spessore</b> <b>[m]</b>	<b>Coefficiente <math>\epsilon</math></b>
957	5	0.8
927	10	0.3
877	30	0.0

**Tabella 2 - Diagramma dei coefficienti termici desunto dalla curva di Oberti (riportata con tratto rosso in Fig. 7) dato per punti.**

Nel modello di calcolo agli elementi finiti non sono stati definiti i giunti di costruzione

**Figura 7 – Diagramma dei coefficienti termici, da Oberti, Diga del Lumiei – Criteri di progetto e studi sperimentali, L’Energia Elettrica N.9 Vol. XXV Settembre 1948**

perimetrale continuo di imposta ed intermedi pseudoverticali. L’importanza dei giunti è fondamentale quale mezzo per costituire una soluzione di continuità atta ad impedire la trasmissione degli sforzi di trazione attraverso il calcestruzzo ed atta quindi a localizzare l’effetto conseguente alle contrazioni termiche e di ritiro, impedendo in tal modo il formarsi di lesioni nel corpo della diga. Va peraltro tenuto presente, che occorre, fin che possibile come riconosciuto dall’Oberti, assicurare attraverso i giunti il flusso delle sollecitazioni di compressione nella condizione di serbatoio pieno. I giunti, compreso quello perimetrale, lasciati liberi durante la costruzione, vanno seguiti con iniezioni (eventualmente ripetute anche durante l’esercizio – Oberti) sino a ritiro del calcestruzzo e ad assestamenti interni interamente avvenuti, allo scopo di assicurare la continuità alla trasmissione degli sforzi di compressione. La continuità dell’opera impedirebbe la possibilità di contrazione d’insieme e conseguentemente la possibilità di contrazioni locali (limitate ad un piccola parte dello spessore, di norma presso i paramenti) conseguenti alla non linearità e uniformità dei diagrammi termici.

Va pure osservato che i calcoli degli effetti termici si basano necessariamente sulle ipotesi

iniziali della continuità del materiale e della sua perfetta elasticità.

In realtà il calcestruzzo in opera non ottempera che parzialmente a tali condizioni, e ciò, mentre non modifica i risultati della calcolazioni riferite al carico idrostatico, sostanzialmente e beneficamente altera il regime degli sforzi termici in quanto le deformazioni consentite dalle inevitabili piccole discontinuità e dalla viscosità o plasticità fanno sì che il calcestruzzo sfugga in gran parte alle gravose sollecitazioni che si ottengono dalle calcolazioni istituite senza tenere in considerazione la presenza dei giunti (Oberti, Arredi).

La mancata modellazione dei giunti può quindi implicare di ottenere uno stato di tensione puntualmente superiore a quello reale, ma la sicurezza della struttura viene in ogni caso garantita dal teorema statico dell'analisi limite.

#### **9.4 Spinta del ghiaccio**

Tale condizione di carico è stata simulata mediante l'applicazione di un insieme di forze unitarie superficiali di intensità pari a  $150 \text{ kN/m}^2$  diretta orizzontalmente e normale alla superficie della diga per uno spessore di 50 cm riferito alla proiezione verticale della superficie di contatto fra ghiaccio e paramento della diga. Si osserva che lo spessore massimo misurato alla diga attuale dal 1998 è di circa 25 cm.

#### **9.5 Azione inerziale della massa strutturale**

Le azioni inerziali della massa muraria sono state ricavate da un'analisi dinamica basata su uno spettro di progetto, che tiene conto delle caratteristiche sismotettoniche del sito, in aderenza a quanto specificato nel D.M. 24 marzo 1982 - *“Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento”* e nel successivo aggiornamento costituito dal D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 - *“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”*.

Inoltre, le azioni inerziali della massa strutturale sono state analizzate così come delineato nella *“Proposta di aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”* Adunanza del 25 luglio 2008, Allegato al prot. 27/2008 mediante l'impiego di spettri di progetto in accordo alle vigenti Norme tecniche per le costruzioni

approvate con decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

### 9.5.1 DM82

Le azioni inerziali della massa strutturale per coerenza con il D.M. 1982 e le successive modifiche ed integrazioni della normativa sono state analizzate secondo i criteri del D.M. 16/01/1996 “*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*”.

Gli effetti sismici sono stati valutati mediante un’analisi dinamica della struttura considerata in campo elastico lineare. Questa è stata eseguita con il metodo dell’analisi modale adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazione, l’espressione:

$$\frac{a}{g} = C \cdot I \cdot R$$

dove:

- $a$  è l’accelerazione spettrale;
- $g$  è l’accelerazione di gravità;
- $I$  è il coefficiente di protezione sismica;
- $R$  è funzione del periodo di vibrazione del modo di vibrare considerato ed ha la seguente espressione:

$$R = \begin{cases} 1.0 & \text{per } T_0 \leq 0.8s \\ \frac{0.862}{T_0^{\frac{2}{3}}} & \text{per } T_0 > 0.8s \end{cases}$$

dove  $T$  è il periodo del modo di vibrare;

- $C$  è il coefficiente di intensità sismica:

$$C = \frac{S - 2}{100}$$

dove  $S$  è il grado di sismicità.

La classificazione sismica aggiornata con l’Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 aggiornata al 16/01/2006 classifica la zona in esame come a sismicità molto bassa (zona 4). Essendo la zona 4 quella che nell’intero territorio nazionale presenta il minor rischio sismico essendo

possibili sporadiche scosse che possono creare danno con bassissima probabilità si è, nell'ottica di una valutazione cautelativa, considerata l'importanza dell'opera, assunto il grado di sismicità  $S$  pari a 6.

Il coefficiente di intensità sismica  $C$  assume quindi il valore 0.04.

Essendo la resistenza dell'opera di importanza primaria per le necessità della protezione civile si assume per  $I$  il valore 1.4.

Il periodo fondamentale della struttura  $T_0$  è stato determinato attraverso l'analisi modale della sola diga condotta allestendo un apposito modello 3D. Il valore di  $T_0$  è pari a 0.02 s e corrisponde al 60-esimo modi di vibrare della struttura.

La componente verticale del terremoto, secondo le prescrizioni normative, deve avere uno spettro di risposta tale per cui l'area compresa fra la curva che ne descrive l'andamento nell'intervallo compreso tra le ordinate  $T=0$  e  $T=0.8$  s e l'asse delle ascisse sia pari alla metà del valore dell'area analoga valutata per la componente orizzontale.

Le componenti orizzontale e verticale dello spettro di risposta adottato sono rappresentate in Fig. 6.

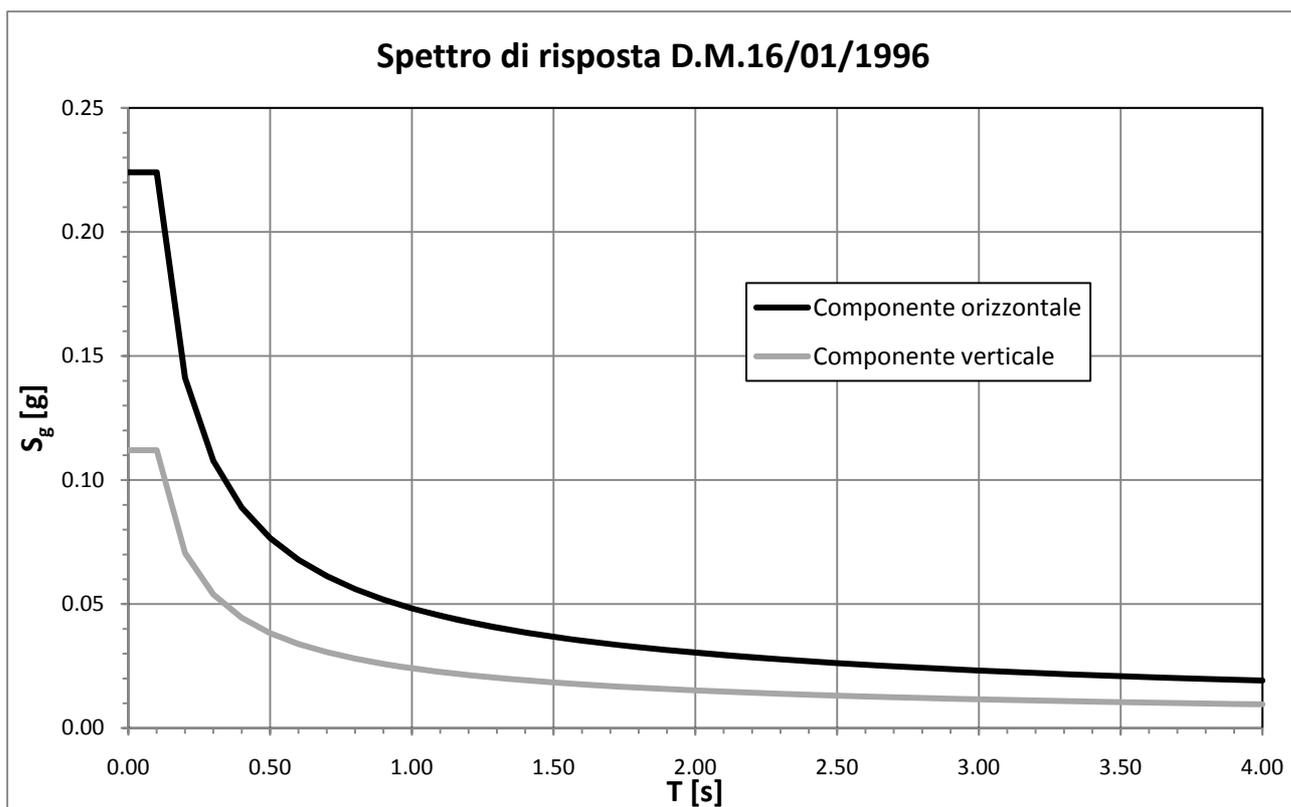


Figura 6 - Spettro di risposta secondo D.M. 16/01/1996 per S=6.

Le tre componenti di eccitazione sono state considerate contemporaneamente.

Riferendosi all'asse principale ed alla sua origine definita in mezzeria del coronamento i versori che descrivono le direzioni rispettivamente ortogonale e parallela all'asse hanno le seguenti componenti:

versore ortogonale: [0.5878, 0.8090, 0.0]

versore parallelo: [-0.8090, 0.5878, 0.0]

### 9.5.2 NTC08

Con riferimento al D.M. 14/01/08, le azioni sismiche di progetto, in base alla quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale

(categoria A definita oltre) nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel seguito, nel periodo di ritorno  $V_R$ .

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella successiva (estratta dalle NTC DM14/1/2008).

Stati Limite		$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

**Tabella 3 - Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato**

Con riferimento a quanto riportato nella proposta di aggiornamento delle Norme Tecniche per le dighe, i periodi di ritorno dell'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite sono:

<i>Dighe:</i>	SLO $P_{V_R} (\%)=81$		SLD $P_{V_R} (\%)=63$		SLV $P_{V_R} (\%)=10$		SLC $P_{V_R} (\%)=5$	
<i>Strategiche</i>	120		200		1900		2475	
<i>Rilevanti</i>	45 <sup>(1)</sup>	90 <sup>(2)</sup>	75 <sup>(1)</sup>	150 <sup>(2)</sup>	710 <sup>(1)</sup>	1425 <sup>(2)</sup>	1460 <sup>(1)</sup>	2475 <sup>(2)</sup>
<i>Imp. normale</i>	30		50		475		975	

<sup>(1)</sup> dighe di dimensioni contenute

<sup>(2)</sup> grandi dighe

**Tabella 4 - Periodi di ritorno dell'azione sismica TR (anni) (Tab. C.4 della proposte di Norme sulle dighe)**

Nel caso in esame, la diga in progetto, ancorché possa essere classificata come “rilevante per le conseguenze di un eventuale collasso” in quanto a prevalente uso irriguo, è stata comunque assimilata, cautelativamente, per la determinazione dell'azione sismica di progetto, ad opera “strategica”. Per il dimensionamento e la verifica delle opere in fase sismica, sono state quindi effettuate le seguenti assunzioni:

- secondo la Tabella 2.4.1 del NTC-08 la diga è stata classificata come una costruzione di Tipo 3 “Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica”, quindi con una Vita Nominale  $V_N \geq 100$  anni;
- in base al paragrafo 2.4.2 è stata individuata la Classe d’uso IV “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti.....” e quindi il coefficiente d’uso è stato posto a  $C_U=2$ ;

Questo approccio è confermato dalla proposta delle Norme Tecniche per le dighe, in corso di emanazione, nelle quali vengono indicati i seguenti parametri.

<i>Dighe:</i>	$V_N$ (anni)		$C_U$	$V_R$ (anni)	
<i>strategiche</i>	$\geq 100$		2,0	200	
<i>rilevanti</i>	$\geq 50^{(1)}$	$\geq 100^{(2)}$	1,5	75 <sup>(1)</sup>	150 <sup>(2)</sup>
<i>Imp. normale</i>	$\geq 50$		1	50	

<sup>(1)</sup> dighe di dimensioni contenute  
<sup>(2)</sup> grandi dighe

**Tabella 5 - Vita nominale e coefficiente d’uso (Tabella C.2 della proposte di Norme sulle dighe)**

La Vita di Riferimento  $V_R$  in base alla quale vengono valutate le azioni sismiche risulta quindi pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2 = 200 \text{ anni}$$

### 9.5.2.1 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, è necessario valutare l’effetto della risposta sismica in funzione delle categorie di sottosuolo interessate dalle opere in progetto.

Le **categorie di sottosuolo** previste dalla normativa sono elencate di seguito:

- **Categoria A:** *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di  $V_{s,30}$  superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

- **Categoria B:** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).
- **Categoria C:** *Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).
- **Categoria D:** *Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  inferiori a 180 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} < 70$  kPa nei terreni a grana fina).
- **Categoria E:** *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, posti sul substrato di riferimento (con  $V_{s,30} > 800$  m/s).

La velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  è definita dall'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}$$

avendo posto  $h_i$ =spessore in metri dell' $i$ -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità.

Per quanto riguarda invece le **condizioni topografiche**, è possibile adottare la seguente classificazione, in funzione della situazione morfologica in cui è posta l'opera in progetto:

- **Categoria T1:** Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ;
- **Categoria T2:** Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ ;
- **Categoria T3:** Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ ;

- **Categoria T4:** Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $i > 30^\circ$ .

Nel caso in esame, sulla base di quanto esposto nella Relazione Geotecnica, il sito di progetto è interamente costituito da una formazione rocciosa affiorante o sub-affiorante per la quale si può indicare una categoria A. Questa classificazione è confermata anche con le misure dirette delle velocità delle onde di taglio eseguite con prove geofisiche in foro che hanno fornito valori di  $V_s$  superiori a 1000m/s per la porzione di roccia più alterata e dell'ordine di 3.000m/s per la roccia integra.

Per quanto riguarda le condizioni topografiche, le forte acclività dei versanti fanno ritenere necessaria l'applicazione di un fattore di amplificazione anche se la sua valutazione andrebbe verificata caso per caso.

La scarsa sismicità del sito rende tale aspetto di secondaria importanza, ma nell'ottica di una valutazione cautelativa (vista l'importanza dell'opera) si è applicato un valore  $ST=1.2$  per tutte le analisi.

### 9.5.2.2 Spettro sismico di riferimento

Con riferimento agli Stati Limite - di salvaguardia della vita SLV e di collasso SLC - si ha che l'azione sismica calcolata per una probabilità di superamento del 10% e 5% nel periodo di riferimento VR sopra determinato, in corrispondenza della posizione geografica dell'opera in esame (Lat 45.701007 Long 8.091406), della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, porta a definire gli spettri di progetto elastici.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento, a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale riportati nella Tab. 6.

Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
SLV	1898	0.065	2.873	0.315
SLC	2475	0.069	2.908	0.320

**Tabella 6 – Parametri su sito di riferimento rigido orizzontale propedeutici al calcolo delle forme spettrali per SLV e SLC.**

Gli spettri di progetto elastici nelle loro componenti orizzontale e verticale sono riportati nelle Figg. 8 e 9.

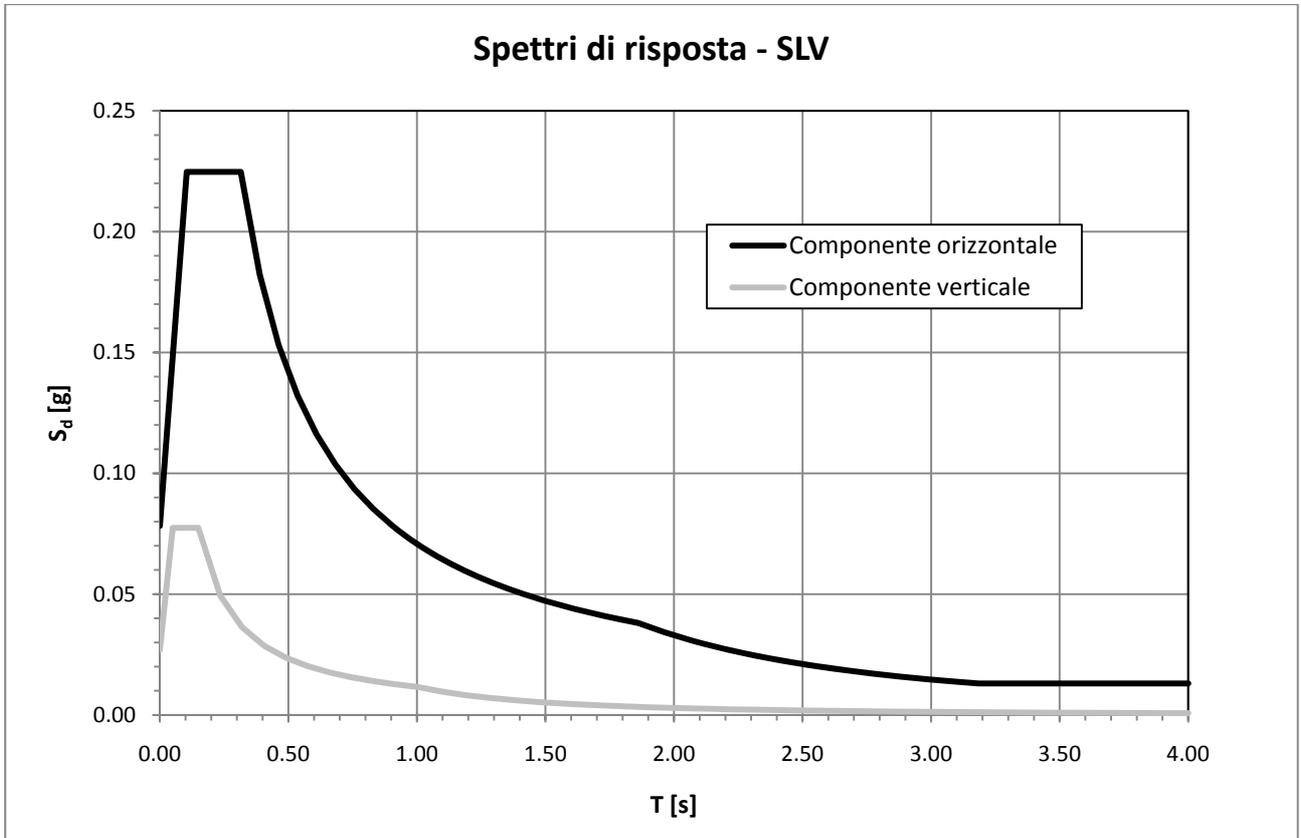


Figura 7 - Spettro di risposta elastico (componente orizzontale e verticale) per SLV

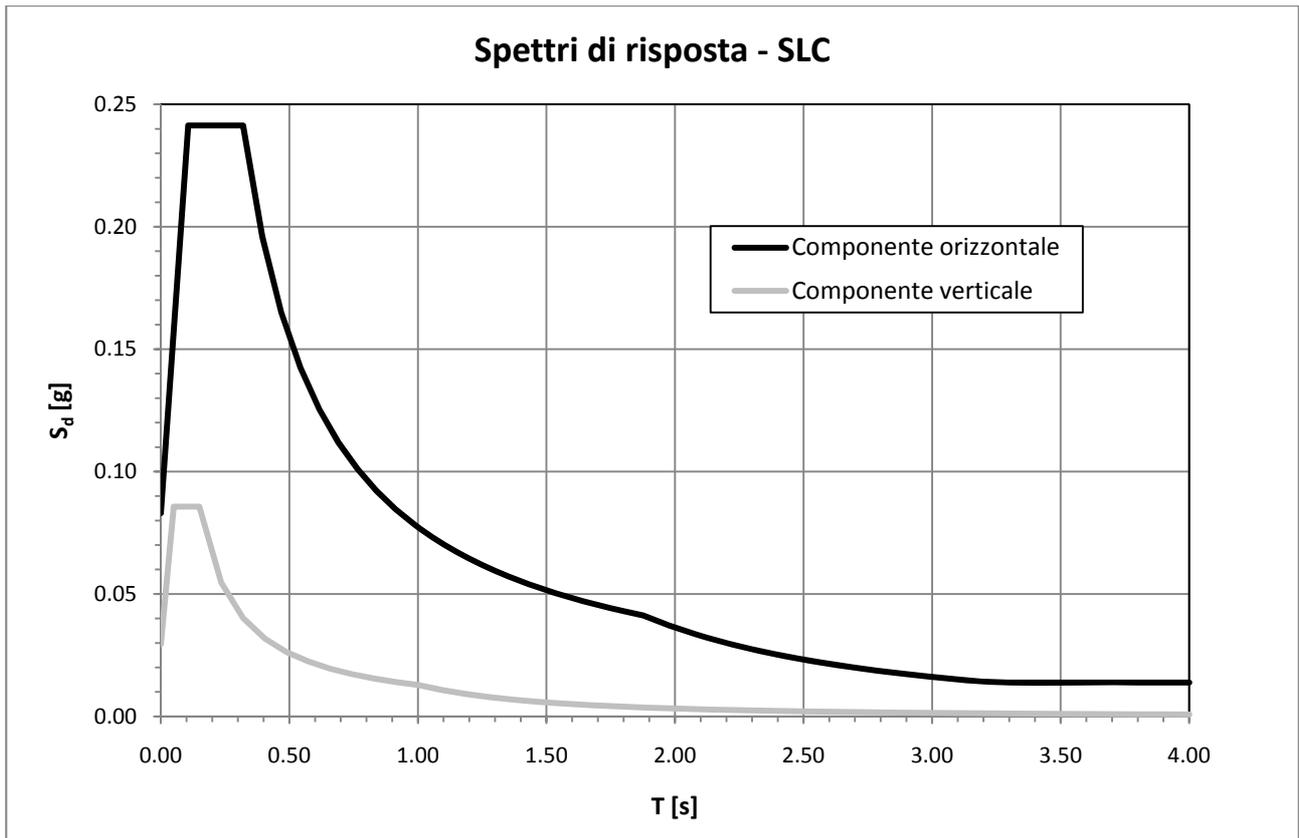


Figura 8 - Spettro di risposta elastico (componente orizzontale e verticale) per SLC

## 9.6 Azione inerziale dell'acqua invasata

Le azioni inerziali dell'acqua, i cui effetti sono aggiunti a quelli di inerzia della massa muraria, sono state assimilate ad una distribuzione continua di pressioni normali al paramento di monte la cui intensità è stata valutata coerentemente ai criteri adottati in precedenza per la determinazione dell'azione inerziale della massa strutturale.

Gli effetti idrodinamici dell'invaso sono stati pertanto valutati sia riferendosi al citato D.M. 82 che alla "Proposta di aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)".

### 9.6.1 DM82

Le azioni di inerzia dell'acqua, i cui effetti sono da aggiungere a quelli di inerzia della massa muraria, sono assimilati ad una distribuzione continua di pressioni normali al paramento di monte di intensità:

$$p = C \cdot \gamma \cdot c \cdot y_0$$

dove:

- $C = \frac{S-2}{100}$  è il coefficiente di intensità sismica con S grado di simicità (S=6)
- $\gamma$  è il peso per unità di volume dell'acqua
- $y_0$  è la differenza fra la quota massima di invaso e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del paramento di monte della struttura. Per quota di massimo invaso si è considerata a favore di sicurezza, anche se lo sfioratore è in tutto a soglia libera, quella che compete alla portata di massima piena.
- $c$  è espresso per tramite della funzione:

$$c = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{y}{y_0} \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right) + \sqrt{\frac{y}{y_0} \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right)} \right]$$

in cui  $y$  è la differenza fra la quota di massimo invaso e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione  $p$  sopra indicata e  $c_m$  è un coefficiente dipendente dall'angolo  $\alpha$  di inclinazione del paramento rispetto alla verticale. Il valore di  $c_m$  è stato calcolato in riferimento alla sezione maestra come valore medio pesato in base all'estensione dei tratti a diversa inclinazione. Il valore di  $c_m$  calcolato è di 0.6959. Nella Tab. 7 è riportato il calcolo della media pesata.

$L_i$ [m]	$\alpha_i$ [°]	$c_{m,i}$	$L_i \cdot c_{m,i}$
15.68	3	0.7193	11.2786
22.66	-1	0.7400	16.7684
12.88	5	0.7047	9.0765
10.1	8	0.6828	6.8963
10.18	11	0.6609	6.7280
10.29	14	0.6390	6.5753
9.51	16	0.6244	5.9380
6.15	0	0.7412	4.5584
97.45			67.8195
<b><math>c_m</math></b>			<b>0.6959</b>

Tabella 7 - Schema di calcolo del parametro  $c_m$

I carichi idrodinamici dovuti alle azioni inerziali sono stati attribuiti agli elementi del modello secondo lo stesso criterio utilizzato per il carico idrostatico; in Fig. 10 sono riportati gli andamenti delle pressioni.

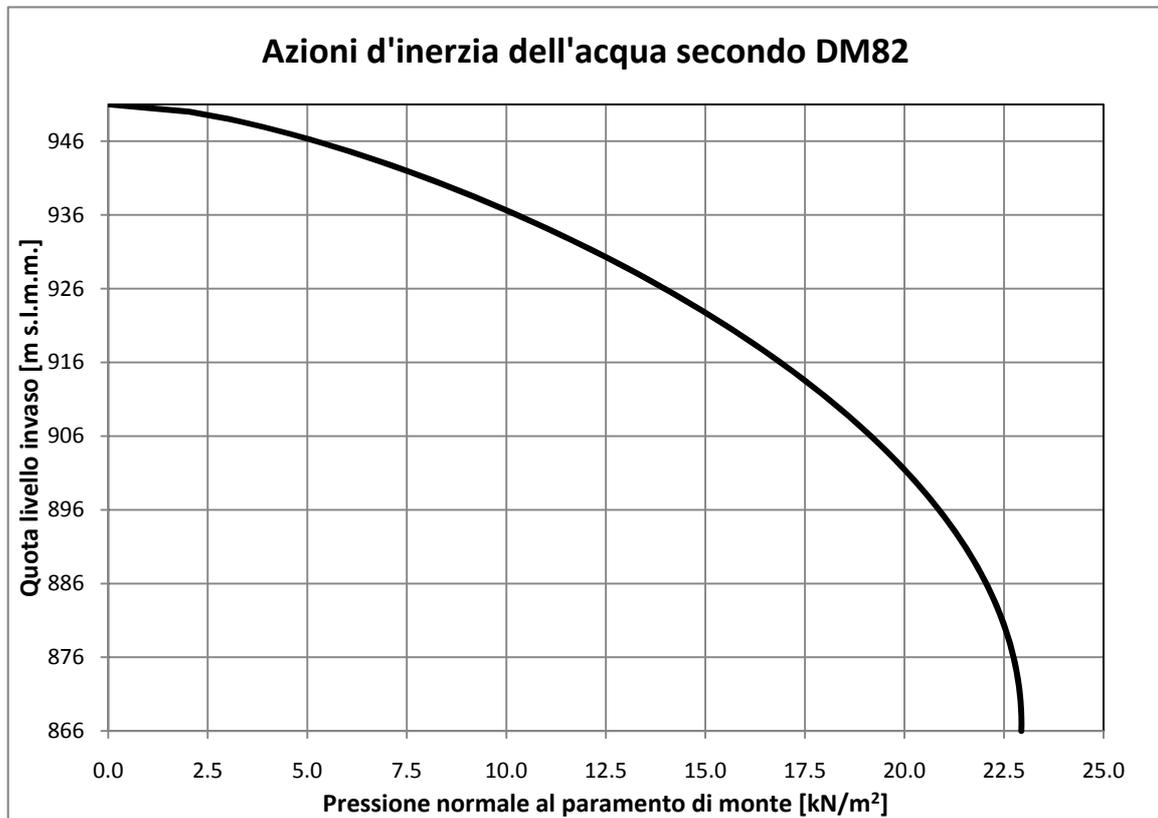


Figura 9 - Azioni inerziali dell'acqua calcolate secondo i disposti del DM82.

### 9.6.2 NTC08

Le azioni di inerzia dell'acqua, i cui effetti sono da aggiungere a quelli di inerzia della massa muraria, sono assimilati ad una distribuzione continua di pressioni normali al paramento di monte di intensità:

$$p = a \cdot \rho \cdot c \cdot y_0$$

dove:

- $a$  è accelerazione orizzontale massima al sito
- $\rho$  è la massa per unità di volume dell'acqua
- $y_0$  è la differenza fra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento. Per quota di

massimo invaso si è considerata a favore di sicurezza quella che compete alla portata di massima piena.

- $c$  è espresso per tramite della funzione:

$$c = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{y}{y_0} \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right) + \sqrt{\frac{y}{y_0} \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right)} \right]$$

in cui  $y$  è la differenza fra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione  $p$  sopra indicata e  $c_m$  è un coefficiente dipendente dall'angolo  $\alpha$  di inclinazione del paramento rispetto alla verticale. Il valore di  $c_m$  è stato calcolato in riferimento alla sezione maestra come valore medio pesato in base all'estensione dei tratti a diversa inclinazione. Il valore di  $c_m$  calcolato è di 0.6959. Nella Tab. 8 è riportato il calcolo della media pesata.

$L_i$ [m]	$\alpha_i$ [°]	$c_{m,i}$	$L_i \cdot c_{m,i}$
15.68	3	0.7193	11.2786
22.66	-1	0.7400	16.7684
12.88	5	0.7047	9.0765
10.1	8	0.6828	6.8963
10.18	11	0.6609	6.7280
10.29	14	0.6390	6.5753
9.51	16	0.6244	5.9380
6.15	0	0.7412	4.5584
97.45			67.8195
		$c_m$	<b>0.6959</b>

**Tabella 8 - Schema di calcolo del parametro  $c_m$**

I carichi idrodinamici dovuti alle azioni inerziali sono stati attribuiti agli elementi del modello secondo lo stesso criterio utilizzato per il carico idrostatico; in Fig. 11 sono riportati gli andamenti delle pressioni rispettivamente per lo stato limite si salvaguardia della vita e di collasso.

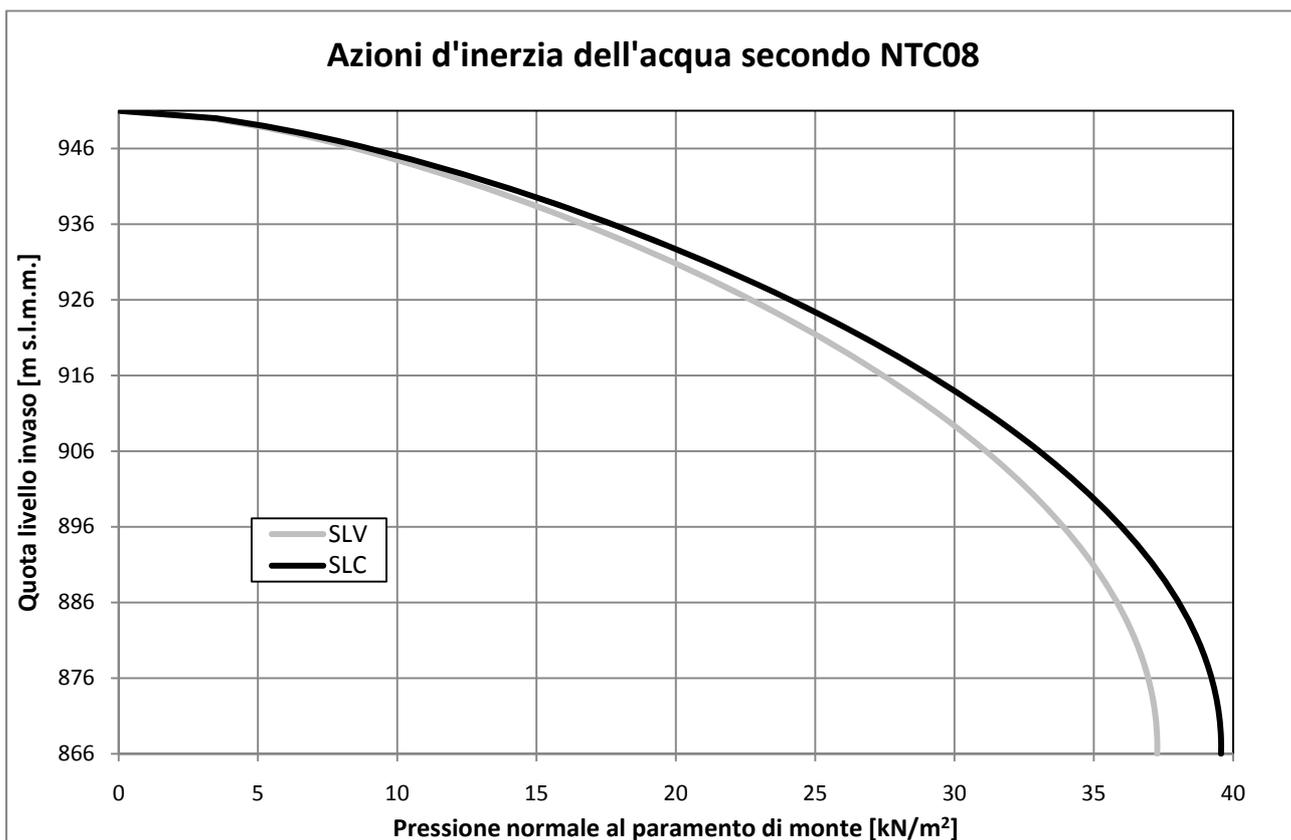


Figura 10 - Azioni inerziali dell'acqua calcolate secondo i disposti delle NTC08.

## 9.7 Schema delle singole condizioni di carico

L'analisi statica della diga è stata eseguita combinando secondo le prescrizioni regolamentari le condizioni di carico indicate in Tab. 9.

Id	Descrizione
CS	Peso proprio per fasi di costruzione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro
L2	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12^{\circ}\text{C}$ (termica estiva)
L3	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-6^{\circ}\text{C}$ (termica invernale)
L4	Spinta idrostatica
L5	Spinta del ghiaccio
L6	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-7^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L7	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $2^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L8	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12.5^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)
L9	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $9^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)

L14.1	Azione idrodinamica dell'acqua invasata – DM82
L14.2	Azione idrodinamica dell'acqua invasata SLV – NTC08
L14.3	Azione idrodinamica dell'acqua invasata SLC – NTC08
RS1	Spettro di risposta elastico DM82: componente ortogonale all'asse principale
RS2	Spettro di risposta elastico DM82: componente parallela all'asse principale
RS3	Spettro di risposta elastico DM82: componente verticale
SLVo	Spettro di risposta elastico NTC08: componente ortogonale all'asse principale
SLVp	Spettro di risposta elastico NTC08: componente parallela all'asse principale
SLVv	Spettro di risposta elastico NTC08: componente verticale
SLCo	Spettro di risposta elastico NTC08: componente ortogonale all'asse principale
SLCp	Spettro di risposta elastico NTC08: componente parallela all'asse principale
SLCv	Spettro di risposta elastico NTC08: componente verticale

**Tabella 9 – Condizioni di carico utilizzate per la verifica delle combinazioni regolamentate.**

## **9.8 Combinazioni di carico**

I risultati delle singole combinazioni di carico sono stati combinati al fine di valutare il comportamento finale dell'opera secondo le prescrizioni rispettivamente del Decreto 24 marzo 1982 vigente e della nuova proposta di aggiornamento (Adunanza del 25 luglio 2008, Allegato al prot. 27/2008 CSLP).

L'analisi strutturale della diga è stata eseguita per le condizioni di serbatoio vuoto e di serbatoio pieno al fine di condurre le prescritte verifiche di sicurezza.

### **9.8.1 DM82**

Le verifiche di sicurezza, in accordo al Decreto 24 marzo 1982, prevedono l'analisi delle seguenti condizioni:

- A.** Serbatoio vuoto: effetto del peso proprio;
- B.** Serbatoio vuoto: aggiunta all'azione attiva di cui al punto A) delle coazioni termiche per variazioni di temperatura esterna, per esaurimento del calore di presa e per ritiro;
- C.** Serbatoio vuoto: aggiunta delle azioni sismiche alle azioni di cui in B);

- D.** Serbatoio pieno: effetto del peso proprio, della spinta idrostatica e di quella eventuale del ghiaccio;
- E.** Serbatoio pieno: aggiunta alle azioni attive di cui al punto D) delle coazioni termiche per variazioni di temperatura esterna, per esaurimento del calore di presa e per ritiro;
- F.** Serbatoio pieno: aggiunta delle azioni sismiche alle azioni di cui in E).

Ciascuna delle condizioni B, C, E, F può dare luogo a diverse sottocondizioni in funzione del segno considerato per le variazioni termiche e del segno delle direzioni delle azioni inerziali, per questo motivo i risultati che saranno proposti per ciascuna condizione esaminata rappresenteranno l'involuppo dei valori delle tensioni principali. Tenendo presente che dovranno essere verificati i valori massimi e minimi delle tensioni principali in tutti i punti della diga, l'impossibilità di calcolare gli involuppi avrebbe richiesto la produzione e l'esame di centinaia di grafici, rendendo molto difficile la lettura del risultato finale. I diagrammi degli involuppi costituiscono pertanto uno strumento cruciale per la verifica della bontà della progettazione, in quanto consentono, in un unico grafico, di sintetizzare i risultati di un numero arbitrario di combinazioni di carico.

### **9.8.2 NTC08**

Le combinazioni devono essere generate in modo da comprendere tutte le situazioni che possano ragionevolmente essere previste durante l'esecuzione e l'esercizio del serbatoio.

Le situazioni considerate sono le seguenti:

- A.** in fase costruttiva e a termine costruzione e a serbatoio vuoto nell'esercizio normale;
- B.** a serbatoio pieno con il livello al massimo invaso nell'esercizio normale e nella situazione eccezionale di massima piena;
- C.** in presenza di sisma, con il livello alla quota massimo invaso, nonché a serbatoio vuoto.

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche sono state stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle vigenti NTC cui le seguenti espressioni fanno riferimento:

- combinazioni fondamentali allo SLU utilizzata nei casi di:

- esercizio normale;
- fase costruttiva;
- fine costruzione;

$$\gamma_{G_1} \cdot G_1 + \gamma_{G_2} \cdot G_2 + \gamma_{Q_1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- combinazione eccezionale allo SLU utilizzata nel caso di:
  - massimo invaso;

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- combinazione sismica allo SLU e SLE:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle predette espressioni si definiscono:

- a) **permanenti (G)**: le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio della diga ( $G_1$ );
- spinte dell'acqua ( $G_1$ );
- eventuali spinte degli interrimenti ( $G_1$ );
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali, ove rilevanti ( $G_2$ );
- ritiro e viscosità.

- b) **variabili (Q)**: le azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura, quali le coazioni di origine termica dovute alle variazioni di temperatura esterna;
- di breve durata: agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura, quali le coazioni di origine termica determinate dallo sviluppo del calore di idratazione durante il processo di presa del calcestruzzo, la spinta del ghiaccio.

- c) **eccezionali (A)**: le azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita

nominale della struttura ed in particolare l'incremento di spinta dell'acqua in condizioni di massimo invaso;

- d) **sismiche (E)**: azioni derivanti dai terremoti. Per la combinazione tra azioni sismiche nelle direzioni orizzontali (parallela al piano della sezione maestra della diga **X** e ad essa ortogonale **Y**) e nella direzione verticale **Z** si assumeranno i seguenti coefficienti di concomitanza:

Direzione	X	Y	Z
Coefficienti di concomitanza	1.0	0.3	0.3
	0.3	1.0	0.3
	0.3	0.3	1.0

Si definiscono, in particolare, le combinazioni di carico indicate in Tab. 10.

Azioni	Combinazione						
	Fondamentale				Eccezionale	Sismica	
	Fase costruttiva	Fine costruzione o serbatoio vuoto	Rapida vuotatura	Esercizio normale	Massima piena	SLE	SLU
Peso proprio	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Spinta idrostatica				SI <sup>(1)</sup>	SI <sup>(2)</sup>	SI <sup>(1)</sup>	SI <sup>(1)</sup>
Sottospinta			SI	SI	SI	SI	SI
Coazioni termiche e da ritiro	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Coazione da calore di idratazione	SI	SI					
Spinta del ghiaccio				Se applicabile			
Spinta dell'interrimento				Se applicabile	Se applicabile	Se applicabile	Se applicabile
Azione sismica						SI	SI

(1) quota massima regolazione e livelli inferiori nonché serbatoio vuoto  
(2) quota di massimo invaso

**Tabella 10 – Combinazioni di carico**

I coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi sono quelli dell'approccio A1 STR, che sono riassunti nella Tab. 11.

Tipo di carico		Favorevole	Sfavorevole
Carichi permanenti	G1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	G2	1.5	0.0
Carichi variabili	Qi	1.5	0.0

**Tabella 11 – Coefficienti parziali delle azioni**

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente le azioni variabili vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi$  di cui alla Tab. 12.

Azioni	Coefficienti di combinazione delle azioni variabili		
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Coazione da calore di idratazione	0.6	0.6	0.5
Coazioni da variazioni termiche esterne	0.6	0.6	0.5
Spinta del ghiaccio	0.7	0.5	0.2

**Tabella 12 – Coefficienti di combinazione delle azioni variabili**

## **10 ANALISI DEI RISULTATI MODELLO 3D**

L'analisi statica della diga è stata eseguita per le condizioni di carico prescritte dalla normativa vigente.

In appendice sono riportate alcune figure che illustrano il comportamento derivato dalle analisi numeriche eseguite.

### ***10.1 Comportamento in base alle singole condizioni di carico***

Di seguito si propongono i risultati della modellazione della diga per ogni singola condizione di carico prevista.

#### **10.1.1 Peso proprio per fasi di costruzione [condizione CS]**

La modellazione della fase di costruzione della diga è stata eseguita utilizzando 12 passi di calcolo per ognuno dei quali sono stati attivati gli elementi delle mesh corrispondenti all'incremento di carico considerato. Tale schema ha permesso di simulare al meglio il comportamento dell'opera nella fase di erezione.

In questa condizione di carico le tensioni principali di trazione sono minime (inferiori a 0.05 MPa) con particolari concentrazioni nella zona di bordo verso valle delle imposte, con intensità massima pari a 0.5 MPa.

Tale situazione è una conseguenza dell'analisi lineare condotta con elementi tetraedrici del prim'ordine. E' ad rimarcare, come si vedrà nel seguito, che per tutte le condizioni di carico e per tutte le combinazioni dei carichi si osserva una tale concentrazione di tensione ai bordi delle superficie di imposta della fondazione.

Le tensioni principali di compressione raggiungono un valore massimo inferiore a 3 MPa nella zona di imposta della fondazione della torre di presa, per la quale, peraltro come già anticipato sono attesi dei valori localizzati estremanti.

### **10.1.2 Spinta idrostatica [condizione L4]**

La spinta idrostatica dà luogo a concentrazioni di tensione di trazione nella zona di bordo verso monte delle imposte di fondazione (interfaccia diga-roccia) e della zona di collegamento diga-pulvino.

La modellazione FEM in campo elastico introduce tipicamente tali picchi di tensione nelle zone di spiccata concavità del modello.

### **10.1.3 Spinta del ghiaccio [condizione L5]**

L'entità delle tensioni principali a trazione e a compressione è tale da far ritenere tale azione trascurabile. Tuttavia nella prospettiva di ottemperare alle prescrizioni è stata inserita nelle combinazioni a serbatoio pieno.

### **10.1.4 Coazioni termiche da presa e ritiro [condizione L1]**

La condizione che descrive l'azione dovuta ai fenomeni di presa e ritiro del calcestruzzo è stata analizzata con successivi incrementi di carico in analogia a quanto predisposto per l'analisi della condizione di applicazione del peso proprio.

Sono stati utilizzati 12 passi di calcolo per ognuno dei quali sono stati attivati gli elementi delle mesh corrispondenti all'incremento di carico considerato. Tale analisi incrementale, che schematizza le fasi di costruzione in maniera soddisfacente, si è resa necessaria per eliminare gli anomali effetti di aggrappo della struttura alle sponde.

Gli effetti dell'azione presentano delle concentrazioni di tensione (sia di trazione che di compressione) lungo il lembo di monte della superficie di interfaccia tra le spalle e la roccia di fondazione. Tale esasperazione locale del fenomeno è dovuta alla concavità del modello.

La zona di interferenza tra la struttura e la roccia presenta dei decrementi da monte verso

valle delle tensioni dovute all'effetto dello spessore.

#### **10.1.5 Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12^{\circ}\text{C}$ (termica estiva) [condizione L2]**

Gli effetti della temperatura estiva si manifestano con un diffuso campo di trazioni sui paramenti di entità contenuta.

Le trazioni principali massime presentano al lembo di valle delle imposte, nella metà superiore della struttura all'incirca, delle tensioni di trazione localizzate con un picco massimo pari a 0.64 MPa.

Si osservano delle concentrazioni di tensione lungo il lembo di monte della superficie di interfaccia tra la struttura e la roccia di fondazione.

#### **10.1.6 Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-6^{\circ}\text{C}$ (termica invernale) [condizione L3]**

Gli effetti della temperatura invernale si manifestano con un diffuso campo di tensioni compreso tra 0.6 MPa e -0.32 MPa.

L'involuppo delle tensioni massime presenta degli effetti di concentrazione nella parte alta della diga nella zona di interfaccia tra il coronamento e la roccia. Le tensioni minime invece si concentrano al lembo di monte delle imposte di fondazione.

#### **10.1.7 Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-7^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale) [condizione L6]**

Gli effetti qualitativi che si manifestano in seguito all'applicazione del carico sono analoghi a quanto detto per la condizione L3.

Si manifesta un diffuso campo di tensioni compreso tra 0.7 MPa e -0.38 MPa.

L'involuppo delle tensioni massime presenta degli effetti di concentrazione nella parte alta della diga nella zona di interfaccia tra il coronamento e la roccia. Le tensioni minime invece si concentrano al lembo di monte delle imposte di fondazione.

### **10.1.8 Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza 2°C (variazione termica invernale) [condizione L7]**

Questa condizione di carico induce ad una corrispondente presenza di coazioni, direttamente correlabili alla temperatura, diffuse su tutta l'opera senza significative concentrazioni di tensione sulle imposte di fondazione.

### **10.1.9 Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12.5^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva) [condizione L8]**

Gli effetti qualitativi che si manifestano in seguito all'applicazione del carico sono analoghi a quanto detto per la condizione L6.

Si manifesta un diffuso campo di tensioni compreso tra 0.6 MPa e -0.1 MPa.

L'involuppo delle tensioni massime presenta degli effetti di concentrazione nella parte alta della diga nella zona di interfaccia tra il coronamento e la roccia. Le tensioni minime invece si concentrano al lembo di monte delle imposte di fondazione.

### **10.1.10 Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza 9°C (variazione termica estiva) [condizione L9]**

Questa condizione di carico induce ad una corrispondente presenza di coazioni, direttamente correlabili alla temperatura, diffuse su tutta l'opera senza significative concentrazioni di tensione sulle imposte di fondazione.

### **10.1.11 Azione idrodinamica dell'acqua invasata**

Le tensioni indotte dalla sovraspinta idrodinamica nelle condizioni definite secondo il DM82 -condizione [14.1]- e secondo le NTC08 -condizioni [14.2] e [14.3]- riproducono in scala ridotta gli andamenti generati dalla spinta idrostatica.

### **10.1.12 Azione inerziale della massa muraria**

L'azione inerziale della massa muraria è stata valutata nelle condizioni definite secondo il DM82 e secondo le NTC08.

### **10.1.12.1 DM82**

Nel presente paragrafo sono analizzate le azioni inerziali definite in accordo al DM82 agenti lungo direttrici mutuamente ortogonali all'area principale della diga.

Per completezza si riportano anche i risultati degli involuipi delle combinazioni rispettivamente nelle direzioni orizzontali e nello spazio.

#### ***10.1.12.1.1 Componente ortogonale all'asse principale [condizioni RS1+ e RS1-]***

Queste azioni inducono un modesto campo tensionale di ampiezza trascurabile con trazioni massime dell'ordine di 0,5 MPa.

La risposta della struttura non è esattamente antisimmetrica per la non completa simmetria dell'opera e delle condizioni di vincolo (modellazione della roccia).

#### ***10.1.12.1.2 Componente parallela all'asse principale [condizioni RS2+ e RS2-]***

Le tensioni indotte da questa condizione di carico conducono ad osservazioni simili a quelle già fatte per effetti dovuti alla spinta idrostatica.

Le azioni inerziali in direzione monte-valle tendono ad accentuare il comportamento ad arco dell'opera.

Le trazioni massime sono dell'ordine di 0,7 MPa.

#### ***10.1.12.1.3 Componente verticale [condizioni RS3+ e RS3-]***

Questa condizione di carico è radicalmente diversa da quella di peso proprio. L'aumento o riduzione di peso di ciascuna parte della diga induce infatti tensioni anche nella zona di diga sovrastante.

Le rappresentazioni delle tensioni principali si discostano perciò significativamente da quelle dovute al peso proprio e danno luogo ad un interessamento significativo della parte alta delle spalle che risente della parte di diga inferiore.

#### ***10.1.12.1.4 Involuppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali [condizione RS12]***

L'involuppo delle combinazioni ottenute con il metodo SRSS secondo la direzione parallela e ortogonale all'asse principale della diga conduce ad osservazioni simili a quelle già fatte per gli effetti dovuti alla spinta idrostatica.

La combinazione delle azioni orizzontali tende ad accentuare il comportamento ad arco dell'opera.

#### ***10.1.12.1.5 Involuppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali e verticali [condizione RS123]***

L'involuppo delle combinazioni delle azioni sismiche con il metodo SRSS secondo le tre direzioni conduce ad osservazioni simili a quelle già fatte per il caso dell'involuppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali.

La tensione principale media agente, sia in compressione che in trazione, in valore assoluto è pari a circa 0,7 MPa.

#### **10.1.12.2 NTC08 - SLV**

Nel presente paragrafo sono analizzate le azioni inerziali, a seguito dell'applicazione dello spettro elastico di progetto, riferito allo stato limite di salvaguardia della vita, definite in accordo alla proposta di aggiornamento, agenti lungo direttrici mutuamente ortogonali all'asse principale della diga.

Per completezza si riportano anche i risultati degli involuppi delle combinazioni rispettivamente nelle direzioni orizzontali e nello spazio.

##### ***10.1.12.2.1 Componente ortogonale all'asse principale [condizioni SLVo+ e SLVo-]***

Queste azioni inducono un modesto campo tensionale di ampiezza trascurabile con trazioni massime dell'ordine di 0,6 MPa.

La risposta della struttura non è esattamente antisimmetrica per la non completa simmetria dell'opera e delle condizioni di vincolo (modellazione della roccia).

#### **10.1.12.2.2 Componente parallela all'asse principale [condizioni $SLV_{p+}$ e $SLV_{p-}$ ]**

Le tensioni indotte da questa condizione di carico conducono ad osservazioni simili a quelle già fatte per effetti dovuti alla spinta idrostatica.

Le azioni inerziali in direzione monte-valle tendono ad accentuare il comportamento ad arco dell'opera.

Le trazioni massime sono dell'ordine di 0,6 MPa.

#### **10.1.12.2.3 Componente verticale [condizioni $SLV_{v+}$ e $SLV_{v-}$ ]**

Questa condizione di carico è radicalmente diversa da quella di peso proprio. L'aumento o riduzione di peso di ciascuna parte della diga induce infatti tensioni anche nella zona di diga sovrastante.

Le rappresentazioni delle tensioni principali si discostano perciò significativamente da quelle dovute al peso proprio e danno luogo ad un interessamento significativo della parte alta delle spalle che risente della parte di diga inferiore.

#### **10.1.12.2.4 Inviluppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali [condizione $SLV_{op}$ ]**

L'inviluppo delle combinazioni, effettuate assumendo i coefficienti di concomitanza prescritti dalla proposta di aggiornamento, secondo la direzione parallela e ortogonale all'asse principale della diga conduce ad osservazioni simili a quelle già fatte per gli effetti dovuti alla spinta idrostatica.

La combinazione delle azioni orizzontali tendono ad accentuare il comportamento ad arco dell'opera.

#### **10.1.12.2.5 Inviluppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali e verticali [condizione $SLV_{opv}$ ]**

L'inviluppo delle combinazioni delle azioni sismiche, effettuate con gli opportuni coefficienti di concomitanza, secondo le tre direzioni conduce ad osservazioni simili a quelle già fatte per il caso dell'inviluppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali.

La tensione principale media agente, sia in compressione che in trazione, in valore assoluto è

pari a circa 1,0 MPa.

### **10.1.12.3 NTC08 - SLC**

Nel presente paragrafo sono analizzate le azioni inerziali, a seguito dell'applicazione dello spettro elastico di progetto, riferito allo stato limite di collasso della vita, definite in accordo alla proposta di aggiornamento, agenti lungo direttrici mutuamente ortogonali all'area principale della diga.

Per completezza si riportano anche i risultati degli involuipi delle combinazioni rispettivamente nelle direzioni orizzontali e nello spazio.

#### ***10.1.12.3.1 Componente ortogonale all'asse principale [condizioni SLCo+ e SLCo-]***

Queste azioni inducono un modesto campo tensionale di ampiezza trascurabile con trazioni massime dell'ordine di 0,7 MPa.

La risposta della struttura non è esattamente antisimmetrica per la non completa simmetria dell'opera e delle condizioni di vincolo (modellazione della roccia).

#### ***10.1.12.3.2 Componente parallela all'asse principale [condizioni SLCp+ e SLCp-]***

Le tensioni indotte da questa condizione di carico conducono ad osservazioni simili a quelle già fatte per effetti dovuti alla spinta idrostatica.

Le azioni inerziali in direzione monte-valle tendono ad accentuare il comportamento ad arco dell'opera.

Le trazioni massime sono dell'ordine di 0,7 MPa.

#### ***10.1.12.3.3 Componente verticale [condizioni SLCv+ e SLCV-]***

Questa condizione di carico è radicalmente diversa da quella di peso proprio. L'aumento o riduzione di peso di ciascuna parte della diga induce infatti tensioni anche nella zona di diga sovrastante.

Le rappresentazioni delle tensioni principali si discostano perciò significativamente da quelle

dovute al peso proprio e danno luogo ad un interessamento significativo della parte alta delle spalle che risente della parte di diga inferiore.

#### ***10.1.12.3.4 Inviluppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali [condizione SLCop]***

L'inviluppo delle combinazioni, effettuate assumendo i coefficienti di concomitanza prescritti dalla proposta di aggiornamento, secondo la direzione parallela e ortogonale all'asse principale della diga conduce ad osservazioni simili a quelle già fatte per gli effetti dovuti alla spinta idrostatica.

La combinazione delle azioni orizzontali tendono ad accentuare il comportamento ad arco dell'opera.

#### ***10.1.12.3.5 Inviluppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali e verticali [condizione SLCopv]***

L'inviluppo delle combinazioni delle azioni sismiche secondo le tre direzioni conduce ad osservazioni simili a quelle già fatte per il caso dell'inviluppo delle combinazioni nelle direzioni orizzontali.

La tensione principale media agente, sia in compressione che in trazione, in valore assoluto è pari a circa 1,0 MPa.

## ***10.2 Combinazioni di carico secondo DM82***

Le singole condizioni di carico sono state combinate al fine di valutare il comportamento dell'opera secondo quanto prescritto dal DM82.

Le combinazioni esaminate risultano essere pertanto sono le seguenti:

- **Combinazione A:** la combinazione coincide con il calcolo delle sollecitazioni dovute al solo peso proprio della diga;
- **Combinazione B:** si analizza il comportamento della struttura a serbatoio vuoto aggiungendo al peso proprio della massa muraria le coazioni per variazioni di temperature esterna, per esaurimento del calore di presa e per ritiro;

- **Combinazione C:** tale combinazione , a serbatoio vuoto, prevede l'aggiunta al peso proprio ed alle coazioni termiche delle azioni inerziali della massa muraria e delle azioni idrodinamiche dell'acqua invasata;
- **Combinazione D:** si analizza il comportamento della diga, nella situazione a serbatoio pieno, per effetto dell'azione del peso proprio, della spinta idrostatica e di quella eventuale del ghiaccio;
- **Combinazione E:** tale combinazione, definita nella situazione a serbatoio pieno, prevede l'aggiunta alle azioni definite per la combinazione D (peso proprio, spinta idrostatica, spinta del ghiaccio) le coazione per variazioni di temperature esterna, per esaurimento del calore di presa e per ritiro;
- **Combinazione F:** si analizza, a serbatoio pieno, l'aggiunta al peso proprio, alla spinta idrostatica e del ghiaccio ed alle coazioni termiche delle azioni inerziali della massa muraria e delle azioni idrodinamiche dell'acqua invasata.

Le prescrizioni regolamentari per quanto attiene le tensioni principali massime sono di seguito riassunte e riferite alla combinazione di carico corrispondente:

- a) le tensioni di compressione non devono essere maggiori del carico di sicurezza determinato in base alla resistenza caratteristica del calcestruzzo; le tensioni di trazione, a serbatoio vuoto, per effetto del peso proprio devono essere non maggiori di 800 kPa (0.8 MPa). Sono applicate nell'analisi della combinazione A;
- b) le tensioni di trazione, a serbatoio vuoto, nel caso in cui agli effetti del peso proprio vengano aggiunte le coazioni termiche possono raggiungere valori superiori del 20% rispetto a quelli limite indicati al punto a). Le trazioni devono quindi essere non maggiori di 0.96 MPa. Le tensioni di compressione possono raggiungere anch'esse valori superiori del 20% rispetto a quelli della tensione ammissibile di compressione. La combinazione B deve ottemperare a tale prescrizione;
- c) le tensioni di trazione, a serbatoio vuoto, nel caso in cui alle azioni di cui al punto b) si aggiungano le azioni sismiche subiscono un ulteriore incremento del 20%. Le tensioni di trazione devono quindi essere non maggiori di 1.152 MPa. Un incremento analogo

lo si applica alle tensioni di compressione. Il rispetto di tale limite è da verificarsi per la combinazione C;

- d) le tensioni di trazione, a serbatoio pieno, per effetto, insieme, del peso proprio, della spinta idrostatica e di quella eventuale del ghiaccio devono essere contenute entro i seguenti limiti:
- i. sul paramento di monte, a contatto con l'acqua, devono essere non maggiori di 500 kPa (0.5 MPa);
  - ii. sul paramento di valle devono essere non maggiori di 800 kPa (0.8 MPa).

Le tensioni di compressione non devono essere maggiori del carico di sicurezza determinato in base alla resistenza caratteristica del calcestruzzo. Tali limiti sono imposti alla combinazione D;

- e) se alle azioni di cui al punto d) si aggiungono le coazioni per variazioni di temperatura esterna, per esaurimento del calore di presa e per ritiro è ammesso che le tensioni principali massime raggiungano valori superiori del 20% a quelli limite indicati nel punto d) medesimo. Le tensioni di trazione dovranno quindi assumere rispettivamente i seguenti valori:
- i. sul paramento di monte non maggiori di 0.6 MPa;
  - ii. sul paramento di valle non maggiori di 0.96 MPa.

Le tensioni di compressione possono anch'esse raggiungere valori superiori del 20% della tensione limite definita in d). La combinazione E dovrà verificare i limiti suindicati;

- f) l'aggiunta delle azioni sismiche alle azioni definite al punto e): peso proprio, spinta idrostatica, eventuale spinta del ghiaccio e coazioni termiche, consente un ulteriore incremento del 20% dei valori limite definiti in e). Le tensioni di trazione dovranno quindi assumere rispettivamente i seguenti valori:
- i. sul paramento di monte non maggiori di 0.72 MPa;
  - ii. sul paramento di valle non maggiori di 1.152MPa.

Le tensioni di compressione possono anch'esse raggiungere valori superiori del 20% della tensione limite definita in e). Tali valori limite sono imposti alla combinazione F.

Nella Tab. 13 sono riassunti i prescritti limiti tensionali riferiti alla corrispondente combinazione delle azioni.

Combinazione	Paramento	
	Monte	Valle
A	0.80	0.80
B	0.96	0.96
C	1.152	1.152
D	0.50	0.80
E	0.60	0.96
F	0.72	1.152

**Tabella 13 – Limiti tensionali riferiti alle tensioni di trazione prescritti dal vigente DM82 espressi in MPa.**

Le prescrizioni regolamentari sono relative alle consuete metodologie di calcolo delle tensioni principali che presuppongono il calcolo delle tensioni principali componendo le tensioni verticali (o lungo gli archi) e le spinte idrostatiche. I risultati delle analisi agli elementi finiti comprendono, al contrario, l'intero tensore degli sforzi delle tensioni principali, così come viene a disporsi spazialmente. Le tensioni principali ottenute dall'analisi agli elementi finiti risultano pertanto essere superiori a quelle che si otterrebbero con una determinazione tradizionale che presuppone che le direzioni delle tensioni principali siano quella verticale e quella radiale.

Pertanto il rispetto dei limiti di normativa da parte degli stati tensionali ottenuti dall'analisi agli elementi finiti è da ritenersi conservativa ai fini delle verifiche di sicurezza.

Le tensioni di trazione di riferimento sono quelle definite in precedenza e riassunte in Tab. 13; la tensione ammissibile di compressione per il calcestruzzo di classe C25/30, adottato nella modellazione, è pari a 9.75 MPa. Tale valore è stato calcolato in base alla formula riportata al capo 3.1.3 del D.M. 14 febbraio 1992 appresso indicata:

$$\bar{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} \quad (N/mm^2) \quad \left[ \bar{\sigma}_c = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} \quad (kg/cm^2) \right]$$

In allegato si riporta la rappresentazione grafica dei principali risultati ottenuti mediante l'analisi agli elementi finiti.

Per ciascuna combinazione dei carichi sono state rappresentate:

- tensioni principali massime (di trazione se positive, di compressione se negative) sui paramenti di monte e di valle;
- tensioni principali minime (di trazione se positive, di compressione se negative) sui paramenti di monte e di valle;
- tensioni principali massime e minime sulle superficie di imposta della diga;
- tensioni principali massime e minime sulle superficie di imposta della roccia di fondazione;
- tensioni principali massime e minime in quattro archi significativi a quota rispettivamente di: 907, 917, 927 e 937 m s.l.m.m.;
- tensioni principali massime e minime sulla mensola centrale.

Quando i risultati della modellazione hanno fornito valori di tensioni in eccesso si è proceduto ad una opportuna analisi condotta mediante una serie significativa di restrizioni dell'intervallo di rappresentazione.

### **10.2.1 Combinazione A**

La combinazione A coincide con il calcolo delle sollecitazioni dovute al solo peso proprio.

Le tensioni principali di trazione sono minime (inferiori a 0.05 MPa) con particolari concentrazioni nella zona di bordo verso valle delle imposte, ove si hanno picchi localizzati con intensità massima pari a 0.5 MPa. Sono presenti delle trazioni trascurabili nella zona di appoggio della diga, in particolare verso valle, di valore massimo pari a 0.025 MPa. Tale situazione è una conseguenza dell'analisi lineare condotta con elementi tetraedrici del prim'ordine.

Le tensioni principali di compressione raggiungono un valore massimo di 5 MPa localizzato in alcuni elementi nella zona di imposta della fondazione della torre di presa, per la quale, peraltro come già anticipato nel capitolo 6, sono attesi dei valori locali estremanti. Depurate le singolarità le compressioni presentano un valore massimo di circa 3 MPa.

La combinazione A, pur considerando le esasperazioni localizzate, presenta uno stato tensionale a trazione ampiamente contenuto entro i limiti della normativa.

## 10.2.2 Combinazione B

La combinazione B si prefigge lo scopo di analizzare il comportamento della struttura a serbatoio vuoto aggiungendo al peso proprio della massa muraria le coazioni per variazioni di temperatura: esterna, per esaurimento del calore di presa e per ritiro.

L'analisi è stata condotta combinando in maniera congruente le azioni riportate in Tab. 14.

Id	Descrizione
CS	Peso proprio per fasi di costruzione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro
L2	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12^{\circ}\text{C}$ (termica estiva)
L3	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-6^{\circ}\text{C}$ (termica invernale)

**Tabella 14 – Azioni combinate secondo le prescrizioni regolamentari DM82.**

Le combinazioni da analizzare sono due, una relativa alla termica estiva e l'altra a quella invernale:

- CS + L1 + L2
- CS + L1 + L3

I risultati dell'involuppo delle azioni sono rappresentati graficamente in appendice.

Le tensioni principali di trazione sono diffuse sia sul paramento di monte che su quello di valle con un valore massimo di 0.85 MPa.

Lungo la zona di bordo delle spalle a monte sono presenti dei valori di tensione che puntualmente possono arrivare a 2 MPa.

Si osserva che in alcuni elementi superficiali che descrivono la superficie del coronamento e della sommità dello sfioratore sono presenti valori di tensione in eccesso contenuti entro i 2 MPa.

Le tensioni principali di compressione hanno un valore massimo di picco pari a 3.0 MPa, valore localizzato in qualche elemento nella zona di imposta di fondazione della torre.

Occorre ricordare che tale concentrazione locale di sforzi è apparente in quanto è noto che è una delle caratteristiche della metodologia adottata, agli elementi finiti, e che dipende essenzialmente dalla approssimazione del modello.

In fondazione le compressioni hanno intensità medie pari a 1.3 MPa.

La combinazione B, depurati gli effetti locali, presenta delle tensioni di trazione massime che sono entro i limiti regolamentari.

### 10.2.3 Combinazione C

La combinazione C analizza l'aggiunta delle azioni inerziali della massa muraria al peso proprio ed alle coazioni termiche così come definite per la combinazione B.

Le azioni che sono state combinate sono riportate in Tab. 15.

Id	Descrizione
CS	Peso proprio per fasi di costruzione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro
L2	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12^{\circ}\text{C}$ (termica estiva)
L3	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-6^{\circ}\text{C}$ (termica invernale)
RS1	Spettro di risposta elastico DM82: componente ortogonale all'asse principale
RS2	Spettro di risposta elastico DM82: componente parallela all'asse principale
RS3	Spettro di risposta elastico DM82: componente verticale

**Tabella 15 - Azioni combinate secondo le prescrizioni regolamentari DM82.**

Le combinazioni analizzate prevedono di combinare tutti i possibili versi delle direzioni delle componenti dell'azione inerziale con le altre azioni. Nell'analisi dell'azione sismica si è considerato anche il caso in cui agisca la sola componente dell'azione sismica parallela all'asse diga, naturalmente nei due versi. Le combinazioni possibili analizzate sono pertanto 20.

Le tensioni principali massime nella struttura assumono valori compresi nell'intervallo -1.53 MPa e 3.5 MPa mentre le tensioni principali minime assumono valori compresi tra -7.52 MPa e 0.

L'analisi delle tensioni massime (cfr. figure in appendice) mostra che sono presenti degli eccessi nella zona di bordo di monte delle imposte e nella zona della fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino.

Gli elementi di bordo al contatto diga-roccia nelle spalle assumono valori compresi tra 2.0 e 3.5 MPa, mentre gli elementi di bordo della zona di fondazione diga-pulvino presentano un valore medio di 1.2 MPa.

Nei lembi delle spalle, nella zona sommitale del coronamento, gli elementi i cui valori delle

tensioni risultano compresi nell'intervallo 1.5-20 MPa sono disposti, per la quasi totalità, entro il corpo diga.

Sul paramento di valle è stata verificata la presenza di qualche elemento con valori di tensione compresi tra 1.152 e 1.5 MPa; in particolare nella parte del corpo diga ove è formato il salto di skj. La tensione media degli elementi sul paramento di valle è di circa 0.9 MPa.

Sul paramento di monte si hanno mediamente tensioni di trazione entro i limiti della norma tranne che nella zona centrale in corrispondenza dello sfioratore in cui si hanno tensioni massime per alcuni elementi di 1.5 MPa.

Nella sezione maestra si ha una condizione di diffusione delle tensioni di trazione che hanno valori massimi inferiori a 0.8 MPa.

Analizzando le figure in appendice in cui sono rappresentati gli stati tensionali degli archi a varie quote si conferma che gli eccessi tensionali sono presenti solo in sporadici elementi superficiali.

Le tensioni principali minime assumono un valore massimo di 7.52 MPa nella zona di imposta della torre di presa; sui paramenti di valle e di monte assumono rispettivamente i valori medi di 1.1 MPa e di 0.75 MPa. I valori estremi localizzati alla base della torre di presa, che possiamo classificare come outlier, sono comunque inferiori alla tensione ammissibile di compressione del calcestruzzo.

La fondazione è interamente compressa con valori medi di 1.6 MPa.

La combinazione C, depurati gli effetti locali, presenta delle tensioni di trazione massime sui paramenti di monte e di valle che sono sostanzialmente entro i limiti regolamentari.

#### **10.2.4 Combinazione D**

La combinazione D è la prima delle combinazioni rappresentative della situazione a serbatoio pieno.

Tale combinazione analizza gli effetti derivanti dall'applicazione del peso proprio, della spinta idrostatica e della spinta del ghiaccio.

La spinta idrostatica è sempre stata riferita cautelativamente alla quota corrispondente al livello di massimo invaso.

L'analisi è stata condotta combinando le azioni riportate in Tab. 16.

Id	Descrizione
CS	Peso proprio per fasi di costruzione
L4	Spinta idrostatica
L5	Spinta del ghiaccio

**Tabella 16 - Azioni combinate secondo le prescrizioni regolamentari DM82.**

La conformazione geometrica dell'opera ha permesso di ridurre al minimo le tensioni principali di trazione al punto di ritenere che queste siano di fatto assenti in questa combinazione.

Si osserva, dall'esame delle figure in allegato, che le tensioni principali massime sono di compressione ad eccetto di alcune zone del paramento di valle e del salto di skj nelle quali presentano valori di trazione contenuti entro 0,5 MPa. Si osserva come siano presenti trazioni contenute entro il valore di 0,5 MPa anche lungo la superficie di contatto struttura – roccia di fondazione lungo i versanti.

L'analisi delle tensioni massime mostra che sono presenti degli eccessi nella zona di bordo di monte delle imposte e nella zona della fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino. Tali elementi assumono dei valori di tensione compresi tra 0,5 e 2,5 MPa.

La fondazione è interamente compresa con valori medi di 1,5 MPa.

Le tensioni principali minime assumono un valore massimo di 4.0 MPa nella zona di imposta della torre di presa; sui paramenti di valle e di monte assumono valori medi attorno a 1,0 MPa.

La combinazione D, depurati gli effetti locali, non presenta praticamente tensioni di trazione sui paramenti di monte e di valle.

### **10.2.5 Combinazione E**

La combinazione E si prefigge lo scopo di analizzare il comportamento della struttura a serbatoio pieno aggiungendo al peso proprio della massa muraria ed alla spinta idrostatica / ghiaccio le coazioni per variazioni di temperatura: esterna, per esaurimento del calore di presa e per ritiro.

L'analisi è stata condotta combinando congruentemente le azioni riportate in tabella 17.

Id	Descrizione
CS	Peso proprio per fasi di costruzione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro
L4	Spinta idrostatica
L5	Spinta del ghiaccio
L6	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-7^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L7	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $2^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L8	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12.5^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)
L9	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $9^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)

**Tabella 17 - Azioni combinate secondo le prescrizioni regolamentari DM82.**

Le combinazioni analizzate sono rappresentative della condizione termica estiva ed invernale:

- CS + L1 + L4+L5+L6+L7
- CS + L1 + L4+L8+L9

I risultati dell'inviluppo sono rappresentati graficamente in appendice.

Le tensioni principali di trazione sono diffuse sia sul paramento di monte che su quello di valle con un valore massimo pari a 0,6 MPa ed un valore medio di 0,3 MPa.

L'analisi delle tensioni massime mostra che sono presenti degli eccessi nella zona di bordo di monte delle imposte e nella zona di fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino. Gli elementi di bordo al contatto diga – roccia nelle spalle e quelli di bordo della fondazione presentano valori medi attorno a 0,6 MPa.

Si riscontra la presenza di qualche elemento isolato, in particolare nella zona di fondazione della torre di presa che presenta valori di tensione massima di 5 MPa.

L'esame della sezione maestra e delle sezioni degli archi alle varie quote considerate (907, 917, 927 e 937 m s.l.m.m.) mostrano una diffusione delle trazioni principali massime con valori medi attorno a -0,5 MPa; la presenza di tensioni di trazioni di entità contenuta sui paramenti e la diffusione nel corpo diga di tensioni di compressione porta a ritenere che le tensioni principali di trazione siano trascurabili. Le tensioni principali di compressione in fondazione hanno intensità media circa pari a 1,5 MPa.

La combinazione esaminata, tenuti in considerazione gli effetti localizzati legati alla

modellazione, presenta delle tensioni di trazione massime sui paramenti di monte e di valle che sono entro i limiti regolamentari.

### 10.2.6 Combinazione F

La combinazione F analizza l'aggiunta delle azioni inerziali della massa muraria e di quelle idrodinamiche dell'acqua invasata al peso proprio ed alle coazioni termiche così come definite per la combinazione E.

In Tab. 18 sono indicate le azioni che sono state combinate.

Id	Descrizione
CS	Peso proprio per fasi di costruzione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro
L4	Spinta idrostatica
L5	Spinta del ghiaccio
L6	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-7^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L7	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $2^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L8	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12.5^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)
L9	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $9^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)
L14.1	Azione idrodinamica dell'acqua invasata – DM82
RS1	Spettro di risposta elastico DM82: componente ortogonale all'asse principale
RS2	Spettro di risposta elastico DM82: componente parallela all'asse principale
RS3	Spettro di risposta elastico DM82: componente verticale

**Tabella 18 - Azioni combinate secondo le prescrizioni regolamentari DM82.**

Le combinazioni analizzate prevedono di combinare tutti i possibili versi delle direzioni delle componenti dell'azione inerziale con le altre azioni.

Nell'analisi dell'azione sismica si è considerato anche il caso in cui agisca la sola componente dell'azione sismica parallela all'asse diga, naturalmente nei due versi. Le combinazioni possibili analizzate sono pertanto 20.

Le tensioni principali massime nella struttura assumono valori compresi nell'intervallo -1,50 MPa e 5,0 MPa mentre le tensioni principali minime assumono valori compresi tra -7,08 MPa e 0.

L'analisi delle tensioni massime (cfr. figure in appendice) mostra che sono presenti degli eccessi nella zona di bordo di monte delle imposte e nella zona della fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino.

Gli elementi di bordo al contatto diga – roccia nelle spalle assumono valori compresi tra 2,0 e 5,0 MPa, così come gli elementi di bordo della zona di fondazione diga – pulvino.

Nei lembi delle spalle, nella zona sommitale del coronamento, gli elementi i cui valori risultano compresi nell'intervallo 1,15 – 2,0 MPa sono disposti per la quasi totalità a ridosso degli elementi di bordo, i quali inducono inevitabilmente delle distorsioni nel loro intorno.

Sul paramento di valle è stata verificata la presenza di qualche elemento con valori di tensione compresi tra 1,152 e 1,5 MPa; in particolare nella zona, in cui si ha il collegamento con un angolo acuto, tra il paramento del corpo diga e la parete del salto di skj. La tensione media degli elementi nel paramento di valle è di circa 0,9 MPa.

Sul paramento di monte si hanno mediamente tensioni di trazione entro i limiti della norma tranne che nella zona centrale in corrispondenza del cambio di curvatura alla base in cui si hanno tensioni massime, per alcuni elementi, di circa 1,6 MPa.

Nella sezione maestra si ha una condizione di diffusione delle tensioni di trazione che hanno valori massimi inferiori a 0,8 MPa.

Analizzando le figure in appendice in cui sono rappresentati gli stati tensionali degli archi a varie quote si conferma che gli eccessi tensionali sono presenti negli elementi di bordo di monte al contatto diga – roccia.

Le tensioni principali di trazione nella zona del coronamento sono comprese nell'intervallo 0,72 – 1,15 MPa.

La presenza degli eccessi di tensione si riscontra solo per elementi di superficie, tale situazione è una conseguenza del numero limitato di elementi finiti nella zona del coronamento. Avendo infatti predisposto un modello che presentasse una mesh della struttura muraria il più possibile omogenea, in modo da ridurre le inevitabili distorsioni, nella zona sommitale della diga il numero di elementi è tale da approssimare la variazione dello stato tensionale non in maniera continua come nel resto del corpo diga ma in maniera discontinua evidenziando così tra un elemento e quello contiguo delle differenze di tensione più elevate di quelle effettivamente presenti.

Le tensioni principali minime assumono un valore massimo di 7,08 MPa nella zona di imposta della torre di presa; sui paramenti di valle e di monte assumono rispettivamente i valori medi di 1,25 MPa e di 0,9 MPa.

I valori estremi localizzati alla base della torre di presa che possiamo classificare come outlier, sono comunque inferiori alla tensione ammissibile di compressione del calcestruzzo.

La fondazione è interamente compresa con valori medi di 1,5 MPa.

La combinazione F, depurati gli effetti locali, presenta delle tensioni di trazione massime sui paramenti di monte e di valle che sono sostanzialmente entro i limiti regolamentari.

### **10.3 Combinazioni di carico secondo NTC08**

Le singole condizioni di carico sono state combinate al fine di valutare il comportamento dell'opera per quelle situazioni che possono ragionevolmente essere previste durante l'esecuzione e l'esercizio del serbatoio.

Le condizioni considerate sono le seguenti:

- **Combinazione A:** la combinazione analizza il comportamento della struttura a serbatoio vuoto per effetto delle sollecitazioni dovute al peso proprio, alle coazioni termiche e da ritiro / idratazione;
- **Combinazione B:** tale combinazione, a serbatoio pieno, prevede l'azione del peso proprio, della spinta idrostatica, delle coazioni termiche e da ritiro / idratazione nonché della spinta del ghiaccio;
- **Combinazione C:** la combinazione in esame è definita nella situazione a serbatoio pieno per effetto del peso proprio, della spinta idrostatica, delle coazioni termiche e da ritiro / idratazione;
- **Combinazione D:** la combinazione in parola effettuata a serbatoio pieno prevede l'aggiunta al peso proprio, alla spinta idrostatica, alle coazioni termiche e da ritiro / idratazione delle azioni inerziali della massa muraria e delle azioni idrodinamiche dell'acqua invasata.

Ai fini delle verifiche degli stati limite sono state prese in considerazione le seguenti combinazioni delle azioni:

- **Combinazione A:** le azioni sono state combinate applicando la combinazione fondamentale (SLU);
- **Combinazione B:** le azioni sono state considerate applicando la combinazione fondamentale (SLE);
- **Combinazione C:** le azioni sono state combinate applicando la combinazione eccezionale (SLU);
- **Combinazione D:** la combinazione sismica è stata redatta prendendo in considerazione lo stato limite di esercizio coincidente con SLV mentre lo stato limite ultimo con SLC.

Le prescrizioni per quanto attiene le tensioni principali massime sono riferite alle verifiche nei confronti dallo SLE per eccesso di tensioni. Dovrà risultare:

- 1) Combinazione caratteristica quasi permanente e per le verifiche a serbatoio pieno riferite al paramento di monte:
  - compressione:  $\sigma_c \leq 0,4 f_{ck}$
  - trazione:  $\sigma_c \geq 0$  (stato limite di decompressione, corrisponde ad una trascurabile probabilità di formazione delle fessure, verifica l'insorgere di tensioni di trazione)
- 2) Combinazione caratteristica rara e per le verifiche a serbatoio vuoto:
  - compressione:  $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}$
  - trazione:  $\sigma_c \geq f_{ctm}/1,2$  (stato limite di formazione delle fessure, corrisponde ad una debole probabilità fissata a priori dalle NTC di formazione delle fessure, verifica l'inizio della fessurazione)  
 con  $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$

Nel caso dello stato limite di formazione delle fessure la verifica della sicurezza è condotta controllando che lo stato di sollecitazione presente nella sezione sia inferiore a quello connesso alla situazione di incipiente fessurazione di un calcestruzzo integro. Si deve tenere in conto che oltre alle tensioni dovute ai carichi esterni, agiscono in generale anche tensioni dovute a stati di coazioni e che possono produrre delle fessure nel calcestruzzo addirittura prima che questo sia assoggettato ad alcun carico.

La misura positiva della sicurezza allo stato limite di formazione delle fessure non esclude dunque, in linea di principio, che si possano formare delle lesioni, ma assicura che la probabilità che si verifichi tale evento è piccola, mentre la garanzia che non si aprano delle fessure può essere fornita dalla verifica dello stato limite di decompressione.

La verifica dello stato di limite di decompressione nel caso più corrente è fatta con riferimento alla fibra più esterna della sezione e quindi comporta la totale assenza di trazioni nel calcestruzzo.

Il calcestruzzo impiegato per la formazione della diga ha classe di resistenza C25/30.

La resistenza cilindrica normalizzata vale quindi:

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza media a trazione semplice assiale del calcestruzzo assume il valore:

$$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

Riferendosi alle tensioni di riferimento  $f_{ck}$  e  $f_{ctm}$  è possibile determinare i limiti tensionali ricordati, che risultano essere:

1. Combinazione caratteristica quasi permanente e per le verifiche a serbatoio pieno riferite al paramento di monte:
  - compressione:  $\sigma_c \leq 10,0 \text{ N/mm}^2$
  - trazione:  $\sigma_c \geq 0$
2. Combinazione caratteristica rara e per le verifiche a serbatoio vuoto:
  - compressione:  $\sigma_c \leq 15,0 \text{ N/mm}^2$
  - trazione:  $\sigma_c \geq 2,13 \text{ N/mm}^2$

### **10.3.1 Combinazione A**

La combinazione A analizza il comportamento della struttura a serbatoio vuoto per effetto delle sollecitazioni dovute al peso proprio, alle coazioni termiche e da ritiro / idratazione.

Tale combinazione in accordo a quanto previsto dalla tabella C6 della proposta di aggiornamento, riportata per comodità di lettura nella tab. 10 della presente relazione, definisce la combinazione delle azioni secondo la combinazione fondamentale allo stato limite ultimo. Tale espressione fa riferimento alla fase costruttiva, a fine costruzione o serbatoio vuoto ed all'esercizio

normale.

L'analisi è stata condotta combinando le azioni con i coefficienti parziali e di combinazione delle azioni definite al cap. 9.8.2.

I risultati di tutte le possibili combinazioni dei coefficienti parziali (caso favorevole o sfavorevole) e di combinazione sono stati riassunti nella determinazione dell'involuppo.

Le azioni combinate sono riportate in tab. 19.

Id	Descrizione
CS	Peso proprio per fasi di costruzione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro
L2	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12^{\circ}\text{C}$ (termica estiva)
L3	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-6^{\circ}\text{C}$ (termica invernale)

**Tabella 19 - Azioni combinate secondo le prescrizioni regolamentari NTC08.**

Le tensioni principali massime nella struttura assumono valori compresi nell'intervallo -0,2 MPa e 3,0 MPa mentre le tensioni principali minime assumono valori compresi tra -6,0 MPa e 0.

L'analisi delle tensioni massime (cfr. figure in appendice) mostra che sono presenti degli eccessi nella zona di bordo di monte delle imposte, nella zona della fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino e nella zona sommitale del coronamento.

La presenza degli eccessi di tensione si riscontra solo per gli elementi di superficie, tale situazione è una conseguenza del numero limitato di elementi finiti nella zona del coronamento.

Avendo infatti predisposto un modello che presentasse una mesh della struttura muraria il più possibile omogenea, in modo da ridurre le inevitabili distorsioni, nella zona sommitale della diga il numero di elementi è tale da approssimare la variazione dello stato tensionale non in maniera continua come nel resto del corpo diga bensì in maniera discontinua evidenziando così tra un elemento e quello contiguo delle differenze di tensione più elevate di quelle effettivamente presenti.

Gli elementi di bordo al contatto diga-roccia nelle spalle assumono valori di tensione principale massima compresi tra 0,8 e 3,0 MPa, mentre gli elementi di bordo della zona di fondazione diga-pulvino presentano un valore medio di 0,8 MPa.

Nei lembi delle spalle, nella zona sommitale del coronamento, gli elementi presentano valori delle tensioni massime di 0,8 MPa.

Sul paramento di valle è stata verificata la presenza di qualche elemento con valori di

tensione tra 0,8 e 1,2 MPa; in particolare nella parte del corpo diga ove è formato il salto di skj e nel piano del coronamento. La tensione media degli elementi sul paramento di valle è di circa 0,4 MPa.

Sul paramento di monte si hanno mediamente tensioni di trazione di 0,4 MPa.

Nella sezione maestra si ha una condizione di diffusione delle tensioni di trazione che hanno valori medi di 0,3 MPa.

Analizzando le figure in appendice in cui sono rappresentati gli stati tensionali degli archi a varie quote si conferma che gli eccessi tensionali sono presenti solo in sporadici elementi superficiali.

Le tensioni principali minime assumono un valore massimo di 6,0 MPa nella zona di imposta della torre di presa. Sui paramenti di valle e di monte assumono rispettivamente i valori medi di 1,0 MPa e di 1,5 MPa.

La fondazione è interamente compresa con valori medi di 1,6 MPa.

La proposta di aggiornamento prevede verifiche tensionali solo nei confronti dello SLE per eccesso di tensioni. Non essendo indicate verifiche specifiche nei confronti dello SLU si può osservare che le sollecitazioni di trazione sul paramento di valle (mediamente a 0,4 MPa) hanno un valore che verifica i limiti tensionali della combinazione caratteristica rara.

### **10.3.2 Combinazione B**

La combinazione B analizza il comportamento della struttura, nella condizione di serbatoio pieno, per effetto delle sollecitazioni dovute al peso proprio, alla spinta idrostatica, alle coazioni termiche e da ritiro / idratazione nonché dalla spinta del ghiaccio.

Le azioni sono combinate in accordo alla combinazione fondamentale allo stato limite ultimo che fa riferimento all'esercizio normale.

L'analisi è stata condotta combinando le azioni con i coefficienti parziali e di combinazione delle azioni definite al cap. 9.8.2.

I risultati di tutte le possibili combinazioni dei coefficienti parziali (caso favorevole e sfavorevole) e di combinazione sono stati rappresentati mediante il loro inviluppo.

Le azioni combinate sono indicate nella tabella 20.

Id	Descrizione
CS	Peso proprio per fasi di costruzione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro
L4	Spinta idrostatica
L5	Spinta del ghiaccio
L6	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-7^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L7	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $2^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L8	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12.5^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)
L9	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $9^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)

**Tabella 20 - Azioni combinate secondo le prescrizioni regolamentari NTC08.**

Le tensioni principali massime nella struttura assumono valori compresi nell'intervallo 0,4 MPa e 5 MPa mentre le tensioni principali minime assumono valori compresi tra -5 MPa e 0,83 MPa.

L'analisi delle tensioni massime (cfr. figure in appendice) mostra che sono presenti degli eccessi nella zona di bordo di monte delle imposte, nella zona della fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino e zona sommitale dello sfioratore.

Gli elementi di bordo al contatto diga-roccia nelle spalle e gli elementi di bordo della zona di fondazione diga-pulvino presentano un valore medio di 3,0 MPa.

Nei lembi delle spalle, nella zona sommitale del coronamento, alcuni elementi presentano valori medi delle tensioni massime pari a 0,8 MPa con pochissimi elementi aventi valori di picco superiori.

La tensione media degli elementi sul paramento di valle è di circa 0,3 MPa.

Sul paramento di monte si hanno mediamente tensioni di trazione di 0,4 MPa.

Nella sezione maestra si ha una condizione di diffusione delle tensioni di compressione.

Analizzando le figure in appendice in cui sono rappresentati gli stati tensionali degli archi a varie quote si conferma che gli eccessi tensionali sono presenti solo in sporadici elementi superficiali.

Le tensioni principali minime assumono un valore massimo di 5,0 MPa nella zona di imposta della torre di presa, mentre sui paramenti di valle e di monte assumono il valore medio di 1,0 MPa circa.

La fondazione è interamente compresa con valori medi di 1,65 MPa.

La proposta di aggiornamento prevede verifiche tensionali solo nei confronti dello SLE per eccesso di tensioni. Non essendo indicate verifiche specifiche nei confronti dello SLU si può osservare che le sollecitazioni di trazione sul paramento di valle (mediamente a 0,3 MPa) hanno un valore che verifica i limiti tensionali della combinazione caratteristica rara.

### 10.3.3 Combinazione C

La combinazione C analizza il comportamento della struttura nella condizione a serbatoio pieno per effetto del peso proprio, della spinta idrostatica, delle coazioni termiche e da ritiro / idratazione.

Le azioni sono combinate in accordo alla combinazione eccezionale allo stato limite ultimo che fa riferimento al raggiungimento delle quote di massimo invaso.

L'analisi è stata condotta combinando le azioni con i coefficienti parziali e di combinazione delle azioni definite al cap. 9.8.2.

I risultati di tutte le possibili combinazioni dei coefficienti parziali (caso favorevole e sfavorevole) e di combinazione sono stati rappresentati mediante il loro inviluppo.

Le azioni combinate sono indicate nella tabella 21.

Id	Descrizione
CS	Peso proprio per fasi di costruzione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro
L4	Spinta idrostatica
L5	Spinta del ghiaccio
L6	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-7^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L7	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $2^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L8	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12.5^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)
L9	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $9^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)

**Tabella 21 - Azioni combinate secondo le prescrizioni regolamentari NTC08.**

Le tensioni principali massime nella struttura assumono valori compresi nell'intervallo -0,50 MPa e 4 MPa mentre le tensioni principali minime assumono valori compresi tra -3,50 e 0,83 MPa.

L'analisi delle tensioni massime (cfr. figure in appendice) mostra che sono presenti degli

eccessi nella zona di bordo di monte delle imposte, nella zona della fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino.

Gli elementi di bordo al contatto diga-roccia nelle spalle assumono valori compresi tra 0,8 e 4,0 MPa, mentre gli elementi di bordo della zona di fondazione diga-pulvino presentano un valore medio di 3,0 MPa.

La tensione media degli elementi sul paramento di valle è di circa 0,16 MPa come pure quello di monte.

La sezione maestra presenta una diffusione delle tensioni principali massime e minime con valori compresi nell'intervallo 0,15 – 1,5 MPa.

Analizzando le figure in appendice in cui sono rappresentati gli stati tensionali degli archi a varie quote si conferma che gli eccessi tensionali sono presenti solo in sporadici elementi superficiali.

Nella zona di imposta della torre di presa si hanno tensioni di trazione con un valore massimo di 0,83 MPa, mentre sui paramenti di valle e di monte le tensioni di compressione assumono rispettivamente i valori medi di 1,0 MPa e di 0,50 MPa. I valori estremi localizzati alla base della torre di presa che possiamo considerare come outlier, sono dovuti, come descritto in precedenza, a fenomeni localizzati dovuti alla geometria degli elementi finiti.

La fondazione è interamente compresa con un valore medio di 1,75 MPa.

La proposta di aggiornamento prevede verifiche tensionali solo nei confronti dello SLE per eccesso di tensioni. Non essendo indicate verifiche specifiche nei confronti dello SLU si può osservare che le sollecitazioni di trazione sul paramento di valle (mediamente a 0,16 MPa) hanno un valore che verifica i limiti tensionali della combinazione caratteristica rara.

#### **10.3.4 Combinazione D**

La combinazione D analizza il comportamento della struttura a serbatoio pieno per effetto delle sollecitazioni dovute al peso proprio, alla spinta idrostatica, alle coazioni termiche e da ritiro / idratazione e delle azioni della massa muraria e delle azioni idrodinamiche dell'acqua invasata.

Tale combinazione in accordo a quanto previsto dalla tabella C6 della proposta di aggiornamento, riportata per comodità di lettura nella tab. 10 della presente relazione, definisce la

combinazione delle azioni secondo la combinazione sismica.

La combinazione sismica è stata redatta prendendo in considerazione lo stato limite di esercizio coincidente con SLV e lo stato limite ultimo con SLC. Tale espressione fa riferimento alla quota di massima regolazione nonché a serbatoio vuoto.

Le azioni combinate sono riportate in tab. 22.

Id	Descrizione
CS	Peso proprio per fasi di costruzione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro
L4	Spinta idrostatica
L5	Spinta del ghiaccio
L6	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-7^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L7	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $2^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L8	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12.5^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)
L9	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $9^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)
L14.2	Azione idrodinamica dell'acqua invasata SLV – NTC08
L14.3	Azione idrodinamica dell'acqua invasata SLC – NTC08
SLVo	Spettro di risposta elastico NTC08: componente ortogonale all'asse principale
SLVp	Spettro di risposta elastico NTC08: componente parallela all'asse principale
SLVv	Spettro di risposta elastico NTC08: componente verticale
SLCo	Spettro di risposta elastico NTC08: componente ortogonale all'asse principale
SLCp	Spettro di risposta elastico NTC08: componente parallela all'asse principale
SLCv	Spettro di risposta elastico NTC08: componente verticale

**Tabella 22 - Azioni combinate secondo le prescrizioni regolamentari NTC08.**

Lo spettro sismico di riferimento agli stati SLV e SLC è stato determinato (cfr. 9.5.2) assumendo per il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  il valore 1,2 che è oltremodo svantaggioso essendo tipico di un'opera ubicata in corrispondenza della cresta dal rilievo.

Nei paragrafi seguenti saranno analizzati rispettivamente le condizioni di:

- 1) Serbatoio vuoto: diga assoggettata a spettro SLV (DVv)
- 2) Serbatoio vuoto: diga assoggettata a spettro SLC (DVc)
- 3) Serbatoio pieno: diga assoggettata a spettro SLV (DPv)
- 4) Serbatoio pieno: diga assoggettata a spettro SLC (DPc)

L'analisi è stata condotta combinando le azioni con i coefficienti parziali e di combinazione delle azioni definite al cap. 9.8.2.

I risultati di tutte le possibili combinazioni dei coefficienti parziali (caso favorevole e sfavorevole) e di combinazione sono stati rappresentati mediante il loro involuppo.

#### **10.3.4.1 Struttura assoggettata a spettro SLV nella situazione di serbatoio vuoto (DVv)**

Le combinazioni analizzate prevedono di combinare tutti i possibili versi delle direzioni delle componenti dell'azione inerziale riferite allo spettro elastico SLV con le altre azioni. Le combinazioni possibili analizzate sono pertanto 48.

Le tensioni principali massime nella struttura assumono valori compresi nell'intervallo 0 MPa e 7,68 MPa mentre le tensioni principali minime assumono valori compresi tra -9,56 MPa e 0.

L'analisi delle tensioni massime (cfr. figure in appendice) mostra che sono presenti degli eccessi nella zona di bordo di monte delle imposte; nella zona della fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino e nella zona sommitale del coronamento.

Gli elementi di bordo al contatto diga-roccia nelle spalle al bordo di monte assumono valori compresi tra 2,0 e 7,68 MPa, mentre gli elementi di bordo della zona di fondazione diga-pulvino presentano un valore medio di 1,75 MPa.

Nei lembi delle spalle, nella zona sommitale del coronamento e nella zona del salto di skj, ove si ha il cambio di curvatura, gli elementi i cui valori delle tensioni risultano compresi nell'intervallo 1,5 – 2,50 MPa sono superficiali e localizzati in prossimità di angoli chiusi ove sono attesi fenomeni di concentrazione delle tensioni.

Sul paramento di valle è stata verificata la presenza di elementi con valori di tensione tra 1,0 e 1,5 MPa. La tensione media degli elementi sul paramento di valle è di circa 1,2 MPa.

Sul paramento di monte si hanno mediamente tensioni di trazione di 1,0 MPa.

L'analisi della sezione maestra evidenzia una condizione di diffusione delle tensioni di trazione aventi valori medi di 0,5 MPa.

Analizzando le figure in appendice in cui sono rappresentati gli stati tensionali degli archi a varie quote si conferma che gli eccessi tensionali sono presenti solo in elementi superficiali.

Le tensioni principali minime assumono un valore massimo di 9,56 MPa nella zona di

imposta della torre di presa, mentre sui paramenti di valle e di monte assumono rispettivamente valore medio di 1,5 MPa.

La presenza degli eccessi di tensione si riscontra solo per gli elementi di superficie, tale situazione è una conseguenza del numero limitato di elementi finiti nella zona del coronamento.

Avendo infatti predisposto un modello che presentasse una mesh della struttura muraria il più possibile omogenea, in modo da ridurre le inevitabili distorsioni, nella zona sommitale della diga il numero di elementi è tale da approssimare la variazione dello stato tensionale non in maniera continua come nel resto del corpo diga bensì in maniera discontinua evidenziando così tra un elemento e quello contiguo delle differenze di tensione più elevate di quelle effettivamente presenti.

La proposta di aggiornamento prevede verifiche tensionali solo nei confronti dello SLE per eccesso di tensioni. Non essendo indicate verifiche specifiche nei confronti dello SLU si può osservare che le sollecitazioni di trazione sul paramento di valle (mediamente a 1,2 MPa) hanno un valore che verifica i limiti tensionali della combinazione caratteristica rara.

#### **10.3.4.2 Struttura assoggettata a spettro SLC nella situazione di serbatoio vuoto (DVc)**

Le combinazioni analizzate prevedono di combinare tutti i possibili versi delle direzioni delle componenti dell'azione inerziale riferite allo spettro elastico SLC con le altre azioni. Le combinazioni possibili analizzate sono pertanto 48.

Le tensioni principali massime nella struttura assumono valori compresi nell'intervallo 0 e 8,36 MPa mentre le tensioni principali minime assumono valori compresi tra -10,2 MPa e 0.

L'analisi delle tensioni massime (cfr. figure in appendice) mostra che sono presenti degli eccessi nella zona di bordo di monte delle imposte, nella zona della fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino e nella zona sommitale del coronamento.

La presenza degli eccessi di tensione si riscontra solo per gli elementi di superficie, tale situazione è una conseguenza del numero limitato di elementi finiti nella zona del coronamento.

Avendo infatti predisposto un modello che presentasse una mesh della struttura muraria il più possibile omogenea, in modo da ridurre le inevitabili distorsioni, nella zona sommitale della diga il numero di elementi è tale da approssimare la variazione dello stato tensionale non in maniera continua come nel resto del corpo diga bensì in maniera discontinua evidenziando così tra un

elemento e quello contiguo delle differenze di tensione più elevate di quelle effettivamente presenti.

Gli elementi di bordo al contatto diga-roccia nelle spalle al bordo di monte assumono valori compresi tra 2,5 e 8,36 MPa, mentre gli elementi di bordo della zona di fondazione diga-pulvino presentano un valore medio di 2,5 MPa. L'entità di una tale concentrazione di tensioni in un numero limitato di elementi è una conseguenza dell'analisi lineare condotta con elementi tetra ciclici del prim'ordine.

Nei lembi delle spalle, nella zona sommitale del coronamento e nella zona del salto di skj, ove si ha il cambio di curvatura, gli elementi i cui valori delle tensioni risultano compresi nell'intervallo 1,5 – 2,50 MPa sono superficiali.

Gli elementi con i valori più elevati sono localizzati in prossimità di angoli chiusi ove sono attesi fenomeni di concentrazione delle tensioni.

Sul paramento di valle è stata verificata la presenza di elementi con valori di tensione tra 1,0 e 1,5 MPa. La tensione media degli elementi sul paramento di valle è di circa 1,25 MPa.

Sul paramento di monte si hanno mediamente tensioni di trazione di 1,0 MPa.

Nella sezione maestra si ha una condizione di diffusione delle tensioni di trazione che hanno valori medi di 0,75 MPa.

Analizzando le figure in appendice in cui sono rappresentati gli stati tensionali degli archi a varie quote si conferma che gli eccessi tensionali sono presenti solo in elementi superficiali.

Le tensioni principali minime assumono un valore massimo di 10,2 MPa nella zona di imposta della torre di presa. Sui paramenti di valle e di monte assumono rispettivamente valore medio di 1,0 MPa.

La proposta di aggiornamento prevede verifiche tensionali solo nei confronti dello SLE per eccesso di tensioni. Non essendo indicate verifiche specifiche nei confronti dello SLU si può osservare che le sollecitazioni di trazione sul paramento di valle (mediamente a 1,25 MPa) hanno un valore che verifica i limiti tensionali della combinazione caratteristica rara.

#### **10.3.4.3 Struttura assoggettata a spettro SLV nella situazione di serbatoio pieno (DPv)**

Le combinazioni analizzate prevedono di combinare tutti i possibili versi delle direzioni delle componenti dell'azione inerziale riferite allo spettro elastico SLV con le altre azioni. Le

combinazioni possibili analizzate sono pertanto 48.

Le tensioni principali massime nella struttura assumono valori compresi nell'intervallo -0,08 MPa e 12 MPa mentre le tensioni principali minime assumono valori compresi tra -8,25 MPa e 0.

L'analisi delle tensioni massime (cfr. figure in appendice) mostra che sono presenti degli eccessi nella zona di bordo di monte delle imposte; nella zona della fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino e nella zona sommitale del coronamento.

La presenza degli eccessi di tensione si riscontra solo per gli elementi di superficie, tale situazione è una conseguenza del numero limitato di elementi finiti nella zona del coronamento.

Avendo infatti predisposto un modello che presentasse una mesh della struttura muraria il più possibile omogenea, in modo da ridurre le inevitabili distorsioni, nella zona sommitale della diga il numero di elementi è tale da approssimare la variazione dello stato tensionale non in maniera continua come nel resto del corpo diga bensì in maniera discontinua evidenziando così tra un elemento e quello contiguo delle differenze di tensione più elevate di quelle effettivamente presenti.

Gli elementi di bordo al contatto diga-roccia nelle spalle assumono valori compresi tra 2,0 e 12 MPa, mentre gli elementi di bordo della zona di fondazione diga-pulvino presentano valori compresi tra 1 e 2,5 MPa. La modellazione agli elementi finiti in campo elastico introduce tipicamente tali picchi di tensione nelle zone di spiccata concavità del modello. Occorre notare che in tali zone la soluzione esatta teorica del campo tensionale nell'ambito della meccanica del continuo fornisce tensioni tendenti ad infinito.

La perturbazione del campo tensionale dovuto a tali effetti localizzati comporta un eccesso di tensioni di trazione compreso tra 1,5 e 2,5 MPa in special modo nella zona di fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino. Si osservano tali eccessi anche limitatamente agli elementi che definiscono la traccia dell'intersezione tra la superficie del paramento di valle con la superficie che descrive la parete laterale del salto di skj.

Sul paramento di valle è stata verificata la presenza di valori di tensione tra 1,0 e 1,5 MPa. La tensione media degli elementi sul paramento di valle è di circa 1,0 MPa.

Sul paramento di monte si hanno mediamente tensioni di trazione di 1,0 MPa.

Nella sezione maestra si ha una condizione di diffusione delle tensioni di trazione che hanno valori medi di 0,5 MPa.

Analizzando le figure in appendice in cui sono rappresentati gli stati tensionali degli archi a varie quote si conferma che gli eccessi tensionali sono presenti solo in elementi superficiali.

Le tensioni principali minime assumono un valore massimo di 8,25 MPa nella zona di imposta della torre di presa, mentre sui paramenti di valle e di monte assumono valore medio di 1,5 MPa.

La proposta di aggiornamento prevede verifiche tensionali solo nei confronti dello SLE per eccesso di tensioni. Non essendo indicate verifiche specifiche nei confronti dello SLU si può osservare che le sollecitazioni di trazione sul paramento di valle (tra 1,0 e 1,5 MPa) hanno un valore che verifica i limiti tensionali della combinazione caratteristica rara.

#### **10.3.4.4 Struttura assoggettata a spettro SLC nella situazione di serbatoio pieno (DPc)**

Le combinazioni analizzate prevedono di combinare tutti i possibili versi delle direzioni delle componenti dell'azione inerziale riferite allo spettro elastico SLC con le altre azioni. Le combinazioni possibili analizzate sono pertanto 48.

Le tensioni principali massime nella struttura assumono valori compresi nell'intervallo -0,08 MPa e 12 MPa mentre le tensioni principali minime assumono valori compresi tra -8,25 MPa e 0.

L'analisi delle tensioni massime (cfr. figure in appendice) mostra che sono presenti degli eccessi nella zona di bordo di monte delle imposte, nella zona della fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino e nella zona sommitale del coronamento.

La presenza degli eccessi di tensione si riscontra solo per gli elementi di superficie, tale situazione è una conseguenza del numero limitato di elementi finiti nella zona del coronamento.

Avendo infatti predisposto un modello che presentasse una mesh della struttura muraria il più possibile omogenea, in modo da ridurre le inevitabili distorsioni, nella zona sommitale della diga il numero di elementi è tale da approssimare la variazione dello stato tensionale non in maniera continua come nel resto del corpo diga bensì in maniera discontinua evidenziando così tra un elemento e quello contiguo delle differenze di tensione più elevate di quelle effettivamente presenti.

Gli elementi di bordo al contatto diga-roccia nelle spalle assumono valori compresi tra 2,0 e 12 MPa, mentre gli elementi di bordo della zona di fondazione diga-pulvino presentano valori compresi tra 1 e 2,5 MPa. La modellazione agli elementi finiti in campo elastico introduce

tipicamente tali picchi di tensione nelle zone di spiccata concavità del modello. Occorre notare che in tali zone la soluzione esatta teorica del cambio tensionale nell'ambito della meccanica del continuo fornisce tensioni tendenti ad infinito.

La perturbazione del campo tensionale dovuto a tali effetti localizzati comporta un eccesso di tensioni di trazione compreso tra 1,5 e 2,5 MPa in special modo nella zona di fondazione ove si ha un cambio di curvatura nella transizione tra diga e pulvino. Si osservano tali eccessi anche limitatamente agli elementi che definiscono la traccia dell'intersezione tra la superficie del paramento di valle con la superficie che descrive la parete laterale del salto di skj.

Sul paramento di valle è stata verificata la presenza di valori di tensione media di 1,0 MPa.

Sul paramento di monte si hanno mediamente tensioni di trazione di 1,0 MPa.

Nella sezione maestra si ha una condizione di diffusione delle tensioni di trazione che hanno valori medi di 0,6 MPa.

Analizzando le figure in appendice in cui sono rappresentati gli stati tensionali degli archi a varie quote si conferma che gli eccessi tensionali sono presenti solo in sporadici elementi superficiali.

Le tensioni principali minime assumono un valore massimo di 8,25 MPa nella zona di imposta della torre di presa. Sui paramenti di valle e di monte assumono valori medi di 1,25 MPa.

La proposta di aggiornamento prevede verifiche tensionali solo nei confronti dello SLE per eccesso di tensioni. Non essendo indicate verifiche specifiche nei confronti dello SLU si può osservare che le sollecitazioni di trazione sul paramento di valle (mediamente a 1,0 MPa) hanno un valore che verifica i limiti tensionali della combinazione caratteristica rara.

## 11 CONFRONTO DEI RISULTATI DELL'ANALISI TRIDIMENSIONALE CON I RISULTATI DELL'ANALISI PIANA

Le prescrizioni regolamentari, in particolare DM82, sono riferite alle consuete metodologie di calcolo: le tensioni principali sono calcolate componendo le tensioni verticali, o lungo gli archi, e le spinte idrostatiche.

L'analisi agli elementi finiti fornisce, invece, risultati che definiscono l'intero tensore degli sforzi così come viene a disporsi spazialmente e dal quale si calcolano le tensioni principali.

Le tensioni principali derivate dall'analisi agli elementi finiti tridimensionali risulteranno quindi superiori a quelle che si otterrebbero con una determinazione tradizionale piana.

Sono state condotte quindi una serie di analisi piane di alcuni archi significativi al fine di instaurare un confronto tra le tensioni dovute all'azione della spinta idrostatica e delle coazioni termiche nel caso piano con le analoghe tensioni desunte dai risultati dell'analisi tridimensionale.

Sono stati pertanto identificati quattro archi significativi alla quota di 907, 917, 927 e 937 m s.l.m.m. e per ognuno di essi sono state analizzate cinque situazioni di carico notevoli in modo da poter permettere il confronto.

Le situazioni esaminate risultano essere pertanto le seguenti:

- **Situazione A:** si analizza il comportamento per effetto della sola spinta idrostatica (L4);
- **Situazione B:** si analizza il comportamento per effetto delle coazioni termiche da presa e ritiro (L1) e delle coazioni per andamento rettangolare della temperatura con  $T = +12^{\circ}\text{C}$  (L2);
- **Situazione C:** le azioni combinate sono le coazioni da presa e ritiro (L1) con le coazioni per andamento rettangolare della temperatura con  $T = -6^{\circ}\text{C}$  (L3);
- **Situazione D:** le azioni analizzate sono le coazioni da presa e ritiro (L1) e le coazioni per variazioni di temperatura esterna estiva (L8, L9);
- **Situazione E:** è analoga alla combinazione D nel caso invernale. Le azioni sono pertanto le coazioni da presa e ritiro (L1) e le coazioni per variazioni di temperatura esterna iniziale (L6, L7).

## 11.1 Situazione A

La situazione notevole A ha lo scopo di confrontare lo stato tensionale conseguente all'applicazione della spinta idrostatica agli archi piani con lo stato che compete alle sezioni del modello tridimensionale alle quote corrispondenti.

L'analisi dello stato tensionale nel caso 2D e 3D è in accordo; gli archi alle varie quote risultano compressi tranne che nelle zona che forma il corpo del salto di skj in cui si hanno delle trazioni. Sono presenti effetti localizzati in entrambi i modelli legati essenzialmente a problemi di natura geometrica: concentrazioni delle tensioni in corrispondenza degli elementi di bordo e degli spigoli con angoli acuti.

Mediamente le tensioni del modello tridimensionale sono più elevate di quelle calcolate con il modello piano.

Confrontando la differenza delle tensioni nella sezione maestra ottenuta nell'analisi piana con quella ottenuta sezionando il solido tridimensionale si può notare come in quest'ultimo gli effetti di concentrazione nelle tensioni in corrispondenza del cambio di curvatura nella transizione digapulvino si diffondono entro una zona più estesa.

L'analisi piana della sezione maestra permette di definire l'intervallo di variabilità della tensione principale massima e di quella minima che valgono rispettivamente:

$$-0,53 \div 0,74 \text{ MPa} \quad \text{e} \quad -3,60 \div -0,10 \text{ MPa}$$

Dall'analisi 3D si ottiene rispettivamente per le tensioni principali massime una variabilità entro l'intervallo  $-0,45 \div 0,78 \text{ MPa}$  e per quella minima  $-4,23 \div 0 \text{ MPa}$ .

## 11.2 Situazione B

La situazione notevole B si prefigge lo scopo di analizzare il comportamento della struttura a serbatoio vuoto combinando le coazioni termiche da presa e ritiro con le coazioni termiche per andamento rettangolare che definiscono la termica estiva.

L'analisi è stata condotta combinando le azioni riportate in Tab. 23.

Id	Descrizione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro

L2	Coazioni termiche per andamento rettangolare con T=+12°C (termica estiva)
----	---

**Tabella 23 - Azioni combinate**

La diffusione delle tensioni nell'analisi piana è più omogenea di quella ottenuta nell'analisi tridimensionale. Confrontando le immagini si osserva come gli elementi che descrivono la superficie esterna del corpo diga nel modello 3D presentino delle discontinuità accentuate rispetto ai valori delle tensioni degli elementi interni. Trascurando gli elementi superficiali, si osserva una diffusione abbastanza omogenea delle tensioni; in entrambi i modelli sono presenti distorsioni localizzate che inducono delle propagazioni legate alla natura numerica della soluzione.

L'analisi della sezione maestra mostra sinteticamente il campo di variabilità delle tensioni alle varie quote e quindi in corrispondenza dei vari spessori del corpo diga.

Le tensioni principali massime nel caso 2D sono comprese nell'intervallo  $-0,015 \div 0,56$  MPa mentre le corrispondenti nel caso 3D sono comprese nell'intervallo  $-0,27 \div 0,40$  MPa.

Le tensioni principali minime sono comprese rispettivamente nell'intervallo  $-0,25 \div 0,08$  MPa nel caso 2D e  $-0,69 \div 0,30$  MPa in quello 3D.

### 11.3 Situazione C

La situazione notevole C si prefigge lo scopo di analizzare il comportamento della struttura a serbatoio vuoto combinando le coazioni termiche da presa e ritiro con le coazioni termiche per andamento rettangolare che definiscono la termica invernale.

L'analisi è stata condotta combinando le azioni riportate in Tab. 24.

Id	Descrizione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro
L3	Coazioni termiche per andamento rettangolare con T=-6°C (termica invernale)

**Tabella 24 - Azioni combinate**

Le tensioni indotte dalla combinazione delle azioni considerate riproducono gli andamenti generali generati dalla termica estiva analizzata nel paragrafo precedente.

Le tensioni principali massime nel caso 2D sono comprese nell'intervallo  $-0,02 \div 0,50$  MPa mentre le corrispondenti nel caso 3D sono comprese nell'intervallo  $-0,17 \div 0,67$  MPa.

Le tensioni principali minime sono comprese rispettivamente nell'intervallo  $-0,17 \div 0,06$  MPa nel caso 2D e  $-0,5 \div 0,2$  MPa.

### 11.4 Situazione D

La situazione notevole D analizza il comportamento della struttura a serbatoio vuoto assoggettato alle coazioni termiche da presa e ritiro, a quelle per andamento rettangolare con  $T = +12,5^{\circ}\text{C}$  ed alle coazioni termiche per andamento a farfalla d'ampiezza  $9^{\circ}\text{C}$ .

L'analisi è stata condotta combinando le azioni riportate in Tab. 25.

Id	Descrizione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro
L8	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=+12,5^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)
L9	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $9^{\circ}\text{C}$ (variazione termica estiva)

Tabella 25 - Azioni combinate

La diffusione delle tensioni nell'analisi piana presenta stati tensionali grosso modo costanti lungo lo spessore degli archi. Confrontando i risultati dell'analisi 2D con quelli dell'analisi 3D si osserva che gli elementi descriventi la superficie esterna del modello tridimensionale presentano delle discontinuità accentuate rispetto ai valori di tensione degli elementi interni.

Trascurando gli elementi superficiali si osserva una diffusione abbastanza omogenea delle tensioni.

In entrambi i modelli (2D e 3D) sono presenti distorsioni localizzate che inducono delle propagazioni legate alla natura numerica della soluzione.

L'analisi della sezione maestra mostra sinteticamente il campo di variabilità delle tensioni alle varie quote e quindi in corrispondenza dei vari spessori del corpo diga.

Le tensioni principali massime nel caso 2D variano nell'intervallo  $-0,18 \div 0,29$  MPa mentre le corrispondenti nel caso 3D sono comprese nell'intervallo  $-0,40 \div 0,38$  MPa.

Le tensioni principali minime sono comprese rispettivamente nell'intervallo  $-0,22 \div 0,05$  MPa nel caso 2D e  $-0,8 \div 0,4$  MPa in quello 3D.

## 11.5 Situazione E

La situazione notevole E analizza il comportamento della struttura a serbatoio vuoto assoggettato alle coazioni termiche da presa e ritiro, a quelle per andamento rettangolare con  $T = -7^{\circ}\text{C}$  ed alle coazioni termiche per andamento a farfalla d'ampiezza  $2^{\circ}\text{C}$ .

L'analisi è stata condotta combinando le azioni riportate in Tab. 26.

Id	Descrizione
L1	Coazioni termiche da presa e ritiro
L6	Coazioni termiche per andamento rettangolare con $T=-7^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)
L7	Coazioni termiche per andamento a farfalla di ampiezza $2^{\circ}\text{C}$ (variazione termica invernale)

**Tabella 26 - Azioni combinate**

La diffusione delle tensioni nell'analisi piana presenta stati tensionali grosso modo costanti lungo lo spessore degli archi. Confrontando i risultati dell'analisi 2D con quelli dell'analisi 3D si osserva che gli elementi descriventi la superficie esterna del modello tridimensionale presentano delle discontinuità accentuate rispetto ai valori di tensione degli elementi interni.

Trascurando gli elementi superficiali si osserva una diffusione abbastanza omogenea delle tensioni.

In entrambi i modelli (2D e 3D) sono presenti distorsioni localizzate che inducono delle propagazioni legate alla natura numerica della soluzione.

L'analisi della sezione maestra mostra sinteticamente il campo di variabilità delle tensioni alle varie quote e quindi in corrispondenza dei vari spessori del corpo diga.

Le tensioni principali massime nel caso 2D variano nell'intervallo  $-0,005 \div 0,5$  MPa mentre le corrispondenti nel caso 3D sono comprese nell'intervallo  $-0,18 \div 0,50$  MPa.

Le tensioni principali minime sono comprese rispettivamente nell'intervallo  $-0,016 \div 0,0015$  MPa nel caso 2D e  $-0,2 \div 0,37$  MPa in quello 3D.

## 12 INTERAZIONE STRUTTURA-ROCCIA DI FONDAZIONE

L'interazione roccia-struttura di fondazione è stata valutata, per ogni combinazione dei carichi analizzati secondo DM82 e NTC08, al fine di determinare la variazione di tensione indotta dalla struttura caricata alla roccia di fondazione.

L'applicazione del peso proprio della roccia in una unica fase in una analisi agli elementi finiti determina delle inevitabili anomalie legate all'aggraffo della roccia ai vincoli imposti alle superfici di bordo e di contatto con la diga.

Occorre anche tenere in considerazione il fatto che lo stato di coazioni presenti all'interno dell'ammasso roccioso, dovuto ai processi di generi dello stesso, è incognito ed indeterminabile.

In considerazione di quanto detto, la stima della reale distribuzione delle tensioni nella roccia di fondazione è sufficientemente descrivibile sottraendo alle tensioni derivanti dalle combinazioni, secondo normativa, le tensioni del solo ammasso roccioso assoggettato all'azione del peso proprio.

Il peso proprio dell'ammasso roccioso agisce in ogni combinazione per cui sottraendo l'effetto del solo peso proprio si va a determinare lo stato di eccesso di tensione prodotto dalle sollecitazioni trasmesse alla roccia dalla struttura caricata.

Osservando i grafici in scala di colore ottenuti per le varie combinazioni, definite in precedenza, si possono osservare al di fuori della zona di fondazione dei valori di tensione che apparentemente non paiono plausibili; in special modo le tensioni di trazione agenti nella roccia che descrive il versante lontano dall'applicazione del peso proprio. Confrontando le immagini della zona di fondazione riportata in allegato per ciascuna combinazione con quelle dell'allegato relativo alla rappresentazione dei valori in eccesso si nota che al di fuori della fondazione le tensioni, in quest'ultimo caso, sono praticamente nulle.

Nella Tab. 27 sono indicati per ogni combinazione dei carichi, precedentemente definita, gli intervalli di variazione delle tensioni principali massime e minime.

Combinazione	Tensione principale massima [MPa]		Tensione principale minima [MPa]		
	Da	A	Da	A	
DM82	A	-0.30	3.00	-2.40	0.00
	B	-0.25	1.00	-2.29	0.23
	C	-0.16	1.00	-1.50	0.00
	D	-0.50	1.00	-1.50	0.08
	E	-0.46	1.00	-2.00	0.00
	F	-0.43	1.00	-2.00	0.00
NTC08	A	-0.10	1.00	-2.00	0.00
	B	-0.46	1.50	-3.00	0.00
	C	-0.46	1.00	-2.00	0.00
	DVv	-0.06	1.50	-2.00	0.00
	DVc	-0.03	1.50	-2.00	0.00
	DPv	-0.32	1.50	-2.50	0.00
	DPc	-0.30	1.50	-2.50	0.00

**Tabella 27 - Intervalli di variazione delle tensioni principali per ogni combinazione dei carichi secondo le prescrizioni regolamentari DM82 e NTC08**

Dall'analisi delle immagini in allegato si può osservare come siano presenti dei valori estremi in corrispondenza dei bordi della roccia di fondazione.

Il loro effetto, a valenza locale, si esaurisce nell'intorno dei punti ove si osservano i picchi determinando delle zone perturbate numericamente.

I valori delle tensioni indotte nella roccia di fondazione, tenuto anche conto degli eccessi di tensione legati alle ipotesi di modellazione e alla geometria degli elementi finiti, assumono valori molto lontani delle condizioni di rottura.

### **13 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE**

L'analisi strutturale della diga, sotto le varie condizioni di carico, è stata svolta in accordo alle prescrizioni sia della vigente normativa (Decreto 24 marzo 1982, *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*) sia della *Proposta di aggiornamento*

*delle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)* Adunanza del 25 luglio 2008, Allegato al prot. 27/2008 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici che conformerà la normativa riguardante la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento alle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Per quanto riguarda la metodologia di calcolo si ricorda che il calcolo delle dighe a volta con l'applicazione dei metodi usuali si avvale normalmente di ipotesi semplificative circa la ripartizione del carico idrostatico, che conducono alla schematizzazione della struttura in un numero limitato di elementi verticali –mensole- ed elementi orizzontali –archi- tra loro mutuamente collegati.

Nel caso specifico con tali metodi di calcolo non si potrebbero tenere adeguatamente in conto le caratteristiche principali dello sbarramento; dovrebbero essere infatti trascurati i sovrappessori e la profilatura d'imbocco dello scarico di superficie che invece, per la conformazione della valle, condizionano in maniera sostanziale la geometria dello sbarramento.

Per questa ragione si è fatto ricorso ad una schematizzazione della struttura con un modello tridimensionale agli elementi finiti in grado di rappresentare, pur con i limiti dell'approssimazione del metodo, l'effettivo comportamento dell'opera per le varie condizioni di carico cui sarà sottoposta.

Si è fatto uso del software agli elementi finiti Midas FEA della ditta Midas IT. MIDAS/FEA è stato sviluppato in joint venture con TNO-DIANA, famosa società di R&D del Gruppo TNO di Delft. La collaborazione con TNO-DIANA, legata ad una delle più note Università per i problemi geotecnici ed idraulici, il TU Delft, è fondamentale per la validazione dei modelli e dei solutori.

Nel modello sono stati impiegati elementi finiti tridimensionali isoparametrici a 4 nodi (le cui proprietà sono elastiche ed isotrope e pertanto caratterizzate dal modulo di elasticità  $E$  e dal coefficiente di Poisson  $\nu$ , oltre che dal peso proprio) ad ognuno dei quali sono associati tre gradi di libertà  $(x,y,z)$  che sono i più adatti per geometrie irregolari e complesse come quelle definite dall'ammasso roccioso e dalla diga in progetto. A causa di questa caratteristica tali elementi presentano delle buone caratteristiche di approssimazione dello stato di sforzo nelle zone in cui lo si possa considerare costante.

E' questo ad esempio il caso di archi in cui la curva delle pressioni risulti avere piccola

eccentricità rispetto al centro elastico della sezione trasversale. Nei casi invece di grande eccentricità, poiché lo stato di sforzo varierebbe linearmente nella sezione trasversale, per ottenere una buona approssimazione sarebbe richiesto un gran numero di elementi a stati di sforzo costante all'interno della sezione stessa.

E' inoltre da osservare che, secondo la teoria dell'elasticità, la presenza di spigoli in un continuo tridimensionale dà luogo a concentrazioni di tensione che sono puntualmente (all'apice dello spigolo) infinite, come riportato dalla teoria della meccanica della frattura.

Per eliminare tali concentrazioni di sforzo si realizzano costruttivamente degli arrotondamenti, anche minimi, al fine di creare una superficie di raccordo anziché uno spigolo vivo. Operativamente, nella modellazione di tali parti, possono seguirsi due approcci: il primo consiste nell'eliminare geometricamente lo spigolo mentre con il secondo si trascurano i picchi di tensione dovuti a questi effetti poiché saranno eliminati automaticamente dalla presenza di opportuni dettagli costruttivi. Nel nostro caso si è scelto di mantenere gli spigoli nella geometria del modello in quanto l'arrotondamento degli stessi avrebbe richiesto un numero elevatissimo di elementi finiti senza beneficio alcuno per la modellazione complessiva.

Gli elementi finiti, che rappresentano la roccia di fondazione e la massa muraria della diga, sono stati scelti nella famiglia delle funzioni di forma del primo ordine. Presentano quindi uno stato di tensione e deformazione costante al loro interno, ed è quindi necessario che la discretizzazione sia sufficientemente fine da cogliere la variabilità degli sforzi da punto a punto. D'altro canto il numero totale di variabili deve essere gestibile dal programma di calcolo cosicché la loro dimensione non può essere eccessivamente piccola. Come conseguenza si ottiene una discontinuità tra elementi adiacenti nel campo delle tensioni e, nel caso in esame, maggiori concentrazioni di sforzo negli spigoli di imposta della diga.

Le prescrizioni regolamentari, in particolare DM82, sono riferite alle consuete metodologie di calcolo: le tensioni principali sono calcolate componendo le tensioni verticali, o lungo gli archi, e le spinte idrostatiche.

L'analisi agli elementi finiti fornisce, invece, risultati che definiscono l'intero tensore degli sforzi così come viene a disporsi spazialmente e dal quale si calcolano le tensioni principali.

Le tensioni principali derivate dall'analisi agli elementi finiti tridimensionali risulteranno quindi superiori a quelle che si otterrebbero con una determinazione tradizionale piana.

Sono state condotte quindi una serie di analisi piane di alcuni archi significativi al fine di instaurare un confronto tra le tensioni dovute all'azione della spinta idrostatica e delle coazioni termiche nel caso piano con le analoghe tensioni desunte dai risultati dell'analisi tridimensionale.

Il calcolo è stato condotto quindi anche nel caso bidimensionale allestendo un opportuno modello 2D considerando gli archi indipendenti rispettivamente alle quote: 907, 917, 927 e 937 m s.l.m.m. Si è inoltre modellata la sezione maestra della diga. Nei vari modelli sono stati impiegati elementi finiti bidimensionali isoparametrici a 3 e 4 nodi ad ognuno dei quali sono associati due gradi di libertà. Le proprietà dell'elemento finito sono elastiche ed isotrope e pertanto caratterizzate dal modulo di elasticità  $E$  e dal coefficiente di Poisson  $\nu$ , oltre che dal peso proprio.

Effettuate le analisi per le varie condizioni di carico di progetto, sono state definite le combinazioni di carico di normativa calcolando, per ciascuna di esse, i grafici in scala di colore rappresentanti i valori puntuali delle tensioni principali massime e minime. La lettura qualitativa di tali grafici ha evidenziato alcuni punti che erano già prevedibili per quanto illustrato nei capitoli precedenti.

In particolare, sono state evidenziate concentrazioni di tensione dovuti "all'effetto angolo" in corrispondenza dei punti singolari della struttura, ovvero i punti di attacco con il terreno, lo spigolo vivo tra arco della diga e lo scivolo retrostante, la variazione di pendenza lungo lo scivolo stesso (costituita da una curva continua negli elaborati di progetto). Tali concentrazioni di tensione sono fittizie e si attenuano grandemente considerando raccordi geometrici con opportuno raggio di curvatura.

Inoltre, in alcune zone soggette a rapida variabilità dello stato di tensione, esistono elementi con stato tensionale elevato completamente circondati da altri con stato di tensione nei limiti di norma. Tali oscillazioni sono dovute alla inevitabile distorsione degli elementi finiti operata dal generatore di mesh del programma nonché alla tipologia di elemento finito avente la capacità di rappresentare stati di tensione costanti all'interno dell'elemento.

Infine si osserva che, nelle condizioni di carico statiche e termiche, la diga presenta stati di

tensione grossomodo costanti lungo lo spessore che possono essere quindi rappresentati dagli elementi utilizzati con sufficiente approssimazione. Tuttavia, nelle condizioni di carico sismiche, lo stato di tensione tende ad una variabilità di tipo lineare lungo spessore dell'arco costituente la diga. In tali condizioni si sommano due effetti sfavorevoli: da un lato le accelerazioni sismiche sono maggiori nella parte sommitale della struttura, dall'altro in tali parti lo spessore ridotto del paramento fa sì che siano presenti, lungo lo spessore, solo pochi elementi (da un minimo di due elementi nella parte sommitale fino a circa dieci elementi nelle zone più basse). Conseguentemente, dovendo essere la variabilità del campo di tensione di tipo lineare, ma la capacità di rappresentazione degli elementi di tipo costante, nelle parti sommitali della diga in condizioni sismiche la soluzione fornita da possibili sovrastime dello stato puntuale di tensione effettivamente presente.

I risultati della modellazione tridimensionale, riferiti alle combinazioni di carico prescritte da DM82 e NTC08, hanno permesso di verificare che, depurati gli effetti locali, gli stati tensionali di trazione e di compressione hanno valori entro i limiti regolamentari. In particolare per quanto riguarda la proposta di aggiornamento NTC08 si ricorda che essa prevede verifiche tensionali solo nei confronti dello Stato Limite di Esercizio per eccesso di tensioni; non essendo indicate verifiche specifiche nei confronti dello Stato Limite Ultimo i limiti tensionali di riferimento sono stati considerati pari quelli di verifica della combinazione caratteristica rara.

L'analisi bidimensionale, condotta per alcune situazioni di carico notevoli, confrontata con un'analoga analisi tridimensionale, ha permesso di riscontrare che i valori delle tensioni principali derivate dall'analisi 3D sono superiori rispetto a quelli ottenuti con la determinazione piana. L'analisi agli elementi finiti fornisce tridimensionale fornisce, infatti, risultati che definiscono l'intero tensore degli sforzi così come viene a disporsi spazialmente e dal quale si calcolano le tensioni principali e non valori delle tensioni principali calcolati componendo le tensioni verticali, o lungo gli archi, e le spinte idrostatiche come avviene nel caso bidimensionale.