



MEDITERRANEA DELLE ACQUE spa
GENOVA

DIGA DI BADANA
INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA

PROGETTO DEFINITIVO
Mod. M.INF. DIGHEIDREL Div. V 20/9/2013

VOL. 4



CALCOLI STRUTTURALI



SEMBENELLI
CONSULTING

**MEDITERRANEA DELLE ACQUE spa
GENOVA**

DIGA DI BADANA

INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA

**PROGETTO DEFINITIVO
Mod. M.INF. DIGHEIDREL Div. V 20/9/2013**

VOL. 4

CALCOLI STRUTTURALI

Redatto G. Sembenelli, D. Gualco, A. Dal Fabbro

Approvato P. Sembenelli

Documento F:\1EDIT\BADE\REL\...\Vol 4\R140512-Vol 4_def.doc

Data: 12 maggio 2014



STRUTTURA DEL DOCUMENTO

Questo è il **Volume 4** del **Progetto Definitivo** degli interventi di manutenzione straordinaria che si rendono necessari sulla diga di Badana, uno degli invasi a servizio dell'acquedotto di Genova, in seguito ai dissesti prodottisi nel febbraio 2006.

Il dossier completo del **Progetto Definitivo** è stato redatto in ottemperanza all'Art. 33 del D.P.R. 207/2010 e recepisce le modifiche M.INF. DIGHEIDREL Div. V 20/9/2013. Gli elaborati sviluppati da SC comprendono i seguenti Volumi:

VOL 1 - Relazione Descrittiva

VOL 2 - Elaborati Grafici

VOL 3 - Relazioni Tecniche e Specialistiche

3A - Relazione Geologica e Geomeccanica

3B - Relazione Idrologica

3C - Relazione Idraulica

3D - Studio di Filtrazione

VOL 4 - Calcoli Strutturali

VOL 5 - Specifiche Tecniche

VOL 6 - Computo Metrico Estimativo

VOL 7 - Elenco Prezzi Unitari e Analisi Prezzi

VOL 8 - Cronoprogramma



INDICE

1	OGGETTO E SCOPO.....	5
2	CRITERI DI SICUREZZA E NORMATIVE ESISTENTI.....	6
2.1	Quadro normativo	6
2.2	Criteri di sicurezza per la diga modificata	6
3	CARATTERIZZAZIONE DELLA FONDAZIONE E DEI MATERIALI.....	7
3.1	Caratteristiche geotecniche della roccia	7
3.1.1	<i>Indagini condotte</i>	7
3.1.2	<i>Geologia Tecnica</i>	7
3.1.3	<i>Discontinuità</i>	8
3.1.4	<i>Resistenza e Moduli della massa rocciosa</i>	8
3.2	Caratteristiche della muratura	9
3.2.1	<i>Risultati delle indagini</i>	9
3.2.2	<i>Resistenza</i>	9
3.2.3	<i>Moduli</i>	10
3.2.4	<i>Resistenza di calcolo</i>	10
3.2.5	<i>Proprietà termiche</i>	10
3.3	Caratteristiche del calcestruzzo	10
3.3.1	<i>Resistenza</i>	10
3.3.2	<i>Moduli</i>	11
3.3.3	<i>Resistenza di calcolo</i>	11
3.3.4	<i>Proprietà termiche</i>	11
3.4	Contatto calcestruzzo muratura	11
3.4.1	<i>Proprietà meccaniche</i>	11
4	ANALISI DEI CARICHI.....	12
4.1	Azioni	12
4.1.1	<i>Peso proprio</i>	12
4.1.2	<i>Spinta idrostatica</i>	12
4.1.3	<i>Sottospinta</i>	12
4.1.4	<i>Coazioni Termiche</i>	13
4.1.5	<i>Coazione da calore di idratazione e ritiro</i>	13
4.1.6	<i>Spinta del ghiaccio</i>	13
4.1.7	<i>Spinta dell'interrimento</i>	14
4.1.8	<i>Azione sismica</i>	14
4.2	Combinazioni di carico	19
4.2.1	<i>Combinazioni secondo nuova Norma Tecnica Dighe 08</i>	19
5	MODELLO AD ELEMENTI FINITI.....	23



5.1	Premessa		23
5.2	Modello adottato per il calcolo delle sollecitazioni		24
5.2.1	Contatto tra diga e fondazione	26	
5.2.2	Giunto calcestruzzo muratura	26	
5.3	Parametri dei materiali adottati		27
5.3.1	Calcestruzzo	27	
5.3.2	Roccia	27	
5.3.3	Crack material	28	
5.3.4	Muratura	28	
5.3.5	Interfaccia tra muratura e calcestruzzo	28	
5.3.6	Acqua	29	
5.3.7	Aria	29	
5.4	Analisi statiche e termo-deformazionali		29
5.4.1	Young hardening concrete	30	
5.4.2	Costruzione per fasi	31	
5.4.3	Analisi parametrica della costruzione	32	
5.4.4	Risultati dell'analisi termo deformazionale	34	
5.5	Analisi sismiche		35
5.5.1	Analisi Modale	35	
5.5.2	Combinazione dei risultati	36	
6	VERIFICHE DI RESISTENZA.....		40
6.1	Verifiche di resistenza secondo Nuove Norme Tecniche		40
6.1.1	Combinazione 1	41	
6.1.2	Combinazione 2	51	
6.1.3	Combinazione 3	55	
6.1.4	Combinazione 4	63	
6.1.5	Combinazione 5	67	
6.1.6	Combinazione 6	71	
6.1.7	Combinazione 7 – Sismica	75	
6.1.8	Combinazione 8 – Sismica	107	
6.2	Conclusioni		139
7	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....		140
7.1	Stabilità a scorrimento		140
7.1.1	Verifiche secondo DM 82	140	
7.1.2	Verifiche secondo nuova Norma Tecnica Dighe 08	140	
7.2	Verifiche geotecniche della fondazione		151
8	VERIFICHE DEL GIUNTO CALCESTRUZZO MURATURA.....		155
8.1	Sintesi delle analisi effettuate		155
8.1.1	Serbatoio vuoto	156	
8.1.2	Serbatoio pieno	159	
8.2	Sintesi delle analisi effettuate sul contatto tra muratura e calcestruzzo		162
9	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....		163



1 OGGETTO E SCOPO

La Diga della Badana, di proprietà Mediterranea delle Acque spa di Genova, è situata nell'entroterra ligure a quota 700 m circa s.l.m. sul versante nord della catena appenninica. La diga è inserita nel sistema idrico del Gorzente che costituisce la principale fonte di approvvigionamento di acqua potabile della città di Genova e rappresenta una insostituibile ed indispensabile risorsa per soddisfare il crescente fabbisogno idrico richiesto dalla cittadinanza e dagli insediamenti industriali.

Nel mese di febbraio 2006 si sono verificati dissesti strutturali gravi nel corpo della diga, che hanno richiesto l'adozione di urgenti provvedimenti di sicurezza, tra i quali lo svuotamento rapido del bacino e la realizzazione di una galleria di scarico, per la messa in sicurezza dell'impianto.

Successivamente è stata attuata un'estesa campagna di indagini volta ad accertare sia la natura geologica e geomeccanica dell'area interessata dall'impianto, sia le caratteristiche strutturali del corpo della diga. Sulla scorta dei risultati emersi in queste indagini, un Progetto Definitivo, presentato nel 2010, e revisionato poi nel 2013 al fine di rispondere con adeguamenti e integrazioni alle indicazioni espresse dalla IV Sezione del Consiglio Superiore LL.PP. con voto con Voto n. 190 del 24 febbraio 2011, in sede di esame del Progetto Definitivo 2010.

Oggetto della presente relazione sono le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza della diga, condotte sulla sezione ricostruita e rinforzata, per supportare a livello di progettazione esecutiva, le scelte proposte. Le analisi sono state svolte col metodo degli Elementi Finiti mediante un software avanzato che include la possibilità di tenere in conto delle fasi costruttive, della reologia del calcestruzzo, delle variazioni di temperatura dell'ambiente e degli effetti termici che hanno luogo alla presa dei singoli getti.



2 CRITERI DI SICUREZZA E NORMATIVE ESISTENTI

2.1 Quadro normativo

Dalla costruzione della diga di Badana, all'inizio del XX secolo, a oggi, le leggi e i regolamenti nell'ambito delle costruzioni, con particolare riferimento per le costruzioni in calcestruzzo e per le dighe, hanno subito una evoluzione significativa, come conseguenza di un equivalente sviluppo delle conoscenze tecnico-scientifiche sul comportamento dei materiali e delle strutture.

In materia di dighe, il Regolamento oggi in vigore per la verifica di sicurezza è basato sulle Nuove Norme Tecniche per le Dighe, approvate con Decreto del Ministro delle Infrastrutture del 26 giugno 2014 pubblicato sulla Gazzetta ufficiale n. 156 del 8 luglio 2014. Tali norme basano la definizione della sicurezza rispetto agli stati limite e tengono conto in modo più restrittivo dell'azione sismica esigendo prestazioni definite allo stato limite ultimo.

La normativa sopra citata prevede per le dighe a gravità una serie di verifiche di sicurezza e di resistenza nel rispetto degli Stati Limite che verranno descritte nel dettaglio nei paragrafi successivi.

Il progetto di risanamento della diga di Badana si è sviluppato tuttavia in una fase in cui la normativa vigente era il “*D.M. 24 Marzo 1982 – Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento*” (DM'82) e relative istruzioni e aggiornamenti.

La normativa sopra citata prevede per le dighe a gravità una serie di verifiche di sicurezza che verranno descritte opportunamente nei paragrafi successivi.

2.2 Criteri di sicurezza per la diga modificata

La diga modificata va verificata rispetto alle normative di sicurezza sulle dighe, oggi vigenti (Nuove Norme Tecniche) e ne è stata controllata la congruità anche con le vecchie normative (DM'82).



3 CARATTERIZZAZIONE DELLA FONDAZIONE E DEI MATERIALI

3.1 Caratteristiche geotecniche della roccia

3.1.1 Indagini condotte

La caratterizzazione della roccia è stata eseguita sulla base di indagini e ispezioni condotte nell'ambito della presente progettazione, oltre che sui dati di indagini condotte in passato. Una sintesi dei risultati e delle osservazioni raccolte è presentata nel Vol 3A del presente Dossier di Progetto.

3.1.2 Geologia Tecnica

L'area circostante la Diga di Badana è interessata dalle peridotiti e serpentiniti della Formazione di Voltri.

In prossimità della diga, la roccia si presenta in 3 diversi modi, che possono così essere schematizzati anche con l'aiuto del Dis. BADD-2041:

- A) roccia in blocchi di dimensioni non inferiori a 0.5-1 m³, di colore verde-nerastro, in profondità, e rosso ruggine, nelle superfici esposte. Le superfici di discontinuità sono in genere planari e relativamente ruvide. Questa tipologia di roccia è visibile in sponda sinistra sopra l'attuale coronamento e lungo tutta la parete sinistra dello sfioratore, interrompendosi alla sua quota di sbocco, e in destra in una fascia che taglia diagonalmente la diga;
- B) roccia fratturata suddivisa in blocchi di dimensione inferiore a 1 m³, di colore verde-grigiastro. Anche in questo caso l'esposizione agli agenti atmosferici porta a una ossidazione di colore rosso-giallastro delle superfici. Le discontinuità si presentano spesso ondulate e lisce. Questa roccia si trova nella zona di centro valle, dalla linea di contatto con la roccia A, in destra, fino allo sfioratore, in sinistra. Riappare 5-10 m sopra la spalla destra della diga.
- C) roccia molto fratturata e con evidenti separazioni lungo piani di scistosità, di colore verdastro o, più frequentemente rosso-giallastro, a causa dell'alterazione. Le discontinuità presentano superficie al tatto talcosa. Questa tipologia di roccia è visibile al contatto con la spalla destra a quota coronamento, in una fascia che taglia diagonalmente la pendice dall'alto, a valle, al basso, a monte. In sponda sinistra esiste a monte della diga.

In sponda sinistra, esiste una valletta laterale che sfocia in corrispondenza dell'imbocco dello sfioratore e che costituisce il punto di separazione tra la roccia A), a valle, la roccia B), circa nella valletta stessa, e la roccia C) a monte, una trentina di metri dal paramento della diga.

3.1.3 Discontinuità

Le tre tipologie A), B) e C) con cui si presenta la roccia peridotitica e serpentinitica presso la Diga di Badana può essere classificata rispetto alle discontinuità esistenti come segue:

- 1) la roccia A) visibile in sinistra presenta le seguenti 10 famiglie di discontinuità (xx=inclinazione, yyy=immersione, con 000° = immersione verso Nord): 85/000-180, 35/050, 85/070-250, 20/110, 55/110, 85/140-320, 50/140, 35/280, 45/310-320, 60/350. Si può stimare GSI = 65;
- 2) la roccia A) visibile in destra, lungo la pista di accesso al coronamento, presenta le seguenti 4 famiglie di discontinuità: 85/090 (- 270), 70/135, 25/275, 80/325. GSI = 65;
- 3) La roccia B) visibile in sinistra a valle diga presenta le seguenti 6 famiglie di discontinuità: 85/000-180, 70/090, 25/110, 60/140, 80/230, 15/270. GSI = 50;
- 4) La roccia B) visibile in destra a valle diga, circa sotto le Edicole 3 e 4, presenta le seguenti 6 famiglie di discontinuità: 60/060, 80/150, 25/150 (possibile contatto), 70-80/200-220, 80/270, 50/300. GSI = 50;
- 5) la roccia C) visibile in destra circa in corrispondenza dell'asse diga e poco a monte, lungo la pista di accesso al coronamento, e sotto le edicole 1 e 2 a valle, presenta le seguenti 6 famiglie di discontinuità: (50-80)/050, 80/(160-180), 60/160 (possibile contatto), 25/(160-180), (40-60)/(240-260), 30/280. GSI = 25.

E' pensabile che al punto 1) siano stati osservati più giunti grazie alla particolare esposizione dei fronti rocciosi.

3.1.4 Resistenza e Moduli della massa rocciosa

La resistenza e il modulo dell'ammasso roccioso sono stati stimati a partire dai dati geomeccanici e dai risultati delle prove di laboratorio, in base alla trattazione di Hoek-Brown.

I valori adottati per le 3 tipologie di roccia riscontrate in sito sono riassunti in Tab. 3/1.

Tab. 3/1 – Diga di Badana. Parametri di resistenza della roccia di fondazione

Roccia	γ [kN/m ³]	GSI	σ_{ci} [MPa]	E_m [MPa]	σ_{cm} [MPa]	c [MPa]	ϕ [°]
A	26	65	85	15000	31	1.20	65
B	26	50	65	9000	18	0.80	60
C	26	25	45	800	7	0.27	52

3.2 Caratteristiche della muratura

3.2.1 Risultati delle indagini

La caratterizzazione della muratura è stata eseguita sulla base di indagini condotte nell'ambito della presente progettazione, oltre che sui dati di indagini condotte in passato. Una sintesi dei risultati e delle osservazioni raccolte è presentata nel Vol 3A del presente Dossier di Progetto.

3.2.2 Resistenza

Come illustrato nel Volume 3A, sui materiali, i valori di resistenza a compressione e trazione sono stati elaborati sulla base di una distribuzione lognormale, che meglio rappresenta la reale distribuzione dei risultati sperimentali.

I valori della resistenza a compressione monoassiale variano tra 2 e 30 MPa, con prevalenza dei valori compresa nell'intervallo 4 - 9 MPa, mentre quelli a trazione risultano variabili da 0.5 a 4.2 MPa, con prevalenza nell'intervallo 0.6 – 1.3 MPa. Appare una certa dipendenza della resistenza dal peso di volume (proporzionalità diretta) e dalla percentuale di malta (proporzionalità inversa). Non si evidenzia una dipendenza significativa dalla profondità, anche se i valori più alti vengono riscontrati nei primi 20-30 m.

Sono stati ottenuti valori caratteristici pari a $f_{ck} = 3200$ kPa e $f_{tk} = 570$ kPa, a compressione e trazione rispettivamente.

Poiché è stato osservato un significativo effetto scala sui risultati, è pensabile che i valori di resistenza selezionati e derivati principalmente dalle prove di laboratorio su provino di piccola scala tendano a sottostimare la resistenza reale della muratura.

Utilizzando per la muratura i criteri di Hoek-Brown, come visto in precedenza per la malta, e assumendo $q_c = 3.34$ MPa (resistenza caratteristica), $m = 12$ (corrispondente a una breccia poco cementata) e $GSI = 100$ (si assume che il materiale sia praticamente privo di discontinuità) si



ottiene una resistenza a trazione nell'ordine di 278 kPa, pari a circa la metà del risultato di laboratorio. Con la stessa elaborazione, si ottengono parametri di resistenza alla Mohr-Coulomb pari a $c = 580$ kPa e $\phi = 49^\circ$ (Fig. 3/2), da cui si può ottenere con un coefficiente di sicurezza pari a $F_s = 3$ $c = 190$ kPa e $\phi = 21^\circ$.

3.2.3 Moduli

Il modulo della muratura è caratterizzato da valori relativamente bassi, nell'ordine di $E = 5$ GPa.

Il coefficiente di Poisson è stato determinato a partire dai valori di velocità delle onde di compressione P e di taglio S, misurate nel corso dell'indagine geofisica. Più in particolare, si assume il valore medio pari a $\nu_m = 0.28$.

3.2.4 Resistenza di calcolo

Per le verifiche di resistenza in accordo alle Nuove NTD'08 in fase di approvazione si devono controllare le combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio (SLE) ed in particolare per le combinazioni rare:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck}$
- e
- $\sigma_t \leq 0.21 \cdot f_{mtm}$ (stato limite di formazione delle fessure)

Mentre per le combinazioni di carico quasi permanenti:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck}$
- e
- $\sigma_c \geq 0$ (stato limite di decompressione)

Dove σ_c e σ_t sono le sollecitazioni di compressione e trazione.

Per la muratura i valori limite valgono rispettivamente

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 0.25 \cdot 3200 = 800$ kPa
- $\sigma_t \leq 0.21 \cdot f_{mtm} = 0.21 \cdot 570 = 120$ kPa

3.2.5 Proprietà termiche

E' stato adottato per la muratura un coefficiente di dilatazione termica pari a $\alpha = 5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

3.3 Caratteristiche del calcestruzzo

3.3.1 Resistenza

Si adotta un calcestruzzo di resistenza caratteristica $R'_{ck} = 20$ MPa, corrispondente a una resistenza cilindrica pari a $f_{ck} = 15$ MPa.

3.3.2 *Moduli*

Si è assunto per il calcestruzzo un modulo elastico pari a $E = 28 \text{ GPa}$ e un coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$

3.3.3 *Resistenza di calcolo*

Per il calcestruzzo i valori limite in accordo alle Nuove Norme Tecniche per le Dighe valgono:

$$- \sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 0.25 \cdot 15 \cdot 1000 = 3750 \text{ kPa}$$

$$- \sigma_t \leq 0.21 \cdot f_{ctm} = 0.21 \cdot (0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}) = 0.21 \cdot (1000 \cdot 0.3 \cdot 15^{2/3}) = 387 \text{ kPa}$$

3.3.4 *Proprietà termiche*

E' stato adottato per il calcestruzzo un coefficiente di dilatazione termica pari a $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

3.4 *Contatto calcestruzzo muratura*

La superficie lungo la quale la muratura esistente, debitamente denudata e irruvidita, viene in contatto con il calcestruzzo di ripristino è un elemento dal comportamento complesso e particolarmente sollecitato. La complessità deriva dal fatto che la massa muraria (e la sottostante fondazione) è già in condizioni di coazione ed ha un suo livello termico, e dal fatto che il calcestruzzo all'atto del getto è scarsamente sollecitato e inizia un ciclo di riscaldamento endotermico, indurimento ed irrigidimento del calcestruzzo che in tempi relativamente brevi trasmette alla muratura calore e sollecitazioni prima d'espansione e successivamente di ritiro. Infine i naturali cicli termici stagionali inducendo un flusso di calore verso l'interno della struttura (e viceversa) causano dilatazioni e contrazioni differenti sui 2 termini strutturali a contatto.

La resistenza del contatto calcestruzzo-muratura è pari a 1100 kPa, cui corrisponde un valore ammissibile pari a $1100/3 = 370 \text{ kPa}$.

3.4.1 *Proprietà meccaniche*

I moduli di reazione valgono $k_s = 1200 \text{ MPa/m}$ e $k_p = 2400 \text{ MPa/m}$, a taglio e compressione rispettivamente.



4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 Azioni

Nel presente capitolo verranno indicate le azioni da considerare nelle verifiche, valutate come prescritto dalle normative attualmente vigenti.

4.1.1 *Peso proprio*

L'azione del peso proprio della struttura è stata tenuta in conto mediante il peso di volume della muratura del corpo diga pari a $\gamma_m = 21 \text{ kN/m}^3$, derivante dai risultati delle indagini sperimentali, e a quello del rinforzo in calcestruzzo pari a $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$.

4.1.2 *Spinta idrostatica*

La spinta idrostatica dell'acqua, sempre ortogonale al paramento di monte della diga, è stata valutata considerando un peso di volume dell'acqua invasata γ_w pari a 9.81 kN/m^3 .

La risultante della spinta è stata valutata con la formula:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

Dove h è la profondità alla quale si vuole calcolare la spinta; la sua pressione ha una distribuzione triangolare con la risultante S_w applicata a $1/3$ dell'altezza del triangolo considerato.

Per la diga modificata, il livello dell'acqua nel serbatoio è stato ipotizzato al livello di massimo invaso eccezionale (719.15 m s.l.m.) oppure al livello di regolazione (718.00 m s.l.m.).

4.1.3 *Sottospinta*

Le sottospinte sul piano di fondazione e nel corpo diga sono state stimate tenendo conto della presenza di fori drenanti di diametro 200 mm e distanti tra loro 2.50 m.

La distribuzione delle sottopressioni è assunta linearmente decrescente da monte a valle, a partire da un valore pari alla massima pressione idrostatica di invaso in corrispondenza del paramento di monte, alla pressione 0.35 volte la differenza tra monte e valle, in corrispondenza della linea dei drenaggi, e a zero, in corrispondenza del paramento di valle.

In favore di sicurezza è stato trascurato il contributo dello schermo di iniezioni di monte il cui effetto è senza dubbio quello di ridurre le sottopressioni sul piano di fondazione.

4.1.4 *Coazioni Termiche*

Le azioni termiche prese in considerazione nelle analisi effettuate consistono in una serie di funzioni ad andamento sinusoidale derivate dal trattamento dei dati rilevati tramite i sistemi di monitoraggio. Gli effetti della temperatura esterna sulla struttura sono funzione delle proprietà termiche dei materiali adottati.

I valori delle temperature massime, medie e minime registrate per l'aria e per l'acqua adottate nel corso delle analisi sono riassunti nella tabella seguente.

Tab. 4/1 – Diga di Badana. Azioni termiche. Valori delle temperature massime, medie e minime adottate per l'acqua e per l'aria nel corso delle analisi

	T_{max}	T_{min}	T_{media}
Aria	20	0	10
Acqua superficiale	20	4	12
Acqua Profonda	16	10	13

I grafici delle funzioni adottate insieme ai dati rilevati sono presentate in figura 4/1.

Per quanto concerne la temperatura dell'invaso si assume che al di sotto dei 10 m di profondità le temperature abbiano un andamento sinusoidale concorde con quello dell'acqua superficiale ma caratterizzato da un ampiezza dell'oscillazione minore. Tale assunzione è giustificata da evidenze empiriche.

4.1.5 *Coazione da calore di idratazione e ritiro*

Le azioni dovute all'innalzamento termico dovuto al calore d'idratazione del calcestruzzo nuovo sono state tenute debitamente in conto nell'analisi eseguita sul modello ad elementi finiti, assegnando al materiale calcestruzzo una funzione adiabatca di temperatura in funzione del tempo e della temperatura iniziale del getto. Il modello include oltre alla simulazione dello sviluppo del calore d'idratazione un modello integrato per simulare il ritiro autogeno della miscela del calcestruzzo.

Maggiori dettagli sono contenuti all'interno del capitolo 5 dove viene introdotto il modello di Young Hardening Concrete integrato nel software ad elementi finiti TNO DIANA.

4.1.6 *Spinta del ghiaccio*

Nonostante la temperatura invernale scenda sotto lo zero nell'area in cui si trova la diga, non si formano nel bacino a monte strati di ghiaccio dello spessore di almeno 20 cm, spessore minimo indicato dalle normative come limite sopra il quale è necessario considerarne la spinta.

Diga di Badana **Andamento Temperature massime e minime**

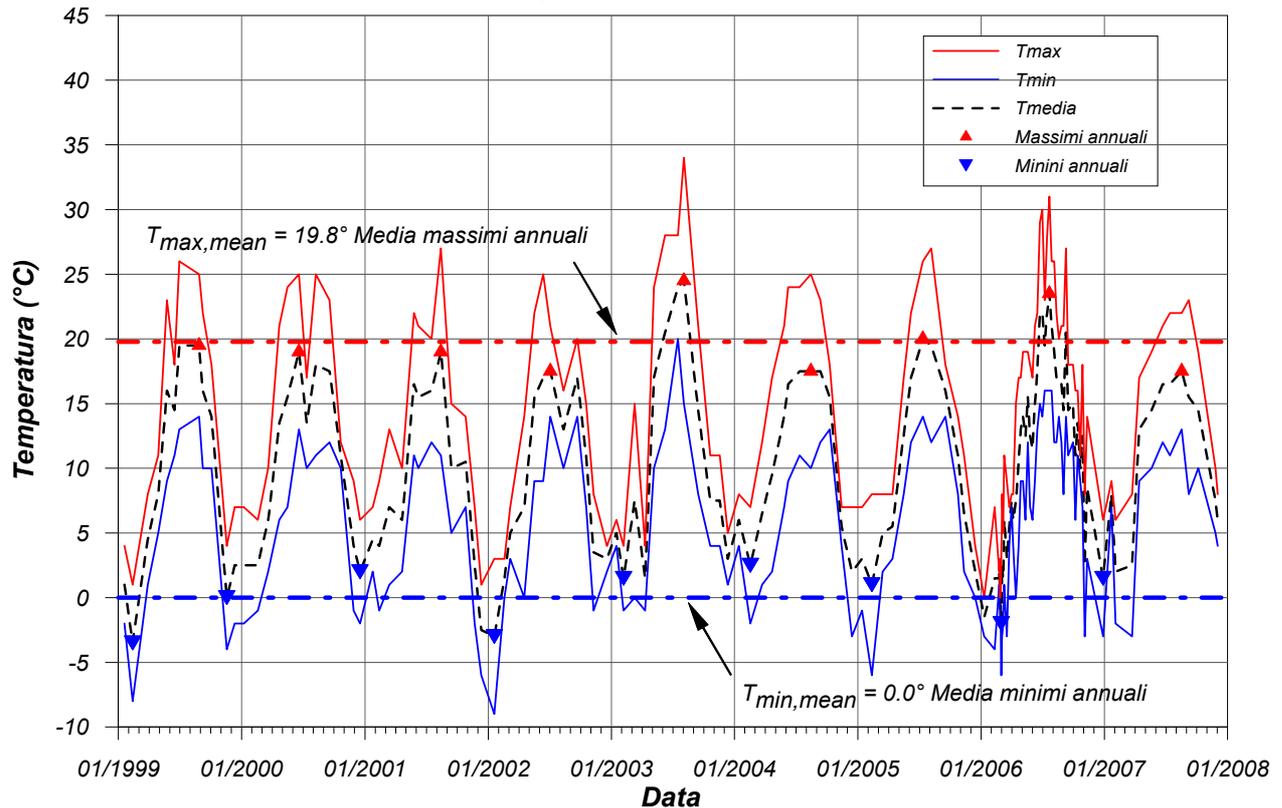


Fig. 4/2 – Diga di Badana. Misure di temperatura dell'aria e dell'acqua. Valori elaborati statisticamente

4.1.7 Spinta dell'interrimento

La spinta dell'interrimento non viene presa in considerazione trattandosi di un bacino nel quale oltre 50 anni hanno mostrato che il fenomeno è praticamente trascurabile.

4.1.8 Azione sismica

Con le 'Norme Tecniche per le costruzioni' D.M. 14 gennaio 2008, la pericolosità sismica e quindi le azioni sismiche da tenere in conto non vengono più definite a partire da una classificazione sismica dei siti secondo confini comunali, ma in base a un tempo di ritorno, funzione dell'importanza della struttura, e alle coordinate geografiche del sito in questione.



Secondo le nuove norme la diga di Badana ha una vita utile nominale V_N pari a 100 anni in quanto la diga è ritenuta strategica per l'acquedotto di Genova ed ha un coefficiente d'uso C_U pari a 2 (classe IV).

Da questo segue un periodo di ritorno T_r per le azioni allo Stato Limite di Collasso (SLC) pari a 2475 anni, e un periodo T_r per le azioni allo Stato Limite di Danno (SLD) pari a 200 anni.

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) pubblica sul proprio sito tutti i dati con i quali sono individuati i vari parametri dello scuotimento per i nodi di una griglia a maglia regolare a passo 0.05° (distanza massima tra i nodi inferiore a 10 km), estesa a tutto il territorio nazionale. Sono anche riportate i diagrammi di disaggregazione (vedi Fig. 4/3) che esprimono il contributo della magnitudo e della distanza dei terremoti alla formazione della pericolosità sismica. Dal diagramma di disaggregazione risulta che la magnitudo media del sito è pari a 4.77 e la distanza focale è inferiore a 10 km.

Le forme spettrali che esprimono la pericolosità sismica al sito ed individuano le azioni di progetto sono funzione di tre parametri:

- a_g (accelerazione orizzontale massima al terreno);
- F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale);
- T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale)

In funzione delle coordinate geografiche del sito i valori di a_g , F_0 e T_c^* , sono valutati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame. Per la media si utilizzano come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

Per la valutazione dei parametri suddetti si è utilizzato il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 scaricabile dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici www.cslp.it.

In Tab. 4/2 sono riportati i parametri a_g , F_0 e T_c^* per le coordinate geografiche : LONG = 8.8000 LATI = 44.5510 e per i due stati limite SLC e SLD. Nella Tab. 6/1b sono riportati i corrispondenti parametri per le azioni verticali.

Tab. 4/2 – Diga di Badana. Azioni sismiche. Valore dei parametri assunti per la valutazione delle azioni orizzontali (a) e delle azioni verticali (b)

a)		
	SLC	SLD
a_g	0.142	0.054
F_o	2.475	2.504
T_c^*	0.288	0.266

b)		
	SLC	SLD
a_{gv}	0.073	0.017
F_v	1.261	0.783

In Fig. 4/2 sono riportati gli spettri orizzontali e verticali per i due stati limite individuati.

Il massimo valore della accelerazione orizzontale sullo spettro di risposta (S_e) valutato per il sito in questione e per i periodi di ritorno sopra esposti vale:

SLC (stato limite di collasso) $S_e = 0.352 \cdot g$

SLD (stato limite di danno) $S_e = 0.135 \cdot g$

L'eventuale azione idrodinamica dell'acqua invasata è stata valutata adottando la distribuzione di masse equivalente proposta da Westergaard. Tale distribuzione di masse induce sul corpo diga effetti equivalenti a quelli indotti dalla distribuzione di pressione idrodinamica proposta dalla normativa.

Diga di Badana Post-Opera Spettri di Progetto secondo D.M. 14/01/2008

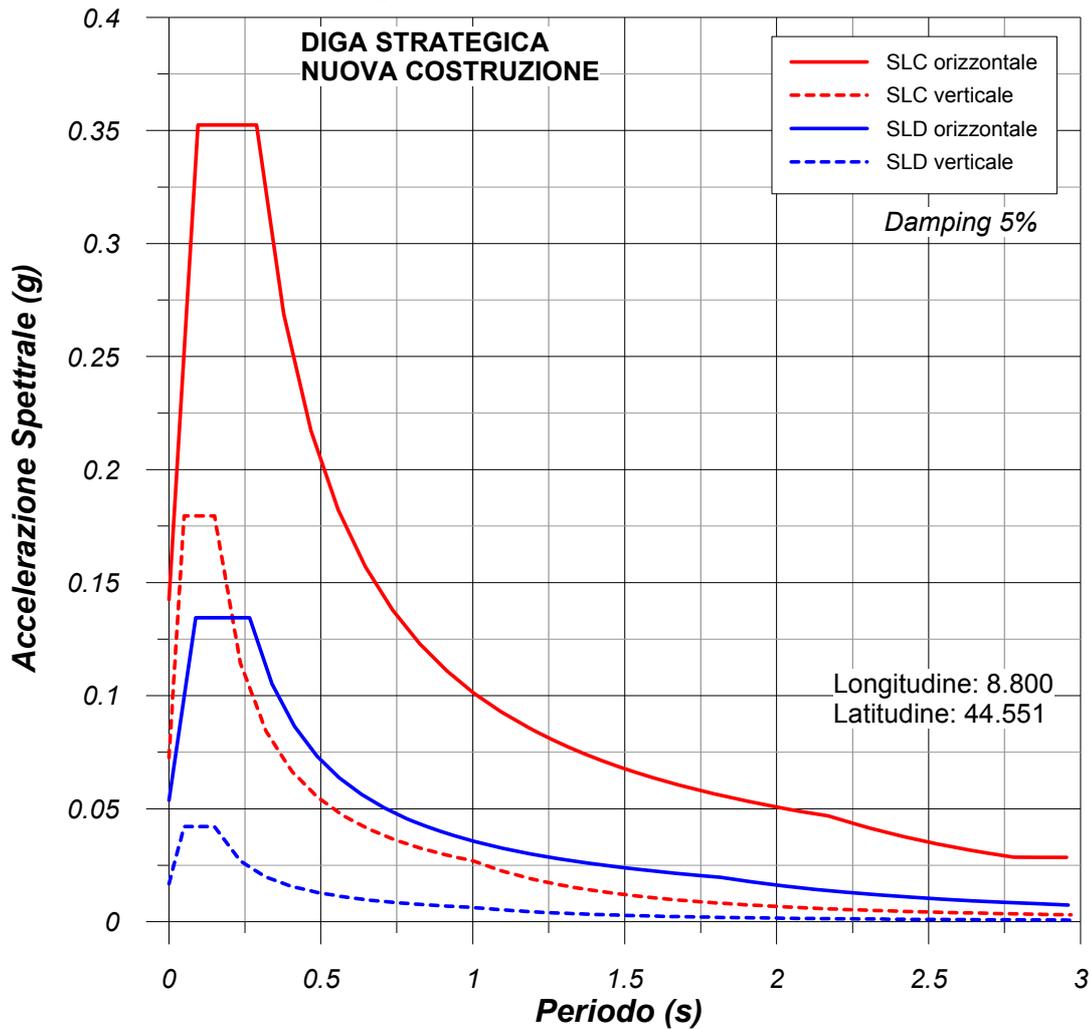


Fig. 4/2 – Diga di Badana. Azioni sismiche. Spettro di progetto secondo il DM 14 gennaio 2008

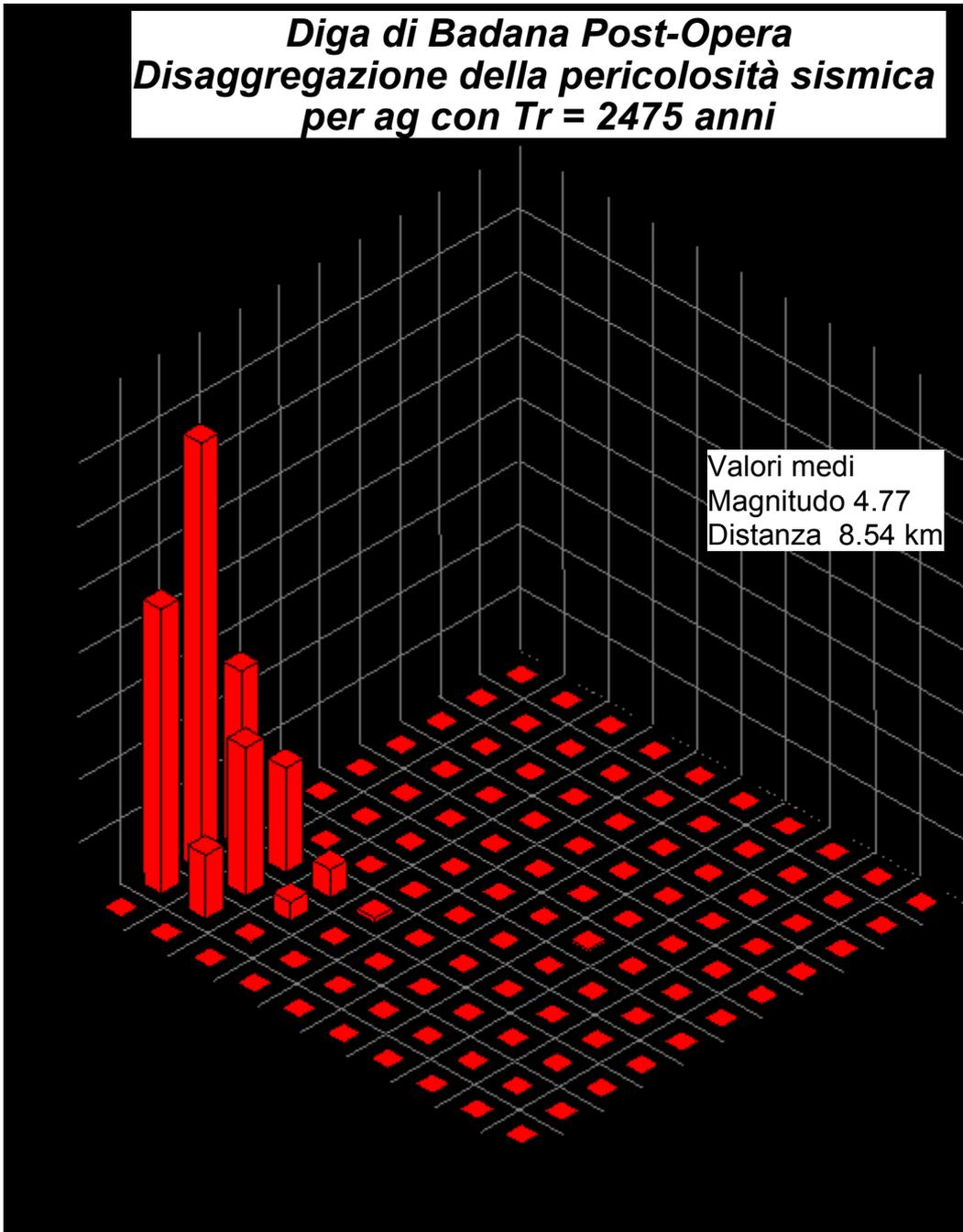


Fig. 4/3 – Diga di Badana. Azioni sismiche. Disaggregazione della pericolosità sismica dell'area



4.2 Combinazioni di carico

4.2.1 *Combinazioni secondo nuova Norma Tecnica Dighe 08*

Ai fini delle verifiche degli stati limite le azioni precedentemente introdotte vengono classificate nella seguente maniera:

- a) Azioni permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione la cui variazione di intensità nel tempo è talmente piccola e lenta da poter essere considerate con buona approssimazione costanti nel tempo: peso proprio della diga, spinta dell'acqua (G_1); peso proprio degli elementi non strutturali ove rilevanti (G_2); ritiro e viscosità.
- b) Azioni variabili (Q): azioni sulla struttura con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura, quali le coazioni di origine termica dovute alla variazione 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
- c) eccezionali (A): 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 nella direzione orizzontale (parallela al piano della sezione maestra della diga x e nella direzione verticale y si assumeranno i seguenti coefficienti di concomitanza:

Tab. 4/3 – Diga di Badana. Coefficienti di concomitanza da assumere per le azioni sismiche

Direzione	x	y
Coefficienti di concomitanza	1	0.3
	0.3	1

Le azioni così come descritte nelle righe precedenti devono essere combinate in modo da comprendere tutte le situazioni che possano ragionevolmente essere previste durante l'esecuzione e l'esercizio del serbatoio.



In ogni caso dovranno essere considerate le seguenti situazioni progettuali:

1. fase costruttiva;
2. termine costruzione e/o serbatoio vuoto;
3. serbatoio pieno con livello a massima regolazione, ed eventualmente a livelli intermedi;
4. serbatoio pieno con livello di massimo invaso;
5. rapida vuotatura del serbatoio dal livello di massima regolazione a quello di minimo invaso;
6. presenza di evento sismico, con livello alla quota massima di regolazione ed a serbatoio vuoto, eventualmente a livelli intermedi.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, le azioni variabili vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ mostrati in tabella 4/4.

Tab. 4/4 – Diga di Badana. Coefficienti di combinazione per le azioni variabili

Azioni	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono infine le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazioni fondamentali (esercizio normale – fase costruttiva – fine costruzione – rapida vuotatura) (SLU)
 $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$
- Combinazione eccezionale (massimo invaso) (SLU)
 $G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$
- Combinazione sismica (SLU e SLE)



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

- Combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili)
 $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots$
- Combinazione frequente (SLE reversibili)
 $G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$
- Combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine)
 $G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$

Le combinazioni adottate per le verifiche di resistenza sono dunque le seguenti:

1. Combinazione caratteristica rara in fase costruttiva e a serbatoio vuoto
2. Combinazione caratteristica rara in fase di vuotatura
3. Combinazione caratteristica rara in esercizio
4. Combinazione quasi permanente in fase costruttiva e a serbatoio vuoto
5. Combinazione quasi permanente in fase di vuotatura
6. Combinazione quasi permanente in esercizio
7. Combinazione sismica (SLC) a serbatoio vuoto
8. Combinazione sismica (SLC) a serbatoio pieno

Per ogni combinazione verranno riportati i risultati relativi al caso di temperature invernali e temperature estive.

I carichi ed i coefficienti che verranno utilizzati in ciascuna delle combinazioni di carico considerate sono riportate in tabella 4/5.



Tab. 4/5 – Diga di Badana. Combinazioni per le verifiche di resistenza ai sensi delle Nuove Norme Tecniche

N°	Peso Proprio	Spinta idrostatica	Sottospinta	Azione termica	Idratazione e ritiro	Sisma
1	1	0	0	1	1	0
2	1	0	1	1	0	0
3	1	1	1	1	0	0
4	1	0	0	0.5	0.5	0
5	1	0	1	0.5	0	0
6	1	1	1	0.5	0	0
7	1	0	0	0.5	0	1
8	1	1	1	0.5	0	1



5 MODELLO AD ELEMENTI FINITI

5.1 Premessa

Il modello ad elementi finiti definitivo che è stato utilizzato per eseguire i calcoli strutturali, necessari per la valutazione della risposta della diga alle sollecitazioni a cui è sottoposta e per l'esecuzione delle verifiche di resistenza previste dalle normative, è il frutto di un lungo lavoro da parte di SC Sembenelli Consulting. Tale lavoro si è reso necessario per via delle diverse criticità e sfide progettuali insite nel progetto.

I calcoli sono stati eseguiti con l'ausilio del sofisticato risolutore ad elementi finiti DIANA TNO, che consente di modellare e tenere in conto una molteplice serie di fenomeni, tra i quali:

- costruzione per fasi in cui vengono simulati i getti di calcestruzzo con una precisa sequenza temporale;
- comportamento del calcestruzzo nelle fasi di sviluppo del calore di idratazione, maturazione e presa;
- evoluzione delle temperature nel calcestruzzo e nel corpo diga sia in fase di presa che di dissipazione nelle successive condizioni ambientali in esercizio;
- deformazioni viscosse differite nel tempo e da ritiro
- comportamento del giunto tra calcestruzzo e muratura.

Tutti i fenomeni elencati sopra sono stati debitamente tenuti in conto nei calcoli eseguiti.

DIANA consente inoltre di effettuare analisi sismiche secondo diverse modalità, tra le quali quella dell'analisi modale con spettro di risposta, utilizzata in questo caso.

Tutti gli effetti di cui sopra sono stati combinati per offrire un risultato il più aderente possibile alla realtà sia in fase di studio del comportamento della diga a breve ed a lungo termine che in fase di esecuzione delle verifiche di sicurezza prescritte dal regolamento.

Considerando i diversi casi analizzati, dettagliati più oltre indicati nel presente capitolo, e le diverse combinazioni indicate nel capitolo precedente, in totale sono stati considerati 9 casi, 44 differenti combinazioni di carico per un totale complessivo di 4183740 valori calcolati di σ e 836748 valori di τ .

Nei paragrafi seguenti vengono descritti singolarmente i 9 casi menzionati ed i fenomeni elencati in precedenza.



5.2 Modello adottato per il calcolo delle sollecitazioni

Le verifiche della diga modificata sono state basate sui risultati di una analisi 2D, condotta con il programma di calcolo DIANA/TNO, sulla sezione maestra della diga, assunta di spessore unitario. Il calcolo è stato condotto sulla sezione di progetto così come raffigurata nelle figure 5/1 e 5/2.

La mesh di calcolo comprende 25576 elementi di tipo quadratico a 8 nodi e triangolare a 6 nodi e quindi 19017 nodi. Tra calcestruzzo e muratura esistente, sono stati introdotti elementi tipo giunto dotati di resistenza e rigidezza tangenziali e di rigidezza normale.

L'analisi è stata condotta ipotizzando un regime di plain stress (problema piano negli sforzi).

I calcoli considerano il contributo stabilizzante delle canne drenanti verticali, che riducono il valore delle sottopressioni, ed a un incremento del peso del corpo diga grazie alla demolizione completa della placca distaccata, alla sua sostituzione con calcestruzzo (con un aumento di peso specifico prossimo al 15%), ed all'ulteriore aggiunta di volumi di calcestruzzo.

La presa in conto degli effetti sismici è stata effettuata mediante un'analisi modale con spettro di risposta.

Allo scopo di comprendere in maniera approfondita la risposta della diga alle azioni elencate in precedenza, nel processo di verifica sono state considerate diverse variabili, le quali possono influire in maniera più o meno significativa sul comportamento della struttura in fase di esercizio. È stata compiuta un'analisi parametrica, la quale verrà illustrata nel dettaglio al paragrafo 5.4.1 comprendenti:

- sequenza di costruzione con il getto dell'intero paramento di monte e successivamente del paramento di valle, oppure con un getto sincrono dei conci di monte e di valle posizionati allo stesso livello;
- temperatura iniziale del calcestruzzo di +15 / +18°C (inverno-estate) oppure di +10°C (per tutto l'anno);
- tempo di maturazione di un concio, prima del getto del successivo, di 10-20 giorni (conci bassi/conci alti) oppure di 20-40 giorni;
- altezza dei conci di 1.5 m oppure di 3 m;
- temperatura dell'aria nell'arco dell'anno variabile da -4 a +30°C oppure da 0 a +20 °C.

L'analisi è stata effettuata simulando un periodo di ben 10 anni che inizia con 3 anni di costruzione, al fine di cogliere il comportamento della diga nella prima fase di maturazione ed il successivo effetto dei cicli termici annuali in una fase di esercizio iniziale di 2 anni a vaso vuoto e successivi 5 ad vaso pieno. Il periodo di 10 anni preso in considerazione è sufficientemente lungo da permettere di raggiungere una stabilizzazione del comportamento ripetitivo del ciclo annuale.

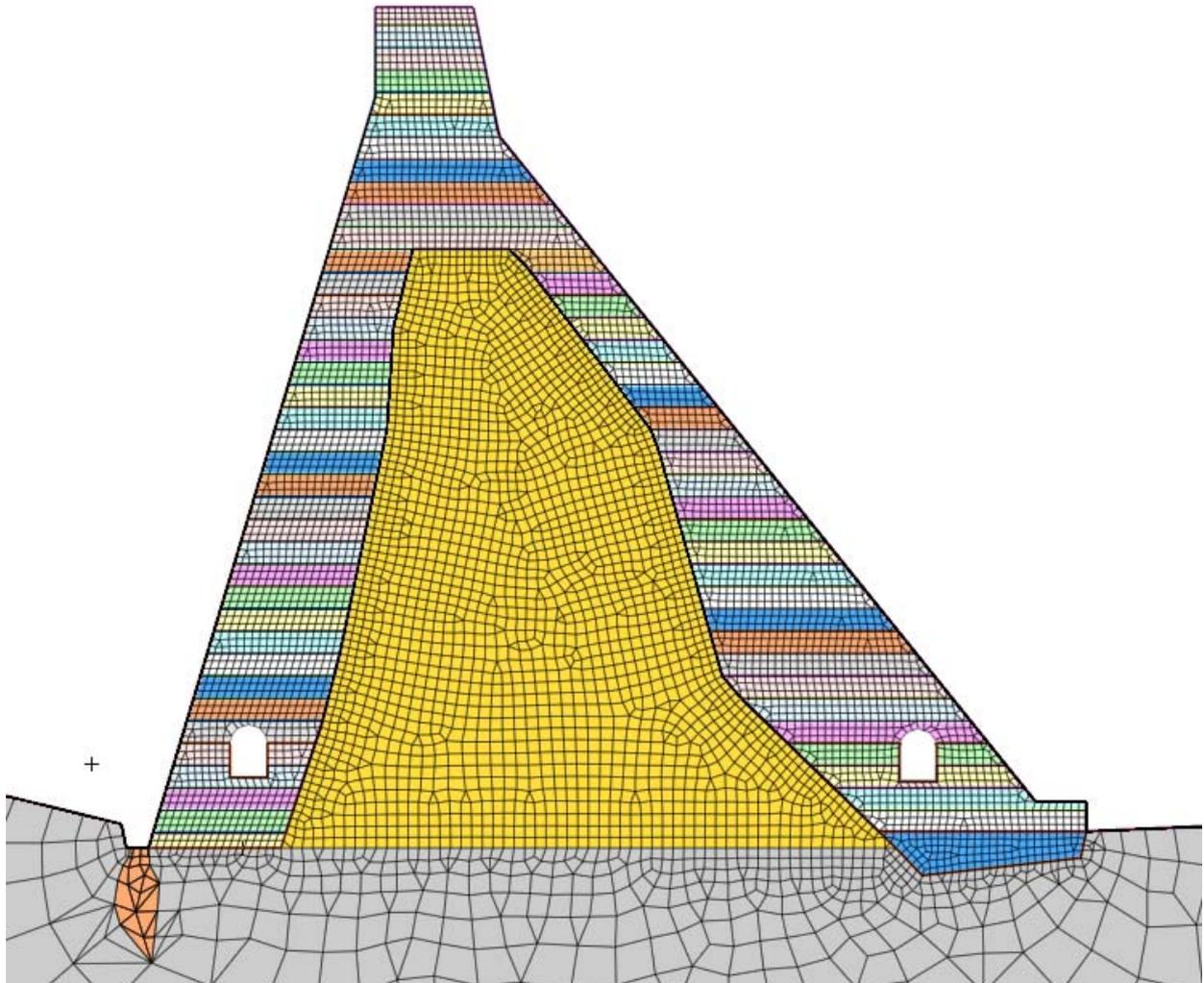


Fig. 5/1 – Diga di Badana. Dettaglio della mesh adottata relativamente alla sezione di progetto. Si distinguono chiaramente i diversi conci di calcestruzzo presi in considerazione nelle analisi effettuate e la struttura preesistente in muratura dopo le demolizioni previste in progetto

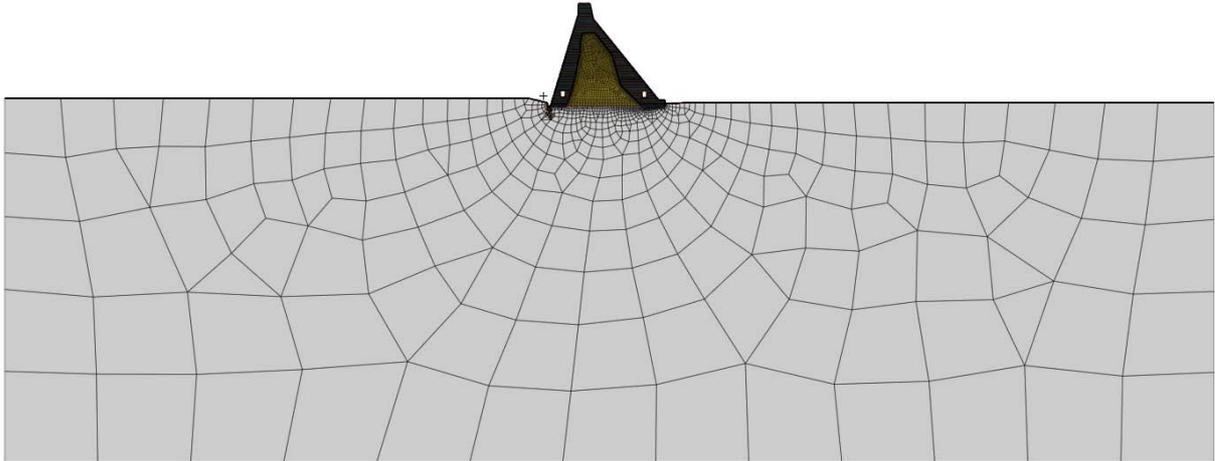


Fig. 5/2 – Diga di Badana. Mesh relativa al sistema diga-fondazione

5.2.1 Contatto tra diga e fondazione

Nel modello ad elementi finiti adottato la diga è stata considerata come un corpo solidale alla fondazione. Nelle fasi in cui viene applicato il carico idrostatico, tale approssimazione può condurre ad errori numerici che si possono tradurre come risultato di output in una concentrazione di trazioni localizzate principalmente sulla zona del piede di monte. L'insorgere di questa zona tesa è causato dalla opposizione esercitata dalla fondazione nei confronti delle deformazioni alle quali è soggetta la diga in seguito all'azione della forza idrostatica.

Va considerato che, al di là delle simulazioni numeriche, tali sforzi di trazione porterebbero più verosimilmente, nella realtà, ad una apertura dei giunti della roccia di fondazione nei pressi del piede di monte. Se in seguito alla propagazione di una dislocazione degli elementi rocciosi in una ridotta porzione della fondazione lo stato tensionale all'interno del corpo diga rimane stabile e non compare più la zona tesa descritta in precedenza, allora il corpo diga si può considerare in sicurezza.

La “fessura” (visibile in arancione in Fig. 5/1) è stata simulata assegnando ad alcuni elementi della mesh, costituenti la frattura, un modulo elastico pari a 0. La fessura entra in gioco all'interno dell'analisi solo nel momento in cui viene applicato il carico idrostatico, permanendo per tutto il tempo successivo dell'analisi.

5.2.2 Giunto calcestruzzo muratura

Per valutare nella maniera più accurata possibile il comportamento della struttura in corrispondenza dell'interfaccia tra la muratura preesistente ed il calcestruzzo, è stato modellato un apposito materiale in grado di simulare la risposta del giunto nei confronti delle sollecitazioni previste. Il materiale di interfaccia è stato simulato mediante appositi elementi in grado di



registrare lungo l'interfaccia i valori delle sollecitazioni e delle deformazioni relative che interessano la delicata zona di contatto tra i due materiali.

5.3 Parametri dei materiali adottati

In questo paragrafo verranno illustrati nel dettaglio tutti i parametri immessi come input nel modello ad elementi finiti.

5.3.1 Calcestruzzo

Il calcestruzzo è stato considerato come un materiale elastico lineare. Le proprietà fisiche e meccaniche del materiale sono riportate in tabella 5/1.

Tab. 5/1 – Diga di Badana. Parametri adottati per il calcestruzzo nelle analisi ad elementi finiti

Parametro	Valore
Modulo Elastico	20 GPa
Modulo Elastico Dinamico	28 GPa
Coefficiente di Poisson	0.2
Densità	2400 kg/m ³
Coefficiente di Espansione Termica	1*10 ⁻⁵ °C ⁻¹
Capacità Termica	2197.5 kJ/(K m ³)
Conduttività Termica	216 kJ/(K m day)

Per le analisi dinamiche effettuate tramite l'analisi modale con spettro di risposta è stato adottato un modulo elastico dinamico, di valore maggiore rispetto a quello statico.

Le proprietà termiche del calcestruzzo relativamente allo sviluppo del calore di idratazione e alle proprietà strutturali di resistenza e modulo elastico del calcestruzzo variabili a seconda del grado di maturazione sono state tarate considerando un calcestruzzo confezionato con cemento di tipo IV con dosaggio pari a 170 kg/m³.

5.3.2 Roccia

La roccia di fondazione è stata considerata come un materiale elastico lineare. Nel corso delle analisi è stato trascurato il peso proprio del terreno (MASSLESS), dal momento che si considera che in fase di costruzione e di esercizio il terreno sia già consolidato sotto l'azione del suo stesso peso proprio. Il terreno assume rilevanza all'interno dell'analisi per le sole proprietà elastiche.

Tab. 5/2 – Diga di Badana. Parametri adottati per la roccia nelle analisi ad elementi finiti

Parametro	Valore
Modulo Elastico	9 GPa
Modulo Elastico Dinamico	20 Gpa
Coefficiente di Poisson	0.3
Capacità Termica	2000
Conduttività Termica	250

5.3.3 *Crack material*

Il crack material è un materiale caratterizzato dalle stesse proprietà fisiche e meccaniche del materiale roccia, con la differenza che il valore del modulo elastico, come specificato al par 5.2.1, è stato considerato pari a 0.

5.3.4 *Muratura*

La muratura è stata modellata come un materiale elasto-plastico che risponde al criterio di rottura di Mohr Coulomb. I valori dei parametri adottati sono indicati nella tabella seguente.

Tab. 5/3 – Diga di Badana. Parametri adottati per la muratura nelle analisi ad elementi finiti

Parametro	Valore
Modulo Elastico	4 GPa
Coefficiente di Poisson	0.28
Densità	2100 kg/m ³
Coefficiente di Espansione Termica	5*10 ⁻⁶ °C ⁻¹
Capacità Termica	3500
Conduttività Termica	150
Coesione	400 kPa
Angolo d'attrito	34°
Angolo di dilatanza	34°

5.3.5 *Interfaccia tra muratura e calcestruzzo*

Il comportamento del materiale di interfaccia tra la muratura e il calcestruzzo è governato da due moduli di rigidezza lineari, uno riferito alla direzione normale rispetto alla superficie d'interfaccia, e l'altro relativo alla direzione tangenziale. I moduli di rigidezza mettono in relazione lo sforzo di trazione nella direzione considerata con lo spostamento relativo nella stessa direzione. I valori dei moduli di rigidezza adottati sono pari rispettivamente a 2400 MPa/m per la



direzione normale ed a 1200 MPa/m per la direzione tangenziale. Il materiale di interfaccia è caratterizzato da un coefficiente di conduzione che regola il passaggio di calore da una parte all'altra dell'interfaccia pari a $K=50000 \text{ kW}/(\text{K m}^2)$.

5.3.6 *Acqua*

L'acqua è stata presa in considerazione unicamente per le sue proprietà termiche, dal momento che l'azione dell'invaso sul corpo diga è schematizzata secondo un sistema di forze statiche. L'acqua è un mezzo tramite il quale il calore viene immesso per convezione, la cui costante è stata assunta pari a $52500 \text{ kJ}/(\text{K m}^2 \text{ day})$.

5.3.7 *Aria*

Analogamente all'acqua, l'aria è stata assimilata ad un mezzo tramite il quale il calore viene trasmesso per convezione; il valore della cui costante è stato assunto pari a $1382 \text{ kJ}/(\text{K m}^2 \text{ day})$.

5.4 *Analisi statiche e termo-deformazionali*

L'analisi termo-deformazionale eseguita sul modello ad elementi finiti della diga di Badana è stata condotta simulando il comportamento della diga in un arco temporale esteso per un periodo di dieci anni, col fine di ottenere dei risultati stabili che si slegassero dalle condizioni al contorno iniziali definite per quanto riguarda la variabile termica.

Per fornire delle risposte adeguate alle verifiche richieste dalla normativa è infatti di particolare rilevanza ottenere dei risultati che non siano più influenzati dalle variabili iniziali come le temperature che si sviluppano durante la prima fase del getto. Evidenze di letteratura e di monitoraggi eseguiti su altre grandi dighe in calcestruzzo mostrano infatti come l'andamento delle temperature all'interno del corpo diga si stabilizzi solamente dopo almeno 4/5 cicli termici annuali.

L'analisi compiuta su un arco temporale così ampio permette inoltre di controllare la consistenza dei diversi parametri immessi come input nel modello ad elementi finiti, allo scopo di garantire che il modello risulti stabile e che il comportamento globale dell'opera a lungo termine, al netto dei valori delle sollecitazioni registrate, sia conforme a quello richiesto ad un'opera di questo genere.

Nell'analisi termo-deformazionale compiuta sono stati debitamente tenuti in conto, come indicato in precedenza, i fenomeni dell'indurimento e maturazione del calcestruzzo, del ritiro, e della costruzione per fasi.



5.4.1 Young hardening concrete

Young Hardening Concrete (YHC) è il nome del modello incorporato all'interno del software di calcolo DIANA TNO che permette di simulare il processo di maturazione della miscela di calcestruzzo a partire dalla posa fino al termine della presa. Vengono presi in considerazione sia gli aspetti meccanici (incremento della resistenza e delle proprietà meccaniche con il passare del tempo) che quelli termici (sviluppo delle temperature conseguente al processo di idratazione) del problema.

I due aspetti sono strettamente correlati tra loro dal momento che entrambi i fattori concorrono a determinare dei campi di sforzo e di deformazioni non irrilevanti soprattutto in prossimità dell'interfaccia tra muratura e calcestruzzo ed in corrispondenza dei paramenti, dove è possibile che si verifichino sforzi di trazione con annesse fessurazioni conseguenti alla posa del calcestruzzo.

Dal punto di vista meramente statico il valore del modulo elastico del calcestruzzo nei giorni successivi al getto è funzione diretta del tempo trascorso dalla posa stessa: il modulo elastico parte da 0 all'istante della posa e tende a raggiungere entro 28 giorni il valore finale. I bassi valori assunti dal modulo elastico nelle prime fasi della presa portano a far sì che il peso del calcestruzzo appena gettato venga principalmente assorbito dalla muratura. Il campo di sforzi che si genera immediatamente dopo il getto di un concio permane ed influenza il comportamento statico della diga nelle fasi successive.

L'evoluzione delle temperature all'interno del concio durante la fase di idratazione e presa del getto è funzione di diverse variabili legate a vari fattori: le condizioni al contorno di temperatura iniziale, stagionale e degli elementi a contatto con il concio appena gettato, la temperatura iniziale di getto e la funzione adiabatica del calcestruzzo. Quest'ultima regola l'innalzamento della temperatura all'interno del concio durante la fase di sviluppo del calore d'idratazione, il quale può portare ad aumenti differenziali di temperatura fino a 50°C. I principali problemi conseguenti allo sviluppo del calore di idratazione nelle fasi successive al getto risiedono negli alti gradienti di temperatura che possono aver luogo all'interno del concio durante le diverse fasi di maturazione.

Nella prima fase di indurimento si genera un gradiente termico tra la parte esterna, più fredda e tramite la quale viene dissipato buona parte del calore generato, e la parte interna del concio gettato, nella quale persistono temperature più alte. È dunque possibile che in questa fase possano comparire fessure sui paramenti esterni a causa del nucleo più caldo, il quale tende a dilatarsi, ed a provocare delle tensioni di trazione sulle superfici esterne del getto che si trovano ad una temperatura inferiore; possono avere luogo eventuali fessure da espansione termica. L'entità delle sollecitazioni è altresì influenzata dai vincoli esistenti, come la roccia di fondazione e la muratura preesistente. Una volta raggiunto e superato il momento in cui viene raggiunta la temperatura massima all'interno del concio, il gradiente termico si inverte e sono le zone interne, le quali



subiscono un progressivo raffreddamento, a tendere a contrarsi; dal momento in cui tali contrazioni sono impedito, possono nascere trazioni da ritiro termico impedito.

Il modello ad elementi finiti predisposto prevede il monitoraggio delle possibili fessurazioni che possono aver luogo durante le fasi di maturazione e di presa dei conci tramite un apposito parametro I_{cr} definito per ciascuno degli elementi costituenti la mesh come il rapporto tra la massima tensione principale a trazione e la resistenza a trazione del calcestruzzo, funzione anch'essa del tempo.

Il modello di Young Hardening Concrete incorpora oltre alle caratteristiche citate in precedenza anche il calcolo delle deformazioni viscoso e delle deformazioni dovute al fenomeno del ritiro.

5.4.2 Costruzione per fasi

La costruzione per fasi è una metodologia di analisi che consente di modellare passo-passo le varie fasi di realizzazione di una struttura tenendo conto dei cambiamenti fisico-geometrici del sistema in studio che intervengono durante il processo costruttivo, della sequenza di applicazione dei carichi e della evoluzione nel tempo del comportamento meccanico dei materiali.

Quest'ultimo aspetto riveste notevole importanza nelle analisi condotte per la valutazione della sicurezza della diga di Badana, dal momento che l'evoluzione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo in funzione della temperatura nelle fasi immediatamente successive al getto, e la modalità e sequenza temporale con cui vengono realizzate le varie porzioni dei monoliti verticali che compongono l'opera e con cui vengono sigillati i giunti incidono in maniera sensibile sul regime di sforzi e deformazioni che nascono nella diga durante la costruzione.

Il modello di costruzione per fasi consente di suddividere l'analisi in differenti steps temporali, corrispondenti ognuno al getto di un singolo cono. Il software consente di utilizzare i risultati dello step precedente come condizione iniziale per i calcoli dello step successivo, e questo riveste particolare importanza nei confronti degli aspetti statici e termici che possono influenzare le prestazioni dell'opera.

Considerando solo il problema statico, la costruzione per fasi ha permesso di simulare il processo di costruzione della diga secondo differenti sequenze costruttive, generando come risultati finali dei campi di sforzi e deformazioni ben più realistici di quelli che si sarebbero ottenuti applicando la forza di gravità al modello in unico step. La differenza tra i due modi di operare viene evidenziata soprattutto considerando la presenza della muratura preesistente, la quale contribuisce in maniera significativa ad assorbire il carico verticale indotto dal calcestruzzo.

Estendendo le considerazioni sulla costruzione per fasi al problema termico, il modello consente di simulare nella maniera più realistica l'andamento delle temperature all'interno del corpo diga e

la trasmissione del calore di idratazione fra un concio e quelli gettati successivamente. Le temperature al termine della fase di maturazione di un concio vengono trattate come condizione al contorno iniziale per il concio che verrà gettato immediatamente sopra. La maturazione di un concio è infatti influenzata dalle temperature del concio sottostante con il quale viene a contatto e dalla presenza della muratura preesistente che assorbe una certa quantità di calore dilatandosi a sua volta.

5.4.3 *Analisi parametrica della costruzione*

In fase di progettazione esecutiva sono state prese in considerazione molteplici ipotesi relativamente alle principali variabili che controllano il problema della costruzione della diga. Per valutare l'incidenza di ogni singolo aspetto sulla costruzione della diga e sul suo comportamento in fase di esercizio è stata condotta un'analisi parametrica, facendo variare i seguenti parametri:

- Sequenza di costruzione: è stato considerato un caso a) nel quale viene costruito prima l'intero paramento di monte, poi quello di valle ed infine il coronamento, ed un caso b) caratterizzato da una costruzione allo stesso piano di posa monte/valle con prima il getto di un concio di monte poi uno di valle ed infine il coronamento; la sequenza di costruzione adottata ha influenza sullo stato tensionale all'interno del calcestruzzo
- Temperatura iniziale del getto: è stato considerato un caso a) di temperature iniziali fissate a 15° o 18° a seconda della stagione, condizioni medie ottenibili in cantiere, ed un caso b) con temperatura iniziale del getto pari a 10°C per tutto l'arco dell'anno, condizione ottenibile tramite l'adozione di appositi provvedimenti in cantiere; la temperatura iniziale del getto incide sulla maturazione del calcestruzzo e sulla sua resistenza finale
- Tempo di maturazione prima del posizionamento del concio successivo: è stato considerato un caso a) con tempo di maturazione pari a 10 giorni sotto l'ottavo concio e di 20 giorni al di sopra, ed un caso b) con tempi di maturazione raddoppiati ossia pari a 20 giorni al di sotto dell'ottavo concio e di 40 giorni al di sopra; il tempo di maturazione concesso ad un singolo concio prima che venga gettato quello successivo ha una forte influenza sullo smaltimento del calore di idratazione che si sviluppa nelle fasi della presa e di conseguenza influisce sulle proprietà meccaniche del calcestruzzo e sullo stato tensionale residuo al momento del getto del concio meccanico.
- Altezza dei conci: è stato considerato un caso a) con altezza dei conci pari a 3 metri ed un caso b) con altezza dei conci pari a 1.5 metri; l'altezza del concio influisce in maniera preponderante sull'entità della dissipazione delle temperature che si sviluppano all'interno in fase di maturazione e quindi sulle proprietà meccaniche del calcestruzzo e sullo stato tensionale residuo alla fine della costruzione
- Temperatura esterna dell'aria: il caso a) considera una distribuzione di temperature con andamento sinusoidale lungo l'arco dell'anno con temperature variabili tra -4 e 30°C,



mentre il caso b) considera la distribuzione di temperature dell'aria proveniente dal monitoraggio nell'opera, ossia una distribuzione sinusoidale con temperature variabili tra gli 0° e i 20°C: la scelta di far variare questo parametro piuttosto che adottare per tutte le analisi la temperatura proveniente dal monitoraggio è dettata dalla scelta di valutare il comportamento della struttura nelle fasi di costruzione e di esercizio sotto condizioni climatiche estreme. Per l'esecuzione delle verifiche di sicurezza previste dal regolamento è stata infatti adottata la distribuzione di temperatura relativa al caso b), come specificato all'interno del capitolo 4.

Oltre che a fornire preziose informazioni sulla risposta della diga alle diverse sollecitazioni a cui è sottoposta nelle diverse condizioni costruttive che possono aver luogo, l'analisi parametrica riveste fondamentale importanza nella scelta della modalità costruttiva, permettendo di indicare la sequenza costruttiva e le modalità di costruzione ritenute più idonee per garantire la sicurezza della diga a breve ed a lungo termine.

La combinazione delle possibilità di cui sopra si è tradotta in 9 casi calcolati ognuno nello stesso dettaglio, i quali sono riassunti in tabella 5/4.

Tab. 5/4 – Diga di Badana. Parametri adottati per il calcestruzzo nelle analisi ad elementi finiti

Caso	Sequenza		Temperatura getto		Tempo di maturazione		Temperatura Aria		Altezza conci	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
1	x		x		x		x		x	
2	x			x	x		x		x	
3	x		x			x	x		x	
4		x	x		x		x		x	
5		x		x	x		x		x	
6		x	x			x	x		x	
7		x	x			x	x			x
8		x	x			x		x		x
9		x		x		x	x			x

Tra i casi considerati è stato infine scelto il caso numero 8, quello che porta al miglior risultato statico globale. Esso simula una costruzione sincrona a monte ed a valle con conci alti 1.5 m, temperatura del calcestruzzo al momento del getto pari a +15°C in inverno e +18°C in estate, temperatura dell'aria variabile da 0 a +20°C. La scelta di questa particolare combinazione è stata dettata anche dall'opportunità di simulare un processo costruttivo che ipotizzi condizioni facilmente riproducibili in cantiere senza fare ricorso a impianti speciali. Si può notare dalla



tabella come sia stata effettuata in fase preliminare una sola analisi con temperatura dell'aria variabile tra 0 e 20°C; le altre analisi sono state effettuate volutamente con la distribuzione di temperatura più gravosa al fine di poter comprendere in maniera adeguata la risposta della diga a condizioni di temperatura estreme, pur sapendo che tali valori si discostano dalla realtà-

Questa sequenza prevede che tra il getto del primo concio e la fine della costruzione trascorra un periodo di 990 giorni, comprensivo del tempo necessario alla maturazione completa dell'ultimo concio gettato.

La mole di dati prodotta ha consentito di valutare per ognuna di queste 9 configurazioni e per ognuna delle diverse combinazioni previste lo stato tensionale e deformazionale indotto dall'applicazione dei carichi previsti. Le verifiche strutturali riportate nei capitoli successivi fanno riferimento alla sola modalità di analisi prescelta (numero 8).

5.4.4 Risultati dell'analisi termo deformazionale

Nel seguente paragrafo verranno illustrati e discussi i principali risultati e le eventuali problematiche riscontrate mediante l'analisi termo-deformazionale eseguita. I risultati riportati in questo capitolo provengono da un'analisi nella quale ai carichi non è stato applicato alcun coefficiente riduttivo, come invece consentito dalla normativa attualmente vigente.

L'analisi termo-deformazionale è stata eseguita imponendo l'inizio della costruzione in primavera, precisamente nel giorno dell'anno in cui viene raggiunta la temperatura media, la quale inizia ad aumentare fino ad arrivare al picco estivo per poi proseguire il proprio ciclo. La data di inizio della costruzione adottata nelle analisi non è vincolante per l'effettiva costruzione della stessa, dal momento che allo stato attuale non vi sono ancora certezze sulla data di inizio costruzione dell'opera. Evidenze sperimentali e di letteratura tuttavia indicano che la temperatura iniziale di costruzione non ha praticamente influenza sul comportamento a lungo termine della struttura.

I risultati ottenuti sono concordi con le evidenze presenti in letteratura; in particolare si ha che:

- nella muratura le compressioni post costruzione rimangono stabili e aumentano leggermente con l'invaso. I cicli successivi di vaso e di temperatura non modificano apprezzabilmente lo stato tensionale. L'invaso induce aumenti di sollecitazione nell'ordine di circa 100 kPa.
- nel calcestruzzo sia a monte che a valle le sollecitazioni cominciano a stabilizzarsi a partire dalla fine della costruzione. I successivi cicli di carico non modificano in maniera apprezzabile lo stato tensionale. L'invaso induce aumenti medi di sollecitazione nell'ordine di 100 kPa



Il piede di monte, nei pressi del cunicolo di ispezione, è una zona particolarmente sollecitata. In fase di costruzione sulla base delle evidenze constatate sia sulla muratura che sulla roccia di fondazione l'analisi potrà essere ulteriormente dettagliata e si potranno introdurre misure addizionali.

5.5 Analisi sismiche

Le analisi sismiche sono state condotte mediante un'analisi modale con spettro di risposta. Tale metodologia consente di valutare la risposta della struttura vincolata a deformarsi secondo ciascuno dei suoi modi di oscillazione; le massime sollecitazioni (o spostamenti) trovate per i singoli modi vengono poi combinate in maniera opportuna per valutare l'effetto globale della sollecitazione sismica sulla struttura.

La scelta di condurre le analisi sismiche con questa modalità è dettata dalle particolari configurazione dell'opera, composta da due materiali dalle differenti proprietà fisiche e meccaniche.

Tra le diverse formule che consentono di combinare le risposte modali è stato adottato il criterio della combinazione quadratica completa degli effetti (CQC), come previsto dalla normativa.

Le sollecitazioni sismiche così ottenute sono state opportunamente combinate con i risultati provenienti dall'analisi termo-deformazionale nelle modalità descritte nel dettaglio all'interno dei paragrafi successivi.

Nell'analisi sismica condotta nel caso di serbatoio vuoto le azioni inerziali dell'acqua invasata sono state tenute in conto definendo appositi elementi monodimensionali sul paramento di monte in grado di simulare una distribuzione di masse compatibile con quella di Westergaard.

5.5.1 Analisi Modale

L'analisi modale è lo studio del comportamento dinamico di una struttura quando viene sottoposta a vibrazione. I risultati dell'analisi modale mostrano una buona risposta complessiva della struttura all'azione sismica sotto il punto di vista prettamente dinamico. I risultati per l'analisi modale compiuta a serbatoio vuoto ed a serbatoio pieno sono riportati in tabella 5/5.

Tab. 5/5 – Diga di Badana. Risultati analisi modale

Modo	Serbatoio vuoto		Serbatoio pieno	
	Frequenza	Periodo	Frequenza	Periodo
1	5.221	0.1915	4.37	0.2288
2	8.250	0.1212	8.066	0.124
3	10.841	0.0922	9.181	0.1089
4	16.13	0.062	13.838	0.0723
5	18.497	0.0541	15.561	0.0643
6	22.448	0.0445	20.708	0.0483
7	23.177	0.0431	20.773	0.0481
8	26.352	0.0379	22.117	0.0451
9	28.426	0.0352	27.522	0.0363
10	32.343	0.0309	28.598	0.035
11	33.98	0.0294	30.254	0.0331
12	35.113	0.0285	31.839	0.0314

Come mostrato nei risultati riportati in tabella i periodi di vibrazione risultano ben distanziati l'uno dall'altro. La prescrizione che richiede che venga considerato un numero di modi tale per cui almeno l'85% della massa partecipante sia eccitata risulta soddisfatta. Il valore del periodo fondamentale è accettabile e rientra nei valori usuali relativamente alle grandi dighe a gravità in calcestruzzo.

Come conseguenza della particolare modalità di rappresentazione delle masse sismiche idrodinamiche all'interno del modello, e per via del conseguente aumento di massa totale, i periodi di vibrazione della struttura nel caso di serbatoio pieno risultano leggermente più alti.

Per via della particolare natura dell'opera, costituita da due materiali dalle differenti proprietà meccaniche, la maggior parte delle sollecitazioni sismiche viene assorbita dal materiale calcestruzzo.

5.5.2 *Combinazione dei risultati*

In virtù della regola CQC le grandezze calcolate da un'analisi con spettro di risposta risultano sempre positive, dal momento che la combinazione CQC deriva da considerazioni di tipo statistico, e dà informazioni solamente sull'entità massima della componente calcolata; nel caso degli sforzi ad esempio, un valore di 800 kPa di sforzo verticale indica che in quel particolare punto il sisma può indurre compressioni o trazioni verticali di 800 kPa a seconda del verso che il

sisma può assumere. Inoltre gli sforzi principali risultanti da un'analisi con spettro di risposta sono calcolati a partire dalle singole componenti di sforzo calcolate con la regola CQC (dunque tutte positive).

Per ottenere una risposta più accurata ed in grado di cogliere l'eventualità che le tre componenti di sforzo diverse da zero non abbiano contemporaneamente lo stesso segno, le azioni spettrali sono state combinate con quelle statiche con un apposito procedimento.

Prendendo in considerazione le componenti di sforzo orizzontale, di sforzo verticale, e di sforzo di taglio, gli sforzi principali vengono calcolati mediante la seguente relazione:

$$\sigma_{I,II} = \left(\frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \right) \pm \sqrt{\left(\left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2} \right)^2 + \sigma_{xy}^2 \right)}$$

Per valutare in maniera compiuta lo stato di sforzo derivante dalla combinazione tra azioni statiche e azioni sismiche è stato dapprima valutato l'involuppo delle tre componenti di sforzo in condizioni sismiche. I valori estremi di questi involuppi sono stati poi combinati tra loro per valutare l'involuppo gli sforzi principali massimi e minimi, determinando quindi un range di valori entro i quali può essere ragionevolmente descritto lo stato di sforzo dell'elemento preso in considerazione durante l'evento sismico.

I risultati sono forniti nei paragrafi 6.1.7 e 6.1.8 in forma cromatica per intervalli discreti di valori. Per consentire una più agevole e più precisa quantificazione dei valori calcolati questi sono stati esplicitati numericamente su una serie di corde orizzontali e verticali e sui due paramenti di monte e di valle, indicate in figura 5/4 e riportate in tabella 5/6. In tabella 5/7 vengono indicate le corde per le quali vengono forniti i valori numerici diagrammati degli sforzi principali per alcune combinazioni di carico, in modo da poter apprezzare l'andamento continuo dei valori calcolati.

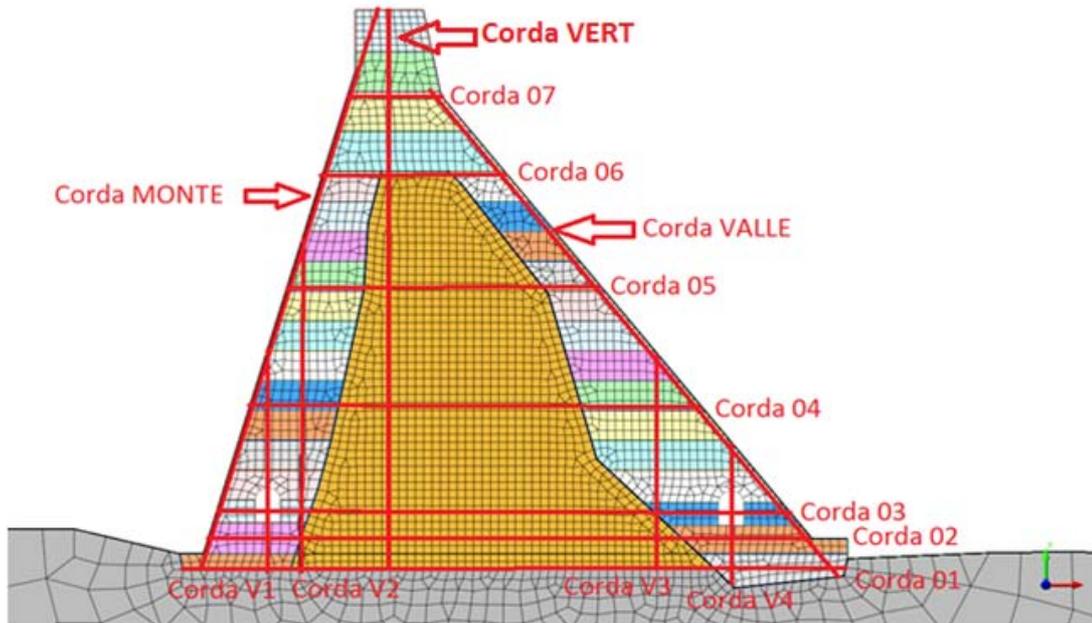


Fig. 5/4 – Diga di Badana. Corde nelle quali, per alcune combinazioni di carico, viene fornita una rappresentazione sottoforma di diagrammi per le componenti di sforzo principale



Tab. 5/6 – Diga di Badana. Corde nelle quali, per alcune combinazioni di carico, viene fornita una rappresentazione sottoforma di diagrammi per le componenti di sforzo principale

N	Corda	Direzione	Quota a partire dalla fondazione [m]	Distanza da piede di monte [m]
1	O1		0.4	
2	O2		3.1	
3	O3		5.87	
4	O4	Orizzontale	16.4	
5	O5		28.32	
6	O6		39.75	
7	O7		47.8	
8	VERT			
9	V1	Verticale		6.79
10	V2		9.99	
11	V3		41.09	
12	V4		51.19	
13	VALLE	Obliqua		
14	MONTE			

Tab. 5/7 – Diga di Badana. Riassunto delle corde per le quali vengono diagrammati i valori degli sforzi principali a seconda delle combinazioni

N comb	Corde													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	x							x					x	x
3	x							x					x	x
7 (sismica)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
8 (sismica)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x



6 VERIFICHE DI RESISTENZA

6.1 Verifiche di resistenza secondo Nuove Norme Tecniche

Alla luce delle considerazioni riportate all'interno del capitolo 4 della presente relazione, le verifiche verranno svolte conformemente ai criteri e ai principi contenuti nel cap.2 delle NTC.

Le verifiche hanno lo scopo di garantire che la progettazione sia stata effettuata con adeguati margini di sicurezza nei confronti di tutti i possibili stati limite, applicando coefficienti parziali alle azioni o all'effetto delle stesse, alle resistenze dei materiali ed alle resistenze globali.

Nelle pagine successive verranno riassunti e commentati i risultati delle analisi relativamente ad ognuna delle combinazioni di carico previste (indicate al paragrafo 4.2.2) in termini di sforzi principali massimi e minimi (σ_I e σ_{II}), componenti del tensore di sforzo (σ_{xx} , σ_{yy} e σ_{xy}) e spostamenti orizzontali d_x . Per quanto concerne le combinazioni 1 e 3 verranno presentati oltre ai risultati in forma grafica (contour plot) dei grafici riportanti i valori degli sforzi principali massimi e minimi sulle corde VERT, O1, MONTE e VALLE, mentre per le combinazioni 7 e 8 (sismiche) oltre ai contour plot verranno riportati i grafici relativi agli involuipi degli sforzi principali massimi e minimi ottenuti in condizioni sismiche per ognuna delle corde riportate in figura 5.4.

I contour plot relativi alle combinazioni di carico dalla 1 alla 6 fanno riferimento a due casi termici, quello estivo (21/6 del ciclo annuale) ed invernale (21/12 del ciclo annuale). I grafici relativi alle combinazioni di carico 1, 3, 7 e 8 sono relativi invece ad una situazione di carico termico intermedia (21/9 del ciclo annuale), la quale presenta uno stato di sforzo globale compreso tra quello dei due estremi termici, e quindi adeguatamente rappresentativo dello stato tensionale medio presente.

I valori risultanti dalle analisi verranno confrontati con i valori limite previsti dalla normativa relativamente ad ognuna delle combinazioni di carico previste per una diga ad arco-gravità.

Nella valutazione finale della sicurezza della struttura va comunque tenuto in conto che la struttura della diga nella sua conformazione tridimensionale si avvicina a quella di diga a volta (arco-gravità), per la quale la normativa impone limiti meno restrittivi di quelli prescritti per le dighe a gravità.

6.1.1 *Combinazione 1*

La combinazione 1 (combinazione caratteristica rara in fase costruttiva ed a serbatoio vuoto) prevede che vengano rispettate le seguenti prescrizioni per il calcestruzzo:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 3750 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq 0.21 \cdot f_{ctm} = 387 \text{ kPa}$

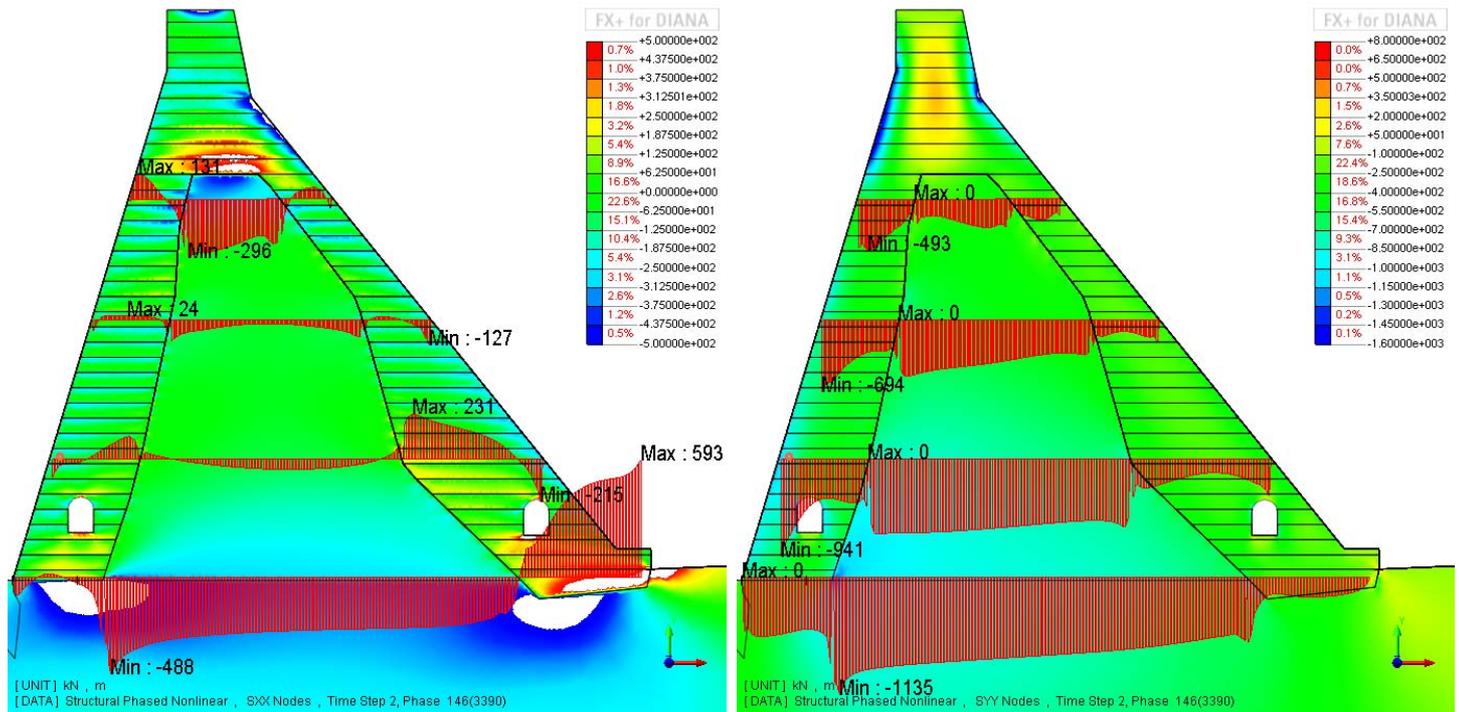
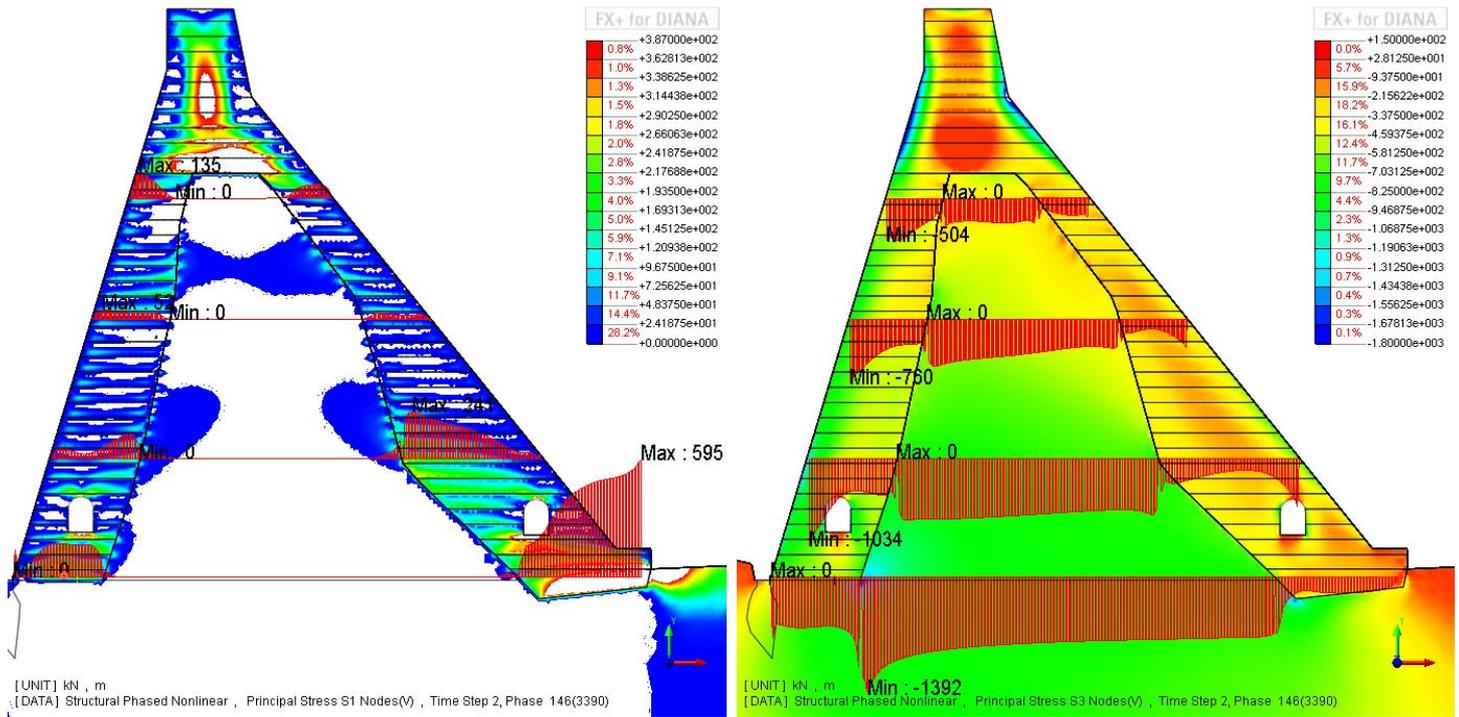
E le seguenti per la muratura:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 0.25 \cdot 3200 = 800 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq 0.21 \cdot f_{mtm} = 0.21 \cdot 570 = 120 \text{ kPa}$

Per quanto concerne il caso estivo, come si evince dalle figure 6/1 e 6/2 le verifiche possono considerarsi sostanzialmente soddisfatte. Riguardo alle trazioni, si registrano sforzi principali di trazione superiori al valore limite imposto dalla normativa solamente in zone circoscritte in corrispondenza del coronamento immediatamente al di sopra della struttura preesistente in muratura ed in corrispondenza del piede di valle. Tali sforzi di trazione arrivano a valori massimi dell'ordine dei 500 kPa, valore molto inferiore rispetto all'effettiva resistenza a trazione del calcestruzzo f_{ctm} , che risulta pari a 1840 kPa. Le trazioni presenti risultano essere frutto principalmente del calore di idratazione e delle sollecitazioni termiche. I valori delle sollecitazioni ai lembi delle sezioni orizzontali per il calcestruzzo rientrano nei limiti imposti dalla normativa. Per quanto riguarda il materiale muratura, le tensioni di trazione superano di poco e solo localmente il valore limite imposto dalla normativa in circoscritte zone in prossimità del contatto con il calcestruzzo. Le tensioni di compressione superano il limite massimo nella zona in corrispondenza del piede del rinfranco di monte.

Analogo discorso può essere fatto per il caso invernale, i cui risultati sono mostrati nelle figure che vanno dalla 6/7 alla 6/12. Le verifiche relative alle tensioni massime e minime principali, riportate rispettivamente nelle figure 6/7 e 6/8 possono considerarsi globalmente soddisfatte al netto di un aumento delle trazioni sui due paramenti dovute alla differente distribuzione di temperatura rispetto al caso estivo. In particolare questo si traduce in un superamento del limite imposto dalla normativa in zone corticali del paramento di valle, dove le trazioni si mantengono comunque ben al di sotto dell'effettiva resistenza a trazione del calcestruzzo. Per il resto valgono le stesse considerazioni effettuate nei confronti del caso estivo; lo stesso discorso può essere svolto per il materiale muratura.

La verifica per la combinazione di carico 1 è da considerarsi globalmente soddisfatta.



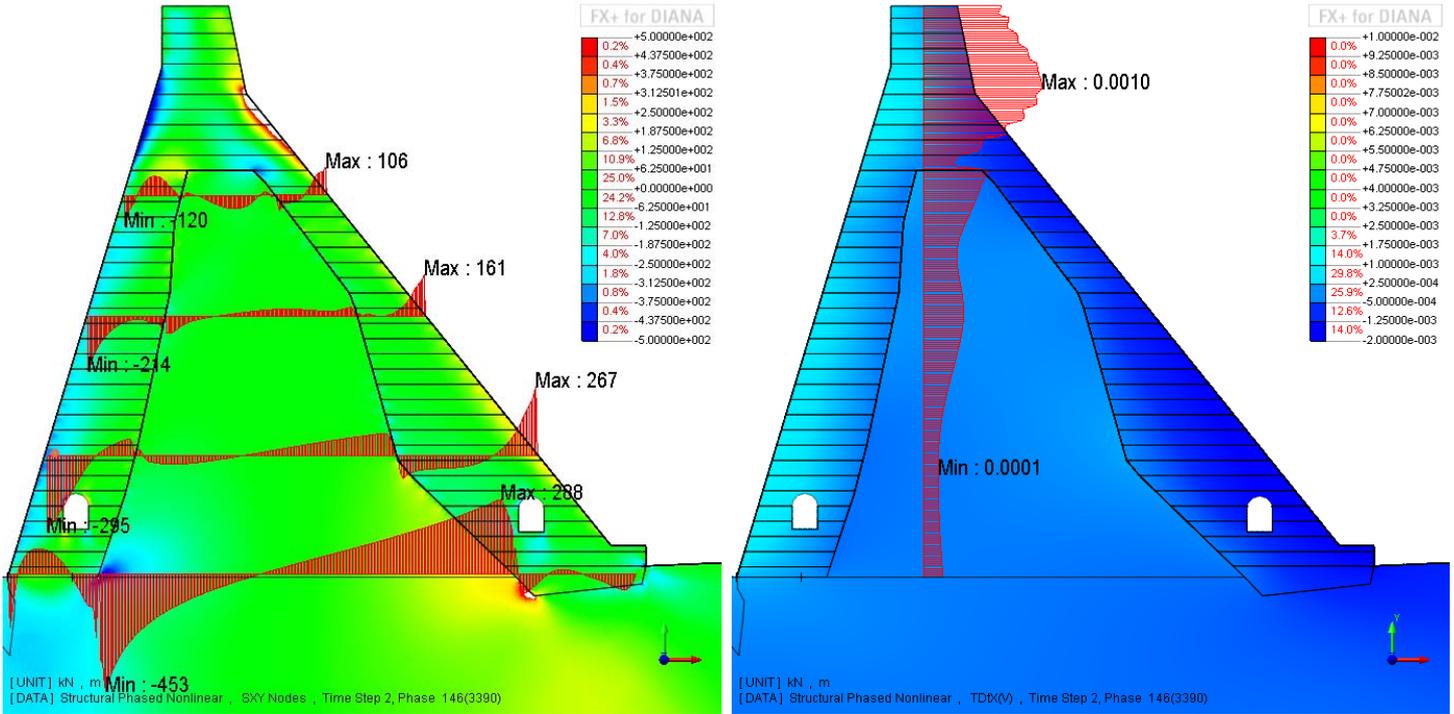


Fig. 6/5 – C.C. 01, E; Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa) (C-, T+); Fig. 6/6 – C.C. 01, E; Spostamenti d_x (m);

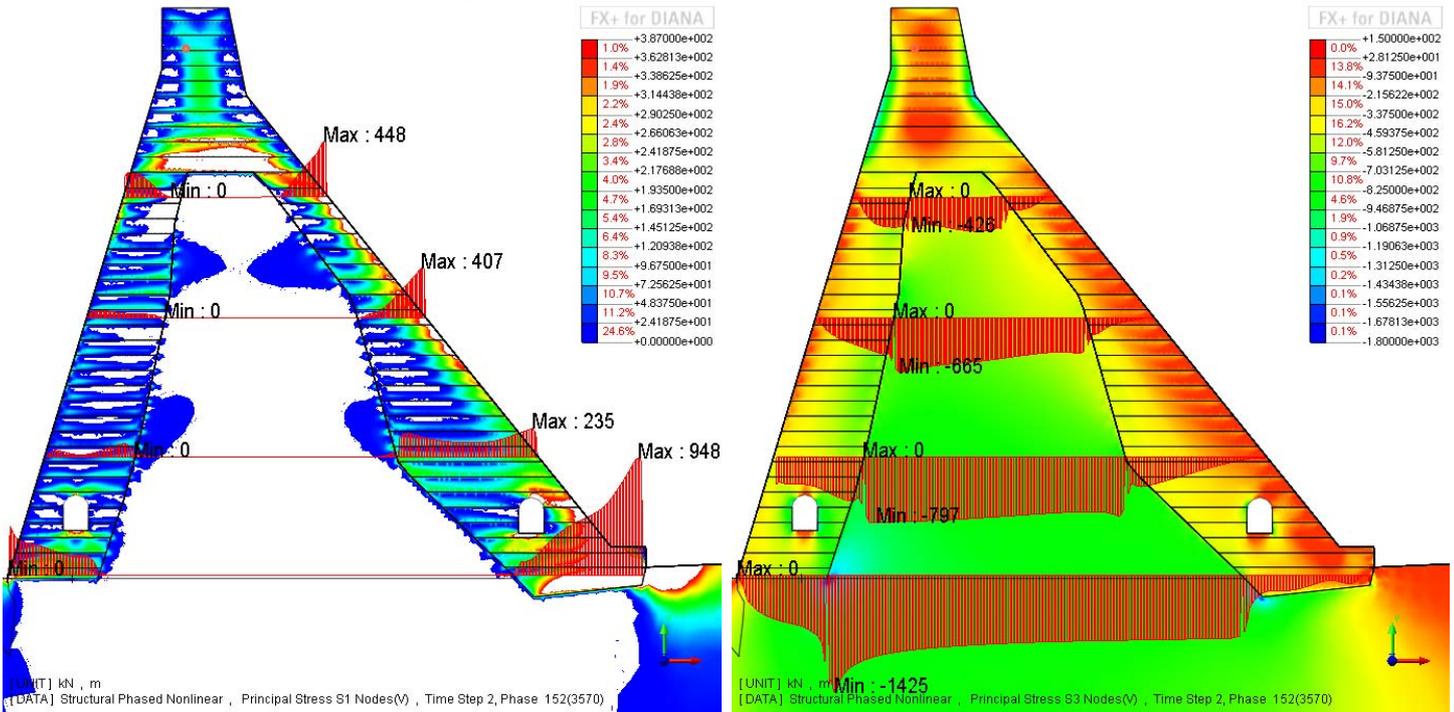


Fig. 6/7 – C.C. 01, I; Sforzi principali σ_I (kPa); Fig. 6/8 – C.C. 01, I; Sforzi principali σ_{II} (kPa); (C-, T+)

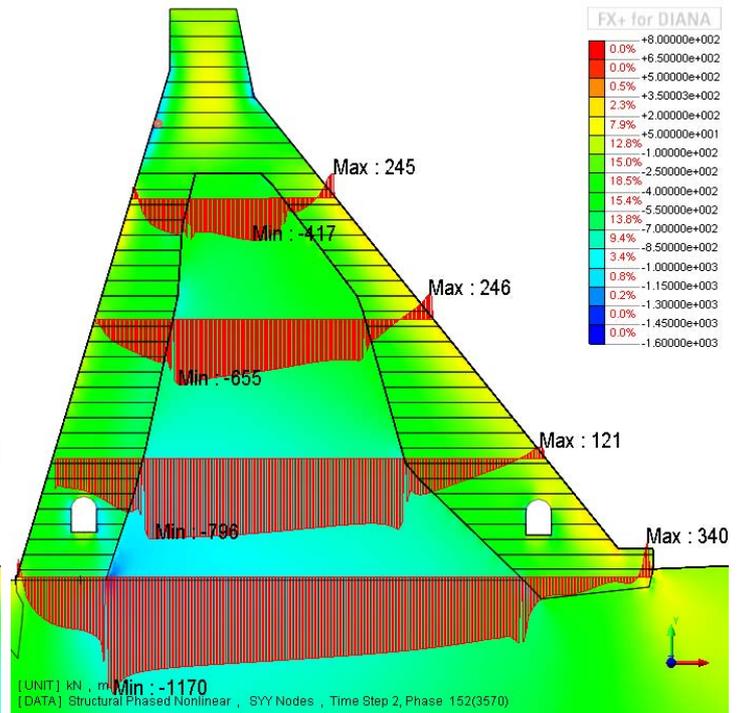
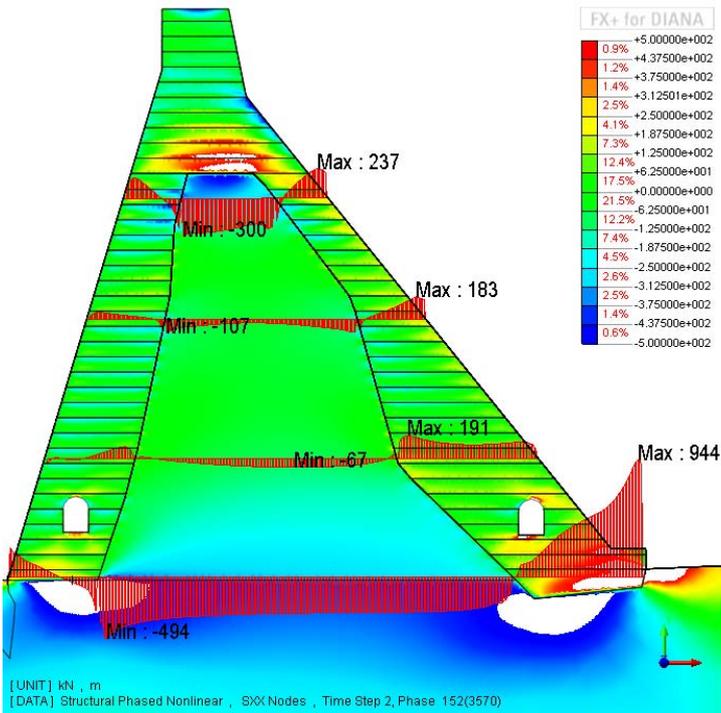


Fig. 6/9 – C.C. 01, I; Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/10 – C.C. 01, I; Sforzi verticali σ_{yy} (kPa); (C-, T+)

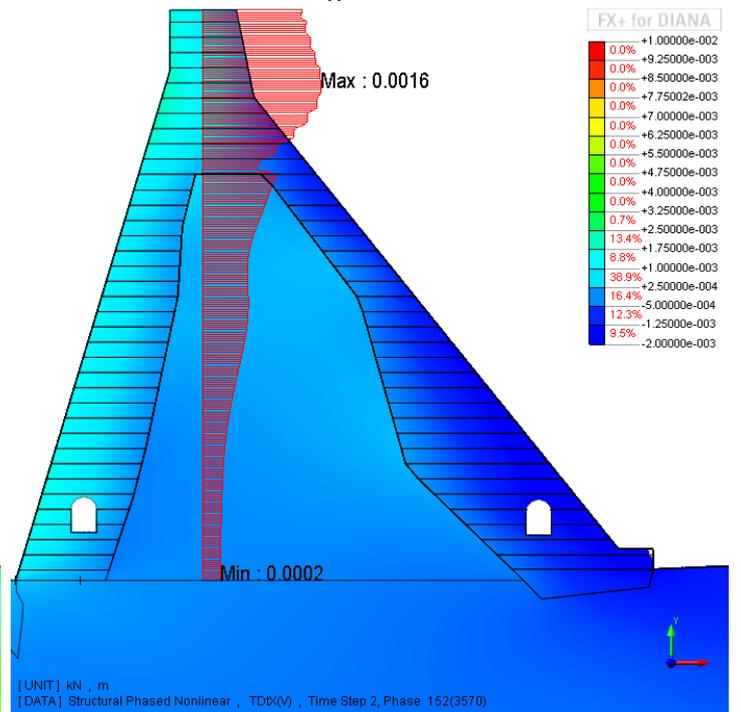
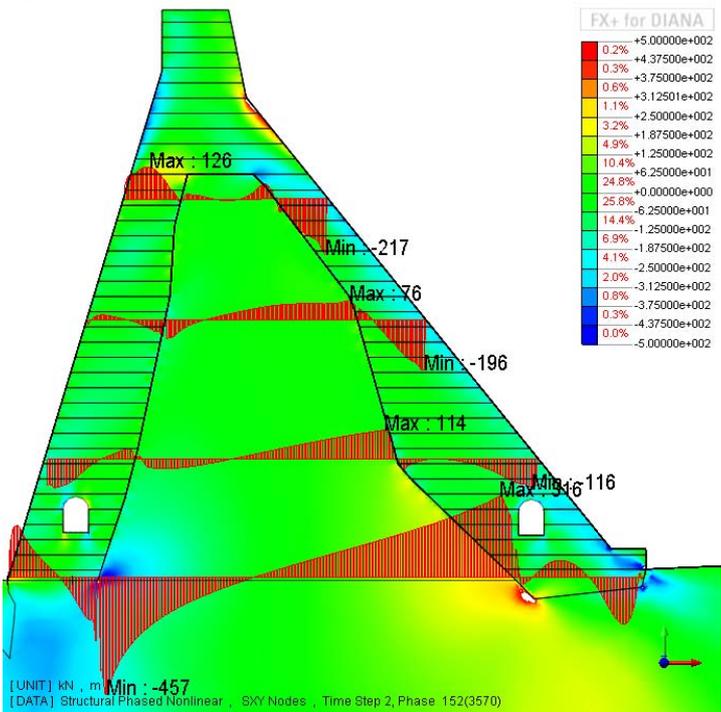


Fig. 6/11 – C.C. 01, I; Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa); Fig. 6/12 – C.C. 01, I; Spostamenti d_x (m); (C-, T+)

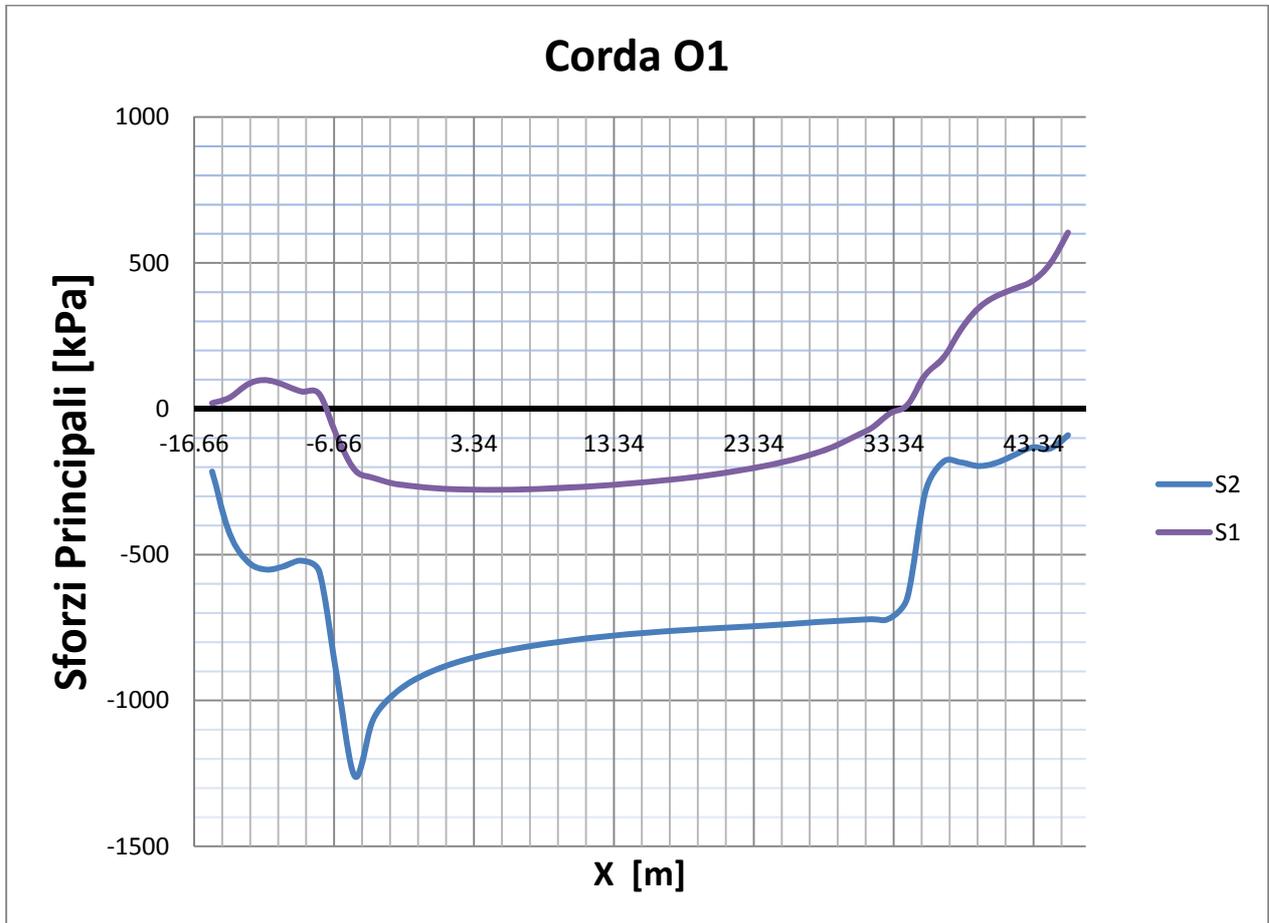


Fig. 6/13 – C.C. 01, Sforzi principali massimi e minimi corda O1 (kPa);

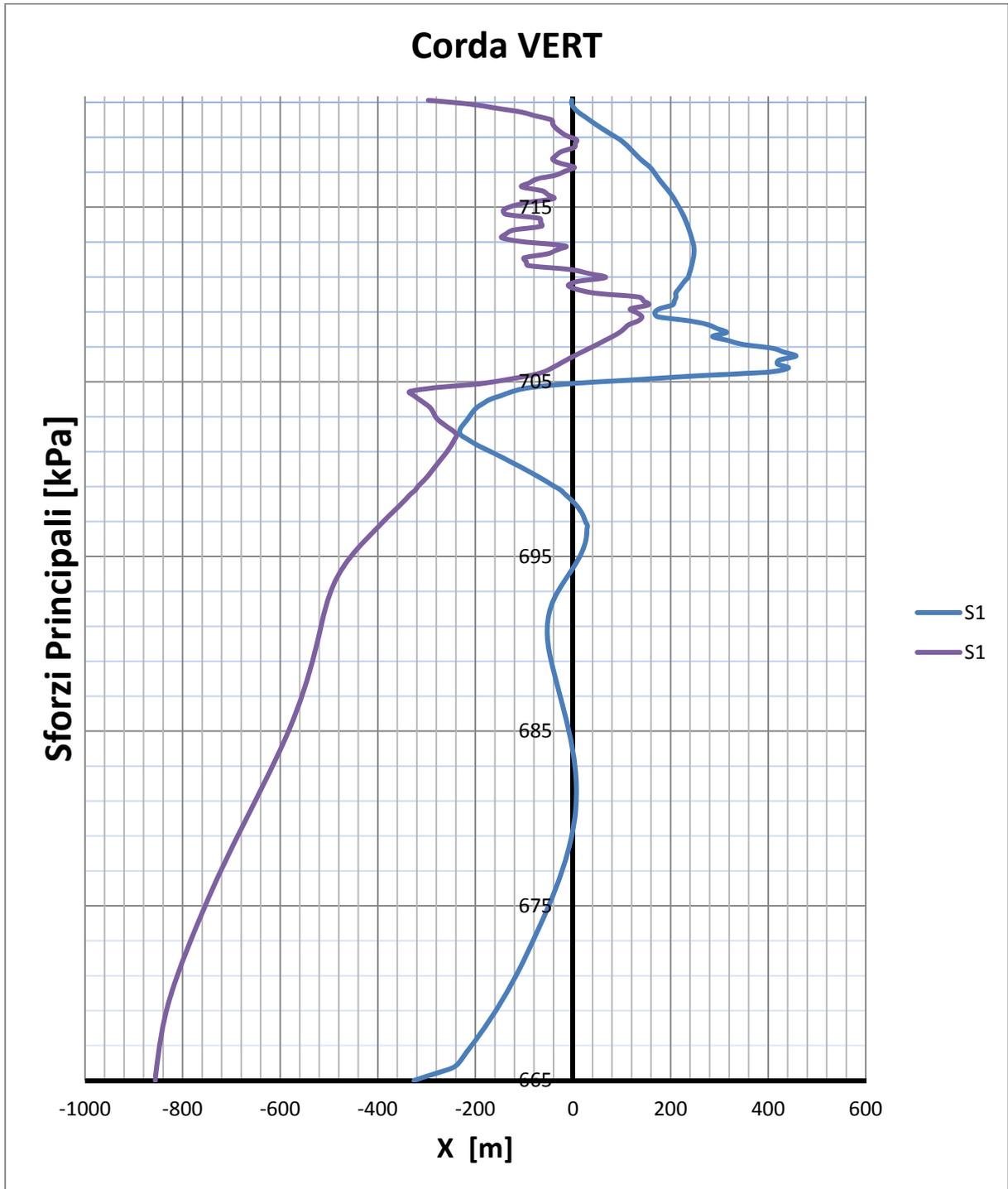


Fig. 6/14 – C.C. 01, Sforzi principali massimi e minimi corda VERT (kPa);

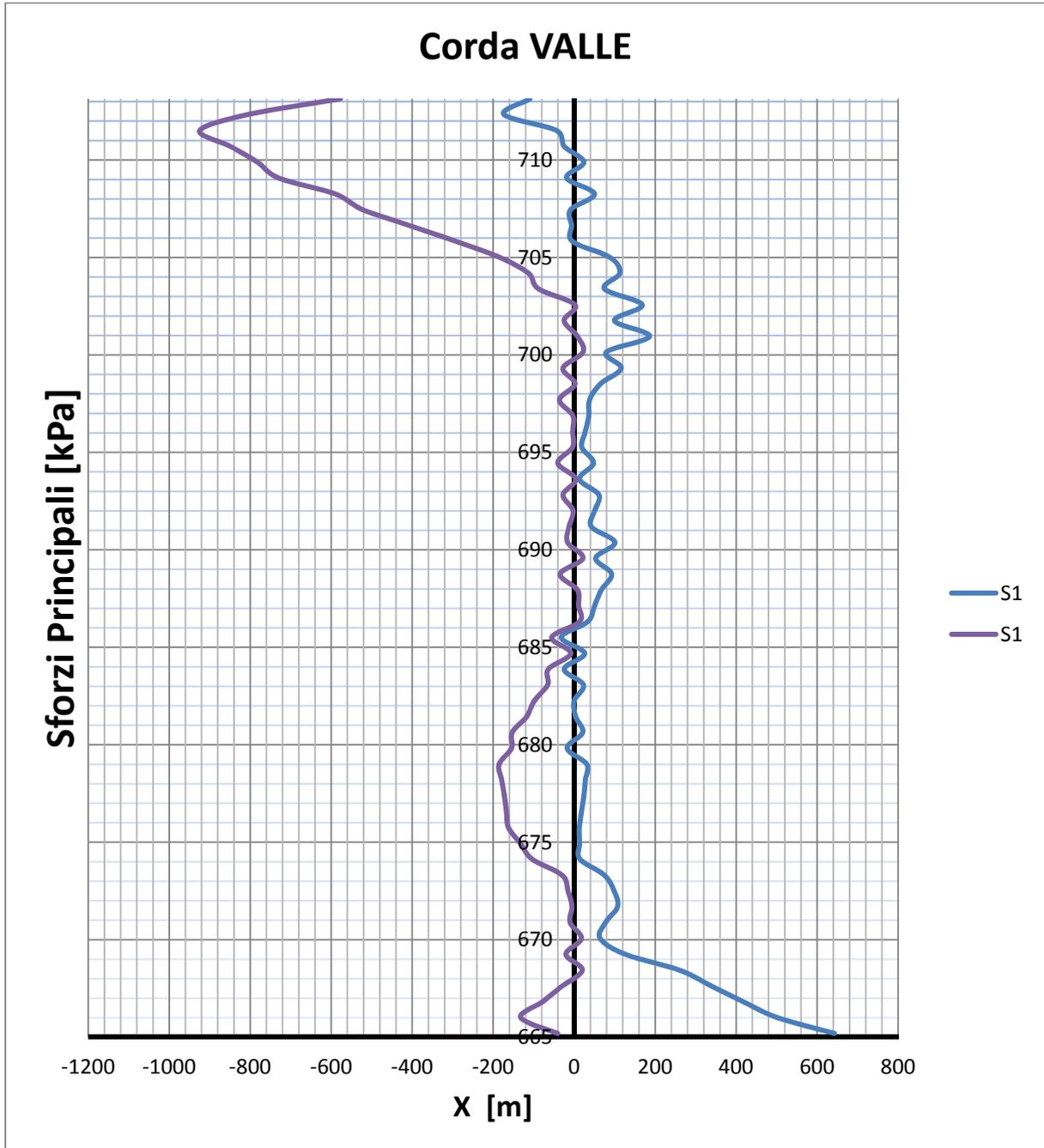


Fig. 6/15 – C.C. 01, Sforzi principali massimi e minimi corda VALLE (kPa);

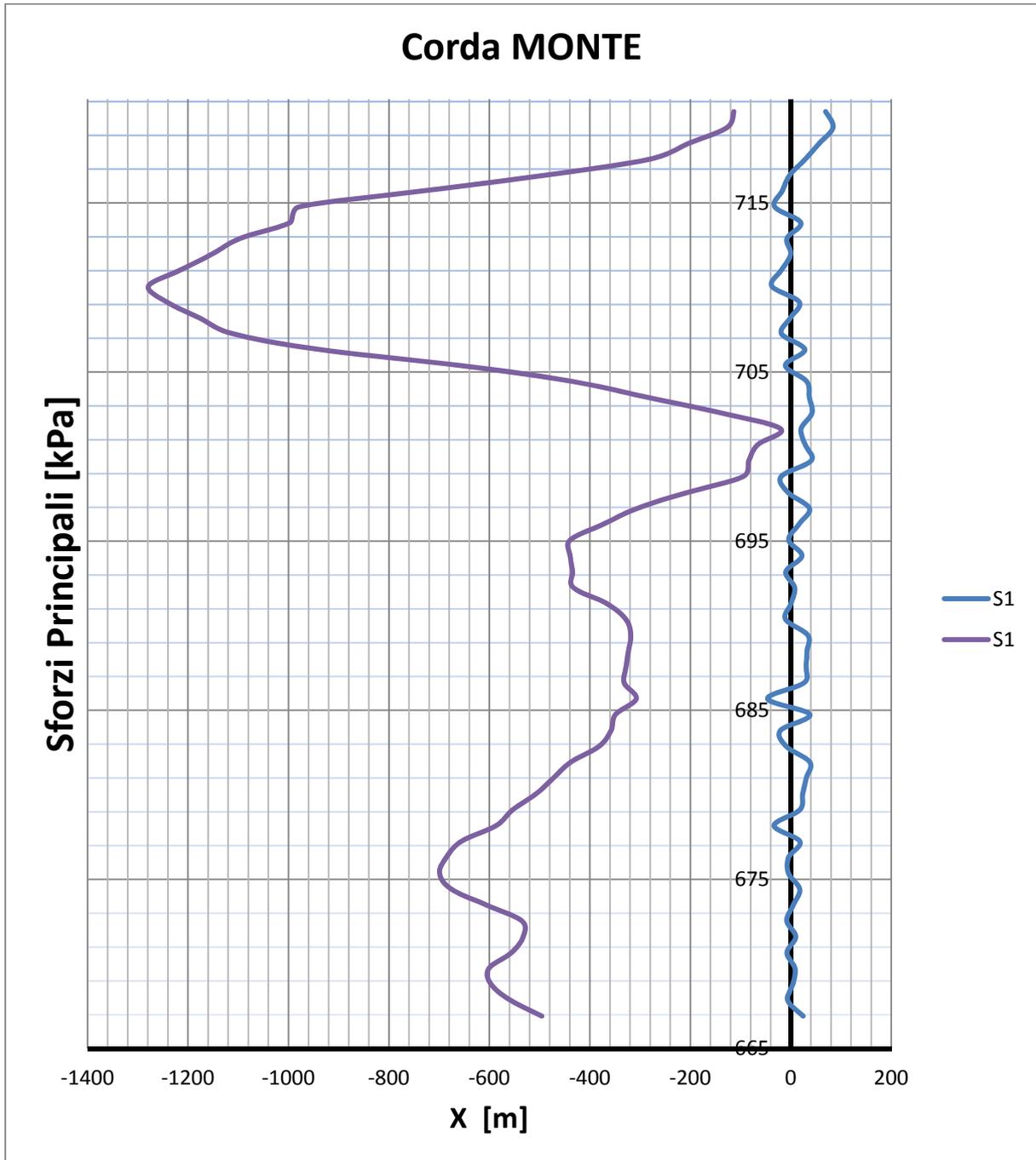


Fig. 6/16 – C.C. 01, Sforzi principali massimi e minimi corda MONTE (kPa);



Per quanto concerne invece la verifica della struttura in fase costruttiva, nelle figure dalla 6/17 alla 6/20 viene presentato lo stato della struttura in 4 diverse fasi della costruzione. Il parametro di riferimento è l'indice critico I_{cr} , descritto compiutamente nel paragrafo 5.4.1.

Vengono mostrati i risultati relativi a 4 fasi di costruzione. Come si vede dall'analisi delle figure riportate, non vengono mai superati gli sforzi di trazione massimi ammissibili per il calcestruzzo, scongiurando il rischio che avvengano fessurazioni nelle prime fasi di vita di ciascun getto.

Le stesse considerazioni possono effettuarsi per ognuna delle fasi rimanenti della costruzione.

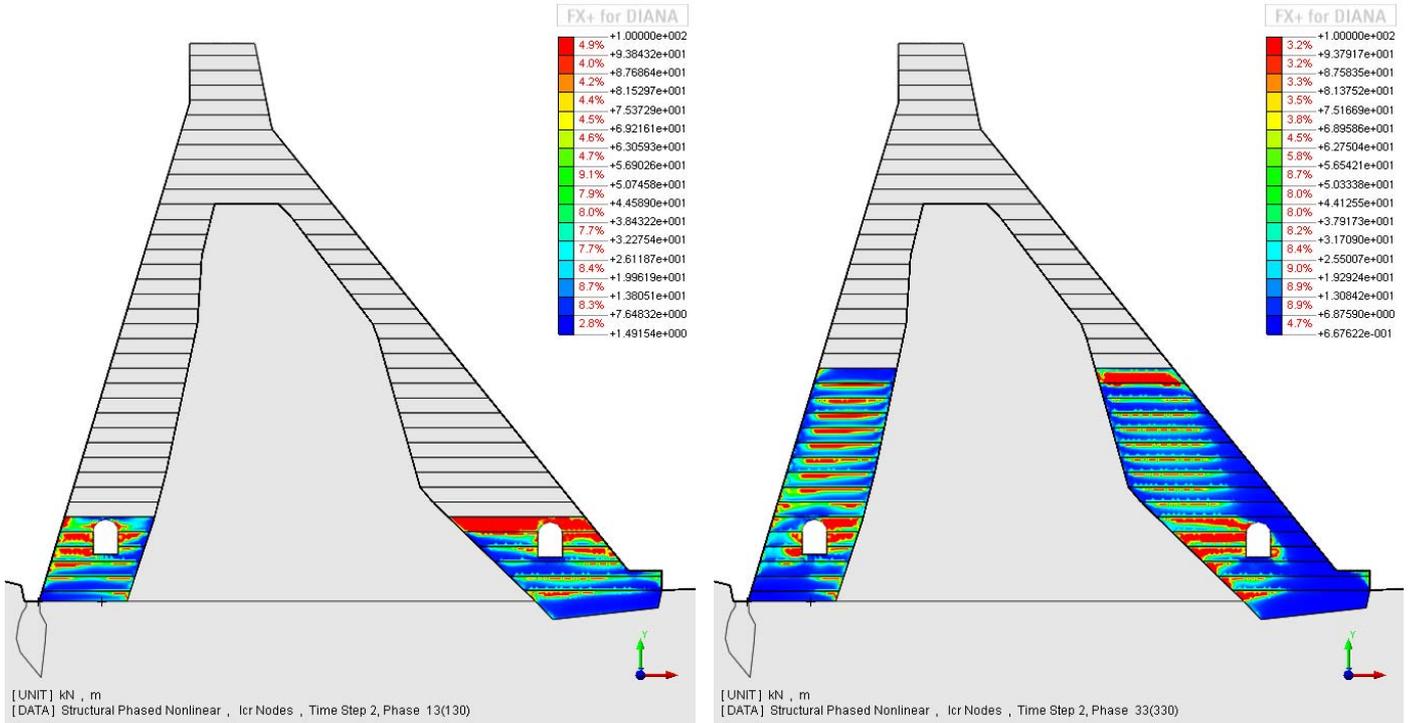


Fig. 6/17 – C.C. 01; I_{cr} giorno 130 Fig. 6/18 – C.C. 01; I_{cr} giorno 330

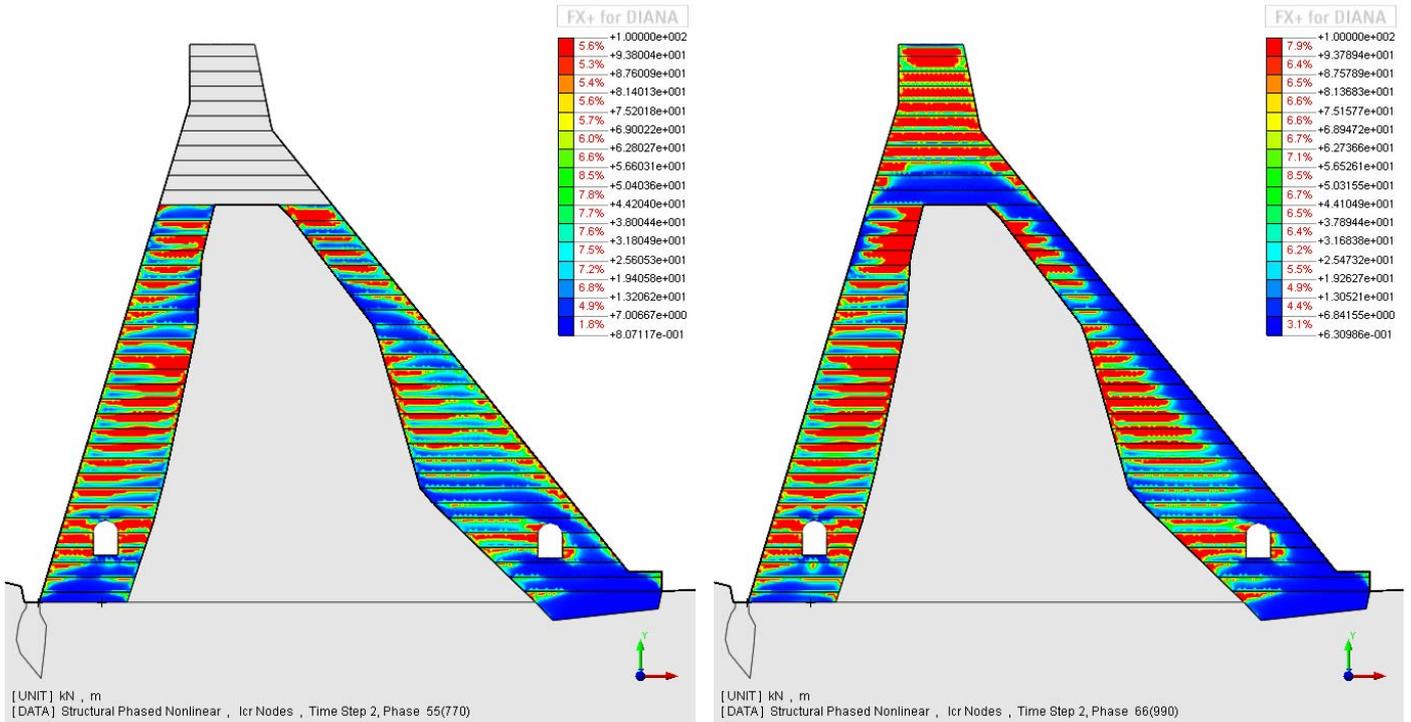


Fig. 6/19 – C.C. 01, I; I_{cr} giorno 770 Fig. 6/20 – C.C. 0;1 I_{cr} giorno 990 (m);

6.1.2 *Combinazione 2*

La combinazione 2 (combinazione caratteristica rara in fase di vuotatura) prevede che vengano rispettate le seguenti prescrizioni per il calcestruzzo:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 3750 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq 0.21 \cdot f_{ctm} = 387 \text{ kPa}$

E le seguenti per la muratura:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 0.25 \cdot 3200 = 800 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq 0.21 \cdot f_{mtm} = 0.21 \cdot 570 = 120 \text{ kPa}$

Le prescrizioni imposte dalla normativa risultano completamente soddisfatte per quanto concerne il caso estivo (figure dalla 6/21 alla 6/26); sia in corrispondenza dei lembi delle sezioni orizzontali sui due paramenti che all'interno del corpo diga non vengono mai superati i valori limite imposti dalla normativa per le massime trazioni ammissibili. Le trazioni all'interno della muratura rimangono entro livelli accettabili se non in circoscritte zone in prossimità del contatto con il calcestruzzo. Le compressioni nella muratura superano il valore limite nella zona in corrispondenza del piede del rinfranco di monte.

Per quanto concerne il caso invernale (figure dalla 6/27 alla 6/32) il limite a trazione viene superato solamente in poche e circoscritte zone corticali del paramento di monte e del paramento di valle, dove peraltro i valori raggiunti rimangono molto inferiori all'effettiva resistenza a trazione del calcestruzzo. Il superamento dei valori limite è dovuto alla differente distribuzione di temperature all'interno del corpo diga nel caso invernale rispetto al caso estivo. Per la muratura lo stato tensionale presente nel caso invernale è analogo a quello del caso estivo.

La verifica per la combinazione di carico 2 è globalmente soddisfatta.

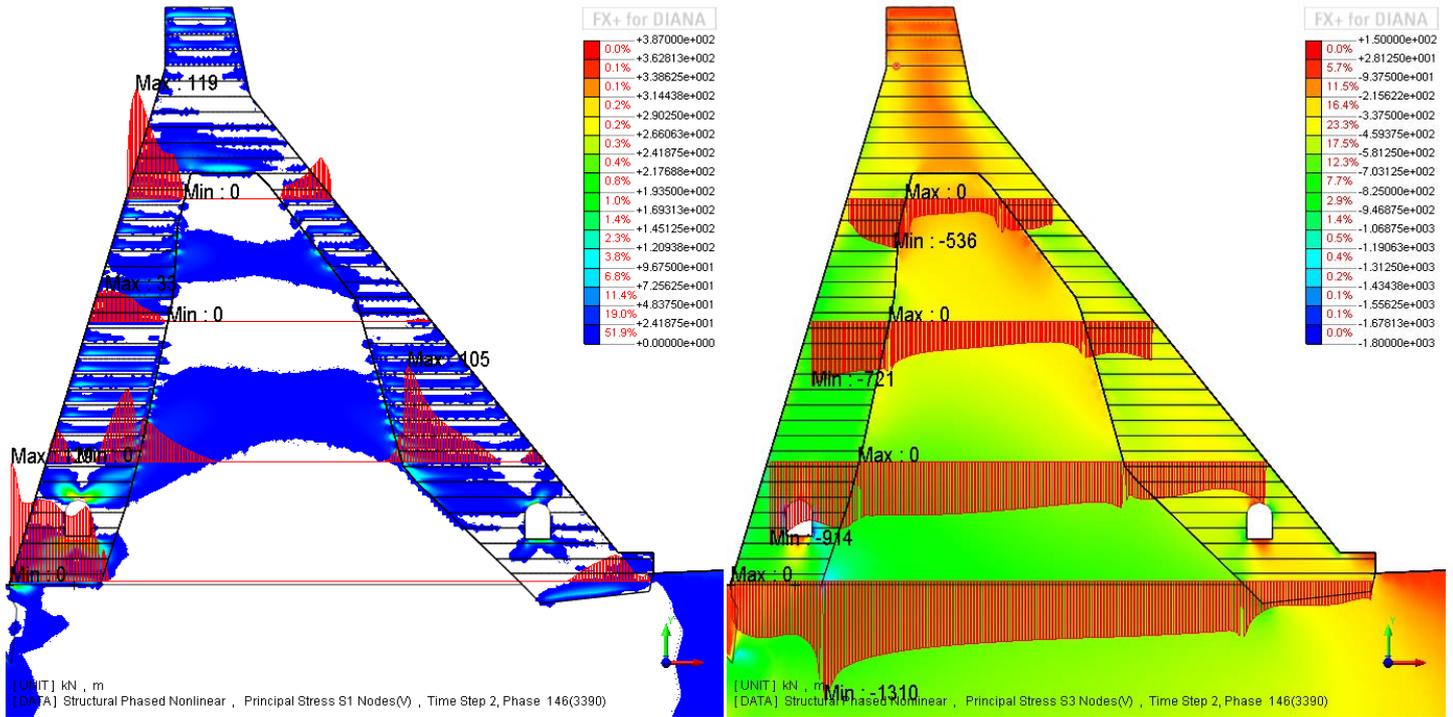


Fig. 6/21 – C.C. 02, E; Sforzi principali σ_I (kPa); Fig. 6/22 – C.C. 02, E; Sforzi principali σ_{II} (kPa); (C-, T+)

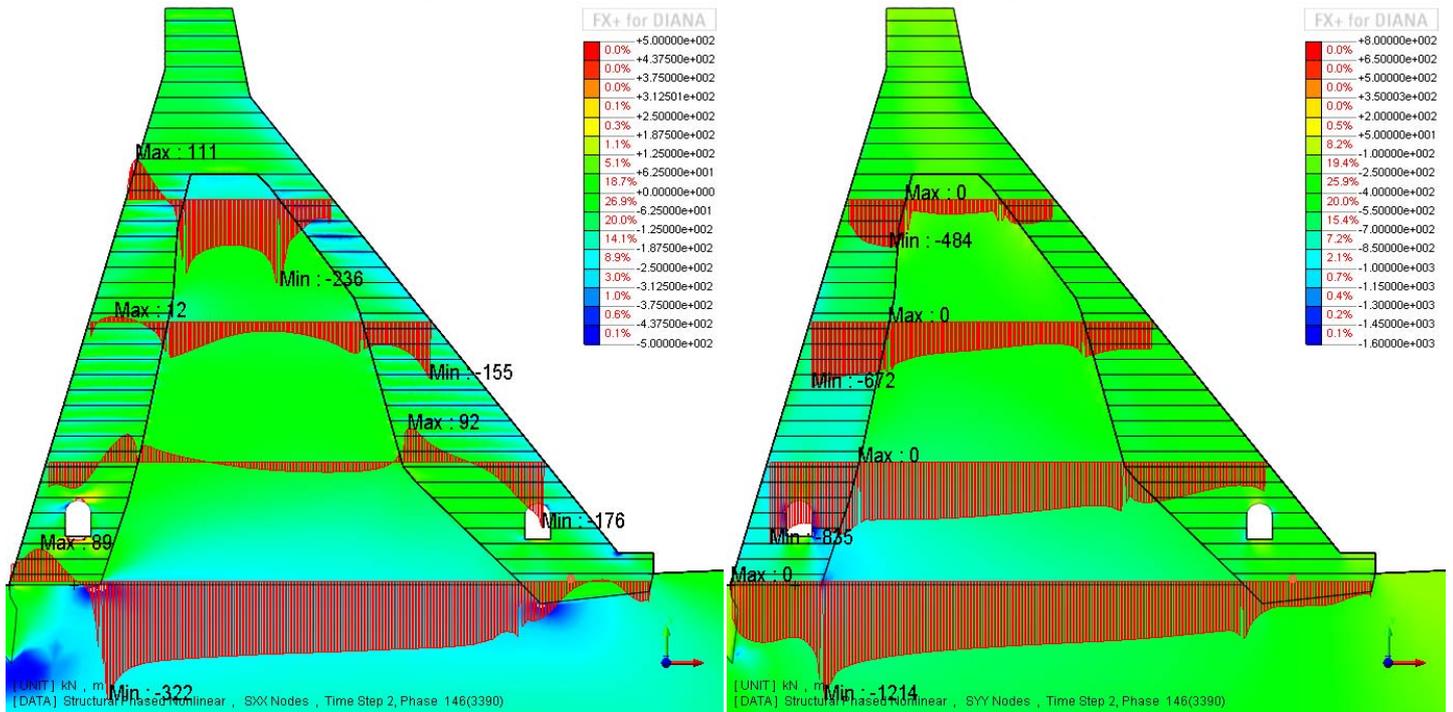


Fig. 6/23 – C.C. 02, E; Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/24 – C.C. 02, E; Sforzi verticali σ_{yy} (kPa); (C-, T+)

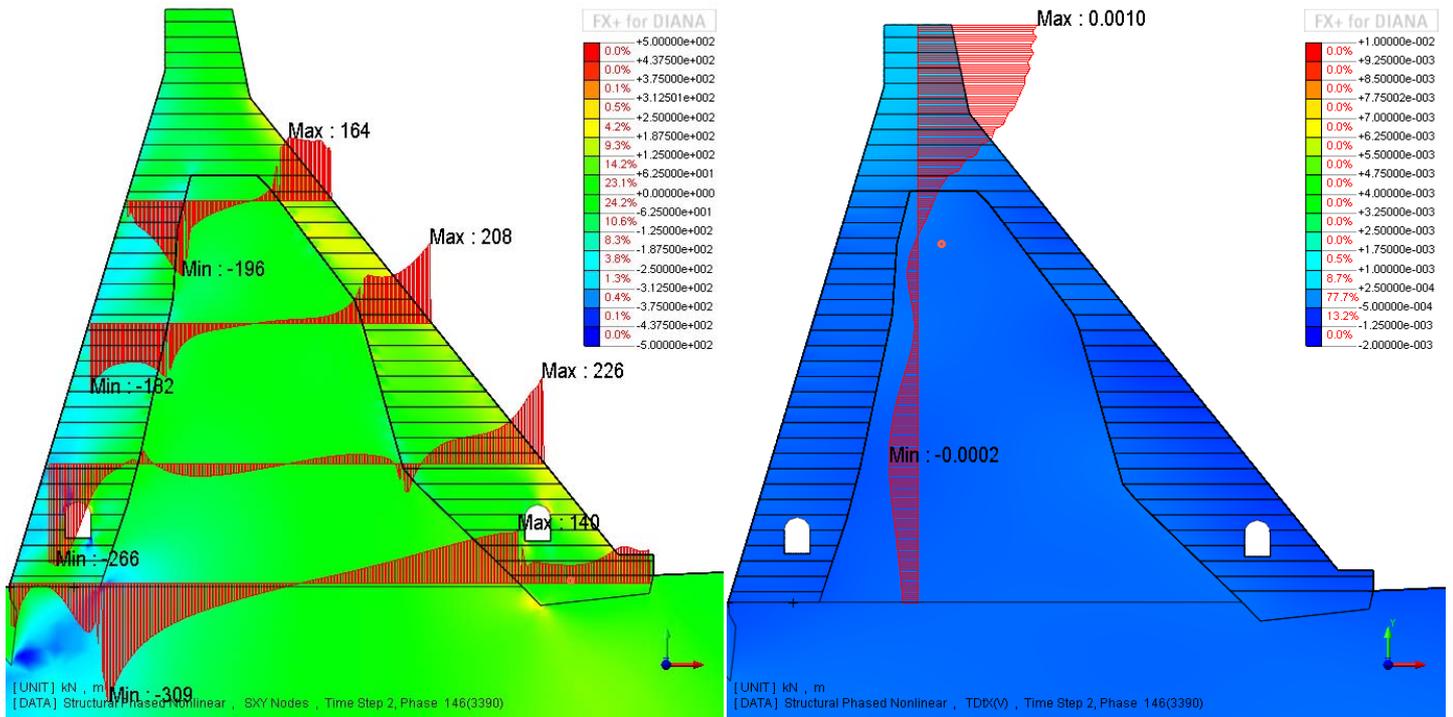


Fig. 6/25 – C.C. 02, E; Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa) (C-, T+); Fig. 6/26 – C.C. 02, E; Spostamenti d_x (m);

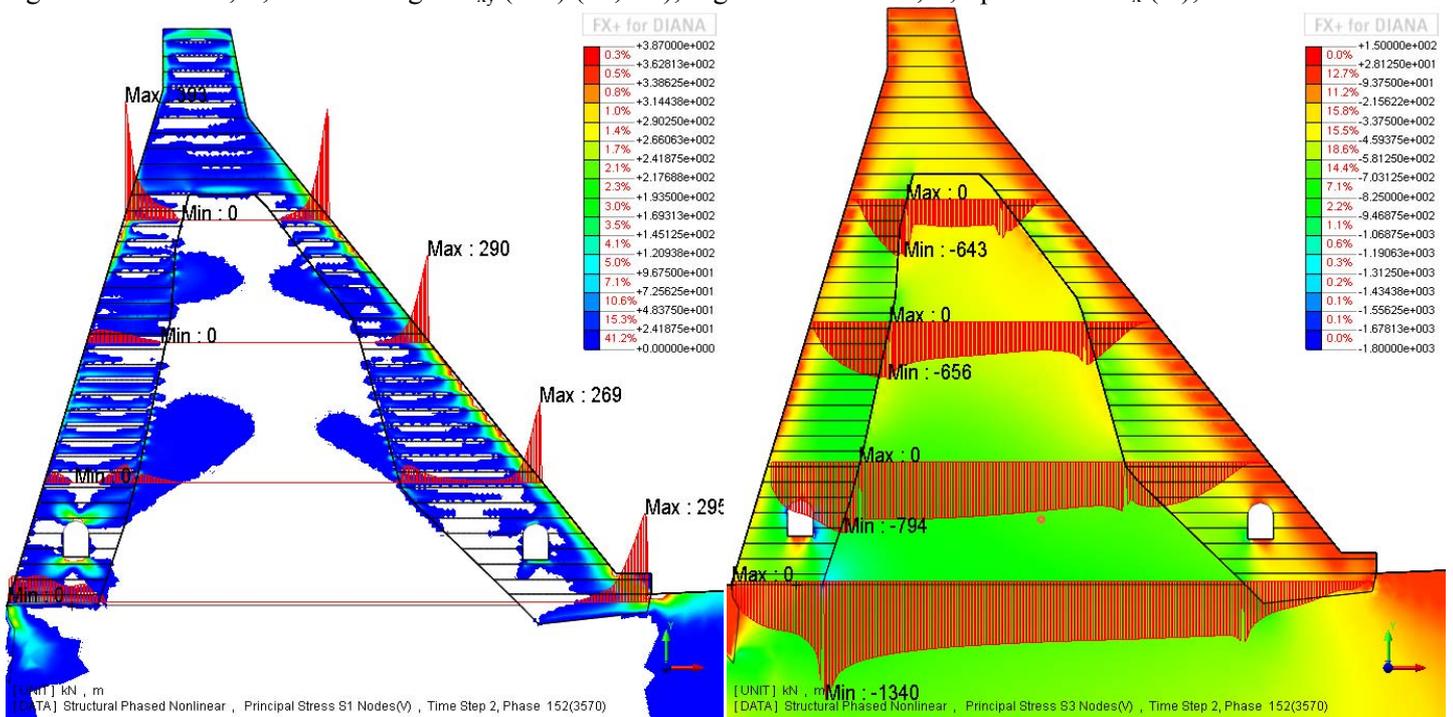


Fig. 6/27 – C.C. 02, I; Sforzi principali σ_I (kPa); Fig. 6/28 – C.C. 02, I; Sforzi principali σ_{II} (kPa); (C-, T+)

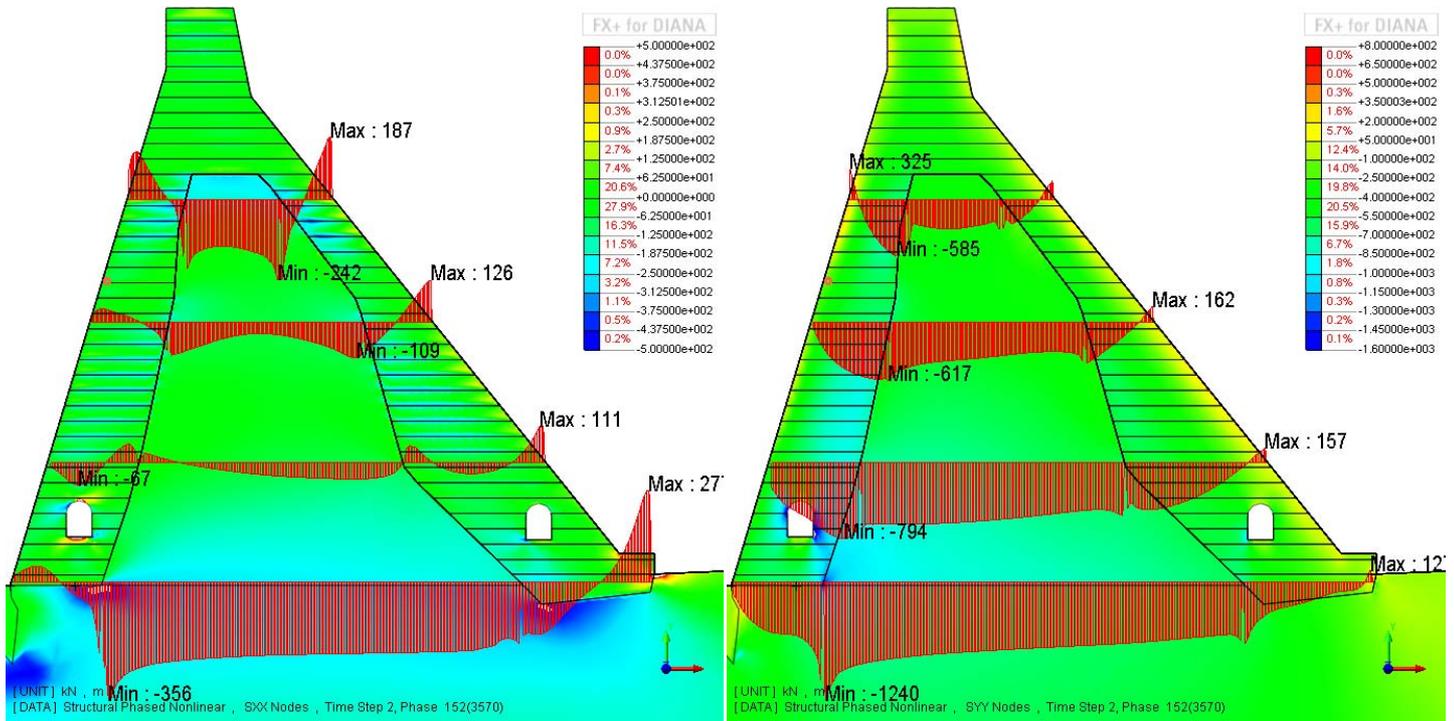


Fig. 6/29 – C.C. 02, I; Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/30 – C.C. 02, I; Sforzi verticali σ_{yy} (kPa); (C-, T+)

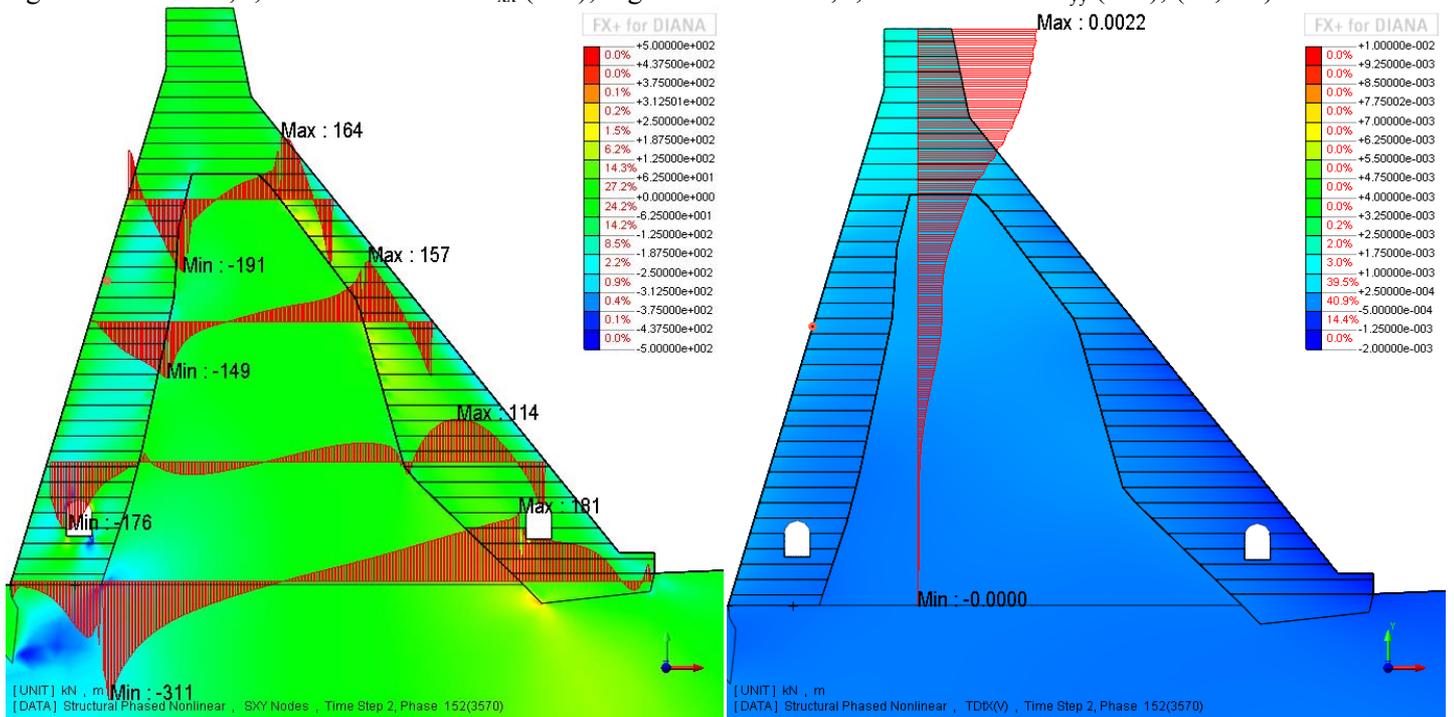


Fig. 6/31 – C.C. 02, I; Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa); Fig. 6/32 – C.C. 02, I; Spostamenti d_x (m); (C-, T+)



6.1.3 *Combinazione 3*

La combinazione 3 (combinazione caratteristica rara a serbatoio pieno) prevede che vengano rispettate le seguenti prescrizioni:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 3750 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq 0.21 \cdot f_{ctm} = 387 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq 0$ (stato limite di decompressione) per il paramento di monte

E le seguenti per la muratura:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 0.25 \cdot 3200 = 800 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq 0.21 \cdot f_{mtm} = 0.21 \cdot 570 = 120 \text{ kPa}$

Le prescrizioni imposte dalla normativa possono considerarsi completamente soddisfatte per quanto concerne il caso estivo (figure dalla 6/33 alla 6/38); sia in corrispondenza dei lembi delle sezioni orizzontali sui due paramenti che all'interno del corpo diga non vengono mai superati i diversi valori limite imposti dalla normativa per le massime trazioni ammissibili sui due paramenti; in particolare il paramento di monte risulta interamente compresso se non nelle zone in cui non viene applicato il carico idrostatico, rispettando la prescrizione che prevede $\sigma_t \leq 0$ nel caso che il paramento sia a contatto con l'acqua. Le tensioni di trazione all'interno della muratura risultano entro i limiti accettabili, mentre le tensioni di compressione superano il limite ammissibile in una zona sempre situata in corrispondenza del piede del rinfranco di monte, ma più vasta di quella coinvolta per le due precedenti combinazioni ad invaso vuoto.

Per quanto concerne il caso invernale (figure dalla 6/39 alla 6/44) la verifica può considerarsi globalmente soddisfatta a meno di leggerissime (inferiori a 80 kPa) trazioni corticali sul paramento di monte, presenti nella stessa zona evidenziata dalle precedenti combinazioni di carico. Come negli altri casi, il superamento dei valori limite è dovuto alla differente distribuzione di temperature all'interno del corpo diga nel caso invernale rispetto al caso estivo. Analoghe considerazioni a quelle del caso estivo possono essere svolte per la muratura.

La verifica per la combinazione di carico 3 è globalmente soddisfatta.

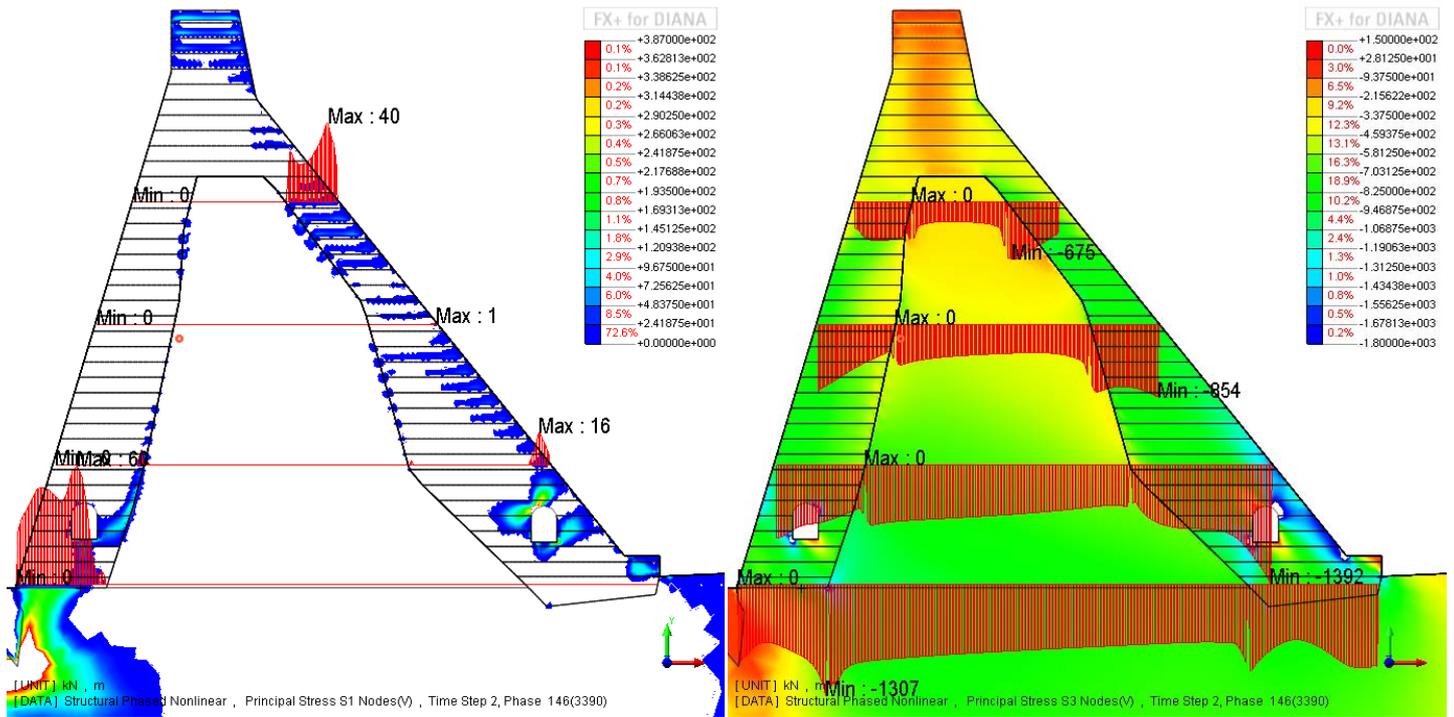


Fig. 6/33 – C.C. 03, E; Sforzi principali σ_I (kPa); Fig. 6/34 – C.C. 03, E; Sforzi principali σ_{II} (kPa); (C-, T+)

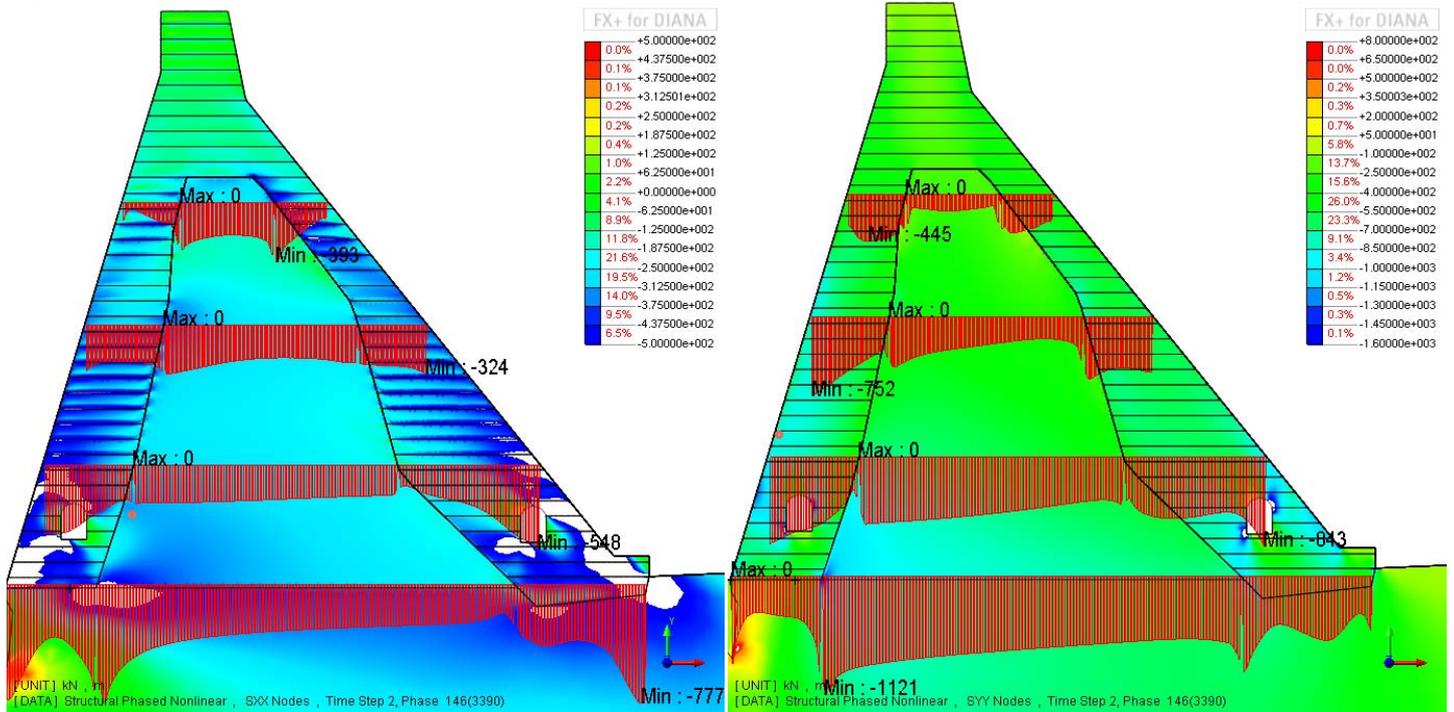


Fig. 6/35 – C.C. 03, E; Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/36 – C.C. 03, E; Sforzi verticali σ_{yy} (kPa); (C-, T+)

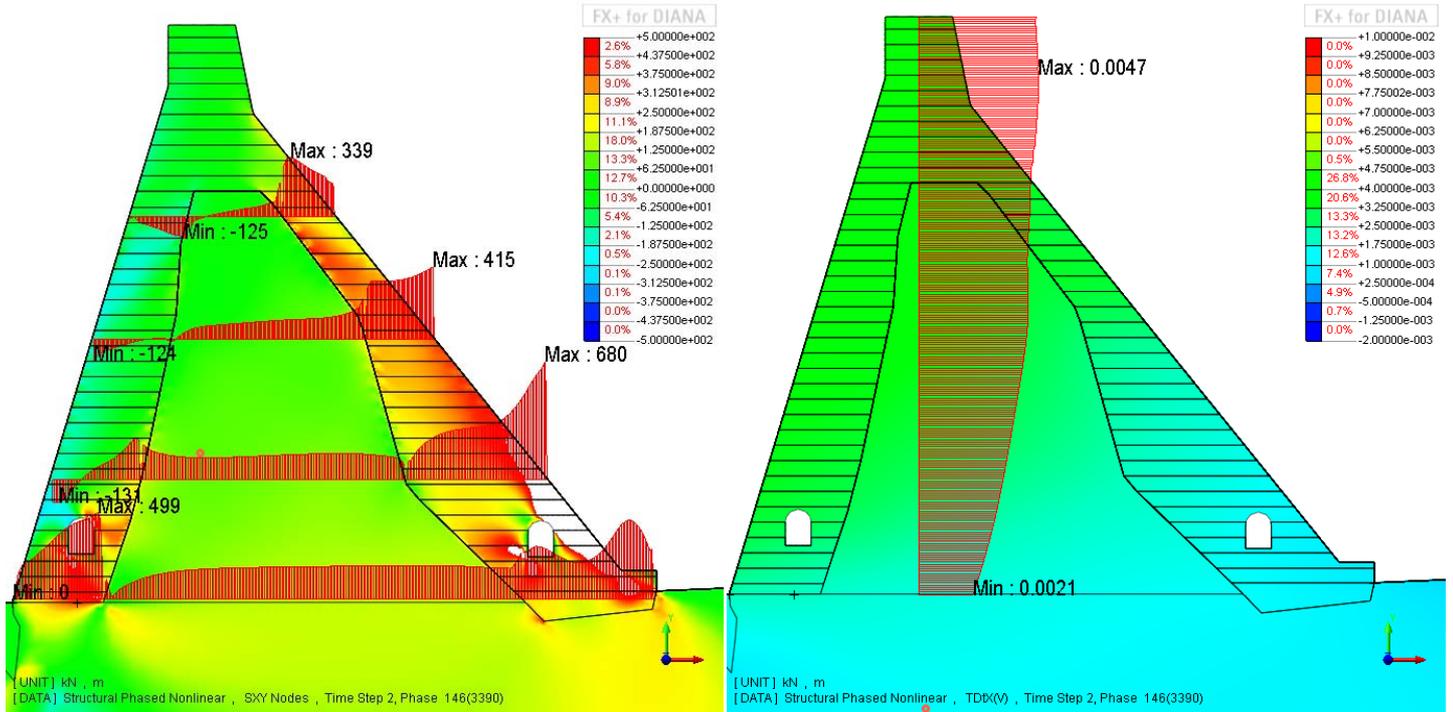


Fig. 6/37 – C.C. 03, E; Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa) (C-, T+); Fig. 6/38 – C.C. 03, E; Spostamenti d_x (m);

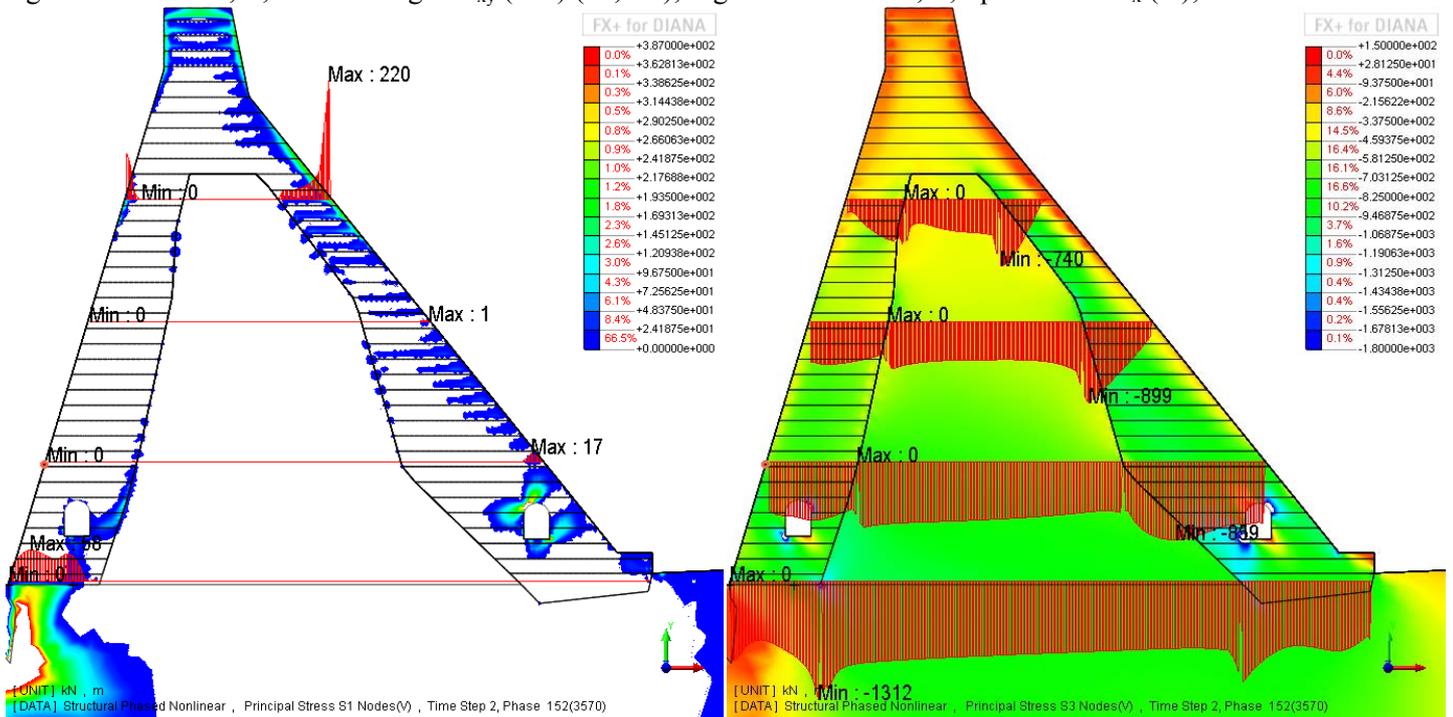


Fig. 6/39 – C.C. 03, I; Sforzi principali σ_I (kPa); Fig. 6/40 – C.C. 03, I; Sforzi principali σ_{II} (kPa); (C-, T+)

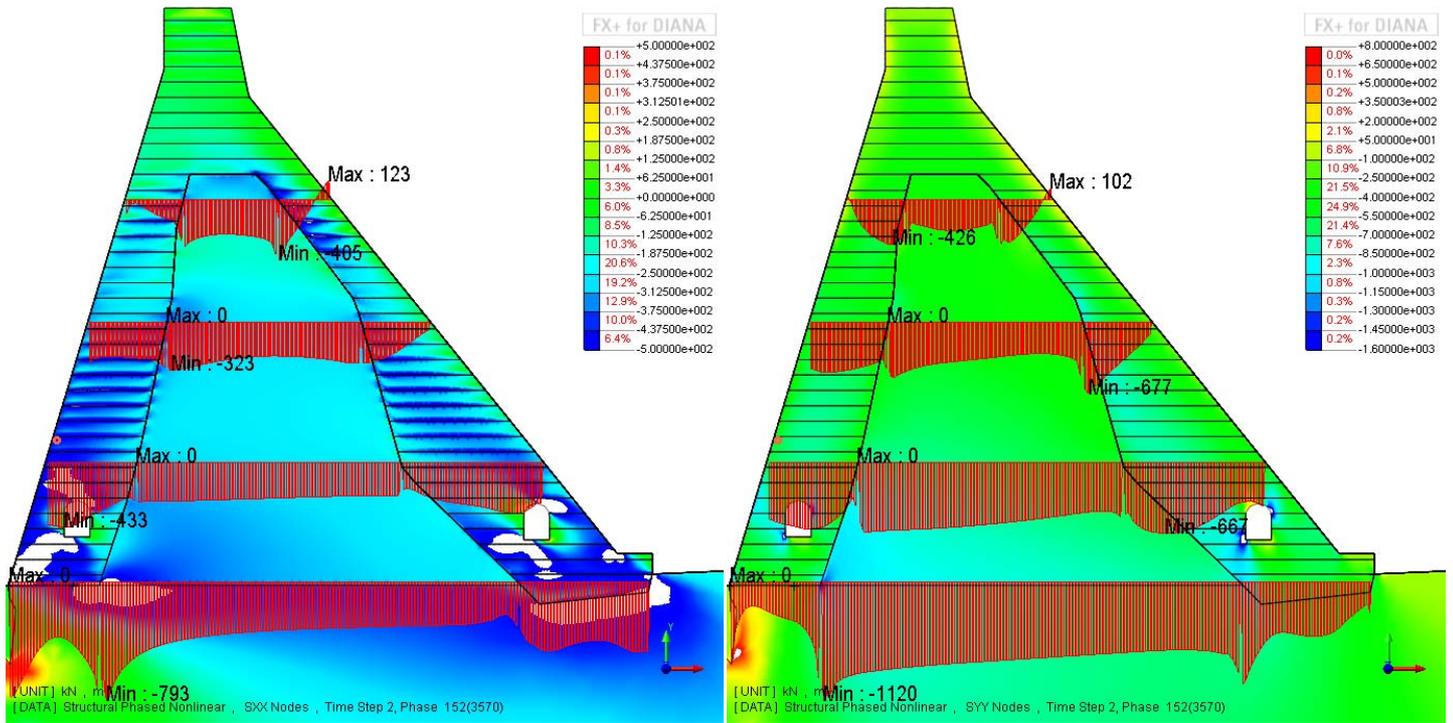


Fig. 6/41 – C.C. 03, I; Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/42 – C.C. 03, I; Sforzi verticali σ_{yy} (kPa); (C-, T+)

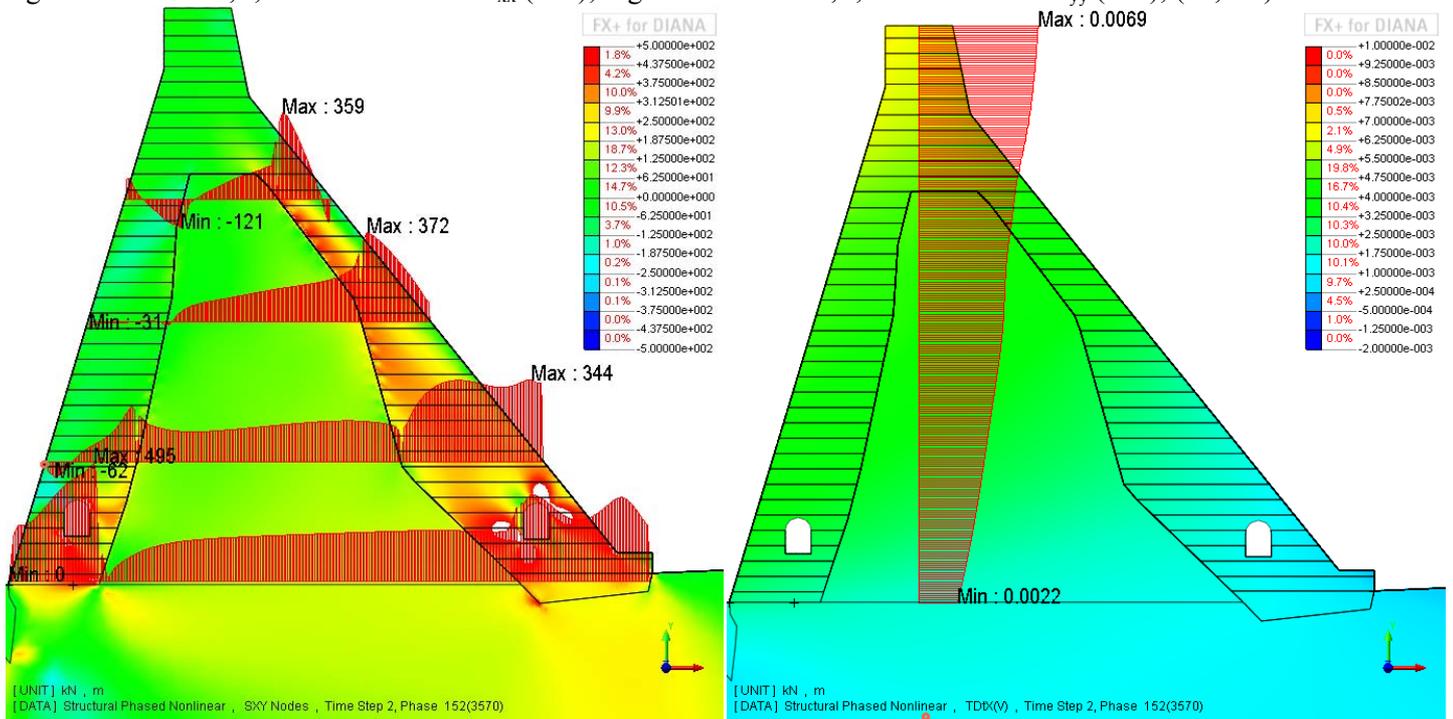


Fig. 6/43 – C.C. 03, I; Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa); Fig. 6/44 – C.C. 03, I; Spostamenti d_x (m); (C-, T+)

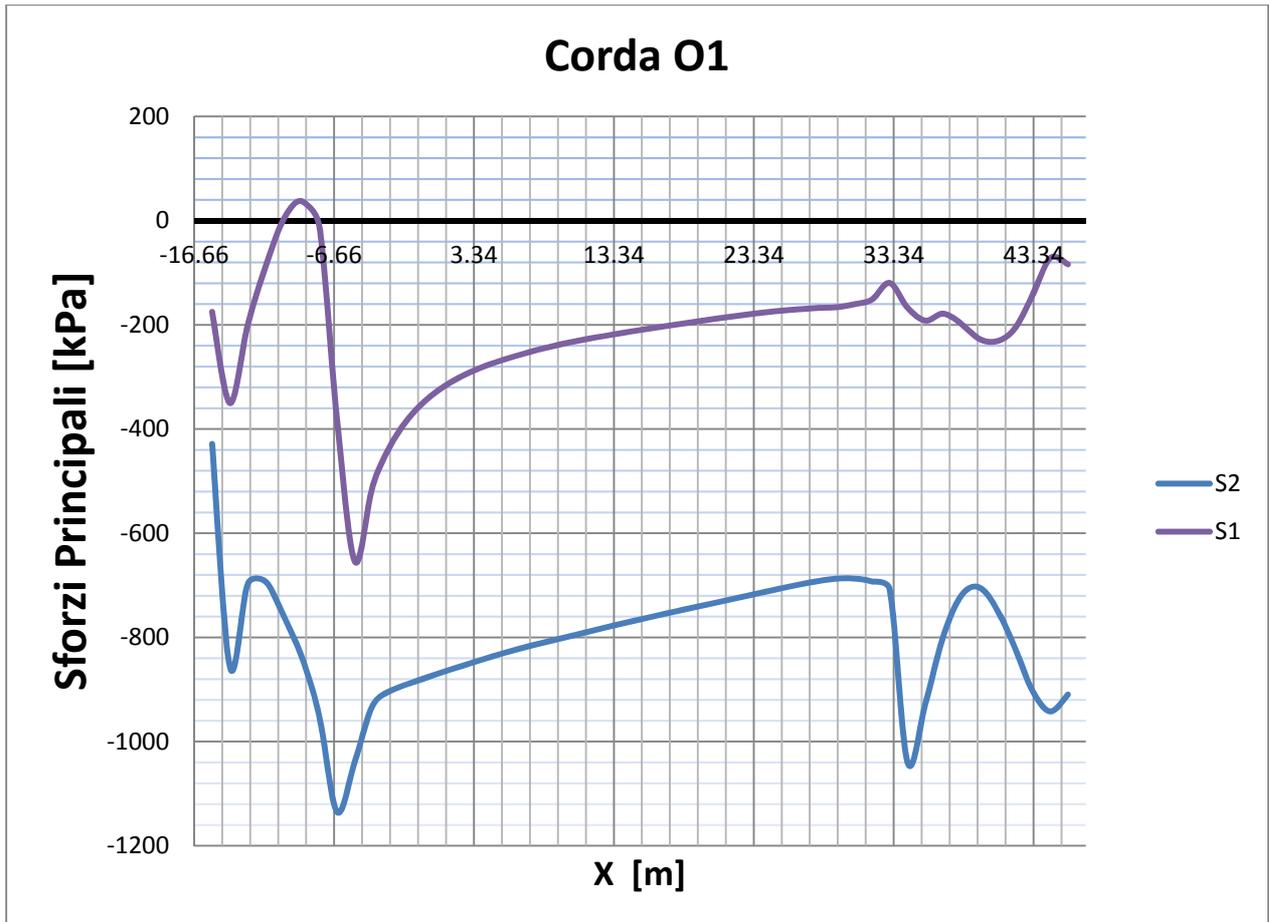


Fig. 6/45 – C.C. 03, Sforzi principali massimi e minimi corda O1 (kPa);

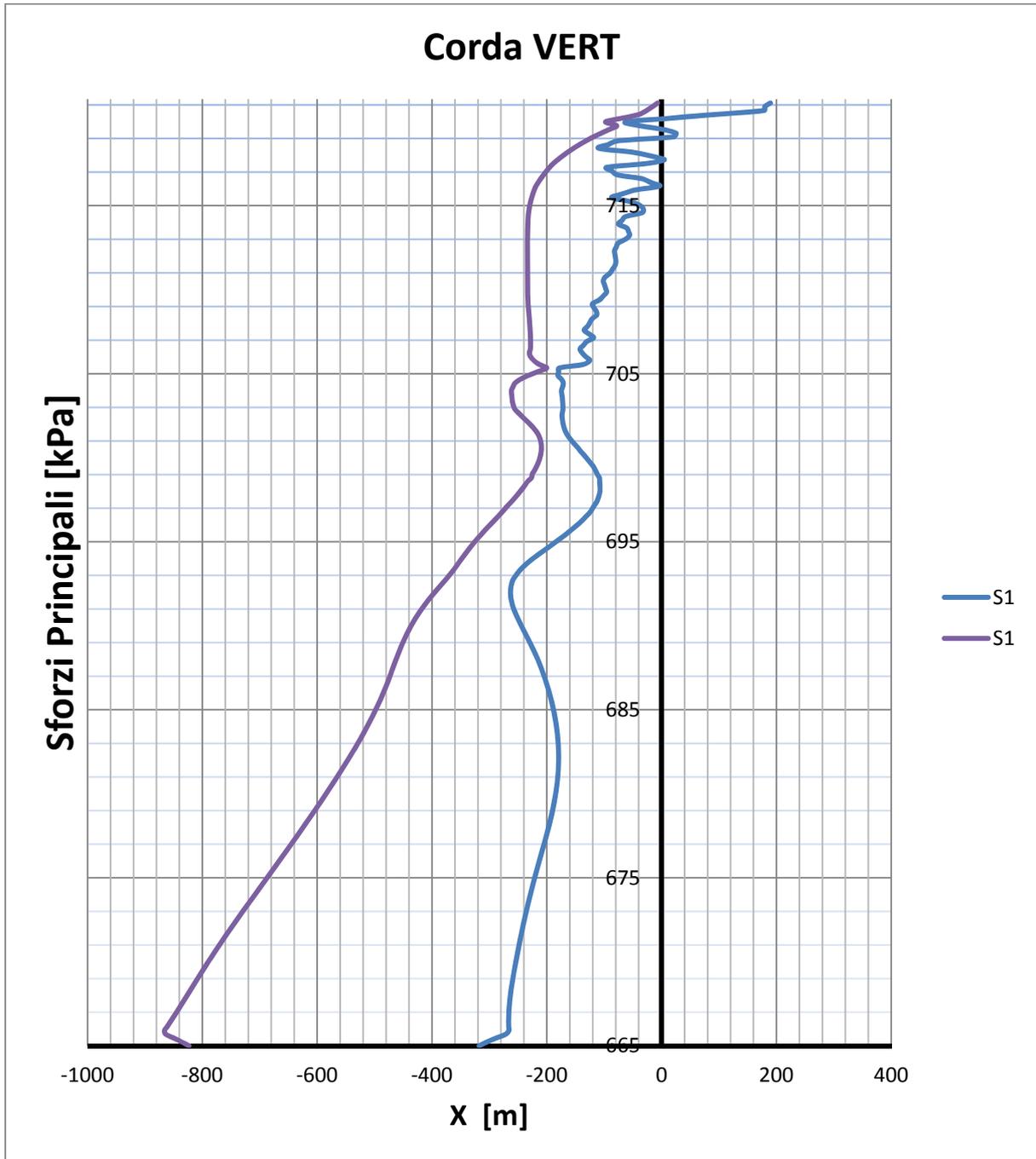


Fig. 6/46 – C.C. 03, Sforzi principali massimi e minimi corda VERT (kPa);

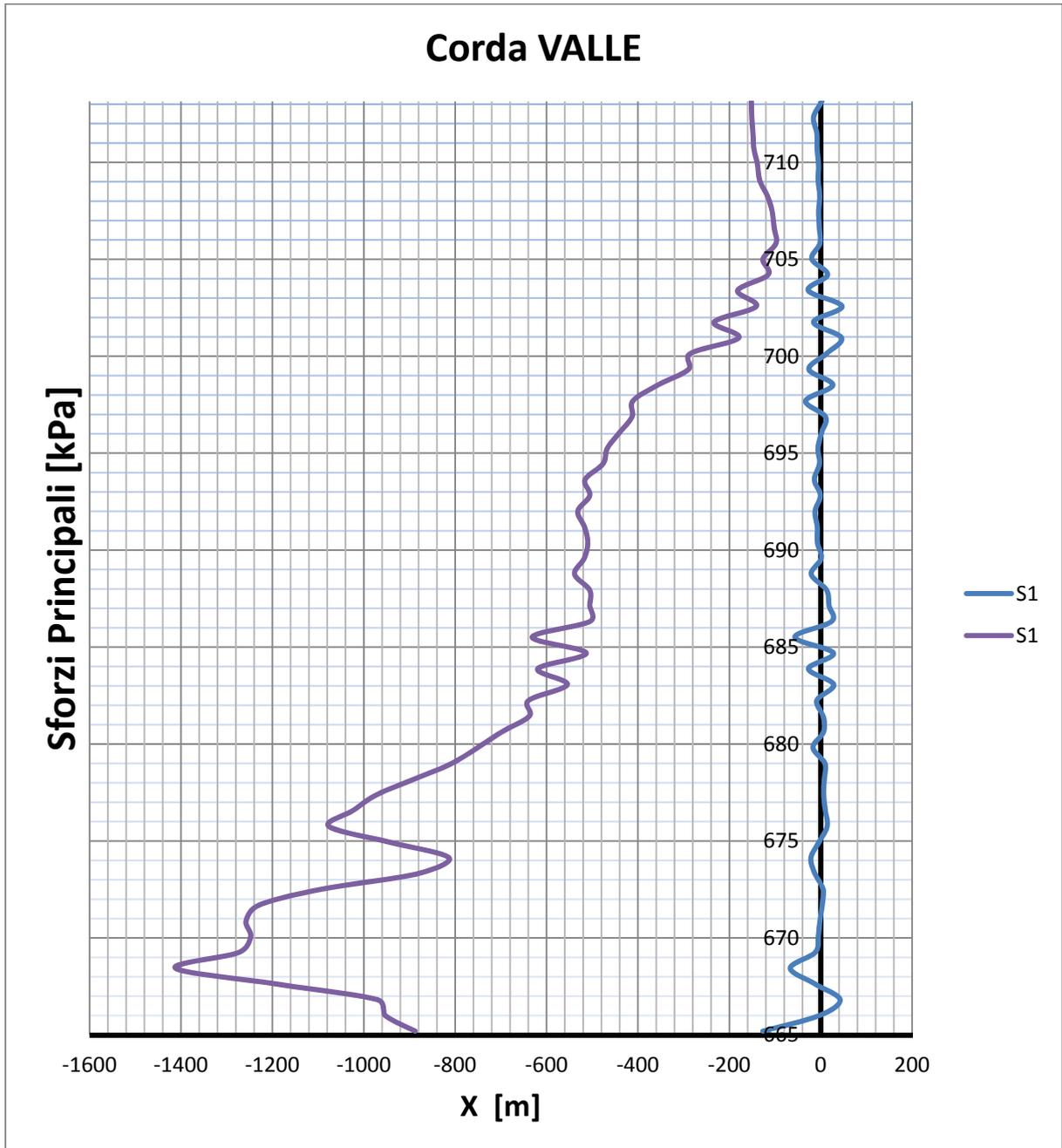


Fig. 6/47 – C.C. 03, Sforzi principali massimi e minimi corda VALLE (kPa);

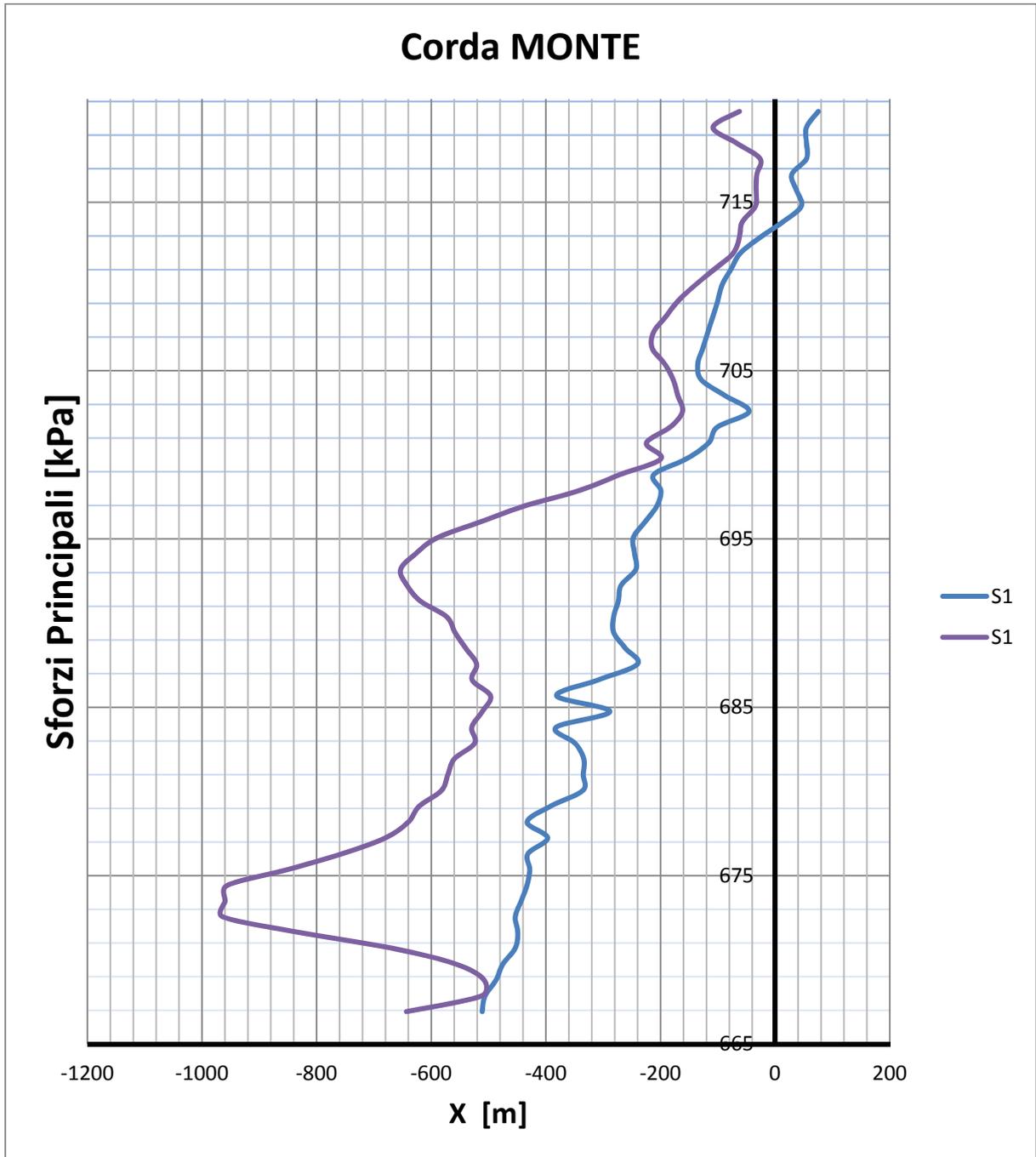


Fig. 6/48 – C.C. 03, Sforzi principali massimi e minimi corda MONTE (kPa);

6.1.4 *Combinazione 4*

La combinazione 4 (combinazione caratteristica quasi permanente in fase costruttiva ed a serbatoio vuoto) prevede che vengano rispettate le seguenti prescrizioni:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 3750 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq 0$ (stato limite di decompressione)

E le seguenti per la muratura:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 0.25 \cdot 3200 = 800 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq 0$ (stato limite di decompressione)

La verifica per quanto concerne il caso estivo (figure dalla 6/49 alla 6/54) risulta parzialmente soddisfatta dal momento permangono all'interno del corpo diga trazioni, seppur di leggera entità, dovute principalmente all'influenza del calore di idratazione. Tali trazioni all'interno del corpo diga e ai lembi delle sezioni orizzontali raggiungono mediamente valori inferiori ai 40 kPa, con picchi circoscritti in corrispondenza del coronamento attorno ai 200 kPa. Permane una concentrazione di sforzo ai piedi del paramento di valle, con picchi di trazione attorno ai 400-500 kPa. Per quanto riguarda il materiale muratura, le tensioni di trazione superano di poco e solo localmente il valore limite imposto dalla normativa in circoscritte zone in prossimità del contatto con il calcestruzzo. Le tensioni di compressione superano il limite massimo nella zona in corrispondenza del piede del rinfranco di monte.

Analogo discorso può essere effettuato per il caso invernale (figure dalla 6/55 alla 6/60) dove in analogia ai risultati mostrati relativamente alle combinazioni precedenti, le trazioni raggiungono valori più alti del caso estivo in zone corticali dei due paramenti. Questo è dovuto principalmente alla differente distribuzione di temperature interna rispetto al caso estivo. Anche per quanto riguarda la muratura possono essere svolte le stesse considerazioni effettuate nel caso invernale.

La verifica per la combinazione di carico 4 è parzialmente soddisfatta.

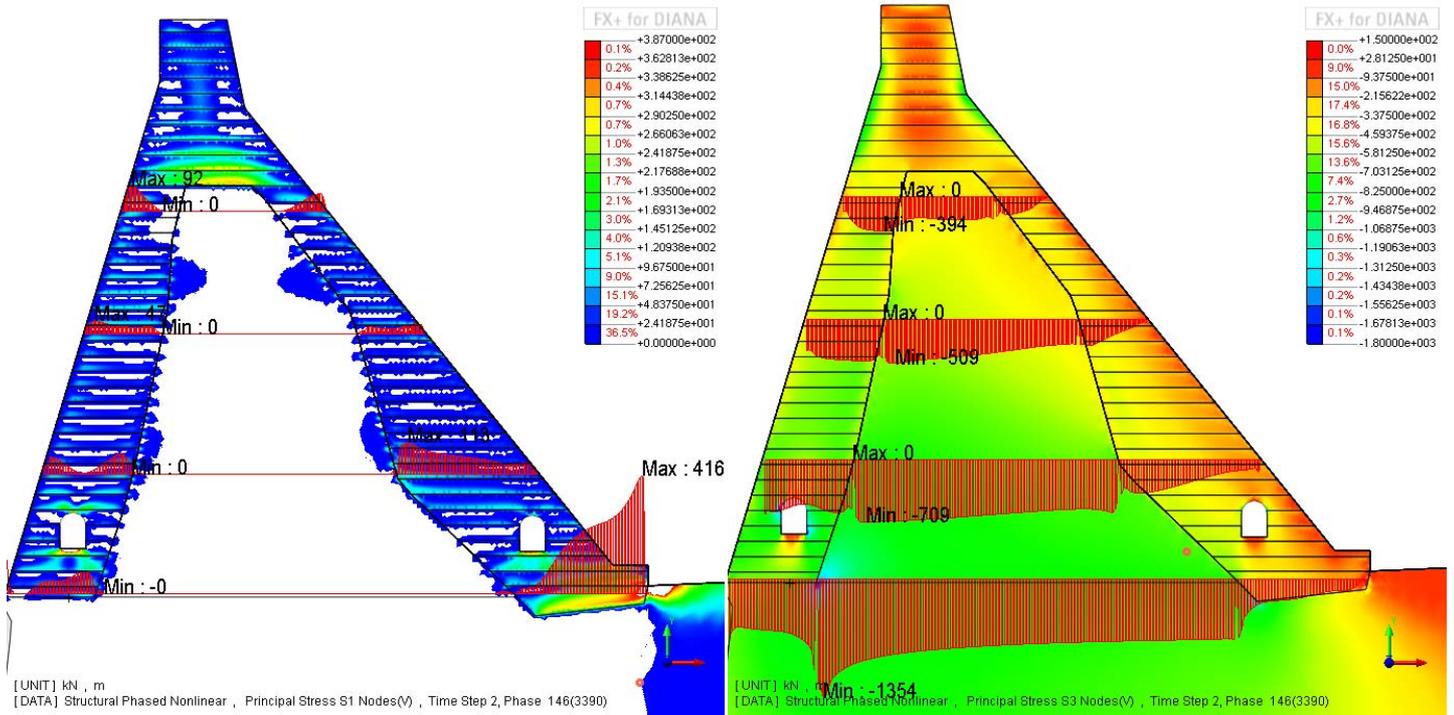


Fig. 6/49 – C.C. 04, E; Sforzi principali σ_I (kPa); Fig. 6/50 – C.C. 04, E; Sforzi principali σ_{II} (kPa); (C-, T+)

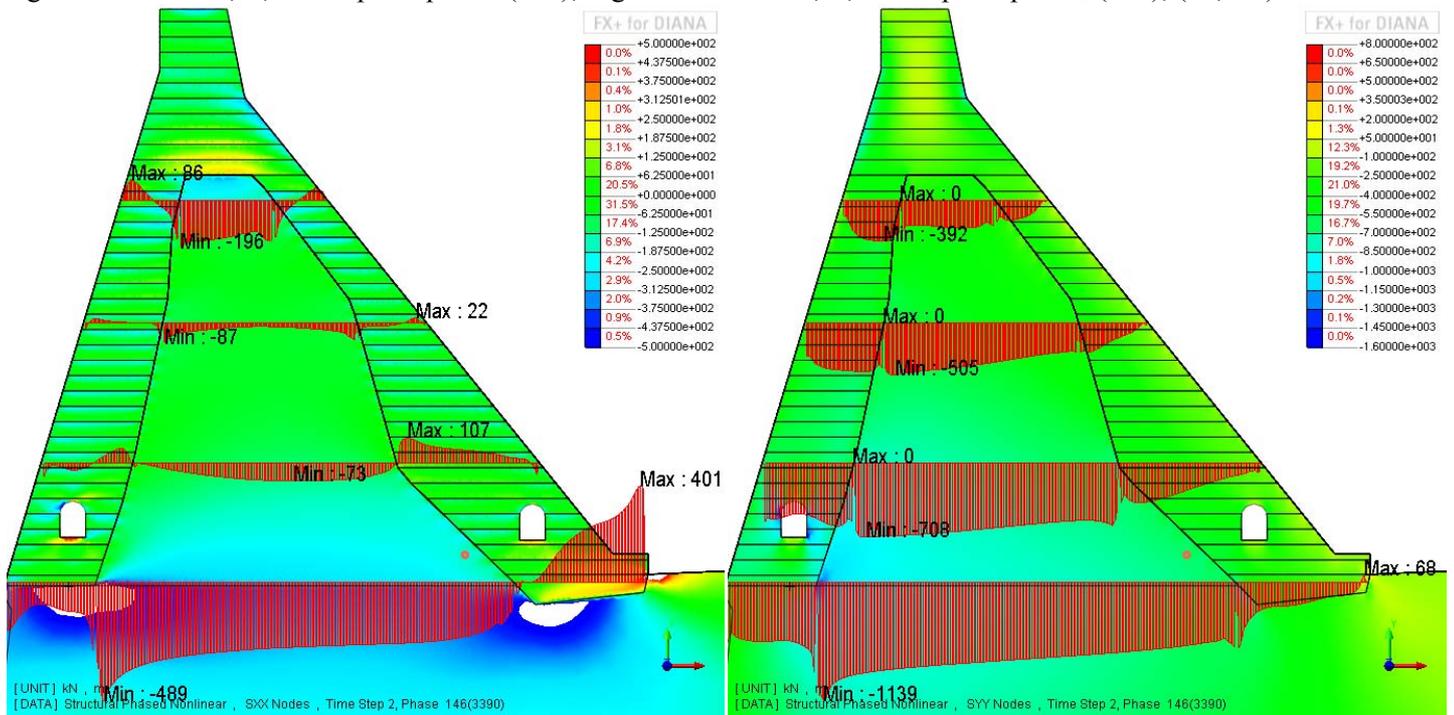


Fig. 6/51 – C.C. 04, E; Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/52 – C.C. 04, E; Sforzi verticali σ_{yy} (kPa); (C-, T+)

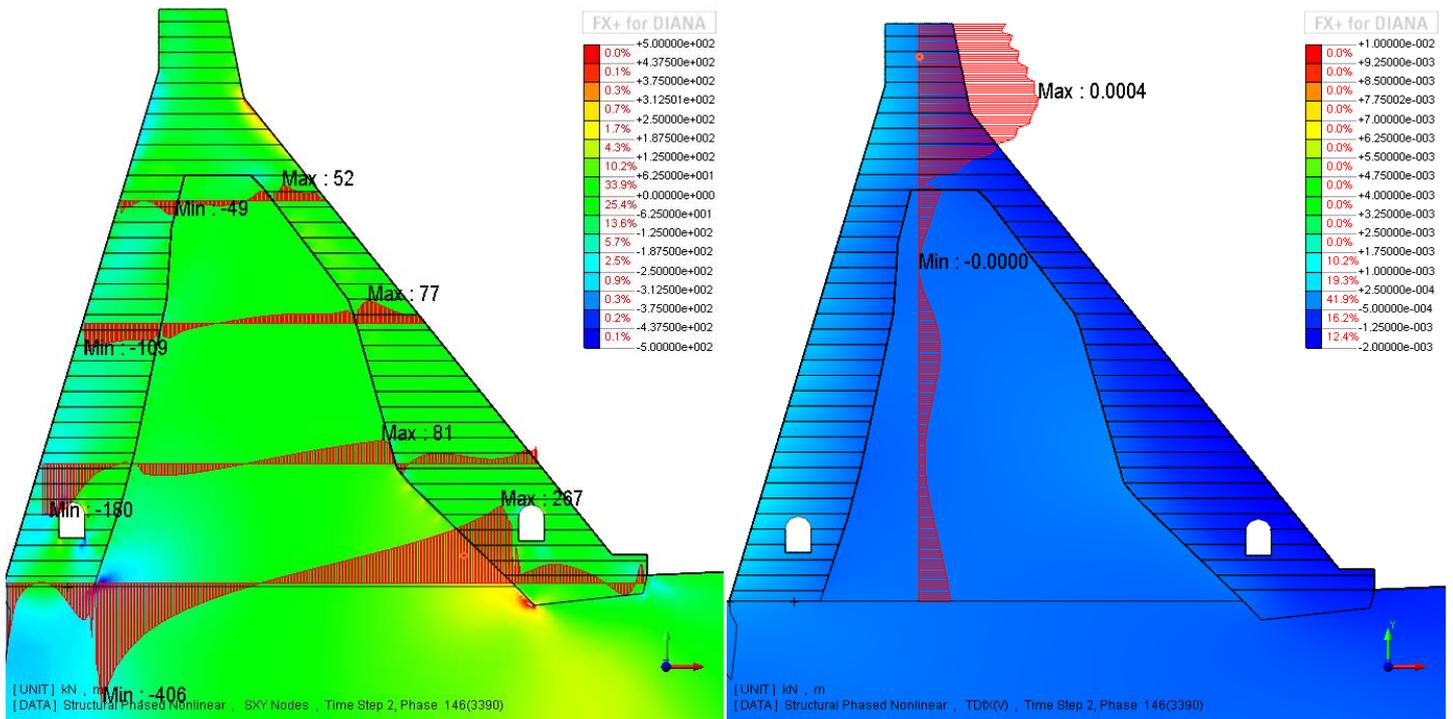


Fig. 6/53 – C.C. 04, E; Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa) (C-, T+); Fig. 6/54 – C.C. 04, E; Spostamenti d_x (m);

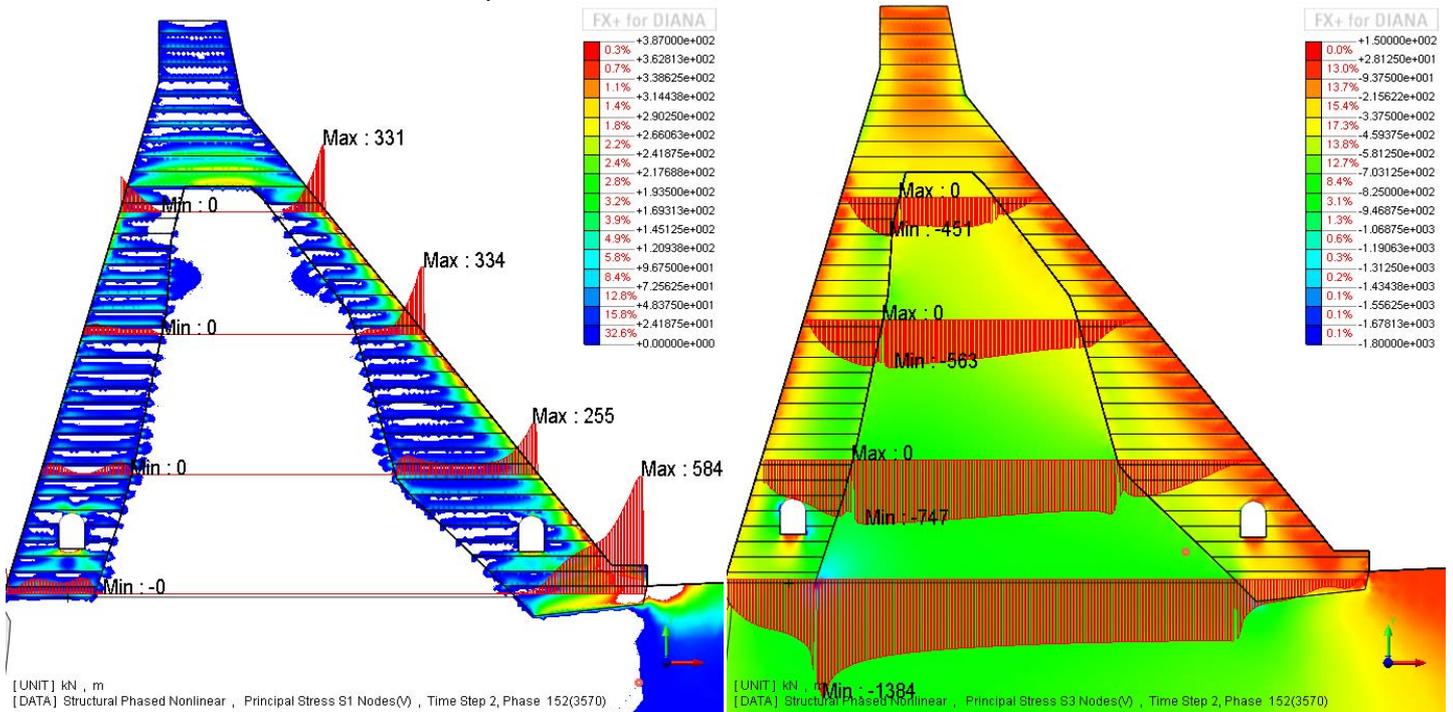


Fig. 6/55 – C.C. 04, I; Sforzi principali σ_I (kPa); Fig. 6/56 – C.C. 04, I; Sforzi principali σ_{II} (kPa); (C-, T+)

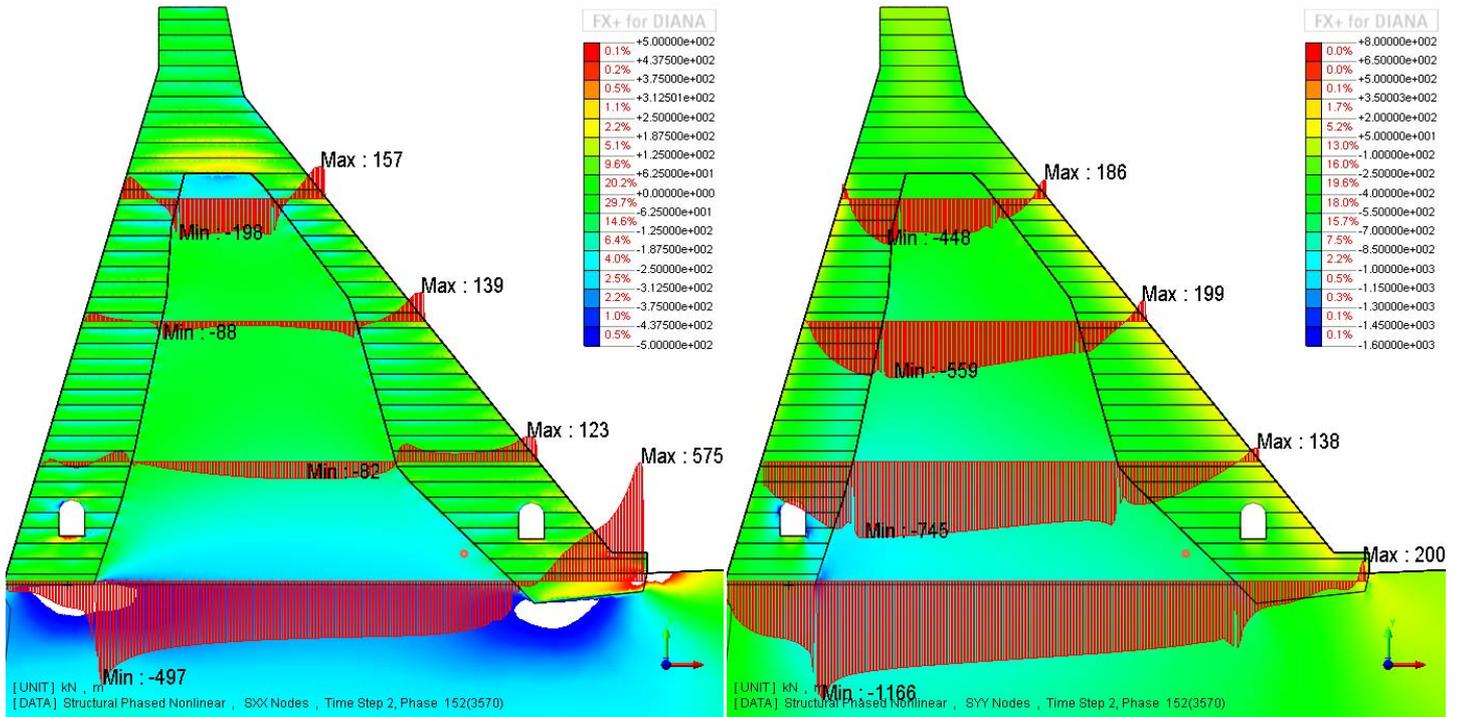


Fig. 6/57 – C.C. 04, I; Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/58 – C.C. 04, I; Sforzi verticali σ_{yy} (kPa); (C-, T+)

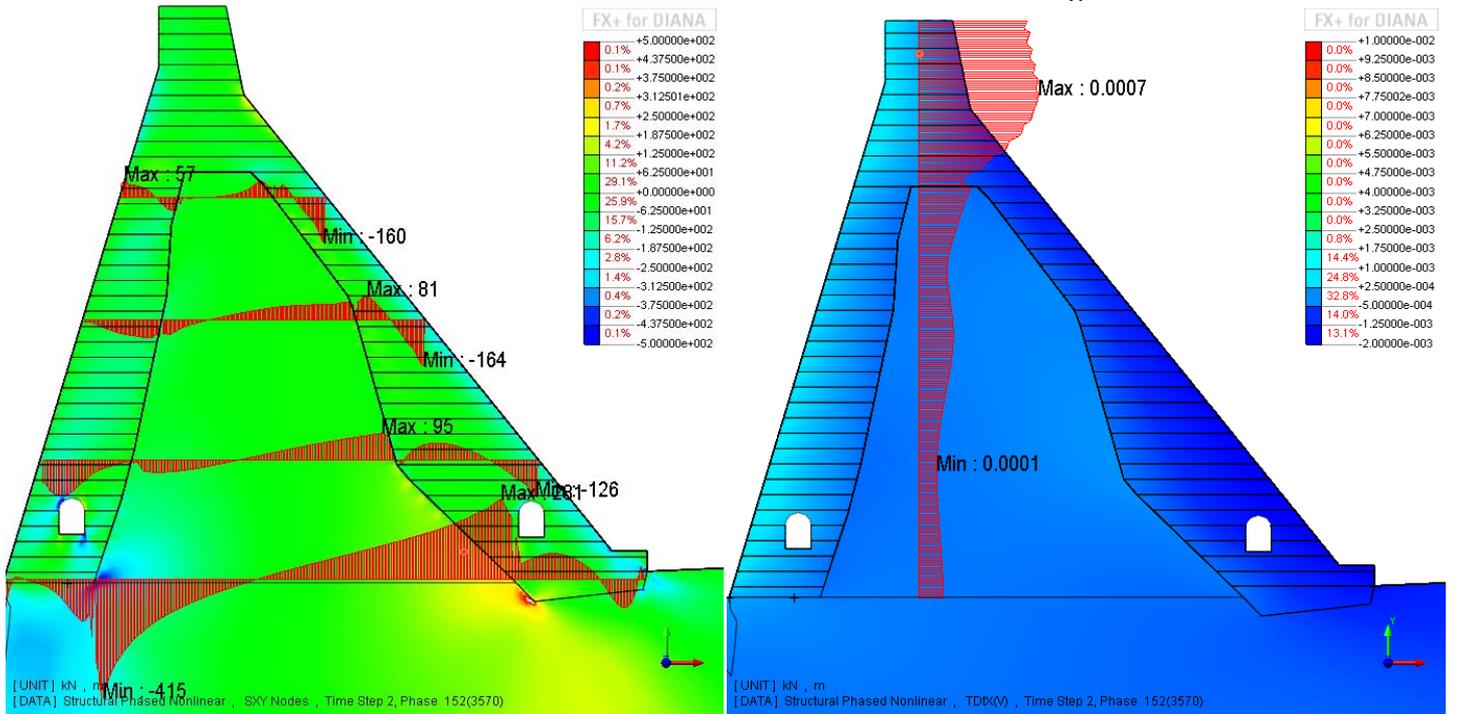


Fig. 6/59 – C.C. 04, I; Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa); Fig. 6/60 – C.C. 04, I; Spostamenti d_x (m); (C-, T+)



6.1.5 *Combinazione 5*

La combinazione 5 (combinazione caratteristica quasi permanente in fase di vuotatura) prevede che vengano rispettate le seguenti prescrizioni:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 3750 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq 0$ (stato limite di decompressione)

E le seguenti per la muratura:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 0.25 \cdot 3200 = 800 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq 0$ (stato limite di decompressione)

La verifica per quanto concerne il caso estivo (figure dalla 6/61 alla 6/66) può essere considerata globalmente soddisfatta dal momento che permangono all'interno del corpo diga e ai lembi delle sezioni orizzontali trazioni leggerissime con picchi attorno ai 50-60 kPa, con picchi situati prevalentemente in zone corticali dei due paramenti. Le tensioni di trazione nella muratura superano il valore limite solo in circoscritte zone sui paramenti con maggiore concentrazione in corrispondenza del paramento di monte. Le tensioni di compressione vengono superate nei pressi del piede del rinfranco di monte

Analogo discorso può essere effettuato per il caso invernale (figure dalla 6/67 alla 6/72) dove in analogia ai risultati mostrati relativamente alle combinazioni precedenti, le trazioni sul paramento di valle raggiungono valori più alti del caso estivo, con valori massimi che raggiungono picchi tra 70 e 80 kPa. Questo è dovuto principalmente alla differente distribuzione di temperature interna rispetto al caso estivo.

La verifica per la combinazione di carico 5 è globalmente soddisfatta.

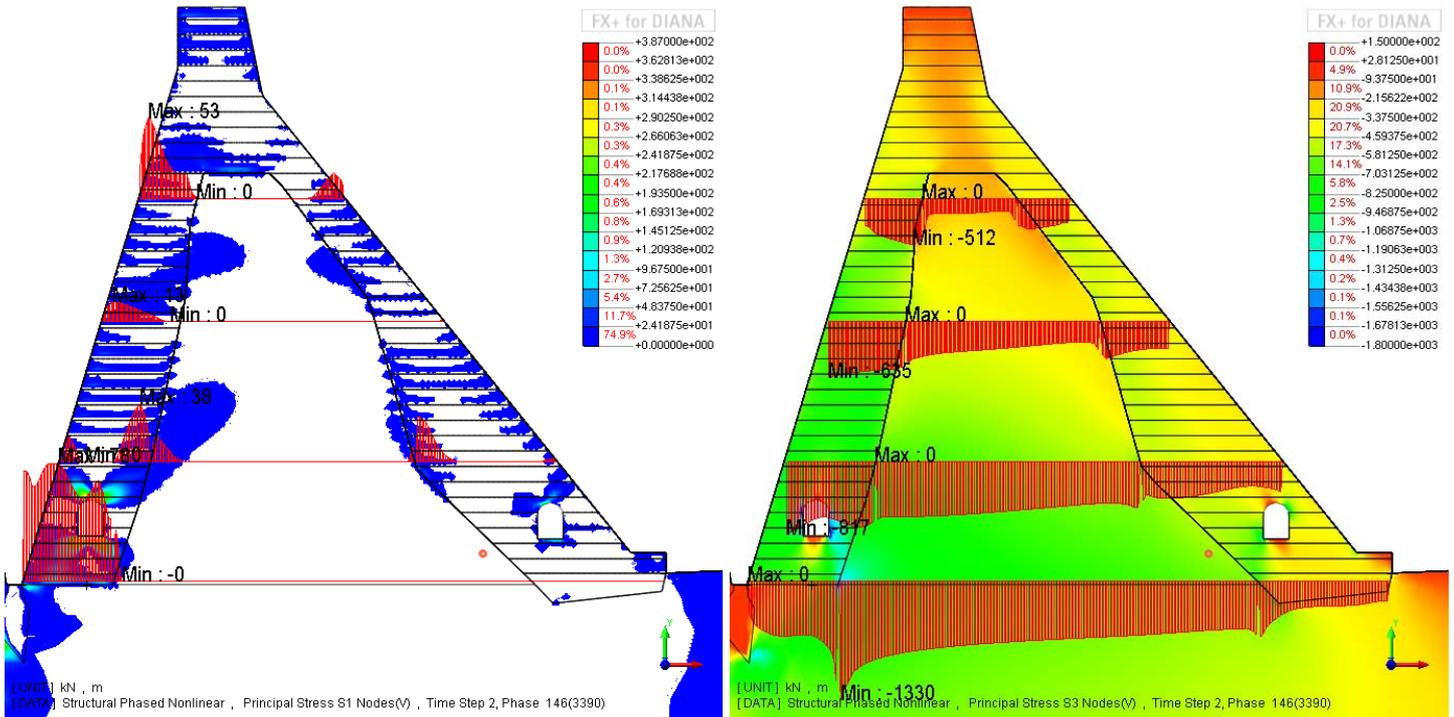


Fig. 6/61 – C.C. 05, E; Sforzi principali σ_1 (kPa); Fig. 6/62 – C.C. 05, E; Sforzi principali σ_{II} (kPa); (C-, T+)

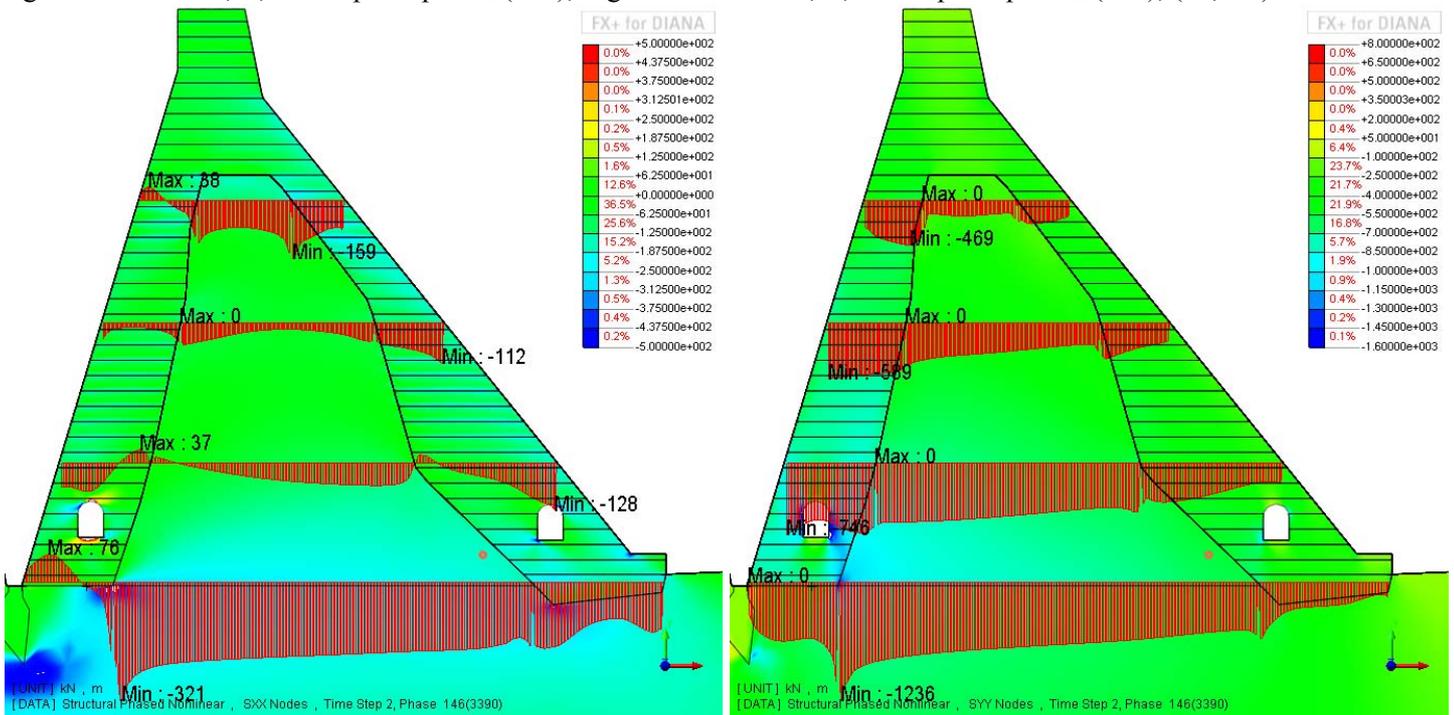


Fig. 6/63 – C.C. 05, E; Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/64 – C.C. 05, E; Sforzi verticali σ_{yy} (kPa); (C-, T+)

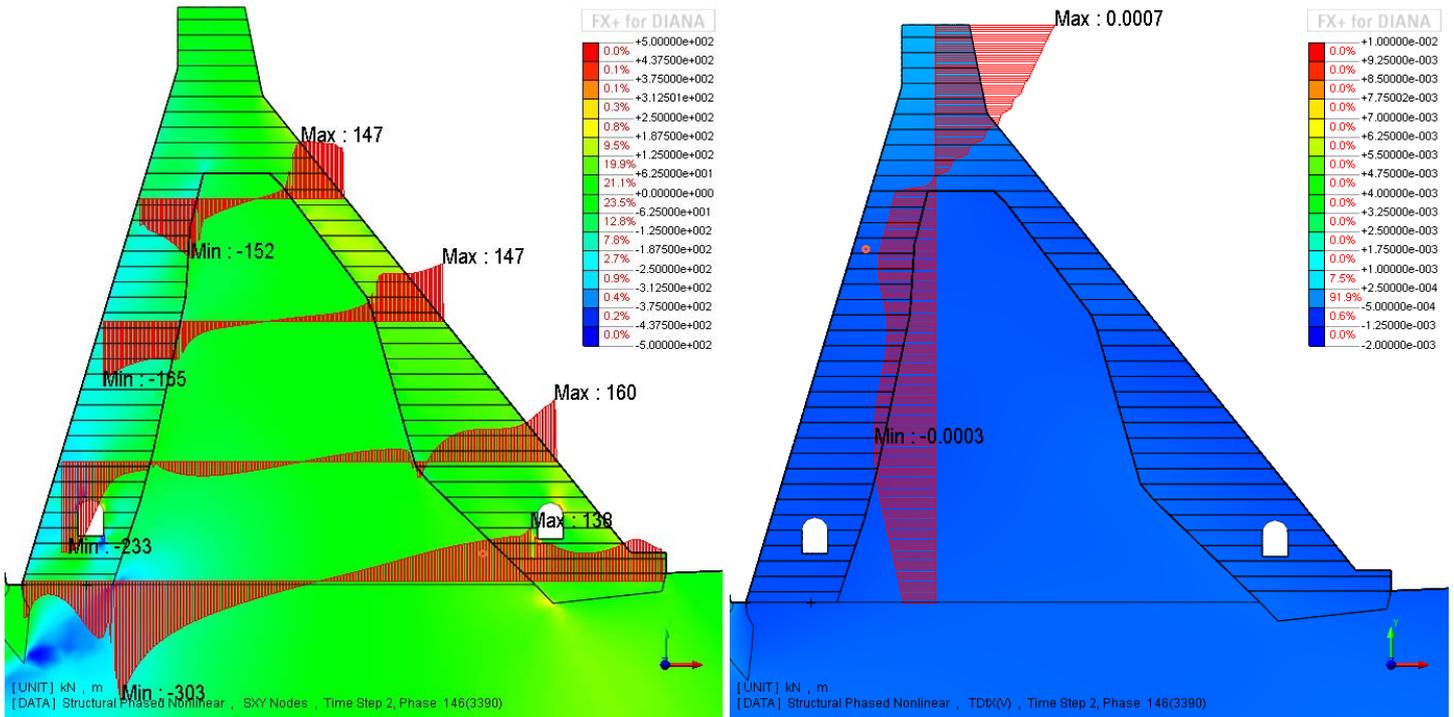


Fig. 6/65 – C.C. 05, E; Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa) (C-, T+); Fig. 6/66 – C.C. 05, E; Spostamenti d_x (m);

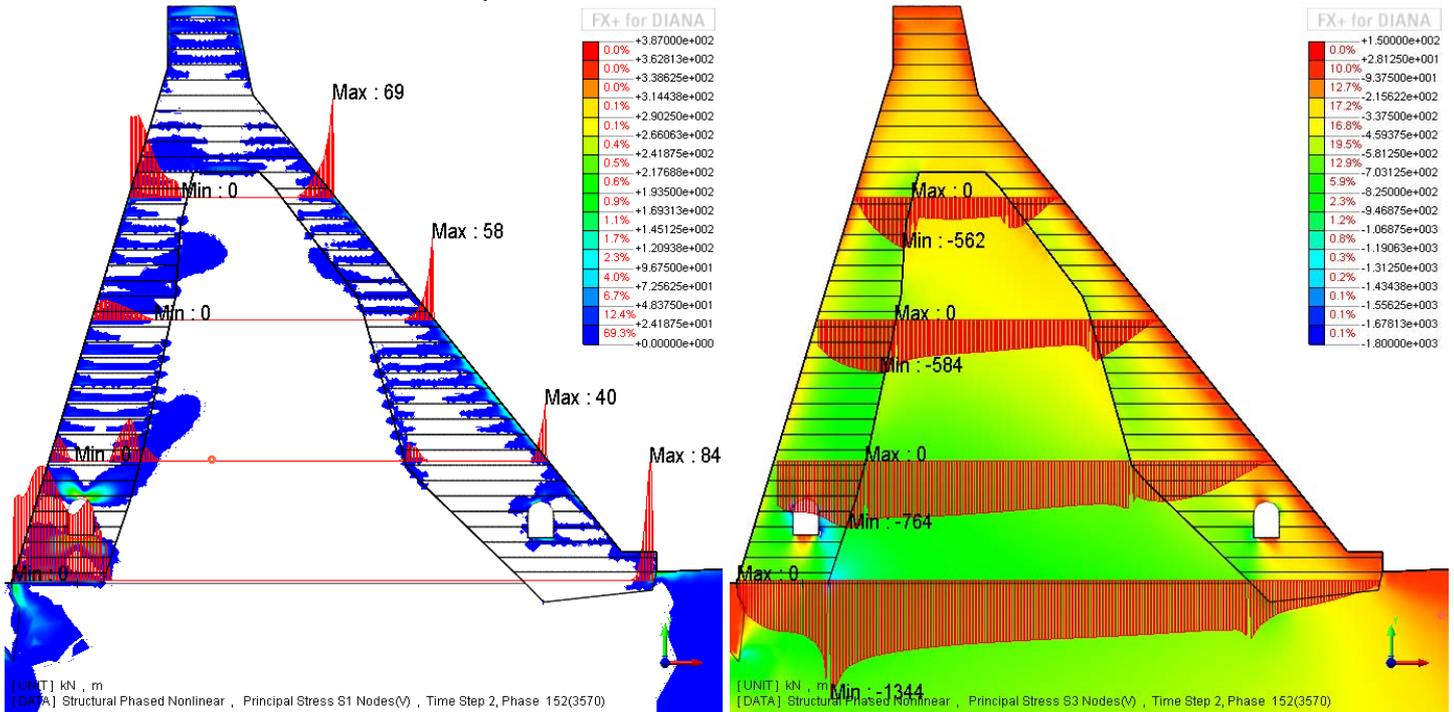


Fig. 6/67 – C.C. 05, I; Sforzi principali σ_I (kPa); Fig. 6/68 – C.C. 05, I; Sforzi principali σ_{II} (kPa); (C-, T+)

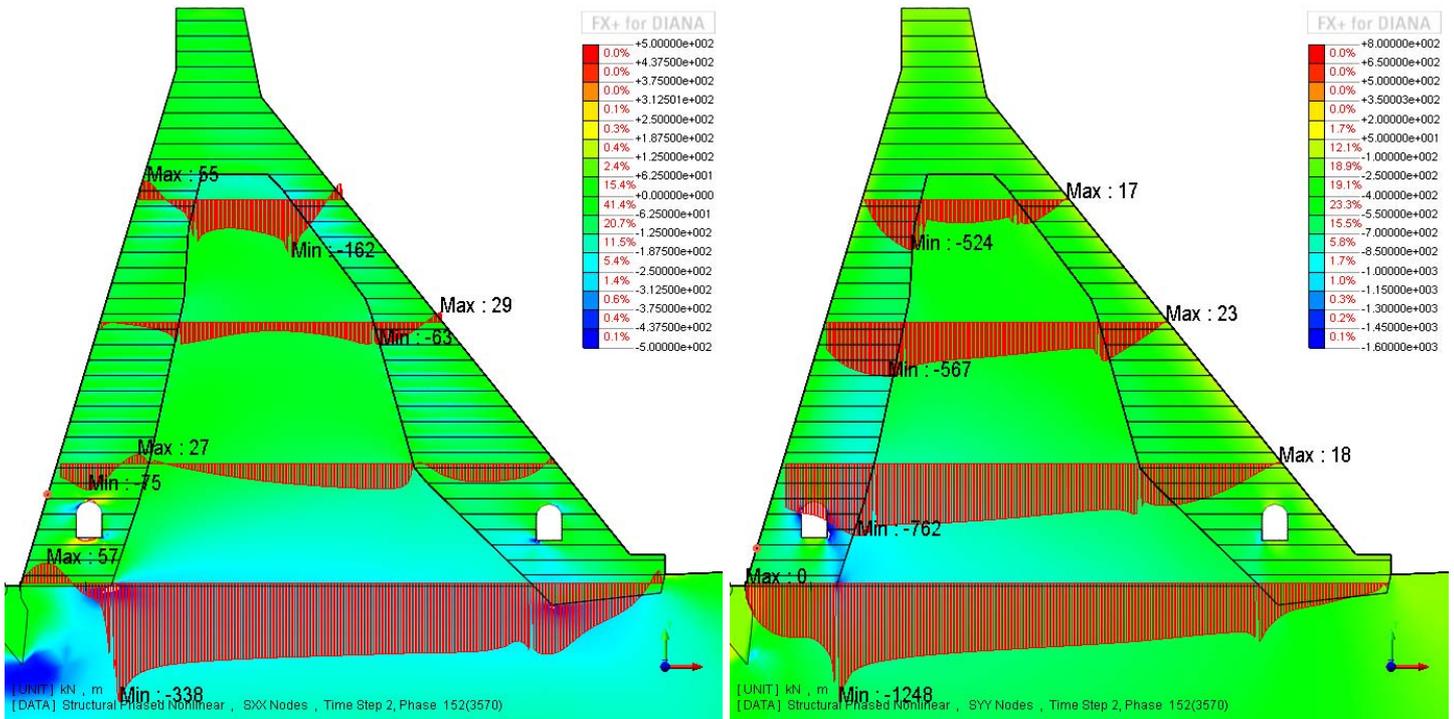


Fig. 6/69 – C.C. 05, I; Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/70 – C.C. 05, I; Sforzi verticali σ_{yy} (kPa); (C-, T+)

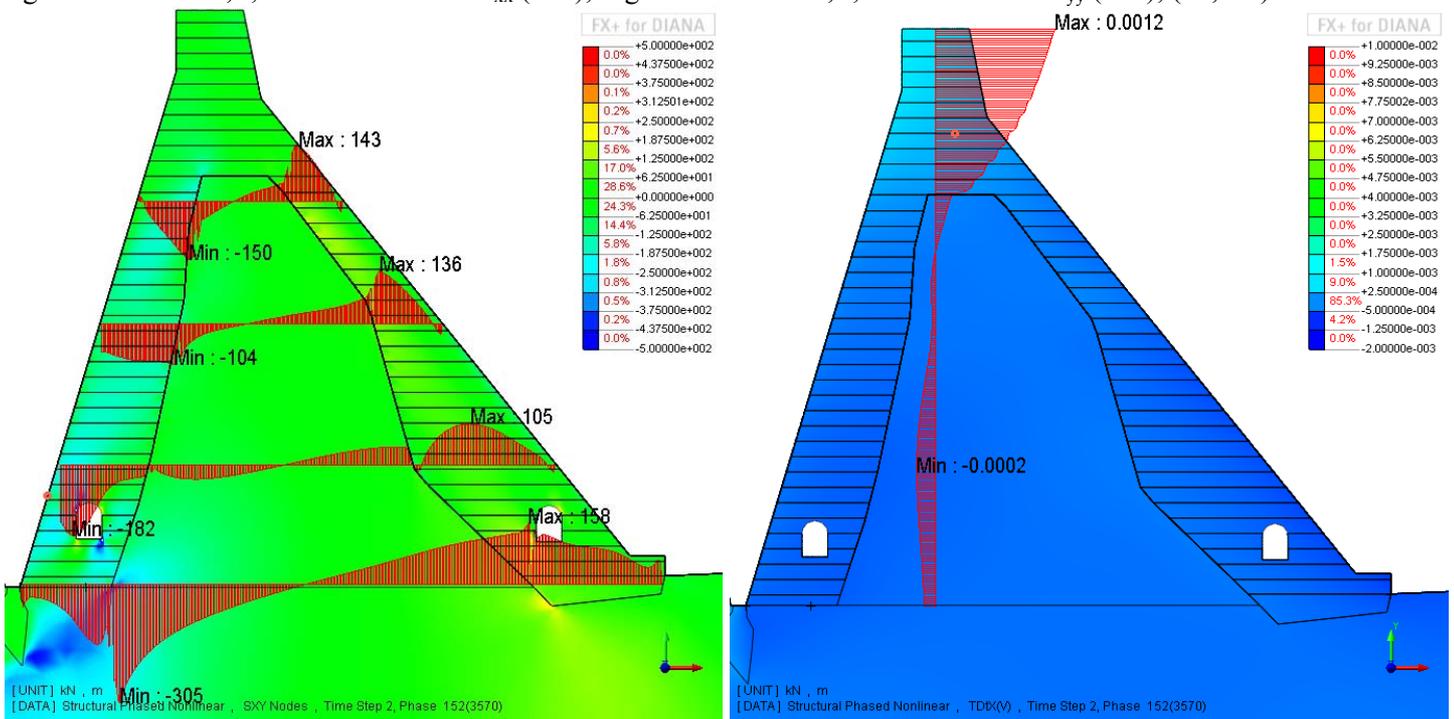


Fig. 6/71 – C.C. 05, I; Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa); Fig. 6/72 – C.C. 05, I; Spostamenti d_x (m); (C-, T+)



6.1.6 Combinazione 6

La combinazione 6 (combinazione caratteristica quasi permanente a serbatoio pieno) prevede che vengano rispettate le seguenti prescrizioni:

- $\sigma_c \leq 0.25 \cdot f_{ck} = 3750 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq 0$ (stato limite di decompressione)

La verifica per quanto concerne il caso estivo (figure dalla 6/73 alla 6/78) può essere considerata globalmente soddisfatta dal momento che il corpo diga risulta interamente compresso a meno di circoscritte zone corticali sul paramento di valle dove tuttavia non vengono superati valori di 20 kPa. Permangono leggere concentrazioni di trazioni in corrispondenza dei due tunnel. La muratura invece risulta totalmente compressa, ed in particolare le compressioni superano il limite imposto dalla normativa nella zona in corrispondenza del piede del rinfranco di monte. Analogo discorso può essere effettuato per il caso invernale (figure dalla 6/79 alla 6/84).

La verifica per la combinazione di carico 6 è globalmente soddisfatta.

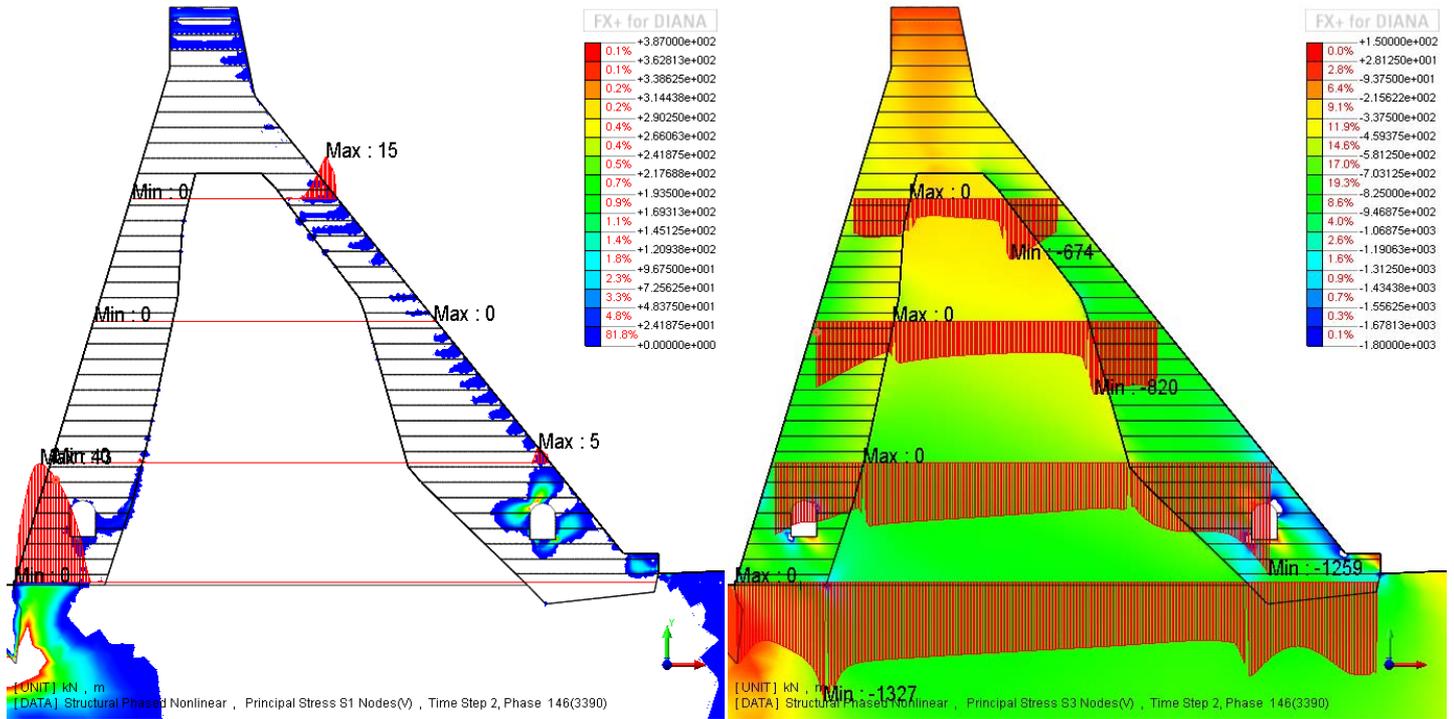


Fig. 6/73 – C.C. 06, E; Sforzi principali σ_I (kPa); Fig. 6/74 – C.C. 06, E; Sforzi principali σ_{II} (kPa); (C-, T+)

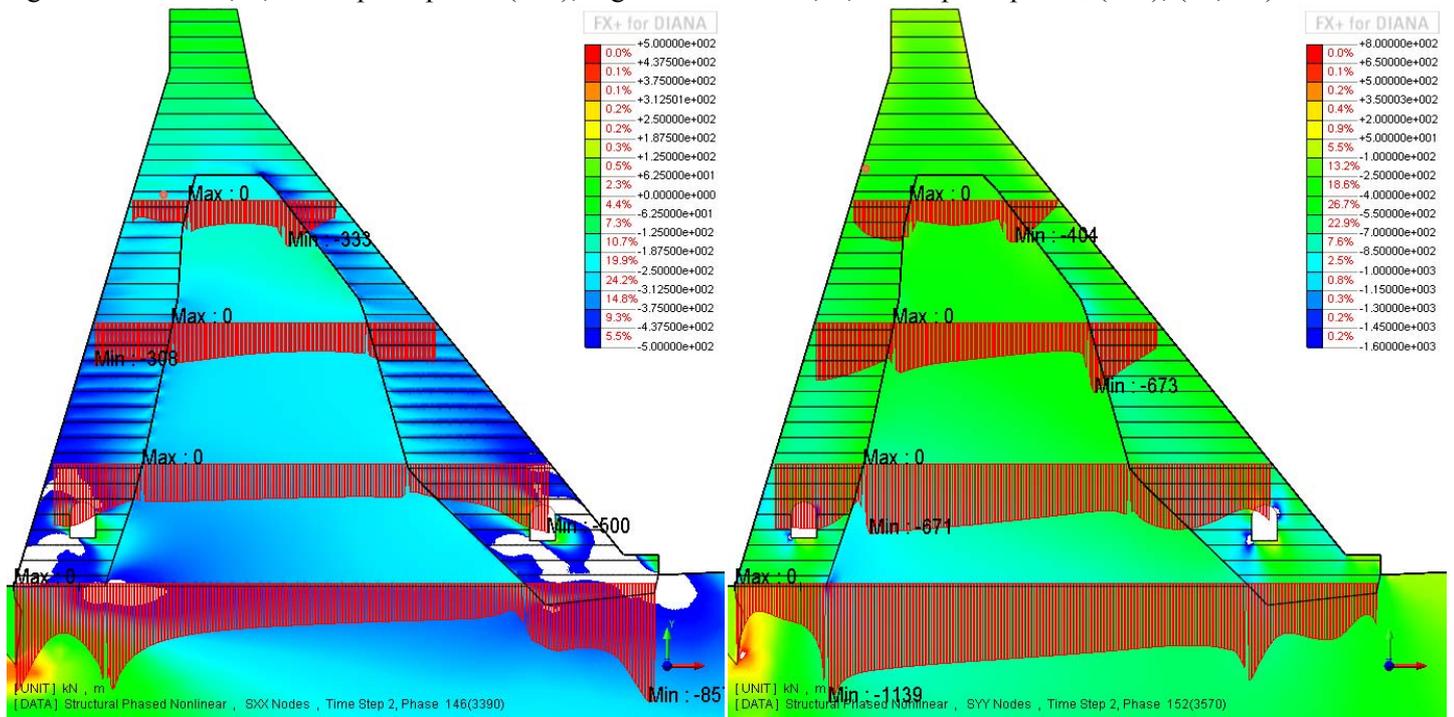


Fig. 6/75 – C.C. 06, E; Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/76 – C.C. 06, E; Sforzi verticali σ_{yy} (kPa); (C-, T+)

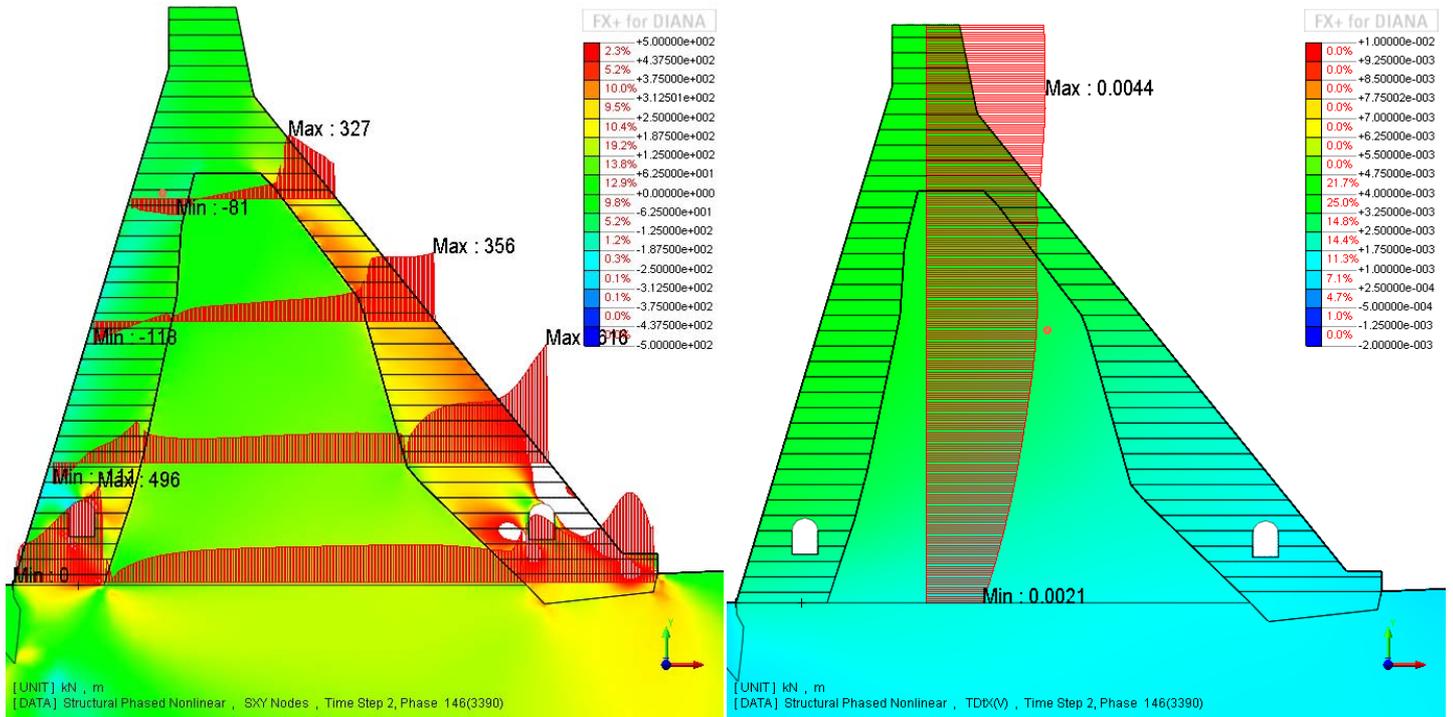


Fig. 6/77 – C.C. 06, E; Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa) (C-, T+); Fig. 6/78 – C.C. 06, E; Spostamenti d_x (m);

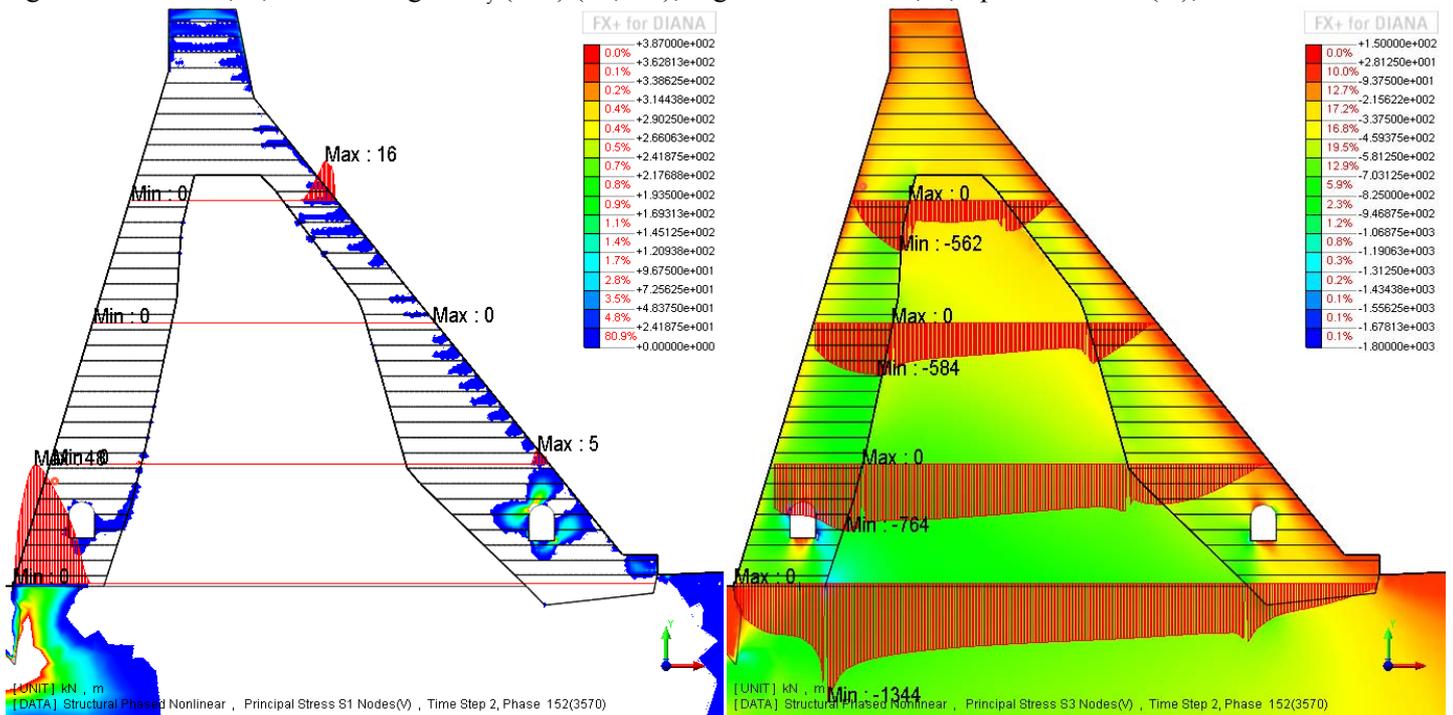


Fig. 6/79 – C.C. 06, I; Sforzi principali σ_I (kPa); Fig. 6/80 – C.C. 06, I; Sforzi principali σ_{II} (kPa); (C-, T+)

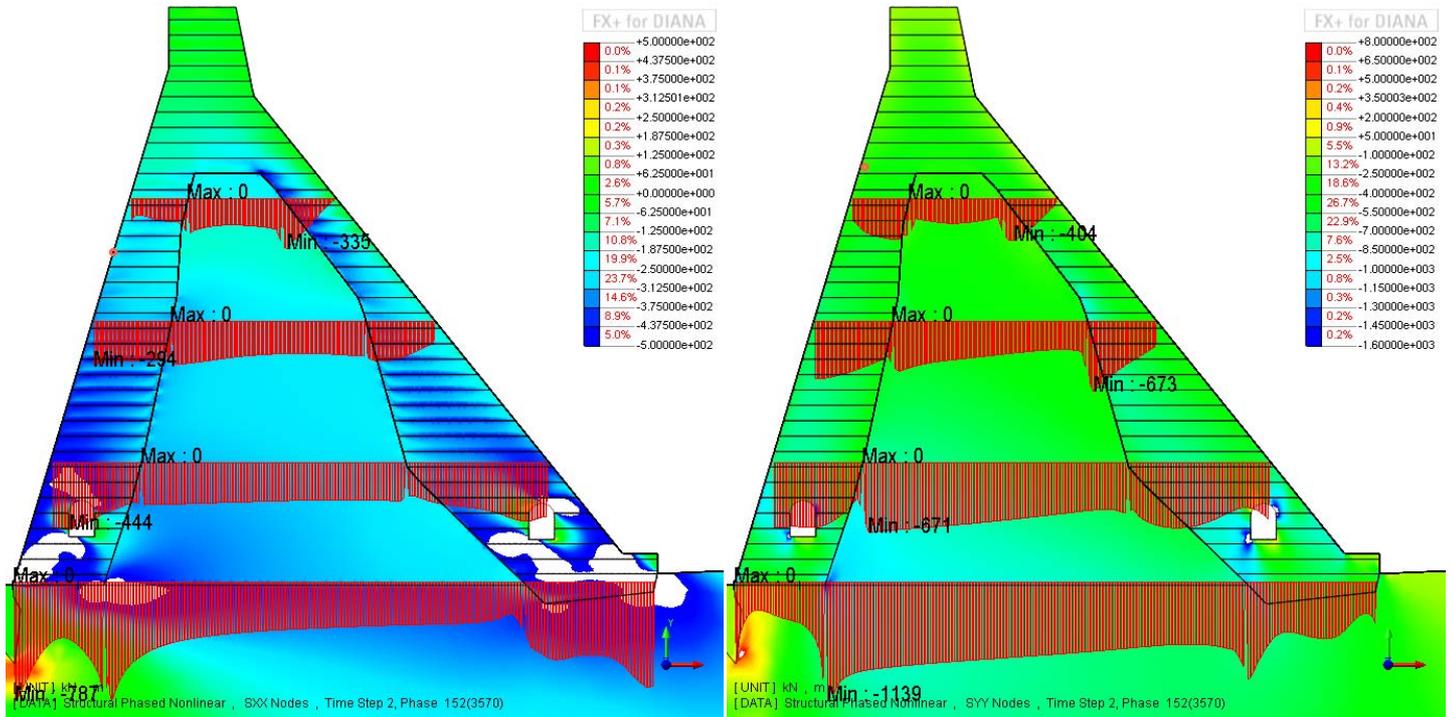


Fig. 6/81 – C.C. 06, I; Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/82 – C.C. 06, I; Sforzi verticali σ_{yy} (kPa); (C-, T+)

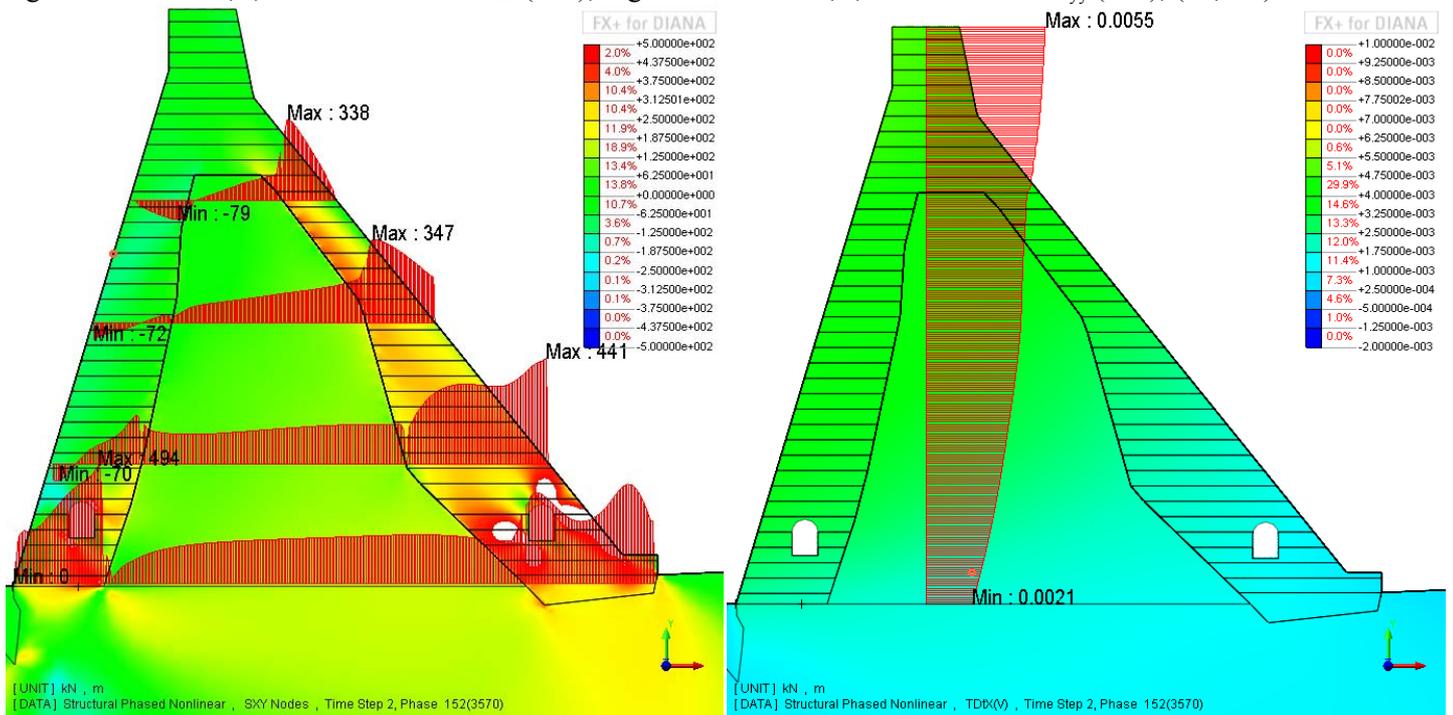


Fig. 6/83 – C.C. 06, I; Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa); Fig. 6/84 – C.C. 06, I; Spostamenti d_x (m); (C-, T+)



6.1.7 Combinazione 7 – Sismica

Per stabilire se la combinazione 7 (combinazione sismica SLC ad invaso vuoto) risulta verificata bisogna che, per evitare un collasso della struttura in seguito ad un evento sismico allo SLC, vengano rispettate le seguenti prescrizioni per il materiale calcestruzzo:

- $\sigma_c \leq f_{ck} = 15000 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq f_{ctm} = 1840 \text{ kPa}$

E le seguenti per il materiale muratura

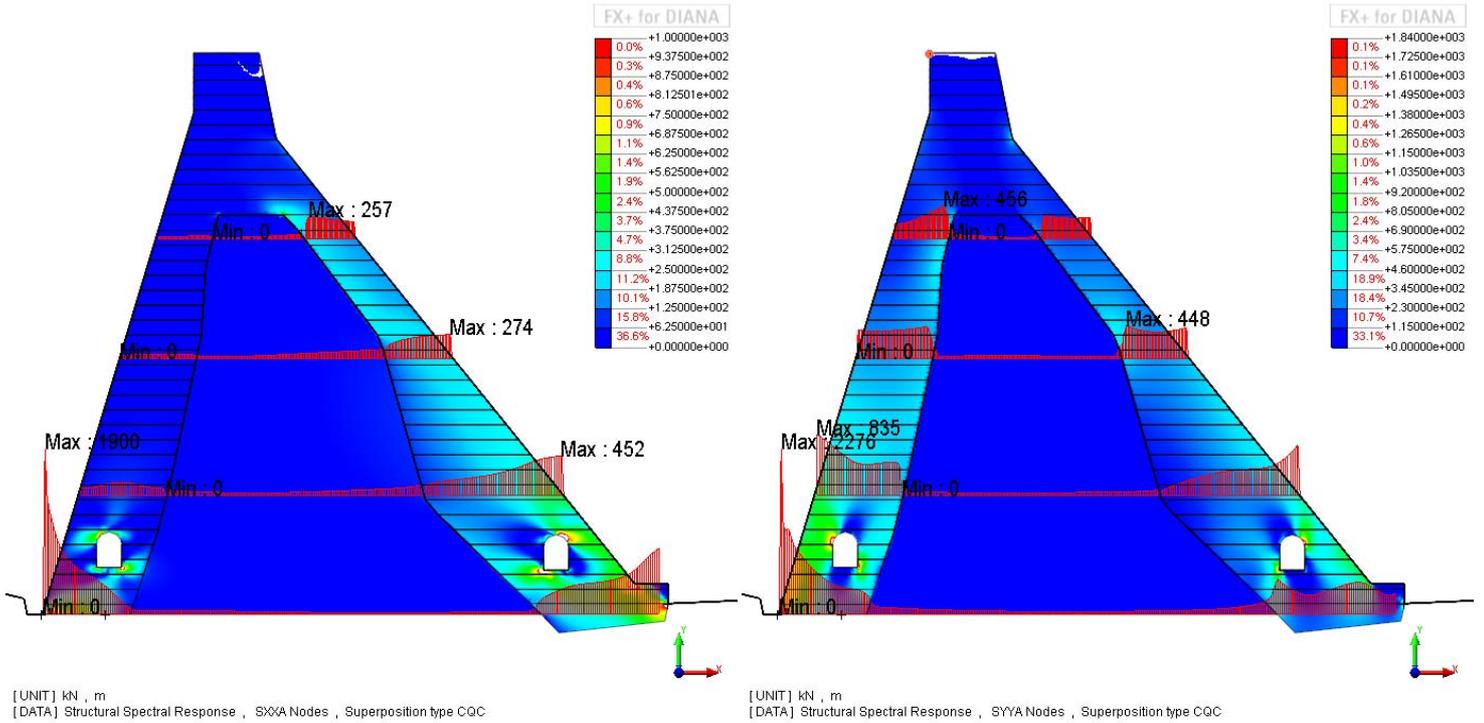
- $\sigma_c \leq f_{ck} = 3200 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq f_{tk} = 570 \text{ kPa}$

Viene in sostanza richiesto che le tensioni dei materiali non superino i valori ammissibili a compressione ed a trazione valutati senza l'intervento dei coefficienti di sicurezza.

La verifica per quanto concerne il caso sismico a serbatoio vuoto può essere considerata globalmente soddisfatta dal momento che il valore della resistenza a trazione viene superato solo localmente in corrispondenza del piede di monte, zona dove peraltro sussistono problemi di approssimazione numerica i quali conducono a concentrazioni di sforzo abbastanza rilevanti come già sottolineato nel corso della trattazione. Le massime tensioni a compressione nel calcestruzzo rimangono abbondantemente inferiori al valore di resistenza caratteristica a compressione.

I valori degli sforzi di trazione e di compressione per la muratura risultano compresi entro i limiti previsti.

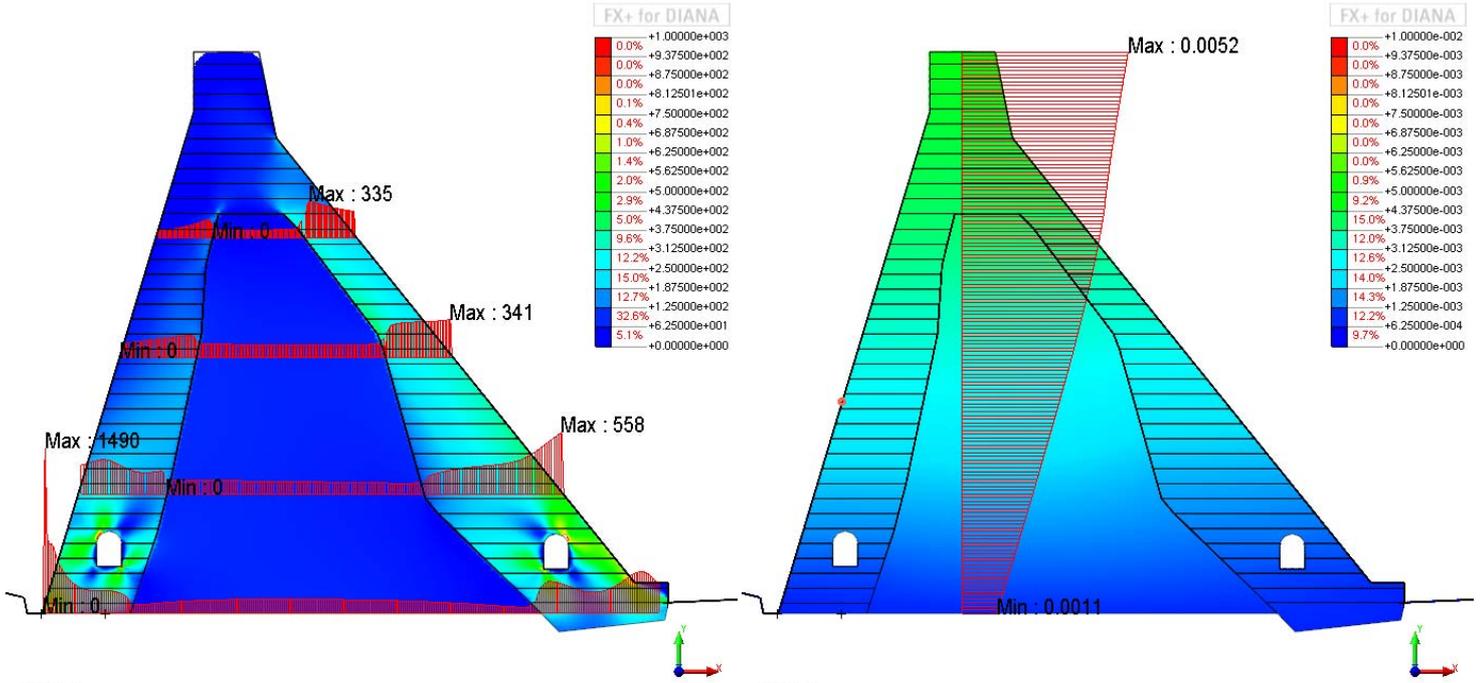
La verifica per la combinazione di carico 7 è globalmente soddisfatta.



[UNIT] kN, m
[DATA] Structural Spectral Response, SXXA Nodes, Superposition type CQC

[UNIT] kN, m
[DATA] Structural Spectral Response, SYXA Nodes, Superposition type CQC

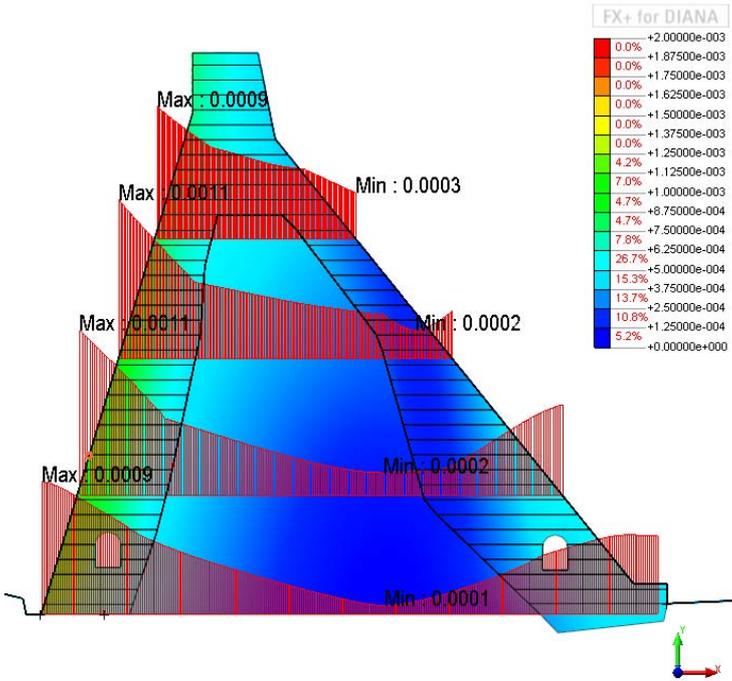
Fig. 6/85 – C.C. 07, Ex+0.3Ey - Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/86 – C.C. 07, Ex+0.3Ey - Sforzi verticali σ_{yy} (kPa)



[UNIT] kN, m
[DATA] Structural Spectral Response, SXXA Nodes, Superposition type CQC

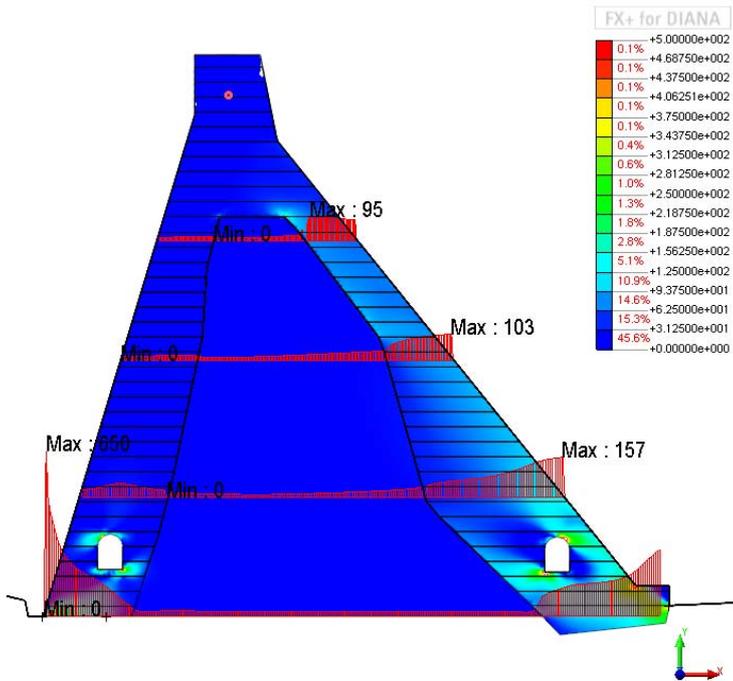
[UNIT] kN, m
[DATA] Structural Spectral Response, DXA(N), Superposition type CQC

Fig. 6/87 – C.C. 07, Ex+0.3Ey - Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa); Fig. 6/88 – C.C. 07, Ex+0.3Ey – Spost. orizzontali d_x (m);

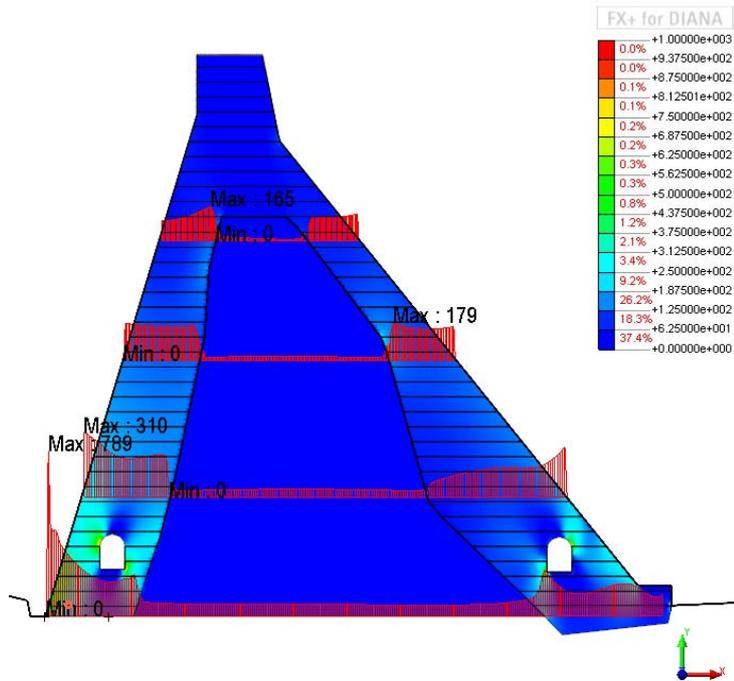


[UNIT] kN , m
 [DATA] Structural Spectral Response , DY(A) , Superposition type CQC

Fig. 6/89 – C.C. 07, I; Ex+0.3Ey – Spost. verticali d_y (m);



[UNIT] kN , m
 [DATA] Structural Spectral Response , SXX(A) Nodes , Superposition type CQC



[UNIT] kN , m
 [DATA] Structural Spectral Response , SY(A) Nodes , Superposition type CQC

Fig. 6/90 – C.C. 07, 0.3Ex+Ey - Sforzi orizzontali σ_{xx} (kPa); Fig. 6/91 – C.C. 07, 0.3Ex+Ey - Sforzi verticali σ_{yy} (kPa)

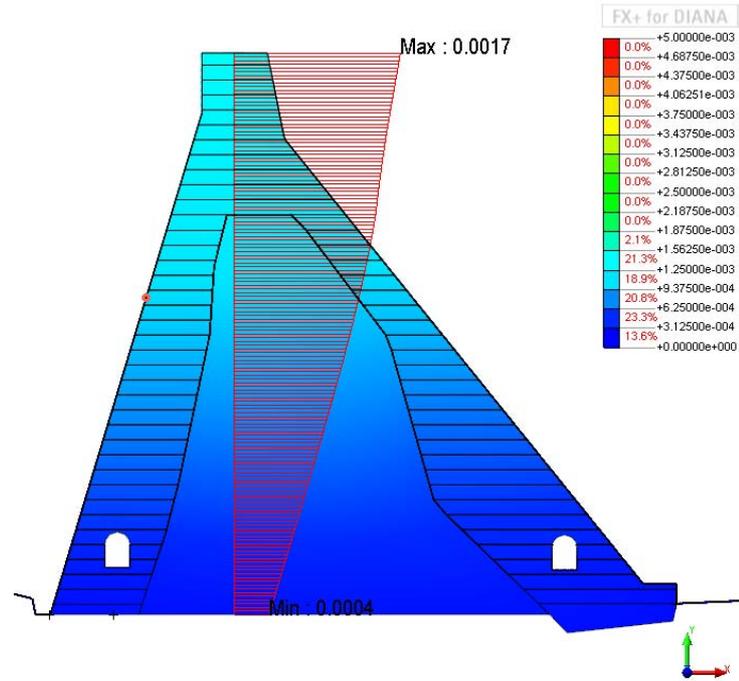
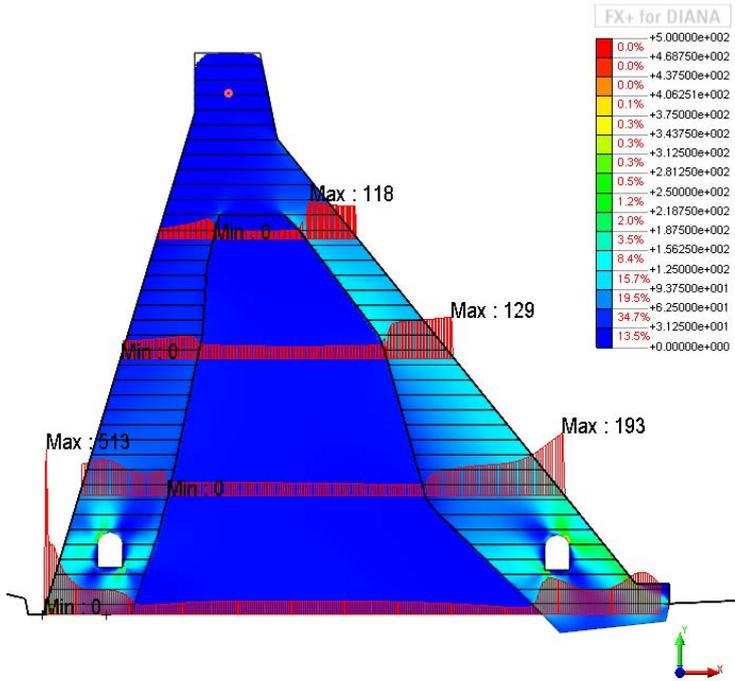


Fig. 6/92 – C.C. 07, 0.3Ex+Ey - Sforzi di taglio σ_{xy} (kPa); Fig. 6/93 – C.C. 07, 0.3Ex+Ey – Spost. orizzontali d_x (m);

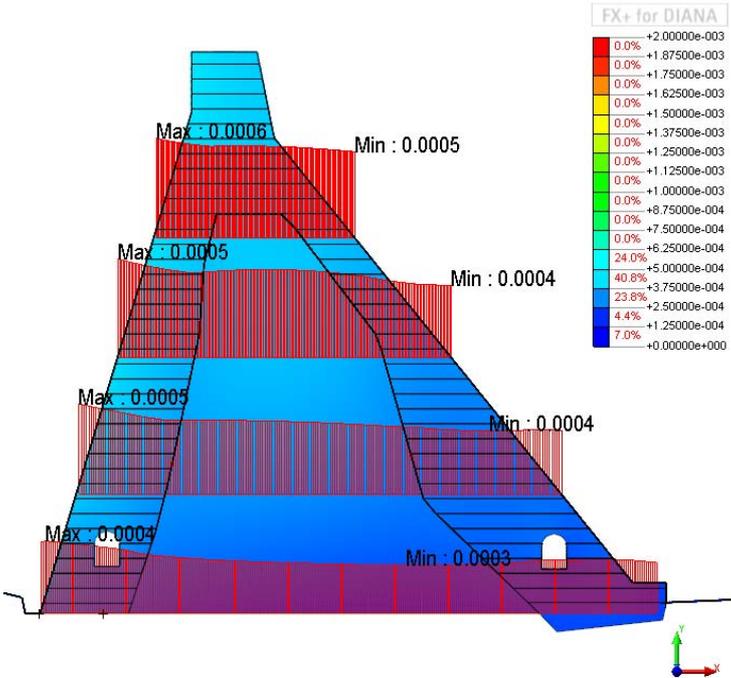


Fig. 6/94 – C.C. 07, I; 0.3Ex+Ey – Spost. verticali d_y (m);

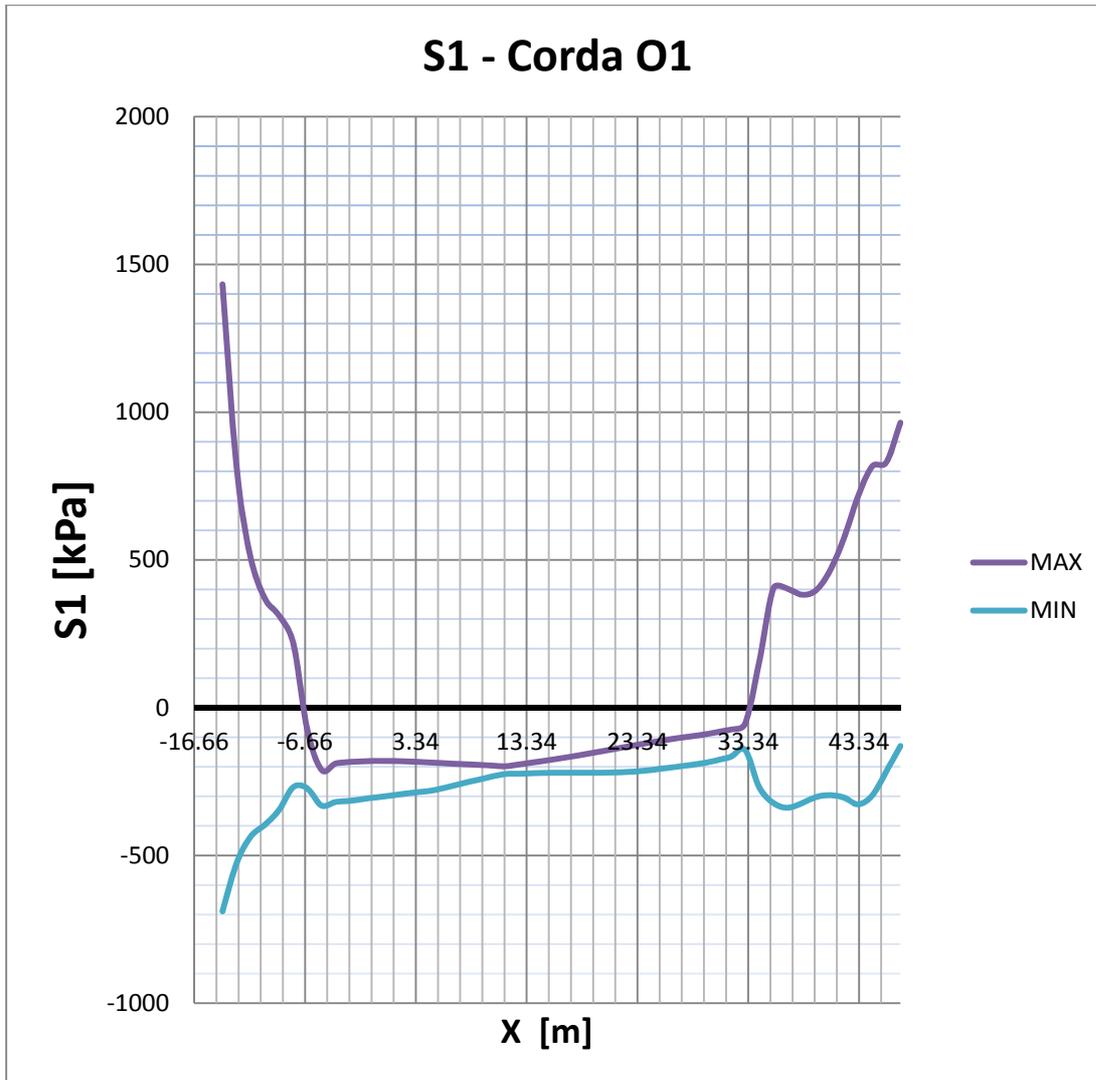


Fig. 6/95 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda O1 (kPa);

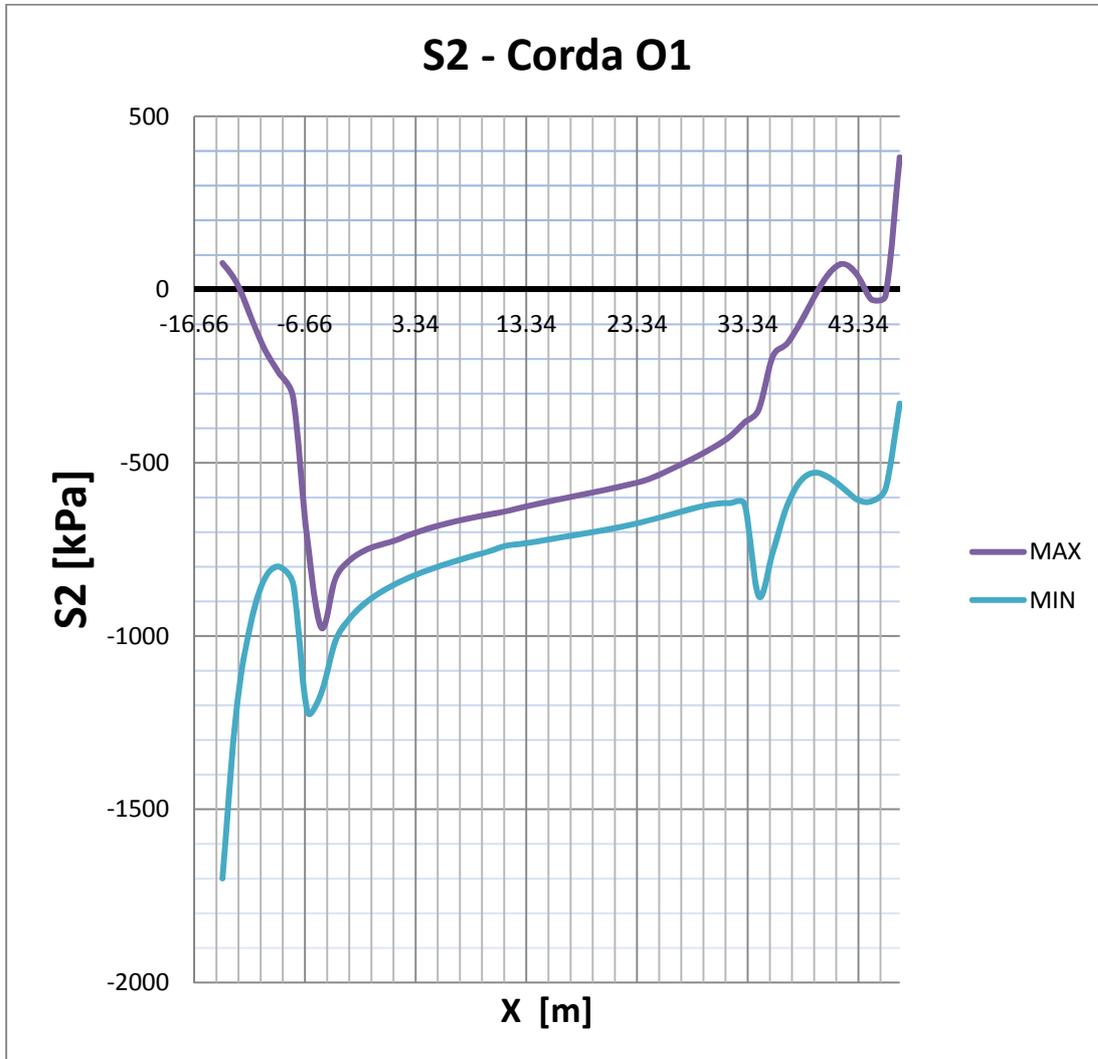


Fig. 6/96 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda O1 (kPa);

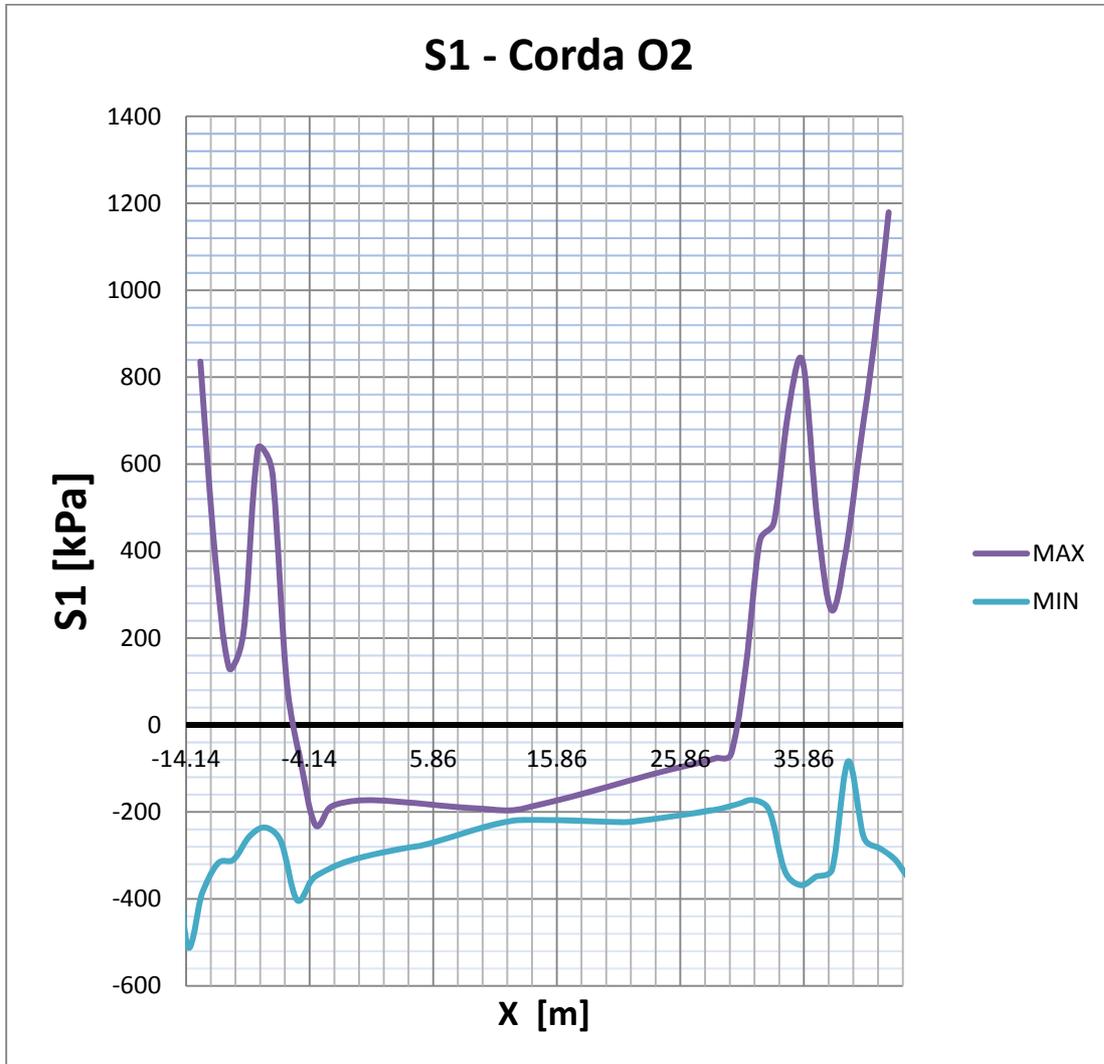


Fig. 6/97 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda O2 (kPa);

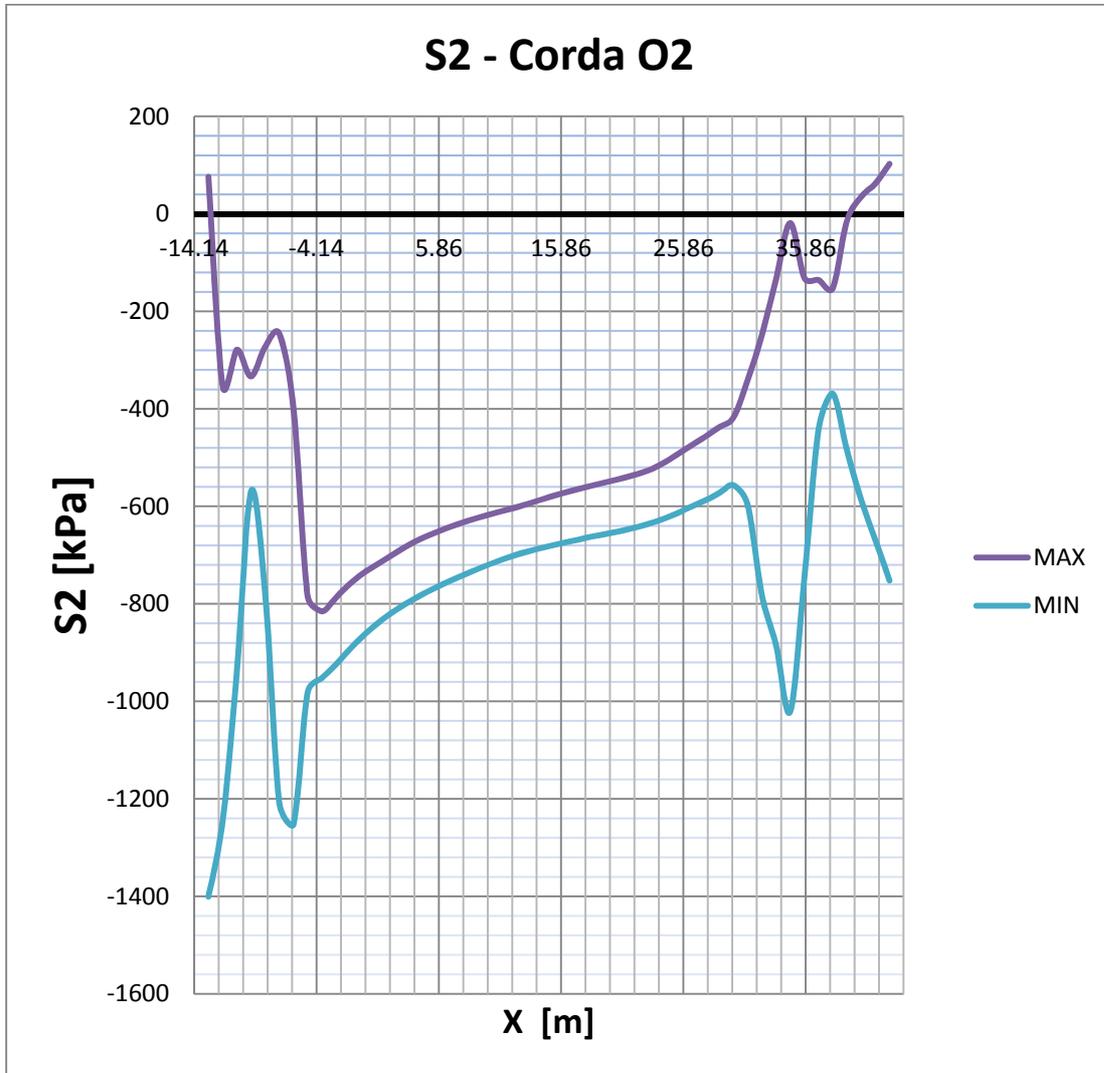


Fig. 6/98 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda O2 (kPa);

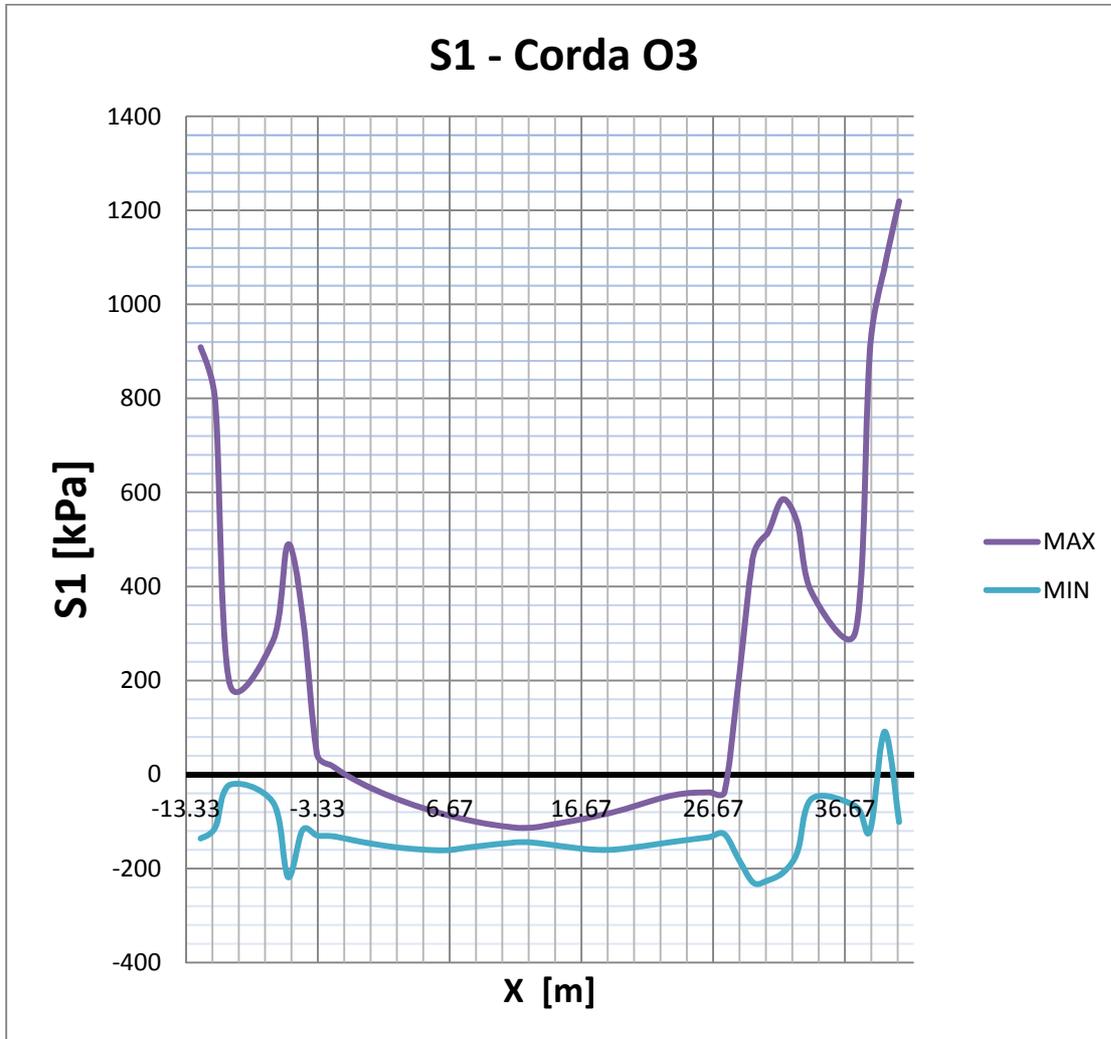


Fig. 6/99 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda O3 (kPa);

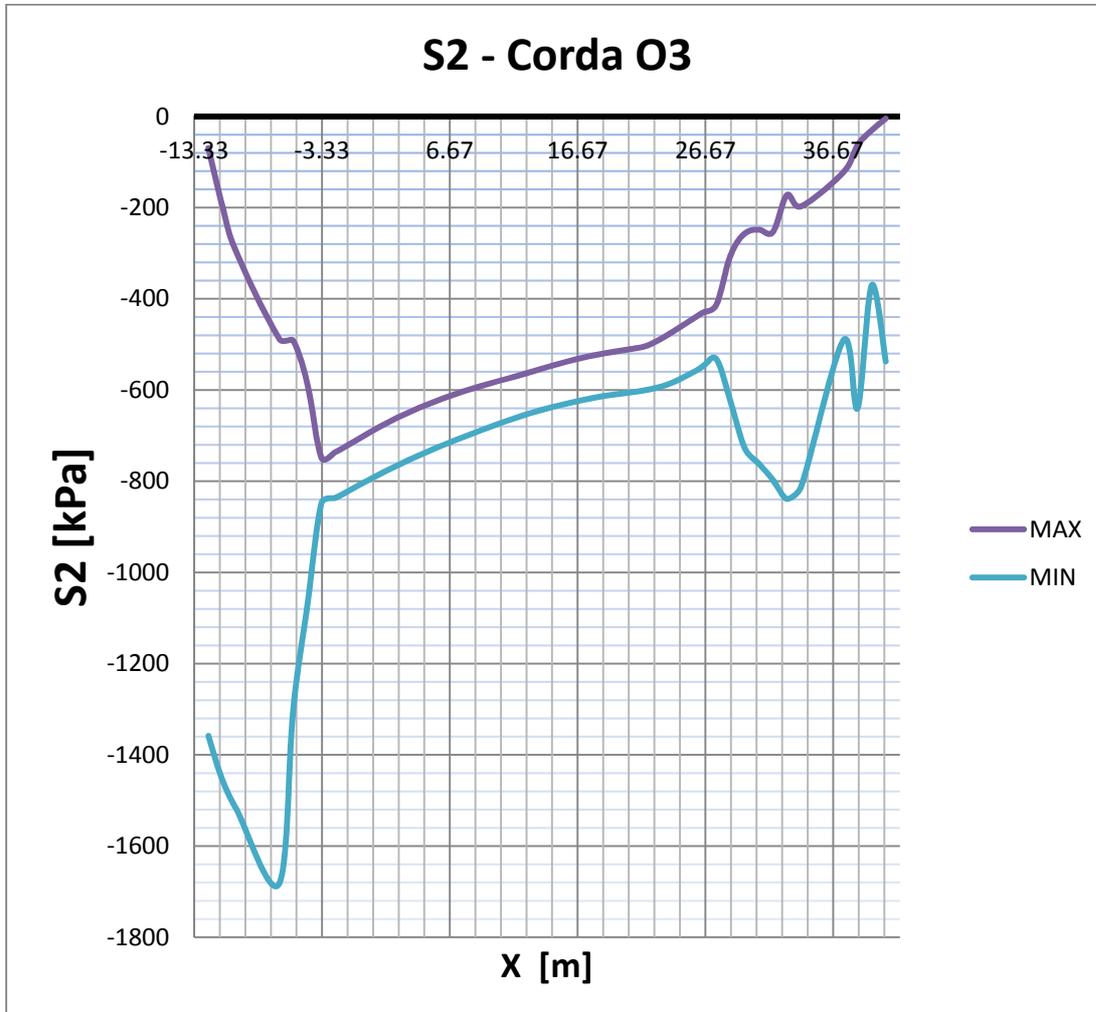


Fig. 6/100 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda O3 (kPa);

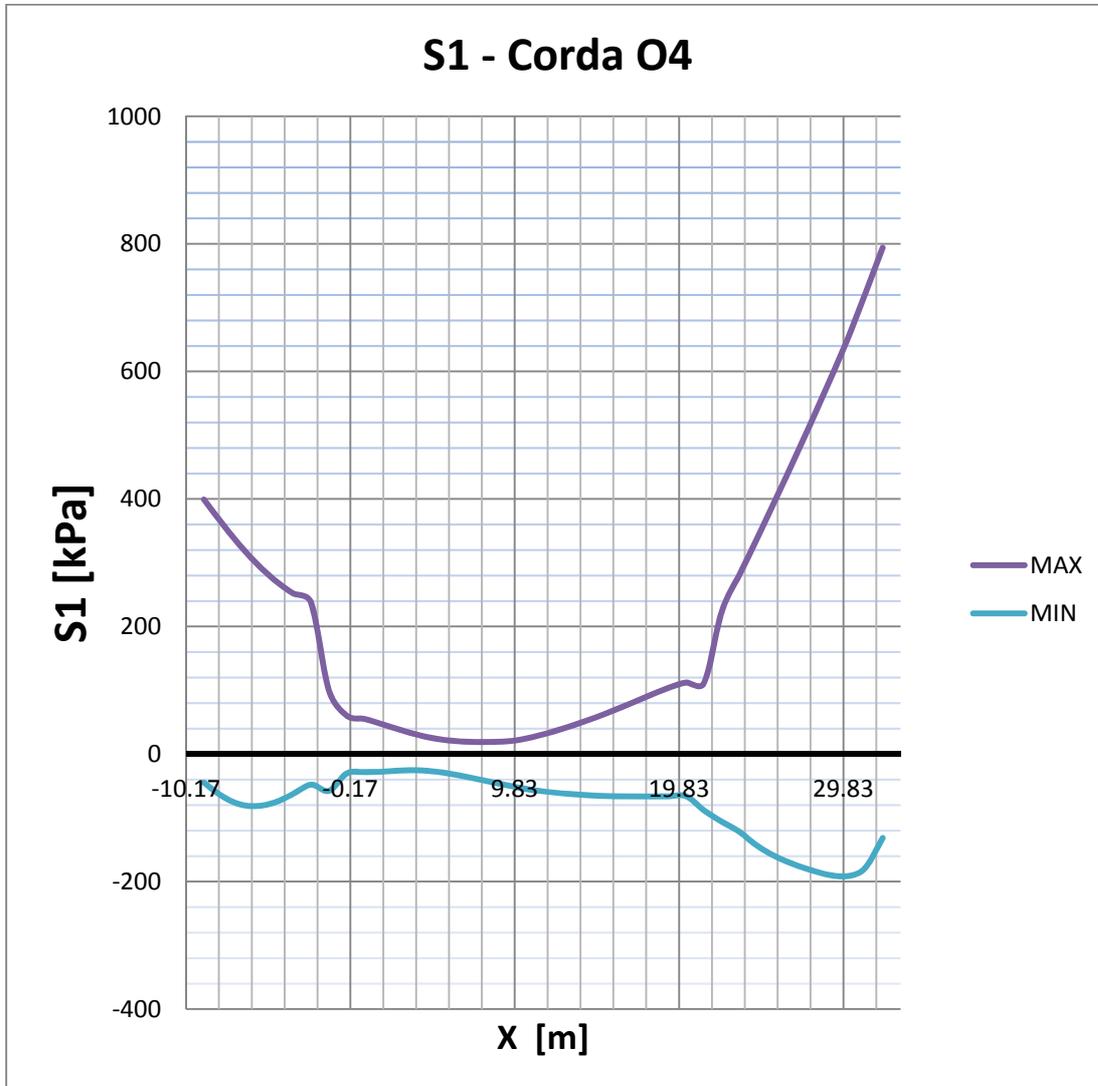


Fig. 6/101 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda O4 (kPa);

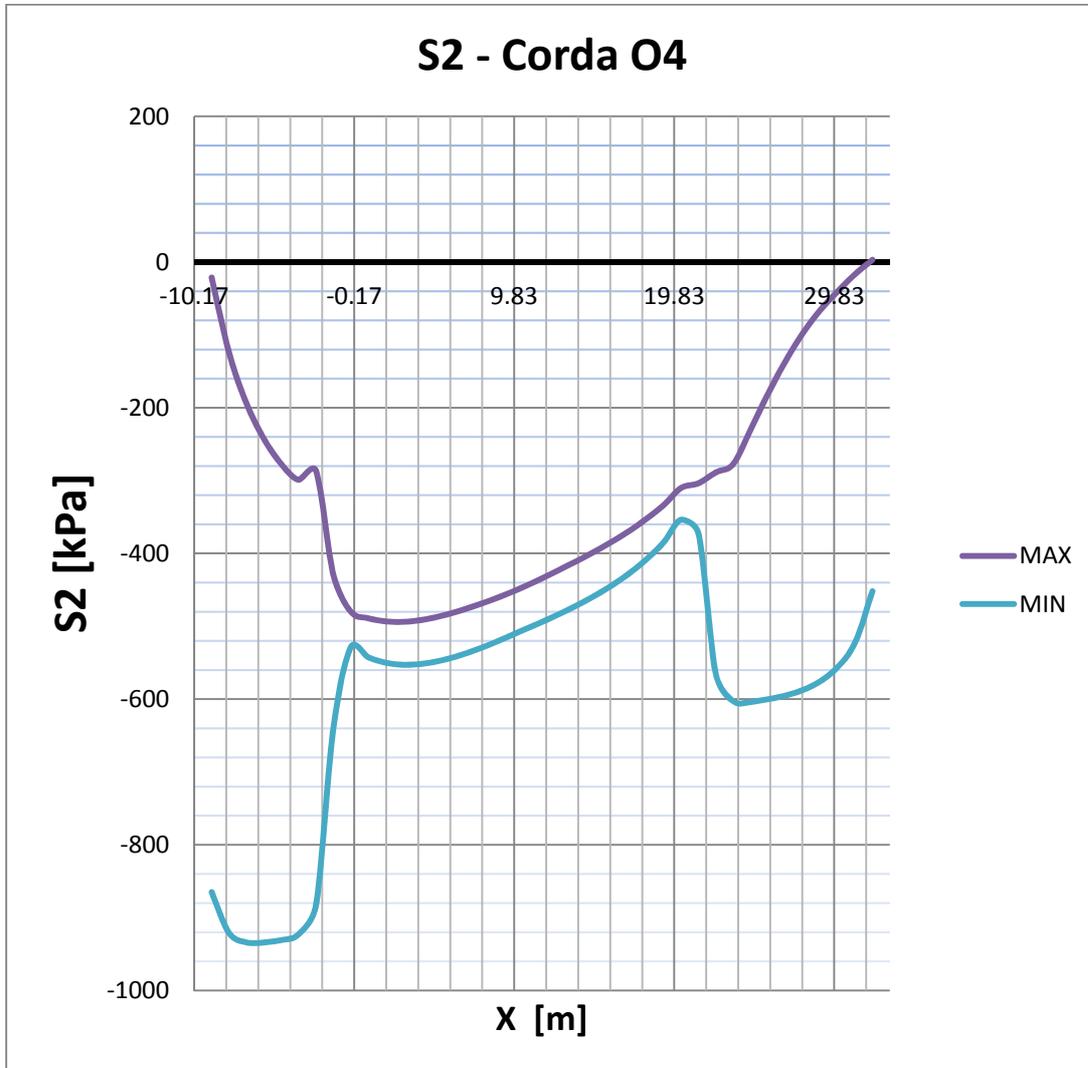


Fig. 6/102 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda O4 (kPa);

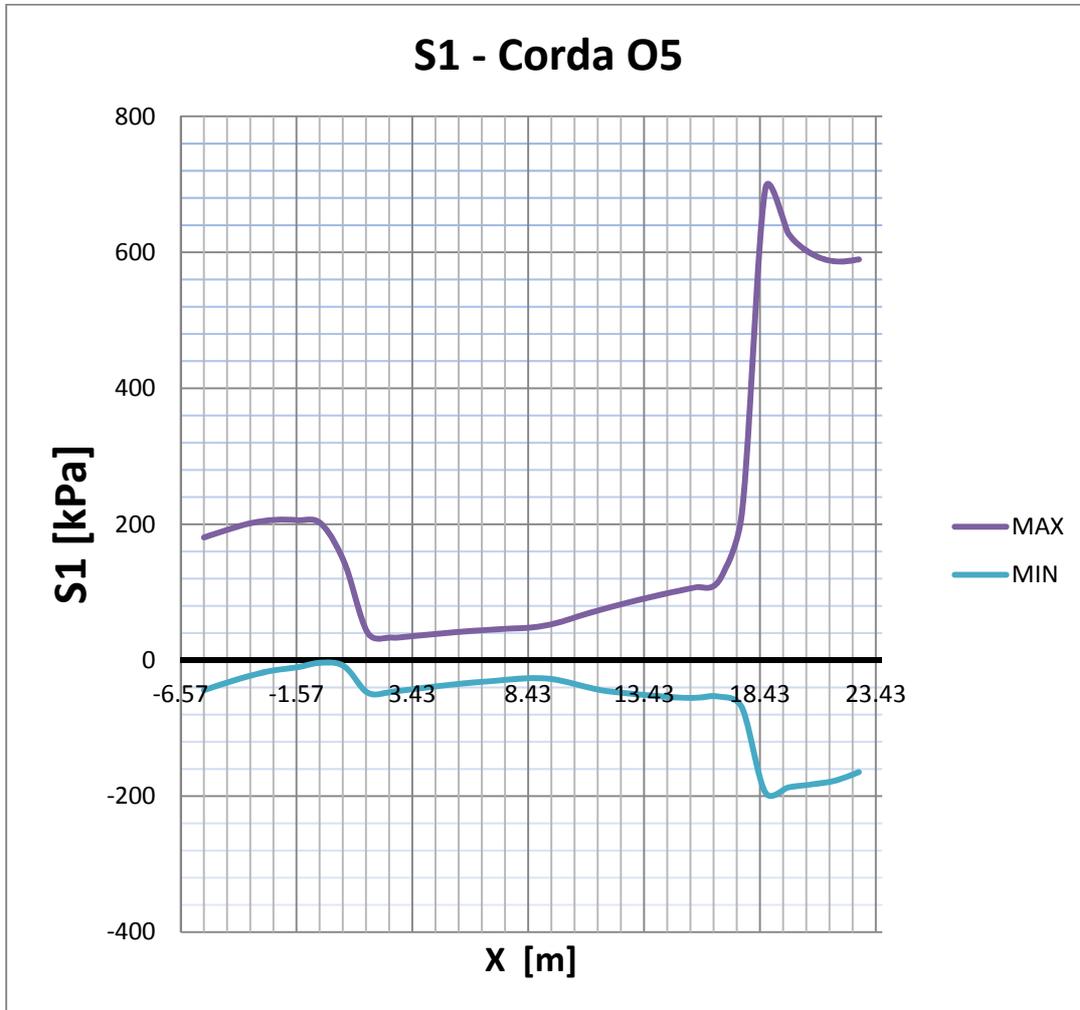


Fig. 6/103 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda O5 (kPa);

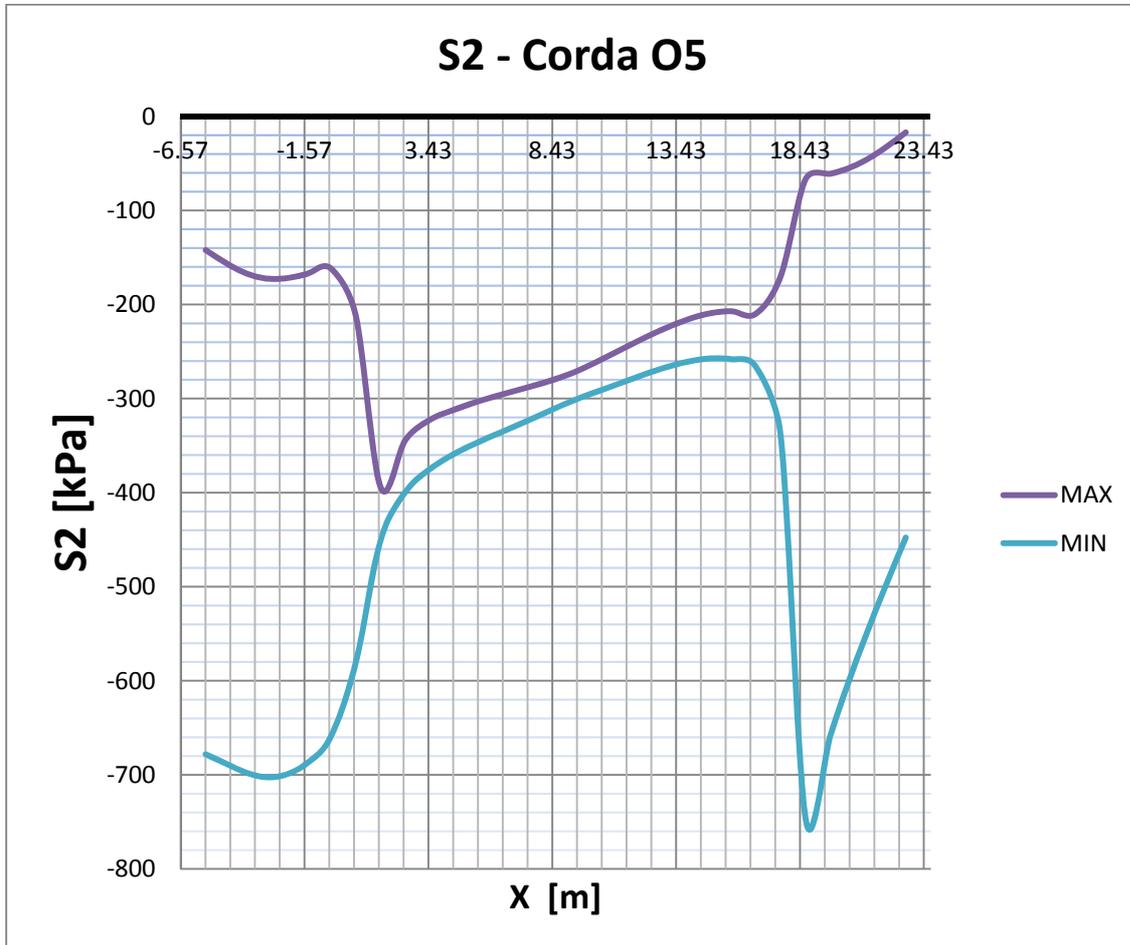


Fig. 6/104 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda O5 (kPa);

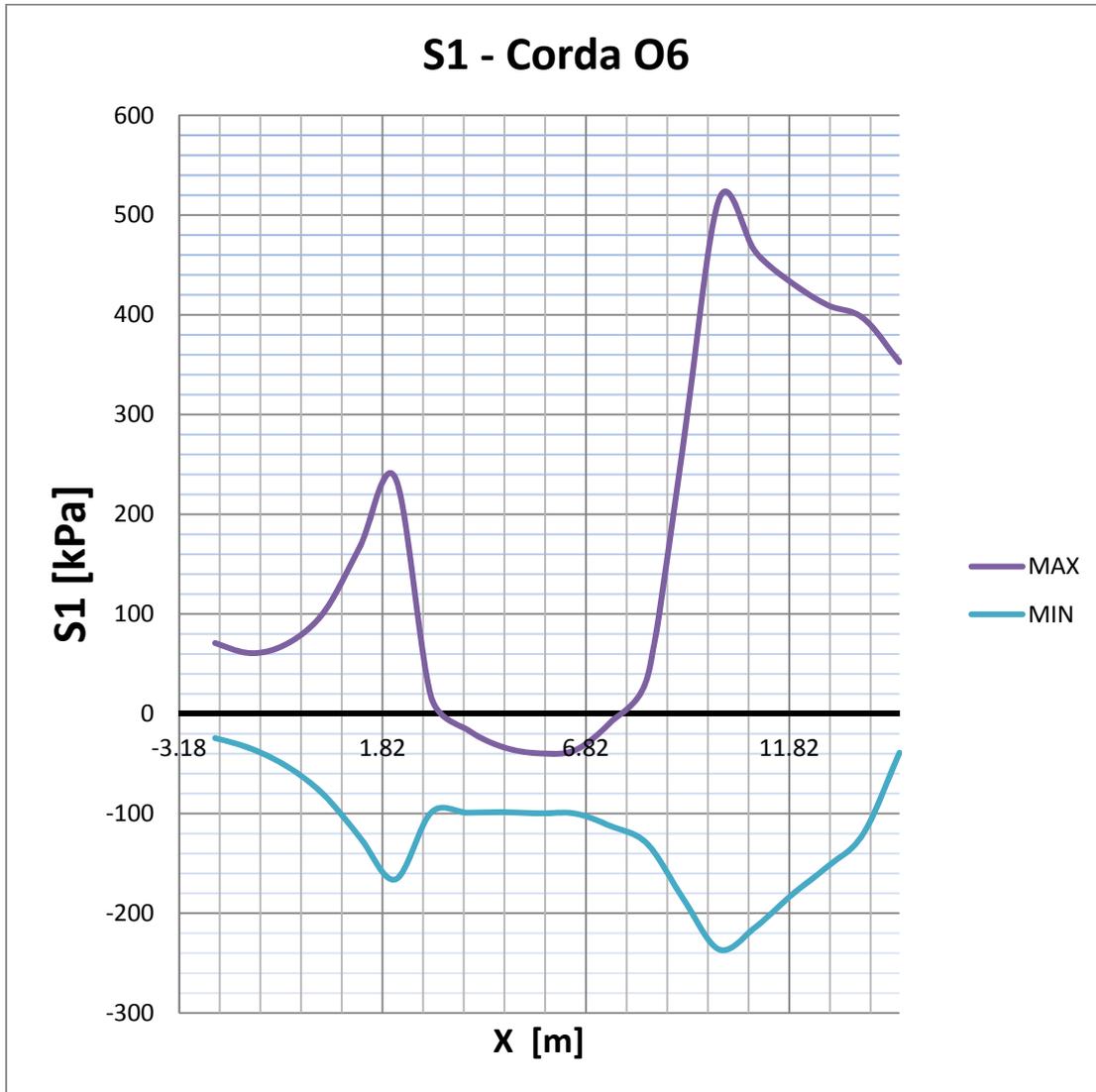


Fig. 6/105 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda O6 (kPa);

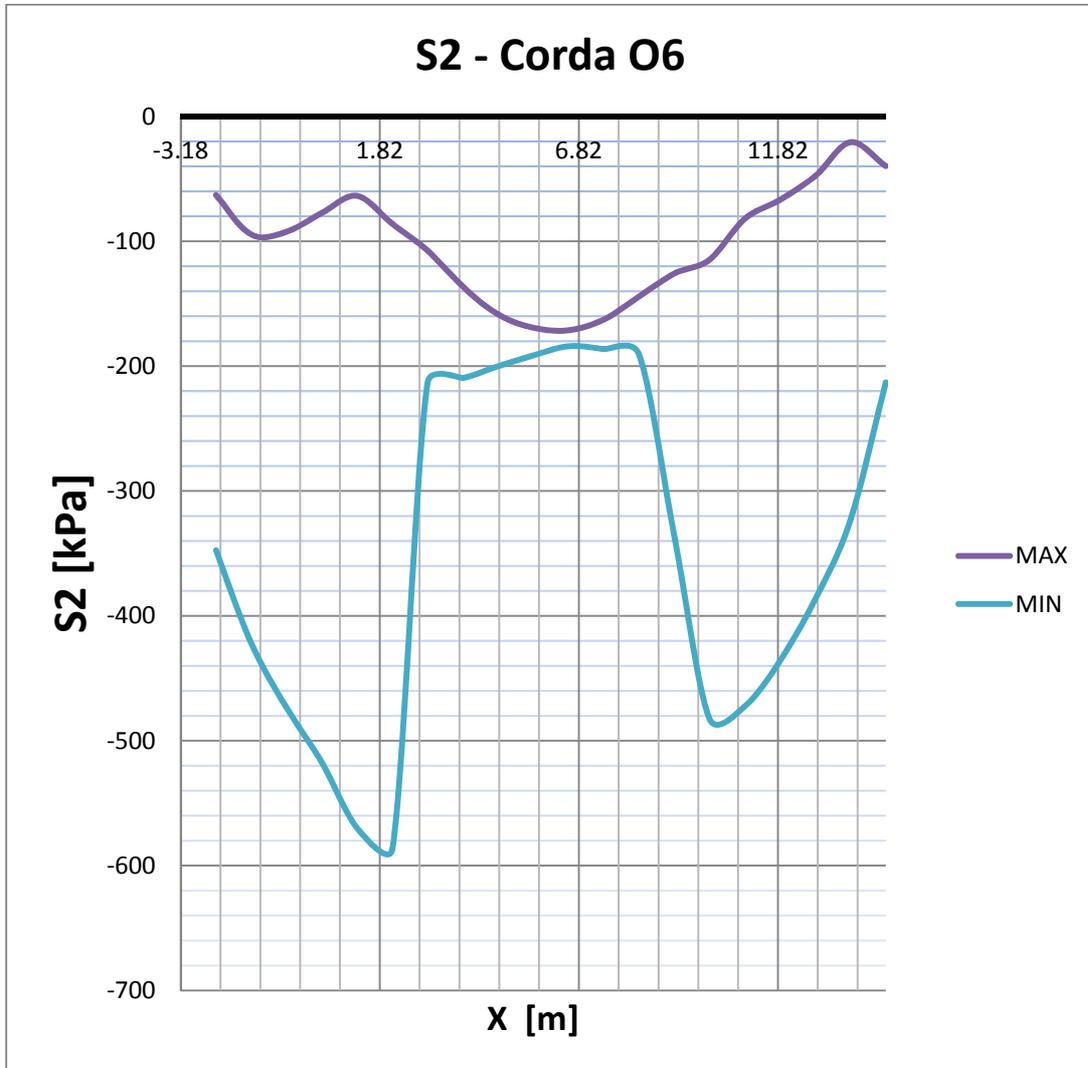


Fig. 6/106 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda O6 (kPa);

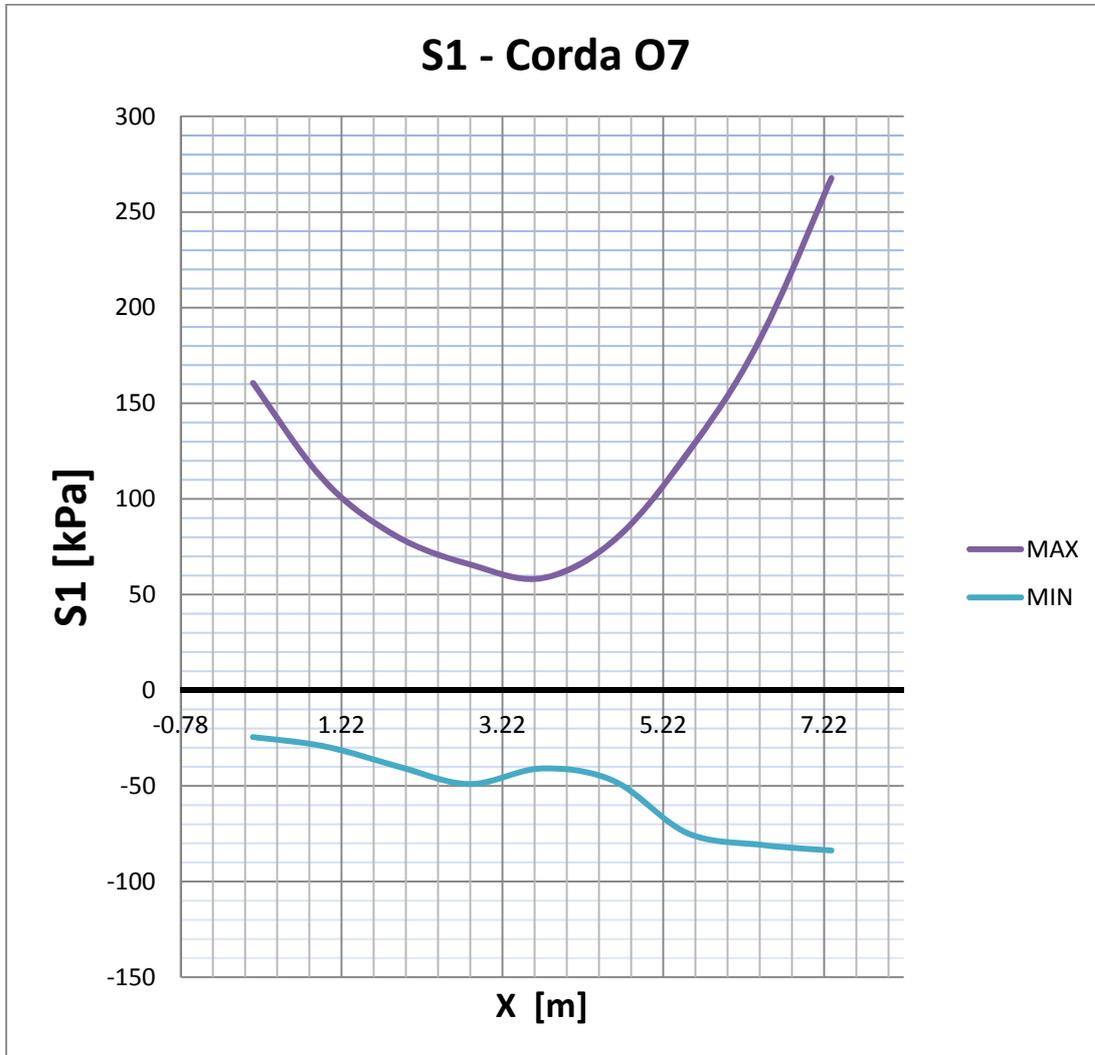


Fig. 6/107 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda O7 (kPa);

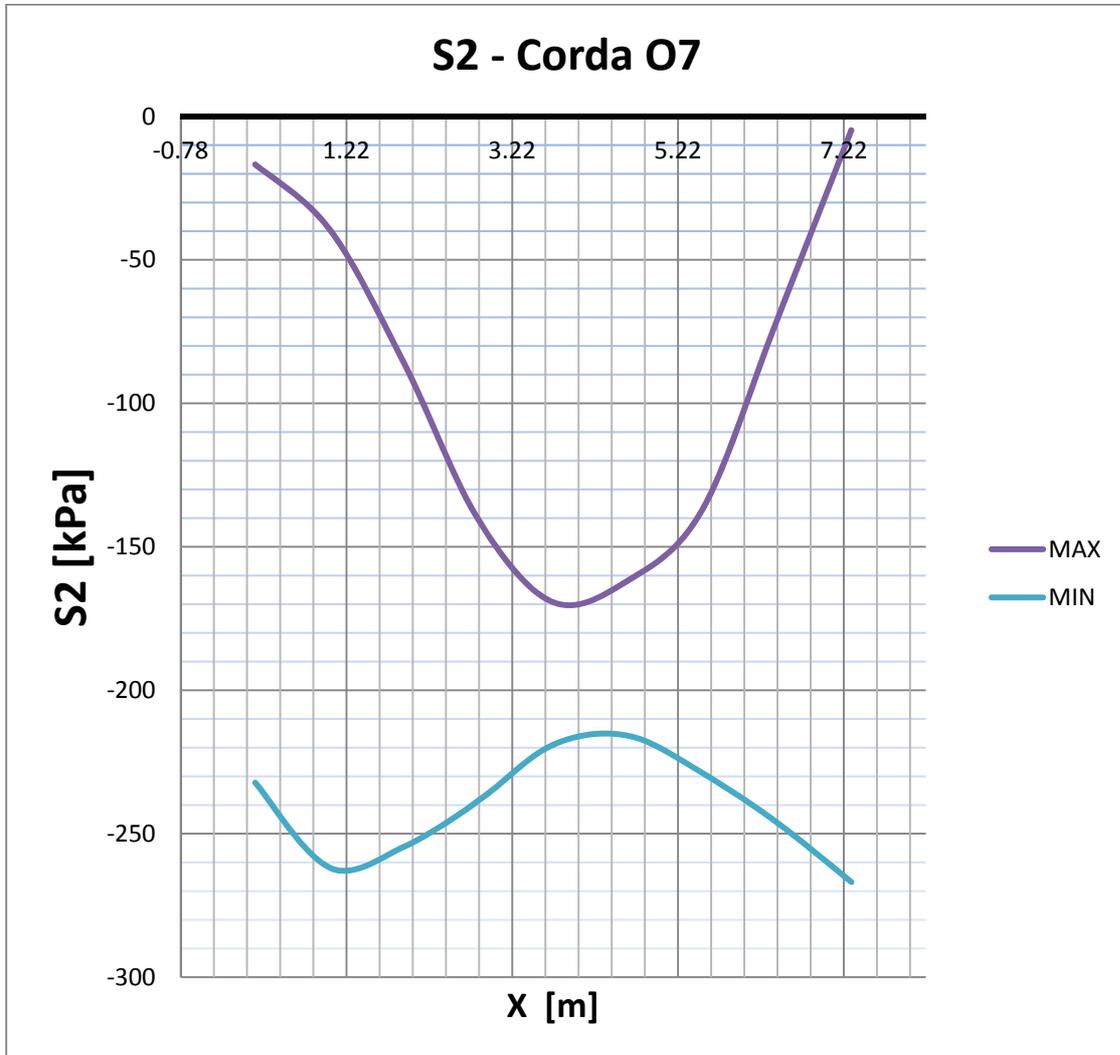


Fig. 6/108 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda O7 (kPa);

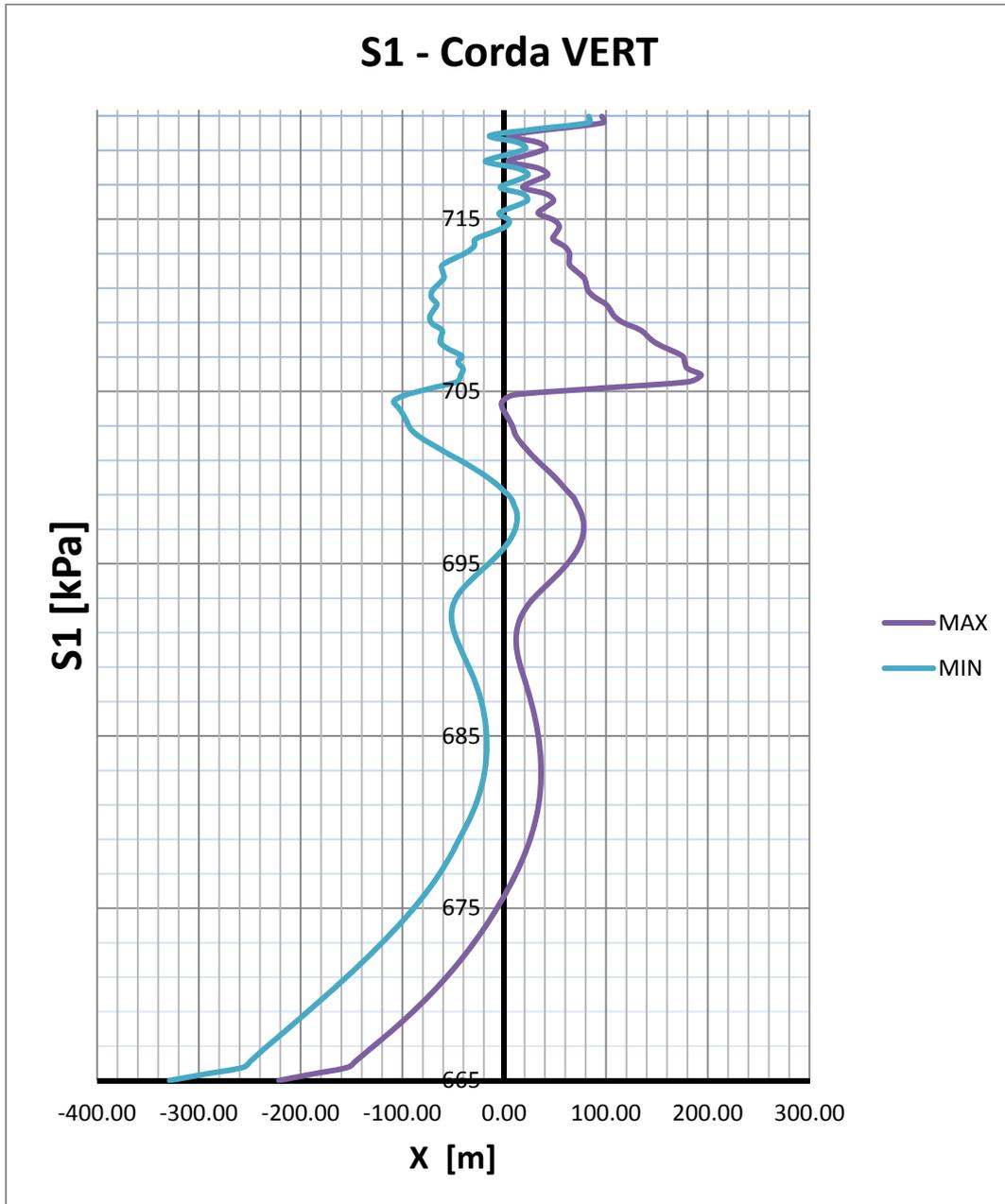


Fig. 6/109 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda VERT (kPa);

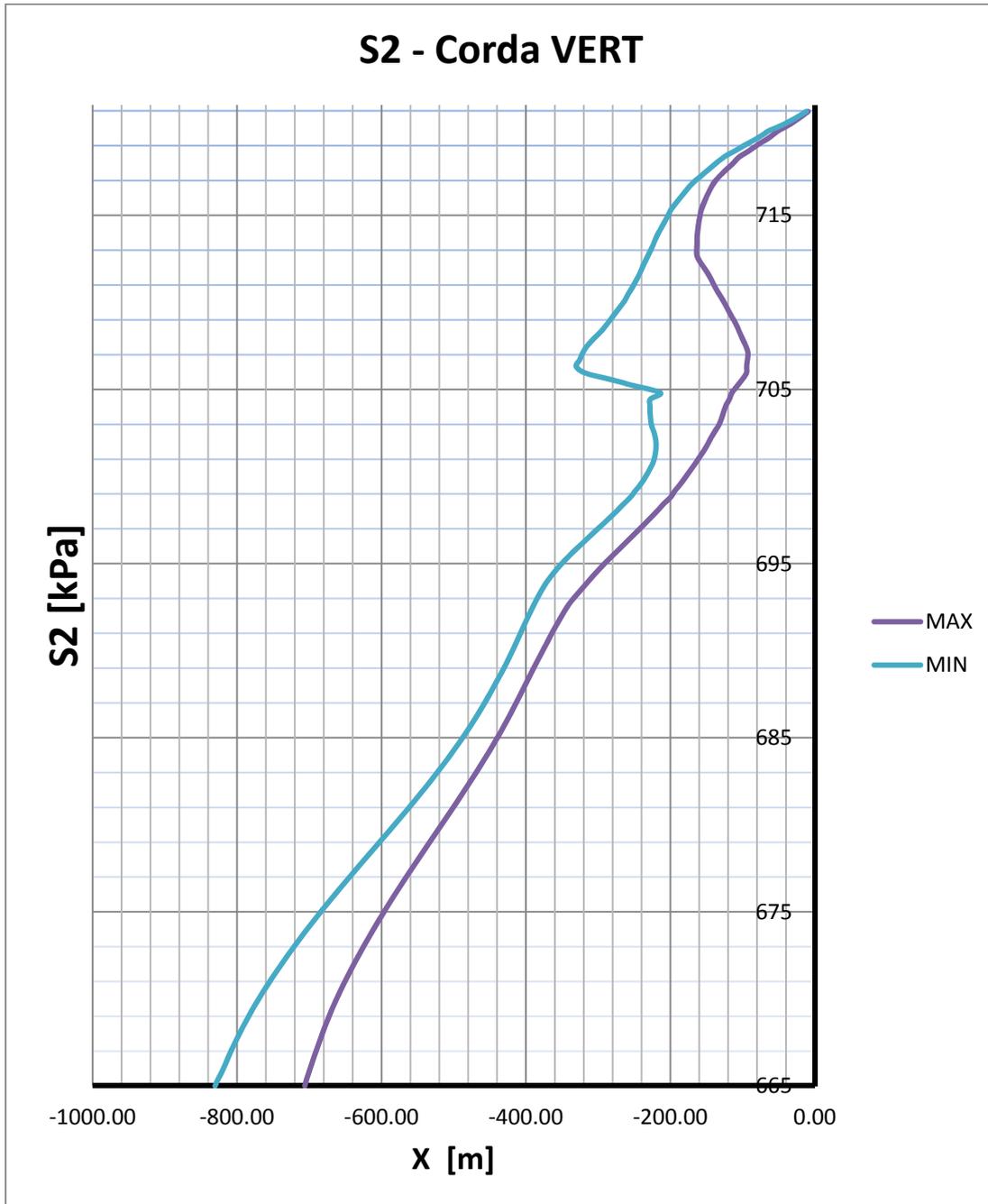


Fig. 6/110 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda VERT (kPa);

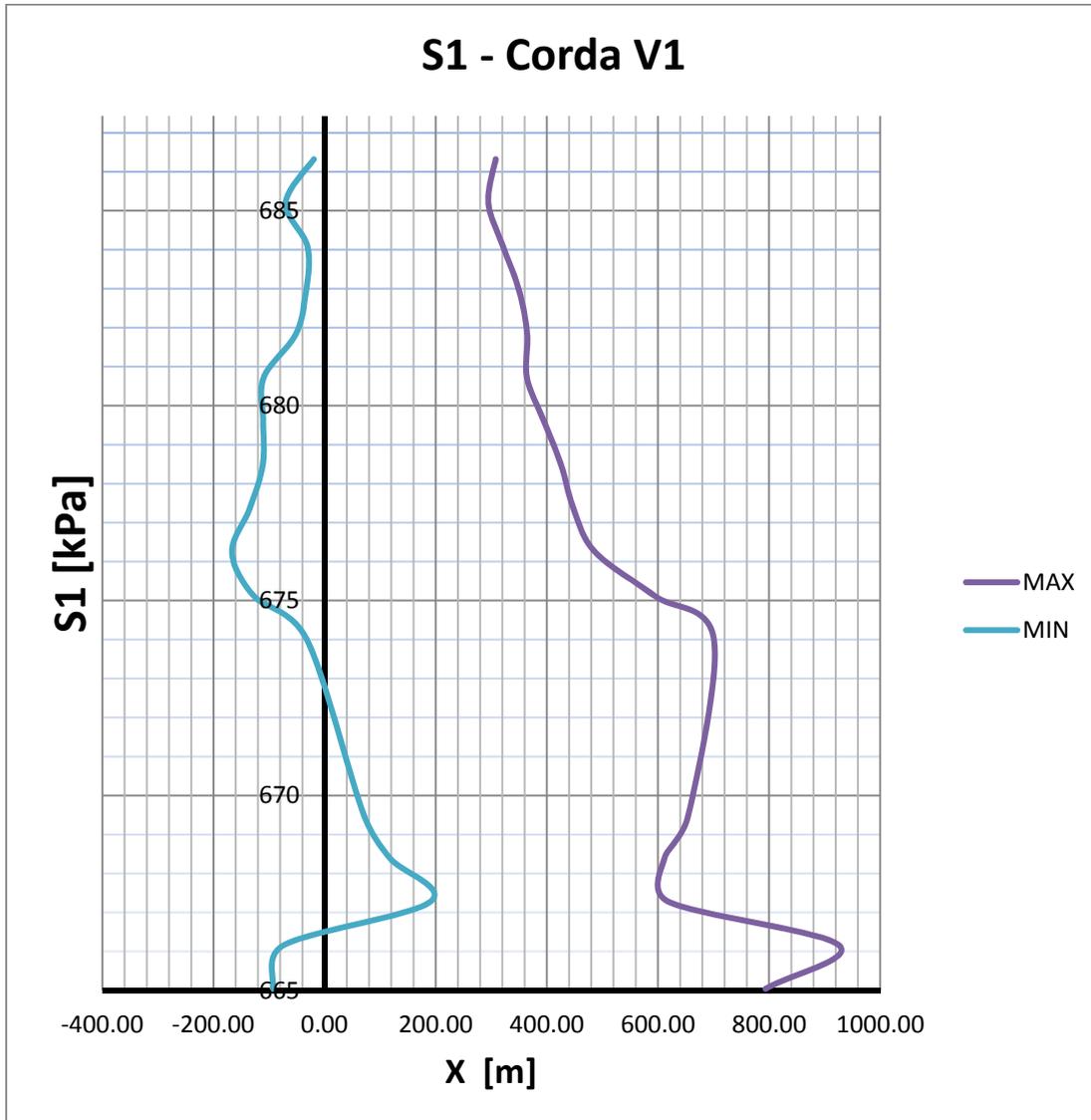


Fig. 6/111 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda V1 (kPa);

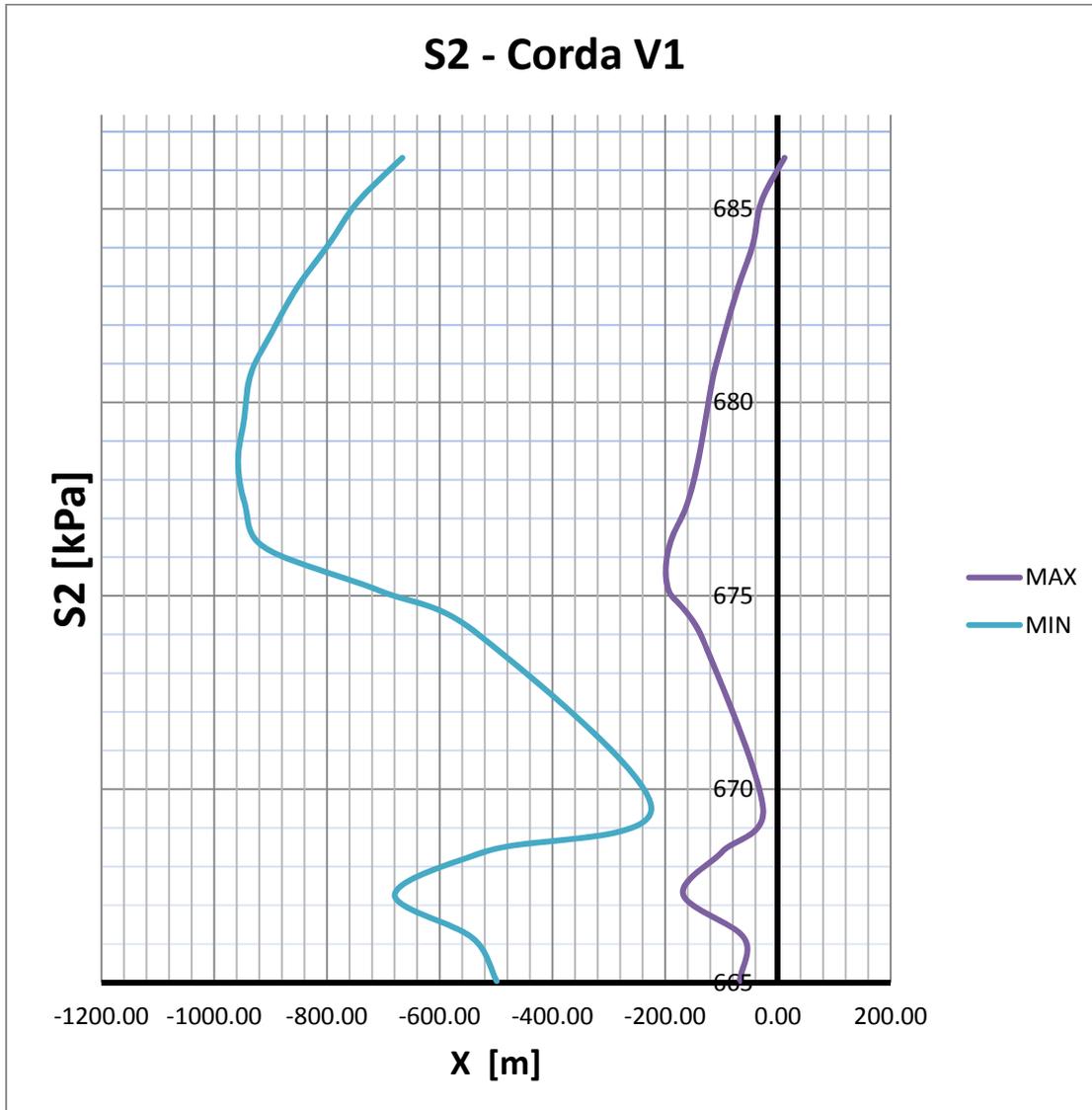


Fig. 6/112 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda V1 (kPa);

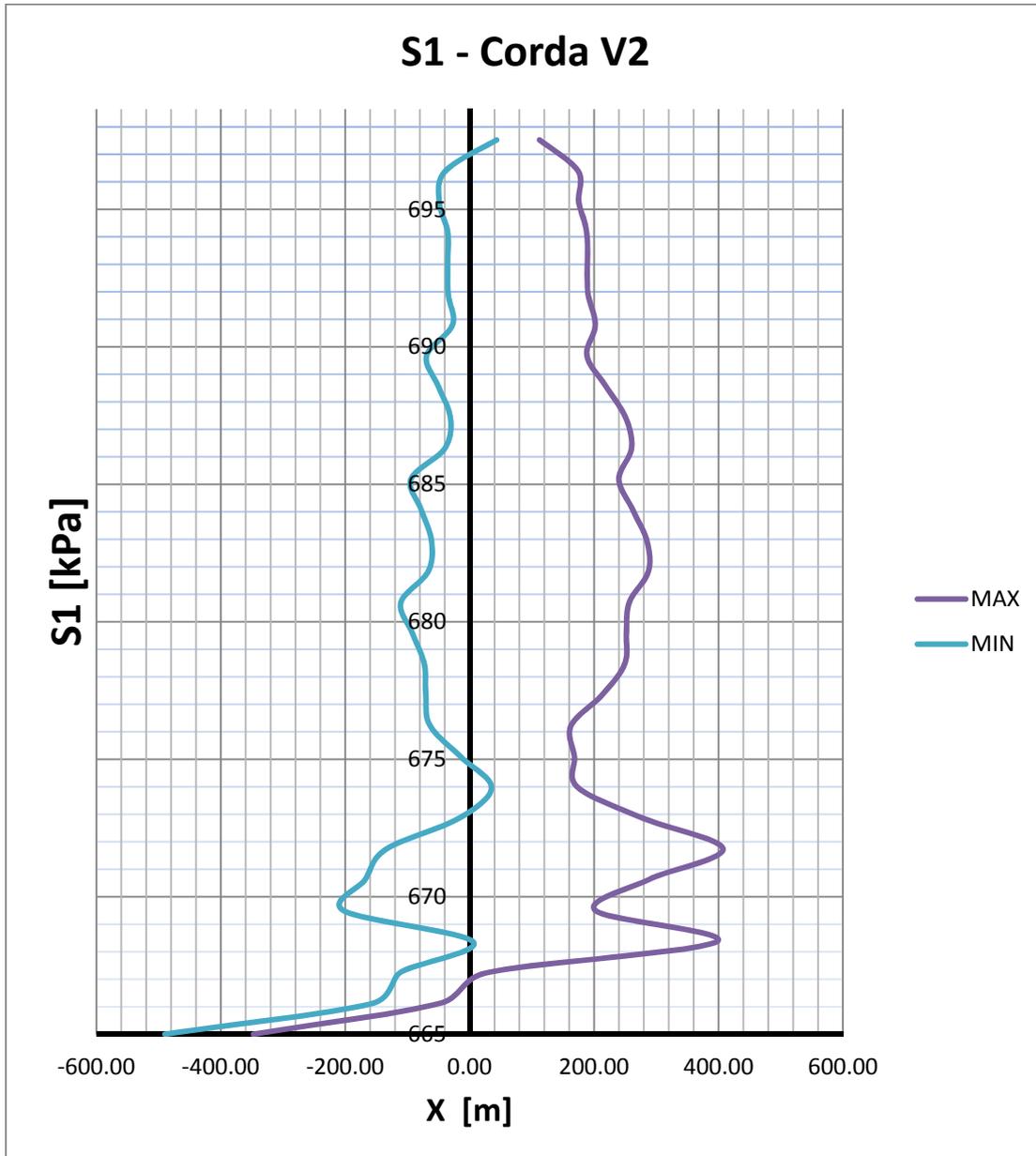


Fig. 6/113 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda V2 (kPa);

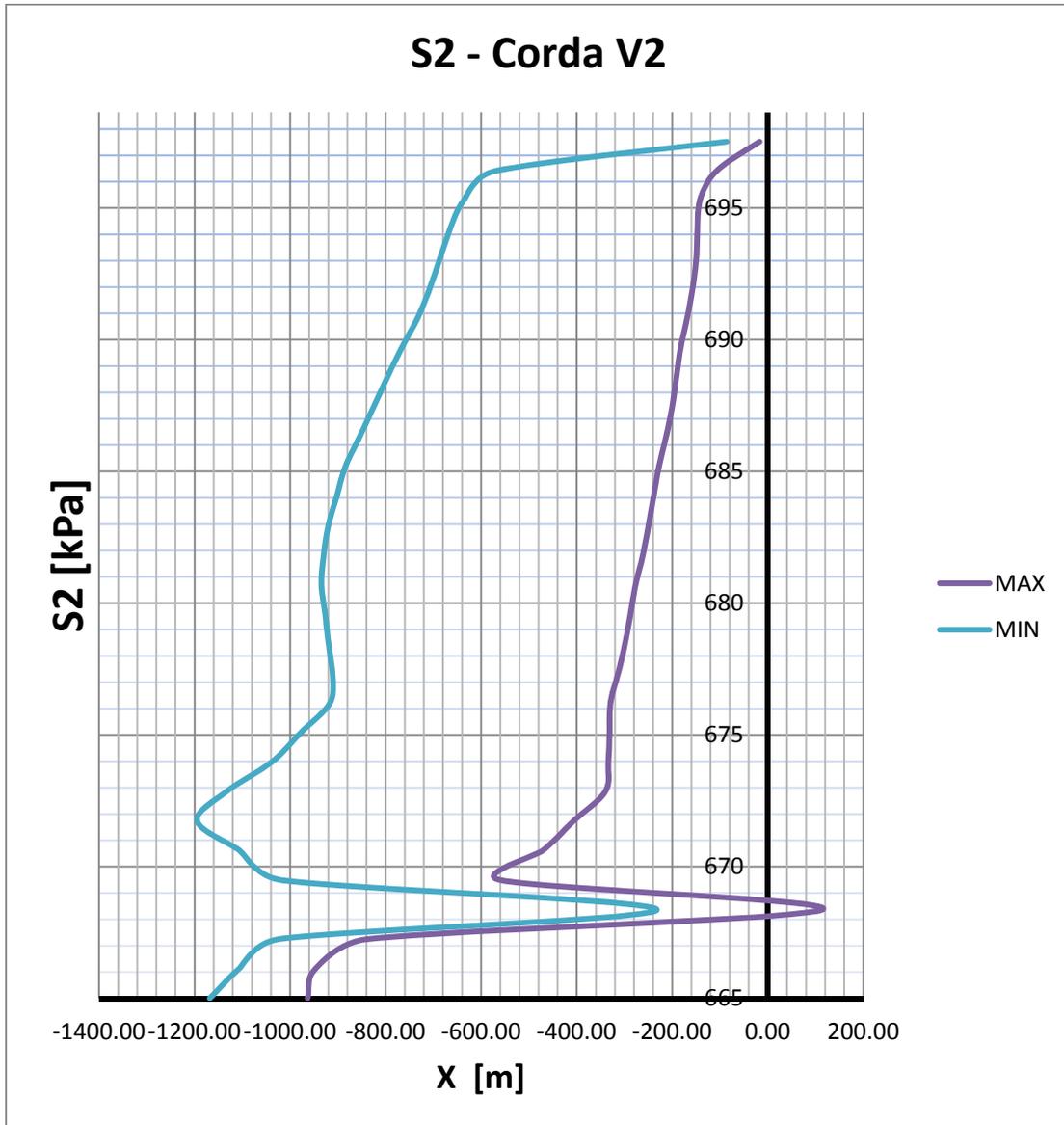


Fig. 6/114 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda V2 (kPa);

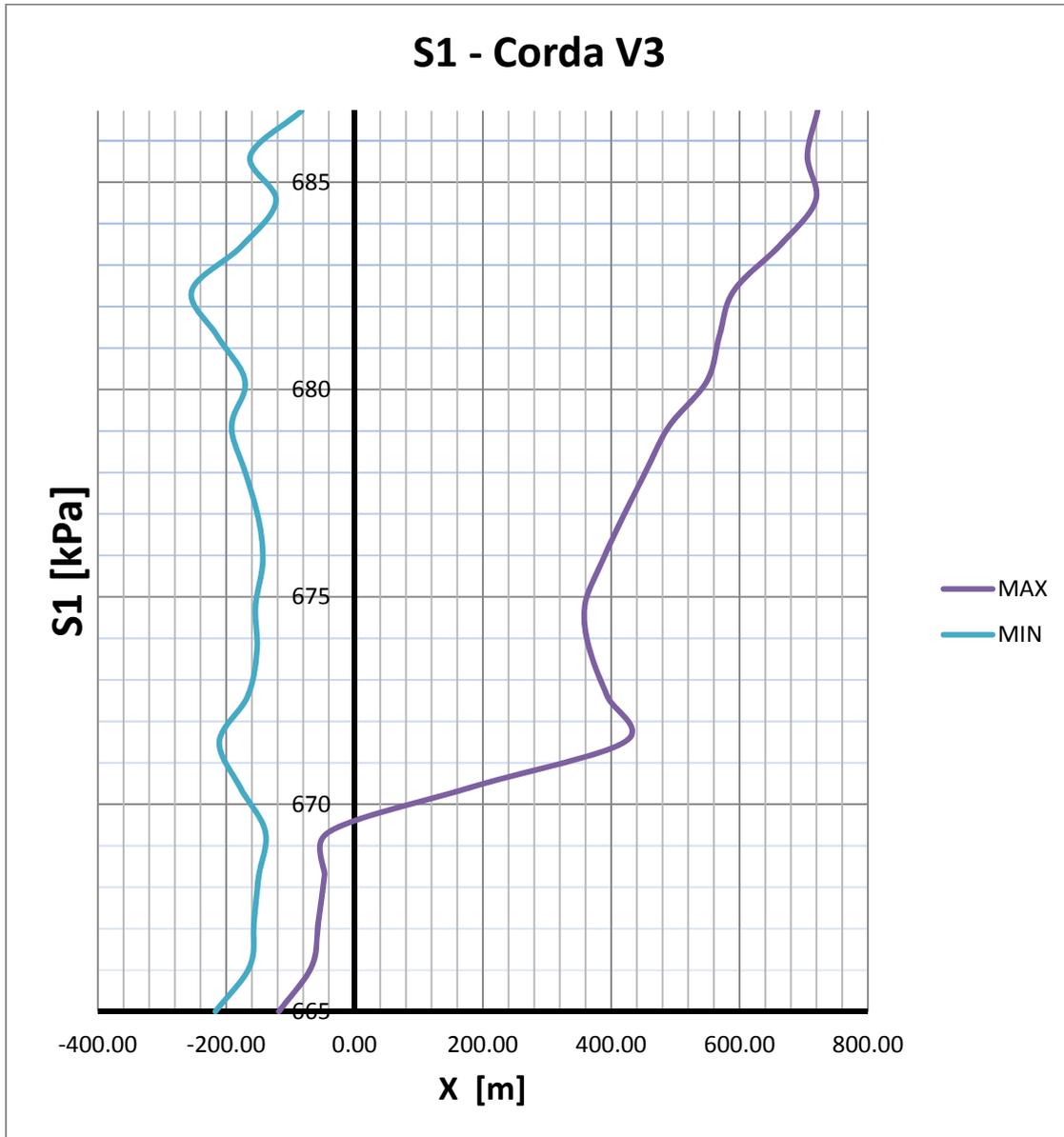


Fig. 6/115 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda V3 (kPa);

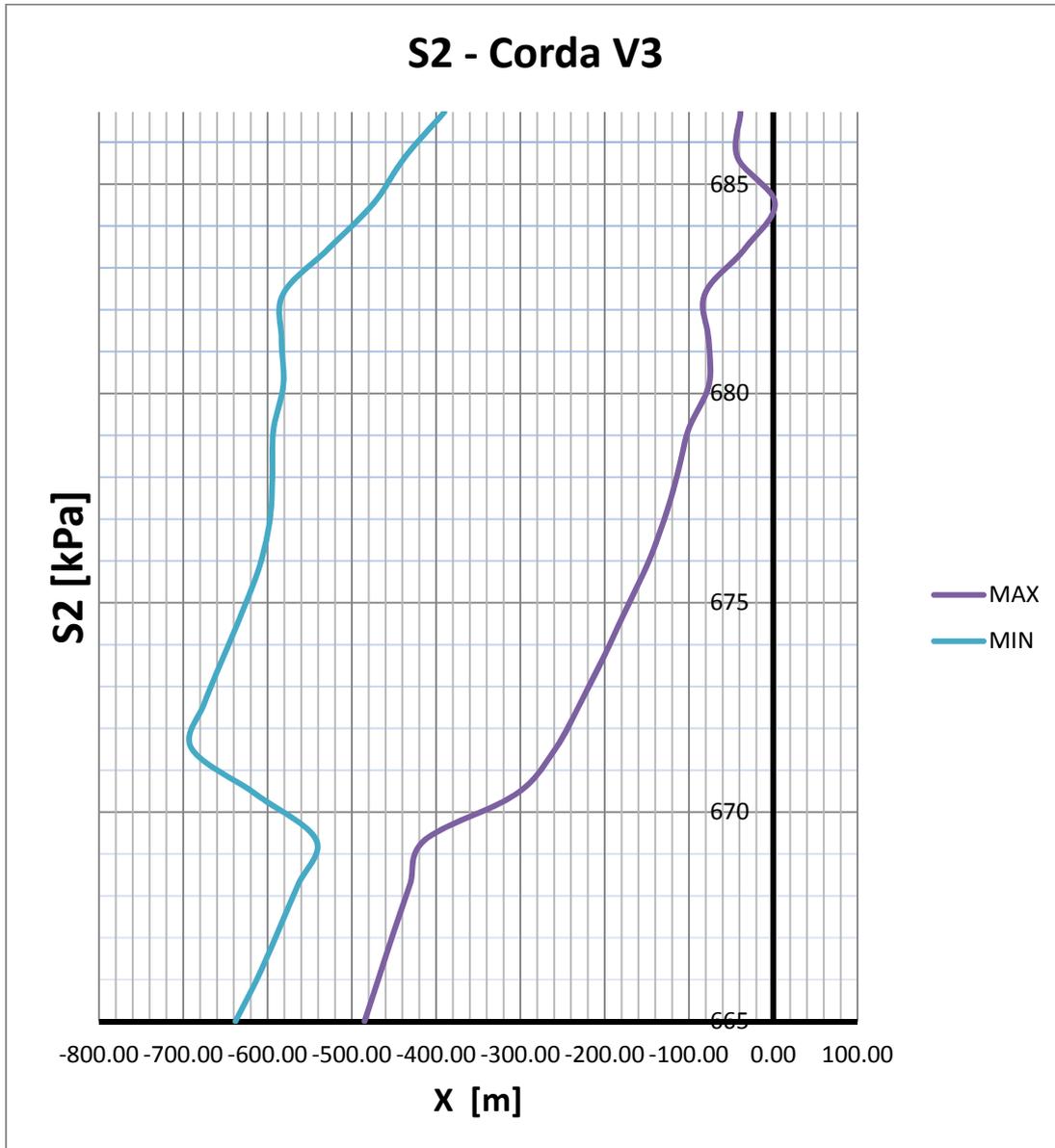


Fig. 6/116 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda V3 (kPa);

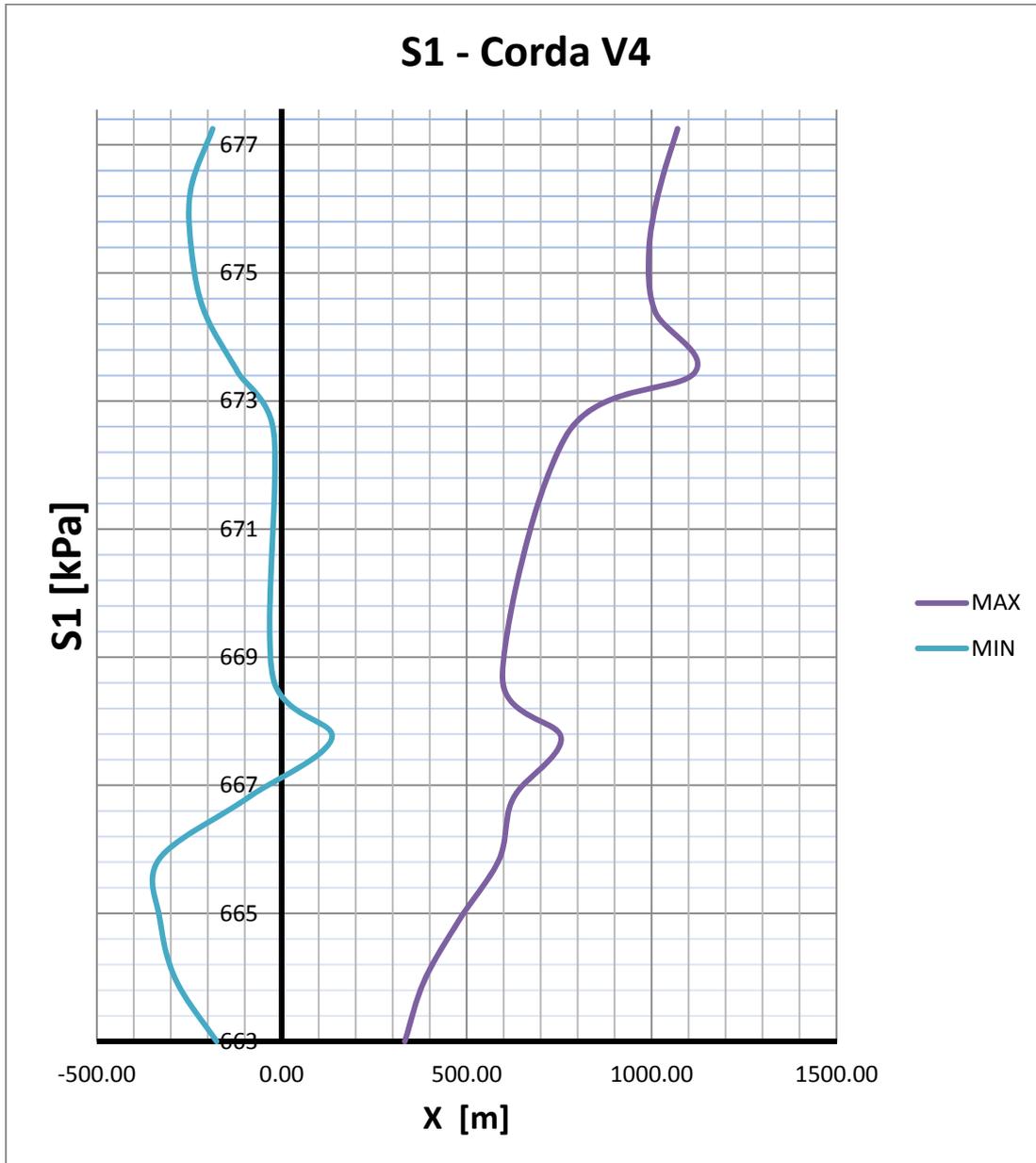


Fig. 6/117 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda V4 (kPa);

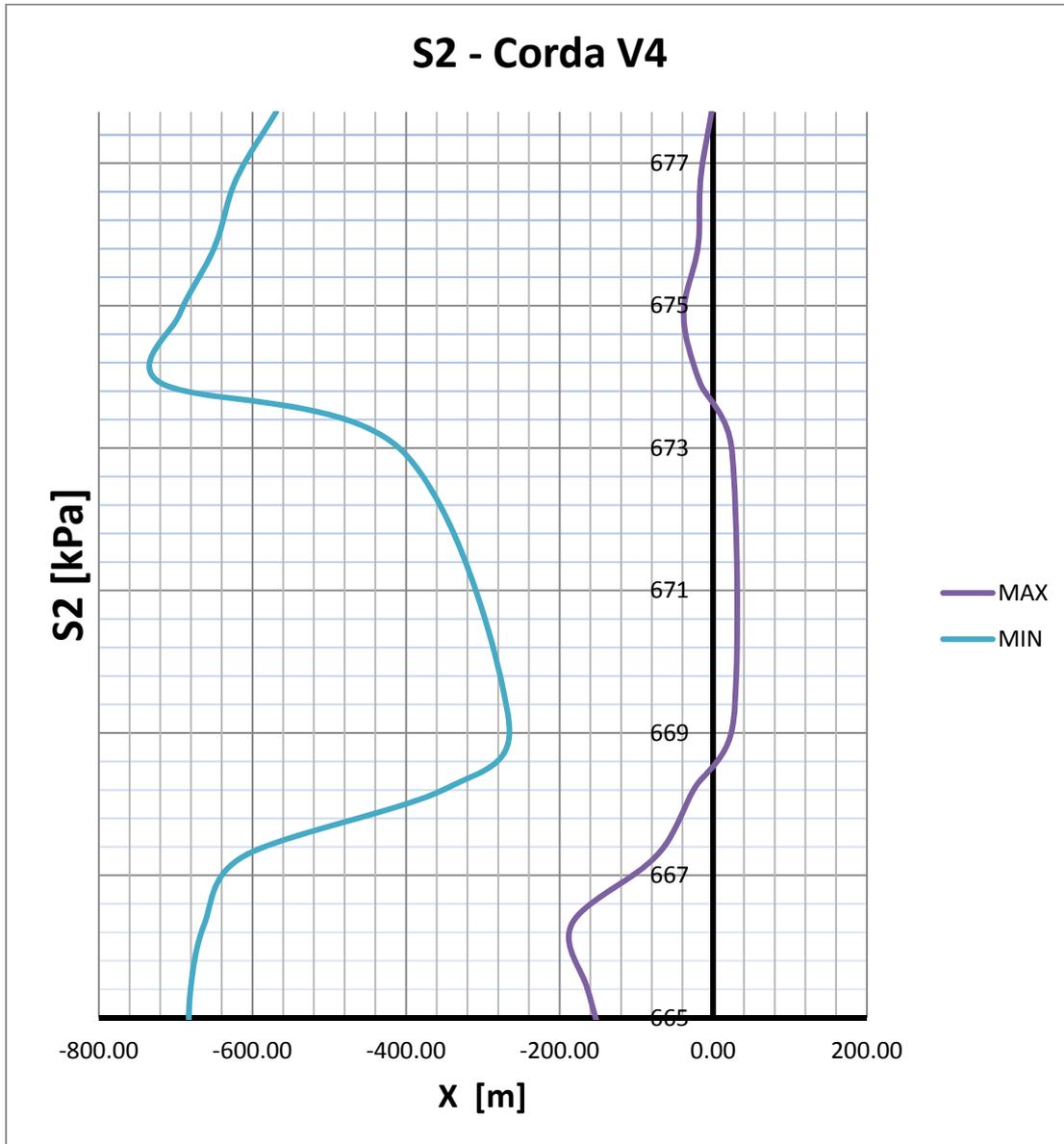


Fig. 6/118 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda V4 (kPa);

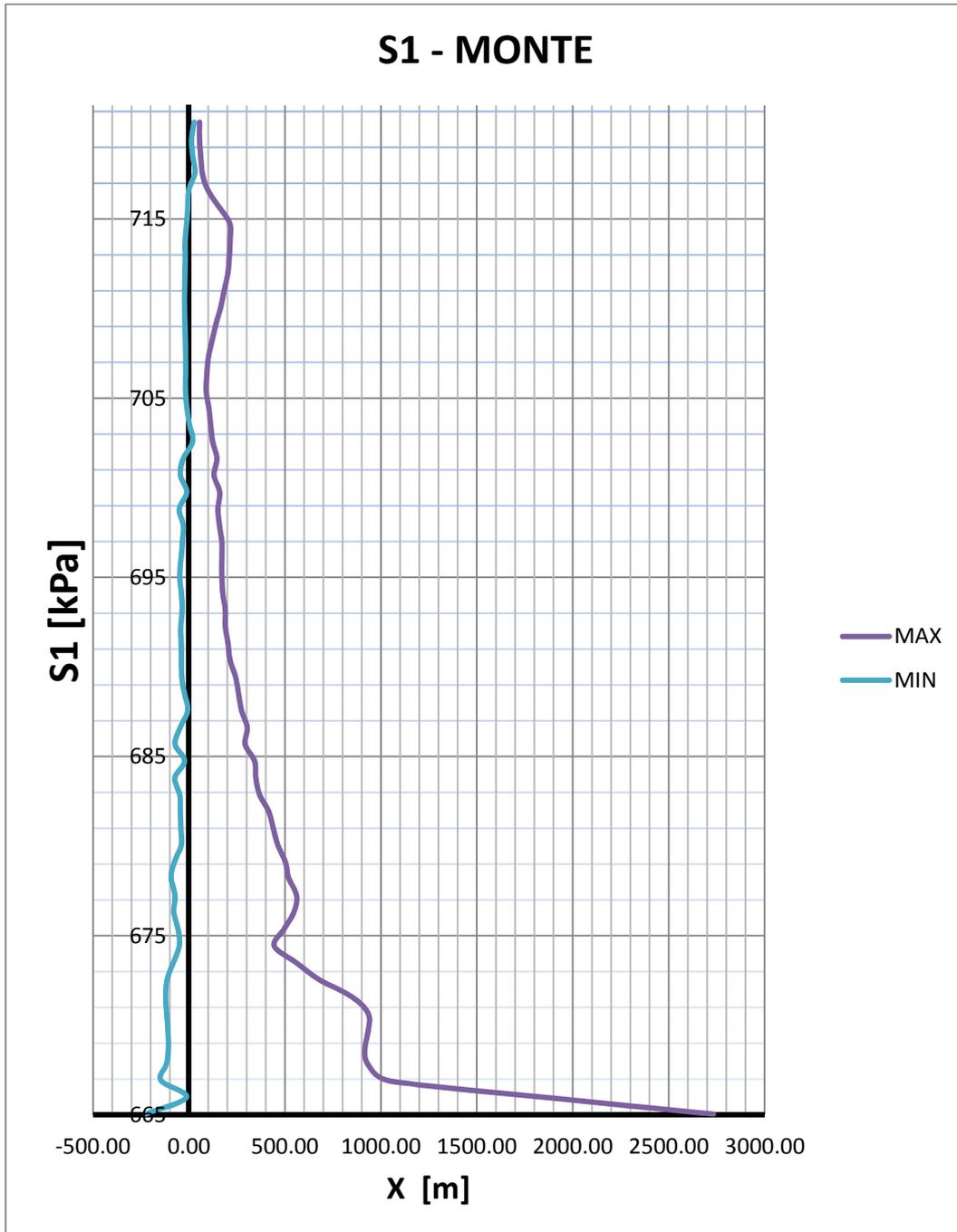


Fig. 6/119 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda MONTE (kPa);

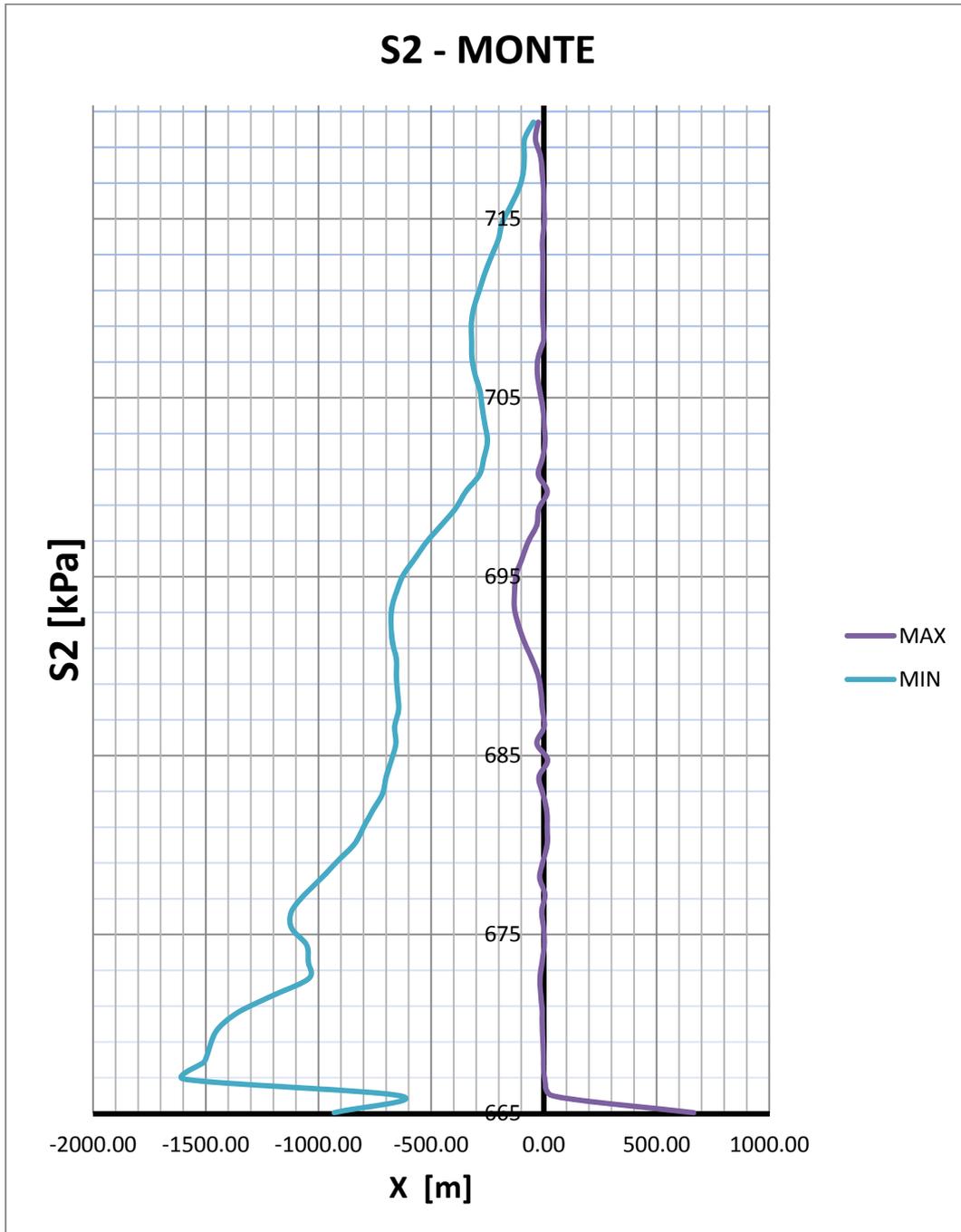


Fig. 6/120 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda MONTE (kPa);

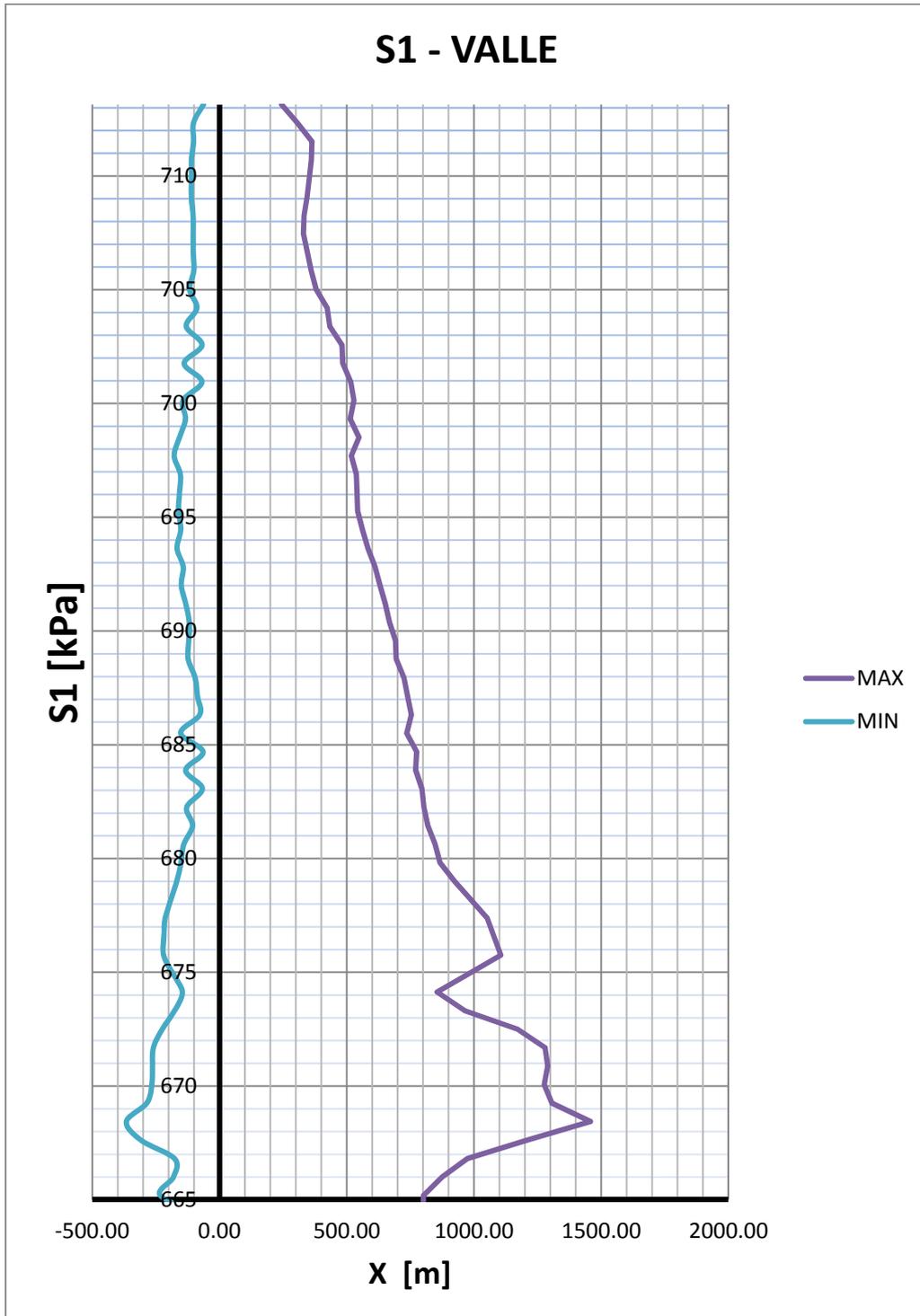


Fig. 6/121 – C.C. 07, Sforzi principali massimi corda VALLE (kPa);

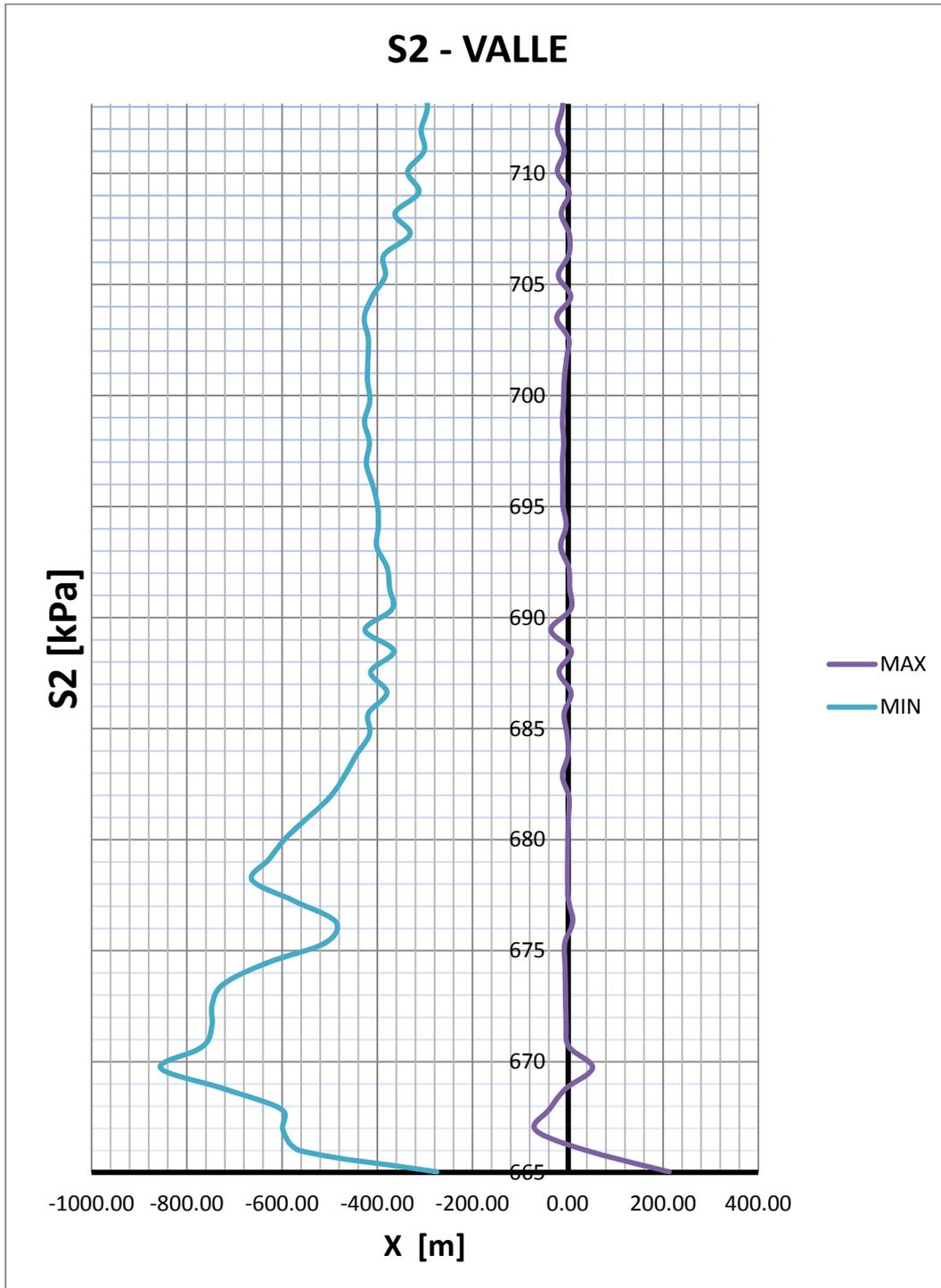


Fig. 6/122 – C.C. 07, Sforzi principali minimi corda VALLE (kPa);

6.1.8 Combinazione 8 – Sismica

Per stabilire se la combinazione 8 (combinazione sismica SLC ad invaso pieno) risulta verificata bisogna che, per evitare un collasso della struttura in seguito ad un evento sismico allo SLC, vengano rispettate le seguenti prescrizioni per il materiale calcestruzzo:

- $\sigma_c \leq f_{ck} = 15000 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq f_{ctm} = 1840 \text{ kPa}$

E le seguenti per il materiale muratura

- $\sigma_c \leq f_{ck} = 3200 \text{ kPa}$
- $\sigma_t \leq f_{tk} = 570 \text{ kPa}$

Viene in sostanza richiesto che le tensioni dei materiali non superino i valori ammissibili a compressione ed a trazione valutati senza l'intervento dei coefficienti di sicurezza.

La verifica per quanto concerne il caso sismico a serbatoio vuoto può essere considerata globalmente soddisfatta dal momento che il valore della resistenza a trazione viene superato solo localmente in corrispondenza del piede di monte e del piede di valle, zone dove peraltro sussistono problemi di approssimazione numerica i quali conducono a concentrazioni di sforzo abbastanza rilevanti come già sottolineato nel corso della trattazione. Le massime tensioni a compressione nel calcestruzzo rimangono abbondantemente inferiori al valore di resistenza caratteristica a compressione.

I valori degli sforzi di trazione e di compressione per la muratura risultano compresi entro i limiti previsti.

La verifica per la combinazione di carico 8 è globalmente soddisfatta.

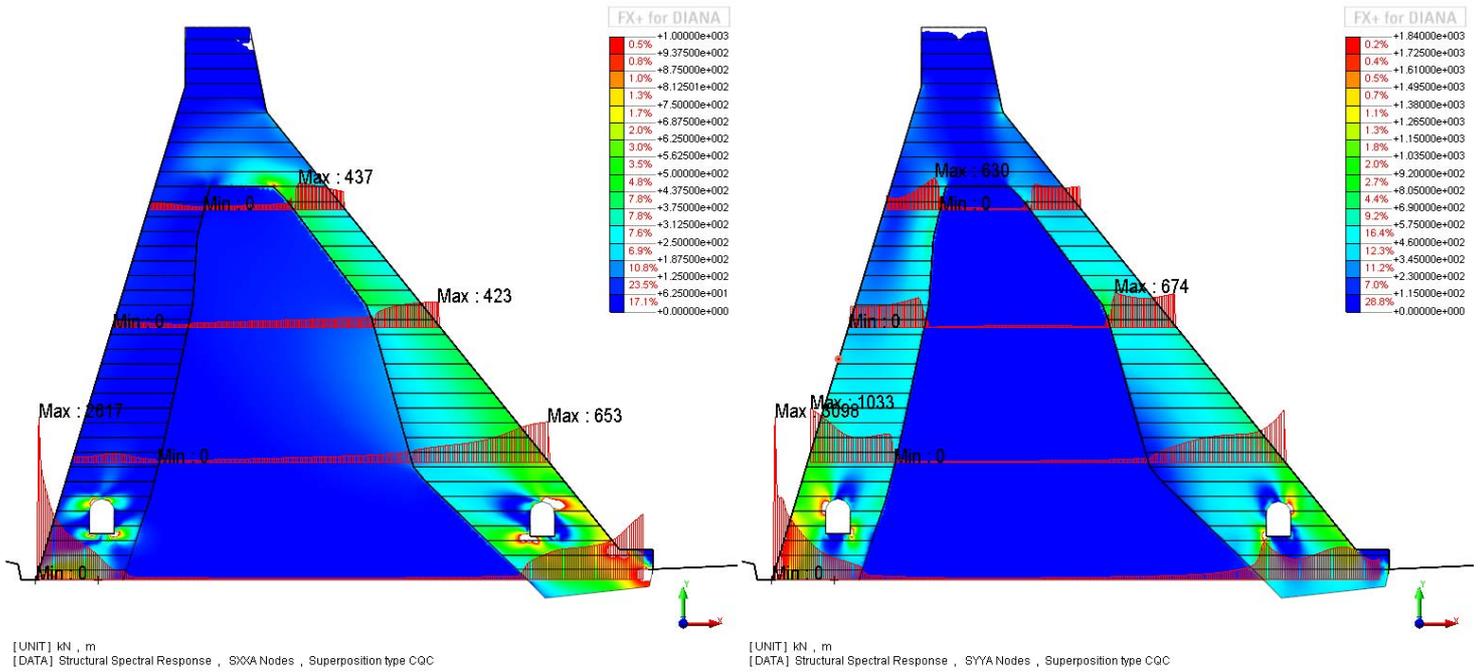


Fig. 6/123 – C.C. 08, Ex+0.3Ey - Sforzi orizzontali σ_{xx} (KPa); Fig. 6/124 – C.C. 08, Ex+0.3Ey - Sforzi verticali σ_{yy} (KPa)

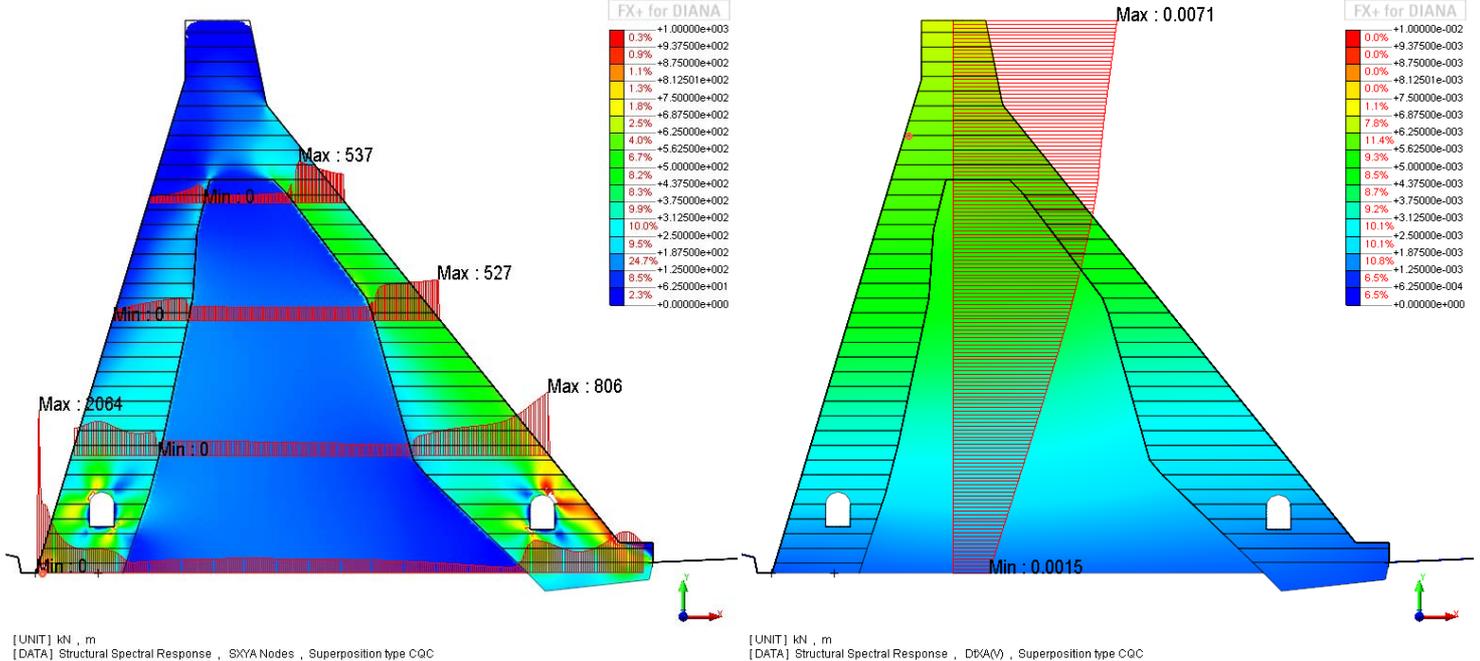


Fig. 6/125 – C.C. 08, Ex+0.3Ey - Sforzi di taglio σ_{xy} (KPa); Fig. 6/126 – C.C. 08, Ex+0.3Ey – Spost. orizzontali d_x (m);

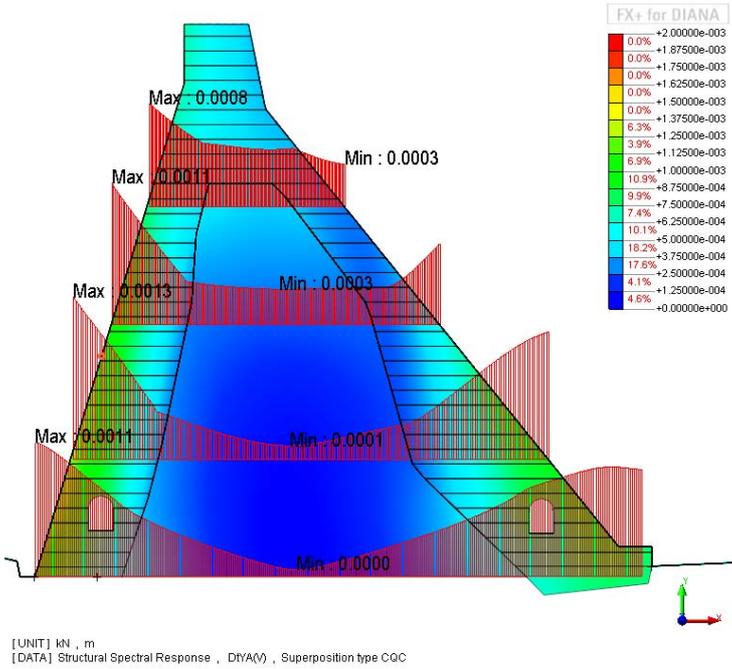


Fig. 6/127 – C.C. 08, I; Ex+0.3Ey – Spost. verticali d_y (m);

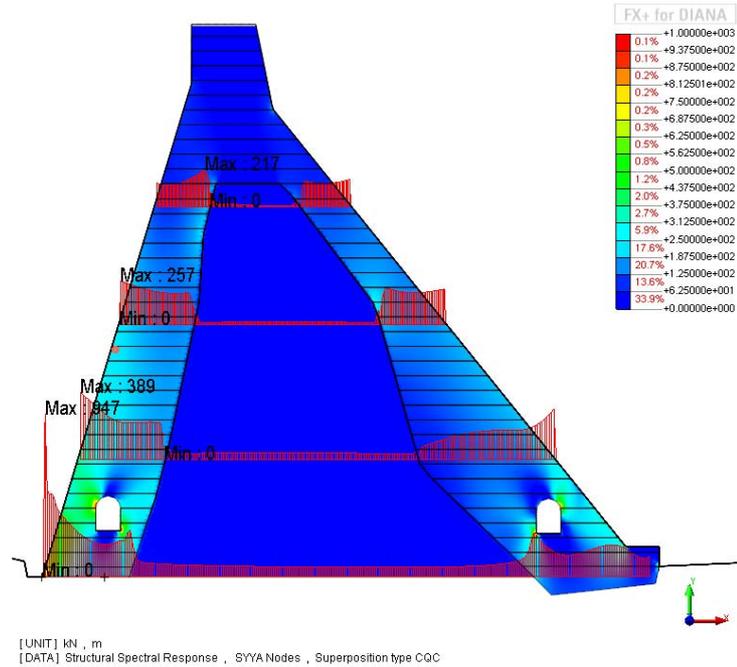
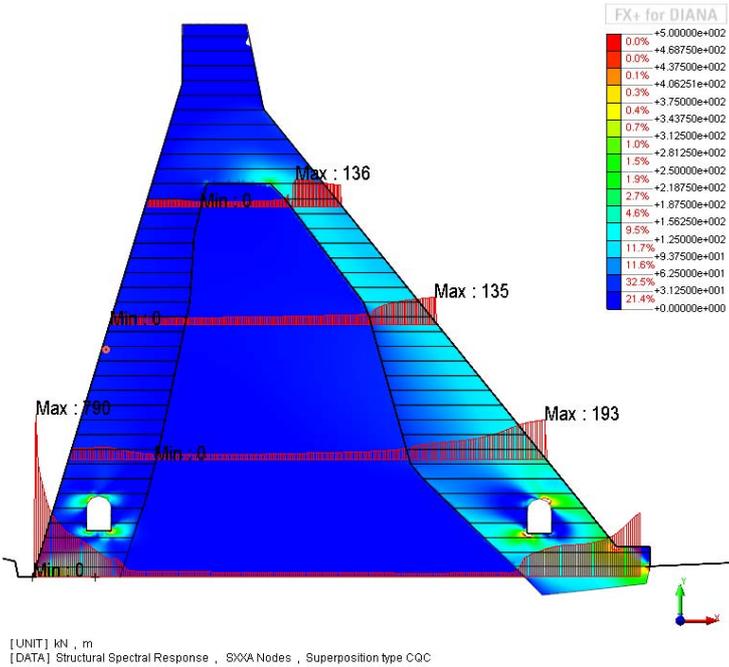
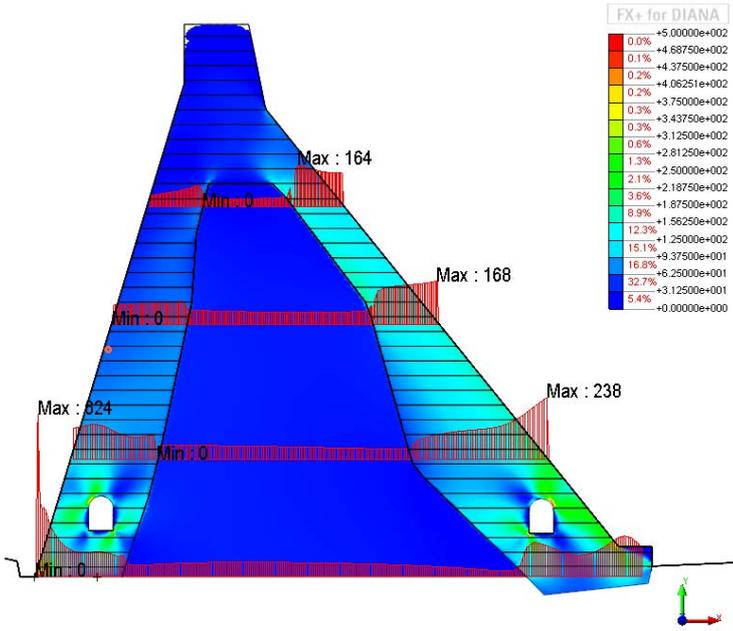
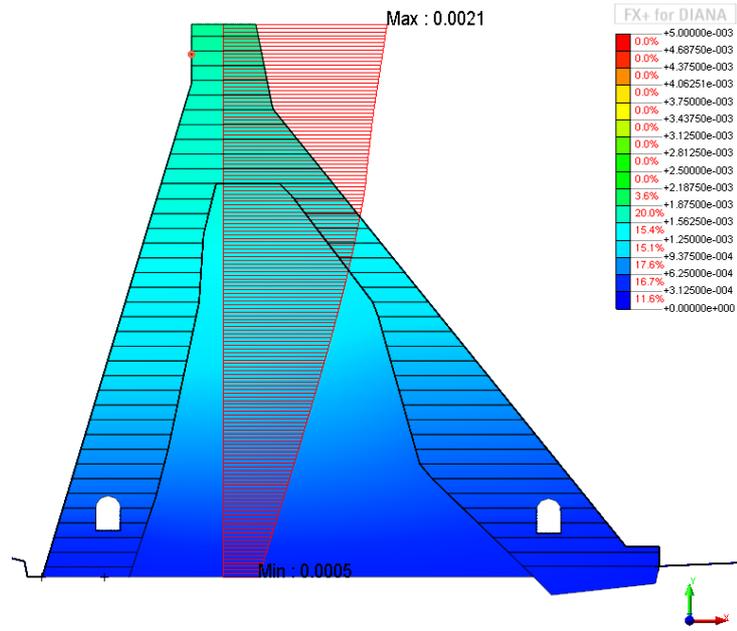


Fig. 6/128 – C.C. 08, 0.3Ex+Ey - Sforzi orizzontali σ_{xx} (KPa); Fig. 6/129 – C.C. 08, 0.3Ex+Ey - Sforzi verticali σ_{yy} (KPa)

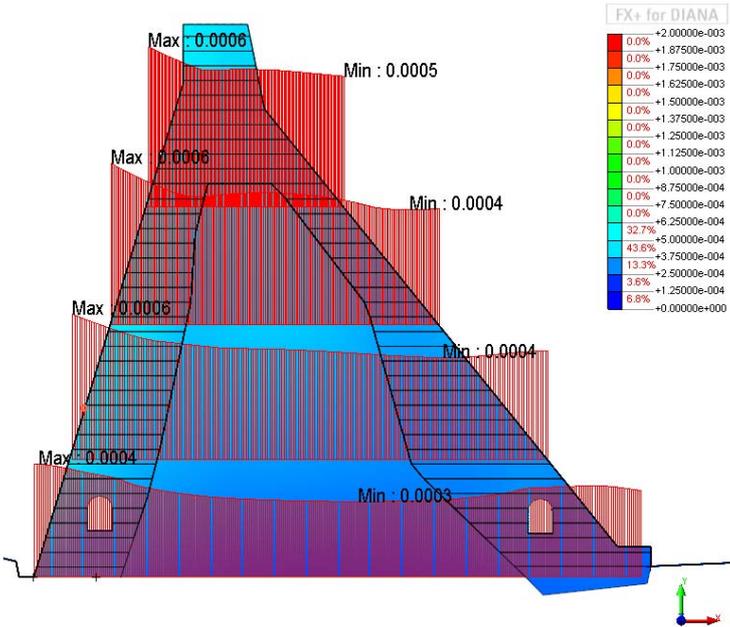


[UNIT] kN, m
[DATA] Structural Spectral Response, SX(Y) Nodes, Superposition type CQC



[UNIT] kN, m
[DATA] Structural Spectral Response, D(X)(V), Superposition type CQC

Fig. 6/130 – C.C. 08, 0.3Ex+Ey - Sforzi di taglio σ_{xy} (KPa); Fig. 6/131 – C.C. 08, 0.3Ex+Ey – Spost. orizzontali d_x (m);



[UNIT] kN, m
[DATA] Structural Spectral Response, D(Y)(V), Superposition type CQC

Fig. 6/132 – C.C. 08, I; 0.3Ex+Ey – Spost. verticali d_y (m);

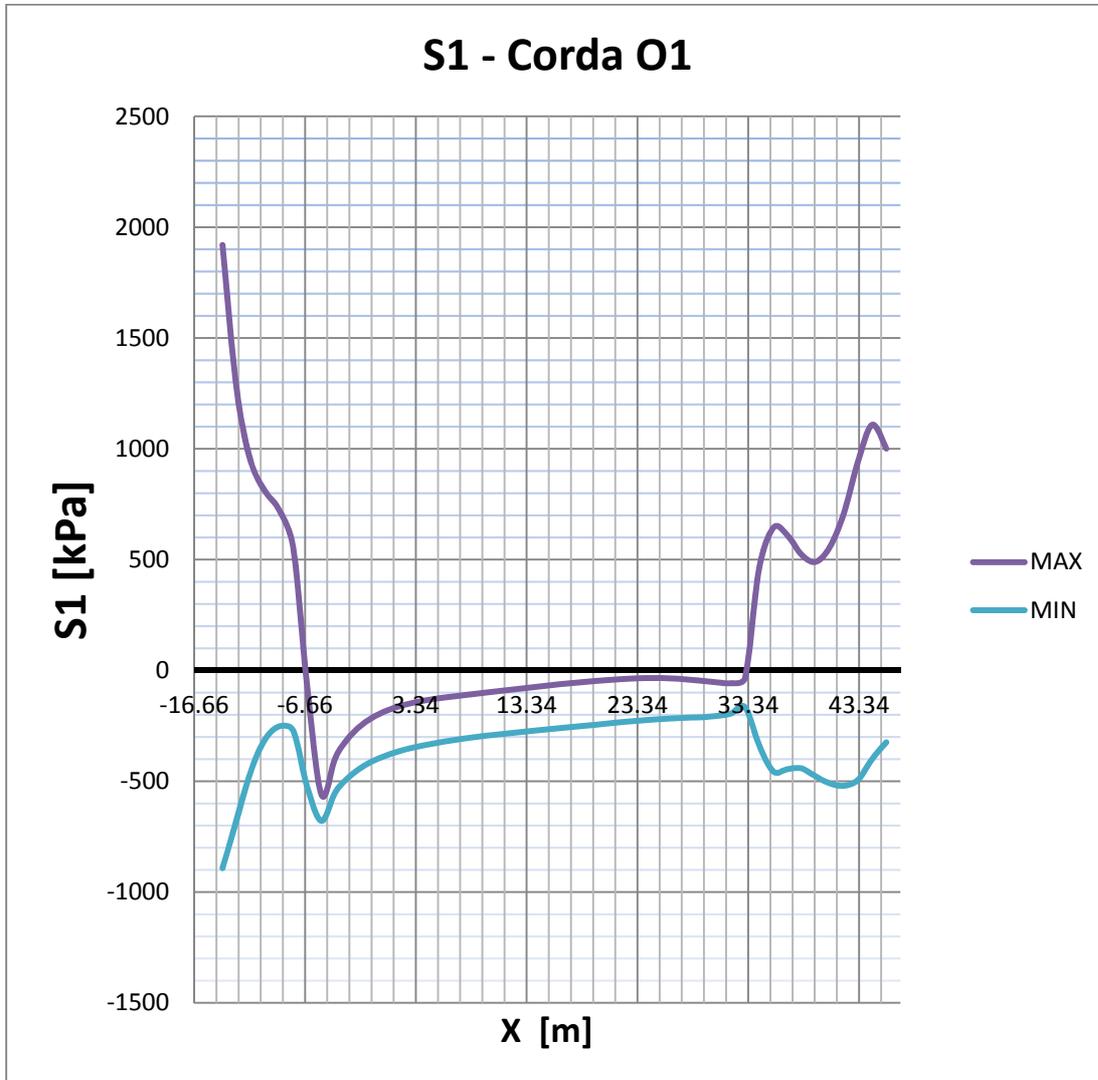


Fig. 6/133 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda O1 (kPa);

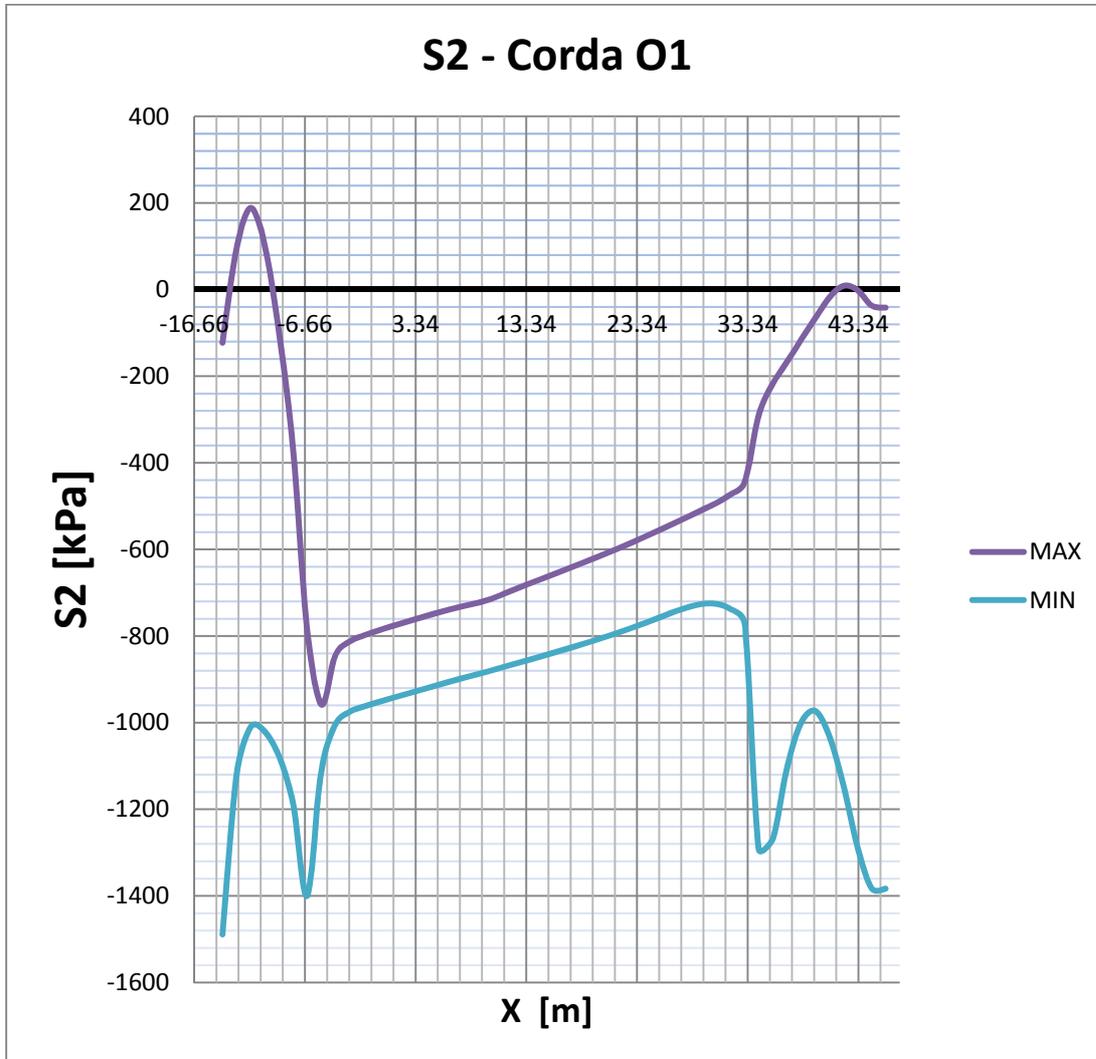


Fig. 6/134 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda O1 (kPa);

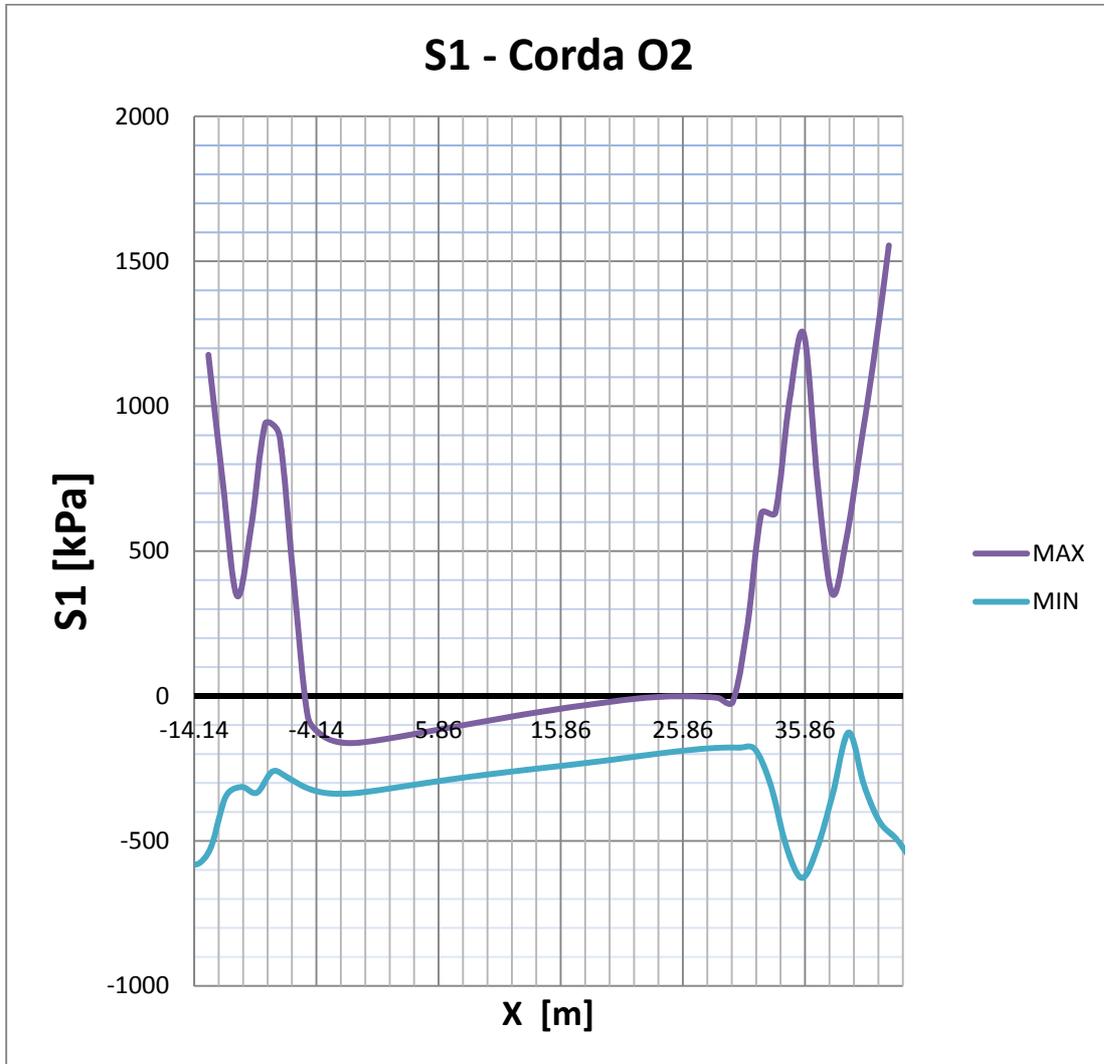


Fig. 6/135 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda O2 (kPa);

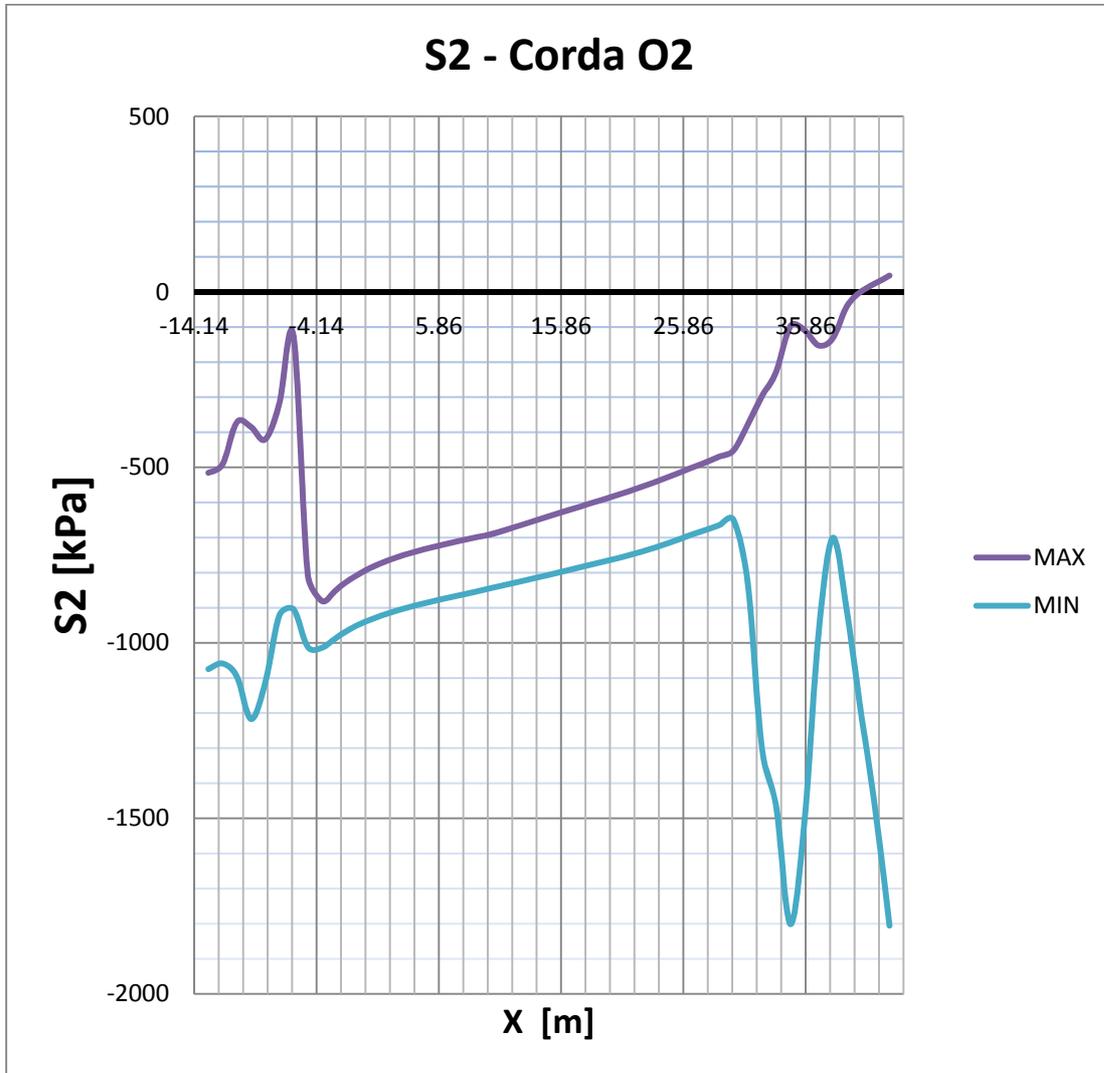


Fig. 6/136 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda O2 (kPa);

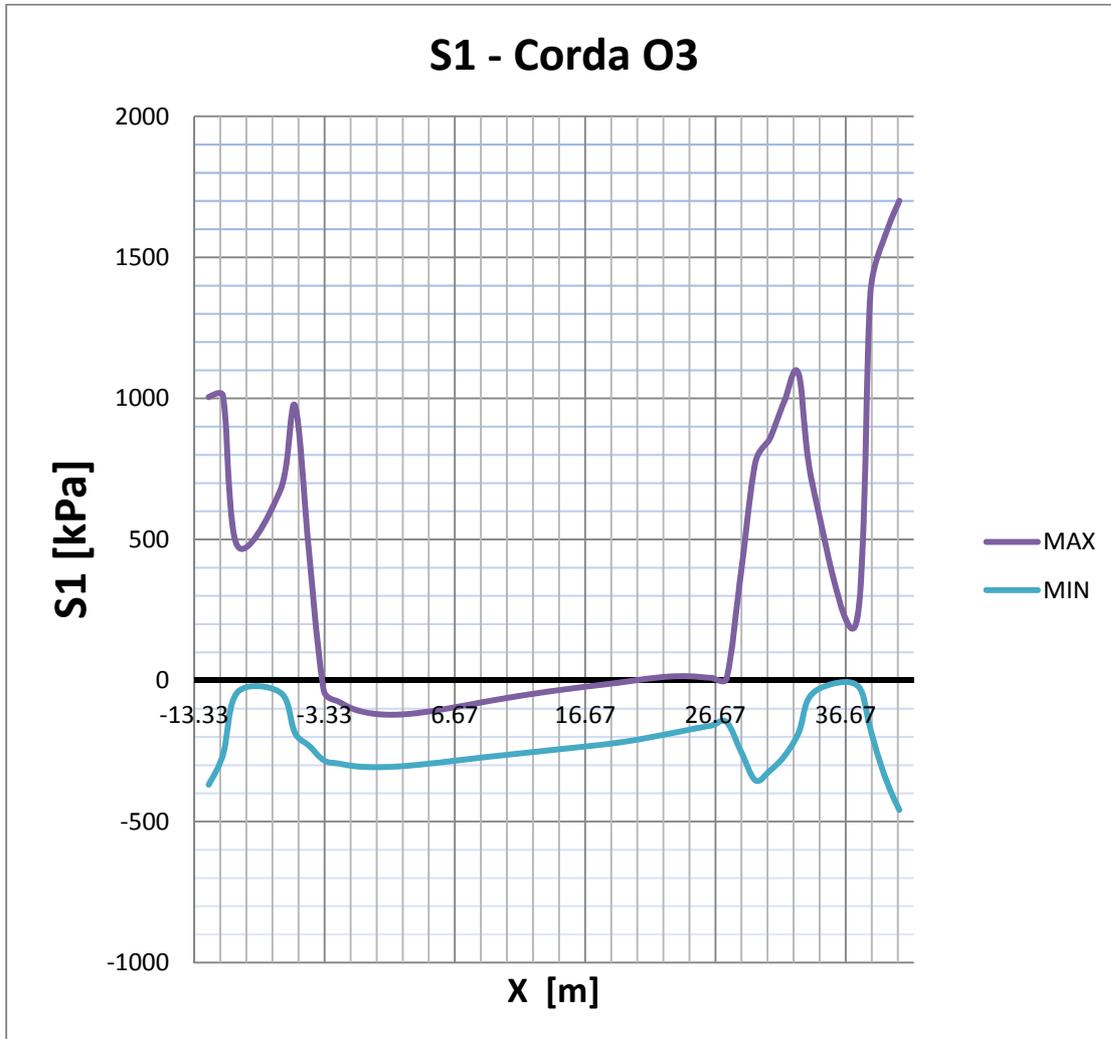


Fig. 6/137 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda O3 (kPa);

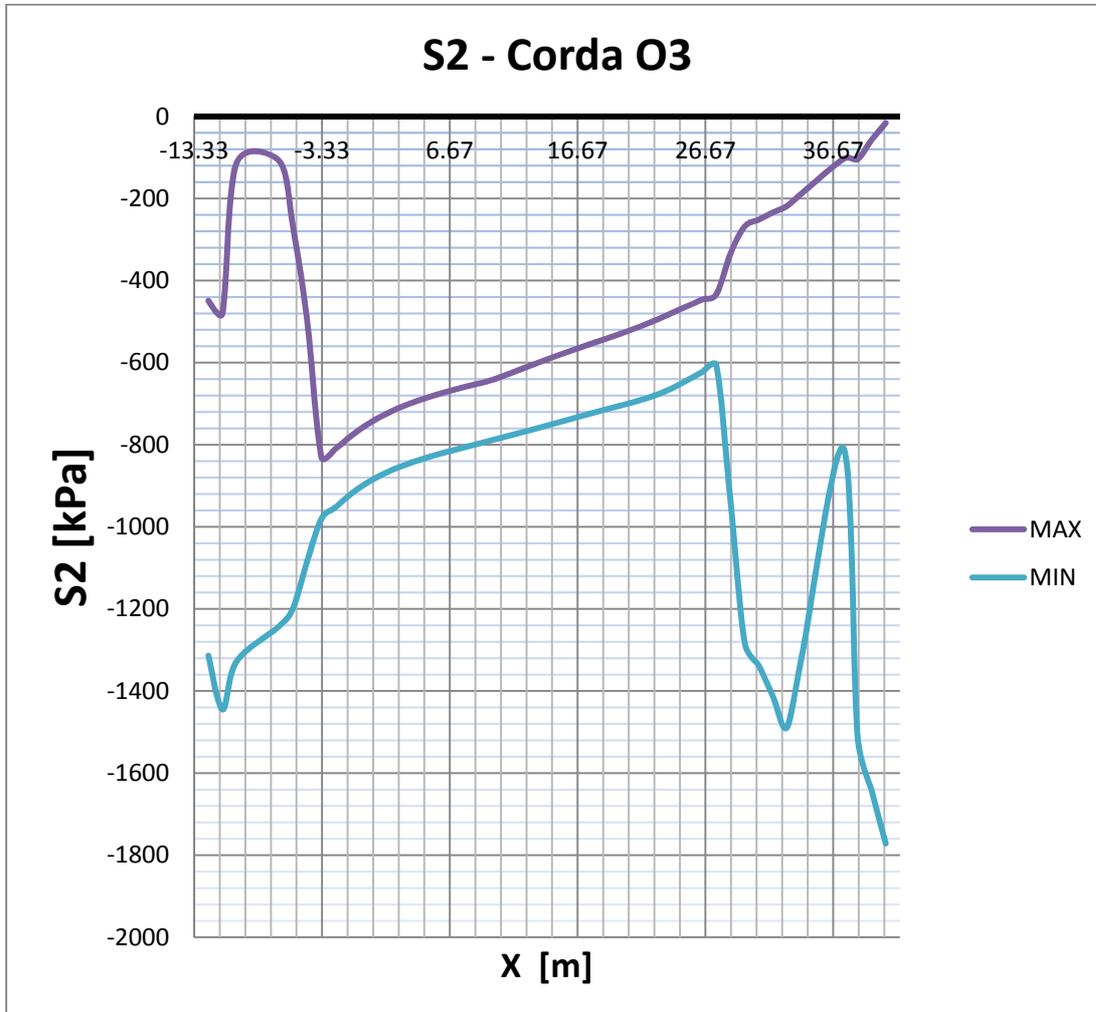


Fig. 6/138 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda O3 (kPa);

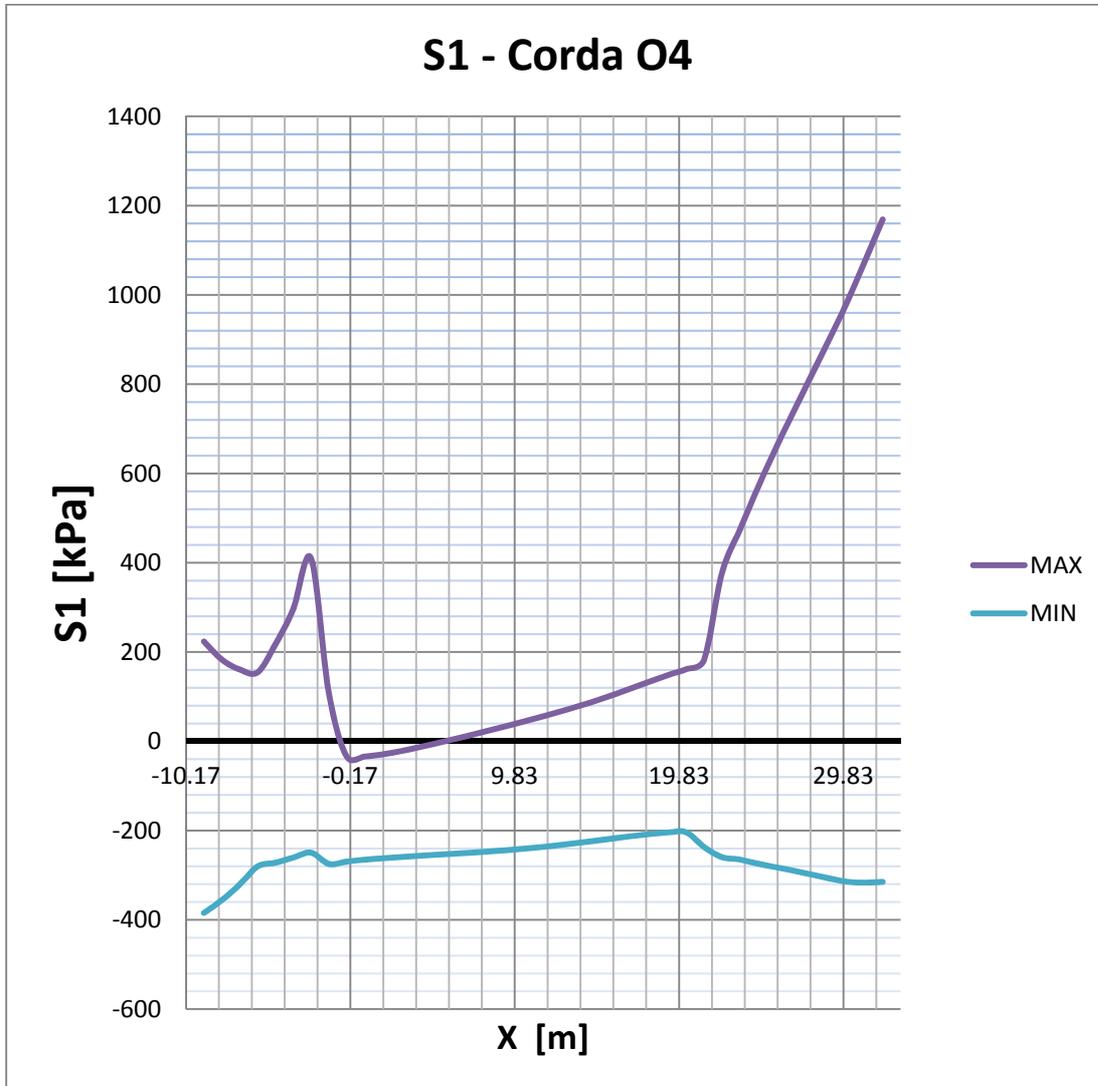


Fig. 6/139 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda O4 (kPa);

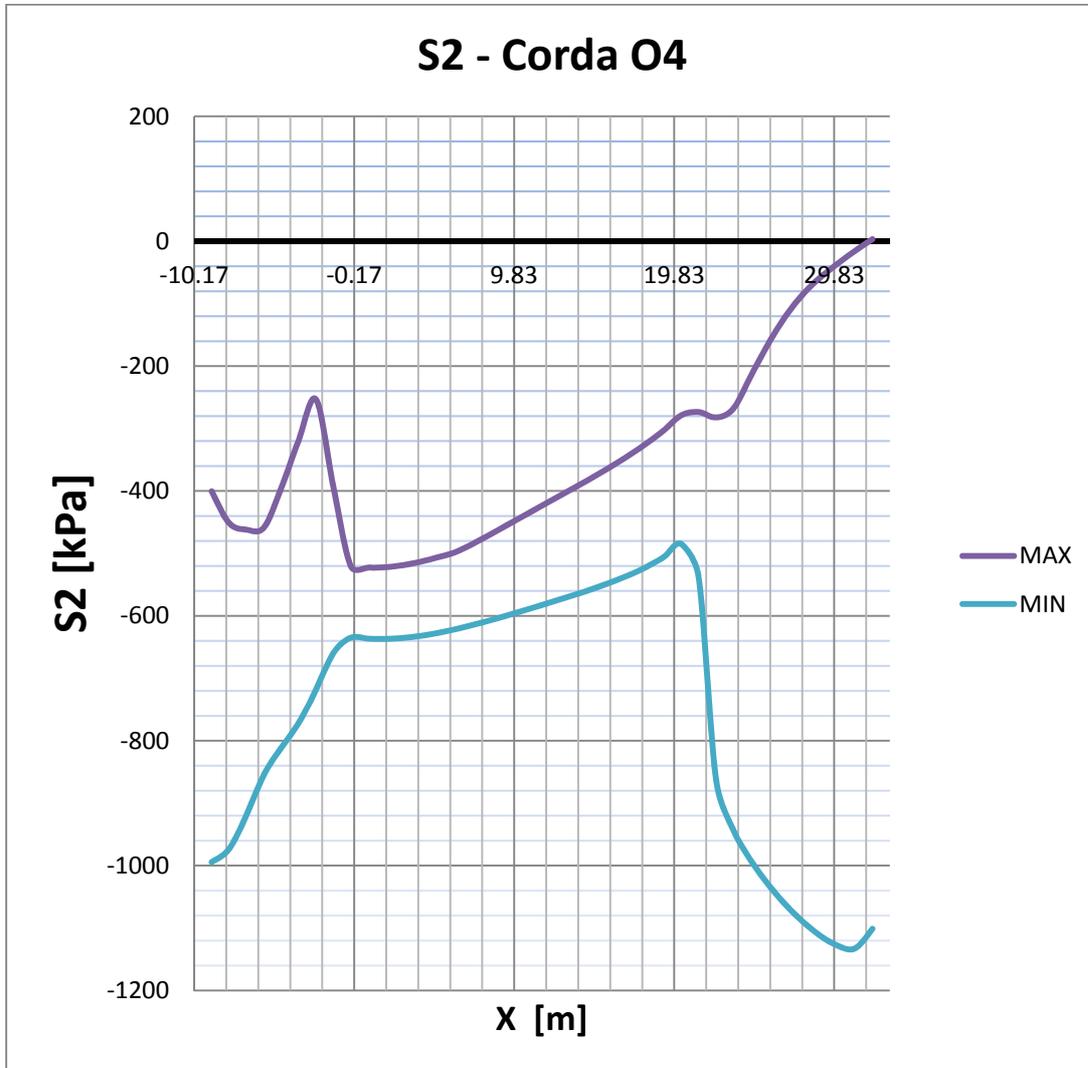


Fig. 6/140 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda O4 (kPa);

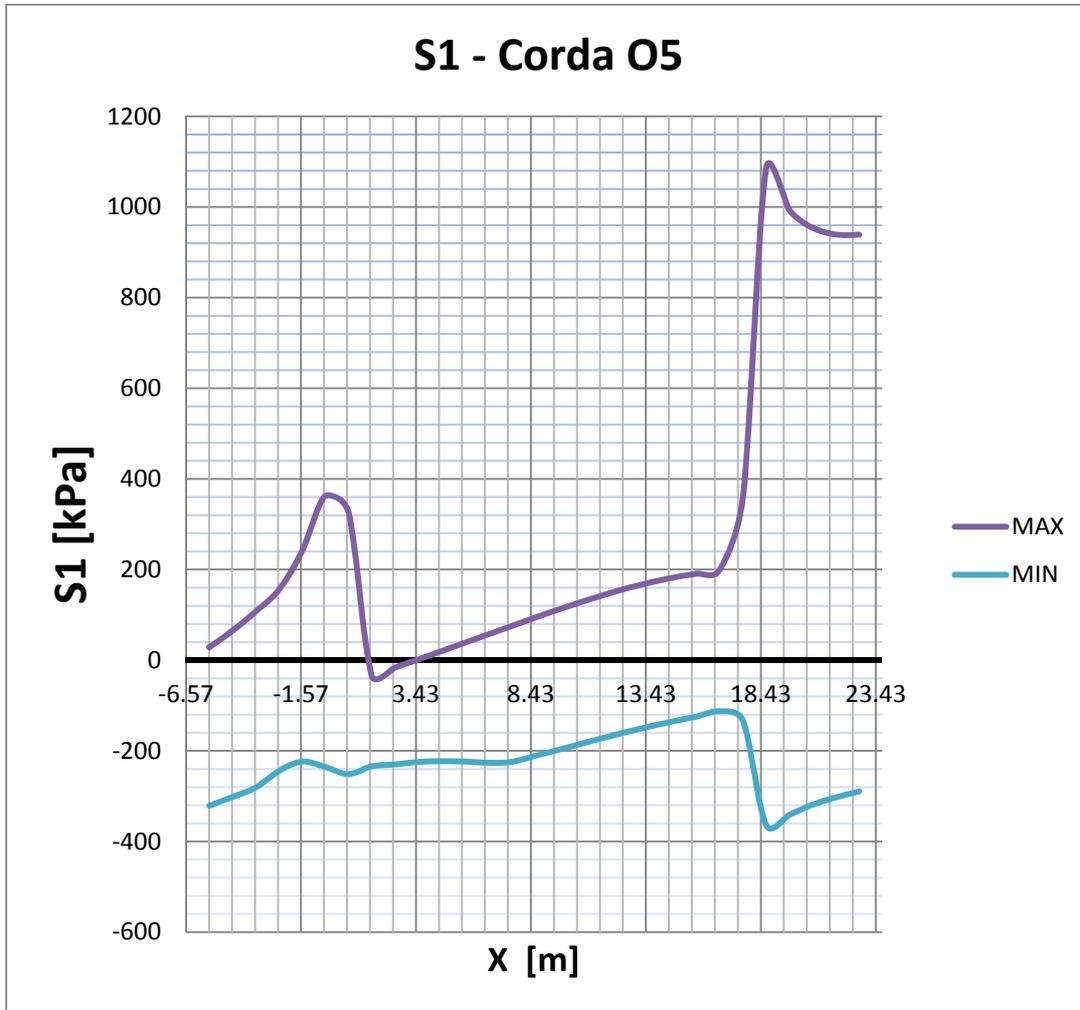


Fig. 6/141 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda O5 (kPa);

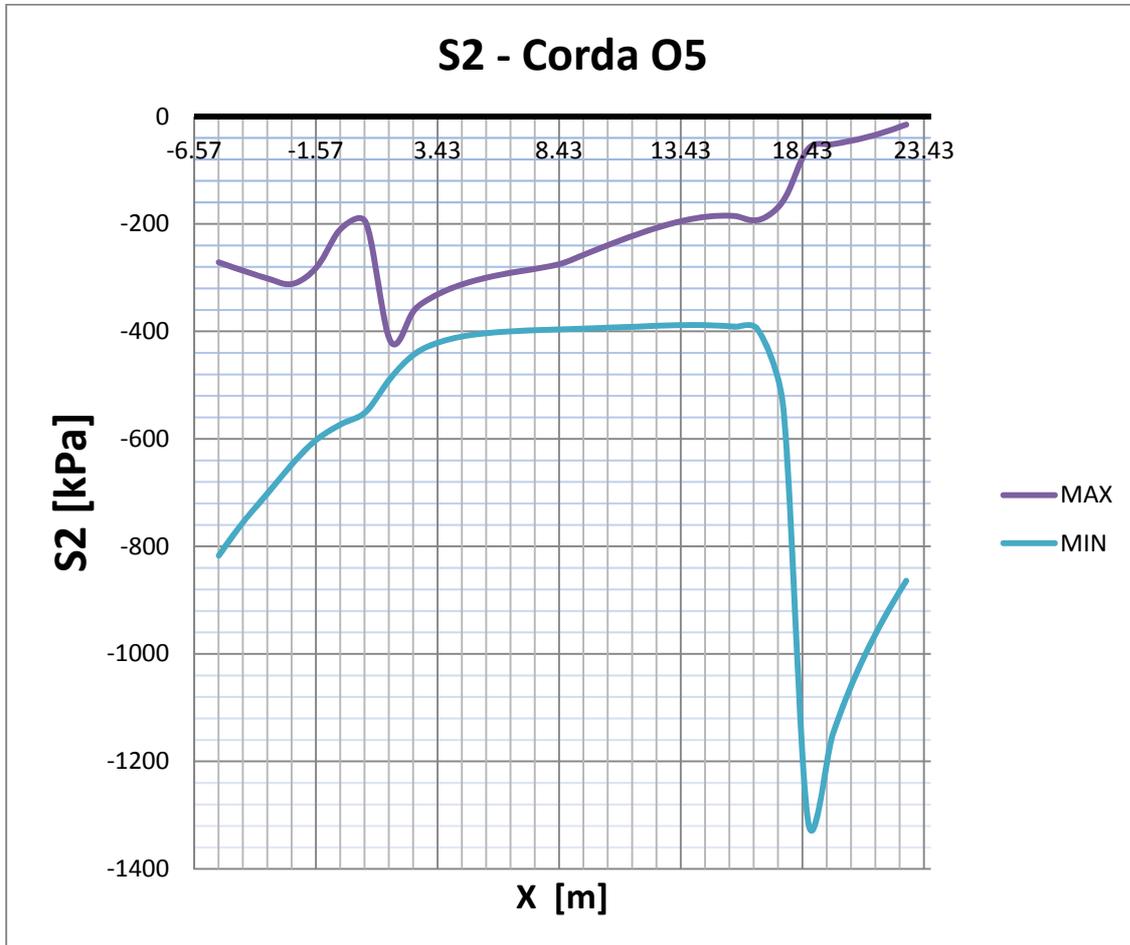


Fig. 6/142 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda O5 (kPa);

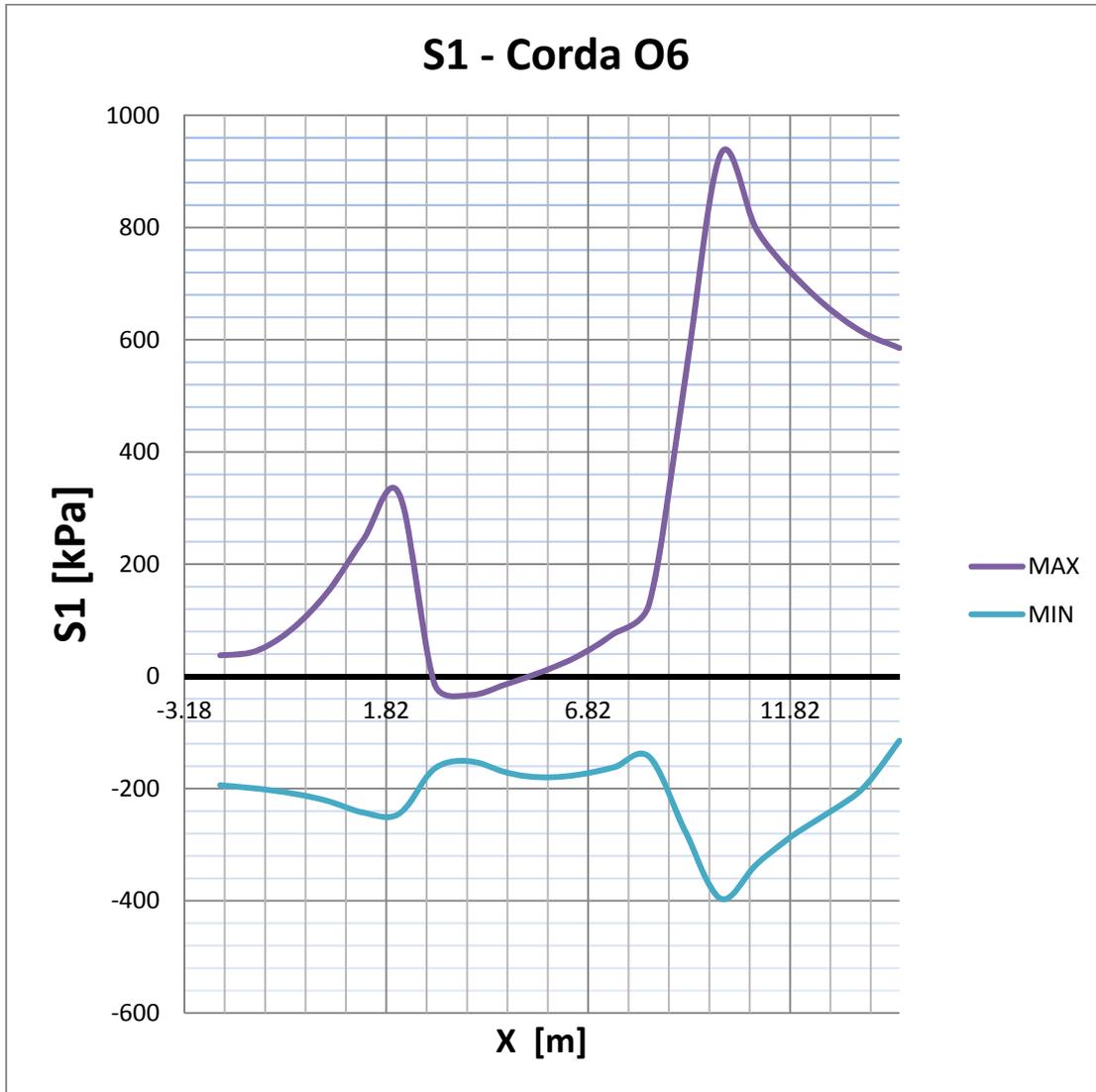


Fig. 6/143 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda O6 (kPa);

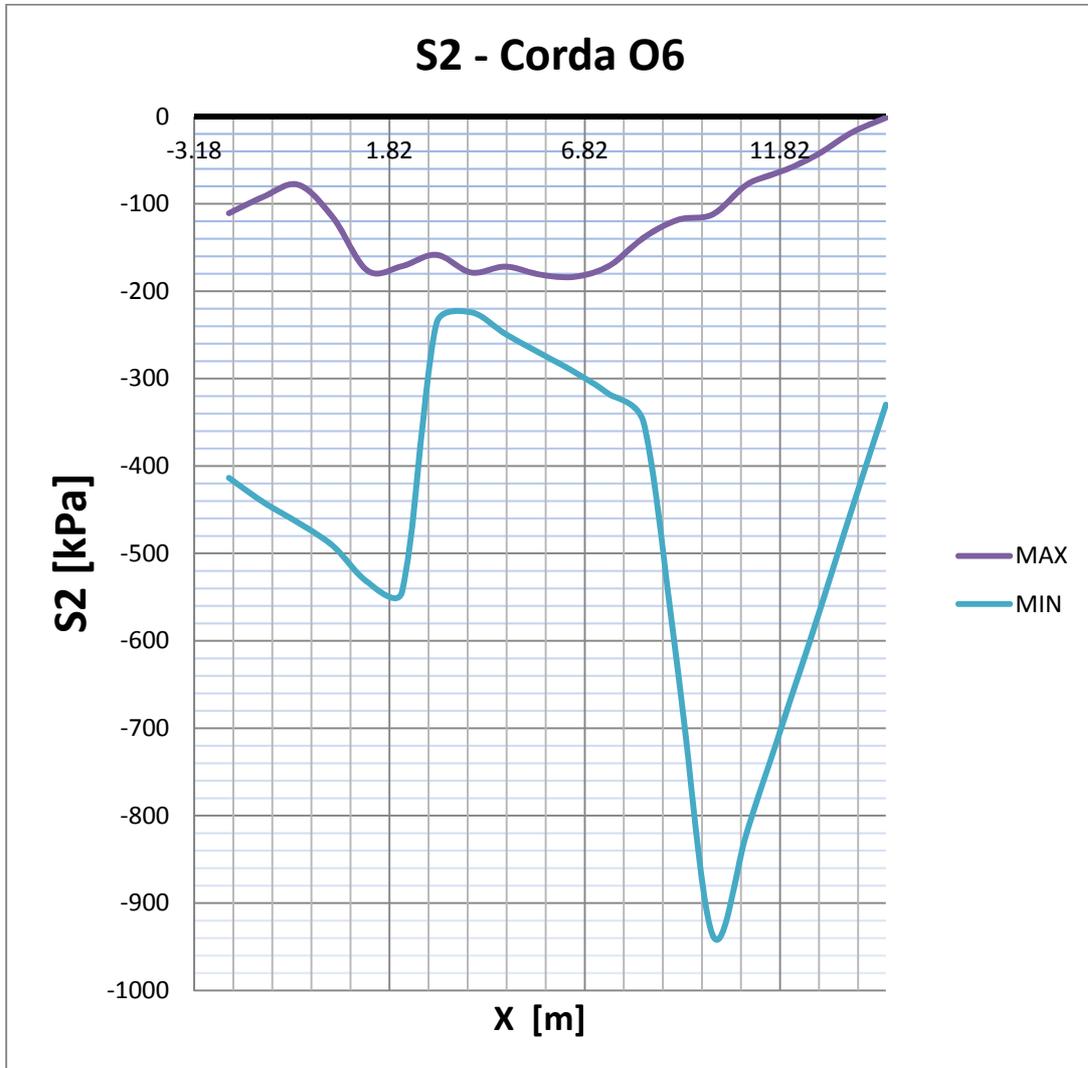


Fig. 6/144 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda O6 (kPa);

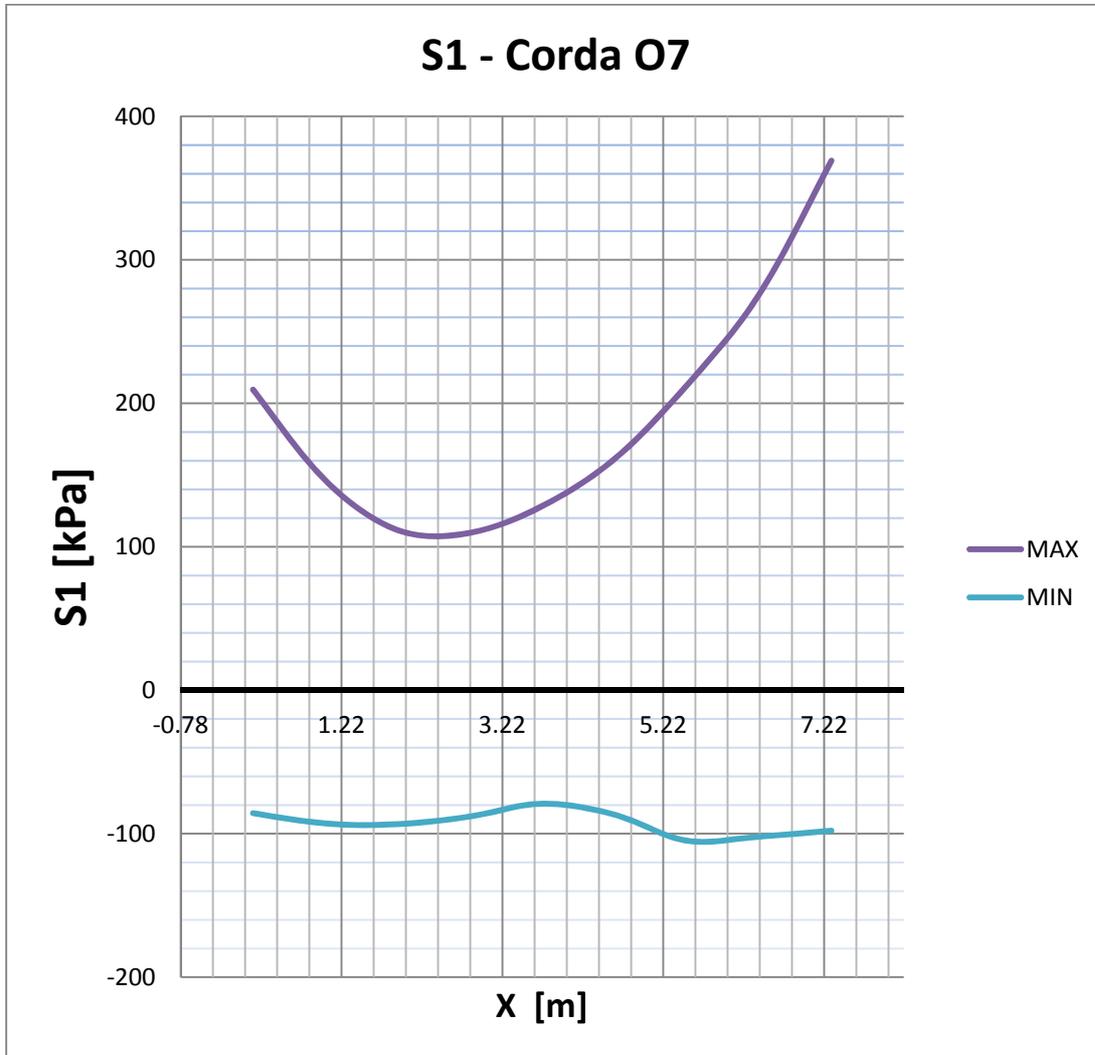


Fig. 6/145 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda O7 (kPa);

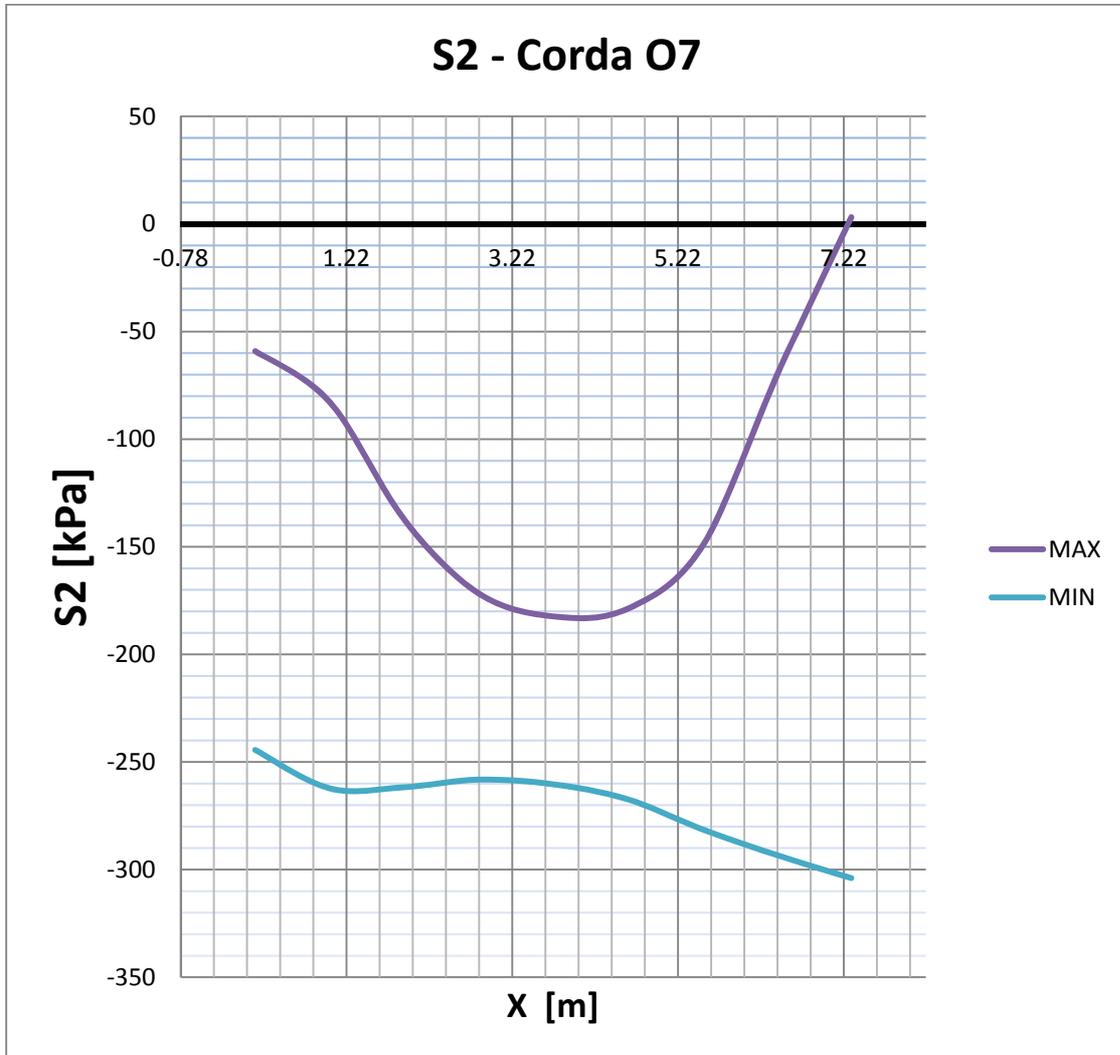


Fig. 6/146 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda O7 (kPa);

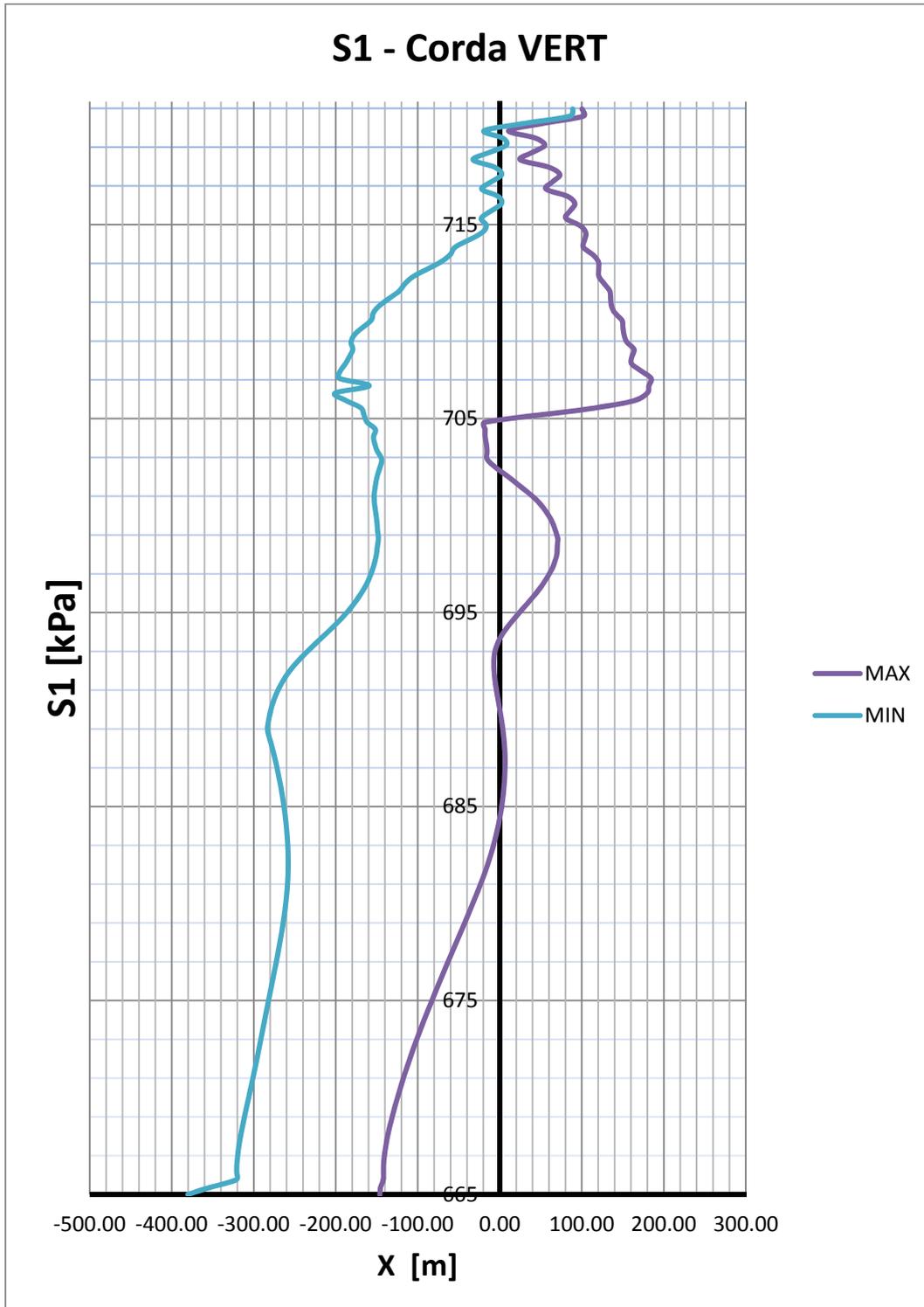


Fig. 6/147 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda VERT (kPa);

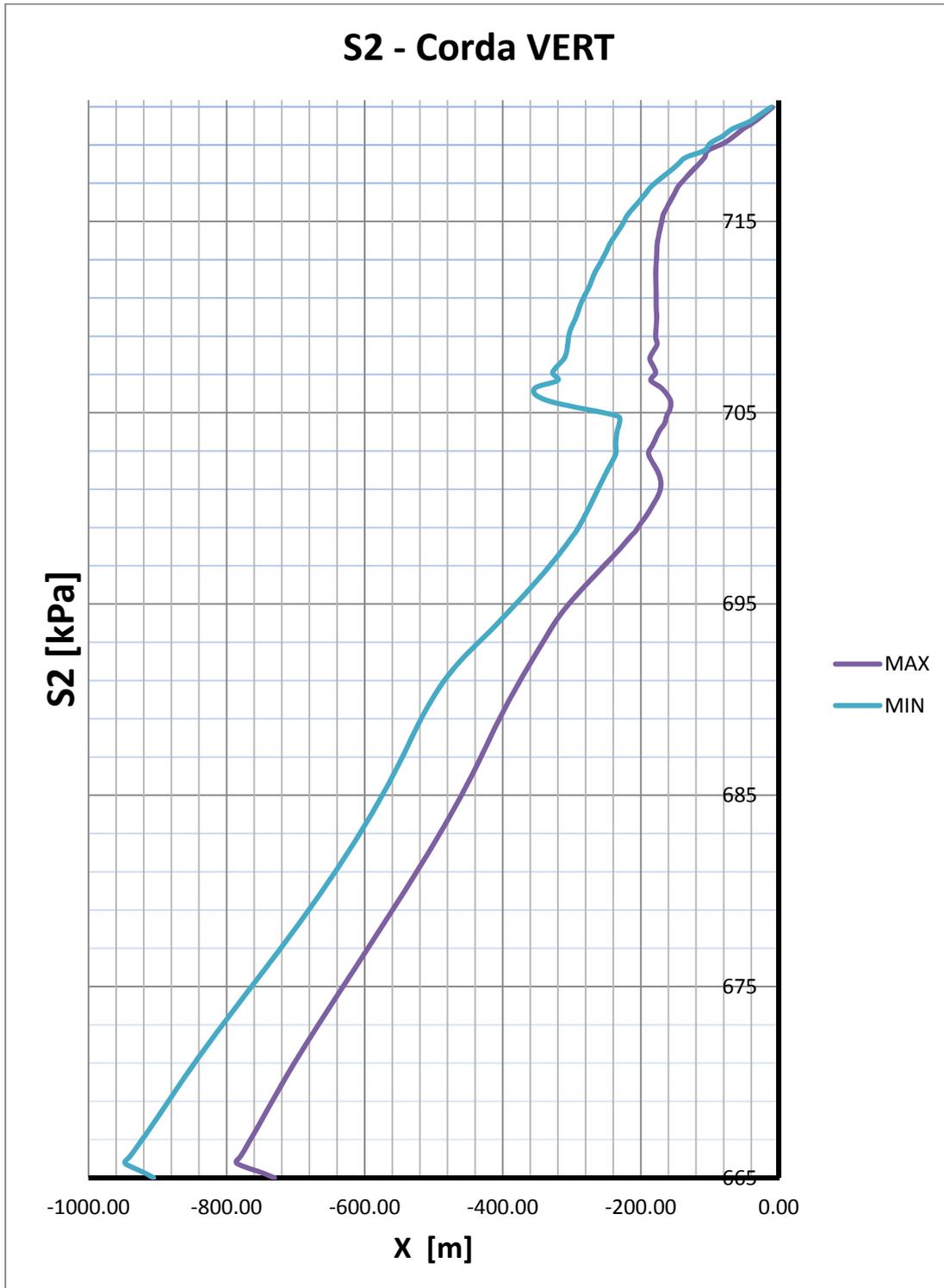


Fig. 6/148 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda VERT (kPa);

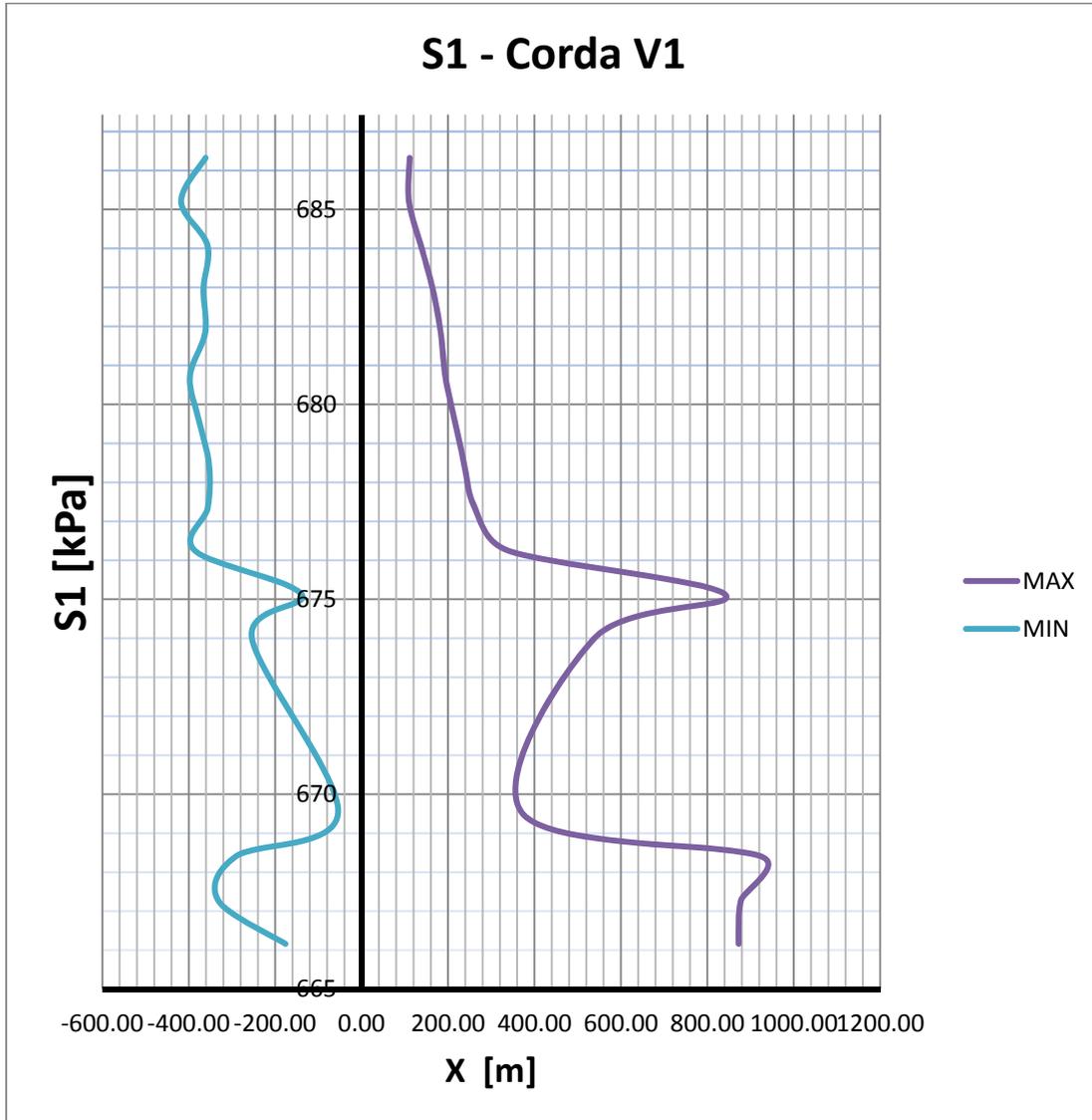


Fig. 6/149 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda V1 (kPa);

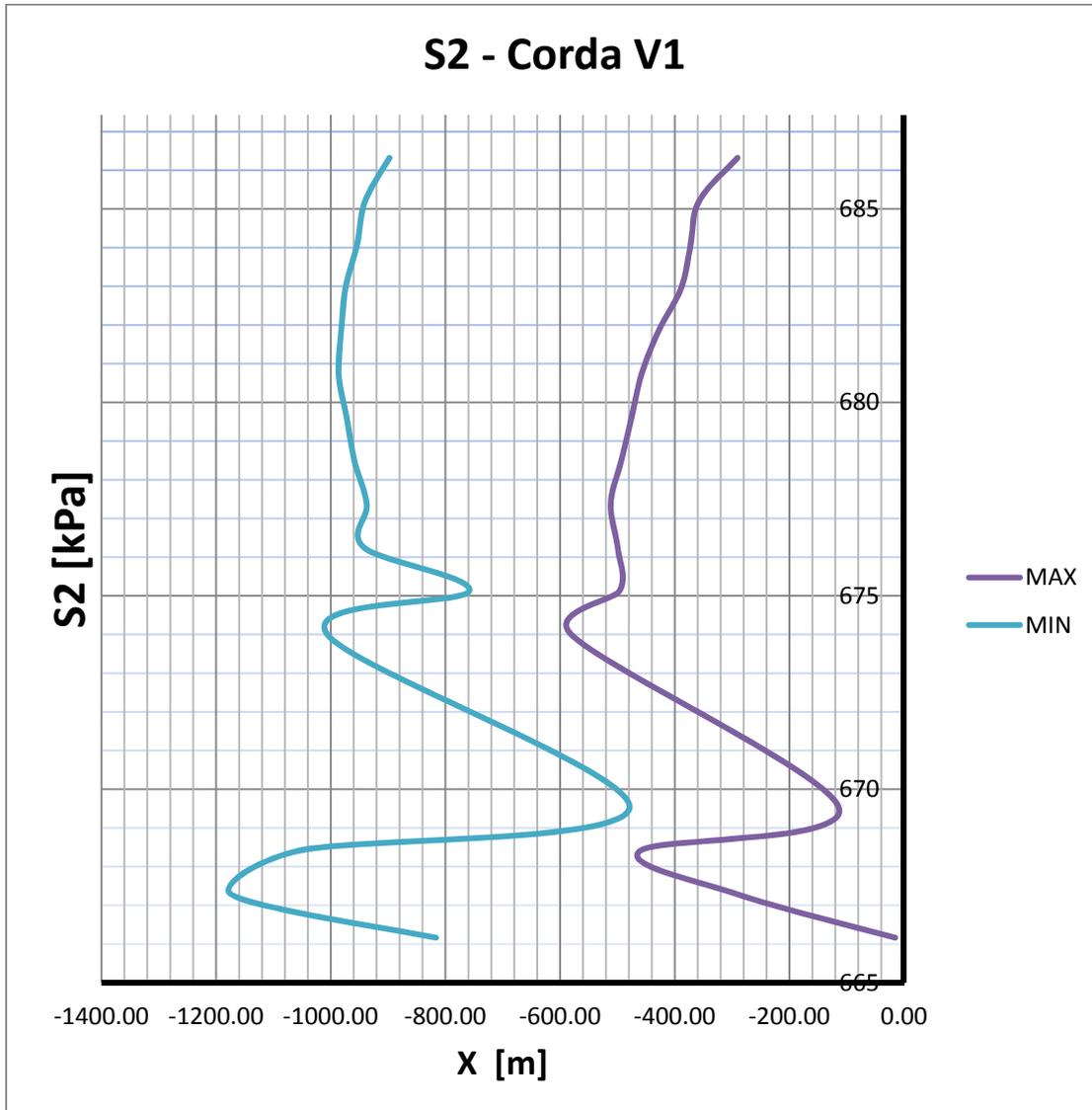


Fig. 6/150 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda V1(kPa);

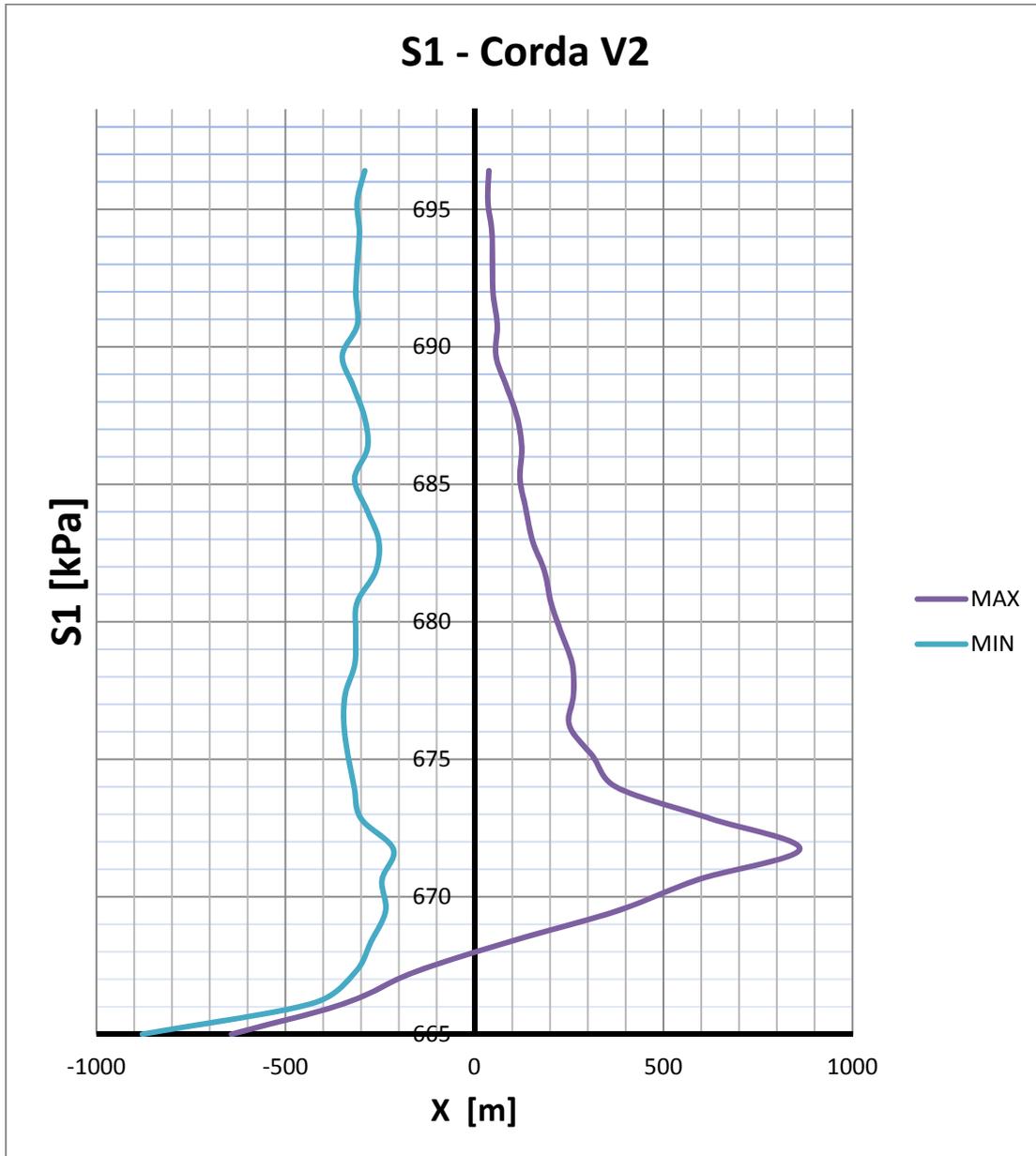


Fig. 6/151 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda V2 (kPa);

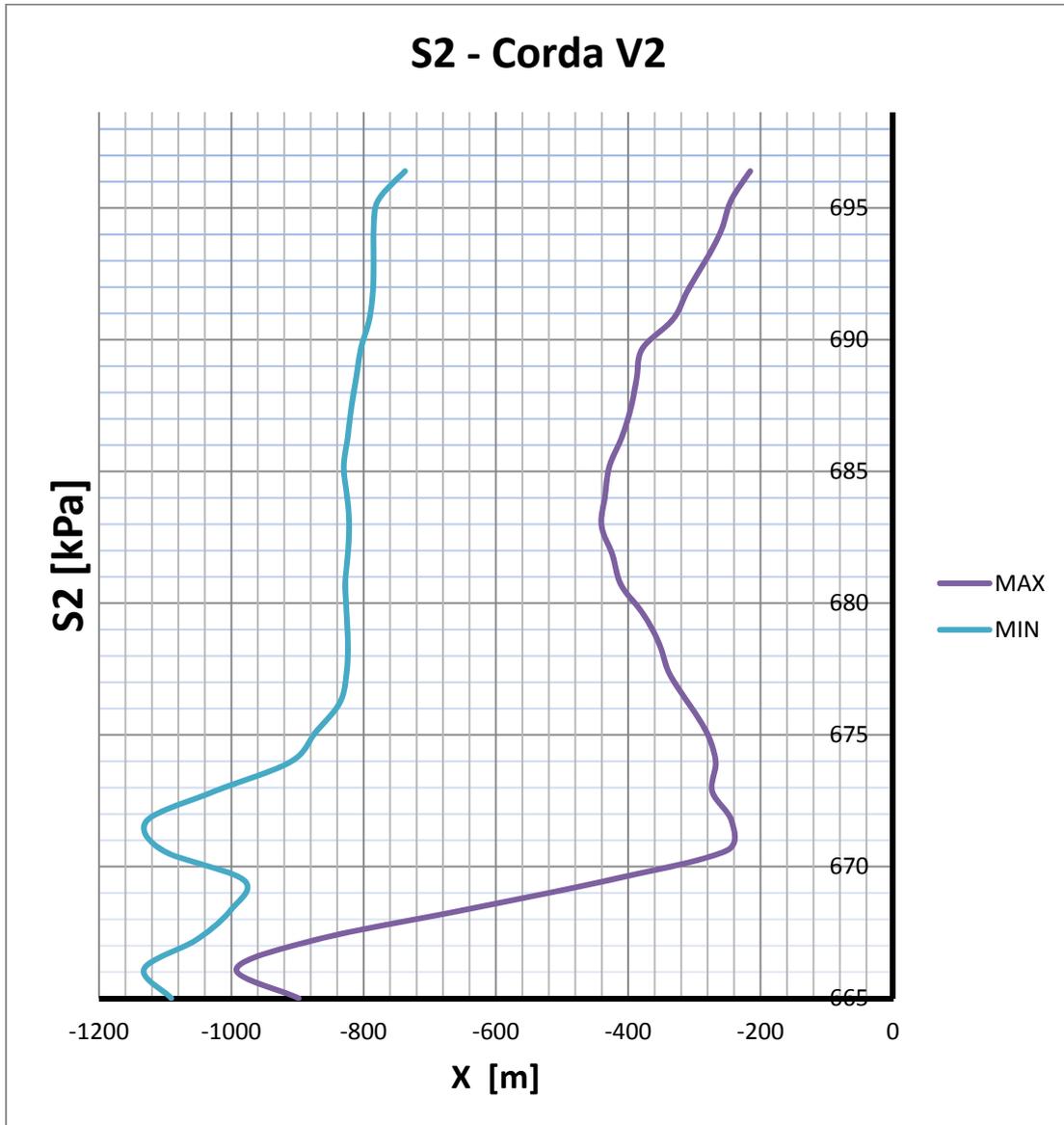


Fig. 6/152 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda V2(kPa);

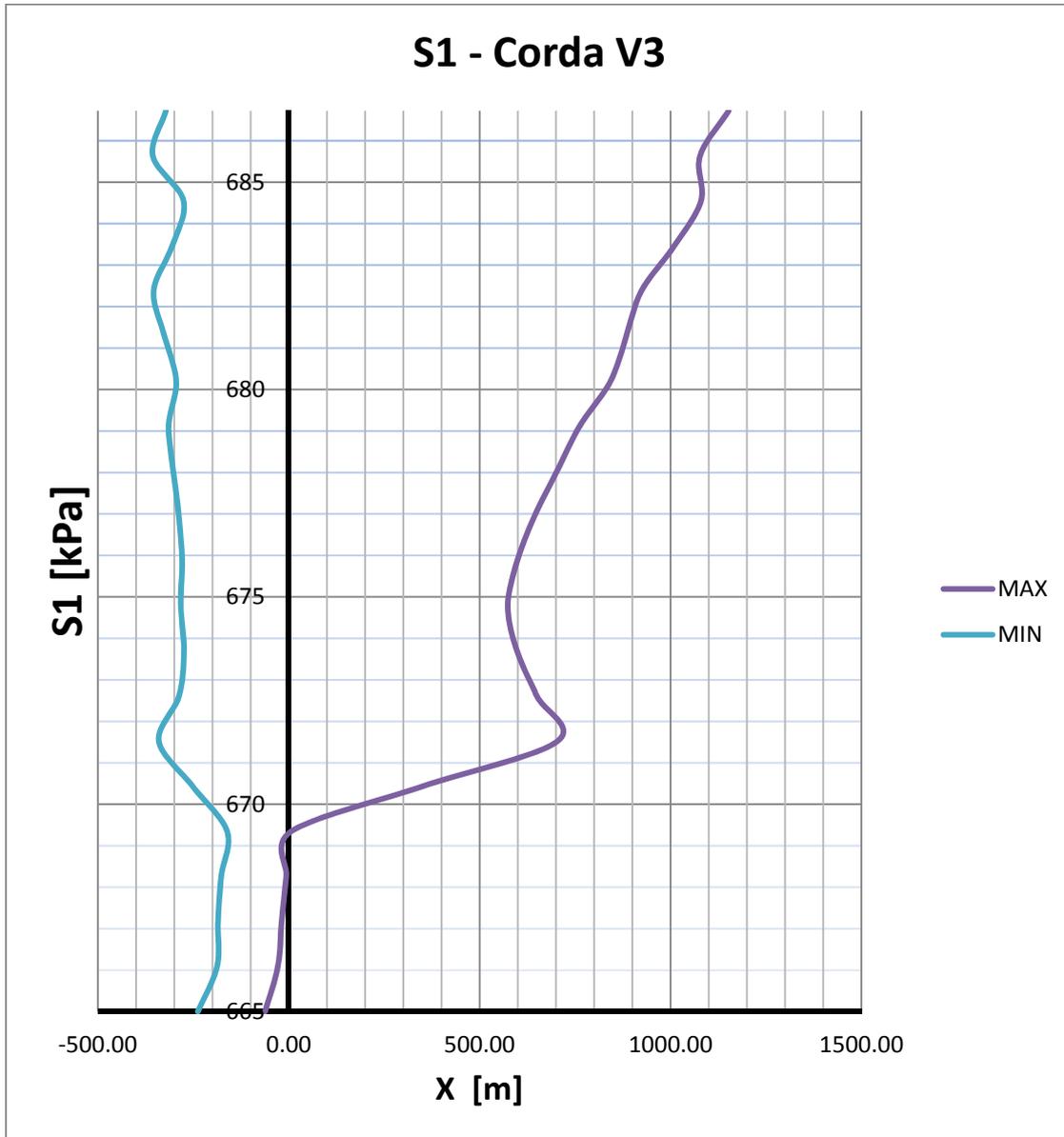


Fig. 6/153 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda V3 (kPa);

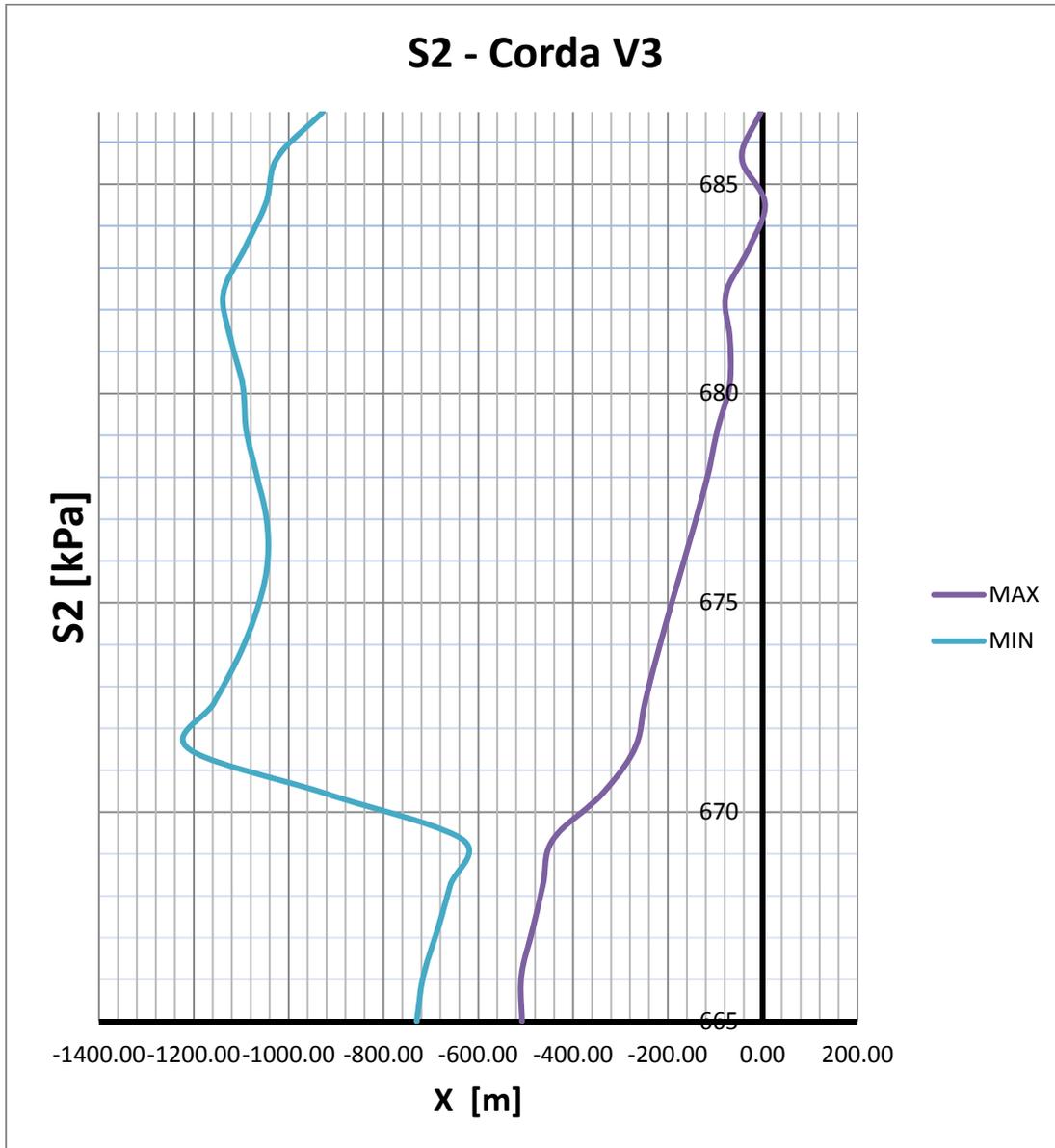


Fig. 6/154 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda V3(kPa);

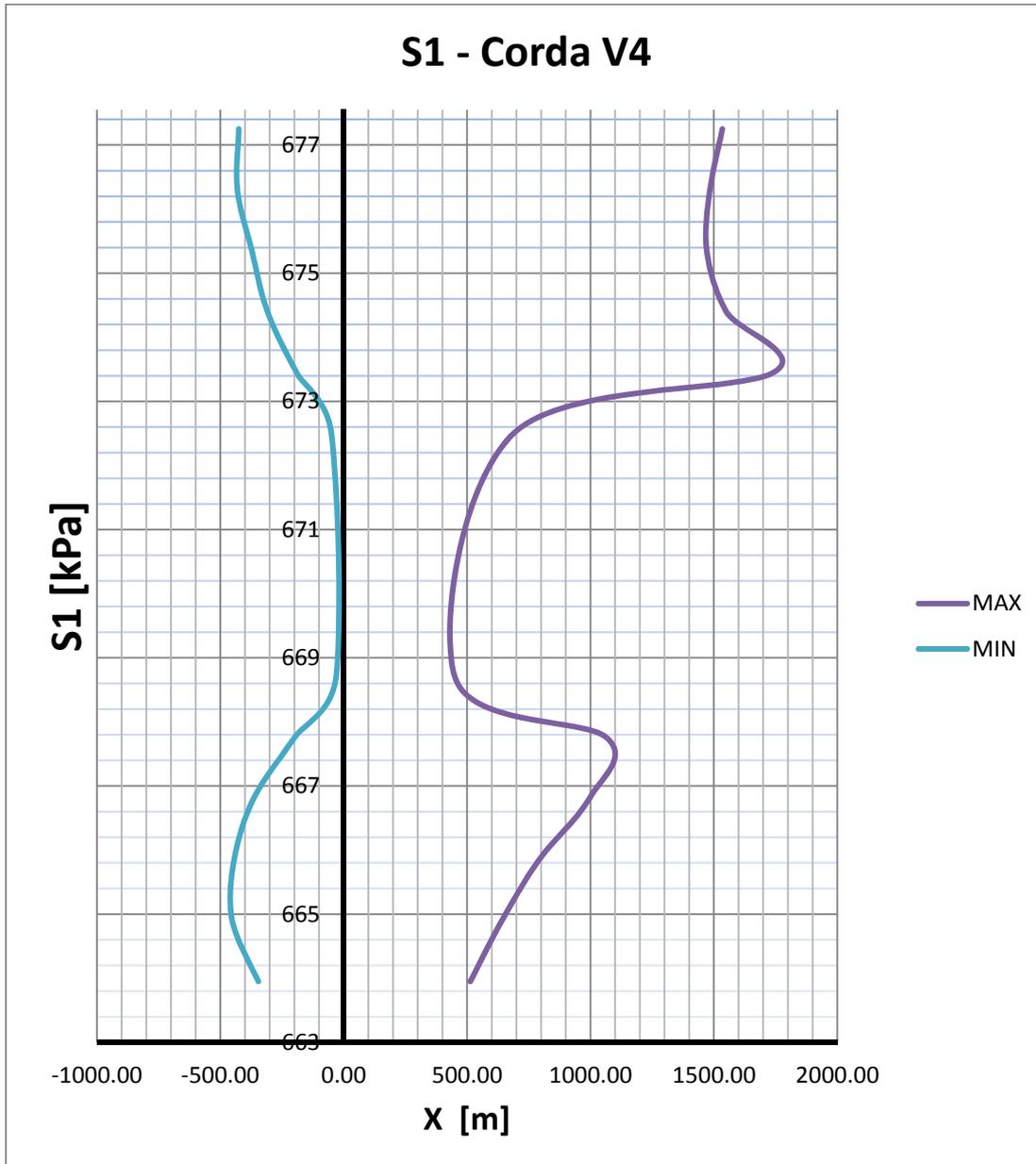


Fig. 6/155 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda V4 (kPa);

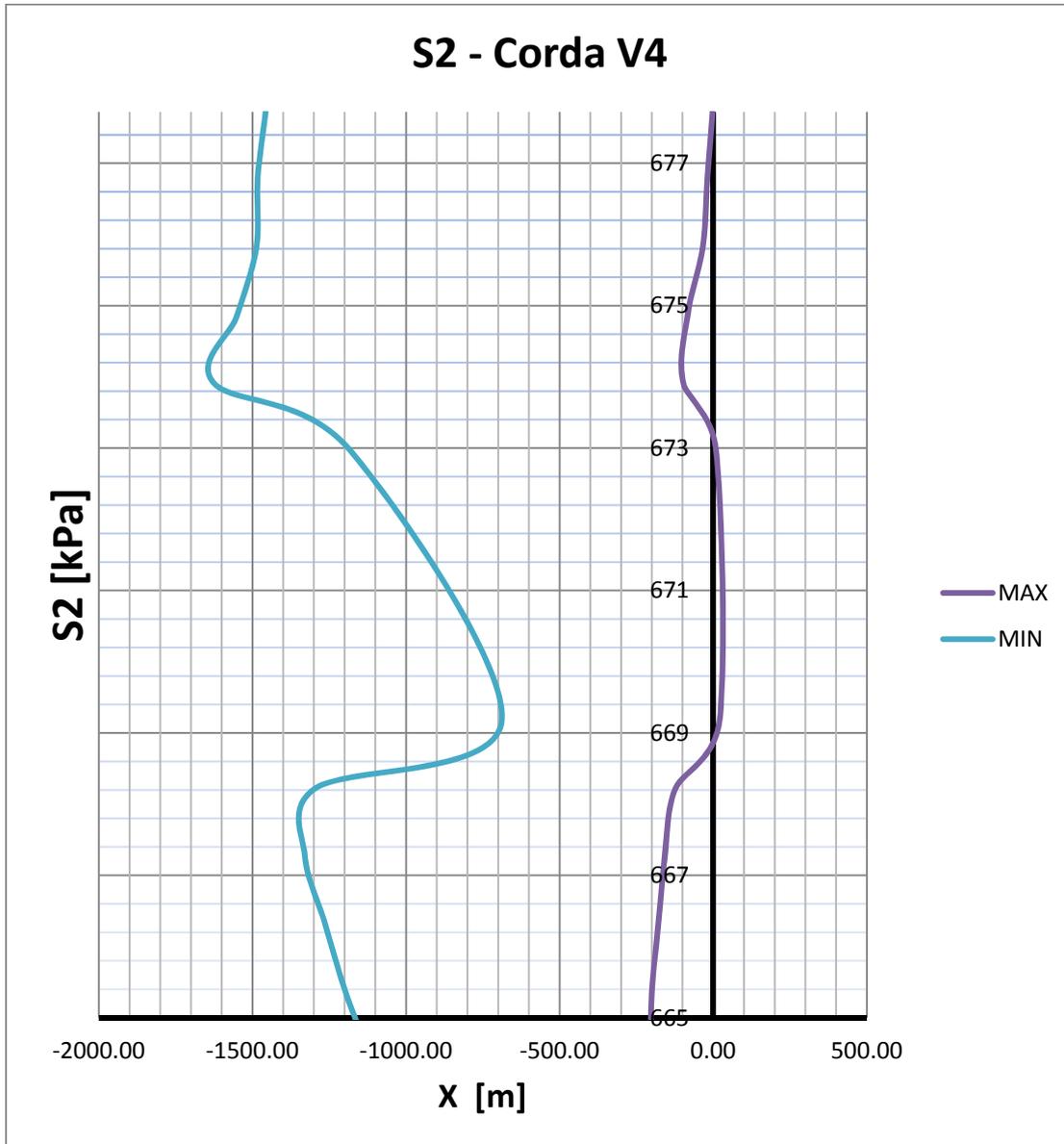


Fig. 6/156 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda V4(kPa);

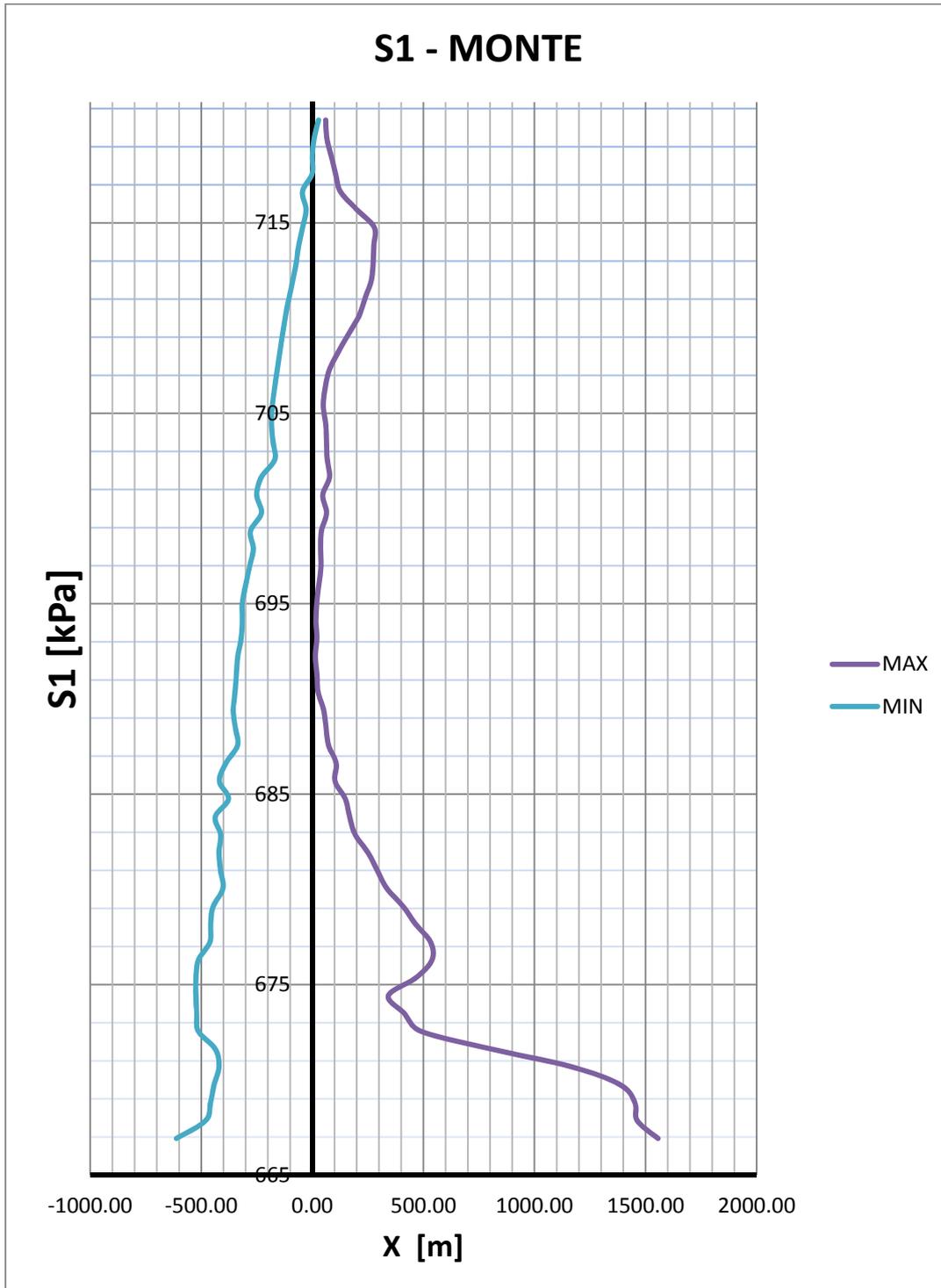


Fig. 6/157 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda MONTE (kPa);

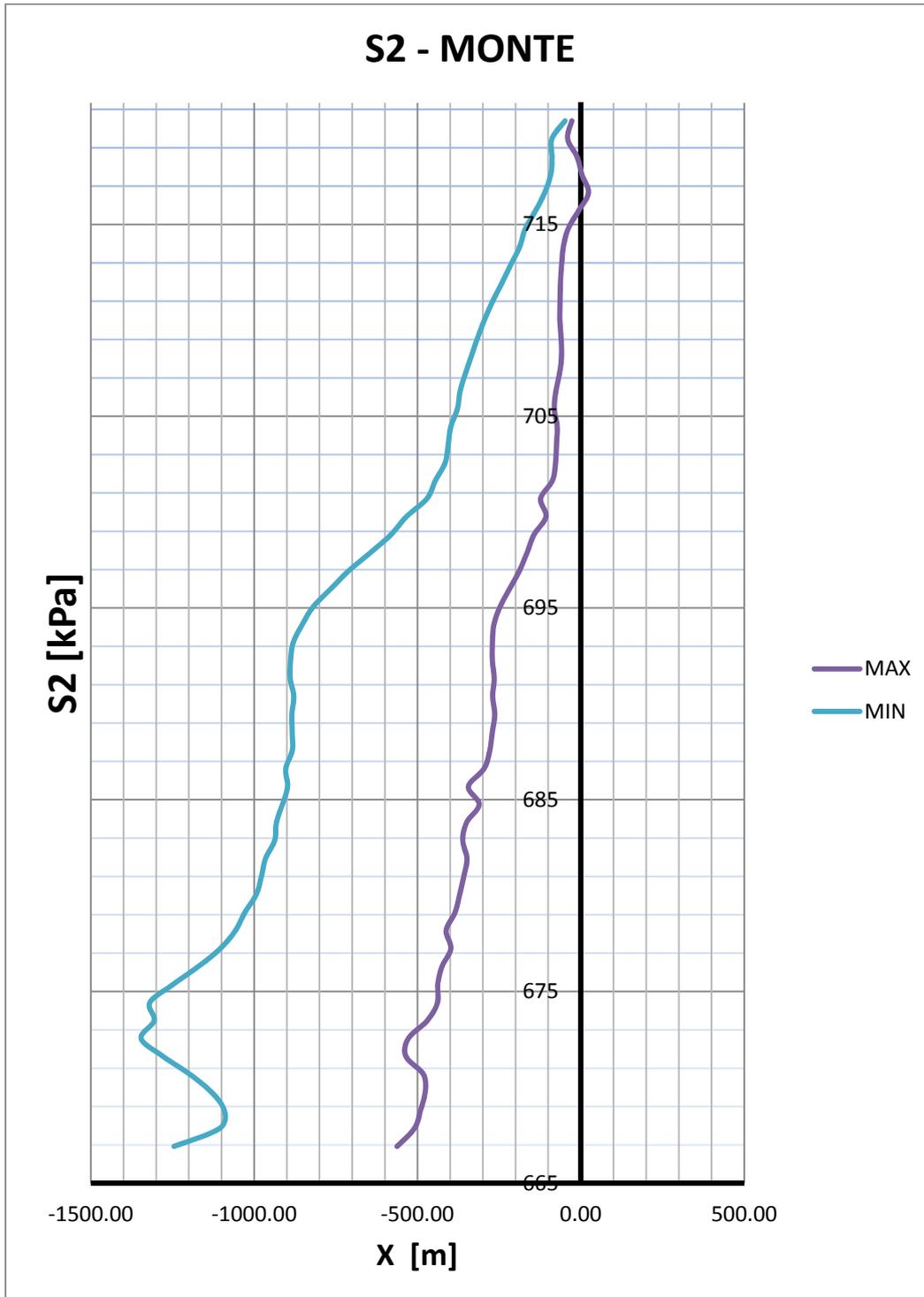


Fig. 6/158 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda MONTE(kPa);

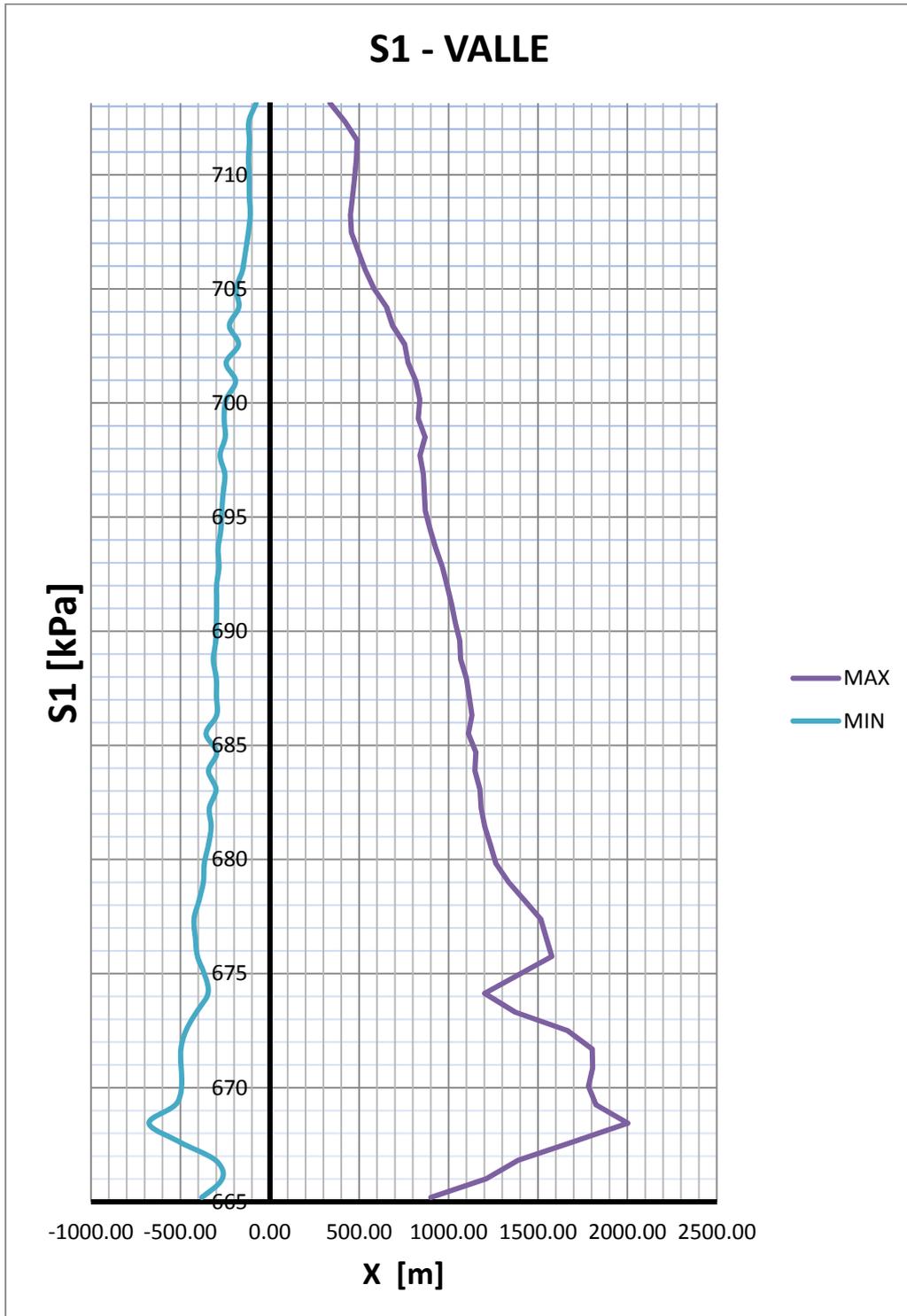


Fig. 6/159 – C.C. 08, Sforzi principali massimi corda VALLE (kPa);

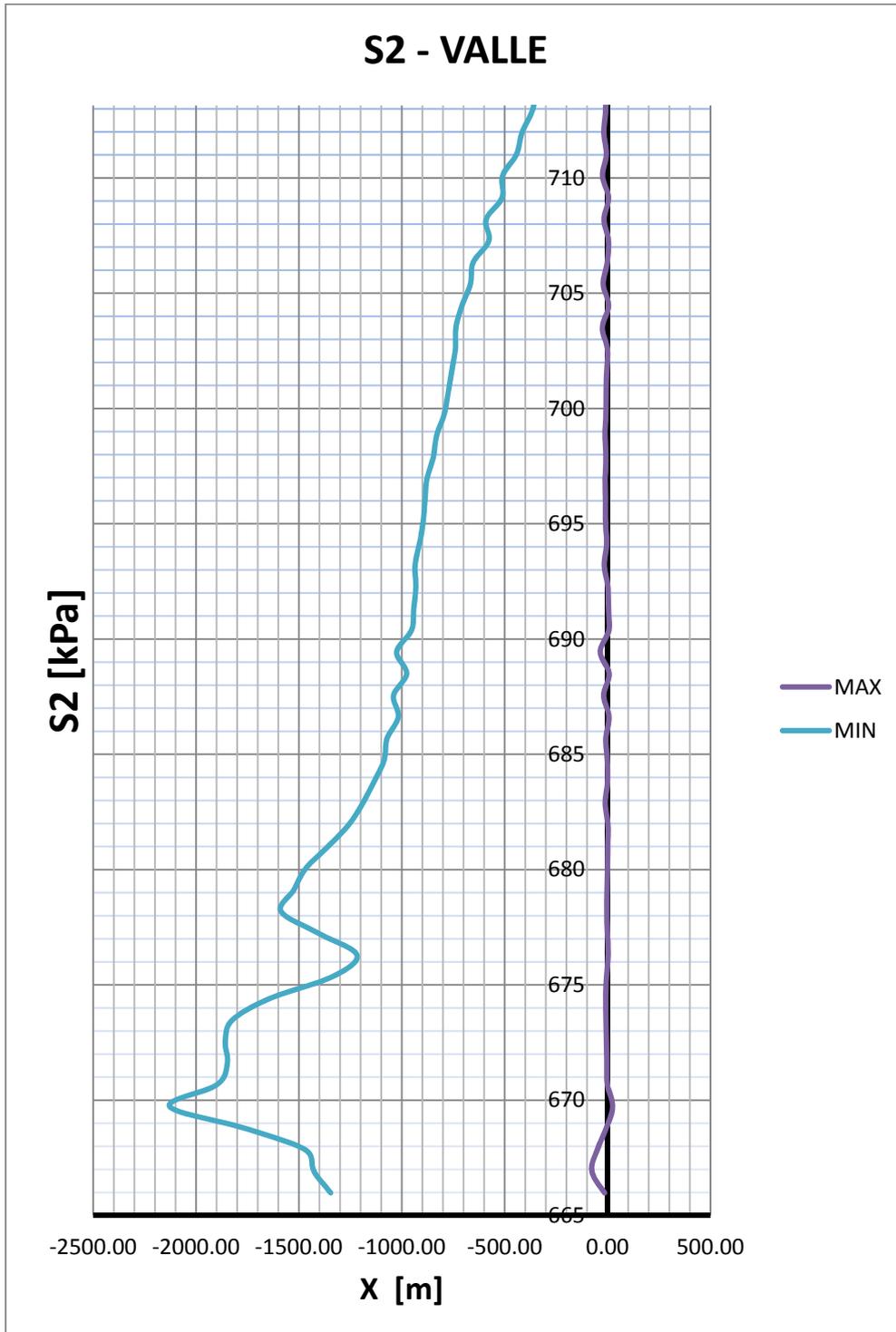


Fig. 6/160 – C.C. 08, Sforzi principali minimi corda VALLE (kPa);



6.2 Conclusioni

Le analisi effettuate sul modello bidimensionale ad elementi finiti della sezione maestra della diga di Badana mettono in luce un comportamento statico della struttura soddisfacente.

Bisogna tuttavia considerare che:

- Gli sforzi non eccedono mai i limiti di rottura previsti per i materiali coinvolti se non in limitate zone e solo in concomitanza con un evento sismico eccezionale, scongiurando l'eventualità che l'opera possa collassare sotto le azioni per la quale è progettata
- Sebbene l'opera sia considerata agli effetti del calcolo come una nuova costruzione, la geometria, le caratteristiche assai differenziate dei materiali e la preesistenza di una zona precaricata rende oggettivamente difficoltoso rispettare tutte le restrittive prescrizioni imposte dalla nuova normativa.
- Le verifiche sono state effettuate adottando le limitazioni imposte per le dighe a gravità ordinarie nonostante la struttura abbia un marcato profilo arcuato.
- Le tensioni di trazione presenti nella struttura sono addebitabili in larga misura ai fenomeni termici che hanno luogo nel corso del processo di idratazione e presa del calcestruzzo (con particolare attenzione al contatto con la muratura) ed alle variazioni di temperatura stagionali. Il primo aspetto può essere limitato ulteriormente adottando tutti gli accorgimenti possibili per ridurre l'innalzamento delle temperature conseguente al processo di presa della miscela cementizia.

Alla luce di queste considerazioni è possibile affermare che allo stato attuale del progetto la diga risulta in grado di sopportare in maniera adeguata le azioni previste; eventuali accorgimenti da adottare in corso d'opera possono senz'altro contribuire a migliorare il comportamento statico della struttura a breve e lungo termine.



7 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

7.1 Stabilità a scorrimento

7.1.1 Verifiche secondo DM 82

Questa verifica impone, per le forze specificate al capitolo 4, che il rapporto fra la somma delle componenti parallele alla superficie di fondazione e delle eventuali riprese dei getti o dei corsi in muratura, assunte orizzontali, e la somma delle loro componenti normali non debba superare il valore di 0.75.

Sono state verificate una sessantina di sezioni su tutta l'altezza della struttura (da q. 665 a q. 721.20 m s.l.m.) a intervallo di circa 1 m.

Il massimo valore di H/V sia in condizioni statiche (combinazione V1) che in condizioni dinamiche (combinazione V2) risulta alla quota di imposta della fondazione (per via delle sottopressioni) ed è pari rispettivamente a 0.42 e 0.50 (fig. 7/1). Tali valori sono soddisfacenti.

7.1.2 Verifiche secondo nuova Norma Tecnica Dighe 08

Questa verifica impone, per le forze specificate al capitolo 4, che:

$$E_d \leq R_d$$

E_d = Forze orizzontali lungo i piani di scivolamento dovute alle combinazioni di carico N1, N2 E n3;

R_d = Resistenza lungo il piano di scivolamento pari a:

$$R_d = (N * (\tan \varphi' / \gamma_{\varphi'}) + (c' / \gamma_{c'}) * L) / \gamma_R$$

Dove γ_R è il coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche a scorrimento, N è la risultante di tutte le forze verticali al piano in oggetto, $\gamma_{\varphi'}$ e $\gamma_{c'}$ sono i coefficienti di sicurezza parziali per la tangente dell'angolo di attrito e per la coesione efficace ed L è la lunghezza del piano di scivolamento.

Si è adottato per le verifiche a scorrimento l'Approccio 2 proposto dalle NTC, dal quale segue che:

$\gamma_R = 1.15$ come definito al D.2.2.1 delle nuove Norme Tecniche per le dighe 2008
 $\gamma_{\varphi'}$ e $\gamma_{c'} = 1.00$ come definito nella tabella 6.2.II delle NTC'08 alla colonna M1



Si sono assunti φ' pari a 49° e $c'=580$ kPa per i piani di scivolamento all'interno dell'ammasso murario e φ' pari a 36° e $c'=260$ kPa per il piano d'imposta della fondazione ipotizzando che lo scivolamento possa avvenire lungo lo strato di malta di imposta del corpo murario.

Nelle Tabelle 7/6 – 7/8 sono riportate le sintesi delle verifiche a scorrimento per le combinazioni di carico statico (esercizio) N2, N3 e sismico N1. In tutte le sezioni il criterio di sicurezza $E_d \leq R_d$ è soddisfatto.



Tab. 7/1 – Diga di Badana. Sintesi delle verifiche allo scorrimento secondo il DM '82 per la combo V1 (condizione statica con massimo invaso) e V2 V2 (condizione sismica con massimo invaso).

quota [m]	esercizio				sismica		
	H [kN]	N [kN]	H/N [-]		H [kN]	N [kN]	H/N [-]
721.2	0	0	0.00	0	0	0	0.00
721.0	0	31	0.00	0	1	31	0.04
720.0	0	190	0.00	0	8	186	0.04
719.0	2	339	0.01	0	17	331	0.05
718.0	14	484	0.03	0	38	474	0.08
717.0	36	634	0.06	0	69	620	0.11
716.0	68	788	0.09	0	112	771	0.15
715.0	110	946	0.12	0	165	925	0.18
714.0	162	1120	0.15	0	230	1094	0.21
713.0	224	1303	0.17	0	306	1273	0.24
712.6	252	1379	0.18	0	339	1347	0.25
712.0	296	1494	0.20	0	393	1460	0.27
711.0	378	1706	0.22	0	492	1666	0.30
710.0	470	1941	0.24	0	602	1895	0.32
709.0	572	2199	0.26	0	724	2147	0.34
708.5	627	2348	0.27	0	790	2292	0.34
708.0	684	2502	0.27	0	859	2442	0.35
707.0	806	2802	0.29	0	1003	2734	0.37
706.0	938	3122	0.30	0	1160	3046	0.38
705.0	1080	3462	0.31	0	1327	3378	0.39
704.0	1232	3822	0.32	0	1506	3729	0.40
703.0	1394	4201	0.33	0	1696	4099	0.41
702.0	1566	4602	0.34	0	1898	4489	0.42
701.0	1748	5023	0.35	0	2111	4900	0.43
700.0	1940	5466	0.36	0	2336	5331	0.44
699.0	2142	5929	0.36	0	2571	5783	0.44
698.0	2354	6414	0.37	0	2819	6256	0.45
697.0	2576	6919	0.37	0	3077	6749	0.46
696.0	2808	7446	0.38	0	3347	7262	0.46
695.0	3050	7994	0.38	0	3628	7796	0.47
694.0	3302	8562	0.39	0	3920	8350	0.47
693.0	3564	9152	0.39	0	4224	8925	0.47
692.0	3836	9763	0.39	0	4539	9520	0.48
691.0	4118	10394	0.40	0	4865	10135	0.48
690.0	4410	11046	0.40	0	5203	10771	0.48
689.0	4712	11720	0.40	0	5552	11428	0.49
688.0	5024	12416	0.40	0	5912	12106	0.49



Tab. 7/1 – Diga di Badana. Sintesi delle verifiche allo scorrimento secondo il DM '82 per la combo V1 (condizione statica con massimo invaso) e V2 V2 (condizione sismica con massimo invaso).

quota [m]	esercizio				sismica		
	H [kN]	N [kN]	H/N [-]		H [kN]	N [kN]	H/N [-]
687.0	5346	13134	0.41	0	6283	12806	0.49
686.0	5678	13874	0.41	0	6666	13528	0.49
685.0	6020	14636	0.41	0	7060	14270	0.49
684.0	6372	15420	0.41	0	7465	15035	0.50
683.0	6734	16226	0.42	0	7882	15820	0.50
682.0	7106	17054	0.42	0	8309	16627	0.50
681.0	7488	17904	0.42	0	8748	17456	0.50
680.0	7880	18777	0.42	0	9198	18307	0.50
679.0	8282	19909	0.42	0	9660	19417	0.50
678.0	8694	20985	0.41	0	10128	20472	0.49
677.0	9116	21865	0.42	0	10606	21331	0.50
676.0	9548	22760	0.42	0	11096	22205	0.50
675.0	9990	23670	0.42	0	11596	23093	0.50
674.0	10442	24594	0.42	0	12107	23995	0.50
673.0	10904	25531	0.43	0	12629	24909	0.51
672.0	11376	26480	0.43	0	13161	25836	0.51
671.0	11858	27442	0.43	0	13704	26775	0.51
670.0	12350	28417	0.43	0	14258	27727	0.51
669.0	12852	29404	0.44	0	14822	28690	0.52
668.0	13364	30404	0.44	0	15397	29666	0.52
667.0	13886	31482	0.44	0	15982	30720	0.52
666.0	14418	32556	0.44	0	16578	31770	0.52
665.0	14960	33628	0.44	0	17183	32818	0.52

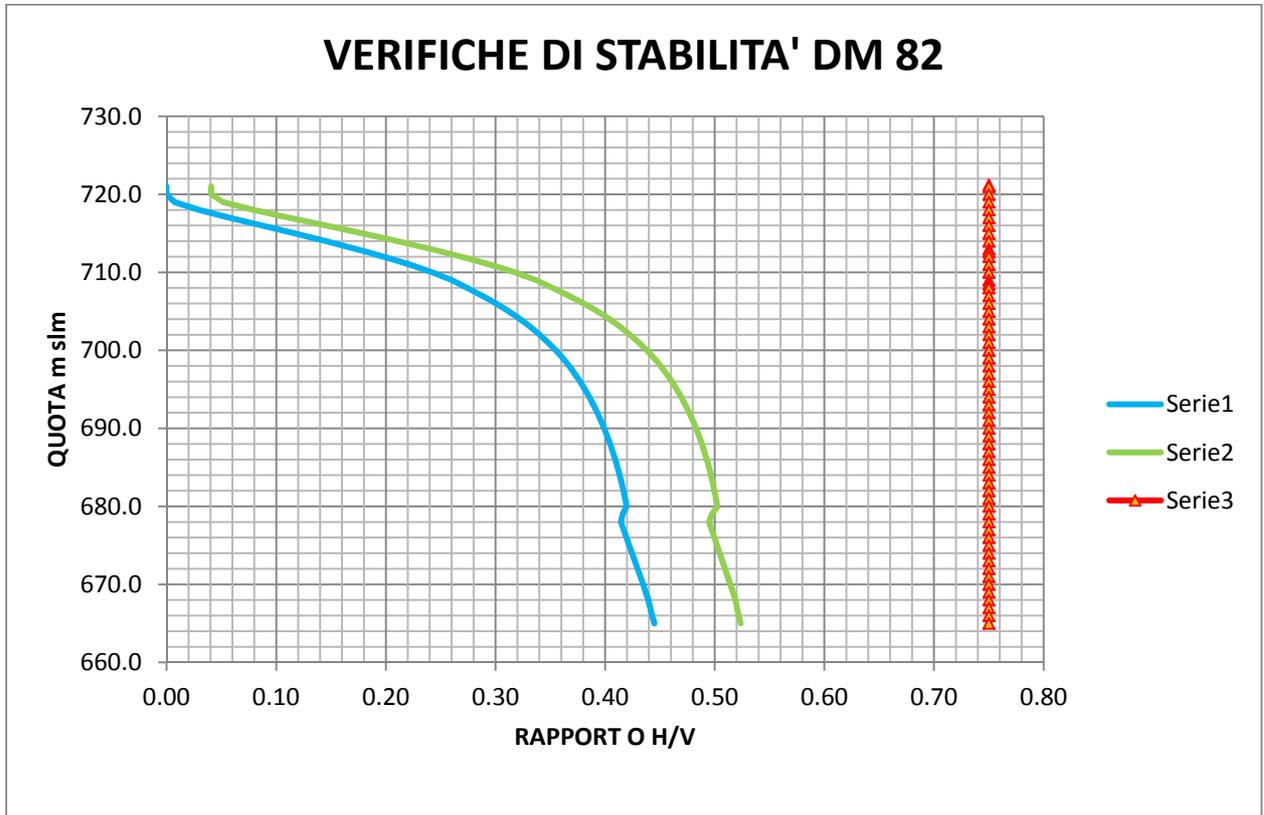


Fig.7/1 – Diga di Badana. Diagramma delle Verifiche di Stabilità in accordo al DM '82.



Tab. 7/2 – Diga di Badana. Sintesi delle verifiche di stabilità secondo le nuove Norme Tecniche per le Dighe '08. **Condizione con sisma N1**

quota [m]	H [kN]	R [kN]	Fs [-]
721.2	0	0	0.00
721	4	3327	750.17
720	27	3575	132.31
719	50	3827	76.12
718	82	4062	49.48
717	129	4300	33.37
716	189	4542	24.06
715	262	4788	18.30
714	350	5224	14.94
713	451	5640	12.49
712.6	496	5809	11.71
712	567	6246	11.01
711	698	6991	10.01
710	845	7758	9.18
709	1007	8546	8.49
708.5	1096	9031	8.24
708	1188	9522	8.01
707	1381	10348	7.50
706	1588	11193	7.05
705	1809	12056	6.66
704	2046	12937	6.32
703	2297	13837	6.02
702	2563	14755	5.76
701	2843	15693	5.52
700	3138	16649	5.31
699	3448	17626	5.11
698	3772	18621	4.94
697	4111	19636	4.78
696	4464	20670	4.63
695	4832	21723	4.50
694	5214	22795	4.37
693	5611	23887	4.26
692	6022	24998	4.15
691	6447	26127	4.05
690	6886	27276	3.96
689	7340	28445	3.88
688	7809	29634	3.79
687	8291	30843	3.72
686	8788	32072	3.65
685	9300	33322	3.58



Tab. 7/2 – Diga di Badana. Sintesi delle verifiche di stabilità secondo le nuove Norme Tecniche per le Dighe '08. **Condizione con sisma N1**

quota [m]	H [kN]	R [kN]	Fs [-]
684	9825	34591	3.52
683	10365	35881	3.46
682	10919	37191	3.41
681	11488	38521	3.35
680	12070	39872	3.30
679	12667	41473	3.27
678	13262	42885	3.23
677	13868	44099	3.18
676	14487	45326	3.13
675	15119	46567	3.08
674	15763	47820	3.03
673	16420	49086	2.99
672	17088	50363	2.95
671	17769	51652	2.91
670	18462	52952	2.87
669	19167	54264	2.83
668	19885	55587	2.80
667	20613	56582	2.74
666	21350	57574	2.70
665	22097	31931	1.45



Tab. 7/3 – Diga di Badana. Sintesi delle verifiche di stabilità secondo le nuove Norme Tecniche per le Dighe '08. Condizione con di esercizio N2

quota [m]	H [kN]	R [kN]	Fs [-]
721.2	0	0	0.00
721	0	3330	nc
720	0	3589	nc
719	0	3852	nc
718	5	4099	835.68
717	20	4350	221.70
716	44	4604	104.30
715	78	4863	61.97
714	123	5314	43.33
713	177	5745	32.54
712.6	201	5921	29.47
712	240	6368	26.49
711	314	7132	22.72
710	397	7920	19.93
709	491	8731	17.80
708.5	541	9229	17.07
708	594	9733	16.40
707	706	10587	14.99
706	829	11460	13.82
705	961	12353	12.85
704	1104	13267	12.02
703	1256	14200	11.31
702	1418	15154	10.69
701	1589	16129	10.15
700	1771	17126	9.67
699	1962	18143	9.25
698	2163	19182	8.87
697	2374	20242	8.53
696	2595	21323	8.22
695	2825	22426	7.94
694	3066	23549	7.68
693	3316	24693	7.45
692	3576	25859	7.23
691	3846	27045	7.03
690	4125	28252	6.85
689	4415	29481	6.68
688	4714	30732	6.52
687	5023	32006	6.37
686	5342	33301	6.23
685	5670	34619	6.11



Tab. 7/3 – Diga di Badana. Sintesi delle verifiche di stabilità secondo le nuove Norme Tecniche per le Dighe '08. Condizione con di esercizio N2

quota [m]	H [kN]	R [kN]	Fs [-]
684	6009	35959	5.98
683	6357	37320	5.87
682	6715	38704	5.76
681	7083	40111	5.66
680	7461	41540	5.57
679	7848	43220	5.51
678	8245	44707	5.42
677	8652	45995	5.32
676	9069	47298	5.22
675	9496	48616	5.12
674	9933	49948	5.03
673	10379	51293	4.94
672	10835	52651	4.86
671	11301	54021	4.78
670	11777	55404	4.70
669	12263	56800	4.63
668	12758	58208	4.56
667	13263	59289	4.47
666	13778	60366	4.38
665	14303	33748	2.36



Tab. 7/4 – Diga di Badana. Sintesi delle verifiche di stabilità secondo le nuove Norme Tecniche per le Dighe '08. Condizione con di esercizio N3

quota [m]	H [kN]	R [kN]	Fs [-]
721.2	0	0	0.00
721	0	3330	nc
720	0	3589	nc
719	0	3852	nc
718	6	4092	641.80
717	26	4336	170.01
716	57	4584	79.87
715	102	4835	47.40
714	159	5277	33.10
713	230	5697	24.82
712.6	261	5868	22.47
712	312	6307	20.19
711	408	7056	17.29
710	516	7827	15.15
709	638	8620	13.52
708.5	703	9108	12.96
708	772	9601	12.44
707	918	10432	11.36
706	1078	11282	10.47
705	1250	12150	9.72
704	1435	13037	9.09
703	1632	13942	8.54
702	1843	14866	8.07
701	2066	15810	7.65
700	2302	16773	7.29
699	2551	17756	6.96
698	2812	18758	6.67
697	3086	19780	6.41
696	3373	20821	6.17
695	3673	21882	5.96
694	3985	22963	5.76
693	4311	24062	5.58
692	4648	25181	5.42
691	4999	26320	5.26
690	5363	27477	5.12
689	5739	28655	4.99
688	6128	29854	4.87
687	6530	31073	4.76



Tab. 7/4 – Diga di Badana. Sintesi delle verifiche di stabilità secondo le nuove Norme Tecniche per le Dighe '08. Condizione con di esercizio N3

quota [m]	H [kN]	R [kN]	Fs [-]
686	6944	32312	4.65
685	7371	33572	4.55
684	7811	34853	4.46
683	8264	36154	4.37
682	8729	37475	4.29
681	9208	38817	4.22
680	9699	40181	4.14
679	10202	41863	4.10
678	10719	43358	4.05
677	11248	44596	3.96
676	11790	45848	3.89
675	12345	47114	3.82
674	12912	48394	3.75
673	13493	49685	3.68
672	14086	50989	3.62
671	14691	52304	3.56
670	15310	53631	3.50
669	15941	54970	3.45
668	16585	56321	3.40
667	17242	57364	3.33
666	17912	58405	3.26
665	18594	32486	1.75



7.2 Verifiche geotecniche della fondazione

Questa verifica impone, per le forze specificate al capitolo 4, che:

$$E_d \leq R_d$$

E_d = Risultante delle forze destabilizzanti dovute alle forze specificate al capitolo precedente moltiplicate per gli opportuni coefficienti amplificativi dei carichi;

R_d = Resistenza a rottura della fondazione:

$$R_d = (N * (\tan \varphi' / \gamma_{\varphi'}) + (c' / \gamma_c') * L) / \gamma_R$$

Dove γ_R è il coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche a rottura della fondazione, N è la risultante di tutte le forze normali al piano di scorrimento del giunto, $\gamma_{\varphi'}$ e $\gamma_{c'}$ sono i coefficienti di sicurezza parziali per la tangente dell'angolo di attrito e per la coesione efficace ed L è la lunghezza del piano del giunto.

Anche in questo caso si è adottato per le verifiche a rottura della fondazione l'Approccio 2 proposto dalle NTC, dal quale segue che:

$\gamma_R = 2.3$ come definito al paragrafo 6.4.2.1 delle NTC (vedi tabella 6.4.I coefficiente R3)

$\gamma_{\varphi'}$ e $\gamma_{c'} = 1$ come definito nella tabella 6.2.II delle NTC alla colonna M1

Dai dati dei rilievi geomeccanici delle famiglie di giunti della roccia nella zona della sezione più alta, si può schematizzare lo stato di discontinuità della roccia riportato in un piano radiale (normale all'asse diga) con le seguenti 3 famiglie di giunti / piani di discontinuità preferenziali che combinati consentono di definire superfici poligonali di scorrimento (oppure cinematismi di rottura per cunei nella roccia di fondazione):

** prima parte (a monte) della sup. di rottura poligonale	famiglia kk6	000/80
	(direzione/ immersione con N=180)	
** parte centrale della sup. di rottura poligonale	scistosità	180/10
** ultima parte (a valle) della sup. di rottura poligonale	famiglia kk1	180/65

(questi ultimi valori mediano i parametri stereotattici delle famiglie kk1 rilevata in sinistra e kk3 rilevata in destra).

Il cuneo più debole (critico) è quello formato dai soli primi 2 elementi che portano ad analizzare un cuneo che ha la sua parte più spessa e profonda al piede di monte. La faccia di monte scende a 10° dalla verticale, la faccia inferiore è un piano inclinato di 10° che emerge al piede di valle della diga. Il cuneo è quindi lungo 50 m (vedi fig.7/1).

I parametri di resistenza della faccia di monte della superficie poligonale sono annullati dalla pressione idrostatica. I parametri di resistenza assegnati alla faccia inferiore del cuneo (piano di scistosità) sono valutati ipotizzando di avere un giunto di scistosità aperto di persistenza superiore alla media pari a 2/3 della lunghezza del cuneo ($c'_j = 0$ e $\varphi'_j = 42^\circ$) e che la restante parte del cuneo (1/3 della lunghezza) si formi all'interno dell'ammasso roccioso presente nella fondazione della sezione maestra (roccia di tipo B: $c' = 800$ kPa e $\varphi' = 60^\circ$).

$$c'_s = \frac{2}{3}c'_j + \frac{1}{3}c' = \frac{800}{3} = 270 \text{ kPa}$$

$$\varphi'_s = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \varphi'_j + \frac{1}{3} \tan \varphi' \right) = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan 42^\circ + \frac{1}{3} \tan 60^\circ \right) = 50^\circ$$

Per la combinazione N1 con $N_{\text{tot}} = 29879$ kN e $H_{\text{tot}} = 19773$ kN (caso peggiore):

$$N_{\text{cuneo}} = 50^2 \cdot \sin 10^\circ \cdot \cos 10^\circ / 2 \cdot 26 = 5557 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R &= ((N_{\text{tot}} + N_{\text{cuneo}} \cdot (1 - k_v)) \cdot \cos 10^\circ + (H_{\text{tot}} + N_{\text{cuneo}} \cdot k_h) \cdot \sin 10^\circ) \cdot \tan 50^\circ + (800/3) \cdot 50 \cdot \cos 10^\circ = \\ &= ((29879 + 5557 \cdot (1 - 0.176/2)) \cdot \cos 10^\circ + (19773 + 5557 \cdot 0.176) \cdot \sin 10^\circ) \cdot \tan 50^\circ + 270 \cdot \\ &50 \cdot \cos 10^\circ = \\ &= ((29879 + 5067) \cdot \cos 10^\circ + 3603) \cdot \tan 50^\circ + 13294 = \\ &= 45308 + 13294 = 58602 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_d = R/2.3 = 58602/2.3 = 25479 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} E_d &= (H_{\text{tot}} + N_{\text{cuneo}} \cdot k_h) \cdot \cos 10^\circ - N_{\text{cuneo}} \cdot (1 - k_v) \cdot \sin 10^\circ - N_{\text{tot}} \cdot \sin 10^\circ = \\ &= (19773 + 5557 \cdot 0.176) \cdot \cos 10^\circ - 5557 \cdot (1 - 0.176/2) \cdot \sin 10^\circ - 29879 \cdot \sin 10^\circ = \\ &= 30388 - 880 - 5188 = 24320 \text{ kN} < 25479 \text{ kN} \end{aligned}$$

Per la combinazione di carico più sfavorevole, le verifiche sono soddisfatte.

I valori di R_d inoltre sono da considerare largamente in difetto (e quindi conservativi) perchè :

- non tengono conto del contributo delle pareti laterali del cuneo di rottura;
- non tengono conto che il cinematico ipotizzato implica ri-orientare i piani di uscita kk1 e kk3 posizionandoli su un piano normale all'asse diga;
- ipotizzano che il piano inferiore del cuneo emerga esattamente al piede diga senza coinvolgere la resistenza passiva che si verificherebbe se il piano di uscita implicasse anche i giunti 180/65;



- ipotizzano che il piano inferiore del cuneo emerga esattamente al piede diga senza coinvolgere la resistenza passiva che si verifica considerando la roccia tra la quota 664.20 e il piano a valle a quota 668.00 circa
- ipotizzano la possibilità che si formi un cuneo delimitato per $2/3$ della lunghezza da un giunto aperto (nonostante la persistenza rilevata dei giunti sia inferiore sempre al metro).

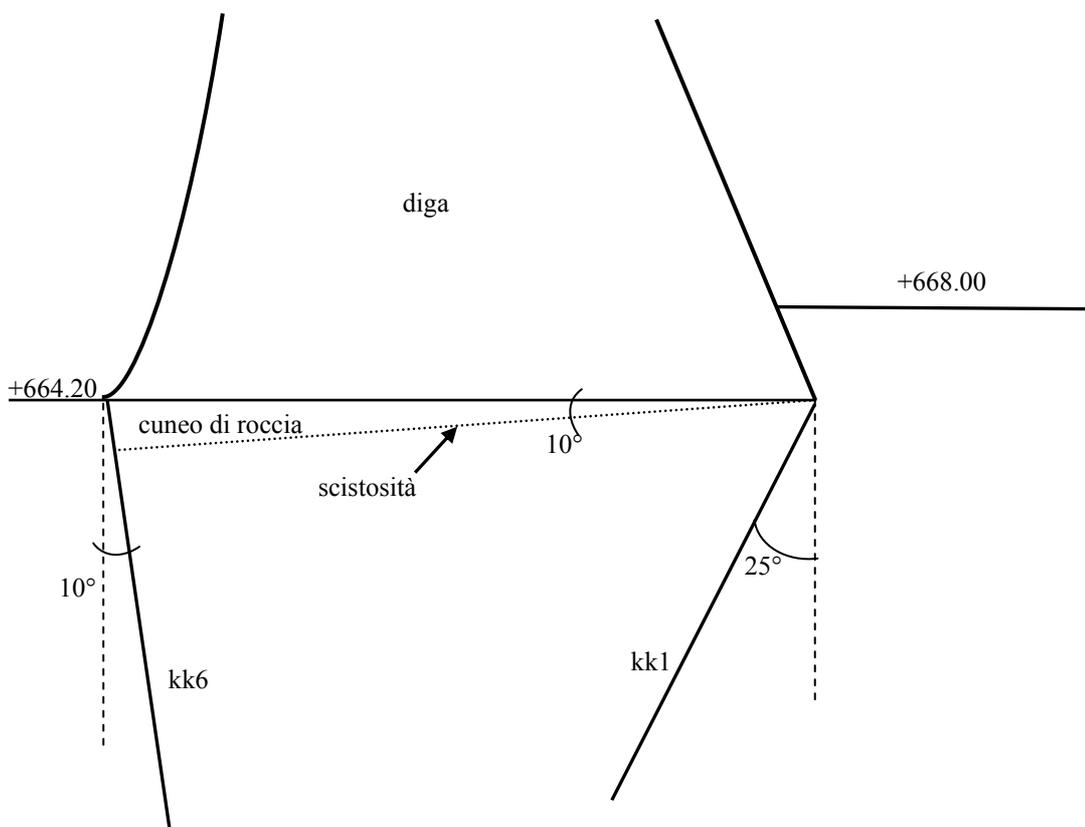


Fig.7/1 – Diga di Badana. Meccanismo cinematico ipotizzato per la rottura in fondazione.



8 VERIFICHE DEL GIUNTO CALCESTRUZZO MURATURA

8.1 Sintesi delle analisi effettuate

Nel presente paragrafo verranno riportati i risultati delle analisi statiche e sismiche compiute sul modello ad elementi finiti della sezione maestra della diga di Badana comprensivo degli elementi d'interfaccia in grado di simulare il comportamento meccanico del giunto tra calcestruzzo e muratura.

L'analisi statica è stata effettuata simulando un periodo di ben 10 anni che comprende circa 3 anni di costruzione, al fine di cogliere il comportamento della diga nella prima fase di maturazione ed il successivo effetto dei cicli termici annuali in una fase di esercizio iniziale di 2 anni a invaso vuoto e successivi 5 ad invaso pieno.

Vengono riportati i risultati relativi allo sforzo di taglio e allo sforzo normale che hanno luogo lungo l'interfaccia nei casi di serbatoio vuoto e di serbatoio pieno, con le proprietà dei materiali definite come nei capitoli 3 e 5, ed i carichi definiti come nel capitolo 4.

Le analisi sismiche sono state effettuate con il metodo dell'analisi dinamica con spettro di risposta. I risultati ottenuti sono stati sovrapposti puntualmente a quelli provenienti dall'analisi statica, in modo da valutare le azioni complessive che hanno luogo lungo l'interfaccia all'insorgere dell'evento sismico nei due casi rispettivamente di serbatoio pieno e di serbatoio vuoto.

Viene infine valutato per ogni combinazione di carico analizzata il coefficiente di sicurezza relativo.



8.1.1 Serbatoio vuoto

Il comportamento dell'interfaccia tra muratura e calcestruzzo nel caso di invaso vuoto sotto l'azione del solo carico gravitazionale, delle coazioni indotte al calcestruzzo dal processo di maturazione dello stesso e dalle azioni termiche può considerarsi soddisfacente.

Per quanto concerne le azioni di taglio all'interfaccia in condizioni statiche viene raggiunto il valore massimo di 329 kPa, corrispondente alla situazione estiva, ed al quale è associato un valore del fattore di sicurezza pari a $F_s=329/1100= 3.34$. Tale valore è da considerarsi ampiamente soddisfacente. Nel caso sismico invece considerando la somma puntuale degli sforzo statici e di quelli sismici, si ottiene uno sforzo di taglio massimo tra i due materiali a contatto raggiunge il valore massimo di 438 kPa, al quale corrisponde un valore del fattore di sicurezza sismico pari a 2.51, valore anch'esso da considerarsi più che soddisfacente.

Per quanto concerne invece l'azione normale, nel caso statico si registra la possibile insorgenza di azioni di trazione in corrispondenza del tratto più ripido del contatto tra muratura e calcestruzzo in corrispondenza del rinfranco di monte. Queste trazioni possono essere giustificate secondo ragioni fisico-geometriche, e possono essere contrastate adottando opportuni accorgimenti in fase costruttiva. Le misure previste per limitare l'effetto delle trazioni nel caso statico dovrebbero in linea generale essere adottate lungo tutta l'interfaccia in modo da contrastare le trazioni che hanno luogo durante l'evento sismico, sia nel caso di invaso vuoto che nel caso di invaso pieno, che verrà discusso nel paragrafo successivo; tali accorgimenti risultano di importanza vitale per evitare un distacco diffuso dei due materiali lungo la superficie di contatto.

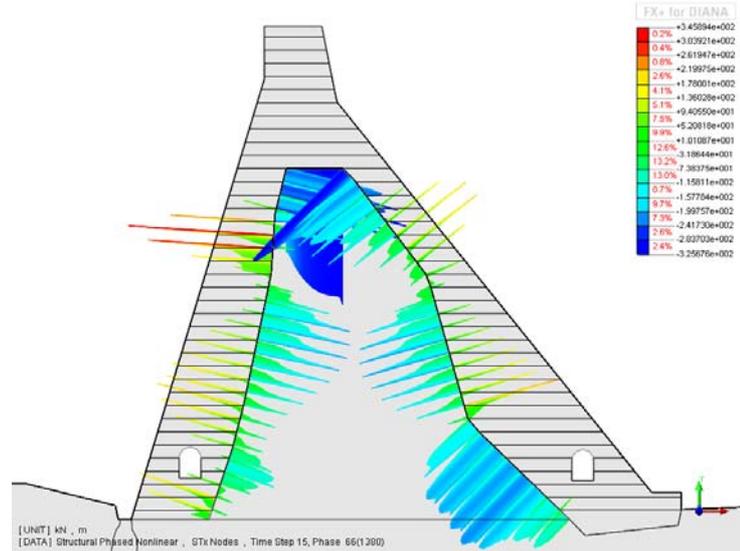
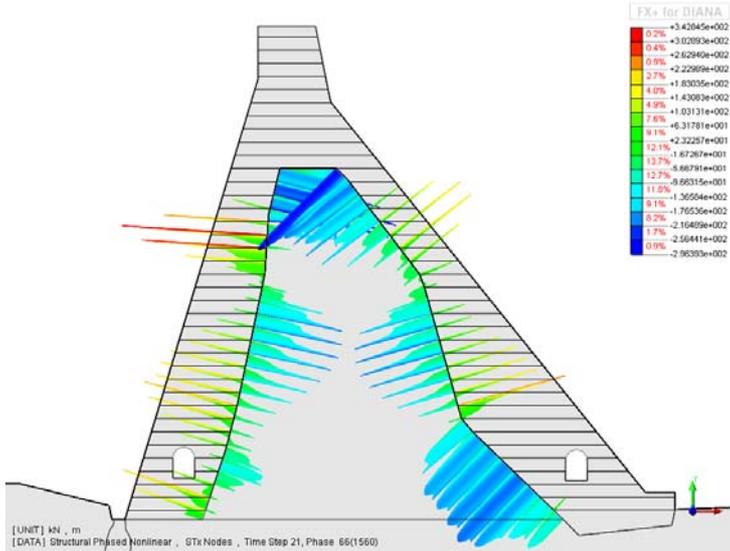


Fig. 8/1 – Sforzo normale, caso estivo, invaso vuoto (kPa); Fig. 8/2 – Sforzo normale, caso invernale, invaso vuoto (kPa).

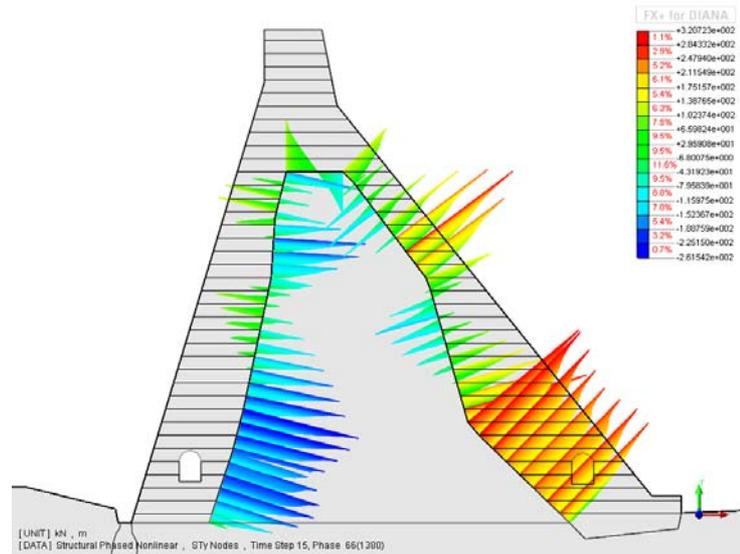
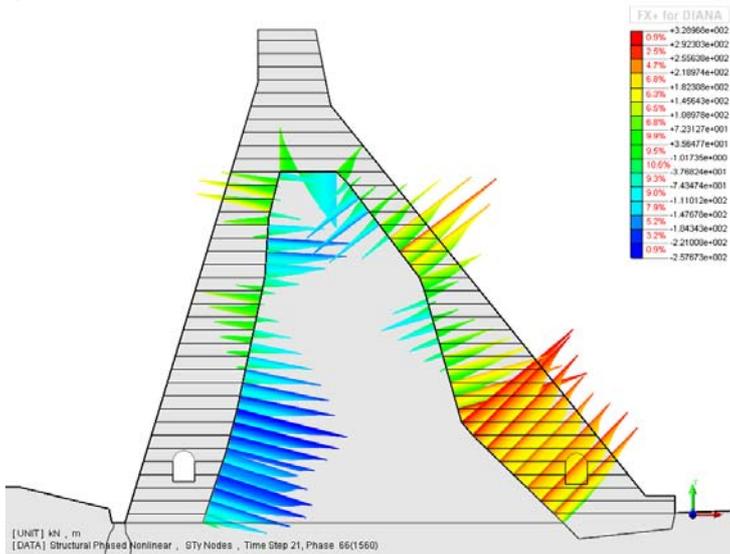


Fig. 8/3 – Sforzo di taglio, caso estivo, invaso vuoto (kPa); Fig. 8/4 Sforzo di taglio, caso invernale, invaso vuoto (kPa);

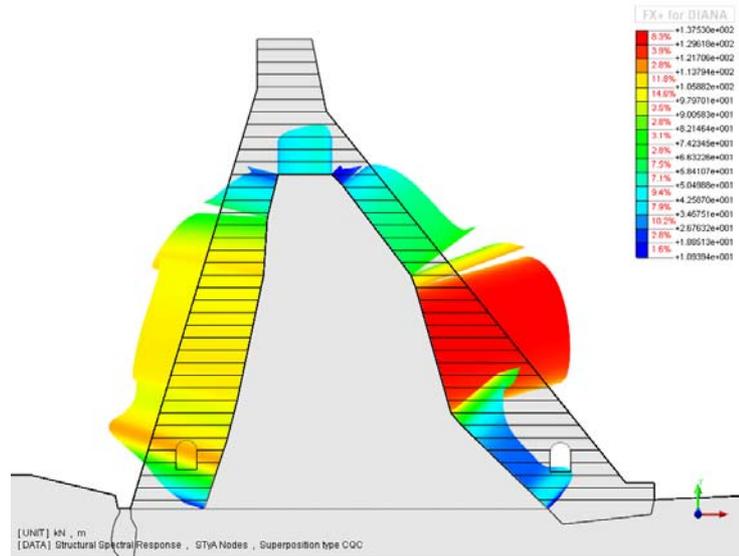
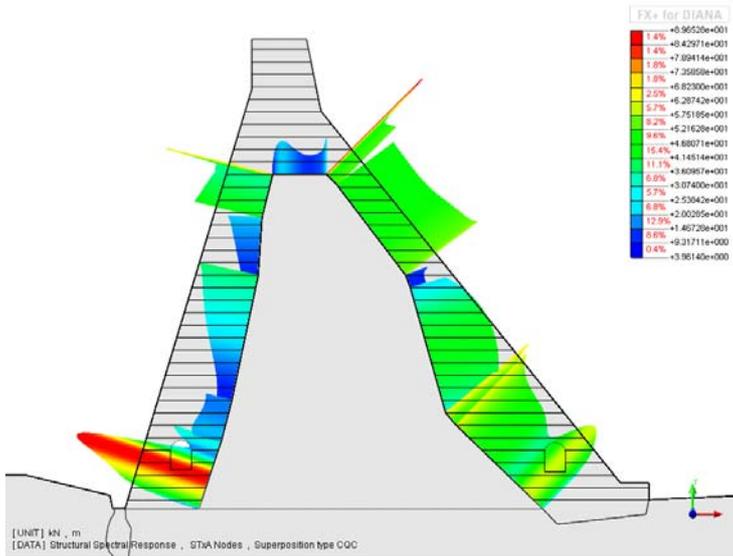


Fig. 8/5 – Sforzo normale, sisma ad invaso vuoto (kPa); Fig. 8/6 – Sforzo di taglio, sisma ad invaso vuoto (kPa).



8.1.2 Serbatoio pieno

Il comportamento dell'interfaccia tra muratura e calcestruzzo nel caso di invaso pieno sotto l'azione del carico gravitazionale, del carico idrostatico, delle coazioni indotte al calcestruzzo dal processo di maturazione dello stesso e dalle azioni termiche può considerarsi soddisfacente.

Per quanto concerne le azioni di taglio all'interfaccia in condizioni statiche viene raggiunto il valore massimo di 378 kPa, corrispondente alla situazione estiva, ed al quale è associato un valore del fattore di sicurezza pari a $F_s=378/1100= 2.91$. Tale valore è da considerarsi soddisfacente. Nel caso sismico invece lo sforzo di taglio massimo tra i due materiali a contatto raggiunge il valore massimo di 541 kPa, al quale corrisponde un valore del fattore di sicurezza sismico pari a 2.03, valore anch'esso da considerarsi soddisfacente.

Per quanto concerne invece l'azione normale, nel caso statico si registrano poche trazioni localizzate addebitabili in questo preciso caso di carico ad errori di approssimazione del calcolo ad elementi finiti.

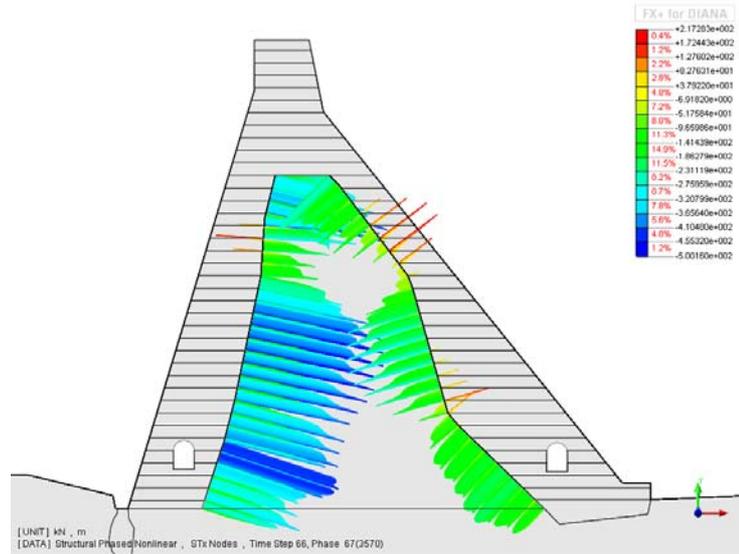
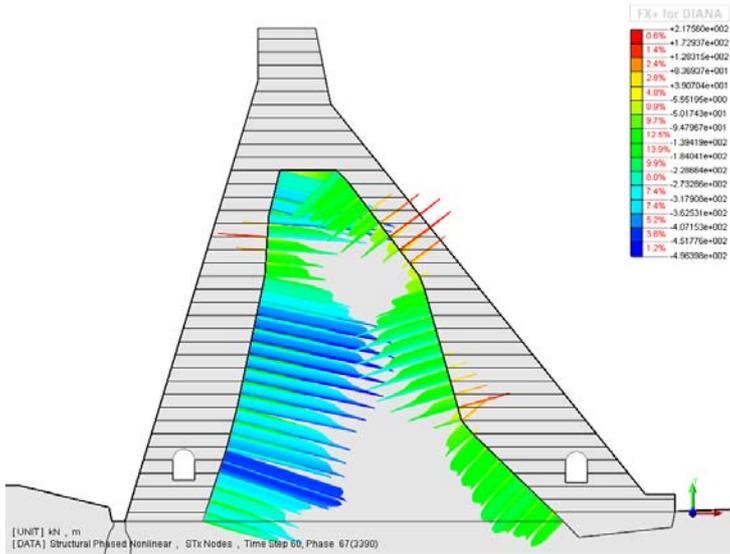


Fig. 8/7 – Sforzo normale, caso estivo, invaso pieno (kPa); Fig. 8/8 – Sforzo normale, caso invernale, invaso pieno (kPa).

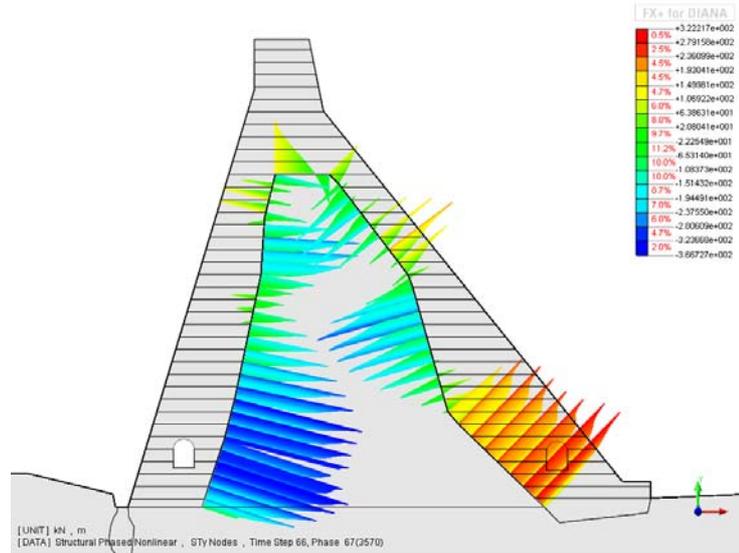
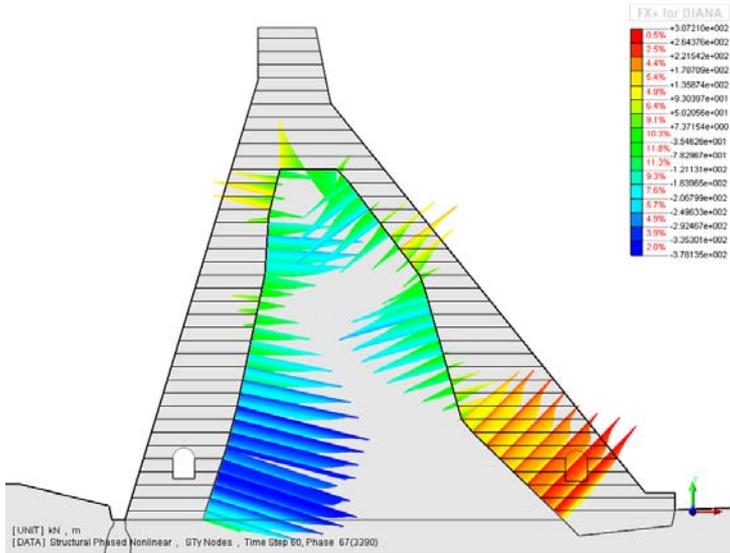


Fig. 8/9 – Sforzo di taglio, caso estivo, invaso pieno (kPa); Fig. 8/10 Sforzo di taglio, caso invernale, invaso pieno (kPa);

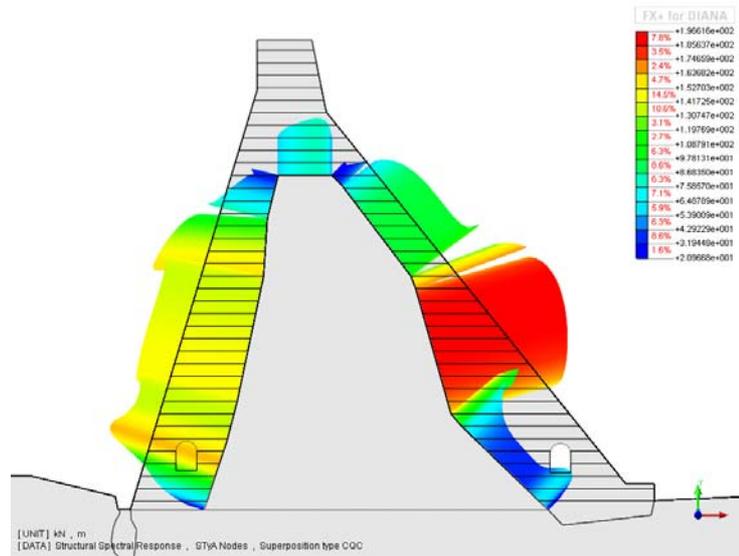
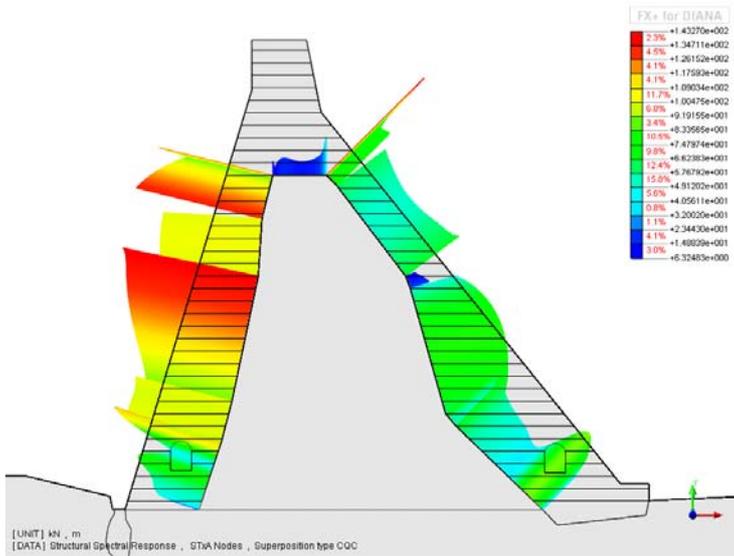


Fig. 8/11 – Sforzo normale, sisma ad invaso pieno (kPa); Fig. 8/12 – Sforzo di taglio, sisma ad invaso pieno (kPa).



8.2 Sintesi delle analisi effettuate sul contatto tra muratura e calcestruzzo

Le analisi effettuate mediante il modello ad elementi finiti della sezione maestra della diga di Badana comprensivo degli elementi di interfaccia mette in luce un comportamento statico accettabile, in particolar modo per quanto riguarda lo scorrimento reciproco tra le due superfici, dal momento che il fattore di sicurezza nei confronti della rottura a scorrimento è sempre superiore a 2.

Il comportamento dell'interfaccia nei confronti dell'azione normale di trazione che può aver luogo in maniera più o meno marcata nel corso della vita della struttura risulta critico in alcune porzioni circoscritte dell'interfaccia tra i due materiali. L'incertezza sul comportamento a trazione del contatto consiglia l'adozione di misure da adoperare in corso d'opera atte a ridurre ulteriormente le tensioni transitorie/residue nelle zone critiche evidenziate ed in generale lungo tutto il contatto.



9 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- G.E.T. S.r.l., 1997. Studio dell'assetto geologico, strutturale, idrogeologico e delle caratteristiche geomeccaniche relative all'ammasso roccioso che ospita la diga del Lago di Badana. Relazione tecnica per Acquedotto De Ferrari Galliera S.p.A..
- G.E.T. S.r.l., 2007. Interventi urgenti per la messa in sicurezza della Diga di Badana - Studi geologici, indagini geognostiche e prove geotecniche. Relazione Finale per Mediterranea delle Acque S.p.A..
- Università di Genova, 2000. Studio sulle condizioni statiche e funzionali di cinque opere di sbarramento con riferimento alle caratteristiche strutturali delle dighe stesse e alle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso che costituisce il sedime. Convenzione 280/99 DISEG-Acquedotto De Ferrari Galliera S.p.A.