

DIGA DI CEPPO MORELLI

PROGETTO DI ADEGUAMENTO

PROGETTO ESECUTIVO

ANALISI NUMERICHE PARAMETRICHE A SUPPORTO
DELLA PROGETTAZIONE DELLA DIGA DI CEPPO MORELLI



Committente EDISON S.P.A.

Oggetto Analisi numeriche parametriche a supporto della progettazione della diga di Ceppo Morelli

Contratto Contratto N. 1000132130 PS di EDISON S.P.A. emesso il 18.11.2016
PAD 16080865 - Offerta; PAD 16082508 – Ordine e Conferma d’Ordine

Note

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta di RSE.

N. pagine 34 **N. pagine fuori testo** 0

Data 15/05/2017

Elaborato Antonella Frigerio   
Antonella Frigerio, Piero Carlo Maria Masarati, Giuseppe Bruno

Verificato Guido Mazza 

Approvato Michele de Nigris 

Ricerca sul Sistema Energetico – RSE S.p.A.

Società con unico socio soggetta alla direzione ed al coordinamento di GSE S.p.A.
Sede Legale - 20134 Milano - Via R. Rubattino, 54
Tel. +39 023992.1 - Fax +39 023992.5370 - PEC rse@legalmail.it
Reg. Imprese di Milano. P.IVA e C.F. 05058230961
R.E.A. di Milano n. 1793295
Cap. Soc. € 1.100.000 i.v.

Indice

1	INTRODUZIONE	3
2	MODELLO GEOMETRICO.....	3
2.1	Sottopressioni all'interfaccia diga-roccia di fondazione	6
3	LEGAMI COSTITUTIVI DEI MATERIALI E DELLE INTERFACCE.....	7
3.1	Parametri fisico-meccanici per il caso di riferimento.....	8
3.2	Parametri fisico-meccanici per le analisi parametriche.....	9
4	ANALISI NUMERICHE.....	10
4.1	Verifica di sicurezza allo SLU con il nuovo modello geometrico	10
4.2	Verifica di sicurezza allo SLU con il nuovo modello geometrico e con le sottopressioni (caso di riferimento)	16
4.3	Analisi parametriche.....	18
4.3.1	Variazione del modulo elastico del calcestruzzo della diga.....	19
4.3.2	Variazione del modulo elastico della roccia di fondazione.....	22
4.3.3	Variazione della diffusività	26
4.3.4	Variazione dell'angolo di attrito delle interfacce	29
5	OSSERVAZIONI CONCLUSIVE.....	33
6	BIBLIOGRAFIA.....	34

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	15/05/2017	17002303	Prima emissione

1 INTRODUZIONE

Nel corso dell'iter di approvazione del progetto di adeguamento strutturale e idraulico della diga di Ceppo Morelli, nella Relazione Istruttoria emessa in data 06/06/2016 [1] la Direzione Generale per le Dighe ha richiesto un approfondimento in merito all'influenza delle sottopressioni e dei parametri fisico-meccanici sui risultati delle verifiche di sicurezza dello sbarramento condotte nello studio precedente [2] ed eseguite in ottemperanza alla nuova normativa [3].

Come richiesto nella Relazione Istruttoria, tutte le analisi numeriche del presente studio tengono conto del giunto costruttivo che nel Progetto Definitivo predisposto dallo Studio Marcello [4] è stato collocato nello sfioratore.

In questo rapporto si descrive dapprima la modifica apportata al modello geometrico dove è stato inserito il giunto di costruzione verticale nello sfioratore (§2). L'influenza di tale giunto è stata quindi valutata facendo riferimento alla combinazione di carico che nello studio precedente era risultata la più severa in termini di sollecitazioni, trascurando, come già in [2], l'azione delle sottopressioni (§4.1). L'analisi strutturale è stata poi ripetuta, per la medesima combinazione di carico, simulando anche l'azione delle sottopressioni agenti all'interfaccia diga-fondazione (§4.2), definendo così il caso di riferimento per le successive analisi parametriche eseguite variando di volta in volta uno dei principali parametri fisico-meccanici dei materiali o delle interfacce (§4.3).

2 MODELLO GEOMETRICO

Nel modello geometrico non lineare utilizzato nello studio precedente [2] erano stati discretizzati:

- la diga di nuova costruzione (in verde in Figura 1);
- una porzione estesa della roccia di fondazione (in arancione in Figura 1);
- i giunti verticali di costruzione tra le spalle a gravità e la volta centrale della diga (in arancione e in blu in Figura 2);
- l'interfaccia diga-roccia di fondazione (in giallo in Figura 2).

Come richiesto nella Relazione Istruttoria [1], per effettuare le analisi numeriche del presente studio nel modello è stato inserito il giunto costruttivo verticale in direzione spalla-spalla (in verde in Figura 2) che sarà realizzato nel corpo dello sfioratore secondo quanto riportato nel Progetto Definitivo [4]. La posizione di tale giunto nel reticolo di calcolo rispetta quella indicata nei disegni del Progetto Definitivo (Figura 3 vs Figura 4).

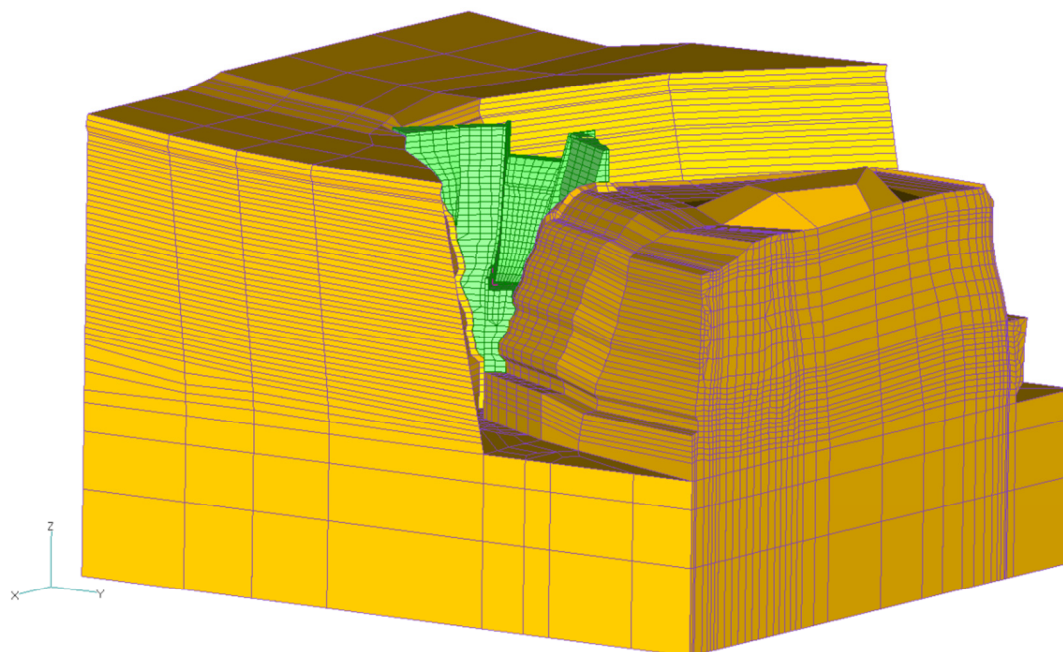


Figura 1: modello geometrico della diga di nuova costruzione e della roccia di fondazione

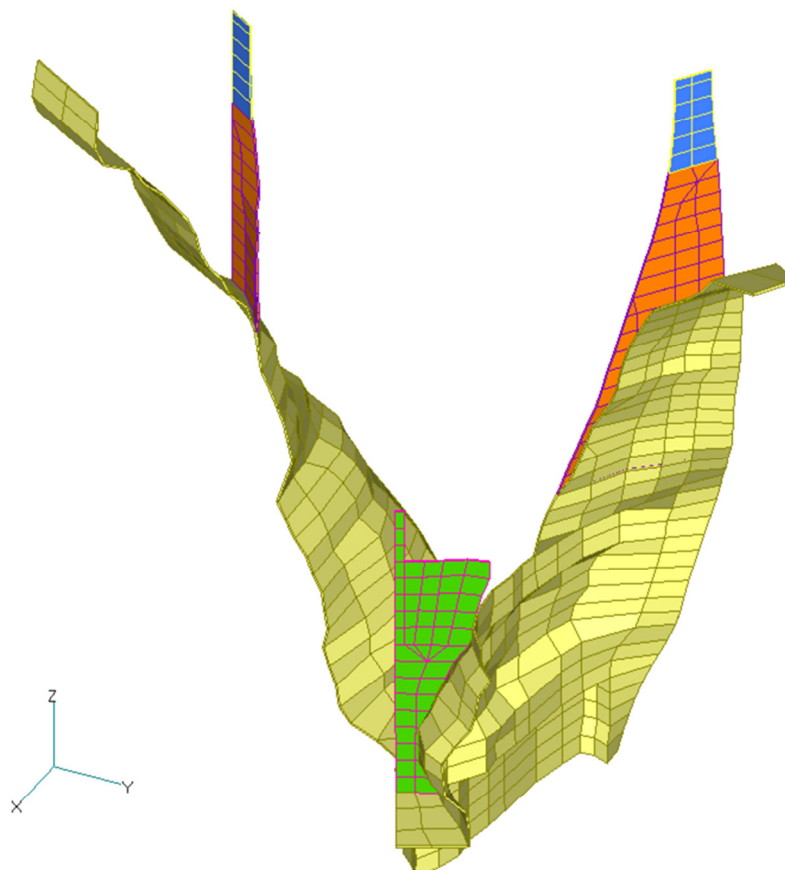


Figura 2: giunti verticali di costruzione (in arancione e in blu), interfaccia diga-roccia di fondazione (in giallo) e giunto di costruzione nel corpo dello sfioratore (in verde)

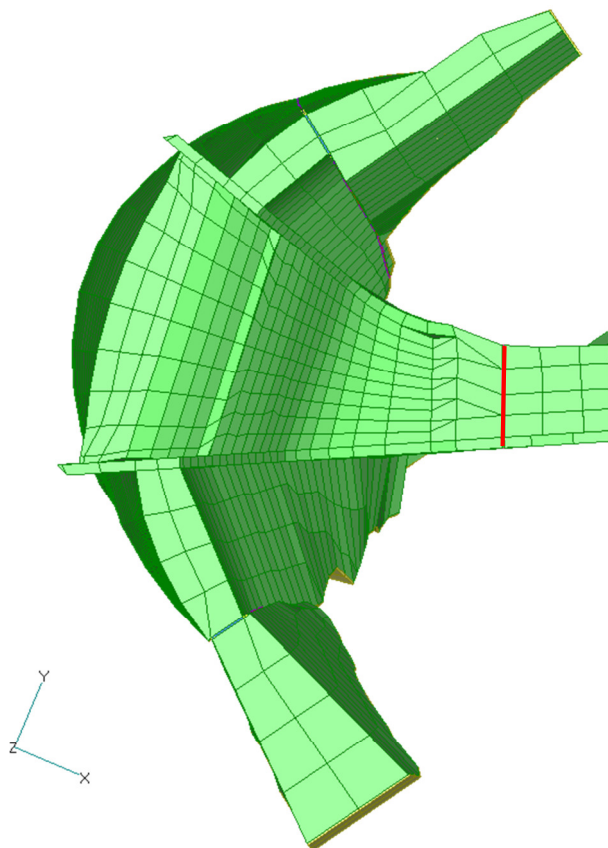


Figura 3: posizione del giunto costruttivo nello sfioratore nel modello geometrico (vista planimetrica)

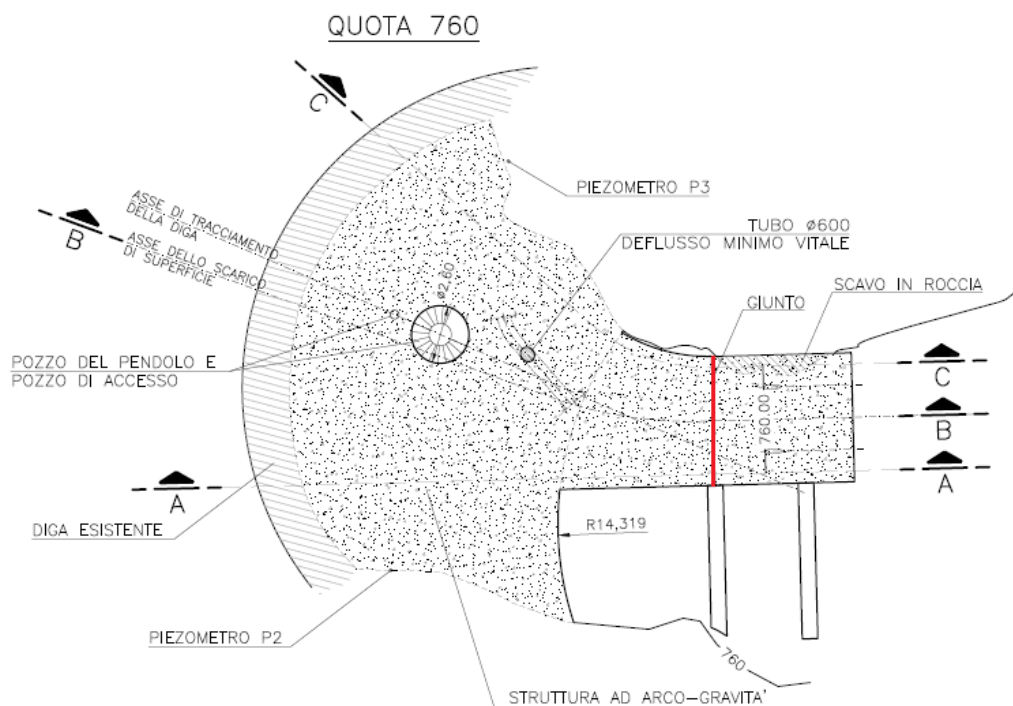


Figura 4: posizione del giunto costruttivo nello sfioratore nei disegni del Progetto Definitivo [4] (sezione orizzontale a quota 760 m s.l.m.)

2.1 Sottopressioni all'interfaccia diga-roccia di fondazione

Nel modello geometrico sono state inserite le sottopressioni all'interfaccia diga-roccia di fondazione, agenti sia sul corpo diga (Figura 5) sia sulla roccia di fondazione (Figura 6).

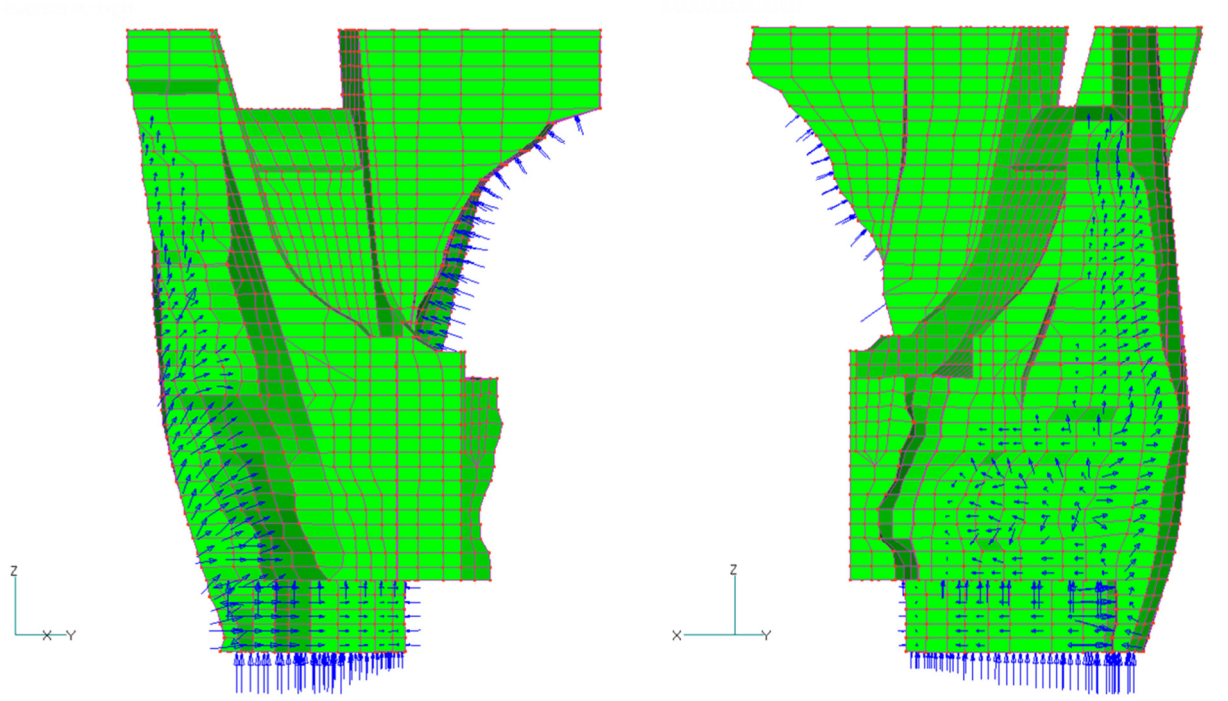


Figura 5: sottopressioni applicate sul corpo diga in corrispondenza dell'interfaccia diga-roccia di fondazione (vista dell'imposta destra e sinistra)

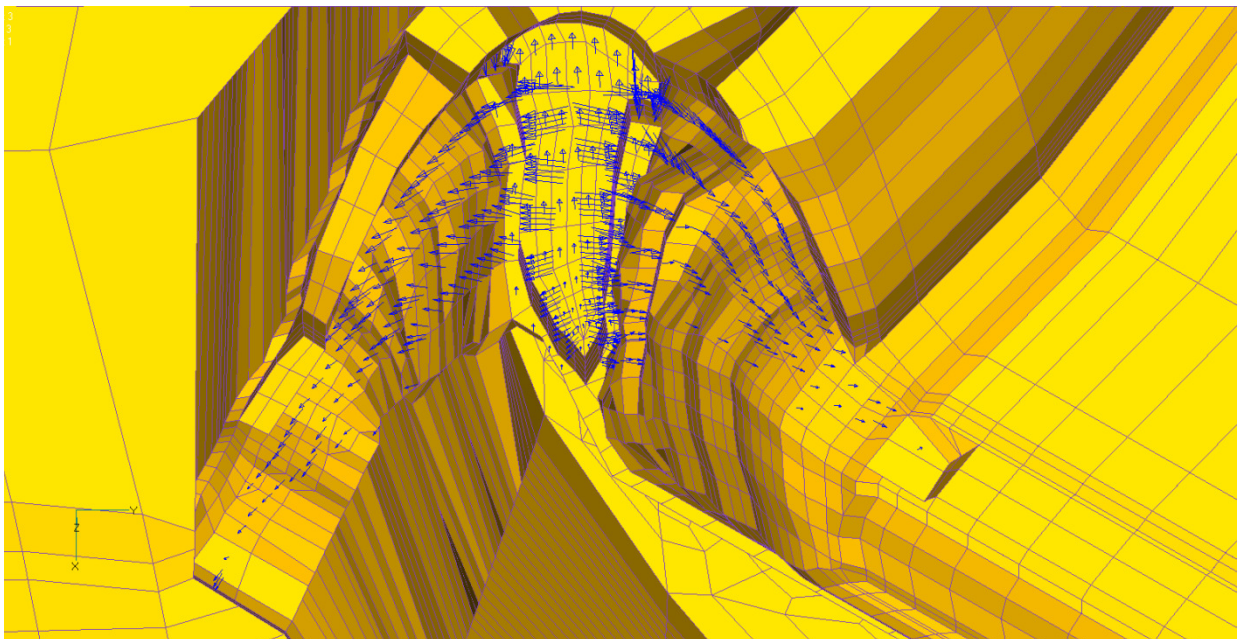


Figura 6: sottopressioni applicate sulla roccia in corrispondenza dell'interfaccia diga-roccia di fondazione (vista planimetrica)

L'entità delle sottopressioni è stata assunta decrescente linearmente lungo lo spessore della diga: il valore della sottopressione è pari alla pressione idrostatica in corrispondenza del piede del paramento di monte e si annulla in corrispondenza del piede del paramento di valle e del giunto verticale di costruzione nello sfioratore.

Il valore del carico idrostatico sul piede di monte dell'interfaccia è stato calcolato ponendo il livello d'invaso alla quota di massima regolazione (i.e. 780,75 m s.l.m.).

3 LEGAMI COSTITUTIVI DEI MATERIALI E DELLE INTERFACCE

Il comportamento del calcestruzzo della diga e della roccia di fondazione è stato modellato con un legame costitutivo elastico lineare.

I giunti e l'interfaccia diga-roccia di fondazione sono stati discretizzati mediante elementi finiti di interfaccia, ai quali è stato assegnato il legame costitutivo non lineare schematizzato in Figura 7.

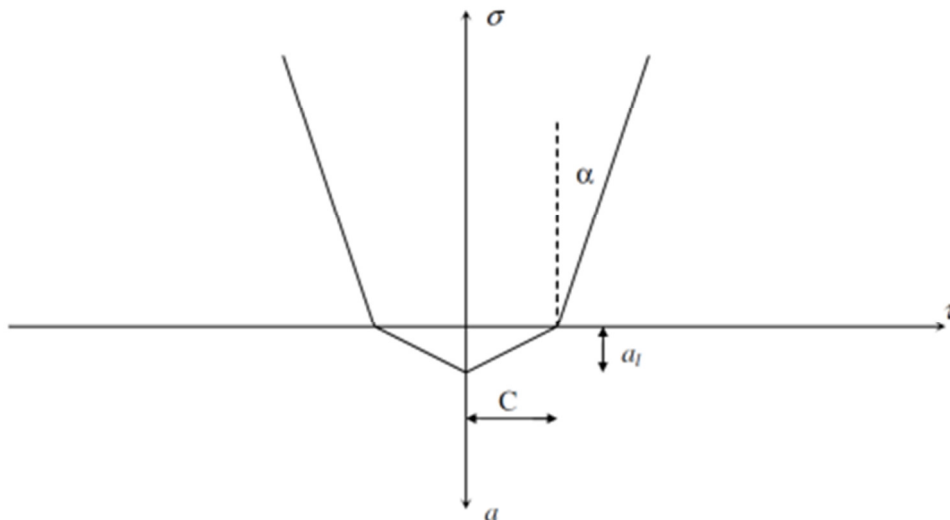


Figura 7: legame costitutivo degli elementi finiti di interfaccia

Sull'asse orizzontale è riportato lo sforzo di taglio τ , tangente al piano dell'interfaccia, mentre l'asse verticale è relativo a grandezze riferite alla direzione normale al piano dell'interfaccia: sul semiasse superiore è riportato lo sforzo di compressione σ e sul semiasse inferiore l'apertura a .

Il legame costitutivo è privo di resistenza a trazione ed è in grado di trasmettere sforzi di taglio tramite attrito Coulombiano. In particolare, la resistenza al taglio cresce proporzionalmente allo sforzo normale di compressione secondo la tangente all'angolo di attrito α . In condizione di sforzo normale nullo e incipiente apertura, la resistenza al taglio è quantificata dal parametro di coesione C , che consente di rappresentare l'effetto dell'ingranamento tra le asperità presenti sulle superfici a contatto: tale resistenza decresce linearmente con lo svilupparsi dell'apertura a , fino ad annullarsi in corrispondenza dell'apertura limite a_l .

Il legame costitutivo consente anche di assegnare un valore di apertura iniziale, che rappresenta la distanza tra le due parti di struttura separate dall'interfaccia nel caso in cui queste non siano originariamente a contatto.

3.1 Parametri fisico-meccanici per il caso di riferimento

Per condurre le analisi numeriche del caso di riferimento (nonché del preliminare caso senza sottopressioni), per i materiali e le interfacce sono stati utilizzati i medesimi parametri adottati nello studio precedente [2], riportati sinteticamente in Tabella 1 (per quanto riguarda i parametri termici si rimanda al successivo §3.2).

Per effettuare l'analisi termo-meccanica, al fine di simulare in prima approssimazione gli effetti di rilassamento indotti dai fenomeni viscosi [5][6], è stato adottato un valore dimezzato per il modulo elastico del calcestruzzo.

Tabella 1: parametri dei materiali

Materiale	Densità [kg/m ³]	Modulo elastico [MPa]	Coefficiente di Poisson [-]	Coefficiente di dilatazione termica [°C ⁻¹]
Calcestruzzo	2.420	28.000	0,15	0,8·10 ⁻⁵
Calcestruzzo (analisi termo-meccanica)	2.420	14.000	0,15	0,8·10 ⁻⁵
Roccia	-	25.000	0,15	-

I parametri utilizzati per le interfacce sono riportati in Tabella 2.

Per tutte le interfacce è stato assunto un coefficiente di attrito pari a 0.75, corrispondente a un angolo di attrito di circa 37°, mentre solo per il contatto diga-roccia di fondazione si ammette la resistenza al taglio in assenza di compressione.

Per quanto riguarda la parte superiore dei giunti verticali tra la volta della diga e le spalle a gravità (indicata in blu in Figura 2), l'assegnazione di 1 mm di apertura iniziale si ricollega alla scelta progettuale di non iniettare i giunti di costruzione a quote superiori a 780 m s.l.m. e rende conto delle contrazioni anelastiche del calcestruzzo dovute al ritiro e allo smaltimento del calore di idratazione.

Tabella 2: parametri delle interfacce

Interfaccia	Angolo di attrito [°]	Coesione [MPa]	Apertura limite [mm]	Apertura iniziale [mm]
Diga-roccia di fondazione (in giallo in Figura 2)	37	0,5	10	0
Giunti verticali, parte superiore (in blu in Figura 2)	37	0,0	0	1
Giunti verticali, parte inferiore (in arancione in Figura 2)	37	0,0	0	0
Giunto verticale nello sfioratore (in verde in Figura 2)	37	0,0	0	0

3.2 Parametri fisico-meccanici per le analisi parametriche

Per valutare l'influenza della variazione dei parametri termici e meccanici dei materiali e dell'angolo di attrito delle interfacce sui risultati delle verifiche di sicurezza della diga, sono state condotte analisi parametriche variando i parametri come indicato in Tabella 3.

L'intervallo di variazione del modulo elastico del calcestruzzo e della roccia di fondazione è stato definito sulla base delle indicazioni fornite dal Progettista.

Relativamente alla definizione dell'intervallo di variazione dei parametri termici del calcestruzzo, è utile tenere presente come il fenomeno della diffusione del calore sia essenzialmente governato dal valore della diffusività d , che esprime il rapporto tra la conducibilità K e la capacità termica C , quest'ultima definita a sua volta come il prodotto tra la densità ρ e il calore specifico c :

$$d = \frac{K}{C} = \frac{K}{\rho c} \quad (1)$$

Il valore della diffusività dipende dal tipo di aggregato impiegato ed è indicativo della velocità con cui le variazioni termiche si propagano nei materiali [7].

Nelle analisi condotte nello studio precedente [2] la diffusività risultava pari a 0,004 m²/h, avendo assunto per la conducibilità K e il calore specifico c rispettivamente 2,5 J/ms°C e 879 J/kg°C, valori già impiegati in passato per condurre analisi di transitorio termico per le dighe in calcestruzzo [8].

Per strutture massive quali le dighe il range tipico di variabilità della diffusività è 0,003÷0,006 m²/h [9]: nell'analisi termica è stata assunta una diffusività pari al limite inferiore per massimizzare il gradiente termico del calcestruzzo in corrispondenza delle superfici esterne a contatto con l'aria. A tale diffusività corrisponde una conducibilità K di 1,77 J/ms°C, mantenendo invariato il calore specifico c .

Per quanto riguarda l'angolo di attrito delle interfacce, i valori minimo e massimo da usare nelle analisi parametriche sono stati definiti imponendo al coefficiente di attrito del caso di riferimento, pari a 0,75, una variazione di ±20%, cui corrisponde un intervallo di 0,60÷0,90. Con tali dati si ottiene un campo di variazione dell'angolo di attrito di 31°÷42°: l'estremo superiore si può ritenere ancora realistico da un punto di vista fisico per descrivere l'attrito Coulombiano delle interfacce, l'estremo inferiore rappresenta un valore particolarmente conservativo.

Tabella 3: variazione dei parametri dei materiali e delle interfacce

Parametro	Unità di misura	Valore		
		Caso di Riferimento [2]	Minimo	Massimo
Modulo elastico del calcestruzzo	[MPa]	28.000	25.000	30.000
Modulo elastico della roccia	[MPa]	25.000	20.000	40.000
Diffusività	[m ² /h]	0,004	0,003	-
Angolo di attrito delle interfacce	[°]	37	31	42

4 ANALISI NUMERICHE

Nel precedente studio le verifiche di sicurezza avevano messo in luce che la combinazione di carico fondamentale allo Stato Limite Ultimo (SLU) con la condizione termica invernale (identificata con la sigla numerica “1.2” in [2]) mostrava le maggiori sollecitazioni di trazione.

Nel presente studio tale combinazione è stata considerata per valutare come i risultati, espressi in termini di sforzo massimo di trazione, siano influenzati:

- dal giunto costruttivo presente nel corpo di valle dello sfioratore (§4.1);
- dalle sottopressioni (§4.2);
- dai parametri fisico-meccanici dei materiali e dall'angolo di attrito delle interfacce, variati uno alla volta secondo quanto indicato in Tabella 3 (§4.3).

Di seguito sono elencate le azioni applicate alla diga per rieseguire la verifica relativa alla combinazione di carico fondamentale 1.2 allo SLU:

- peso proprio;
- spinta idrostatica (alla quota di massima regolazione, 780,75 m s.l.m.);
- coazioni d'origine termica (riferite alla stagione invernale);
- spinta dovuta all'interrimento del serbatoio (a quota 773,00 m s.l.m.);
- sottopressioni lungo l'interfaccia diga-roccia di fondazione (§2.1).

I dettagli sui legami costitutivi dei materiali e delle interfacce sono riportati nel §3, unitamente ai valori adottati per i parametri fisico-meccanici.

Tutte le analisi sono state eseguite con il codice di calcolo strutturale CANT-SD [10][11].

4.1 Verifica di sicurezza allo SLU con il nuovo modello geometrico

Con il nuovo modello geometrico è stata rieseguita la verifica di sicurezza relativa alla combinazione 1.2 per valutare l'influenza del giunto verticale costruttivo posto nello sfioratore sullo stato di sollecitazione della struttura. In questa analisi *non* sono state applicate le sottopressioni lungo l'interfaccia diga-roccia di fondazione per poter confrontare direttamente i risultati dello studio precedente [2] con quelli attuali.

Le immagini che seguono mettono a confronto i *contour* dello sforzo principale massimo sul paramento di monte (Figura 8 vs Figura 9), sul paramento di valle (Figura 10 vs Figura 11) e sulla sezione di mezzeria (Figura 12 vs Figura 13). Il confronto mostra variazioni modeste sul paramento di monte. Sul paramento di valle l'estensione delle zone sovrasollecitate (in rosso nei *contour* degli sforzi principali massimi) tende a ridursi. Sul corpo di valle dello sfioratore emergono invece le differenze più sostanziali: le sovrasollecitazioni si riducono soprattutto nella parte posta a valle del giunto verticale di costruzione. Nel tratto di sfioratore posto tra corpo diga e giunto verticale si osserva una riduzione delle sollecitazioni nella parte alta, mentre nella parte medio-bassa la situazione rimane sostanzialmente invariata. Tuttavia, il *contour* degli sforzi principali massimi sulla sezione maestra evidenzia un'apprezzabile riduzione della profondità dello strato sovrasollecitato. Esaminando le direzioni delle trazioni, si comprende come le sovrasollecitazioni siano essenzialmente imputabili al gradiente termico nella direzione perpendicolare alla superficie libera (Figura 14). Considerando ad esempio il tratto dello sfioratore posto a monte del giunto verticale di costruzione, si osserva infatti che le trazioni maggiori si hanno sul lato destro, che è a contatto con l'aria. Sul lato sinistro, al contrario, compaiono trazioni modeste in quanto tale lato è a contatto con la roccia di fondazione dove non si sviluppano apprezzabili gradienti termici (Figura 15). La parte dello sfioratore che si trova a valle del giunto verticale è invece poco sollecitata poiché è di spessore sottile: durante l'analisi di transitorio termico non si genera un nucleo interno caldo/freddo come avviene nel corpo diga che è per contro massiccio.

I *contour* degli sforzi principali minimi non evidenziano apprezzabili differenze (Figura 16).

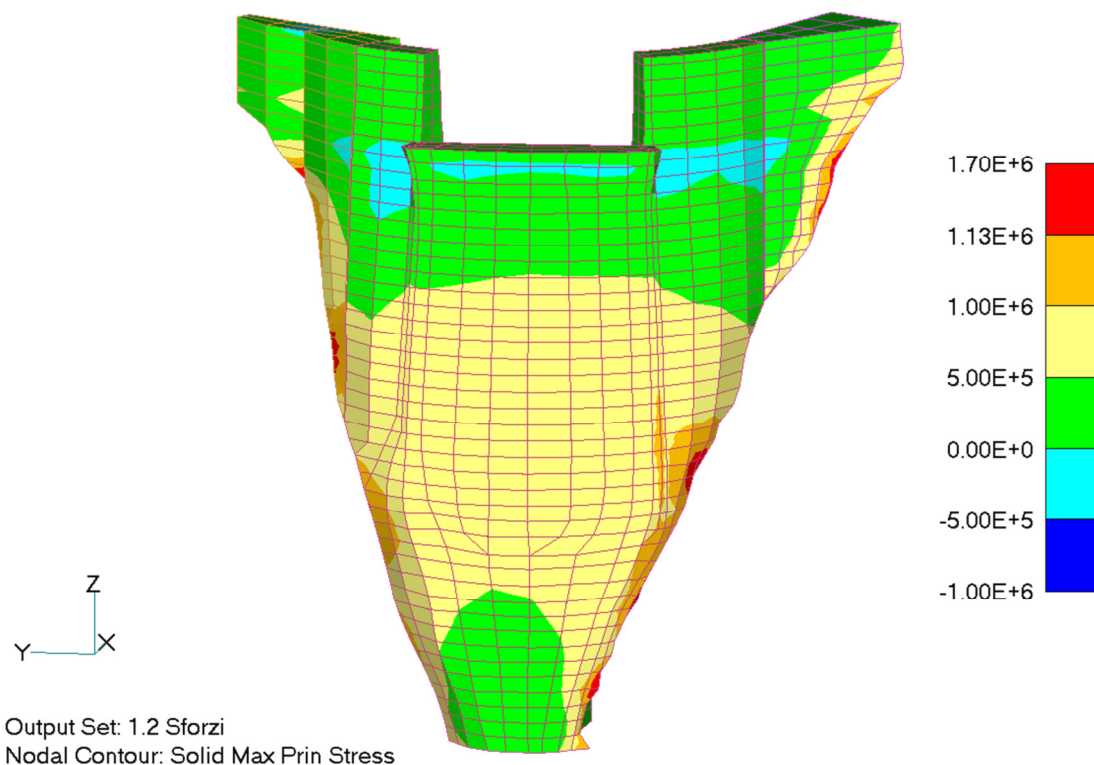


Figura 8: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di monte ottenuto utilizzando il modello geometrico dello studio precedente [2]

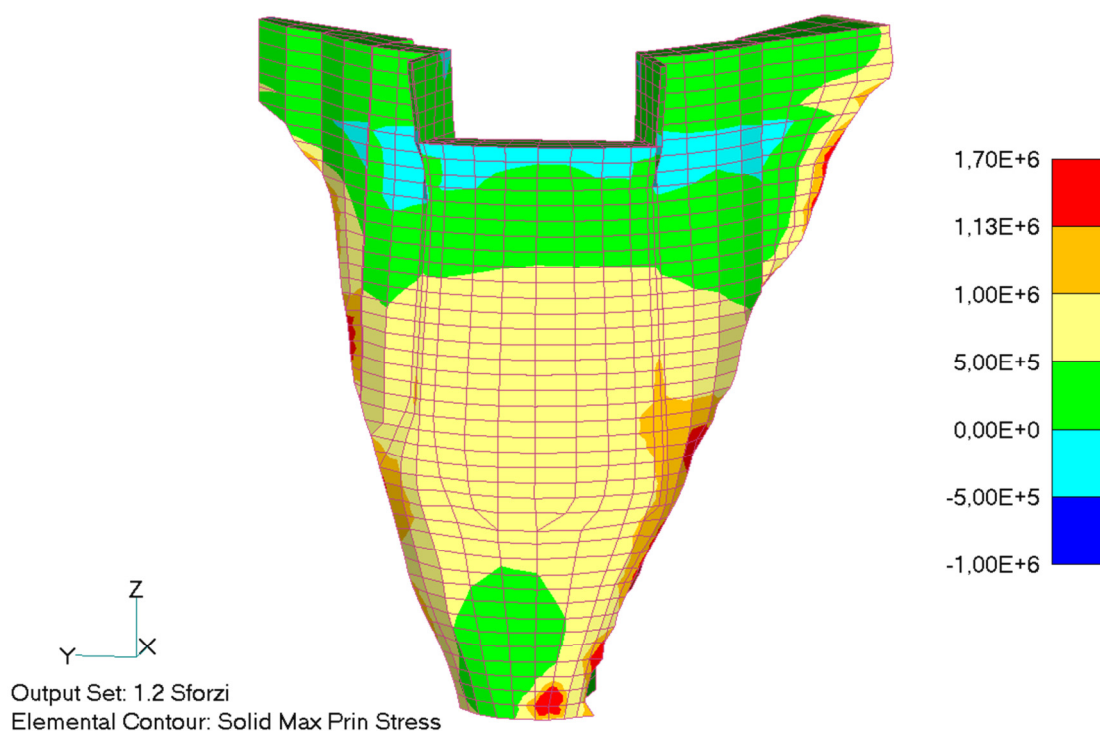


Figura 9: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di monte ottenuto utilizzando il nuovo modello con il giunto costruttivo nello sfioratore

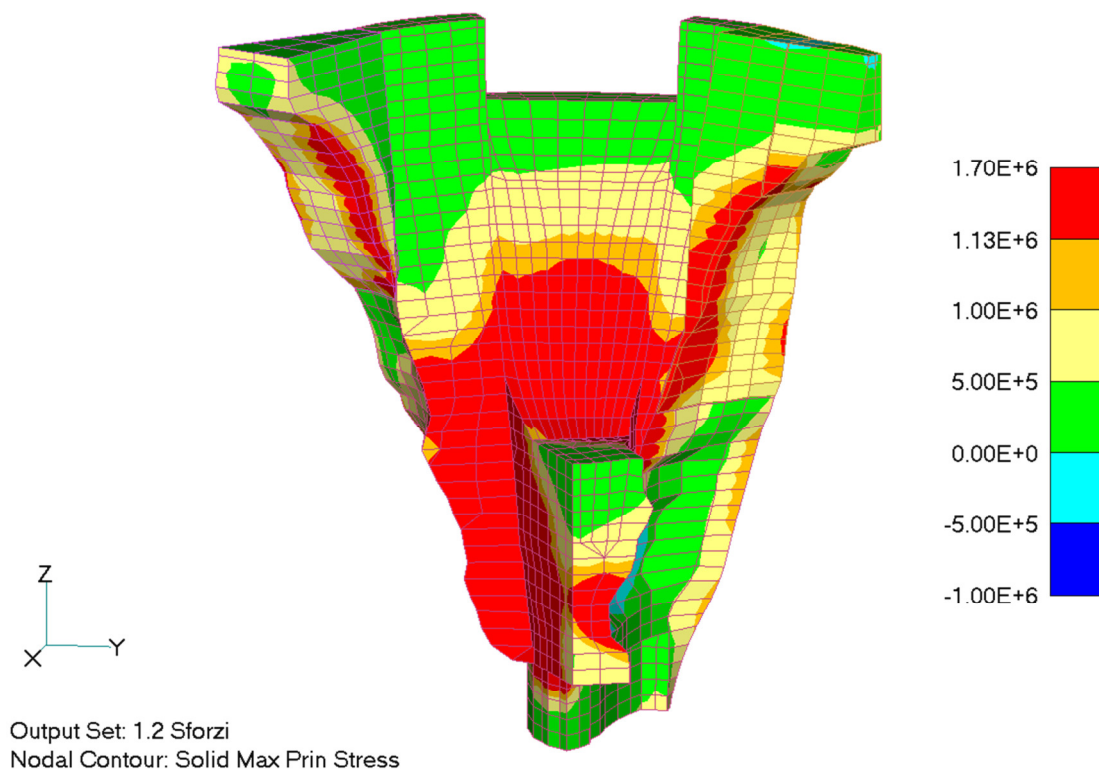


Figura 10: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di valle ottenuto utilizzando il modello geometrico dello studio precedente [2]

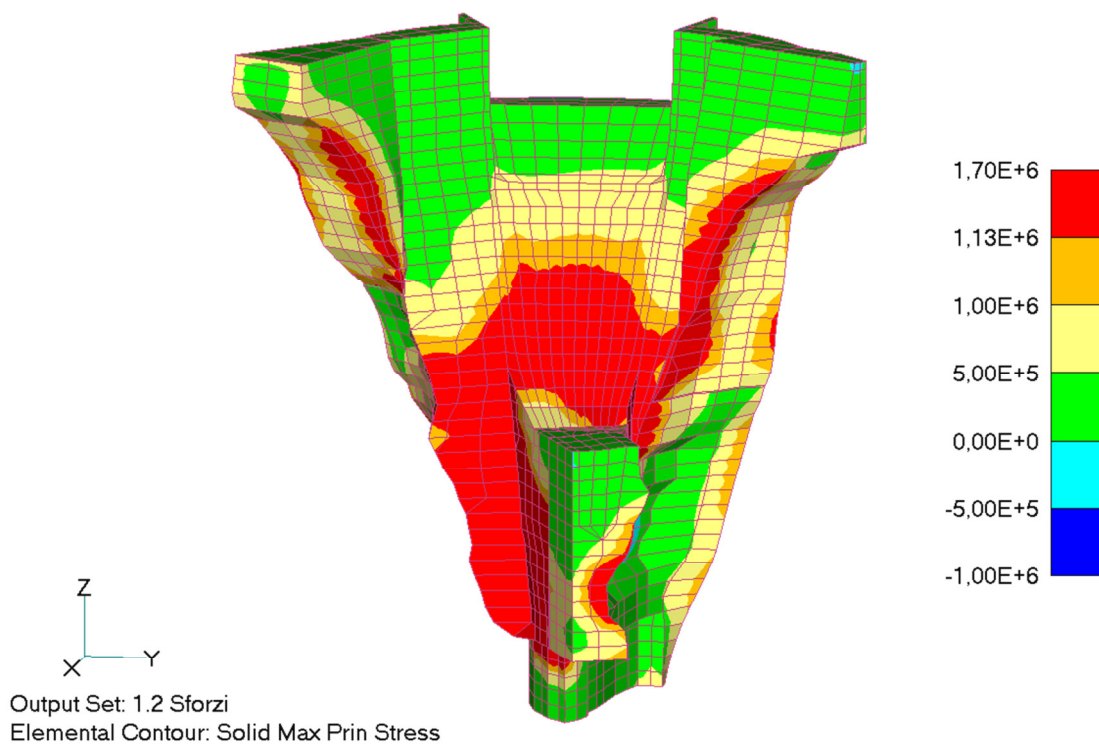


Figura 11: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di valle ottenuto utilizzando il nuovo modello con il giunto costruttivo nello sfioratore

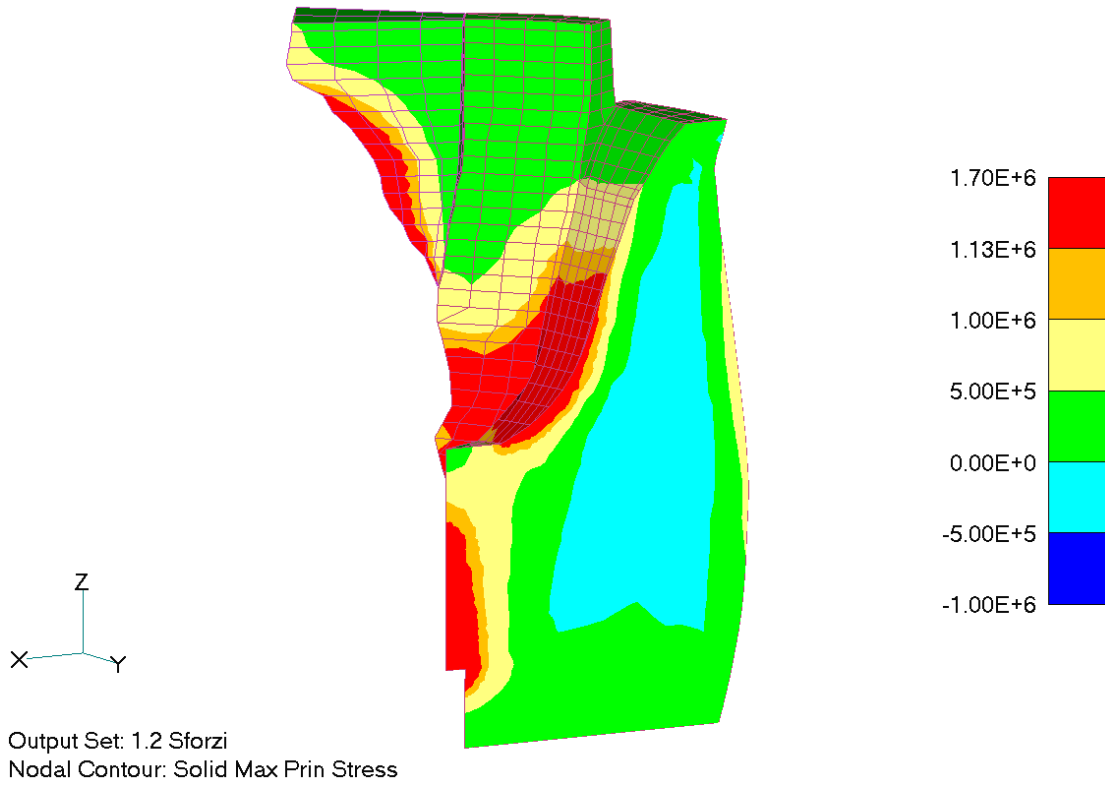


Figura 12: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sulla sezione di mezzeria ottenuto utilizzando il modello geometrico dello studio precedente [2]

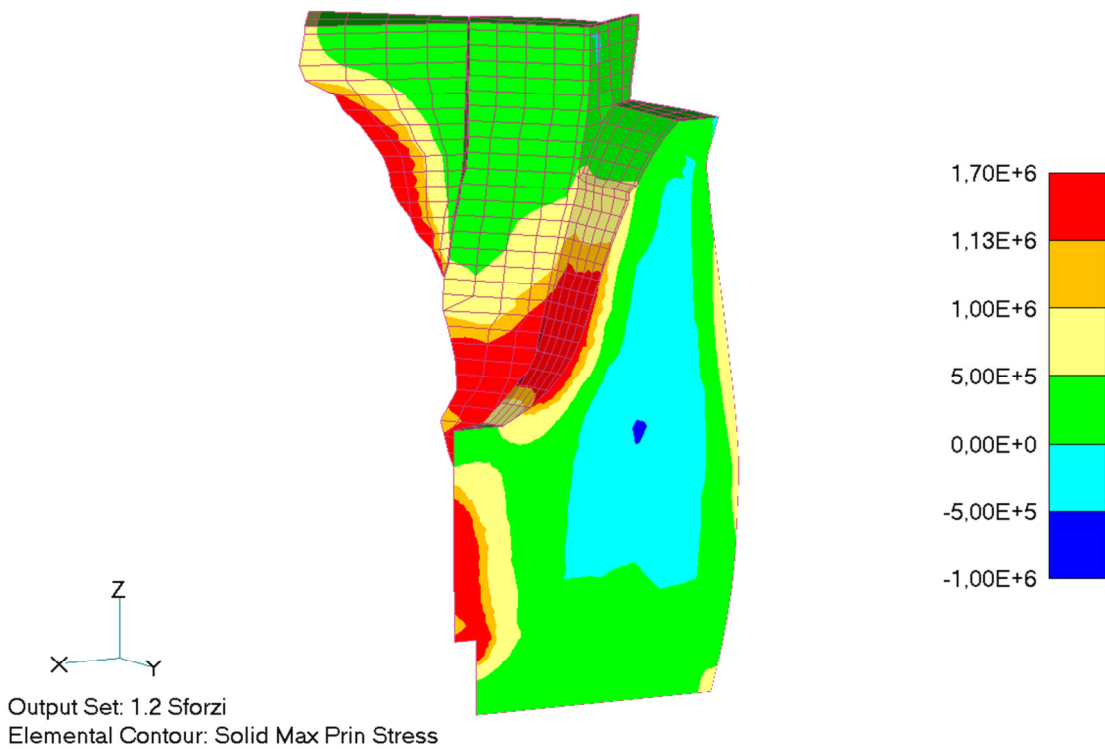


Figura 13: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sulla sezione di mezzeria ottenuto utilizzando il nuovo modello con il giunto costruttivo nello sfioratore

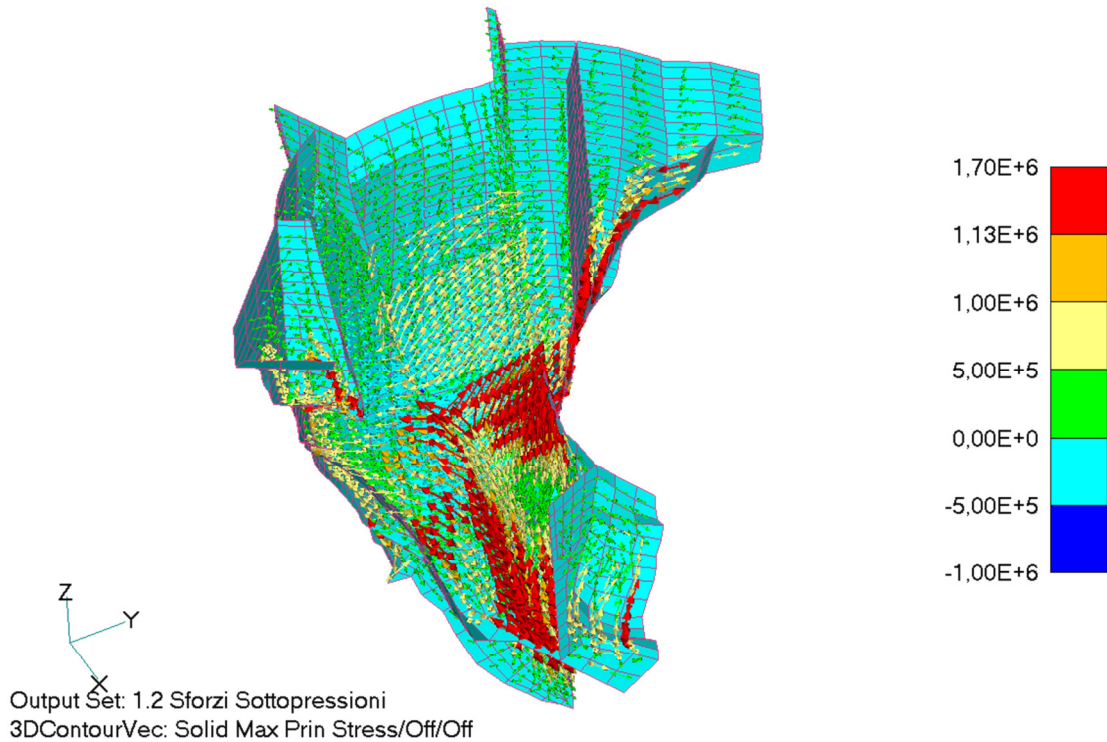


Figura 14: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) – direzione dello sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di valle ottenuto utilizzando il nuovo modello con il giunto costruttivo nello sfioratore

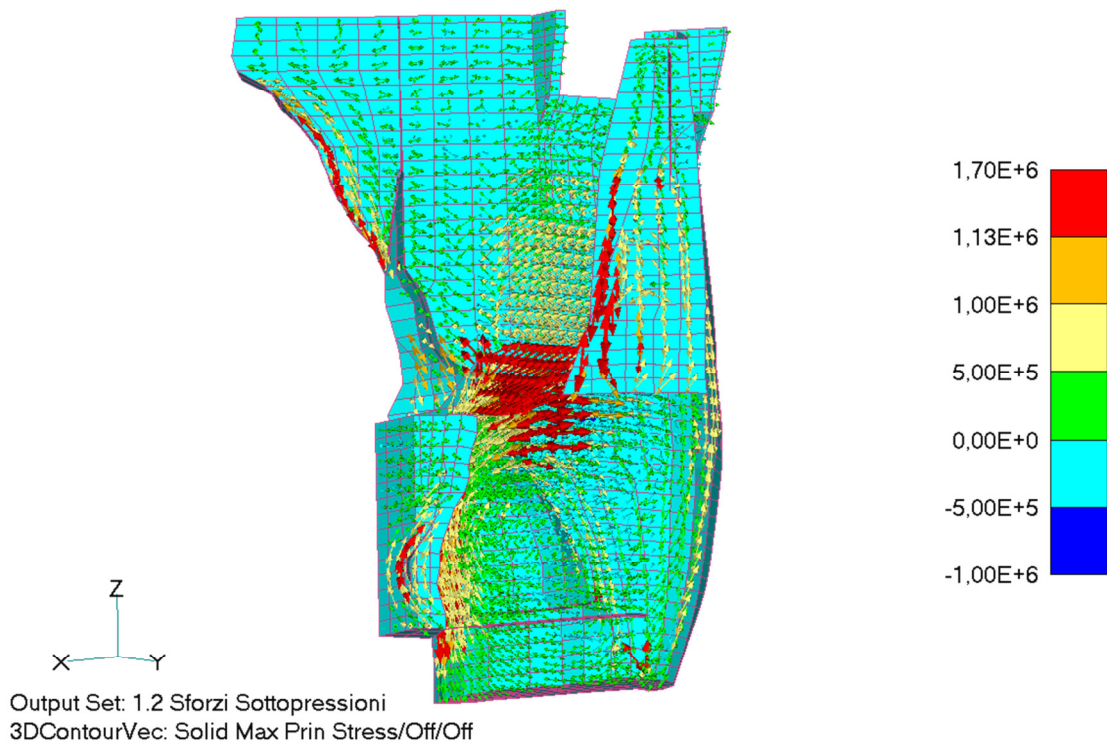


Figura 15: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) – direzione dello sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di valle ottenuto utilizzando il nuovo modello con il giunto costruttivo nello sfioratore

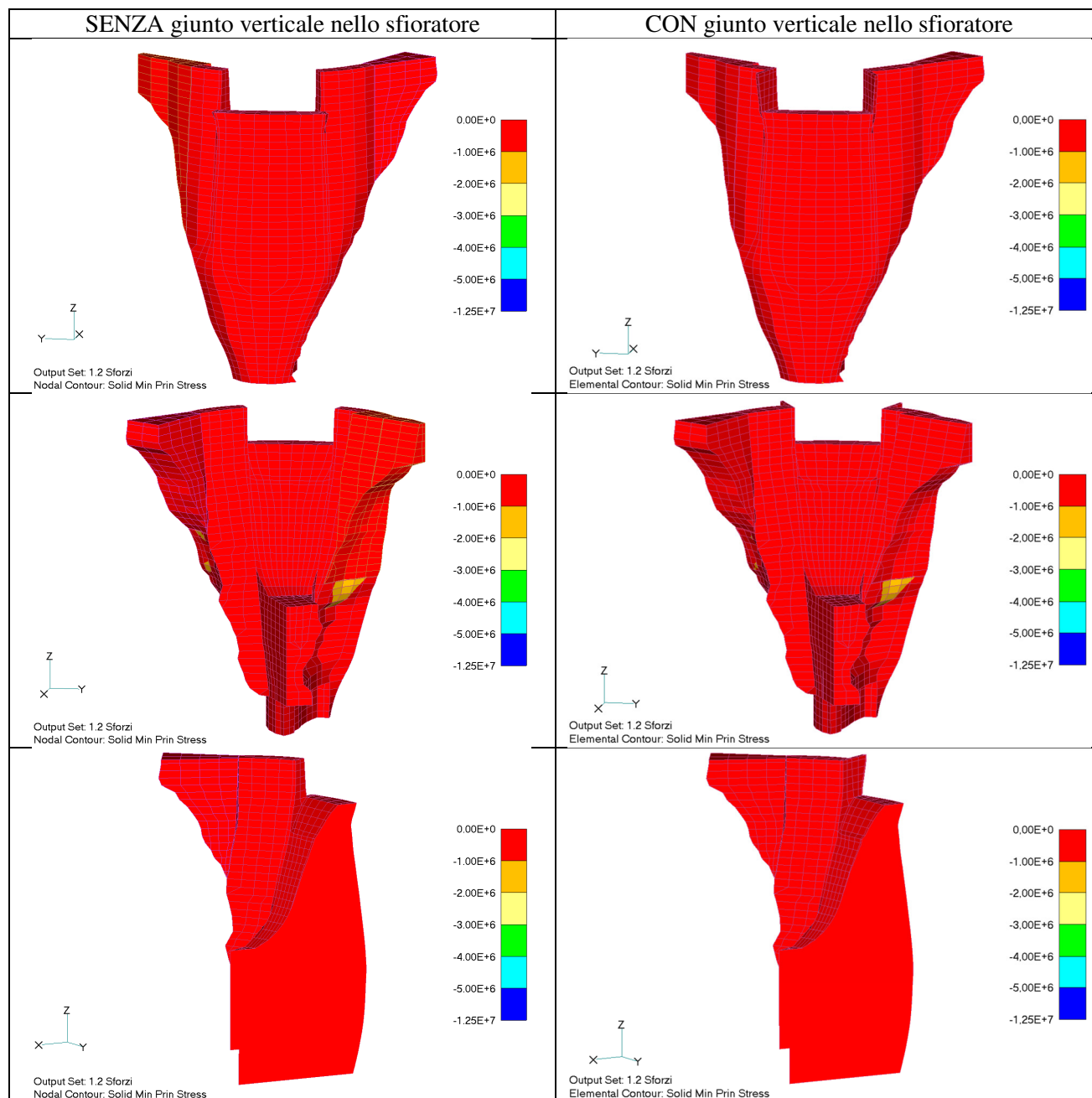


Figura 16: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale minimo [Pa] sul paramento di monte (riga in alto), sul paramento di valle (riga centrale) e sulla sezione di mezzeria (riga in basso), ottenuto utilizzando il modello senza/con giunto verticale nello sfioratore (rispettivamente colonna di sinistra/destra)

4.2 Verifica di sicurezza allo SLU con il nuovo modello geometrico e con le sottopressioni (caso di riferimento)

Considerando il nuovo modello geometrico, sono state applicate le sottopressioni lungo l'interfaccia diga-roccia di fondazione (come specificato nel §2.1) ed è stata eseguita la verifica di sicurezza relativa alla combinazione 1.2.

Nella valutazione dello stato di sollecitazione in genere non si tiene conto delle sottopressioni, poiché il loro effetto è di norma trascurabile rispetto a quello degli altri carichi (nel caso in esame peso proprio, carico idrostatico e, soprattutto, coazioni termiche).

Il confronto dei risultati dei casi eseguiti con e senza le sottopressioni conferma che le differenze nei *contour* degli sforzi principali massimi sono del tutto trascurabili sull'intera struttura (Figura 17 vs Figura 9; Figura 18 vs Figura 11 e Figura 19 vs Figura 13).

Anche per quanto riguarda gli sforzi principali minimi l'influenza delle sottopressioni non è apprezzabile (Figura 20); inoltre, poiché tali valori sono piuttosto modesti, nelle successive analisi parametriche si ritiene superfluo riportare tale confronto (§4.3).

I risultati di questa verifica costituiranno il "caso di riferimento" per le successive analisi parametriche (§4.3), condotte per valutare quanto la variazione dei parametri fisico-meccanici influenzi lo stato di sollecitazione della diga.

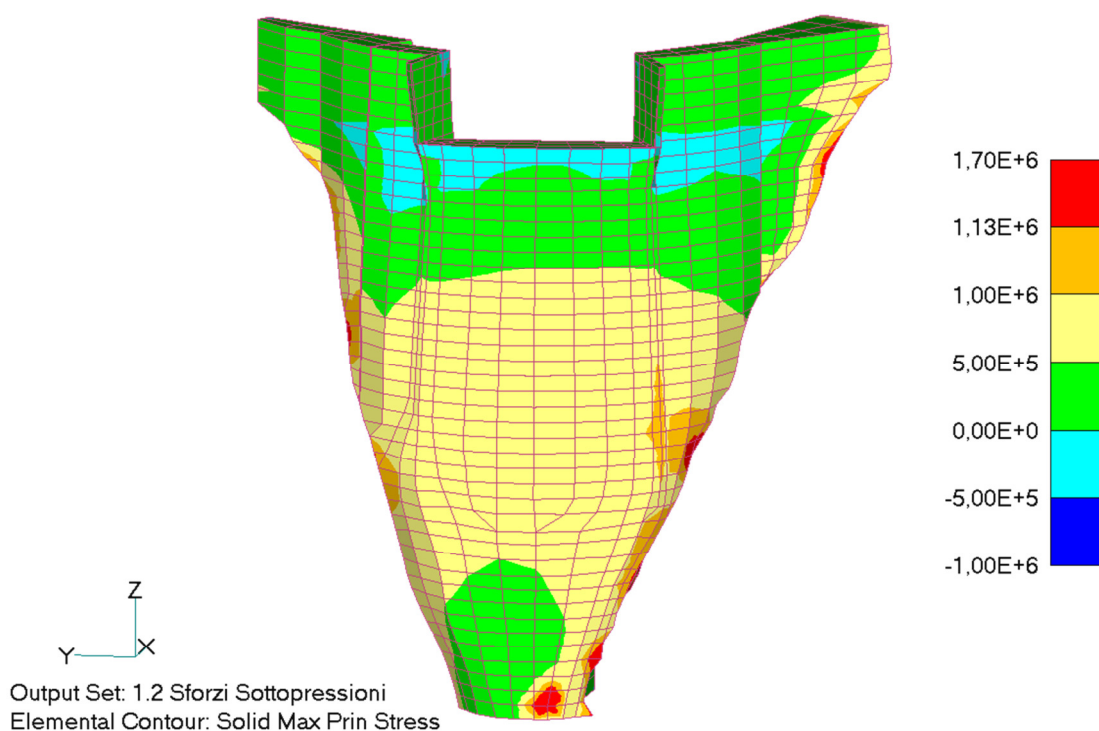


Figura 17: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di monte ottenuto utilizzando il nuovo modello e applicando le sottopressioni

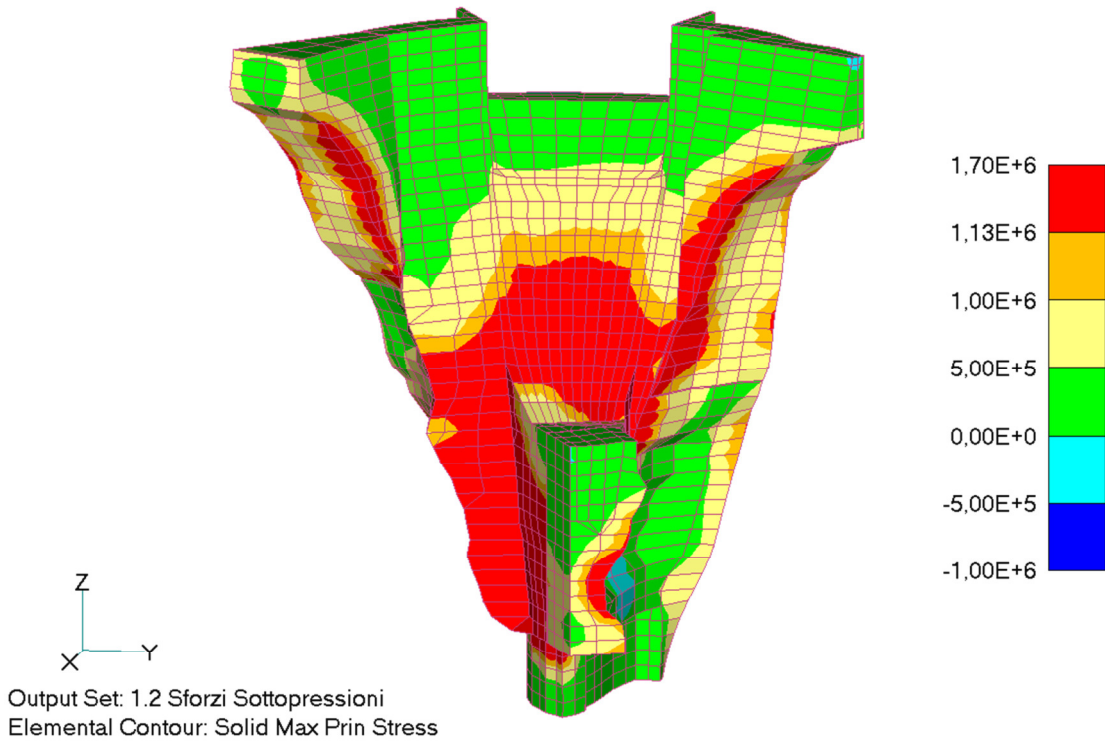


Figura 18: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di valle ottenuto utilizzando il nuovo modello e applicando le sottopressioni

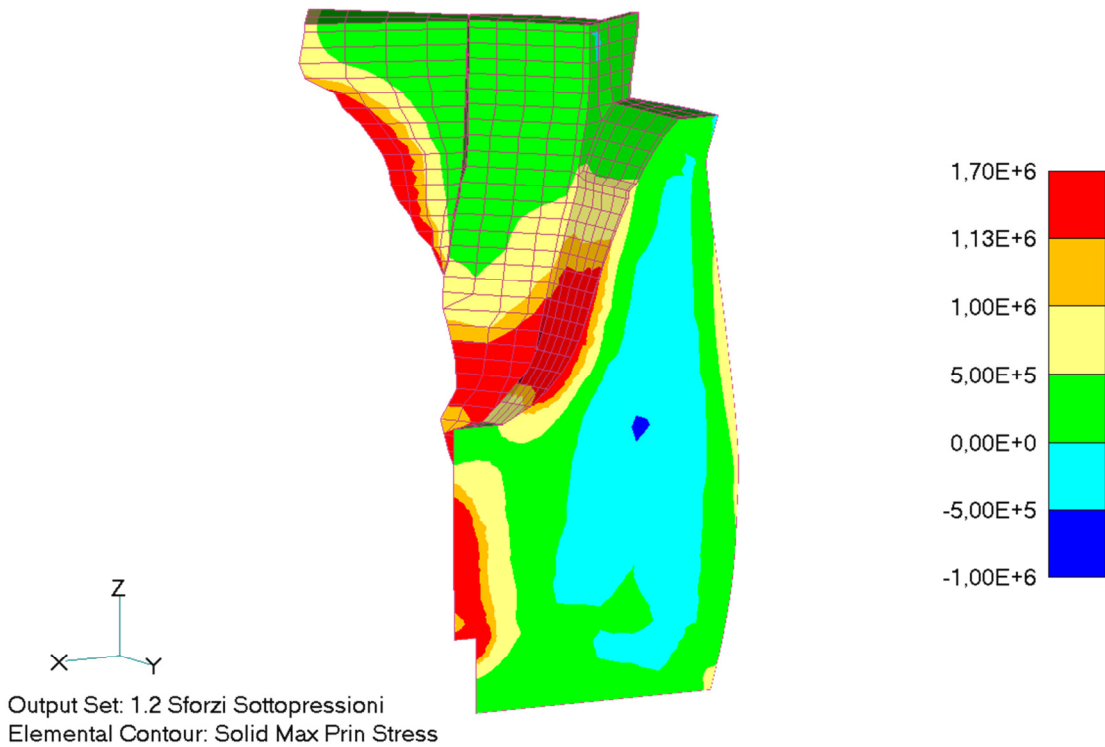


Figura 19: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sulla sezione di mezzeria ottenuto utilizzando il nuovo modello e applicando le sottopressioni

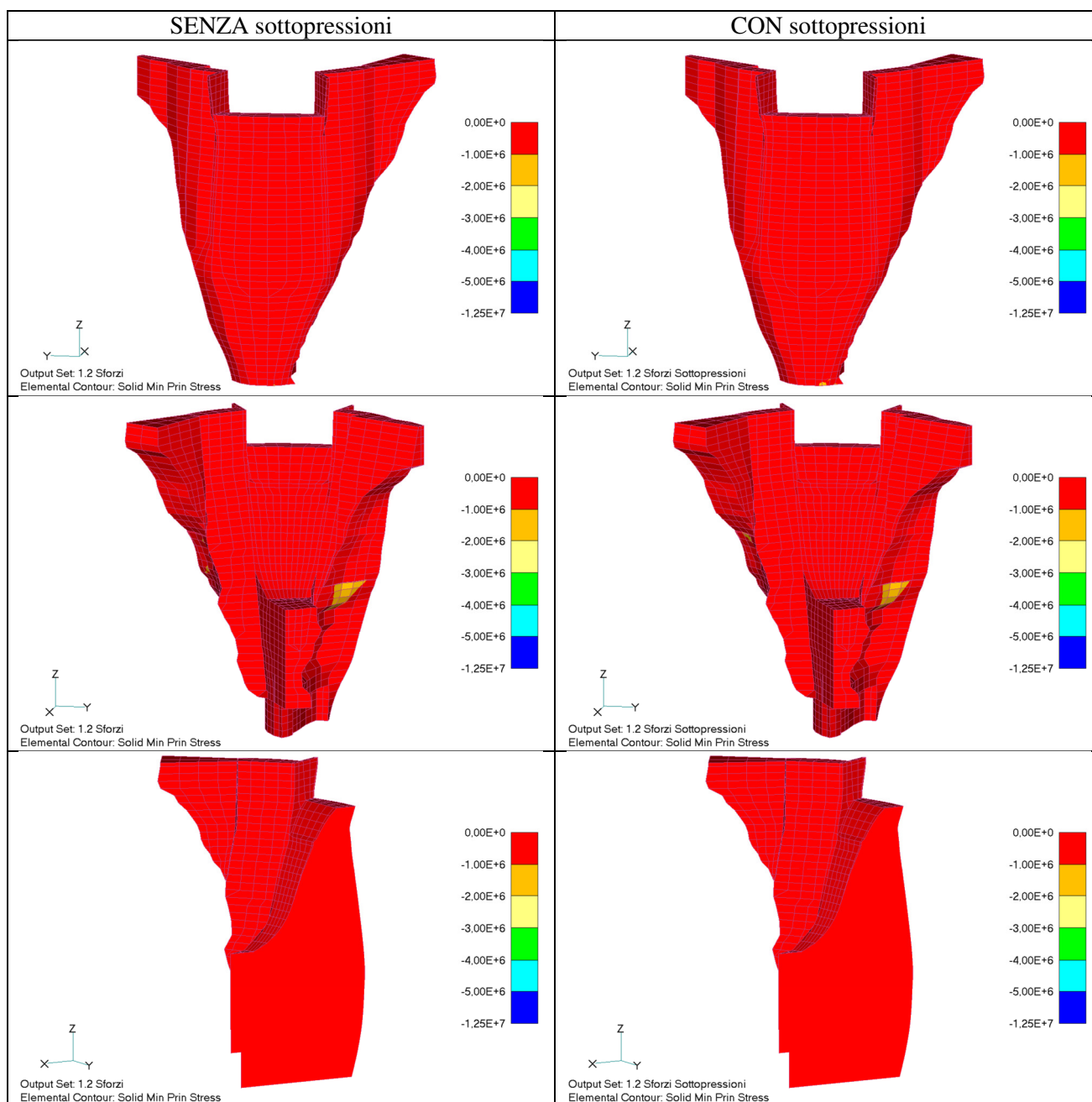


Figura 20: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale minimo [Pa] sul paramento di monte (riga in alto), sul paramento di valle (riga centrale) e sulla sezione di mezzeria (riga in basso), ottenuto utilizzando il modello senza/con sottopressioni (rispettivamente colonna di sinistra/destra)

4.3 Analisi parametriche

Considerando il nuovo modello geometrico, con la configurazione di carico del caso di riferimento, che include l'applicazione delle sottopressioni lungo l'interfaccia diga-roccia di fondazione, sono state rieseguite le verifiche di sicurezza relative alla combinazione di carico 1.2 variando uno alla volta i parametri dei materiali e delle interfacce secondo quanto indicato in Tabella 3.

Nel seguito si mostrano i risultati ottenuti, espressi in termini di sforzo principale massimo.

4.3.1 Variazione del modulo elastico del calcestruzzo della diga

Il modulo elastico del caso di riferimento è pari a 28.000 MPa (§3.1), valore definito assumendo una resistenza caratteristica a compressione R_{ck} di 15 MPa e applicando le formule delle Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008 [6]:

$$f_{cm} = 0,83 R_{ck} + 8 = 0,83 \cdot 15 + 8 = 20,45 \text{ MPa} \quad (2)$$

$$E(t_{\infty}) = 22.000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \cong 28.000 \text{ MPa} \quad (3)$$

Tenendo conto del tipo di calcestruzzo che sarà impiegato per costruire la diga di Ceppo Morelli, il Progettista ha indicato che una variazione plausibile del modulo elastico possa essere compresa nel range 25.000÷30.000 MPa (§3.2, Tabella 3). Le analisi parametriche sono state quindi condotte adottando questi due valori estremi.

I risultati delle verifiche di sicurezza, espressi in termini di sforzi principali massimi, mostrano che la risposta strutturale della diga nei due casi è sostanzialmente simile a quella del caso di riferimento (Figura 21÷Figura 26 vs Figura 17÷Figura 19). In generale gli sforzi diminuiscono/aumentano lievemente rispetto al caso di riferimento quando si adotta rispettivamente il valore minimo/massimo del modulo elastico. Pertanto, nel caso in cui si utilizza un modulo elastico di 30.000 MPa le zone sovrasollecitate sul paramento di valle si estendono leggermente, soprattutto nella parte centrale, verso il coronamento; è comunque rilevante il fatto che le zone sovrasollecitate si mantengono corticali.

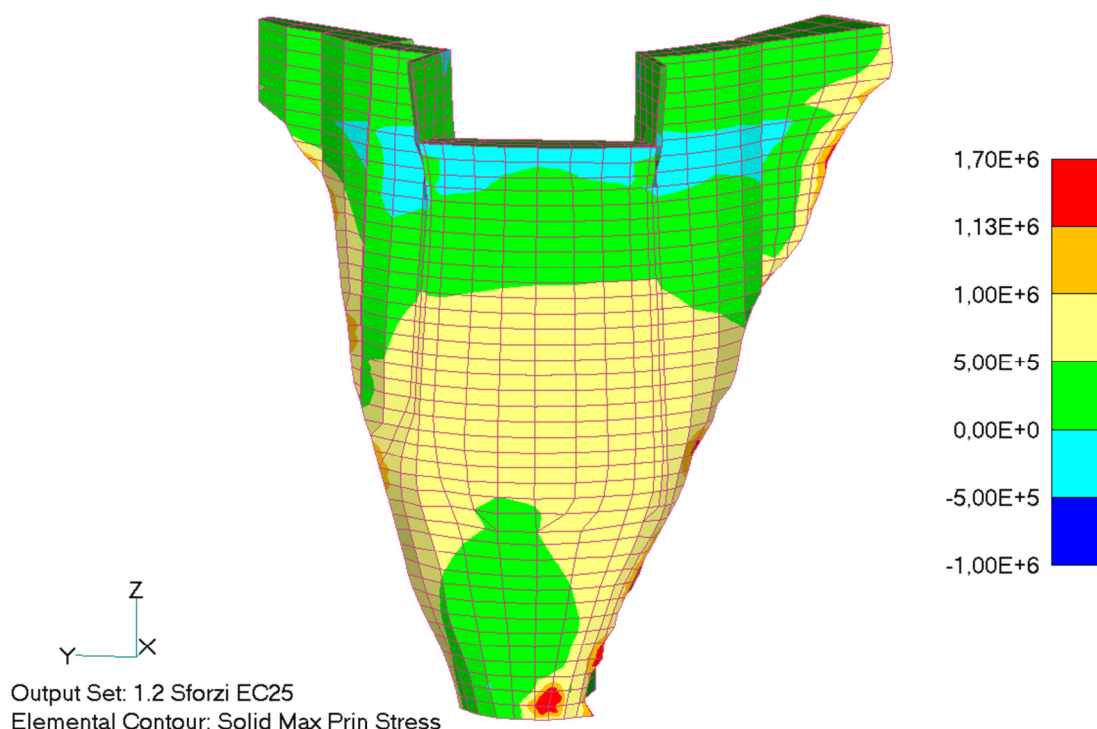


Figura 21: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di monte – modulo elastico del calcestruzzo = 25.000 MPa

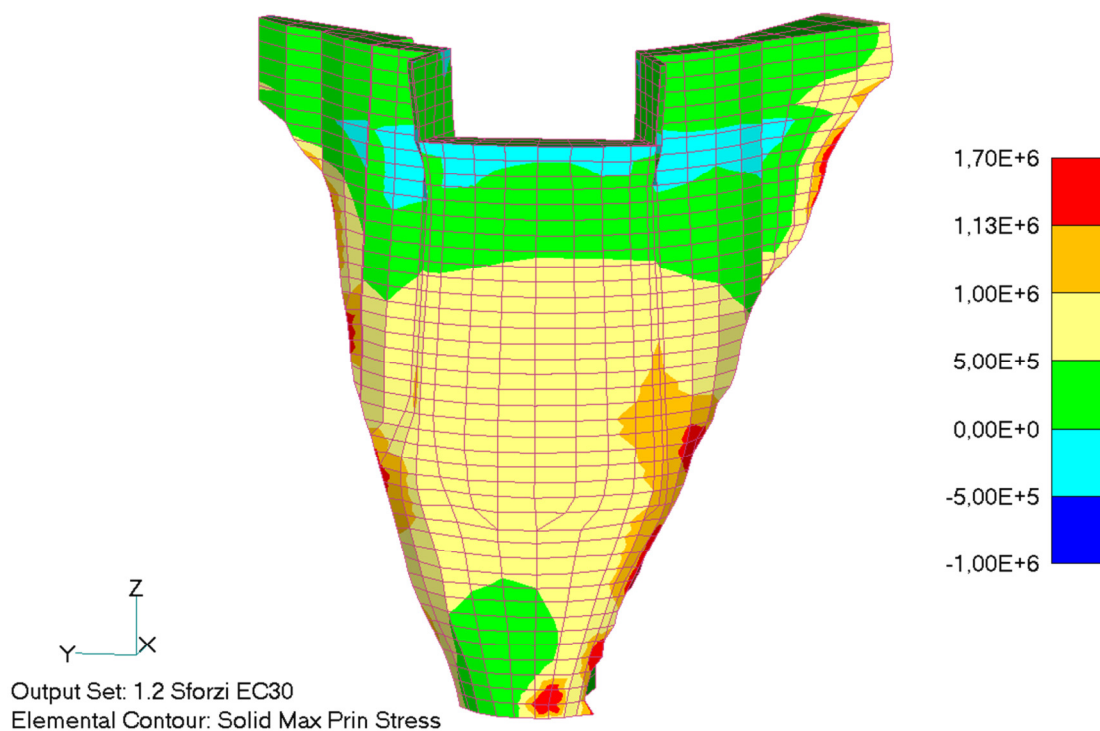


Figura 22: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di monte – modulo elastico del calcestruzzo = 30.000 MPa

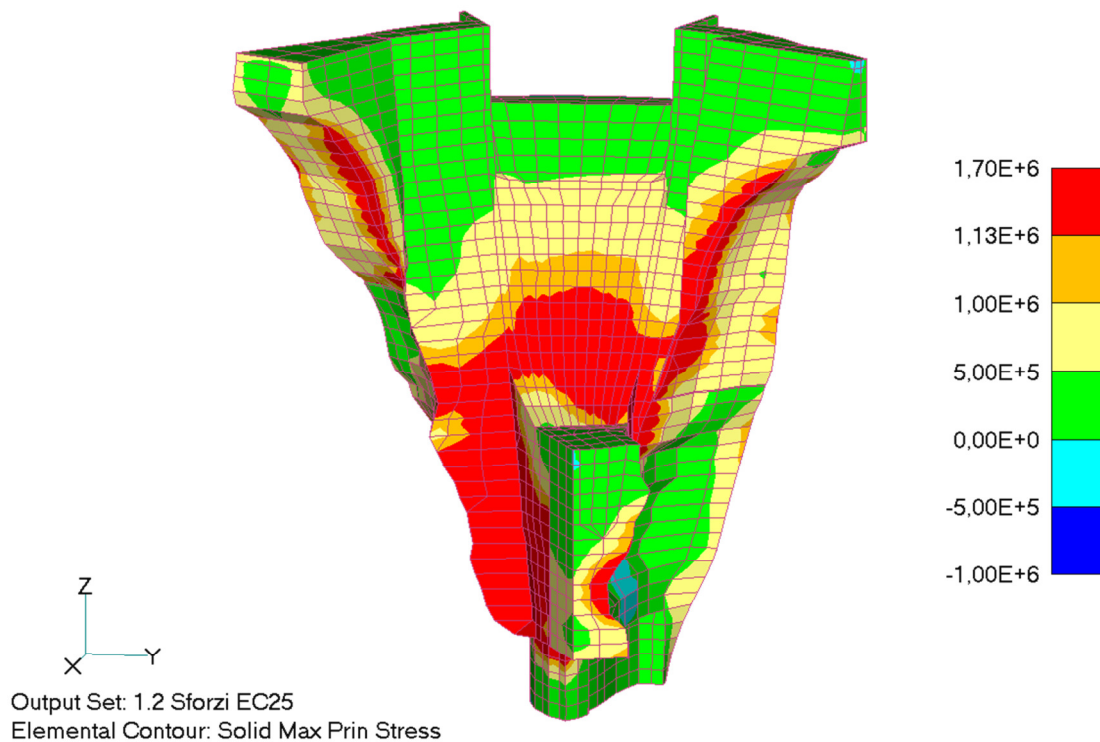


Figura 23: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di valle – modulo elastico del calcestruzzo = 25.000 MPa

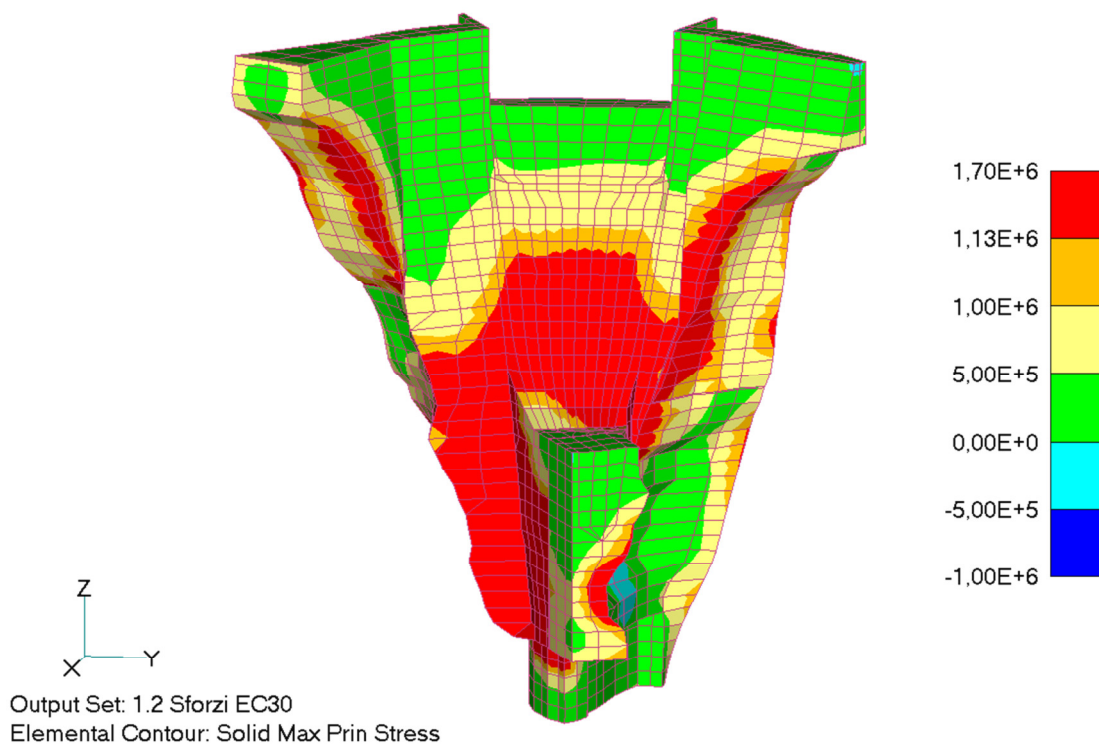


Figura 24: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di valle – modulo elastico del calcestruzzo = 30.000 MPa

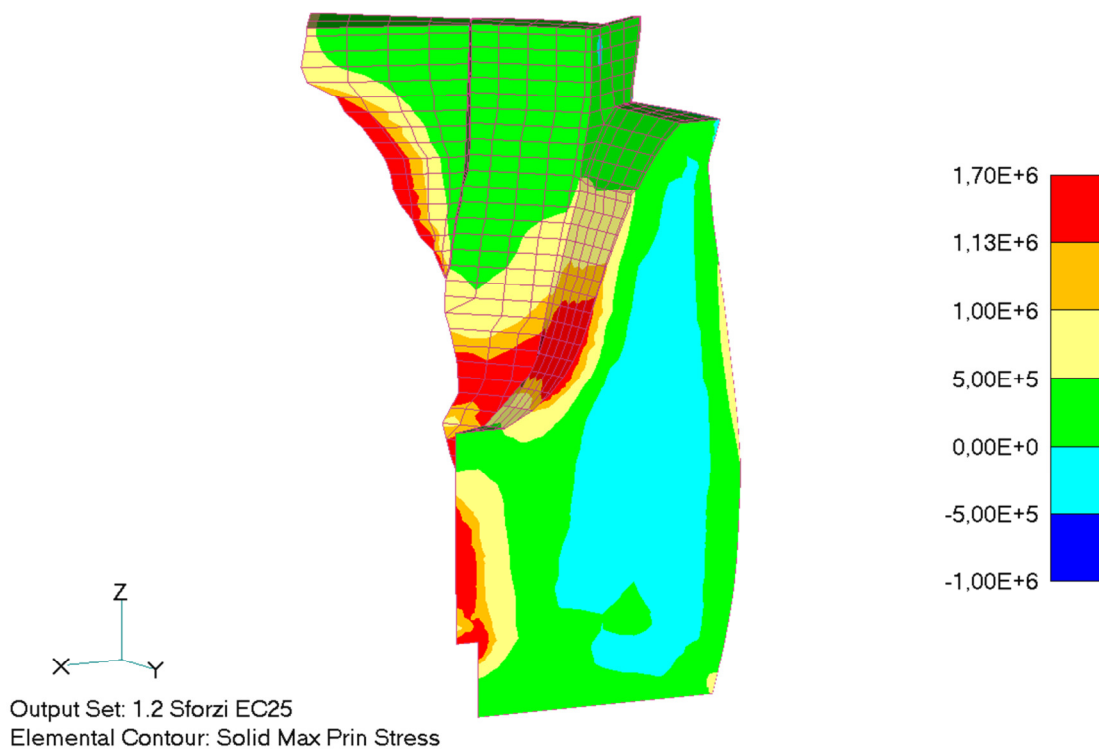


Figura 25: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sulla sezione di mezzeria – modulo elastico del calcestruzzo = 25.000 MPa

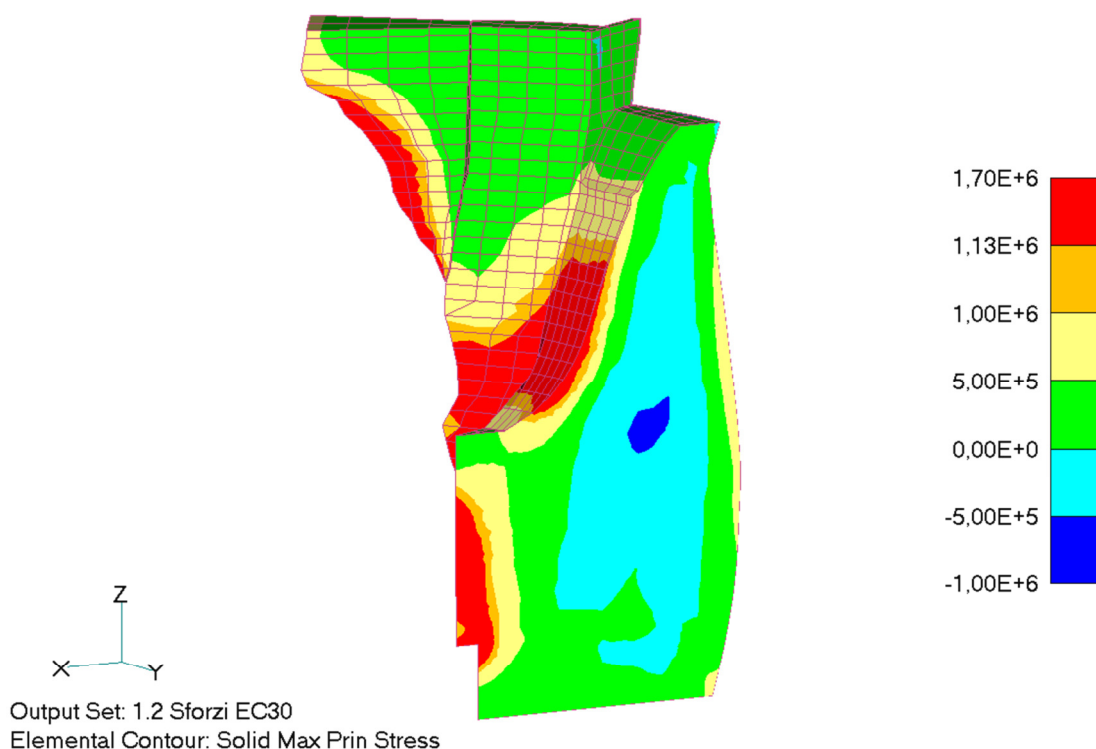


Figura 26: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sulla sezione di mezzeria – modulo elastico del calcestruzzo = 30.000 MPa

4.3.2 *Variazione del modulo elastico della roccia di fondazione*

Nel caso di riferimento il modulo elastico della roccia di fondazione è pari a 25.000 MPa (§3.1) in virtù delle ottime qualità riscontrate per l’ammasso roccioso [4].

In base alle indicazioni fornite dal Progettista, un intervallo di variazione del modulo elastico della roccia che sia coerente con le caratteristiche del sito è di 20.000÷40.000 MPa (§3.2, Tabella 3). Le analisi parametriche sono state condotte adottando questi due valori estremi.

I risultati delle verifiche di sicurezza, espressi sempre in termini di sforzi principali massimi, mostrano che l’influenza del modulo elastico della roccia sulla risposta strutturale della diga è del tutto trascurabile (Figura 27÷Figura 32 vs Figura 17÷Figura 19).

In entrambi i casi sul paramento di monte non si osservano variazioni; sul paramento di valle le zone sovrasollecitate sono sostanzialmente uguali a quelle del caso di riferimento e la loro estensione lungo lo spessore del corpo diga rimane corticale.

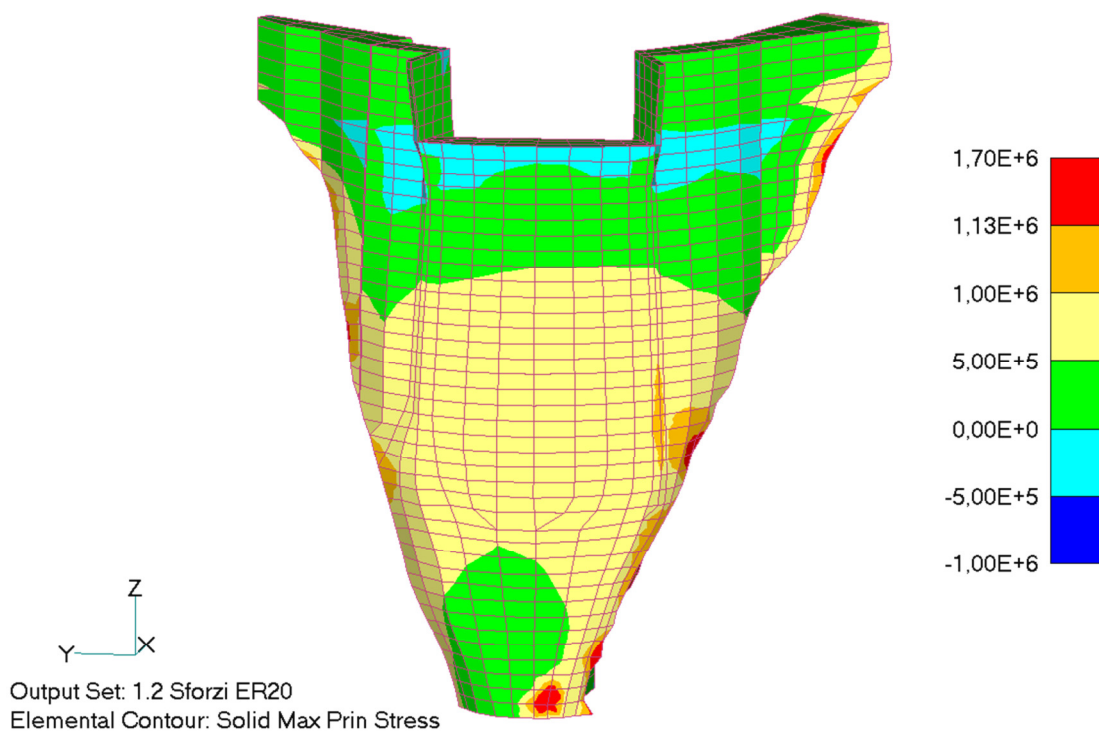


Figura 27: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di monte – modulo elastico della roccia di fondazione = 20.000 MPa

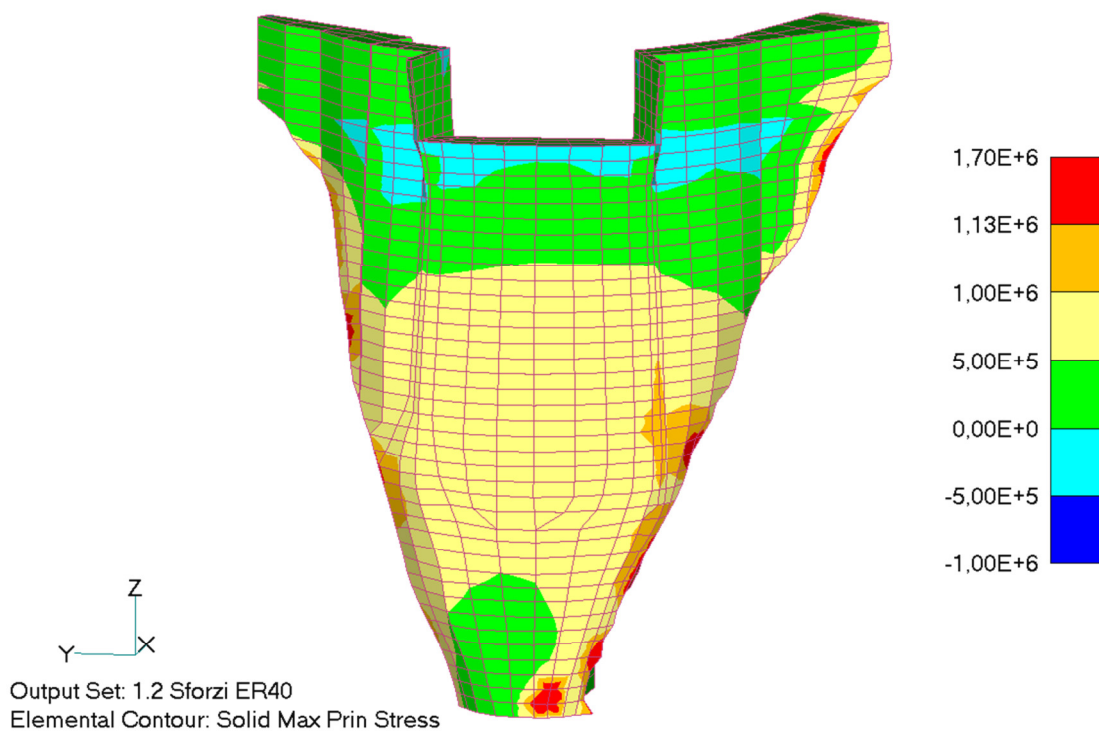


Figura 28: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di monte – modulo elastico della roccia di fondazione = 40.000 MPa

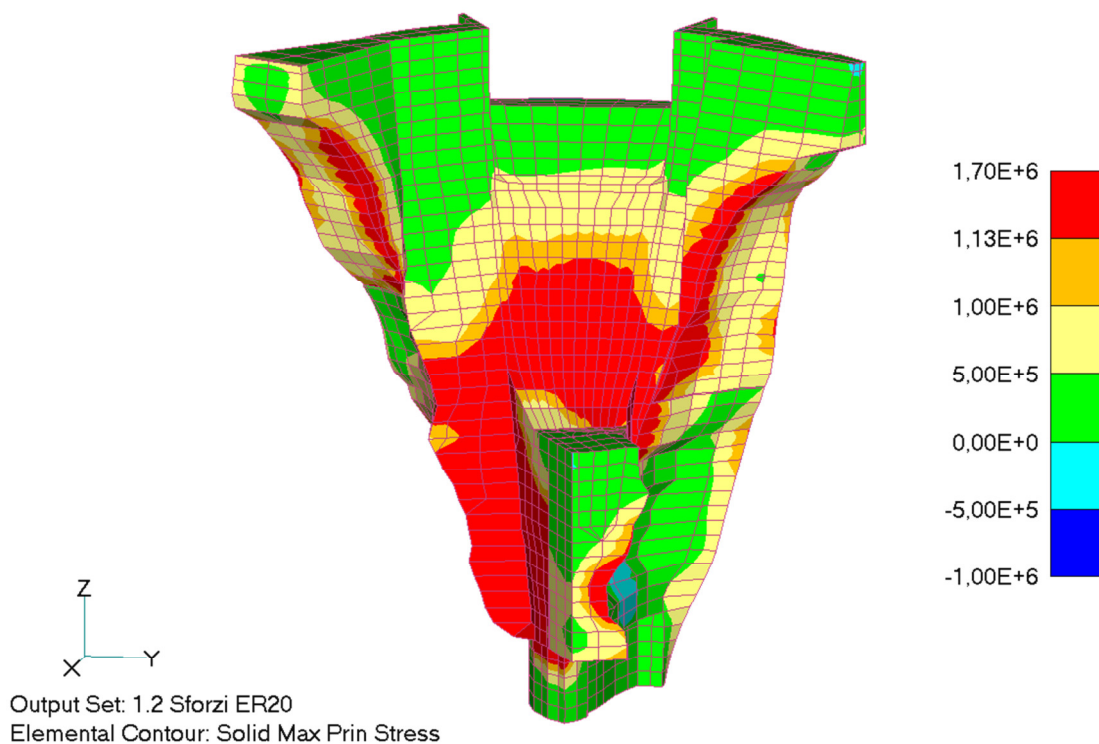


Figura 29: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di valle – modulo elastico della roccia di fondazione = 20.000 MPa

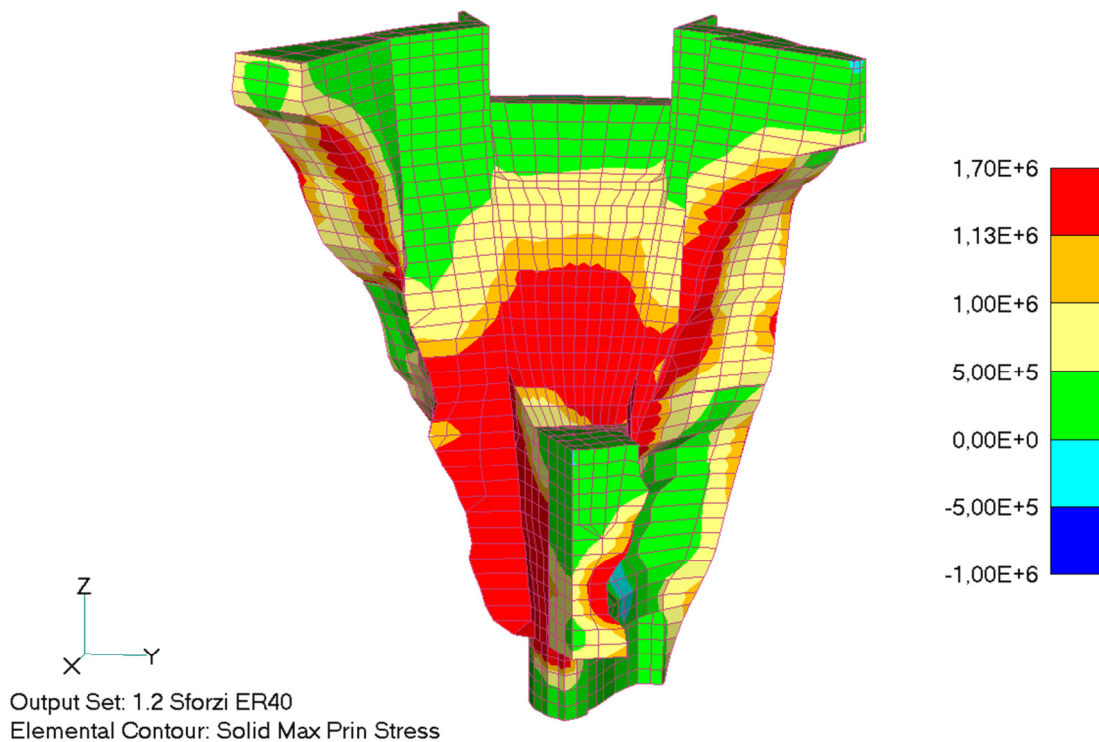


Figura 30: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di valle – modulo elastico della roccia di fondazione = 40.000 MPa

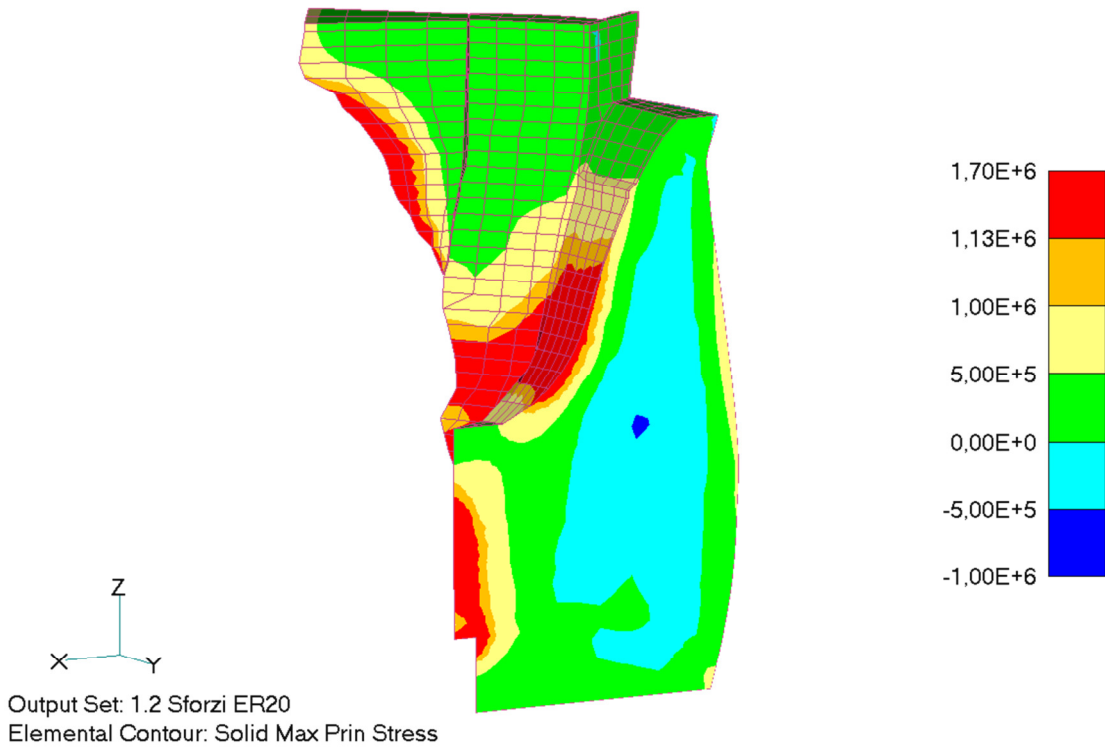


Figura 31: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sulla sezione di mezzeria – modulo elastico della roccia di fondazione = 20.000 MPa

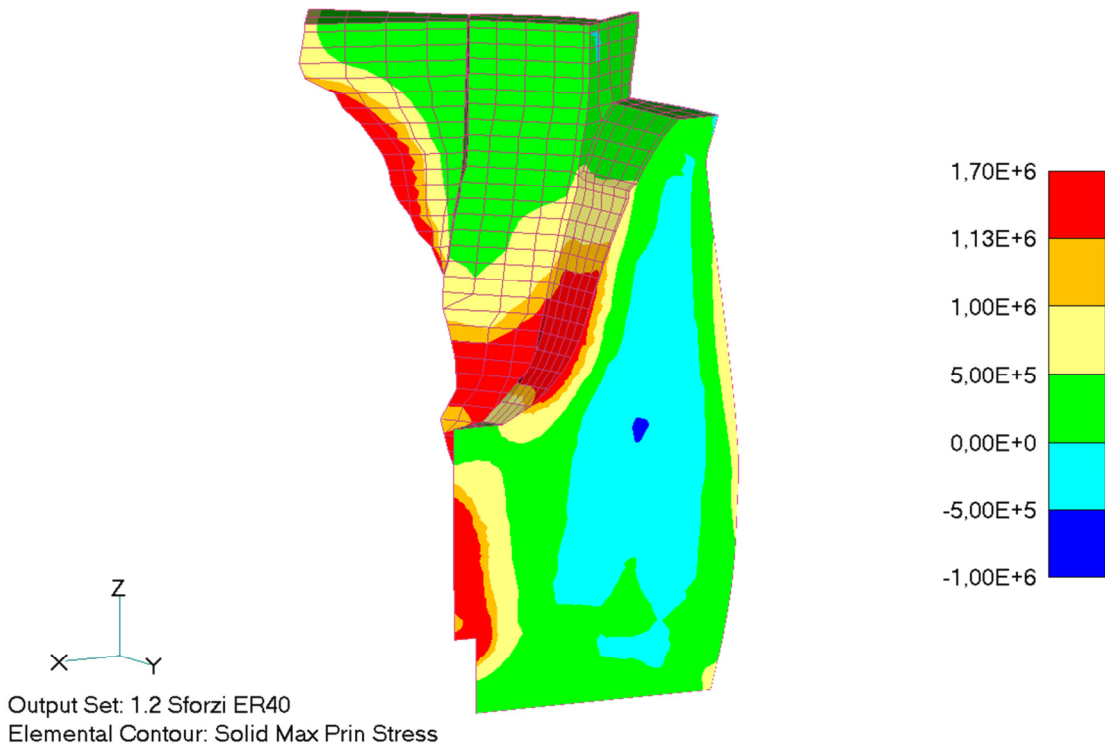


Figura 32: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sulla sezione di mezzeria – modulo elastico della roccia di fondazione = 40.000 MPa

4.3.3 Variazione della diffusività

La diffusività del caso di riferimento è pari a $0,004 \text{ m}^2/\text{h}$, valore ottenuto assumendo per la conducibilità K e il calore specifico c rispettivamente $2,5 \text{ J/ms}^\circ\text{C}$ e $879 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ (§3.1).

Ai fini delle indagini parametriche è rilevante massimizzare i gradienti termici perché incrementano lo stato di sollecitazione nella struttura: per questo motivo è stato analizzato solo il caso relativo al limite inferiore del campo di variabilità della diffusività, ossia $0,003 \text{ m}^2/\text{h}$ (§3.2, Tabella 3). Infatti, riducendo la diffusività diminuisce la velocità di propagazione delle variazioni termiche nel materiale perché si riduce proporzionalmente la conducibilità (a parità di calore specifico): ne consegue un aumento dei gradienti di temperatura in prossimità delle superfici della struttura a contatto con l'aria.

I risultati della verifica di sicurezza, in termini di sforzi principali massimi, mostrano che la variazione della diffusività determina cambiamenti piuttosto modesti nella risposta strutturale della diga rispetto al caso di riferimento (Figura 33÷Figura 35 vs Figura 17÷Figura 19).

Sul paramento di monte diminuiscono lievemente le zone prive di trazioni all'imbocco dello sfioratore. Sul paramento di valle le zone sovrasollecitate si estendono verso il coronamento, in particolare nella parte centrale: tuttavia, anche in questo caso, l'aspetto rilevante è costituito dal fatto che le zone sovrasollecitate si mantengono corticali.

I *contour* delle temperature nella sezione di mezzeria (Figura 37 vs Figura 36) mostrano infine, come atteso, un aumento del gradiente termico perpendicolare ai paramenti e un estendersi del nucleo più caldo centrale: entrambi questi fenomeni, conseguenza della diminuzione della diffusività, appaiono comunque di entità abbastanza modesta.

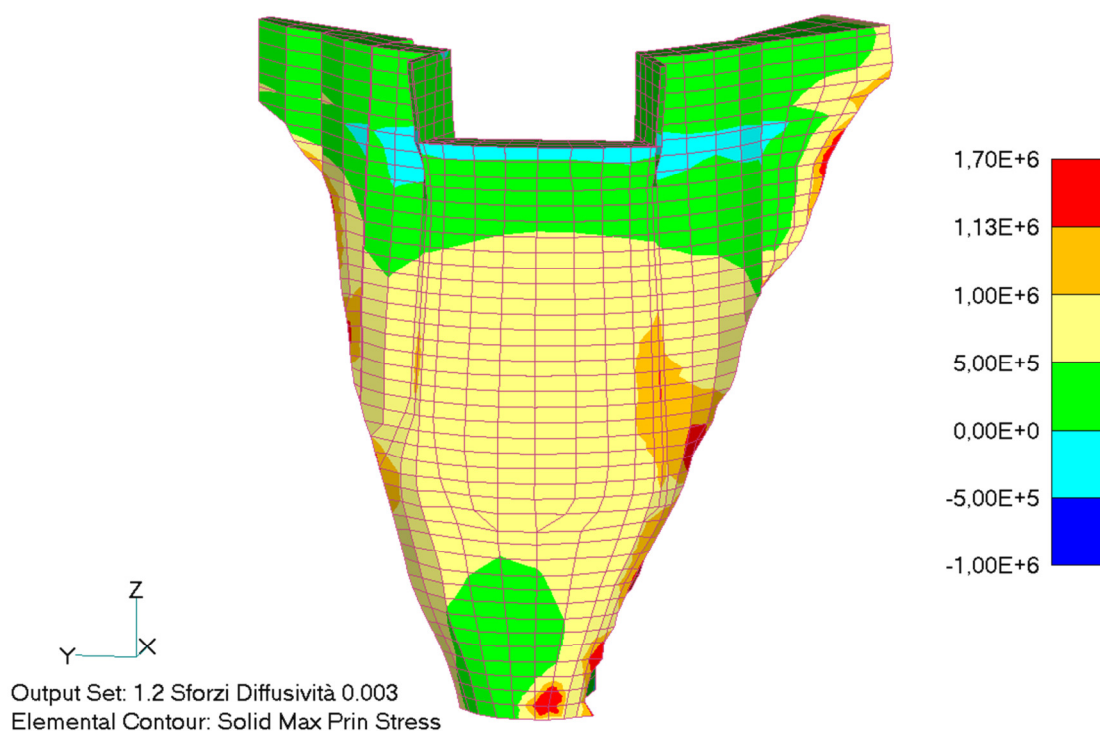


Figura 33: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di monte – diffusività = $0,003 \text{ m}^2/\text{h}$

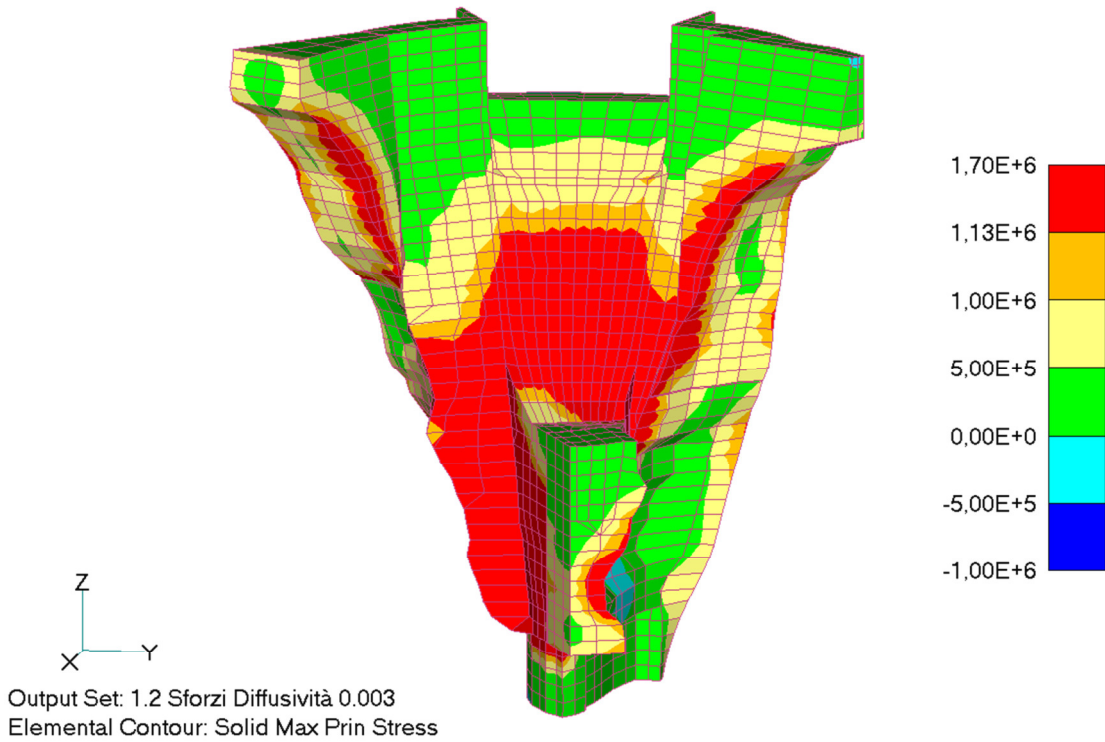


Figura 34: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di valle – diffusività = 0,003 m²/h

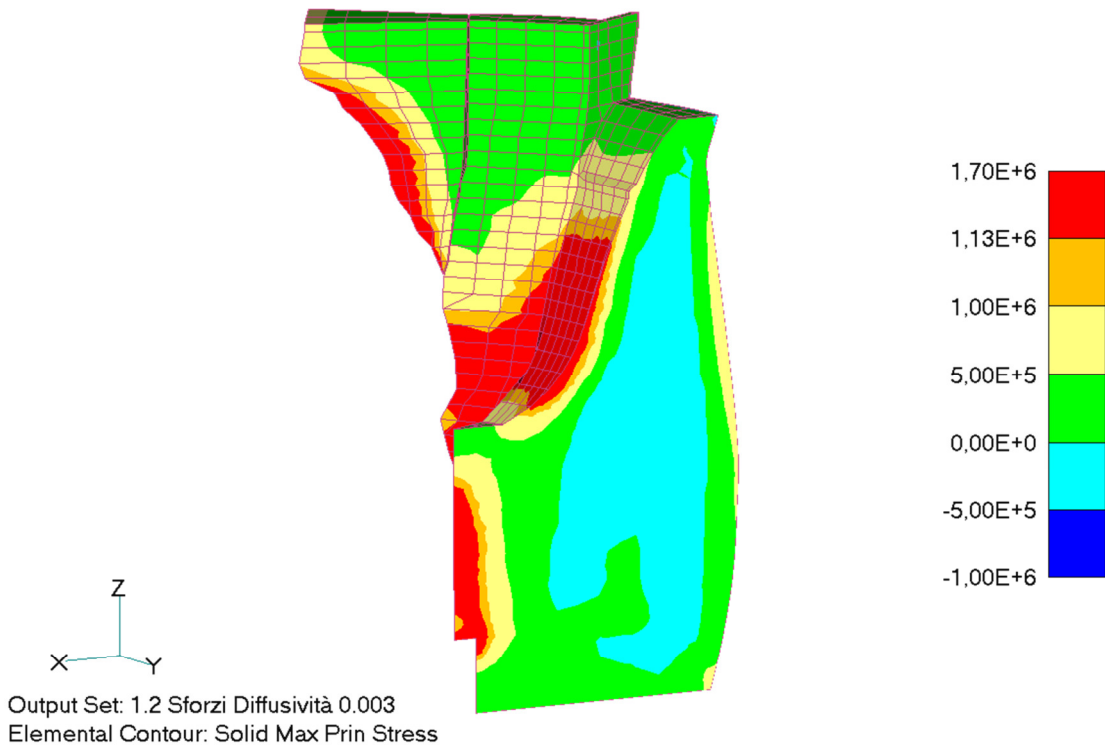


Figura 35: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sulla sezione di mezzeria – diffusività = 0,003 m²/h

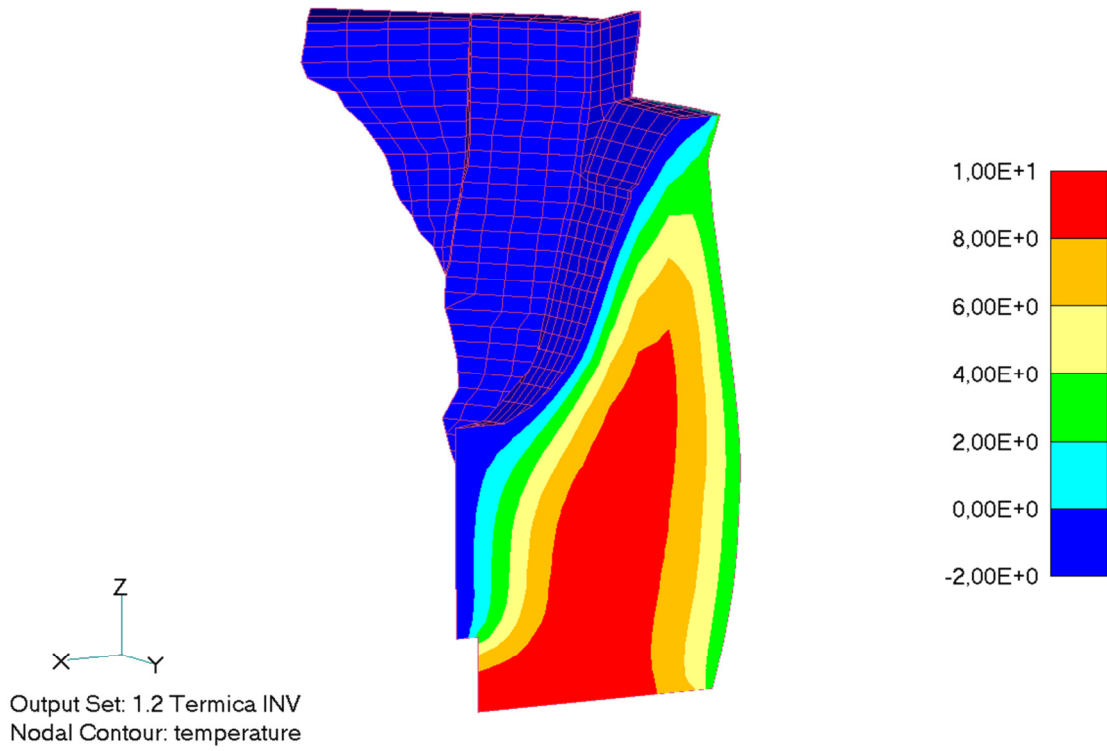


Figura 36: temperatura corrispondente alla situazione invernale – diffusività = 0,004 m²/h (caso di riferimento)

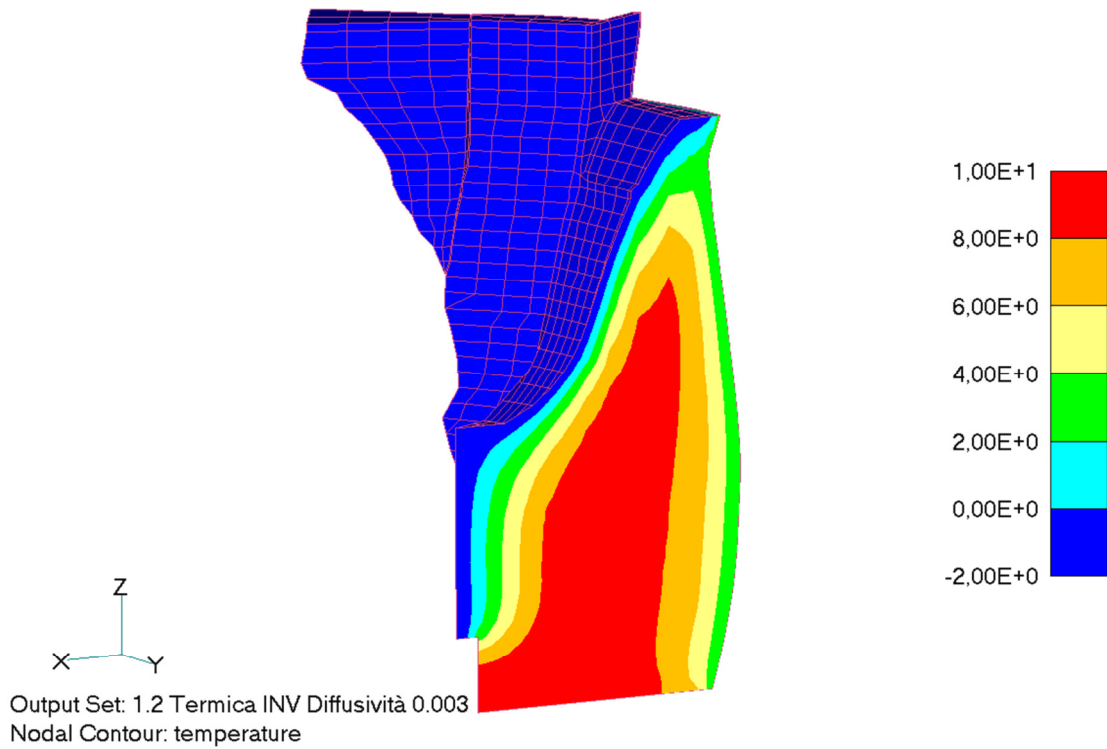


Figura 37: temperatura corrispondente alla situazione invernale – diffusività = 0,003 m²/h

4.3.4 Variazione dell'angolo di attrito delle interfacce

Nel caso di riferimento, a tutte le interfacce del modello geometrico è stato assegnato un coefficiente di attrito pari a 0.75, corrispondente a un angolo di attrito di 37° (§3.1).

Nelle analisi parametriche il coefficiente di attrito è stato ridotto/incrementato del 20%, ottenendo in tal modo un intervallo di variazione dell'angolo di attrito di 31÷42° (§3.2, Tabella 3).

I risultati delle verifiche di sicurezza, in termini di sforzi principali massimi, mostrano che l'influenza dell'angolo di attrito delle interfacce sulla risposta strutturale della diga è del tutto trascurabile (Figura 38÷Figura 43 vs Figura 17÷Figura 19).

In entrambi i casi le zone sovrasolicitate sul paramento di valle sono praticamente uguali a quelle del caso di riferimento, così come lo spessore della loro estensione in profondità.

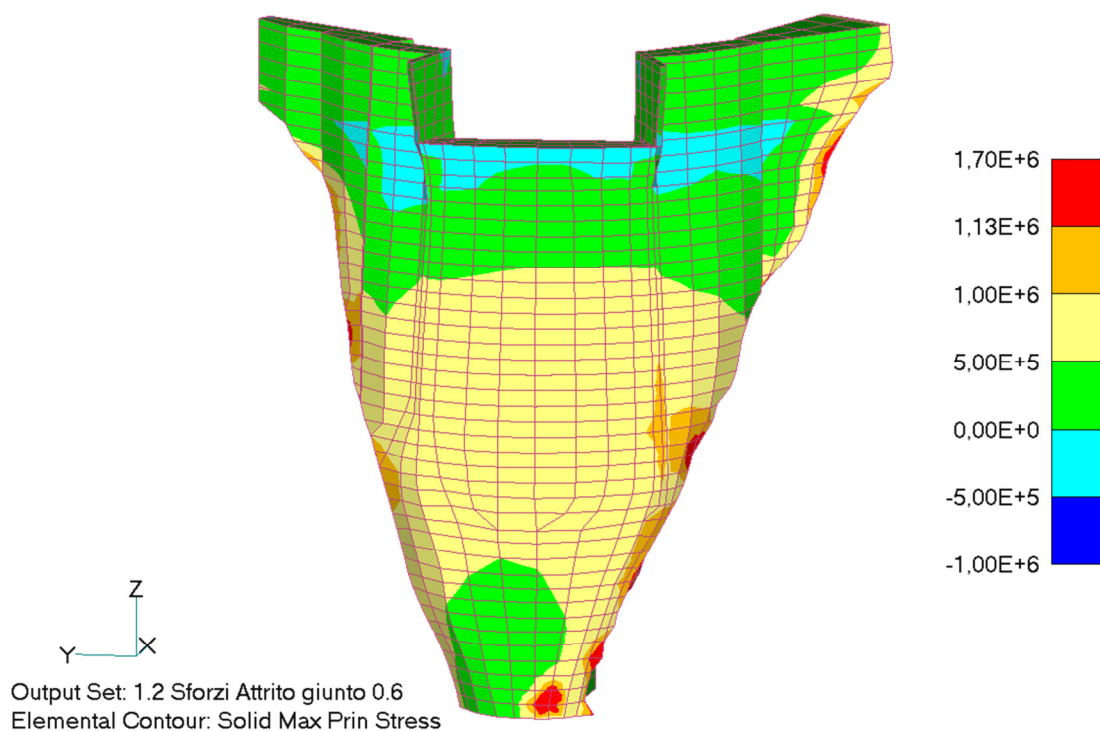


Figura 38: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di monte – angolo di attrito delle interfacce = 31°

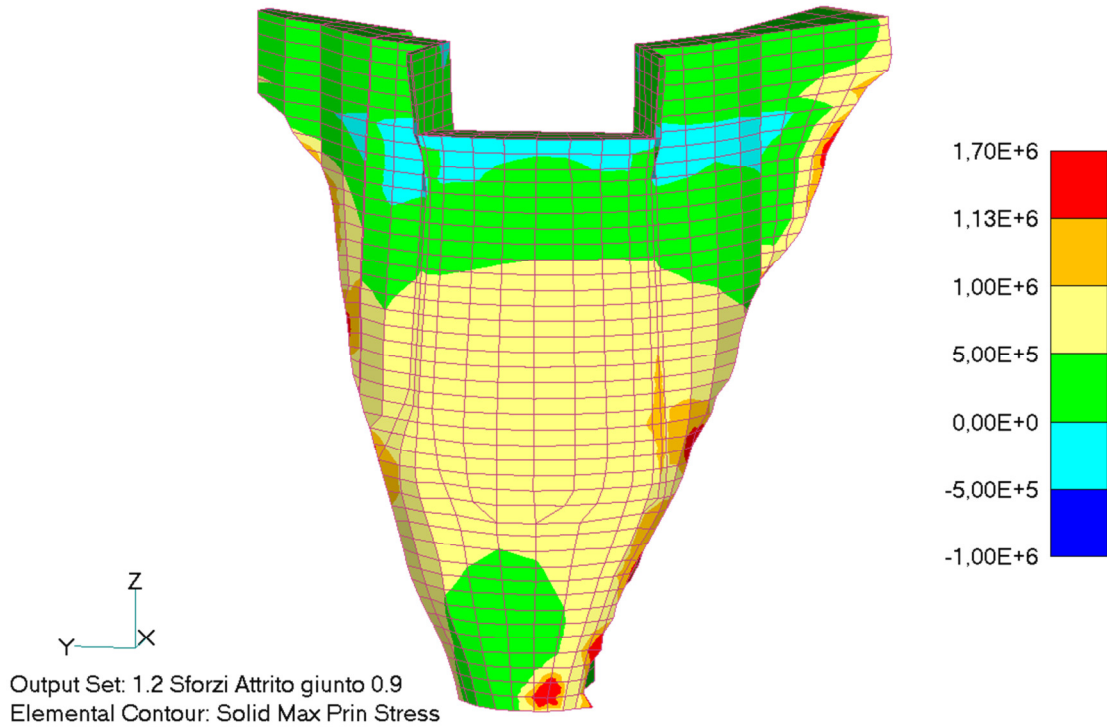


Figura 39: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di monte – angolo di attrito delle interfacce = 42°

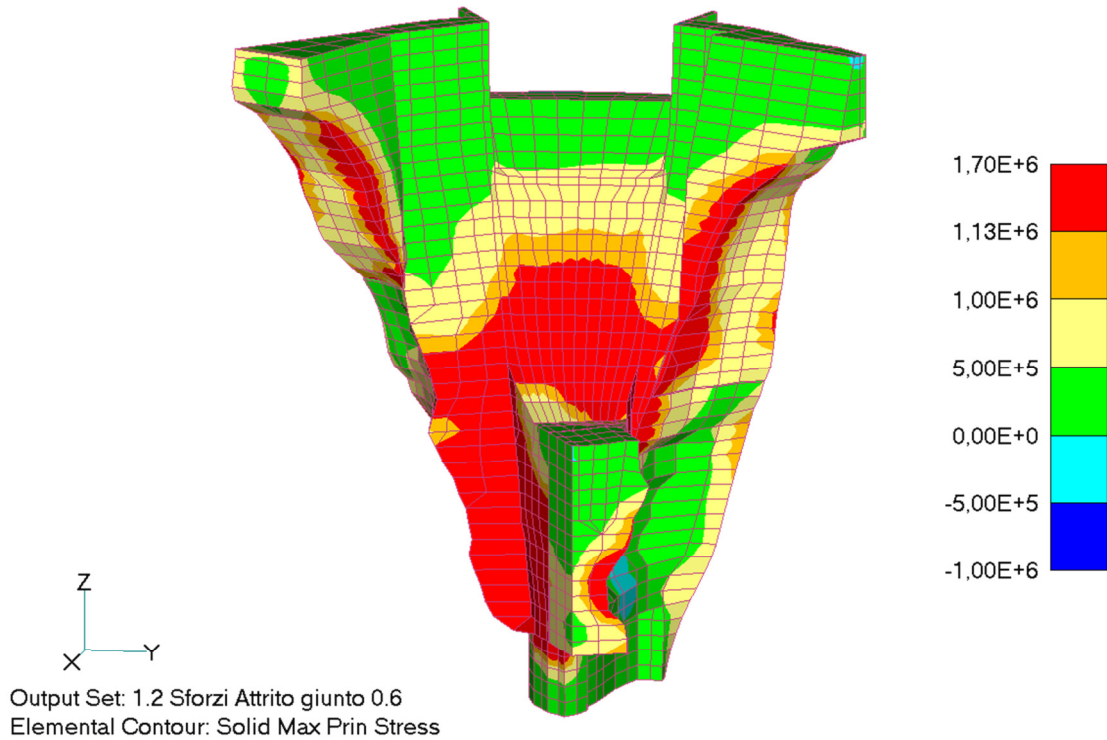


Figura 40: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di valle – angolo di attrito delle interfacce = 31°

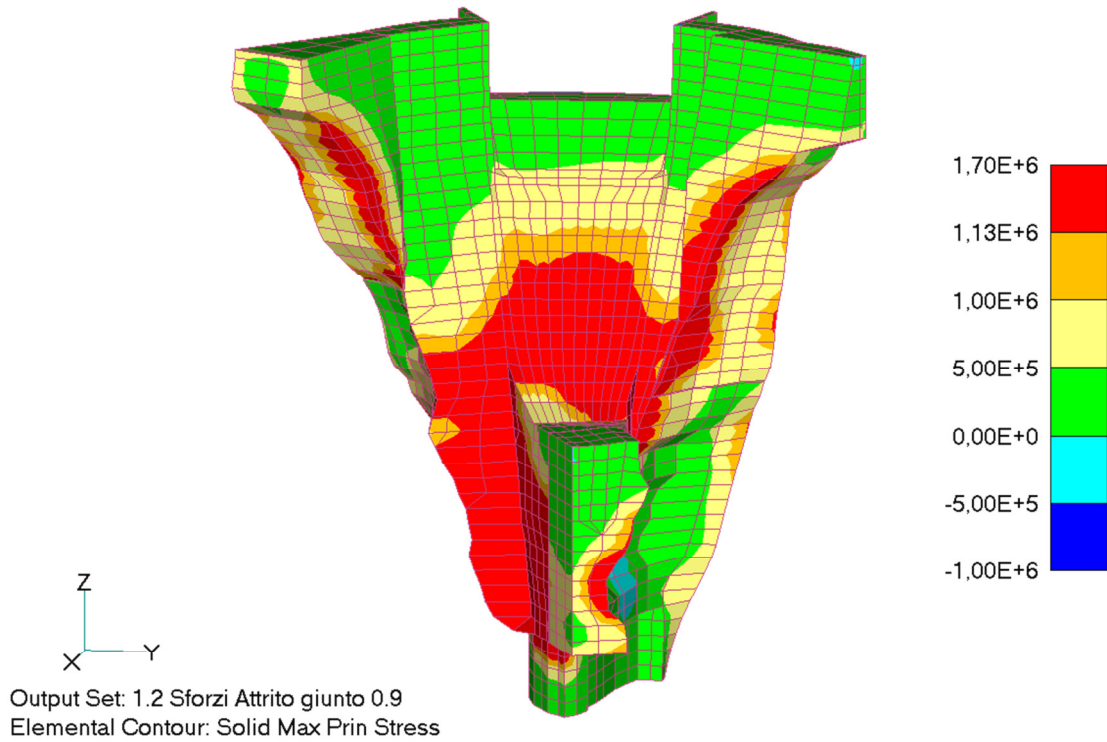


Figura 41: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sul paramento di valle – angolo di attrito delle interfacce = 42°

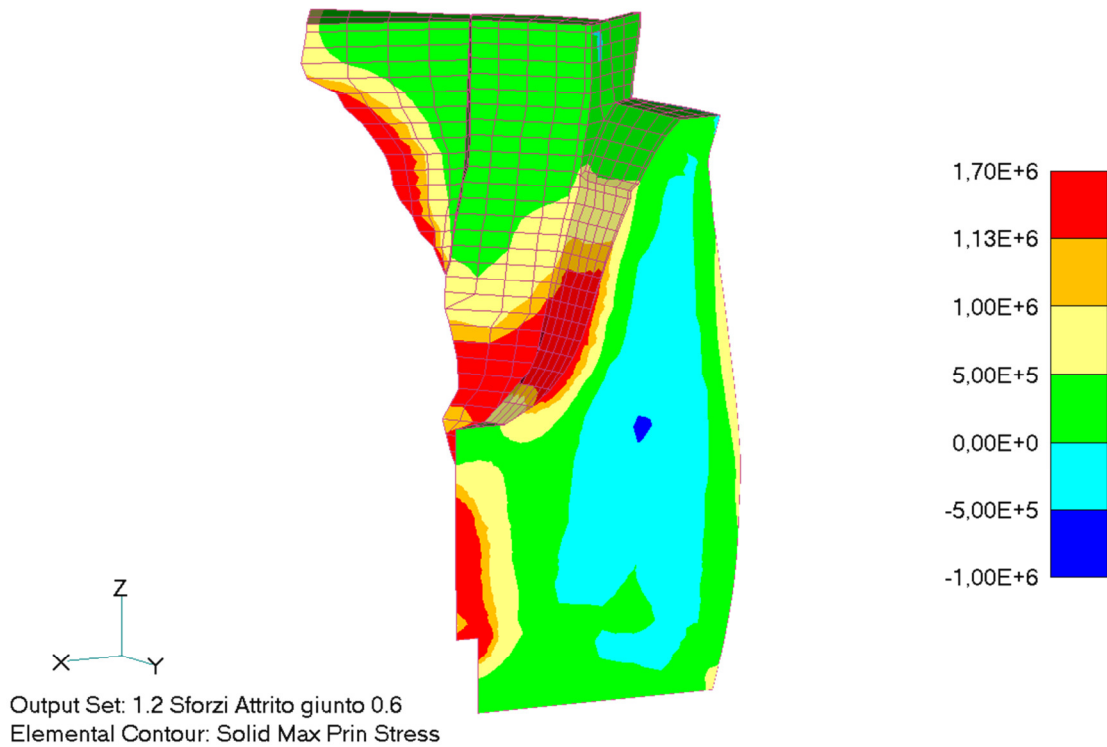


Figura 42: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sulla sezione di mezzeria – angolo di attrito delle interfacce = 31°

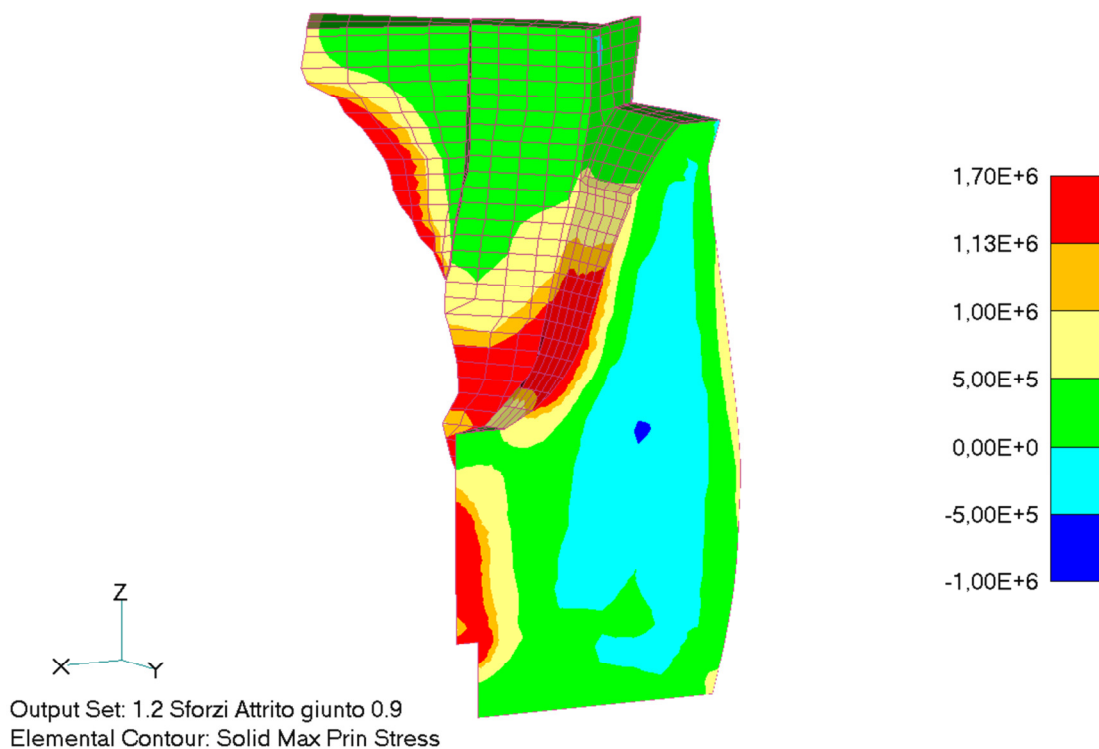


Figura 43: combinazione 1.2 (SLU, stagione invernale) - sforzo principale massimo [Pa] sulla sezione di mezzeria – angolo di attrito delle interfacce = 42°

5 OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

A seguito della Relazione Istruttoria redatta dalla Direzione Generale per le Dighe [1] è stato inserito nel modello geometrico del precedente studio [2] il giunto costruttivo verticale che nel Progetto Definitivo è collocato nello sfioratore [4] e sono state applicate le sottopressioni lungo l'interfaccia diga-roccia di fondazione. Con tale configurazione geometrica e di carico (caso di riferimento) è stata quindi analizzata l'influenza che i principali parametri fisico-meccanici dei materiali (modulo elastico e diffusività) e delle interfacce (angolo di attrito) esercitano sullo stato di sforzo della diga. A tal fine si è considerata la verifica di sicurezza relativa alla combinazione di carico fondamentale dello SLU con la condizione termica invernale, combinazione che aveva mostrato le maggiori sollecitazioni a trazione, evidenziatesi sul paramento di valle, nella zona centrale dello sfioratore. I risultati delle analisi parametriche sono stati valutati essenzialmente in termini di sforzo principale massimo poiché l'entità delle compressioni per tale combinazione di carico è risultata piuttosto modesta.

La presenza del giunto verticale di costruzione nello sfioratore ha un effetto piuttosto localizzato in quanto gli sforzi principali massimi si riducono sensibilmente solo nel tratto finale dello sfioratore, rimanendo comunque corticali (§4.1).

L'effetto delle sottopressioni sullo stato di sollecitazione della struttura è sostanzialmente trascurabile (§4.2); le sottopressioni sono state comunque applicate anche nelle successive analisi parametriche, condotte variando uno per volta i parametri fisico-meccanici dei materiali e l'angolo di attrito delle interfacce (§4.3). Questo caso è stato considerato come termine di riferimento per valutare i risultati delle analisi parametriche.

Le analisi parametriche hanno evidenziato che la variazione del modulo elastico della roccia (§4.3.2) e dell'angolo di attrito delle interfacce (§4.3.4) hanno un impatto irrilevante sullo stato di sollecitazione della diga.

La modifica del modulo elastico del calcestruzzo (§4.3.1), pur avendo maggiore rilevanza sui risultati, ha comunque comportato una modifica piuttosto modesta degli sforzi principali massimi rispetto al caso di riferimento. Gli sforzi si incrementano al crescere del modulo elastico del calcestruzzo, ma anche se si adotta il valore di 30.000 MPa (assunto come limite superiore nelle analisi parametriche) le zone sovrasollecitate si estendono solo leggermente sulla superficie del paramento di valle e rimangono comunque corticali.

Tenendo infine presente che nelle verifiche di sicurezza i gradienti termici hanno un peso significativo sullo stato di sforzo della struttura e che una diminuzione della diffusività, che governa la propagazione del calore nella struttura, massimizza i gradienti termici in prossimità delle superfici della diga a contatto con l'aria, è stato esaminato l'effetto dell'utilizzo del limite inferiore assunto per la diffusività del calcestruzzo (§4.3.3). Anche l'influenza della diffusività sui risultati della verifica di sicurezza è limitata: sul paramento di valle le zone sovrasollecitate si estendono verso il coronamento ma rimangono comunque corticali.

In generale, l'indagine parametrica del presente studio conferma che i parametri di materiale adottati nel caso di riferimento descrivono con sufficiente accuratezza lo stato di sollecitazione della struttura.

6 BIBLIOGRAFIA

- [1]. Ministero delle Infrastrutture e Trasporti – Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche, *Diga di Ceppo Morelli (n. arch. 145) – Progetto di adeguamento - Relazione istruttoria*, 06/06/2016
- [2]. Frigerio et al., *Analisi numeriche a supporto della progettazione della nuova diga di Ceppo Morelli*, Rapporto RSE 15004411, 2015
- [3]. Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*, Decreto Ministeriale 26 Giugno 2014
- [4]. Marcello C., *Diga di Ceppo Morelli – Progetto di adeguamento. Progetto Definitivo Rev.1*, Relazione generale Studio Marcello, ottobre 2015
- [5]. CESI ING, *Considerazione sugli effetti indotti dai fenomeni viscosi sullo stato tensionale e deformativo del calcestruzzo*, Rapporto A4/507937, 2004
- [6]. Consiglio Superiore dei LL.PP., *Norme Tecniche per le Costruzioni*, Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 (www.cslp.it)
- [7]. Collepari M., *Scienza e tecnologia del calcestruzzo*, HOEPLI, 1991
- [8]. Frigerio A. et al., *Strumenti e metodi di simulazione per la diagnostica strutturale e sicurezza dei bacini*, Rapporto di Ricerca di Sistema PAD 08005998, 2008
- [9]. U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, *Thermal studies of mass concrete structures. Appendix A: techniques for performing concrete thermal studies*, ETL 1110-2-542, Washington, DC 20314-1000, 30 May 1997
- [10]. Masarati P., Meghella M., *The FEM computer code CANT-SD for non-linear static and dynamic analysis of dams*, Rapporto Enel Hydro 6045, 2000
- [11]. Faggiani G., Masarati P., *Il programma di calcolo strutturale CANT-SD (versione 16.4) e suoi pre/post-processor: manuali d'uso*, Rapporto RdS RSE 12001259, 2012