

CASSA DI ESPANSIONE DEL TORRENTE BAGANZA NEI COMUNI DI FELINO, SALA BAGANZA, COLLECCHIO E PARMA (PR-E-1047)

PROGETTO ESECUTIVO

03	03/2021	Revisione per osservazioni nota DGD n. 21124 del 08/10/2020	LOMBARDI	BININI	BININI
02	07/2020	Revisione per osservazioni DGD e validazione	LOMBARDI	BININI	BININI
01	02/2020	Recepimento risultati modello fisico	LOMBARDI	BININI	BININI
REV.	DATA	MODIFICHE	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZ.

MANUFATTO REGOLATORE B RELAZIONE DI CALCOLO

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI IMPRESE

MANDATARIA:

MANDANTI:



IL R.U.P.:

 Dott. Ing. Mirella Vergnani
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista responsabile integrazioni
 prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico
 della mandataria.
 Hydrodata S.p.A.
 Ord. Ing. Torino N°7570L
 Dott. Ing. Roberto Bertero
 (documento firmato digitalmente)

 Progettista/Progettisti responsabili elaborato
 Binini Partners S.r.l.
 Ing. Tiziano Binini
 Ord. Ing. Reggio Emilia N°700

 Dott. Ing. Tiziano Binini
 (documento firmato digitalmente)


CODICE ELABORATO:

B	A	G	3	0	9	M	R	B	R	R	E	0	1	3
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

ID (1)

CAP. (2)

TIPO (3)

DOC. (4)

PROGR. (5-6) REV. (7)

SCALA

 MARZO
2021

INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVE.....	10
3. MATERIALI	11
3.1 CALCESTRUZZO PER GETTI MASSIVI DEI MANUFATTI DI REGOLAZIONE.....	11
3.2 CALCESTRUZZO VASCHE DI DISSIPAZIONE	12
3.3 CALCESTRUZZO PER PILE PONTI E MURI DI SOSTEGNO	12
3.4 CALCESTRUZZO PER EDIFICIO SERVIZI	12
3.5 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO.....	12
4. MANUFATTO B.....	13
4.1 AZIONI	14
4.2 MODELLAZIONE FEM	18
4.3 COMBINAZIONI DI CARICO	20
4.4 CRITERI GENERALI DI VERIFICA	21
4.4.1 <i>SLU: scorrimento all'interno del corpo diga</i>	21
4.4.2 <i>Sollevamento (UPL)</i>	22
4.4.3 <i>SLE</i>	22
4.4.4 <i>SLU/SLC: meccanismi di collasso globale/locale</i>	23
4.5 MANUFATTO B: CONCI SFIORANTI 1B-10B	24
4.5.1 <i>Carichi e combinazioni</i>	26
4.5.2 <i>Verifiche a scorrimento SLU/SLC</i>	45
4.5.3 <i>Verifiche tensionali SLU/SLC</i>	54
4.5.4 <i>Verifiche tensionali SLE/SLD</i>	65
4.6 CONCIO DI RACCORDO: 1C, 2C	82
4.6.1 <i>Carichi e combinazioni</i>	84
4.6.2 <i>Verifiche a scorrimento SLU/SLC</i>	106
4.6.3 <i>Verifiche tensionali SLU/SLC</i>	115
4.6.4 <i>Verifiche tensionali SLE/SLD</i>	126
4.7 CONCIO DI RACCORDO: 3C, 4C, 5C	143
4.7.1 <i>Carichi e combinazioni</i>	145
4.7.2 <i>Verifiche a scorrimento SLU/SLC</i>	164
4.7.3 <i>Verifiche tensionali SLU/SLC</i>	173
4.7.4 <i>Verifiche tensionali SLE/SLD</i>	184
4.8 SINTESI DELLE VERIFICHE	201

5.	EDIFICIO SERVIZI	203
5.1	CARICHI.....	204
5.2	COMBINAZIONI DI CARICO	208
5.3	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	218
5.4	RISULTATI ANALISI MODALE	220
5.5	EFFETTI DEL SECONDO ORDINE	225
5.6	VERIFICA DI CONTENIMENTO DEL DANNO (SLO)	227
5.7	SPOSTAMENTI.....	231
5.8	CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	234
5.9	VERIFICA SOLETTE.....	238
5.9.1	<i>Soletta piano carrabile</i>	<i>238</i>
5.9.2	<i>Soletta copertura.....</i>	<i>246</i>
5.10	VERIFICA TRAVI	254
5.11	VERIFICA PUNTONI.....	268
5.12	VERIFICA PARETI.....	271
5.13	VERIFICA PILASTRI.....	278
5.14	VERIFICA RAMPE SCALE.....	281
6.	PONTE DI CORONAMENTO	287
6.1	CARICHI.....	288
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO	292
6.3	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	306
6.4	ANALISI SISMICA.....	310
6.5	VERIFICHE TENSIONI AL TAGLIO DEI TREFOLI	313
6.6	STORIA TENSIONALE.....	314
6.7	VERIFICHE SLE.....	319
6.7.1	<i>Fessurazione</i>	<i>319</i>
6.7.2	<i>Tensioni</i>	<i>321</i>
6.7.3	<i>Deformazioni</i>	<i>326</i>
6.8	VERIFICHE SLU	328
6.8.1	<i>Verifica a flessione.....</i>	<i>328</i>
6.8.2	<i>Verifica a taglio</i>	<i>330</i>
6.9	GIUNTI E DISPOSITIVI DI APPOGGIO	332
6.10	VERIFICA SOLETTA	337
6.11	VERIFICA PILE	341
6.11.1	<i>Risultati analisi modale</i>	<i>345</i>

6.11.2	Sollecitazioni e reazioni vincolari.....	348
6.11.3	Verifiche SLU.....	352
6.11.4	Verifiche SLE	354
7.	MURO DI SOSTEGNO A CONTRAFFORTI	356
7.1	AZIONI	357
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO	360
7.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	361
7.4	VERIFICHE STR	366
7.4.1	SLU.....	366
7.4.2	SLE	383
8.	VASCA DI DISSIPAZIONE.....	386
8.1	CONCI 1B/10B	387
8.2	MURO INCASTRATO SU CONCIO 1B.....	398
8.3	CONCI 2B/9B	403
8.4	CONCI 3B-7B.....	411
9.	PARTICOLARI COSTRUTTIVI	412
9.1	DENTI DI FONDAZIONE CONCI 1B-10B	412
9.2	DENTI DI FONDAZIONE CONCI 1C-2C	416
9.3	DENTI DI FONDAZIONE CONCI 3C-5C	420
9.4	CANALE PARATOIA SU CONCIO 1C.....	424

1. **PREMESSA**

La presente relazione concerne la progettazione esecutiva delle strutture costituenti il manufatto “B” della Cassa di Espansione del Torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma.

Nello specifico vengono analizzate le verifiche delle seguenti strutture:

- Conci costituenti gli sbarramenti del manufatto “B”;
- Conci di raccordo tra i manufatti e tra manufatti e le arginature dei rilevati;
- Edificio servizi;
- Ponte di coronamento;
- Muri di sostegno;
- Vasca di dissipazione;
- Particolari costruttivi.

Il funzionamento idraulico della cassa di espansione prevede che gli invasi creati dai manufatti (comparto 1 e 2) siano sempre vuoti: il loro riempimento, totale o parziale, avviene solo in condizioni di piena e dunque tale caso si configura come situazione eccezionale.

I livelli idrici a monte ed a valle degli sbarramenti sono desunti dallo studio idraulico del funzionamento della cassa di espansione.

Si riporta di seguito una planimetria di insieme.



Planimetria generale della cassa di espansione.

I manufatti di regolazione denominati “A” e “B” sono sbarramenti in calcestruzzo a gravità ordinaria, ad andamento planimetrico rettilineo, sezione pressoché triangolare, suddivisi in conci da giunti verticali permanenti.

Le verifiche del manufatto “B” sono condotte con riferimento alla sezione tipologica, interamente sfiorante.

Per quanto riguarda i conci di raccordo tra i manufatti e le arginature dei rilevati, questi si comportano in condizioni ordinarie (invasi vuoti) come dei muri di sostegno a gravità soggetti alla spinta del terreno di monte e/o di valle, mentre, in condizioni eccezionali conseguenti ad un evento di piena, sono soggetti anche alle spinte dell’acqua come i paramenti di monte e valle dei manufatti e pertanto sono stati verificati in analogia ai conci diga.

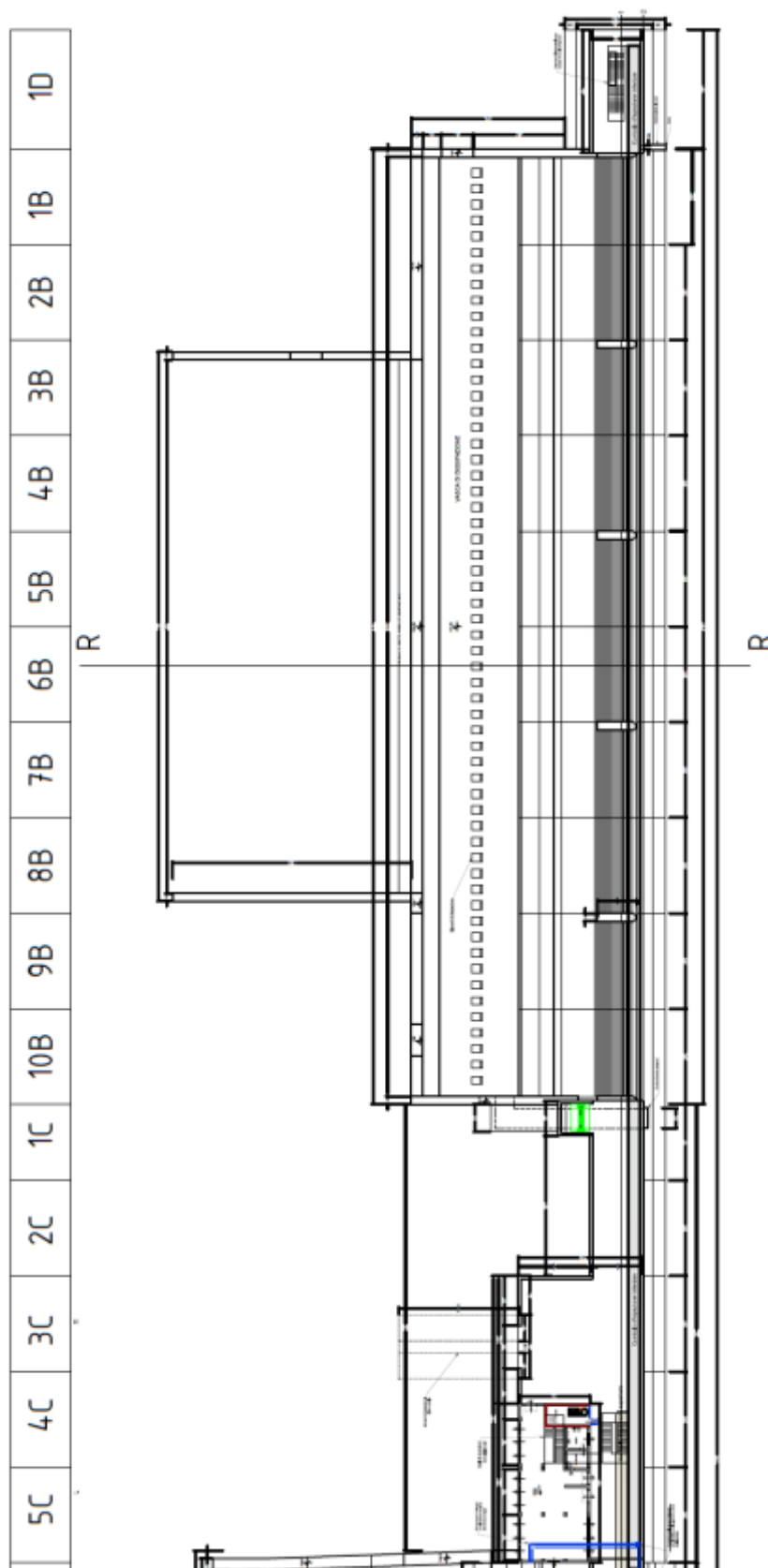
In corrispondenza dei conci di raccordo tra i manufatti “A” e “B” è prevista la realizzazione di un edificio monopiano destinato ad accogliere gli impianti di funzionamento della cassa di espansione.

Infine, sopra le soglie sfioranti sono previsti ponti carrabili sostenuti da pile in c.a. incastrate ai conci.

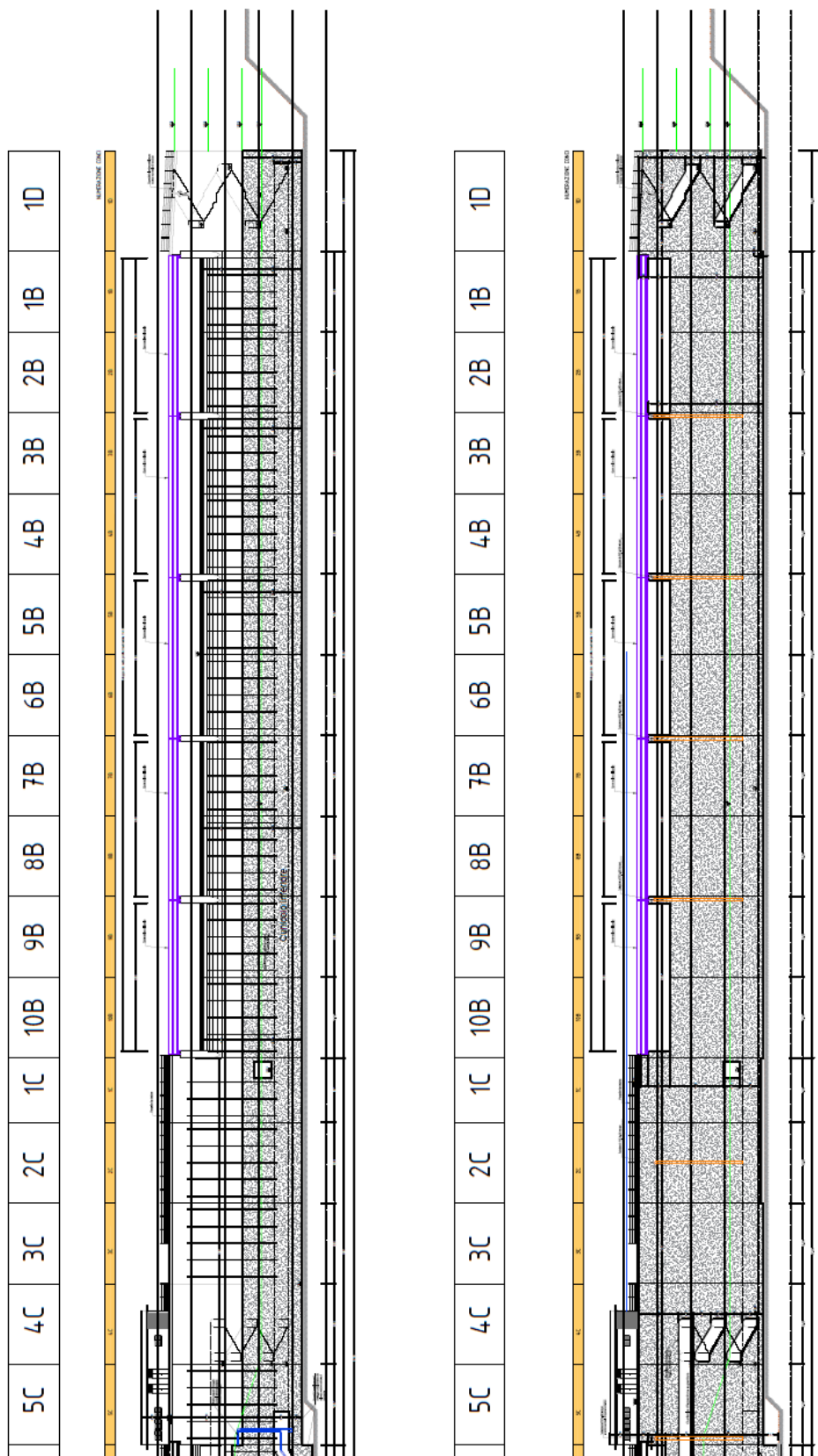
Si precisa che gli impalcati relativi al manufatto B non sono oggetto del presente appalto.

Le sezioni trasversali degli impalcati sono analoghe per i due manufatti e presentano una larghezza complessiva di 6,70 m e carreggiata di 6,00 m. Si tratta di ponti classificati come di 2° categoria ai sensi del D.M. 14.01.2008.

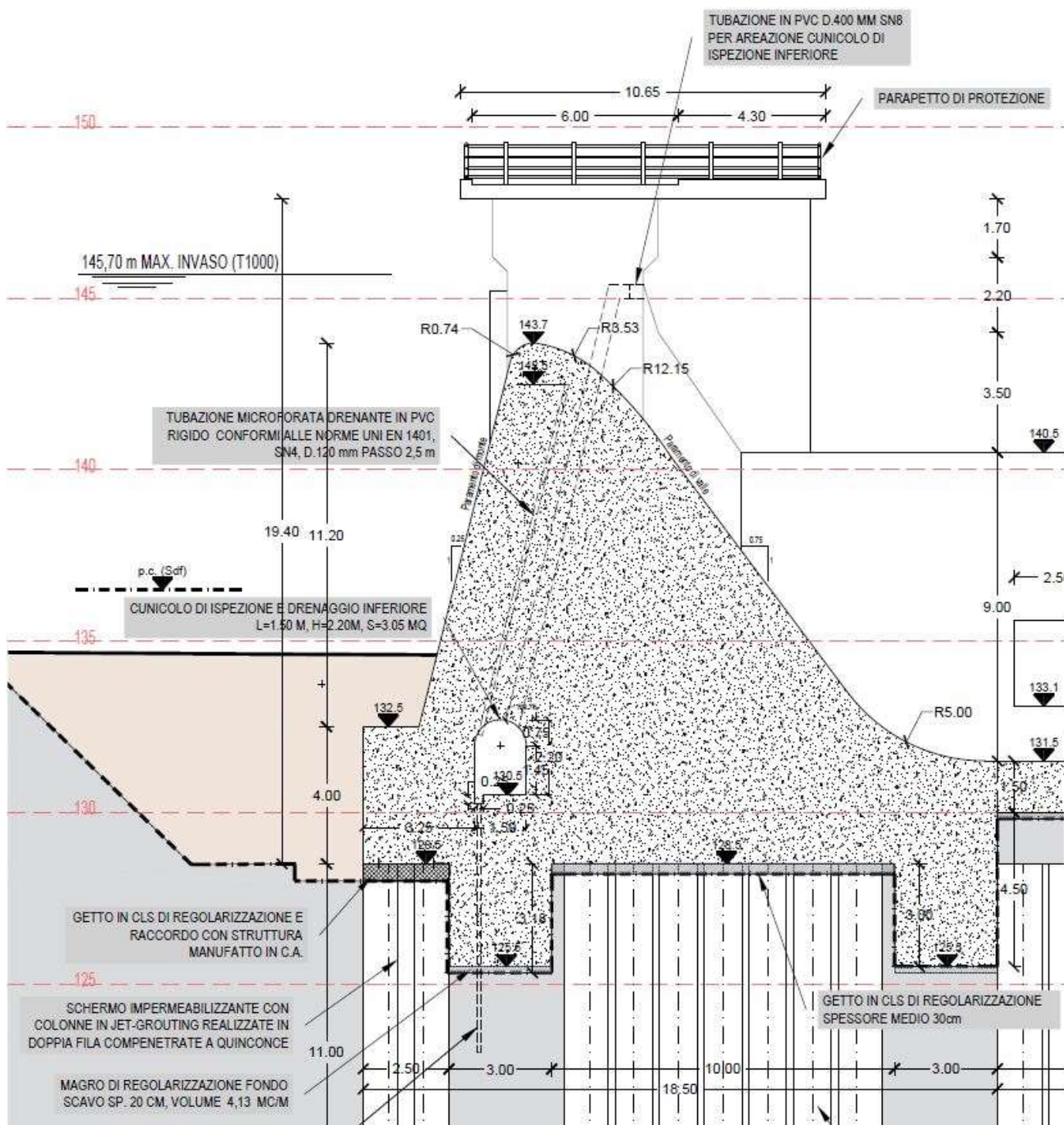
Si riportano di seguito la planimetria con la numerazione dei conci ed alcune sezioni tipologiche.



Pianta.



Sezione longitudinale.



Sezione tipologica manufatto B.

2. NORMATIVE

Per il progetto delle opere in questione si farà riferimento al metodo degli Stati Limite in ottemperanza alle seguenti normative:

- Legge 05.11.1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 02.02.1974 n° 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.P.R. 06.06.2001 n° 380 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia" e s.m. e i.
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 02.02.2009 n° 617: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008".
- Decreto ministeriale 26 giugno 2014 – Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).
- Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.04.2014 (NTD2014) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18). Verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere complementari e accessorie. Rif. Prot. N.16790 del 03.07.2019.
- UNI EN 1992-1-1 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- UNI EN 1998-1 "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".
- UNI EN 1997-1 "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali".
- D.M. 31.07.2012 "Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici".
- CNR DT 207 R1/2018 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

3. MATERIALI

Per gli elementi strutturali oggetto della presente relazione è prescritto l'impiego dei materiali seguenti.

3.1 CALCESTRUZZO PER GETTI MASSIVI DEI MANUFATTI DI REGOLAZIONE

Classe di resistenza a compressione:	C 25/30
Classe di esposizione:	X0, XC1, XC2 (UNI EN 206-1)
Peso di volume:	$\geq 23.5 \text{ kN/m}^3$
Diametro massimo aggregati:	32 mm
Delta termico adiabatico:	$\leq 40 \text{ }^\circ\text{C}$
Ritiro standard:	< 0.0003
Resistenza a compressione cubica:	$f_{ck} = 0.83 \times 30 = 24.90 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto:	$f_{cd} = 0.85 \times 24.90 / 1.5 = 14.11 \text{ MPa}$

Si prevede che esso sia confezionato con cementi a basso calore d'idratazione tipo CEM III/B 32.5 N-LH o equivalente e speciali additivi che garantiscano un gradiente termico in regime adiabatico $\leq 40^\circ\text{C}$.

Il getto del calcestruzzo avverrà per strati successivi di spessore non superiore a 2 m trattando le superfici di ripresa di getto con graffiatura in modo da ottenere una superficie con scabrezza di almeno 3 mm e passo circa 40 mm.

Prima dell'esecuzione dei getti, è necessario eseguire la prequalifica della miscela. Essa si compone di due parti.

- Qualifica documentale

Per il mix-design proposto, il produttore dovrà fornire la descrizione dei componenti utilizzati per la formulazione della miscela (schede tecniche e dichiarazioni di conformità).

Inoltre, il fornitore dovrà documentare le informazioni relative alla pianificazione delle operazioni di fornitura e di getto.

- Qualifica sperimentale. Dovranno essere eseguite le prove di seguito elencate:

- prove su calcestruzzo fresco (controllo della consistenza, controllo del contenuto d'aria nella miscela, controllo del contenuto di acqua, slump flow test, V-Funnel test, scorrimento confinato attraverso l'anello a J, prova L-box).
- prove di rottura a compressione del calcestruzzo (a 3gg, 7gg, 14gg, 28gg, 60gg).
- prove complementari sul calcestruzzo indurito (determinazione del modulo secante a compressione, prove di resistenza a flessione su provini prismatici, prove di resistenza a trazione indiretta su cilindri, prove di determinazione della profondità di penetrazione dell'acqua sotto pressione, prove per la determinazione della

deformazione di ritiro su campioni di calcestruzzo, prove per la determinazione dei tempi di inizio e fine presa mediante la misura della resistenza alla penetrazione).

- prove di misura della temperatura durante la maturazione la maturazione dei getti di calcestruzzo.
- prove per la determinazione delle caratteristiche geometriche e delle proprietà chimiche, fisiche e meccaniche degli aggregati.

3.2 CALCESTRUZZO VASCHE DI DISSIPAZIONE

Classe di resistenza a compressione:	C 25/30
Classe di esposizione:	XC1, XC2, XC3 (UNI EN 206-1)
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo cilindrica:	$f_{cd} = 14.11 \text{ MPa}$

3.3 CALCESTRUZZO PER PILE PONTI E MURI DI SOSTEGNO

Classe di resistenza a compressione:	C 32/40
Classe di esposizione:	XC2, XC4, XF1 (UNI EN 206-1)
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo cilindrica:	$f_{cd} = 18.81 \text{ MPa}$

3.4 CALCESTRUZZO PER EDIFICIO SERVIZI

Classe di resistenza a compressione:	C 32/40
Classe di esposizione:	XC1, XC2, XC3 (UNI EN 206-1)
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo cilindrica:	$f_{cd} = 18.81 \text{ MPa}$

3.5 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Tipo:	B450C
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto:	$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$

4. MANUFATTO B

Vengono di seguito analizzate le verifiche dei conci del manufatto denominato "B".

Si tratta di una diga in calcestruzzo a gravità ordinaria, ad asse rettilineo, con profilo trasversale fondamentale triangolare, divisa in conci da giunti permanenti.

Il manufatto B presenta conci interamente sfioranti.

A lato del manufatto B, in corrispondenza di un concio di raccordo, è presente un canale di scarico di 250 cm x 250 cm, anch'esso dotato di paratoia ad azionamento oleomeccanico.

Quindi, il serbatoio è vuoto durante il normale esercizio e si riempie solo in caso di piena (situazione eccezionale, paragrafo C.8 D.M. 26/6/2014).

Le verifiche sono state condotte utilizzando l'approccio 1 delle NTC08 che prevede due combinazioni di carico:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1);
- Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Per i casi analizzati, la combinazione dimensionante è la seconda.

Le verifiche verranno condotte considerando la combinazione delle azioni eccezionale allo SLU, sia al livello di massimo invaso, sia a livelli intermedi, simulando cioè le differenti condizioni idrauliche (massime e minime) che potranno verificarsi in condizioni di piena.

4.1 AZIONI

Le azioni considerate nelle verifiche sono:

- Peso proprio

L'azione del peso proprio è data dal peso dello sbarramento e dal peso delle opere accessorie gravanti sulla diga medesima.

Il valore caratteristico del peso proprio è stato calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo pari a 23.5 kN/m³.

Nelle calcolazioni sono trascurati i pesi propri dei ponti di coronamento e delle paratoie perché trascurabili rispetto a quelli dei manufatti sui quali gravano.

Per la verifica a scorrimento sul piano di fondazione, il peso del terreno compreso tra i taglioni di base è assunto pari a 20 kN/m³.

- Spinta statica del terreno

La spinta del terreno in condizioni statiche è stata valutata facendo riferimento alla teoria di Coulomb/Rankine, trascurando l'attrito terra-muro:

$$S = \frac{1}{2} \times \gamma \times K \times H^2$$

$$K_A = \tan^2 (45^\circ - \Phi_d/2)$$

Dove H rappresenta l'altezza del paramento, K_A è il coefficiente di spinta attiva, Φ_d è l'angolo di attrito interno del terreno (di progetto), γ è il peso specifico del terreno.

Per quanto riguarda le proprietà del terreno, si è fatto riferimento alla relazione geotecnica allegata.

Si individuano due tipologie di terreno:

- terreno di fondazione (unità geotecnica UG2a) e fino a quota 132.5 m s.l.m.

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_k' = 36^\circ$$

coefficiente di spinta attiva in combinazione A2+M2+R2: $k_A = 0.331$

- terreno rilevati:

Unità Geotecnica	c_k' [kPa]	ϕ_k' [°]	γ [kN/m ³]	k_A (comb. A2+M2+R2)
NUCLEO	5	26	19	0.467
A1-A2	5	35	20	0.343

Il terreno di fondazione e quello a monte e valle dei manufatti (fino a quota 132.5 m s.l.m.) appartiene all'unità geotecnica UG2a. Sopra tale quota, il terreno è costituito dai rilevati arginali.

- Spinta idrostatica

La spinta idrostatica sul paramento a monte è valutata facendo riferimento alle situazioni progettuali indicate nelle combinazioni delle azioni. La spinta idrostatica sul paramento a valle è variabile, in relazione alla condizione di carico considerata (dal valore massimo a quello minimo più sfavorevole).

Le spinte dell'acqua sono state valutate considerando un peso specifico pari a 9.81 kN/m^3 .

In condizioni di normale esercizio della cassa (no evento eccezionale di piena), il pelo libero dell'acqua (falda) coincide con l'estradosso dei denti di fondazione. Quindi, anche in esercizio, i conci risultano essere parzialmente immersi.

- Sotto-spinte idrauliche;

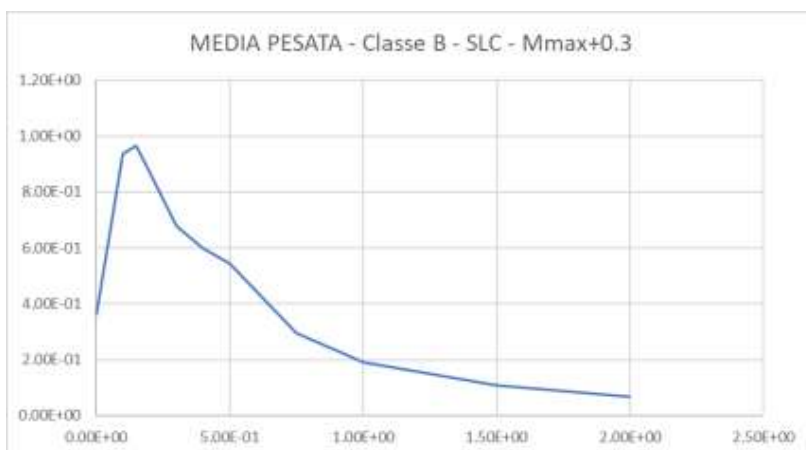
Sono state considerate le sottospinte idrauliche dovute alle pressioni interstiziali, in conformità a quanto indicato al paragrafo D.2.2.1 delle NTD14. Quindi, considerando la presenza dei drenaggi all'interno del corpo diga ed in fondazione, i valori caratteristici delle sottopressioni determinanti la spinta dell'acqua sono assunte linearmente decrescenti in direzione monte-valle, da un valore pari alla massima pressione idrostatica di invaso in corrispondenza del parametro di monte, alla pressione idrostatica massima che si può verificare lungo la linea dei drenaggi, indi al valore della massima pressione idrostatica che può verificarsi in corrispondenza del paramento di valle. La pressione lungo la linea dei drenaggi è assunta pari alla pressione idrostatica di valle aumentata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle.

- Azione sismica

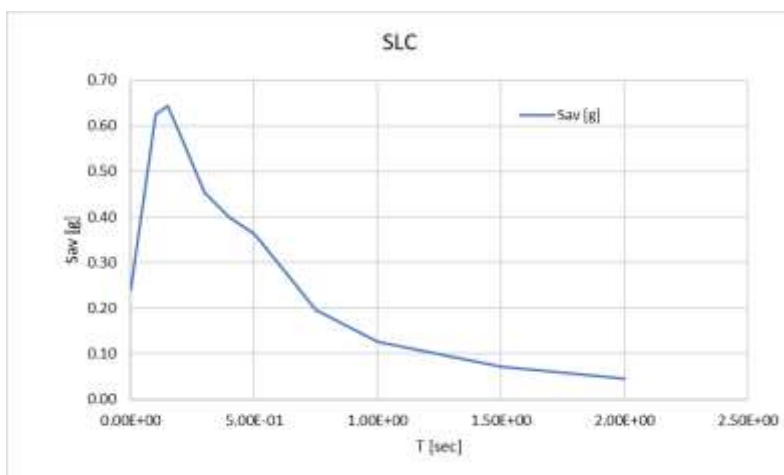
Ai sensi del paragrafo C7.7 delle NTD 14, le opere oggetto della presente relazione sono progettate considerando una vita nominale di 100 anni ed una classe d'uso III.

Trattasi infatti di grande diga "rilevante per le conseguenze di un eventuale collasso" (tab. C2, NTD2014).

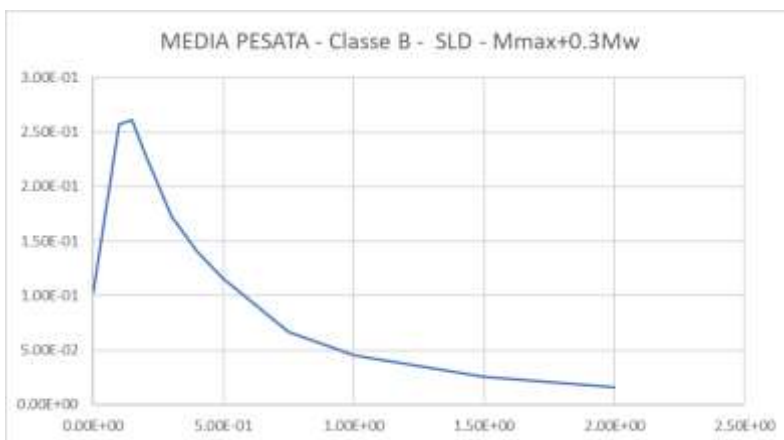
Si riportano di seguito gli spettri di risposta allo SLC (orizzontale e verticale) e SLD (orizzontale e verticale), ricavati dall'analisi di risposta sismica locale.



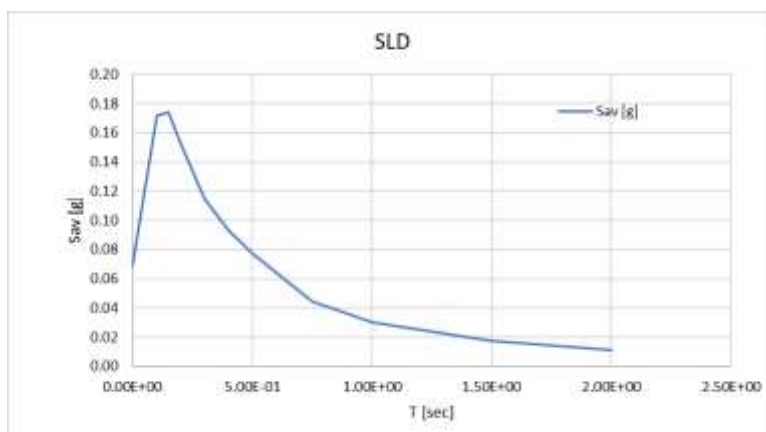
Spettro di risposta SLC orizzontale ($a_{g,max} = 0.361g$).



Spettro di risposta SLC verticale ($a_{g,max} = 0.24g$).



Spettro di risposta SLD orizzontale ($a_{g,max} = 0.103g$).



Spettro di risposta SLD verticale ($a_{g,max} = 0.07g$)

La spinta del terreno in condizioni sismiche è stata valutata mediante la teoria di Mononobe-Okabe:

$$S = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 - k_v) \times K_E \times H^2.$$

dove, K_E è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche, γ è il peso del terreno alleggerito (10 kN/m^3). Nel calcolo di K_E , considerata l'elevata permeabilità del terreno, gli effetti indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua sono stati valutati separatamente (analisi disaccoppiata). Nello specifico, gli effetti della spinta idrodinamica dell'acqua sono stati determinati in accordo al paragrafo C.7.7.3 delle NTD14 come di seguito riportato.

La combinazione delle azioni sismiche orizzontali (E_h) e verticali (E_v), è stata effettuata mediante la seguente regola:

$$+100\%E_h - 30\%E_v$$

$$+30\%E_h - 100\%E_v$$

Si noti che si è fatto riferimento alla sola condizione di sisma verticale diretto verso l'alto, essendo questa quella più gravosa per le opere in oggetto.

In accordo al paragrafo D.1.3 delle NTD2014, l'analisi sismica è stata condotta mediante il metodo pseudostatico considerando i seguenti valori dei coefficienti sismici.

$$\text{SLC} \rightarrow K_h = a_{g,max,h} = 0.361g, K_v = a_{g,max,v} = 0.240g;$$

$$\text{SLD} \rightarrow K_h = a_{g,max,h} = 0.103g, K_v = a_{g,max,v} = 0.070g;$$

- Azione inerziali dell'acqua contenuta nel serbatoio

In accordo al paragrafo C.7.7.3 delle NTD14, le azioni di inerzia dell'acqua possono essere assimilate ad una distribuzione di pressione sul paramento a monte della diga pari a:

$$p = a \times r \times c \times y_0$$

dove:

- $a = a_{\text{gmax}}$ (massima accelerazione orizzontale SLD/SLC);
- $r = 1000 \text{ kg/m}^3$
- y_0 = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento;

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

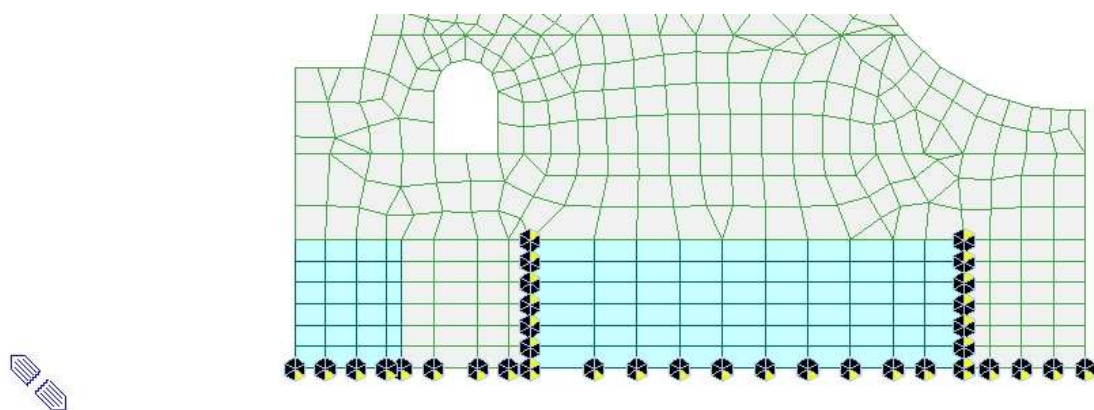
- y = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p ;
- $c_m = -0.0073 \alpha + 0.7412$, α è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale.
- Variazioni termiche e calore di idratazione
Considerate le dimensioni contenute dei conci (12 m) per la presenza dei giunti di dilatazione, le azioni termiche derivanti dalle variazioni di temperatura e da calore di idratazione sono trascurabili.

4.2 MODELLAZIONE FEM

Ai fini delle verifiche, sono stati creati modelli FEM tridimensionali non lineari con elementi finiti solidi a 6 o 8 nodi mediante il software Midas/GEN 2021 v1.1, licenza n. U001-07702 rilasciata da Harpaceas s.r.l.

Il comportamento del calcestruzzo è stato simulato mediante un legame costitutivo elastico lineare, effettuando le verifiche in termini tensionali considerando i limiti riportati nei capitoli che seguono.

Il comportamento del terreno di fondazione è stato simulato mediante un letto di molle non lineari (reagenti solo a compressione). Il valore della costante di Winkler è stato calibrato sulla base dei cedimenti valutati con il modello geotecnico in condizioni di esercizio. Oltre alle molle in direzione verticale applicate sul piano di appoggio dei denti, i nodi appartenenti ai denti di fondazione sono stati bloccati in direzione orizzontale con vincoli monolateri reagenti solo a compressione. Quest'ultima condizione di vincolo assicura che l'intera forza di taglio agente sul piano di posa è trasferita interamente per mezzo di uno dei due denti (monte/valle) presenti su ogni conio. Si mostrano di seguito le condizioni di vincolo applicate al modello FEM. Essendo l'analisi non lineare, questa è stata eseguita direttamente sulle combinazioni di carico e non sui singoli casi di carico elementari.



Condizioni di vincolo (monolatero).

I carichi sono stati applicati agli elementi finiti mediante “pressure load” e “hydrostatic pressure”.

4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono state determinate considerando quanto previsto nella tabella C6 delle NTD14 di seguito riportata.

combinazione azioni	fondamentale				eccezionale	sismica	
	fase costruttiva	fine costruzione o serbatoio vuoto	rapida vuotatura	esercizio normale	massima piena	SLE	SLU
peso proprio	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
spinta idrostatica				SI ⁽¹⁾	SI ⁽²⁾	SI ⁽¹⁾	SI ⁽¹⁾
sottospinta			SI	SI	SI	SI	SI
coazioni termiche e da ritiro	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
coazione da calore di idratazione	SI	SI					
spinta del ghiaccio				se applicabile			
spinta dell'interrimento				se applicabile	se applicabile	se applicabile	se applicabile
azione sismica						SI	SI

⁽¹⁾ quota massima regolazione e livelli inferiori nonché serbatoio vuoto

⁽²⁾ quota di massimo invaso

Tabella C6 NTD14.

Trattandosi di una diga che prevede invaso solo in occasione di piena e quindi anche per durate brevi, le verifiche in presenza di acqua sono svolte in combinazione eccezionale.

Inoltre, considerando la quota di massima regolazione sono condotte le verifiche sismiche dei conci diga allo SLC/SLD.

Si riporta di seguito la combinazione di carico eccezionale (utilizzata per la verifica in condizioni di massimo invaso).

$$F_d = G + A_d + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

dove A_d rappresenta l'azione eccezionale.

Si riportano di seguito la combinazione di carico rara e quasi permanente utilizzata per le verifiche in esercizio (controllo tensionale).

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i} \text{ (quasi permanente)}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum \psi_{0i} \times Q_{k,i} \text{ (rara)}$$

Si riporta di seguito la combinazione di carico sismica:

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i} + E_d$$

dove E_d rappresenta l'azione sismica.

4.4 CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Le verifiche effettuate, sia per i conci diga che per quelli di raccordo, sono:

- Verifiche globali a scorrimento/ribaltamento effettuate in condizioni statiche (SLU/eccezionali) e sismiche (SLC) in corrispondenza di alcune sezioni orizzontali significative all'interno del corpo diga;
- verifiche tensionali SLE effettuate in condizioni statiche (quasi permanente e rara) e sismiche (SLD);
- verifiche tensionali SLU (SLC/eccezionale) al fine di assicurare l'assenza di meccanismi di collasso locale/globale all'interno del corpo diga.

Per le verifiche geotecniche sul piano di posa della fondazione (scorrimento, ribaltamento e capacità portante) si rimanda integralmente alla relazione geotecnica allegata.

4.4.1 SLU: scorrimento all'interno del corpo diga

Le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento sono eseguite in corrispondenza di alcune quote significative della struttura (potenziali riprese di getto), considerando anche la presenza della sottospinta idraulica.

La resistenza allo scorrimento è stata valutata in accordo al paragrafo 6.2.5 dell'eurocodice 2. Le specifiche del progetto prevedono un accurato trattamento delle riprese di getto: una superficie con scabrezza di almeno 3 mm e passo di circa 40 mm, ottenuta con graffiatura, esposizione degli aggregati o altri metodi che danno comportamento equivalente. In questo caso, è possibile assumere una coesione pari a $0.4 \times f_{ctd}$ ($c=0.4$) e un angolo di resistenza a taglio pari a 35° ($\mu = 0.7$). Quindi, la verifica è soddisfatta se:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min (c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} \times (\mu \times \sin \alpha + \cos \alpha); 0.5 \times v \times f_{cd})$$

dove:

- $f_{ctd} = 1.19 \text{ MPa}$, è la resistenza a trazione del calcestruzzo;
- $\sigma_n = N_{Ed} / (b \times a)$, è la tensione di compressione agente sulla porzione di sezione compressa (a = estensione della zona compressa).
- ρ è la percentuale di armatura presente eventualmente sulla potenziale superficie di scorrimento;
- $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$;
- $f_{cd} = 14.1 \text{ MPa}$;
- $\alpha = 90^\circ$, angolo di inclinazione dell'eventuale armatura rispetto alla superficie di scorrimento;
- $v = 0.54$.

La tensione di taglio v_{Ed} sollecitante di progetto è calcolata con riferimento alla porzione sezione compressa $v_{Ed} = V_{Ed} / (b \times a)$.

Nel calcolo delle tensioni normali agenti sulla sezione è stata assunta nulla la resistenza a trazione del calcestruzzo in corrispondenza delle riprese di getto, in quanto la presenza della sottospinta idraulica implica il distacco completo delle superfici che fronteggiano la potenziale superficie di scorrimento.

4.4.2 Sollevamento (UPL)

In accordo al paragrafo 6.2.3.2 delle NTC08, per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$\text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

4.4.3 SLE

Con riferimento alle verifiche in esercizio richieste dalla normativa vigente (NTD14), queste sono eseguite con riferimento alla combinazione rara, quasi permanente e di serbatoio pieno per il paramento di monte, assumendo i seguenti limiti tensionali.

La convenzione dei segni utilizzata nel modello FEM è:

- positive le tensioni di trazione;
- negative le tensioni di compressione.

Il controllo è eseguito con riferimento alle tensioni principali.

Combinazione quasi permanente e per le verifiche a serbatoio pieno riferite al paramento di monte:

- compressione $\sigma_c \leq 0.25 \times f_{ck} = 6.2 \text{ MPa}$;
- trazione nulla $\sigma_c' \geq 0$.

Combinazione caratteristica:

- compressione $\sigma_c \leq 0.25 \times f_{ck} = 6.2 \text{ MPa}$;
- trazione $\sigma_c' \geq 0.21 \times f_{ctm} = 0.21 \times 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 0.5 \text{ MPa}$

Per la combinazione caratteristica e per le verifiche riferite al paramento di monte della diga, si è fatto riferimento (in accordo alla tabella C6 NTC14) alla quota di massima regolazione (quota di sfioro dei dispositivi).

Le verifiche tensionali in combinazione sismica sono state eseguite con riferimento allo SLD, controllando che lo stato di sollecitazione (tensioni principali) sia contenuto entro i limiti di elasticità del materiale (paragrafo IV.2 Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.04.2014 (NTD2014) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18)):

- compressione $\sigma_c \leq 0.20 \times f_{ck} = 5.0 \text{ MPa}$;

- trazione $\sigma_c' \geq \min (0.7 \times f_{ctm}; f_{ctm}/1.20) = 1.8 \text{ MPa}$

4.4.4 SLU/SLC: meccanismi di collasso globale/locale

Al fine di scongiurare eventuali meccanismi di collasso globale e locale (scorrimento, ribaltamento, collasso della parte sommitale), si è proceduto al calcolo delle tensioni allo SLU (quota di massimo invaso) e SLC (metodo pseudostatico quota di massima regolazione).

Con riferimento al paragrafo IV.3 Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.04.2014 (NTD2014) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18) se allo SLU/SLC le tensioni principali risultano essere inferiori rispetto ai valori limite definiti precedentemente per SLD e rara, le prestazioni definite dalla norma NTD2014 sono garantite. Infatti, se il sistema diga-fondazione si mantiene in campo elastico-lineare, la stabilità risulta verificata e, con essa, anche la condizione di assenza di rilascio incontrollato d'acqua.

Quindi, si assumono i seguenti limiti tensionali:

SLU/eccezionale

- compressione $\sigma_c \leq 0.25 \times f_{ck} = 6.2 \text{ MPa}$;
- trazione $\sigma_c' \geq 0.21 \times f_{ctm} = 0.21 \times 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 0.5 \text{ MPa}$

SLC

- compressione $\sigma_c \leq 0.20 \times f_{ck} = 5.0 \text{ MPa}$;
- trazione $\sigma_c' \geq \min (0.7 \times f_{ctm}; f_{ctm}/1.20) = 1.8 \text{ MPa}$

In tutti i casi, dove la tensione di progetto a trazione supera i limiti di resistenza sopra definiti, si prevede l'aggiunta di armatura in acciaio B450C in grado di assorbire l'intero sforzo di trazione.

Si sottolinea, infine, che trattandosi di stati limite ultimi, la resistenza a compressione di progetto può comunque essere assunta pari a f_{cd} .

4.5 MANUFATTO B: CONCI SFIORANTI 1B-10B

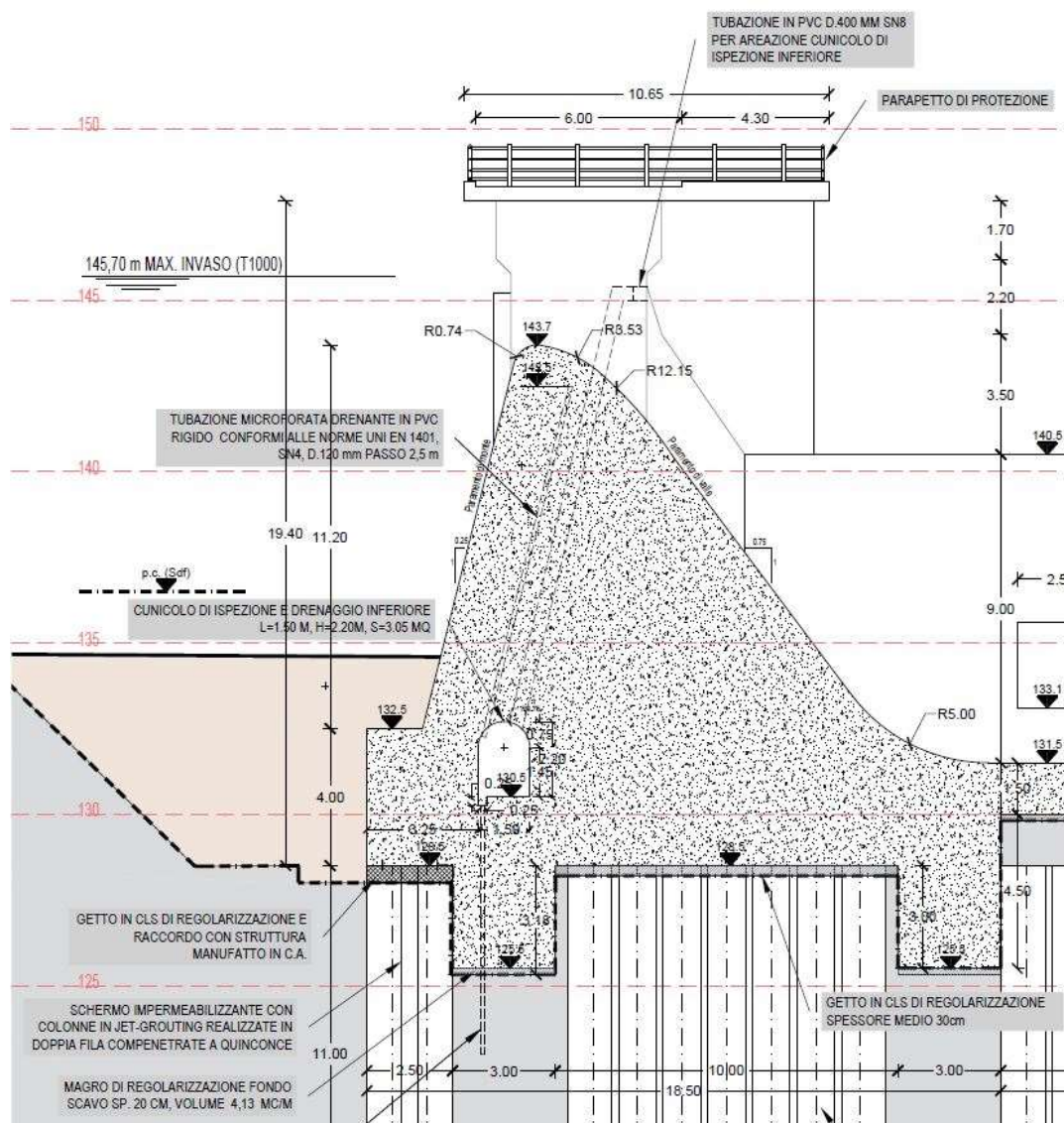
Il concio tipo presenta una larghezza di 12 m ed un profilo trasversale definito da un triangolo avente vertice a quota 146.00 m s.l.m., pendenza del paramento di monte (orizzontale/verticale) 0.25/1.0 e quello di valle 0.75/1.

I conchi sono interamente sfioranti, con ciglio di sfioro a quota 143.7 m s.l.m.

Il piano di fondazione è a quota 130.0 m s.l.m., approfondito alle estremità di 1.50m per la realizzazione dei due taglioni in corrispondenza di monte e valle. Inoltre, a valle, è prevista la realizzazione di un taglione 200cm x 200 cm.

Nel concio è ricavato un cunicolo a quota 130.5 m s.l.m.

Si riporta di seguito la sezione tipologica.



Sezione tipologica manufatto B

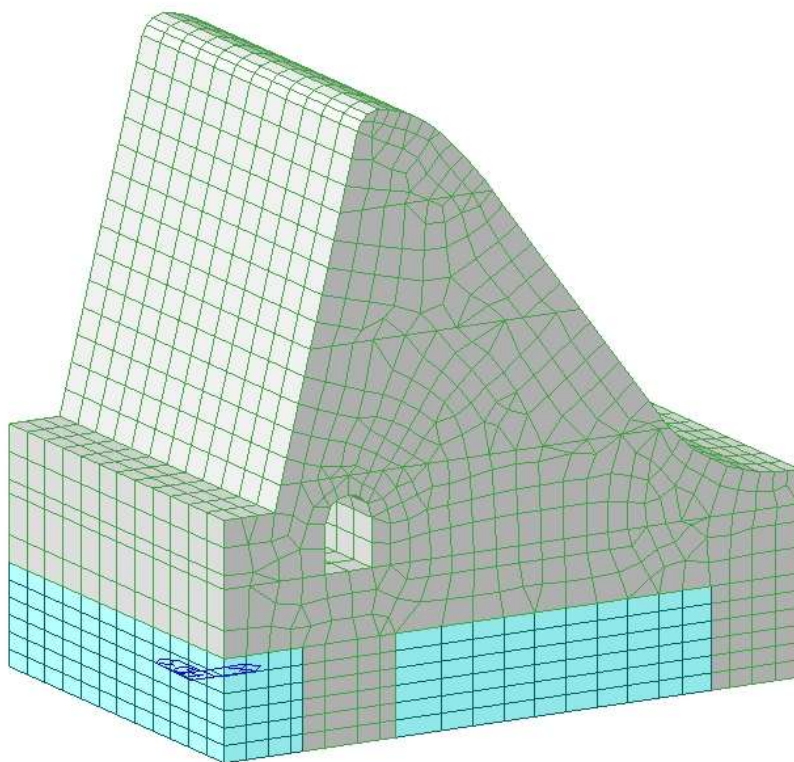
Dallo studio idraulico della cassa di espansione si ricavano i livelli idrici di monte e valle in condizioni di piena e per differenti periodi di ritorno.

Quote idriche di monte/valle

Caso	Periodo di ritorno (anni)	Quota idrica di monte (m)	Quota idrica di valle (m)
1.a	200	144.90	131.50-140.40
1.b	1000	145.70	140.40-143.70
2	1000	143.70-132.50	142.00

I casi 1.a e 1.b simulano il riempimento della cassa di monte in occasione di un evento di piena, mentre, il caso 2 simula il vuotamento della cassa di monte ma non di quella di valle, in cui l'invaso viene mantenuto a quota 142.0 m s.l.m., corrispondente al ciglio di sfioro del manufatto denominato "C". Questa situazione si potrebbe verificare mantenendo chiusa la restituzione della vasca di valle ed aprendo le luci di fondo del manufatto A.

Si riporta di seguito un'immagine del modello FEM.



Modello FEM concio sfiorante manufatto B

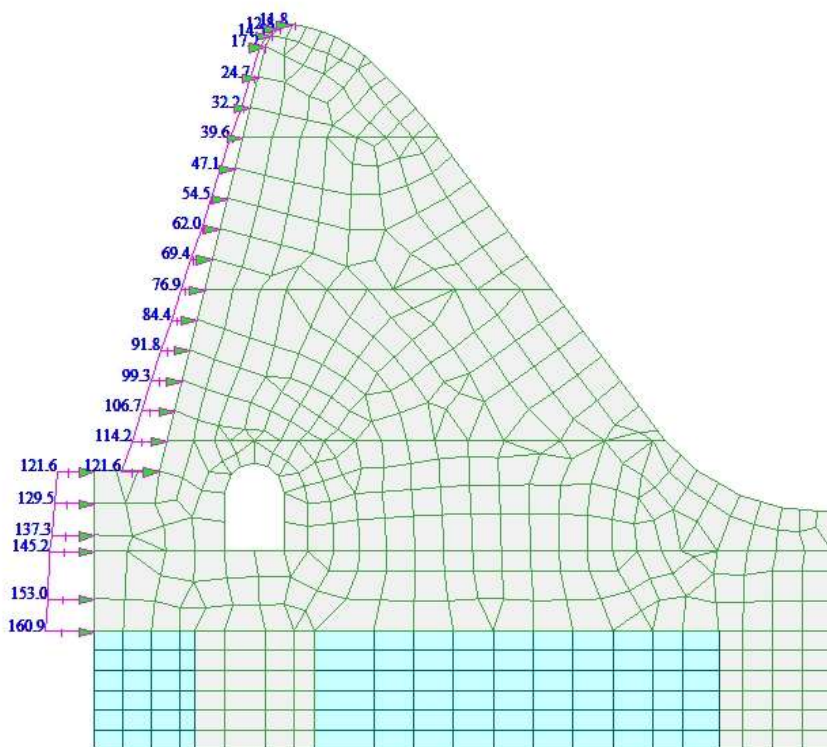
4.5.1 Carichi e combinazioni

Di seguito vengono mostrati i casi elementari applicati al concio (unità di misura kN, m), oltre ai pesi propri computati automaticamente dal software.

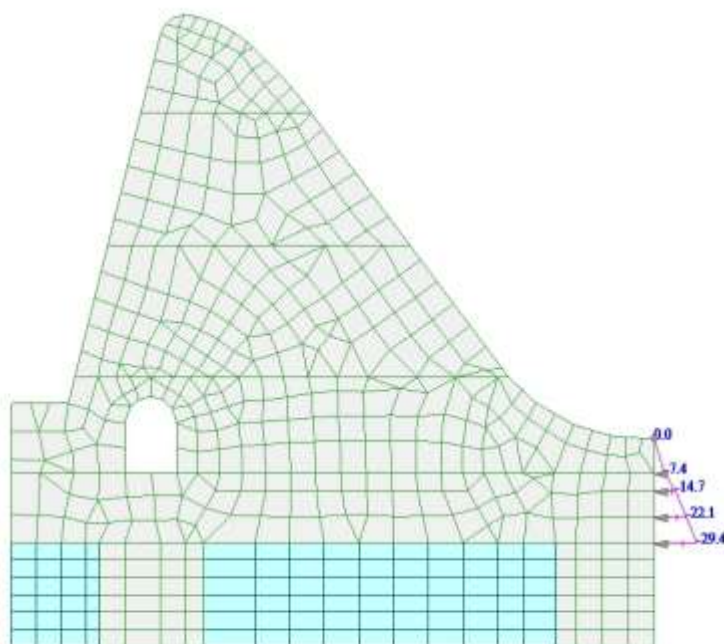
L'azione inerziale sulla massa strutturale è stata assegnata come carico "nodal body force", moltiplicando il peso per il coefficiente sismico orizzontale/verticale.

Caso di carico	Descrizione
G1	Peso Proprio strutturale
Spinta idro monte caso 1.a 144.9 m	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso pari a 144.9 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 200 anni e quota di valle pari a 131.5 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 200 anni e quota di valle pari a 140.4 m s.l.m.
Sottospinta caso 1.a 131.5m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso a valle pari a 131.5 m
Sottospinta caso 1.a 140.4m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso a valle pari a 140.4 m
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso 144.9 m s.l.m.
Spinta idro monte caso 1.b 145.7 m	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 145.7 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di valle pari a 140.4 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di valle pari a 143.7 m s.l.m.
Sottospinta caso 1.b 140.4m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a valle pari a 140.4 m
Sottospinta caso 1.b 143.7m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a valle pari a 143.7 m
Peso acqua monte caso 1.b 145.7 m	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso 145.7 m s.l.m.
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 143.7 m s.l.m.
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di valle pari a 132.5 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di monte pari a 142.0 m s.l.m.
Sottospinta caso 2 143.7m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a monte pari a 143.7 m
Sottospinta caso 2 132.5m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a monte pari a 132.5 m
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di monte pari a 143.7 m s.l.m.
Peso acqua di valle 142.0 m	Peso dell'acqua di valle gravante sul concio con quota di valle pari a 142.0 m s.l.m.
Peso acqua di valle 140.4 m	Peso dell'acqua di valle gravante sul concio con quota di valle pari a 140.4 m s.l.m.
Peso acqua di valle 143.7 m	Peso dell'acqua di valle gravante sul concio con quota di valle pari a 143.7 m s.l.m.
H2O servizio	Spinte e sottospinte idrauliche esercitate dall'acqua in condizioni di normale esercizio (quota di falda).
Spinta terreno statica	Spinta del terreno di monte in condizioni statiche

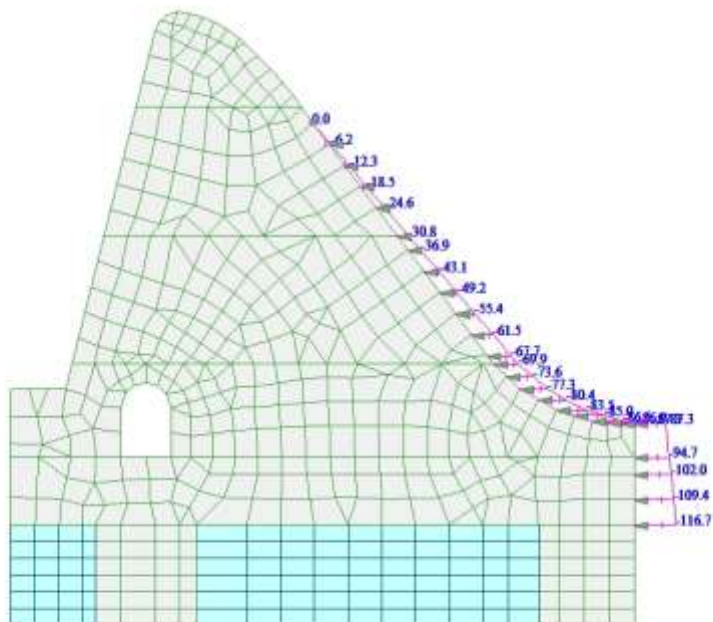
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	Incremento di spinta sismica del terreno allo SLD
Sisma orizzontale SLD_RSL	Azione sismica orizzontale allo SLD applicata alla massa strutturale
Sisma verticale SLD_RSL	Azione sismica verticale allo SLD applicata alla massa strutturale
Sovrappinta idrodinamica SLD_RSL	Azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio allo SLD
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	Incremento di spinta sismica del terreno allo SLC
Sisma orizzontale SLC_RSL	Azione sismica orizzontale allo SLC da RSL applicata alla massa strutturale
Sisma verticale SLC_RSL	Azione sismica verticale allo SLC da RSL applicata alla massa strutturale
Sovrappinta idrodinamica SLC_RSL	Azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio allo SLC con accelerazioni da RSL
Sottospinta in condizioni sismiche Hm=143.7m e Hv = 131.5m	Sottospinta in condizioni sismiche con quota di invaso a monte corrispondente alla quota di massima regolazione (sfioro dispositivi)



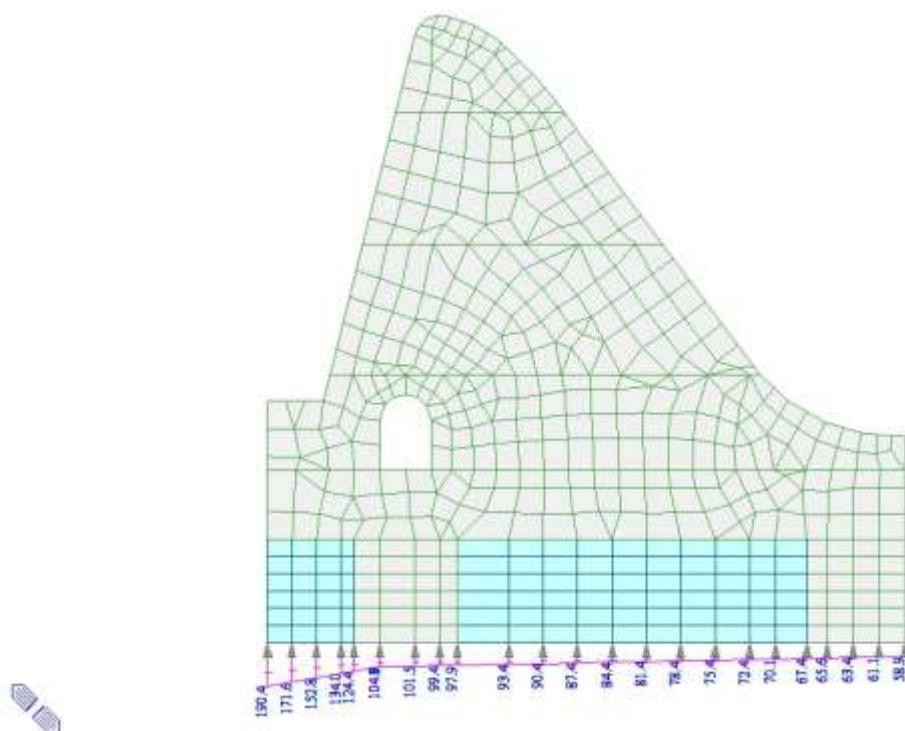
Spinta idro monte, caso 1a 144.9m



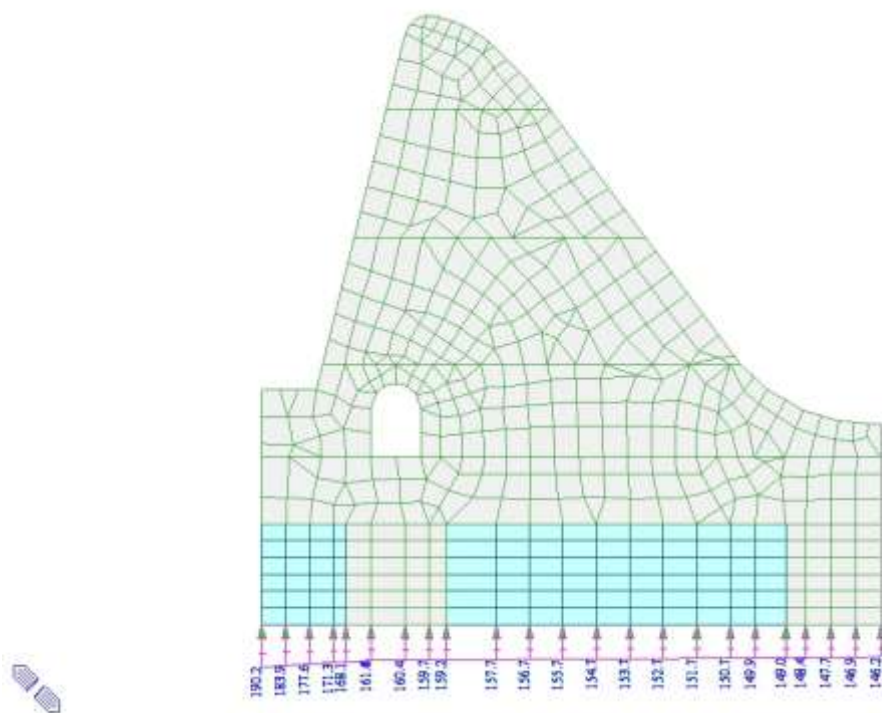
Spinta idro valle caso 1a 131.5 m



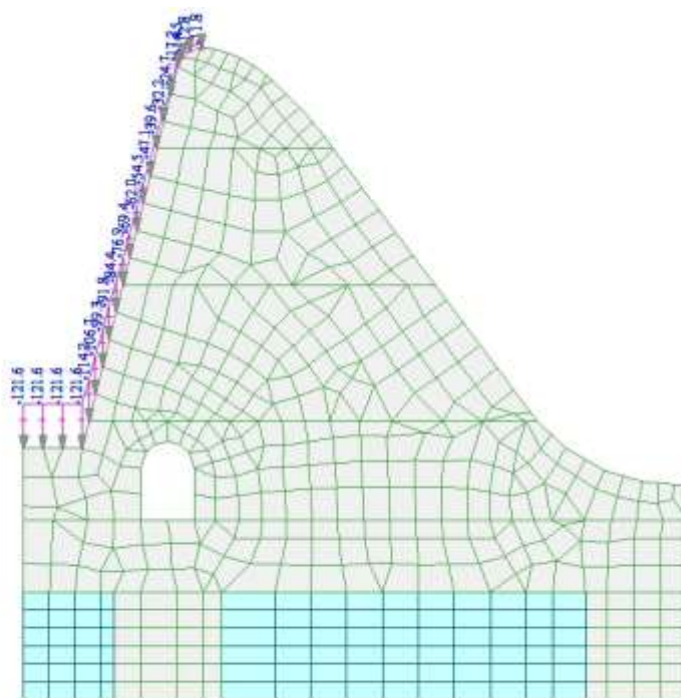
Spinta idro valle caso 1a 140.4 m



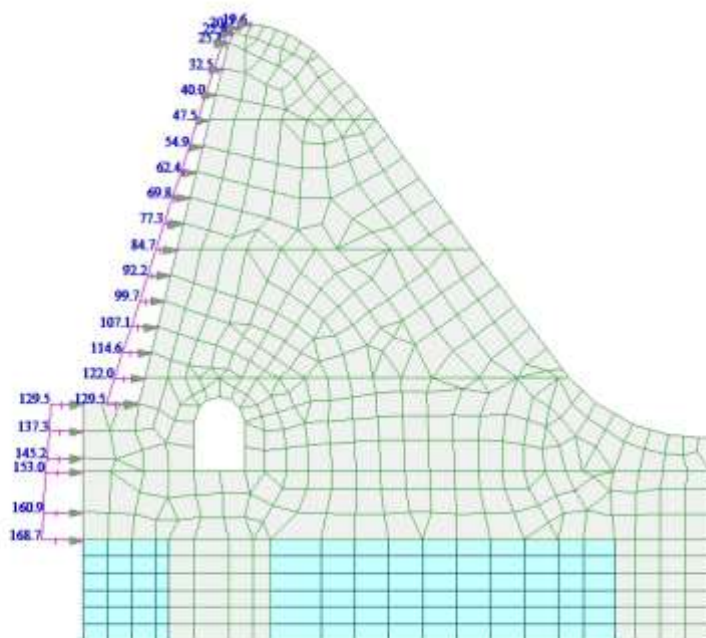
Sottospinta caso 1.a 131.5m



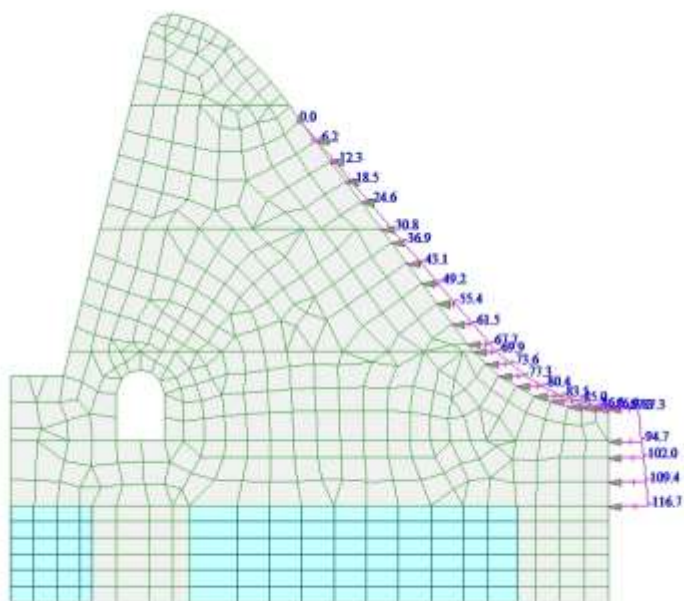
Sottospinta caso 1.a 140.4m



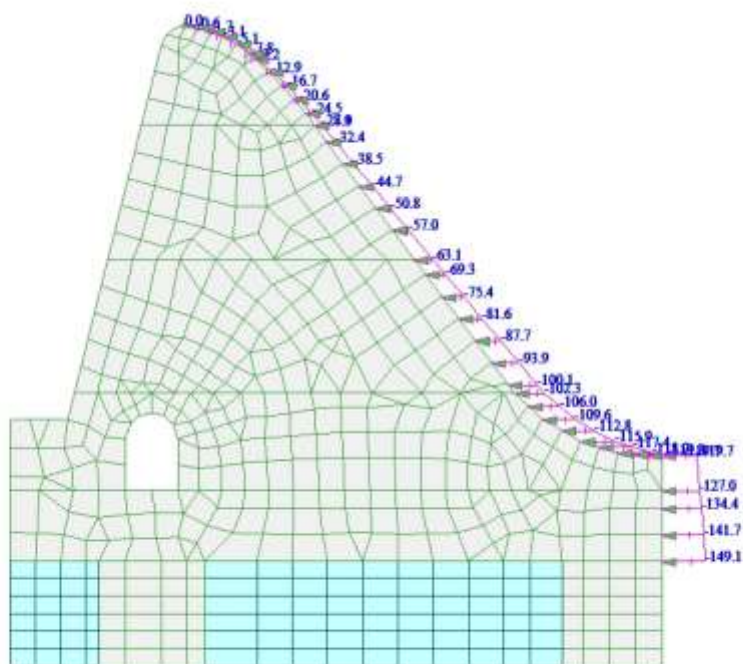
Peso acqua monte caso 1a 144.9m



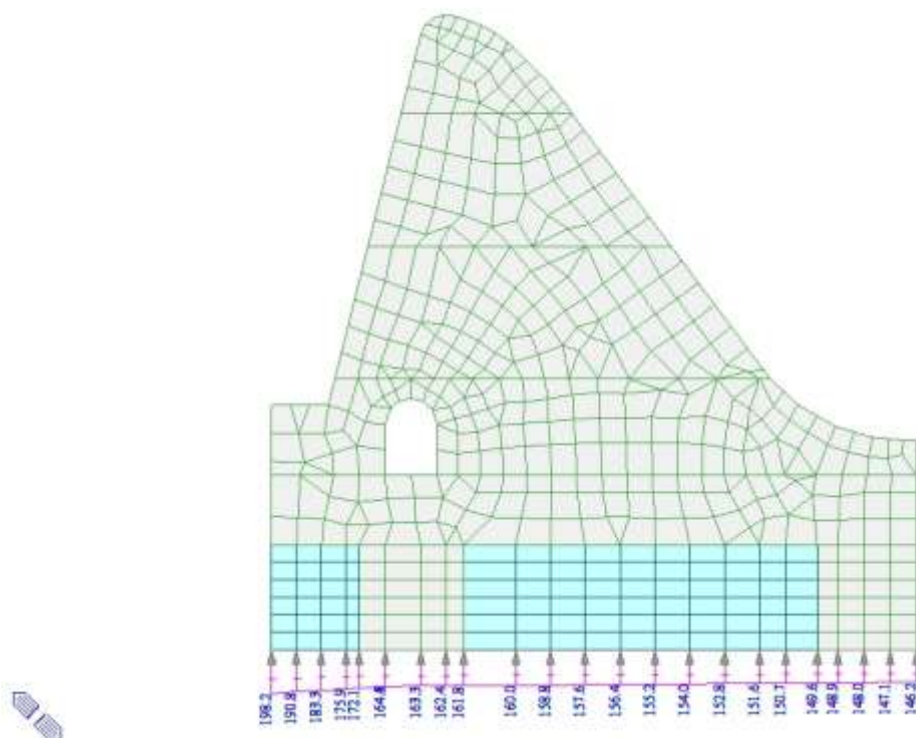
Spinta idro monte caso 1.b 145.7 m



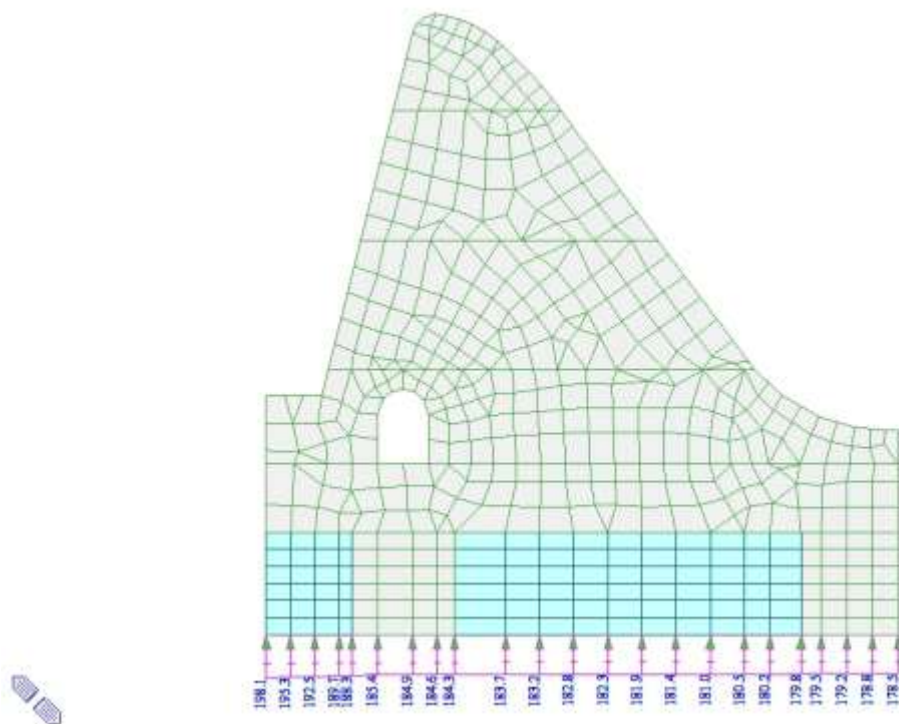
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m



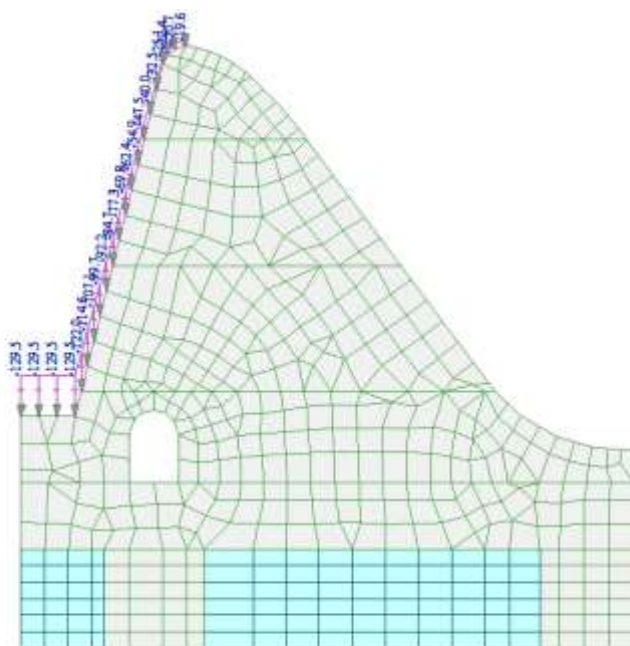
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m



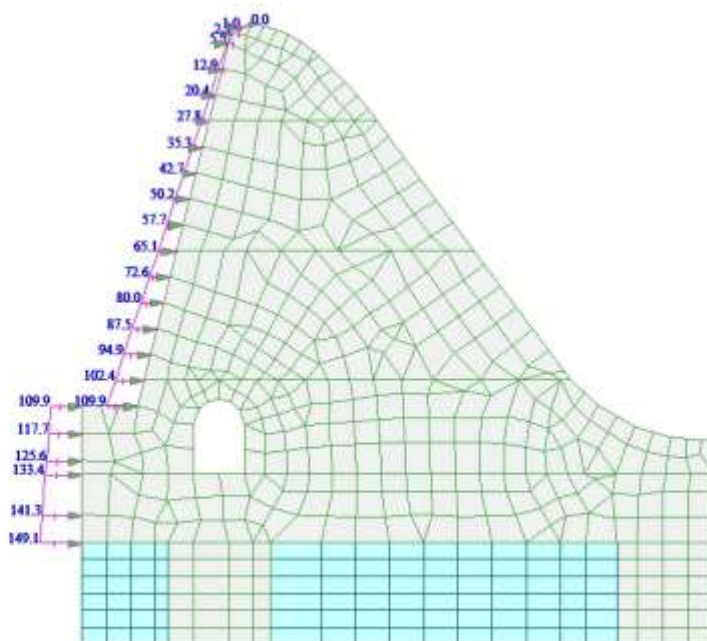
Sottospinta caso 1.b 140.4m



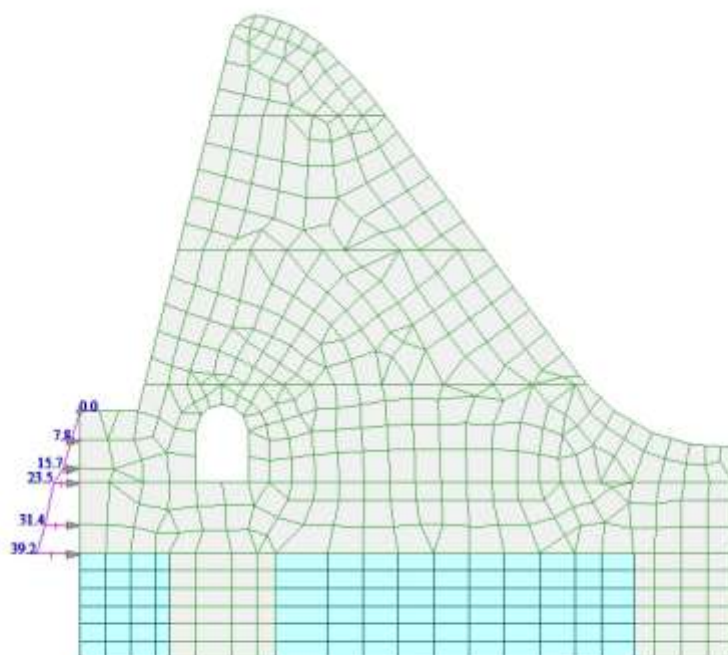
Sottospinta caso 1.b 143.7m



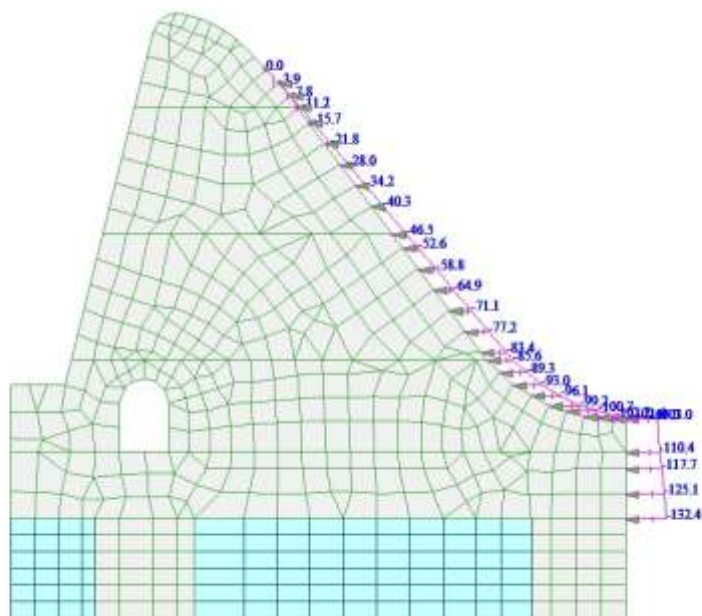
Peso acqua monte caso 1.b 145.7 m



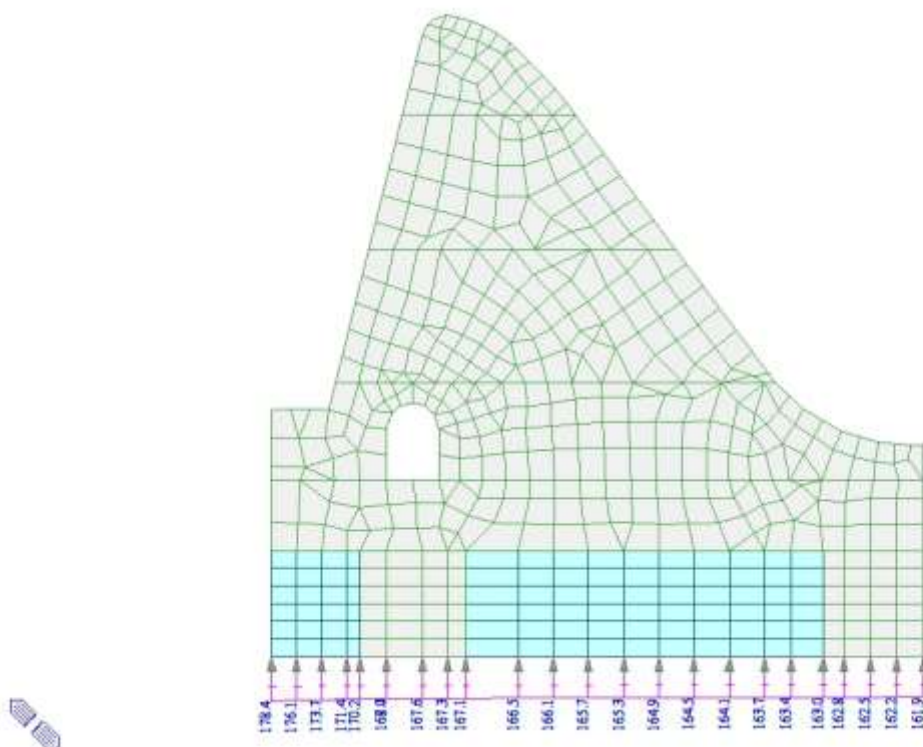
Spinta idro monte caso 2 143.7 m



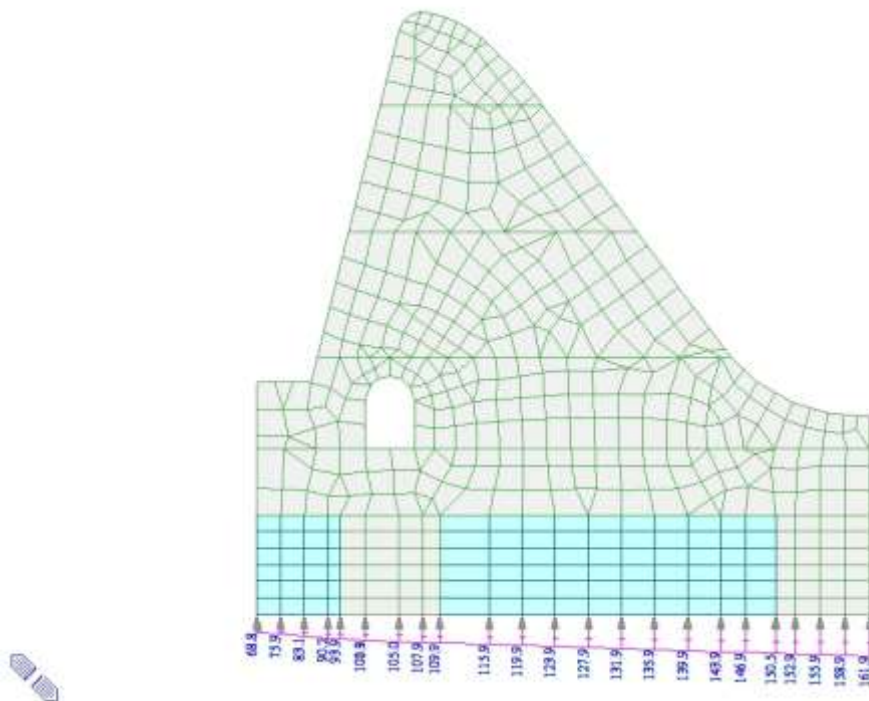
Spinta idro monte caso 2 132.5 m



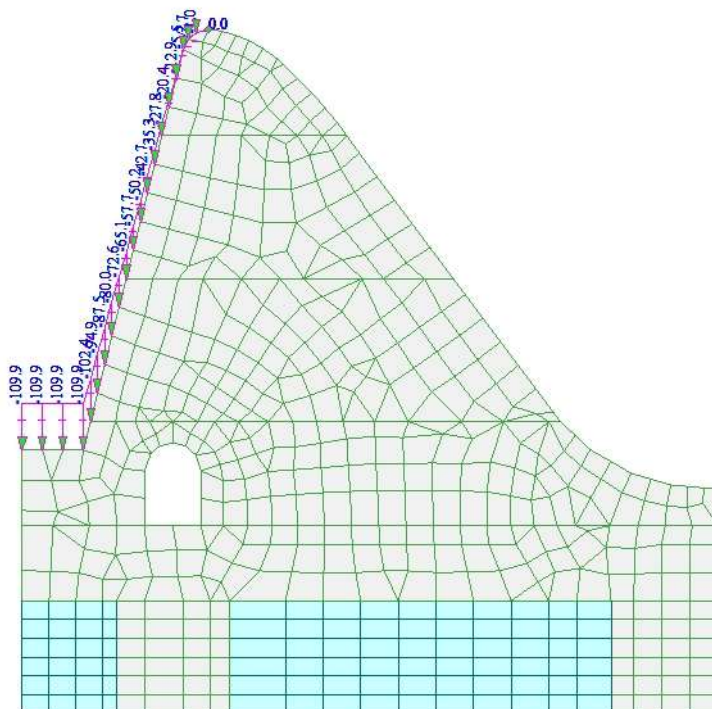
Spinta idro valle caso 2 142.0 m



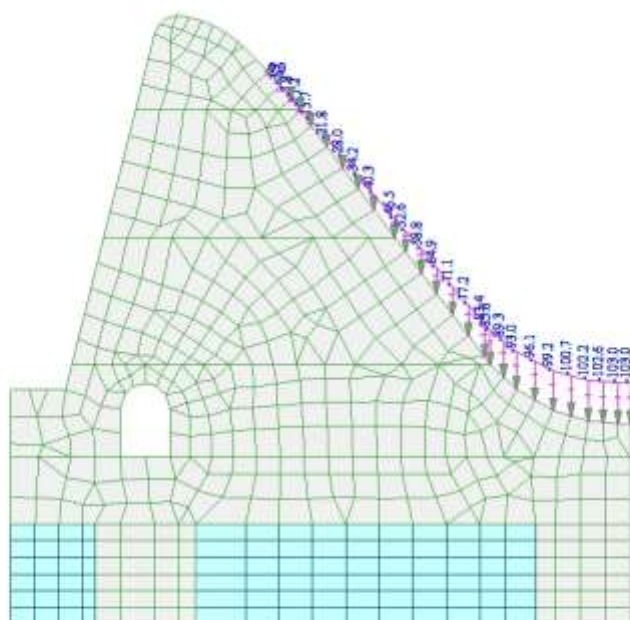
Sottospinta caso 2 143.7m



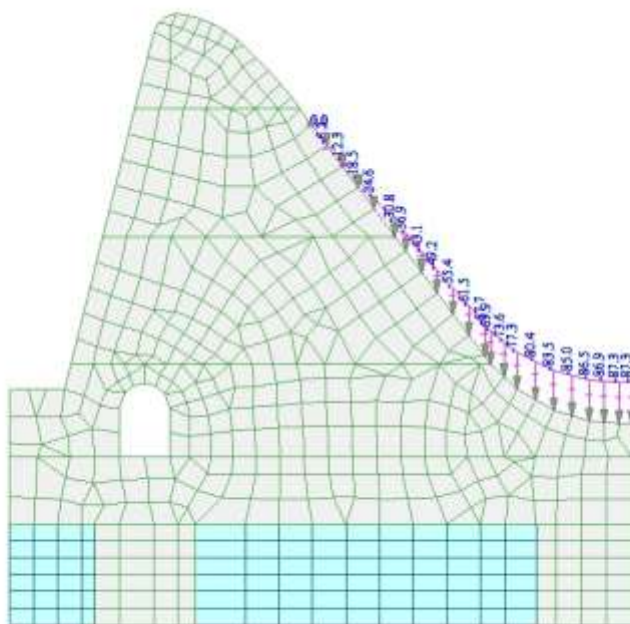
Sottospinta caso 2 132.5m



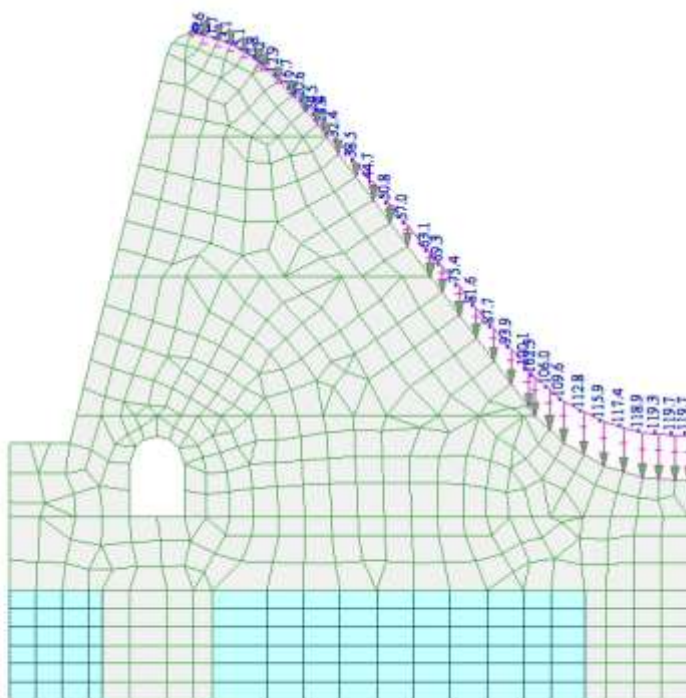
Peso acqua monte caso 2 143.7 m



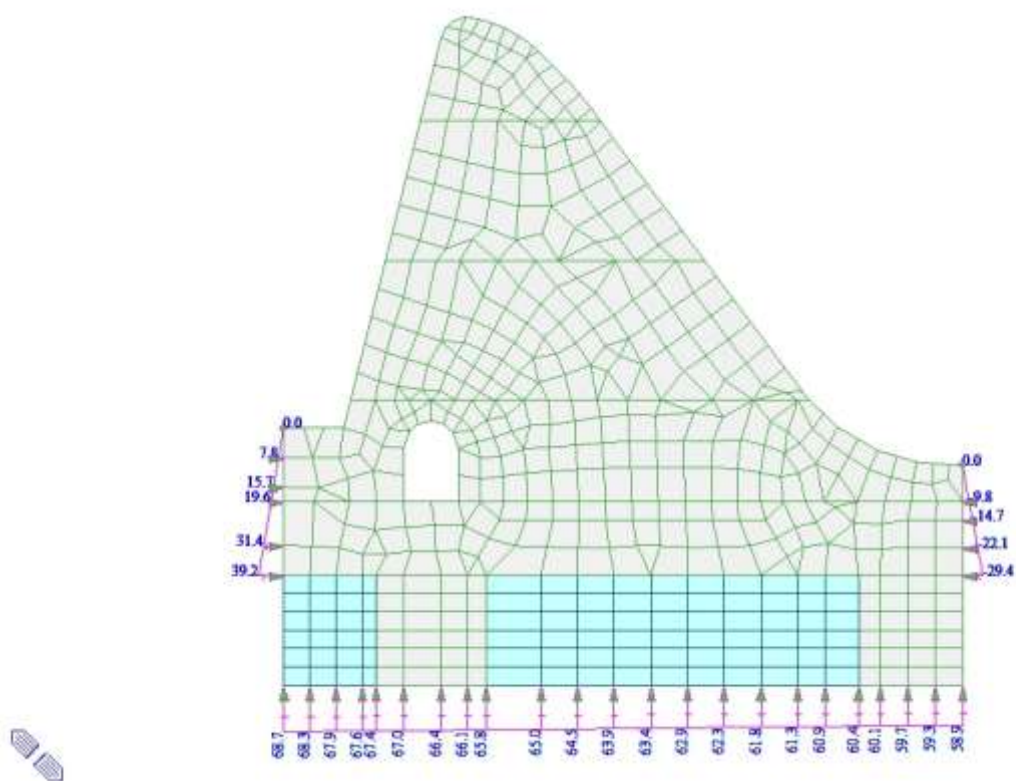
Peso acqua di valle 142.0 m



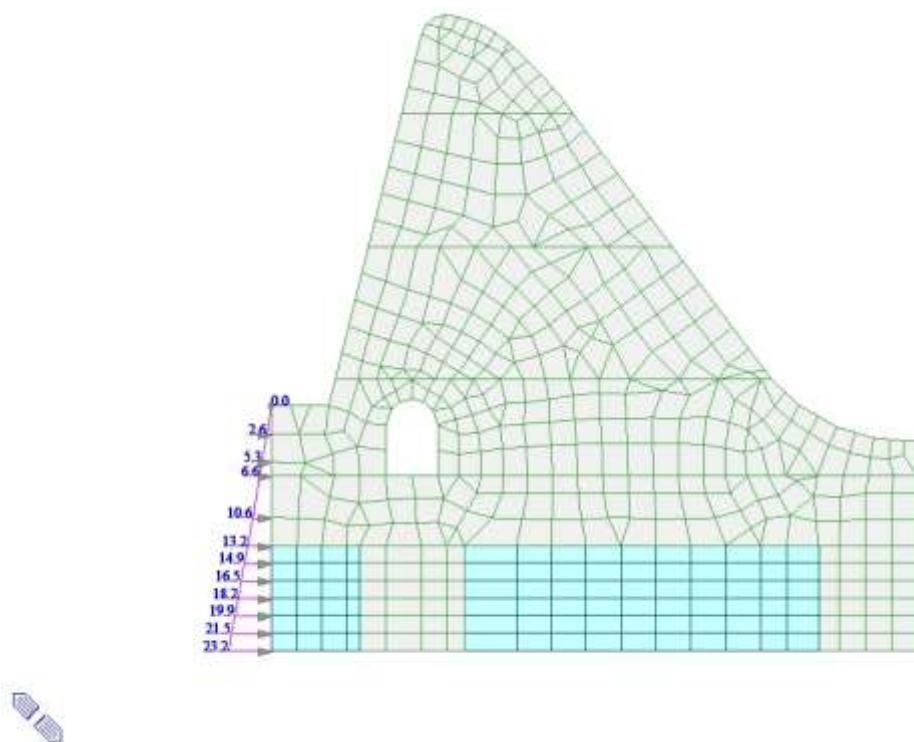
Peso acqua di valle 140.4 m



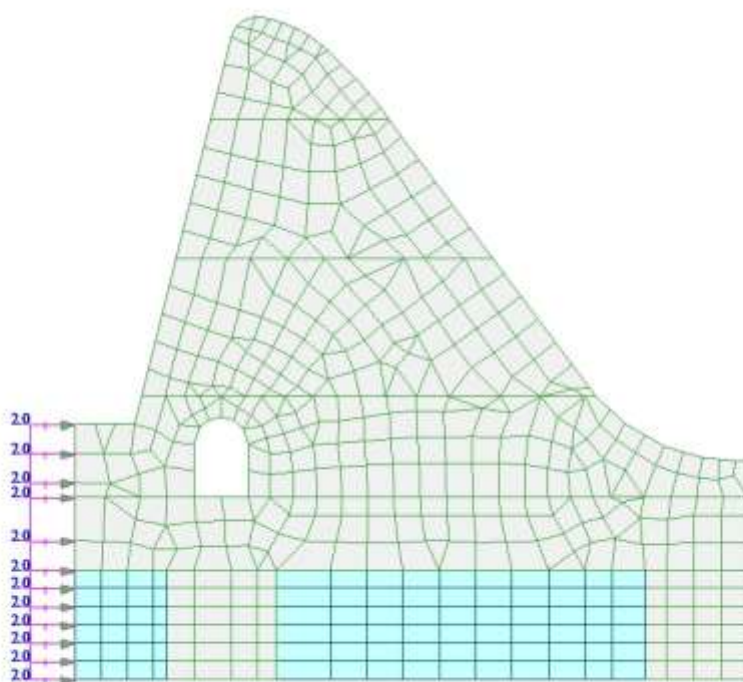
Peso acqua di valle 143.7 m



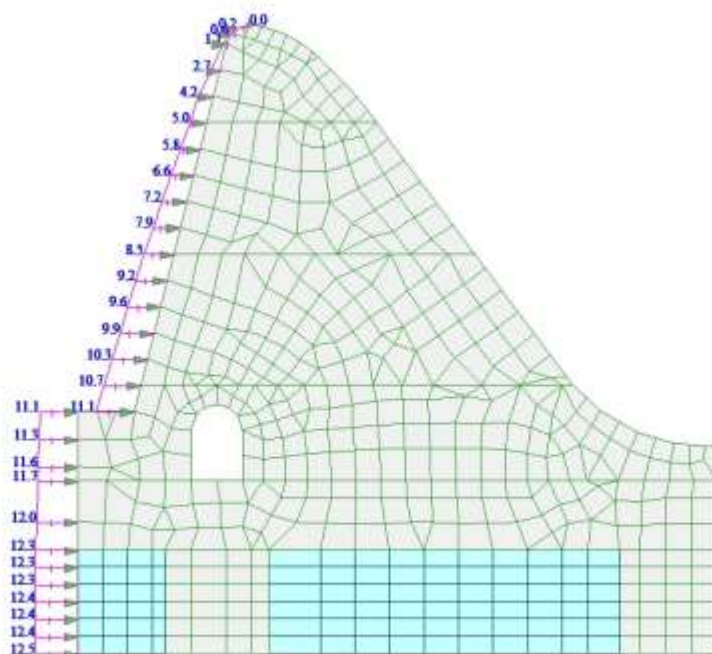
H2O servizio



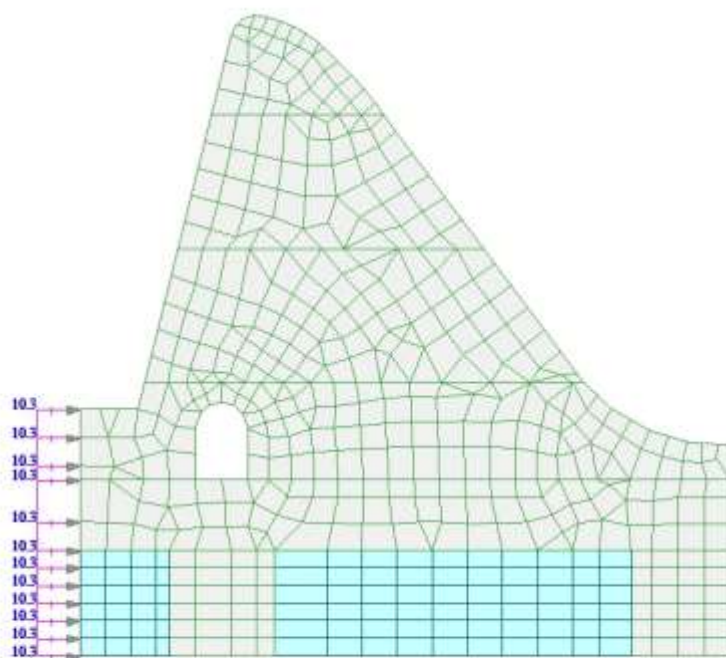
Spinta terreno statica



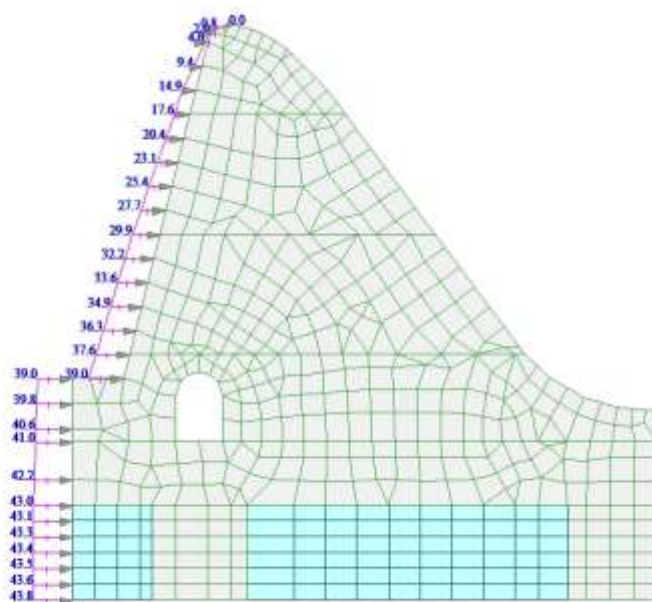
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL



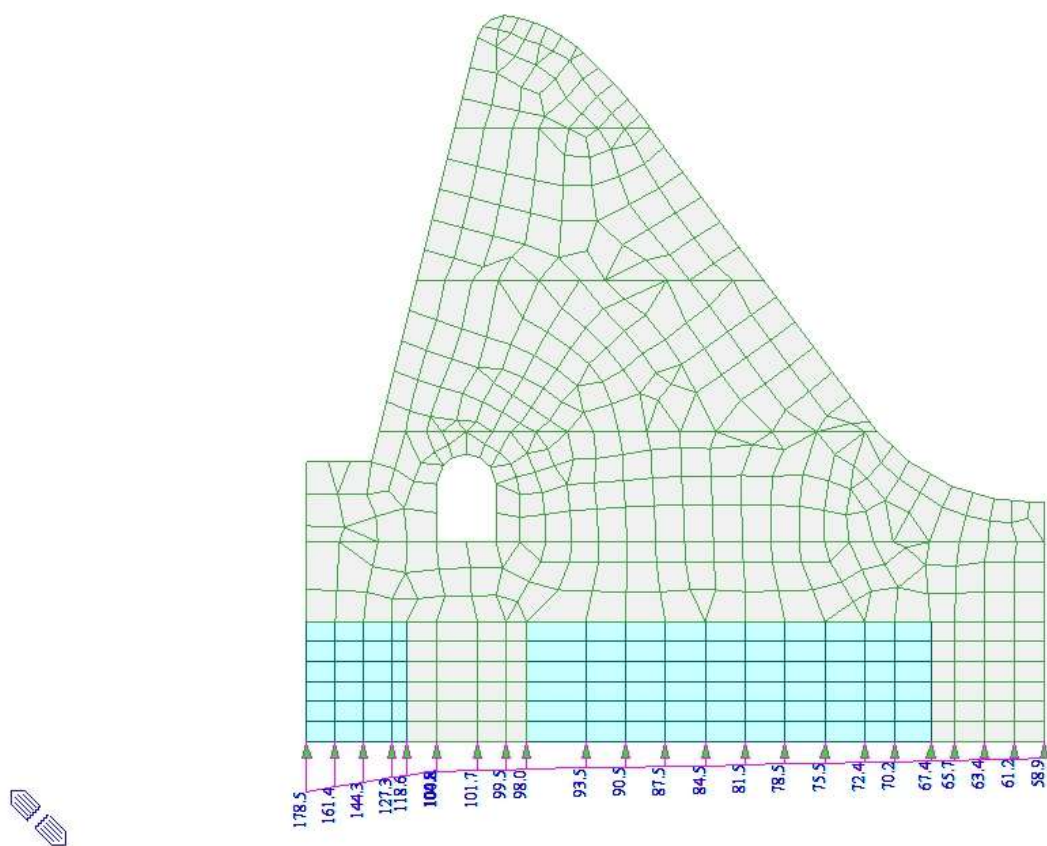
Sovrappinta idrodinamica SLD_RSL



Delta spinta terreno sismica SLC_RSL



Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL



Sottospinta in condizioni sismiche $H_m=143.7\text{m}$ e $H_v = 131.5\text{m}$

Si riportano di seguito le reazioni vincolari caratteristiche globali agenti nei singoli casi di carico elementari. Tali azioni sono state valutate mediante analisi lineare elastica.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	57405.764359
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-15783.746763	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	507.723434	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	8297.728506	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-20722.604882
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-35009.947575
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	4697.901323
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-17215.121450	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	8297.728506	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	13561.412124	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-35499.620166
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-40772.302459
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	5165.048738
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-13634.775117	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	-979.430400	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	10691.404636	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-36935.154912
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-27363.070381
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	3996.556973
Peso acqua valle 142.0m	0.000000	0.000000	8284.438592
Peso acqua valle 140.4 m	0.000000	0.000000	6373.479448
Peso acqua valle 143.7m	0.000000	0.000000	10642.631680
H2O servizio	-411.949341	0.000000	-14164.100778
Spinta terreno statica	-973.140000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	-168.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-5901.865184	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	-865.200000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-20685.177975	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-6867.894346	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-1957.349889	0.000000	0.000000
Sottospinta x sisma Hm=143.7m, Hv=131.5	0.000000	0.000000	-20424.558515

Reazioni vincolari agenti nei singoli casi di carico

Si riportano di seguito le combinazioni di carico.

Combinazione	Descrizione
ECC_1	Combinazione eccezionale (Tr = 200 anni) con quota di massimo invaso a monte 144.9 m e quota di valle pari a 131.5 m
ECC_2	Combinazione eccezionale (Tr = 200 anni) con quota di massimo invaso a monte 144.9 m e quota di valle pari a 140.4 m
ECC_3	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 145.7 m e quota di valle pari a 140.4 m
ECC_4	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 145.7 m e quota di valle pari a 143.7 m
ECC_5	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 143.7 m e quota di valle pari a 142.0 m
ECC_6	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 132.5 m e quota di valle pari a 142.0 m
SLU	Combinazione fondamentale SLU
QP	Combinazione quasi permanente per effetti a lungo termine (livello dell'acqua pari a quello della falda in esercizio)
RARA1	Combinazione rara con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 131.5 m
RARA2	Combinazione rara con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 140.4 m
SLC_RSL	Combinazione sismica SLC con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 143.7 m e quota di valle pari a 131.5 m, accelerazioni da RSL
SLD_RSL	Combinazione sismica SLD con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 143.7 m e quota di valle pari a 131.5 m, accelerazioni da RSL

Load case	ECC_1	ECC_2	ECC_3	ECC_4	ECC_5	ECC_6	SLU	QP	RARA1	RARA2	SLC_RSL	SLD_RSL
G1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	1.0	1.0							1.0	1.0		
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	1.0								1.0		1.0	1.0
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m		1.0								1.0		
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	1.0								1.0			
Sottospinta caso 1.a 140.4 m		1.0								1.0		
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	1.0	1.0							1.0	1.0		
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m			1.0	1.0								
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m			1.0									
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m				1.0								
Sottospinta caso 1.b 140.4 m			1.0									
Sottospinta caso 1.b 143.7 m				1.0								
Peso acqua monte 1.b 145.7 m			1.0	1.0								
Spinta idro monte caso 2 143.7 m					1.0						1.0	1.0
Spinta idro monte caso 2 132.5 m						1.0						
Spinta idro valle caso 2 142.0 m					1.0	1.0						
Sottospinta caso 2 143.7 m					1.0							
Sottospinta caso 2 132.5 m						1.0						
Peso acqua monte caso 2 143.7 m					1.0						1.0	1.0
Peso acqua valle 142.0m					1.0	1.0						
Peso acqua valle 140.4 m		1.0	1.0							1.0		
Peso acqua valle 143.7m				1.0								
H2O servizio							1.3	1.0				
Spinta terreno statica	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL												1.0
Sisma orizzontale SLD_RSL												1.0
Sisma verticale SLD_RSL												0.3
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL											1.0	
Sisma orizzontale SLC_RSL											1.0	
Sisma verticale SLC_RSL											0.3	
Sovrappinta idrodinamica SLC_RSL											1.0	
Sovrappinta idrodinamica SLD_RSL												1.0
Sottospinta x sisma Hm=143.7m, Hv=131.5m											1.0	1.0

4.5.2 Verifiche a scorrimento SLU/SLC

Con riferimento alla verifica a scorrimento all'interno del corpo diga, si considerano le seguenti sezioni orizzontali significative:

- quota +130.5 m;
- quota +133.3 m;
- quota +137.0m;
- quota +140.9 m.

In tutte le sezioni è stata considerata la presenza della sottospinta idraulica.

Sezione a quota +130.5m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	2564.227311
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-874.970155	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-823.676939
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-823.676939
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	303.192915
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-1142.169055	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	473.946122	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-987.228509
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-2054.122259
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	420.432309
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-473.815331	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	76.259039	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-1003.143074
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-328.946588
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	127.177413
Peso acqua valle 142.0m	0.000000	0.000000	59.632122
Peso acqua valle 140.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 143.7m	0.000000	0.000000	443.689159
H2O servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica	0.000000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-264.502034	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-179.758664
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-927.041108	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-616.315418
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-333.995450	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-95.188703	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 4.9m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-874.97	2043.74	-408.70
ECC_2	-874.97	2043.74	-408.70
ECC_3	-1142.17	1997.43	-746.33
ECC_4	-668.22	1374.23	-334.64
ECC_5	-397.56	1747.89	245.15
ECC_6	76.26	2294.91	1048.50
SLU	0	2564.23	876.47
SLC_RSL	-1734.85	1682.83	-1595.64

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.043	-0.026	4.90	0.015	0.500
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.043	-0.026	4.90	0.015	0.500
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.050	-0.018	4.90	0.019	0.500
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.030	-0.016	4.90	0.011	0.492
ECC_5	SEZ. INT. REAGENTE	-0.035	-0.025	4.90	0.007	0.497
ECC_6	SEZ. INT. REAGENTE	-0.061	-0.017	4.90	0.001	0.503
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.062	-0.025	4.90	0.000	0.507
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.062	-	4.51	0.032	0.498

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +133.3m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	9851.212720
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-3532.098476	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	646.350554	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-2211.958239
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-4535.845831
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	967.488742
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-4157.239098	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	646.350554	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	2585.394259	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-4766.745460
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-7207.190122
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	1174.215418
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-2593.553536	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	1427.558553	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-5388.137704
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-2787.671596
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	657.122931
Peso acqua valle 142.0m	0.000000	0.000000	1069.267264
Peso acqua valle 140.4 m	0.000000	0.000000	484.051264
Peso acqua valle 143.7m	0.000000	0.000000	2019.742608
H2O servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica	0.000000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-1016.160223	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-690.594327
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-3561.493598	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-2367.751977
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-1431.430908	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-407.957809	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 8.7m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-3532.10	8606.74	-3171.06
ECC_2	-2885.75	6766.91	-2430.94
ECC_3	-3510.89	6742.73	-4272.66
ECC_4	-1571.84	5837.98	-920.57
ECC_5	-1165.99	6189.47	1209.35
ECC_6	1427.56	8132.81	8701.26
SLU	0.00	9851.21	6454.32
SLC_RSL	-7586.48	7586.05	-14147.74

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.103	-0.061	8.70	0.034	0.534
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.081	-0.049	8.70	0.028	0.521
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.093	-0.036	8.70	0.034	0.521
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.062	-0.050	8.70	0.015	0.515
ECC_5	SEZ. INT. REAGENTE	-0.067	-0.051	8.70	0.011	0.518
ECC_6	SEZ. INT. REAGENTE	-0.135	-0.020	8.70	0.014	0.531
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.137	-0.052	8.70	0.000	0.542
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	0.170	-	7.45	0.085	0.535

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +137.0m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	21206.893634
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-7889.796420	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	2985.409508	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-4193.943979
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-12113.638230
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	2056.935772
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-8872.878762	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	2985.409508	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	6400.485280	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-12158.416038
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-16071.777532
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	2353.149731
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-6413.861363	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	4482.500950	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-13462.872038
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-7777.403656
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	1612.219652
Peso acqua valle 142.0m	0.000000	0.000000	3368.407103
Peso acqua valle 140.4 m	0.000000	0.000000	2244.968596
Peso acqua valle 143.7m	0.000000	0.000000	4890.384836
H2O servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica	0.000000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-2187.507508	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-1486.655588
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-7666.895245	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-5097.104872
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-2988.588968	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-851.747856	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 12.5m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-7889.80	19069.89	-9638.27
ECC_2	-4904.39	13395.16	-5689.03
ECC_3	-5887.47	13646.60	-9825.32
ECC_4	-2472.39	12378.65	850.50
ECC_5	-1931.36	12724.65	4955.37
ECC_6	4482.50	16797.90	31599.47
SLU	0	21206.89	20903.37
SLC_RSL	-17069.34558	17096.04	-47297.52

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.158	-0.096	12.50	0.053	0.565
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.108	-0.071	12.50	0.033	0.539
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.122	-0.060	12.50	0.039	0.540
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.085	-0.080	12.50	0.016	0.534
ECC_5	SEZ. INT. REAGENTE	-0.101	-0.069	12.50	0.013	0.535
ECC_6	SEZ. INT. REAGENTE	-0.213	-0.011	12.50	0.030	0.554
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.208	-0.074	12.50	0.000	0.575
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	0.273	-	10.45	0.136	0.571

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +140.9m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	32915.637450
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-12129.717963	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	44.156779	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	5738.793004	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-8768.572955
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-21965.111915
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	4697.901323
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-13372.740650	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	5738.793004	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	10225.775923	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-22376.000521
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-27273.135402
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	5165.048738
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-10263.525600	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	-244.857600	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	7755.765143	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-23730.296308
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-15528.382833
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	3996.556973
Peso acqua valle 142.0m	0.000000	0.000000	8284.438592
Peso acqua valle 140.4 m	0.000000	0.000000	6373.479448
Peso acqua valle 143.7m	0.000000	0.000000	10642.631680
H2O servizio	-176.556440	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica	-79.440000	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	-48.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	-3395.273503	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-2307.467429
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	-247.200000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLC_RSL	-11899.939169	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-7911.316899
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	-4297.854346	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	-1224.888489	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 18.5m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-12165.00	28844.97	-164.95
ECC_2	-6470.36	22021.91	7705.99
ECC_3	-7713.39	22078.17	1051.20
ECC_4	-3226.40	21450.18	21019.37
ECC_5	-2587.20	21466.34	25247.48
ECC_6	7510.91	25671.69	65822.00
SLU	-332.80	32915.64	49459.42
SLC_RSL	-26743.80	25770.23	-74874.46

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.142	-0.141	17.00	0.060	0.575
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.121	-0.096	17.00	0.032	0.552
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.110	-0.107	17.00	0.038	0.552
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.140	-0.073	17.00	0.016	0.550
ECC_5	SEZ. INT. REAGENTE	-0.148	-0.067	17.00	0.013	0.550
ECC_6	SEZ. INT. REAGENTE	-0.236	-0.026	17.00	0.037	0.564
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.244	-0.086	17.00	0.002	0.589
SLC_RSL	SEZ. INT. REAGENTE	-0.240	-0.001	17.00	0.131	0.564

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

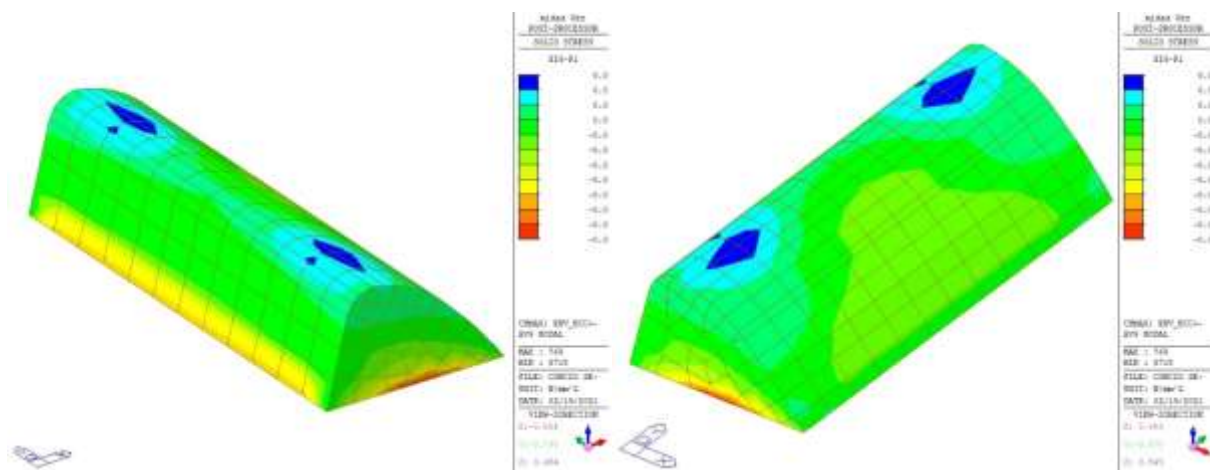
Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

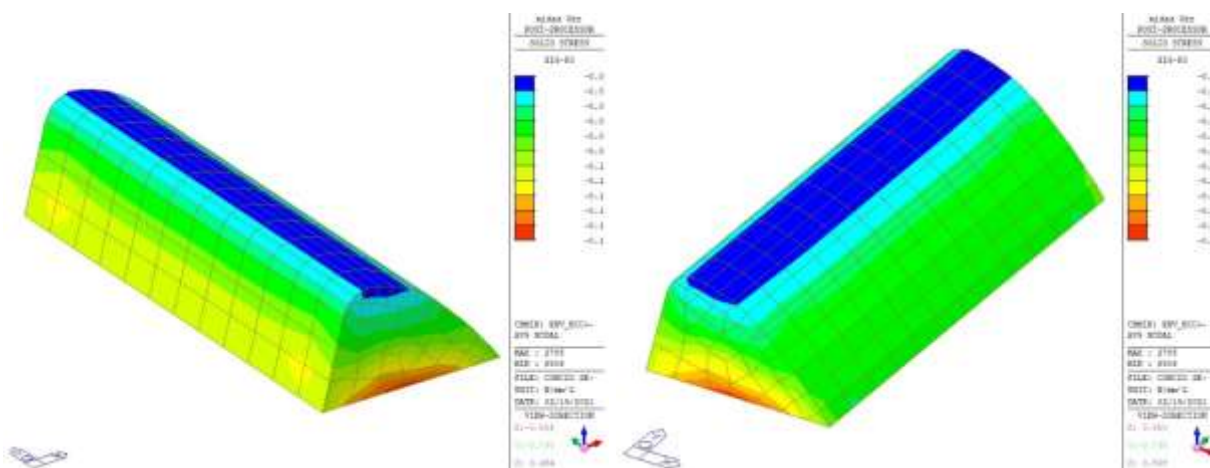
4.5.3 Verifiche tensionali SLU/SLC

Si mostrano di seguito le tensioni principali ricavate dall'analisi elastica considerando le sezioni descritte in precedenza e il concio nella sua interezza. Si mostrano due viste per ogni mappatura.

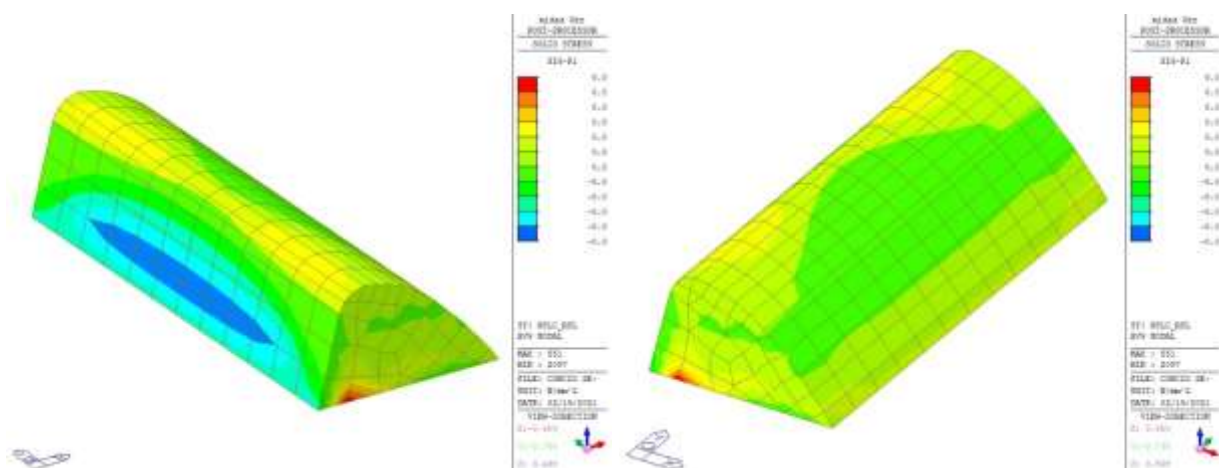
Sezione a quota +130.5m



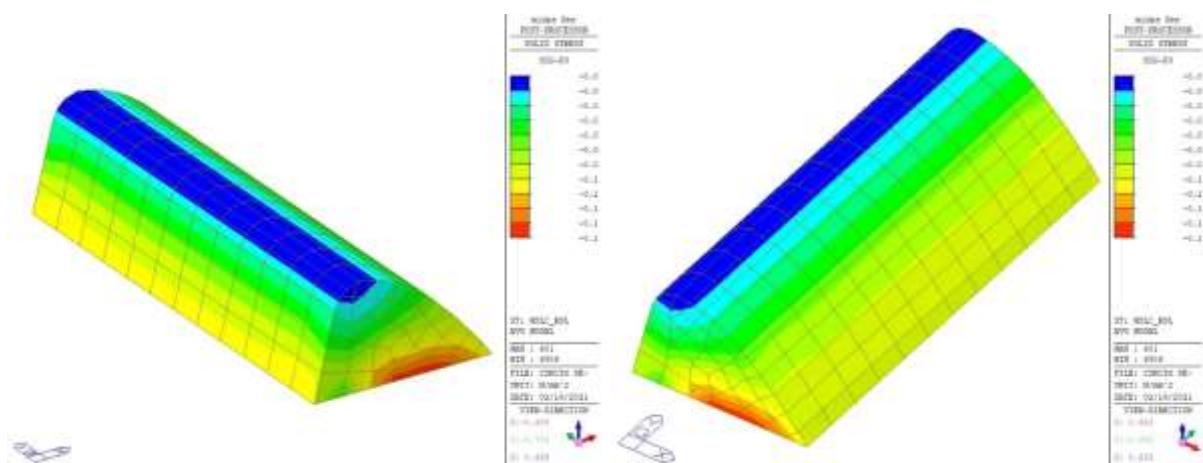
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



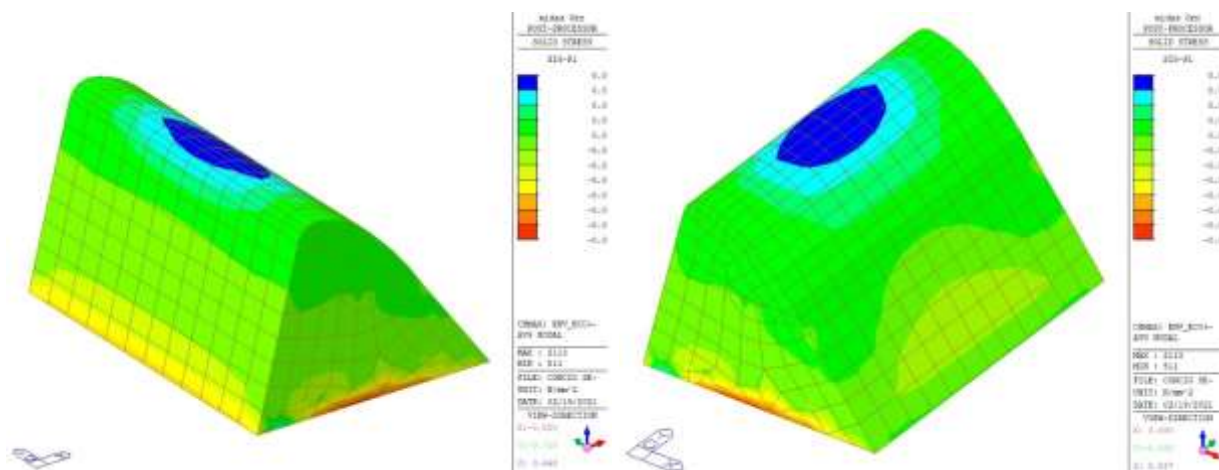
Tensioni principali di trazione (SLC)



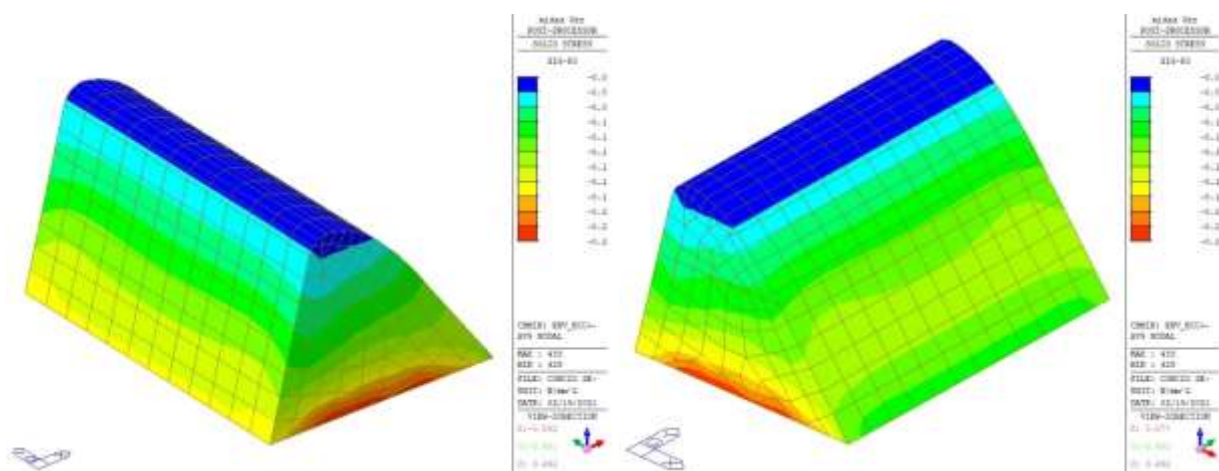
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

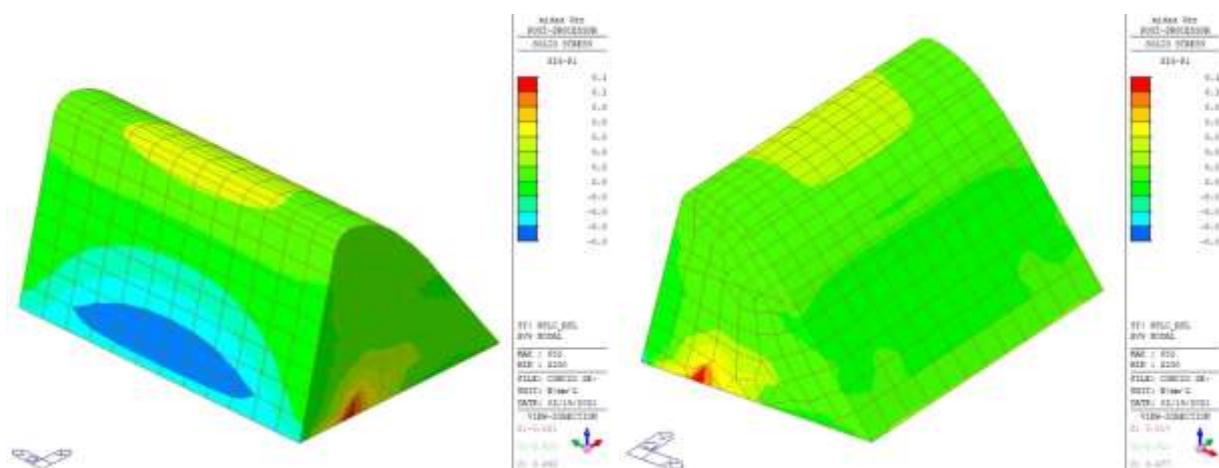
Sezione a quota +133.3m



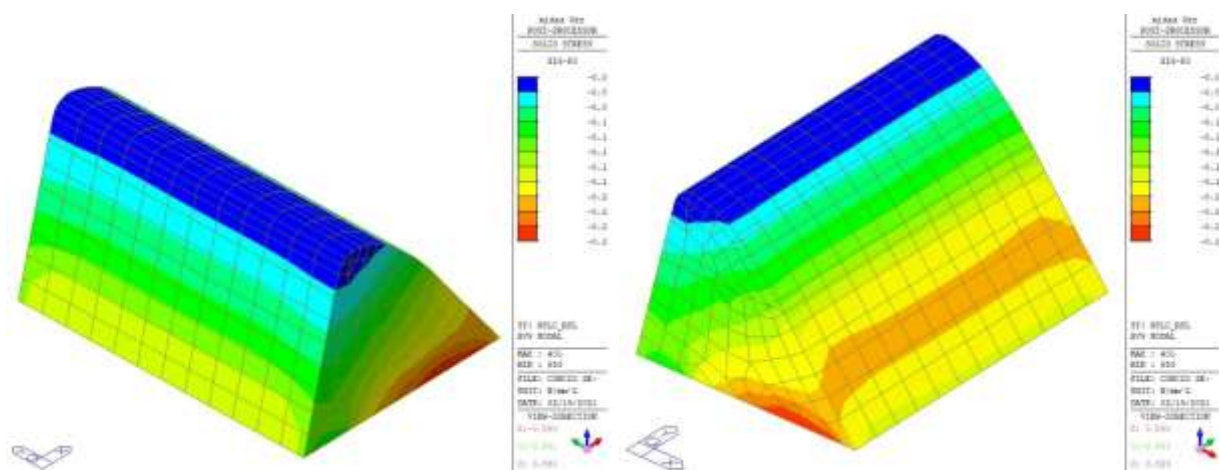
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



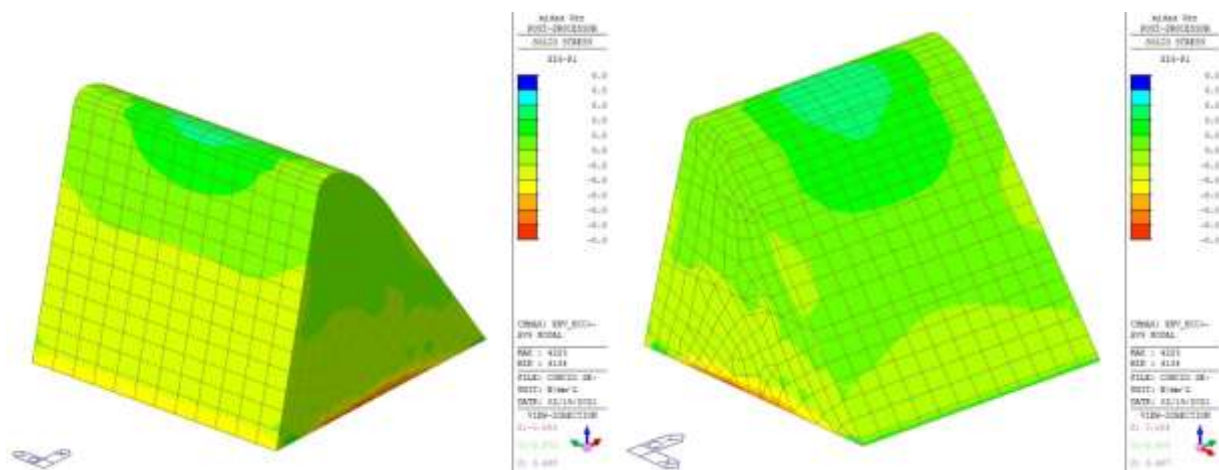
Tensioni principali di trazione (SLC)



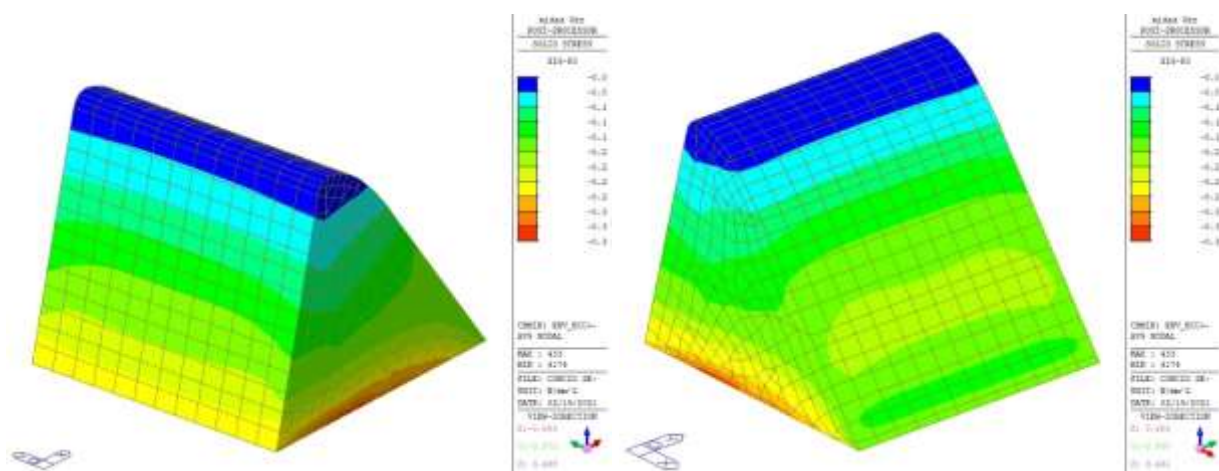
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

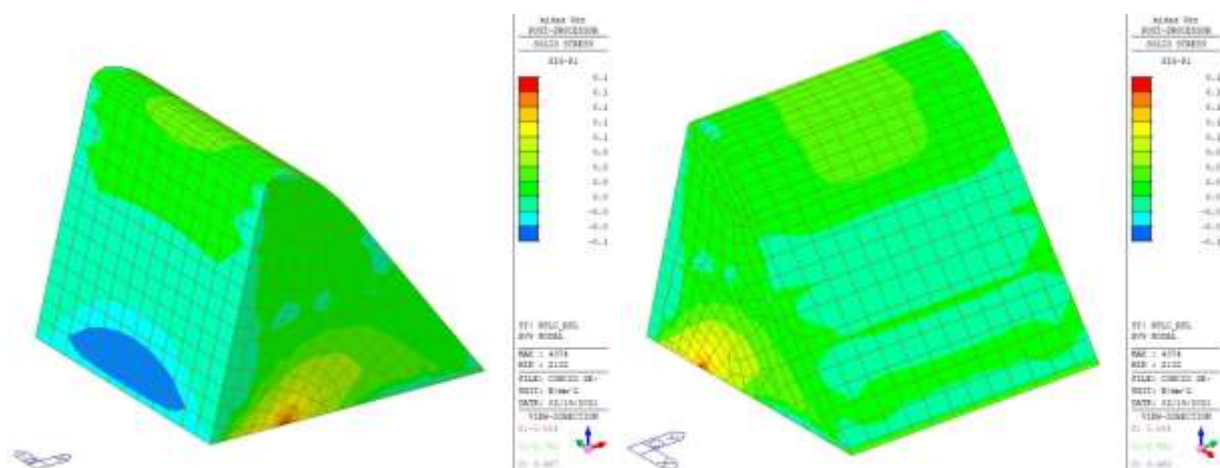
Sezione a quota +137.0



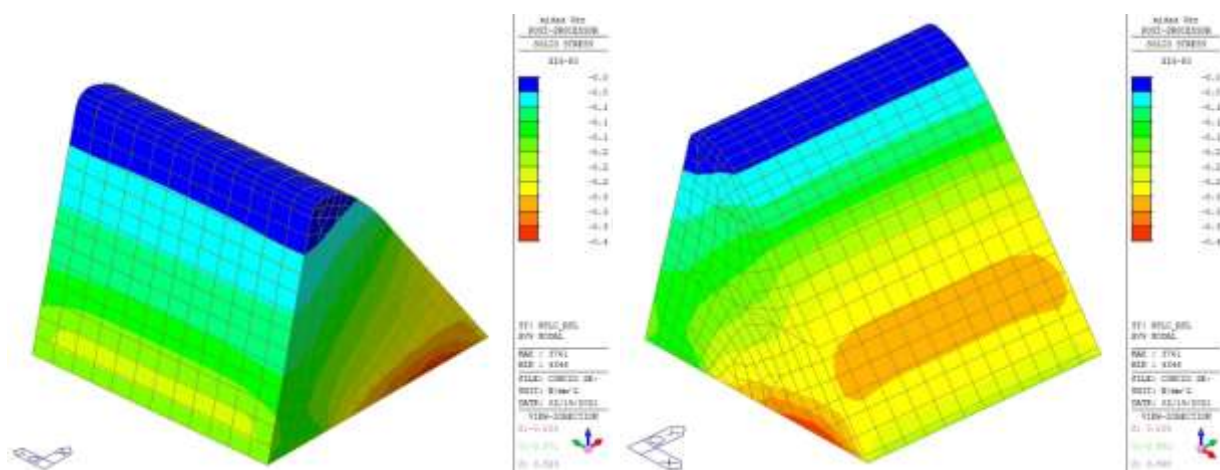
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



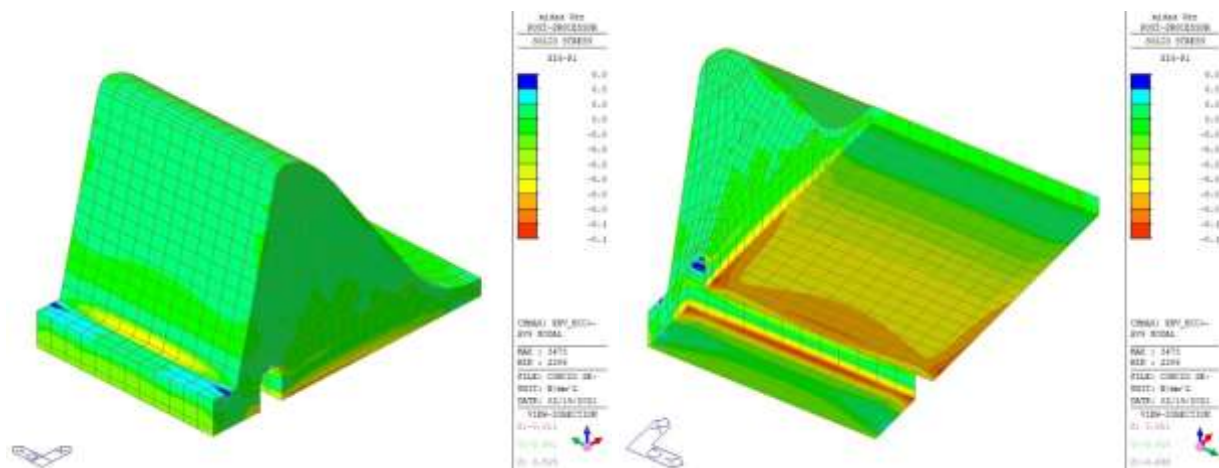
Tensioni principali di trazione (SLC)



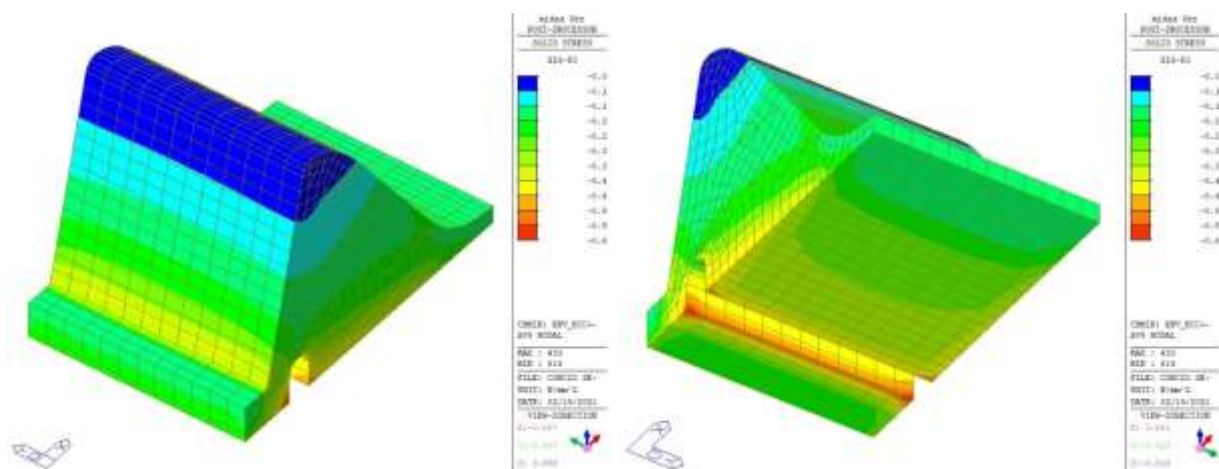
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

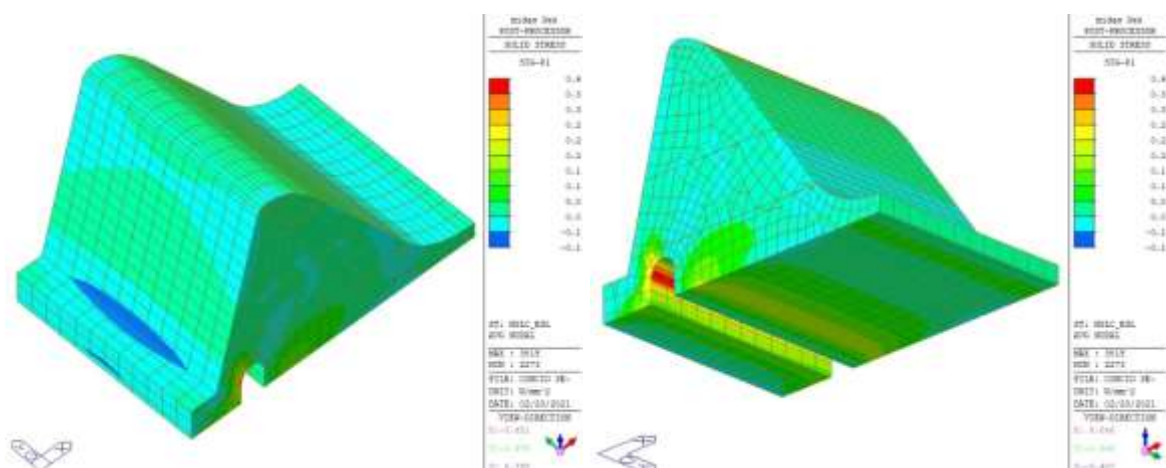
Sezione a quota +140.9m



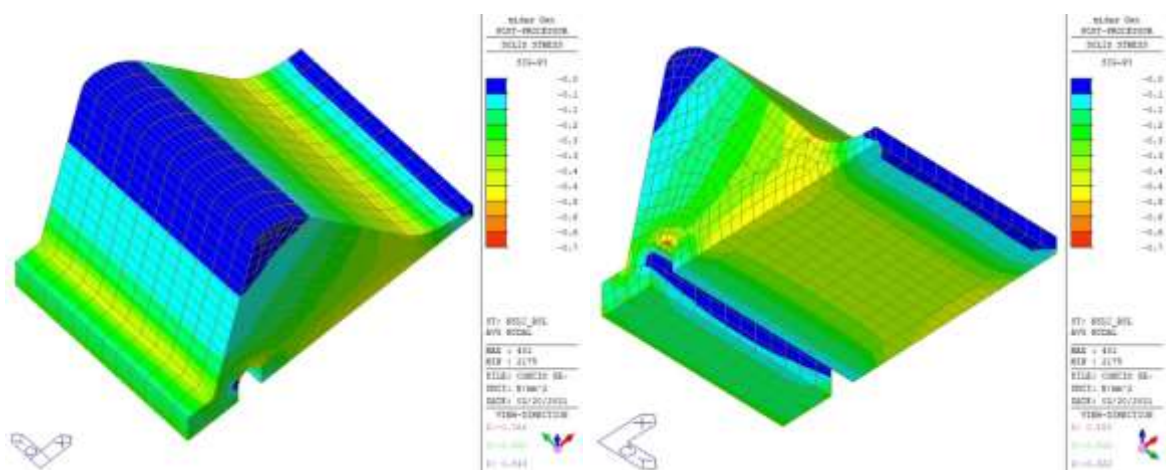
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



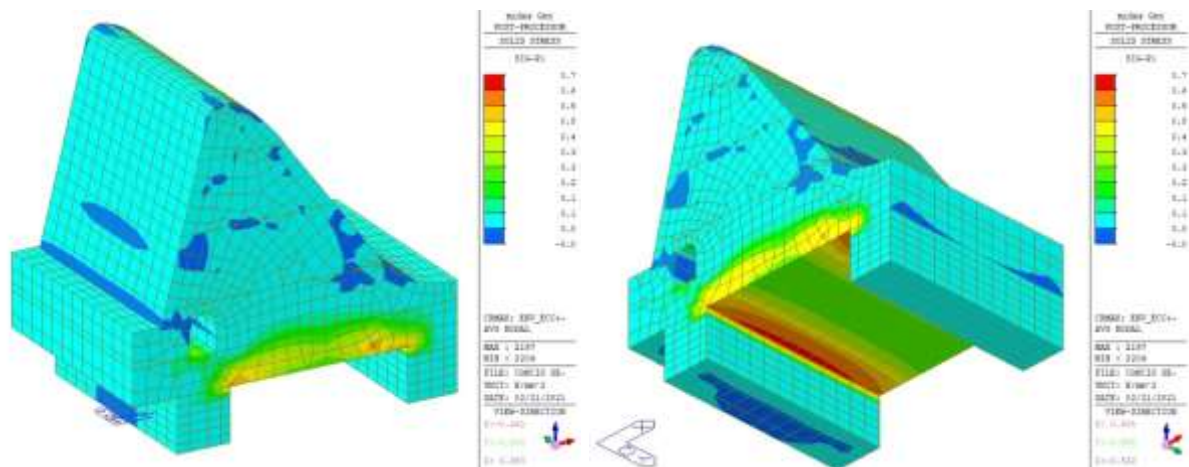
Tensioni principali di trazione (SLC)



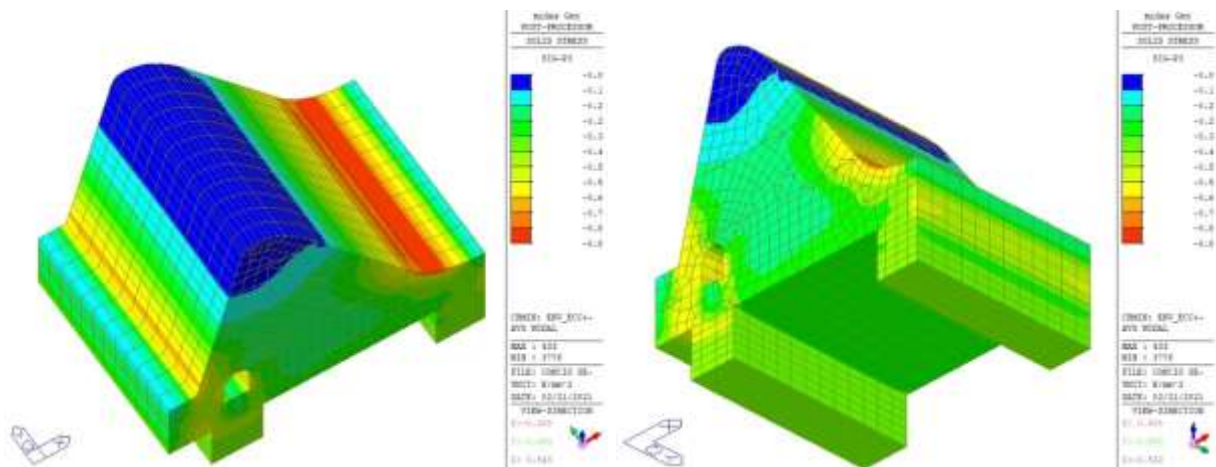
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

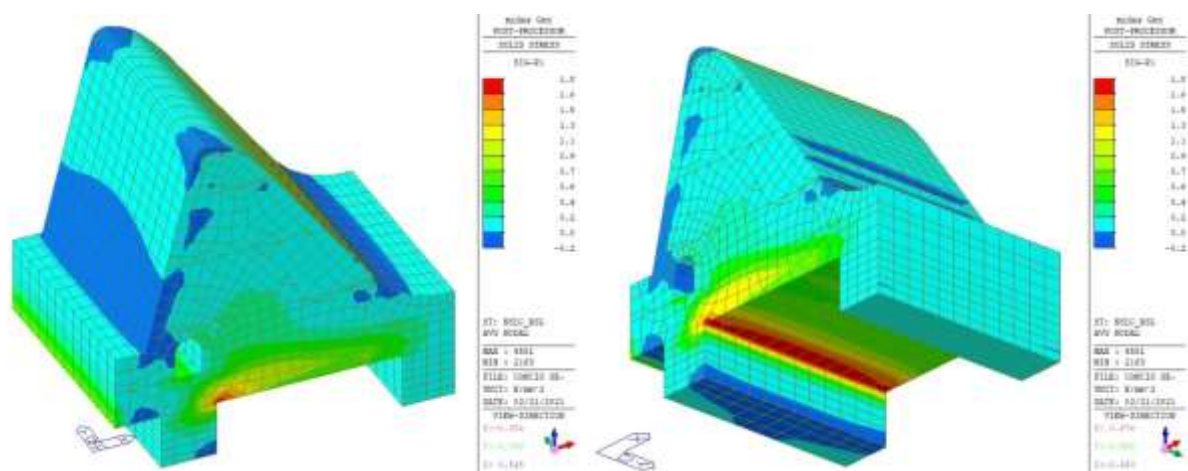
Concio intero



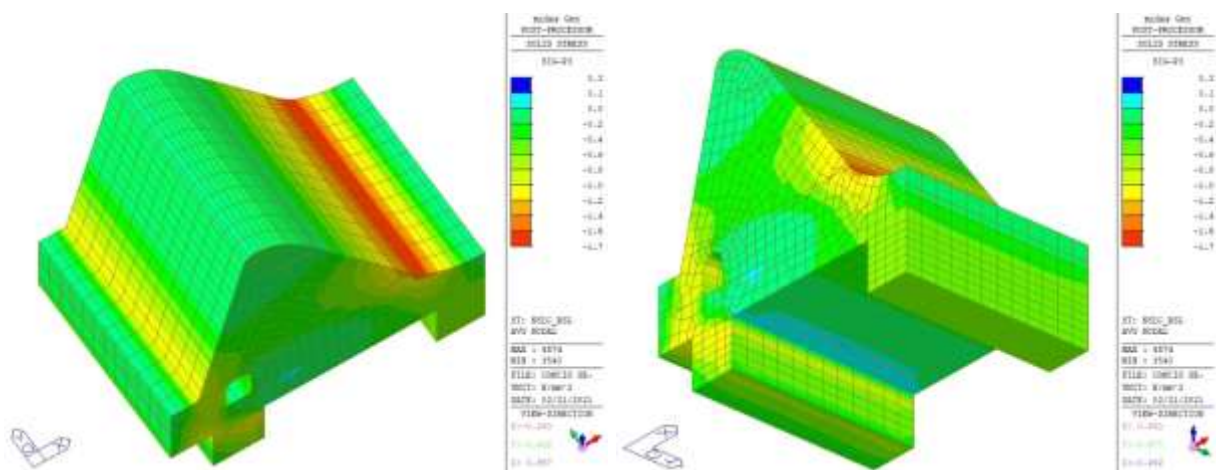
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



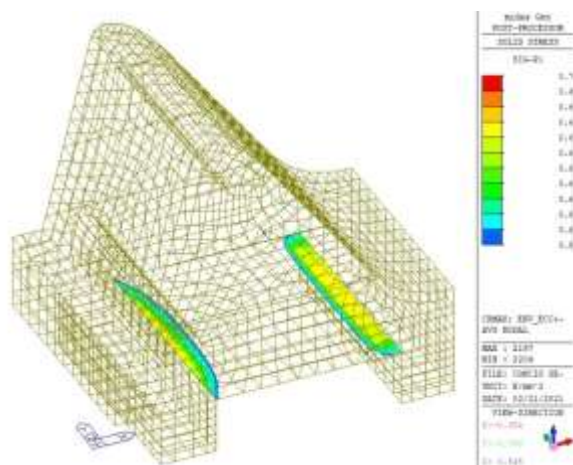
Tensioni principali di trazione (SLC)



Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di compressione e trazione allo SLC soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza.

Invece, con riferimento alle combinazioni SLU/eccezionali, le tensioni principali di compressione soddisfano i limiti tensionali, mentre sono presenti zone localizzate (denti di fondazione) ove la tensione principale supera il limite di resistenza. In tali zone è prevista armatura in acciaio B450C in grado di assorbire l'intero sforzo di trazione. Nelle figure che seguono sono mostrate le zone ove la tensione di progetto supera la resistenza limite a trazione pari a 0.5MPa allo SLU/eccezionale.



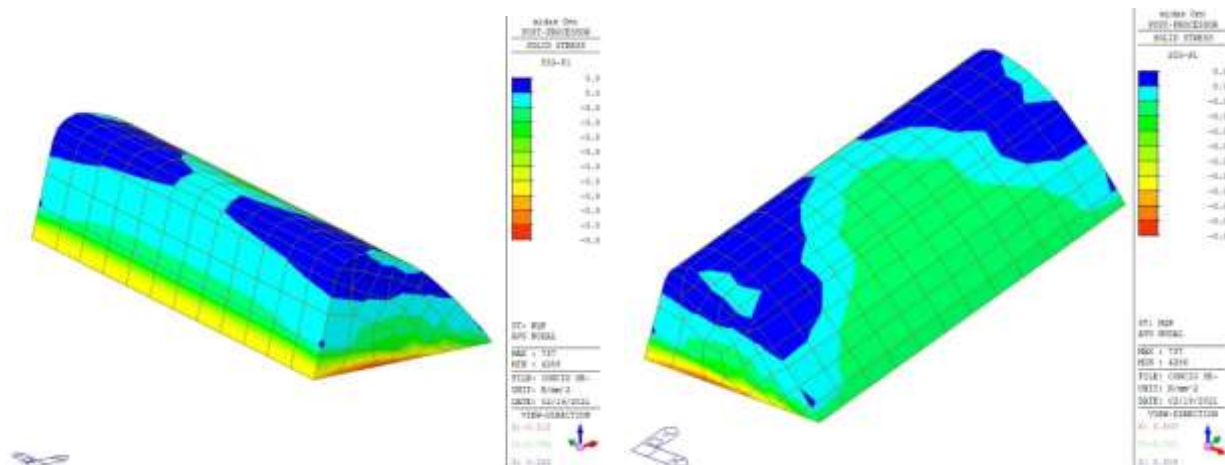
Zone dove la tensione principale di trazione supera la resistenza a trazione limite (SLU/eccezionale)

Si tratta di zone concentrate in corrispondenza dei denti di fondazione ove viene trasferito l'intero taglio orizzontale. Per il progetto dell'armatura si rimanda ai paragrafi successivi.

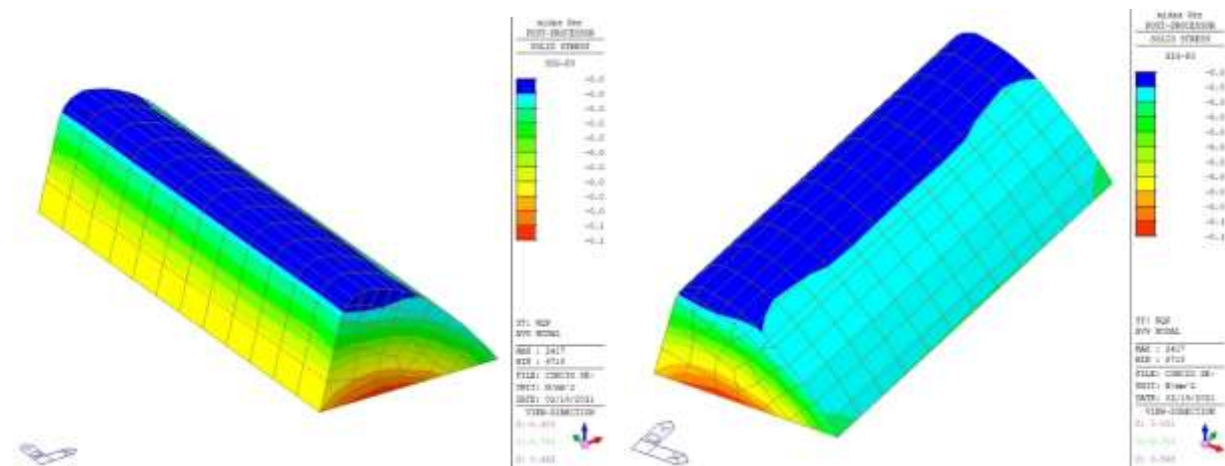
4.5.4 Verifiche tensionali SLE/SLD

Si mostrano di seguito le tensioni principali ricavate dall'analisi elastica considerando le sezioni descritte in precedenza e il concio nella sua interezza. Si mostrano due viste per ogni mappatura.

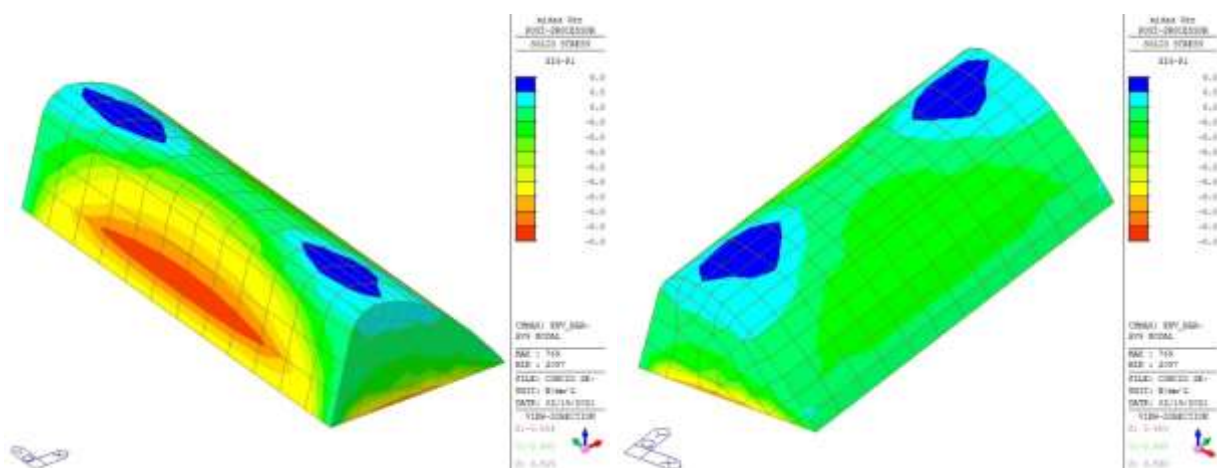
Sezione a quota +130.5m



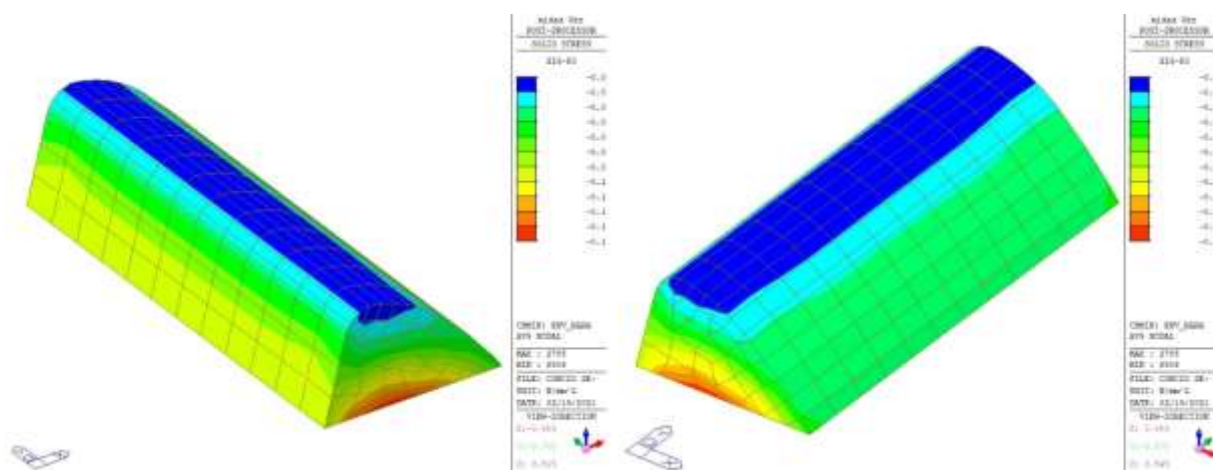
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



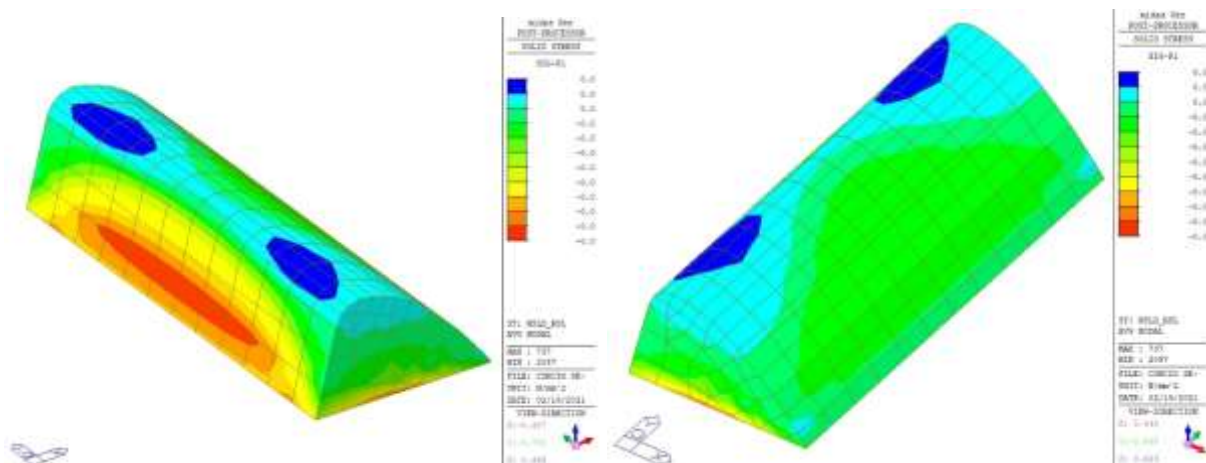
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



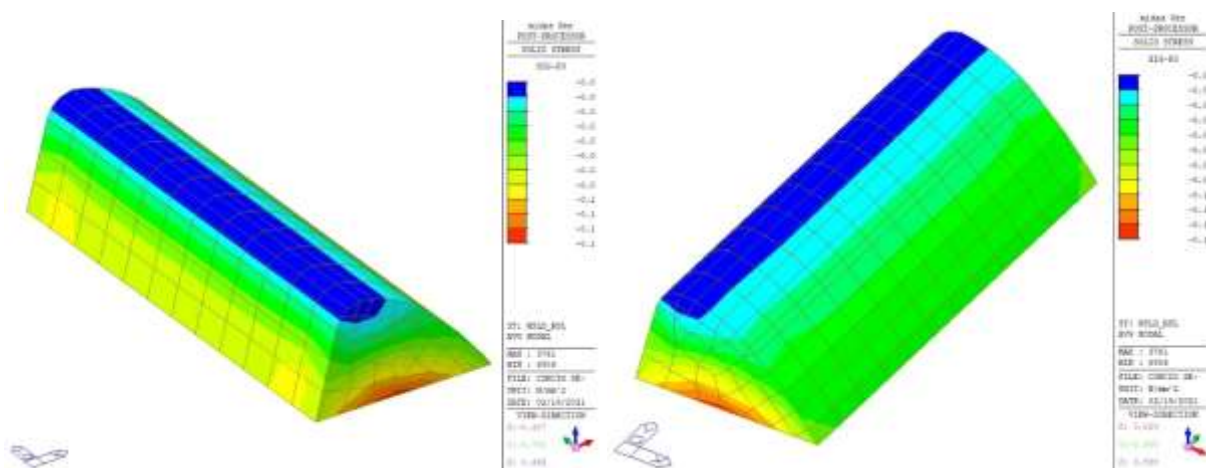
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



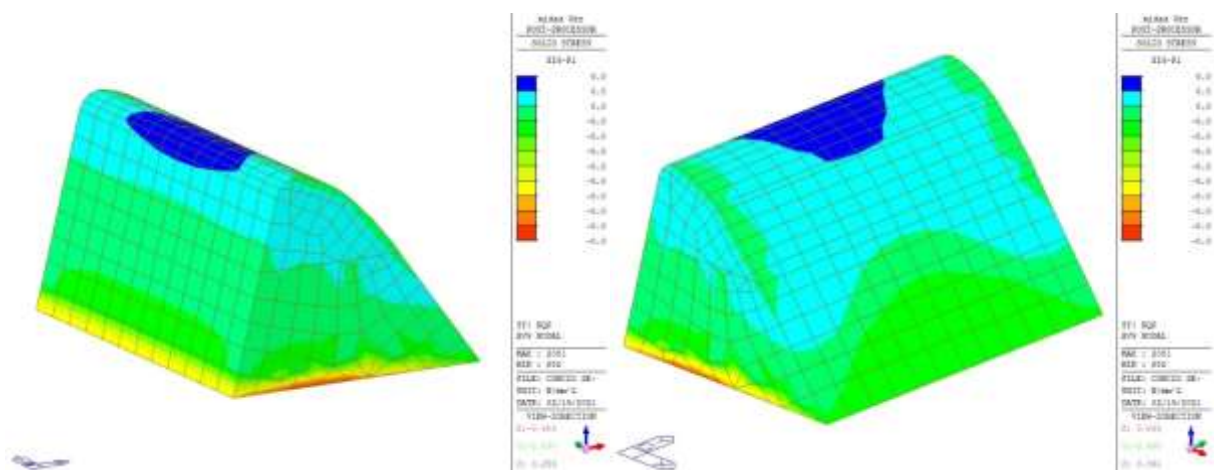
Tensioni principali di trazione (SLD)



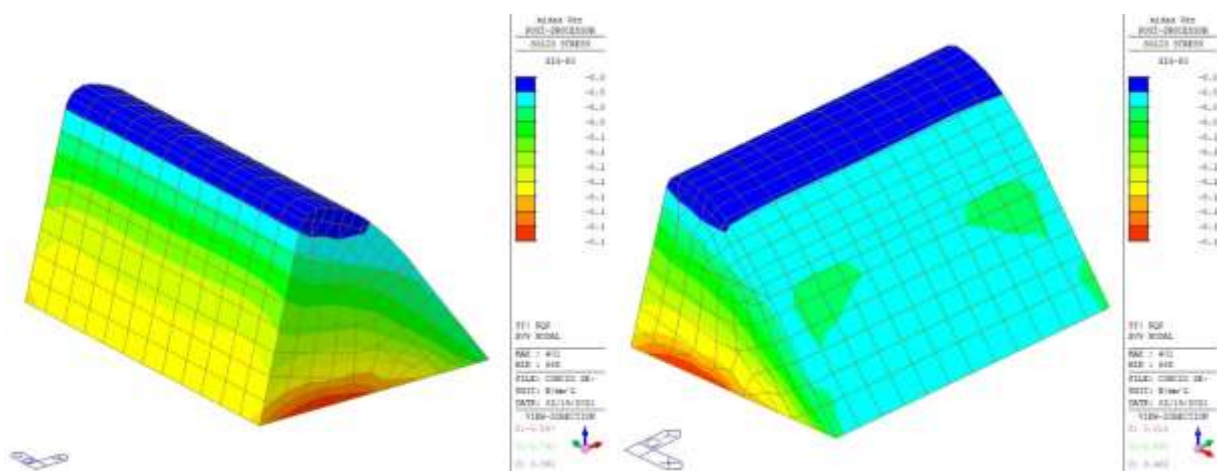
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

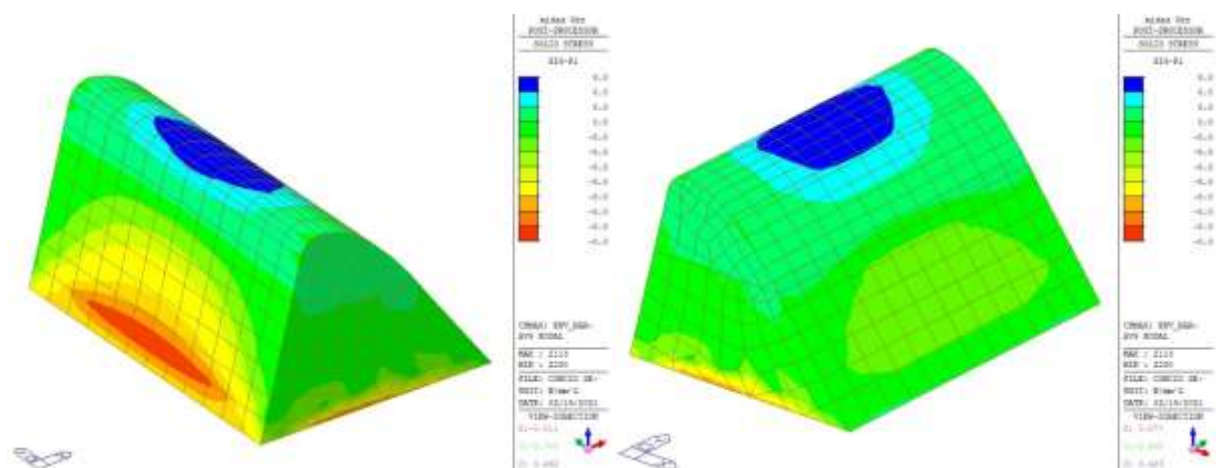
Sezione a quota +133.3m



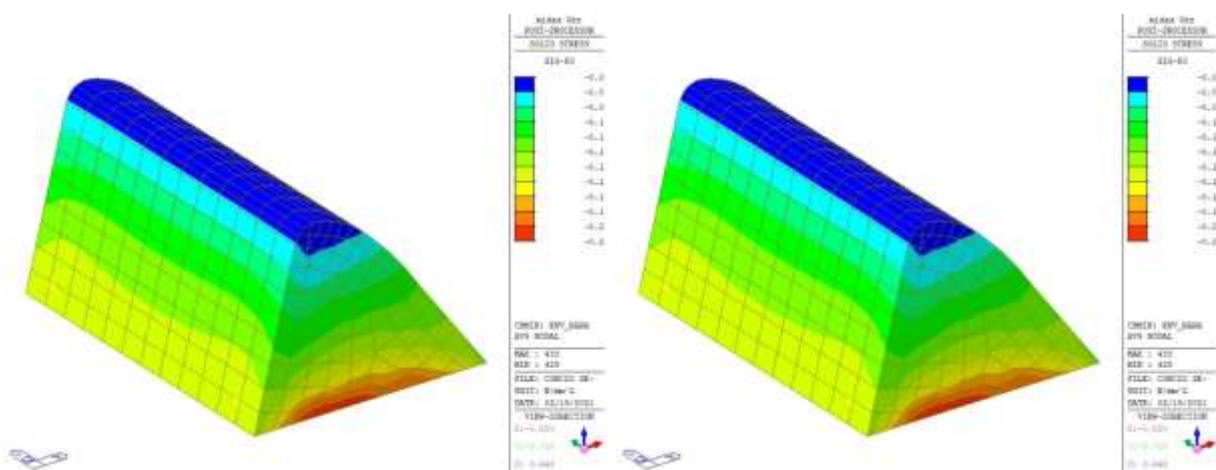
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



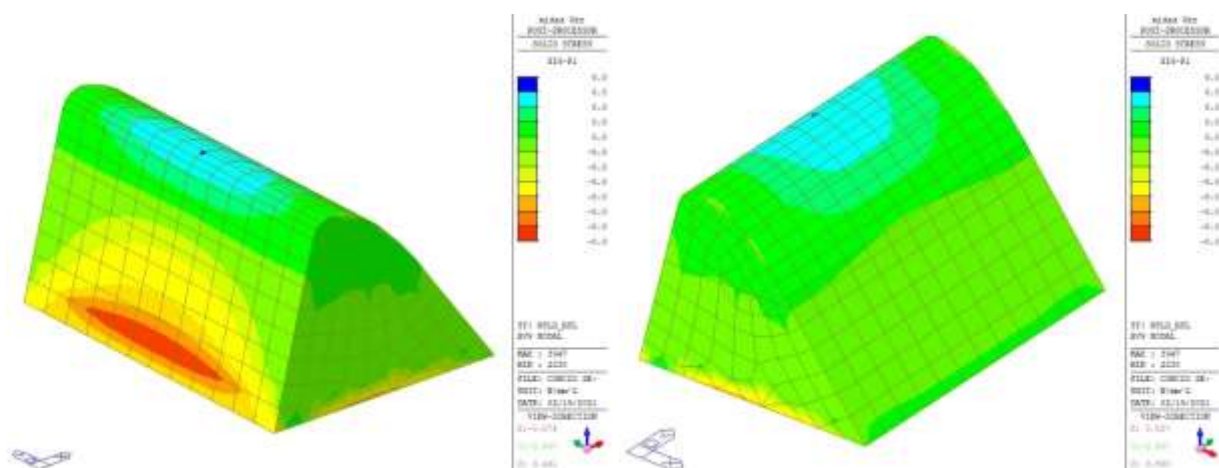
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



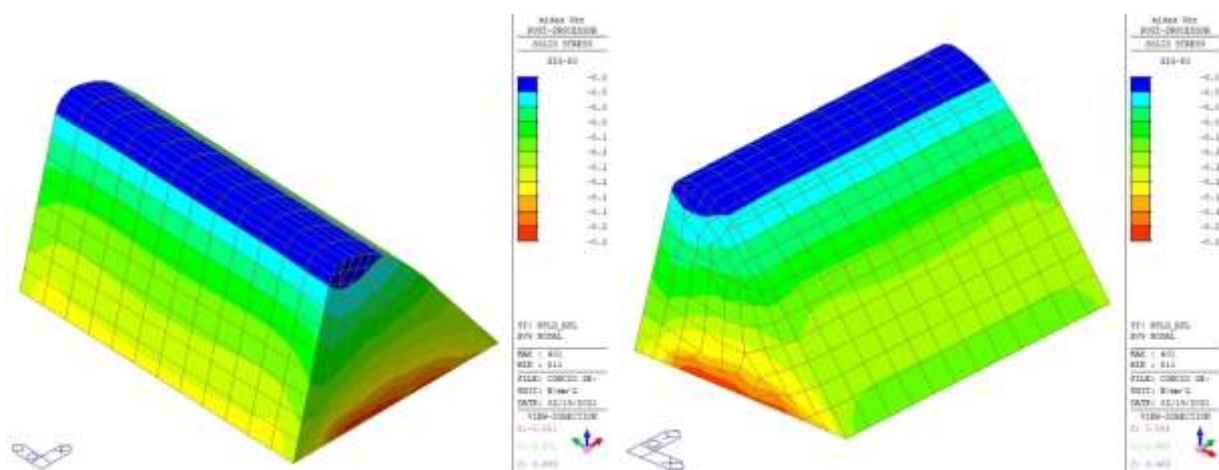
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



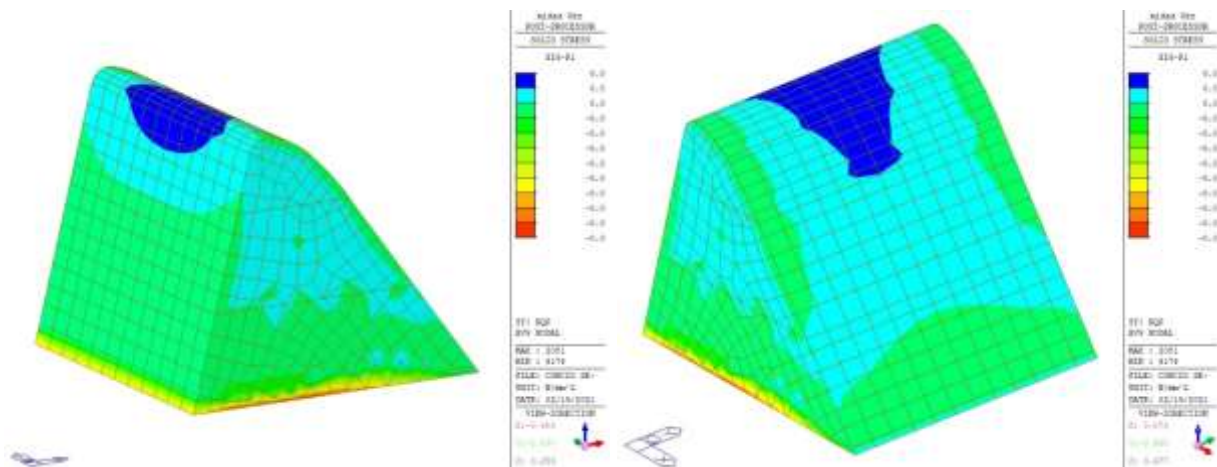
Tensioni principali di trazione (SLD)



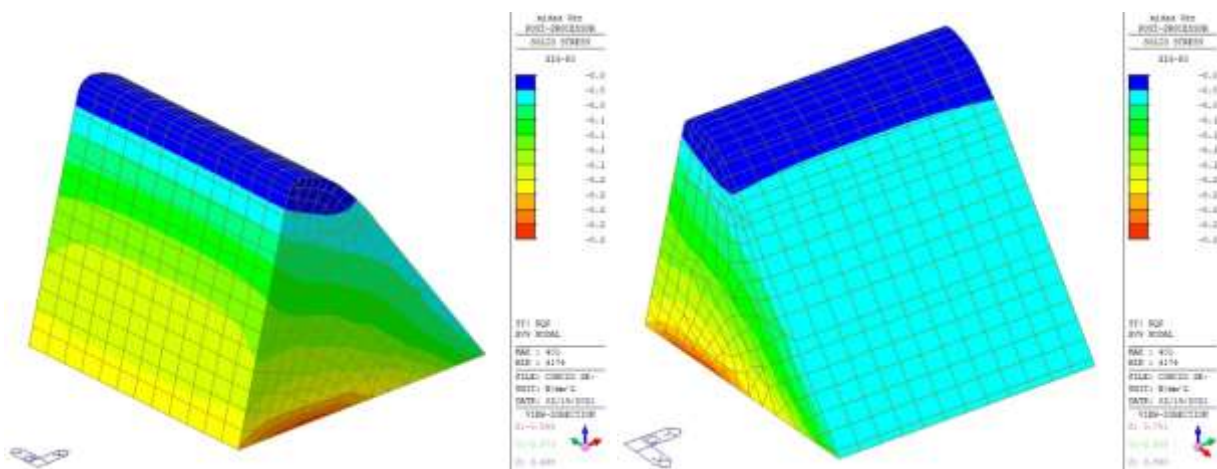
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

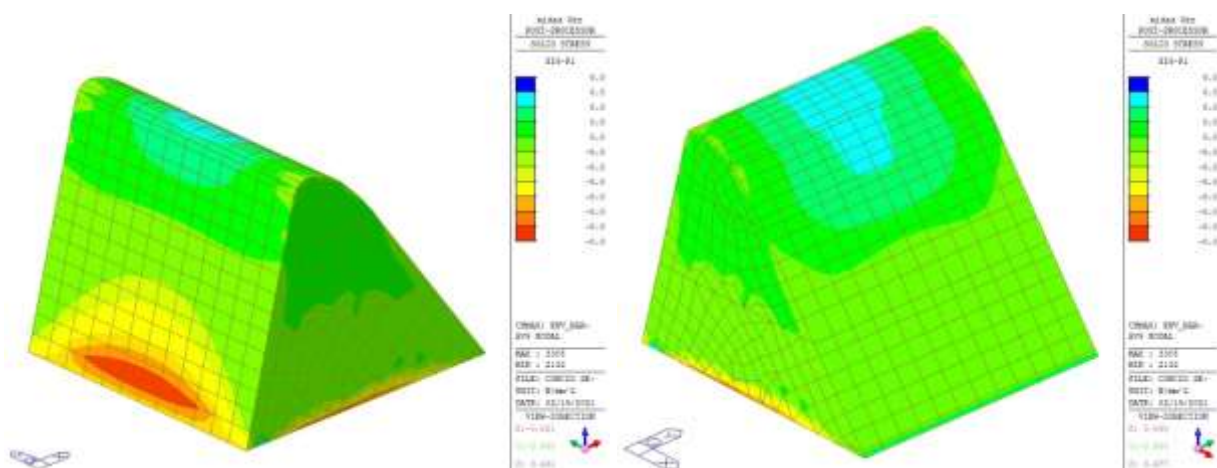
Sezione a quota +137.0m



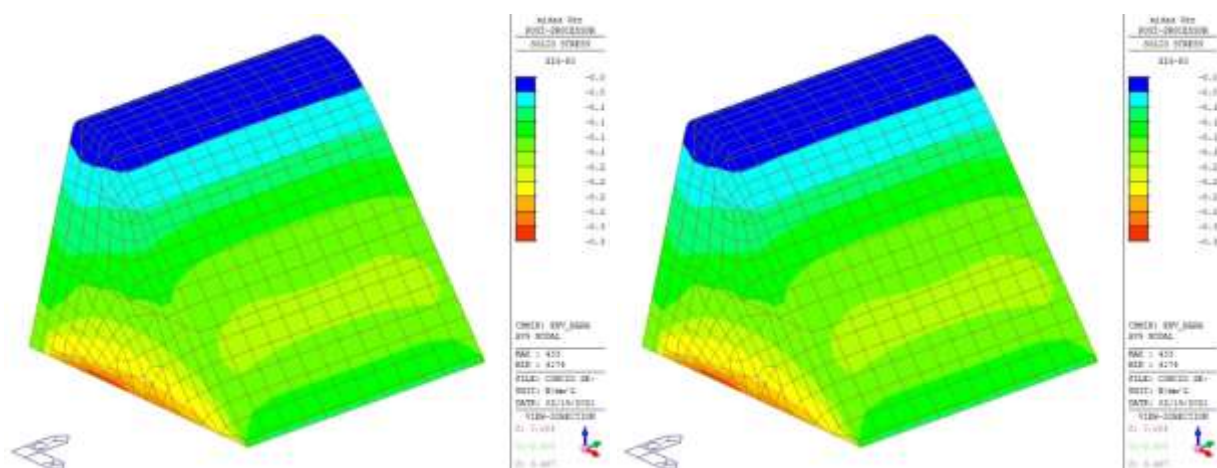
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



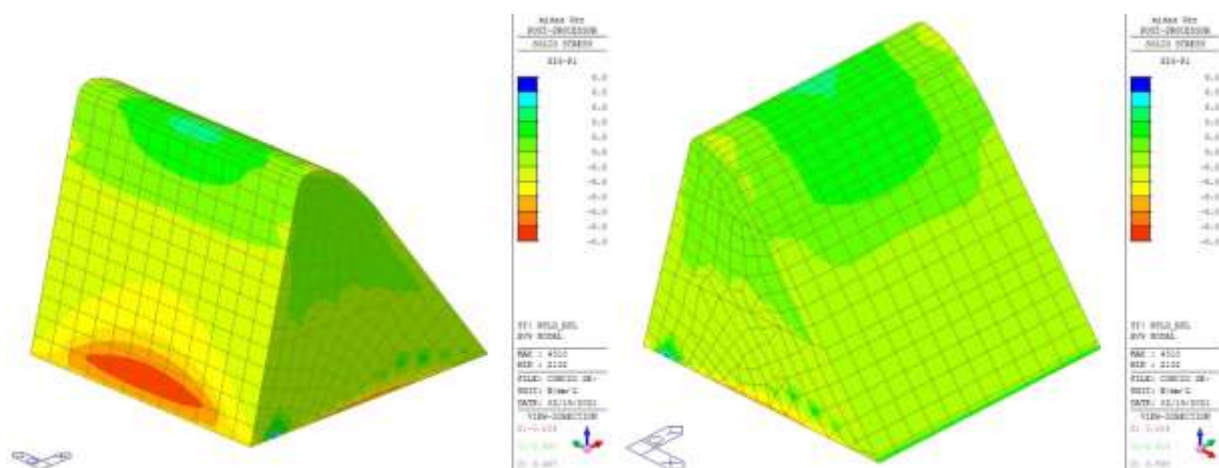
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



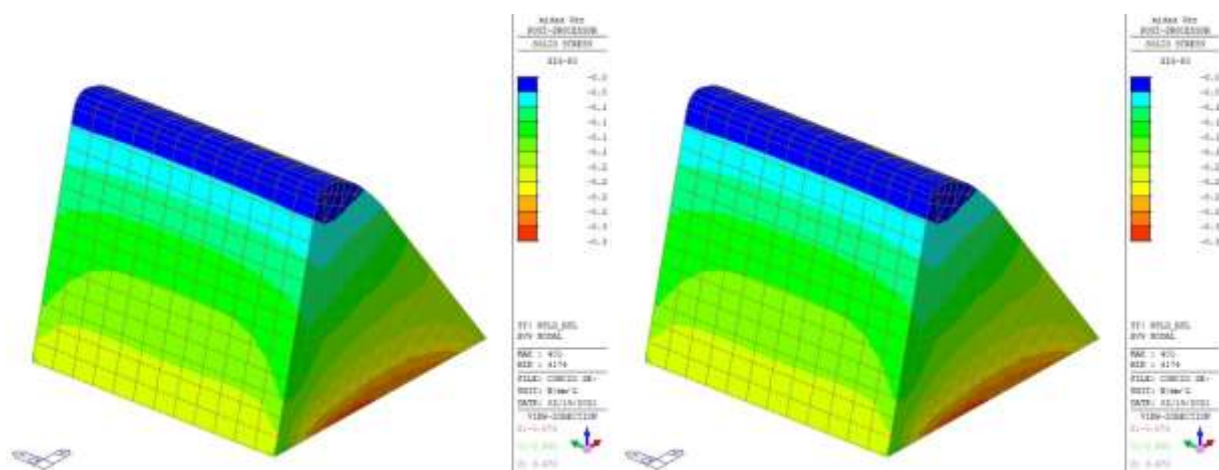
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



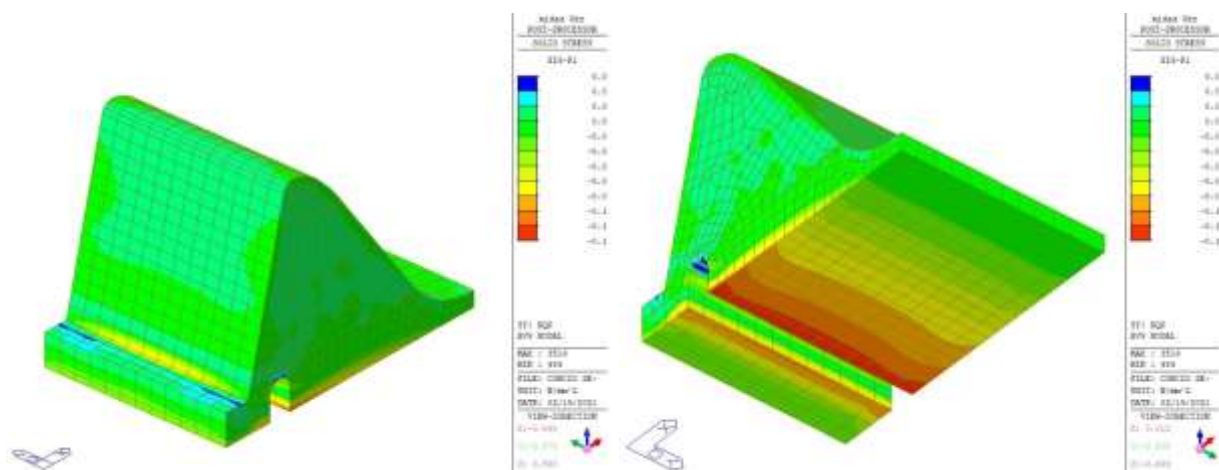
Tensioni principali di trazione (SLD)



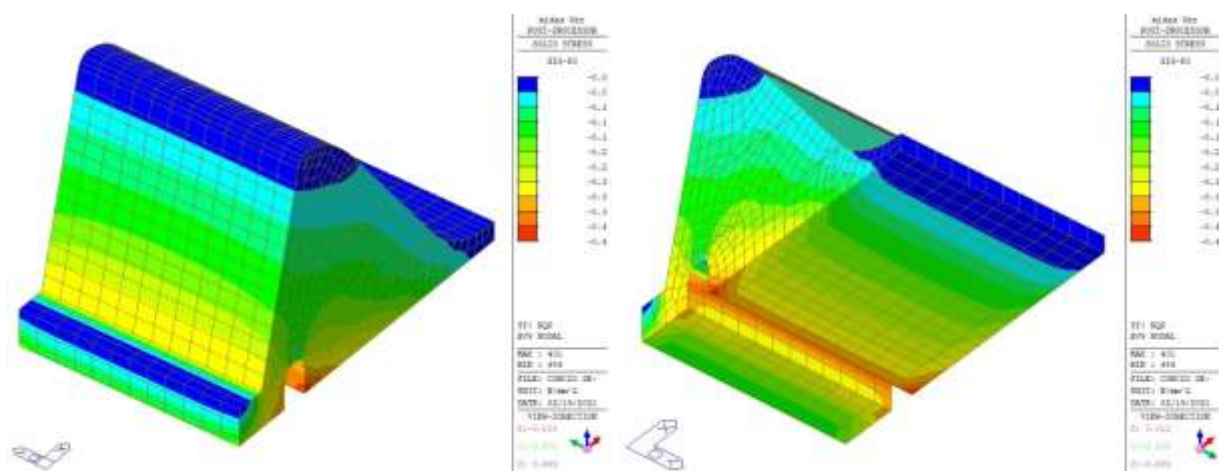
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

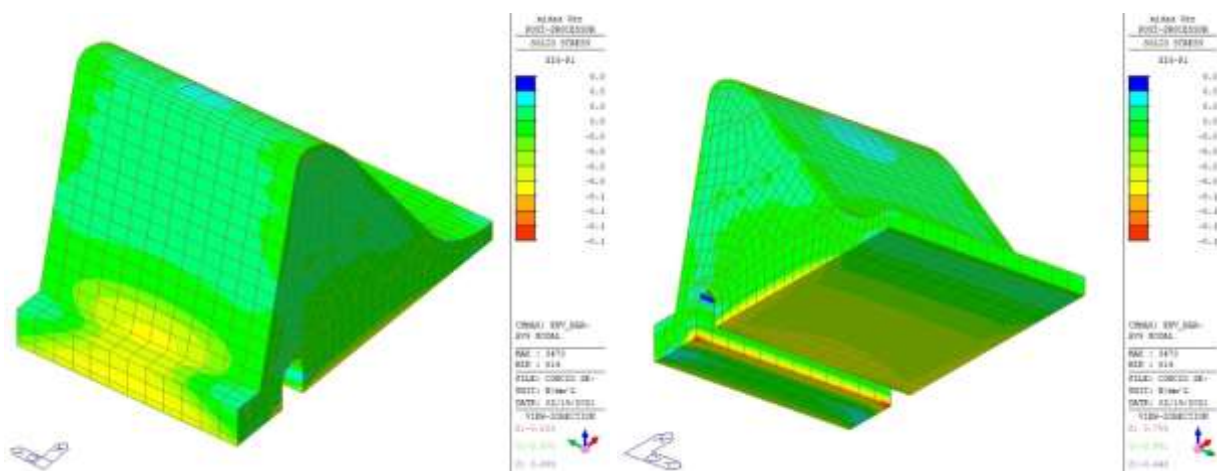
Sezione a quota +140.9m



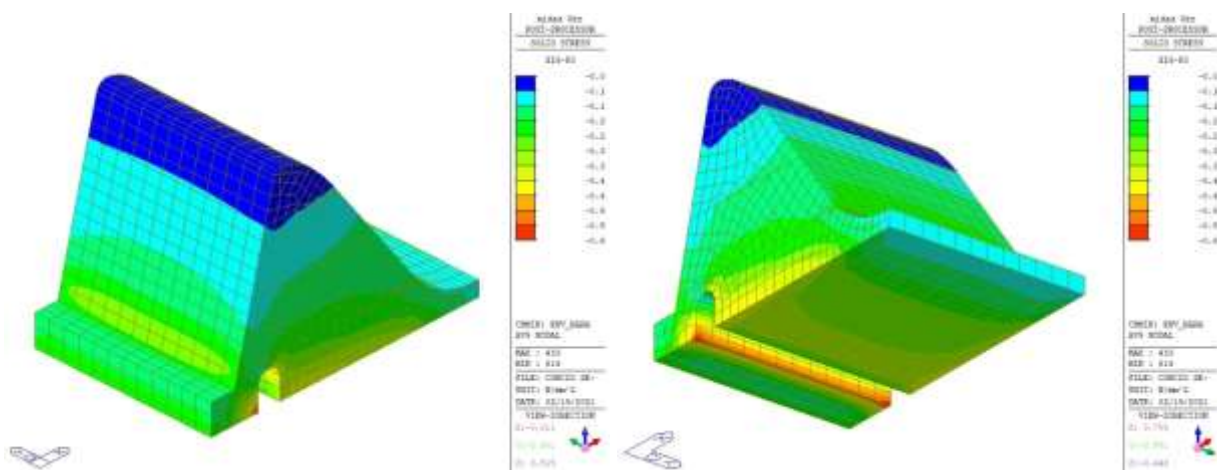
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



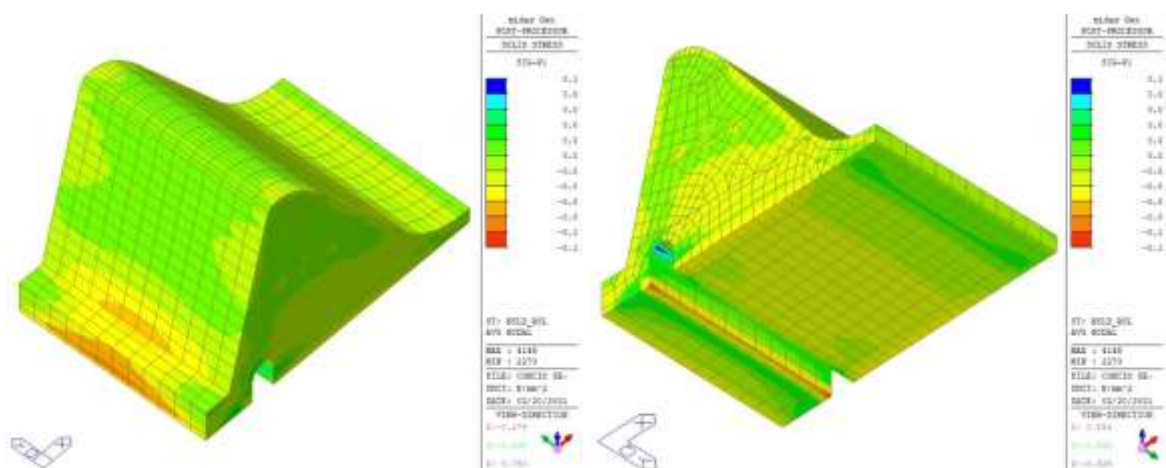
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



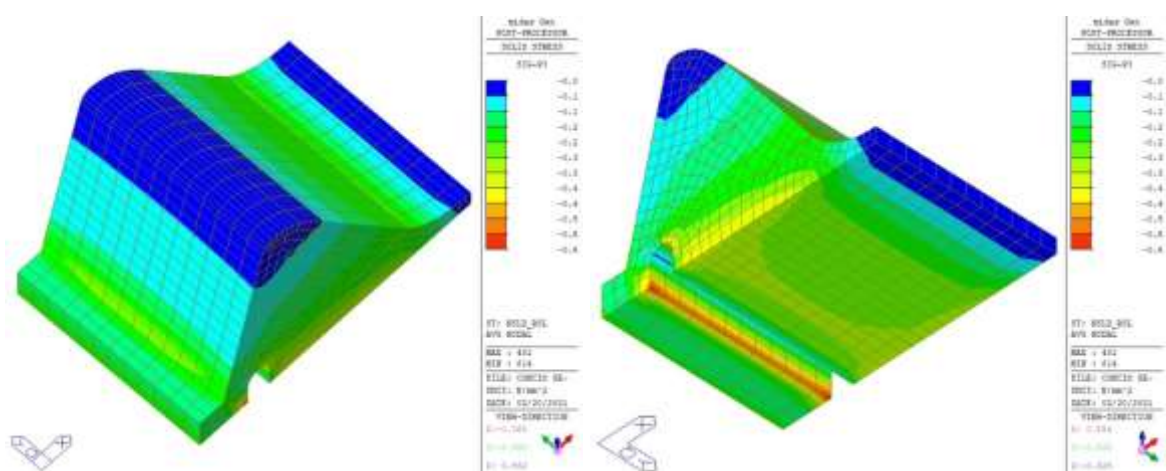
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



Tensioni principali di trazione (SLD)

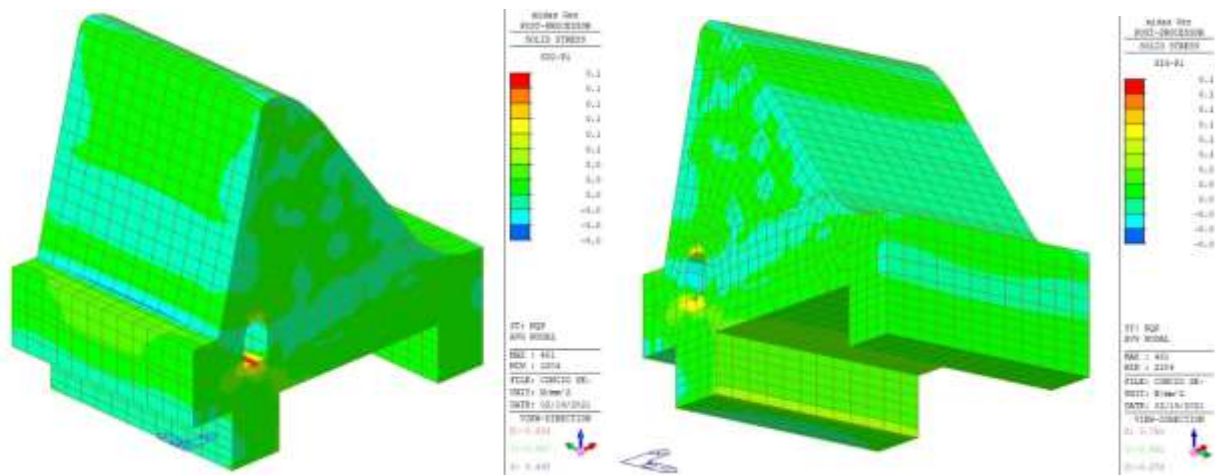


Tensioni principali di compressione (SLD)

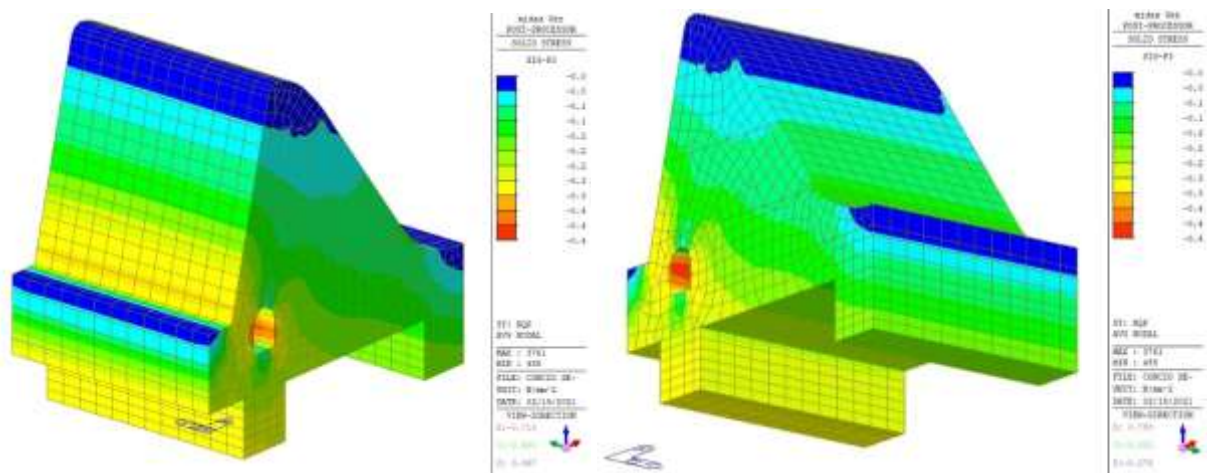
Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza a meno di zone localizzate intorno al cunicolo (combinazione quasi permanente).

In tali zone è prevista armatura integrativa in grado di assorbire l'intero sforzo di trazione. Il calcolo di tale armatura è riportato di seguito con riferimento all'intero concio.

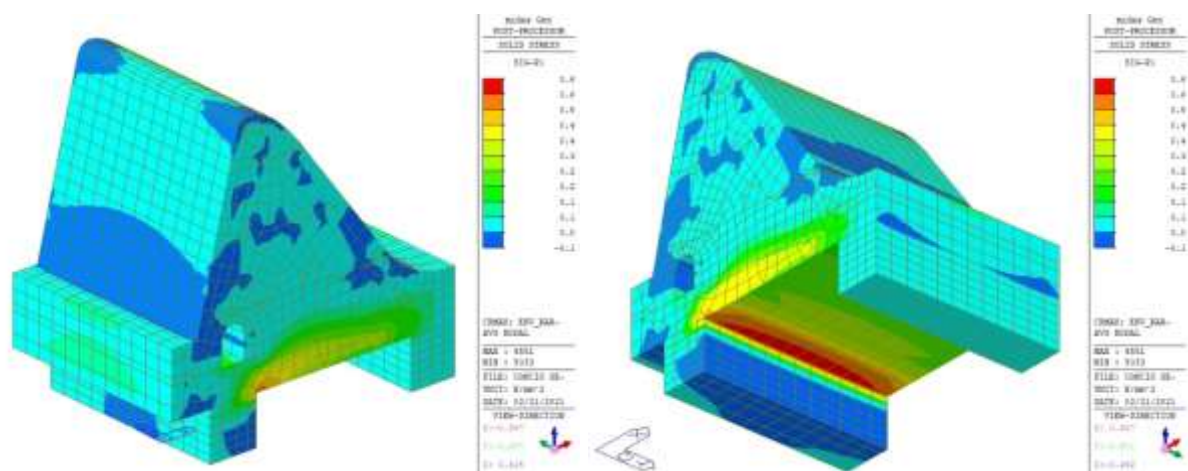
Concio intero



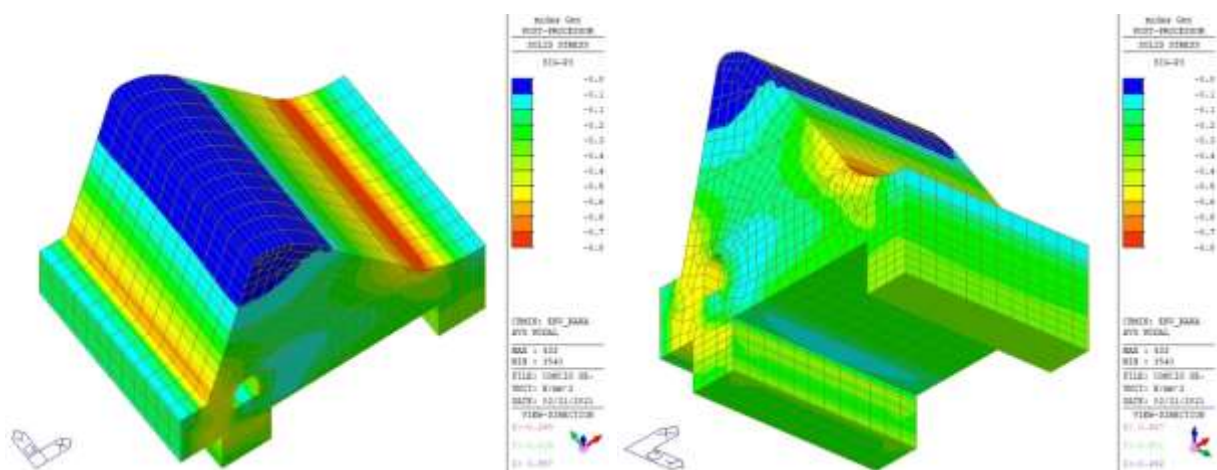
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



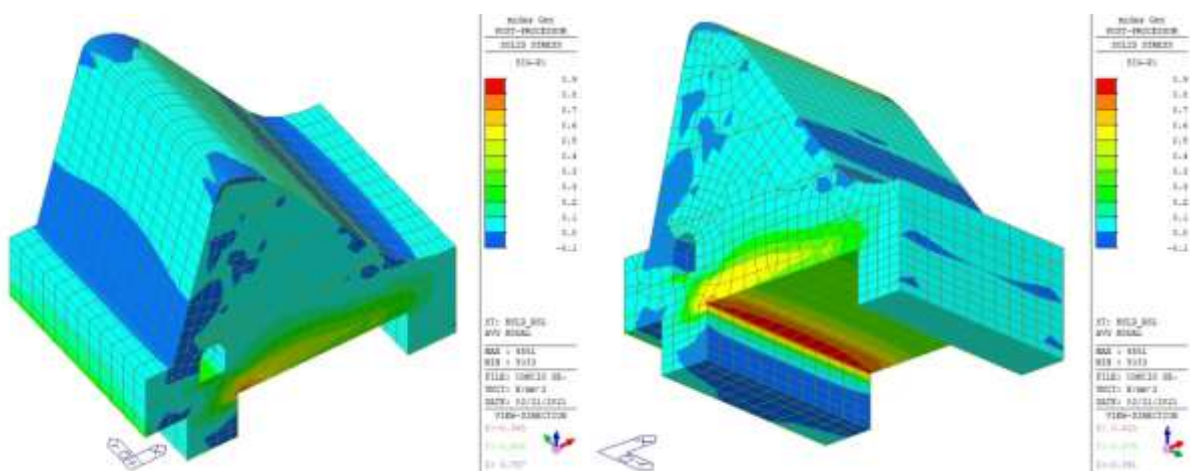
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



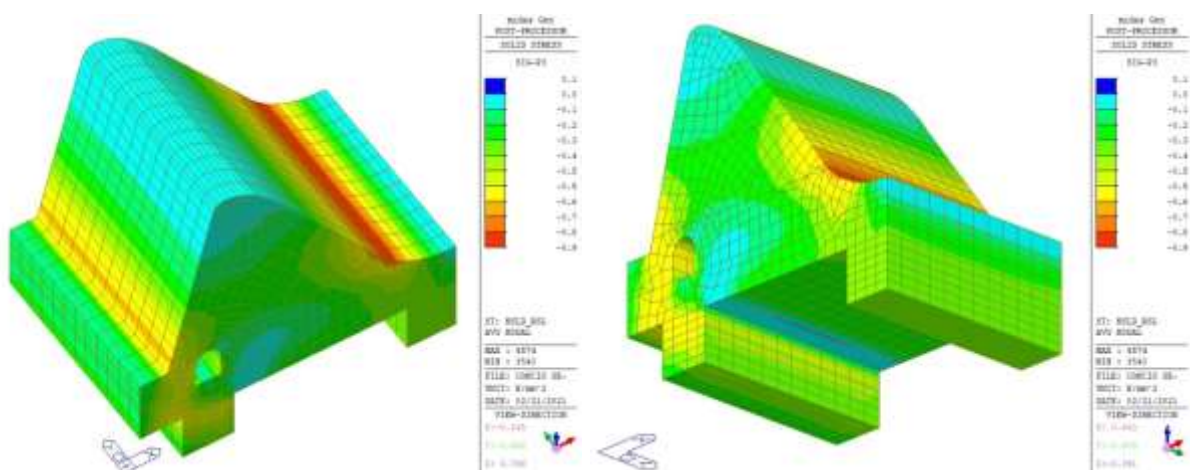
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)

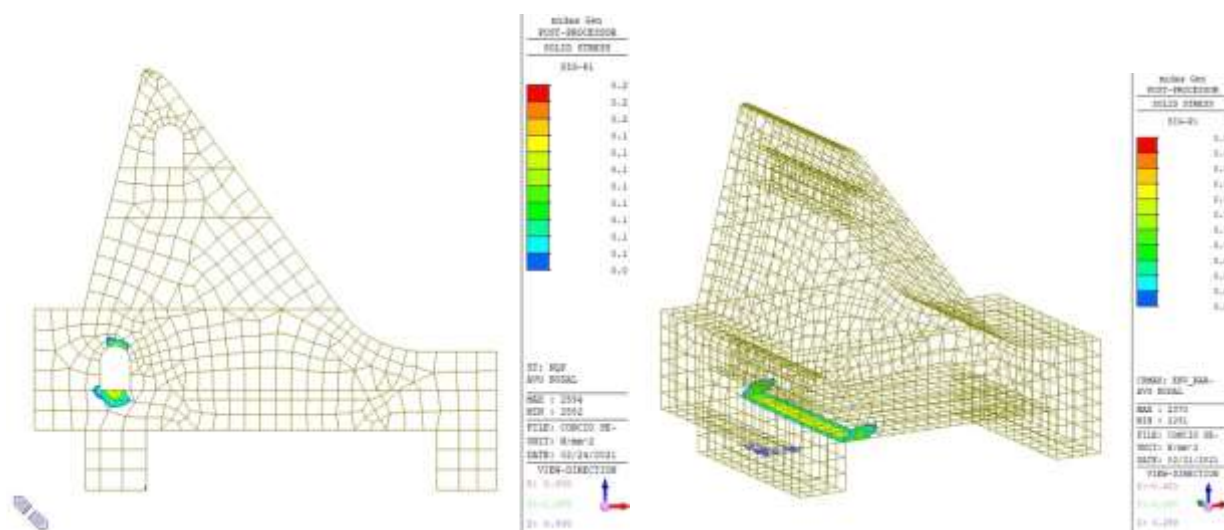


Tensioni principali di trazione (SLD)



Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza a meno di zone localizzate intorno al cunicolo (combinazione quasi permanente) e in corrispondenza del dente di fondazione (combinazione rara) ed evidenziate nella figura che segue.



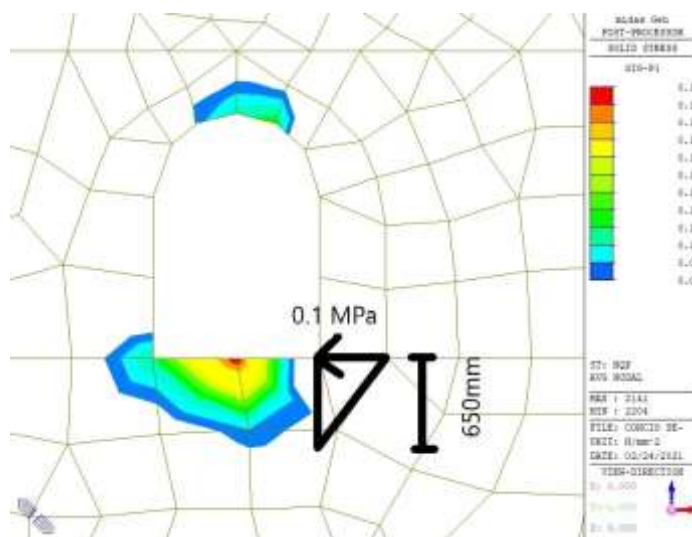
Zone che non soddisfano i limiti tensionali SLE

Con riferimento alla zona posta in corrispondenza del dente di monte, il calcolo dell'armatura necessaria per assorbire l'intero sforzo di trazione è riportato nei paragrafi successivi.

Invece, con riferimento alla combinazione quasi permanente, nella zona intorno al cunicolo, sebbene la tensione agente è inferiore a quella limite di fessurazione (1.8 MPa), è comunque prevista un'armatura di pelle.

L'armatura è stata dimensionata in modo tale da assorbire l'intero sforzo di trazione.

La figura che segue mostra un dettaglio delle tensioni di trazione agenti.



Tensioni di trazione agenti intorno al cunicolo.

La risultante delle trazioni agenti è pari a:

$$F_{t,Ed} = 0.1 \text{ MPa} \times 650 \text{ mm} / 2 = 65 \text{ N/mm} = 65 \text{ kN/m}$$

È prevista un'armatura in B450C pari a 1Φ12/20 cm che, considerando una tensione limite pari a 280 MPa (limite tensionale tabelle C4.1.II e C4.1.III circolare 617/2009 per $w=0.4\text{mm}$), fornisce una forza ammissibile pari a:

$$F_{t,Rd} = 5 \times 113 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} = 158.2 \text{ kN/ml}$$

Risulta $F_{t,Ed} < F_{t,Rd}$ e pertanto l'armatura di pelle è in grado di far fronte all'intero sforzo di trazione agente.

4.6 CONCIO DI RACCORDO: 1C, 2C

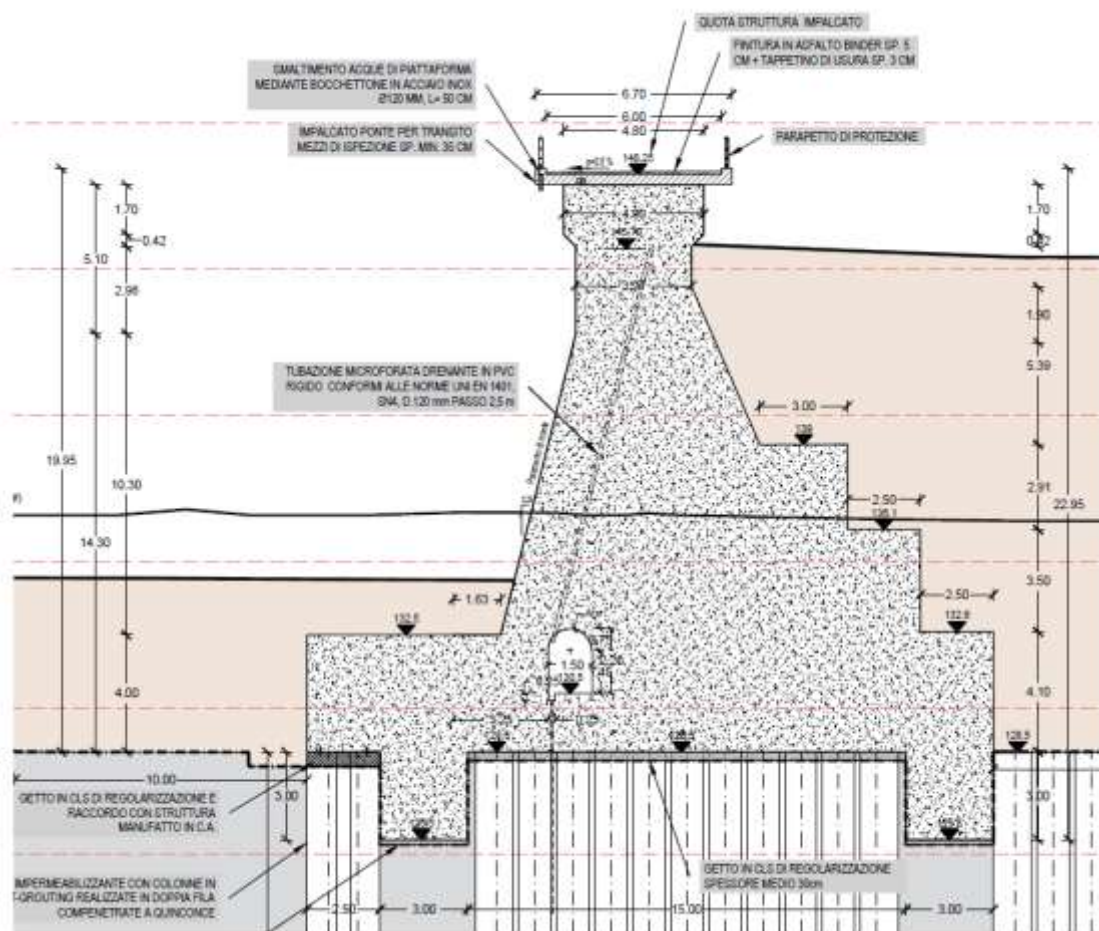
Il concio tipo presenta una lunghezza di 12 m, profilo trasversale definito dal coronamento a quota 148.25 m s.l.m., pendenza del paramento di monte (orizzontale/verticale) 0.25/1.0 e quello di valle risulta essere gradonato.

La verifica è sviluppata con riferimento al concio 2C che presenta la configurazione di carico più gravosa.

Il rilevato arginale è a quota 134.6 m s.l.m. a monte e a 144.0 m s.l.m. a valle (quota media).

Il piano di fondazione è a quota 128.5 m s.l.m., approfondito alle estremità di 3.0m per la realizzazione dei due denti in corrispondenza di monte e valle.

Si riporta di seguito la sezione tipologica.



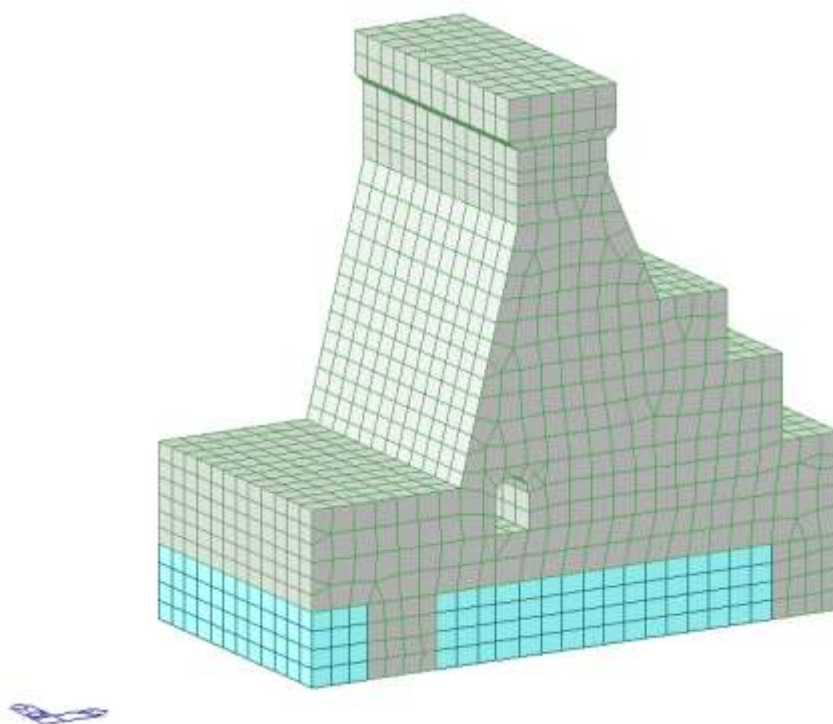
Dallo studio idraulico della cassa di espansione si ricavano i livelli idrici di monte e valle in condizioni di piena e per differenti periodi di ritorno. I valori sono uguali a quelli adottati per il manufatto B.

Quote idriche di monte/valle

Caso	Periodo di ritorno (anni)	Quota idrica di monte (m)	Quota idrica di valle (m)
1.a	200	144.90	131.50-140.40
1.b	1000	145.70	140.40-143.70
2	1000	143.70-132.50	142.00

I casi 1.a e 1.b simulano il riempimento della cassa di monte in occasione di un evento di piena, mentre, il caso 2 simula il vuotamento della cassa di monte ma non di quella di valle, in cui l'invaso viene mantenuto a quota 142.0 m s.l.m., corrispondente al ciglio di sfioro del manufatto denominato "C". Questa situazione si potrebbe verificare mantenendo chiusa la restituzione della vasca di valle ed aprendo le luci di fondo del manufatto A.

Si riporta di seguito un'immagine del modello FEM.



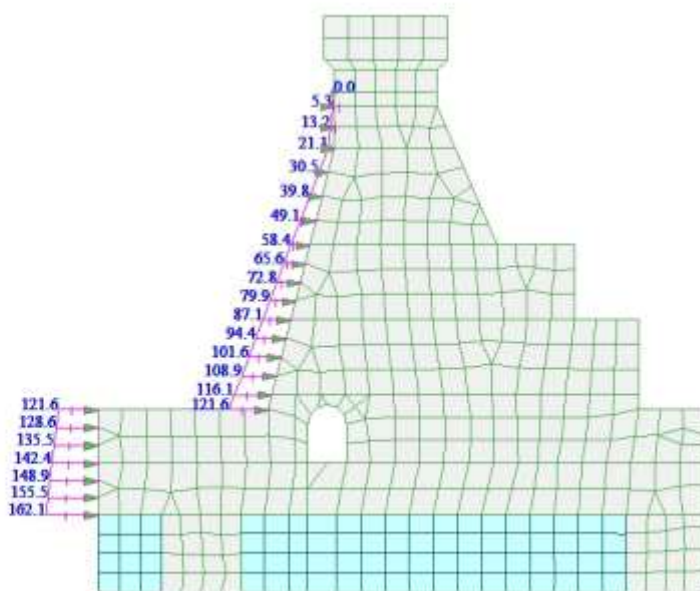
Modello FEM concio di raccordo (sezione N).

4.6.1 Carichi e combinazioni

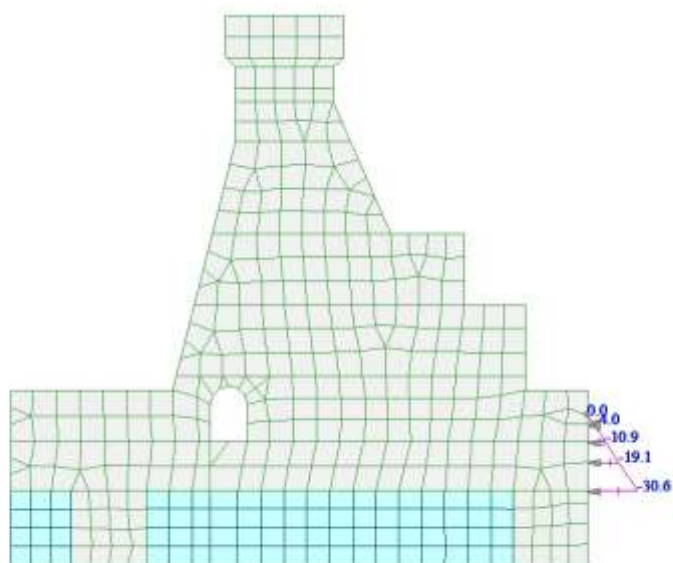
Di seguito vengono mostrati i casi elementari applicati al concio (unità di misura kN, m), oltre ai pesi propri computati automaticamente dal software. L'azione sismica è stata applicata, in accordo al metodo pseudostatico, mediante il comando "nodal body force" che consiste nell'applicare alle masse nodali, un fattore scala pari al coefficiente sismico.

Caso di carico	Descrizione
G1	Peso Proprio strutturale
Spinta idro monte caso 1.a 144.9 m	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso pari a 144.9 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 200 anni e quota di valle pari a 131.5 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 200 anni e quota di valle pari a 140.4 m s.l.m.
Sottospinta caso 1.a 131.5m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso a valle pari a 131.5 m
Sottospinta caso 1.a 140.4m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso a valle pari a 140.4 m
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso 144.9 m s.l.m.
Spinta idro monte caso 1.b 145.7 m	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 145.7 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di valle pari a 140.4 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di valle pari a 143.7 m s.l.m.
Sottospinta caso 1.b 140.4m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a valle pari a 140.4 m
Sottospinta caso 1.b 143.7m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a valle pari a 143.7 m
Peso acqua monte caso 1.b 145.7 m	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso 145.7 m s.l.m.
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 143.7 m s.l.m.
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di valle pari a 132.5 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di monte pari a 142.0 m s.l.m.
Sottospinta caso 2 143.7m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a monte pari a 143.7 m
Sottospinta caso 2 132.5m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a monte pari a 132.5 m
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di monte pari a 143.7 m s.l.m.
Peso acqua di valle 142.0 m	Peso dell'acqua di valle gravante sul concio con quota di valle pari a 142.0 m s.l.m.
Peso acqua di valle 140.4 m	Peso dell'acqua di valle gravante sul concio con quota di valle pari a 140.4 m s.l.m.
Peso acqua di valle 143.7 m	Peso dell'acqua di valle gravante sul concio con quota di valle pari a 143.7 m s.l.m.
H2O servizio	Spinte e sottospinte idrauliche esercitate dall'acqua in condizioni di normale esercizio (quota di falda).
Spinta terreno statica monte	Spinta del terreno di monte in condizioni statiche

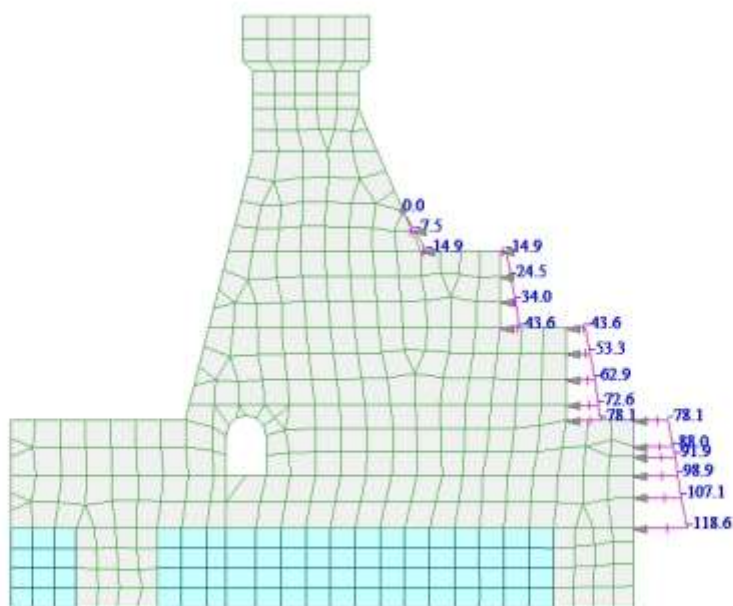
Spinta terreno statica valle	Spinta del terreno di valle in condizioni statiche
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	Incremento di spinta sismica del terreno allo SLD
Sisma orizzontale SLD_RSL	Azione sismica orizzontale allo SLD applicata alla massa strutturale
Sisma verticale SLD_RSL	Azione sismica verticale allo SLD applicata alla massa strutturale
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	Azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio allo SLD
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	Incremento di spinta sismica del terreno allo SLC
Sisma orizzontale SLC_RSL	Azione sismica orizzontale allo SLC da RSL applicata alla massa strutturale
Sisma verticale SLC_RSL	Azione sismica verticale allo SLC da RSL applicata alla massa strutturale
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	Azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio allo SLC con accelerazioni da RSL
Spinta terreno statica valle H2O 140.4	Spinta del terreno di valle in condizioni statiche con pelo libero dell'acqua a quota 140.4 m
Spinta terreno statica valle H2O 142.0	Spinta del terreno di valle in condizioni statiche con pelo libero dell'acqua a quota 142.0 m
Spinta terreno statica valle H2O 143.7	Spinta del terreno di valle in condizioni statiche con pelo libero dell'acqua a quota 143.7 m
Peso terreno valle H2O 131.5	Peso del terreno gravante sul concio con pelo libero dell'acqua a valle alla quota 131.5 m
Peso terreno valle H2O 140.4	Peso del terreno gravante sul concio con pelo libero dell'acqua a quota 140.4 m
Peso terreno valle H2O 142	Peso del terreno gravante sul concio con pelo libero dell'acqua a quota 142.0 m
Peso terreno valle H2O 143.7	Peso del terreno gravante sul concio con pelo libero dell'acqua a quota 143.7 m



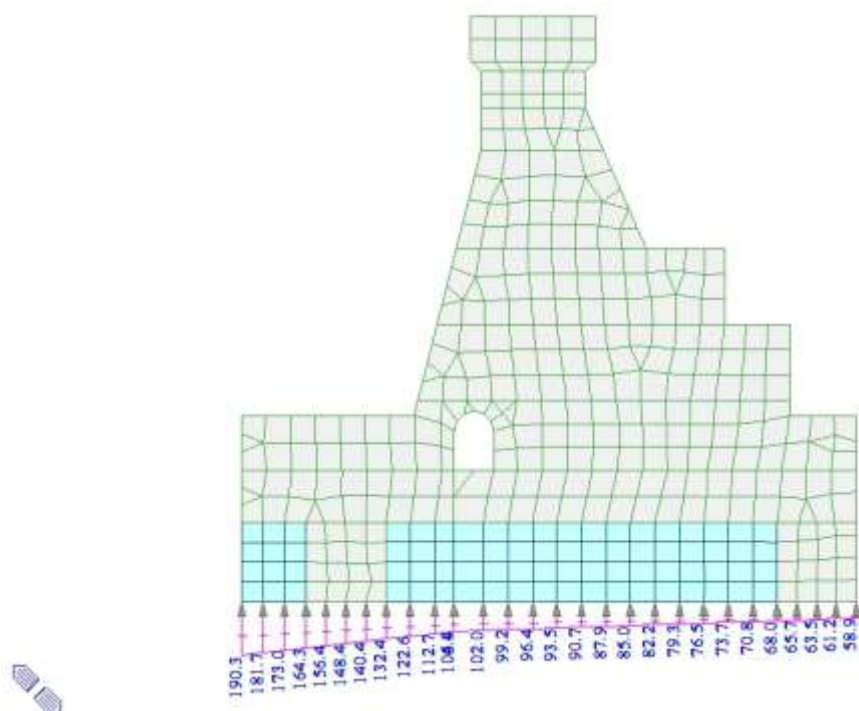
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m



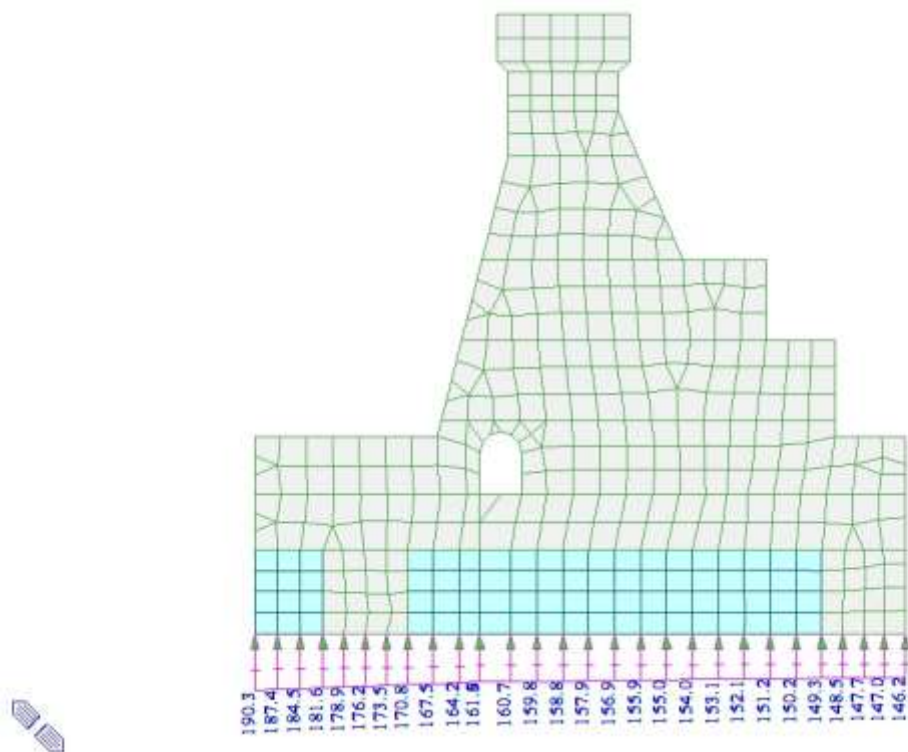
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m



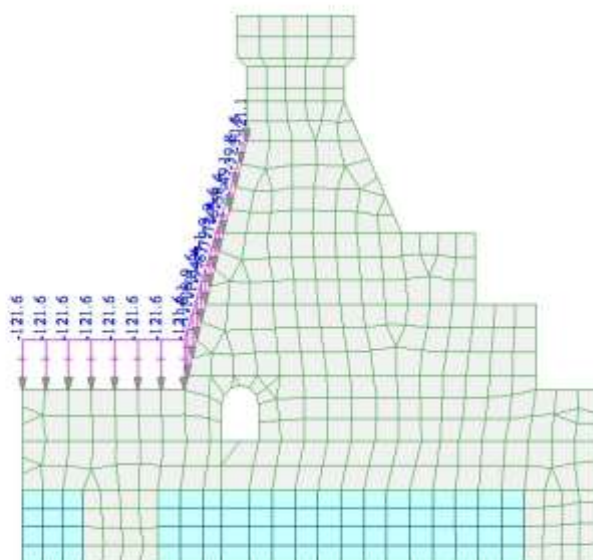
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m



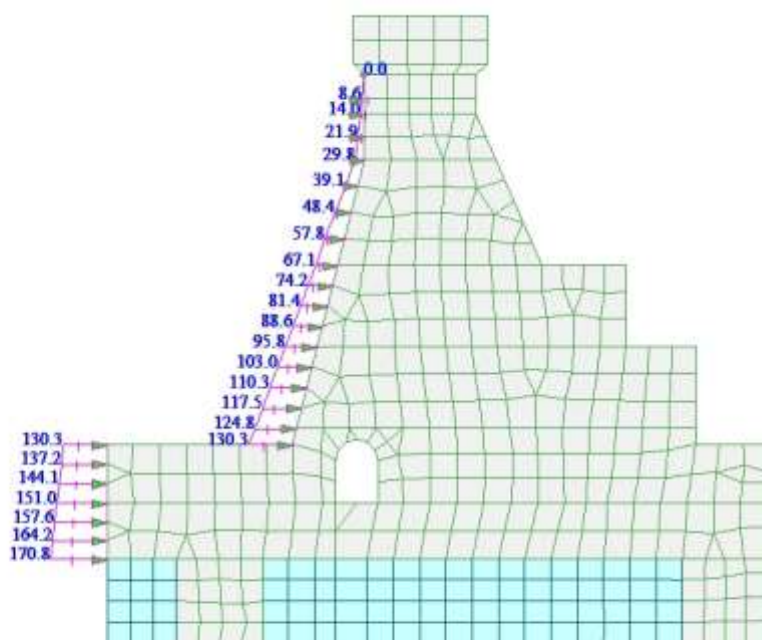
Sottospinta caso 1.a 131.5 m



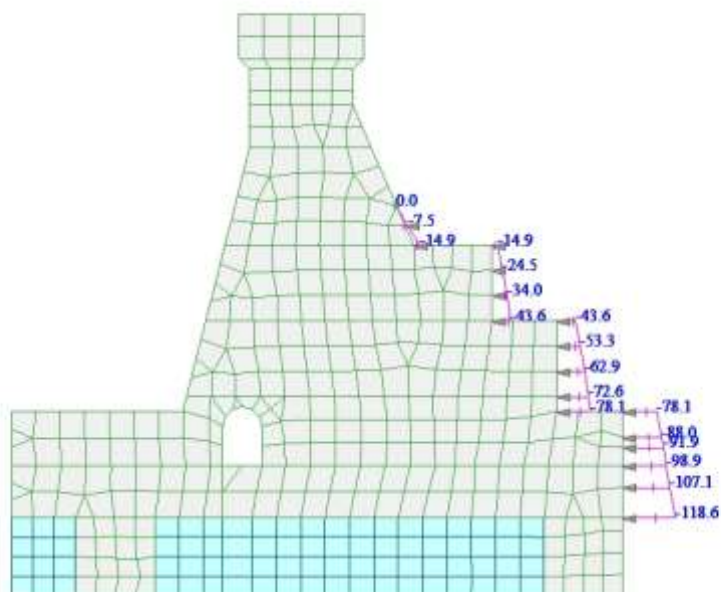
Sottospinta caso 1.a 140.4 m



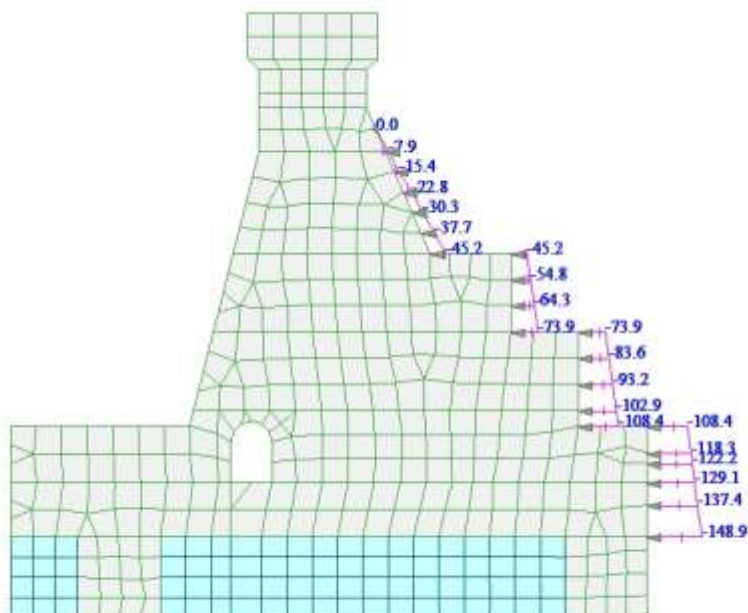
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m



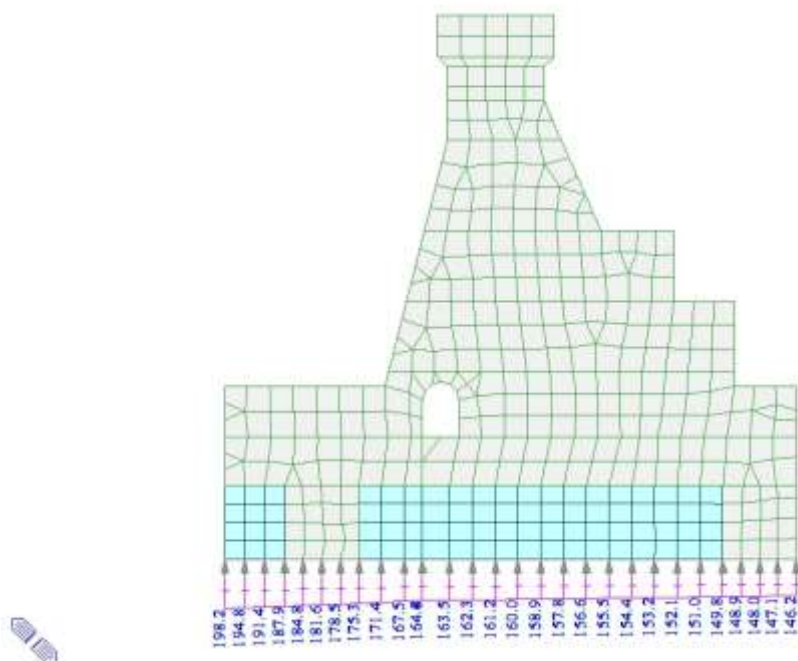
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m



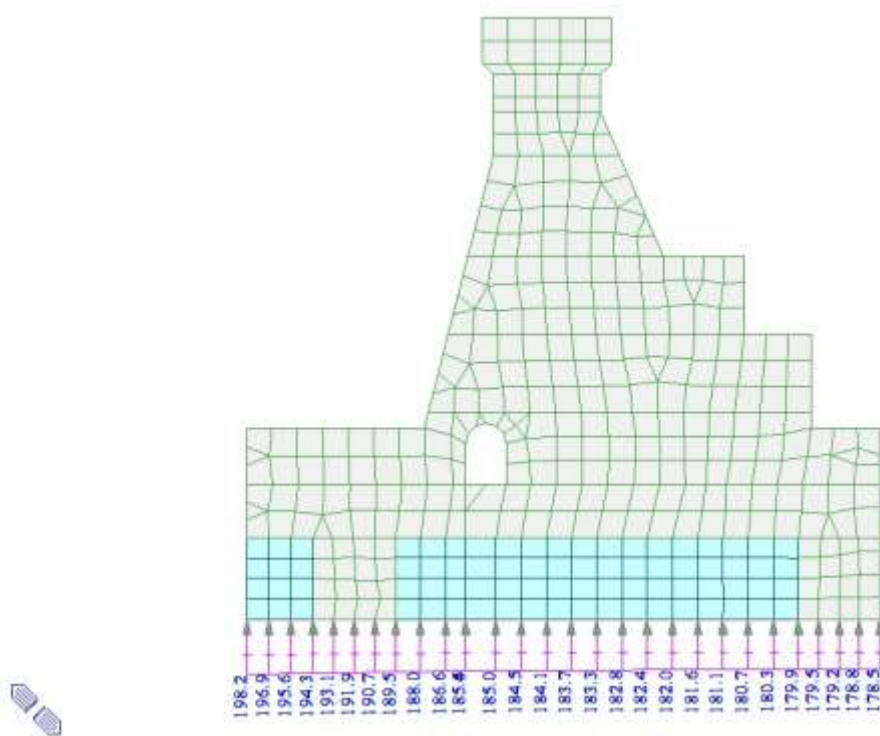
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m



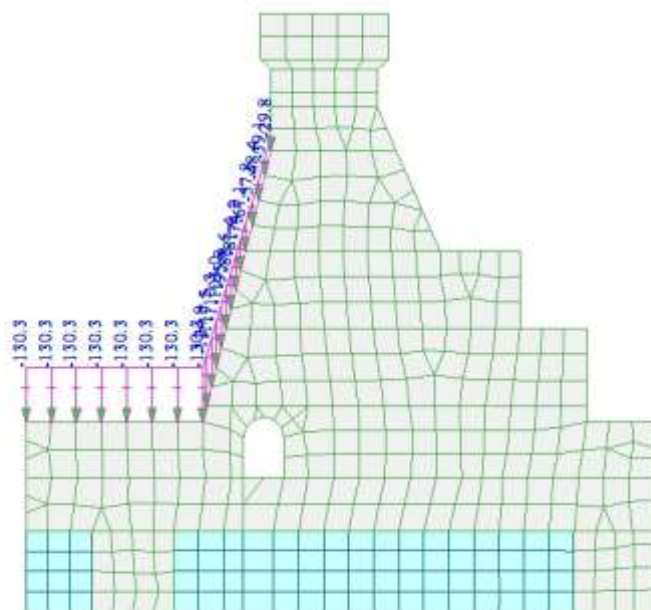
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m



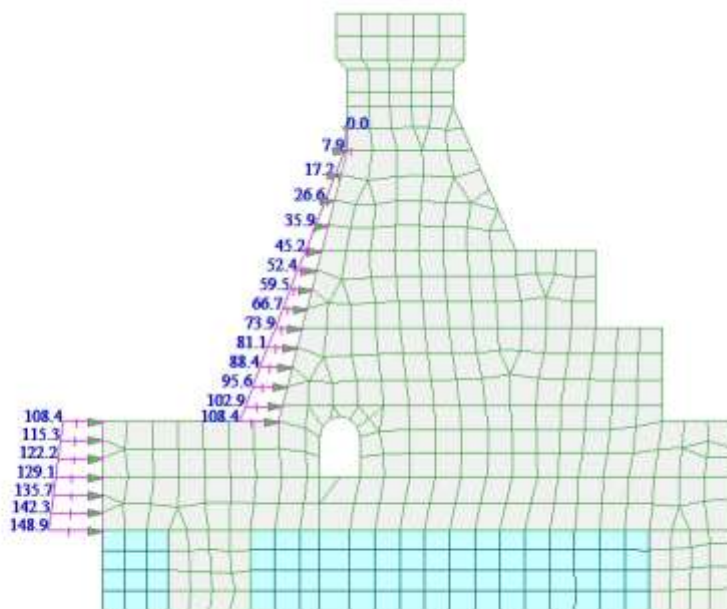
Sottospinta caso 1.b 140.4 m



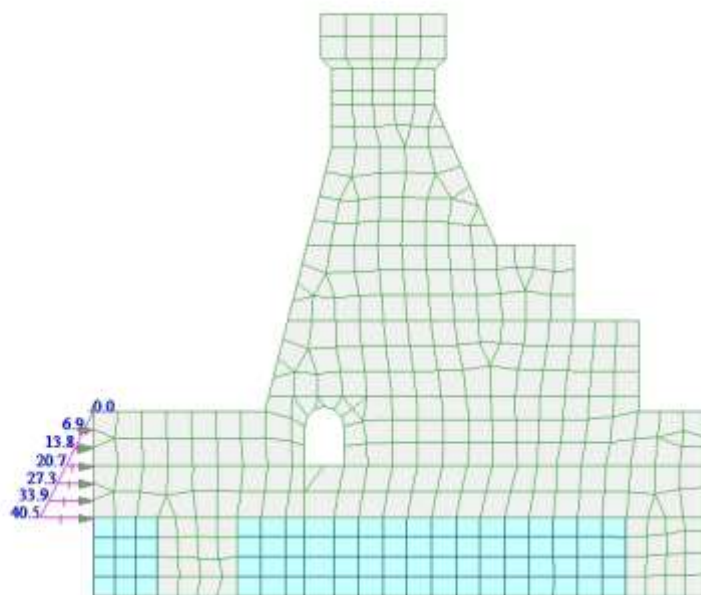
Sottospinta caso 1.b 143.7 m



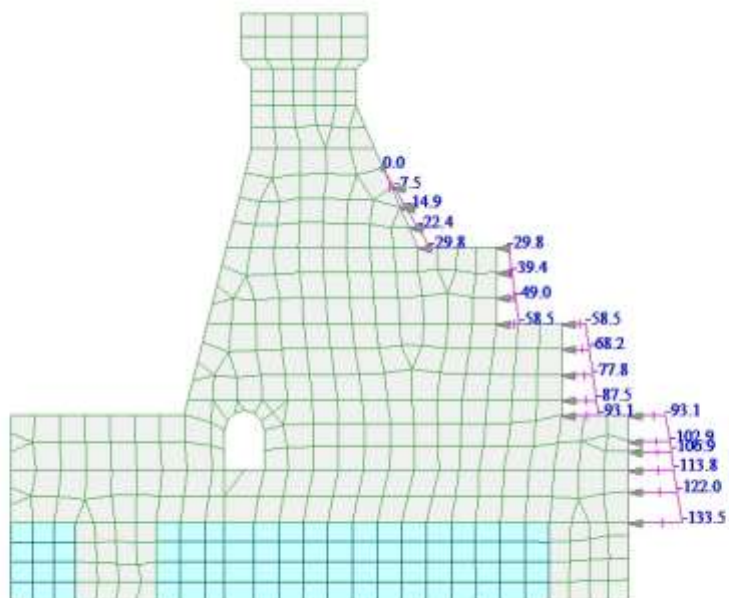
Peso acqua monte 1.b 145.7 m



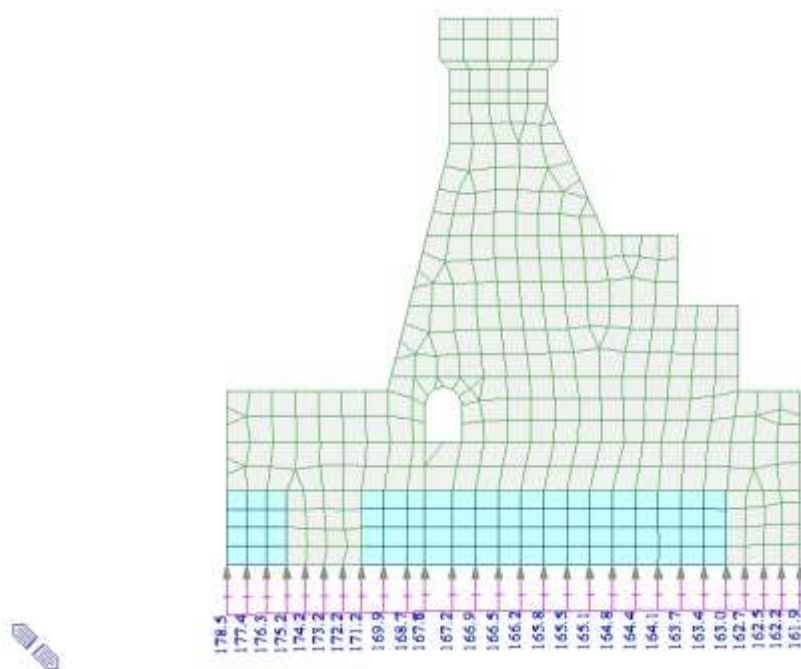
Spinta idro monte caso 2 143.7 m



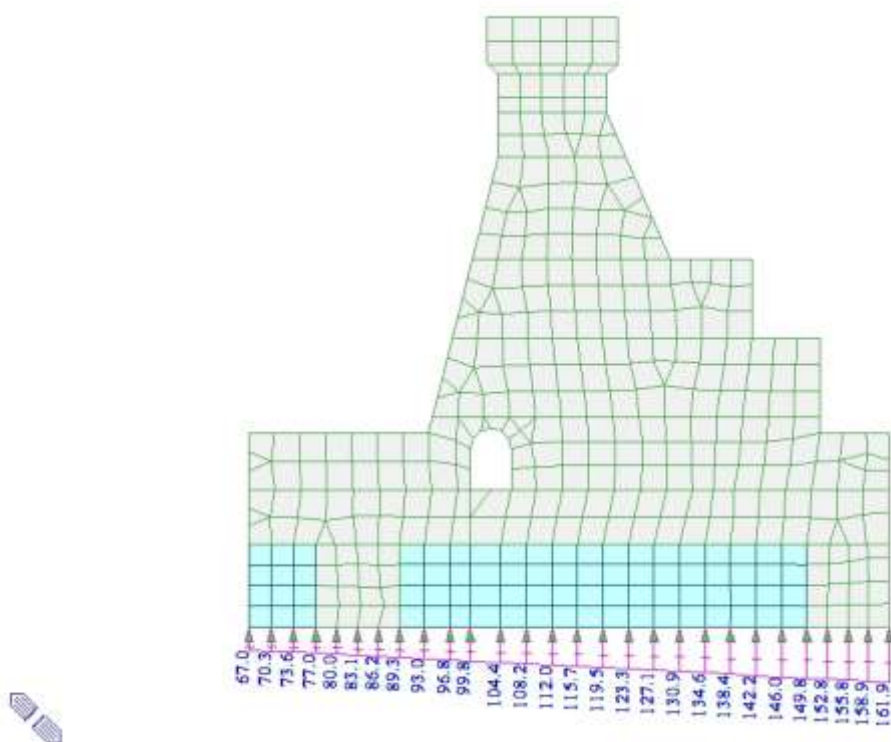
Spinta idro monte caso 2 132.5 m



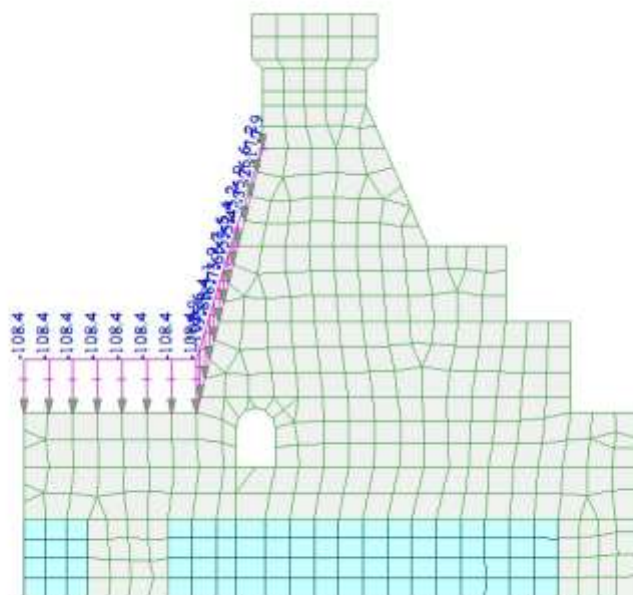
Spinta idro valle caso 2 142.0 m



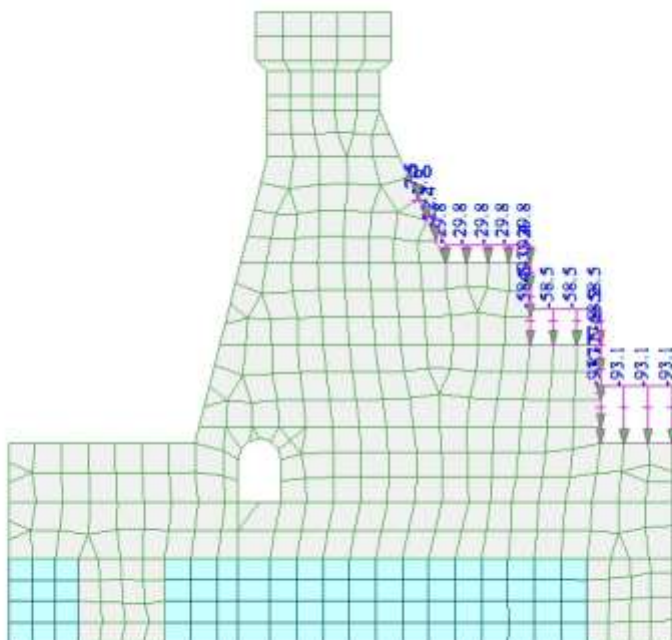
Sottospinta caso 2 143.7 m



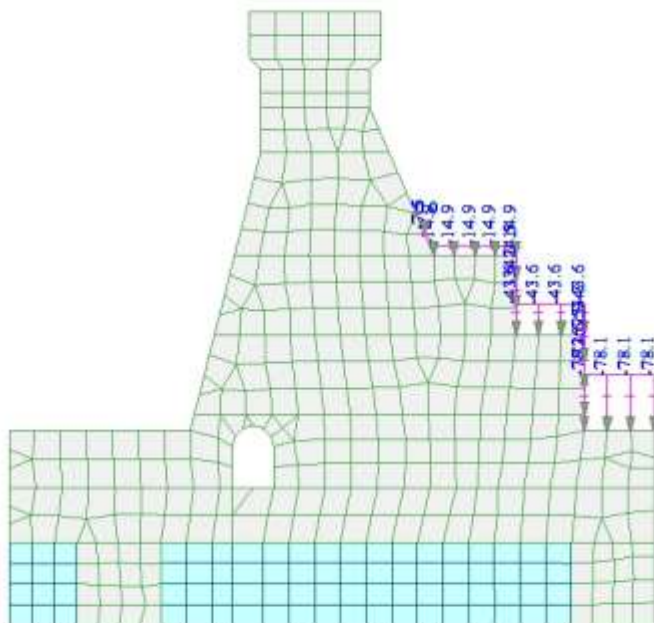
Sottospinta caso 2 132.5 m



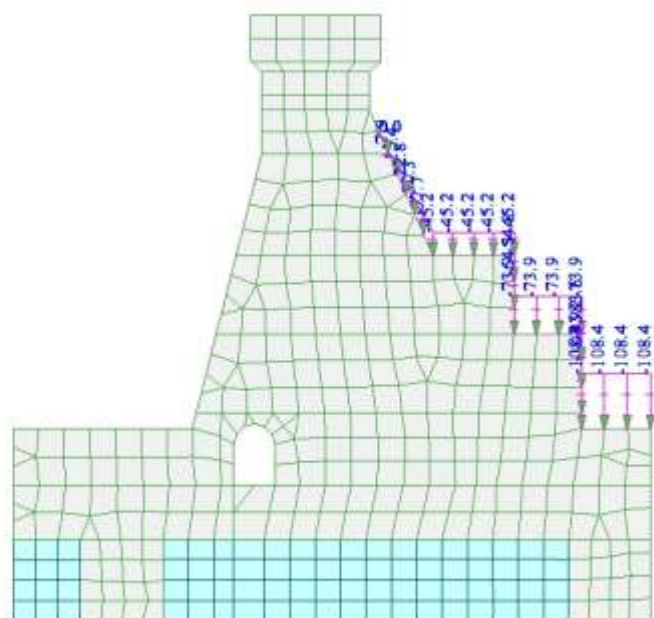
Peso acqua monte caso 2 143.7 m



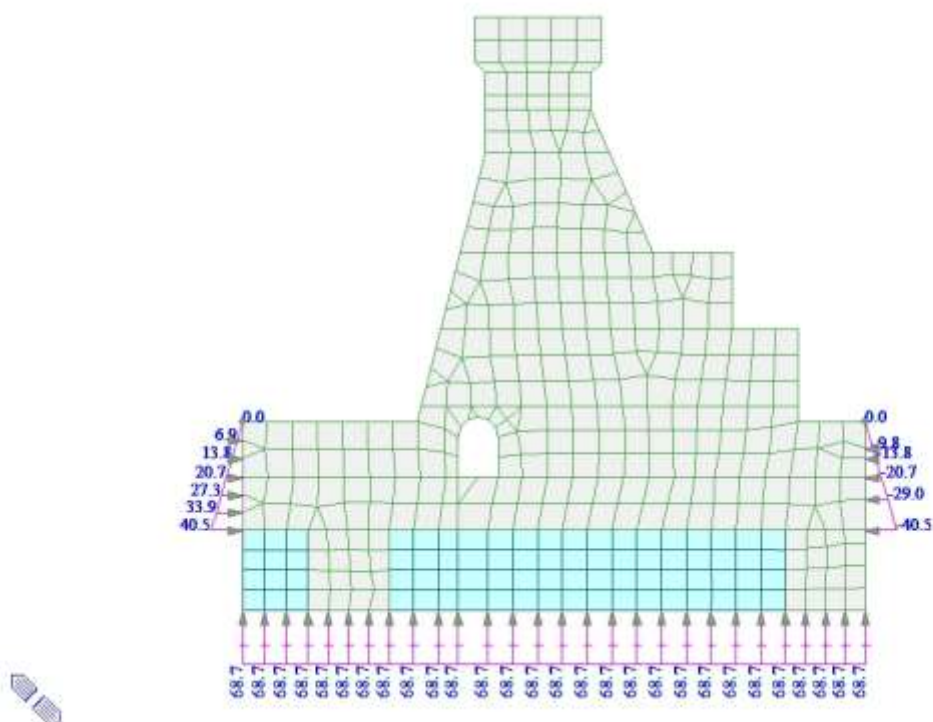
Peso acqua valle 142.0m



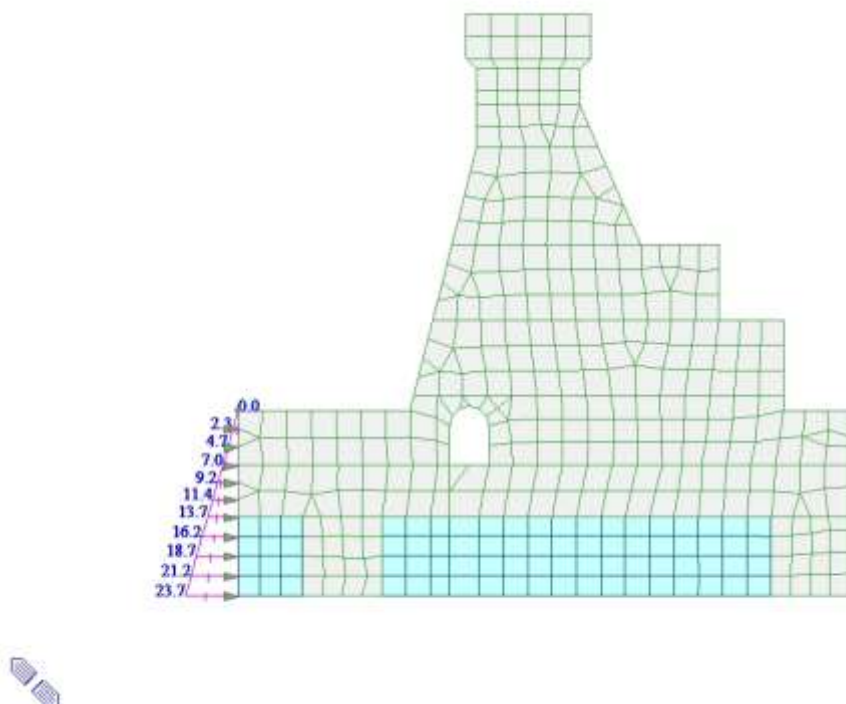
Peso acqua valle 140.4 m



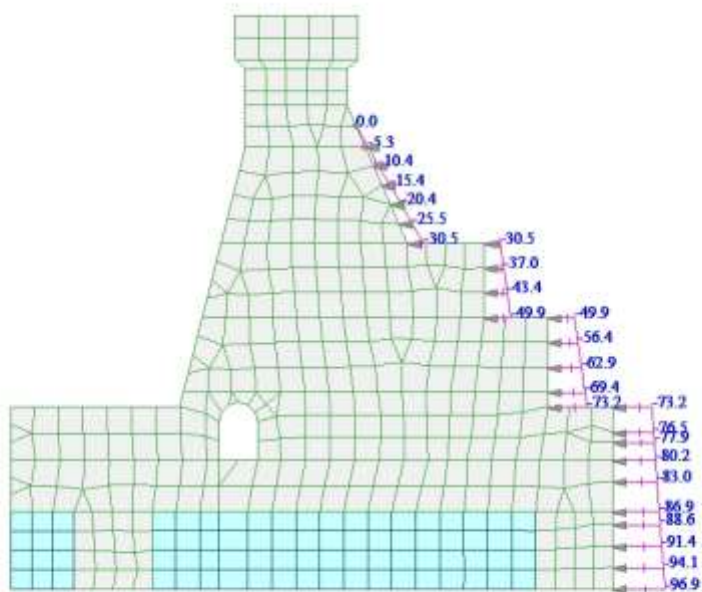
Peso acqua valle 143.7m



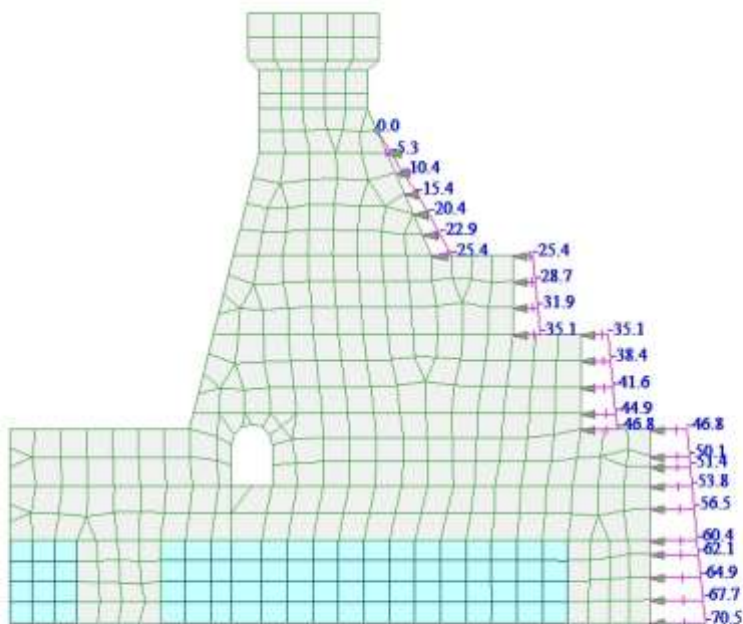
H2O servizio



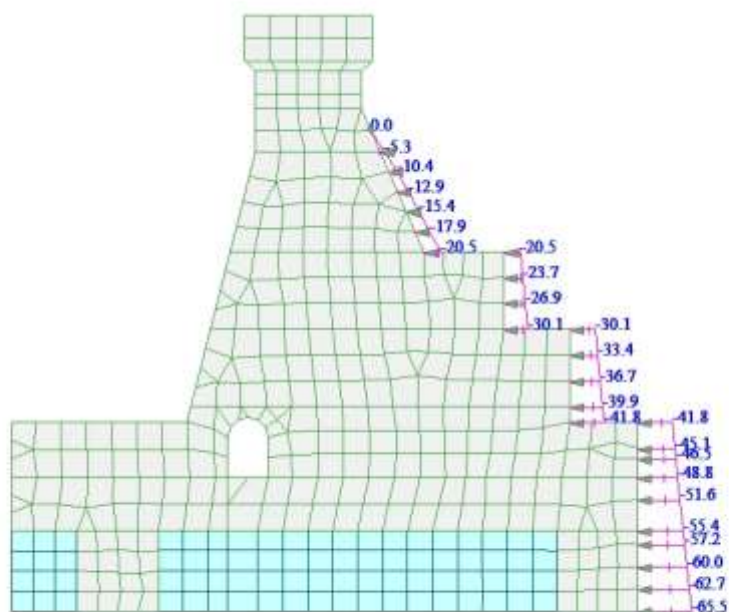
Spinta terreno statica monte



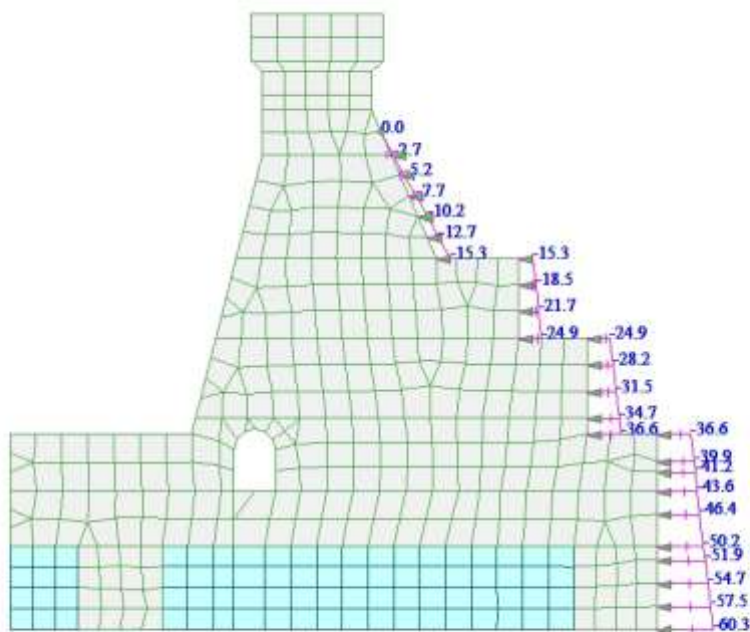
Spinta terreno statica valle



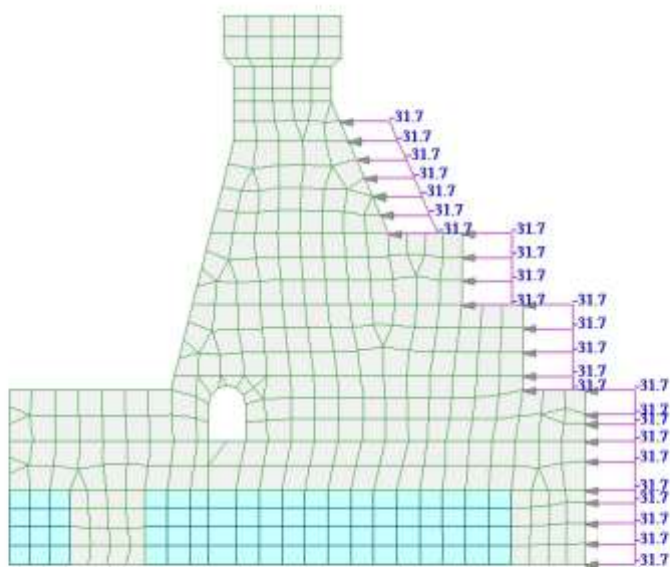
Spinta terreno statica valle H2O 140.4



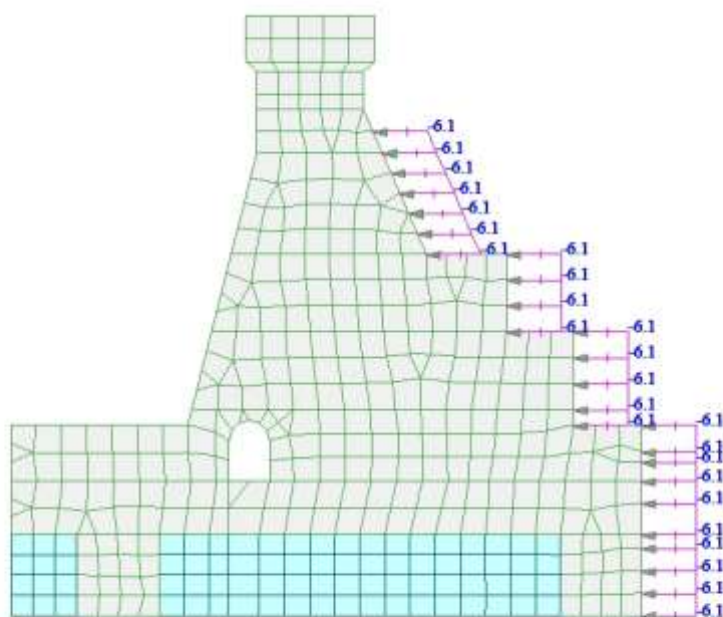
Spinta terreno statica valle H2O 142.0



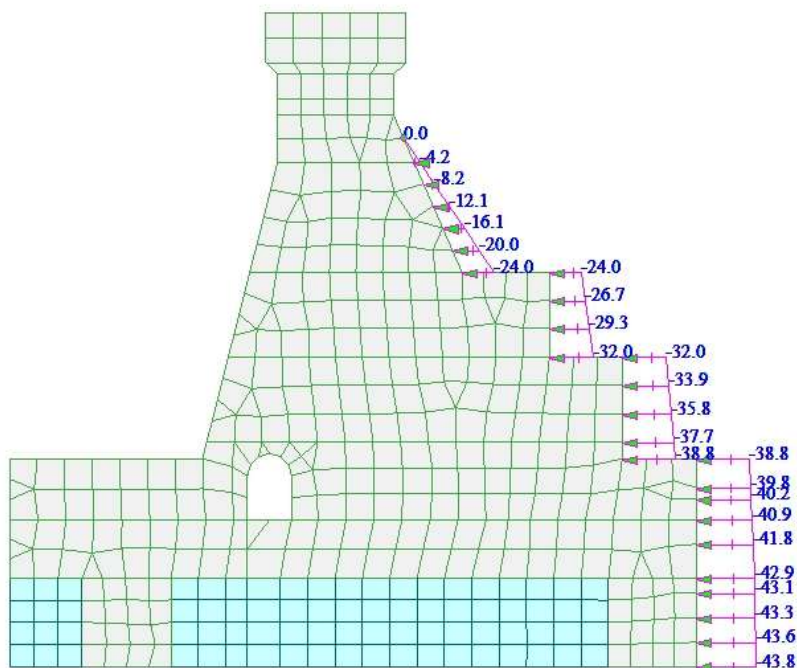
Spinta terreno statica valle H2O 143.7



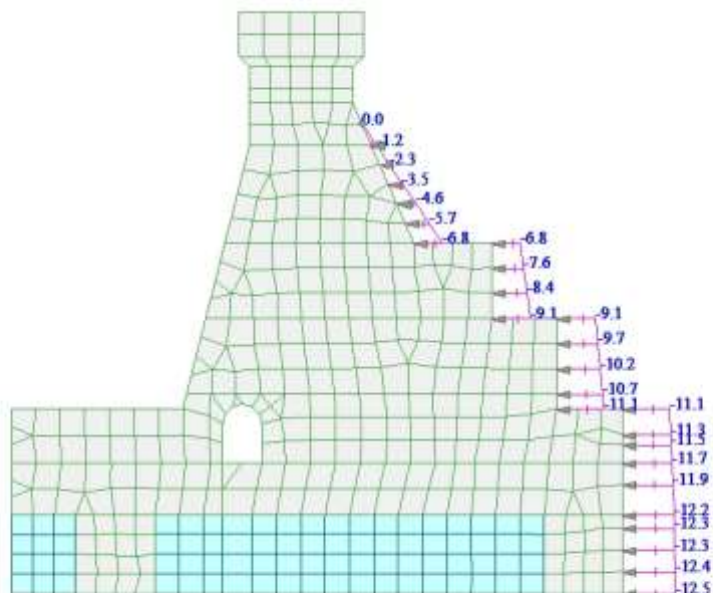
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL



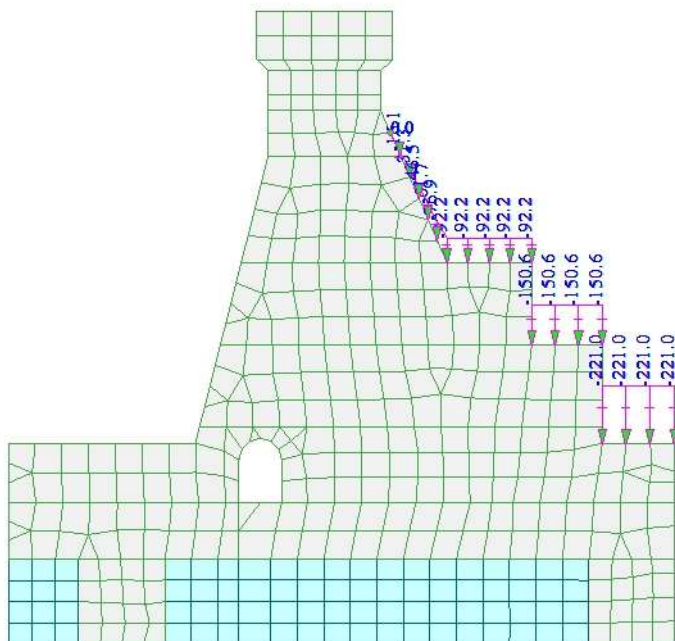
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL



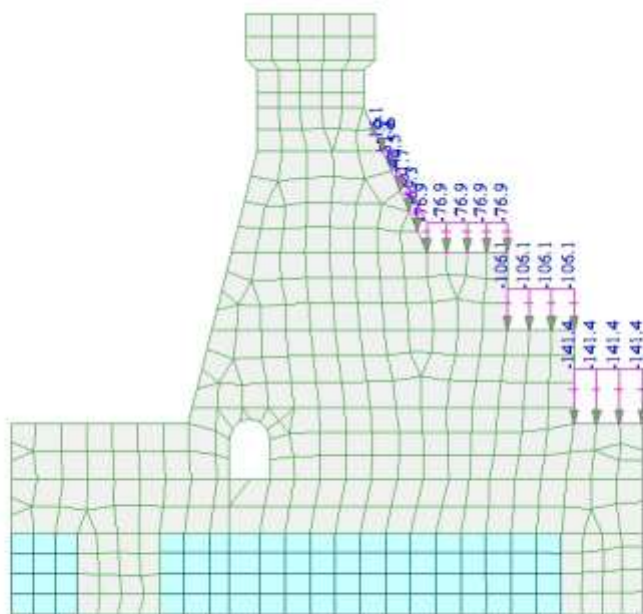
Sovrappinta idrodinamica SLC_RSL



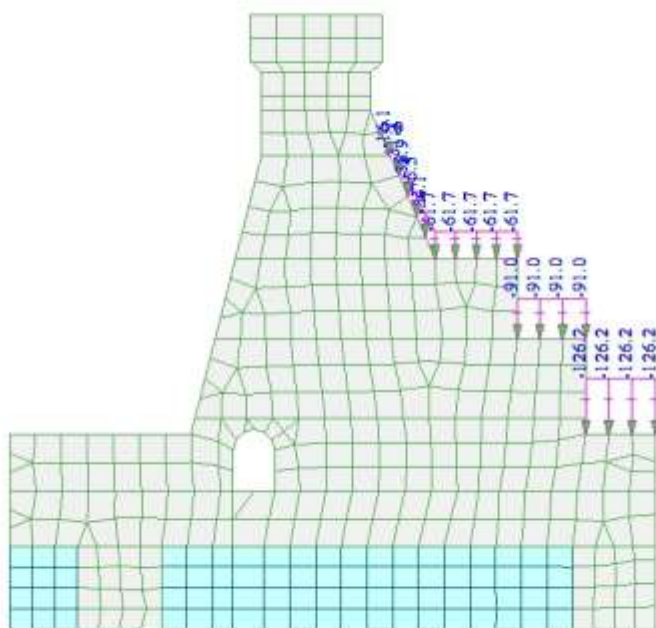
Sovrappinta idrodinamica SLD_RSL



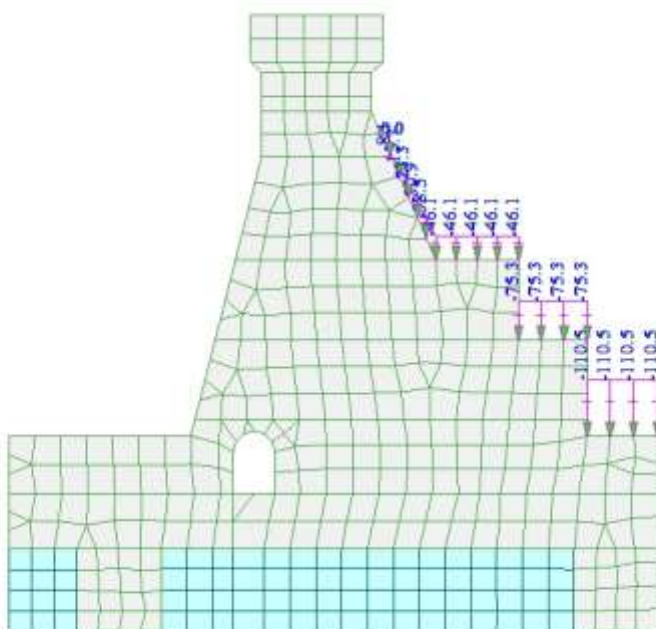
Peso terreno valle H2O 131.5



Peso terreno valle H2O 140.4



Peso terreno valle H2O 142



Peso terreno valle H2O 143.7

Si riportano di seguito le reazioni vincolari caratteristiche globali agenti nei singoli casi di carico elementari. Tali azioni sono state valutate mediante analisi lineare elastica.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	-0.000000	80509.297836
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-16072.710279	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	573.053584	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	8602.572580	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-29847.421419
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-46022.842015
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	11950.790786
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-17833.561508	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	8602.572580	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	13557.107859	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-46824.166976
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-52788.334272
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	12911.959267
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-13557.108461	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	-1001.125246	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	10902.492339	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-47736.425070
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-32586.914121
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	10481.052226
Peso acqua valle 142.0m	0.000000	0.000000	5948.731981
Peso acqua valle 140.4 m	0.000000	0.000000	4319.974863
Peso acqua valle 143.7m	0.000000	0.000000	7751.326927
H2O servizio	-0.000164	0.000000	-19561.965560
Spinta terreno statica monte	-1021.308987	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	9250.710049	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-6286.890325
Sisma orizzontale SLC_RSL	32422.391532	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-21555.052542
Spinta terreno statica valle	12172.480956	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 140.4	8634.074778	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 142.0	7686.433786	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 143.7	6595.474700	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	7091.933708	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	1333.965164	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	6749.403564	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	1923.580016	0.000000	0.000000
Peso terreno valle H2O 131.5	0.000000	0.000000	15802.909128
Peso terreno valle H2O 140.4	0.000000	0.000000	11394.674549
Peso terreno valle H2O 142	0.000000	0.000000	9735.046557
Peso terreno valle H2O 143.7	0.000000	0.000000	7901.454564

Reazioni vincolari agenti nei singoli casi di carico

Si riportano di seguito le combinazioni di carico.

Combinazione	Descrizione
ECC_1	Combinazione eccezionale (Tr = 200 anni) con quota di massimo invaso a monte 144.9 m e quota di valle pari a 131.5 m
ECC_2	Combinazione eccezionale (Tr = 200 anni) con quota di massimo invaso a monte 144.9 m e quota di valle pari a 140.4 m
ECC_3	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 145.7 m e quota di valle pari a 140.4 m
ECC_4	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 145.7 m e quota di valle pari a 143.7 m
ECC_5	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 143.7 m e quota di valle pari a 142.0 m
ECC_6	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 132.5 m e quota di valle pari a 142.0 m
SLU	Combinazione fondamentale SLU
QP	Combinazione quasi permanente per effetti a lungo termine (livello dell'acqua pari a quello della falda in esercizio)
RARA1	Combinazione rara con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 131.5 m
RARA2	Combinazione rara con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 140.4 m
SLC_RSL	Combinazione sismica SLC con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 143.7 m e quota di valle pari a 131.5 m, accelerazioni da RSL
SLD_RSL	Combinazione sismica SLD con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 143.7 m e quota di valle pari a 131.5 m, accelerazioni da RSL

Load case	ECC_1	ECC_2	ECC_3	ECC_4	ECC_5	ECC_6	SLU	QP	RARA1	RARA2	SLC_RSL	SLD_RSL
G1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	1.0	1.0							1.0	1.0		
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	1.0								1.0			
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m		1.0								1.0		
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	1.0								1.0			
Sottospinta caso 1.a 140.4 m		1.0								1.0		
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	1.0	1.0							1.0	1.0		
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m			1.0	1.0								
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m			1.0									
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m				1.0								
Sottospinta caso 1.b 140.4 m			1.0									
Sottospinta caso 1.b 143.7 m				1.0								
Peso acqua monte 1.b 145.7 m			1.0	1.0								
Spinta idro monte caso 2 143.7 m					1.0							
Spinta idro monte caso 2 132.5 m						1.0					1.0	1.0
Spinta idro valle caso 2 142.0 m					1.0	1.0					1.0	1.0
Sottospinta caso 2 143.7 m					1.0							
Sottospinta caso 2 132.5 m						1.0					1.0	1.0
Peso acqua monte caso 2 143.7 m					1.0							
Peso acqua valle 142.0m					1.0	1.0					1.0	1.0
Peso acqua valle 140.4 m		1.0	1.0							1.0		
Peso acqua valle 143.7m				1.0								
H2O servizio							1.3	1.0				
Spinta terreno statica monte	1.0		1.0						1.0			
Sisma orizzontale SLD_RSL												1.0
Sisma verticale SLD_RSL												0.3
Sisma orizzontale SLC_RSL											1.0	
Sisma verticale SLC_RSL											0.3	
Spinta terreno statica valle							1.3	1.0				
Spinta terreno statica valle H2O 140.4		1.0								1.0		
Spinta terreno statica valle H2O 142.0					1.0	1.0					1.0	1.0
Spinta terreno statica valle H2O 143.7				1.0								
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL											1.0	
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL												1.0
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL											1.0	
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL												1.0
Peso terreno valle H2O 131.5	1.0						1.0	1.0	1.0			
Peso terreno valle H2O 140.4		1.0	1.0							1.0		
Peso terreno valle H2O 142					1.0	1.0					1.0	1.0
Peso terreno valle H2O 143.7				1.0								

4.6.2 Verifiche a scorrimento SLU/SLC

Con riferimento alla verifica a scorrimento all'interno del corpo diga, si considerano le seguenti sezioni orizzontali significative:

- quota +130.5 m;
- quota +133.2 m;
- quota +139.1m;
- quota +142.9 m.

In tutte le sezioni è stata considerata la presenza della sottospinta idraulica.

Sezione a quota +130.5m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	6458.133204
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-273.264604	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-430.275340
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-430.275340
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-542.651539	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	38.285410	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-606.728810
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-893.532226
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-38.285410	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-225.751448
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 142.0m	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 140.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua valle 143.7m	0.000000	0.000000	16.710873
H2O servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica monte	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	669.670555	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-455.115911
Sisma orizzontale SLC_RSL	2347.097770	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-1560.397409
Spinta terreno statica valle	25.835822	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 140.4	25.835822	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 142.0	25.835822	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 143.7	12.917911	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	260.145927	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	50.809751	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	20.333026	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	5.794912	0.000000	0.000000
Peso terreno valle H2O 131.5	0.000000	0.000000	34.069058
Peso terreno valle H2O 140.4	0.000000	0.000000	34.069058
Peso terreno valle H2O 142	0.000000	0.000000	34.069058
Peso terreno valle H2O 143.7	0.000000	0.000000	17.034529

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 4.7m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-273.26	6061.93	1170.52
ECC_2	-247.43	6061.93	1177.47
ECC_3	-542.65	5885.47	637.23
ECC_4	-491.45	5598.35	816.91
ECC_5	-12.45	6266.45	1620.09
ECC_6	25.84	6492.20	1806.88
SLU	33.59	6458.13	1885.19
SLC_RSL	2653.41	6024.08	7979.07

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.13	-0.08	4.70	0.00	0.551
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.13	-0.08	4.70	0.00	0.551
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.12	-0.09	4.70	0.01	0.549
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.12	-0.08	4.70	0.01	0.545
ECC_5	SEZ. INT. REAGENTE	-0.15	-0.07	4.70	0.00	0.554
ECC_6	SEZ. INT. REAGENTE	-0.16	-0.07	4.70	0.00	0.557
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.16	-0.07	4.70	0.00	0.556
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.33	-	3.08	0.07	0.590

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +133.2m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	12907.187389
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-2087.857790	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	136.070970	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-1515.122748
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-2437.546198
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	460.470773
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-2751.762843	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	136.070970	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	1249.614440	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-2668.000703
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-4547.270698
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	560.583606
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-1249.614440	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	544.283880	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-3021.916370
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-1607.208651
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	307.386592
Peso acqua valle 142.0m	0.000000	0.000000	237.569845
Peso acqua valle 140.4 m	0.000000	0.000000	59.392461
Peso acqua valle 143.7m	0.000000	0.000000	545.433587
H2O servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica monte	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	1445.921870	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-982.665348
Sisma orizzontale SLC_RSL	5067.745582	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-3369.138337
Spinta terreno statica valle	843.266829	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 140.4	796.677357	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 142.0	660.650384	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 143.7	421.633415	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	1486.238130	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	290.280885	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	663.658638	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	189.142712	0.000000	0.000000
Peso terreno valle H2O 131.5	0.000000	0.000000	1111.995080
Peso terreno valle H2O 140.4	0.000000	0.000000	1051.104854
Peso terreno valle H2O 142	0.000000	0.000000	869.272950
Peso terreno valle H2O 143.7	0.000000	0.000000	555.997540

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 7.3m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-2087.86	12964.53	-3461.18
ECC_2	-1155.11	12040.61	-1476.42
ECC_3	-2615.69	11910.27	-4923.07
ECC_4	-1080.51	10021.93	-1091.32
ECC_5	-44.68	11299.50	1793.49
ECC_6	1204.93	12406.82	4742.68
SLU	5678.86	42416.28	16577.38
SLC_RSL	8422.58	11396.08	28853.98

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.18	-0.12	7.30	0.02	0.580
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.15	-0.12	7.30	0.01	0.572
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.18	-0.09	7.30	0.03	0.571
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.12	-0.10	7.30	0.01	0.556
ECC_5	SEZ. INT. REAGENTE	-0.15	-0.11	7.30	0.00	0.566
ECC_6	SEZ. INT. REAGENTE	-0.19	-0.10	7.30	0.01	0.575
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.64	-0.33	7.30	0.06	0.815
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.57	-	3.35	0.21	0.674

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +139.1m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	33408.237627
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-8244.689363	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	3223.075371	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-4703.613772
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-14277.007799
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	2022.827019
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-9518.819381	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	3223.075371	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	6473.340968	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-14639.874035
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-18629.002495
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	2277.790406
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-6473.340968	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	4683.634155	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-15700.725179
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-9267.421906
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	1632.958303
Peso acqua valle 142.0m	0.000000	0.000000	3088.300062
Peso acqua valle 140.4 m	0.000000	0.000000	1918.038874
Peso acqua valle 143.7m	0.000000	0.000000	4418.443782
H2O servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica monte	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	4373.913741	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-2972.562737
Sisma orizzontale SLC_RSL	15329.930685	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-10191.643669
Spinta terreno statica valle	4368.350378	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 140.4	3277.551832	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 142.0	2791.065456	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 143.7	2184.175189	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	3382.708877	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	660.685327	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	2882.350467	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	821.469883	0.000000	0.000000
Peso terreno valle H2O 131.5	0.000000	0.000000	9008.040330
Peso terreno valle H2O 140.4	0.000000	0.000000	7049.603543
Peso terreno valle H2O 142	0.000000	0.000000	5857.073965
Peso terreno valle H2O 143.7	0.000000	0.000000	4504.020165

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 14.35m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-8244.69	39735.49	-37560.43
ECC_2	-1744.06	30121.70	-7835.42
ECC_3	-6295.74	30013.80	-27810.65
ECC_4	-861.30	25979.49	-1558.13
ECC_5	1001.36	28285.84	7306.68
ECC_6	7474.70	33086.19	36476.19
SLU	5678.86	33408.24	55162.10
SLC_RSL	29069.69	30028.70	147207.39

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.32	-0.14	14.40	0.05	0.637
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.19	-0.16	14.40	0.01	0.598
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.24	-0.11	14.40	0.04	0.598
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.15	-0.15	14.40	0.00	0.581
ECC_5	SEZ. INT. REAGENTE	-0.18	-0.15	14.40	0.01	0.591
ECC_6	SEZ. INT. REAGENTE	-0.28	-0.10	14.40	0.04	0.610
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.33	-0.06	14.40	0.03	0.611
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.73	-	6.89	0.35	0.730

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +142.9m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	48939.039200
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-12396.345032	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	72.236771	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	5976.950284	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-15168.409653
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-30416.285957
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	11950.790786
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-13948.328058	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	5976.950284	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	10200.127030	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-31209.813518
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-36439.614339
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	12911.959267
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-10200.127024	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	-262.480334	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	7916.672465	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-31746.260500
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-17886.106671
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	10481.052226
Peso acqua valle 142.0m	0.000000	0.000000	5948.731981
Peso acqua valle 140.4 m	0.000000	0.000000	4319.974863
Peso acqua valle 143.7m	0.000000	0.000000	7751.326927
H2O servizio	0.000001	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica monte	-88.563701	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	6675.799438	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-4536.951075
Sisma orizzontale SLC_RSL	23397.704827	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-15555.260827
Spinta terreno statica valle	6795.538887	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 140.4	4862.087295	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 142.0	4216.026655	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 143.7	3441.633075	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	4246.226650	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	829.341143	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	4151.816939	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	1183.267828	0.000000	0.000000
Peso terreno valle H2O 131.5	0.000000	0.000000	15802.909128
Peso terreno valle H2O 140.4	0.000000	0.000000	11394.674549
Peso terreno valle H2O 142	0.000000	0.000000	9735.046557
Peso terreno valle H2O 143.7	0.000000	0.000000	7901.454564

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 21.5m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-12412.67	61524.33	-202029.48
ECC_2	-1557.31	46188.19	-110347.31
ECC_3	-8059.94	46355.83	-142563.43
ECC_4	-306.57	41064.17	-86171.06
ECC_5	1932.57	43357.61	-83971.88
ECC_6	11870.22	46736.71	-63177.06
SLU	8834.20	64741.95	-131014.40
SLC_RSL	43665.97	42070.13	132444.94

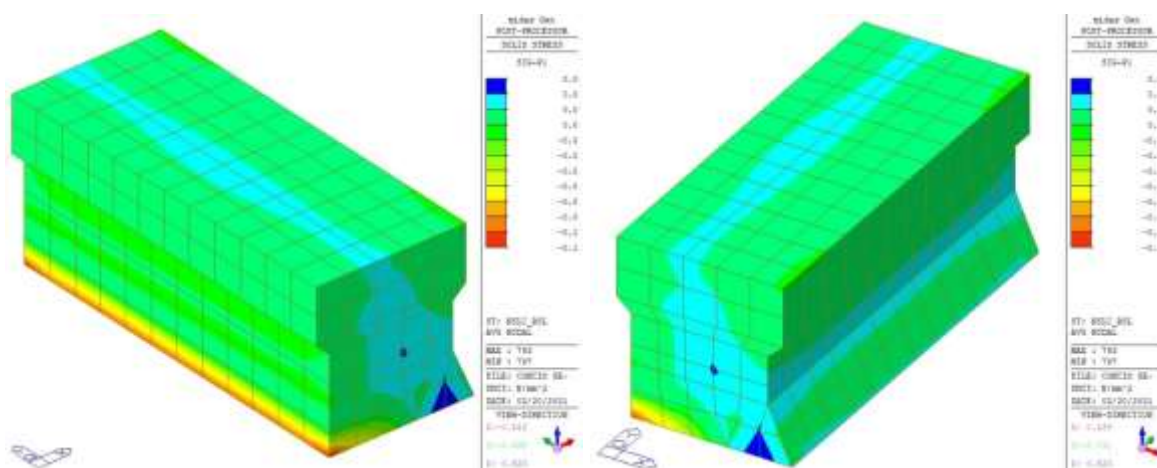
Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.42	-0.05	22.00	0.05	0.639
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.27	-0.07	22.00	0.01	0.598
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.30	-0.04	22.00	0.03	0.599
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.23	-0.08	22.00	0.00	0.585
ECC_5	SEZ. INT. REAGENTE	-0.24	-0.09	22.00	0.01	0.591
ECC_6	SEZ. INT. REAGENTE	-0.23	-0.12	22.00	0.04	0.600
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.36	-0.12	22.00	0.03	0.648
SLC_RSL	SEZ. INT. REAG.	-0.28	-0.04	22.00	0.17	0.588

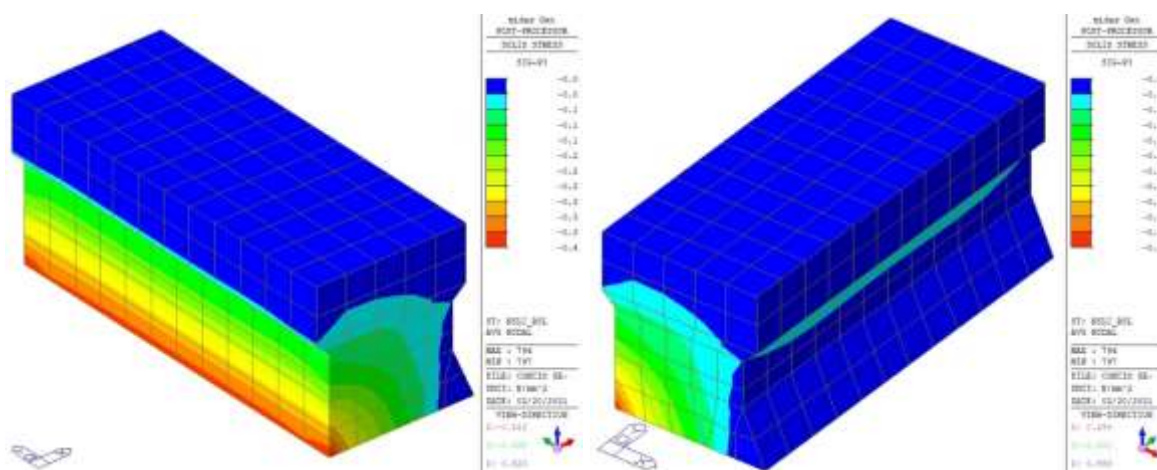
Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.



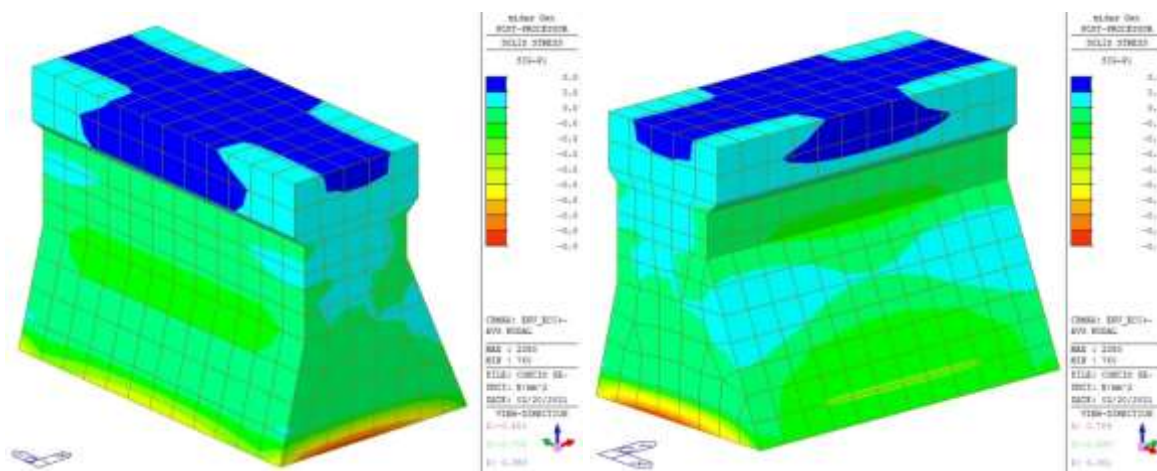
Tensioni principali di trazione (SLC)



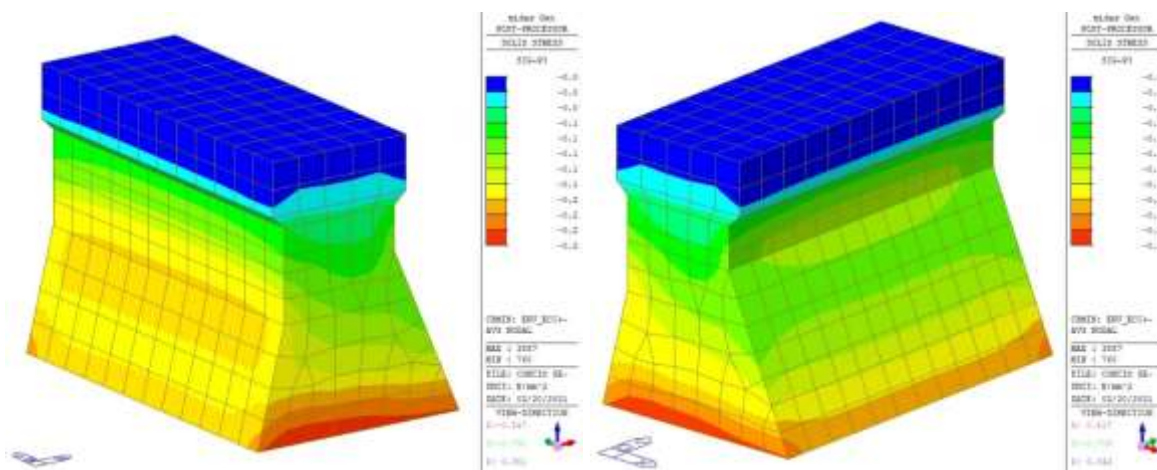
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

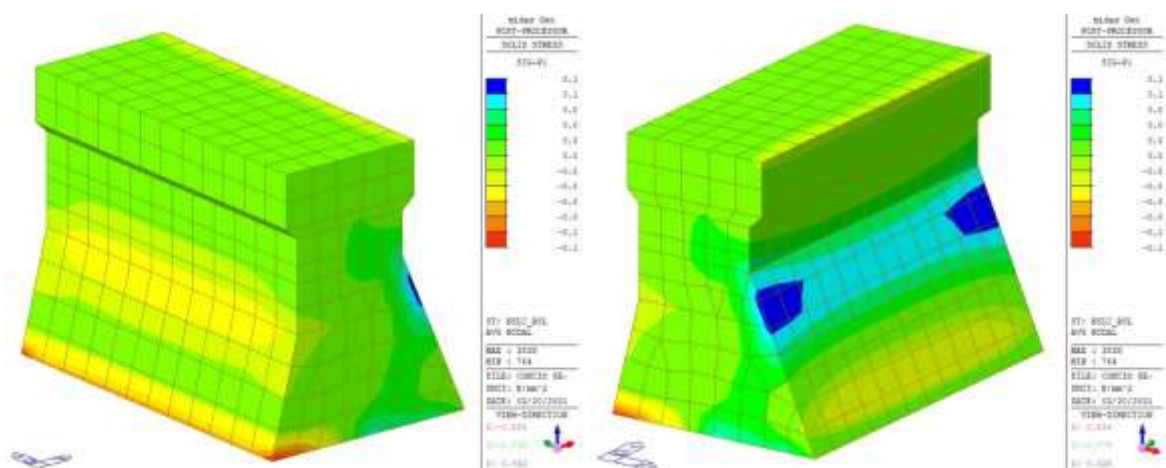
Sezione a quota +133.2m



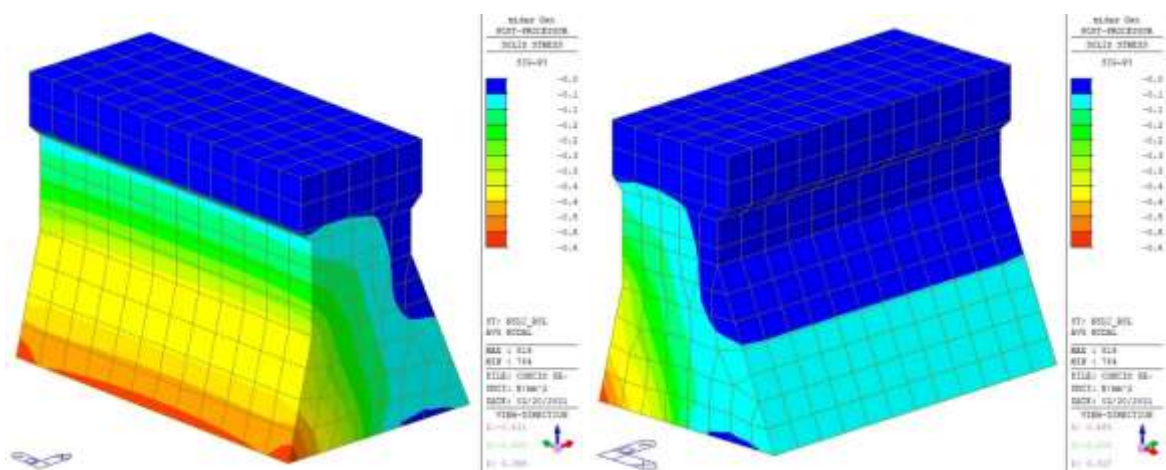
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di trazione (SLC)

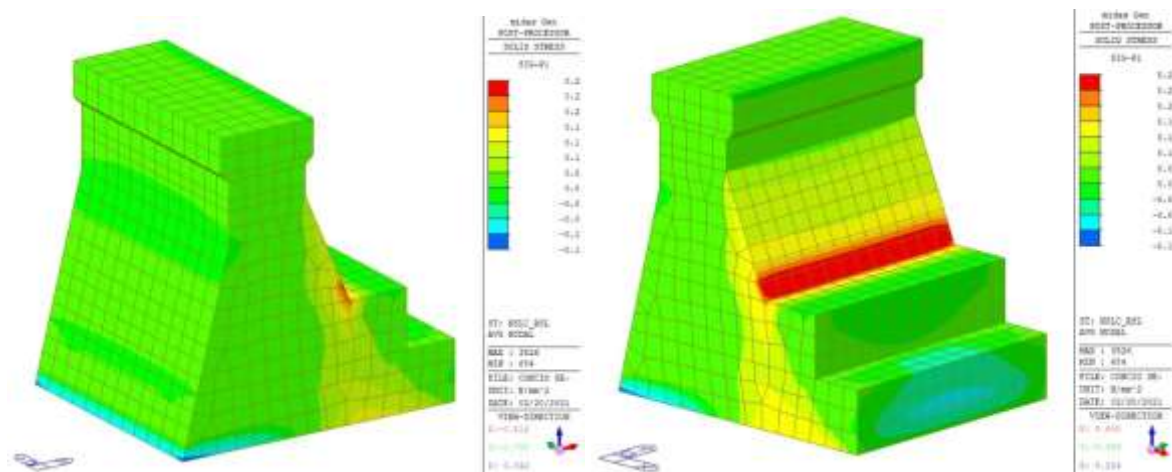


Tensioni principali di compressione (SLC)

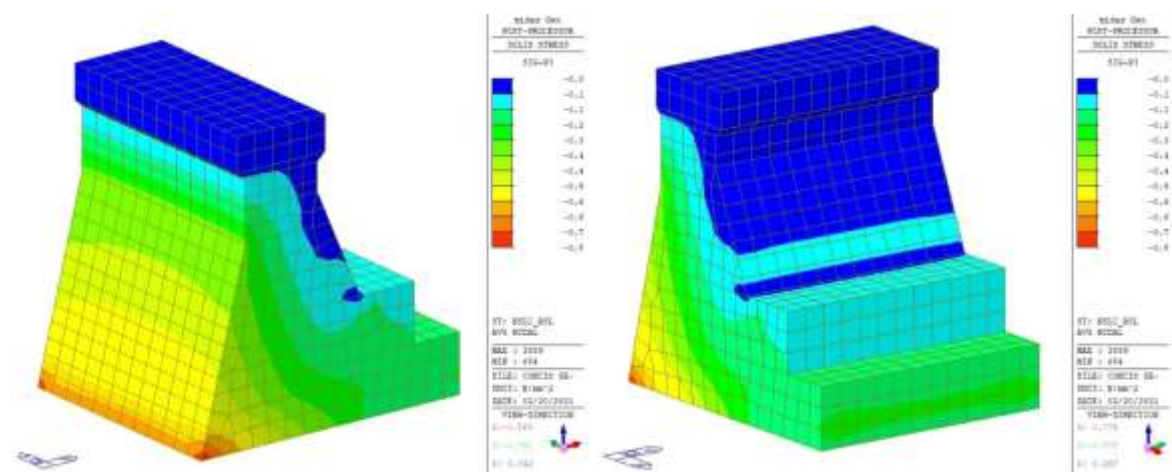
Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

Figure 10 displays two screenshots from ANSYS Workbench showing the stress distribution on the front and side views of the stepped block. The stress is color-coded from blue (low) to red (high). The front view shows a vertical block with a horizontal top surface. The side view shows the stepped profile. Both views show a high-stress region (red) on the top surface and a lower-stress region (blue) on the side surfaces.

Progetto Esecutivo



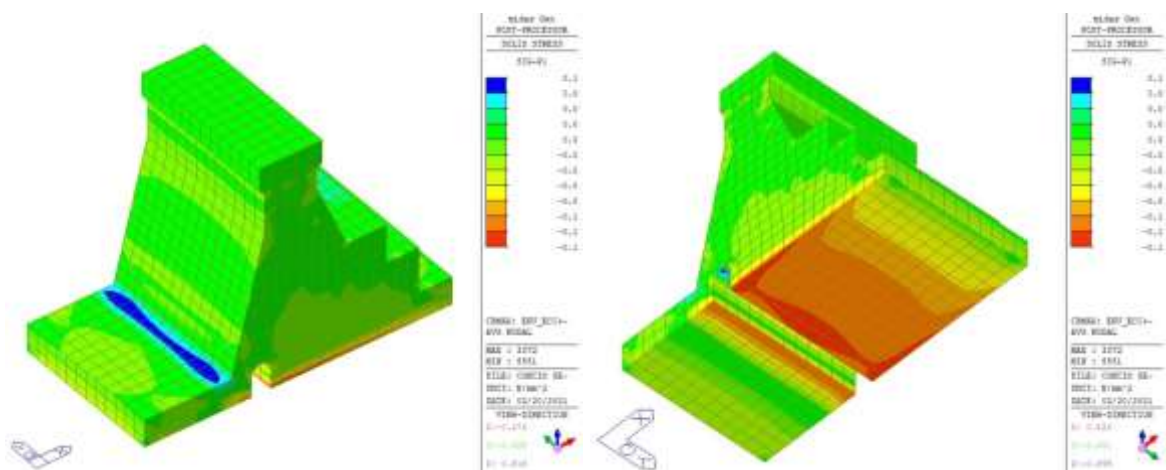
Tensioni principali di trazione (SLC)



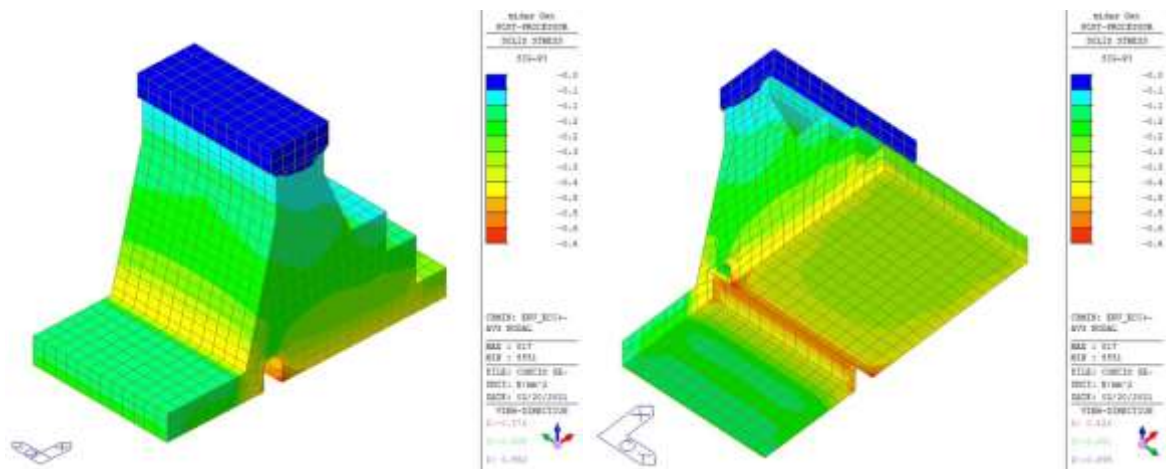
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

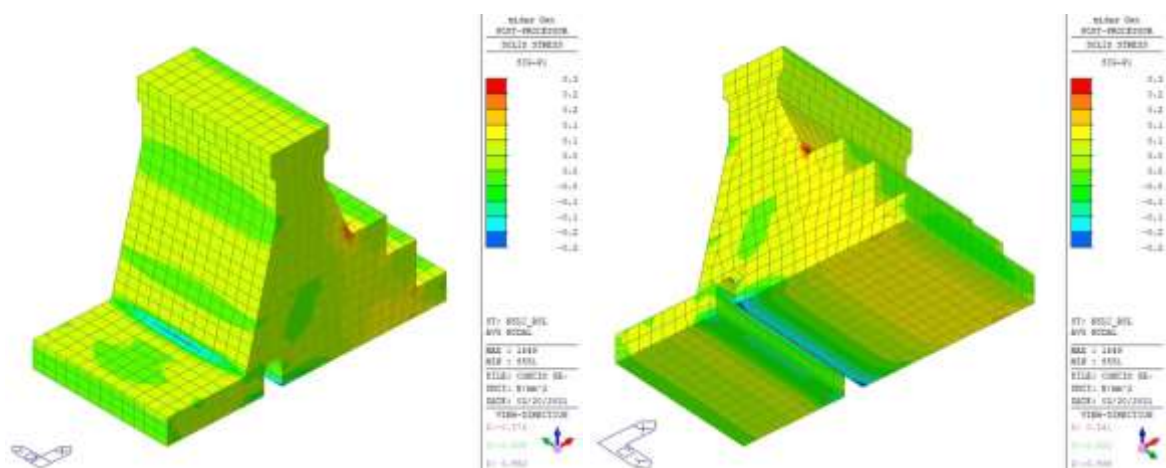
Sezione a quota +142.9m



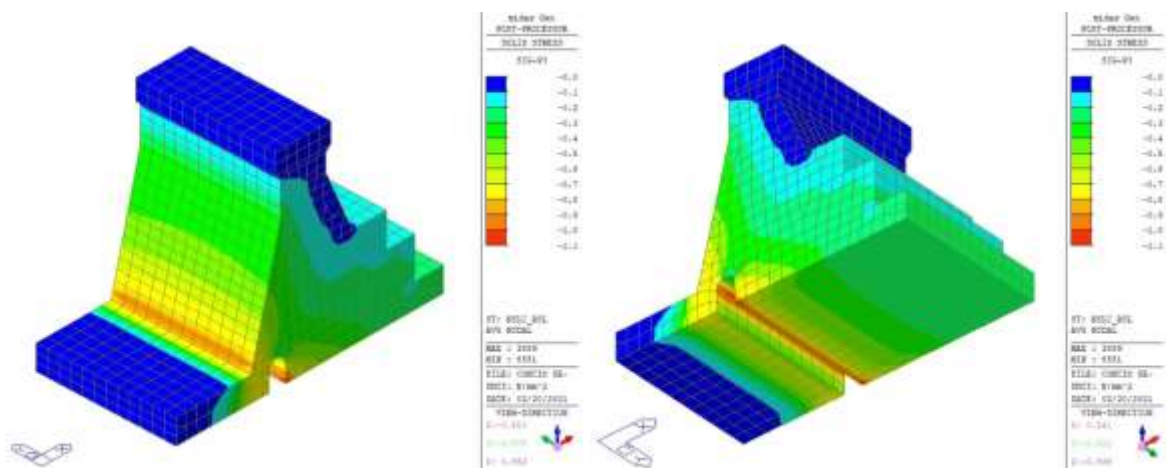
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



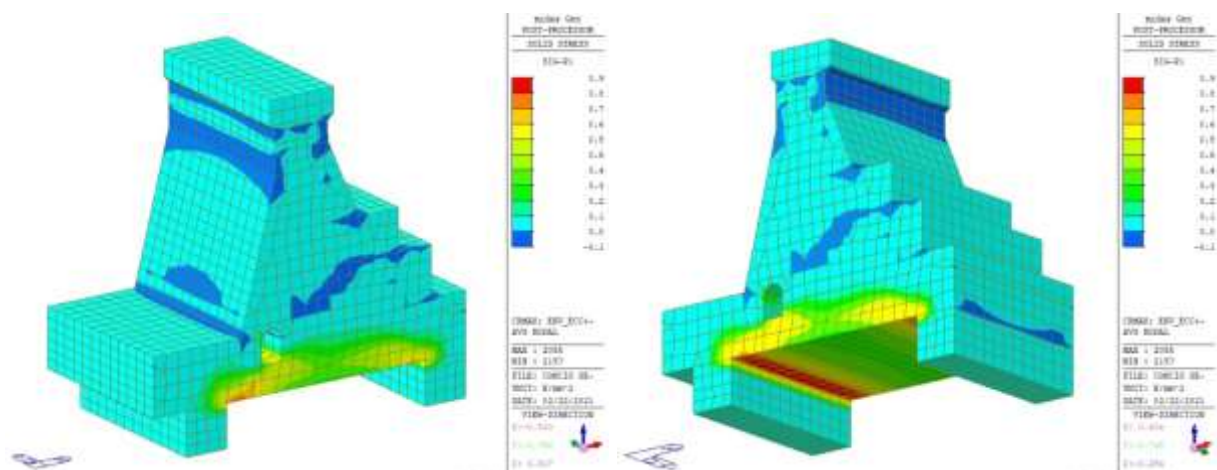
Tensioni principali di trazione (SLC)



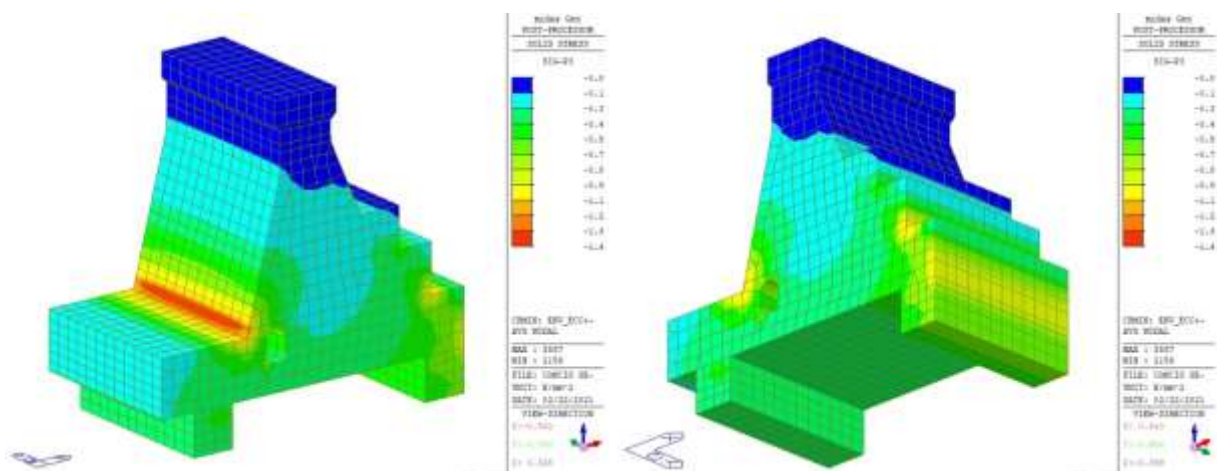
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

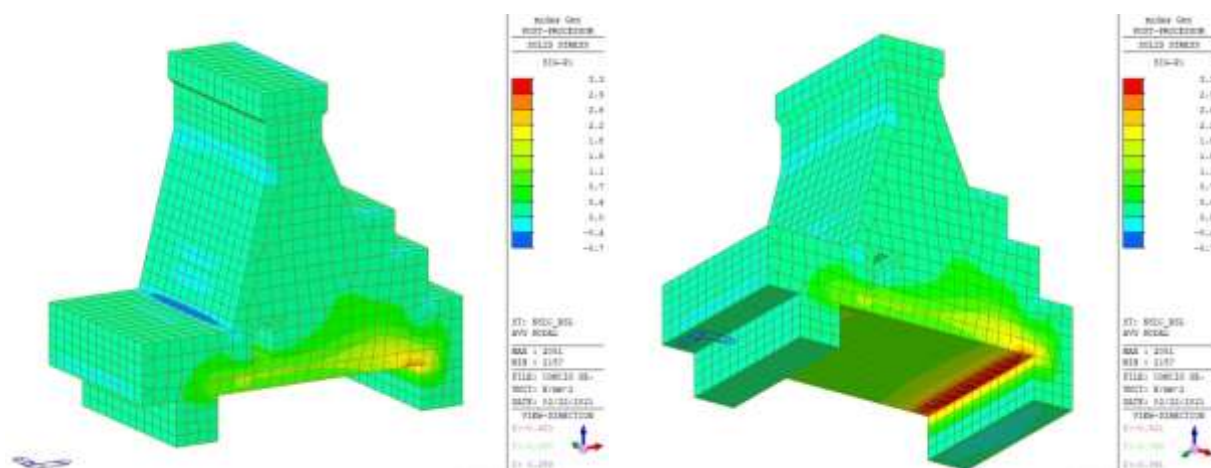
Concio intero



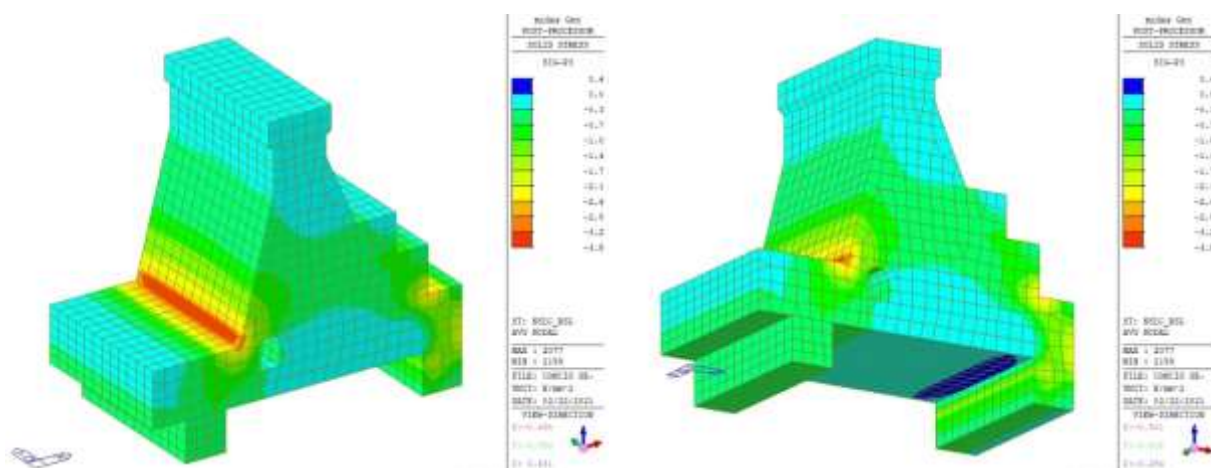
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



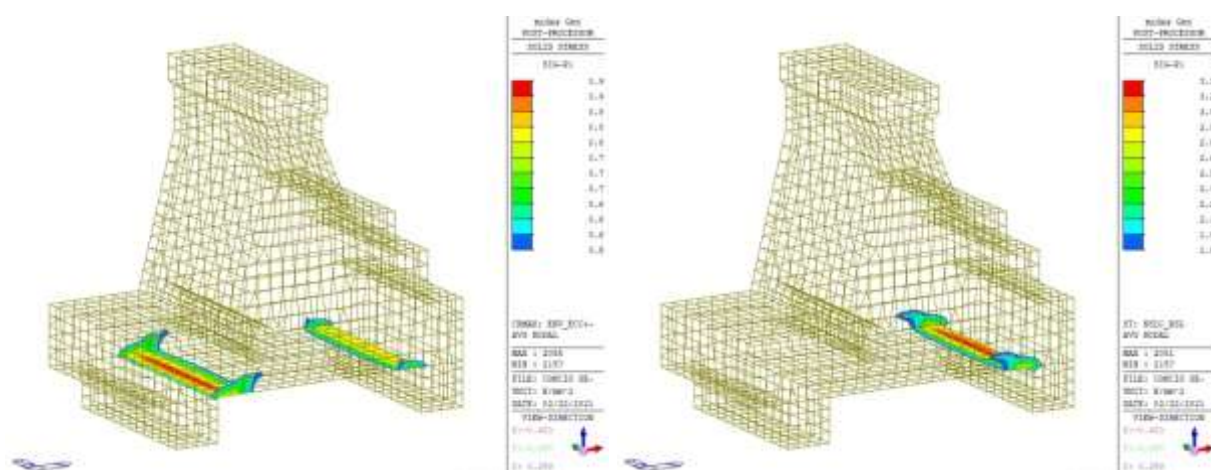
Tensioni principali di trazione (SLC)



Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza.

Invece, con riferimento alle tensioni principali di trazione sono presenti zone localizzate (denti di fondazione) ove la tensione principale supera il limite di resistenza. In tali zone è prevista armatura in acciaio B450C in grado di assorbire l'intero sforzo di trazione. Nelle figure che seguono sono mostrate le zone ove la tensione di progetto supera la resistenza limite a trazione pari a 0.5MPa allo SLU/eccezionale e 1.8MPa allo SLC.



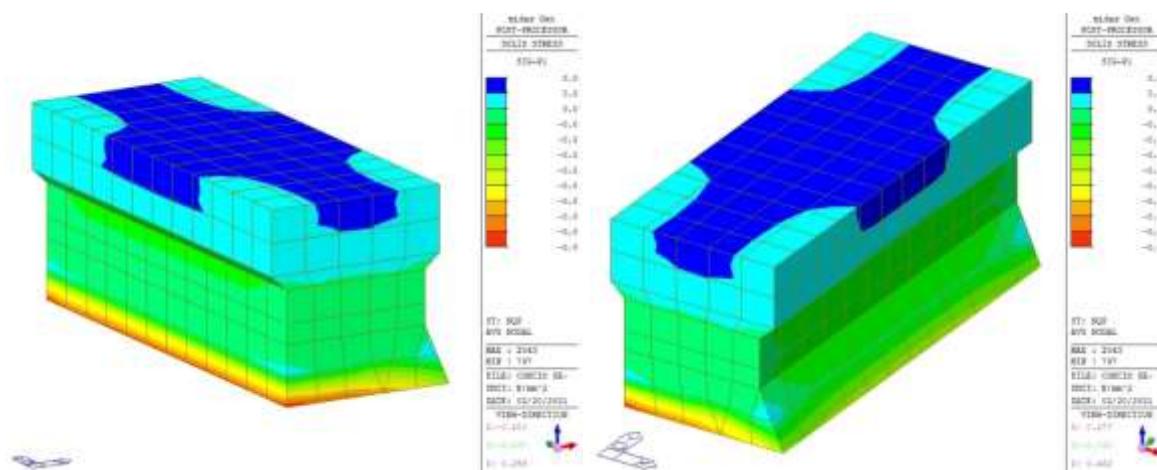
Zone dove la tensione principale di trazione supera la resistenza a trazione limite.

Si tratta di zone concentrate in corrispondenza dei denti di fondazione ove viene trasferito l'intera forza orizzontale.
Per il progetto dell'armatura si rimanda ai paragrafi successivi.

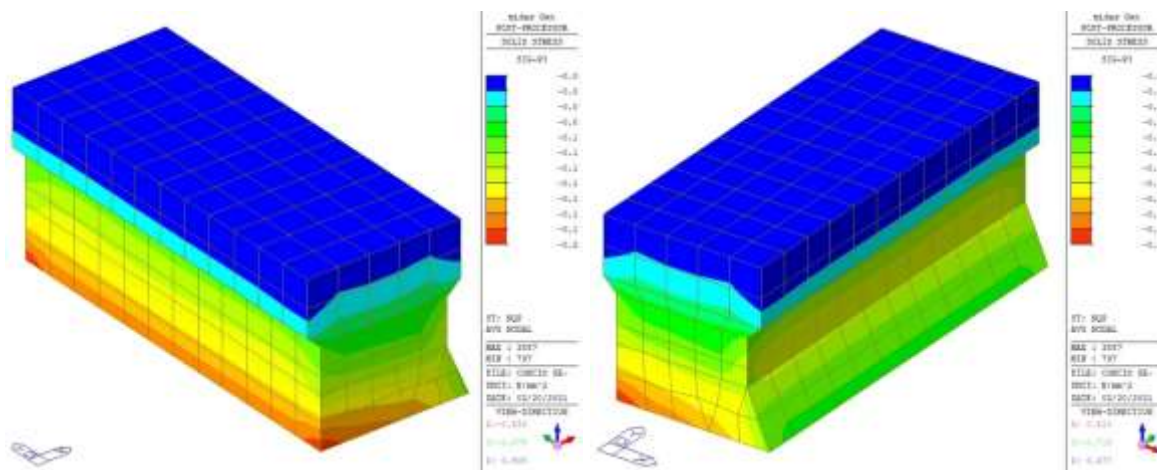
4.6.4 Verifiche tensionali SLE/SLD

Si mostrano di seguito le tensioni principali ricavate dall'analisi elastica considerando le sezioni descritte in precedenza e il concio nella sua interezza. Si mostrano due viste per ogni mappatura.

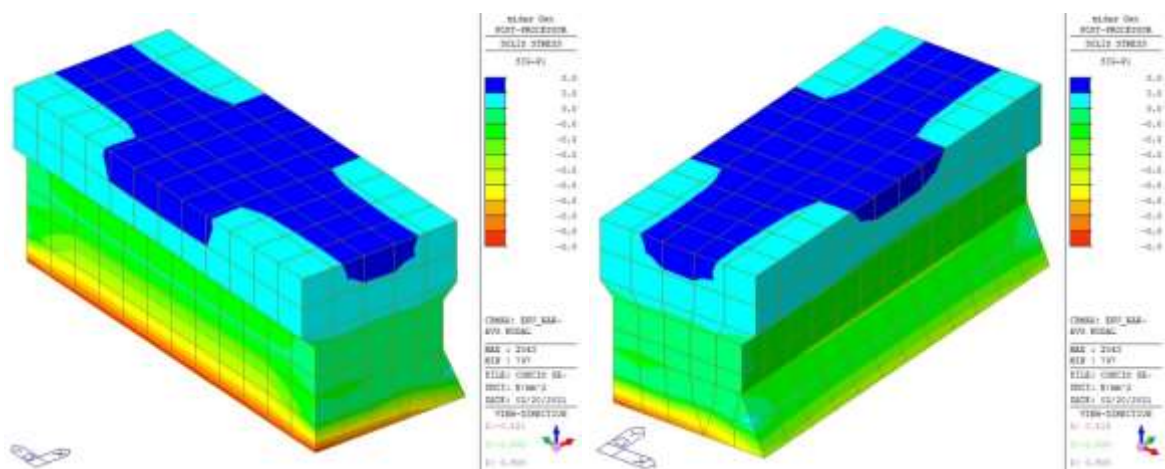
Sezione a quota +130.5m



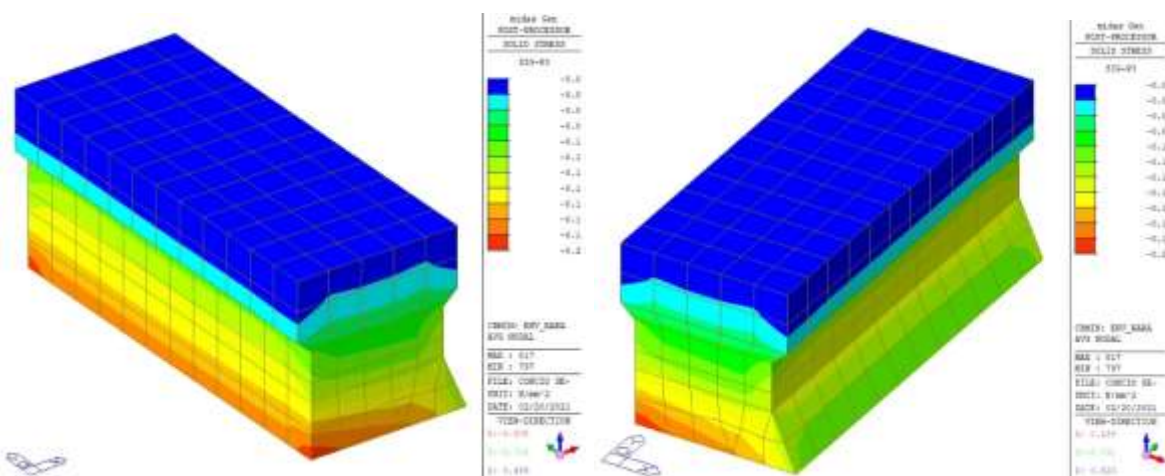
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



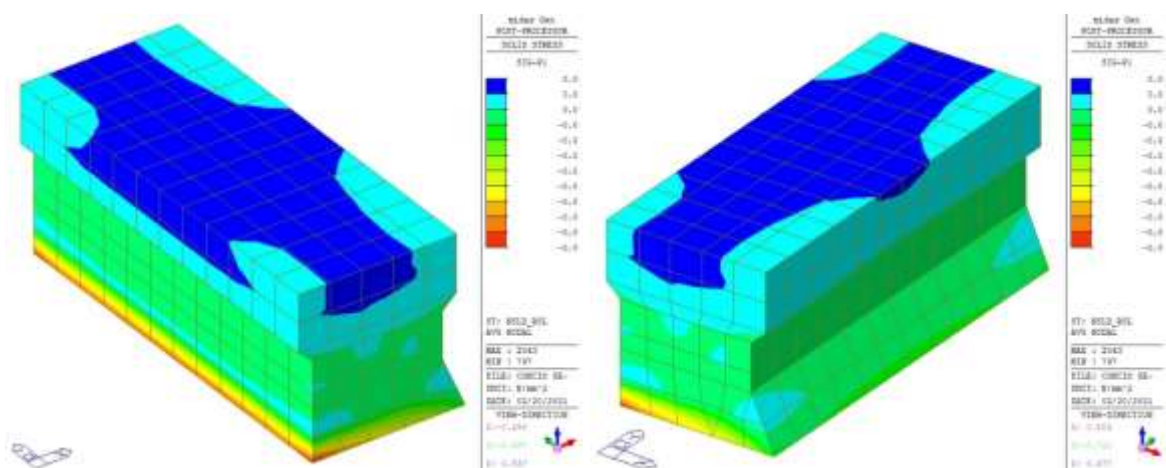
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



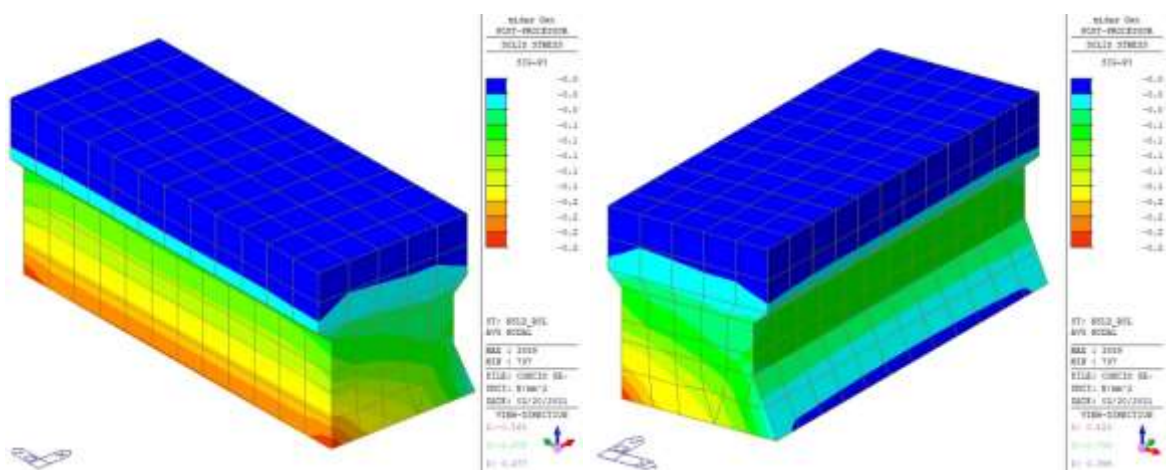
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



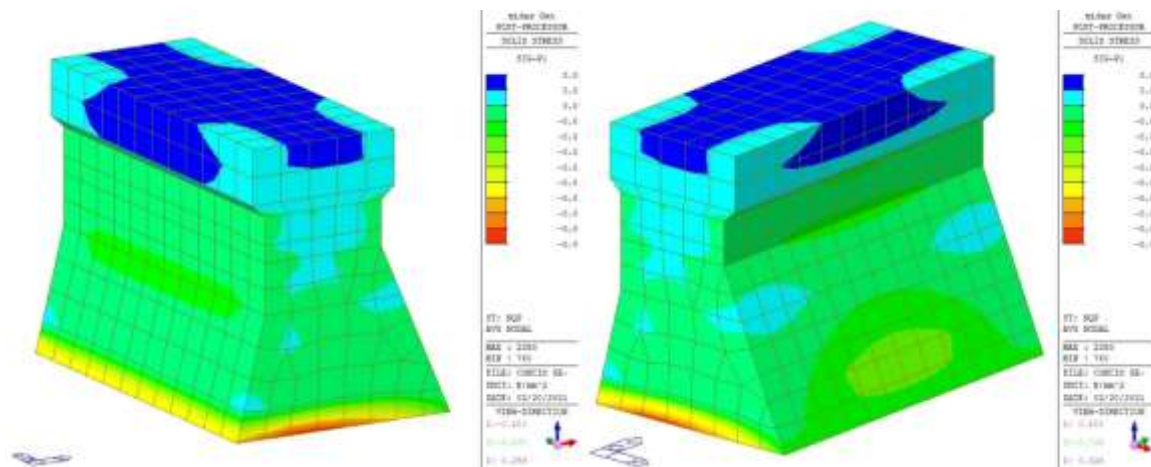
Tensioni principali di trazione (SLD)



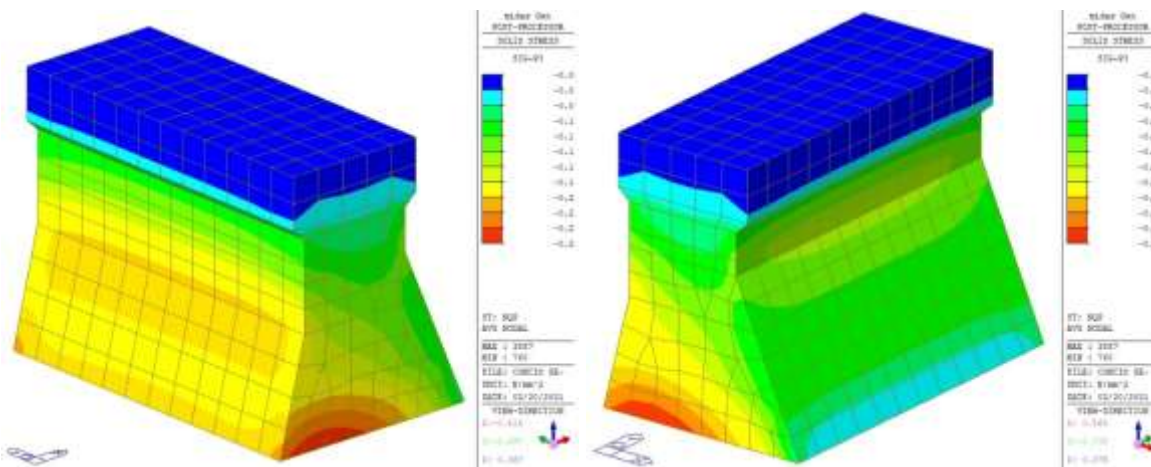
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

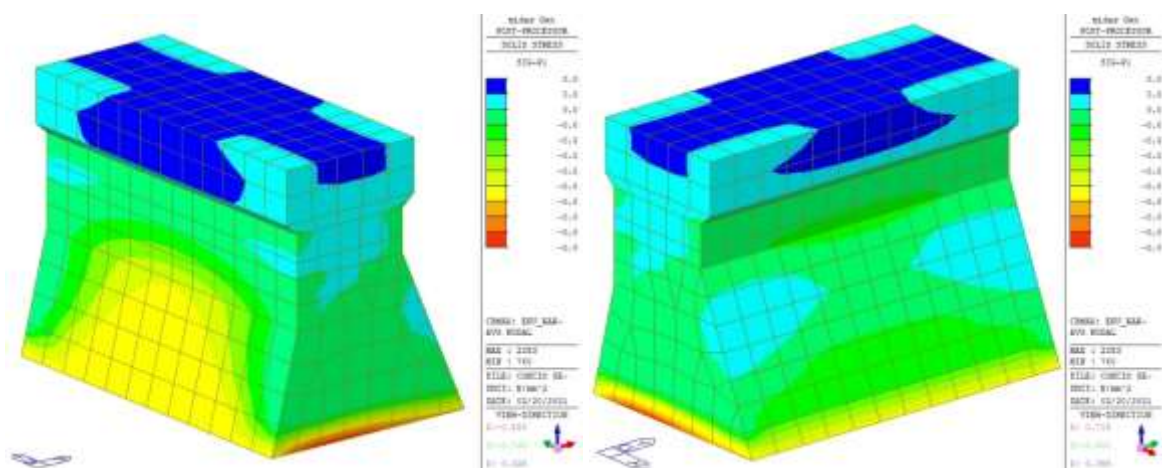
Sezione a quota +133.2m



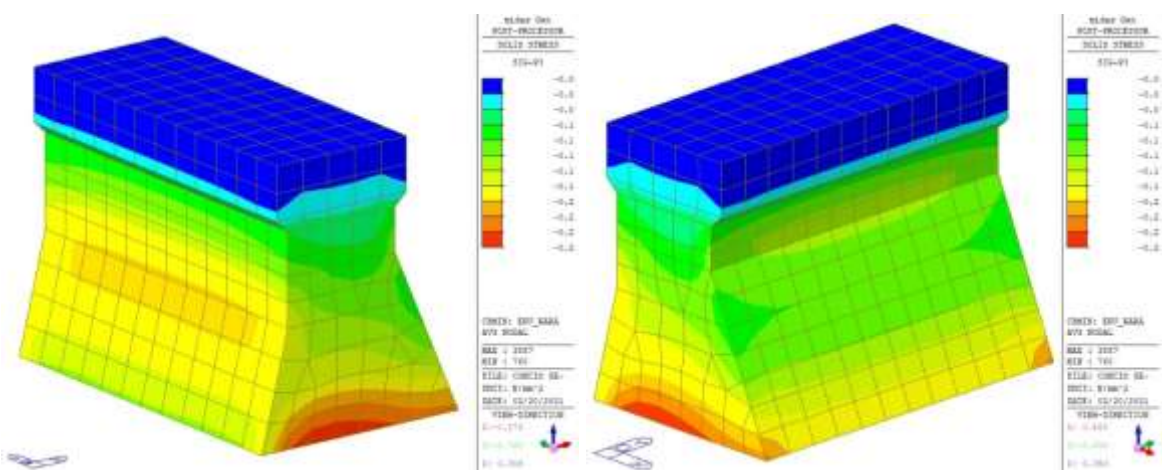
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



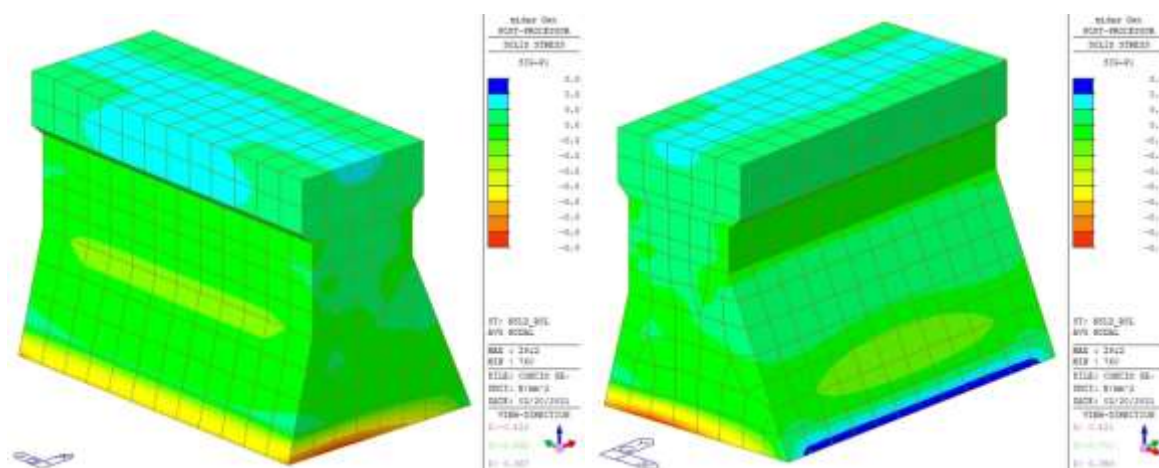
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



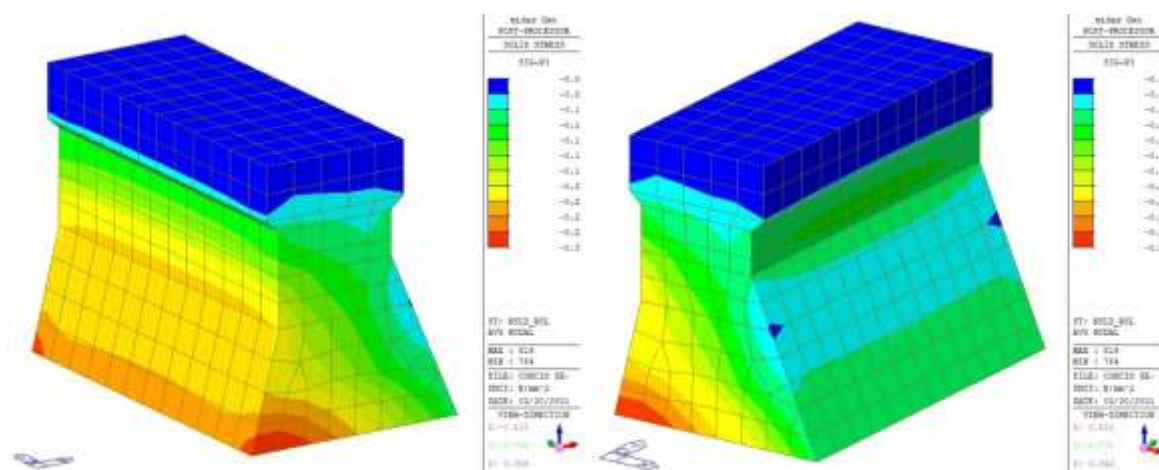
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



Tensioni principali di trazione (SLD)

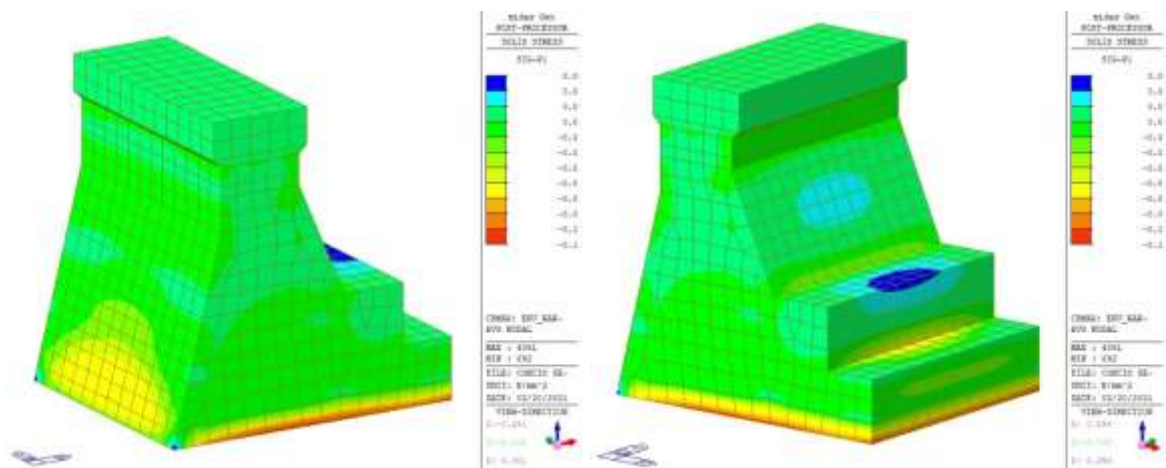


Tensioni principali di compressione (SLD)

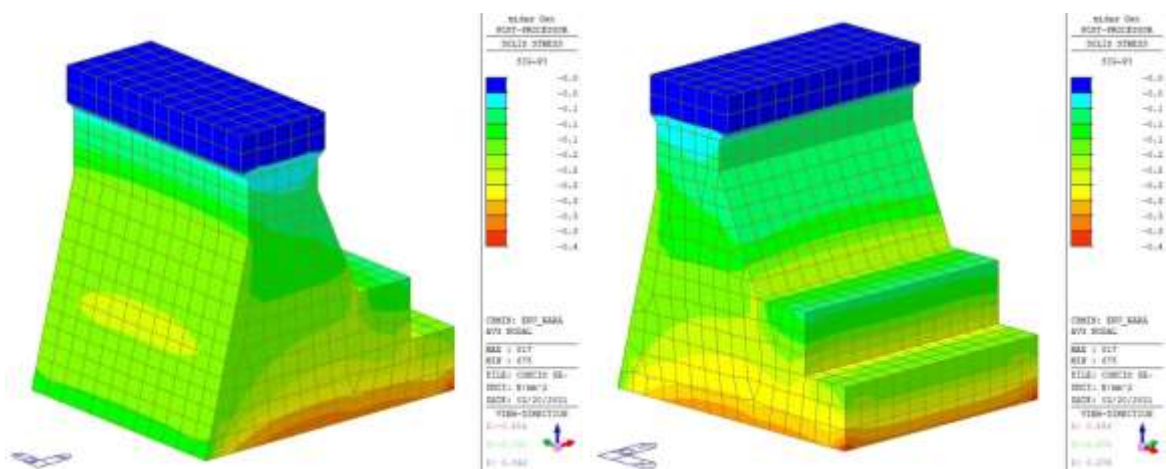
Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

[illegible]

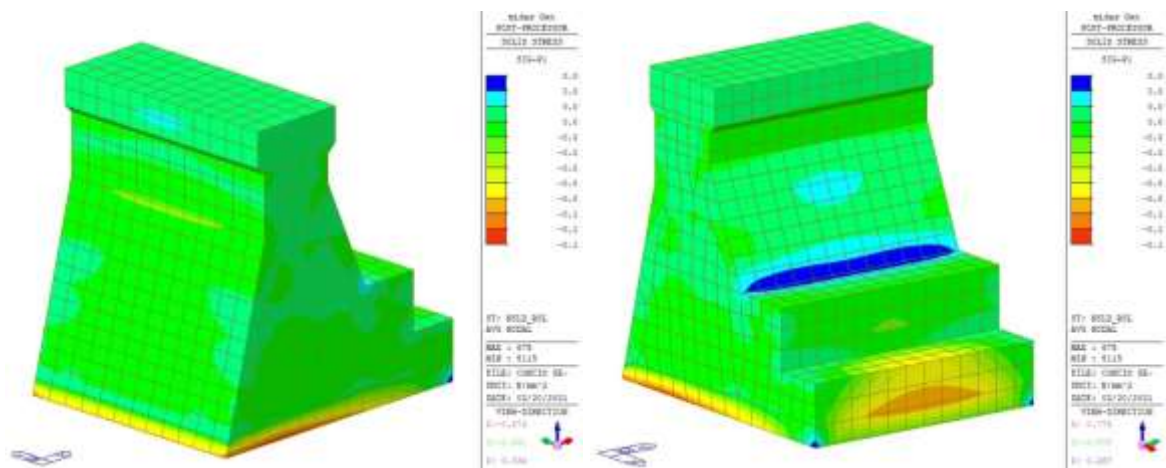
Progetto Esecutivo



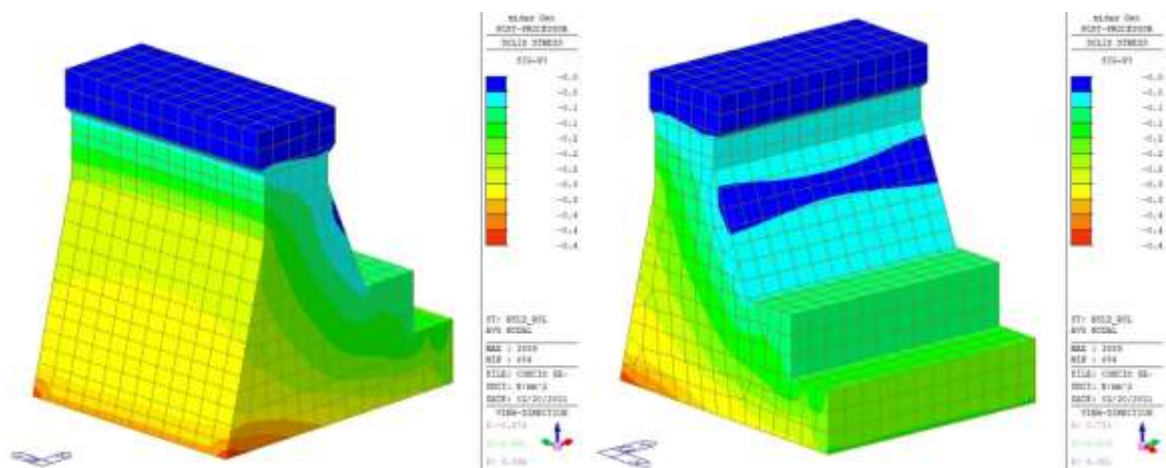
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



Tensioni principali di trazione (SLD)



Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

Figure 10 displays two 3D finite element analysis (FEA) plots showing the von Mises stress distribution on the front and back faces of a mechanical part. The plots use a color scale from blue (low stress) to red (high stress). The front face plot on the left shows a maximum stress of 0.0, while the back face plot on the right shows a maximum stress of 0.1. Both plots include a legend, a coordinate system, and a table of properties.

Front Face Plot (Left):

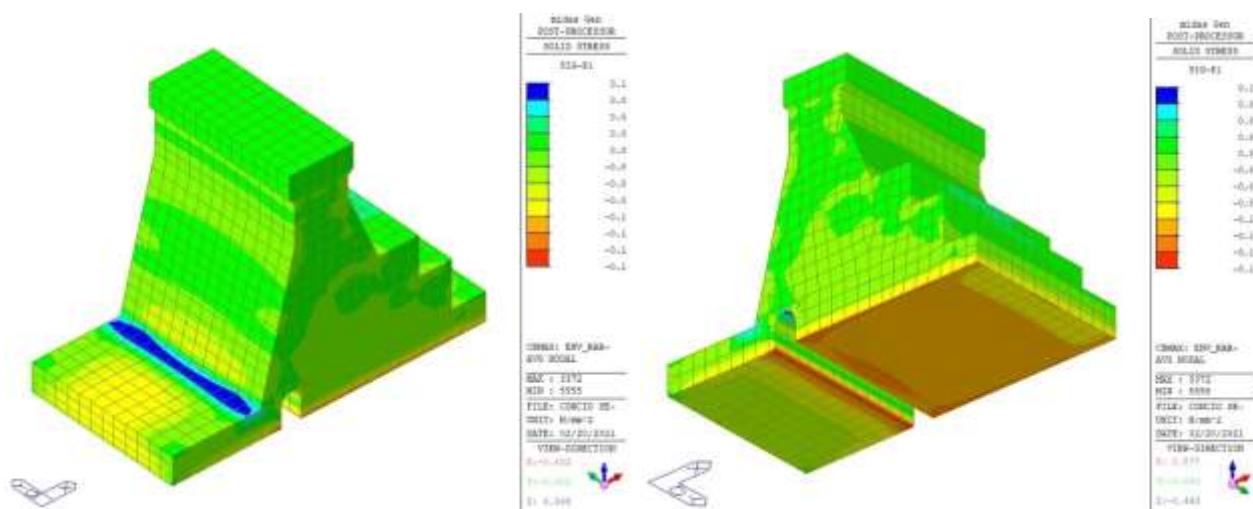
- Legend: von Mises stress scale from 0.0 to 0.0.
- Properties:
 - VT: SUB
 - SV: SCALE
 - MAX: 0.0
 - MIN: 0.0
 - ELEM: 0.0
 - UNIT: 0.0
 - DATE: 02/20/2021
 - VIS: 0.0

Back Face Plot (Right):

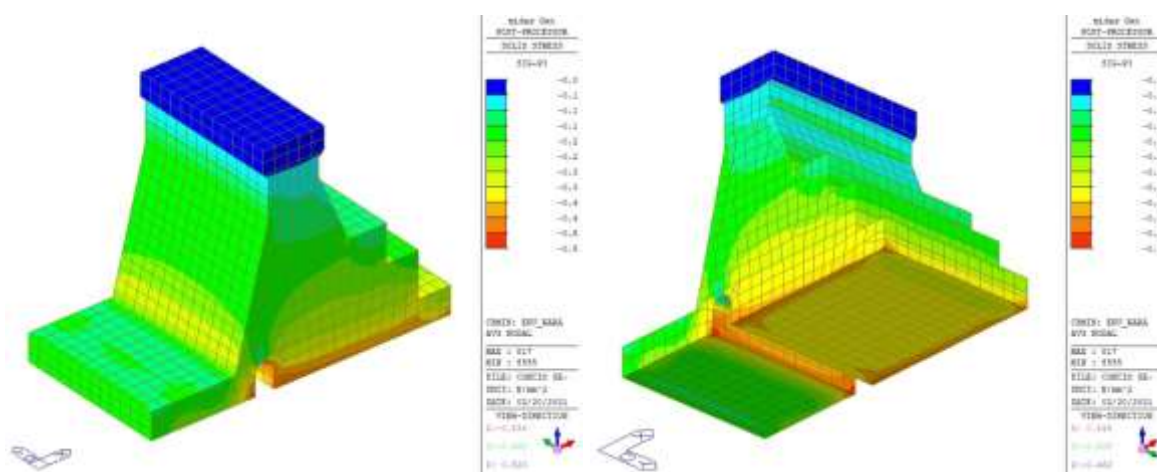
- Legend: von Mises stress scale from 0.0 to 0.1.
- Properties:
 - VT: SUB
 - SV: SCALE
 - MAX: 0.1
 - MIN: 0.0
 - ELEM: 0.0
 - UNIT: 0.0
 - DATE: 02/20/2021
 - VIS: 0.0

Figure 10 displays two 3D finite element analysis (FEA) plots showing the stress distribution on the front and back faces of a mechanical part. The plots use a color scale from blue (low stress) to red (high stress). The front face plot on the left shows a color bar ranging from -0.0 to -0.8. The back face plot on the right shows a color bar ranging from -0.0 to -0.8. Both plots include a coordinate system at the bottom left.

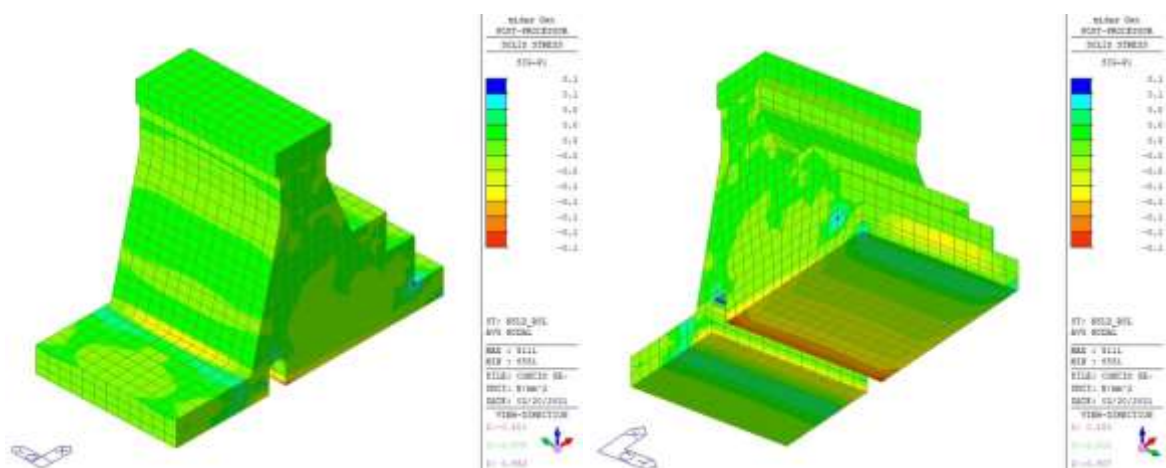
Progetto Esecutivo



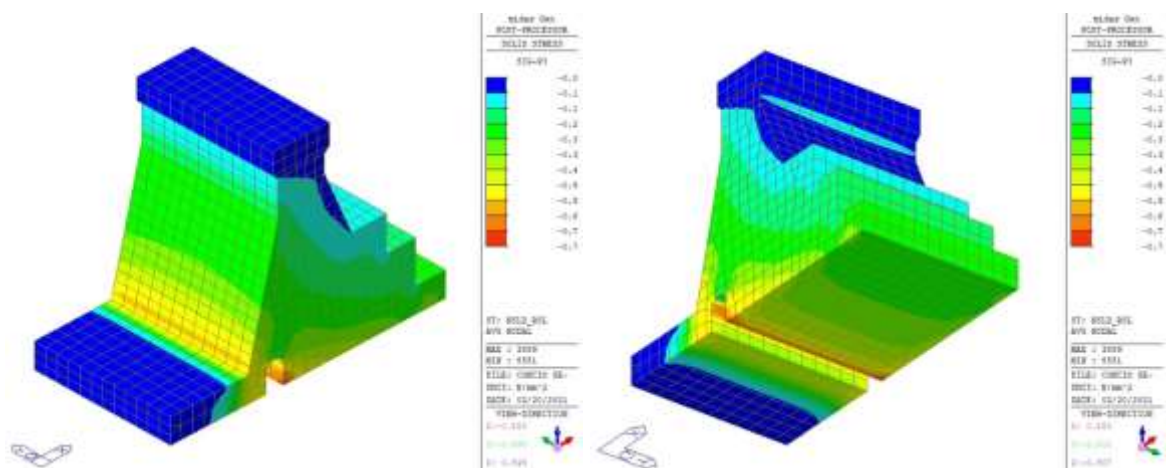
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



Tensioni principali di trazione (SLD)

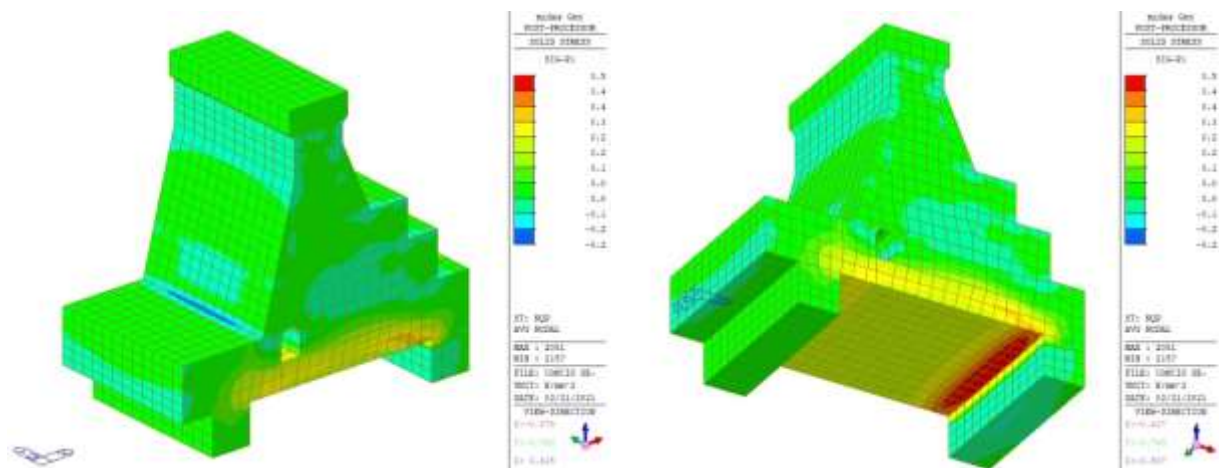


Tensioni principali di compressione (SLD)

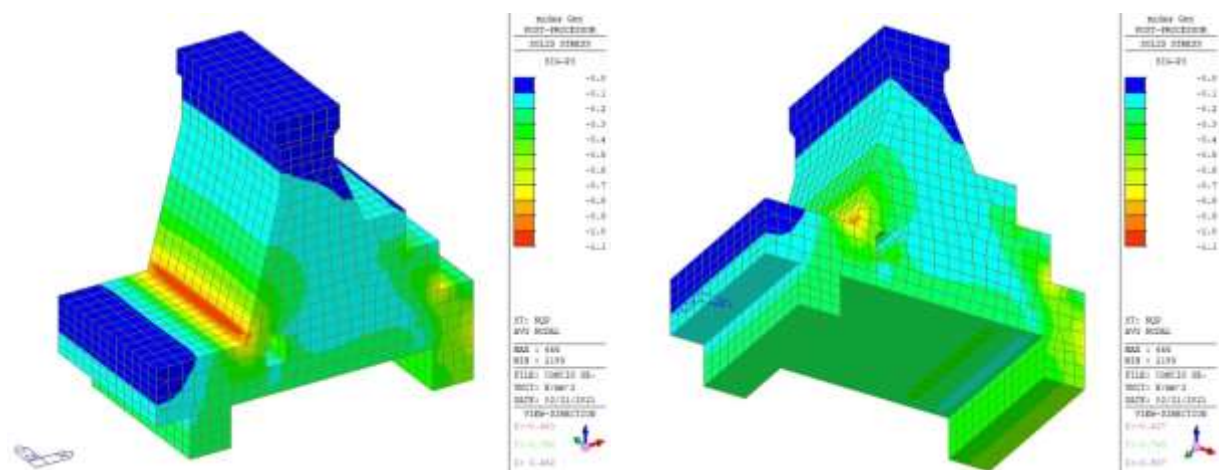
Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza a meno di zone localizzate intorno al cunicolo (combinazione quasi permanente).

In tali zone è prevista armatura integrativa in grado di assorbire l'intero sforzo di trazione. Il calcolo di tale armatura è eseguito in analogia a quanto riportato per il concio analizzato al paragrafo precedente.

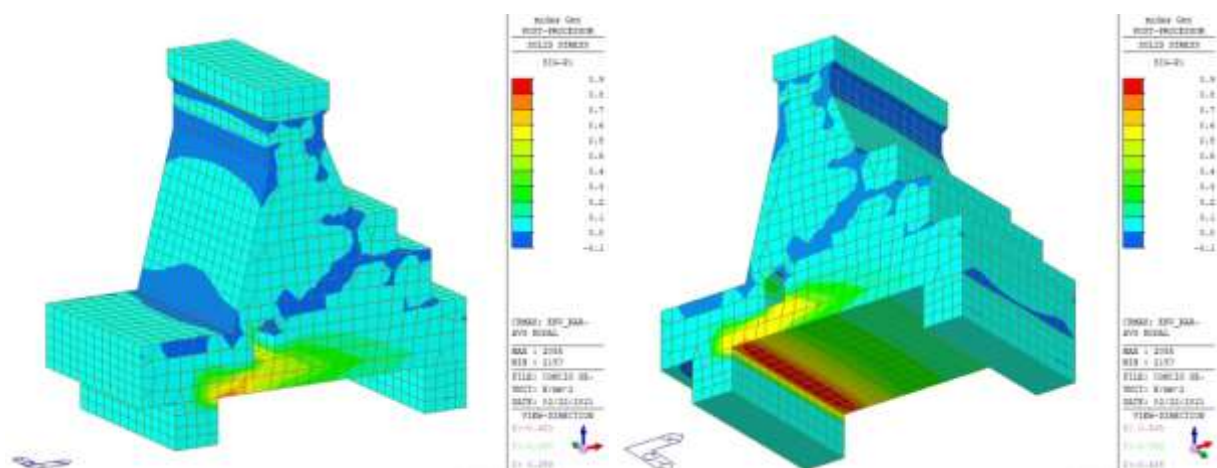
Concio intero



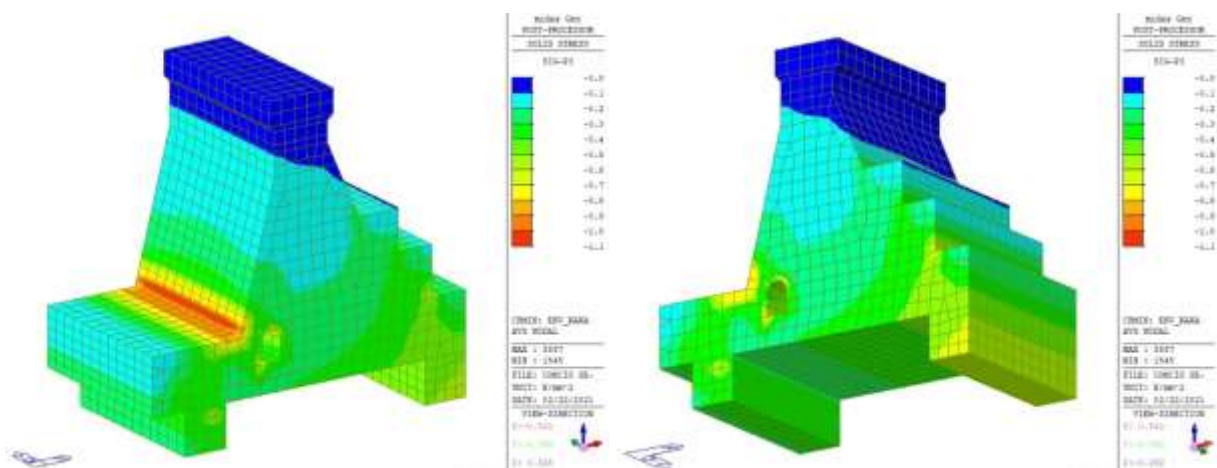
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



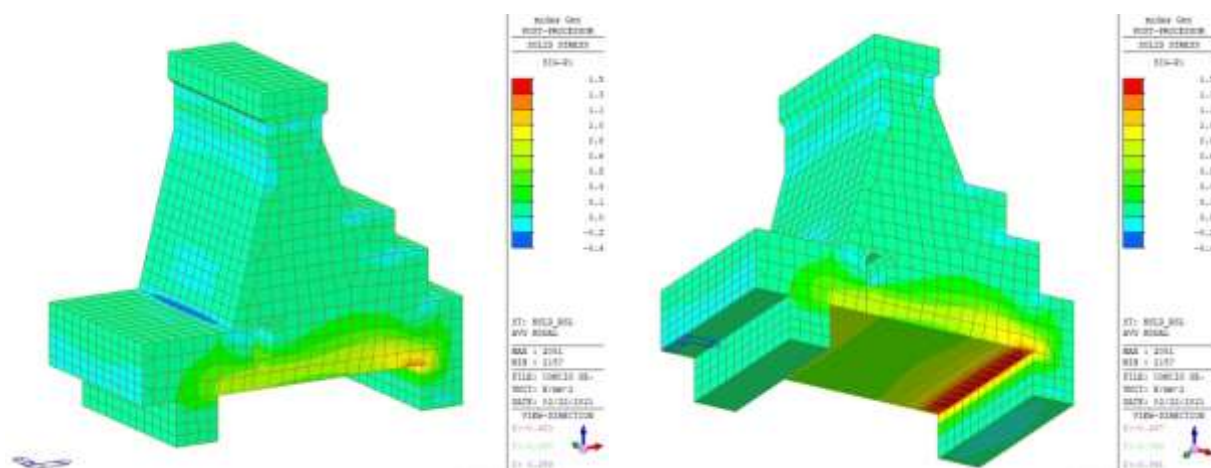
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



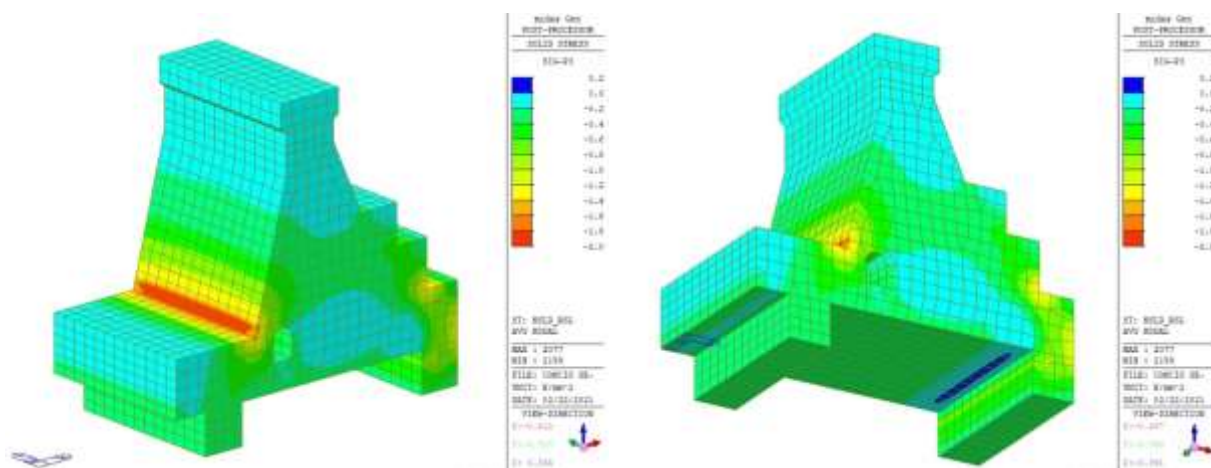
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)

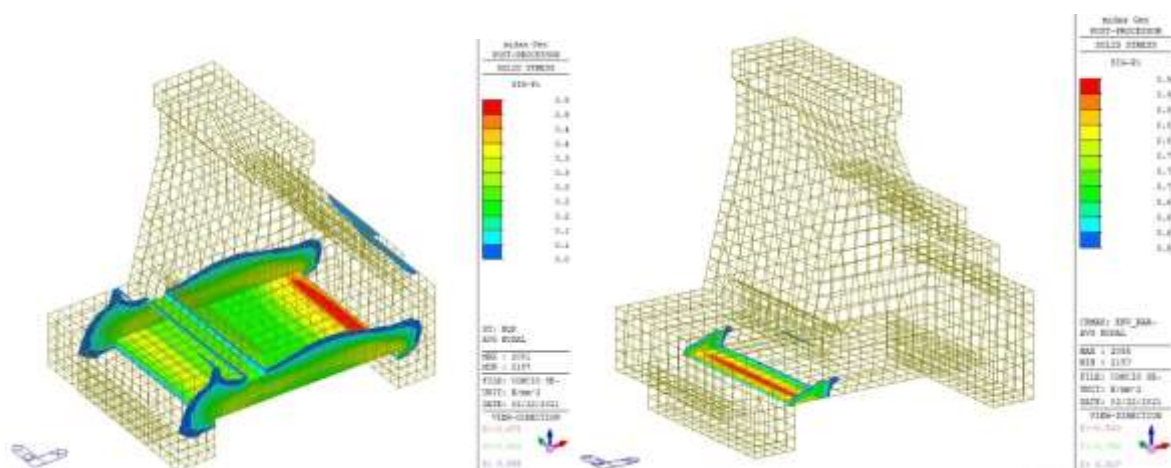


Tensioni principali di trazione (SLD)



Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza a meno della zona posta in corrispondenza della fondazione (combinazione quasi permanente e rara), evidenziate nelle figure che seguono.

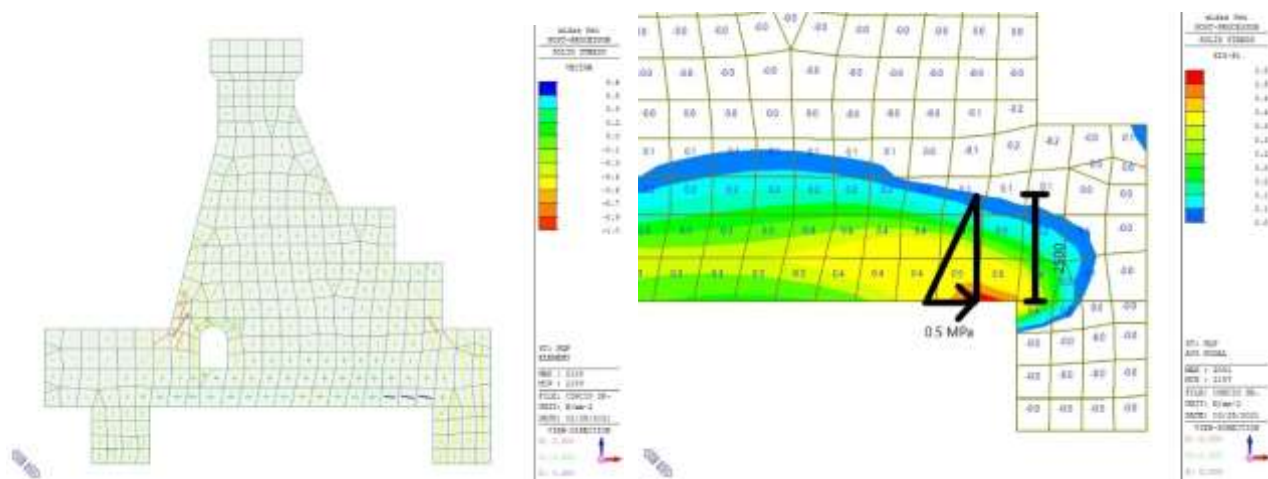


Zone che non soddisfano i limiti tensionali SLE

Con riferimento alla zona posta in corrispondenza del dente, il calcolo dell'armatura necessaria per assorbire l'intero sforzo di trazione è riportato nei paragrafi successivi.

Invece, con riferimento alla combinazione quasi permanente, sebbene la tensione agente è inferiore a quella limite di fessurazione (1.8 MPa), è comunque prevista un'armatura di pelle.

La figura che segue mostra l'andamento delle direzioni principali di tensione ed uno zoom dei valori delle tensioni di trazione nella zona maggiormente sollecitata.



Direzioni delle tensioni principali e zoom tensioni di trazione

La risultante delle trazioni agenti è pari a:

$$F_{t,Ed} = 0.5 \text{ MPa} \times 2500 \text{ mm} / 2 = 625 \text{ N/mm} = 625 \text{ kN/m}$$

È prevista un'armatura in B450C pari a 10+10Φ30/ml che, considerando una tensione limite pari a 200 MPa (limite tensionale tabelle C4.1.II e C4.1.III circolare 617/2009 per w=0.4mm), fornisce una forza ammissibile pari a:

$$F_{t,Rd} = 20 \times 706.5 \text{ mmq} \times 200 \text{ MPa} = 2826.0 \text{ kN/ml}$$

Risulta $F_{t,Ed} < F_{t,Rd}$ e pertanto l'armatura di pelle è in grado di far fronte all'intero sforzo di trazione agente.

4.7 CONCIO DI RACCORDO: 3C, 4C, 5C

Il concio presenta una lunghezza di 12 m, profilo trasversale definito dal coronamento a quota 148.25 m s.l.m., pendenza del paramento di monte (orizzontale/verticale) 0.25/1.0 e di valle 0/1.

Ai fini della verifica dei tre conci avente la sezione in oggetto, si è fatto riferimento al concio 3C posto in corrispondenza del nucleo del rilevato arginale (su piazzola) che risulta essere soggetto al valore più alto di spinta del terreno a valle.

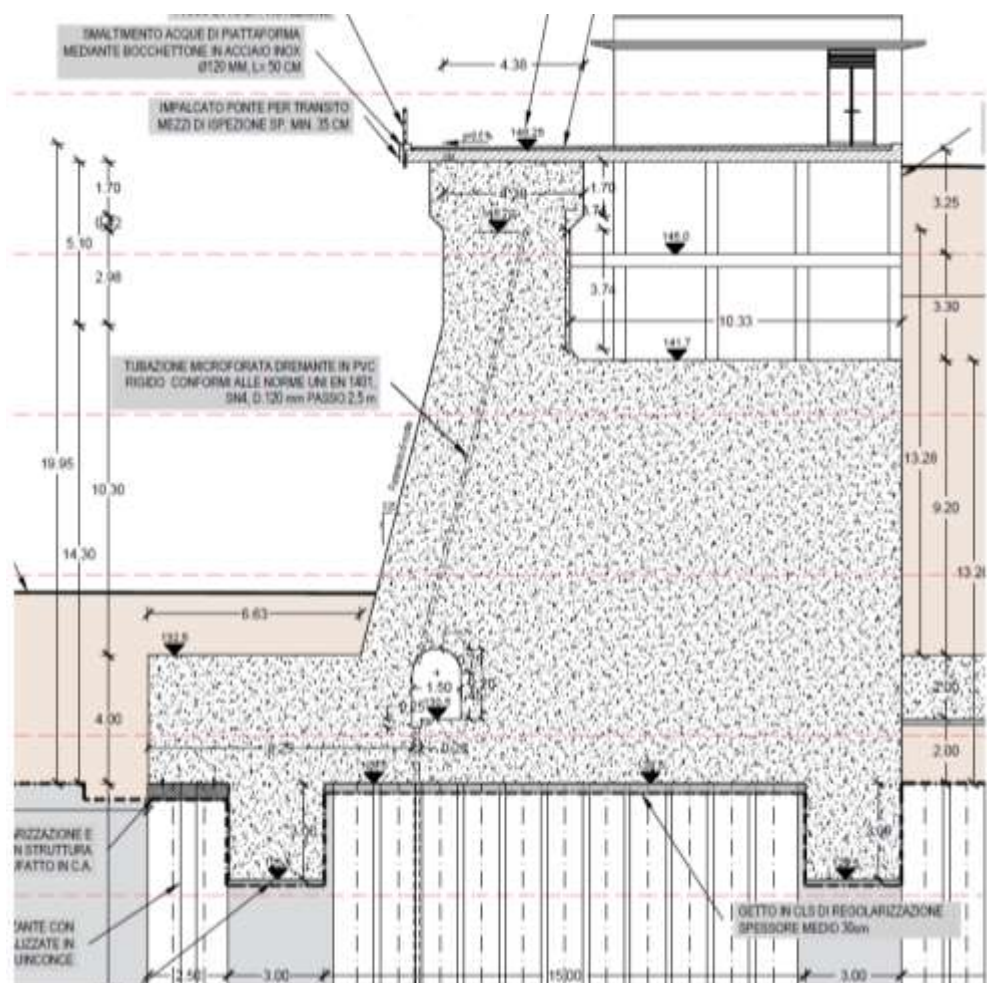
Il rilevato arginale è a quota (media) 147.0 m s.l.m. a valle e a 134.6 m s.l.m. a monte.

Il piano di fondazione è a quota 128.5 m s.l.m., approfondito alle estremità di 3.0m per la realizzazione dei due denti in corrispondenza di monte e valle.

Nel concio è ricavato un cunicolo a quota 130.5 m s.l.m.

Sulla parte superiore è presente una struttura intelaiata in c.a. ordinario per il supporto della piazzola e dell'edificio servizi.

Si riporta di seguito la sezione tipologica.



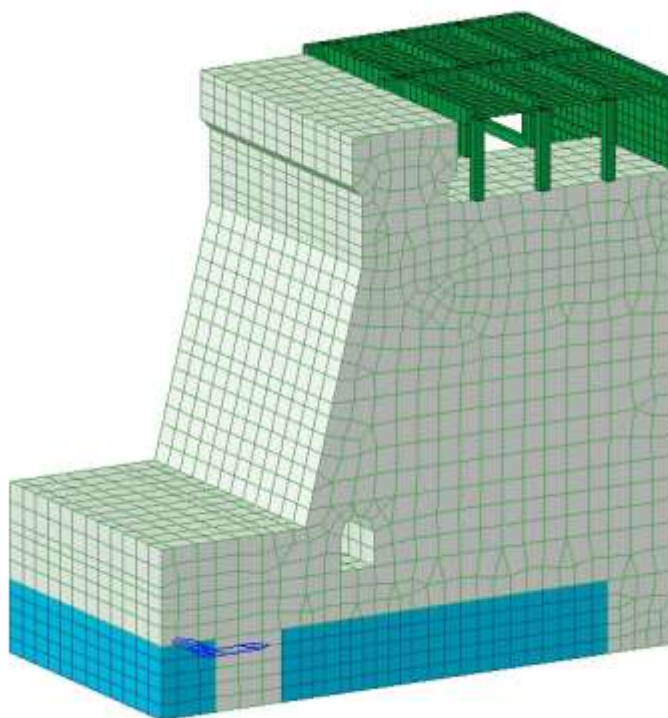
Sezione trasversale di riferimento

Dallo studio idraulico della cassa di espansione si ricavano i livelli idrici di monte e valle in condizioni di piena e per differenti periodi di ritorno. Queste corrispondono alle quote idriche del manufatto B.

Quote idriche di monte/valle

Caso	Periodo di ritorno (anni)	Quota idrica di monte (m)	Quota idrica di valle (m)
1.a	200	144.90	131.50-140.40
1.b	1000	145.70	140.40-143.70
2	1000	143.70-132.50	142.00

Si mostra di seguito un'immagine del modello FEM.



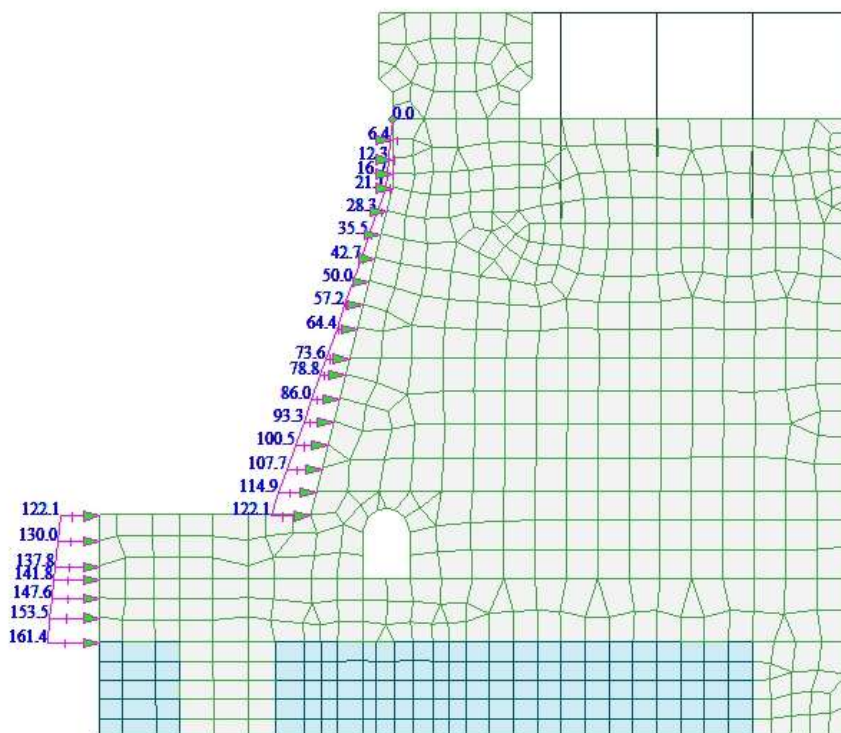
Modello FEM concio di raccordo 3C.

4.7.1 Carichi e combinazioni

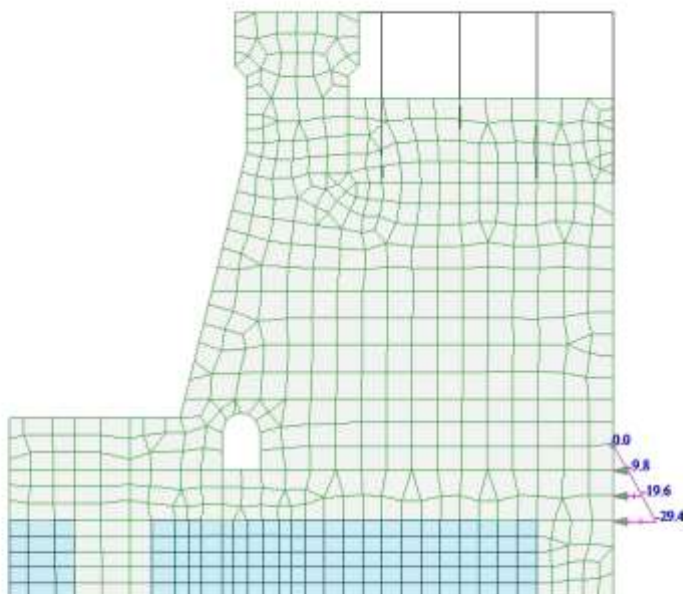
Di seguito vengono mostrati i casi elementari applicati al concio (unità di misura kN, m), oltre ai pesi propri computati automaticamente dal software. L'azione sismica è stata applicata, in accordo al metodo pseudostatico, mediante il comando "nodal body force" che consiste nell'applicare alle masse nodali, un fattore scala pari al coefficiente sismico.

Caso di carico	Descrizione
G1	Peso Proprio strutturale
Spinta idro monte caso 1.a 144.9 m	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso pari a 144.9 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 200 anni e quota di valle pari a 131.5 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 200 anni e quota di valle pari a 140.4 m s.l.m.
Sottospinta caso 1.a 131.5m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso a valle pari a 131.5 m
Sottospinta caso 1.a 140.4m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso a valle pari a 140.4 m
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 200 anni e quota di invaso 144.9 m s.l.m.
Spinta idro monte caso 1.b 145.7 m	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 145.7 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di valle pari a 140.4 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di valle pari a 143.7 m s.l.m.
Sottospinta caso 1.b 140.4m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a valle pari a 140.4 m
Sottospinta caso 1.b 143.7m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a valle pari a 143.7 m
Peso acqua monte caso 1.b 145.7 m	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso 145.7 m s.l.m.
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso pari a 143.7 m s.l.m.
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	Spinta idrostatica agente a monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di valle pari a 132.5 m s.l.m.
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	Spinta idrostatica agente a valle con periodo di ritorno 1000 anni e quota di monte pari a 142.0 m s.l.m.
Sottospinta caso 2 143.7m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a monte pari a 143.7 m
Sottospinta caso 2 132.5m	Sottospinta dell'acqua con periodo di ritorno 1000 anni e quota di invaso a monte pari a 132.5 m
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	Peso dell'acqua di monte con periodo di ritorno 1000 anni e quota di monte pari a 143.7 m s.l.m.
H2O servizio	Spinte e sottospinte idrauliche esercitate dall'acqua in condizioni di normale esercizio (quota di falda).
Spinta terreno statica monte	Spinta del terreno di monte in condizioni statiche
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	Incremento di spinta sismica del terreno allo SLD
Sisma orizzontale SLD_RSL	Azione sismica orizzontale allo SLD applicata alla massa strutturale
Sisma verticale SLD_RSL	Azione sismica verticale allo SLD applicata alla massa strutturale
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	Azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio allo SLD
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	Incremento di spinta sismica del terreno allo SLC

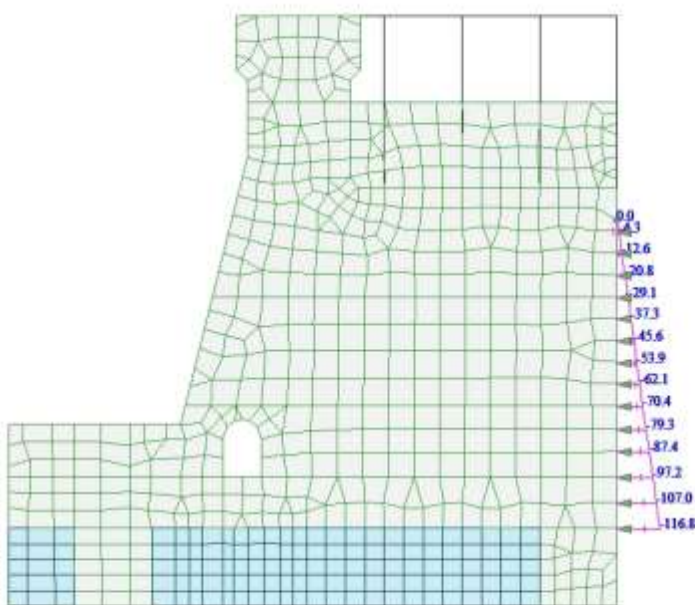
Sisma orizzontale SLC_RSL	Azione sismica orizzontale allo SLC da RSL applicata alla massa strutturale
Sisma verticale SLC_RSL	Azione sismica verticale allo SLC da RSL applicata alla massa strutturale
Sovrappinta idrodinamica SLC_RSL	Azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio allo SLC con accelerazioni da RSL
Spinta terreno statica valle	Spinta del terreno di valle in condizioni di bacino vuoto
Spinta terreno statica valle H2O 140.4	Spinta del terreno di valle in condizioni statiche con pelo libero dell'acqua a quota 140.4 m
Spinta terreno statica valle H2O 142.0	Spinta del terreno di valle in condizioni statiche con pelo libero dell'acqua a quota 142.0 m
Spinta terreno statica valle H2O 143.7	Spinta del terreno di valle in condizioni statiche con pelo libero dell'acqua a quota 143.7 m



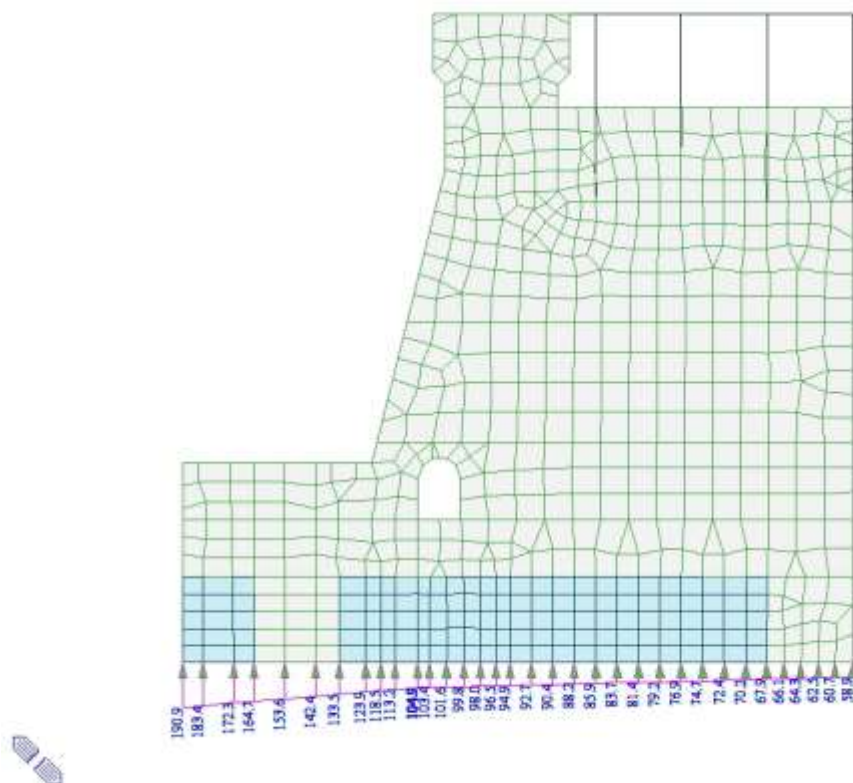
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m



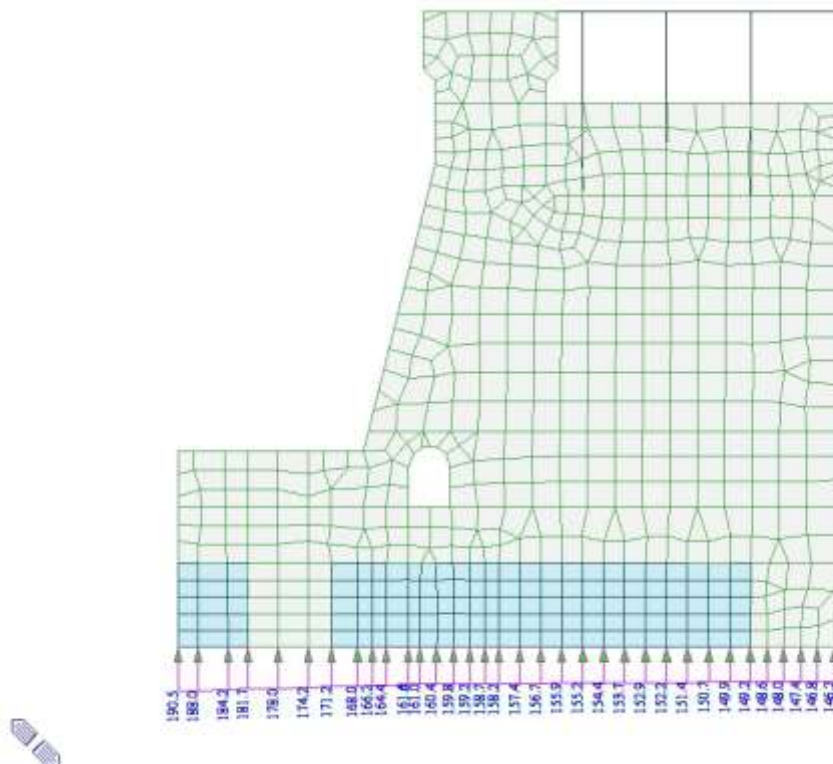
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m



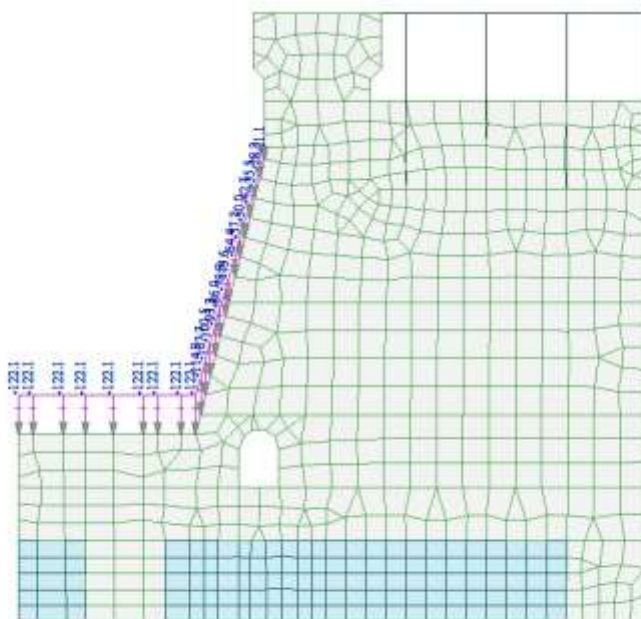
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m



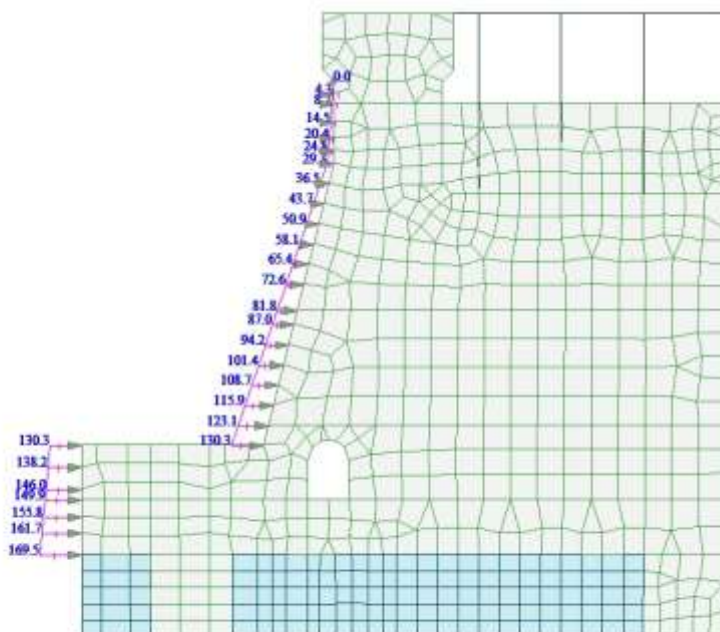
Sottospinta caso 1.a 131.5 m



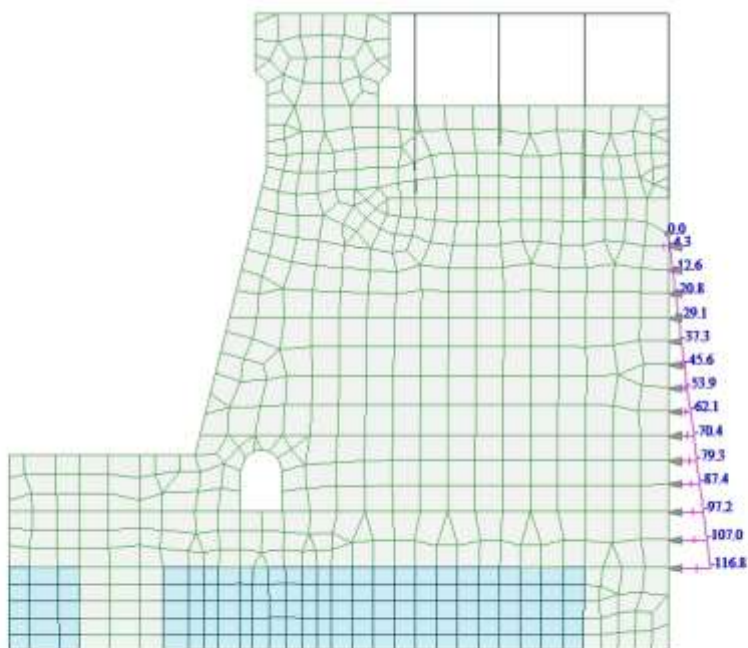
Sottospinta caso 1.a 140.4 m



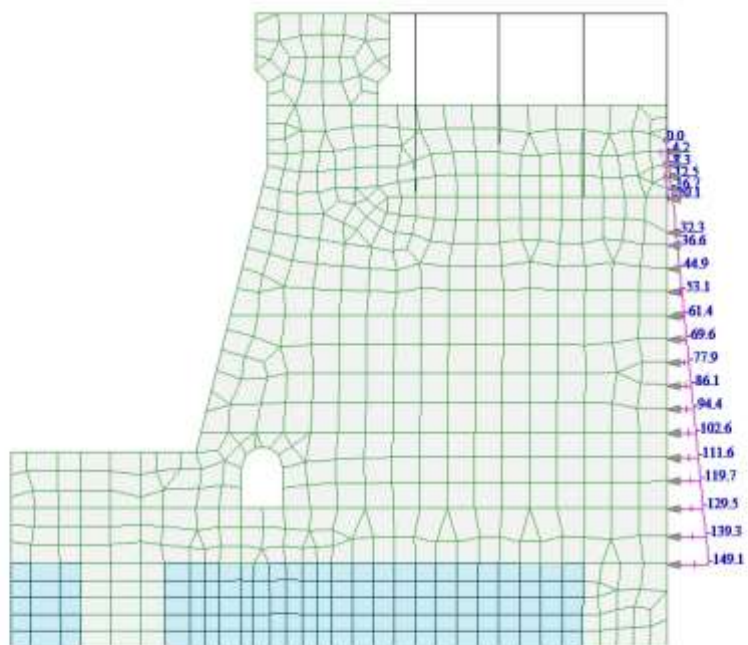
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m



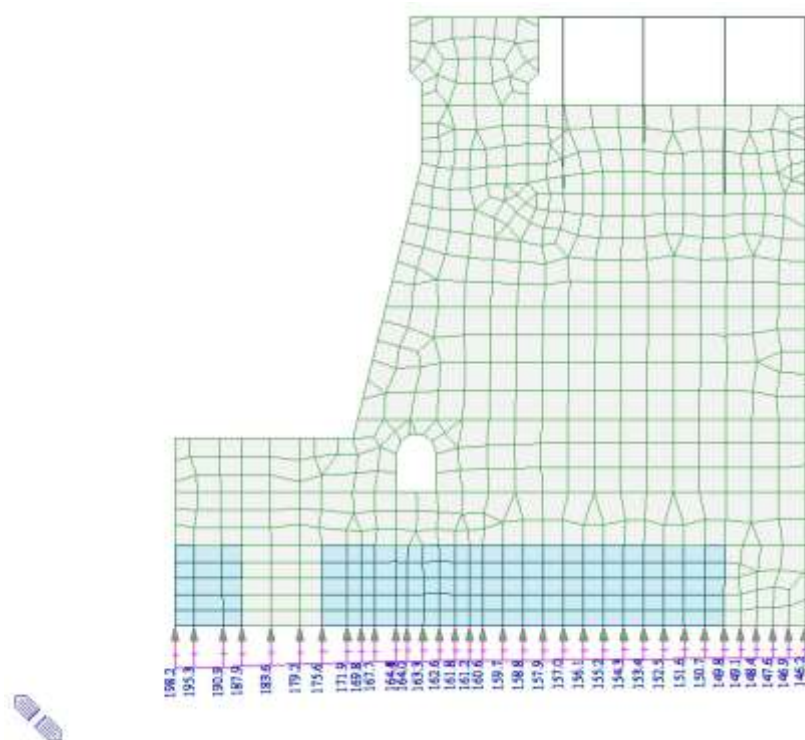
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m



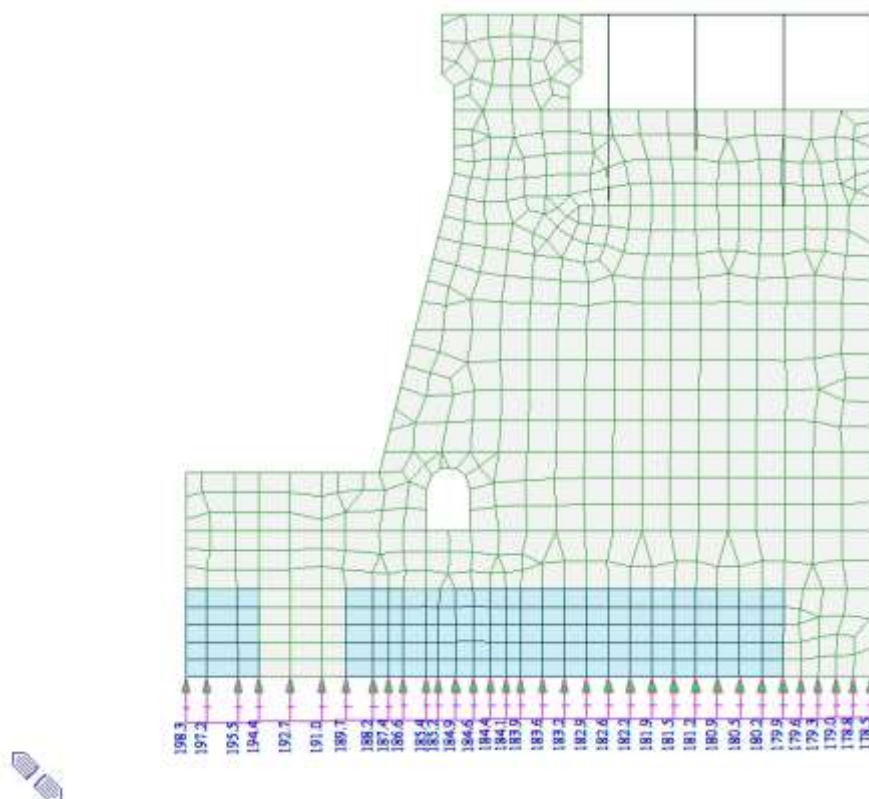
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m



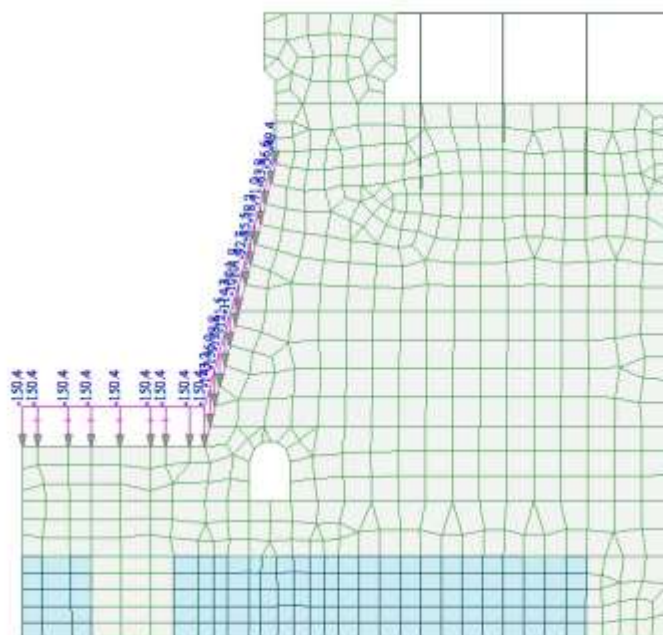
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m



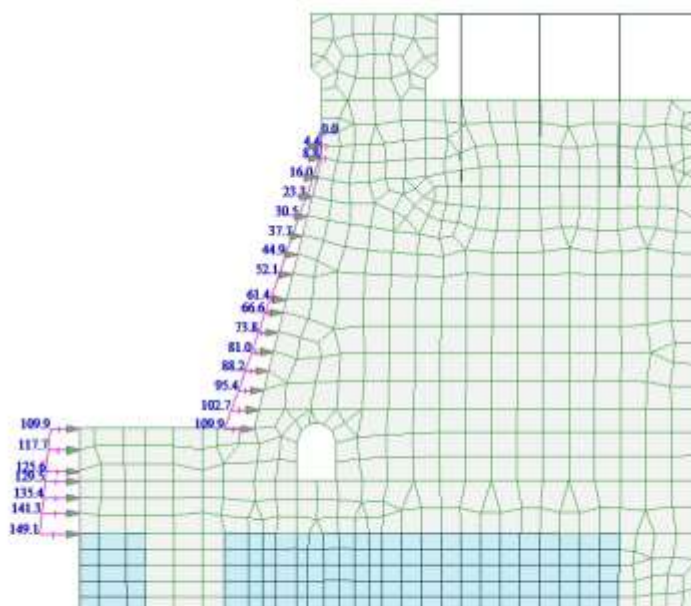
Sottospinta caso 1.b 140.4 m



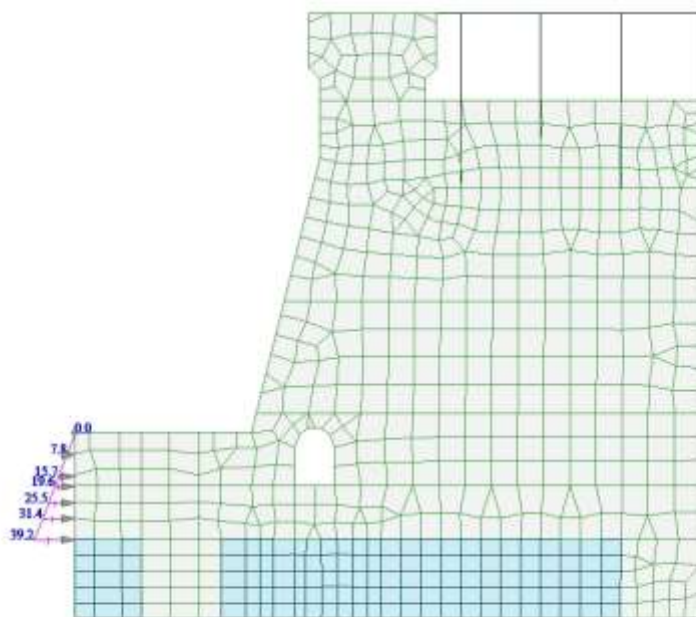
Sottospinta caso 1.b 143.7 m



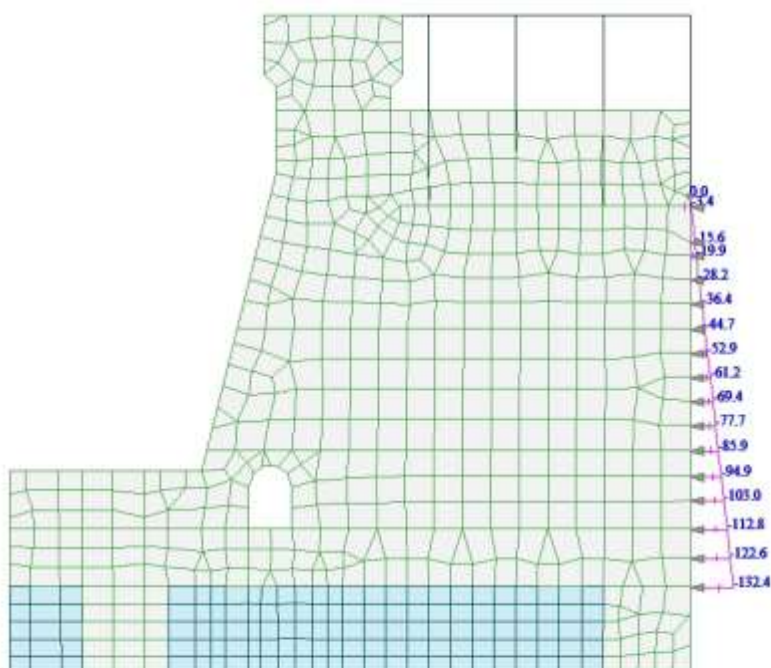
Peso acqua monte 1.b 145.7 m



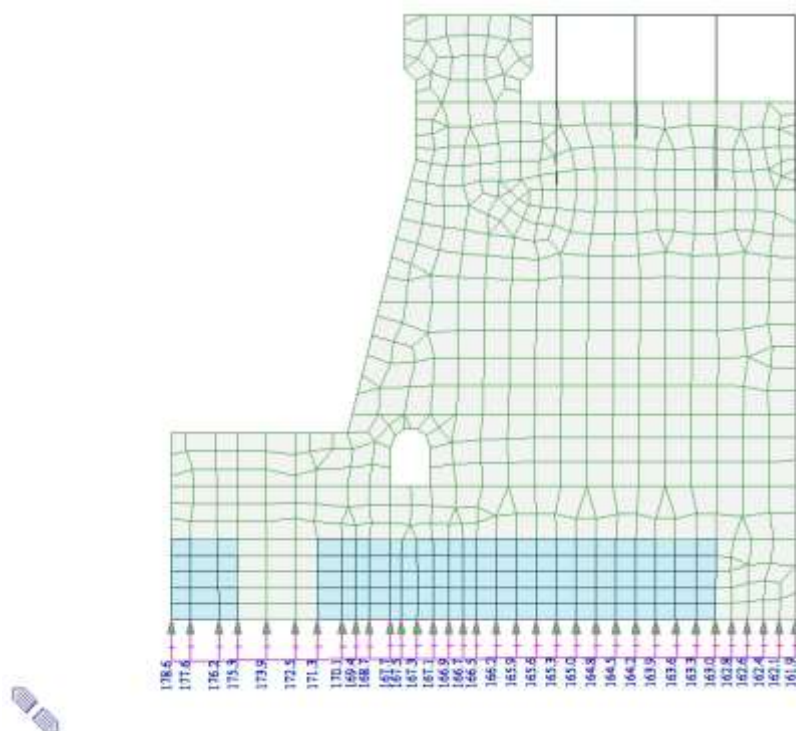
Spinta idro monte caso 2 143.7 m



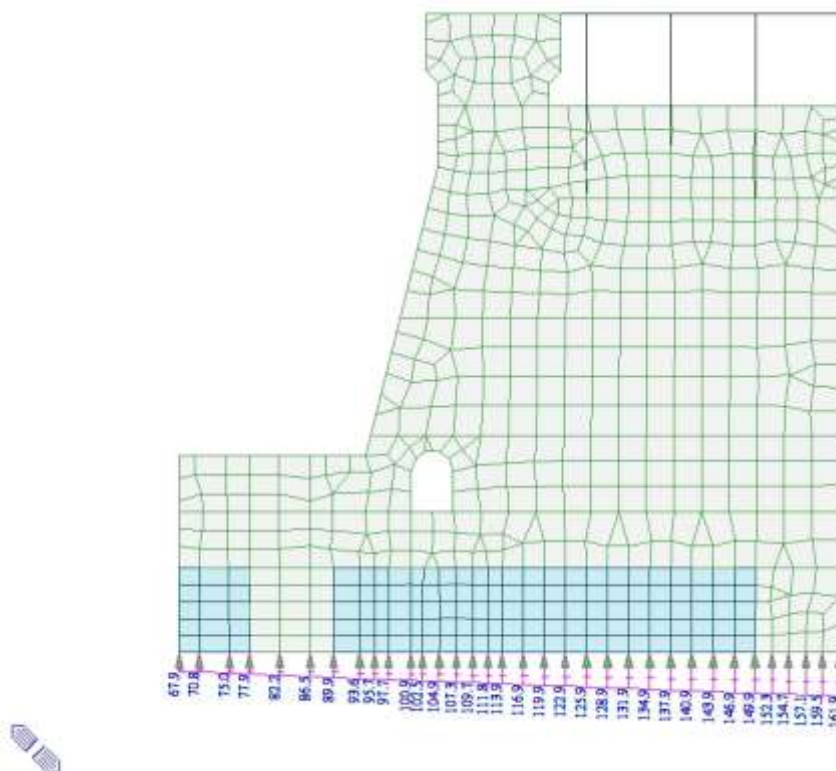
Spinta idro monte caso 2 132.5 m



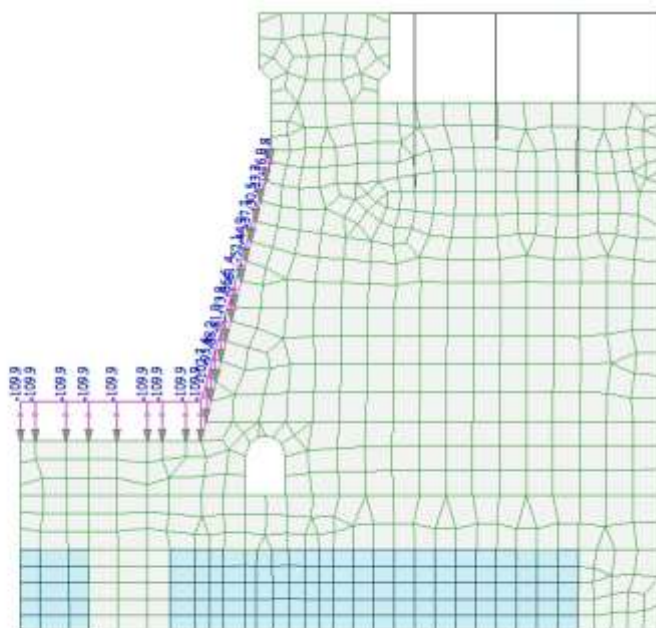
Spinta idro valle caso 2 142.0 m



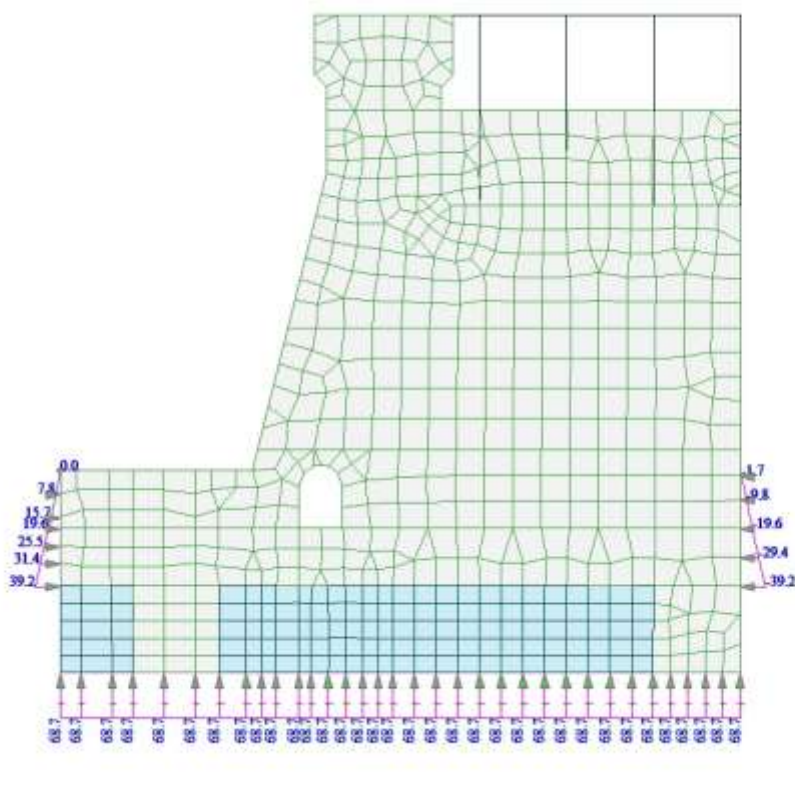
Sottospinta caso 2 143.7 m



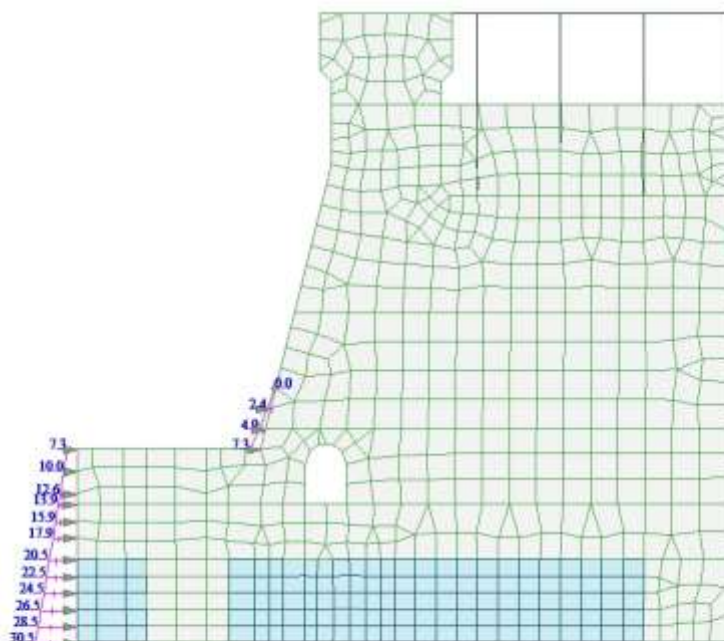
Sottospinta caso 2 132.5 m



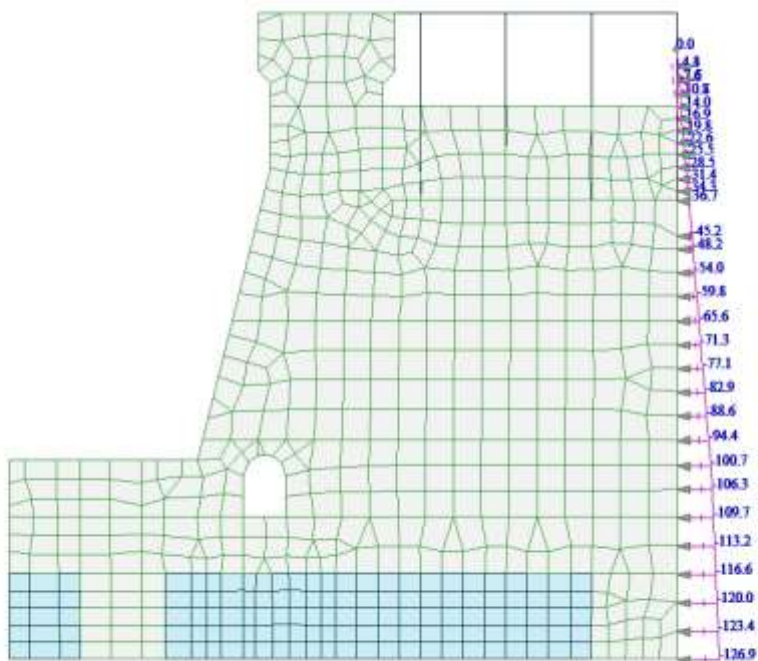
Peso acqua monte caso 2 143.7 m



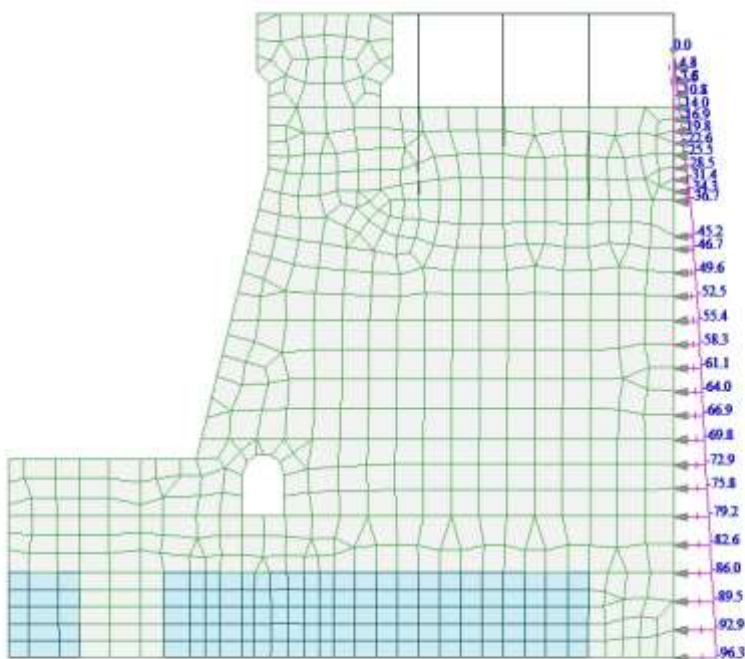
H2O servizio



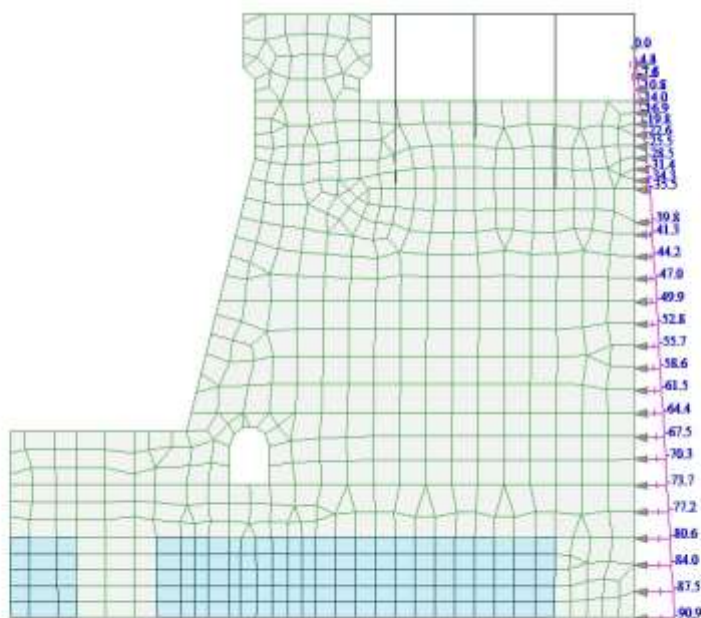
Spinta terreno statica monte



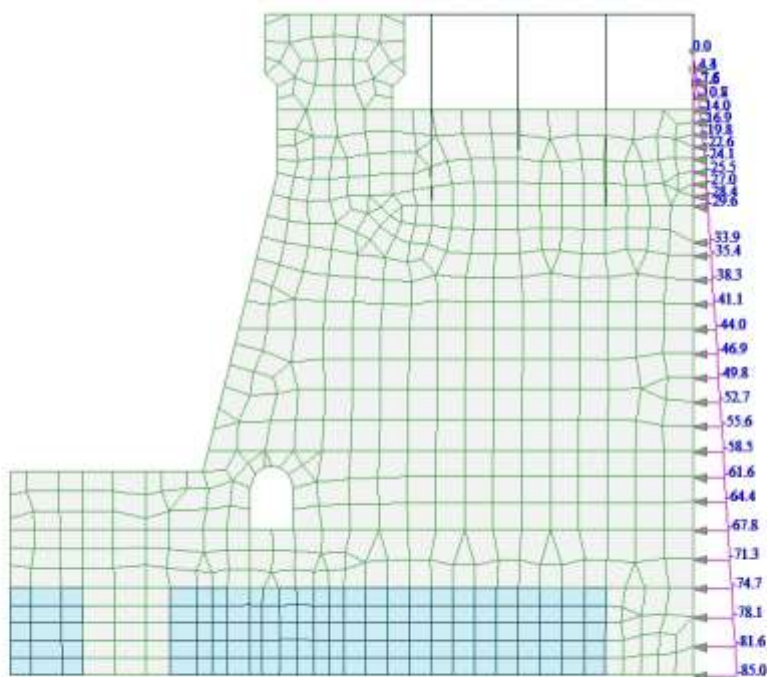
Spinta terreno statica valle



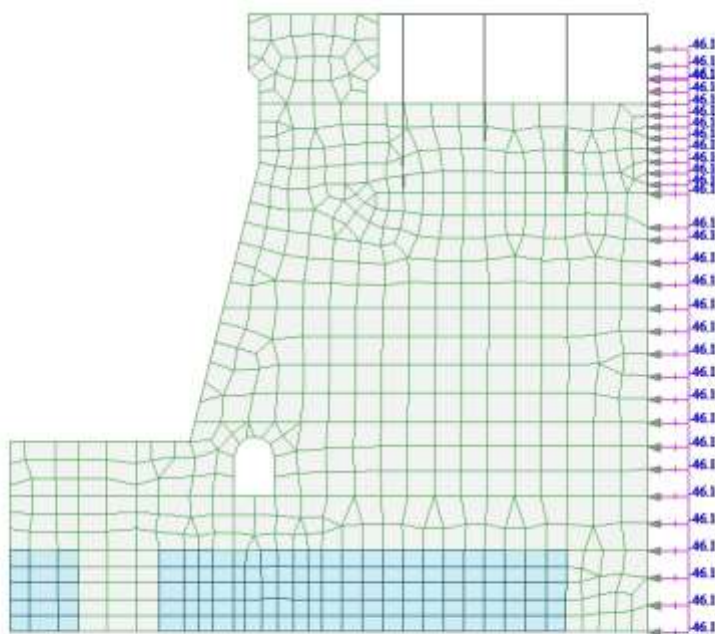
Spinta terreno statica valle H2O 140.4



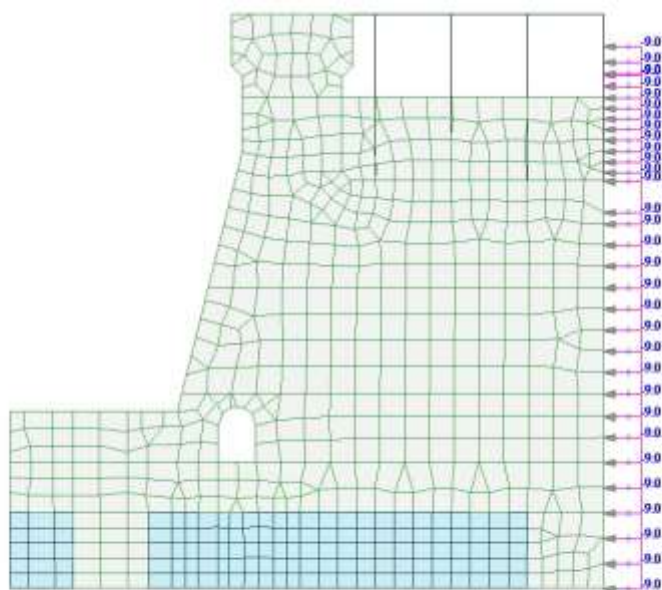
Spinta terreno statica valle H2O 142.0



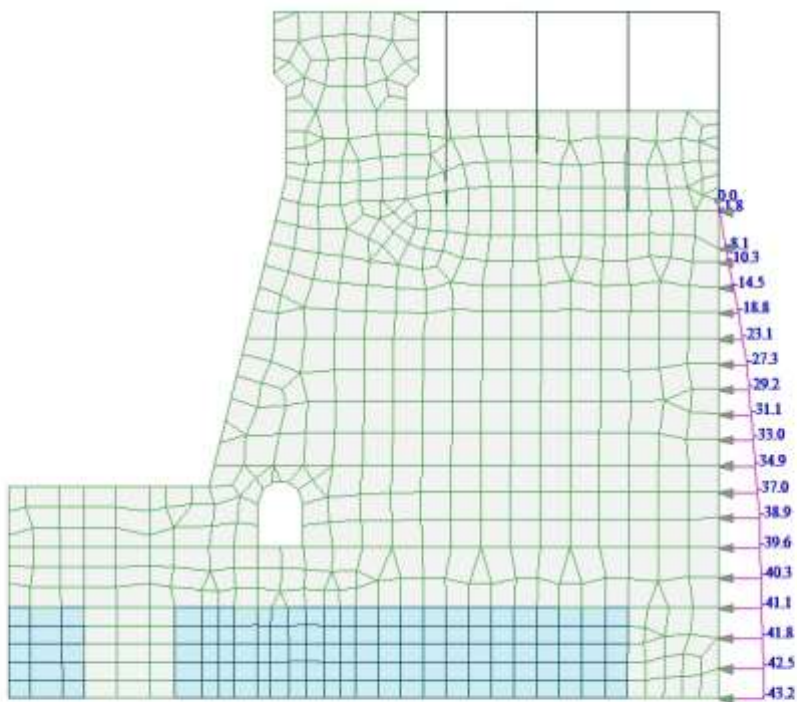
Spinta terreno statica valle H2O 143.7



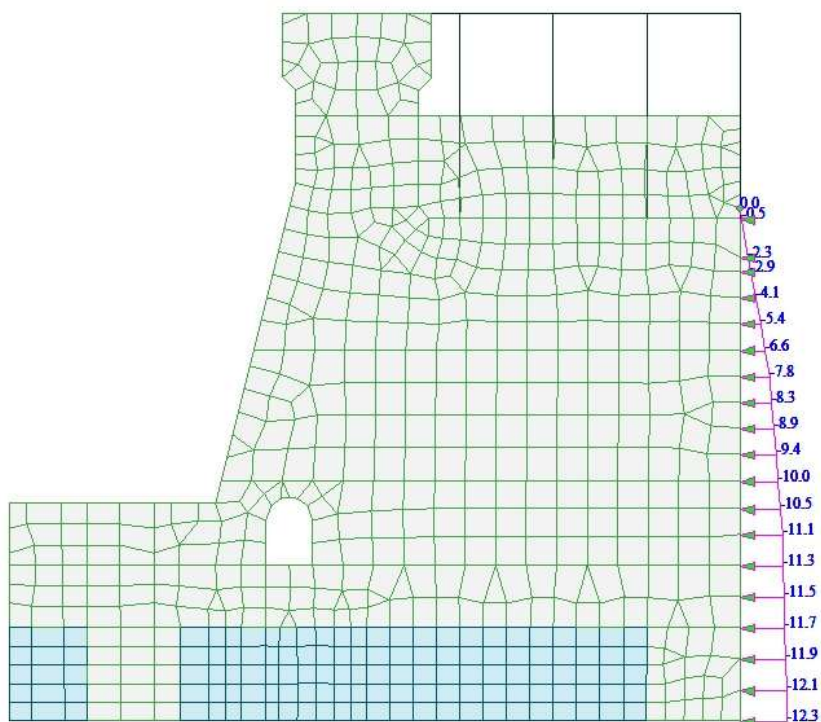
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL



Delta spinta terreno sismica SLD_RSL



Sovrappinta idrodinamica SLC_RSL



Sovrappinta idrodinamica SLD_RSL

Si riportano di seguito le reazioni vincolari caratteristiche globali agenti nei singoli casi di carico elementari. Tali azioni sono state valutate mediante analisi lineare elastica.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	-0.000000	-0.000000	98936.358361
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-15927.663150	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	529.706366	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	8347.176364	0.000000	-0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-29605.193717
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-45577.687904
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	11920.609350
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-17581.633443	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	8347.176364	0.000000	-0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	13597.357500	0.000000	-0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-46378.987994
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-52285.083932
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	24682.678933
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-13599.014400	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	-941.760000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	10721.948700	0.000000	-0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-47299.297656
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-32401.800000
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	10568.754447
H2O servizio	-1.827196	0.000000	-19373.400000
Spinta terreno statica monte	-1683.561585	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	10177.950567	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-6917.053783
Sisma orizzontale SLC_RSL	35672.234511	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-23715.612971
Spinta terreno statica valle	18282.245286	0.000000	-0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 140.4	14448.114514	0.000000	-0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 142.0	13422.484448	0.000000	-0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 143.7	12194.434158	0.000000	-0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	11894.276139	0.000000	-0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	2322.092956	0.000000	-0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	5864.967432	0.000000	-0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	1671.515718	0.000000	-0.000000

Reazioni vincolari agenti nei singoli casi di carico

Si riportano di seguito le combinazioni di carico.

Combinazione	Descrizione
ECC_1	Combinazione eccezionale (Tr = 200 anni) con quota di massimo invaso a monte 144.9 m e quota di valle pari a 131.5 m
ECC_2	Combinazione eccezionale (Tr = 200 anni) con quota di massimo invaso a monte 144.9 m e quota di valle pari a 140.4 m
ECC_3	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 145.7 m e quota di valle pari a 140.4 m
ECC_4	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 145.7 m e quota di valle pari a 143.7 m
ECC_5	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 143.7 m e quota di valle pari a 142.0 m
ECC_6	Combinazione eccezionale (Tr = 1000 anni) con quota di massimo invaso a monte 132.5 m e quota di valle pari a 142.0 m
SLU	Combinazione fondamentale SLU
QP	Combinazione quasi permanente per effetti a lungo termine (livello dell'acqua pari a quello della falda in esercizio)
RARA1	Combinazione rara con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 131.5 m
RARA2	Combinazione rara con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 144.9 m e quota di valle pari a 140.4 m
SLC_RSL	Combinazione sismica SLC con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 143.7 m e quota di valle pari a 131.5 m, accelerazioni da RSL
SLD_RSL	Combinazione sismica SLD con livello dell'acqua a monte pari a quello di massima regolazione 143.7 m e quota di valle pari a 131.5 m, accelerazioni da RSL

Load case	ECC_1	ECC_2	ECC_3	ECC_4	ECC_5	ECC_6	SLU	QP	RARA	RARA2	SLC_RSL	SLD_RSL
G1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	1.0	1.0							1.0	1.0		
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	1.0								1.0			
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m		1.0								1.0		
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	1.0								1.0			
Sottospinta caso 1.a 140.4 m		1.0								1.0		
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	1.0	1.0							1.0	1.0		
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m			1.0	1.0								
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m			1.0									
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m				1.0								
Sottospinta caso 1.b 140.4 m			1.0									
Sottospinta caso 1.b 143.7 m				1.0								
Peso acqua monte 1.b 145.7 m			1.0	1.0								
Spinta idro monte caso 2 143.7 m					1.0							
Spinta idro monte caso 2 132.5 m						1.0					1.0	1.0
Spinta idro valle caso 2 142.0 m					1.0	1.0					1.0	1.0
Sottospinta caso 2 143.7 m					1.0							
Sottospinta caso 2 132.5 m						1.0					1.0	1.0
Peso acqua monte caso 2 143.7 m					1.0							
H2O servizio							1.3	1.0				
Spinta terreno statica monte												
Sisma orizzontale SLD_RSL												1.0
Sisma verticale SLD_RSL												0.3
Sisma orizzontale SLC_RSL											1.0	
Sisma verticale SLC_RSL											0.3	
Spinta terreno statica valle	1.0						1.3	1.0	1.0			
Spinta terreno statica valle H2O 140.4		1.0	1.0							1.0		
Spinta terreno statica valle H2O 142.0					1.0	1.0					1.0	1.0
Spinta terreno statica valle H2O 143.7				1.0								
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL											1.0	
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL												1.0
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL											1.0	
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL												1.0

4.7.2 Verifiche a scorrimento SLU/SLC

Con riferimento alla verifica a scorrimento all'interno del corpo diga, si considerano le seguenti sezioni orizzontali significative:

- quota +130.5 m;
- quota +133.2 m;
- quota +137.4m;
- quota +145.0 m.

In tutte le sezioni è stata considerata la presenza della sottospinta idraulica.

Sezione a quota +130.5m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0.000000	0.000000	6118.996898
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-40.843679	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-193.471351
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-193.471351
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	0.000000
H2O servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica monte	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	630.893241	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-428.762397
Sisma orizzontale SLC_RSL	2211.188933	0.000000	0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-1470.042504
Spinta terreno statica valle	172.721356	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 140.4	172.721356	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 142.0	172.721356	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 143.7	172.721356	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	1134.536139	0.000000	0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	221.492956	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	0.000000	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	0.000000	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 4.0m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	62.46	4238.18	240.19
ECC_2	62.46	4238.18	240.19
ECC_3	21.62	4044.70	97.73
ECC_4	21.62	4044.70	97.73
ECC_5	62.46	4238.18	240.19
ECC_6	62.46	4238.18	240.19
SLU	75.47	4238.61	282.13
SLC_RSL	2566.22	3969.41	5990.74

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.10	-0.08	4.00	0.00	0.54
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.10	-0.08	4.00	0.00	0.54
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.09	-0.08	4.00	0.00	0.53
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.09	-0.08	4.00	0.00	0.53
ECC_5	SEZ. INT. REAGENTE	-0.10	-0.08	4.00	0.00	0.54
ECC_6	SEZ. INT. REAGENTE	-0.10	-0.08	4.00	0.00	0.54
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.10	-0.08	4.00	0.00	0.54
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.45	-	1.47	0.15	0.63

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +133.2m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	-0.000000	0.000000	32940.833828
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-3317.184433	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	517.700848	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-3260.574926
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-7376.985485
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	761.276020
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-4094.196620	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	517.700848	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	2303.947010	0.000000	-0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-7434.633903
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-12384.132505
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	5012.234047
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-2304.477112	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	1220.686782	0.000000	0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-9116.069189
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-5177.072817
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	564.200127
H2O servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica monte	0.000000	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	3397.535744	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-2309.004875
Sisma orizzontale SLC_RSL	11907.867997	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-7916.588142
Spinta terreno statica valle	3758.682487	0.000000	-0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 140.4	3577.095360	0.000000	-0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 142.0	3331.367305	0.000000	-0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 143.7	2948.871300	0.000000	-0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	5287.487568	0.000000	-0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	1032.264384	0.000000	-0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	628.643299	0.000000	0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	179.163340	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 15.6m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	441.50	30441.53	6573.84
ECC_2	777.61	26325.12	11285.38
ECC_3	0.60	30518.43	38256.32
ECC_4	1158.62	25568.94	45174.00
ECC_5	2247.58	24388.96	18255.91
ECC_6	4552.05	27763.76	30245.35
SLU	4886.29	32940.83	23559.56
SLC_RSL	22376.05	25388.78	109254.90

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.18	-0.15	15.60	0.00	0.59
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.16	-0.12	15.60	0.00	0.57
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.24	-0.08	15.60	0.00	0.59
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.23	-0.04	15.60	0.01	0.57
ECC_5	SEZ. INT. REAGENTE	-0.17	-0.09	15.60	0.01	0.57
ECC_6	SEZ. INT. REAGENTE	-0.21	-0.09	15.60	0.02	0.58
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.22	-0.13	15.60	0.03	0.60
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.40	-	10.49	0.18	0.62

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +137.4m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	-0.000000	-0.000000	52119.432616
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-8077.033469	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	3028.339913	0.000000	-0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-5297.799700
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-16159.354585
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	1951.238280
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-9266.608216	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	3028.339913	0.000000	-0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	6444.184877	0.000000	-0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-16517.871529
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-21522.372581
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	11389.827496
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-6445.245077	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	4517.813219	0.000000	-0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-17986.813190
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-10739.948673
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	1599.392119
H2O servizio	0.000000	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica monte	-42.998927	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	5375.823063	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-3653.471985
Sisma orizzontale SLC_RSL	18841.476949	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-12526.189661
Spinta terreno statica valle	7797.110501	0.000000	-0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 140.4	6736.877576	0.000000	-0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 142.0	6216.411312	0.000000	-0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 143.7	5536.049593	0.000000	-0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	7614.878997	0.000000	-0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	1486.635813	0.000000	-0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	2139.865505	0.000000	-0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	609.861669	0.000000	0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 16.7m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-8244.69	39735.49	-37560.43
ECC_2	-1744.06	30121.70	-7835.42
ECC_3	-6295.74	30013.80	-27810.65
ECC_4	-861.30	25979.49	-1558.13
ECC_5	1001.36	28285.84	7306.68
ECC_6	7474.70	33086.19	36476.19
SLU	5678.86	33408.24	55162.10
SLC_RSL	29069.69	30028.70	147207.39

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.267	-0.219	16.70	0.001	0.646
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.194	-0.184	16.70	0.008	0.608
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.348	-0.121	16.70	0.002	0.640
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.350	-0.069	16.70	0.014	0.623
ECC_5	SEZ. INT. REAGENTE	-0.210	-0.147	16.70	0.021	0.601
ECC_6	SEZ. INT. REAGENTE	-0.297	-0.116	16.70	0.054	0.621
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.319	-0.201	16.70	0.051	0.658
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.914	-	6.86	0.478	0.796

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa.

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

Sezione a quota +145.0m

Nella tabella che segue sono riportate le azioni globali agenti nei singoli casi di carico elementari in corrispondenza della sezione in oggetto.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	-0.000000	-0.000000	68006.160372
Spinta idro monte caso 1.a 144.9m	-12290.115150	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 131.5 m	58.848789	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.a 140.4 m	5778.862307	0.000000	-0.000000
Sottospinta caso 1.a 131.5 m	0.000000	0.000000	-14811.225000
Sottospinta caso 1.a 140.4 m	0.000000	0.000000	-29772.971250
Peso acqua monte caso 1.a 144.9 m	0.000000	0.000000	11920.609350
Spinta idro monte caso 1.b 145.7m	-13747.960627	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 140.4 m	5778.862307	0.000000	-0.000000
Spinta idro valle caso 1.b 143.7 m	10254.361500	0.000000	-0.000000
Sottospinta caso 1.b 140.4 m	0.000000	0.000000	-28892.490000
Sottospinta caso 1.b 143.7 m	0.000000	0.000000	-36081.540000
Peso acqua monte 1.b 145.7 m	0.000000	0.000000	24682.678933
Spinta idro monte caso 2 143.7 m	-10255.766400	0.000000	0.000000
Spinta idro monte caso 2 132.5 m	-235.440000	0.000000	0.000000
Spinta idro valle caso 2 142.0 m	7779.752700	0.000000	-0.000000
Sottospinta caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	-31346.493750
Sottospinta caso 2 132.5 m	0.000000	0.000000	-17569.200000
Peso acqua monte caso 2 143.7 m	0.000000	0.000000	10568.754447
H2O servizio	-1.827196	0.000000	0.000000
Spinta terreno statica monte	-351.523013	0.000000	0.000000
Sisma orizzontale SLD_RSL	7014.551335	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLD_RSL	0.000000	0.000000	-4767.170810
Sisma orizzontale SLC_RSL	24584.980894	0.000000	-0.000000
Sisma verticale SLC_RSL	0.000000	0.000000	-16344.585636
Spinta terreno statica valle	11183.964886	0.000000	-0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 140.4	9182.430514	0.000000	-0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 142.0	8483.314448	0.000000	-0.000000
Spinta terreno statica valle H2O 143.7	7609.264158	0.000000	-0.000000
Delta spinta terreno sismica SLC_RSL	9128.276139	0.000000	-0.000000
Delta spinta terreno sismica SLD_RSL	1782.092956	0.000000	-0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLC_RSL	3379.771546	0.000000	-0.000000
Sovraspinta idrodinamica SLD_RSL	963.234891	0.000000	-0.000000

Si riportano quindi le azioni globali agenti nel baricentro della sezione aventi dimensioni 12m x 23.5m.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	MEd (kN*m)
ECC_1	-1047.30	65115.54	-165663.66
ECC_2	2671.18	50153.80	-108628.97
ECC_3	1213.33	63796.35	-67968.46
ECC_4	4115.67	56607.30	-26763.57
ECC_5	6007.30	47228.42	-83325.47
ECC_6	16027.63	50436.96	-62092.19
SLU	14536.78	68006.16	-114820.27
SLC_RSL	53120.66	45533.58	218273.70

Nella tabella che segue sono riportati i valori delle tensioni normali (σ_{max} , σ_{min}) e tangenziale (v_{Ed}) agenti sulla sezione.

Load	DISTR.TENSIONI	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa) *	Zona compressa (m)	v_{Ed} (MPa)	v_{Rd} (MPa)
ECC_1	SEZ. INT. REAGENTE	-0.40	-0.09	18.50	0.00	0.68
ECC_2	SEZ. INT. REAGENTE	-0.29	-0.09	18.50	0.01	0.63
ECC_3	SEZ. INT. REAGENTE	-0.30	-0.18	18.50	0.01	0.68
ECC_4	SEZ. INT. REAGENTE	-0.24	-0.19	18.50	0.02	0.65
ECC_5	SEZ. INT. REAGENTE	-0.25	-0.10	18.50	0.03	0.62
ECC_6	SEZ. INT. REAGENTE	-0.25	-0.13	18.50	0.07	0.64
SLU	SEZ. INT. REAGENTE	-0.36	-0.15	18.50	0.07	0.69
SLC_RSL	SEZ. NON INT. REAG.	-0.38	-	3.83	1.16	1.39

Il valore massimo della tensione normale di compressione è inferiore a 6.2 MPa (combinazioni statiche) e 5.0 MPa (combinazione sismica).

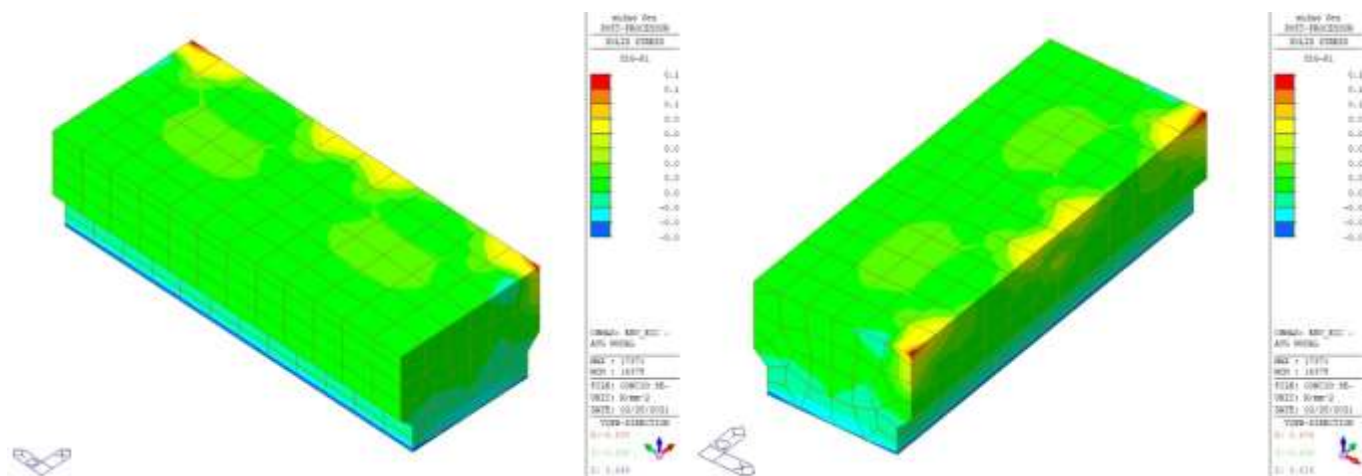
Inoltre, la tensione tangenziale è inferiore alla resistenza a taglio calcolata con riferimento solo alla porzione di sezione compressa. È prevista armatura integrativa lungo le potenziali superfici di ripresa di getto in fondazione (1+1Φ16/20 sia lato monte che valle).

Pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte ed è escluso il fenomeno del ribaltamento e sollevamento essendo la sezione sempre compressa, almeno per una parte.

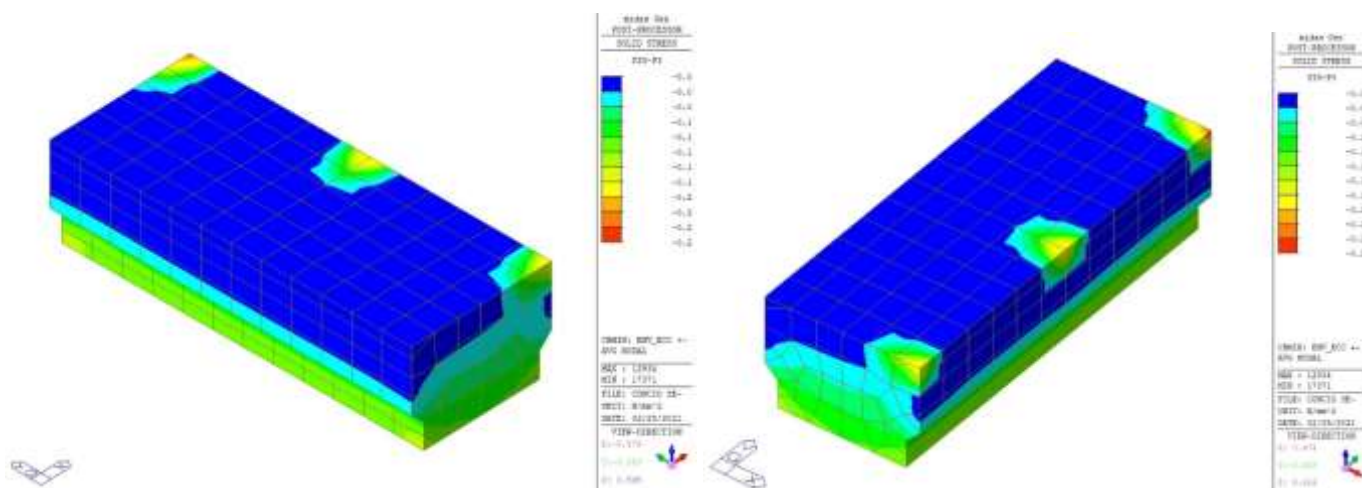
4.7.3 Verifiche tensionali SLU/SLC

Si mostrano di seguito le tensioni principali ricavate dall'analisi elastica considerando le sezioni descritte in precedenza e il concio nella sua interezza. Si mostrano due viste per ogni mappatura.

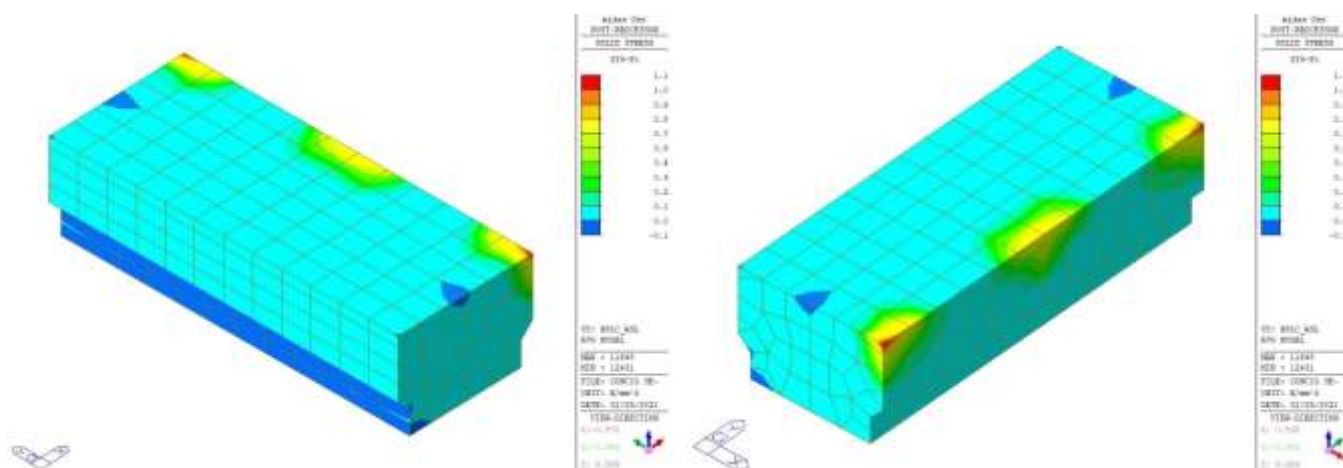
Sezione a quota +130.5m



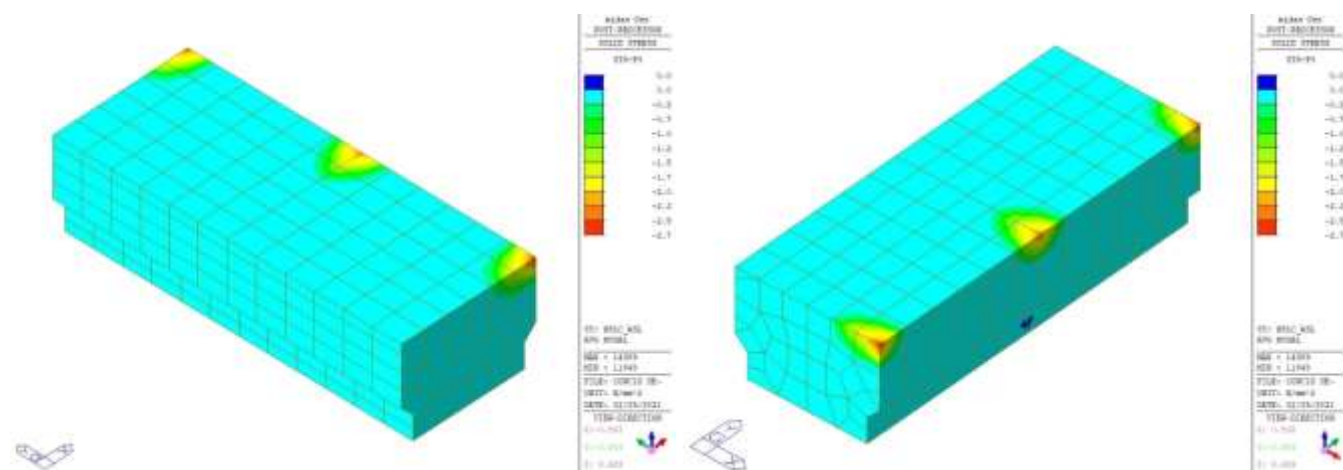
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



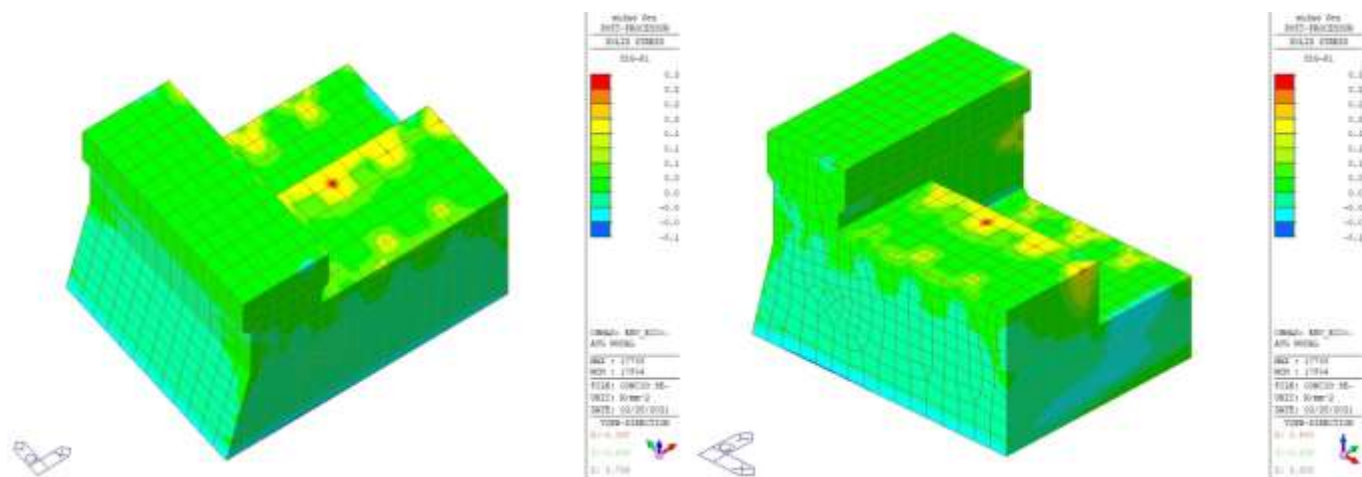
Tensioni principali di trazione (SLC)



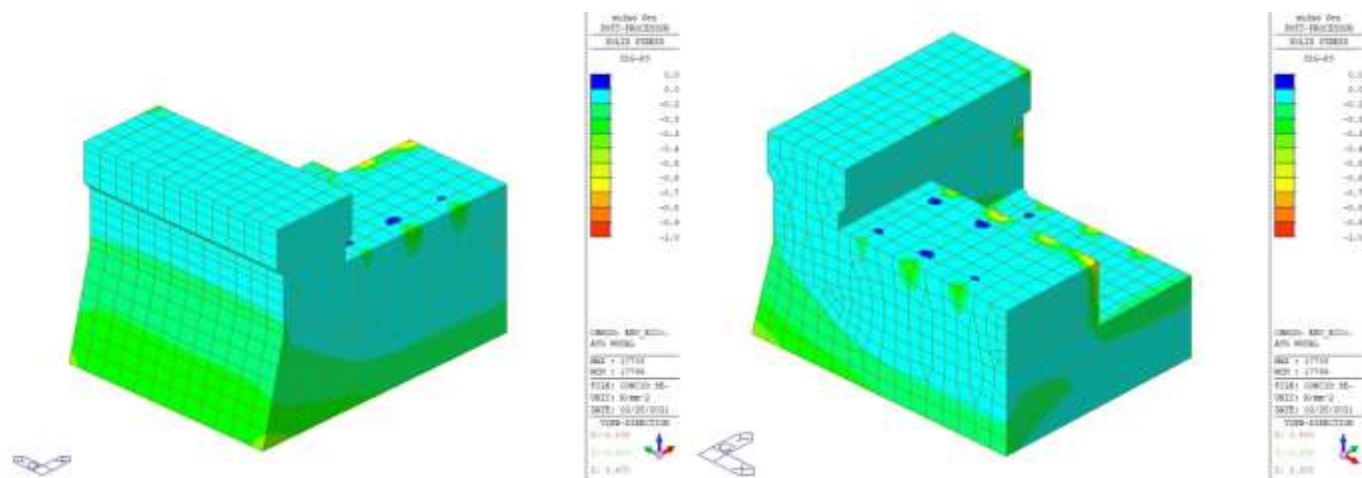
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

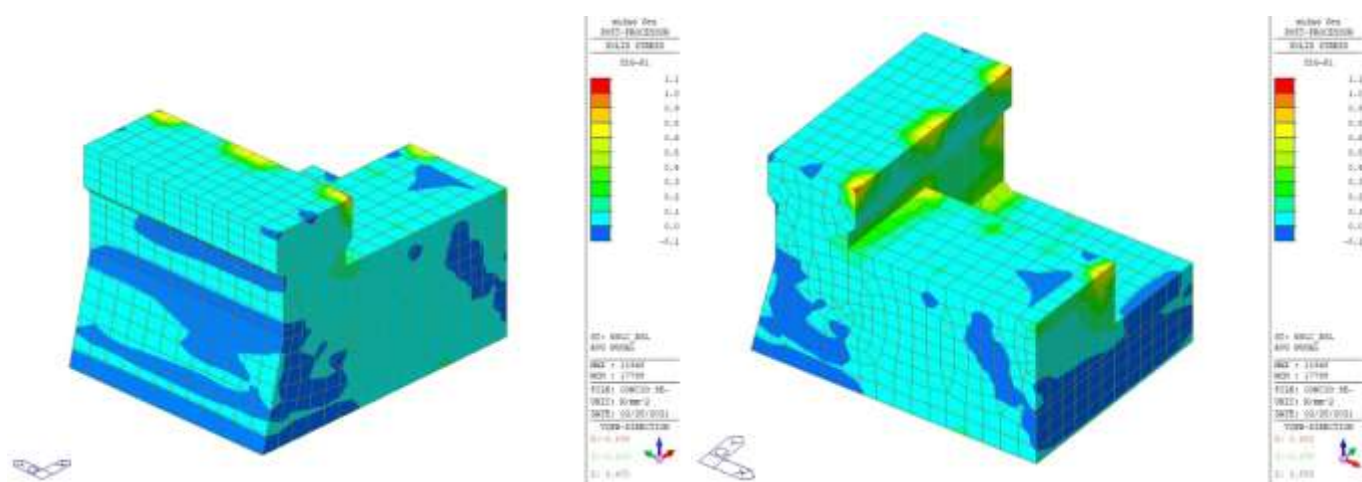
Sezione a quota +133.2m



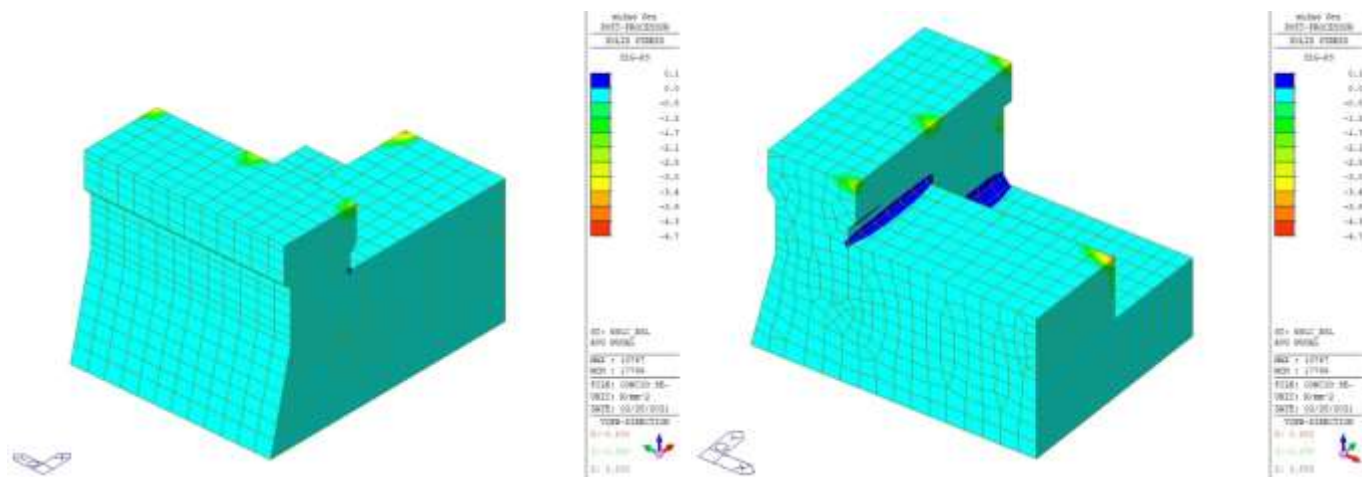
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



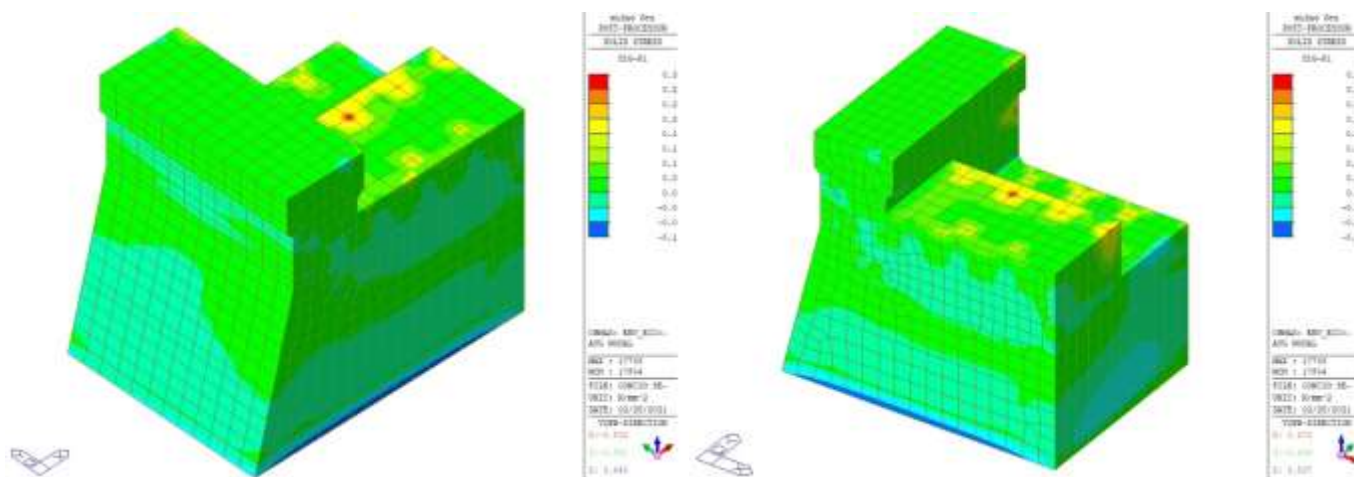
Tensioni principali di trazione (SLC)



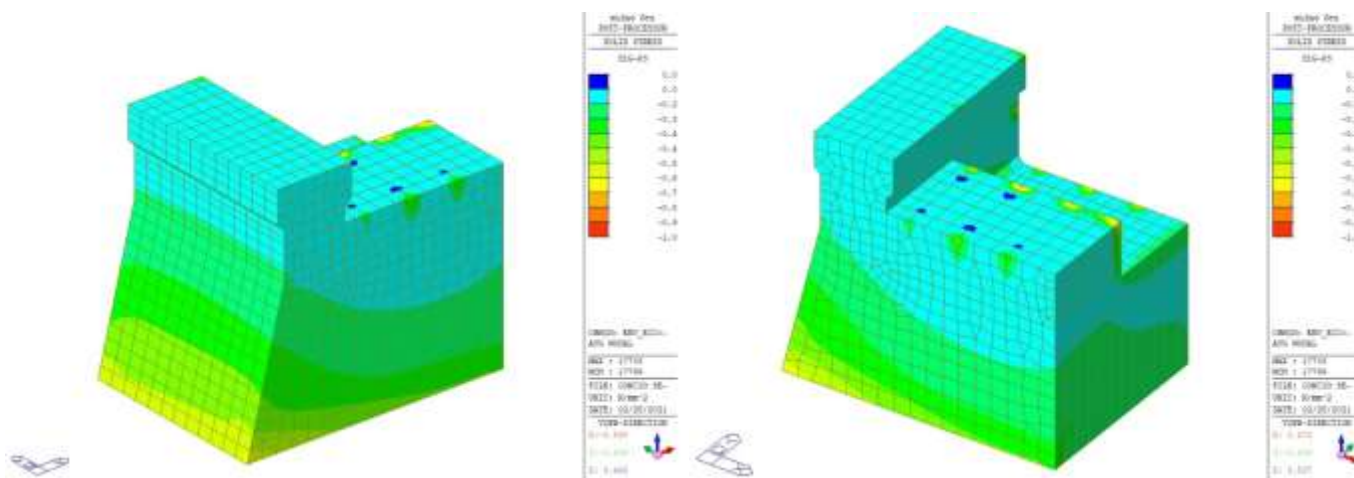
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

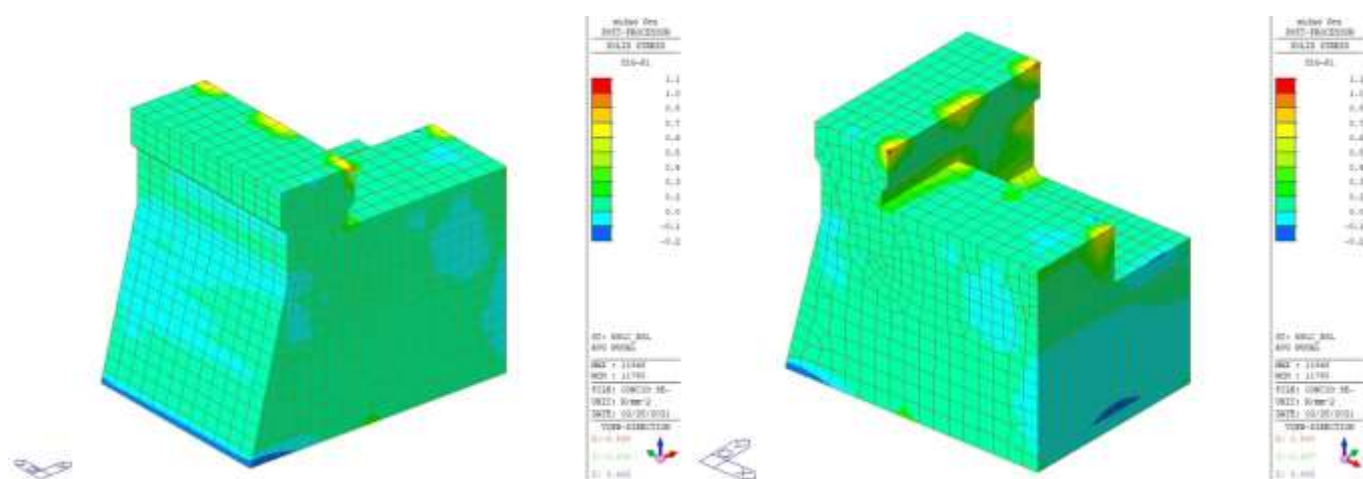
Sezione a quota +137.4



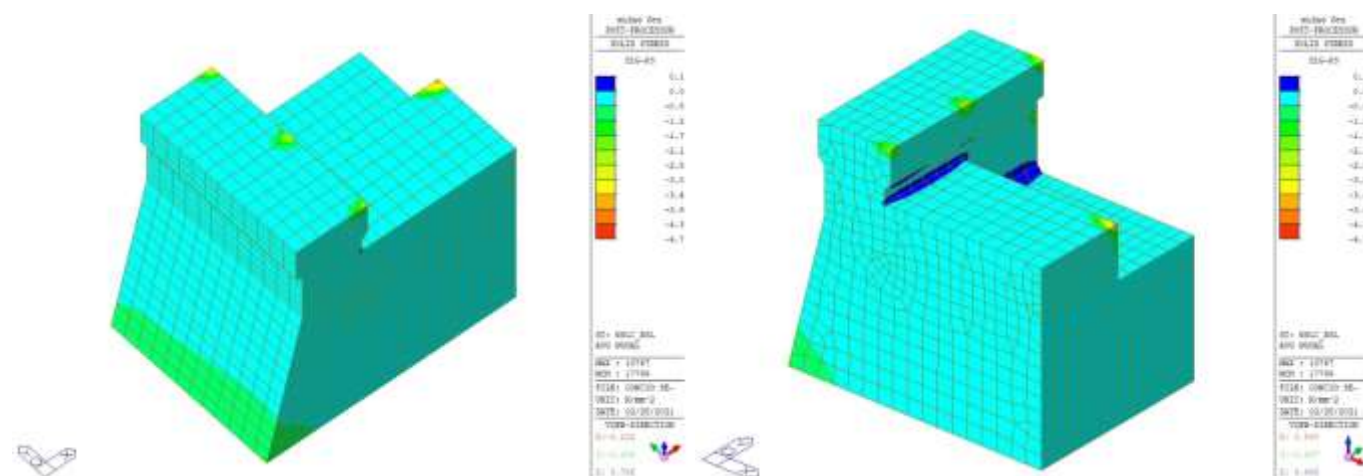
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



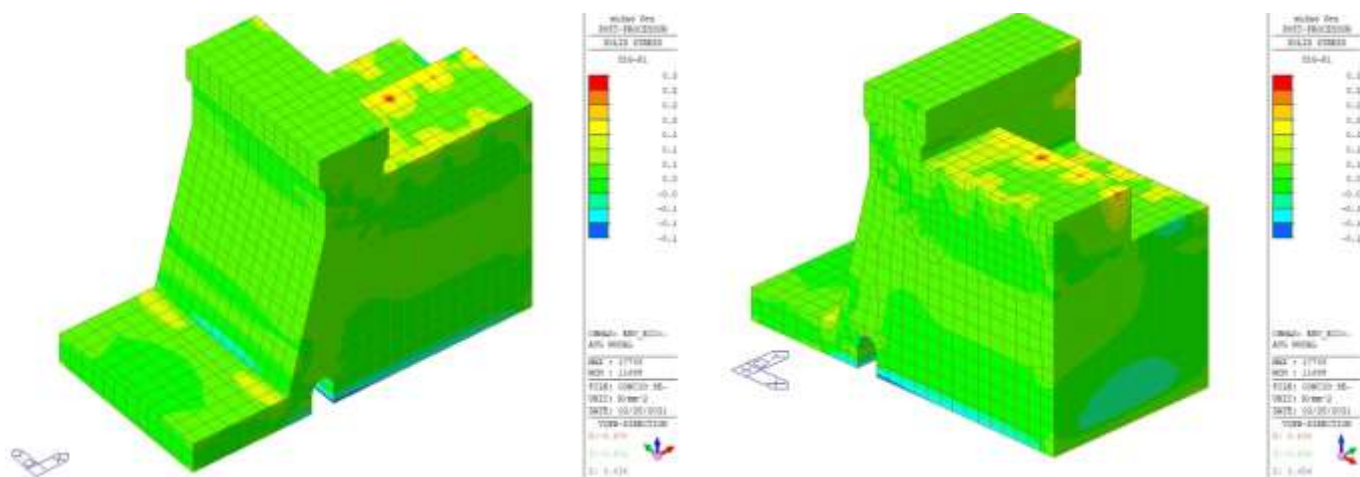
Tensioni principali di trazione (SLC)



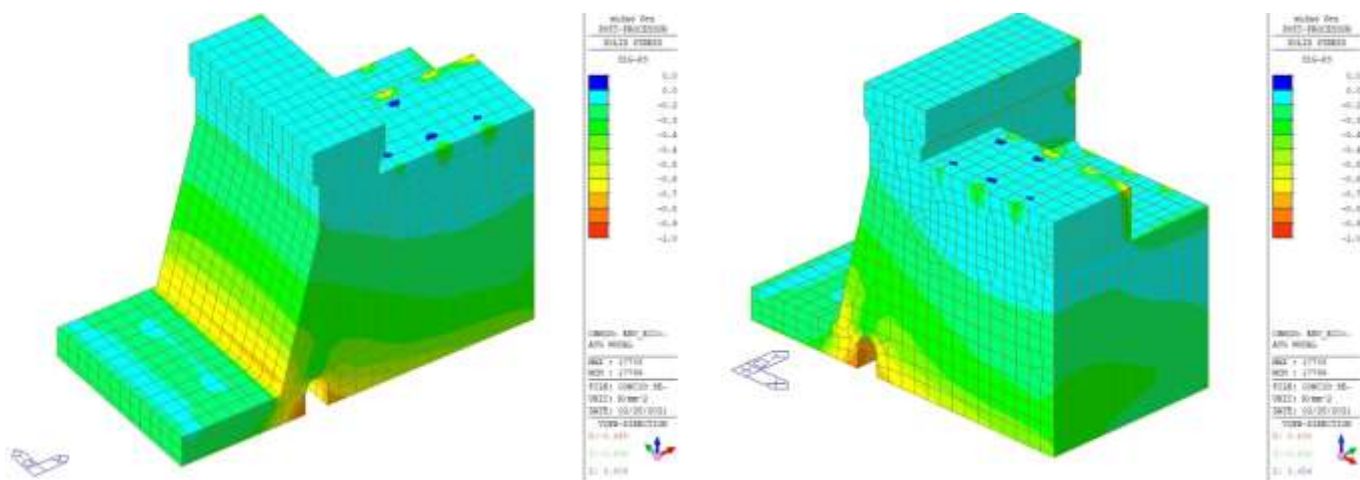
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

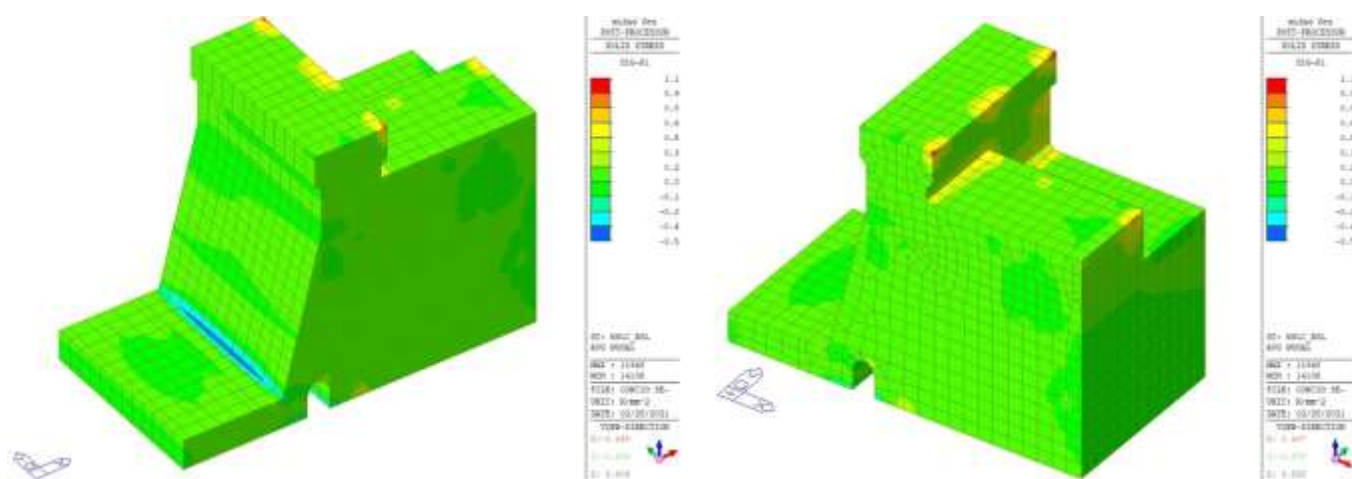
Sezione a quota +145.0m



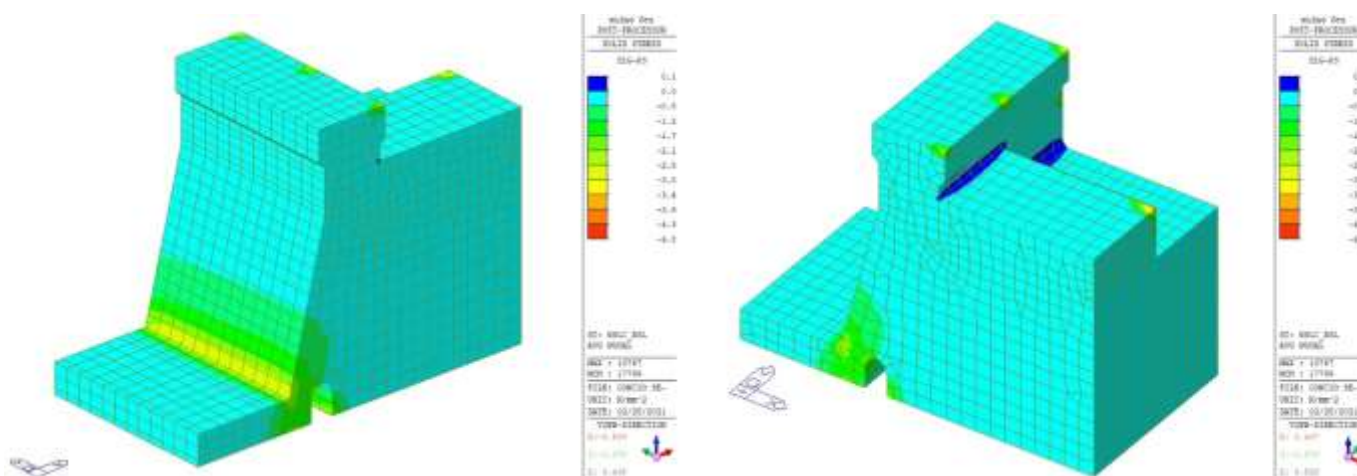
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



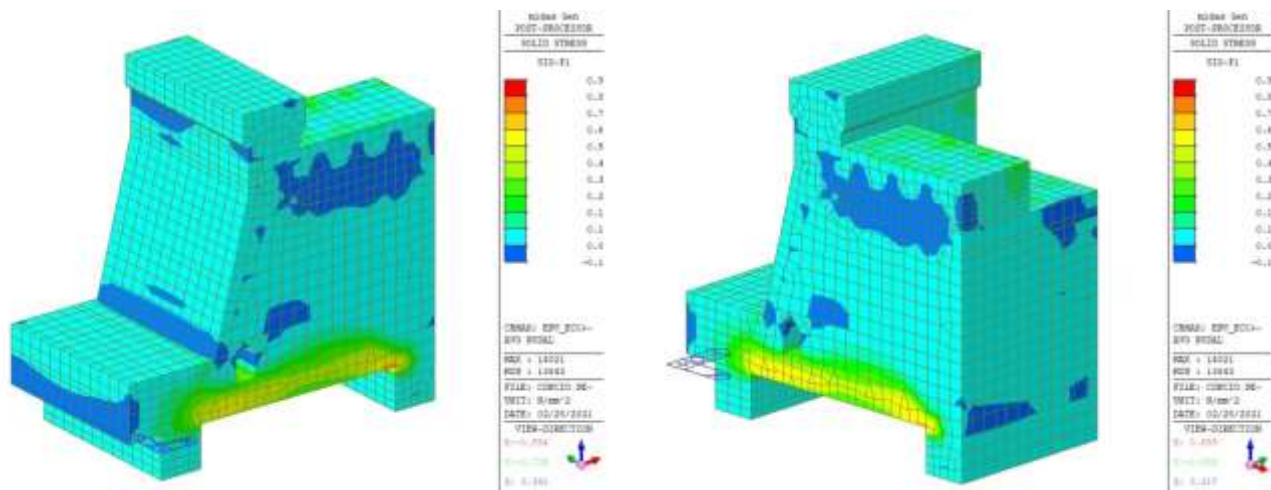
Tensioni principali di trazione (SLC)



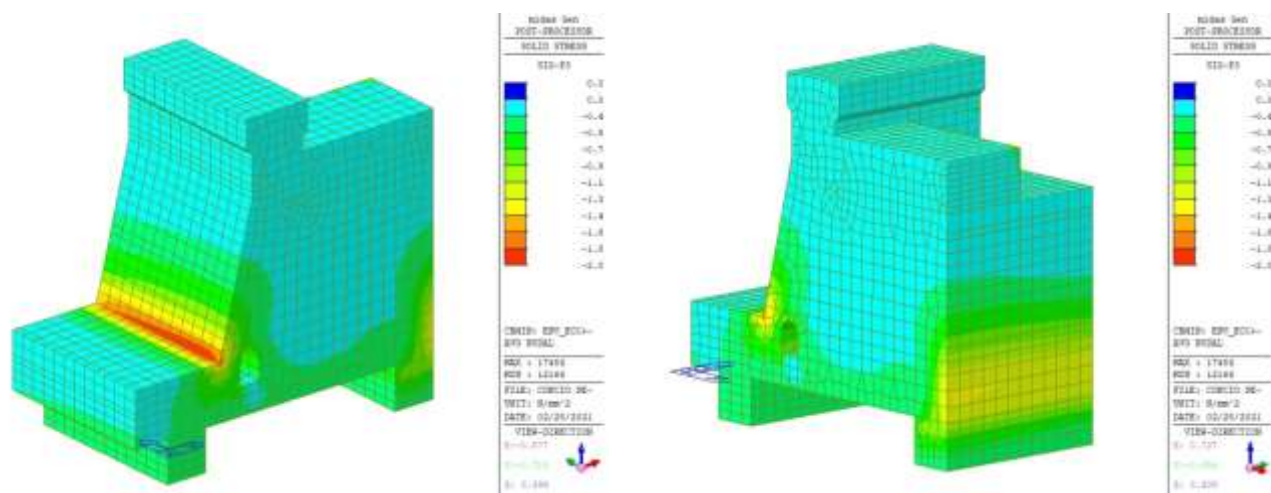
Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza e pertanto le verifiche risultano essere soddisfatte.

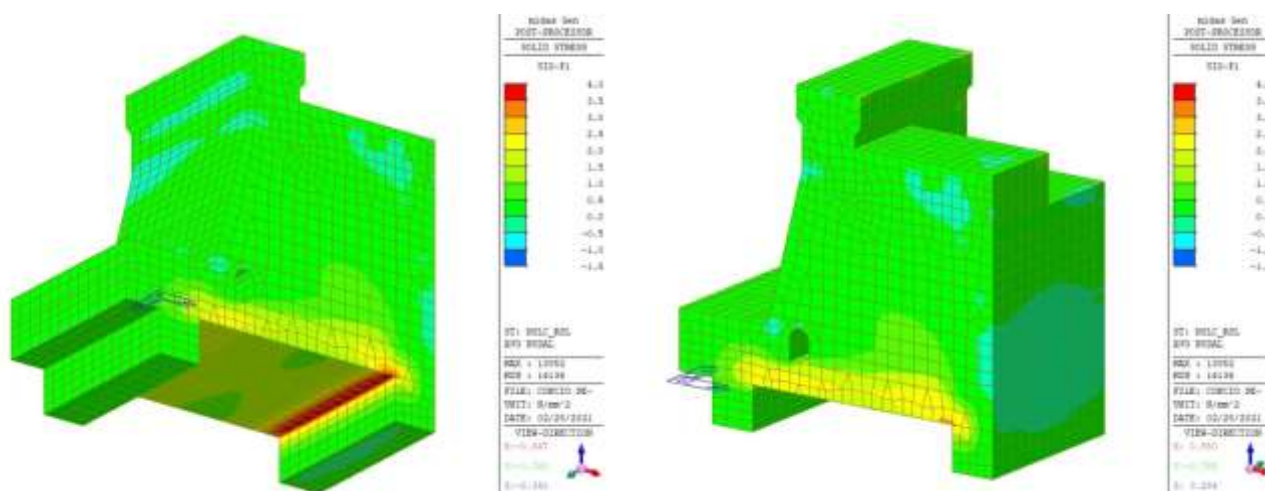
Concio intero



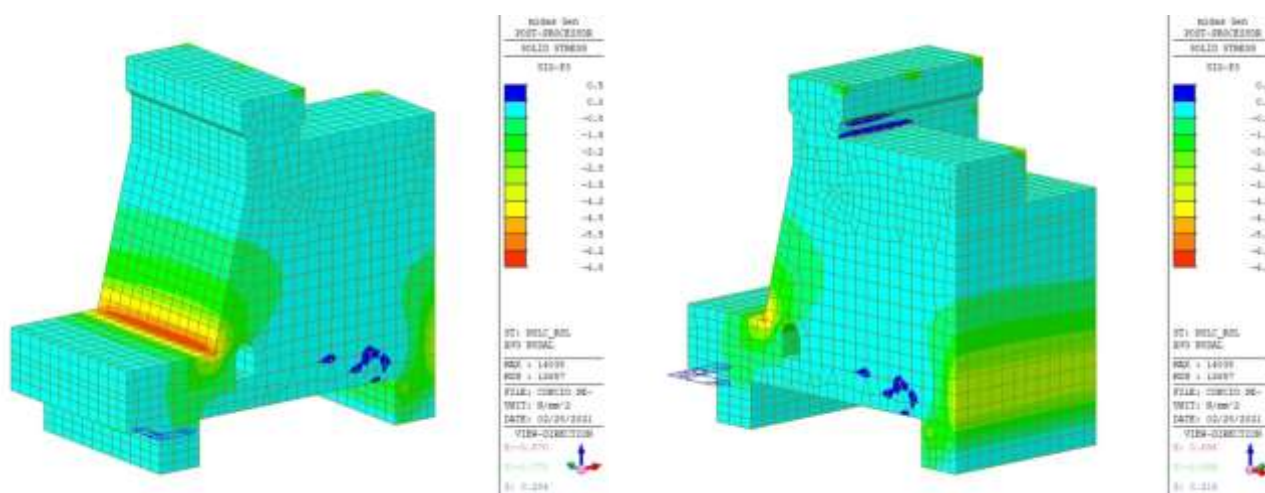
Tensioni principali di trazione (involuppo eccezionale/SLU)



Tensioni principali di compressione (involuppo eccezionale/SLU)



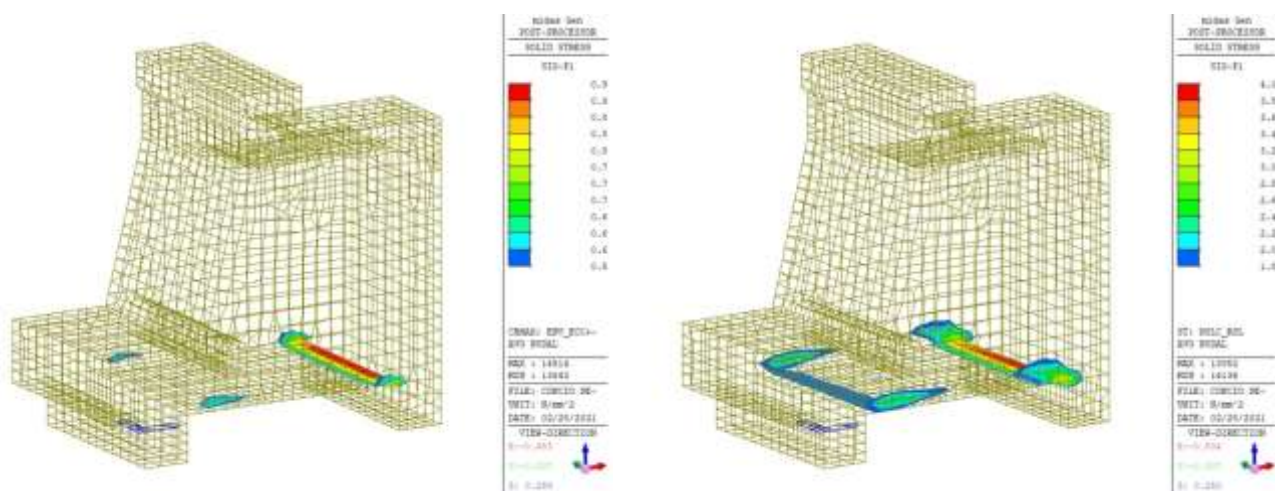
Tensioni principali di trazione (SLC)



Tensioni principali di compressione (SLC)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di compressione in combinazione SLU/eccezionale soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza.

Invece, con riferimento alle tensioni principali di trazione sono presenti zone localizzate ove la tensione supera il limite di resistenza. In tali zone è prevista armatura in acciaio B450C in grado di assorbire l'intero sforzo di trazione. Nelle figure che seguono sono mostrate le zone localizzate (denti di fondazione) ove la tensione di progetto supera la resistenza limite a trazione pari a 0.5MPa allo SLU/eccezionale e 1.8MPa allo SLC.

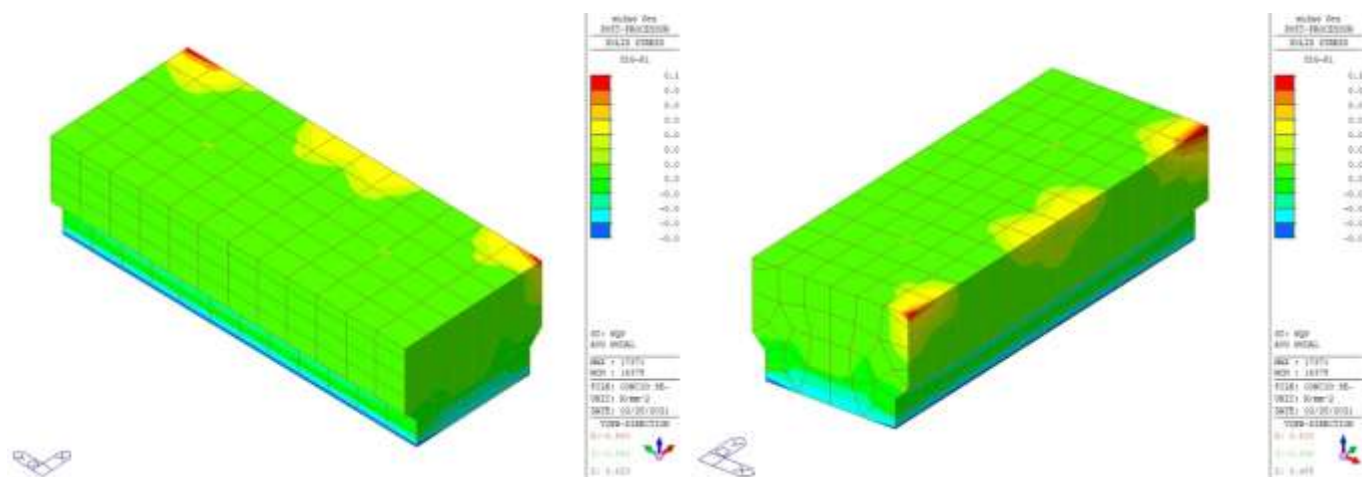


Si tratta di zone concentrate in corrispondenza dei denti di fondazione ove viene trasferito l'intera forza orizzontale. Per il progetto dell'armatura si rimanda ai paragrafi successivi.

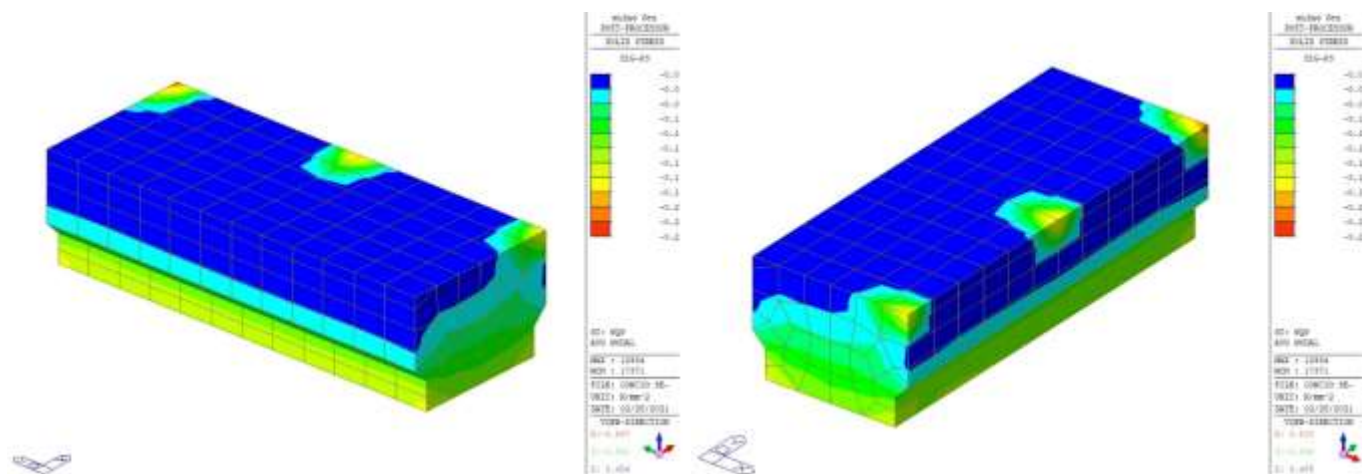
4.7.4 Verifiche tensionali SLE/SLD

Si mostrano di seguito le tensioni principali ricavate dall'analisi elastica considerando le sezioni descritte in precedenza e il concio nella sua interezza. Si mostrano due viste per ogni mappatura.

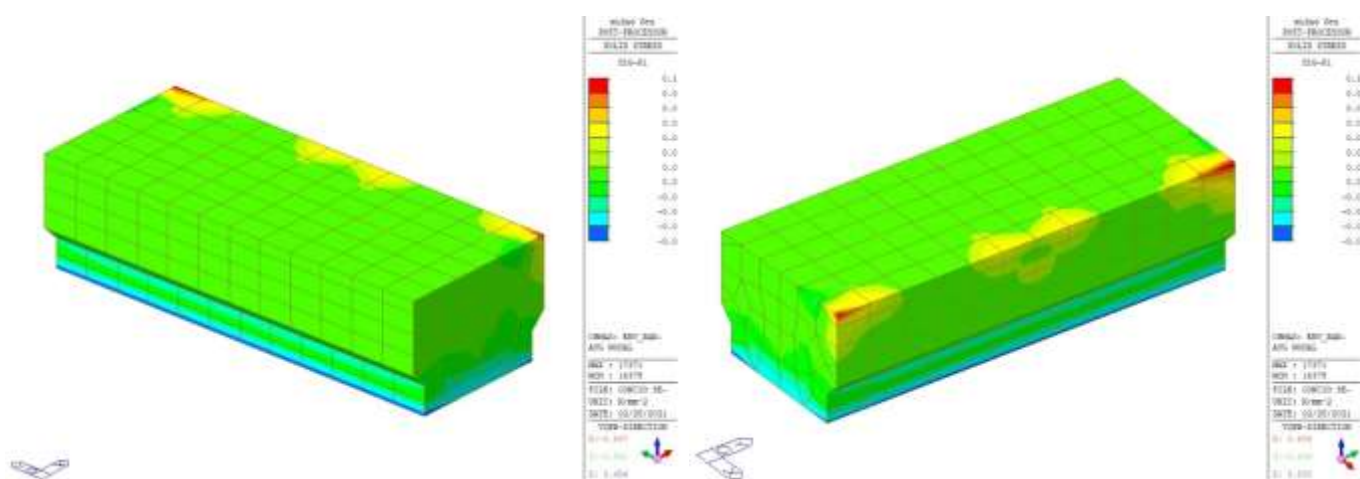
Sezione a quota +130.5m



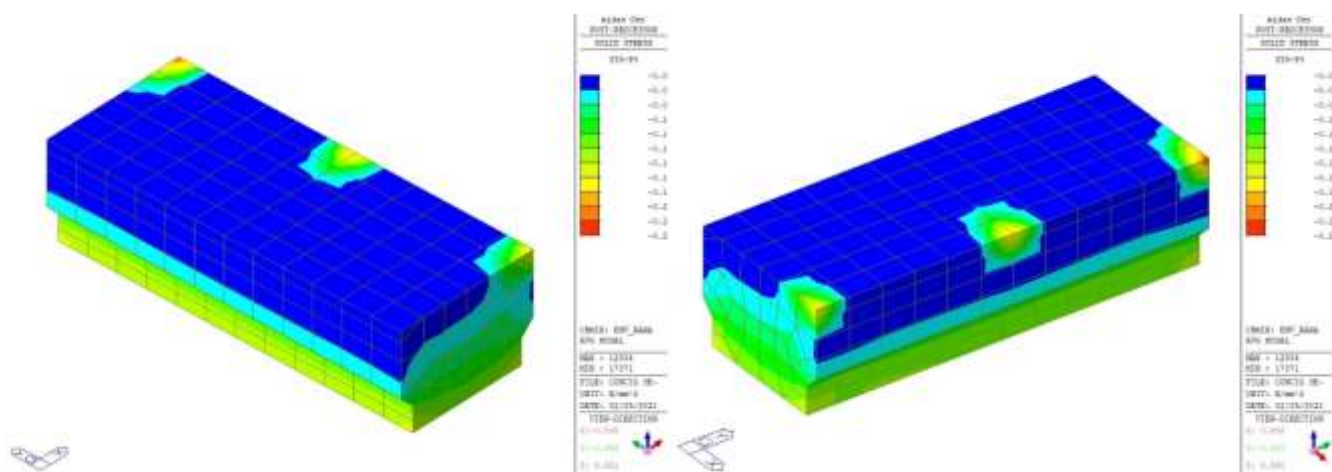
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



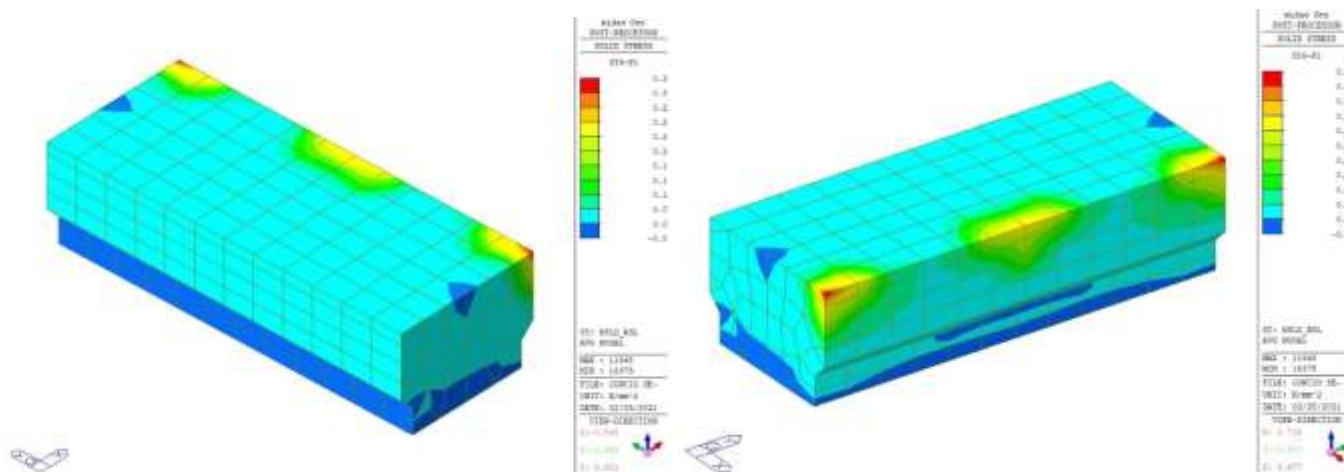
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



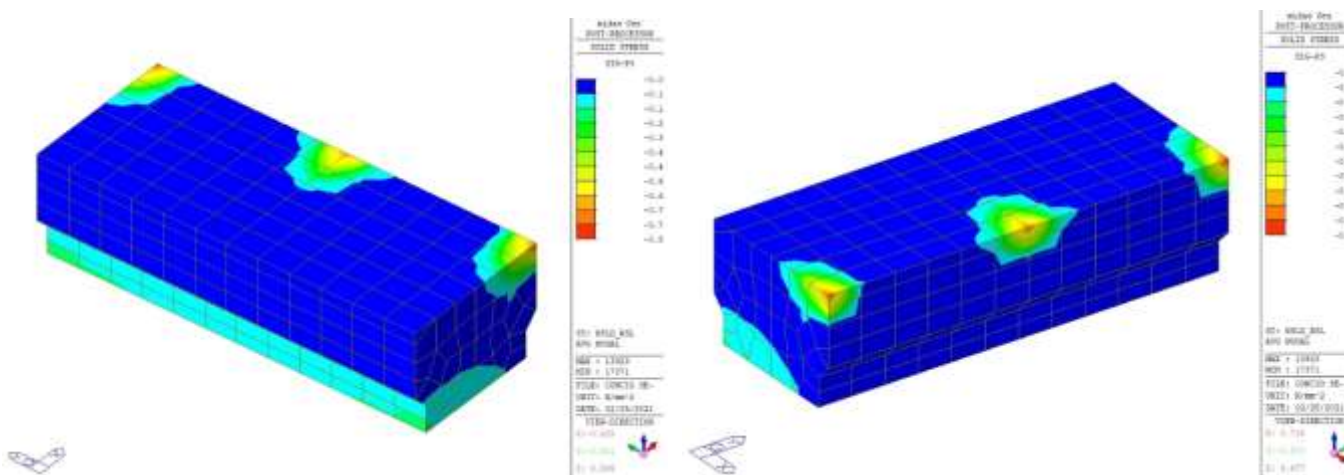
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



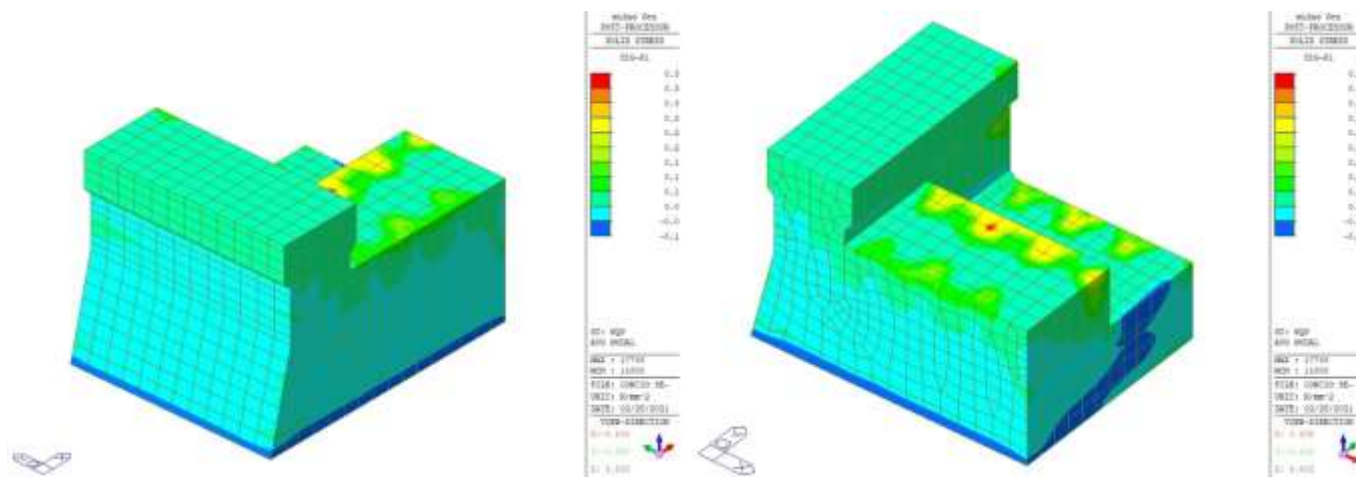
Tensioni principali di trazione (SLD)



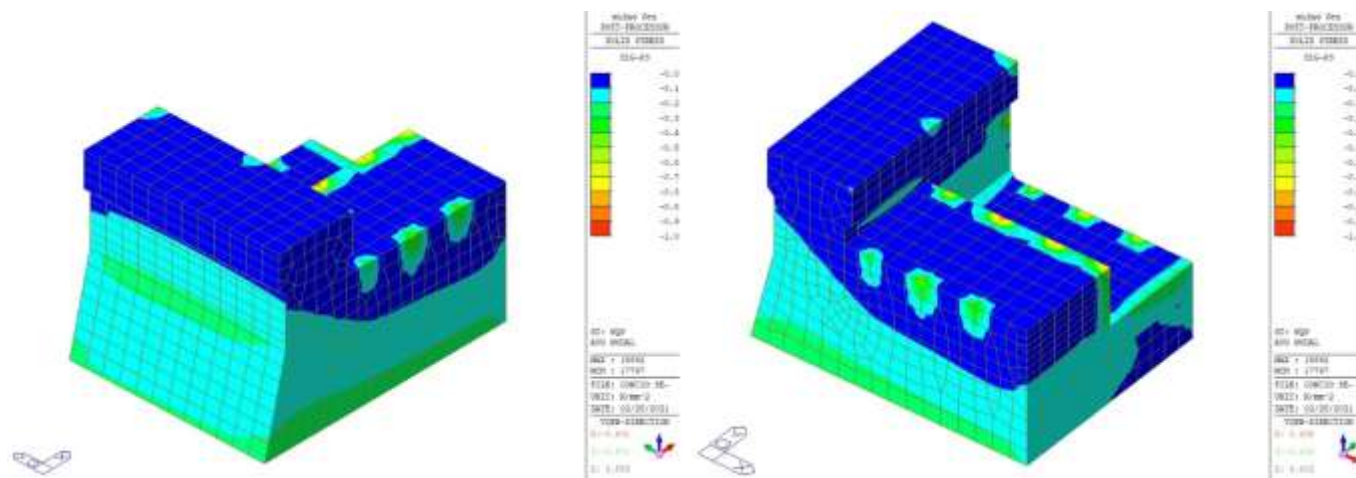
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza, a meno di zone localizzate (combinazione quasi permanente) in corrispondenza dei puntoni della soletta carrabile e dei pilastri. In tali zone si prevede comunque armatura in acciaio B450C.

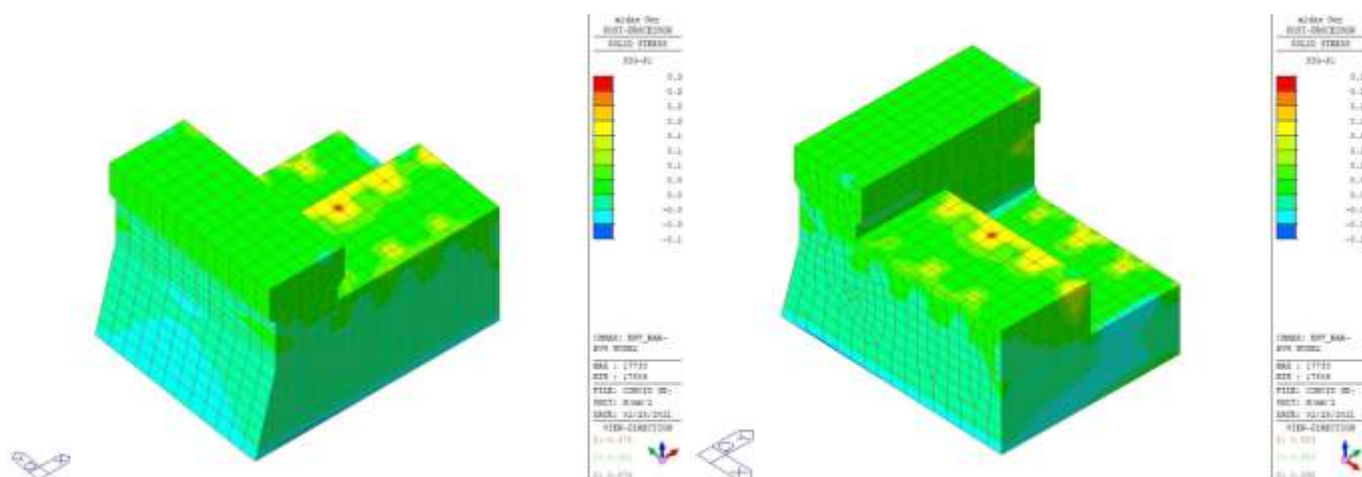
Sezione a quota +133.2m



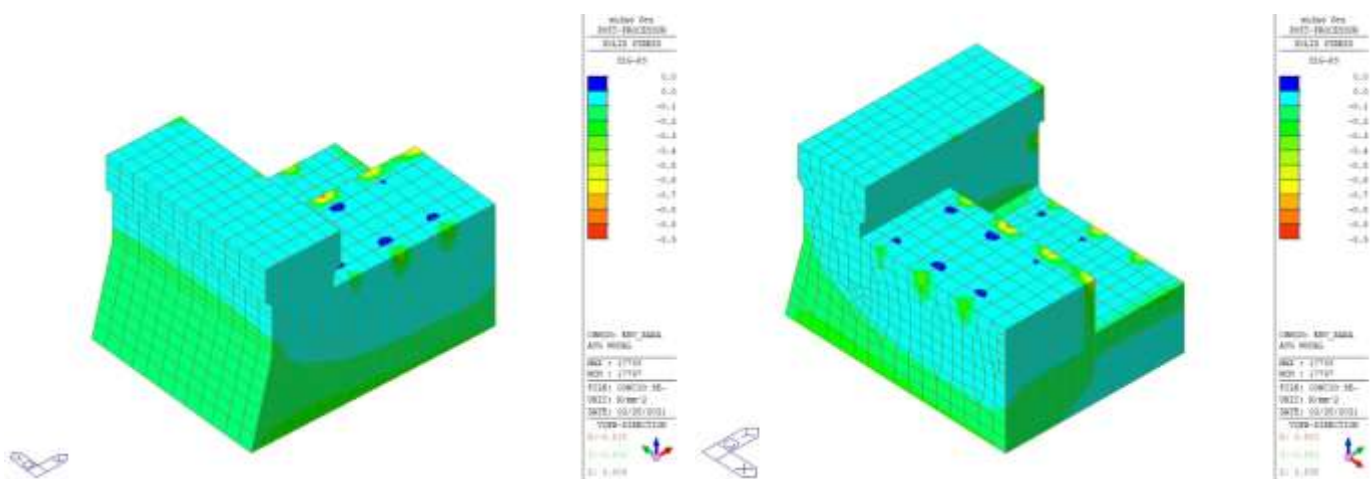
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



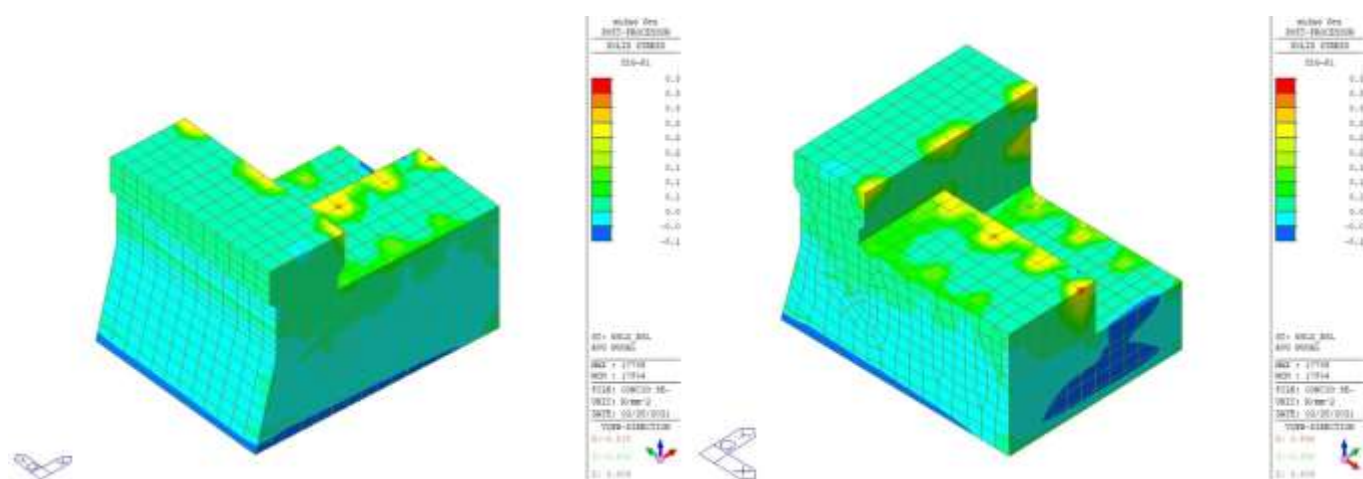
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



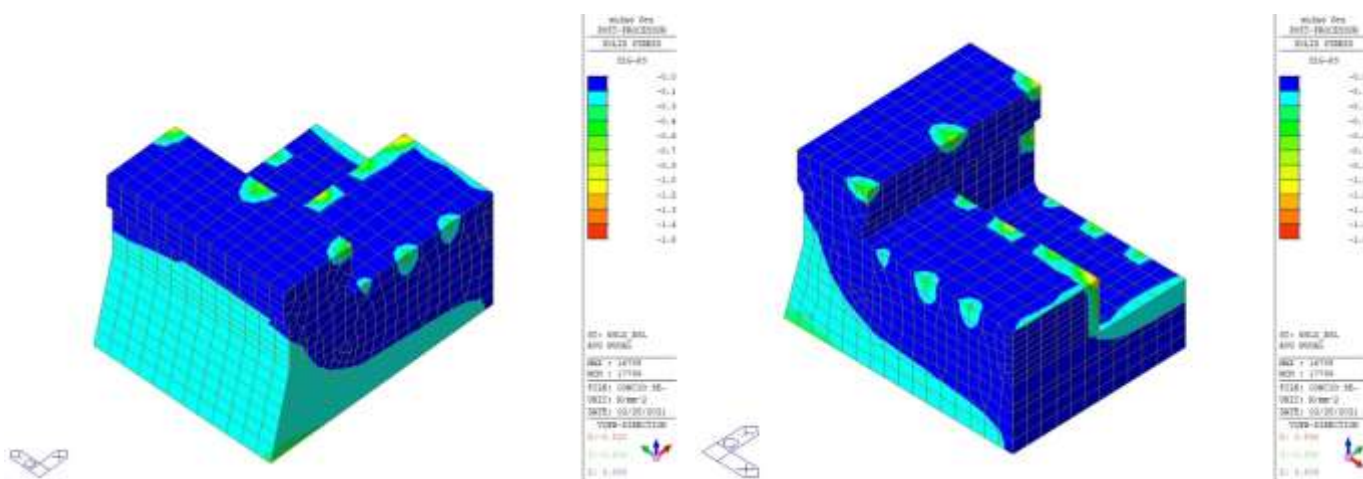
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



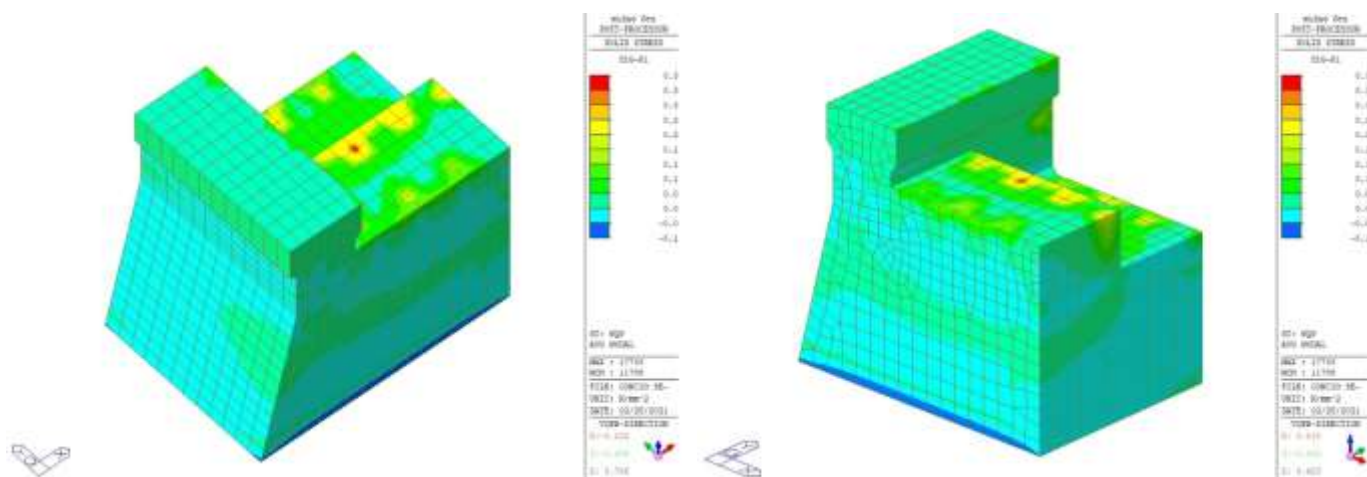
Tensioni principali di trazione (SLD)



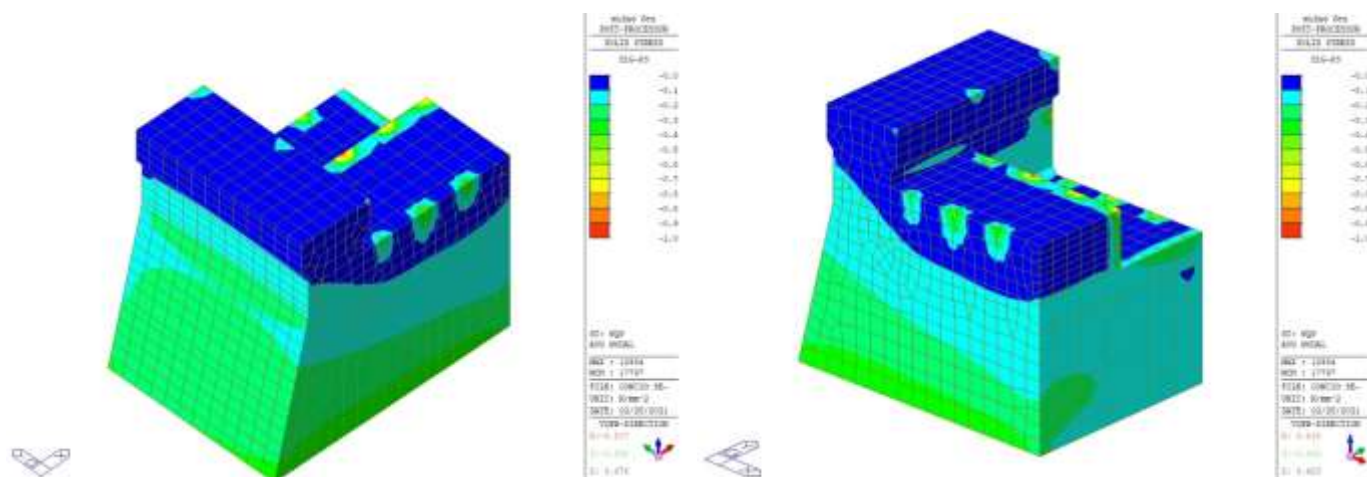
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza, a meno di zone localizzate (combinazione quasi permanente) in corrispondenza dei puntoni della soletta carrabile e dei pilastri. In tali zone si prevede comunque armatura in acciaio B450C.

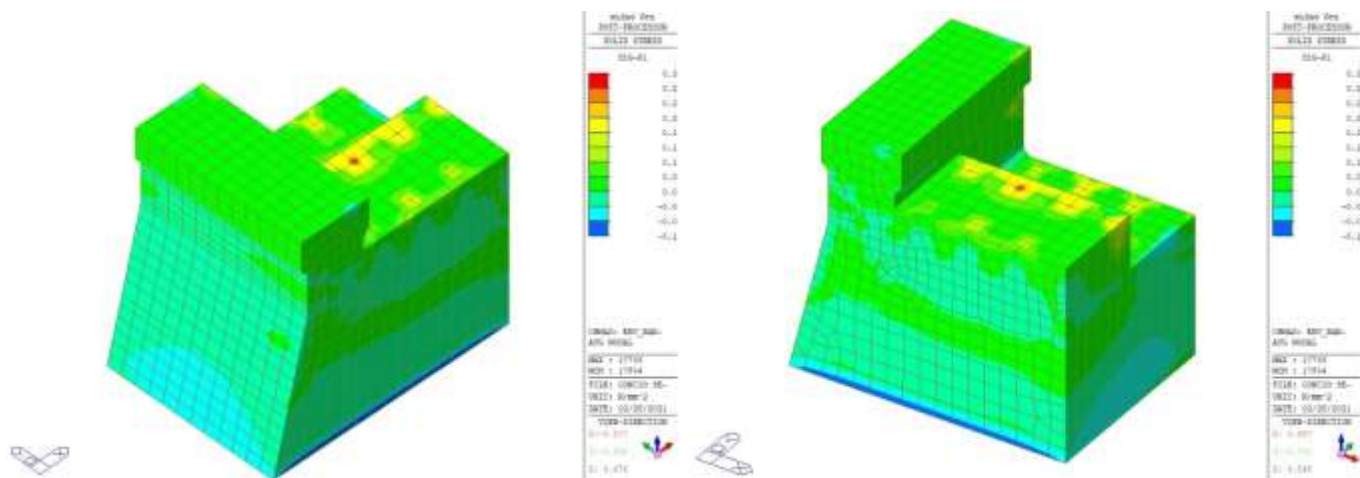
Sezione a quota +137.4m



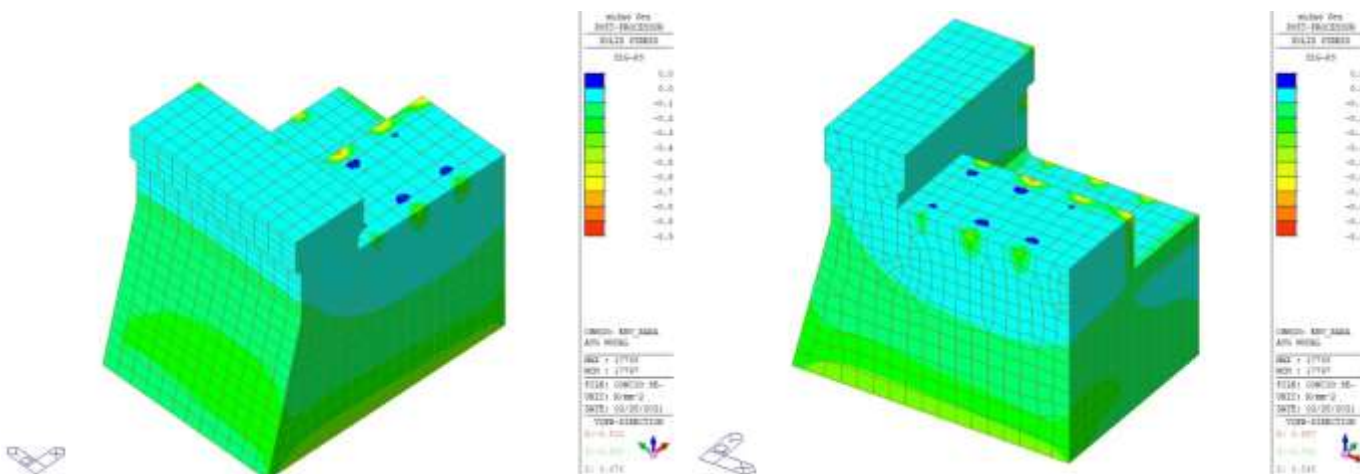
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



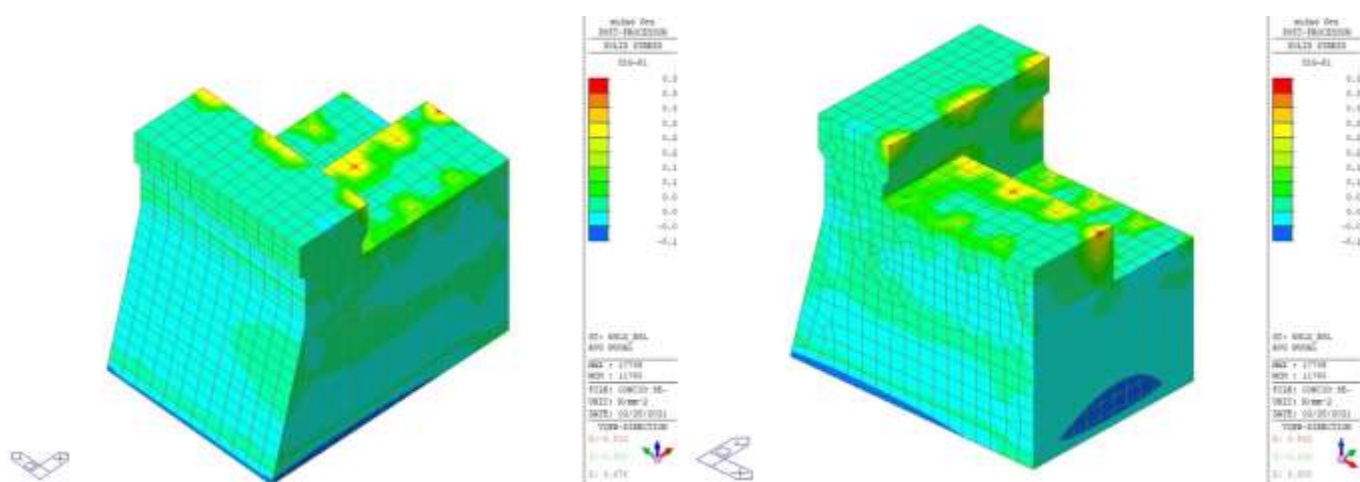
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



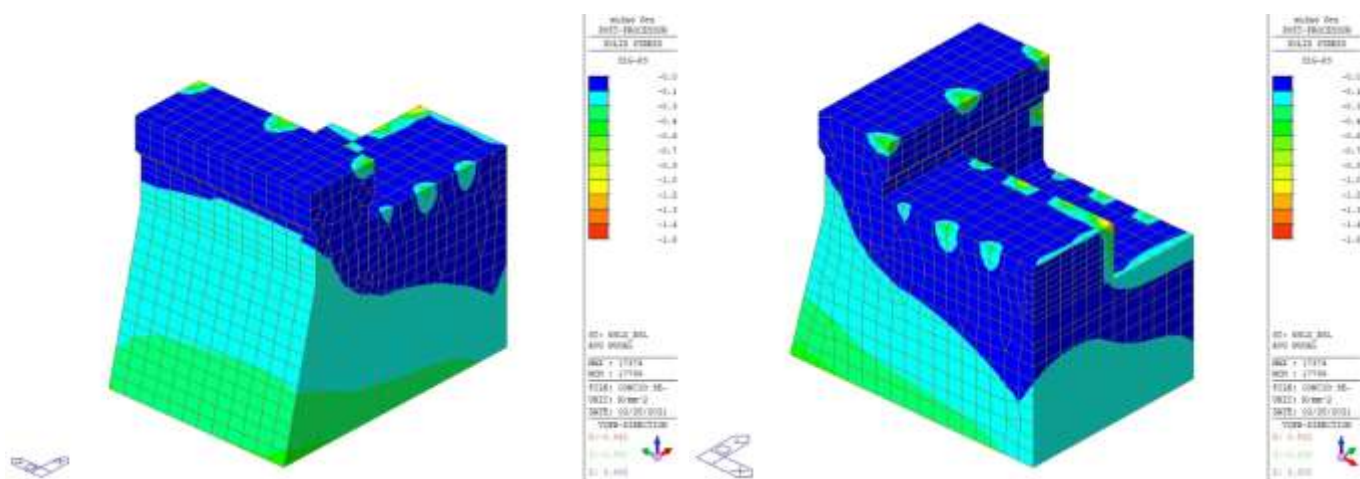
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



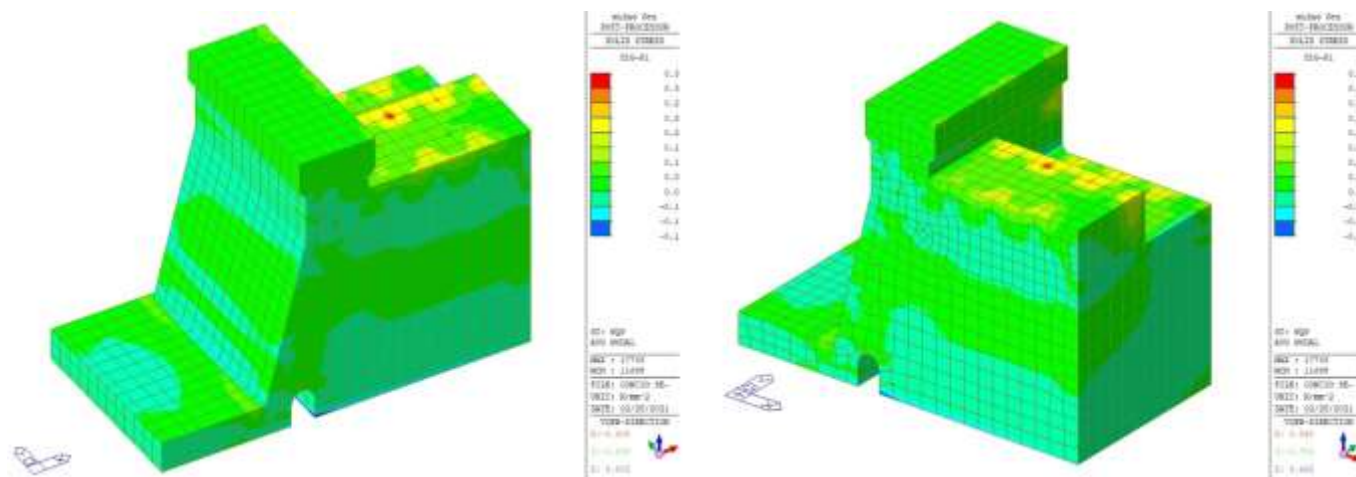
Tensioni principali di trazione (SLD)



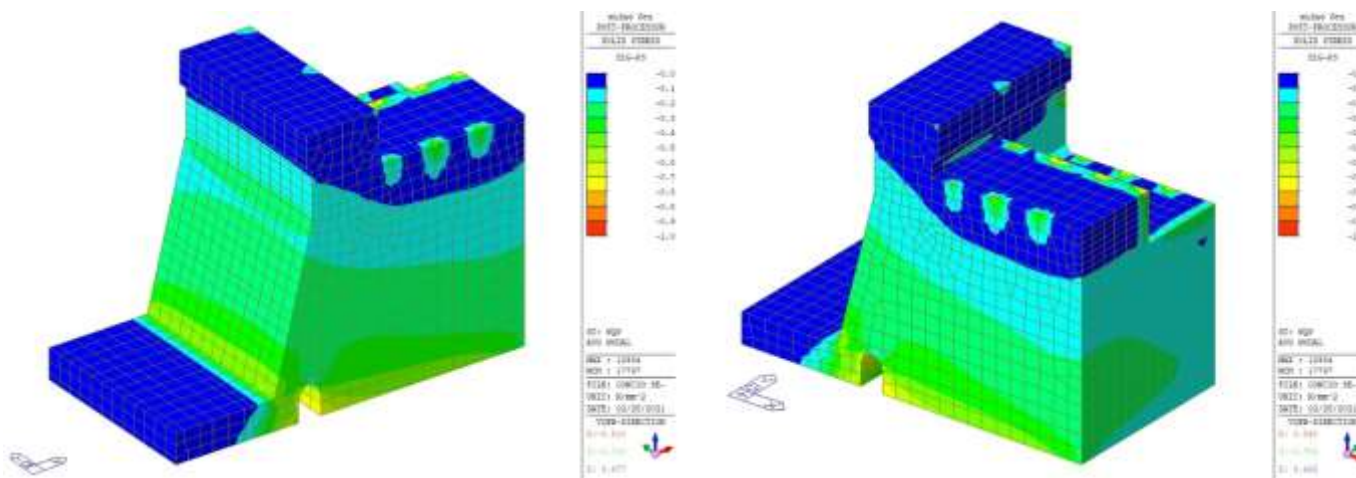
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza, a meno di zone localizzate (combinazione quasi permanente) in corrispondenza dei puntoni della soletta carrabile e dei pilastri. In tali zone si prevede comunque armatura in acciaio B450C.

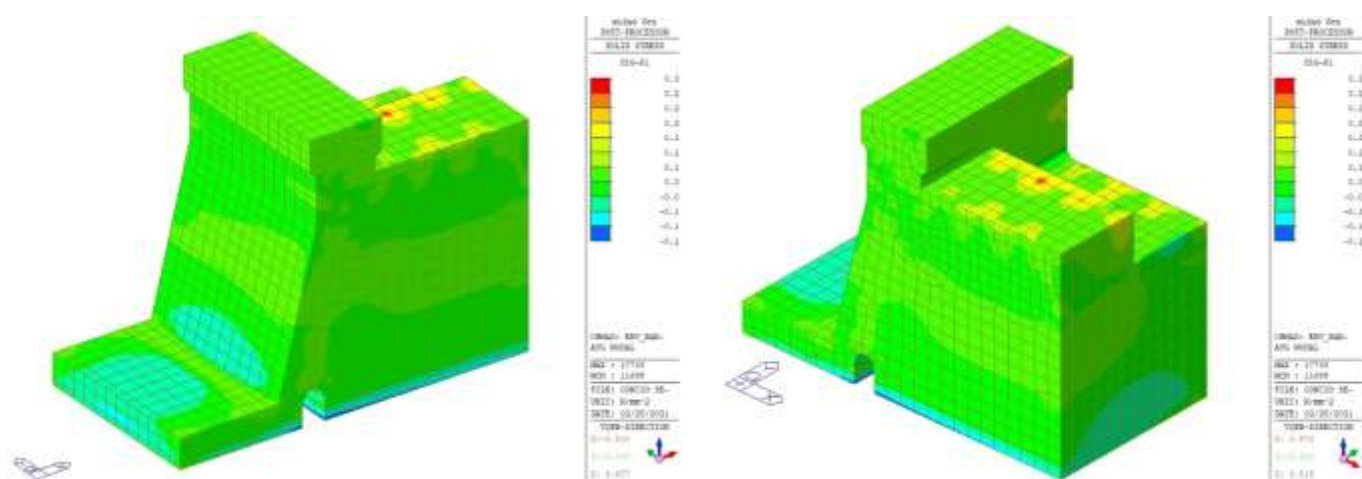
Sezione a quota +145.0m



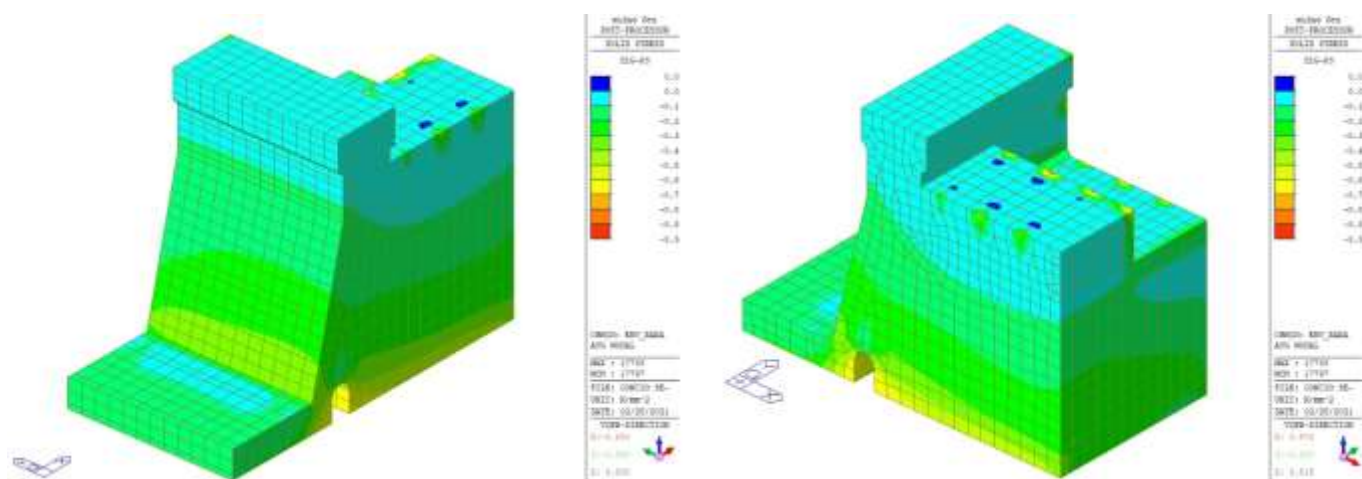
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



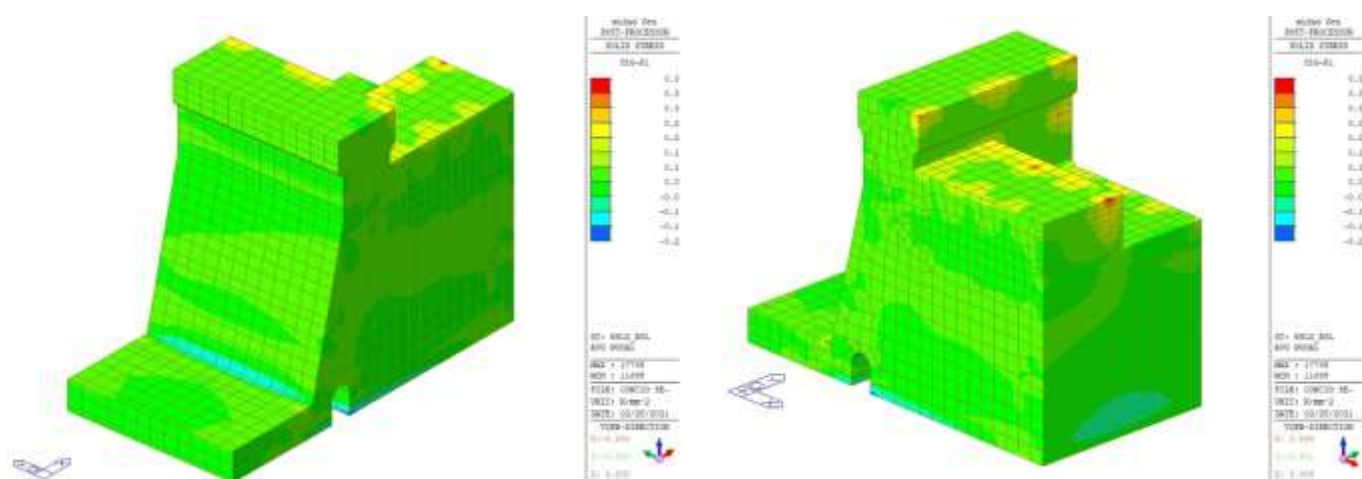
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



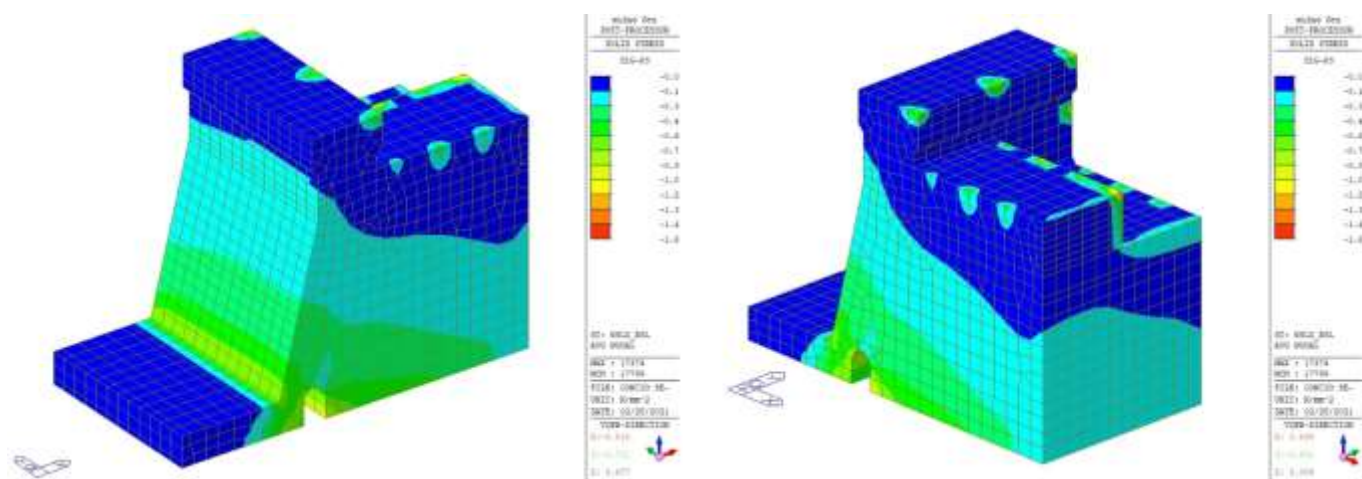
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)



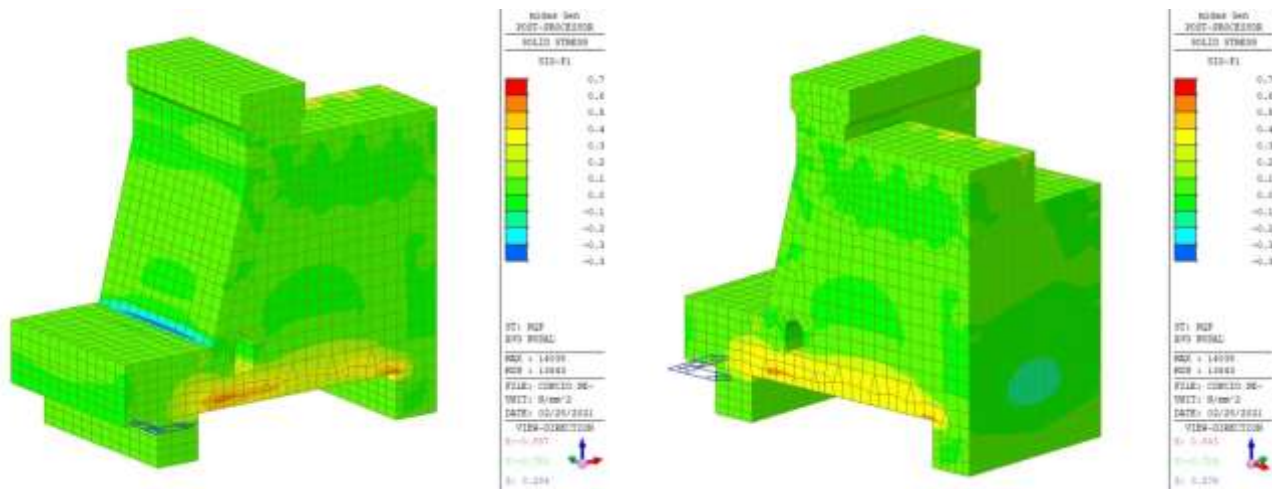
Tensioni principali di trazione (SLD)



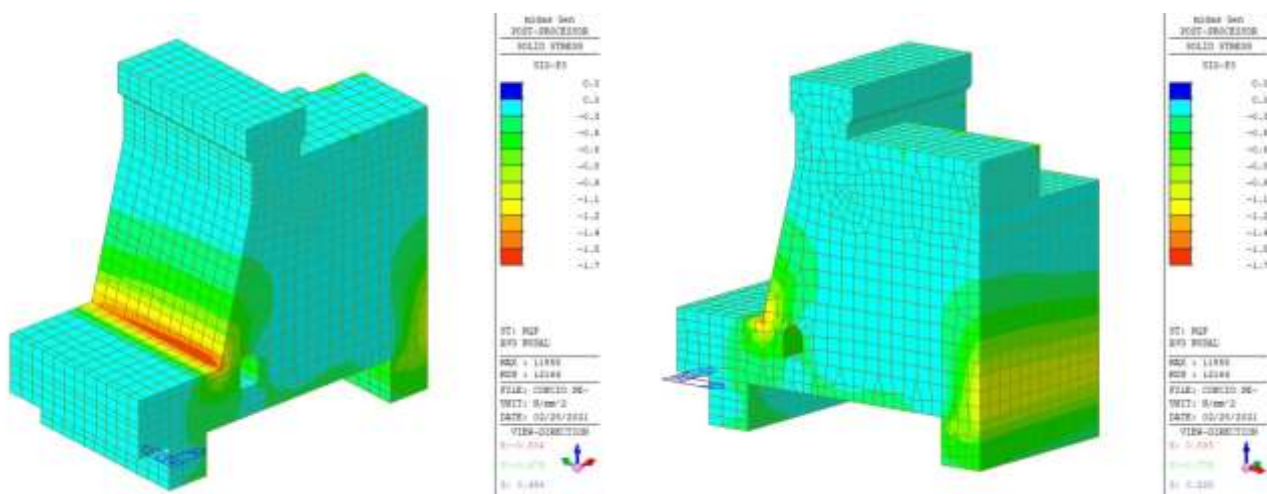
Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza, a meno di zone localizzate (combinazione quasi permanente) in corrispondenza dei puntoni della soletta carrabile e dei pilastri. In tali zone si prevede comunque armatura in acciaio B450C.

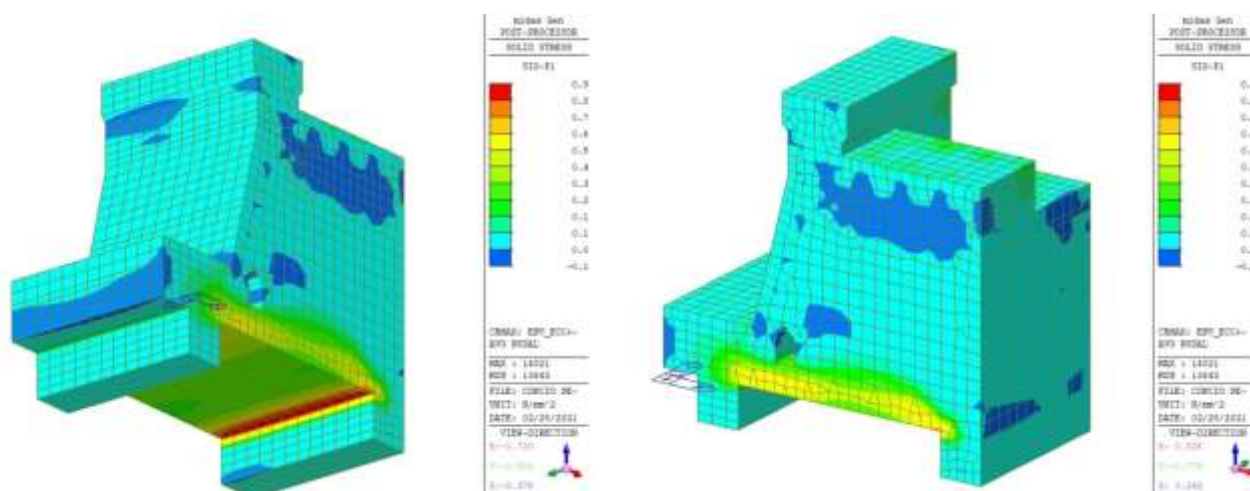
Concio intero



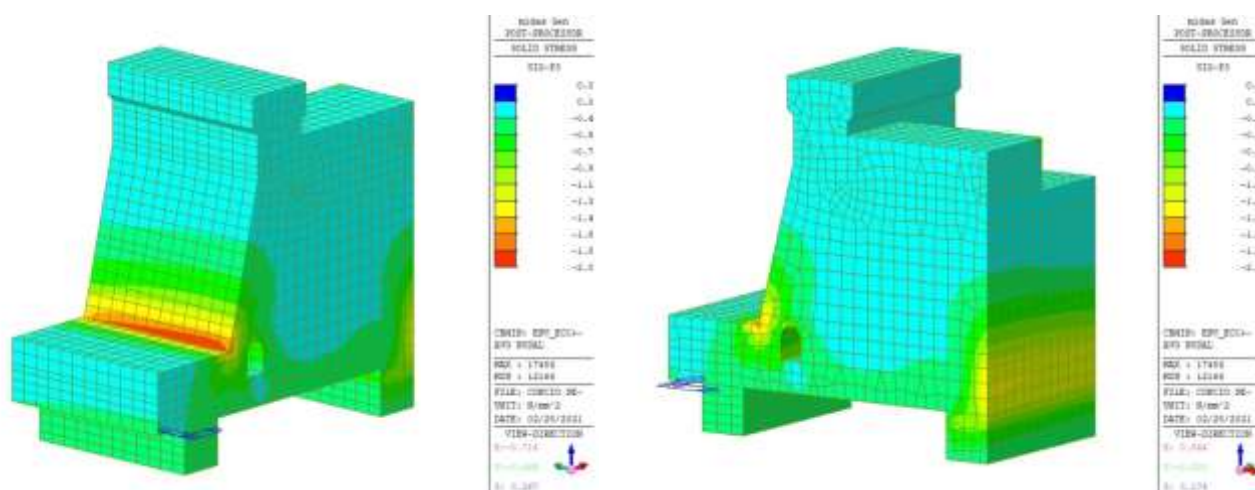
Tensioni principali di trazione (quasi permanente)



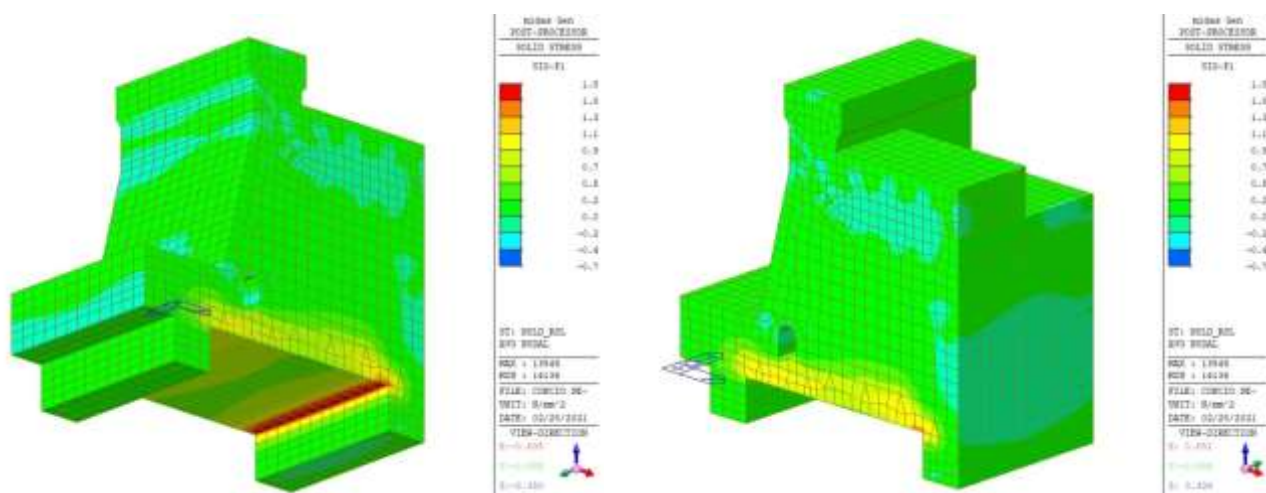
Tensioni principali di compressione (quasi permanente)



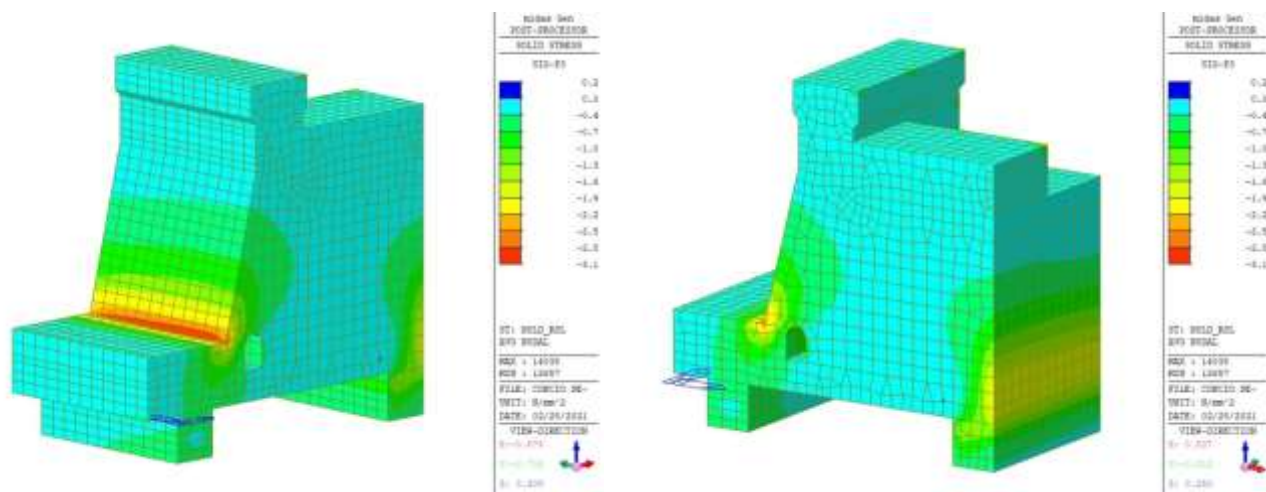
Tensioni principali di trazione (rara)



Tensioni principali di compressione (rara)

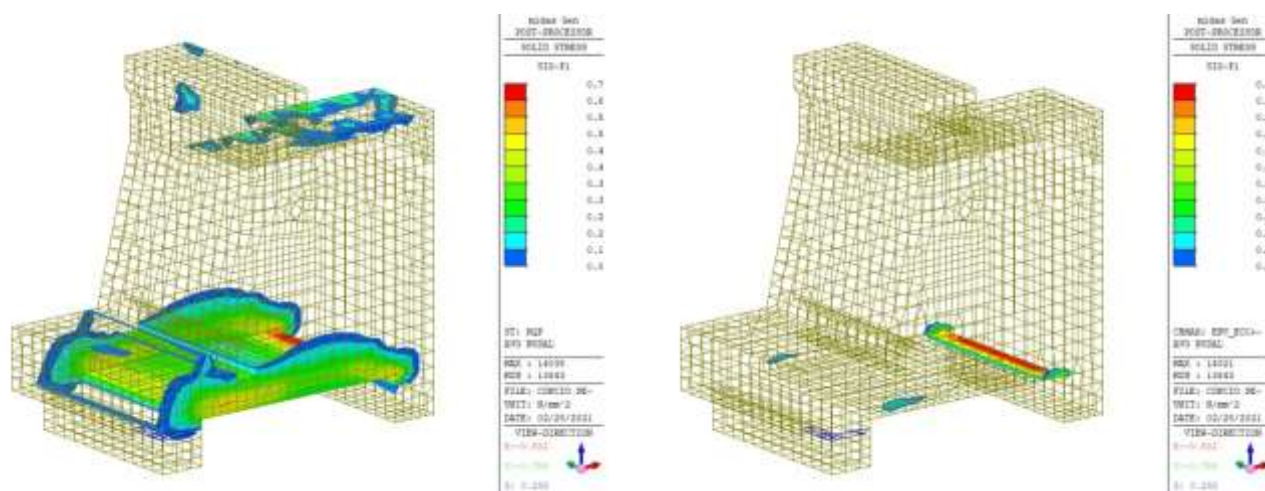


Tensioni principali di trazione (SLD)



Tensioni principali di compressione (SLD)

Dalle figure precedenti risulta che le tensioni principali di trazione e compressione soddisfano i limiti tensionali definiti in precedenza a meno della zona posta in corrispondenza dei denti di fondazione e sotto la struttura in c.a. (combinazione quasi permanente e rara), evidenziate nelle figure che seguono.

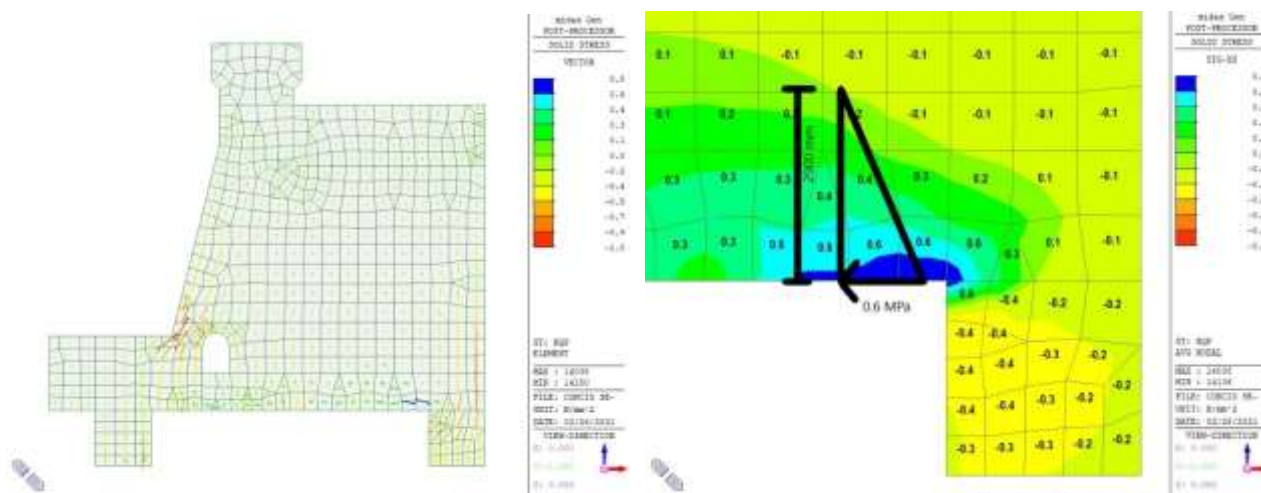


Zone che non soddisfano i limiti tensionali SLE

Con riferimento alla zona posta in corrispondenza del dente, il calcolo dell'armatura necessaria per assorbire l'intero sforzo di trazione è riportato nei paragrafi successivi.

Invece, con riferimento alla combinazione quasi permanente, sebbene la tensione agente è inferiore a quella limite di fessurazione (1.8 MPa), è comunque prevista un'armatura di pelle.

La figura che segue mostra l'andamento delle direzioni principali di tensione ed uno zoom dei valori delle tensioni di trazione nella zona maggiormente sollecitata.



Direzioni delle tensioni principali e zoom tensioni di trazione

La risultante delle trazioni agenti è pari a:

$$F_{t,Ed} = 0.6 \text{ MPa} \times 2900 \text{ mm} / 2 = 870 \text{ N/mm} = 870 \text{ kN/m}$$

È prevista un'armatura in B450C pari a 10+10+5Φ30/ml che, considerando una tensione limite pari a 200 MPa (limite tensionale tabelle C4.1.II e C4.1.III circolare 617/2009 per $w=0.4\text{mm}$), fornisce una forza ammissibile pari a:

$$F_{t,Rd} = 25 \times 706.5 \text{ mm}^2 \times 200 \text{ MPa} = 3532.5 \text{ kN/ml}$$

Risulta $F_{t,Ed} < F_{t,Rd}$ e pertanto l'armatura di pelle è in grado di far fronte all'intero sforzo di trazione agente.

4.8 SINTESI DELLE VERIFICHE

Nelle tabelle di seguito riportate, sono sintetizzati i principali risultati delle verifiche condotte in accordo a NTD14 e NTC08. Nello specifico si riportano per tutte le combinazioni di carico previste i valori massimi delle tensioni principali di trazione e compressione ed il coefficiente di sicurezza minimo (SLU/SLC) allo scorrimento all'interno del corpo diga.

Conci 1B-10B

Sezione	SLU		SLC		QP		RARA		SLD		vRd/vEd (SLU)
	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	
1	0.0	-0.1	0.0	-0.1	0.0	-0.1	0.0	-0.1	0.0	-0.1	15.5
2	0.0	-0.2	0.1	-0.2	0.0	-0.1	0.0	-0.2	0.0	-0.2	6.3
3	0.0	-0.3	0.1	-0.4	0.0	-0.2	0.0	-0.3	0.0	-0.3	4.2
4	0.0	-0.6	0.4	-0.7	0.0	-0.4	0.0	-0.6	0.1	-0.6	4.3
INTERO CONCIO	0.7 ¹	-0.8	1.8	-1.7	0.1 ¹	-0.4	0.6 ¹	-0.8	0.9	-0.9	- ²

Conci 1C-2C

Sezione	SLU		SLC		QP		RARA		SLD		vRd/vEd (SLU)
	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	
1	0.0	-0.2	0.0	-0.4	0.0	-0.2	0.0	-0.2	0.0	-0.2	8.2
2	0.0	-0.2	0.1	-0.6	0.0	-0.2	0.0	-0.2	0.0	-0.3	3.2
3	0.0	-0.4	0.2	-0.8	0.0	-0.4	0.0	-0.4	0.0	-0.4	2.1
4	0.1	-0.6	0.3	-1.1	0.1 ¹	-0.6	0.1	-0.5	0.1	-0.7	3.6
INTERO CONCIO	0.9 ¹	-1.4	3.3 ¹	-3.5	0.5 ¹	-1.1	0.9 ¹	-1.1	1.5	-2.0	- ²

Conci 3C-5C

Sezione	SLU		SLC		QP		RARA		SLD		vRd/vEd (SLU)
	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	
1	0.1	-0.2	1.1	-2.7	0.1 ¹	-0.2	0.1	-0.2	0.3	-0.8	4.4
2	0.3	-1.0	1.1	-4.7	0.3 ¹	-1.0	0.3	-0.9	0.3	-1.6	3.5
3	0.3	-1.0	1.1	-4.7	0.3 ¹	-1.0	0.3	-0.9	0.3	-1.6	1.7
4	0.3	-1.0	1.1	-4.8	0.3 ¹	-1.0	0.3	-0.9	0.3	-1.6	1.2
INTERO CONCIO	0.9 ¹	-2.0	4.0	-6.8	0.7 ¹	-1.7	0.9 ¹	-2.0	1.8	-3.1	- ²

¹ sono presenti zone localizzate con sforzi di trazione superiori al limite elastico previsto dalla NTD2014. In tali zone è stata comunque disposta armatura integrativa.

² per la verifica a scorrimento sul piano di posa dell'intero concio si rimanda alla relazione geotecnica allegata.

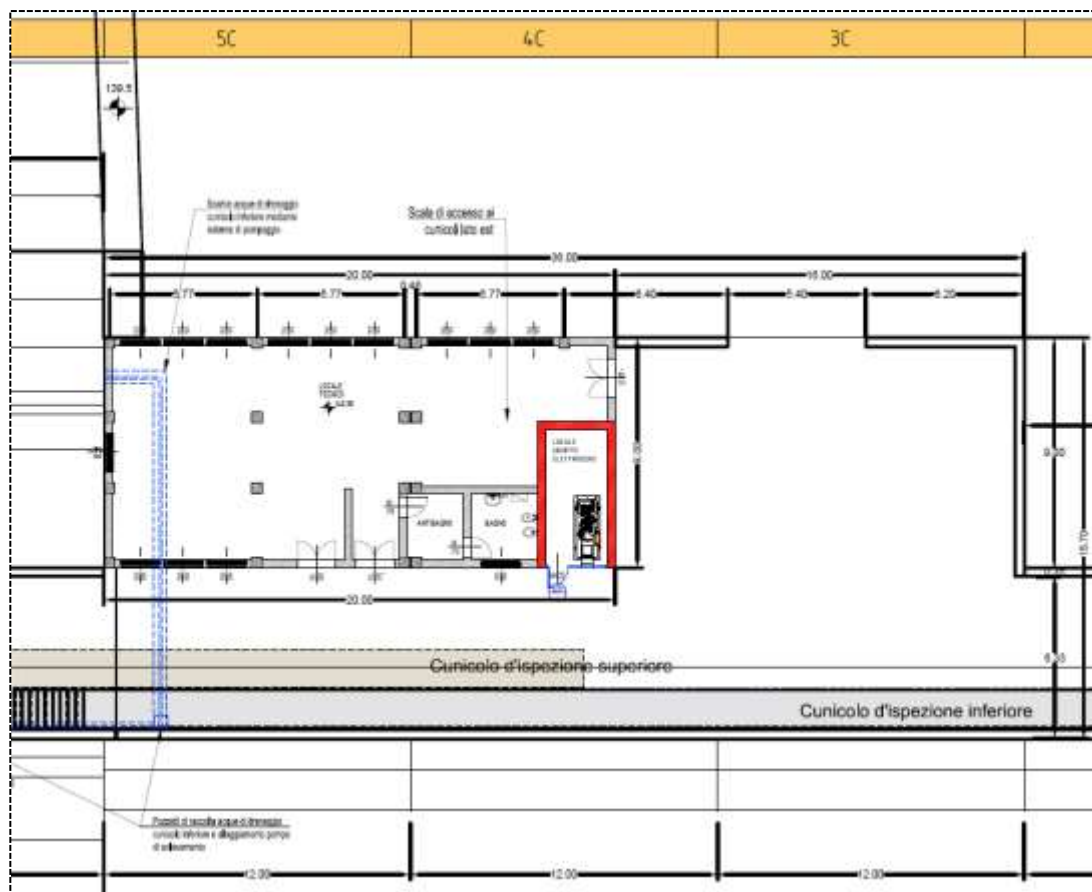
Dalla tabella precedente si osserva che le verifiche allo SLU risultano essere soddisfatte per tutte le combinazioni di carico considerate, essendo il coefficiente di verifica $V_{Rd}/V_{Ed} > 1.00$. Inoltre, le tensioni principali di trazione e compressione sono inferiori rispetto ai limiti elastici ad esclusione delle zone poste in corrispondenza dei denti di fondazione e di punti singolari (cunicoli) per le quali è prevista armatura in acciaio B450C.

Con riferimento agli stati limite di esercizio, le tensioni agenti nel calcestruzzo soddisfano i limiti normativi previsti dalle NTD14:

- tensione massima di compressione in tutte le combinazioni SLE (quasi permanente e rara) inferiore a 6.2 MPa;
- tensione massima di trazione in combinazione rara minore di 0.5 MPa;
- assenza di sforzi di trazione in combinazione quasi permanente a meno di zone localizzate in corrispondenza delle paratoie, cunicoli e denti di fondazione nelle quali è prevista specifica armatura di cucitura;
- tensione massima di compressione in combinazione sismica SLD con invaso alla quota di massima regolazione inferiore a 5.0 MPa;
- tensione massima di trazione in combinazione sismica SLD con invaso alla quota di massima regolazione inferiore a 1.8 MPa.

5. EDIFICIO SERVIZI

Nel presente capitolo vengono analizzate le verifiche delle strutture facenti parte del blocco servizi (edificio e piazzola) situato sopra conchi di raccordo 3C, 4C, 5C.



Blocco servizi

Si tratta di una struttura in c.a. gettata in opera, aventi pilastri quadrati 40x40cm, travi emergenti 40x70 cm al primo impalcato e 30x50 cm in copertura. Completano la struttura le solette in c.a. aventi spessore pari a 30 cm al primo impalcato e 20 cm al secondo impalcato. Infine è presente un muro controterra lato valle dello spessore di 30 cm avente puntoni orizzontali di contrasto ed una parete in c.a. composta a C.

Le strutture risultano essere separate da giunti di dilatazione di 6 cm e presentano un ingombro in pianta pari a circa 12 m x 9.0 m.

5.1 CARICHI

Il peso proprio degli elementi strutturali viene computato in automatico dal software di calcolo.

SOVRACCARICHI PERMANENTI

- copertura =	0.02 m x 20 kN/m ³ =	0.40 kN/mq (intonaco)
	0.15 m x 10.0 kN/m ³ =	1.50 kN/mq (ghiaietto di riempimento)
		0.10 kN/mq (guaina bituminosa)

		2.00 kN/m ²
- piano terra/piazzola =		
	0.02 m x 20 kN/m ³ =	0.40 kN/mq (intonaco)
	0.10 m x 15 kN/m ³ =	1.50 kN/mq (massetto)
	0.02 m x 20 kN/m ³ =	0.40 kN/mq (pavimento)
		1.70 kN/mq (impianti)

		4.00 kN/m ²
- rampe scale =		
	0.02 m x 20 kN/m ³ =	0.40 kN/mq (intonaco)
	0.03 m x 20 kN/m ³ =	0.60 kN/mq (pavimento)

		1.00 kN/mq
- tamponamento in laterizio		10.0 kN/ml

SOVRACCARICHI VARIABILI

- piano terra =	5.00 kN/m ² (CAT. B1, tab. 3.1.II NTC08);
- piazzola =	schema di carico 1 paragrafo 5.1.3.3 NTC08 per ponti stradali di 2° categoria.
- copertura =	0.50 kN/m ² (CAT. H1, tab. 3.1.II NTC08);
- scale =	4.00 kN/m ² (CAT. C2, tab. 3.1.II NTC08).

I carichi mobili sono stati applicati solo in corrispondenza del concio 3C. Le armature derivanti dal soddisfacimento delle verifiche sono state estese anche agli elementi strutturali (solette, travi) posti sui conci 4C e 5C.

NEVE

Si hanno i seguenti parametri:

- Altitudine del sito $a_s = 152$ m s.l.m.
- Carico neve al suolo: $q_{sk} = 1.50$ kN/m² (Zona I-Mediterranea, $a_s < 200$ m s.l.m.)
- Coefficiente di forma: $\mu_1 = 0,8$ (inclinazione falde $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$).
- Coefficiente termico: $C_E = 1$.
- Coefficiente di esposizione: $C_t = 1$ (topografia normale).

In accordo al DM 14.01.2008, con tali parametri il carico da neve sulle strutture è pari a:

$$q_s = \mu_1 \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

VENTO

Gli effetti dell'azione del vento sono trascurabili rispetto alle azioni sismiche.

Si riporta di seguito il confronto tra il tagliante globale alla base del singolo modulo di edificio per azioni ventose e sismiche.

Con riferimento all'azione del vento, si ha:

Zona 2, classe di rugosità D, cat. esposizione II

$$c_r = 0.65 \times (1 - 0.138 \times \ln(-\ln(1 - 1/T_R))) = 1.125$$

velocità di riferimento è: $1.125 \times 25 \text{ m/s} = 28.13 \text{ m/s}$

$$k_r = 0.19, z_0 = 0.05 \text{ m}, z_{\min} = 4.0 \text{ m}$$

Considerando un'altezza di 23 m rispetto al suolo, il coefficiente di esposizione è pari a $c_e = 2.91$.

Quindi, la pressione cinetica di picco del vento è pari a: $0.5 \times 1.25 \times 28.13^2 \times 2.91 = 1.44 \text{ kN/m}^2$.

In accordo alla tabella C3.3.3 della circolare n. 617/2009, i coefficienti di forma valgono: +0.8 (sopravvento) e -0.4 (sottovento).

Quindi, l'azione di taglio alla base dell'edificio per effetto del vento, in direzione ortogonale allo sviluppo dei manufatti, è pari a: $1.5 \times 1.2 \times 1.44 \text{ kN/m}^2 \times 12 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} = 124.4 \text{ kN}$.

Dal modello di calcolo, risulta un tagliante sismico SLV alla base dell'edificio servizi pari a 1000 kN.

Pertanto, l'azione del vento risulta essere trascurabile.

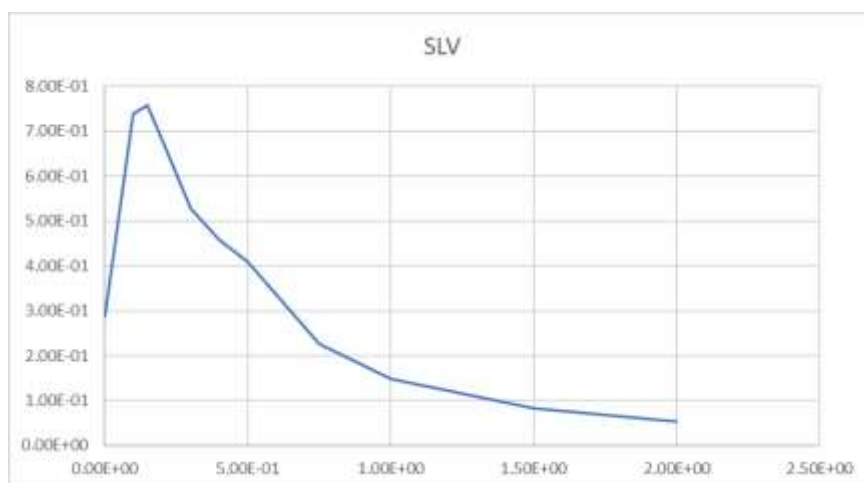
VARIAZIONI TERMICHE

Essendo presenti giunti di dilatazione di 6 cm su lunghezze di 12 m, gli effetti delle variazioni termiche sono trascurabili (paragrafo 2.3.3 dell'Eurocode 2).

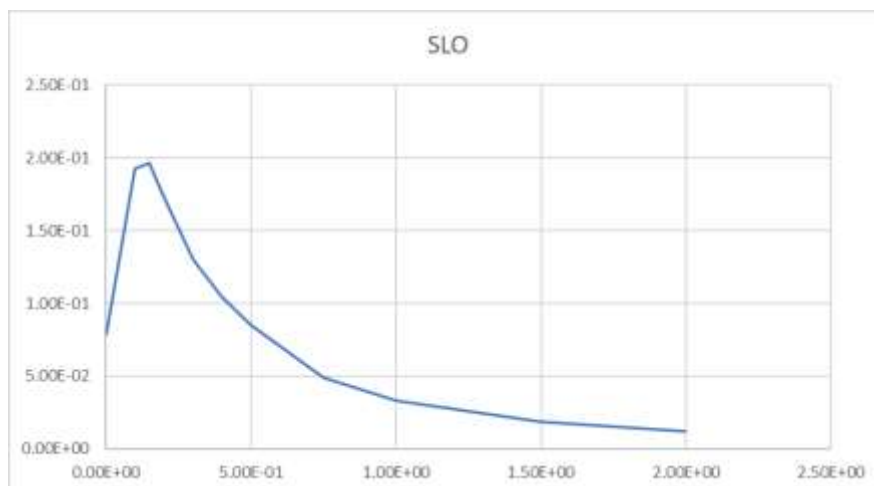
SISMA

Trattasi di strutture aventi classe d'uso III e vita nominale pari a 100 anni.

Si riportano di seguito gli spettri di risposta orizzontali allo SLV e SLO, ricavati dall'analisi di risposta sismica locale.



Spettro di risposta SLV orizzontale.



Spettro di risposta SLO orizzontale.

Si è assunto un fattore di struttura unitario ($q=1.0$). Pertanto, non è richiesto alcun requisito aggiuntivo in termini di duttilità e quindi di gerarchia delle resistenze.

Con riferimento allo SLV sono state condotte le verifiche di resistenza delle sezioni.

Trattandosi di struttura in classe d'uso III, le verifiche di resistenza allo SLD richieste dalle NTC08 risultano essere implicitamente soddisfatte da quelle allo SLV, avendo assunto un fattore di struttura unitario.

Infine, con riferimento allo SLO, in accordo al paragrafo 7.3.7.2 delle NTC08, considerando che i tamponamenti sono collegati rigidamente alla struttura, lo spostamento massimo di interpiano deve essere inferiore a $\frac{2}{3} \times 0.005 \times h = 0.0033 \times h$, essendo h l'altezza di interpiano.

SPINTA STATICA DEL TERRENO

La spinta del terreno in condizioni statiche è stata valutata facendo riferimento alla teoria di Coulomb/Rankine, trascurando l'attrito terra-muro:

$$S = \frac{1}{2} \times \gamma \times K \times H^2$$

$$K_A = \tan^2 (45^\circ - \Phi_d/2)$$

Dove H rappresenta l'altezza del paramento, K_A è il coefficiente di spinta attiva, Φ_d è l'angolo di attrito interno del terreno (di progetto), γ è il peso specifico del terreno.

Per quanto riguarda le proprietà del terreno, si è fatto riferimento alla relazione geotecnica allegata.

Unità Geotecnica	c_k' [kPa]	ϕ_k' [°]	γ [kN/m ³]	k_A	k_P
NUCLEO	5	26	19	0.467	2.141
A1-A2	5	35	20	0.343	2.917

A favore di sicurezza, si è considerata l'unità geotecnica NUCLEO.

La spinta del terreno in condizioni sismiche è stata valutata mediante la teoria di Mononobe-Okabe:

$$S = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1-k_v) \times K_E \times H^2.$$

5.2 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elementari elencati nei paragrafi precedenti sono stati combinati secondo i criteri descritti nel par. 2.5.3 delle NTC2008.

Le combinazioni delle azioni sono di seguito riportate.

STATO LIMITE ULTIMO CON AZIONI STATICHE

$$F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times [Q_{k1} + \sum \psi_{0,i} \times Q_{k,i}]$$

$\gamma_{G1} = 1.3$ per il peso proprio degli elementi strutturali
($\gamma_{G1} = 1,0$ se il suo contributo è a favore di sicurezza);

$\gamma_{G2} = 1.5$ per le azioni permanenti
($\gamma_{G2} = 1,0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza);

$\gamma_Q = 1.5$ per le azioni variabili
($\gamma_Q = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza).

$\gamma_Q = 1.35$ per le azioni variabili da traffico
($\gamma_Q = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza).

Nel caso di azioni variabili concomitanti si usano i seguenti coefficienti di combinazione ψ_{0i} :

$\psi_0 = 0.7$ per i carichi variabili verticali;
 $\psi_0 = 0.5$ per il carico da neve;
 $\psi_0 = 0.75$ per il carico da traffico tandem;
 $\psi_0 = 0.40$ per il carico da traffico distribuito.

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k,1} + \sum \psi_{0i} \times Q_{k,i}$$

Nel caso di azioni variabili concomitanti si usano i seguenti coefficienti ψ_{0i} :

$\psi_0 = 0.7$ per i carichi variabili verticali;
 $\psi_0 = 0.5$ per il carico da neve;

$\psi_0 = 0.75$ per il carico da traffico tandem;

$\psi_0 = 0.40$ per il carico da traffico distribuito.

COMBINAZIONE FREQUENTE

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \times Q_{k,1} + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

Nel caso di azioni variabili concomitanti si usano i seguenti coefficienti ψ_{1i} e ψ_{2i} :

$\psi_1 = 0,7$ per i carichi variabili verticali;

$\psi_1 = 0,2$ per il carico da neve;

$\psi_1 = 0.75$ per il carico da traffico tandem;

$\psi_1 = 0.40$ per il carico da traffico distribuito.

$\psi_2 = 0,6$ per i carichi variabili verticali;

$\psi_2 = 0,0$ per il carico da neve/traffico.

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

Nel caso di azioni variabili concomitanti si usano i seguenti coefficienti ψ_{2i} :

$\psi_2 = 0,6$ per i carichi variabili verticali;

$\psi_2 = 0,0$ per il carico da neve/traffico.

STATO LIMITE ULTIMO CON AZIONI SISMICHE

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

con i seguenti coefficienti ψ_{2i} :

$\psi_2 = 0,6$ per i carichi variabili verticali;

$\psi_2 = 0,0$ per il carico da neve/traffico.

Di seguito viene riportata la lista delle combinazioni di carico.

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	SLU1	Active	Add	G1 (1.300) + + Spinta terreno stat(1.300) +	G2 (1.500) + NEVE (1.500) +	Q (1.500) CARICO (1.350)
2	SLV1	Active	Add	G1 (1.000) + + Sisma X (1.000) + + Sisma Y (0.300)	G2 (1.000) + Sisma Y (0.300) +	Q (0.600) Sisma X (1.000)
3	SLV2	Active	Add	G1 (1.000) + + Sisma X (1.000) + + Sisma Y (0.300)	G2 (1.000) + Sisma Y (0.300) +	Q (0.600) Sisma X (1.000)
4	SLV3	Active	Add	G1 (1.000) + + Spinta terreno stat(1.000) + + Sisma X(-1.000) +	G2 (1.000) + Sisma X(-1.000) + Sisma Y(-0.300)	Q (0.600) Sisma Y(-0.300)
5	SLV4	Active	Add	G1 (1.000) + + Spinta terreno stat(1.000) + + Sisma X(-1.000) +	G2 (1.000) + Sisma X(-1.000) + Sisma Y(-0.300)	Q (0.600) Sisma Y(-0.300)
6	SLV5	Active	Add	G1 (1.000) + + Sisma X (0.300) + + Sisma Y (1.000)	G2 (1.000) + Sisma Y (1.000) +	Q (0.600) Sisma X (0.300)
7	SLV6	Active	Add	G1 (1.000) + + Sisma X (0.300) + + Sisma Y (1.000)	G2 (1.000) + Sisma Y (1.000) +	Q (0.600) Sisma X (0.300)
8	SLV7	Active	Add	G1 (1.000) + + Spinta terreno stat(0.300) + + Sisma X(-0.300) +	G2 (1.000) + Sisma X(-0.300) + Sisma Y(-1.000)	Q (0.600) Sisma Y(-1.000)
9	SLV8	Active	Add	G1 (1.000) + + Spinta terreno stat(0.300) + + Sisma X(-0.300) +	G2 (1.000) + Sisma X(-0.300) + Sisma Y(-1.000)	Q (0.600) Sisma Y(-1.000)

10	SLV9	Active	Add
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) + Q (0.600)
+		Sisma X (1.000) +	Sisma Y (0.300) + Sisma X (1.000)
+		Sisma Y (0.300)	

11	SLV10	Active	Add
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) + Q (0.600)
+		Sisma X (1.000) +	Sisma Y (0.300) + Sisma X (1.000)
+		Sisma Y (0.300)	

12	SLV11	Active	Add
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) + Q (0.600)
+	Spinta terreno stati (1.000) +		Sisma X (-1.000) + Sisma Y (-0.300)
+	Sisma X (-1.000) +		Sisma Y (-0.300)

13	SLV12	Active	Add
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) + Q (0.600)
+	Spinta terreno stati (1.000) +		Sisma X (-1.000) + Sisma Y (-0.300)
+	Sisma X (-1.000) +		Sisma Y (-0.300)

14	SLV13	Active	Add
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) + Q (0.600)
+	Sisma X (0.300) +		Sisma Y (1.000) + Sisma X (0.300)
+	Sisma Y (1.000)		

15	SLV14	Active	Add
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) + Q (0.600)
+	Sisma X (0.300) +		Sisma Y (1.000) + Sisma X (0.300)
+	Sisma Y (1.000)		

16	SLV15	Active	Add
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) + Q (0.600)
+	Spinta terreno stati (0.300) +		Sisma X (-0.300) + Sisma Y (-1.000)
+	Sisma X (-0.300) +		Sisma Y (-1.000)

17	SLV16	Active	Add
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) + Q (0.600)
+	Spinta terreno stati (0.300) +		Sisma X (-0.300) + Sisma Y (-1.000)
+	Sisma X (-0.300) +		Sisma Y (-1.000)

18	SLV17	Active	Add
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) + Q (0.600)
+	Sisma X (1.000) +		Sisma Y (-0.300) + Sisma X (1.000)
+	Sisma Y (-0.300)		

19	SLV18	Active	Add
----	-------	--------	-----

G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)
+ Sisma X (1.000) + Sisma Y (-0.300) + Sisma X (1.000)
+ Sisma Y (-0.300)

20 SLV19 Active Add
G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)
+ Spinta terreno stati (1.000) + Sisma X (-1.000) + Sisma Y (0.300)
+ Sisma X (-1.000) + Sisma Y (0.300)

21 SLV20 Active Add
G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)
+ Spinta terreno stati (1.000) + Sisma X (-1.000) + Sisma Y (0.300)
+ Sisma X (-1.000) + Sisma Y (0.300)

22 SLV21 Active Add
G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)
+ Sisma X (0.300) + Sisma Y (-1.000) + Sisma X (0.300)
+ Sisma Y (-1.000)

23 SLV22 Active Add
G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)
+ Sisma X (0.300) + Sisma Y (-1.000) + Sisma X (0.300)
+ Sisma Y (-1.000)

24 SLV23 Active Add
G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)
+ Spinta terreno stati (0.300) + Sisma X (-0.300) + Sisma Y (1.000)
+ Sisma X (-0.300) + Sisma Y (1.000)

25 SLV24 Active Add
G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)
+ Spinta terreno stati (0.300) + Sisma X (-0.300) + Sisma Y (1.000)
+ Sisma X (-0.300) + Sisma Y (1.000)

26 SLV25 Active Add
G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)
+ Sisma X (1.000) + Sisma Y (-0.300) + Sisma X (1.000)
+ Sisma Y (-0.300)

27 SLV26 Active Add
G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)
+ Sisma X (1.000) + Sisma Y (-0.300) + Sisma X (1.000)
+ Sisma Y (-0.300)

28 SLV27 Active Add
G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)
+ Spinta terreno stati (1.000) + Sisma X (-1.000) + Sisma Y (0.300)

+ Sisma X(-1.000) + Sisma Y(0.300)			

29	SLV28	Active	Add
		G1(1.000) +	G2(1.000) + Q(0.600)
		+ Spinta terreno stat(1.000) +	Sisma X(-1.000) + Sisma Y(0.300)
		+ Sisma X(-1.000) +	Sisma Y(0.300)

30	SLV29	Active	Add
		G1(1.000) +	G2(1.000) + Q(0.600)
		+ Sisma X(0.300) +	Sisma Y(-1.000) + Sisma X(0.300)
		+ Sisma Y(-1.000)	

31	SLV30	Active	Add
		G1(1.000) +	G2(1.000) + Q(0.600)
		+ Sisma X(0.300) +	Sisma Y(-1.000) + Sisma X(0.300)
		+ Sisma Y(-1.000)	

32	SLV31	Active	Add
		G1(1.000) +	G2(1.000) + Q(0.600)
		+ Spinta terreno stat(0.300) +	Sisma X(-0.300) + Sisma Y(1.000)
		+ Sisma X(-0.300) +	Sisma Y(1.000)

33	SLV32	Active	Add
		G1(1.000) +	G2(1.000) + Q(0.600)
		+ Spinta terreno stat(0.300) +	Sisma X(-0.300) + Sisma Y(1.000)
		+ Sisma X(-0.300) +	Sisma Y(1.000)

34	RARA	Active	Add
		G1(1.000) +	G2(1.000) + Q(1.000)
		+ NEVE(1.000) + Spinta terreno stat(1.000) +	CARICO(1.000)

35	FREQ	Active	Add
		G1(1.000) +	G2(1.000) + Q(0.700)
		+ NEVE(0.200) + Spinta terreno stat(1.000) +	CARICO FATT(1.000)

36	QP	Active	Add
		G1(1.000) +	G2(1.000) + Q(0.600)
		+ Spinta terreno stat(1.000)	

37	ENV	Active	Envelope
		SLV1(1.000) +	SLV1(1.000) + SLV2(1.000)
		+ SLV3(1.000) +	SLV4(1.000) + SLV5(1.000)
		+ SLV6(1.000) +	SLV7(1.000) + SLV8(1.000)
		+ SLV9(1.000) +	SLV10(1.000) + SLV11(1.000)
		+ SLV12(1.000) +	SLV13(1.000) + SLV14(1.000)
		+ SLV15(1.000) +	SLV16(1.000) + SLV17(1.000)
		+ SLV18(1.000) +	SLV19(1.000) + SLV20(1.000)

+	SLV21 (1.000) +	SLV22 (1.000) +	SLV23 (1.000)
+	SLV24 (1.000) +	SLV25 (1.000) +	SLV26 (1.000)
+	SLV27 (1.000) +	SLV28 (1.000) +	SLV29 (1.000)
+	SLV30 (1.000) +	SLV31 (1.000) +	SLV32 (1.000)

38	SLO1	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+		Sisma X_SLO (1.000) +	Sisma Y_SLO (0.300) +	Sisma X_SLO (1.000)
+		Sisma Y_SLO (0.300)		

39	SLO2	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+		Sisma X_SLO (1.000) +	Sisma Y_SLO (0.300) +	Sisma X_SLO (1.000)
+		Sisma Y_SLO (0.300)		

40	SLO3	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+	Spinta terreno stati (1.000) +		Sisma X_SLO (-1.000) +	Sisma Y_SLO (-0.300)
+	Sisma X_SLO (-1.000) +		Sisma Y_SLO (-0.300)	

41	SLO4	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+	Spinta terreno stati (1.000) +		Sisma X_SLO (-1.000) +	Sisma Y_SLO (-0.300)
+	Sisma X_SLO (-1.000) +		Sisma Y_SLO (-0.300)	

42	SLO5	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+		Sisma X_SLO (0.300) +	Sisma Y_SLO (1.000) +	Sisma X_SLO (0.300)
+		Sisma Y_SLO (1.000)		

43	SLO6	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+		Sisma X_SLO (0.300) +	Sisma Y_SLO (1.000) +	Sisma X_SLO (0.300)
+		Sisma Y_SLO (1.000)		

44	SLO7	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+	Spinta terreno stati (0.300) +		Sisma X_SLO (-0.300) +	Sisma Y_SLO (-1.000)
+	Sisma X_SLO (-0.300) +		Sisma Y_SLO (-1.000)	

45	SLO8	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+	Spinta terreno stati (0.300) +		Sisma X_SLO (-0.300) +	Sisma Y_SLO (-1.000)
+	Sisma X_SLO (-0.300) +		Sisma Y_SLO (-1.000)	

46	SLO9	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)

+ Sisma X_SLO(1.000) + Sisma Y_SLO(0.300) + Sisma X_SLO(1.000)
+ Sisma Y_SLO(0.300)

47 SLO10 Active Add
G1(1.000) + G2(1.000) + Q(0.600)
+ Sisma X_SLO(1.000) + Sisma Y_SLO(0.300) + Sisma X_SLO(1.000)
+ Sisma Y_SLO(0.300)

48 SLO11 Active Add
G1(1.000) + G2(1.000) + Q(0.600)
+ Spinta terreno stat(1.000) + Sisma X_SLO(-1.000) + Sisma Y_SLO(-0.300)
+ Sisma X_SLO(-1.000) + Sisma Y_SLO(-0.300)

49 SLO12 Active Add
G1(1.000) + G2(1.000) + Q(0.600)
+ Spinta terreno stat(1.000) + Sisma X_SLO(-1.000) + Sisma Y_SLO(-0.300)
+ Sisma X_SLO(-1.000) + Sisma Y_SLO(-0.300)

50 SLO13 Active Add
G1(1.000) + G2(1.000) + Q(0.600)
+ Sisma X_SLO(0.300) + Sisma Y_SLO(1.000) + Sisma X_SLO(0.300)
+ Sisma Y_SLO(1.000)

51 SLO14 Active Add
G1(1.000) + G2(1.000) + Q(0.600)
+ Sisma X_SLO(0.300) + Sisma Y_SLO(1.000) + Sisma X_SLO(0.300)
+ Sisma Y_SLO(1.000)

52 SLO15 Active Add
G1(1.000) + G2(1.000) + Q(0.600)
+ Spinta terreno stat(0.300) + Sisma X_SLO(-0.300) + Sisma Y_SLO(-1.000)
+ Sisma X_SLO(-0.300) + Sisma Y_SLO(-1.000)

53 SLO16 Active Add
G1(1.000) + G2(1.000) + Q(0.600)
+ Spinta terreno stat(0.300) + Sisma X_SLO(-0.300) + Sisma Y_SLO(-1.000)
+ Sisma X_SLO(-0.300) + Sisma Y_SLO(-1.000)

54 SLO17 Active Add
G1(1.000) + G2(1.000) + Q(0.600)
+ Sisma X_SLO(1.000) + Sisma Y_SLO(-0.300) + Sisma X_SLO(1.000)
+ Sisma Y_SLO(-0.300)

55 SLO18 Active Add
G1(1.000) + G2(1.000) + Q(0.600)
+ Sisma X_SLO(1.000) + Sisma Y_SLO(-0.300) + Sisma X_SLO(1.000)
+ Sisma Y_SLO(-0.300)

56 SLO19 Active Add

G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)

+ Spinta terreno stat(1.000) + Sisma X_SLO(-1.000) + Sisma Y_SLO(0.300)

+ Sisma X_SLO(-1.000) + Sisma Y_SLO(0.300)

57 SLO20 Active Add

G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)

+ Spinta terreno stat(1.000) + Sisma X_SLO(-1.000) + Sisma Y_SLO(0.300)

+ Sisma X_SLO(-1.000) + Sisma Y_SLO(0.300)

58 SLO21 Active Add

G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)

+ Sisma X_SLO(0.300) + Sisma Y_SLO(-1.000) + Sisma X_SLO(0.300)

+ Sisma Y_SLO(-1.000)

59 SLO22 Active Add

G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)

+ Sisma X_SLO(0.300) + Sisma Y_SLO(-1.000) + Sisma X_SLO(0.300)

+ Sisma Y_SLO(-1.000)

60 SLO23 Active Add

G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)

+ Spinta terreno stat(0.300) + Sisma X_SLO(-0.300) + Sisma Y_SLO(1.000)

+ Sisma X_SLO(-0.300) + Sisma Y_SLO(1.000)

61 SLO24 Active Add

G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)

+ Spinta terreno stat(0.300) + Sisma X_SLO(-0.300) + Sisma Y_SLO(1.000)

+ Sisma X_SLO(-0.300) + Sisma Y_SLO(1.000)

62 SLO25 Active Add

G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)

+ Sisma X_SLO(1.000) + Sisma Y_SLO(-0.300) + Sisma X_SLO(1.000)

+ Sisma Y_SLO(-0.300)

63 SLO26 Active Add

G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)

+ Sisma X_SLO(1.000) + Sisma Y_SLO(-0.300) + Sisma X_SLO(1.000)

+ Sisma Y_SLO(-0.300)

64 SLO27 Active Add

G1 (1.000) + G2 (1.000) + Q (0.600)

+ Spinta terreno stat(1.000) + Sisma X_SLO(-1.000) + Sisma Y_SLO(0.300)

+ Sisma X_SLO(-1.000) + Sisma Y_SLO(0.300)

65 SLO28 Active Add

	G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+ Spinta terreno stati(1.000) +		Sisma X_SLO(-1.000) +	Sisma Y_SLO(0.300)
+ Sisma X_SLO(-1.000) +		Sisma Y_SLO(0.300)	

66	SLO29	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+ Sisma X_SLO(0.300) +		Sisma Y_SLO(-1.000) +	Sisma X_SLO(0.300)	
+ Sisma Y_SLO(-1.000)				

67	SLO30	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+ Sisma X_SLO(0.300) +		Sisma Y_SLO(-1.000) +	Sisma X_SLO(0.300)	
+ Sisma Y_SLO(-1.000)				

68	SLO31	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+ Spinta terreno stati(0.300) +		Sisma X_SLO(-0.300) +	Sisma Y_SLO(1.000)	
+ Sisma X_SLO(-0.300) +		Sisma Y_SLO(1.000)		

69	SLO32	Active	Add	
		G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (0.600)
+ Spinta terreno stati(0.300) +		Sisma X_SLO(-0.300) +	Sisma Y_SLO(1.000)	
+ Sisma X_SLO(-0.300) +		Sisma Y_SLO(1.000)		

5.3 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Al fine di simulare il comportamento globale delle strutture, è stato creato un modello tridimensionale agli elementi finiti, mediante il software MIDAS/GEN 2020 v1.1, distribuito da harpaceas Viale Richard 1 - 20143 – Milano, n. licenza U001-07702.

La modellazione ha fatto ricorso all'utilizzo di:

- elementi monodimensionali a 2 nodi di tipo “beam” per i pilastri e le travi;
- elementi bidimensionali a 4 nodi di tipo “wall” per le pareti di taglio;
- elementi bidimensionali a 3 o 4 nodi di tipo “plate” con drilling dof per simulare il comportamento delle solette di piano.

Gli impalcati sono considerati deformabili sia fuori piano che nel proprio piano.

Le pareti di taglio offrono esclusivamente rigidità membranale. E' trascurata la rigidità fuori piano.

Essendo l'edificio separato da giunti, ai fini dell'analisi, sono stati definiti tre moduli base.

I carichi verticali che concorrono a determinare la massa sismica agente nel piano orizzontale x-y sono stati applicati come carichi distribuiti (pressure loads) a livello dei vari impalcati.

L'analisi sismica è stata condotta mediante analisi modale con spettro di risposta e fattore di struttura ($q=1.0$) applicando l'azione sismica in due direzioni ortogonali.

Nel rispetto della normativa vigente si è considerata un'eccentricità accidentale aggiuntiva spostando il baricentro delle masse, in ogni direzione, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano.

Si è inoltre combinata l'azione sismica agente in una direzione con il 30% dell'azione sismica agente in direzione perpendicolare.

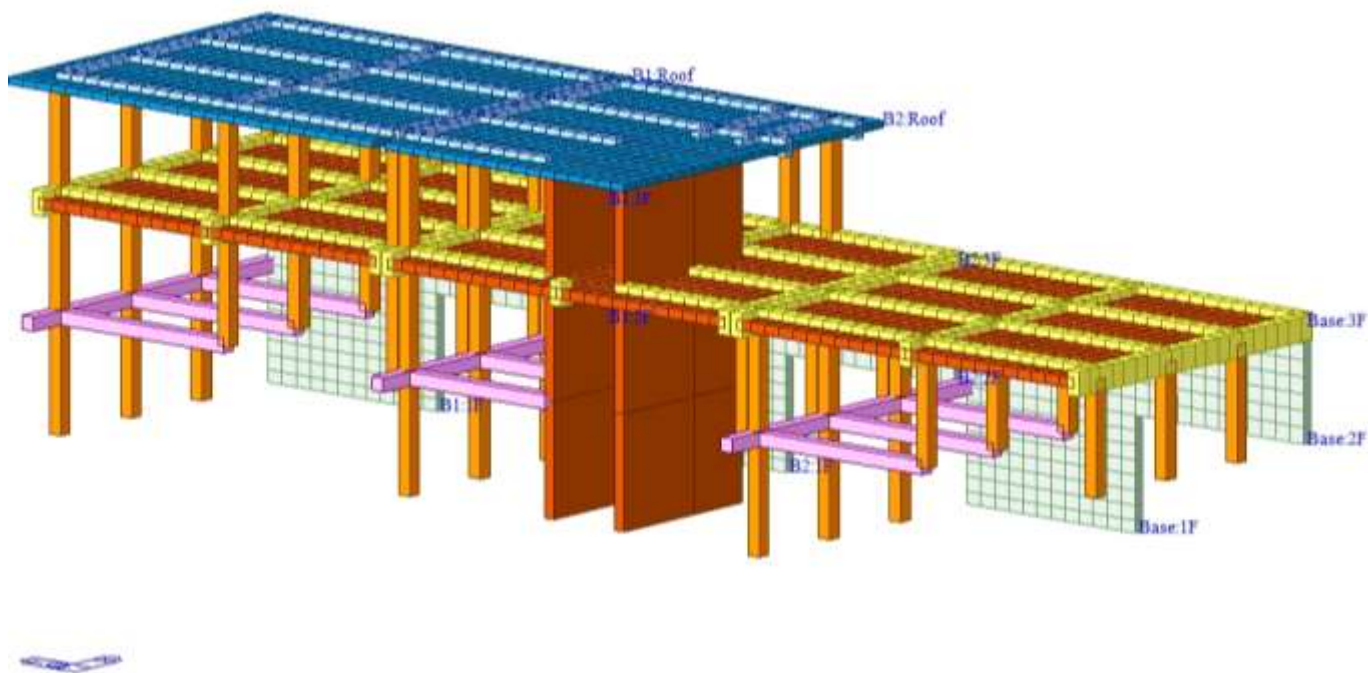
Sono stati considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa, in particolare i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi tale per cui la massa partecipante totale superi l'85% della massa totale.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata la combinazione quadratica completa (CQC).

Le strutture risultano essere incernierate ai conci diga.

Ai fini sismici, il concio diga è considerato rigido e pertanto subisce le stesse accelerazioni del terreno. Di conseguenza, è lecito applicare lo spetto di risposta alle strutture in oggetto senza considerare alcun effetto amplificativo dovuto al comportamento dinamico dei conci diga.

Di seguito è riportata un'immagine della mesh tridimensionale.



Vista tridimensionale del modello FEM

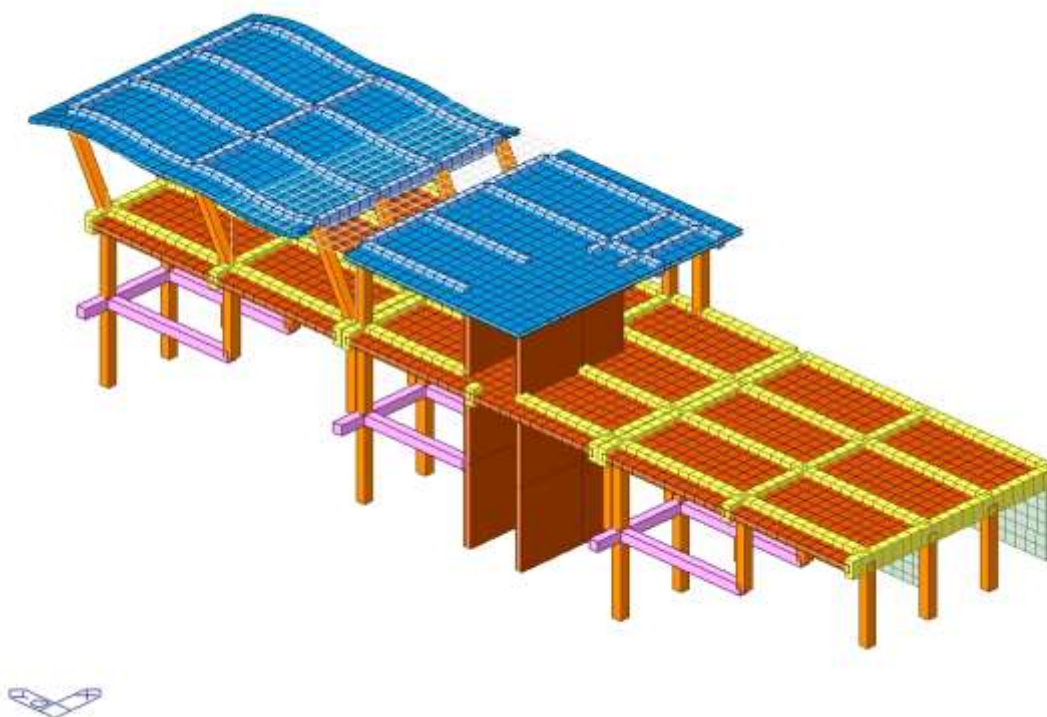
5.4 RISULTATI ANALISI MODALE

Si riportano di seguito i risultati principali dell'analisi modale in termini di periodi di vibrare e masse partecipanti.

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
1	36.7389	5.8472	0.1710	0.0000e+000		
2	39.2400	6.2452	0.1601	0.0000e+000		
3	46.0043	7.3218	0.1366	0.0000e+000		
4	73.5893	11.7121	0.0854	0.0000e+000		
5	109.7953	17.4745	0.0572	0.0000e+000		
6	114.2309	18.1804	0.0550	0.0000e+000		
7	124.7490	19.8544	0.0504	0.0000e+000		
8	174.3725	27.7522	0.0360	0.0000e+000		
9	174.4660	27.7671	0.0360	0.0000e+000		
10	174.6517	27.7967	0.0360	0.0000e+000		
11	191.6245	30.4980	0.0328	0.0000e+000		
12	205.6187	32.7252	0.0306	0.0000e+000		
13	212.1772	33.7691	0.0296	0.0000e+000		
14	304.1311	48.4040	0.0207	0.0000e+000		
15	313.0616	49.8253	0.0201	0.0000e+000		
16	323.7486	51.5262	0.0194	0.0000e+000		
17	332.6647	52.9452	0.0189	0.0000e+000		
18	335.9428	53.4670	0.0187	0.0000e+000		
19	352.9981	56.1814	0.0178	0.0000e+000		
20	391.6096	62.3266	0.0160	0.0000e+000		
21	413.1540	65.7555	0.0152	0.0000e+000		
22	439.6644	69.9748	0.0143	0.0000e+000		
23	480.4452	76.4652	0.0131	0.0000e+000		
24	491.3087	78.1942	0.0128	0.0000e+000		
25	660.5402	105.1282	0.0095	0.0000e+000		
26	752.2677	119.7271	0.0084	0.0000e+000		
27	1032.8061	164.3762	0.0061	0.0000e+000		
28	1147.0694	182.5618	0.0055	0.0000e+000		
29	1886.7307	300.2825	0.0033	0.0000e+000		
30	2214.6361	352.4703	0.0028	0.0000e+000		

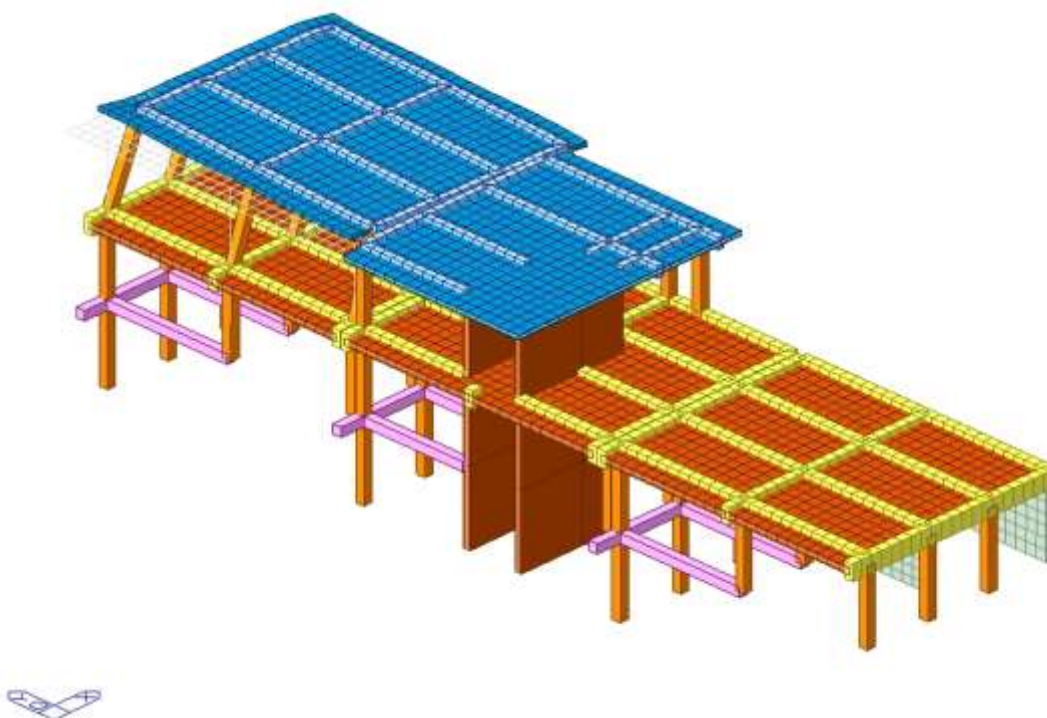
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0002	0.0002	12.6846	12.6846	0.0000	0.0000	34.9584	34.9584	0.0006	0.0006	0.0086	0.0086
2	12.1199	12.1201	0.0003	12.6849	0.0000	0.0000	0.0008	34.9592	33.8555	33.8561	13.4659	13.4745
3	0.4124	12.5325	0.0007	12.6856	0.0000	0.0000	0.0005	34.9597	1.1383	34.9944	1.0649	14.5394
4	1.6433	14.1758	2.1146	14.8002	0.0000	0.0000	6.0426	41.0023	4.3409	39.3353	0.6840	15.2234
5	0.6821	14.8580	9.3559	24.1560	0.0000	0.0000	21.8020	62.8043	1.6424	40.9776	0.1607	15.3842
6	0.0038	14.8617	1.4215	25.5775	0.0000	0.0000	0.1645	62.9688	0.0086	40.9862	0.0479	15.4320
7	0.0011	14.8628	2.3243	27.9019	0.0000	0.0000	3.2479	66.2167	0.0000	40.9862	0.1973	15.6293
8	2.4640	17.3268	0.0006	27.9025	0.0000	0.0000	0.0000	66.2168	5.4570	46.4432	2.9001	18.5294
9	2.5510	19.8778	0.0007	27.9032	0.0000	0.0000	0.0001	66.2169	5.4315	51.8748	4.0742	22.6035
10	2.9263	22.8041	0.0006	27.9037	0.0000	0.0000	0.0002	66.2171	4.6604	56.5352	0.0084	22.6120
11	0.0003	22.8044	0.1935	28.0972	0.0000	0.0000	0.1997	66.4168	0.0292	56.5643	0.0112	22.6232
12	0.0322	22.8366	0.8176	28.9148	0.0000	0.0000	0.8248	67.2416	0.0613	56.6256	0.0010	22.6242
13	12.2678	35.1044	0.0518	28.9666	0.0000	0.0000	0.0556	67.2972	20.6415	77.2671	1.0987	23.7229
14	0.0029	35.1073	19.3584	48.3250	0.0000	0.0000	0.0002	67.2974	0.0016	77.2687	0.3797	24.1026
15	0.1487	35.2559	0.3257	48.6507	0.0000	0.0000	0.0148	67.3122	0.7788	78.0475	0.4799	24.5825
16	0.0155	35.2715	22.2802	70.9309	0.0000	0.0000	0.2794	67.5916	0.2639	78.3114	0.0210	24.6035
17	6.3335	41.6049	3.5661	74.4969	0.0000	0.0000	0.0000	67.5916	0.0224	78.3338	5.0820	29.6855
18	7.3561	48.9610	7.3234	81.8204	0.0000	0.0000	0.0003	67.5919	0.0293	78.3631	0.1870	29.8725
19	8.1683	57.1293	1.2117	83.0321	0.0000	0.0000	0.0063	67.5982	2.5925	80.9556	7.4344	37.3069
20	1.3145	58.4438	0.1710	83.2031	0.0000	0.0000	0.0345	67.6326	0.0035	80.9591	0.3662	37.6731
21	9.7279	68.1717	0.2683	83.4713	0.0000	0.0000	0.0889	67.7215	0.0006	80.9597	8.7527	46.4259
22	13.6887	81.8605	0.0322	83.5035	0.0000	0.0000	0.0421	67.7637	0.0807	81.0404	11.9668	58.3926
23	3.9657	85.8262	0.3613	83.8648	0.0000	0.0000	0.0511	67.8148	0.2057	81.2461	1.6937	60.0863
24	0.0510	85.8772	2.6182	86.4831	0.0000	0.0000	2.5299	70.3447	0.2759	81.5220	1.3158	61.4021
25	0.0034	85.8806	0.5710	87.0541	0.0000	0.0000	0.3386	70.6832	0.3088	81.8307	0.0916	61.4938
26	2.3722	88.2528	0.0001	87.0542	0.0000	0.0000	0.0025	70.6858	3.2231	85.0538	0.0975	61.5912
27	0.0018	88.2547	7.0570	94.1112	0.0000	0.0000	1.5559	72.2417	0.0056	85.0595	0.4616	62.0528
28	5.7258	93.9805	0.0087	94.1198	0.0000	0.0000	0.0098	72.2515	0.5939	85.6533	0.0082	62.0610
29	0.0321	94.0126	4.6511	98.7709	0.0000	0.0000	5.9496	78.2010	0.0099	85.6633	0.0189	62.0799
30	5.0007	99.0133	0.0216	98.7926	0.0000	0.0000	0.0177	78.2187	0.0670	85.7303	0.4546	62.5345


Si riportano di seguito le deformate modali principali della struttura.



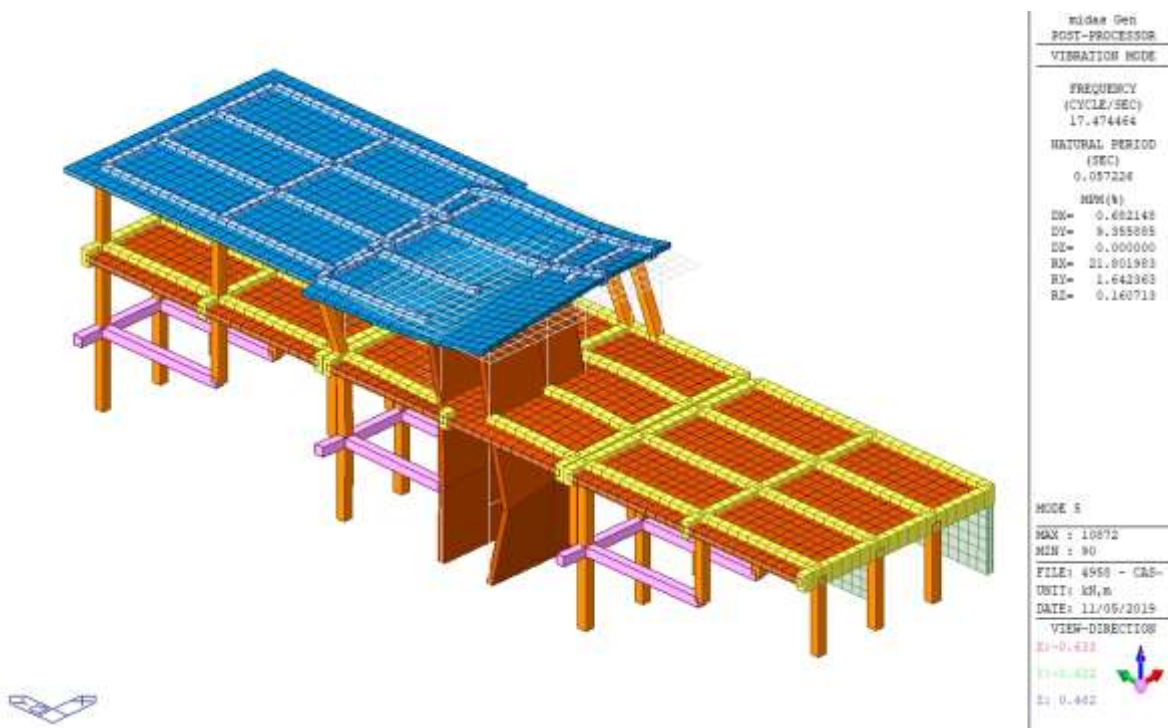
Midas Gen	
POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY	
(CYCLE/SEC)	5.847182
NATURAL PERIOD	
(SEC)	0.171033
SDR(%)	
DX=	0.000200
DY=	12.684555
DZ=	0.000000
RX=	34.958374
RY=	0.000609
RZ=	0.008639
MODE 1	
MAX : 10912	
MIN : 90	
FILE: 4950 - CAS-	
UNIT: mm,m	
DATE: 11/05/2019	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.433	
Y: 0.622	
Z: 0.462	

Modo 1

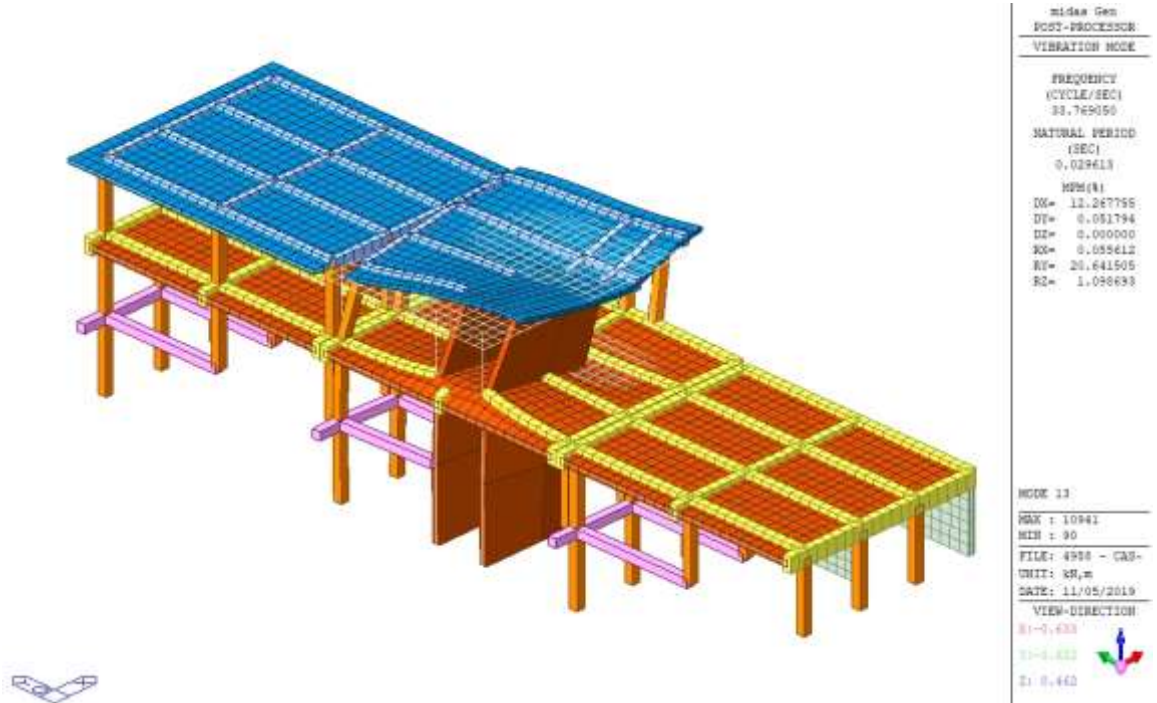


Midias Gen	
POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY	
(CYCLE/SEC)	6.245244
NATURAL PERIOD	
(SEC)	0.160122
SDR(%)	
DX=	12.119918
DY=	0.000324
DZ=	0.000000
RX=	0.000817
RY=	33.855404
RZ=	13.465855
MODE 2	
MAX : 10918	
MIN : 90	
FILE: 4950 - CAS-	
UNIT: mm,m	
DATE: 11/05/2019	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.433	
Y: 0.622	
Z: 0.462	

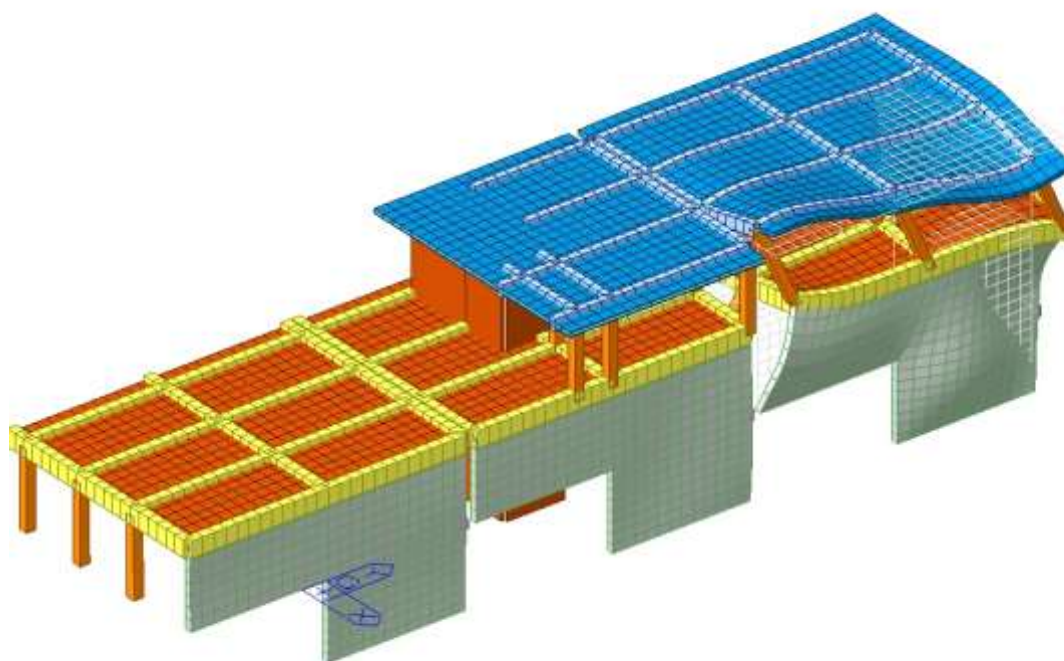
Modo 2



Modo 5

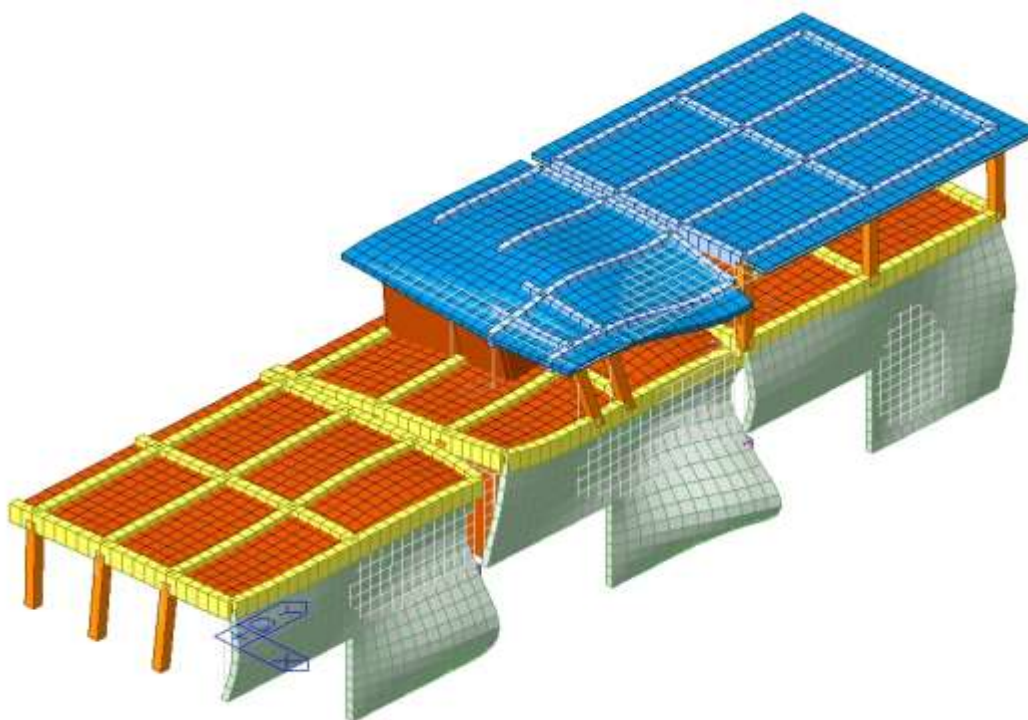


Modo 13



Midas Gen	
POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY	
(CYCLE/SEC)	
40.403961	
NATURAL PERIOD	
(SEC)	
0.020659	
MPM(%)	
DX=	0.002893
DY=	19.355412
DZ=	0.000000
RX=	0.000150
RY=	0.001605
RZ=	0.379701
MODE 14	
MAX :	6376
MIN :	90
FILE :	4958 - CAS-
UNIT :	KN,m
DATE :	11/05/2019
VIEW-DIRECTION	
X :	0.688
Y :	-0.538
Z :	0.492

Modo 14



Midas Gen	
POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY	
(CYCLE/SEC)	
51.536184	
NATURAL PERIOD	
(SEC)	
0.019408	
MPM(%)	
DX=	0.015513
DY=	22.280151
DZ=	0.000000
RX=	0.279360
RY=	0.263852
RZ=	0.021017
MODE 16	
MAX :	8957
MIN :	90
FILE :	4958 - CAS-
UNIT :	KN,m
DATE :	11/05/2019
VIEW-DIRECTION	
X :	0.604
Y :	-0.614
Z :	0.500

Modo 16

5.5 EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Al fine di valutare la sensibilità della struttura agli effetti del 2° ordine, si è fatto riferimento al paragrafo 7.3.1 delle NTC2008.

In particolare, per le costruzioni civili ed industriali le non linearità geometriche possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = [P * d_{Er}] / [V * h] \leq 0.1$$

dove:

- P è il carico verticale totale agente sull'orizzontamento in esame e sulla struttura ad esso sovrastante;
- d_{Er} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;
- V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;
- h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Nelle Tabelle seguenti sono riportati i valori del coefficiente di stabilità distintamente per ogni piano e nelle due direzioni principali dell'edificio.

Module	Load Case	Story	Story Height (mm)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (mm)	Beta (Beta)	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor (phi)
Cd=1, Ie=1, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!											
Base	Sisma X(2F	3300.00	1547.5799	88.8326	0.0187	1.0000	0.0001	0.2500	OK	1.0000
Base	Sisma X(1F	3300.00	448.4240	252.1690	0.0164	1.0000	0.0000	0.2500	OK	1.0000
B2	Sisma X(3F	3300.00	1221.2750	692.3050	0.2548	1.0000	0.0001	0.2500	OK	1.0000
B2	Sisma X(2F	3300.00	2819.2744	201.6097	0.0296	1.0000	0.0001	0.2500	OK	1.0000
B2	Sisma X(1F	3300.00	2723.5257	242.8744	0.0140	1.0000	0.0000	0.2500	OK	1.0000
B1	Sisma X(3F	3300.00	1440.6500	993.5163	4.5457	1.0000	0.0020	0.2500	OK	1.0000
B1	Sisma X(2F	3300.00	2801.1941	104.9759	0.0399	1.0000	0.0003	0.2500	OK	1.0000
B1	Sisma X(1F	3300.00	786.0025	44.0195	0.0176	1.0000	0.0001	0.2500	OK	1.0000
Base	Sisma Y(2F	3300.00	1547.5799	8.4610	0.0025	1.0000	0.0001	0.2500	OK	1.0000
Base	Sisma Y(1F	3300.00	448.4240	59.3679	0.0024	1.0000	0.0000	0.2500	OK	1.0000
B2	Sisma Y(3F	3300.00	1221.2750	233.6805	0.2778	1.0000	0.0004	0.2500	OK	1.0000
B2	Sisma Y(2F	3300.00	2819.2744	57.6193	0.0110	1.0000	0.0002	0.2500	OK	1.0000
B2	Sisma Y(1F	3300.00	2723.5257	57.9039	0.0022	1.0000	0.0000	0.2500	OK	1.0000
B1	Sisma Y(3F	3300.00	1440.6500	3.7018	0.0171	1.0000	0.0020	0.2500	OK	1.0000
B1	Sisma Y(2F	3300.00	2801.1941	7.6480	0.0034	1.0000	0.0004	0.2500	OK	1.0000
B1	Sisma Y(1F	3300.00	786.0025	8.9555	0.0029	1.0000	0.0001	0.2500	OK	1.0000

Direzione X

	Module	Load Case	Story	Story Height (mm)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (mm)	Beta (Beta)	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor (e ²)
	Cd=1, Ie=1, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!											
►	Base	Sisma X(2F	3300.00	1547.5799	40.7326	0.0032	1.0000	0.0000	0.2500	OK	1.0000
	Base	Sisma X(1F	3300.00	448.4240	86.4925	0.0009	1.0000	0.0000	0.2500	OK	1.0000
	B2	Sisma X(3F	3300.00	1221.2750	218.8133	0.2718	1.0000	0.0005	0.2500	OK	1.0000
	B2	Sisma X(2F	3300.00	2819.2744	117.7823	0.0362	1.0000	0.0003	0.2500	OK	1.0000
	B2	Sisma X(1F	3300.00	2723.5257	85.6550	0.0226	1.0000	0.0002	0.2500	OK	1.0000
	B1	Sisma X(3F	3300.00	1440.6500	3.5074	0.0168	1.0000	0.0021	0.2500	OK	1.0000
	B1	Sisma X(2F	3300.00	2801.1941	89.0974	0.0022	1.0000	0.0000	0.2500	OK	1.0000
	B1	Sisma X(1F	3300.00	786.0025	26.5111	0.0010	1.0000	0.0000	0.2500	OK	1.0000
	Base	Sisma Y(2F	3300.00	1547.5799	574.1509	0.0421	1.0000	0.0000	0.2500	OK	1.0000
	Base	Sisma Y(1F	3300.00	448.4240	219.3848	0.0077	1.0000	0.0000	0.2500	OK	1.0000
	B2	Sisma Y(3F	3300.00	1221.2750	700.4535	0.5704	1.0000	0.0003	0.2500	OK	1.0000
	B2	Sisma Y(2F	3300.00	2819.2744	674.3503	0.1916	1.0000	0.0002	0.2500	OK	1.0000
	B2	Sisma Y(1F	3300.00	2723.5257	183.4026	0.2062	1.0000	0.0009	0.2500	OK	1.0000
	B1	Sisma Y(3F	3300.00	1440.6500	999.1388	5.2789	1.0000	0.0023	0.2500	OK	1.0000
	B1	Sisma Y(2F	3300.00	2801.1941	759.7212	0.0753	1.0000	0.0001	0.2500	OK	1.0000
	B1	Sisma Y(1F	3300.00	786.0025	58.3015	0.0083	1.0000	0.0000	0.2500	OK	1.0000

Direzione Y

Essendo il coefficiente di stabilità, a tutti i piani ed in entrambe le direzioni, inferiore a 0.1, gli effetti delle non linearità geometriche possono essere trascurati.

5.6 VERIFICA DI CONTENIMENTO DEL DANNO (SLO)

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione (paragrafo 7.3.7.2 NTC08).

Nel caso in esame, tale condizione è soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi con l'azione sismica di progetto allo SLO sono inferiori a:

$$d < 2 / 3 \times 0.005 \times h = 0.0033 h \text{ (tamponature collegate rigidamente alla struttura)}$$

essendo

- d lo spostamento di interpiano = $\sqrt{d_x^2 + d_y^2}$
- h l'altezza del piano.

Si riporta nella tabella seguente la verifica.

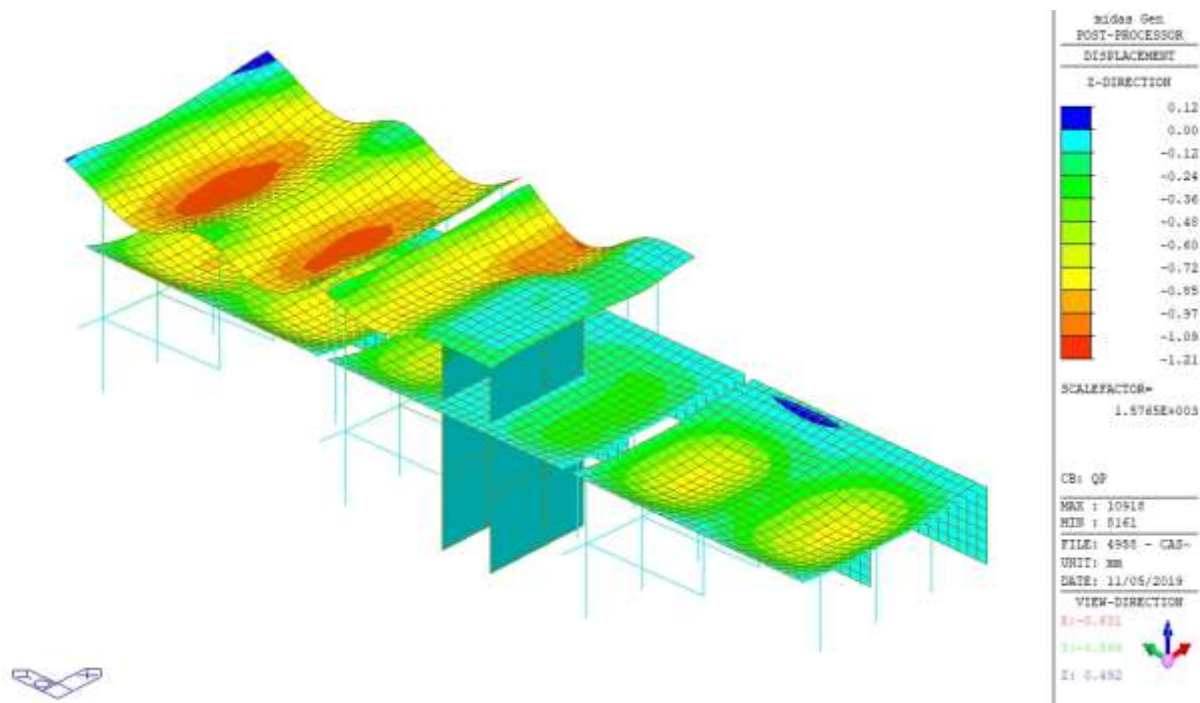
Data				Maximum P/B & A Loading Parameters					Risk at the Edge of Mass					
Module	Load Case	Bay	Story Height (mm)	Incremental Factor (%)	Allowable Story Drift Rate	Modc	Story Drift (%)	Modified Drift (%)	Story Drift Ratio	Residual	Story Drift (%)	Modified Drift (%)	Story Drift Ratio (Maximum Cor-05)	Residual
RMC Not Used, Cor-1, Int-1, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.0033														
Please right-click on column and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cor/Scale Factor/Allowable Ratio/Res														
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0000	0.0004	0.0004	0.0000	OK	0.0004	0.0004	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0001	0.0009	0.0009	0.0000	OK	0.0009	0.0009	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0004	0.0017	0.0017	0.0000	OK	0.0019	0.0019	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0005	0.0020	0.0020	0.0000	OK	0.0022	0.0022	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0006	0.0023	0.0023	0.0000	OK	0.0025	0.0025	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0009	0.0047	0.0047	0.0000	OK	0.0017	0.0017	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0010	0.0049	0.0049	0.0000	OK	0.0017	0.0017	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0011	0.0051	0.0051	0.0000	OK	0.0018	0.0018	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0012	0.0054	0.0054	0.0000	OK	0.0019	0.0019	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0013	0.0057	0.0057	0.0000	OK	0.0020	0.0020	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0014	0.0060	0.0060	0.0000	OK	0.0021	0.0021	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0015	0.0063	0.0063	0.0000	OK	0.0022	0.0022	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0016	0.0066	0.0066	0.0000	OK	0.0023	0.0023	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0017	0.0069	0.0069	0.0000	OK	0.0024	0.0024	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0018	0.0072	0.0072	0.0000	OK	0.0025	0.0025	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0019	0.0075	0.0075	0.0000	OK	0.0026	0.0026	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0020	0.0078	0.0078	0.0000	OK	0.0027	0.0027	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0021	0.0081	0.0081	0.0000	OK	0.0028	0.0028	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0022	0.0084	0.0084	0.0000	OK	0.0029	0.0029	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0023	0.0087	0.0087	0.0000	OK	0.0030	0.0030	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0024	0.0090	0.0090	0.0000	OK	0.0031	0.0031	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0025	0.0093	0.0093	0.0000	OK	0.0032	0.0032	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0026	0.0096	0.0096	0.0000	OK	0.0033	0.0033	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0027	0.0099	0.0099	0.0000	OK	0.0034	0.0034	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0028	0.0102	0.0102	0.0000	OK	0.0035	0.0035	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0029	0.0105	0.0105	0.0000	OK	0.0036	0.0036	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0030	0.0108	0.0108	0.0000	OK	0.0037	0.0037	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0031	0.0111	0.0111	0.0000	OK	0.0038	0.0038	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0032	0.0114	0.0114	0.0000	OK	0.0039	0.0039	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0033	0.0117	0.0117	0.0000	OK	0.0040	0.0040	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0034	0.0120	0.0120	0.0000	OK	0.0041	0.0041	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0035	0.0123	0.0123	0.0000	OK	0.0042	0.0042	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0036	0.0126	0.0126	0.0000	OK	0.0043	0.0043	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0037	0.0129	0.0129	0.0000	OK	0.0044	0.0044	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0038	0.0132	0.0132	0.0000	OK	0.0045	0.0045	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0039	0.0135	0.0135	0.0000	OK	0.0046	0.0046	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0040	0.0138	0.0138	0.0000	OK	0.0047	0.0047	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0041	0.0141	0.0141	0.0000	OK	0.0048	0.0048	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0042	0.0144	0.0144	0.0000	OK	0.0049	0.0049	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0043	0.0147	0.0147	0.0000	OK	0.0050	0.0050	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0044	0.0150	0.0150	0.0000	OK	0.0051	0.0051	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0045	0.0153	0.0153	0.0000	OK	0.0052	0.0052	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0046	0.0156	0.0156	0.0000	OK	0.0053	0.0053	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0047	0.0159	0.0159	0.0000	OK	0.0054	0.0054	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0048	0.0162	0.0162	0.0000	OK	0.0055	0.0055	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0049	0.0165	0.0165	0.0000	OK	0.0056	0.0056	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0050	0.0168	0.0168	0.0000	OK	0.0057	0.0057	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0051	0.0171	0.0171	0.0000	OK	0.0058	0.0058	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0052	0.0174	0.0174	0.0000	OK	0.0059	0.0059	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0053	0.0177	0.0177	0.0000	OK	0.0060	0.0060	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0054	0.0180	0.0180	0.0000	OK	0.0061	0.0061	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0055	0.0183	0.0183	0.0000	OK	0.0062	0.0062	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0056	0.0186	0.0186	0.0000	OK	0.0063	0.0063	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0057	0.0189	0.0189	0.0000	OK	0.0064	0.0064	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0058	0.0192	0.0192	0.0000	OK	0.0065	0.0065	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0059	0.0195	0.0195	0.0000	OK	0.0066	0.0066	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0060	0.0198	0.0198	0.0000	OK	0.0067	0.0067	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0061	0.0201	0.0201	0.0000	OK	0.0068	0.0068	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0062	0.0204	0.0204	0.0000	OK	0.0069	0.0069	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0063	0.0207	0.0207	0.0000	OK	0.0070	0.0070	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0064	0.0210	0.0210	0.0000	OK	0.0071	0.0071	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0065	0.0213	0.0213	0.0000	OK	0.0072	0.0072	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0066	0.0216	0.0216	0.0000	OK	0.0073	0.0073	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0067	0.0219	0.0219	0.0000	OK	0.0074	0.0074	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0068	0.0222	0.0222	0.0000	OK	0.0075	0.0075	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0069	0.0225	0.0225	0.0000	OK	0.0076	0.0076	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0070	0.0228	0.0228	0.0000	OK	0.0077	0.0077	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0071	0.0231	0.0231	0.0000	OK	0.0078	0.0078	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0072	0.0234	0.0234	0.0000	OK	0.0079	0.0079	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0073	0.0237	0.0237	0.0000	OK	0.0080	0.0080	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0074	0.0240	0.0240	0.0000	OK	0.0081	0.0081	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0075	0.0243	0.0243	0.0000	OK	0.0082	0.0082	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0076	0.0246	0.0246	0.0000	OK	0.0083	0.0083	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0077	0.0249	0.0249	0.0000	OK	0.0084	0.0084	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0078	0.0252	0.0252	0.0000	OK	0.0085	0.0085	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0079	0.0255	0.0255	0.0000	OK	0.0086	0.0086	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0080	0.0258	0.0258	0.0000	OK	0.0087	0.0087	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0081	0.0261	0.0261	0.0000	OK	0.0088	0.0088	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0082	0.0264	0.0264	0.0000	OK	0.0089	0.0089	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0083	0.0267	0.0267	0.0000	OK	0.0090	0.0090	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0084	0.0270	0.0270	0.0000	OK	0.0091	0.0091	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0085	0.0273	0.0273	0.0000	OK	0.0092	0.0092	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0086	0.0276	0.0276	0.0000	OK	0.0093	0.0093	0.0000	OK
Beam	0.0-1	1F	3000.0	1.00	0.0003	0087	0.0279	0.0279						

Stazione	Local. Comm.	Sfondo	Sfondo (mm)	P-Data (mm)	P-Data (mm)	Masse (mm)	Masse (mm)				Masse (mm)			
							Masse	Masse	Masse	Masse	Masse	Masse	Masse	Masse
1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

	Modulo	Local Code	Store	Store Height (mm)	P-Value Incremental Factor (kN)	Allowable Storey Drift Ratio	Maximum Drift of All Storey Drifts					Drift in the Course of Storey				
							Storey	Storey Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Storey Drift Ratio	Remarks	Storey Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Drift Ratio (mm/cm)	Storey Drift Ratio	Remarks
Store	SL101	2F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
Store	SL101	1F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL101	2F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL101	2F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL101	1F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL101	1F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL101	2F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL101	2F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL101	1F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
Store	SL102	2F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
Store	SL102	1F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL102	2F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL102	2F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL102	1F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL102	1F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
Store	SL103	3F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
Store	SL103	2F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL103	3F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL103	3F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL103	2F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL103	2F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
Store	SL104	4F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
Store	SL104	3F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL104	4F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL104	4F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL104	3F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	
SL	SL104	3F		3300.00	1.00	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0100	0.0100	0.0000	OK	

5.7 SPOSTAMENTI

Nella Figura seguente è mostrata la deformata della struttura in combinazione quasi permanente.



Spostamenti in combinazione quasi permanente.

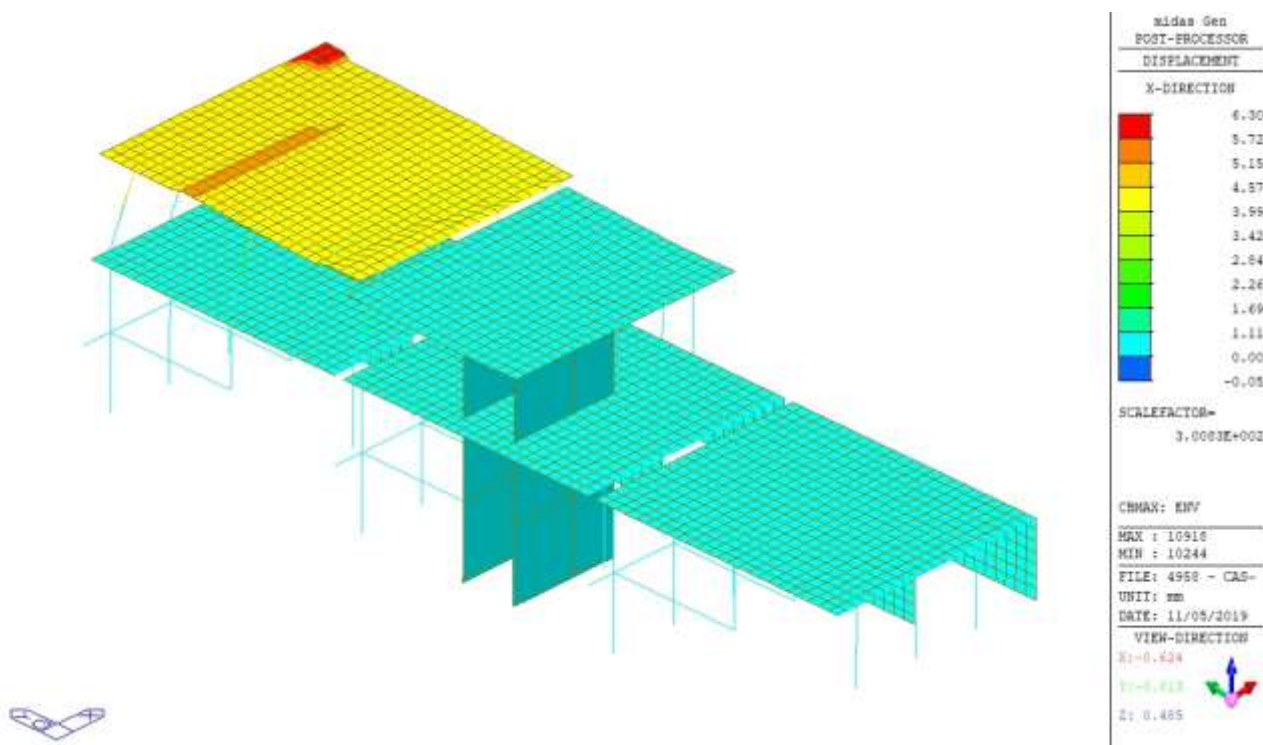
Si riportano, inoltre, gli spostamenti di involucro allo SLV (massimi e minimi) sul piano orizzontale in direzione X e Y.

Osservando gli spostamenti in direzione Y, si ha che la dimensione del giunto sismico minima è (paragrafo 7.2.2 NTC08):

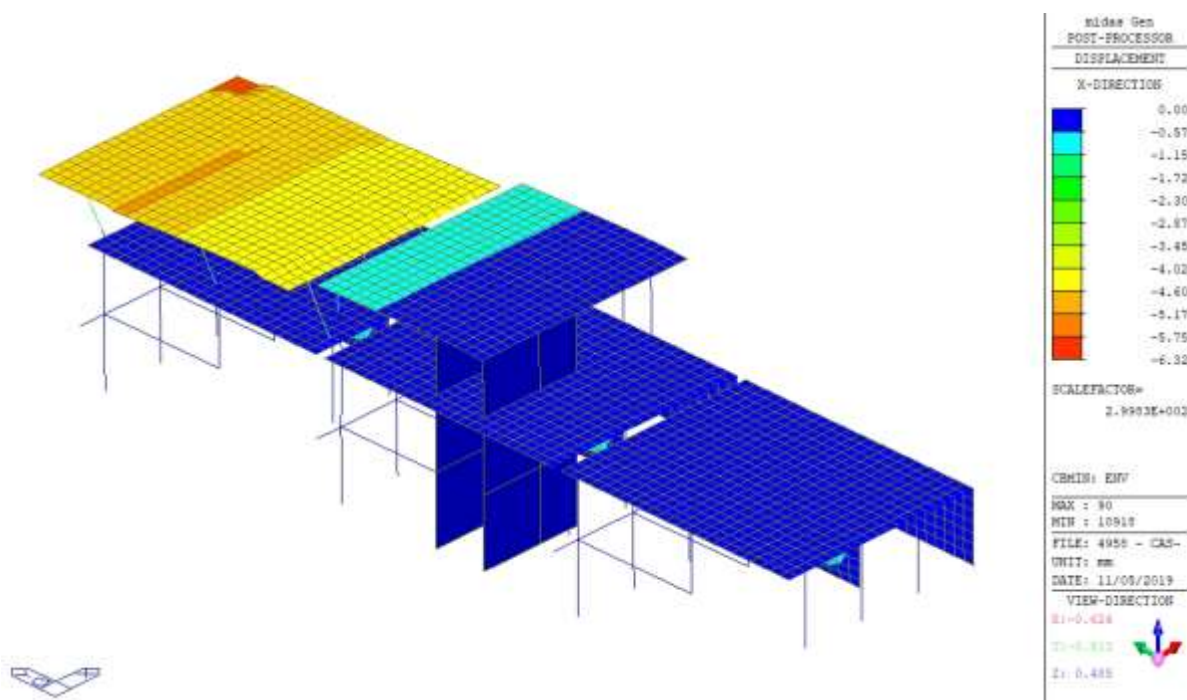
$$6.24 \text{ mm} + 6.24 \text{ mm} = 12.48 \text{ mm}$$

$$1/100 \times 10000 \text{ mm} \times 0.29g/0.5 = 58 \text{ mm} \rightarrow 60 \text{ mm}$$

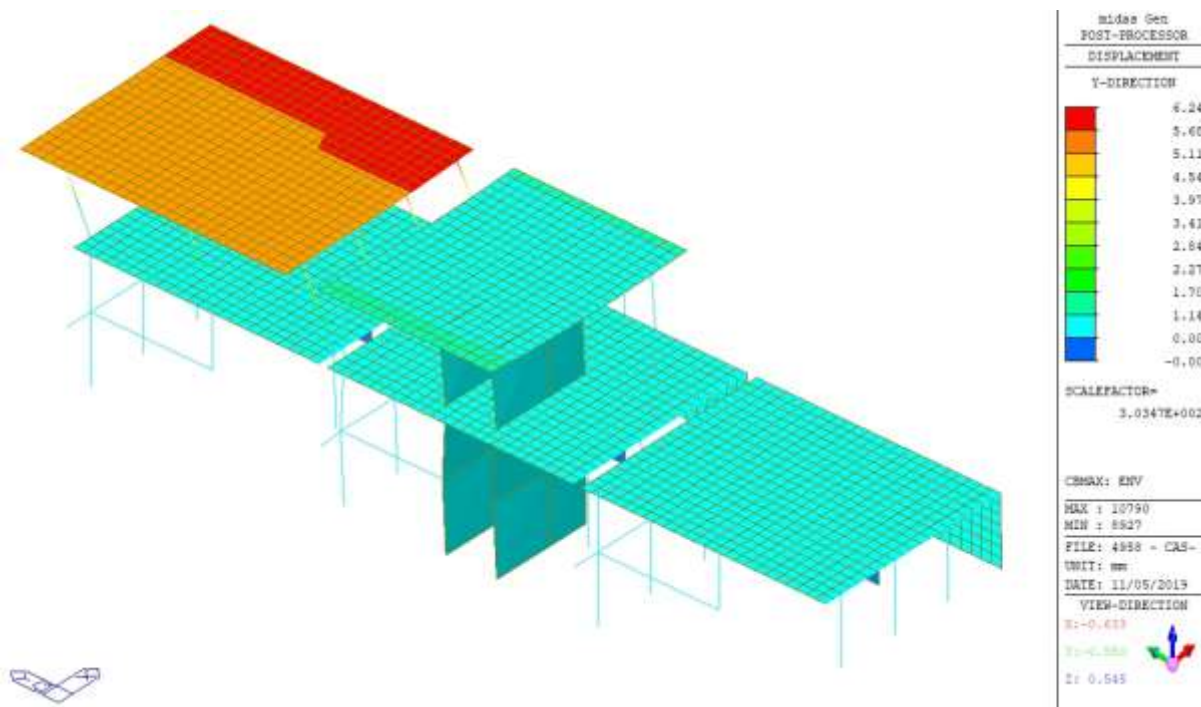
Quindi, sono previsti giunti sismici in corrispondenza dei giunti di dilatazione dei conci pari a 60 mm.



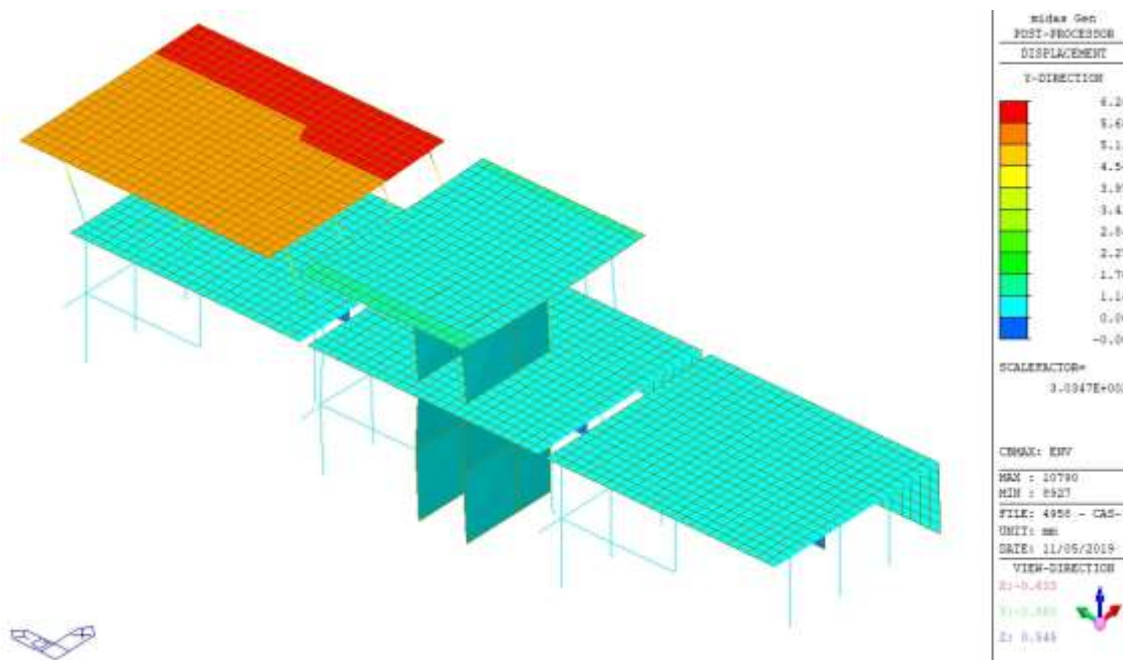
Spostamenti massimi in direzione X (SLV).



Spostamenti minimi in direzione X (SLV).



Spostamenti massimi in direzione Y (SLV).



Spostamenti minimi in direzione Y (SLV).

5.8 CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Verifiche a presso/tenso-flessione retta

Per le verifiche flessionali nelle combinazioni SLU/SLV, in ogni sezione il momento resistente di progetto deve risultare superiore o uguale al relativo momento esterno di calcolo:

$$M_{Ed} (N_{Ed}) \leq M_{Rd} (N_{Ed})$$

dove:

M_{Ed} = momento sollecitante di progetto associato allo sforzo normale N_{Ed} ;

N_{Ed} = sforzo normale sollecitante di progetto;

Verifiche a presso/tenso-flessione deviata

Le verifiche flessionali nelle combinazioni SLU/SLV, sono state eseguite verificando in ogni sezione che la terna di sollecitazioni M_{Ey_d} , M_{Ez_d} , N_{Ed} , risulti interna al dominio spaziale di resistenza M_{Ry_d} , M_{Rz_d} , N_{Ed} .

Verifiche a taglio

La resistenza a taglio è valutata secondo quanto esposto nel DM 2008 al paragrafo 4.1.2.1.3.2, in particolare con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata come segue:

Per travi e pilastri:

$$V_{Rsd} = 0,9 \times d \times A_{sw} / s \times f_{yd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sena}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata come segue:

$$V_{Rcd} = 0,9 \times d \times b_w \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Come resistenza a taglio di progetto è stata considerata la minore tra le due sopra definite.

Per le pareti:

$$V_{Rsd} = 0,8 \times h \times A_{sw} / s \times f_{yd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sena}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata come segue:

$$V_{Rcd} = 0,8 \times h \times b_w \alpha_c \times f'_{cd} \times (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

Come resistenza a taglio di progetto è stata considerata la minore tra le due sopra definite.

Verifiche sle tensioni e fessurazione

Le verifiche per il rispetto degli stati limite di esercizio sono eseguite determinando in funzione delle effettive caratteristiche geometriche della sezione in oggetto i momenti massimi che la sezione è in grado di sopportare nel rispetto delle limitazioni tensionali e delle aperture di fessure consentite dalla normativa vigente.

In particolare si richiede il rispetto delle seguenti prescrizioni.

Verifiche tensionali in combinazione caratteristica:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$$

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$$

Verifiche tensionali in combinazione quasi permanente:

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$$

Per quanto riguarda le verifiche a fessurazione considerando per le strutture in oggetto condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili si ottengono le seguenti limitazioni.

Massima apertura di fessura in combinazione frequente

$$\text{Apertura fessure} \leq w_2 = 0.4 \text{ mm}$$

Massima apertura di fessura in combinazione quasi permanente

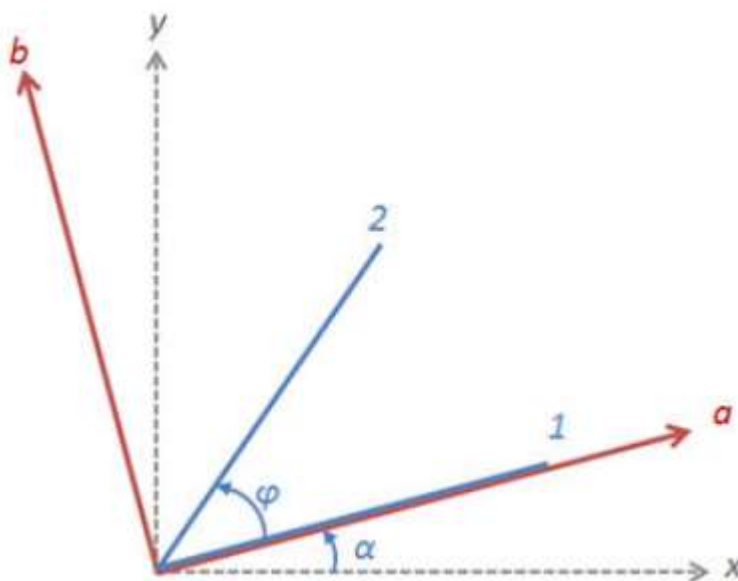
$$\text{Apertura fessure} \leq w_1 = 0.3 \text{ mm}$$

Metodo di Wood - Armer

Per la progettazione degli elementi piastra, si è utilizzato il metodo di Wood-Armer che consente di calcolare i momenti in due direzioni ortogonali della piastra considerando anche il contributo torcente.

Dall'analisi della struttura si ottiene: m_{xx} , m_{yy} , m_{xy} .

Al fine di calcolare i momenti lungo le direzioni in cui sono disposte le barre, si fa riferimento allo schema di seguito mostrato.



x , y sono gli assi locali degli elementi plate;

1, 2 sono le direzioni lungo le quali sono disposte le barre;

α è l'angolo formato tra la direzione locale x e la direzione 1;

φ è l'angolo tra le direzioni 1 e 2 (90° nel caso in esame).

Si combinano i momenti direzionali con i momenti torcenti ottenuti dall'analisi in accordo alle relazioni di seguito riportate.

$$\begin{aligned} m_a &= \frac{m_{xx} + m_{yy}}{2} + \frac{m_{xx} - m_{yy}}{2} \cos 2\alpha + m_{xy} \sin 2\alpha \\ m_b &= \frac{m_{xx} + m_{yy}}{2} - \frac{m_{xx} - m_{yy}}{2} \cos 2\alpha - m_{xy} \sin 2\alpha \\ m_{ab} &= -\frac{m_{xx} - m_{yy}}{2} \sin 2\alpha + m_{xy} \cos 2\alpha \end{aligned}$$

Quindi, si calcolano i momenti di Wood-Armer lungo le direzioni delle armature in accordo alle seguenti relazioni.

Armatura inferiore

$$m_{ud1} = m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi + \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot \varphi}{\sin \varphi} \right|$$

$$m_{ud2} = \frac{m_b}{\sin^2 \varphi} + \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot \varphi}{\sin \varphi} \right|$$

When $m_{ud1} < 0$ and $m_{ud2} > 0$,

$$m_{ud1} = 0$$

$$m_{ud2} = \max \left\{ 0, \frac{m_b + |(m_{ab} - m_b \cot \varphi)^2 / (m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi)|}{\sin^2 \varphi} \right\}$$

When $m_{ud1} > 0$ and $m_{ud2} < 0$,

$$m_{ud1} = \max \left\{ 0, m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi + \left| \frac{(m_{ab} - m_b \cot \varphi)^2}{m_b} \right| \right\}$$

$$m_{ud2} = 0$$

When $m_{ud1} < 0$ and $m_{ud2} < 0$,

$$m_{ud1} = 0$$

$$m_{ud2} = 0$$

Armatura superiore

$$m'_{ud1} = m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi - \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot \varphi}{\sin \varphi} \right|$$

$$m'_{ud2} = \frac{m_b}{\sin^2 \varphi} - \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot \varphi}{\sin \varphi} \right|$$

When $m'_{ud1} > 0$ and $m'_{ud2} < 0$,

$$m'_{ud1} = 0$$

$$m'_{ud2} = \min \left\{ 0, \frac{m_b - |(m_{ab} - m_b \cot \varphi)^2 / (m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi)|}{\sin^2 \varphi} \right\}$$

When $m'_{ud1} < 0$ and $m'_{ud2} > 0$,

$$m'_{ud1} = \min \left\{ 0, m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi - \left| \frac{(m_{ab} - m_b \cot \varphi)^2}{m_b} \right| \right\}$$

$$m'_{ud2} = 0$$

When $m'_{ud1} > 0$ and $m'_{ud2} > 0$,

$$m'_{ud1} = 0$$

$$m'_{ud2} = 0$$

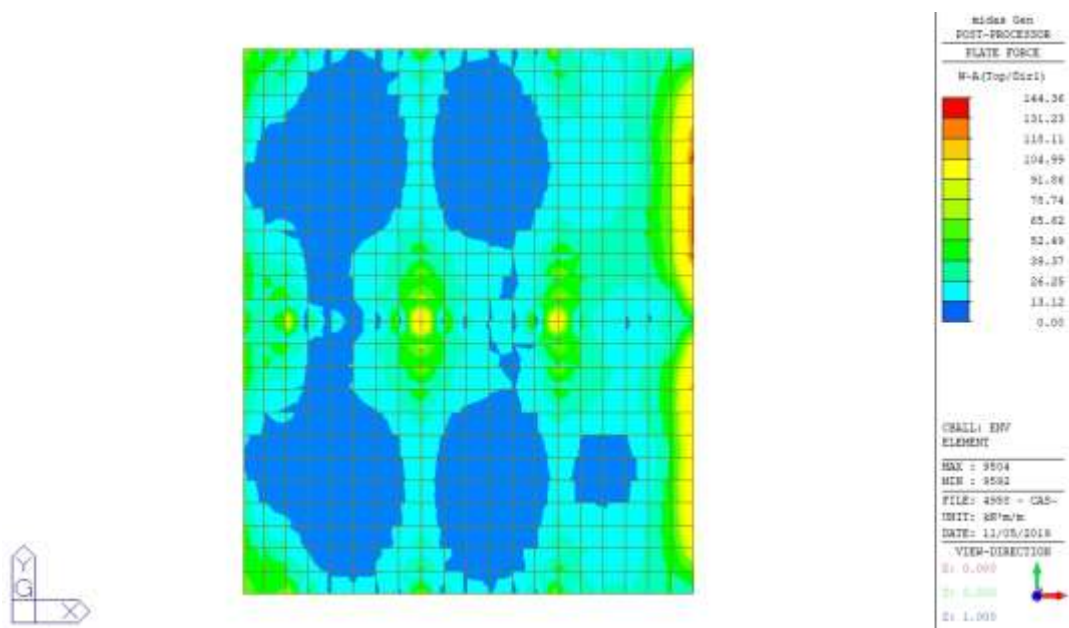
5.9 VERIFICA SOLETTE

Si riportano di seguito le verifiche SLU, SLE delle solette di piano.

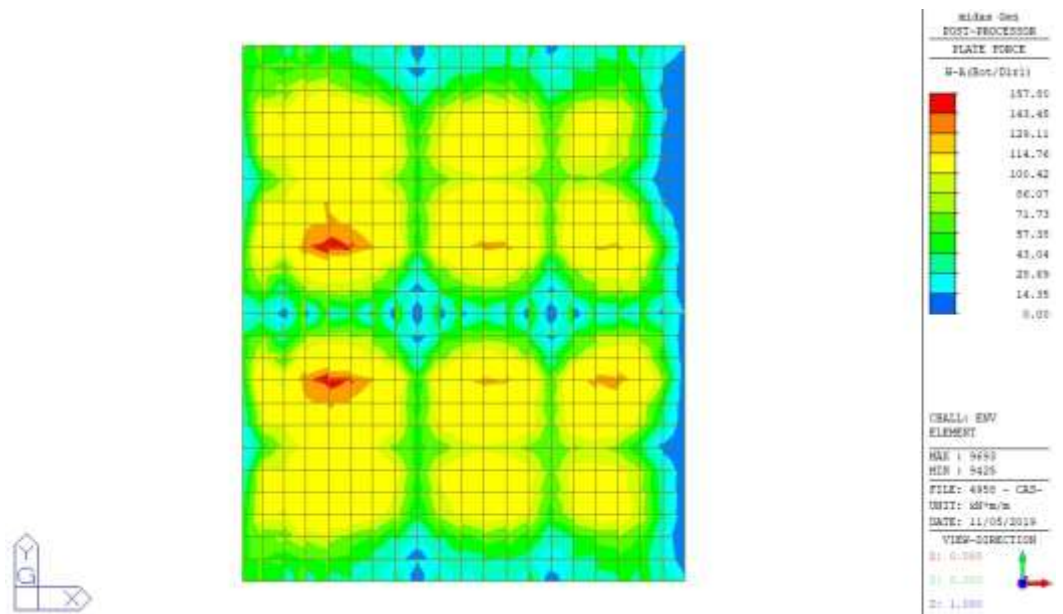
5.9.1 Soletta piano carrabile

Di seguito vengono mostrati i momenti sollecitanti di progetto di Wood-Armer allo SLU/SLE.

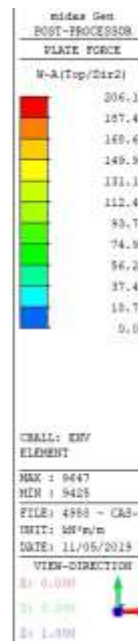
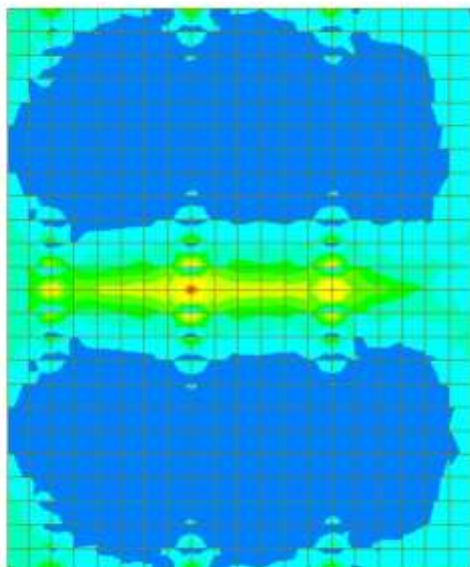
Si è fatto riferimento alla piazzola sul concio 3C che presenta i carichi maggiori (ponti stradali di 2° categoria).



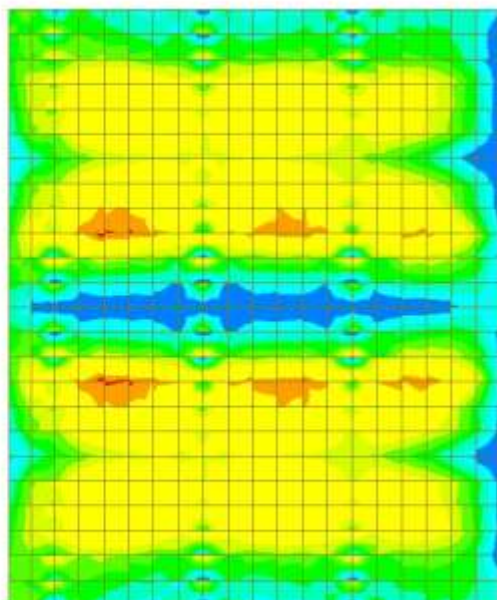
Involuppo momento di Wood-Armer SLU in direzione X/superiore



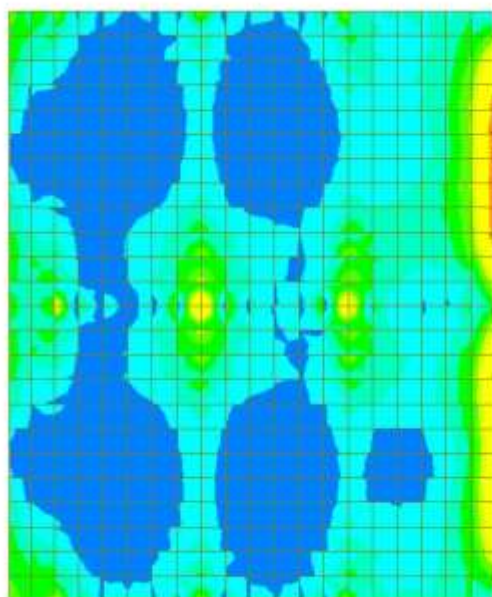
Inviluppo momento di Wood-Armer SLU in direzione X/inferiore



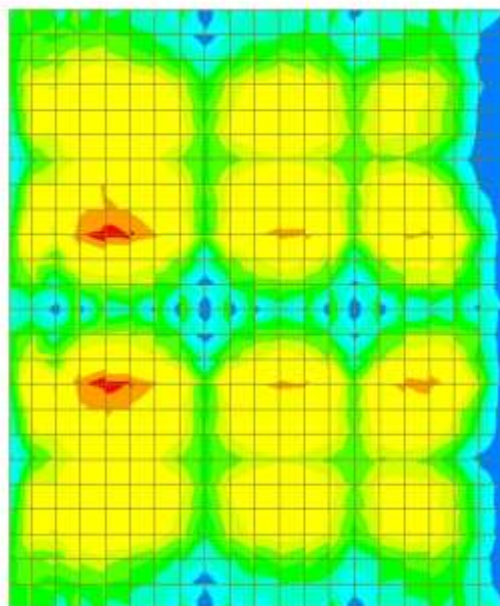
Inviluppo momento di Wood-Armer SLU in direzione Y/superiore



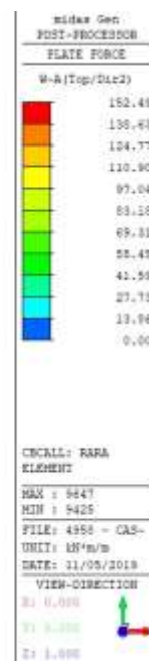
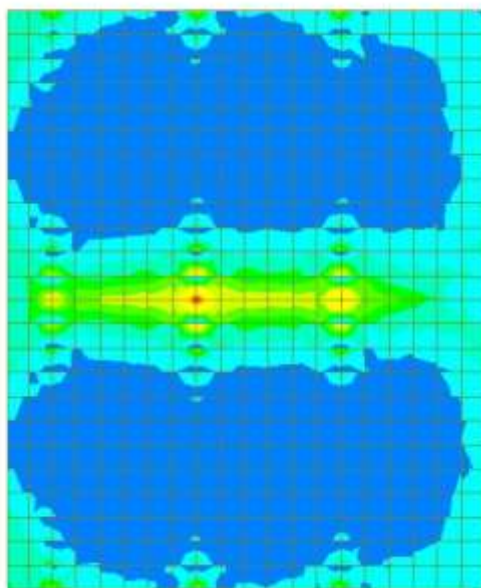
Inviluppo momento di Wood-Armer SLU in direzione Y/inferiore



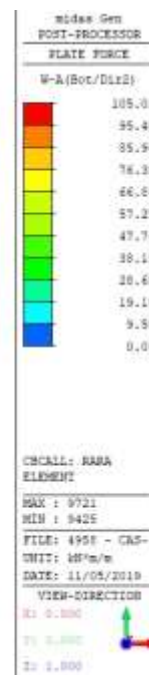
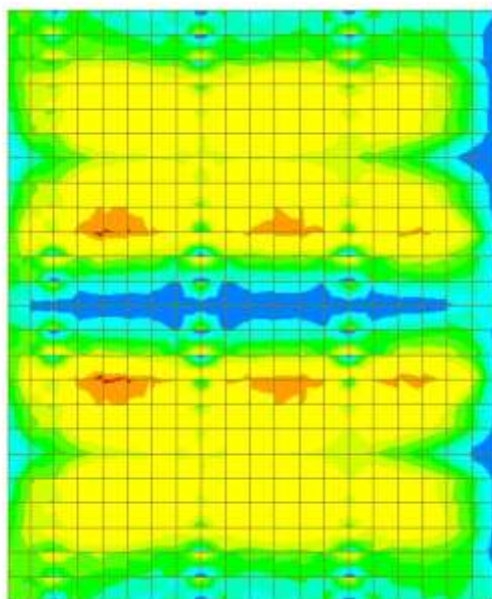
Momento di Wood-Armer SLE in direzione X/superiore



Momento di Wood-Armer SLE in direzione X/inferiore



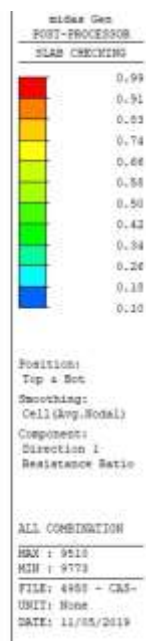
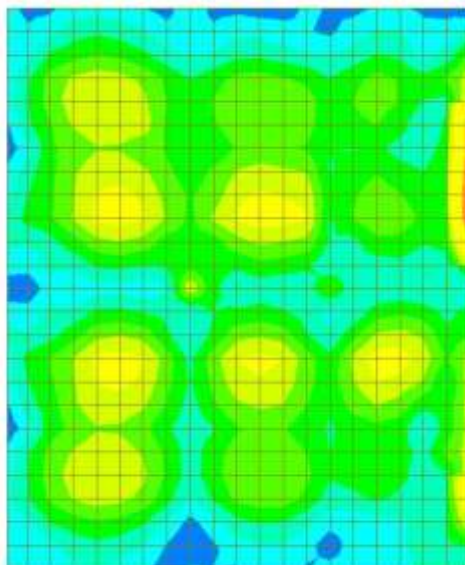
Momento di Wood-Armer SLE in direzione Y/superiore



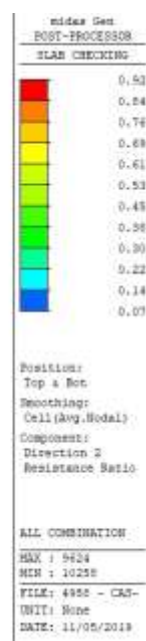
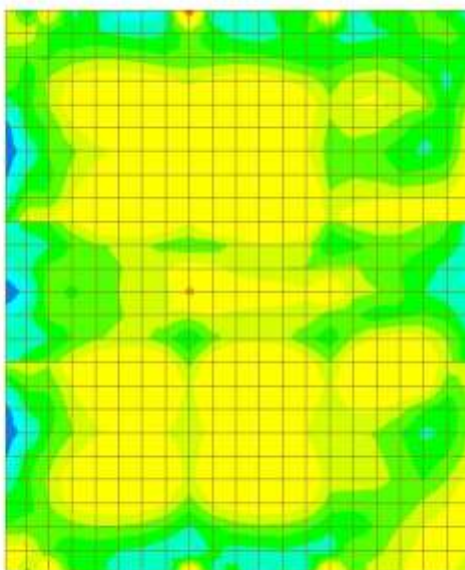
Momento di Wood-Armer SLE in direzione Y/inferiore

La soletta risulta essere armata con armatura base inferiore $\Phi 14/10$ cm in direzione Y e $\Phi 16/10$ cm in direzione X.
Invece, l'armatura base superiore è in direzione X $\Phi 16/15$ cm e in direzione Y $\Phi 12/20$ cm.

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza a flessione allo SLU/SLV in termini di coefficienti di sfruttamento (c.s.
 $= M_{Ed} / M_{Rd}$).

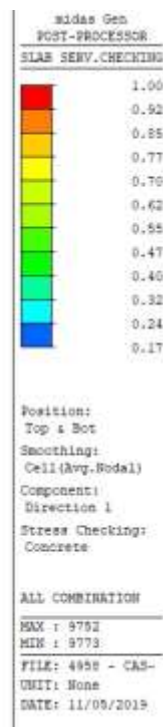
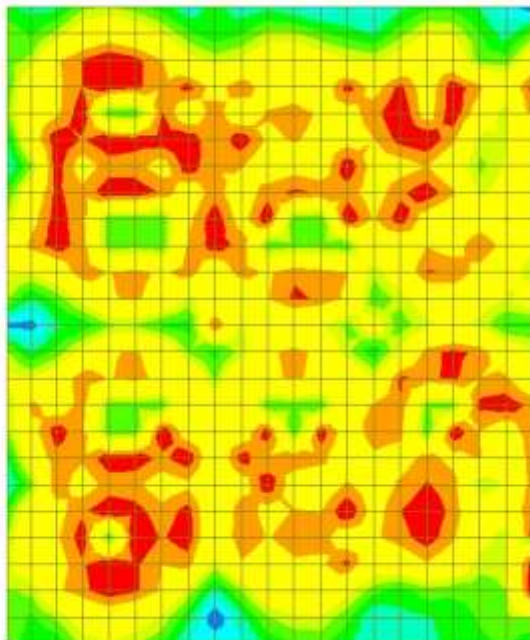


c.s. direzione X (superiore e inferiore)

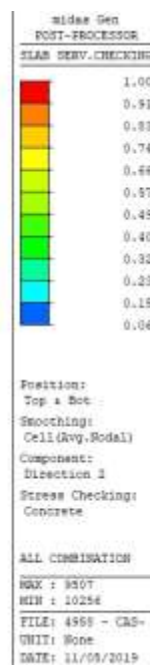
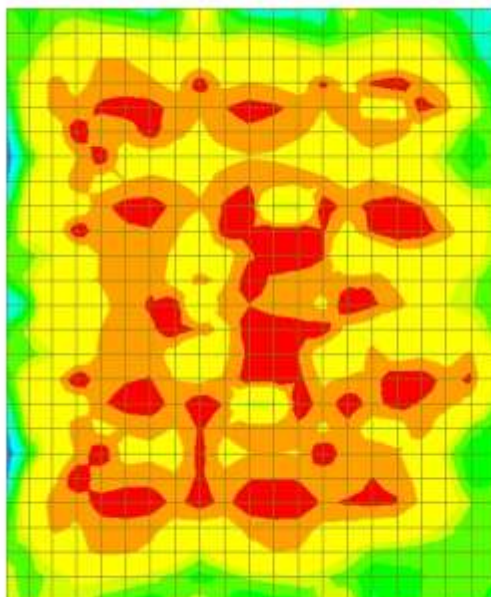


c.s. direzione Y (superiore e inferiore)

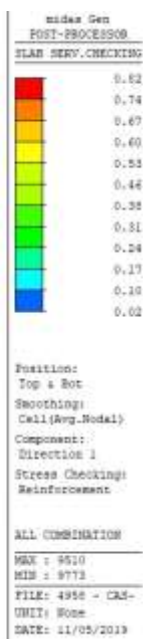
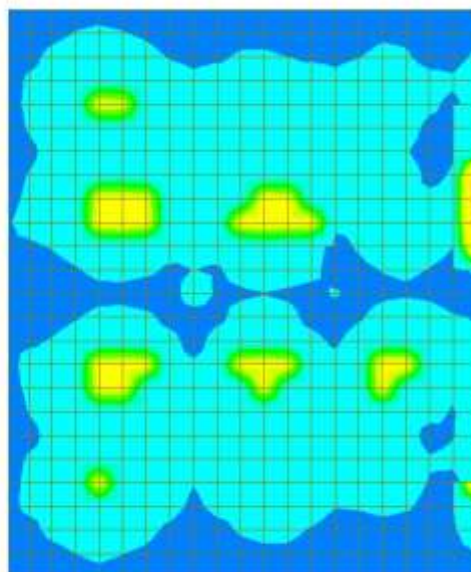
Si riportano di seguito le verifiche tensionali e apertura delle fessure agli SLE in termini di coefficienti di sfruttamento (c.s. = Effetto/Capacità).



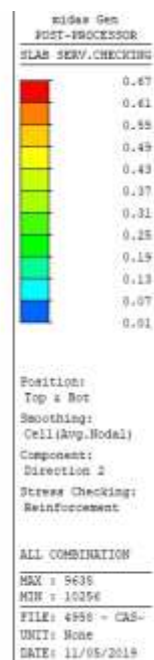
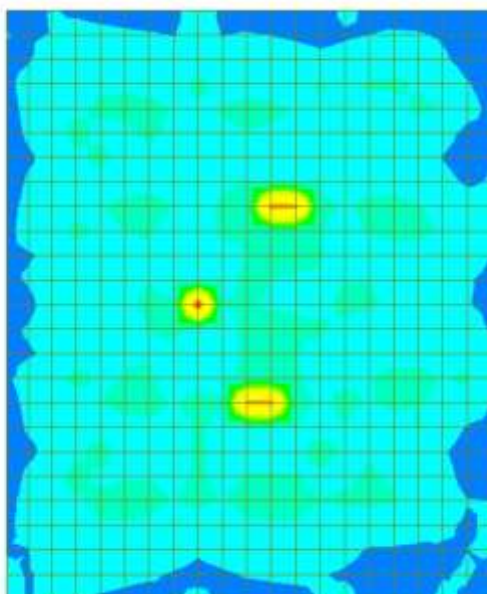
c.s. direzione X (superiore e inferiore): tensioni nel calcestruzzo



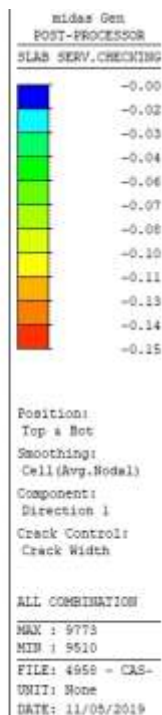
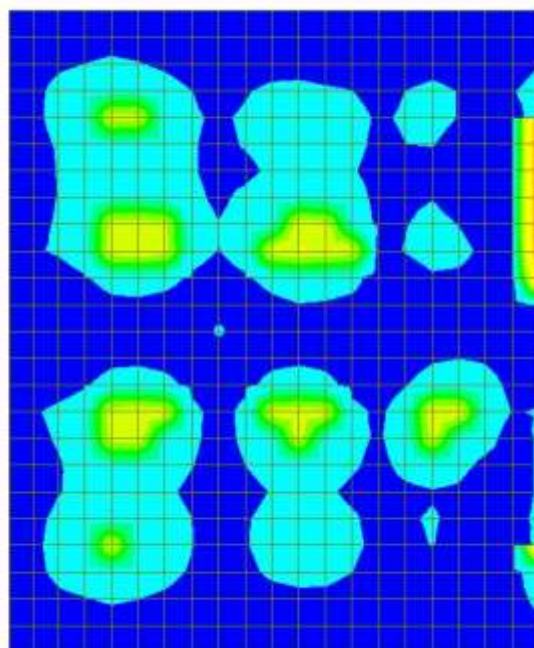
c.s. direzione Y (superiore e inferiore): tensioni nel calcestruzzo



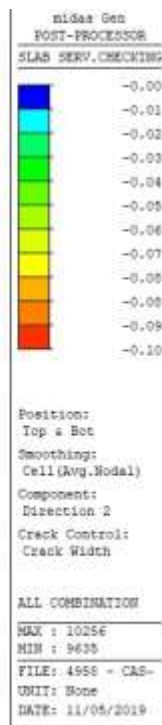
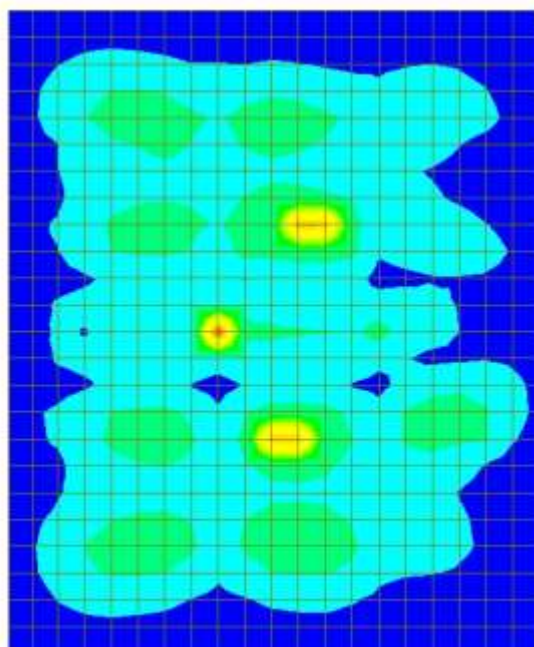
c.s. direzione X (superiore e inferiore): tensioni nell'acciaio



c.s. direzione Y (superiore e inferiore): tensioni nell'acciaio



c.s. direzione X (superiore/inferiore): apertura delle fessure

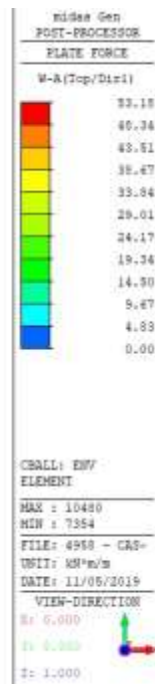
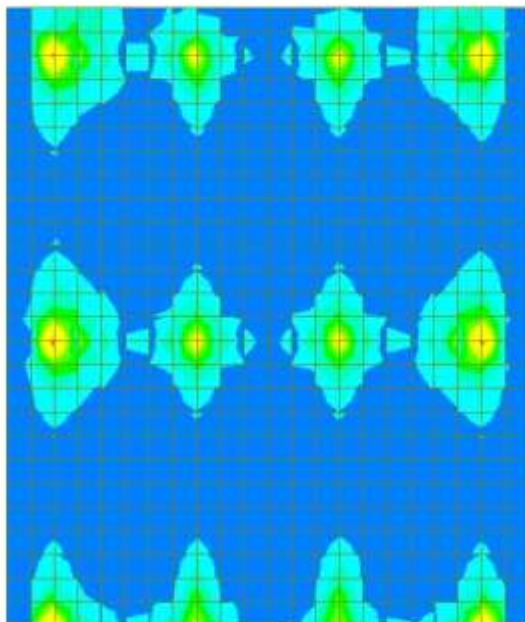


c.s. direzione Y (superiore/inferiore): apertura delle fessure

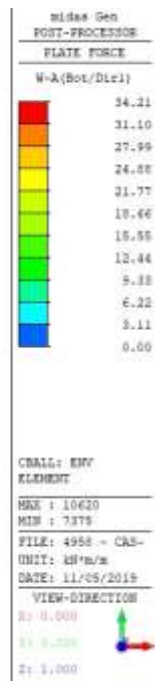
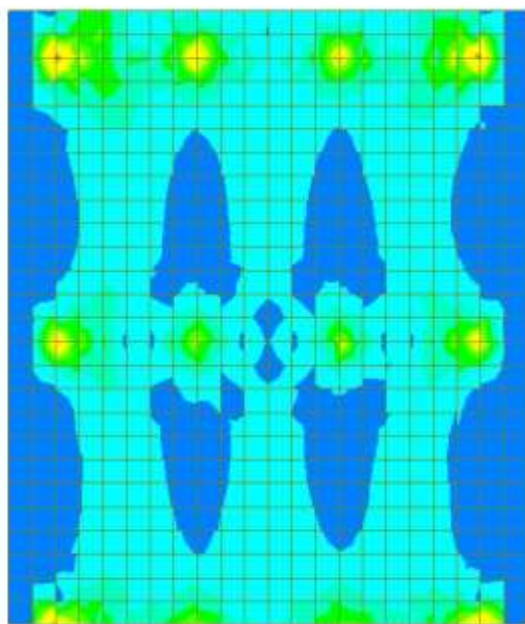
5.9.2 Soletta copertura

Di seguito vengono mostrati i momenti sollecitanti di progetto di Wood-Armer allo SLU/SLE.

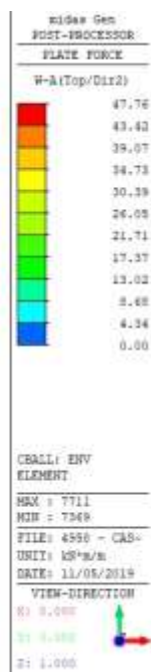
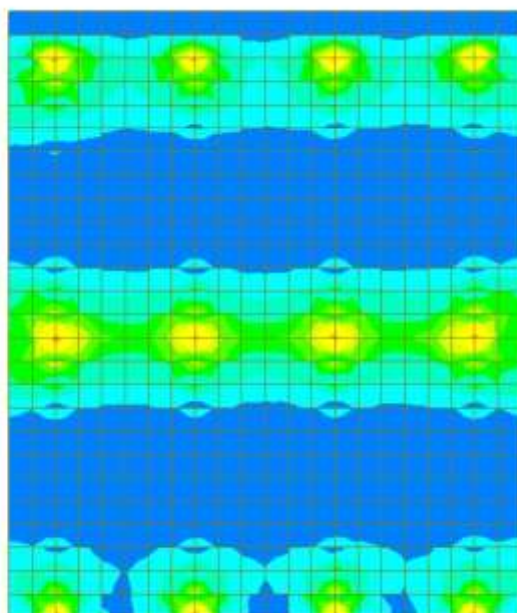
Si è fatto riferimento al concio 5C.



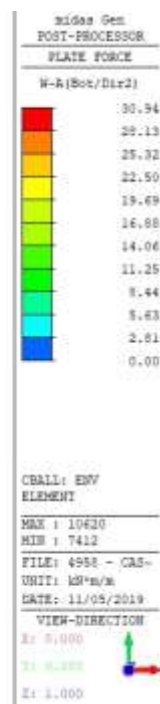
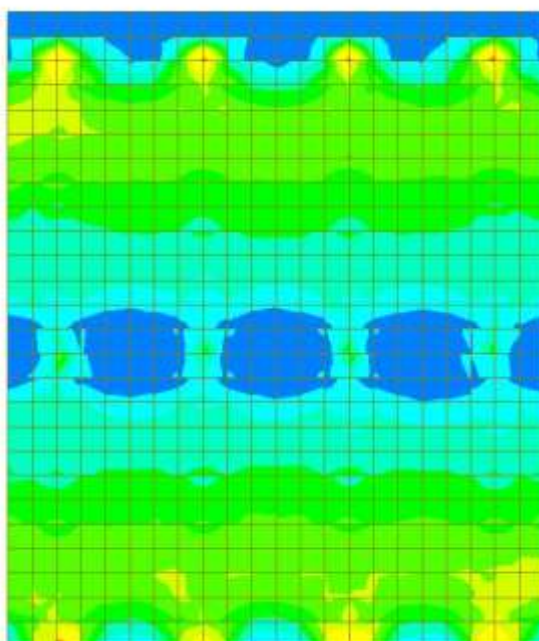
Involuppo momento di Wood-Armer SLU in direzione X/superiore



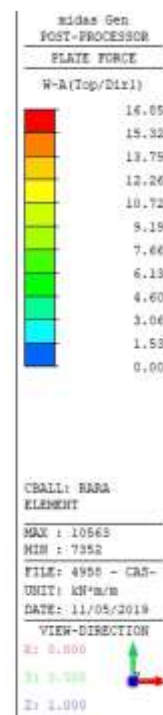
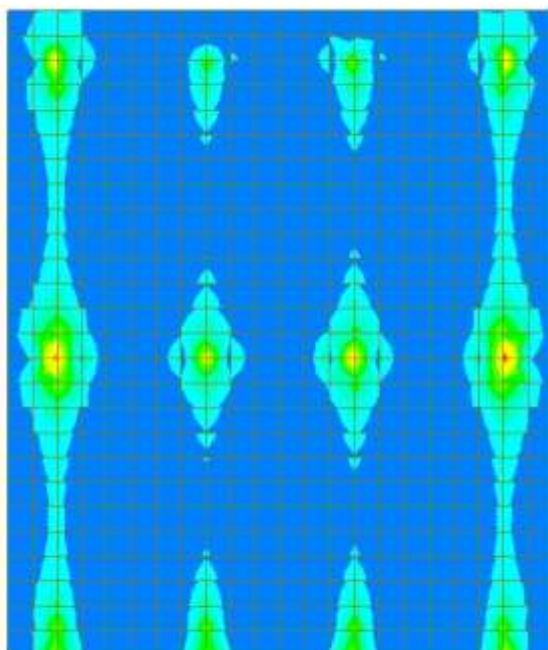
Involuppo momento di Wood-Armer SLU in direzione X/inferiore



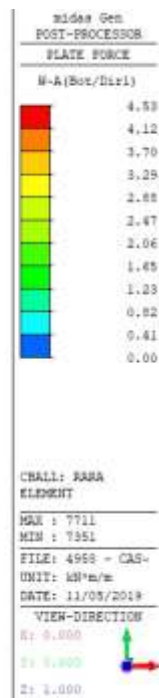
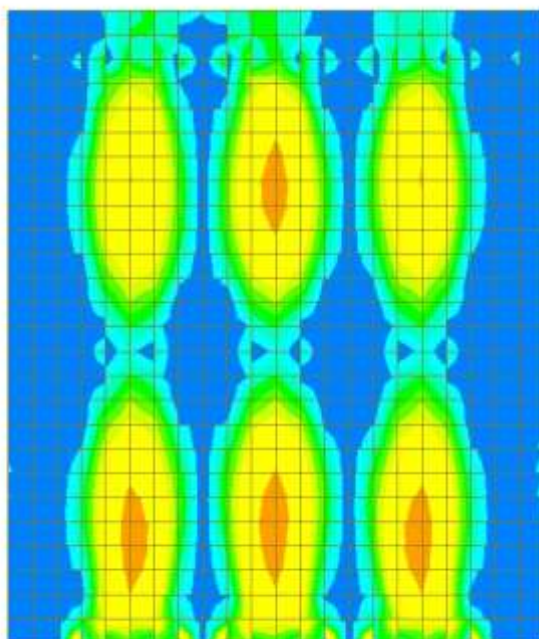
Involuppo momento di Wood-Armer SLU in direzione Y/superiore



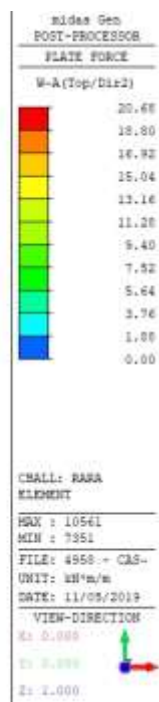
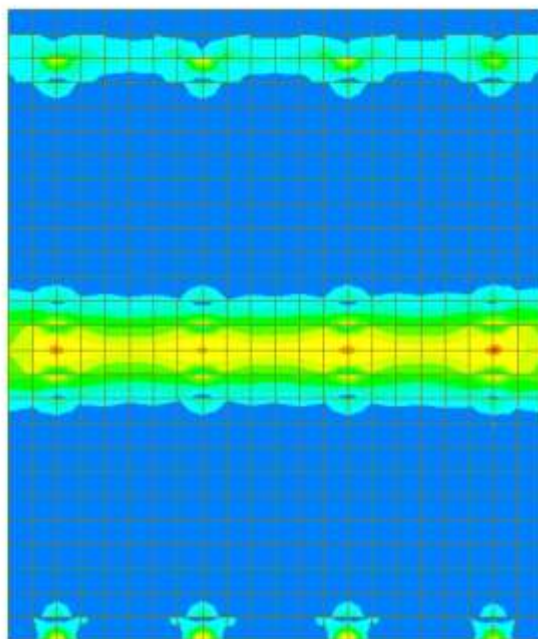
Involuppo momento di Wood-Armer SLU in direzione Y/inferiore



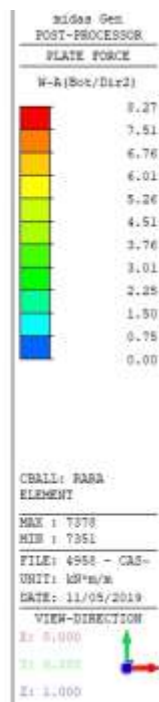
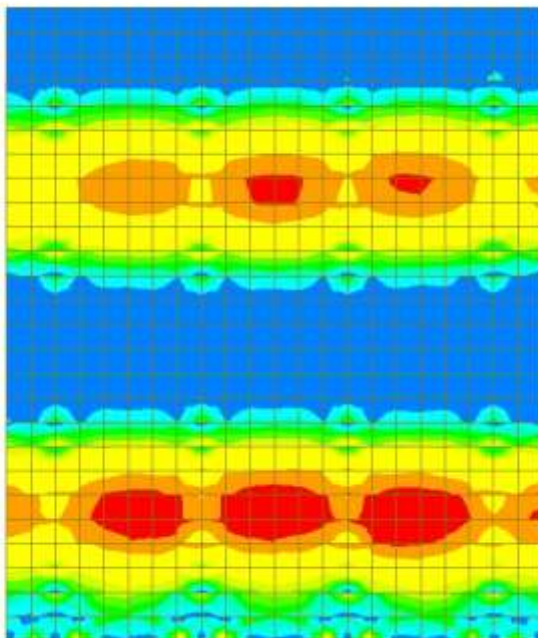
Momento di Wood-Armer SLE in direzione X/superiore



Momento di Wood-Armer SLE in direzione X/inferiore



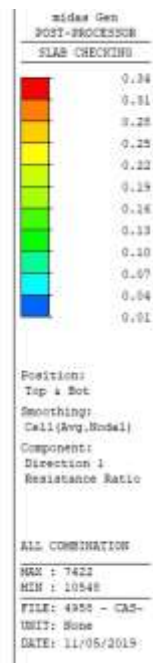
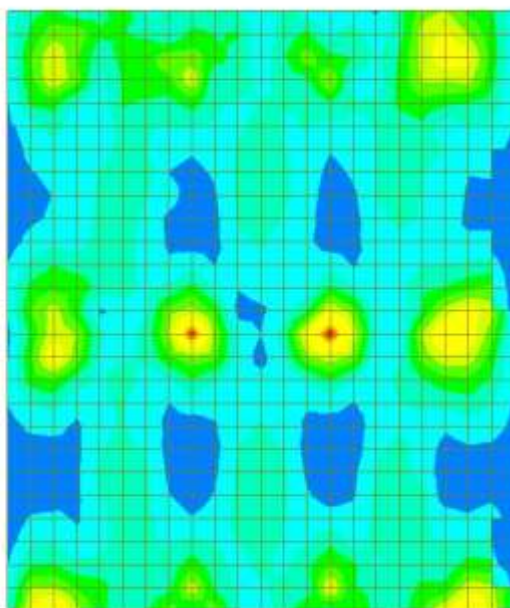
Momento di Wood-Armer SLE in direzione Y/superiore



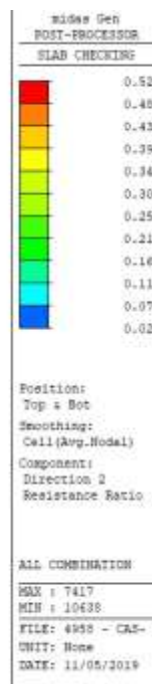
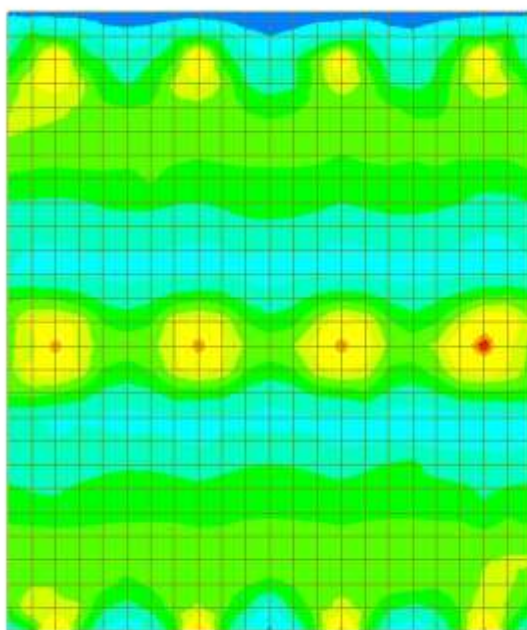
Momento di Wood-Armer SLE in direzione Y/inferiore

La soletta risulta essere armata con $\Phi 12/15$ cm superiore/inferiore in entrambe le direzioni.

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza a flessione allo SLU/SLV in termini di coefficienti di sfruttamento (c.s. = M_{Ed} / M_{Rd}).

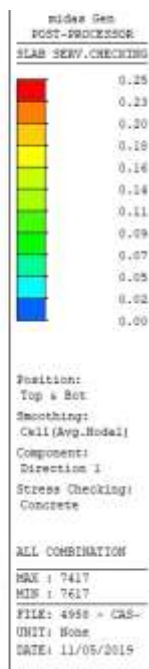
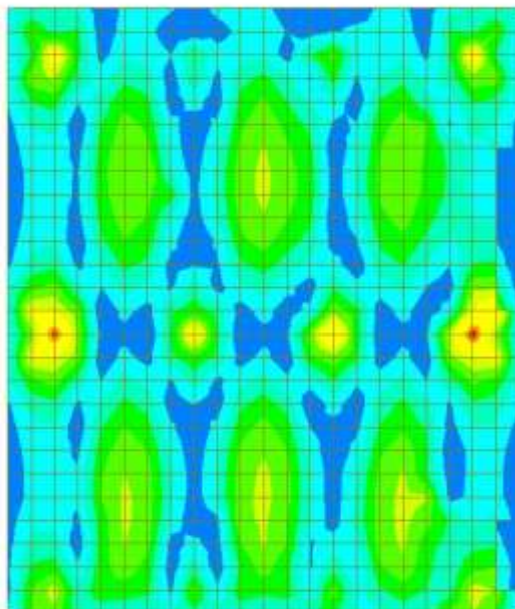


c.s. direzione X (superiore e inferiore)

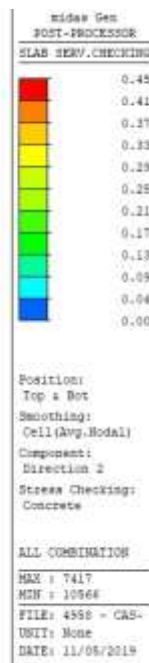
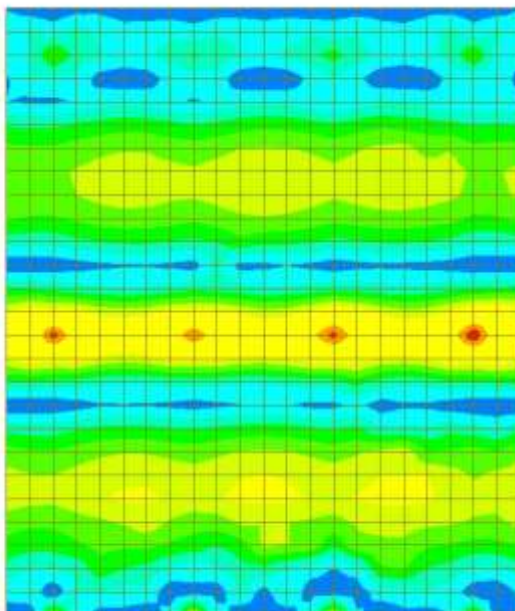


c.s. direzione Y (superiore e inferiore)

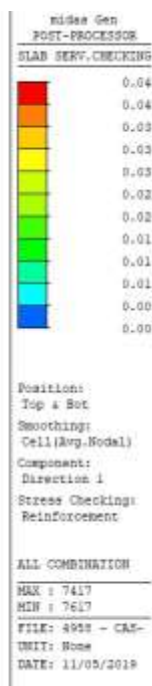
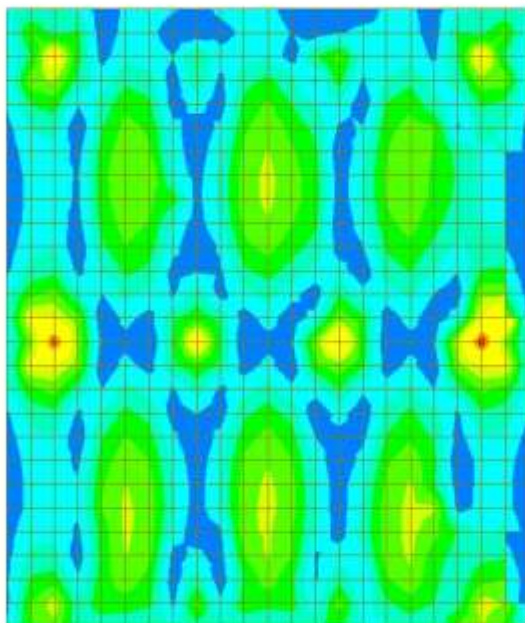
Si riportano di seguito le verifiche tensionali e apertura delle fessure agli SLE in termini di coefficienti di sfruttamento (c.s. = Effetto/Capacità).



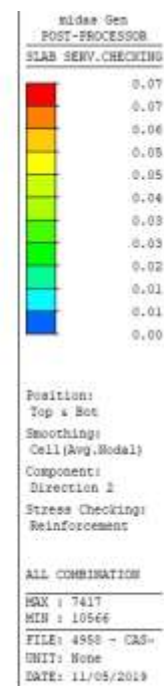
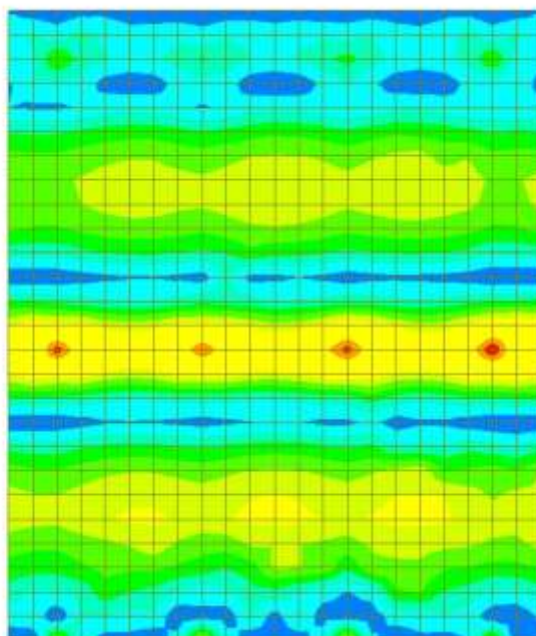
c.s. direzione X (superiore e inferiore): tensioni nel calcestruzzo



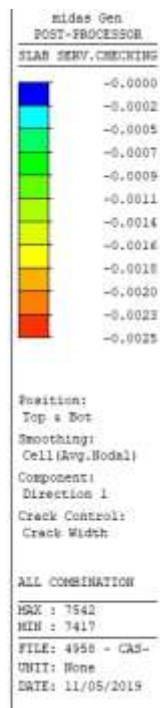
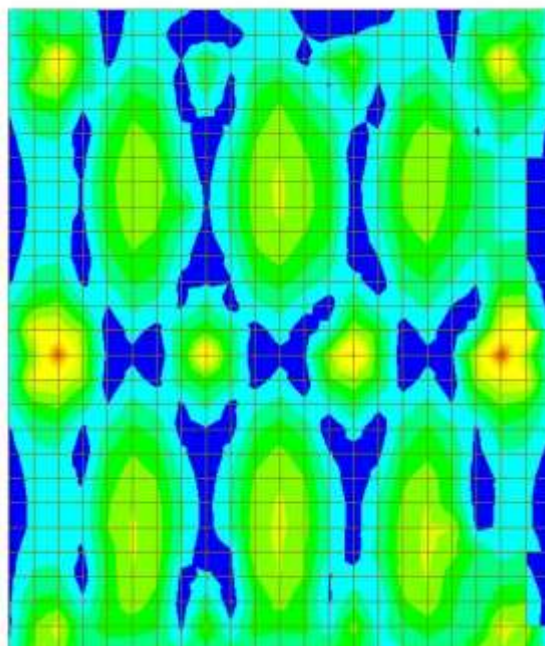
c.s. direzione Y (superiore e inferiore): tensioni nel calcestruzzo



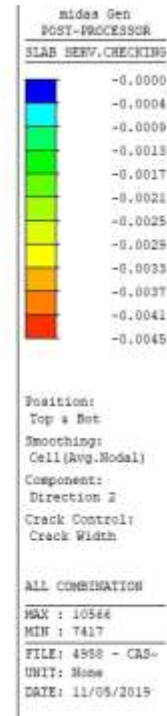
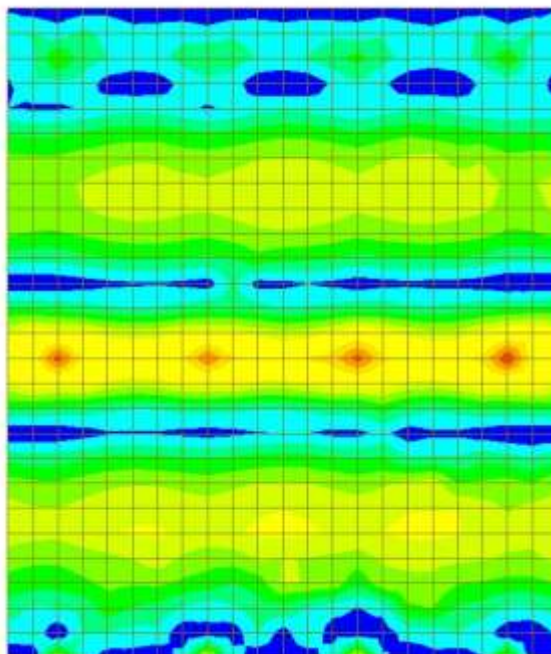
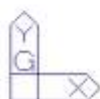
c.s. direzione X (superiore e inferiore): tensioni nell'acciaio



c.s. direzione Y (superiore e inferiore): tensioni nell'acciaio



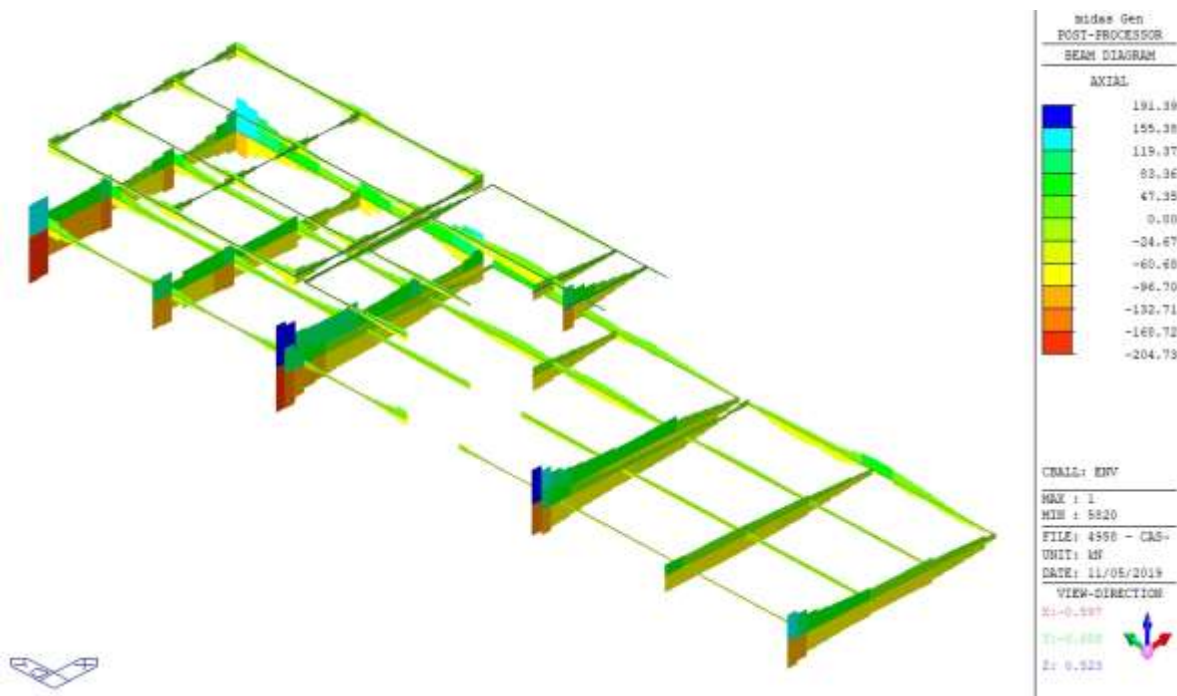
c.s. direzione X (superiore/inferiore): apertura delle fessure



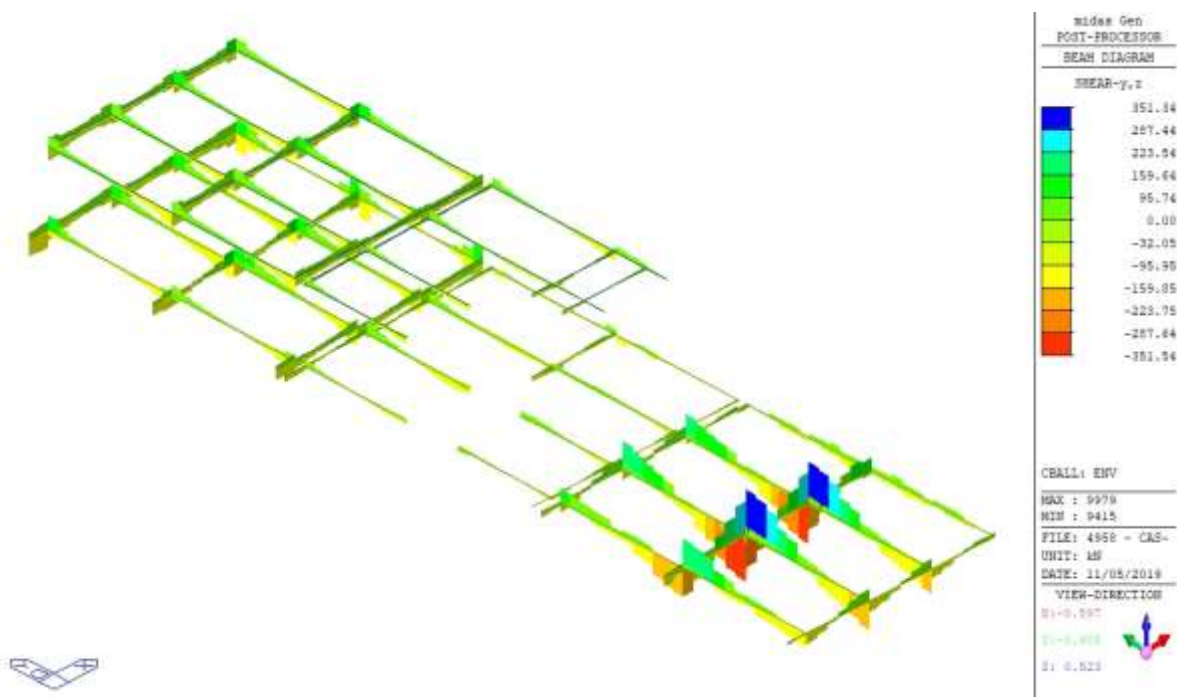
c.s. direzione Y (superiore/inferiore): apertura delle fessure

5.10 VERIFICA TRAVI

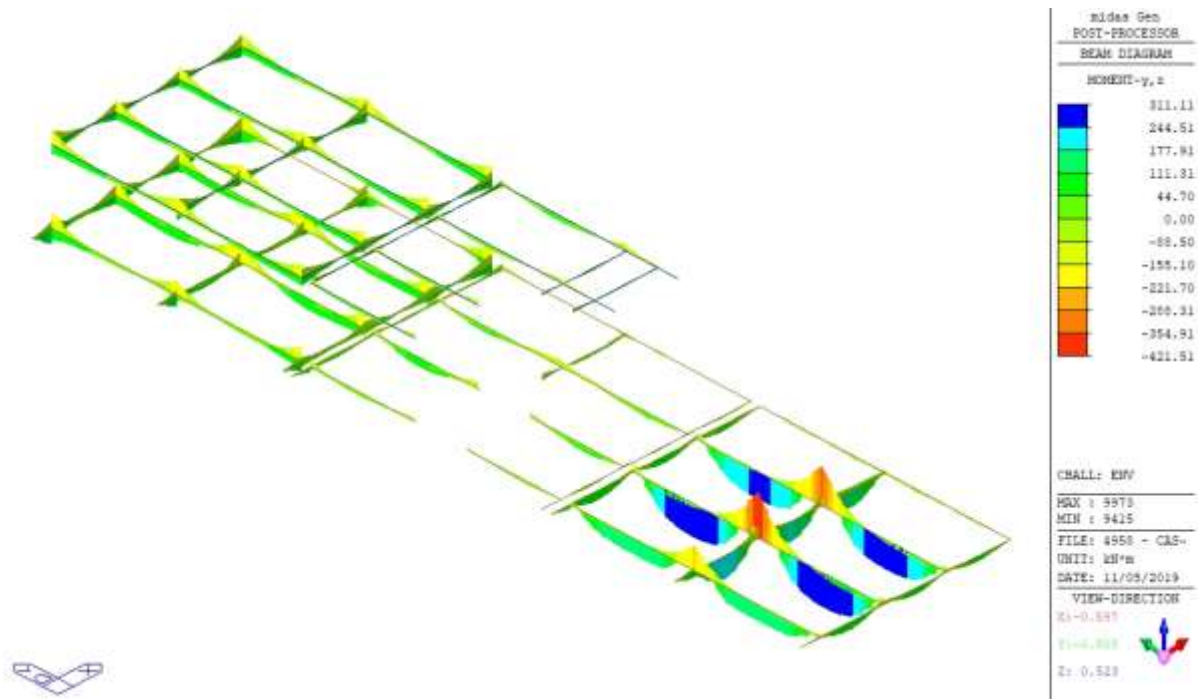
Si riportano di seguito le sollecitazioni di involuppo e la scheda di verifica delle travi tipologiche maggiormente sollecitate.



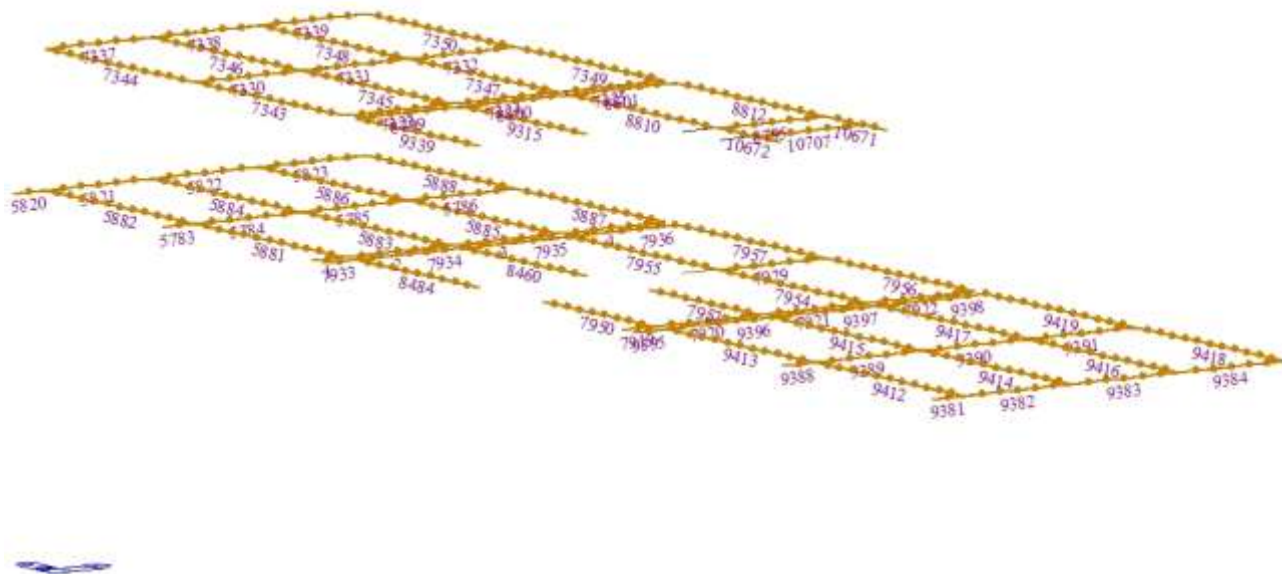
Involuppo sforzo normale SLV/SLU



Inviluppo taglio SLV/SLU

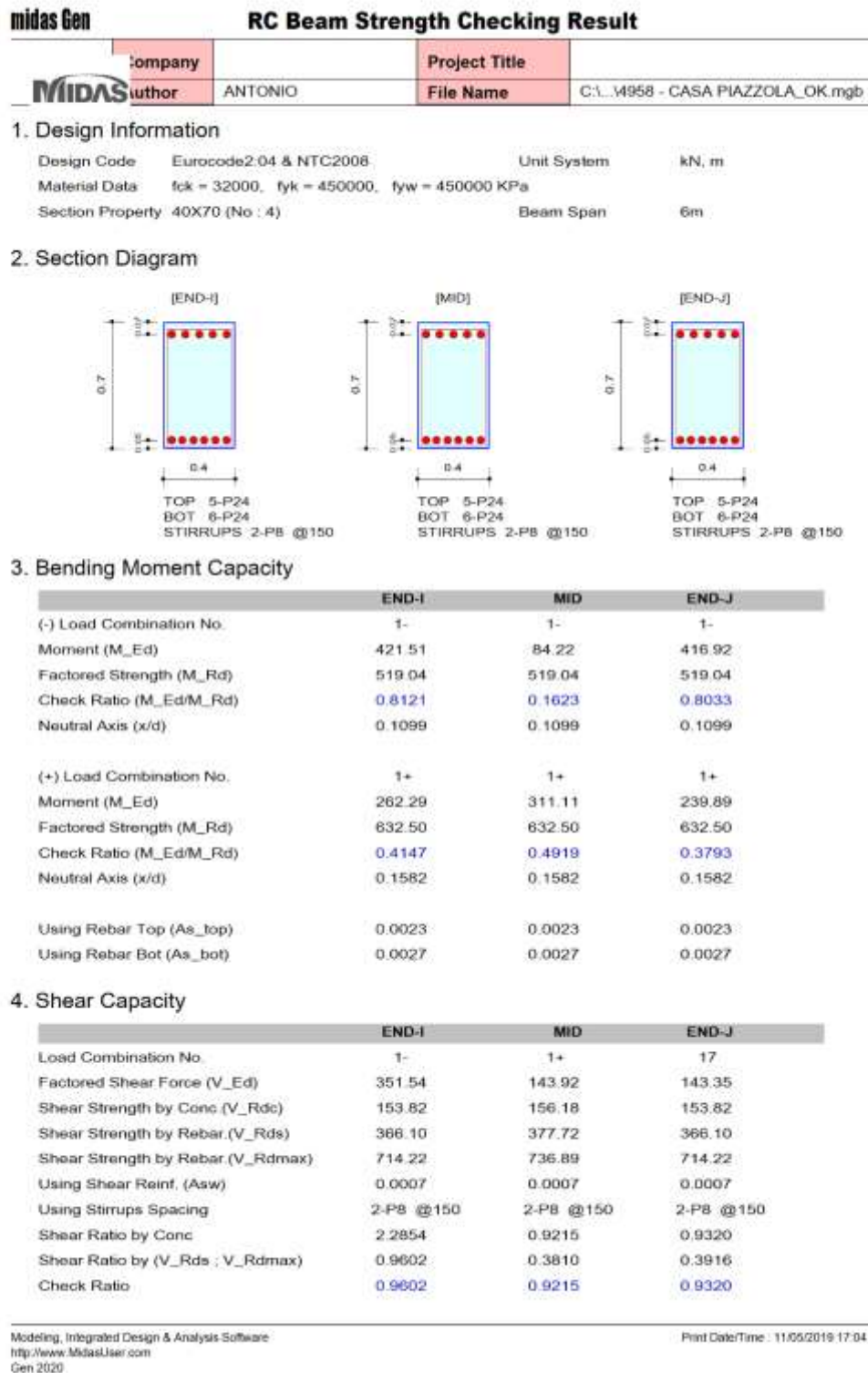


Inviluppo momento flettente SLV/SLU



Numerazione elementi trave

Trave 40x70 longitudinale



midas Gen

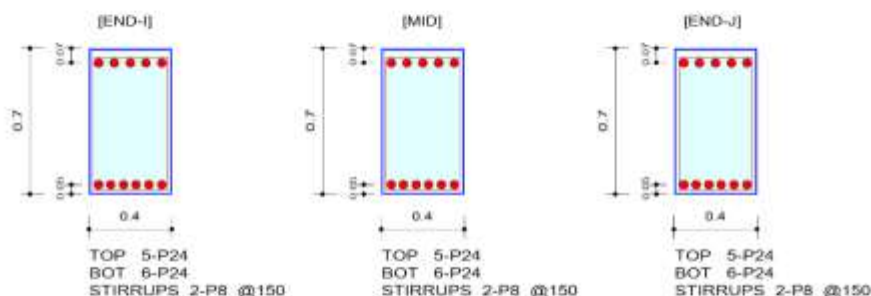
RC Beam Serviceability Checking Result

Company		Project Title	
Author	ANTONIO	File Name	C:\...4958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2008	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	40X70 (No : 4)	Beam Span	6m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)
Stress(s)	-13242.80	-238635.93	1236.73	15546.07	-13093.16	-235939.52
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.6897	0.6629	0.0644	0.0432	0.6819	0.6554
(+) Load Combination No.	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)
Stress(s)	7712.92	121540.40	9150.12	144187.83	7049.63	111088.34
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.4017	0.3376	0.4766	0.4005	0.3672	0.3086

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	34(Q)	34(Q)	34(Q)
Stress(s)	2264.96	757.58	2211.11
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.1573	0.0526	0.1535
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	34(Q)	34(Q)	34(Q)
Stress(s)	1098.27	1400.27	1108.02
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0763	0.0972	0.0769
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen

RC Beam Serviceability Checking Result

Company		Project Title	
Author	ANTONIO	File Name	C:\...14958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

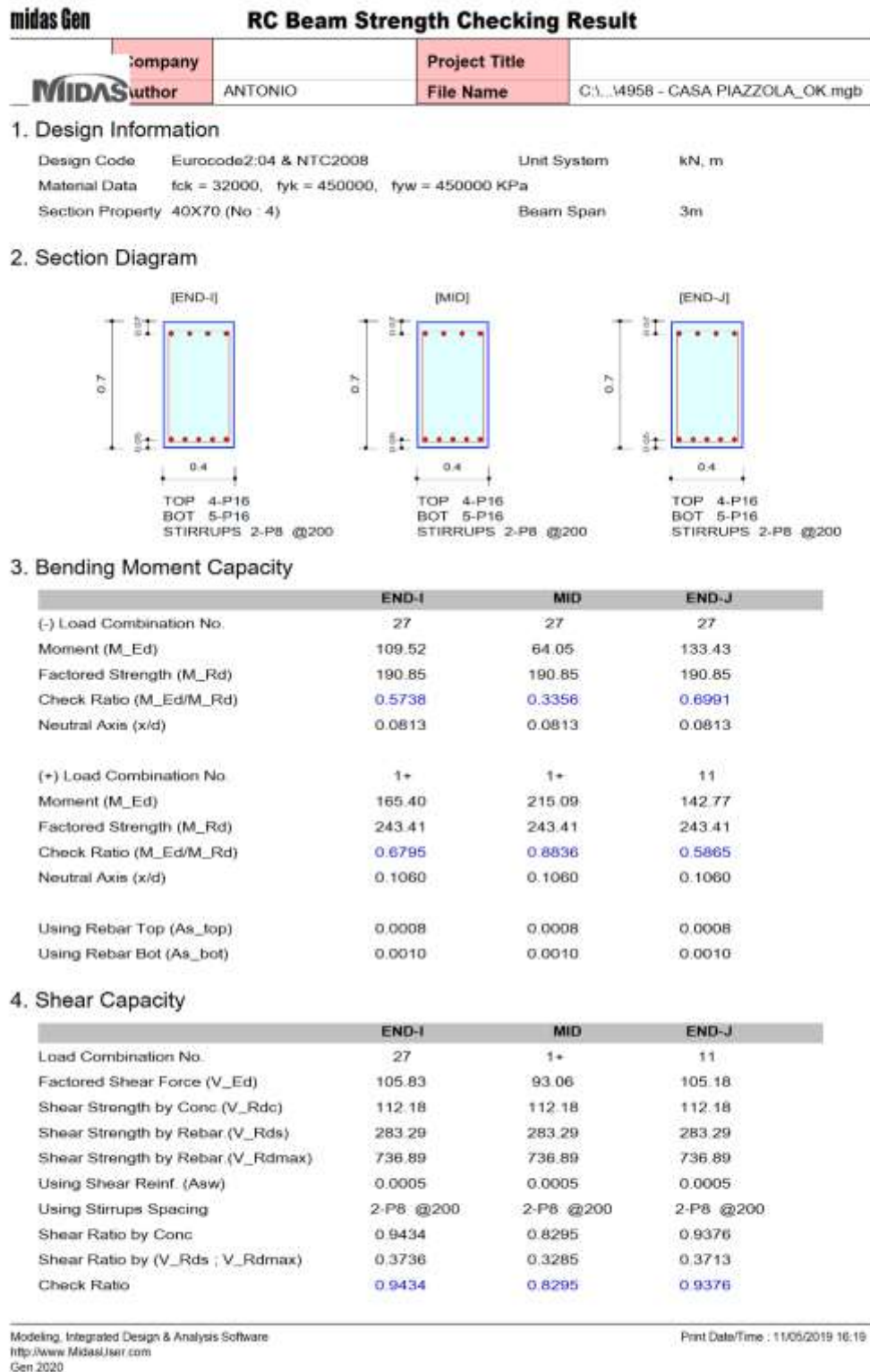
5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	35(F)	35(F)	35(F)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.9897	0.0497	0.9690
(+) Load Combination No.	35(F)	35(F)	35(F)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1165	0.3390	0.1061

6. Deflection Control

L/250 = 0.024000 > 0.0032 (LCB:34, POS: 2.7m from END-I)..... O.K

Trave 40x70 trasversale



midas Gen

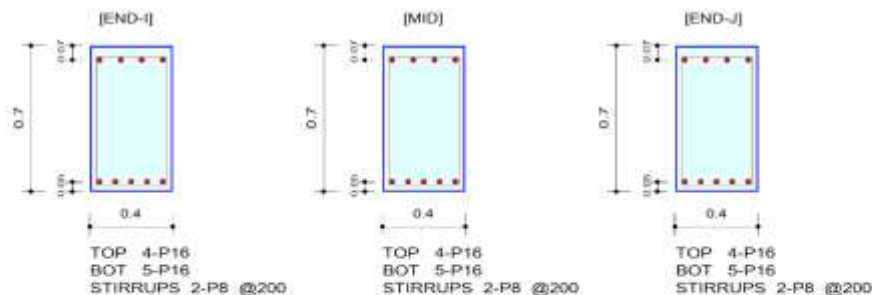
RC Beam Serviceability Checking Result

Company		Project Title	
Author	ANTONIO	File Name	C:\...4958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2008	Unit System	kN, m
Material Data	f _{ck} = 32000, f _{yk} = 450000, f _{yw} = 450000 KPa		
Section Property	40X70 (No : 4)	Beam Span	3m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)
Stress(s)	2058.59	25264.93	898.04	11021.52	2056.09	25234.19
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.1072	0.0702	0.0468	0.0306	0.1071	0.0701
(+) Load Combination No.	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)
Stress(s)	7725.33	200674.18	10042.89	260875.25	2341.28	29455.96
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.4024	0.5574	0.5231	0.7247	0.1219	0.0818

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	34(Q)	34(Q)	34(Q)
Stress(s)	764.77	352.07	727.51
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0531	0.0244	0.0505
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	34(Q)	34(Q)	34(Q)
Stress(s)	914.57	1069.35	1027.02
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0635	0.0743	0.0713
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen

RC Beam Serviceability Checking Result

Company		Project Title	
Author	ANTONIO	File Name	C:_4958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

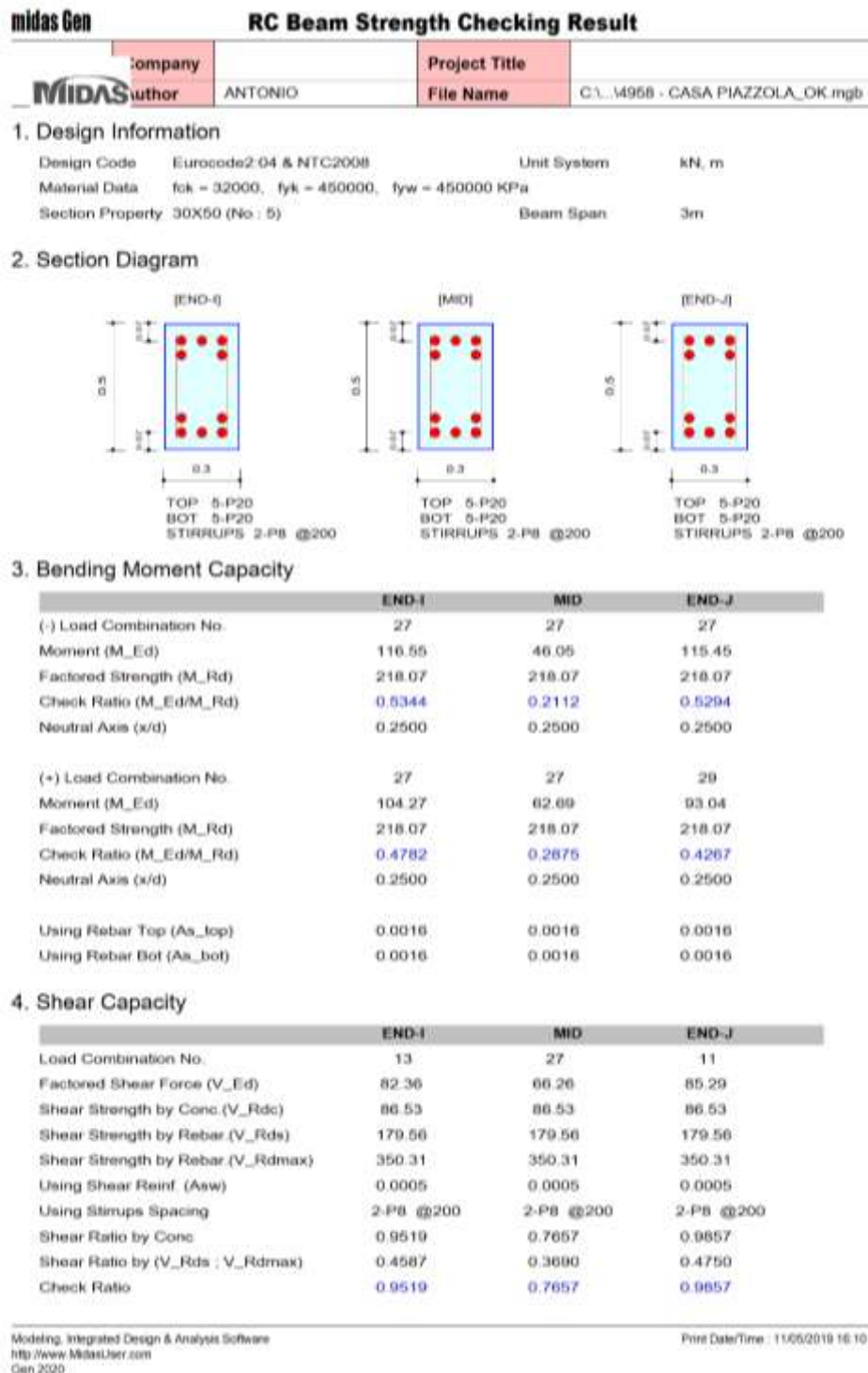
5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	35(F)	35(F)	35(F)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1334	0.0521	0.1331
(+) Load Combination No.	35(F)	35(F)	35(F)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1292	0.8374	0.0929

6. Deflection Control

$L/250 = 0.012000 > 0.0009$ (LCB:34, POS: 0.5m from END-I)..... O.K

Trave 30x50 longitudinale



midas Gen

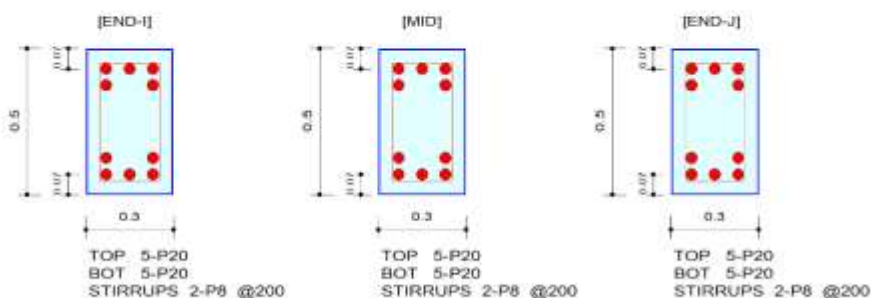
RC Beam Serviceability Checking Result

Company		Project Title	
Author	ANTONIO	File Name	C:\...4958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2008	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	30X50 (No : 5)	Beam Span	3m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)
Stress(s)	1026.84	9980.84	35.13	341.46	1143.03	11110.27
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0535	0.0277	0.0018	0.0009	0.0595	0.0309
(+) Load Combination No.	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)
Stress(s)	455.65	4428.94	761.68	7403.51	367.69	3573.92
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0237	0.0123	0.0397	0.0206	0.0192	0.0099

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	34(Q)	34(Q)	34(Q)
Stress(s)	909.71	32.15	1018.26
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0632	0.0022	0.0707
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	34(Q)	34(Q)	34(Q)
Stress(s)	402.75	673.02	329.13
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0280	0.0467	0.0229
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen

RC Beam Serviceability Checking Result

Company		Project Title	
Author	ANTONIO	File Name	C:\...14958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

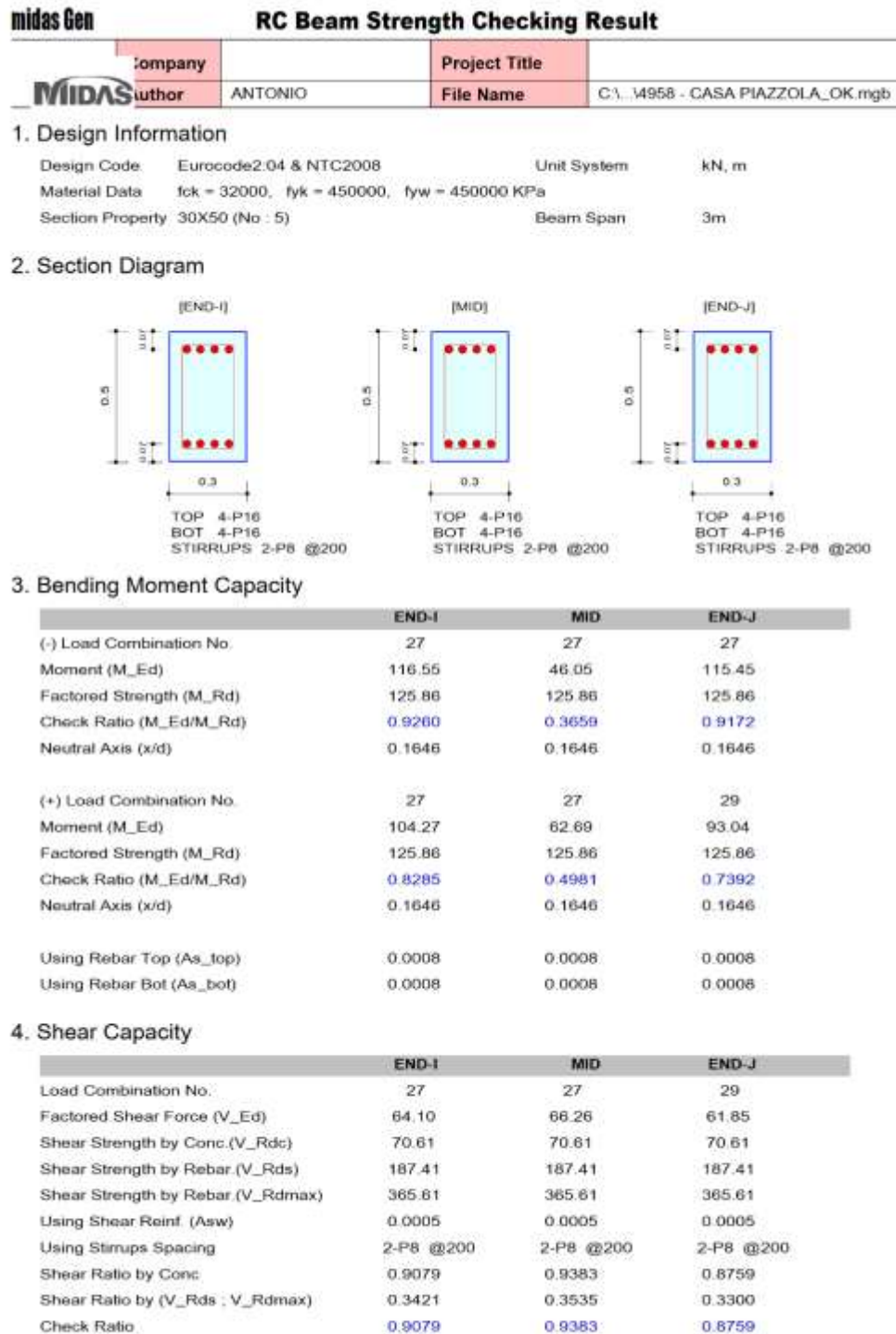
5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	35(F)	35(F)	35(F)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0377	0.0013	0.0420
(+) Load Combination No.	35(F)	35(F)	35(F)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0167	0.0278	0.0136

6. Deflection Control

L/250 = 0.012000 > 0.0006 (LCB:34, POS: 1.5m from END-I) O.K

Trave 30x50 trasversale



midas Gen

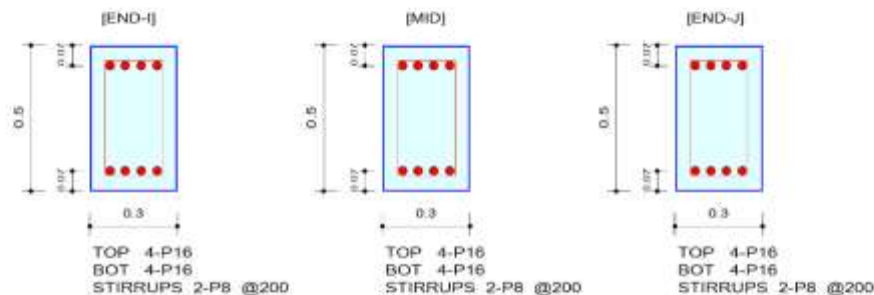
RC Beam Serviceability Checking Result

Company		Project Title	
Author	ANTONIO	File Name	C:\...4958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2008	Unit System	kN, m
Material Data	f _{ck} = 32000, f _{yk} = 450000, f _{yw} = 450000 KPa		
Section Property	30X50 (No : 5)	Beam Span	3m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)
Stress(s)	1139.87	12310.61	39.00	421.17	1268.86	13703.68
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0594	0.0342	0.0020	0.0012	0.0681	0.0381
(+) Load Combination No.	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)
Stress(s)	505.81	5462.76	845.53	9131.67	408.16	4408.16
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0263	0.0152	0.0440	0.0254	0.0213	0.0122

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	34(Q)	34(Q)	34(Q)
Stress(s)	1009.85	35.89	1130.36
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0701	0.0025	0.0785
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	34(Q)	34(Q)	34(Q)
Stress(s)	447.09	747.11	365.36
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0310	0.0519	0.0254
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen

RC Beam Serviceability Checking Result

Company		Project Title	
Author	ANTONIO	File Name	C:\...4958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

5. Crack Control

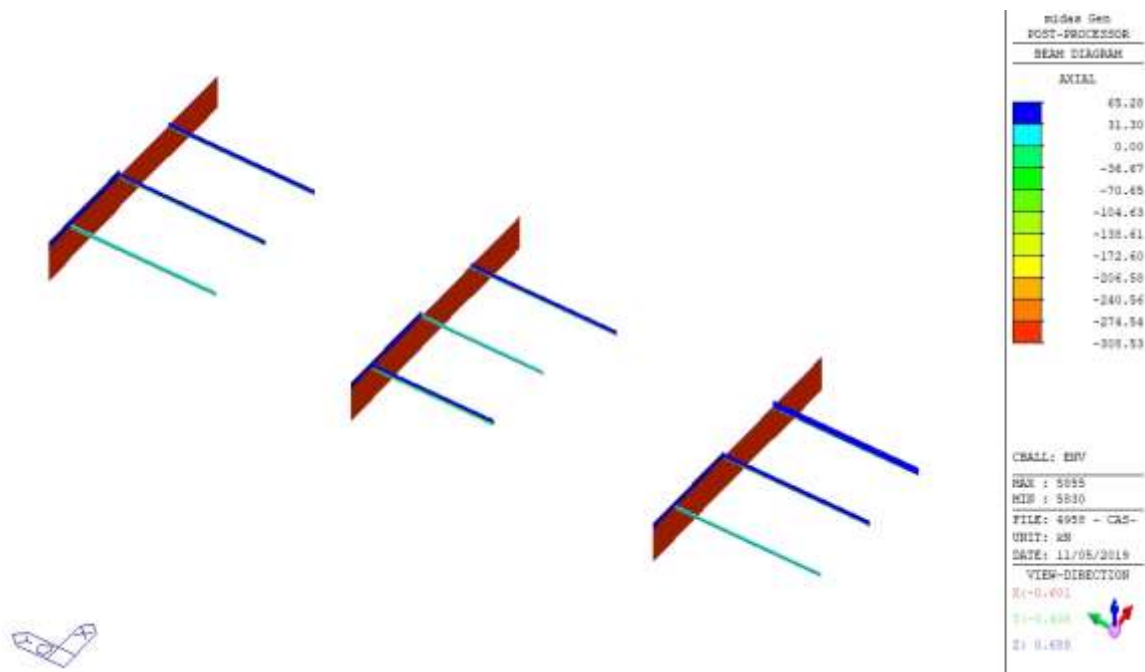
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	35(F)	35(F)	35(F)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0561	0.0020	0.0626
(+) Load Combination No.	35(F)	35(F)	35(F)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0248	0.0415	0.0203

6. Deflection Control

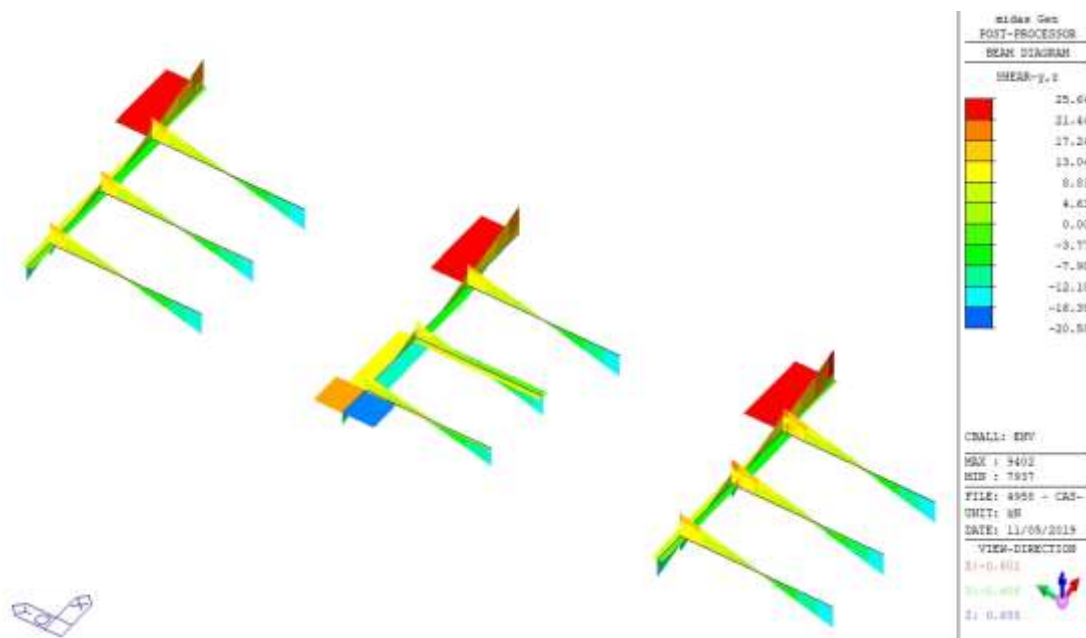
L/250 = 0.012000 > 0.0006 (LCB:34, POS: 1.5m from END-I)..... O.K

5.11 VERIFICA PUNTONI

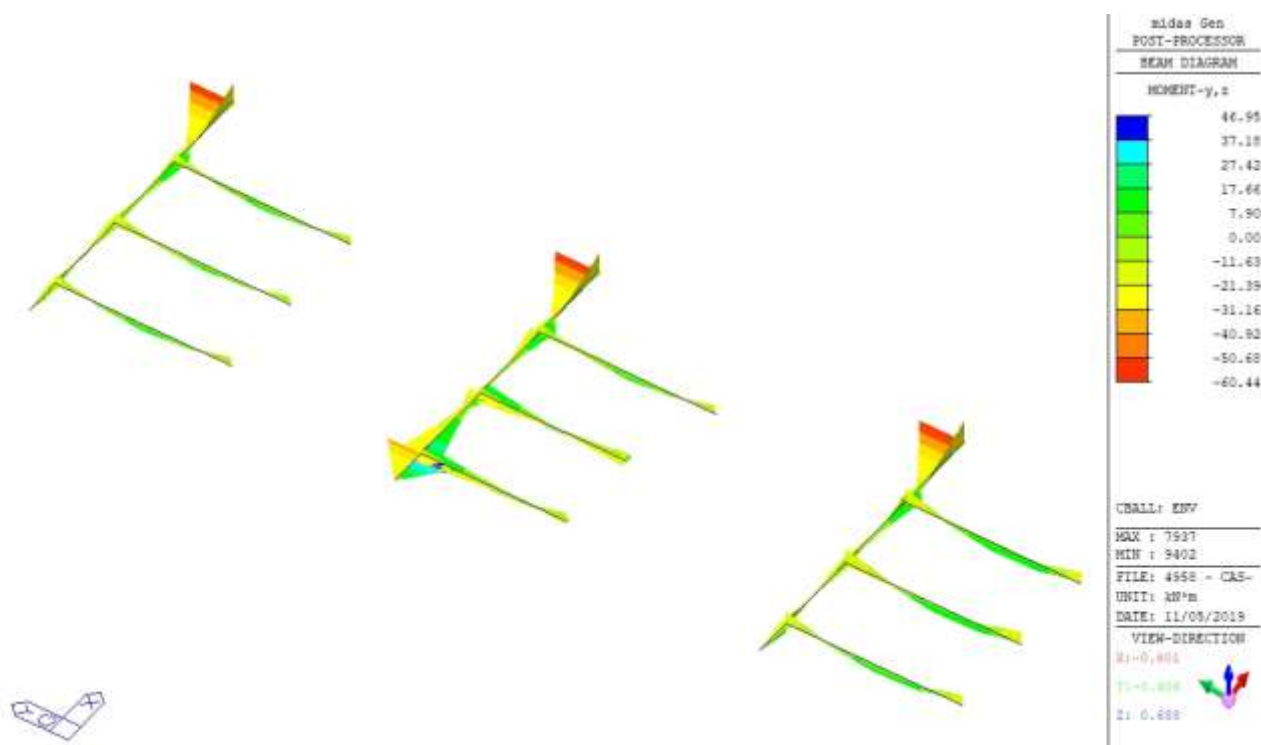
Si riportano di seguito le sollecitazioni di involuppo e la scheda di verifica del puntone tipologicamente maggiormente sollecitato.



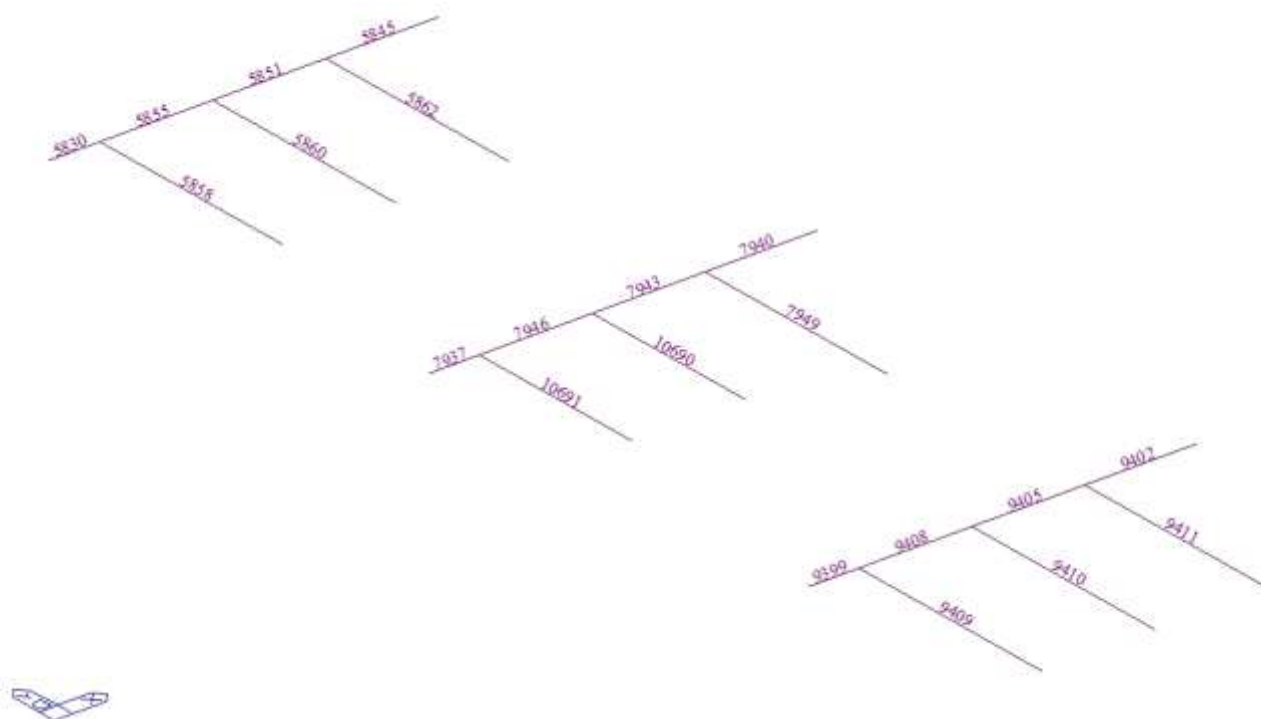
Involuppo sforzo normale SLU/SLV



Involuppo taglio SLU/SLV



Involuppo momento flettente SLU/SLV



Numerazione elementi

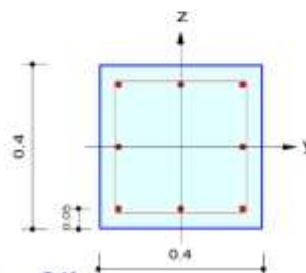
midas Gen

RC Column Checking Result

Company	Project Title
MIDAS author	File Name
ANTONIO	C:_4958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

1. Design Condition

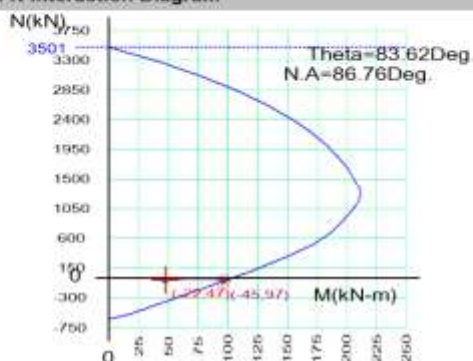
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 UNIT SYSTEM kN, m
Member Number: 7937 (PM), 7937, 9402 (Shear-y,z)
Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Column Height : 1.33397 m
Section Property: PUNT_40x40 (No : 2)
Rebar Pattern : 8 - 3 - P16 Ast = 0.001608 m² (RhoSt = 0.010)



2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 6 (J)
Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 3501.39 kN
Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = -22.137 / 45.2025 = 0.490 < 1.000 O.K
Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 47.2490 / 96.9200 = 0.488 < 1.000 O.K
M_{Edy} / M_{Rdy} = 5.32516 / 10.7724 = 0.494 < 1.000 O.K
M_{Edz} / M_{Rdz} = 46.9479 / 96.3195 = 0.487 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
3501.39	0.00
3056.48	79.39
2617.40	134.87
2207.70	171.02
1835.93	193.21
1523.94	206.05
1340.15	211.92
1213.11	211.51
1000.44	203.60
699.35	187.08
334.57	151.44
-179.80	76.32
-629.22	0.00

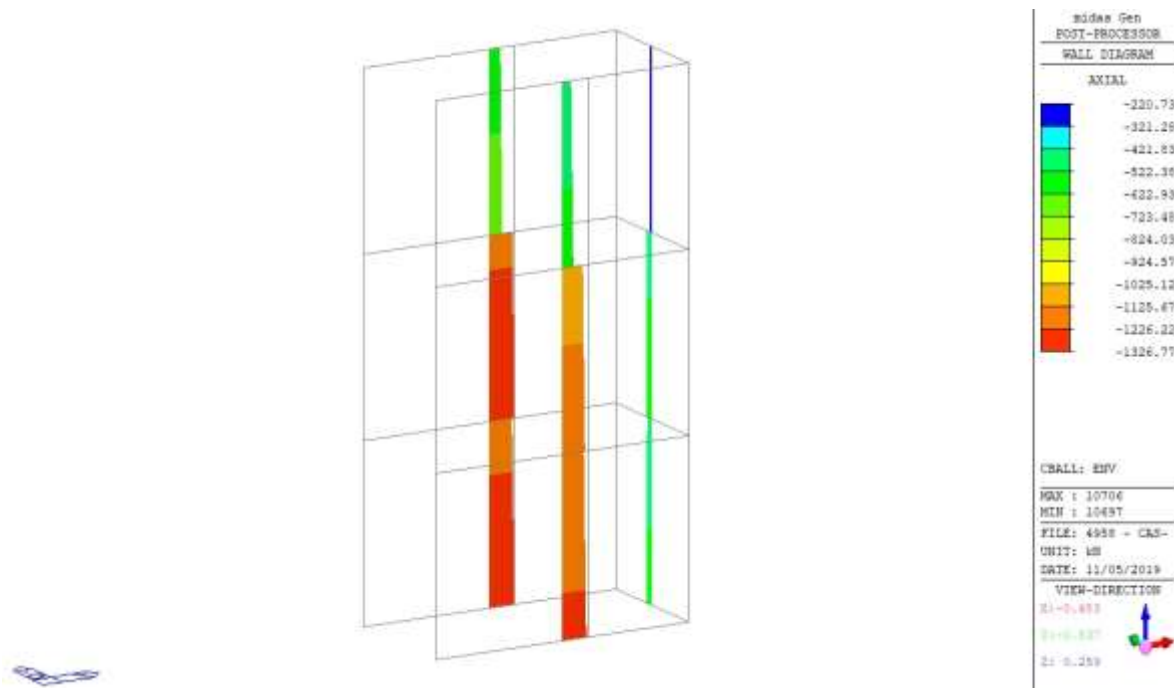
3. Design for Shear

[END]	y : 8 (J)	z : 1+ (J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	19.6324 kN	23.0222 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	19.6324 / 89.5953 = 0.219	23.0222 / 112.732 = 0.204
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	19.6324 / 152.541 = 0.129	23.0222 / 152.541 = 0.151
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	19.6324 / 396.789 = 0.049	23.0222 / 396.789 = 0.058
Shear Ratio	0.219 < 1.000 O.K	0.204 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00050 m ² /m, 2-P8 @200	0.00050 m ² /m, 2-P8 @200

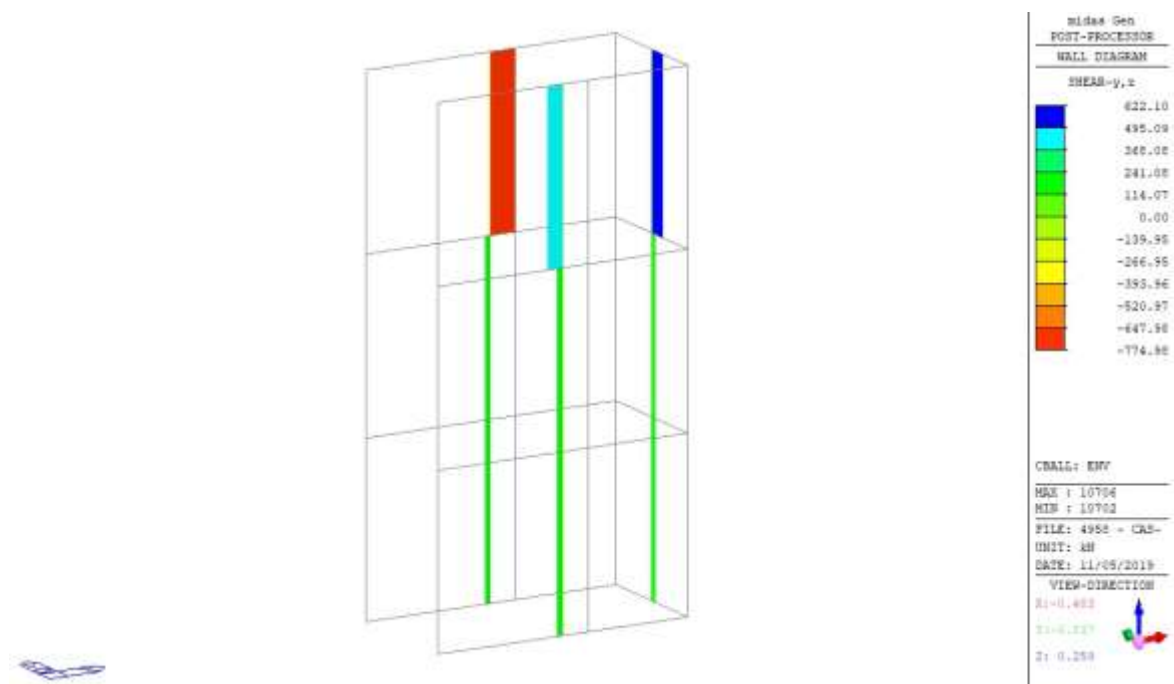
[MIDDLE]	y : 8 (1/2)	z : 1+ (1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	19.6324 kN	19.1222 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	19.6324 / 89.5953 = 0.219	19.1222 / 112.732 = 0.170
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	19.6324 / 152.541 = 0.129	19.1222 / 152.541 = 0.125
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	19.6324 / 396.789 = 0.049	19.1222 / 396.789 = 0.048
Shear Ratio	0.219 < 1.000 O.K	0.170 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00050 m ² /m, 2-P8 @200	0.00050 m ² /m, 2-P8 @200

5.12 VERIFICA PARETI

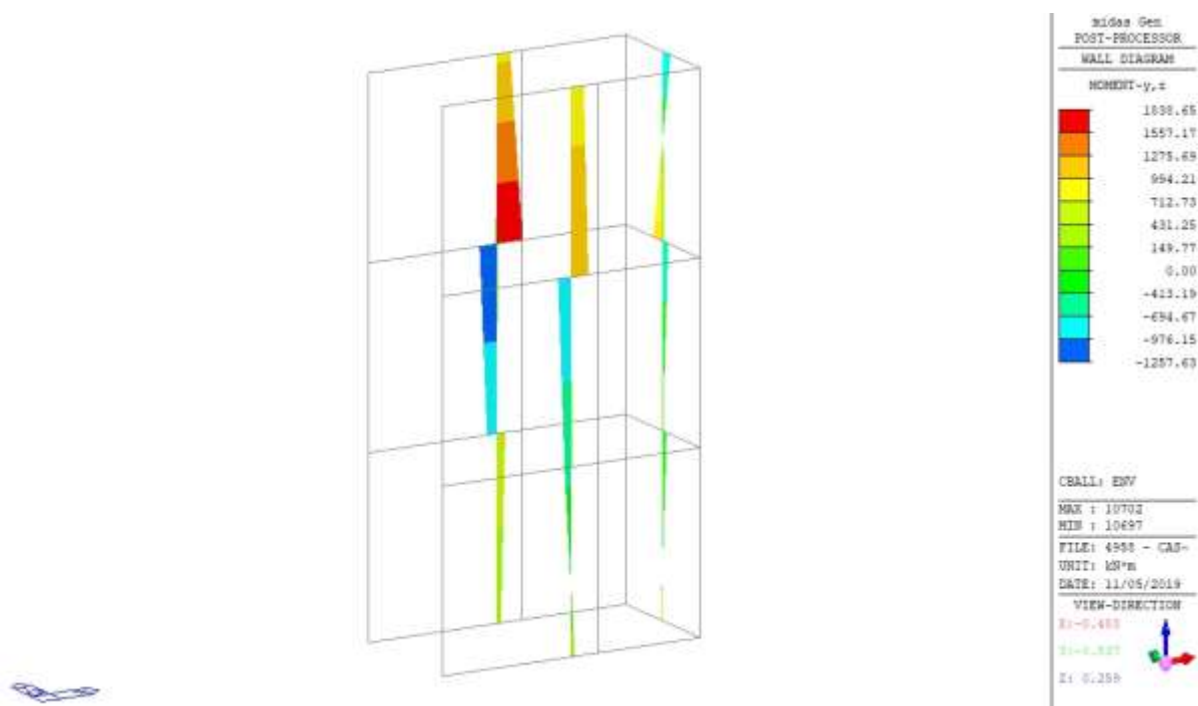
Si riportano di seguito le sollecitazioni di involucro allo SLV/SLU e la scheda di verifica della parete tipologica maggiormente sollecitata.



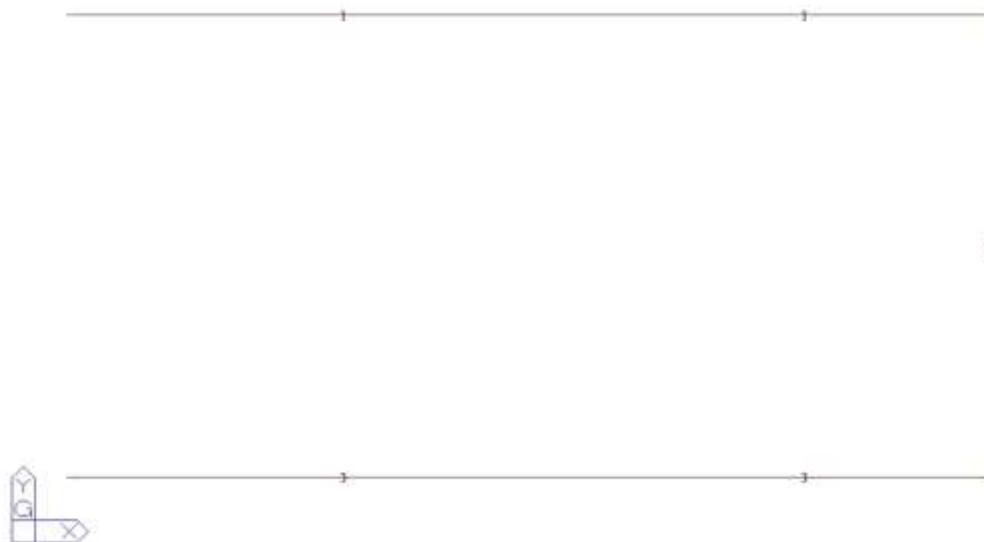
Involuppo sforzo normale SLU/SLV



Involuppo taglio SLU/SLV



Involuppo momento flettente SLU/SLV



Numerazione pareti

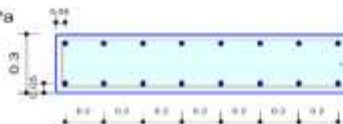
midas Gen

RC Wall Checking Result

Company		Project Title	
Author	ANTONIO	File Name	C:\...4958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m)
 Wall ID : 1 (Wall Mark : wM0001)
 Story : B2.3F (Height = 3.3 m)
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Wall Dim. (Length*Thk) : 5*0.3 m
 Vertical Rebar : P12 @200 (AsV = 0.00113 m²/m)



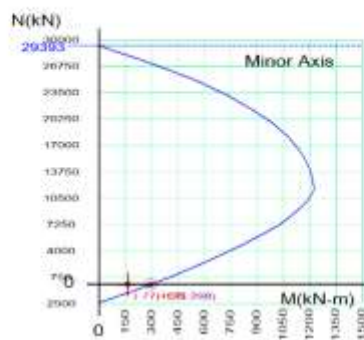
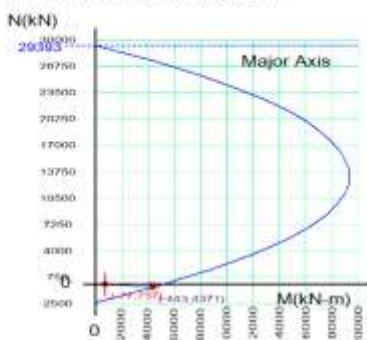
2. Applied Loads

Load Combination : 6
 N_{Ed} = -77.116 kN, M_{Edy} = 757.015 kN-m, M_{Edz} = 167.148 kN-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 29392.8 kN
Major Axis
 Design Axial Load Strength N_{Rdy} = -443.39 kN
 Axial Ratio N_{Ed}/N_{Rdy} = 0.174 < 1.000 O.K
 Design Moment Strength M_{Rdy} = 4371.05 kN-m
 Moment Ratio M_{Edy}/M_{Rdy} 0.173 < 1.000 O.K
Minor Axis
 Design Axial Load Strength N_{Rdz} = -137.73 kN
 Axial Ratio N_{Ed}/N_{Rdz} = 0.560 < 1.000 O.K
 Design Moment Strength M_{Rdz} = 298.469 kN-m
 Moment Ratio M_{Edz}/M_{Rdz} 0.560 < 1.000 O.K

4. M-N Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Force V_{Ed} = 310.828 kN (Load Combination : 29)
 Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 310.828 / 389.909 = 0.7972
 Shear Ratio by V_{Rds} V_{Ed}/V_{Rds} = 310.828 / 1961.24 = 0.1585
 Shear Ratio by V_{Rdmax} V_{Ed}/V_{Rdmax} = 310.828 / 3826.18 = 0.0812
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.797 < 1.000 O.K
 (Asw-H_{req} = 0.00060 m²/2m, P8 @200)

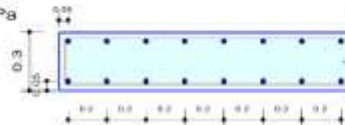
midas Gen

RC Wall Checking Result

Company		Project Title	
Author	ANTONIO	File Name	C:\...4958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m)
 Wall ID : 2 (Wall Mark : wM0002)
 Story-MN, Shear: B2.3F (Height = 3.3 m), B2.2F (Height = 3.3 m)
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Wall Dim. (Length*Thk) : 2.5*0.3 m
 Vertical Rebar : P12 @200 (AsV = 0.00113 m²/m)



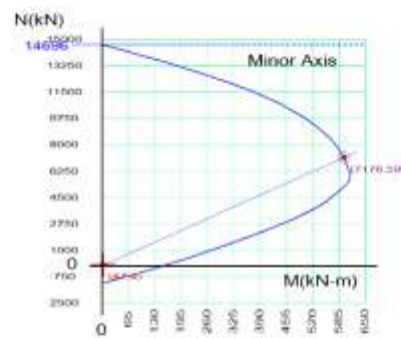
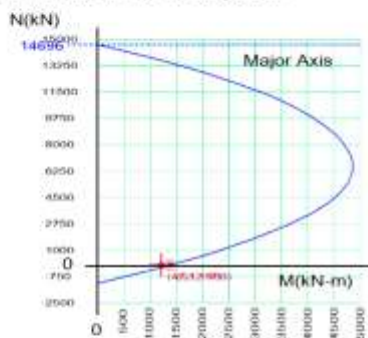
2. Applied Loads

Load Combination : 6
 N_{Ed} = 47.1236 kN, M_{Edy} = 1217.30 kN-m, M_{Edz} = 3.99280 kN-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 14696.4 kN
Major Axis
 Design Axial Load Strength N_{Rdy} = 52.9608 kN
 Axial Ratio N_{Ed}/N_{Rdy} = 0.890 < 1.000 O.K
 Design Moment Strength M_{Rdy} = 1393.18 kN-m
 Moment Ratio M_{Edy}/M_{Rdy} 0.874 < 1.000 O.K
Minor Axis
 Design Axial Load Strength N_{Rdz} = 7175.81 kN
 Axial Ratio N_{Ed}/N_{Rdz} = 0.007 < 1.000 O.K
 Design Moment Strength M_{Rdz} = 599.223 kN-m
 Moment Ratio M_{Edz}/M_{Rdz} 0.007 < 1.000 O.K

4. M-N Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Force V_{Ed} = 187.682 kN (Load Combination : 15)
 Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 187.682 / 241.029 = 0.7787
 Shear Ratio by V_{Rds} V_{Ed}/V_{Rds} = 187.682 / 980.619 = 0.1914
 Shear Ratio by V_{Rdmax} V_{Ed}/V_{Rdmax} = 187.682 / 1913.09 = 0.0981
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.779 < 1.000 O.K
 (Asw-H_{req} = 0.00060 m²/m, P8 @200)

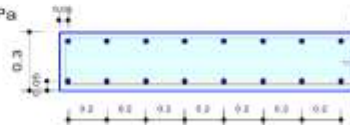
midas Gen

RC Wall Checking Result

Company		Project Title	
Author	ANTONIO	File Name	C:\...4958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m)
 Wall ID : 3 (Wall Mark : wM0003)
 Story : B2-3F (Height = 3.3 m)
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Wall Dim. (Length*Thk) : 5*0.3 m
 Vertical Rebar : P12 @200 (AsV = 0.00113 m²/m)



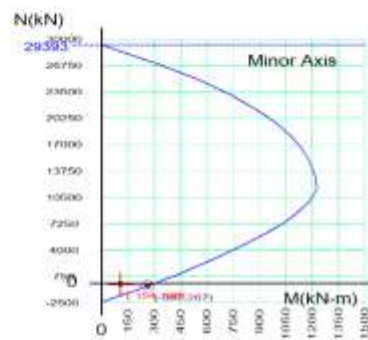
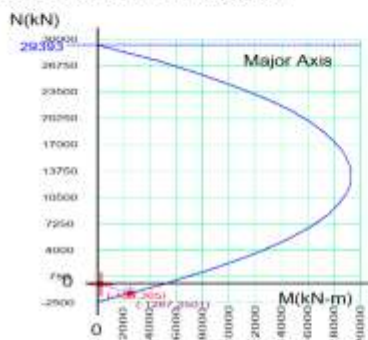
2. Applied Loads

Load Combination : 33
 N_{Ed} = -153.82 kN, M_{Edy} = 304.946 kN-m, M_{Edz} = 107.521 kN-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 29392.8 kN
Major Axis
 Design Axial Load Strength N_{Rdy} = -1267.0 kN
 Axial Ratio N_{Ed}/N_{Rdy} = 0.121 < 1.000 O.K
 Design Moment Strength M_{Rdy} = 2501.13 kN-m
 Moment Ratio M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.122 < 1.000 O.K
Minor Axis
 Design Axial Load Strength N_{Rdz} = -387.40 kN
 Axial Ratio N_{Ed}/N_{Rdz} = 0.397 < 1.000 O.K
 Design Moment Strength M_{Rdz} = 266.627 kN-m
 Moment Ratio M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.403 < 1.000 O.K

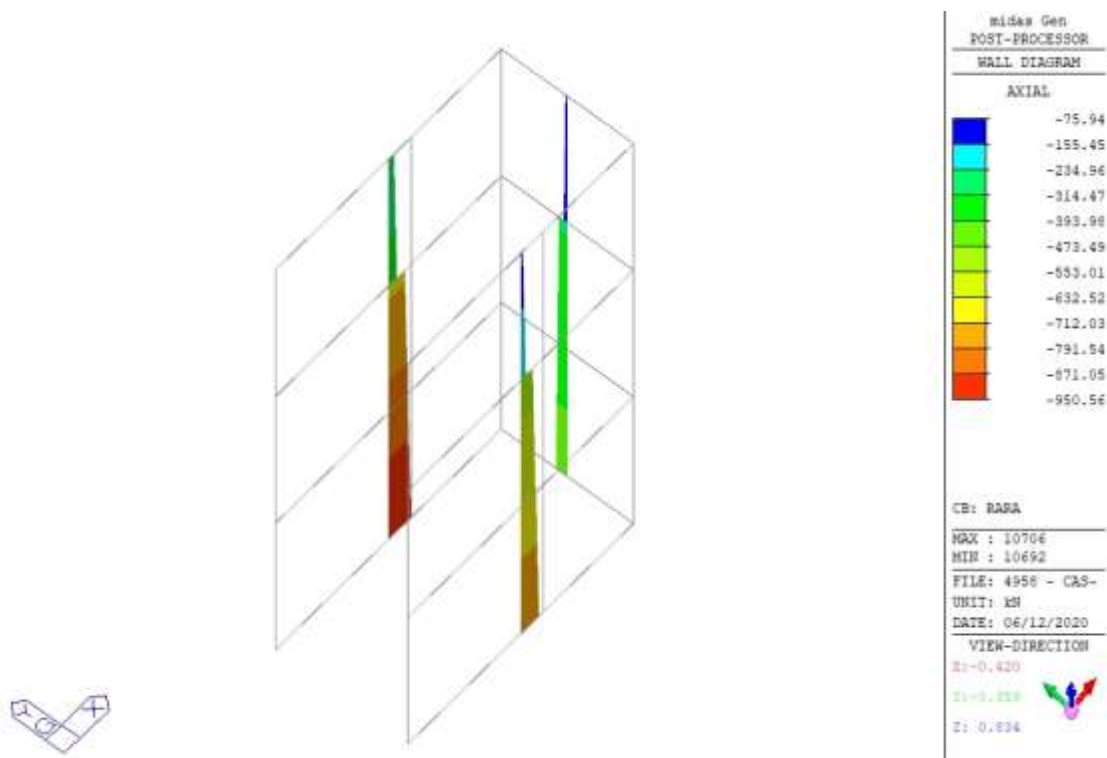
4. M-N Interaction Diagram



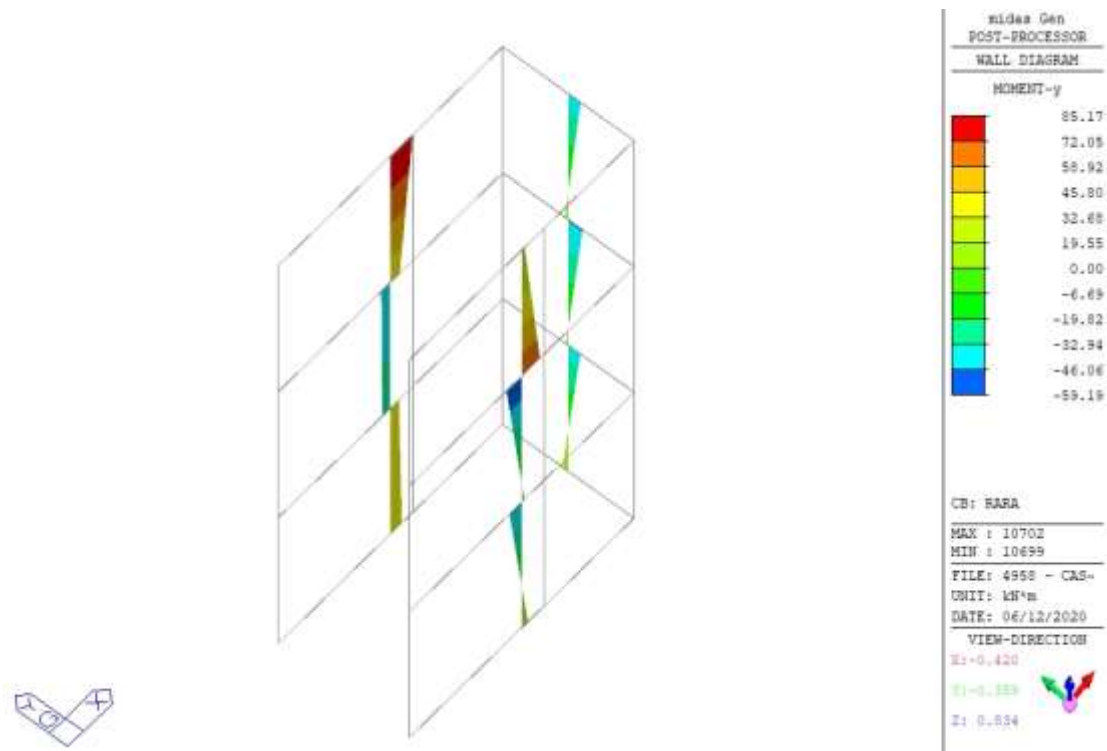
5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Force V_{Ed} = 375.563 kN (Load Combination : 17)
 Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 375.563 / 425.494 = 0.8827
 Shear Ratio by V_{Rds} V_{Ed}/V_{Rds} = 375.563 / 1961.24 = 0.1915
 Shear Ratio by V_{Rdmax} V_{Ed}/V_{Rdmax} = 375.563 / 3826.18 = 0.0982
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.883 < 1.000 O.K
 (A_{sw}H_{req} = 0.00060 m²/m, P8 @200)

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti in combinazione rara.



Sforzo normale in combinazione rara



Momento flettente in combinazione rara

Si mostra di seguito il calcolo delle tensioni con riferimento alla parete maggiormente sollecitata a flessione (wall ID n. 1, in sommità): $N_{Ed} = 236.8 \text{ kN}$, $M_{Ed} = 85.17 \text{ kNm}$ (armatura verticale 1+1 Φ 12/20 cm).

Verifica C.A. S.L.U. - File: verifica parete

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 27 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	300	5300

N°	As [mm²]	d [mm]
22	226	4250
23	226	4450
24	226	4650
25	226	4850
26	226	5050
27	226	5250

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 236.8 kN

M_{Ed} 0 85.17 kNm

M_{Ed} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [mm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.8

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

σ_c -0.198 N/mm²

ϵ_s -0.006351 ‰

Verifica

N° iterazioni: 0

Precompresso

La sezione risulta essere interamente compressa e pertanto la verifica di apertura delle fessure non è necessaria.

Inoltre, essendo:

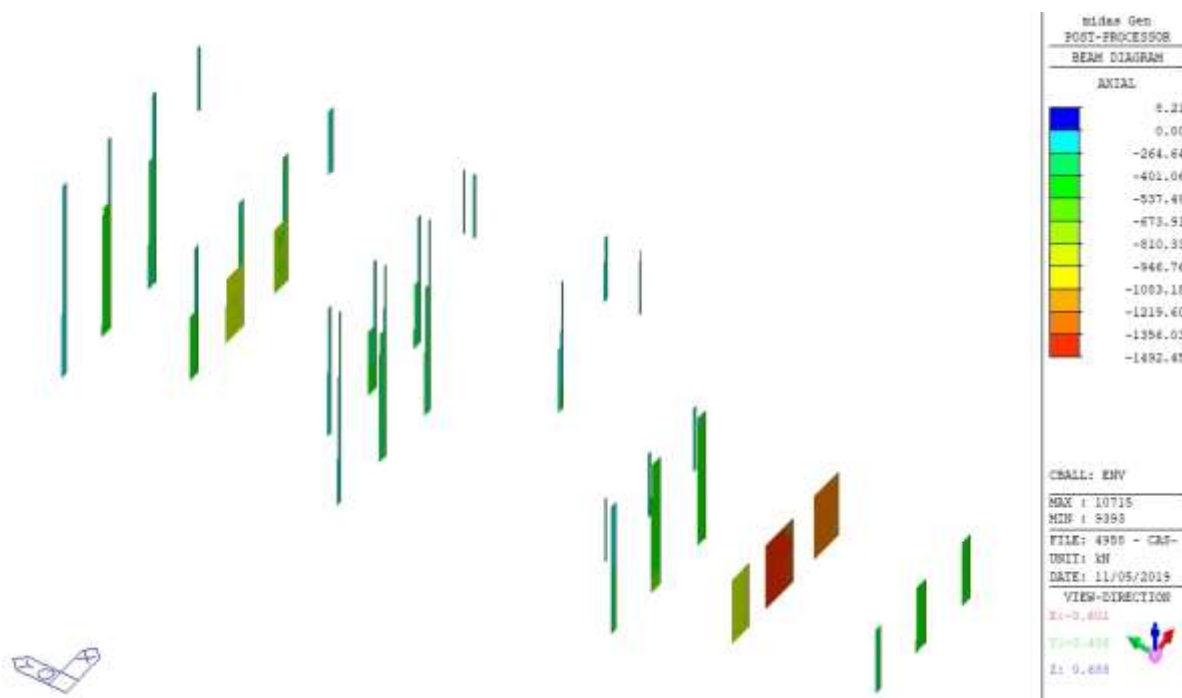
$$-\sigma_c = 0.2 \text{ MPa} < 0.6 \times 33.2 \text{ MPa} = 19.9 \text{ MPa}$$

$$-\sigma_s = 3.0 \text{ MPa} < 0.8 \times 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

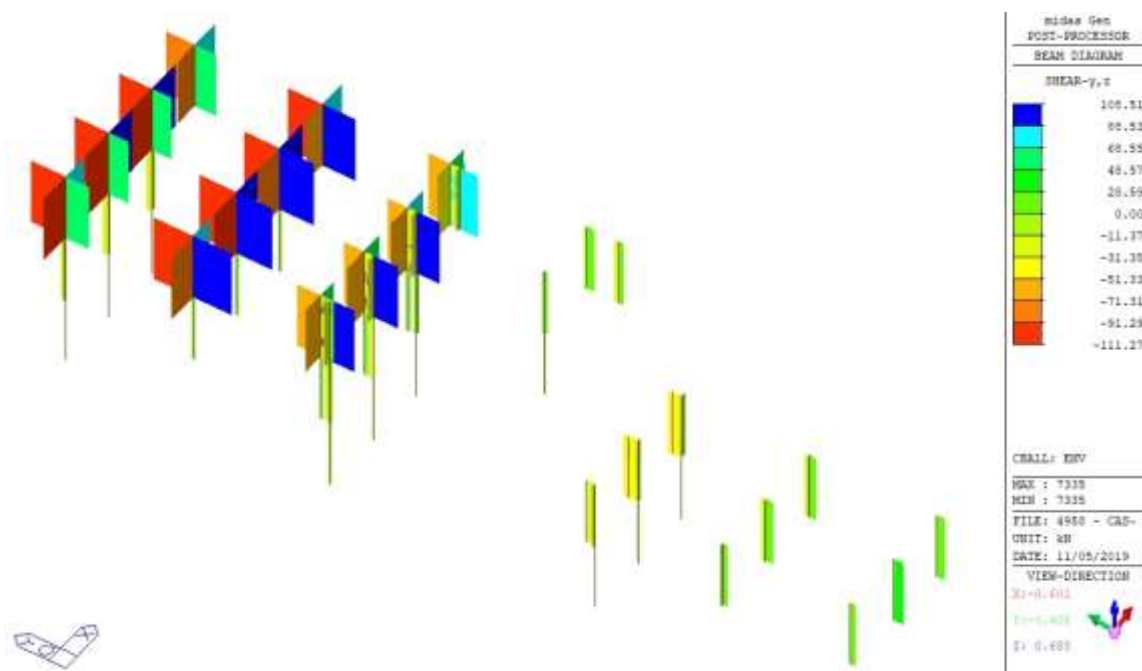
Le verifiche tensionali risultano essere soddisfatte.

5.13 VERIFICA PILASTRI

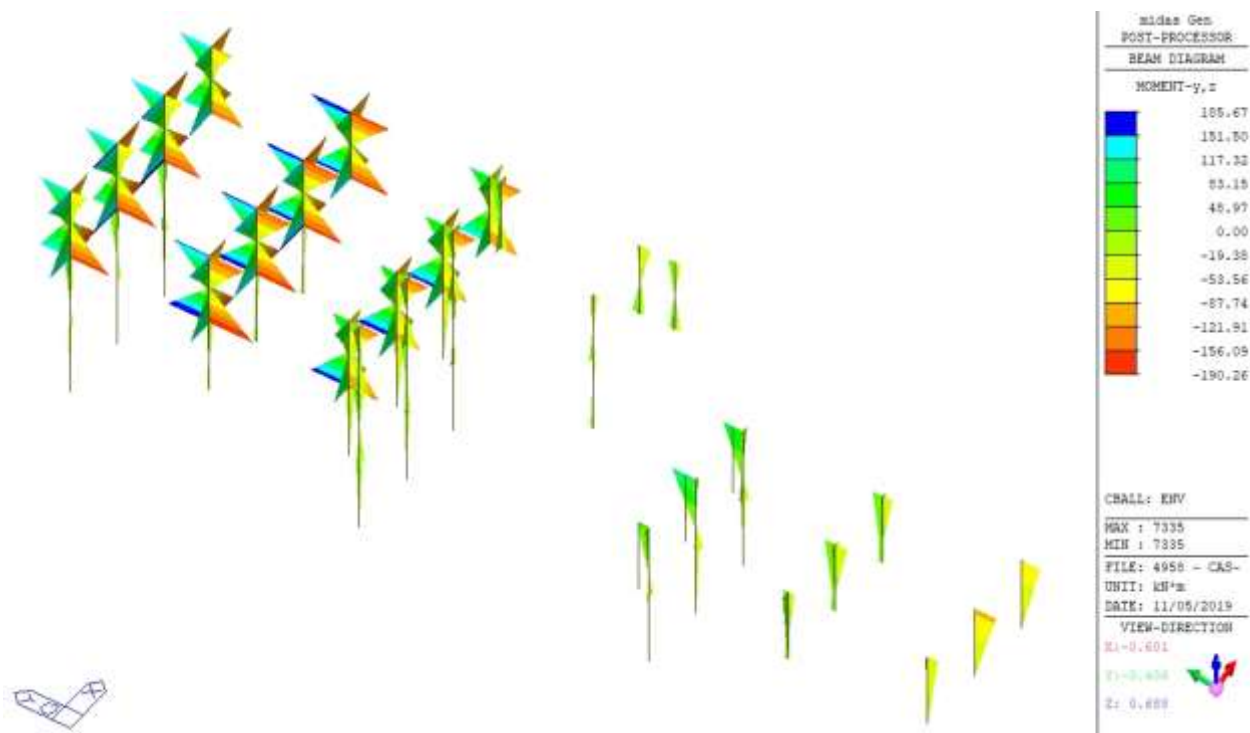
Si riportano di seguito le sollecitazioni di involucro e la scheda di verifica del pilastro tipologico maggiormente sollecitato.



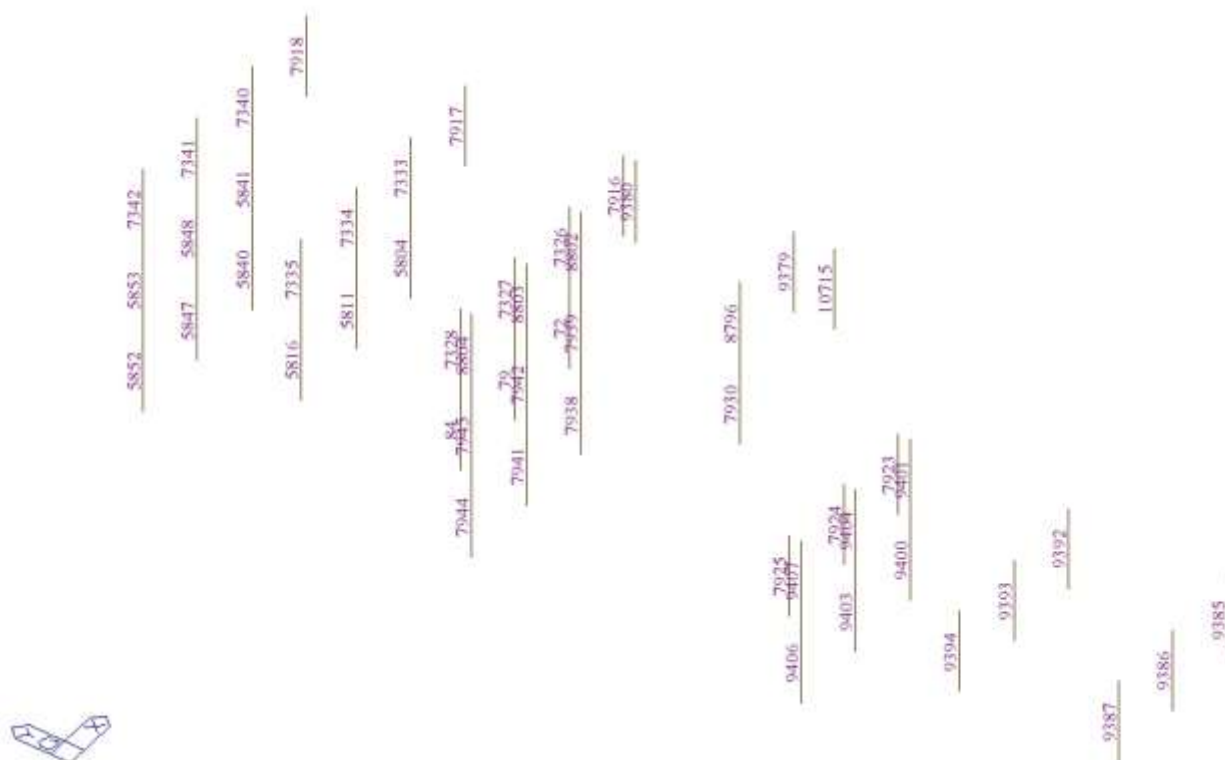
Involuppo sforzo normale SLU/SLV



Involuppo taglio SLU/SLV



Involuppo momento flettente SLU/SLV



Numerazione elementi

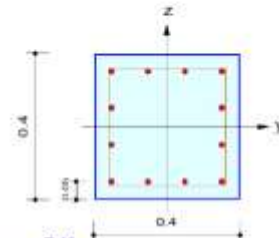
midas Gen

RC Column Checking Result

Company		Project Title	
Author	ANTONIO	File Name	C:\...4958 - CASA PIAZZOLA_OK.mgb

1. Design Condition

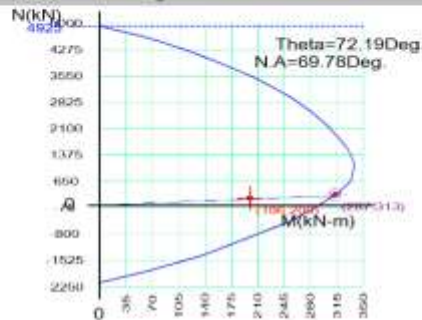
Design Code : Eurocode2.04 & NTC2008 UNIT SYSTEM kN, m
Member Number: 7335 (PM), 7328, 7341 (Shear-y,z)
Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Column Height : 3.3 m
Section Property: PIL_40x40 (No : 1)
Rebar Pattern : 12 - 4 - P24 Ast = 0.005424 m² (Rho_{st} = 0.034)



2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 23 (I)
Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 4925.41 kN
Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 186.367 / 286.761 = 0.650 < 1.000 O.K.
Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 200.022 / 313.491 = 0.638 < 1.000 O.K.
M_{Edy} / M_{Rdy} = 61.7120 / 95.8756 = 0.644 < 1.000 O.K.
M_{Edz} / M_{Rdz} = 190.264 / 298.471 = 0.637 < 1.000 O.K.

M-N Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
4925.41	0.00
4476.18	85.61
3917.25	161.56
3238.10	231.95
2574.27	281.79
1953.65	314.09
1582.40	330.53
1243.24	337.00
667.62	334.25
-10.63	290.81
-846.23	204.46
-1798.35	67.72
-2122.43	0.00

3. Design for Shear

[END]	y : 25 (J)	z : 19 (J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	96.3360 kN	96.7681 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	96.3360 / 118.305 = 0.814	96.7681 / 126.507 = 0.765
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	96.3360 / 192.811 = 0.500	96.7681 / 192.811 = 0.502
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	96.3360 / 396.789 = 0.243	96.7681 / 396.789 = 0.244
Shear Ratio	0.814 < 1.000 O.K.	0.765 < 1.000 O.K.
Asw-H _{use}	0.00063 m ² /m, 2-P10 @250	0.00063 m ² /m, 2-P10 @250

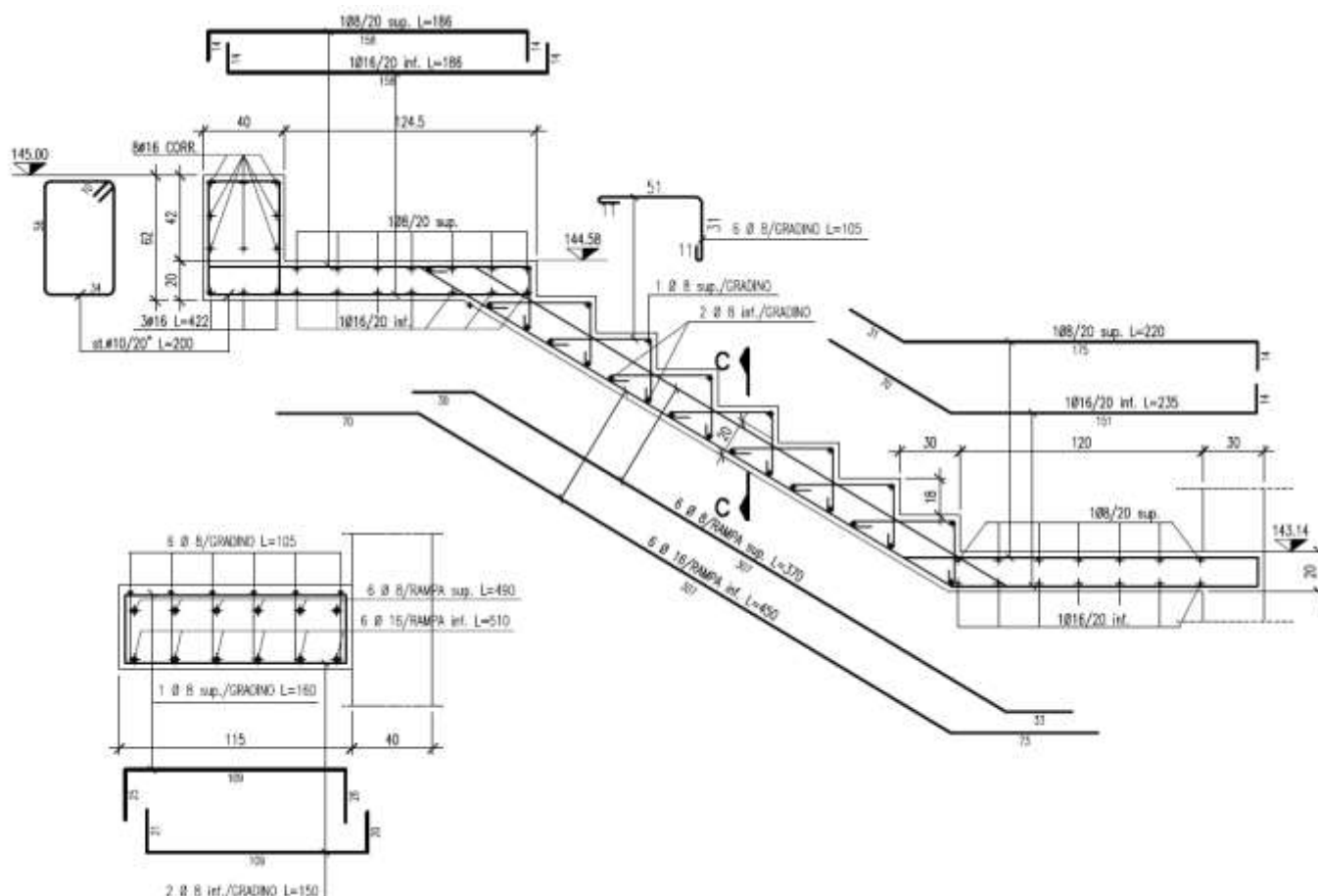
[MIDDLE]	y : 25 (1/2)	z : 19 (1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	96.3360 kN	96.7681 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	96.3360 / 119.172 = 0.808	96.7681 / 127.373 = 0.760
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	96.3360 / 192.811 = 0.500	96.7681 / 192.811 = 0.502
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	96.3360 / 396.789 = 0.243	96.7681 / 396.789 = 0.244
Shear Ratio	0.808 < 1.000 O.K.	0.760 < 1.000 O.K.
Asw-H _{use}	0.00063 m ² /m, 2-P10 @250	0.00063 m ² /m, 2-P10 @250

4. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	36(C)	0.00	3628.57	0.0000
Concrete (Compression)	36(C)	7525.61	19200.00	0.3920
Rebar	36(C)	52252.80	360000.00	0.1451
Check Linear Creep	34(Q)	3150.00	14400.00	Linear Creep

5.14 VERIFICA RAMPE SCALE

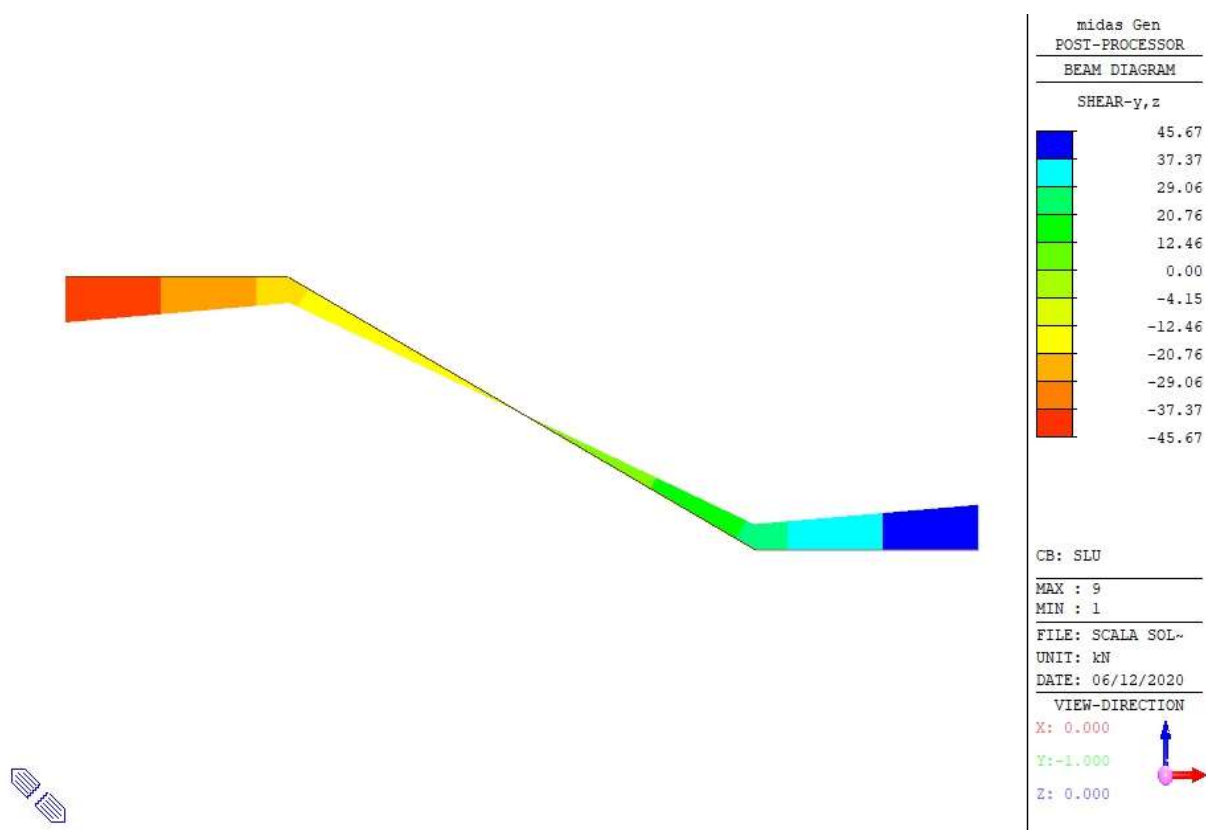
Si fa riferimento alla rampa tipologica da quota +143.14 m a quota +144.58 m. Si mostra di seguito lo schema di armatura.



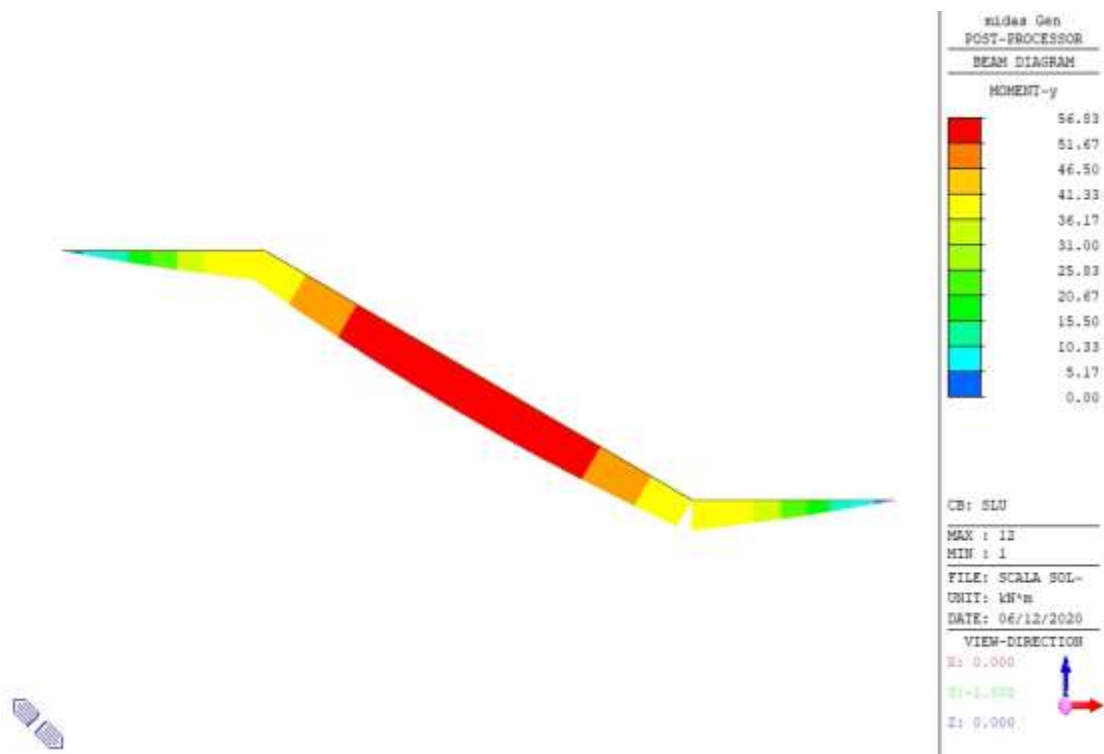
Schema rampa scala

Lo schema di calcolo è di trave appoggiata-appoggiata alle estremità.

Si riportano di seguito le sollecitazioni di progetto allo SLU.



Taglio SLU



Momento flettente SLU

Si mostra di seguito il calcolo del momento resistente.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _____

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1150	200

N°	As [mm²]	d [mm]
1	302	52
2	1206	144

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200,000 N/mm²	f _{cd}	18.8
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M_{xRd} 65.77 kNm

σ_c -18.8 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 11.51 ‰
d 144 mm
x 33.57 x/d 0.2331
δ 0.7314

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 mm Col. modello

Precompresso

Essendo $M_{Rd} = 65.77 \text{ kNm} > M_{Ed} = 56.83 \text{ kNm}$, la verifica a flessione risulta essere soddisfatta.

Con riferimento alla verifica a taglio, la resistenza viene calcolata in accordo al paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NTC08.

$$V_{Rd} = \max \left[\left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right]$$

con:

$$k = 1 + (200/144)^{1/2} = 2.18 \leq 2 \rightarrow 2$$

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0.57 \text{ MPa}$$

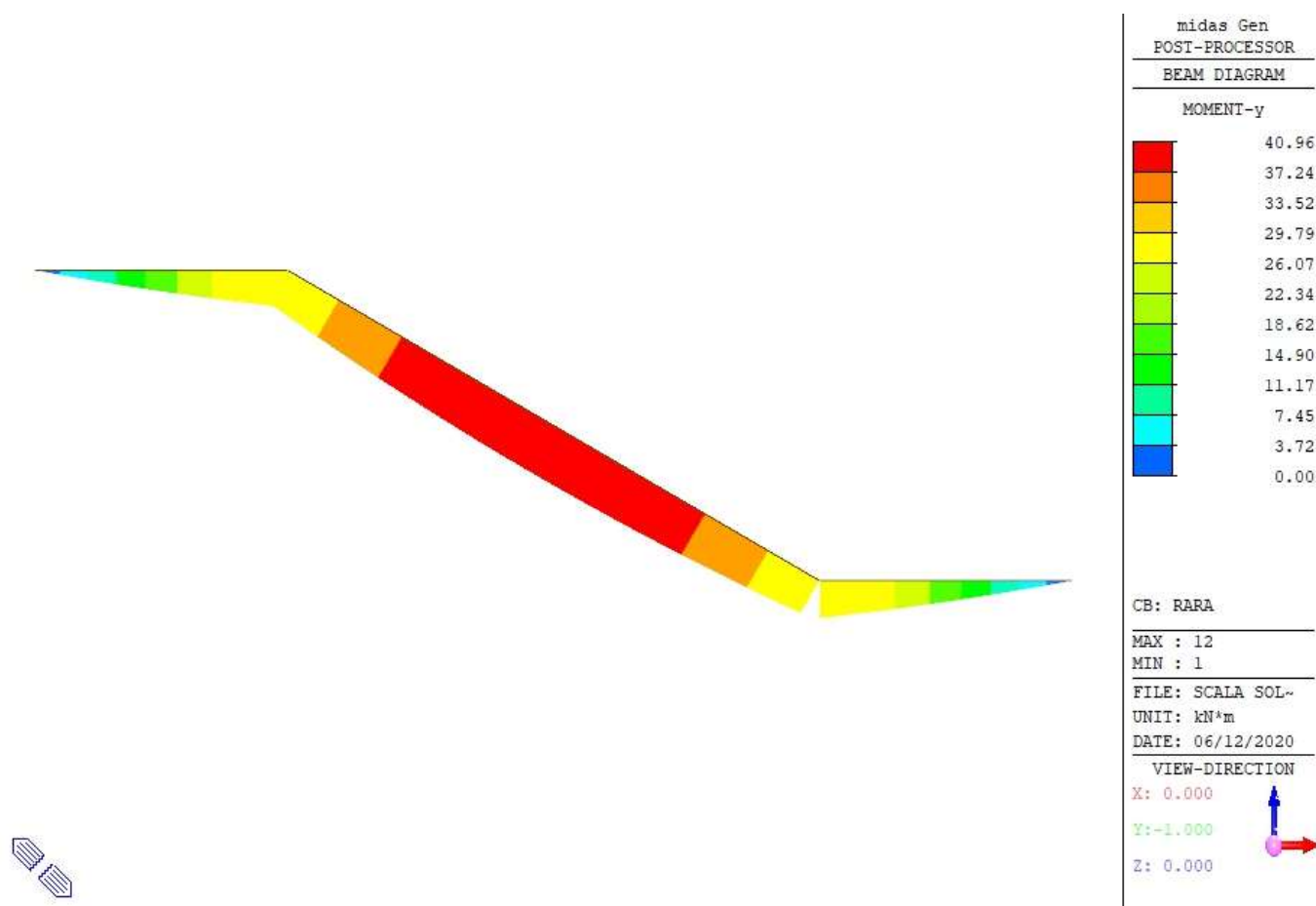
d = 144 mm l'altezza utile della sezione (in mm);

$b_w = 1150$ mm la larghezza minima della sezione (in mm).

Risulta quindi:

$$VR_d = 0.69 \text{ MPa} \times 1150 \times 144 = 114.3 \text{ kN} > V_{Ed} = 45.67 \text{ kN} \text{ (verifica soddisfatta).}$$

Con riferimento agli SLE, si mostra di seguito il diagramma del momento flettente agente in combinazione rara.



Momento flettente in combinazione RARA

Si mostra il calcolo delle tensioni agenti nei materiali nella sezione ove è presente il momento massimo.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1150	200

N°	As [mm²]	d [mm]
1	302	52
2	1206	144

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N Ed 0 0 kN
 M xEd 0 40.96 kNm
 M yEd 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[mm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.8
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

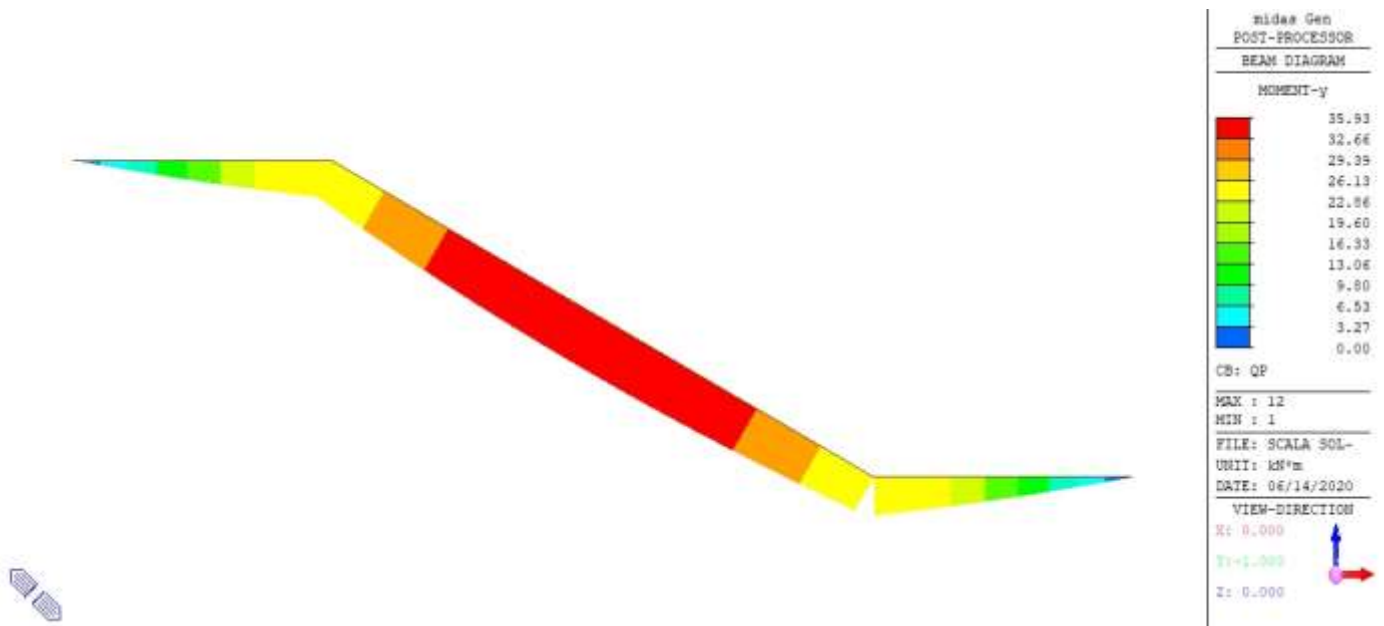
σ_c -10.56 N/mm²
 σ_s 269.3 N/mm²
 ε_s 1.347 ‰
 d 144 mm
 x 53.32 x/d 0.3703
 δ 0.9028

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

Risulta:

- $\sigma_c = 10.56 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{ck} = 19.9 \text{ MPa}$;
- $\sigma_s = 269.3 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$.

Infine, si mostra di seguito il controllo tensionale e la verifica dell'ampiezza delle fessure con riferimento alla combinazione più gravosa (quasi permanente).



Momento flettente in combinazione quasi permanente

Verifica a flessione-pressoflessione e fessurazione di sezione R e T											
Dati geometrici sezione:			Azioni di calcolo:			Dati materiali:			Tensioni ammissibili CLS:		
B =	115	cm	M =	3,593	Kgm	R _{ct} =	400	Kg/cm ²	f _{ct,ser} =	159.20	Kg/cm ²
H =	20	cm	N =	0	Kg	0.8 x f _{ct} =	3,600	Kg/cm ²	F _{ct,ser} =	180.13	Kg/cm ²
b ₀ =	8	cm	T =		Kg	E _c =	2,100,000	Kg/cm ²	f _{ct} =	14.46	Kg/cm ²
I =	0	cm				E _s =	306,420	Kg/cm ²	f _{ss} =	30.89	Kg/cm ²
Valori principali parametri di calcolo:			Elenco e tensioni delle armature (indicare le distanze a partire dal bordo compresso):			Risultati sollecitazioni massime:					
Int. Fless.	Int. Fless.	Sez. Fless.	Sez. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.
Solo CLS	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.	Int. Fless.
A ₁ =	2,300	2,526	838	-	13.00	Compr	1	5.2	6.0	8	3.02
J ₁ =	76.667	81.080	20.691	-	204.2	Compr	2	14.4	16	16	-
F _{ct,ser} =	10.0	10.2	3.3	-	12.6	Tessa	3	14.4	16	16	-
F _{ct} =	10.0	9.8	14.7	-	7.4	Tessa	4	14.4	6.0	16	12.00
W _{ser} =	7.667	7.926	-	-	-	Tessa	5	-	-	-	-
W _{ct} =	7.667	8.298	-	-	-	Tessa	6	-	-	-	-
M _{ser} =	3.33	3.28	-	-	1.62	Tessa	7	-	-	-	-
M _{ct} =	3.33	3.14	-	-	1.08	Tessa	8	-	-	-	-
σ =	-	-	5.3	-	-	Tessa	9	-	-	-	-
σ _{ct} =	5750	6244	1641	-	-	Tessa	10	-	-	-	-
σ _{ct} =	-	-	1641	-	-	Tessa	11	-	-	-	-
Calcolo della distanza media delle fessure:			Diametro equivalente:			Verifica duttilità:			Verifica al taglio:		
Δ _{ser} =	262.8	mm	M _{ser} =	21.43	kNm	Δ _{ser} =	45.3	Kg/cm ²	Δ _{ser} =	0.52	%
Δ _{ct} =	16.60	mm	Δ _{ser} =	16.00	mm	Δ _{ct} =	43.3	Kg/cm ²	Δ _{ser} =	12.06	cm ²
c = ricoprimento netto dell'armatura	40	mm	Δ _{ct} =	43.3	Kg/cm ²	Δ _{ct} =	43.3	Kg/cm ²	Δ _{ser} =	16.00	cm ²
k ₁ = coeff. adesione barre (0.5 - 1.0)	0.8		Calcolo deformazione unitaria a N costante:			Verifica al taglio:			Verifica al taglio:		
c ₁ = -43.3	c ₂ = -21.8	Kg/cm ²	k ₁ =	0.000127		Δ _{ser} =	115	cm	Δ _{ser} =	4.472	Kg/cm ²
k ₂ = coeff. Diag. tensioni (0.5 - 1.0)	0.590	0.750	Δ _{ct} = E _c / E _s	6.34		F _{ct,ser} =	4,472	Kg/cm ²	Δ _{ser} =	15.6	cm
k ₃ =	3.4	mm	k ₃ = coefficiente durata del carico	0.4		passo =	15.6	cm	Δ _{ser} =	22.138	Kg
k ₄ =	0.425	mm	F _{ct,ser} = tensione sezione fessurata	2,362	Kg/cm ²	n° tracci =	4		Δ _{ser} =	15,537	Kg
A ₂ = area acciaio in A _{c,ser}	1,290	mm ²	Valore limite apertura delle fessure a N costante:			Δ _{ser} =	16,764	Kg	Δ _{ser} =	11,891	Kg
A _{c,ser} = k ₁ x A _{c,ser}	56,226	mm ²	W ₁ = E _c x Δ _{ser}	0.2136	mm	Δ _{ser} =	11,891	Kg	Δ _{ser} =	11,891	Kg
Δ _{ser} = A ₂ / A _{c,ser}	0.02146		Resistenza SLU			Δ _{ser} =	11,891	Kg	Δ _{ser} =	11,891	Kg
k ₁ = B	1150	mm	M _{ser} =	65.31	kNm	Δ _{ser} =	11,891	Kg	Δ _{ser} =	11,891	Kg
Δ _{ser} =	40.39	mm	Calcola			Δ _{ser} =	11,891	Kg	Δ _{ser} =	11,891	Kg
Δ _{ser} = 5 (c + g/2)	240.0	mm	Rottura			Δ _{ser} =	11,891	Kg	Δ _{ser} =	11,891	Kg
Δ _{ser} = spazatura barre	100.0	mm	Lato ACCIAIO			Δ _{ser} =	11,891	Kg	Δ _{ser} =	11,891	Kg
Δ _{ser} = 1.3 (h - x)	190.7	mm				Δ _{ser} =	11,891	Kg	Δ _{ser} =	11,891	Kg
0.0035						Δ _{ser} =	11,891	Kg	Δ _{ser} =	11,891	Kg

Essendo $w_k = 0.21 \text{ mm} < w_3 = 0.4 \text{ mm}$, la verifica dell'ampiezza delle fessure è soddisfatta. Inoltre, essendo $\sigma_c = 9.3 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} = 14.9 \text{ MPa}$, la verifica tensionale in combinazione quasi permanente è soddisfatta.

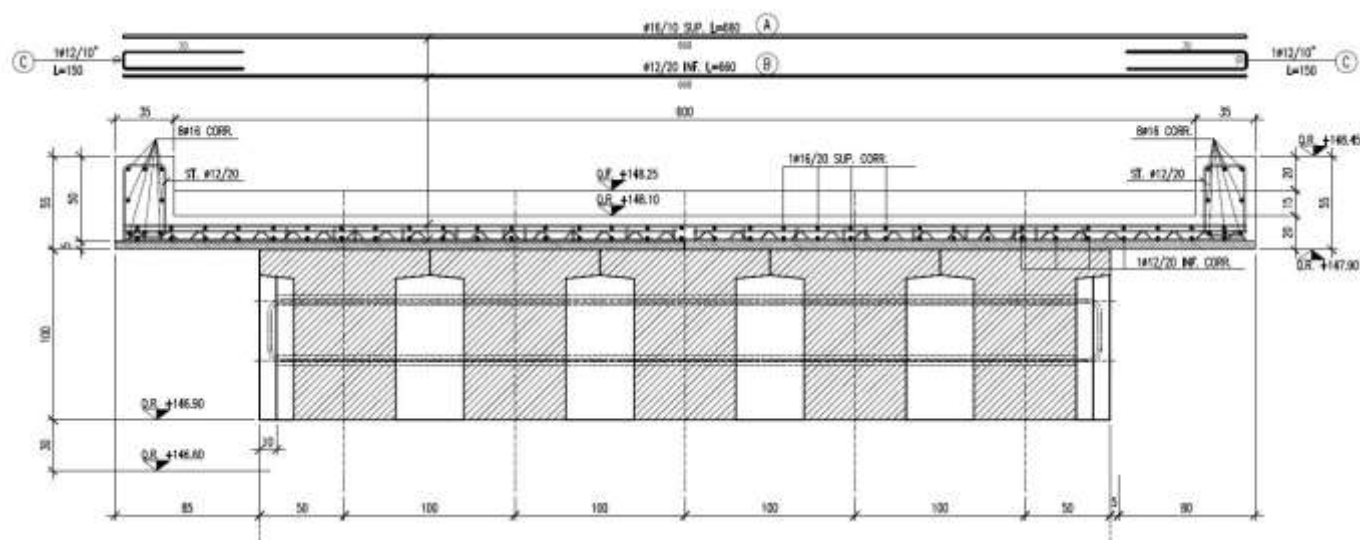
6. PONTE DI CORONAMENTO

Nel presente capitolo vengono analizzate e discusse le verifiche dell'impalcato da ponte posto a coronamento dei conci diga.

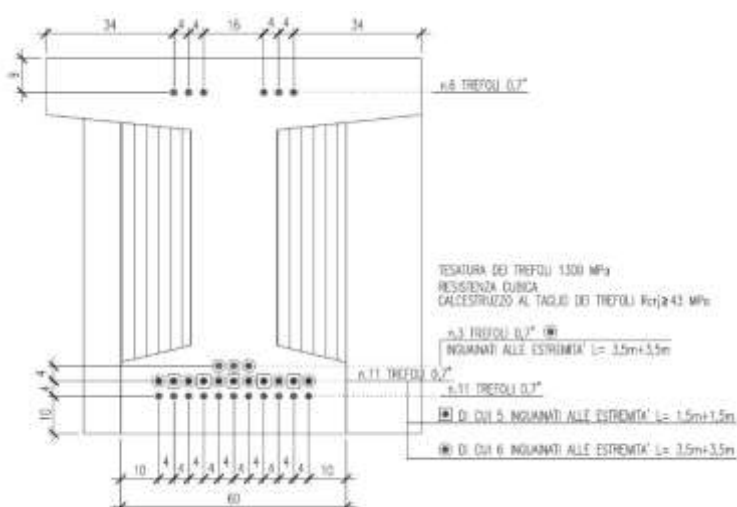
Si tratta di un impalcato misto c.a./c.a.p. realizzato mediante 5 travi in c.a.p. accostate ad interasse di 100 cm completato da una soletta in c.a. gettata in opera di spessore 20 cm avente gettata su lastre predalles e resa collaborante mediante staffe emergenti dall'estradosso delle travi in c.a.p.

Alle due estremità è presente un traverso completato in opera mediante getto di completamento.

Si riporta di seguito la sezione trasversale dell'impalcato in testata e quella della trave in c.a.p. tipologica.



Sezione trasversale dell'impalcato in testata.



Sezione trasversale trave prefabbricata tipologica (posizione trefoli)

6.1 CARICHI

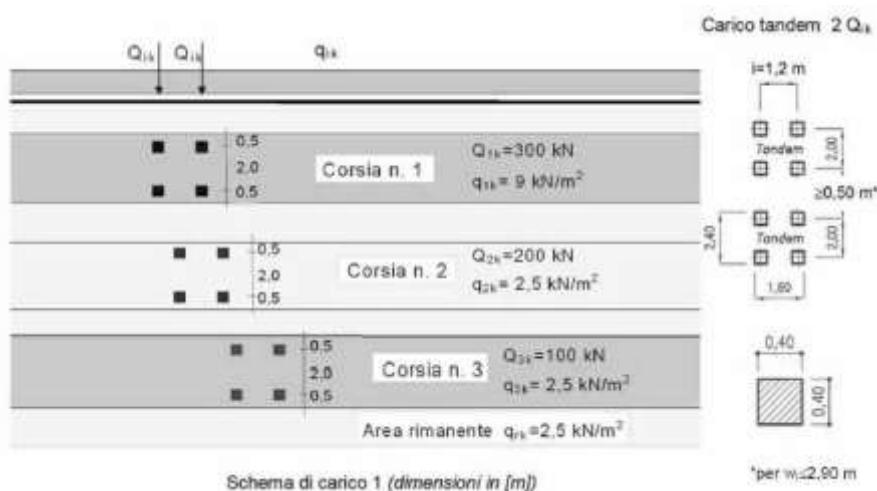
Il peso proprio degli elementi strutturali viene computato in automatico dal software di calcolo.

SOVRACCARICHI PERMANENTI

- impalcato = 3.00 kN/m² (pavimentazione stradale di spessore 15 cm)
- parapetto = 1.00 kN/m

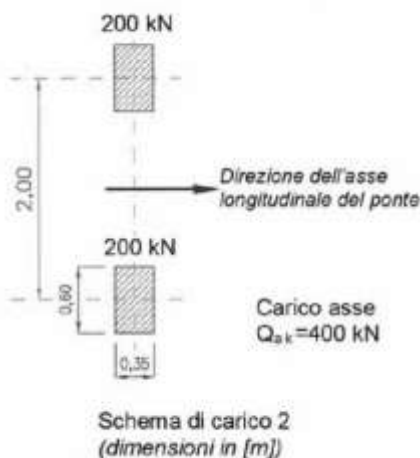
AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

- schema di carico 1 paragrafo 5.1.3.3 NTC08 per ponti stradali di 2° categoria (verifiche locali e globali);



Trattandosi di un ponte di 2° categoria, sulla corsia N.1 si considera un carico asse Q_{1k} = 240 kN ed un carico distribuito q_{1k} = 7.20 [kN/m²]. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1° categoria.

- schema di carico 2 paragrafo 5.1.3.3 NTC08 per le verifiche locali dell'impalcato.



AZIONE LONGITUDINALE DI FRANAMENTO O ACCELERAZIONE: q3

Trattandosi di un ponte di 2° categoria, è pari a:

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \times 2Q_{1k} + 0.10 \times q_{1k} \times w_l \times L = 342 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

NEVE

Si hanno i seguenti parametri:

- Altitudine del sito $a_s = 152 \text{ m s.l.m.}$
- Carico neve al suolo: $q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$ (Zona I-Mediterranea, $a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$)
- Coefficiente di forma: $\mu_1 = 0,8$ (inclinazione falde $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$).
- Coefficiente termico: $C_E = 1$.
- Coefficiente di esposizione: $C_t = 1$ (topografia normale).

In accordo al DM 14.01.2008, con tali parametri il carico da neve sulle strutture è pari a:

$$q_s = \mu_1 \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

VARIAZIONI DI TEMPERATURA

È assunta una variazione uniforme di temperatura pari a $\pm 15^\circ\text{C}$.

VENTO

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

È stato considerato sia il caso di ponte scarico che quello di ponte carico.

Per valutare le azioni globali (forze per unità di lunghezza) agenti a livello dell'impalcato in direzione orizzontale e ortogonalmente all'asse dell'impalcato, si è fatto riferimento all'appendice G.11 del documento CNR-DT 207 R1/2018 in accordo allo schema di seguito riportato.

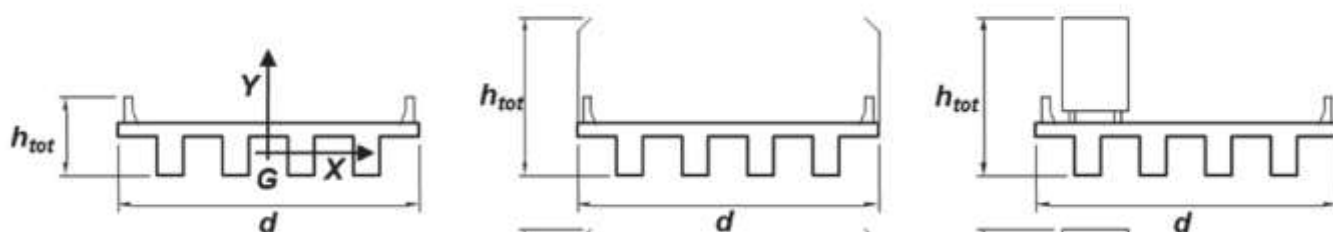


Figura G.56 CNR DT 207 R1/2018.

Si considera un periodo di ritorno pari a 200 anni.

Essendo in Emilia Romagna, la velocità di riferimento è pari a 25 m/s.

In accordo alla formula 3.4d della linea guida CNR DT 207/2018, essendo $T_R \geq 50$ anni, si ha:

$$c_r = 0.65 \times (1 - 0.138 \times \ln(-\ln(1 - 1/T_R))) = 1.125$$

Di conseguenza, la velocità di riferimento è: $1.125 \times 25 \text{ m/s} = 28.13 \text{ m/s}$

Trattandosi di un'area priva di ostacoli (classe di rugosità del terreno D), si determina una categoria di esposizione II.

Fissata la classe di rugosità del terreno e la classe di esposizione del sito, è possibile individuare i parametri che definiscono il coefficiente di esposizione, quali:

$$k_r = 0.19$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 4.0 \text{ m}$$

Considerando un'altezza di 20 m rispetto al suolo, il coefficiente di esposizione è pari a $c_e = 2.80$.

Quindi, la pressione cinetica di picco del vento è pari a: $0.5 \times 1.25 \times 28.13^2 \times 2.80 = 1.39 \text{ kN/m}^2$.

Le forze per unità di lunghezza sono (paragrafo 3.3.4 CNR DT 207 R1/2018):

$$f_x = q_p \times l \times C_{fx}$$

$$f_y = q_p \times l \times C_{fy}$$

$$m_z = q_p \times l^2 \times C_{mz}$$

Nella tabella che segue sono sintetizzati i coefficienti di forza C_{fx} , C_{fy} , C_{mz} .

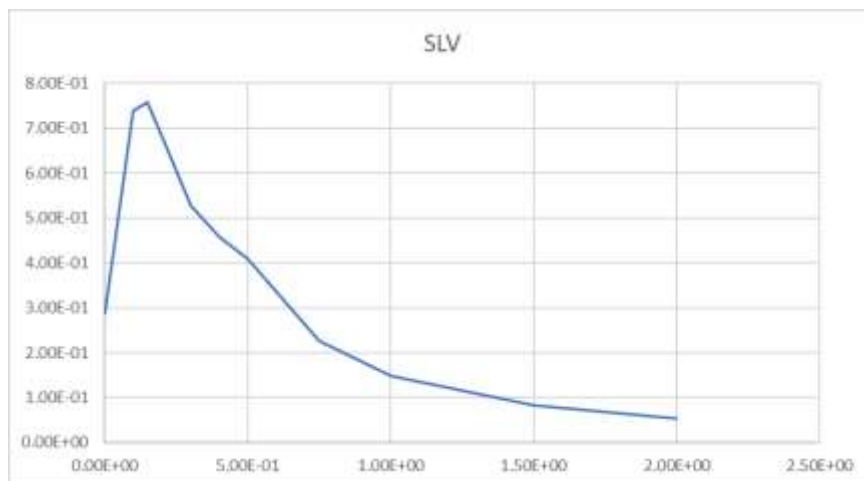
Caso	C_{fx}	C_{fy}	C_{mz}
Ponte scarico (appendice G.10.3 CNR DT 207 R1/2018)	1.87	+/- 0.85	+/- 0.2
Ponte carico (appendice G.11.1 CNR DT 207 R1/2018)	0.59	+/- 0.97	+/- 0.2

La dimensione di riferimento l è pari alla larghezza dell'impalcato (670 cm).

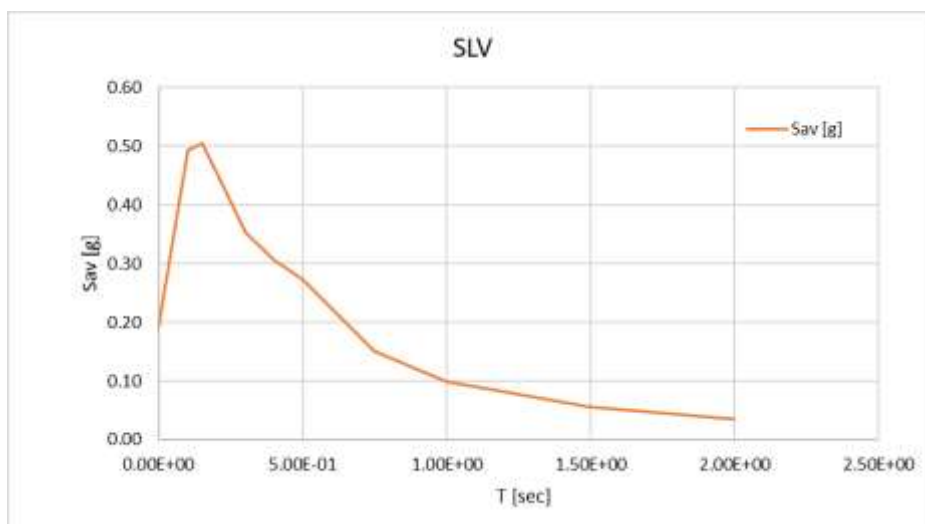
SISMA

Trattasi di strutture aventi classe d'uso III e vita nominale pari a 100 anni.

Si riportano di seguito gli spettri di risposta orizzontali e verticali allo SLV ricavati dall'analisi di risposta sismica locale.



Spettro di risposta SLV orizzontale.



Spettro di risposta SLV verticale.

Si è assunto un fattore di struttura unitario ($q=1.0$) sia per il sisma orizzontale che verticale.

6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elementari elencati nei paragrafi precedenti sono stati combinati secondo i criteri descritti nel par. 2.5.3 delle NTC2008.

Le combinazioni delle azioni sono di seguito riportate.

STATO LIMITE ULTIMO CON AZIONI STATICHE

$$F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times [Q_{k1} + \sum \psi_{0,i} \times Q_{k,i}]$$

$\gamma_{G1} = 1.35$ per il peso proprio degli elementi strutturali
($\gamma_{G1} = 1,0$ se il suo contributo è a favore di sicurezza);

$\gamma_{G2} = 1.5$ per le azioni permanenti
($\gamma_{G2} = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza);

$\gamma_Q = 1.5$ per le azioni variabili
($\gamma_Q = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza).

$\gamma_{Qi} = 1.35$ per le azioni variabili da traffico
($\gamma_Q = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza).

$\gamma_E = 1.20$ per ritiro, viscosità e variazioni termiche
($\gamma_E = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza).

Nel caso di azioni variabili concomitanti si usano i seguenti coefficienti di combinazione ψ_{0i} :

$\psi_0 = 0.0$ per il carico da neve;

$\psi_0 = 0.6$ vento;

$\psi_0 = 0.6$ temperatura;

$\psi_0 = 0.75$ per il carico da traffico tandem (di combinazione);

$\psi_0 = 0.40$ per il carico da traffico distribuito (di combinazione).

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k,1} + \sum \psi_{0i} \times Q_{k,i}$$

Nel caso di azioni variabili concomitanti si usano i seguenti coefficienti ψ_{0i} :

- $\psi_0 = 0.0$ per il carico da neve;
- $\psi_0 = 0.6$ vento;
- $\psi_0 = 0.6$ temperatura;
- $\psi_0 = 0.75$ per il carico da traffico tandem (di combinazione);
- $\psi_0 = 0.40$ per il carico da traffico distribuito (di combinazione).

COMBINAZIONE FREQUENTE

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \times Q_{k,1} + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

Nel caso di azioni variabili concomitanti si usano i seguenti coefficienti ψ_{1i} e ψ_{2i} :

- $\psi_1 = 0.0$ per il carico da neve;
- $\psi_1 = 0.2$ vento;
- $\psi_1 = 0.6$ temperatura;
- $\psi_1 = 0.75$ per il carico da traffico tandem (di combinazione);
- $\psi_1 = 0.40$ per il carico da traffico distribuito (di combinazione).

$\psi_2 = 0,0$ per tutti i carichi variabili.

$\psi_2 = 0.6$ temperatura.

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

Nel caso di azioni variabili concomitanti si usano i seguenti coefficienti ψ_{2i} :

- $\psi_2 = 0,0$ per tutti i carichi variabili.
- $\psi_2 = 0.6$ temperatura.

STATO LIMITE ULTIMO CON AZIONI SISMICHE

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \times Q_{k,i}$$

con i seguenti coefficienti ψ_{2i} :

$\psi_2 = 0,0$ per tutti i carichi variabili.

$\psi_2 = 0.6$ temperatura.

Di seguito viene riportata la lista delle combinazioni di carico.

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	G1+G2	Active Dead Load(1.000) +	Add	Live Load(1.000)	
2	CREEP	Active Creep(1.000)	Add		
3	RITIRO	Active Shrinkage(1.000)	Add		
4	PRECOMPRESSIONE	Active Tendon Primary(1.000)	Add		
5	PRECOMPRESSIONE SEC	Active Tendon Secondary(1.000)	Add		
6	SLU1	Active Schema 1_dominante(1.350) + + Creep(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Shrinkage(1.200)	Live Load(1.500)
7	SLU2	Active q3 Frenamento-accele(1.350) + + Live Load(1.500) +	Add	Schema 1_di comb(1.350) + Creep(1.200) +	Dead Load(1.350) Shrinkage(1.200)
8	SLU3	Active Vento ponte carico +(0.900) + + Live Load(1.500) +	Add	Schema 1_dominante(1.350) + Creep(1.200) +	Dead Load(1.350) Shrinkage(1.200)
9	SLU4	Active q3 Frenamento-accele(1.350) + + Dead Load(1.350) + + Shrinkage(1.200)	Add	Vento ponte carico +(0.900) + Live Load(1.500) +	Schema 1_di comb(1.350) Creep(1.200)
10	SLU5	Active Vento ponte carico -(0.900) + + Live Load(1.500) +	Add	Schema 1_dominante(1.350) + Creep(1.200) +	Dead Load(1.350) Shrinkage(1.200)
11	SLU6	Active q3 Frenamento-accele(1.350) + + Dead Load(1.350) + + Shrinkage(1.200)	Add	Vento ponte carico -(0.900) + Live Load(1.500) +	Schema 1_di comb(1.350) Creep(1.200)
12	SLU7	Active Vento ponte carico +(1.500) + + Live Load(1.500) +	Add	Schema 1_di comb(1.350) + Creep(1.200) +	Dead Load(1.350) Shrinkage(1.200)
13	SLU8	Active Vento ponte carico -(1.500) + + Live Load(1.500) +	Add	Schema 1_di comb(1.350) + Creep(1.200) +	Dead Load(1.350) Shrinkage(1.200)
14	SLU9	Active Vento ponte scarico (1.500) + + Shrinkage(1.200)	Add	Dead Load(1.000) +	Creep(1.200)
15	SLU10	Active Vento ponte scarico (1.500) + + Shrinkage(1.200)	Add	Dead Load(1.000) +	Creep(1.200)
16	SLU11	Active Schema 1_dominante(1.350) +	Add	Dead Load(1.350) +	Live Load(1.500)
17	SLU12	Active q3 Frenamento-accele(1.350) + + Live Load(1.500)	Add	Schema 1_di comb(1.350) +	Dead Load(1.350)
18	SLU13	Active	Add		

		Vento ponte carico +(0.900) +	Schema 1_dominante(1.350) +	Dead Load(1.350)
		+ Live Load(1.500)		
19	SLU14	Active	Add	
		q3 Frenamento-accele(1.350) +	Vento ponte carico +(0.900) +	Schema 1_di comb(1.350)
		+ Dead Load(1.350) +	+ Live Load(1.500)	
20	SLU15	Active	Add	
		Vento ponte carico -(0.900) +	Schema 1_dominante(1.350) +	Dead Load(1.350)
		+ Live Load(1.500)		
21	SLU16	Active	Add	
		q3 Frenamento-accele(1.350) +	Vento ponte carico -(0.900) +	Schema 1_di comb(1.350)
		+ Dead Load(1.350) +	+ Live Load(1.500)	
22	SLU17	Active	Add	
		Vento ponte carico +(1.500) +	Schema 1_di comb(1.350) +	Dead Load(1.350)
		+ Live Load(1.500)		
23	SLU18	Active	Add	
		Vento ponte carico -(1.500) +	Schema 1_di comb(1.350) +	Dead Load(1.350)
		+ Live Load(1.500)		
24	SLU19	Active	Add	
		Vento ponte scarico (1.500) +	Dead Load(1.000)	
25	SLU20	Active	Add	
		Vento ponte scarico (1.500) +	Dead Load(1.000)	
26	SLU21	Active	Add	
		q3 Frenamento-accele(-1.350) +	Schema 1_di comb(1.350) +	Dead Load(1.350)
		+ Live Load(1.500) +	+ Creep(1.200) +	Shrinkage(1.200)
27	SLU22	Active	Add	
		q3 Frenamento-accele(-1.350) +	Vento ponte carico +(0.900) +	Schema 1_di comb(1.350)
		+ Dead Load(1.350) +	+ Live Load(1.500) +	+ Creep(1.200)
		+ Shrinkage(1.200)		
28	SLU23	Active	Add	
		q3 Frenamento-accele(-1.350) +	Vento ponte carico -(0.900) +	Schema 1_di comb(1.350)
		+ Dead Load(1.350) +	+ Live Load(1.500) +	+ Creep(1.200)
		+ Shrinkage(1.200)		
29	SLU24	Active	Add	
		q3 Frenamento-accele(-1.350) +	Schema 1_di comb(1.350) +	Dead Load(1.350)
		+ Live Load(1.500)		
30	SLU25	Active	Add	
		q3 Frenamento-accele(-1.350) +	Vento ponte carico +(0.900) +	Schema 1_di comb(1.350)
		+ Dead Load(1.350) +	+ Live Load(1.500)	
31	SLU26	Active	Add	
		q3 Frenamento-accele(-1.350) +	Vento ponte carico -(0.900) +	Schema 1_di comb(1.350)
		+ Dead Load(1.350) +	+ Live Load(1.500)	
32	E1	Active	Add	
		SISMA X(1.000) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(0.300)
		+ Dead Load(1.000) +	+ Live Load(1.000) +	+ SISMA X(1.000)
		+ SISMA Y(0.300)		
33	E2	Active	Add	
		SISMA X(1.000) +	SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(0.300)
		+ Dead Load(1.000) +	+ Live Load(1.000) +	+ SISMA X(-1.000)
		+ SISMA Y(-0.300)		
34	E3	Active	Add	
		SISMA X(1.000) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(0.300)
		+ Dead Load(1.000) +	+ Live Load(1.000) +	+ SISMA X(1.000)
		+ SISMA Y(-0.300)		
35	E4	Active	Add	
		SISMA X(1.000) +	SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(0.300)
		+ Dead Load(1.000) +	+ Live Load(1.000) +	+ SISMA X(-1.000)
		+ SISMA Y(0.300)		
36	E5	Active	Add	
		SISMA X(0.300) +	SISMA Y(1.000) +	SISMA Z(0.300)
		+ Dead Load(1.000) +	+ Live Load(1.000) +	+ SISMA X(0.300)
		+ SISMA Y(1.000)		
37	E6	Active	Add	
		SISMA X(0.300) +	SISMA Y(1.000) +	SISMA Z(0.300)

+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-1.000)				
38	E7	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(1.000) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(1.000)				
39	E8	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(1.000) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-1.000)				
40	E9	Active	Add			
		SISMA X(1.000) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(-0.300)				
41	E10	Active	Add			
		SISMA X(1.000) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(0.300)				
42	E11	Active	Add			
		SISMA X(1.000) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(0.300)				
43	E12	Active	Add			
		SISMA X(1.000) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(-0.300)				
44	E13	Active	Add			
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(1.000) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(1.000)				
45	E14	Active	Add			
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(1.000) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-1.000)				
46	E15	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(1.000) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(1.000)				
47	E16	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(1.000) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-1.000)				
48	E17	Active	Add			
		SISMA X(-1.000) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(-0.300)				
49	E18	Active	Add			
		SISMA X(-1.000) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(0.300)				
50	E19	Active	Add			
		SISMA X(-1.000) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(0.300)				
51	E20	Active	Add			
		SISMA X(-1.000) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(-0.300)				
52	E21	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-1.000) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-1.000)				
53	E22	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-1.000) +		SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(1.000)				

54	E23	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-1.000)			
55	E24	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(1.000)			
56	E25	Active	Add		
+		SISMA X(-1.000) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(0.300)			
57	E26	Active	Add		
+		SISMA X(-1.000) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(-0.300)			
58	E27	Active	Add		
+		SISMA X(-1.000) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(-0.300)			
59	E28	Active	Add		
+		SISMA X(-1.000) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(0.300)			
60	E29	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-1.000)			
61	E30	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(1.000)			
62	E31	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-1.000)			
63	E32	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(1.000)			
64	E33	Active	Add		
+		SISMA X(1.000) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(0.300)			
65	E34	Active	Add		
+		SISMA X(1.000) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(-0.300)			
66	E35	Active	Add		
+		SISMA X(1.000) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(-0.300)			
67	E36	Active	Add		
+		SISMA X(1.000) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(0.300)			
68	E37	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(1.000)			
69	E38	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-1.000)			
70	E39	Active	Add		

		SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(1.000)		SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(-0.300)
<hr/>					
71	E40	Active SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-1.000)	Add	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(0.300)
<hr/>					
72	E41	Active SISMA X(1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	Add	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(1.000)
<hr/>					
73	E42	Active SISMA X(1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	Add	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(-1.000)
<hr/>					
74	E43	Active SISMA X(1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	Add	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(1.000)
<hr/>					
75	E44	Active SISMA X(1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	Add	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(-1.000)
<hr/>					
76	E45	Active SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(1.000)	Add	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(-0.300)
<hr/>					
77	E46	Active SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-1.000)	Add	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(0.300)
<hr/>					
78	E47	Active SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(1.000)	Add	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(0.300)
<hr/>					
79	E48	Active SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-1.000)	Add	SISMA Y(1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(-0.300)
<hr/>					
80	E49	Active SISMA X(-1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	Add	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(-1.000)
<hr/>					
81	E50	Active SISMA X(-1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	Add	SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(1.000)
<hr/>					
82	E51	Active SISMA X(-1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)	Add	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(-1.000)
<hr/>					
83	E52	Active SISMA X(-1.000) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)	Add	SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(1.000)
<hr/>					
84	E53	Active SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-1.000)	Add	SISMA Y(-1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(-0.300)
<hr/>					
85	E54	Active SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(1.000)	Add	SISMA Y(-1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(0.300)
<hr/>					
86	E55	Active SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) +	Add	SISMA Y(-1.000) + Live Load(1.000) +	SISMA Z(-0.300) SISMA X(0.300)

+		SISMA Y(-1.000)			
87	E56	Active	Add		
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(1.000)			
88	E57	Active	Add		
		SISMA X(-1.000) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(0.300)			
89	E58	Active	Add		
		SISMA X(-1.000) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(-0.300)			
90	E59	Active	Add		
		SISMA X(-1.000) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(-0.300)			
91	E60	Active	Add		
		SISMA X(-1.000) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(0.300)			
92	E61	Active	Add		
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-1.000)			
93	E62	Active	Add		
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(1.000)			
94	E63	Active	Add		
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-1.000)			
95	E64	Active	Add		
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-1.000) +	SISMA Z(-0.300)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(1.000)			
96	E65	Active	Add		
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
97	E66	Active	Add		
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
98	E67	Active	Add		
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
99	E68	Active	Add		
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
100	E69	Active	Add		
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
101	E70	Active	Add		
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
102	E71	Active	Add		
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)			

103	E72	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
104	E73	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(-0.300)			
105	E74	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(0.300)			
106	E75	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(0.300)			
107	E76	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(-0.300)			
108	E77	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
109	E78	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
110	E79	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
111	E80	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
112	E81	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
113	E82	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
114	E83	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
115	E84	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
116	E85	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
117	E86	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
118	E87	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
119	E88	Active	Add		
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(1.000)

+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
120	E89	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
121	E90	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
122	E91	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
123	E92	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
124	E93	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
125	E94	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
126	E95	Active	Add			
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
127	E96	Active	Add			
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
128	E97	Active	Add			
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
129	E98	Active	Add			
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
130	E99	Active	Add			
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
131	E100	Active	Add			
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
132	E101	Active	Add			
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
133	E102	Active	Add			
		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				
134	E103	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)				
135	E104	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +		SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +		SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)				

136	E105	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(-0.300)			
137	E106	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(0.300)			
138	E107	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(1.000)
+		SISMA Y(0.300)			
139	E108	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-1.000)
+		SISMA Y(-0.300)			
140	E109	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
141	E110	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
142	E111	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
143	E112	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
144	E113	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
145	E114	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
146	E115	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
147	E116	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
148	E117	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
149	E118	Active	Add		
+		SISMA X(-0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
150	E119	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(0.300)
+		SISMA Y(-0.300)			
151	E120	Active	Add		
+		SISMA X(0.300) +		SISMA Y(-0.300) +	SISMA Z(-1.000)
+		Dead Load(1.000) +		Live Load(1.000) +	SISMA X(-0.300)
+		SISMA Y(0.300)			
152	E121	Active	Add		

		SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)		SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +		SISMA Z(-1.000) SISMA X(-0.300)
<hr/>						
153	E122	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)		SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +		SISMA Z(-1.000) SISMA X(0.300)
<hr/>						
154	E123	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)		SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +		SISMA Z(-1.000) SISMA X(-0.300)
<hr/>						
155	E124	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)		SISMA Y(0.300) + Live Load(1.000) +		SISMA Z(-1.000) SISMA X(0.300)
<hr/>						
156	E125	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)		SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +		SISMA Z(-1.000) SISMA X(0.300)
<hr/>						
157	E126	Active	Add			
		SISMA X(-0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)		SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +		SISMA Z(-1.000) SISMA X(-0.300)
<hr/>						
158	E127	Active	Add			
		SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(-0.300)		SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +		SISMA Z(-1.000) SISMA X(-0.300)
<hr/>						
159	E128	Active	Add			
		SISMA X(0.300) + Dead Load(1.000) + SISMA Y(0.300)		SISMA Y(-0.300) + Live Load(1.000) +		SISMA Z(-1.000) SISMA X(0.300)
<hr/>						
160	RARA1	Active	Add			
		Schema 1_dominante(1.000) + Tendon Primary(1.000) + Shrinkage(1.000)		Dead Load(1.000) + Tendon Secondary(1.000) +		Live Load(1.000) Creep(1.000)
<hr/>						
161	RARA2	Active	Add			
		q3 Frenamento-accele(1.000) + Live Load(1.000) + Creep(1.000) +		Schema 1_di comb(1.000) + Tendon Primary(1.000) + Shrinkage(1.000)		Dead Load(1.000) Tendon Secondary(1.000)
<hr/>						
162	RARA3	Active	Add			
		Vento ponte carico +(0.600) + Live Load(1.000) + Creep(1.000) +		Schema 1_dominante(1.000) + Tendon Primary(1.000) + Shrinkage(1.000)		Dead Load(1.000) Tendon Secondary(1.000)
<hr/>						
163	RARA4	Active	Add			
		q3 Frenamento-accele(1.000) + Dead Load(1.000) + Tendon Secondary(1.000) +		Vento ponte carico +(0.600) + Live Load(1.000) + Creep(1.000) +		Schema 1_di comb(1.000) Tendon Primary(1.000) Shrinkage(1.000)
<hr/>						
164	RARA5	Active	Add			
		Vento ponte carico -(0.600) + Live Load(1.000) + Creep(1.000) +		Schema 1_dominante(1.000) + Tendon Primary(1.000) + Shrinkage(1.000)		Dead Load(1.000) Tendon Secondary(1.000)
<hr/>						
165	RARA6	Active	Add			
		q3 Frenamento-accele(1.000) + Dead Load(1.000) + Tendon Secondary(1.000) +		Vento ponte carico -(0.600) + Live Load(1.000) + Creep(1.000) +		Schema 1_di comb(1.000) Tendon Primary(1.000) Shrinkage(1.000)
<hr/>						
166	RARA7	Active	Add			
		Vento ponte carico +(1.000) + Live Load(1.000) + Creep(1.000) +		Schema 1_di comb(1.000) + Tendon Primary(1.000) + Shrinkage(1.000)		Dead Load(1.000) Tendon Secondary(1.000)
<hr/>						
167	RARA8	Active	Add			
		Vento ponte carico -(1.000) + Live Load(1.000) + Creep(1.000) +		Schema 1_di comb(1.000) + Tendon Primary(1.000) + Shrinkage(1.000)		Dead Load(1.000) Tendon Secondary(1.000)
<hr/>						
168	RARA9	Active	Add			
		Vento ponte scarico (1.000) + Tendon Primary(1.000) +		Dead Load(1.000) + Tendon Secondary(1.000) +		Live Load(1.000) Creep(1.000)

+ Shrinkage(1.000)				
169	RARA10	Active	Add	
	Vento ponte scarico (1.000) +		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000)
	+ Tendon Primary(1.000) +		Tendon Secondary(1.000) +	Creep(1.000)
	+ Shrinkage(1.000)			
170	FREQUENTE1	Active	Add	
	Schema 1_di comb(1.000) +		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000)
	+ Tendon Primary(1.000) +		Tendon Secondary(1.000) +	Creep(1.000)
	+ Shrinkage(1.000)			
171	FREQUENTE2	Active	Add	
	Vento ponte scarico (0.200) +		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000)
	+ Tendon Primary(1.000) +		Tendon Secondary(1.000) +	Creep(1.000)
	+ Shrinkage(1.000)			
172	FREQUENTE3	Active	Add	
	Vento ponte scarico (0.200) +		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000)
	+ Tendon Primary(1.000) +		Tendon Secondary(1.000) +	Creep(1.000)
	+ Shrinkage(1.000)			
173	QP	Active	Add	
	Tendon Primary(1.000) +		Tendon Secondary(1.000) +	Creep(1.000)
	+ Shrinkage(1.000) +		Dead Load(1.000) +	Live Load(1.000)
174	ENV_SLU	Active	Envelope	
	SLU1(1.000) +		SLU2(1.000) +	SLU3(1.000)
	+ SLU4(1.000) +		SLU5(1.000) +	SLU6(1.000)
	+ SLU7(1.000) +		SLU8(1.000) +	SLU9(1.000)
	+ SLU10(1.000) +		SLU11(1.000) +	SLU12(1.000)
	+ SLU13(1.000) +		SLU14(1.000) +	SLU15(1.000)
	+ SLU16(1.000) +		SLU17(1.000) +	SLU18(1.000)
	+ SLU19(1.000) +		SLU20(1.000) +	SLU21(1.000)
	+ SLU22(1.000) +		SLU23(1.000) +	SLU24(1.000)
	+ SLU25(1.000) +		SLU26(1.000)	
175	ENV_SLV	Active	Envelope	
	E1(1.000) +		E2(1.000) +	E3(1.000)
	+ E4(1.000) +		E5(1.000) +	E6(1.000)
	+ E7(1.000) +		E8(1.000) +	E9(1.000)
	+ E10(1.000) +		E11(1.000) +	E12(1.000)
	+ E13(1.000) +		E14(1.000) +	E15(1.000)
	+ E16(1.000) +		E17(1.000) +	E18(1.000)
	+ E19(1.000) +		E20(1.000) +	E21(1.000)
	+ E22(1.000) +		E23(1.000) +	E24(1.000)
	+ E25(1.000) +		E26(1.000) +	E27(1.000)
	+ E28(1.000) +		E29(1.000) +	E30(1.000)
	+ E31(1.000) +		E32(1.000) +	E33(1.000)
	+ E34(1.000) +		E35(1.000) +	E36(1.000)
	+ E37(1.000) +		E38(1.000) +	E39(1.000)
	+ E40(1.000) +		E41(1.000) +	E42(1.000)
	+ E43(1.000) +		E44(1.000) +	E45(1.000)
	+ E46(1.000) +		E47(1.000) +	E48(1.000)
	+ E49(1.000) +		E50(1.000) +	E51(1.000)
	+ E52(1.000) +		E53(1.000) +	E54(1.000)
	+ E55(1.000) +		E56(1.000) +	E57(1.000)
	+ E58(1.000) +		E59(1.000) +	E60(1.000)
	+ E61(1.000) +		E62(1.000) +	E63(1.000)
	+ E64(1.000) +		E65(1.000) +	E66(1.000)
	+ E67(1.000) +		E68(1.000) +	E69(1.000)
	+ E70(1.000) +		E71(1.000) +	E72(1.000)
	+ E73(1.000) +		E74(1.000) +	E75(1.000)
	+ E76(1.000) +		E77(1.000) +	E78(1.000)
	+ E79(1.000) +		E80(1.000) +	E81(1.000)
	+ E82(1.000) +		E83(1.000) +	E84(1.000)
	+ E85(1.000) +		E86(1.000) +	E87(1.000)
	+ E88(1.000) +		E89(1.000) +	E90(1.000)
	+ E91(1.000) +		E92(1.000) +	E93(1.000)
	+ E94(1.000) +		E95(1.000) +	E96(1.000)
	+ E97(1.000) +		E98(1.000) +	E99(1.000)
	+ E100(1.000) +		E101(1.000) +	E102(1.000)
	+ E103(1.000) +		E104(1.000) +	E105(1.000)
	+ E106(1.000) +		E107(1.000) +	E108(1.000)
	+ E109(1.000) +		E110(1.000) +	E111(1.000)
	+ E112(1.000) +		E113(1.000) +	E114(1.000)
	+ E115(1.000) +		E116(1.000) +	E117(1.000)
	+ E118(1.000) +		E119(1.000) +	E120(1.000)
	+ E121(1.000) +		E122(1.000) +	E123(1.000)
	+ E124(1.000) +		E125(1.000) +	E126(1.000)
	+ E127(1.000) +		E128(1.000)	

176	ENV_SLU+SLV	Active	Envelope		
		SLU1 (1.000) +	SLU2 (1.000) +	SLU3 (1.000)	
+		SLU4 (1.000) +	SLU5 (1.000) +	SLU6 (1.000)	
+		SLU7 (1.000) +	SLU8 (1.000) +	SLU9 (1.000)	
+		SLU10 (1.000) +	SLU11 (1.000) +	SLU12 (1.000)	
+		SLU13 (1.000) +	SLU14 (1.000) +	SLU15 (1.000)	
+		SLU16 (1.000) +	SLU17 (1.000) +	SLU18 (1.000)	
+		SLU19 (1.000) +	SLU20 (1.000) +	SLU21 (1.000)	
+		SLU22 (1.000) +	SLU23 (1.000) +	SLU24 (1.000)	
+		SLU25 (1.000) +	SLU26 (1.000) +	E1 (1.000)	
+		E2 (1.000) +	E3 (1.000) +	E4 (1.000)	
+		E5 (1.000) +	E6 (1.000) +	E7 (1.000)	
+		E8 (1.000) +	E9 (1.000) +	E10 (1.000)	
+		E11 (1.000) +	E12 (1.000) +	E13 (1.000)	
+		E14 (1.000) +	E15 (1.000) +	E16 (1.000)	
+		E17 (1.000) +	E18 (1.000) +	E19 (1.000)	
+		E20 (1.000) +	E21 (1.000) +	E22 (1.000)	
+		E23 (1.000) +	E24 (1.000) +	E25 (1.000)	
+		E26 (1.000) +	E27 (1.000) +	E28 (1.000)	
+		E29 (1.000) +	E30 (1.000) +	E31 (1.000)	
+		E32 (1.000) +	E33 (1.000) +	E34 (1.000)	
+		E35 (1.000) +	E36 (1.000) +	E37 (1.000)	
+		E38 (1.000) +	E39 (1.000) +	E40 (1.000)	
+		E41 (1.000) +	E42 (1.000) +	E43 (1.000)	
+		E44 (1.000) +	E45 (1.000) +	E46 (1.000)	
+		E47 (1.000) +	E48 (1.000) +	E49 (1.000)	
+		E50 (1.000) +	E51 (1.000) +	E52 (1.000)	
+		E53 (1.000) +	E54 (1.000) +	E55 (1.000)	
+		E56 (1.000) +	E57 (1.000) +	E58 (1.000)	
+		E59 (1.000) +	E60 (1.000) +	E61 (1.000)	
+		E62 (1.000) +	E63 (1.000) +	E64 (1.000)	
+		E65 (1.000) +	E66 (1.000) +	E67 (1.000)	
+		E68 (1.000) +	E69 (1.000) +	E70 (1.000)	
+		E71 (1.000) +	E72 (1.000) +	E73 (1.000)	
+		E74 (1.000) +	E75 (1.000) +	E76 (1.000)	
+		E77 (1.000) +	E78 (1.000) +	E79 (1.000)	
+		E80 (1.000) +	E81 (1.000) +	E82 (1.000)	
+		E83 (1.000) +	E84 (1.000) +	E85 (1.000)	
+		E86 (1.000) +	E87 (1.000) +	E88 (1.000)	
+		E89 (1.000) +	E90 (1.000) +	E91 (1.000)	
+		E92 (1.000) +	E93 (1.000) +	E94 (1.000)	
+		E95 (1.000) +	E96 (1.000) +	E97 (1.000)	
+		E98 (1.000) +	E99 (1.000) +	E100 (1.000)	
+		E101 (1.000) +	E102 (1.000) +	E103 (1.000)	
+		E104 (1.000) +	E105 (1.000) +	E106 (1.000)	
+		E107 (1.000) +	E108 (1.000) +	E109 (1.000)	
+		E110 (1.000) +	E111 (1.000) +	E112 (1.000)	
+		E113 (1.000) +	E114 (1.000) +	E115 (1.000)	
+		E116 (1.000) +	E117 (1.000) +	E118 (1.000)	
+		E119 (1.000) +	E120 (1.000) +	E121 (1.000)	
+		E122 (1.000) +	E123 (1.000) +	E124 (1.000)	
+		E125 (1.000) +	E126 (1.000) +	E127 (1.000)	
+		E128 (1.000)			

177	ENV_RARA	Active	Envelope		
		RARA1 (1.000) +	RARA2 (1.000) +	RARA3 (1.000)	
+		RARA4 (1.000) +	RARA5 (1.000) +	RARA6 (1.000)	
+		RARA7 (1.000) +	RARA8 (1.000) +	RARA9 (1.000)	
+		RARA10 (1.000)			

178	ENV_FREQ	Active	Envelope		
		FREQUENTE1 (1.000) +	FREQUENTE2 (1.000) +	FREQUENTE3 (1.000)	

179	ENV_SLE	Active	Envelope		
		RARA1 (1.000) +	RARA2 (1.000) +	RARA3 (1.000)	
+		RARA4 (1.000) +	RARA5 (1.000) +	RARA6 (1.000)	
+		RARA7 (1.000) +	RARA8 (1.000) +	RARA9 (1.000)	
+		RARA10 (1.000) +	FREQUENTE1 (1.000) +	FREQUENTE2 (1.000)	
+		FREQUENTE3 (1.000) +	QP (1.000)		

6.3 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Al fine di simulare il comportamento globale delle strutture, è stato creato un modello tridimensionale agli elementi finiti, mediante il software MIDAS/GEN 2020 v1.1, distribuito da harpaceas Viale Richard 1 - 20143 – Milano, n. licenza U001-07702.

La modellazione ha fatto ricorso all'utilizzo di:

- elementi monodimensionali a 2 nodi di tipo “beam” per i pilastri e le travi;
- elementi bidimensionali a 3 o 4 nodi di tipo “plate” con drilling dof per simulare il comportamento della soletta di piano.

Al fine di ottenere una valutazione più accurata delle sollecitazioni negli elementi strutturali sono state simulate le fasi costruttive nonché i fenomeni reologici quali viscosità, ritiro e variazione del modulo elastico del calcestruzzo.

Tale analisi consente di considerare che i carichi non agiscono contemporaneamente ma sequenzialmente.

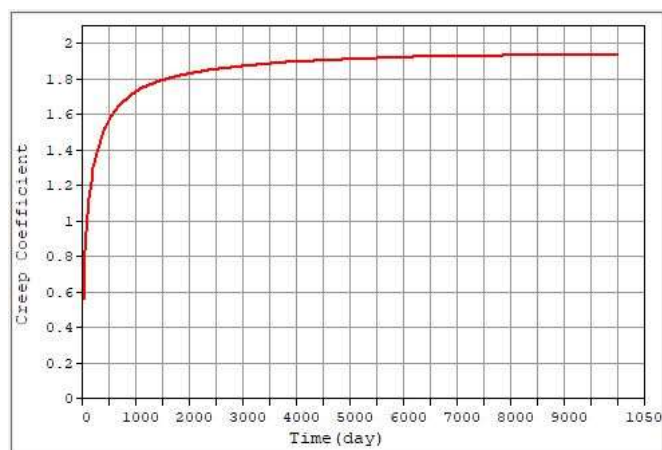
Con riferimento ai fenomeni differiti del calcestruzzo, sono state utilizzate le leggi proposte nell'eurocodice 1992-1 (Appendice B).

Nel calcolo delle curve di seguito riportate sono stati assunti i seguenti parametri.

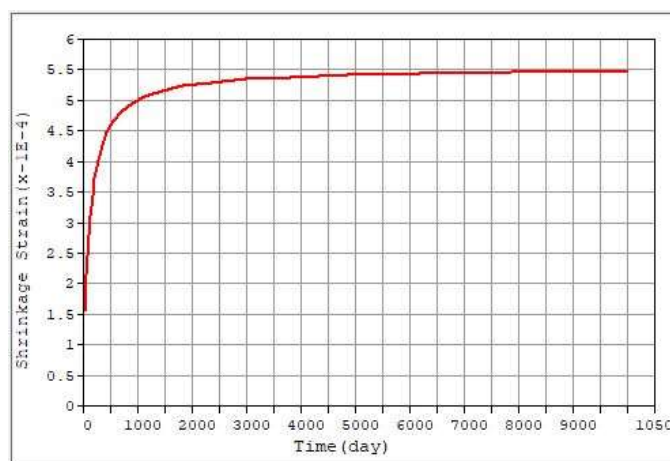
- Umidità relativa dell'ambiente 60%;
- Tipo di cemento: classe R;
- Età del calcestruzzo all'inizio del ritiro: 3 giorni.

La dimensione fittizia dell'elemento ($h_0 = 2 \times A_c / u$) viene calcolata in automatico dal software per elementi monodimensionali (travi e pilastri).

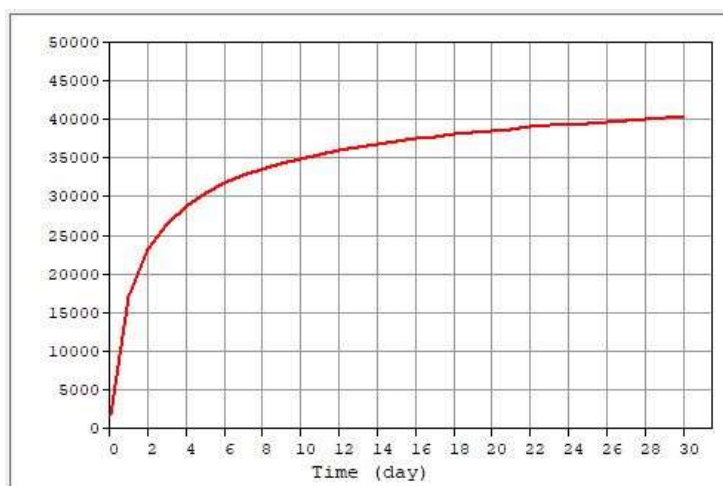
Si riportano nelle figure seguenti i valori del coefficiente di viscosità, della deformazione prodotta dal ritiro (autogeno + essiccamento) e della variazione della resistenza del calcestruzzo e quindi del modulo elastico in funzione del tempo. Si sottolinea che il coefficiente di viscosità mostrato nelle Figure seguenti è stato calcolato ipotizzando un tempo di messa in carico pari a 30 giorni. Per tempi di messa in carico differenti il software genera in automatico 48 funzioni di viscosità per diversi valori del tempo di messa in carico e per ciascuno degli elementi sopra definiti, interpolando linearmente durante la fase di analisi in corrispondenza del valore cercato.



(a)



(b)



(c)

Effetti reologici soletta di completamento (kN, m): (a) coefficiente di viscosità; (b) deformazione da ritiro; (c) variazione della resistenza a compressione.

Sono state considerate le seguenti fasi costruttive:

- Taglio trefoli aderenti e quindi carico da peso proprio a 7 gg dal getto delle travi in c.a.p.;
- Carichi permanenti di prima fase (soletta) a 37gg dal getto delle travi in c.a.p.;
- Carichi permanenti di seconda fase (manto di usura, parapetti, ecc.) a 67gg dal getto delle travi in c.a.p.;

Inoltre, è stata definita una fase "fittizia" quale quella a tempo infinito, necessaria per valutare gli effetti reologici a lungo termine (10000 giorni \approx 30 anni).

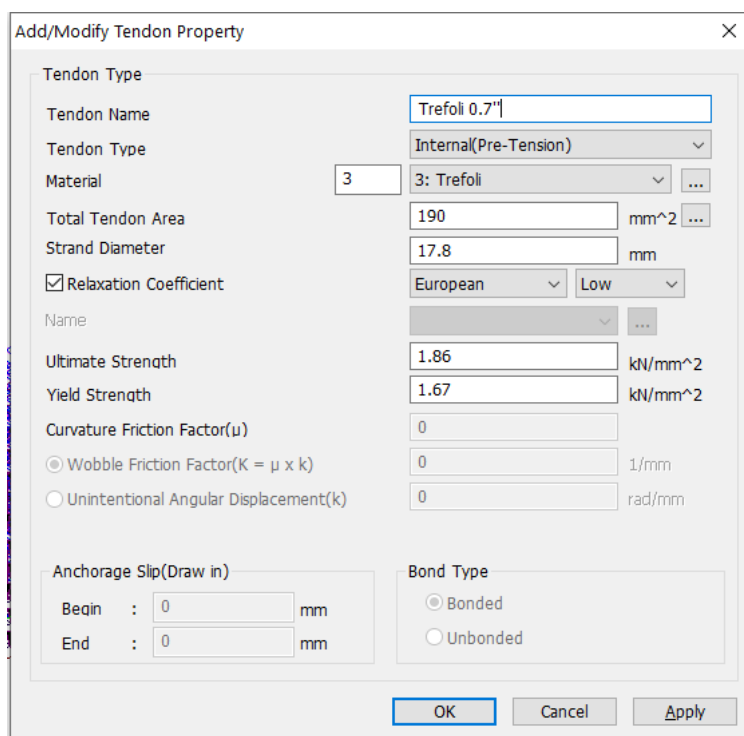
Gli effetti derivanti sono stati tenuti in conto sia per le verifiche agli stati limite di esercizio che per le verifiche agli stati limite ultimi essendo le sezioni non progettate per manifestare un comportamento duttile (struttura non dissipativa).

L'analisi elasto-viscosa è stata risolta considerando un numero massimo di iterazioni pari a 5 con una tolleranza fissata a 0.01.

Inoltre, per garantire maggiore accuratezza nei risultati ciascuno step (fase costruttiva) è stato suddiviso in due ulteriori sub-steps.

La pre-tensione viene analizzata dal software come una condizione di carico aggiuntiva, la cui entità varia nel tempo (costruzioni per fasi), in relazione alle cadute di tensione.

Nella Figura che segue è mostrata la schermata di input con le caratteristiche del sistema.



Add/Modify Tendon Property

Tendon Type

Tendon Name: Trefoli 0.7"

Tendon Type: Internal(Pre-Tension)

Material: 3: Trefoli

Total Tendon Area: 190 mm²

Strand Diameter: 17.8 mm

☒ Relaxation Coefficient: European Low

Name:

Ultimate Strength: 1.86 kN/mm²

Yield Strength: 1.67 kN/mm²

Curvature Friction Factor(μ): 0

☒ Wobble Friction Factor($K = \mu \times k$): 0 1/mm

☐ Unintentional Angular Displacement(k): 0 rad/mm

Anchorage Slip(Draw in)

Begin: 0 mm

End: 0 mm

Bond Type

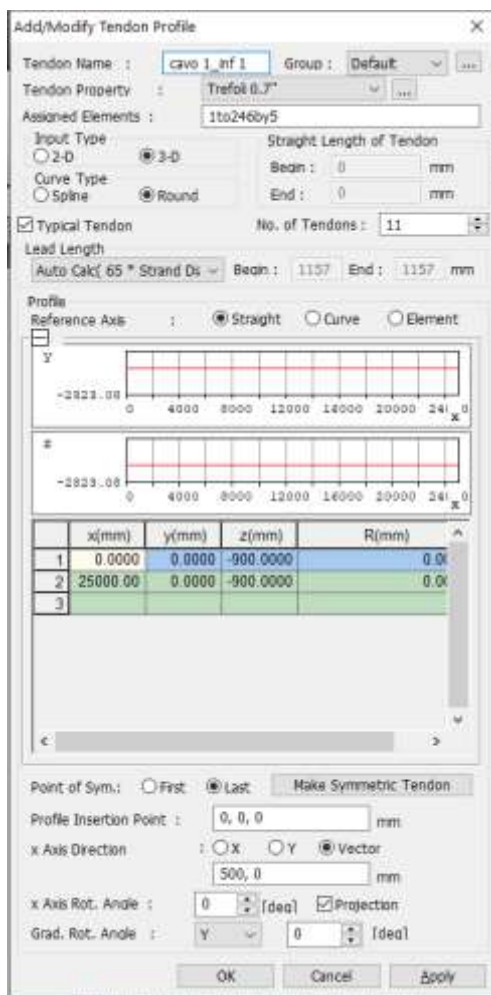
☒ Bonded

☐ Unbonded

OK Cancel Apply

Proprietà meccaniche del sistema

Si riporta, inoltre, la schermata di input del cavo tipologico.



	x(mm)	y(mm)	z(mm)	R(mm)
1	0.0000	0.0000	-900.0000	0.00
2	25000.00	0.0000	-900.0000	0.00
3				

Input tracciato cavo risultante

Infine, per valutare gli effetti massimi dei carichi mobili (azioni da traffico) è stata condotta un'analisi "moving load" che consente di tracciare le superfici di influenza e quindi determinare le posizioni più sfavorevoli dei carichi.

Ai fini delle verifiche sulla trave in c.a.p. si farà sempre riferimento a quella di bordo in quanto risulta essere quella maggiormente sollecitata.

6.4 ANALISI SISMICA

Si riportano di seguito i risultati principali dell'analisi modale in termini di periodi di vibrare e masse partecipanti.

Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	19.9346	3.1727	0.3152		0.0000e+000							
	2	23.8113	3.7897	0.2639		0.0000e+000							
	3	67.2314	10.7002	0.0935		0.0000e+000							
	4	68.4163	10.8888	0.0918		0.0000e+000							
	5	70.2265	11.1769	0.0895		0.0000e+000							
	6	78.1788	12.4425	0.0804		0.0000e+000							
	7	106.5109	16.9517	0.0590		0.0000e+000							
	8	120.2216	19.1339	0.0523		0.0000e+000							
	9	121.3243	19.3094	0.0518		0.0000e+000							
	10	168.9683	26.8921	0.0372		0.0000e+000							
	11	186.3100	29.6522	0.0337		0.0000e+000							
	12	208.1167	33.1228	0.0302		0.0000e+000							
	13	299.4971	47.6664	0.0210		0.0000e+000							
	14	476.5042	75.8380	0.0132		0.0000e+000							
	15	588.4120	93.6487	0.0107		0.0000e+000							
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.2126	0.2126	0.0000	0.0000	80.7447	80.7447	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.0000	0.2126	2.2109	2.2109	0.0000	80.7447	80.2507	80.2507	0.0000	0.0000	0.0008	0.0008
	3	0.0658	0.2784	0.0000	2.2109	0.0317	80.7764	0.0000	80.2507	0.0190	0.0190	0.0000	0.0008
	4	0.0000	0.2784	8.0994	10.3103	0.0000	80.7764	0.3658	80.6165	0.0001	0.0190	1.7891	1.7899
	5	0.5715	0.8499	0.0000	10.3103	0.0009	80.7773	0.0000	80.6165	53.5510	53.5701	0.0000	1.7899
	6	0.0000	0.8499	73.3452	83.6556	0.0000	80.7773	2.4896	83.1062	0.0000	53.5701	0.1148	1.9047
	7	1.0057	1.8556	0.0000	83.6556	0.0004	80.7777	0.0000	83.1062	5.9294	59.4994	0.0000	1.9047
	8	0.4457	2.3013	0.0000	83.6556	5.1087	85.8865	0.0000	83.1062	0.0187	59.5181	0.0000	1.9047
	9	0.0000	2.3013	0.8958	84.5514	0.0000	85.8865	8.9828	92.0890	0.0000	59.5181	0.5029	2.4076
	10	7.7875	10.0888	0.0000	84.5514	0.0961	85.9826	0.0000	92.0890	4.3971	63.9152	0.0000	2.4076
	11	49.8048	59.8936	0.0000	84.5514	0.6214	86.6039	0.0000	92.0890	1.8680	65.7831	0.0000	2.4076
	12	24.8782	84.7718	0.0000	84.5514	4.9544	91.5584	0.0000	92.0890	0.0059	65.7890	0.0000	2.4076
	13	0.0000	84.7718	13.8972	98.4487	0.0000	91.5584	0.0631	92.1521	0.0000	65.7890	0.3008	2.7084
	14	0.1573	84.9291	0.0000	98.4487	3.9224	95.4808	0.0000	92.1521	0.2350	66.0240	0.0000	2.7084
	15	10.7409	95.6700	0.0000	98.4487	0.1817	95.6625	0.0000	92.1521	1.6677	67.6917	0.0000	2.7084

Si riportano di seguito le deformate modali principali della struttura.



```

midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
3.172694

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.315190

MDW(%)
DX= 0.212554
DY= 0.000000
DZ= 80.764695
RX= 0.000002
RY= 0.000005
RZ= 0.000000

```

```

PostCS
MODE 1

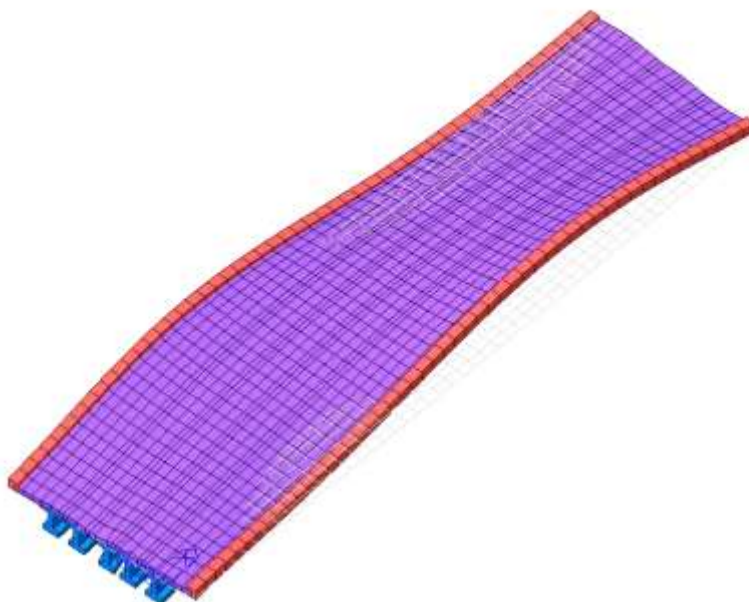
MAX : 519
MIN : 1280

FILE: MODELLO PG-
UNIT: AN,m
DATE: 11/06/2019

VIEW-DIRECTION
X: -0.754
Y: -0.658
Z: 0.034

```

Modo 1



```

midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
12.442539

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.080345

MDW(%)
DX= 0.000000
DY= 73.345247
DZ= 0.000000
RX= 2.489618
RY= 0.000000
RZ= 0.114799

```

```

PostCS
MODE 6

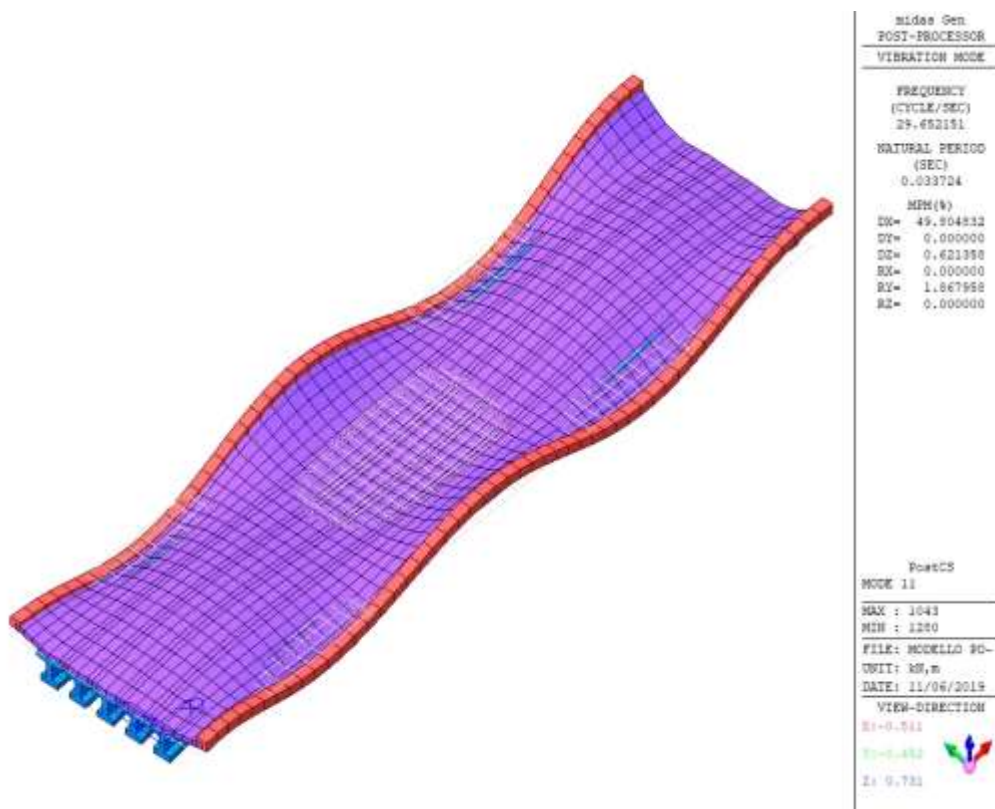
MAX : 770
MIN : 1280

FILE: MODELLO PG-
UNIT: AN,m
DATE: 11/06/2019

VIEW-DIRECTION
X: -0.811
Y: -0.482
Z: 0.731

```

Modo 6



Modo 11

6.5 VERIFICHE TENSIONI AL TAGLIO DEI TREFOLI

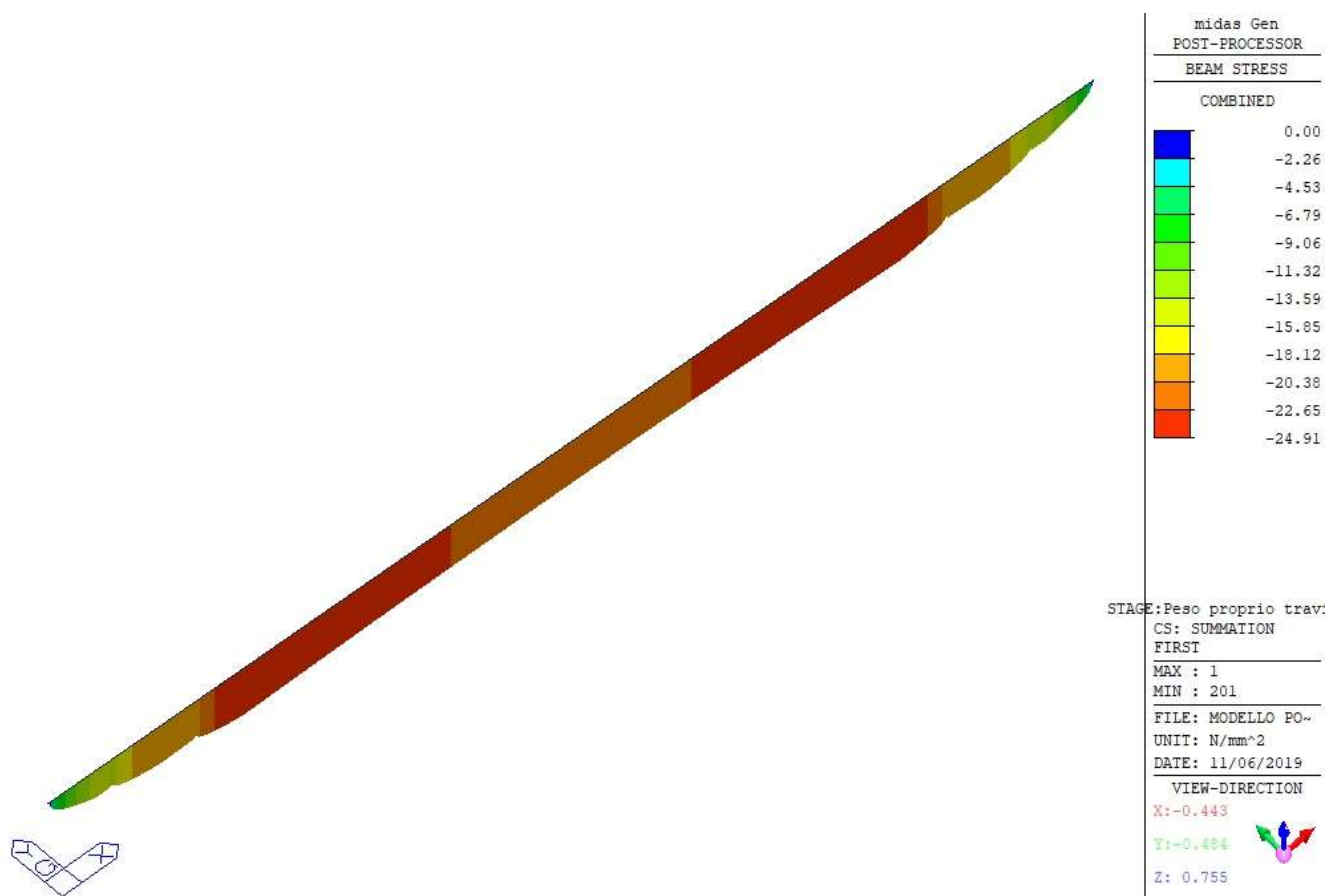
In accordo al paragrafo 4.1.8.1.5 delle NTC08, la tensione iniziale all'atto di tesatura dei trefoli è 1300 MPa.

In accordo al paragrafo 4.1.8.1.4 delle NTC08, all'atto della precompressione le tensioni di compressione nel calcestruzzo non devono superare il seguente valore:

$$\sigma_c \leq 0.7 \times f_{ckj},$$

essendo f_{ckj} , la tensione la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

Nel caso in esame, nella figura che segue vengono mostrate le tensioni massime nel calcestruzzo al taglio dei trefoli previsto dopo 7 giorni dal getto della trave.

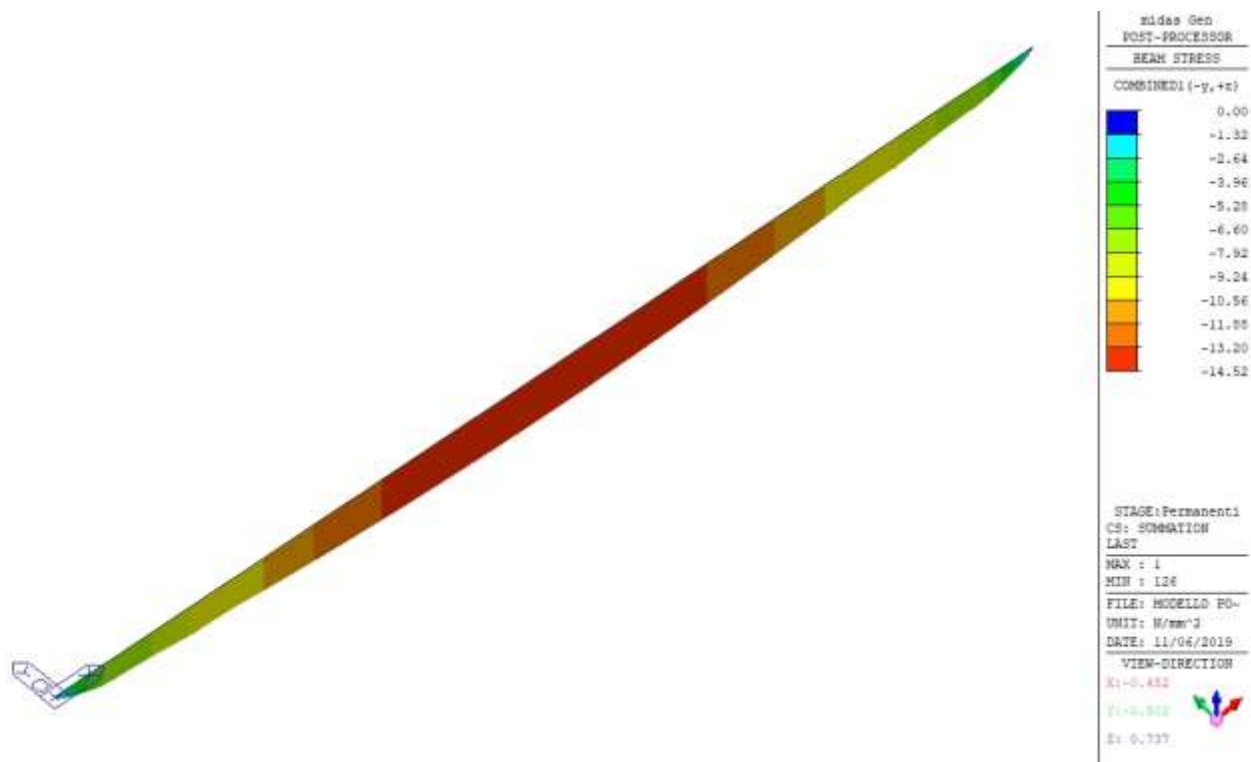


Tensioni massime nel calcestruzzo all'atto della precompressione.

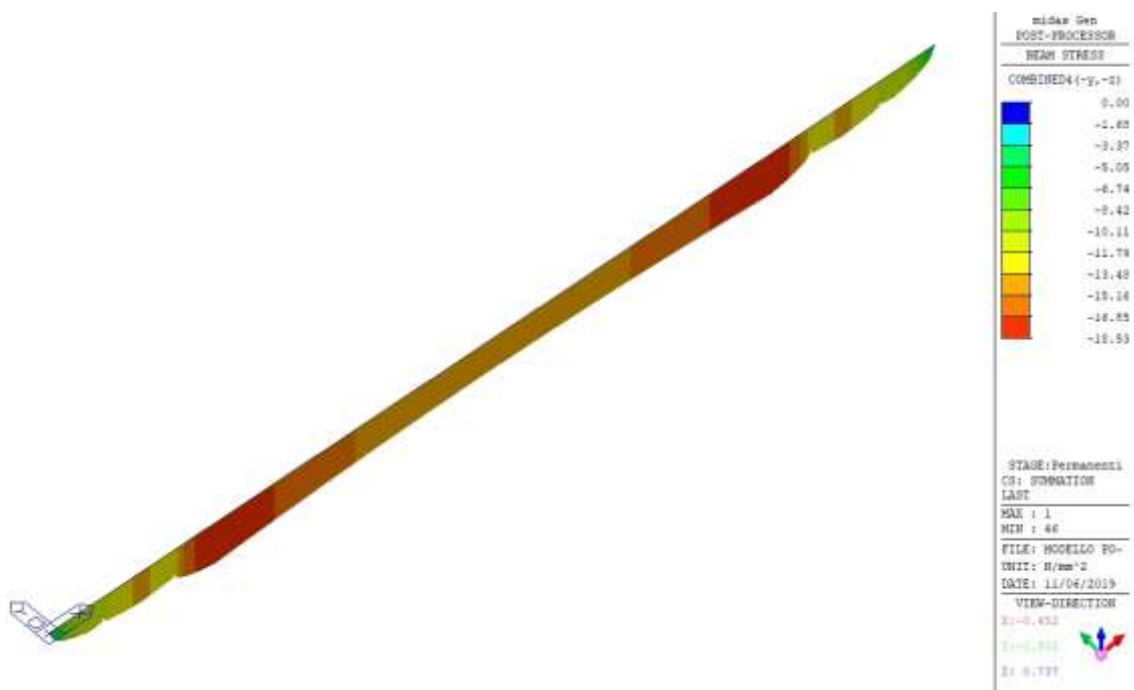
Si evince che affinché la verifica di cui sopra risulti soddisfatta è necessaria una resistenza minima a compressione del calcestruzzo all'atto del taglio dei trefoli pari a $f_{ckj} = 24.91 / 0.7 = 35.6 \text{ MPa} \rightarrow R_{ckj} = 43 \text{ MPa}$.

6.6 STORIA TENSIONALE

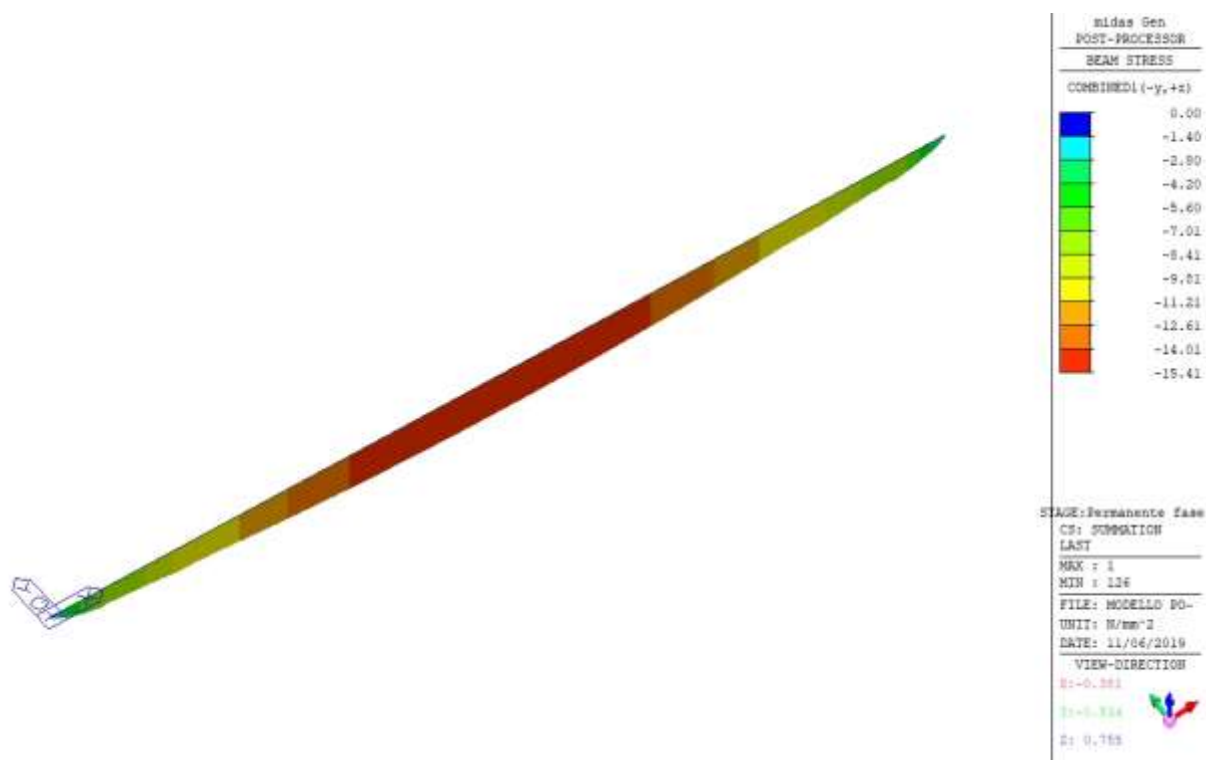
Si riporta di seguito l'andamento della storia tensionale nelle travi in c.a.p. e nella soletta superiore collaborante.



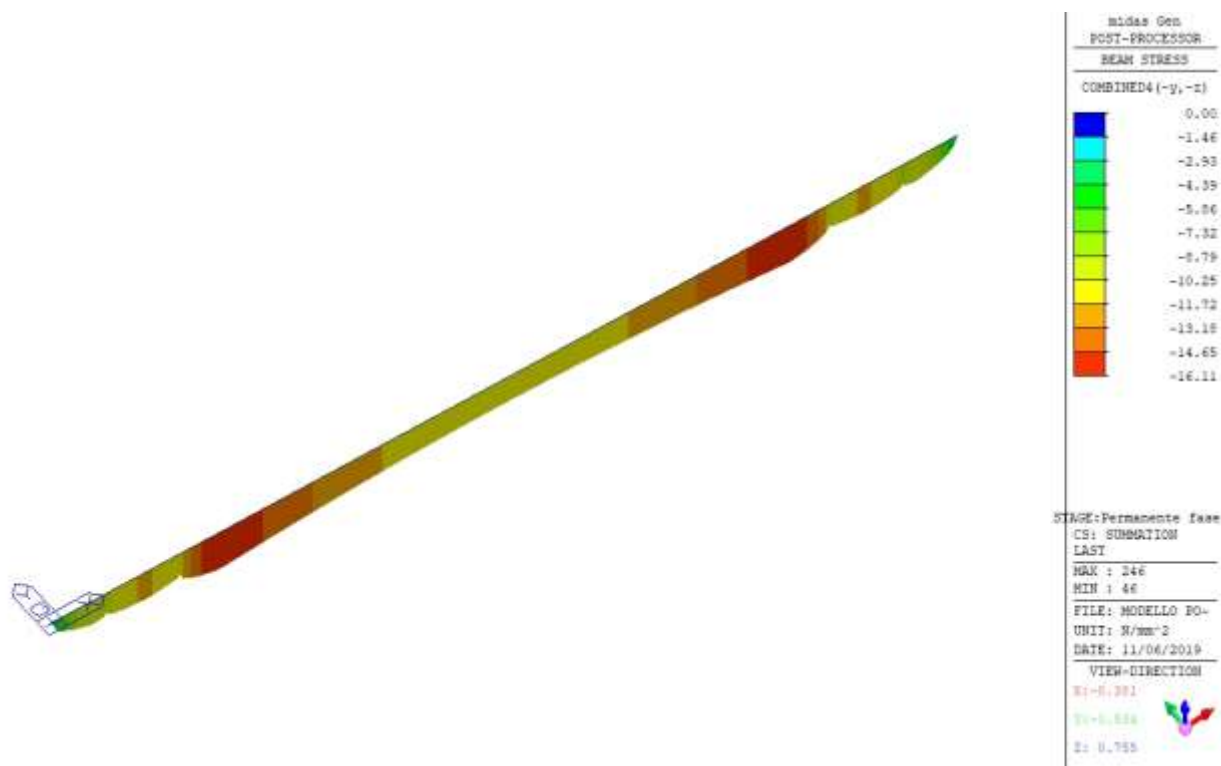
Getto della soletta: tensioni al lembo superiore della trave



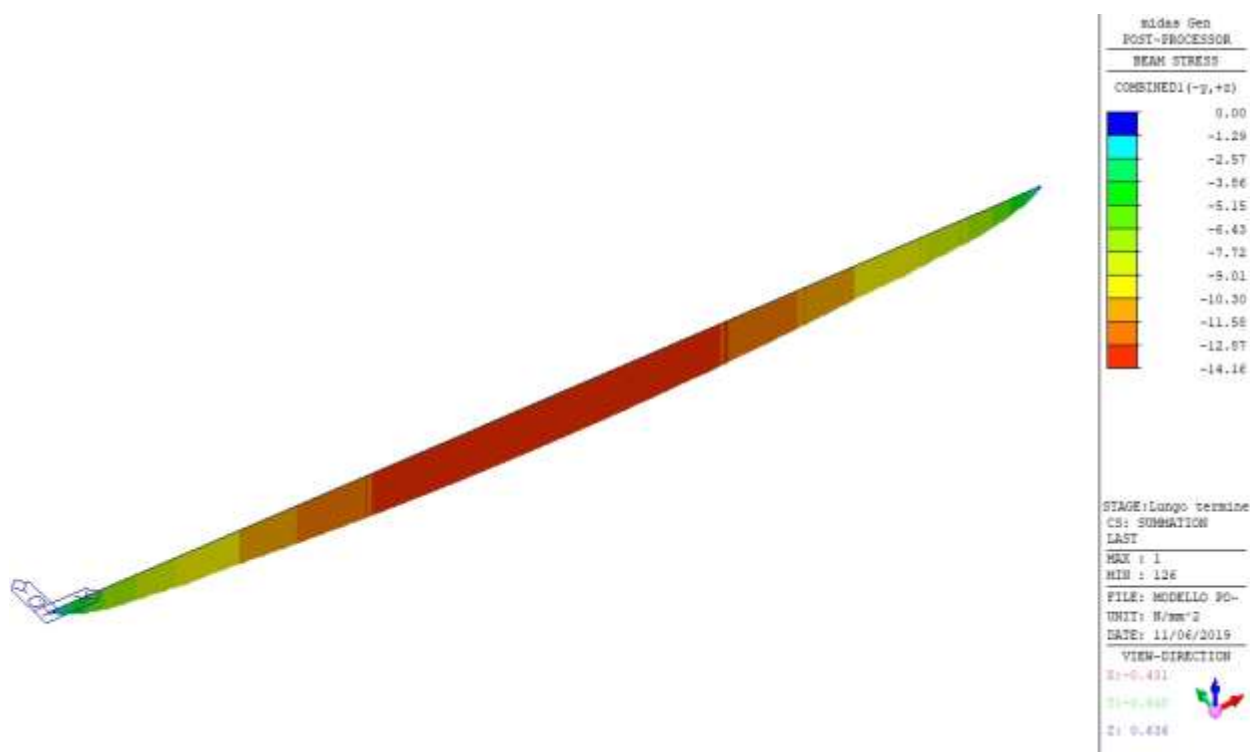
Getto della soletta: tensioni al lembo inferiore della trave



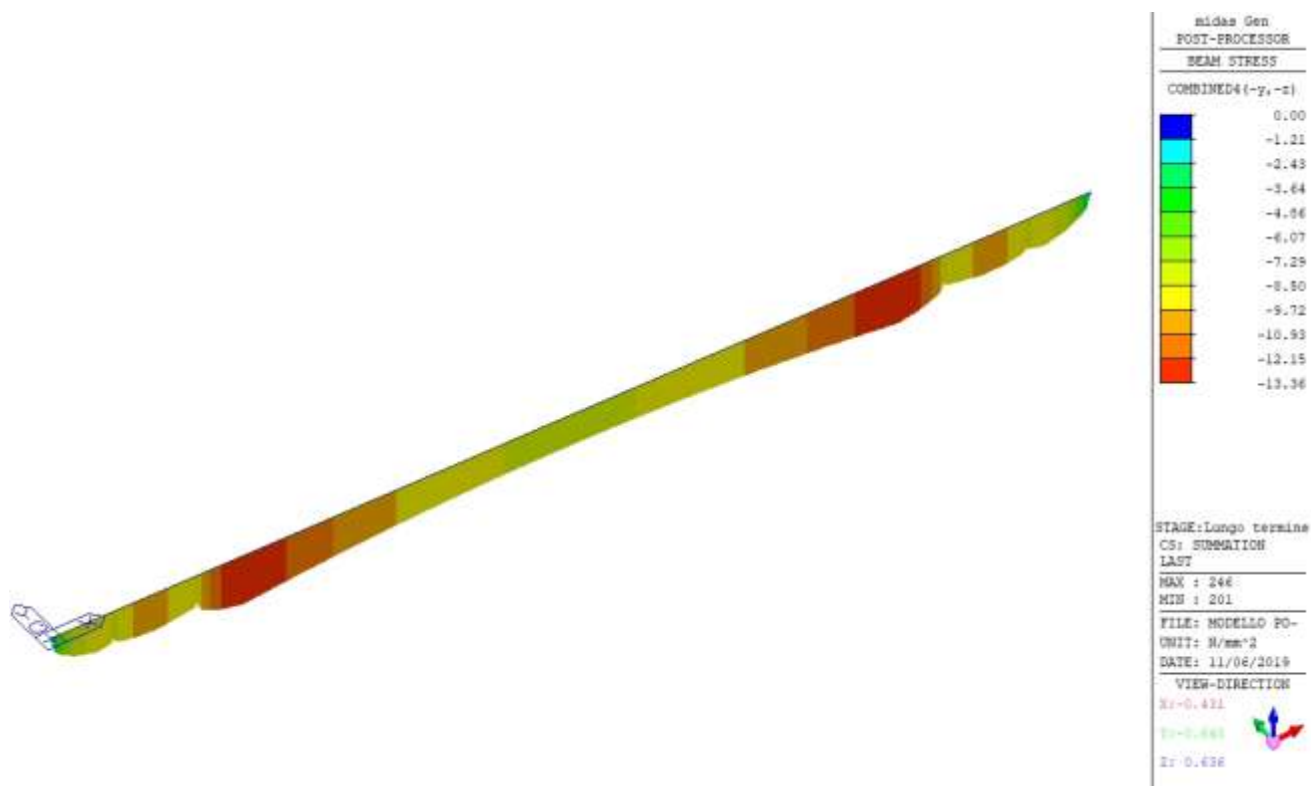
Soletta collaborante e sovraccarichi permanenti agenti: tensioni al lembo superiore della trave



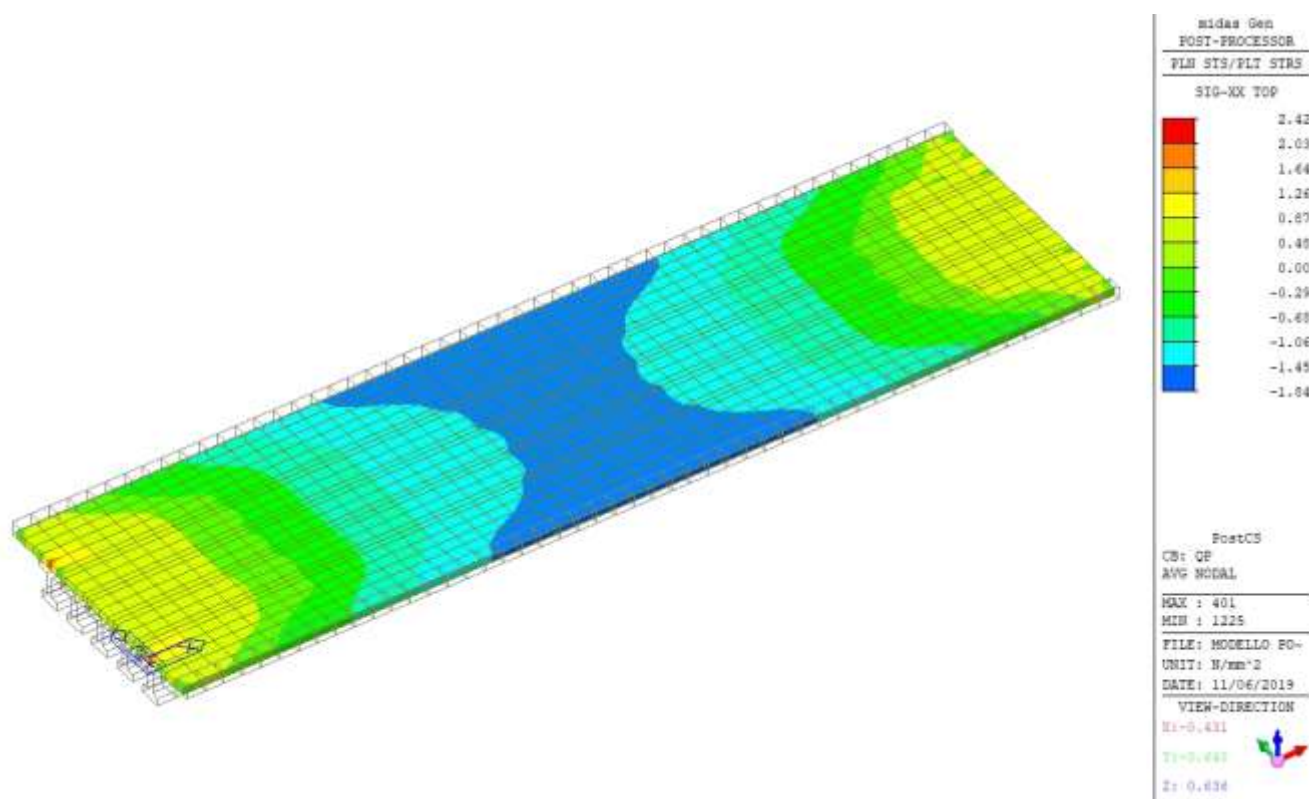
Soletta collaborante e sovraccarichi permanenti agenti: tensioni al lembo superiore della trave



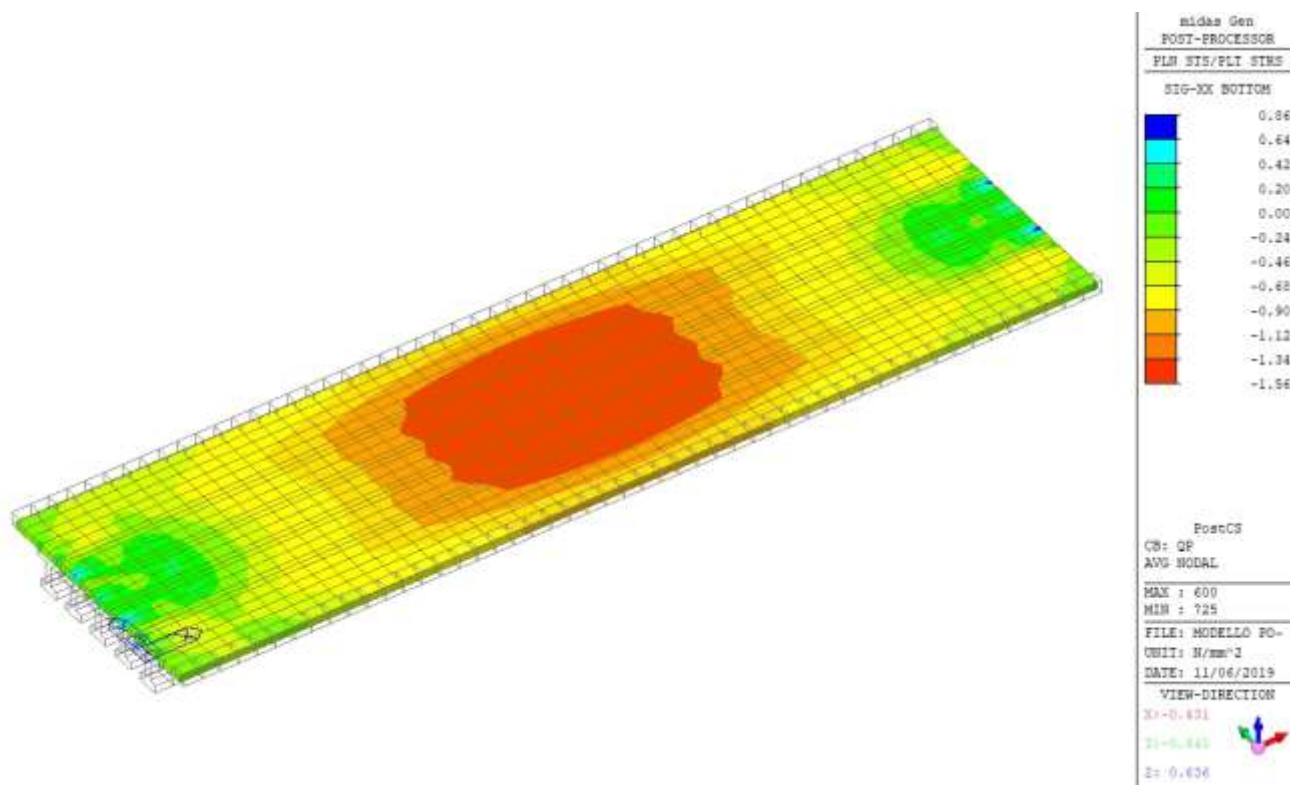
Tempo infinito (combinazione quasi permanente): tensioni al lembo superiore della trave



Tempo infinito (combinazione quasi permanente): tensioni al lembo superiore della trave



Tempo infinito (combinazione quasi permanente): tensioni al lembo superiore della soletta



Tempo infinito (combinazione quasi permanente): tensioni al lembo inferiore della soletta

Dalle figure precedenti si evince che la trave in c.a.p. risultano essere, in tutte le fasi di costruzione, interamente compresse e con tensioni massime inferiori al limite previsto per la combinazione a lungo termine (quasi permanente):
 $14.16 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} = 0.45 \times 0.83 \times 55 \text{ MPa} = 20.54 \text{ MPa}$.

Invece, con riferimento alla soletta superiore collaborante, a tempo infinito si hanno tensioni di trazione comunque inferiori rispetto alla tensione limite di formazione delle fessure (paragrafo 4.1.2.2.4.1 NTC08): $2.42 \text{ MPa} < f_{ctm}/1.2 = 2.58 \text{ MPa}$. Inoltre, la tensione massima di compressione in combinazione quasi permanente è pari a: $1.84 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} = 0.45 \times 0.83 \times 40 \text{ MPa} = 14.94 \text{ MPa}$.

Pertanto le verifiche tensionali a lungo termine risultano essere soddisfatte.

6.7 VERIFICHE SLE

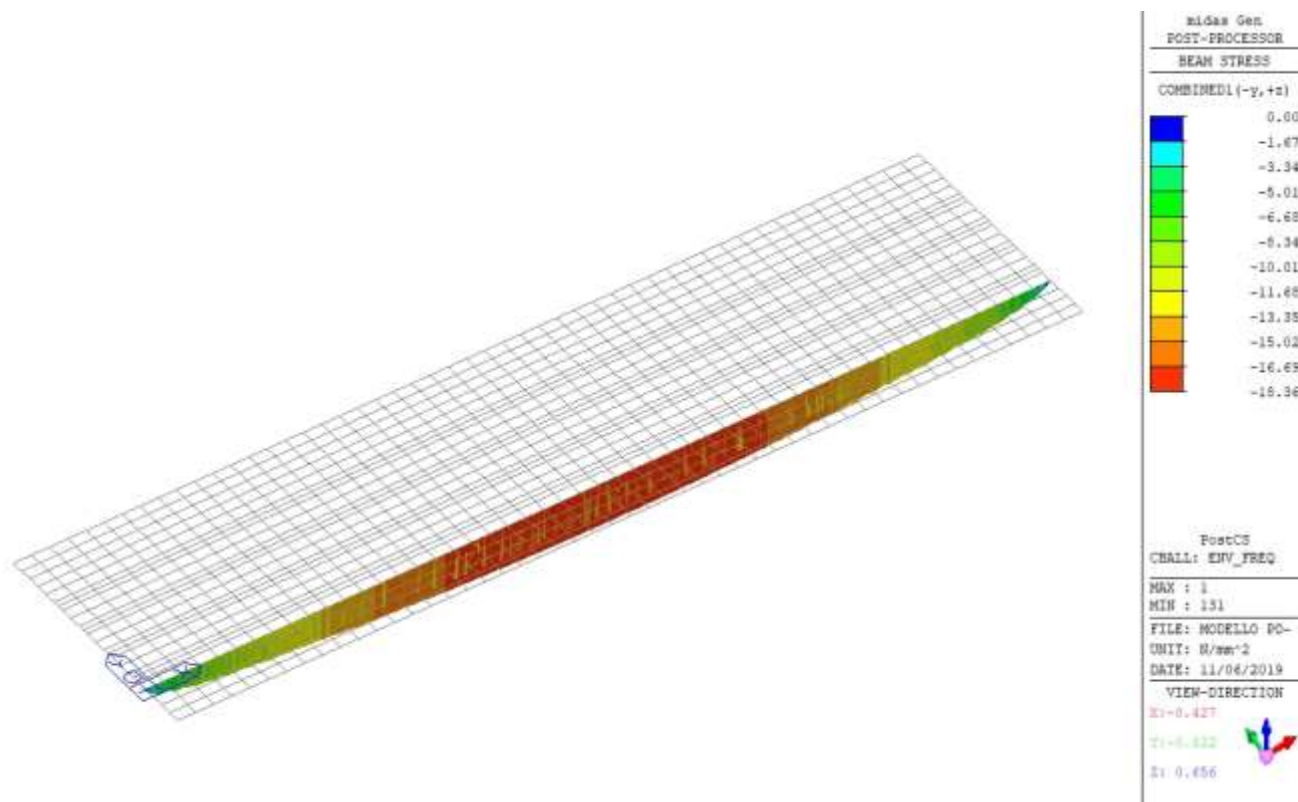
6.7.1 Fessurazione

In accordo al paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC08, con riferimento alle travi in c.a.p., considerando che si tratta di armatura sensibile in condizioni ambientali aggressive, gli stati limite di fessurazione sono:

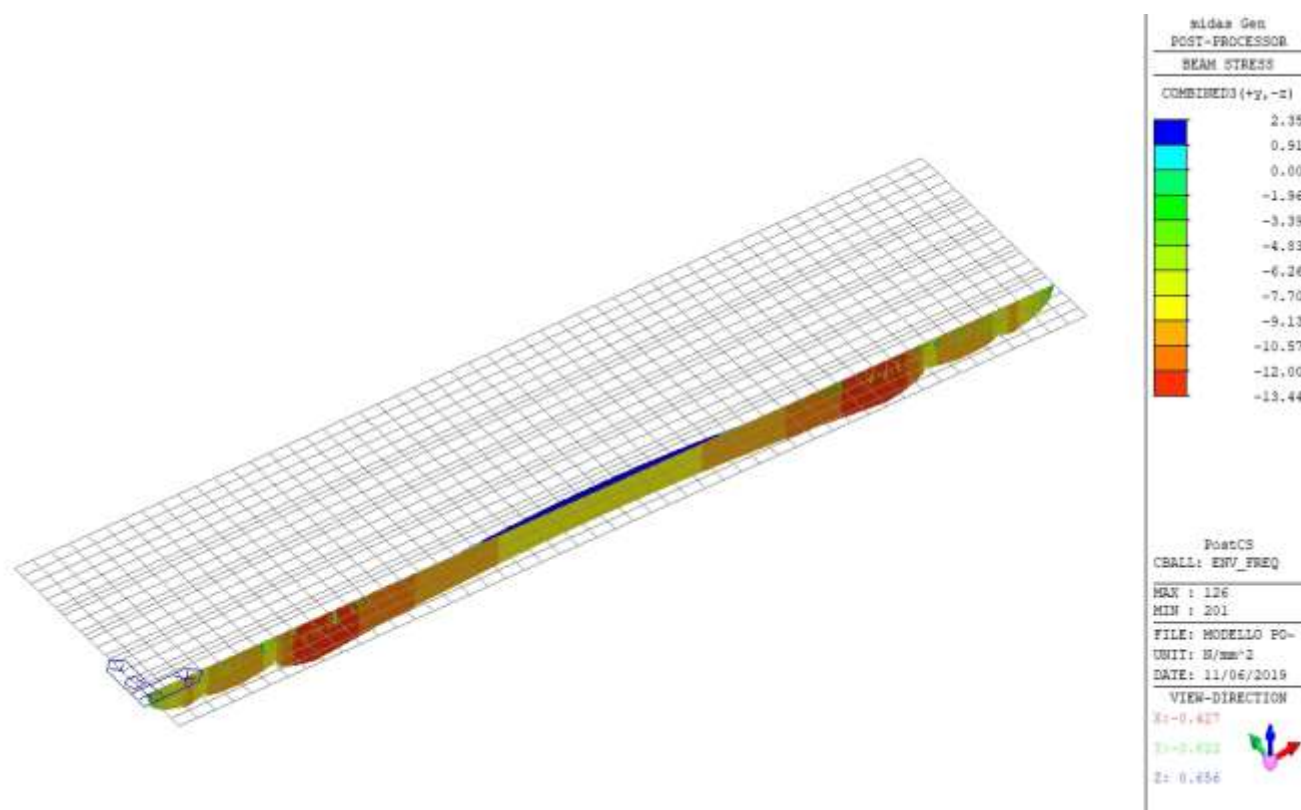
- Combinazione quasi permanente → decompressione;
- Combinazione frequente → apertura delle fessure w_1 .

Con riferimento alla combinazione quasi permanente, nel paragrafo precedente è stato dimostrato che la trave in c.a.p. risulta essere interamente compressa in combinazione quasi permanente e pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

Invece, con riferimento alla combinazione frequente, vengono di seguito mostrati gli involuipi delle tensioni agenti ai lembi superiori e inferiori delle travi in c.a.p.



Involuppo tensioni in combinazione frequente: lembo superiore della trave in c.a.p.

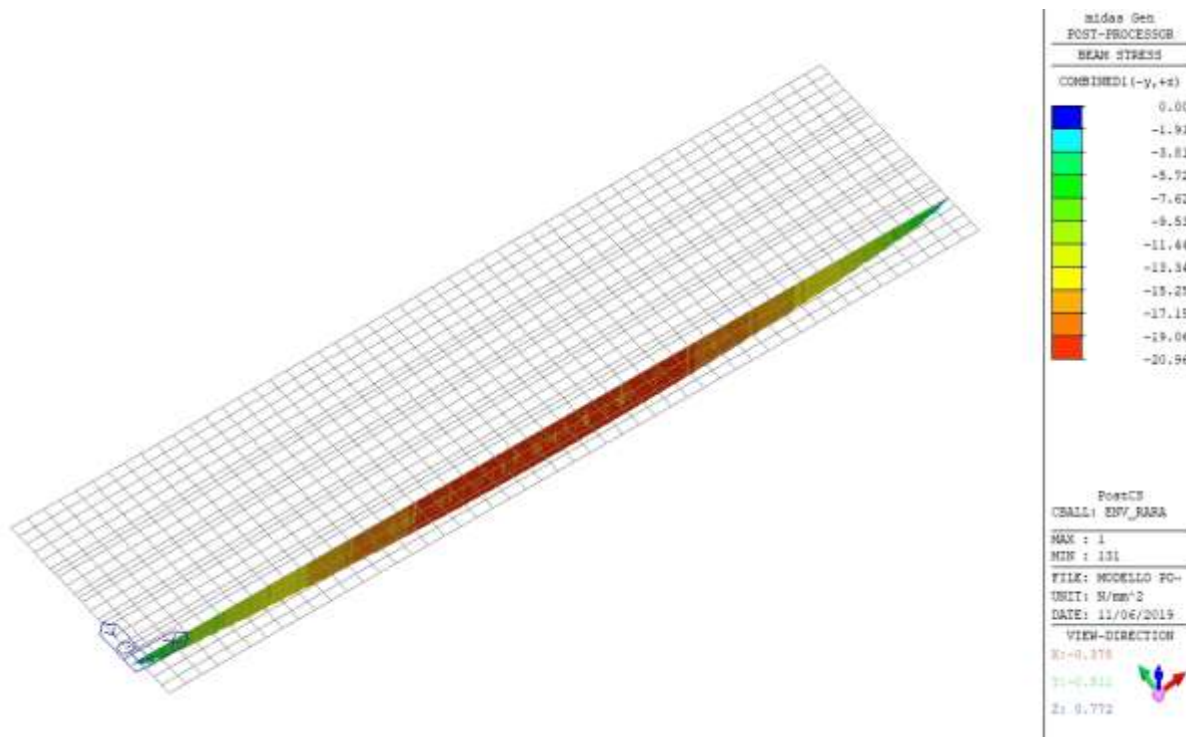


Involuppo tensioni in combinazione frequente: lembo inferiore della trave in c.a.p.

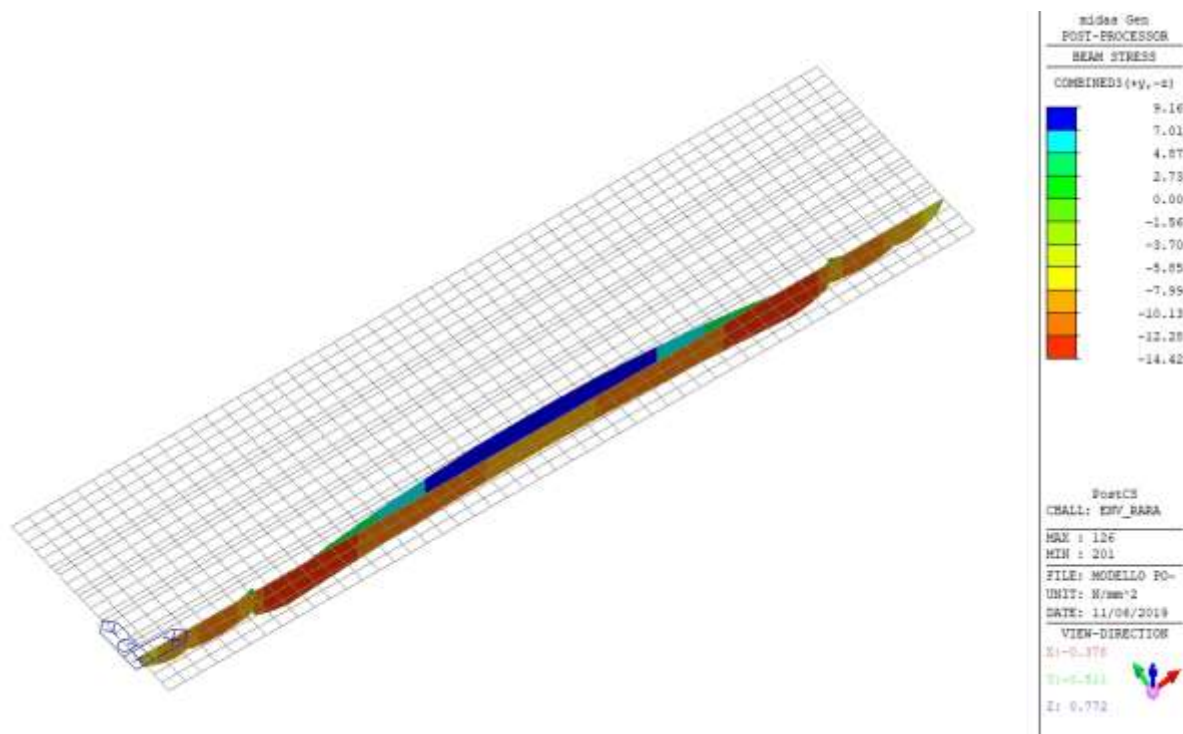
Si hanno tensioni di trazione comunque inferiori rispetto alla tensione limite di formazione delle fessure (paragrafo 4.1.2.2.4.1 NTC08): $2.35 \text{ MPa} < f_{ctm}/1.2 = 3.19 \text{ MPa}$ e pertanto non si ha la formazione di fessure.

6.7.2 Tensioni

Si mostrano di seguito l'involuppo in combinazione rara delle tensioni agenti nella trave in c.a.p./soletta.



Involuppo tensioni in combinazione rara: lembo superiore della trave in c.a.p.



Involuppo tensioni in combinazione rara: lembo inferiore della trave in c.a.p.

Quindi, essendo al lembo inferiore della trave la tensione massima di trazione superiore alla tensione limite di trazione, la sezione risulta essere parzializzata ($9.2 \text{ MPa} > f_{ctm} 3.8 \text{ MPa}$).

Quindi, al fine di valutare le tensioni massime agenti nel calcestruzzo e nell'acciaio, considerando la parzializzazione della sezione, si valutano le variazioni tensionali nei due materiali a seguito dell'applicazione degli incrementi di carico rispetto alla combinazione a lungo termine. Tali variazioni tensionali vengono quindi combinate con le tensioni agenti a lungo termine (combinazione quasi permanente).

Le sollecitazioni di progetto sono state valutate mediante integrazione delle sollecitazioni elementari sulla sezione composta (momenti flettenti e sforzi normali agenti nella trave e nella soletta).

L'incremento di sollecitazione massimo dalla combinazione quasi permanente alla combinazione rara è:

$$M_{Ed} = 2345.6 \text{ kNm}$$

Si calcolano di seguito le variazioni tensionali nei materiali.

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLE_INCREMENTO RARA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 6 Zoom N° strati barre 5 Zoom

N°	sup [mm]	inf [mm]	h [mm]
2	1000	1000	150
3	1000	230	40
4	230	230	575
5	230	600	45
6	600	600	190

N°	As [mm²]	d [mm]
1	3845	1130
2	226	1070
3	226	850
4	226	600
5	452	280

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☒ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Armatura Precompressione
 N° strati cavi 4 Zoom

N°	As [mm²]	d [mm]	σ_{sp} [MPa]
1	1140	90	0
2	570	1020	0
3	2090	1060	0
4	2090	1100	0

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 2345.6 kNm
 M_{yEd} 0 0

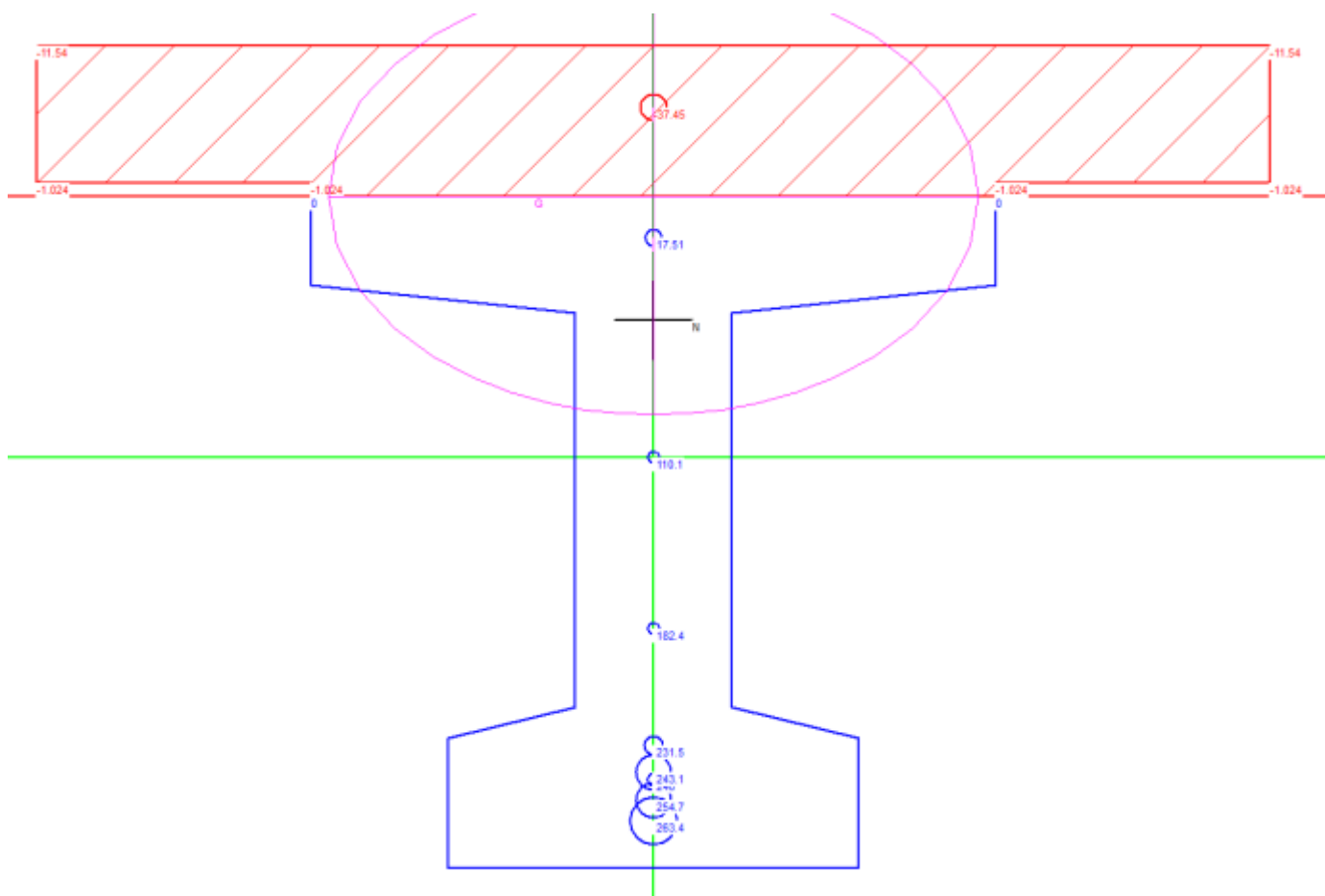
P.to applicazione N
☐ Centro ☒ Baricentro cls
☐ Coord.[mm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☒ Metodo n

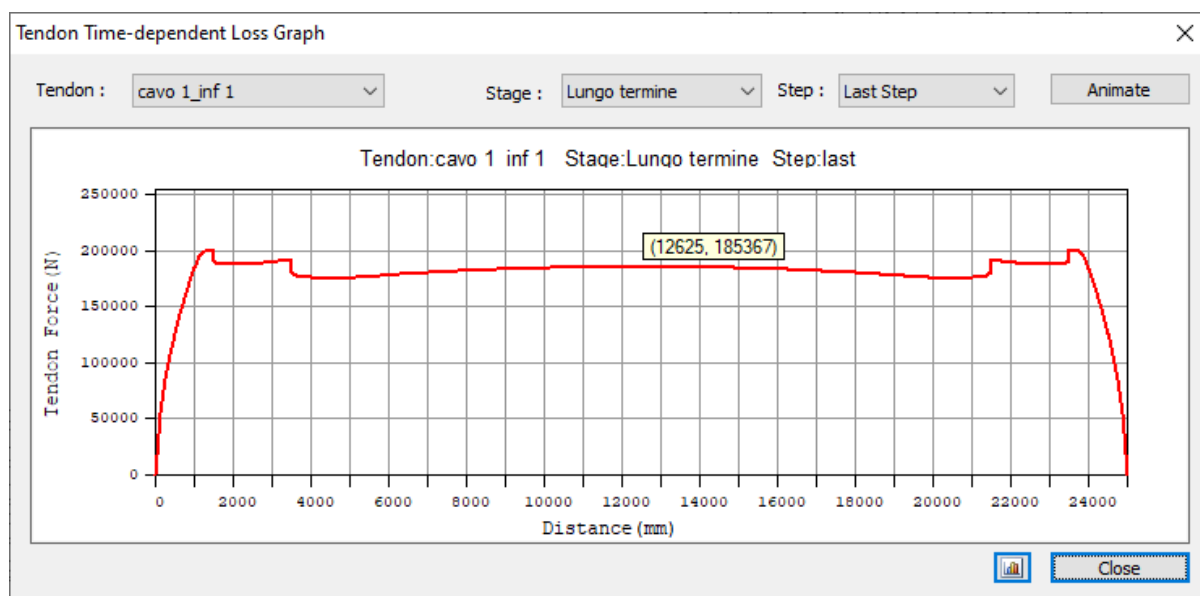
Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.8 ‰
 E_s/E_c 5.5 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

Verifica
 N° iterazioni: 4
☒ Precompresso

Tipo cavo
 Trefolo
 ϵ_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1,452 N/mm²
 E_s/E_c 5.5
 ϵ_{syd} 7.26 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²
 σ_{sp} 254.7 N/mm²
 ϵ_{sp} 1.273 ‰ compressa predef.



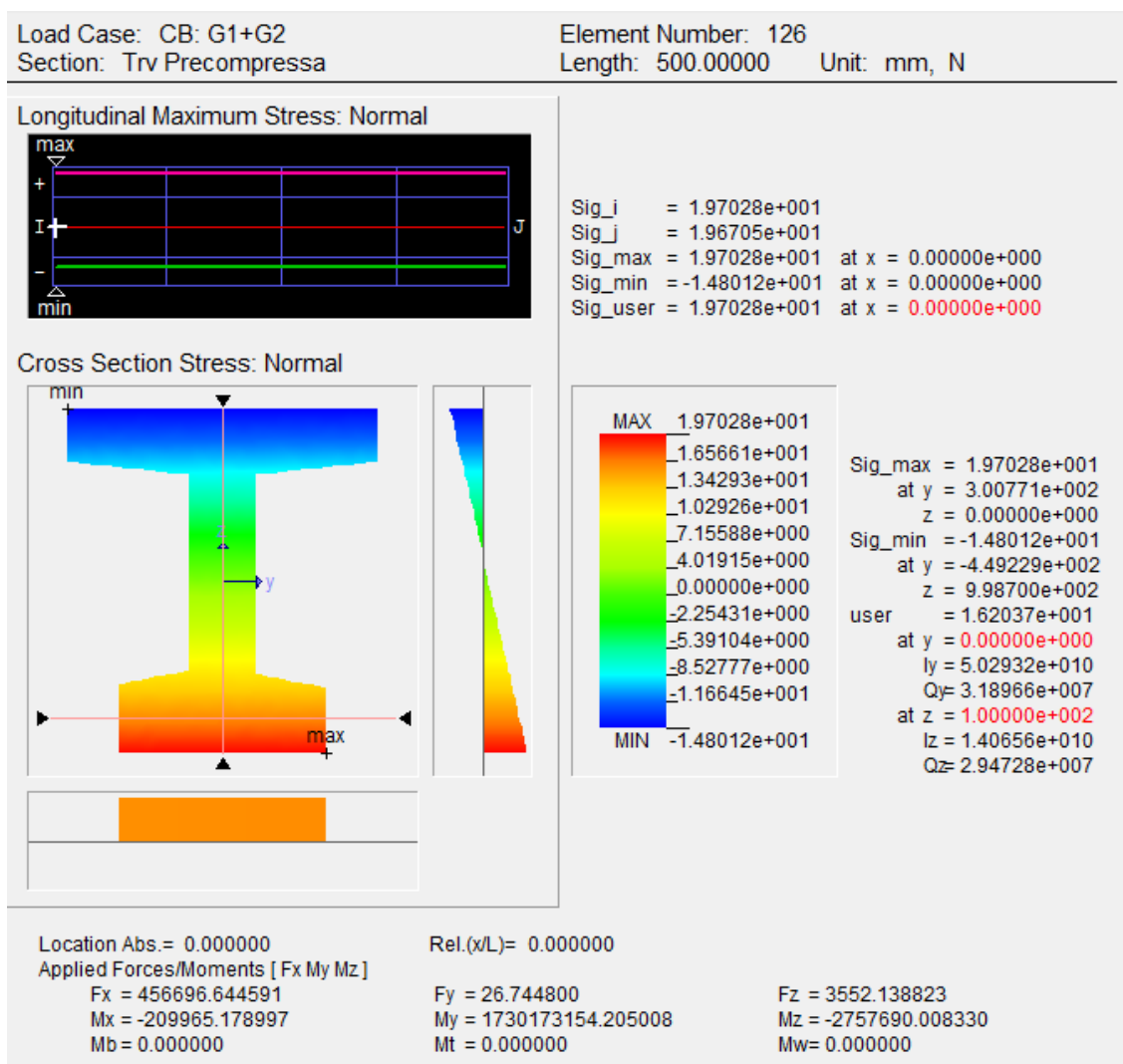
Viene di seguito mostrata l'andamento della forza di trazione nel cavo risultante maggiormente sollecitato (10 cm dal lembo inferiore della trave in c.a.p.) a tempo infinito (combinazione quasi permanente).



Quindi, la tensione agente nei trefoli posti più vicini al lembo inferiore della trave è: $185367\text{N}/190\text{mm}^2 = 975.6\text{ MPa}$.

Considerando che al tiro è applicata una tensione iniziale pari a $\sigma_{\text{spi}} = 1300\text{ MPa}$, si ha una perdita di tensione pari al 33% circa.

Si mostra di seguito l'andamento delle tensioni normali nella sezione di mezzeria in combinazione quasi permanente esclusi gli effetti reologici del calcestruzzo (solo carichi esterni G1 + G2).



Tensioni normali nella sezione di mezzeria in combinazione quasi permanente

Dalle figure riportate ai paragrafi precedenti, le tensioni agenti nel calcestruzzo nella sezione di campata in combinazione quasi permanente sono:

- Lembo superiore della soletta → 1.84 MPa;

- Lembo superiore della trave $\rightarrow 14.2 \text{ MPa}$;
- Lembo inferiore della trave $\rightarrow 8.3 \text{ MPa}$;
- Trefoli più vicini al lembo inferiore della trave $\rightarrow 975.6 \text{ MPa} + 5.4 \times 16.2 \text{ MPa} = 1063.1 \text{ MPa}$
- Armatura lenta $\rightarrow 5.5 \times 17.0 \text{ MPa} = 93.5 \text{ MPa}$

Dove 5.5 è il coefficiente di omogeneizzazione acciaio -calcestruzzo. Le tensioni pari a 16.2 MPa e 17.0 MPa sono rispettivamente le tensioni agenti nel calcestruzzo in corrispondenza dei trefoli e dell'acciaio ordinario.

Quindi, sovrapponendo gli effetti, si ha:

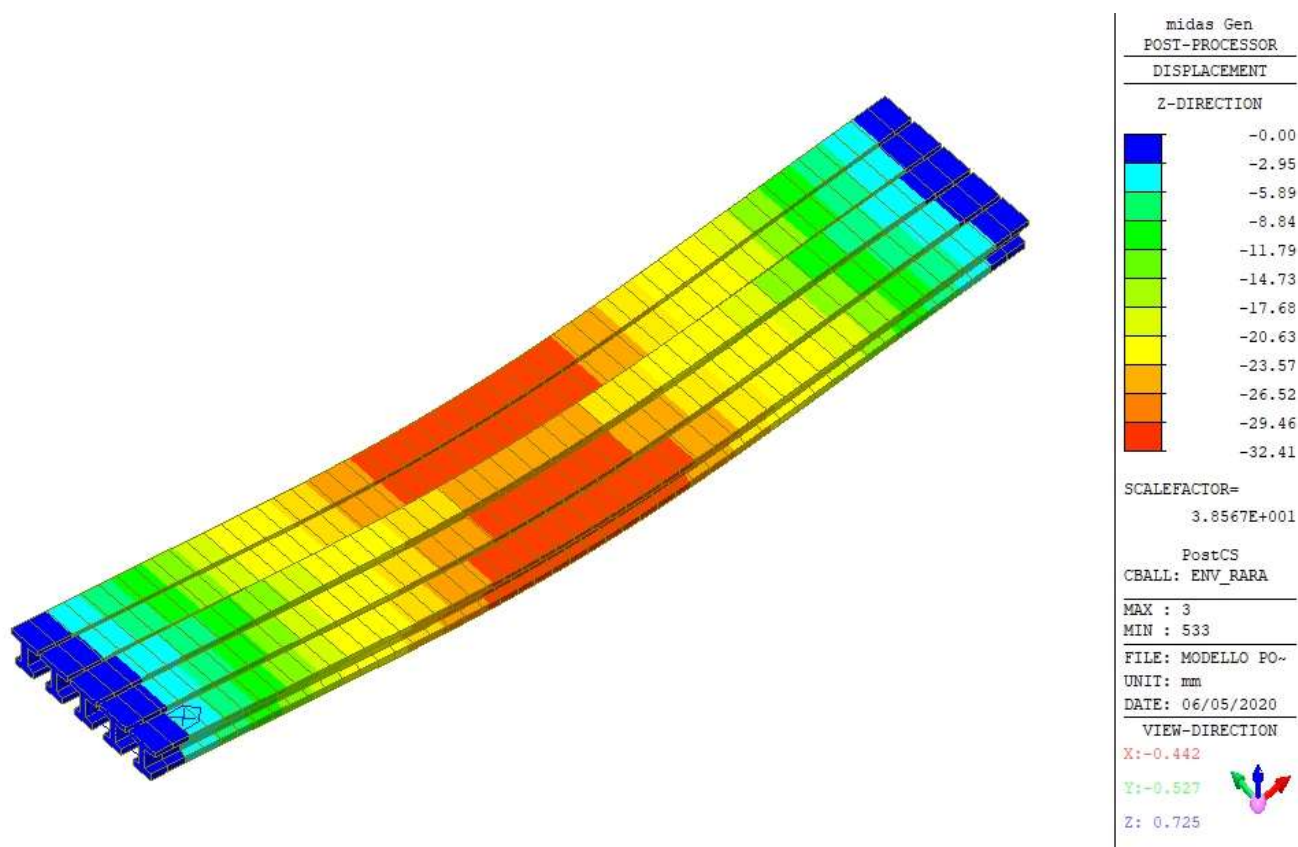
- Lembo superiore della soletta $\rightarrow \sigma_c = 11.54 \text{ MPa} + 1.84 \text{ MPa} = 13.4 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{ck} = 19.9 \text{ MPa}$
- Lembo superiore della trave $\rightarrow \sigma_c = 1.00 \text{ MPa} + 14.16 \text{ MPa} = 15.2 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$
- Armatura da precompressione $\rightarrow \sigma_{ps} = 254.7 \text{ MPa} + 1063.1 \text{ MPa} = 1317.8 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{p1k} = 1336 \text{ MPa}$
- Armatura lenta $\rightarrow \sigma_s = 263.4 \text{ MPa} + 93.5 \text{ MPa} = 356.9 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Le verifiche tensionali risultano essere soddisfatte.

6.7.3 Deformazioni

La verifica di deformabilità del ponte è stata condotta per la condizione di esercizio di tipo rara limitando la freccia massima a $L/500$ nella condizione più sfavorevole.

Si mostra di seguito l'involuppo degli abbassamenti verticali in combinazione rara.



Abbassamenti verticali di involucro in combinazione rara

Come di mostrato ai paragrafi precedenti, in combinazione quasi permanente e frequente la sezione risulta essere interamente reagente, invece, in combinazione rara la sezione è parzializzata.

Pertanto, al fine di considerare l'effetto della fessurazione ed il fenomeno del tension stiffening, si è fatto riferimento al paragrafo C4.1.2.2.2 della circolare n.617/2009.

Nello specifico, si ha:

$$I_{cr} = 101.1 \times 10^9 \text{ mm}^4 \text{ (inerzia della sezione fessurata)}$$

$$I_{int} = 172.5 \times 10^9 \text{ mm}^4 \text{ (inerzia della sezione integra omogeneizzata)}$$

$$M_{Ed} = 4241 \text{ kNm} \text{ (momento di progetto massimo in combinazione rara)}$$

$M_{cr} = 4065 \text{ kNm}$ (momento di prima fessurazione della sezione)

$\zeta = 1 - c \times (M_{cr} / M_{Ed})^2 = 0.081$ ($c=1.0$ per carichi di breve durata)

$1/I_{reale} = \zeta/I_{cr} + (1 - \zeta)/I_{int} \rightarrow I_{reale} = 163.3 \times 10^9 \text{ mm}^4$ (inerzia reale della sezione)

Quindi, le deformazioni mostrate nella figura sopra riportata devono essere amplificate di un fattore pari a $I_{int}/I_{reale} = 1.06$ al fine di tenere in considerazione il fenomeno della fessurazione.

In definitiva, la freccia massima della struttura è pari a:

$32.41 \text{ mm} \times 1.06 = 34.35 \text{ mm} \rightarrow 25000 \text{ mm} / 34.35 \text{ mm} \rightarrow L/727 < L/500$

La verifica di deformabilità risulta essere soddisfatta.

6.8 VERIFICHE SLU

6.8.1 Verifica a flessione

Con riferimento alla verifica a flessione retta allo SLU, considerando la sezione tipologica di cui al paragrafo precedente, riporta di seguito la verifica della sezione di mezzeria.

Le sollecitazioni di progetto sono state valutate mediante integrazione delle sollecitazioni elementari sulla sezione composta (momenti flettenti e sforzi normali agenti nella trave e nella soletta).

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari: 6 Zoom N° strati barre: 5 Zoom

N°	b sup [mm]	b inf [mm]	h [mm]
1	1800	1800	200
2	1000	1000	150
3	1000	230	40
4	230	230	575
5	230	600	45
6	600	600	190

N°	As [mm²]	d [mm]
1	3845	1130
2	226	1070
3	226	850
4	226	600
5	452	280

Tipologia Sezione:
☐ Rettangolare ☒ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Armatura Precompressione
 N° strati cavi: 4 Zoom

N°	As [mm²]	d [mm]	G _{pre} [MPa]
1	1140	90	976
2	570	1020	976
3	2090	1060	976
4	2090	1100	976

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -487 kN
 M_{Ed}: 6195 kNm
 M_{Ed}: 0 kNm
 M_{Ed}: 0 kNm

P.to applicazione N:
☐ Centro ☒ Baricentro cls
☐ Coord. (mm) xN: 0 yN: 0

Tipologia rotture:
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. ☐ S.L.U.
☐ Metodo n

Tipologia flessione:
☒ Retta ☐ Deviata

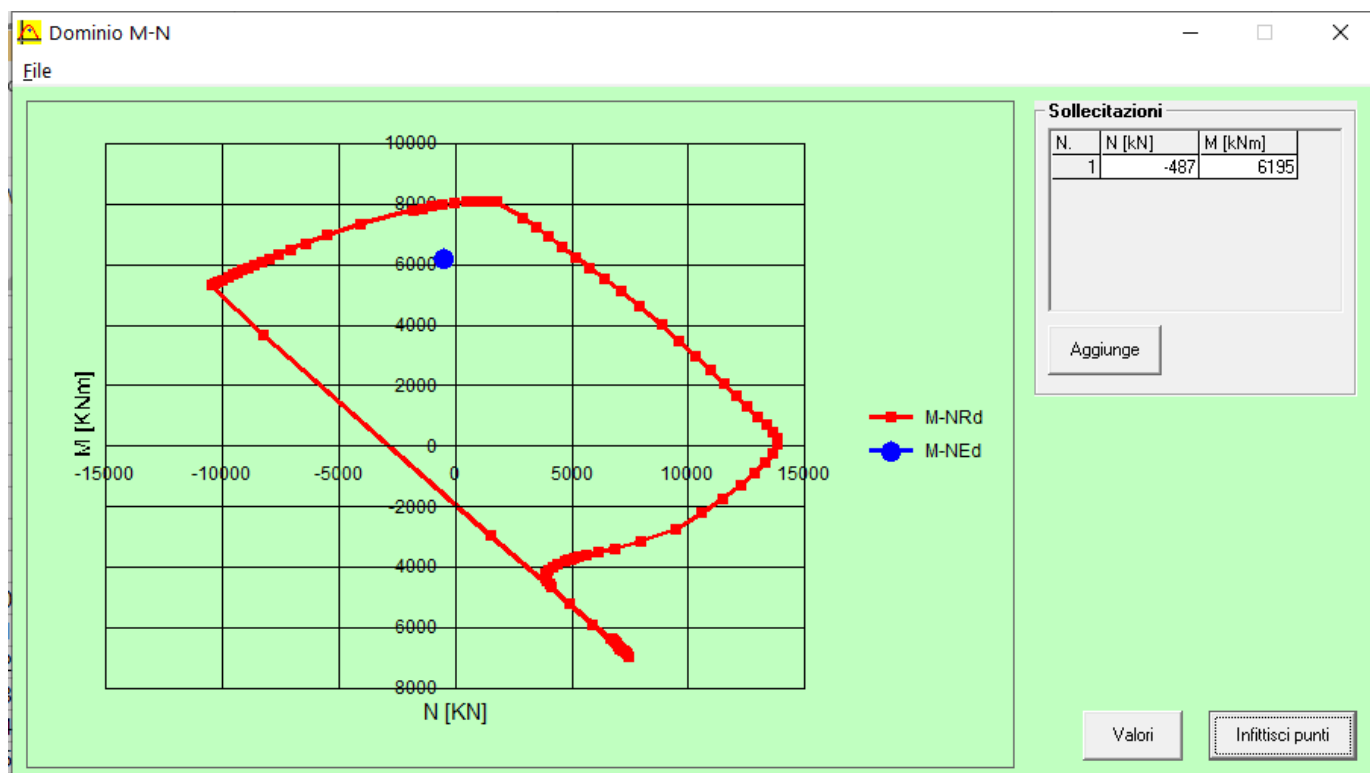
Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 mm Col. modello

Precompresso ☒

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{cu}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 18.8 N/mm²
 E_s/E_c: 5.5 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{s,adm}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 16 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.9333
 τ_{c1}: 2.543

M_{Ed}: 7,996 kNm
 α_c: -18.8 N/mm²
 α_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 7.321 ‰
 d: 1,130 mm
 x: 365.5 x/d: 0.3234
 ρ: 0.8443

Tipologia cavo:
 Trefolo
 ε_{cu}: 67.5 ‰
 f_{yd}: 1,452 N/mm²
 E_s/E_c: 5.5
 ε_{s,adm}: 7.26 ‰
 σ_{s,adm}: 1080 N/mm²
 α_{sp}: 1,452 N/mm²
 ε_{sp}: 11.91 ‰ compressa predef.



Essendo $M_{Ed} = < M_{Rd}$, la verifica a flessione risulta essere soddisfatta.

6.8.2 Verifica a taglio

Si riportano di seguito le verifiche a taglio allo SLU della trave tipologica in corrispondenza delle due sezioni caratteristiche.

Le sollecitazioni di progetto sono state valutate mediante integrazione delle sollecitazioni elementari sulla sezione composta.

<u>Materiali</u>		
Cl:		
f _{ck} =		N/mm ²
f _{cd} =	25.80	N/mm ²
γ =		kg/mc
Acciaio:	B450C	
f _{yk} =		N/mm ²
f _{yd} =	391.3	N/mm ²
<u>Caratteristiche geometriche sezione</u>		
b =	0.60	m
h =		m
d =	950	mm
<u>Staffe</u>		
φ =	10	mm
n° bracci =	4	
passo =	150	mm
A _{sw} =	314.16	mm ²
		2094.395102
<u>Azione di progetto</u>		
V _{Sd} =	1500.0	kN azione tagliante di progetto
<u>Resistenza a taglio (elementi con armature trasversali)</u>		
θ =	19.0	°
cotθ =	2.91	
cotθ _d =	2.50	
α =	90	° inclinazione armatura trasversale
ac =	1	
V _{Rsd} =	1752	kN resistenza a taglio trazione
V _{Rcd} =	2282	kN resistenza a taglio compressione
V _{Rd} =	1752	kN resistenza a taglio di calcolo
V _{Ed} =	1500	kN taglio sollecitante di progetto
V _{Sd} / V _{Rd} =	0.86	
La verifica risulta pertanto soddisfatta		

<u>Materiali</u>		
Cl:		
f _{ck} =		N/mm ²
f _{cd} =	25.80	N/mm ²
γ =		kg/mc
Acciaio:	B450C	
f _{yk} =		N/mm ²
f _{yd} =	391.3	N/mm ²
<u>Caratteristiche geometriche sezione</u>		
b =	0.23	m
h =		m
d =	950	mm
<u>Staffe</u>		
φ =	12	mm
n° bracci =	2	
passo =	100	mm
A _{sw} =	226.19	mm ²
		2261.946711
<u>Azione di progetto</u>		
V _{Sd} =	1230.0	kN azione tagliante di progetto
<u>Resistenza a taglio (elementi con armature trasversali)</u>		
θ =	29.2	°
cotθ =	1.79	
cotθ _d =	1.79	
α =	90	° inclinazione armatura trasversale
ac =	1.25	ocp _{min} = 7.3 MPa
V _{Rsd} =	1352	kN resistenza a taglio trazione
V _{Rcd} =	1352	kN resistenza a taglio compressione
V _{Rd} =	1352	kN resistenza a taglio di calcolo
V _{Ed} =	1230	kN taglio sollecitante di progetto
V _{Sd} / V _{Rd} =	0.91	
La verifica risulta pertanto soddisfatta		

Inoltre, in corrispondenza dell'appoggio, è necessaria un quantitativo di armatura pari a:

$$A_{sl,min} = 1500000 \text{ N} / 391.3 \text{ MPa} \times 2.5/2 = 4792 \text{ mm}^2 \rightarrow 8+8\Phi 20 \text{ mm} = 5024 \text{ mm}^2$$

Si riporta di seguito la verifica all'interfaccia tra i due getti (trave prefabbricata e soletta collaborante).

In accordo al paragrafo 6.2.5 dell'Eurocodice 2.

La tensione tangenziale di progetto agente all'interfaccia è:

$$v_{Ed,i} = \beta V_{Ed} / z / b_i$$

dove:

- $\beta = 1$ a favore di sicurezza;
- $V_{Ed} = 1500$ kN;
- $b_i = 800$ mm è la larghezza dell'interfaccia;
- $z = 0.9 \times 1130 = 1017$ mm è la larghezza dell'interfaccia.

Quindi, si ha: $v_{Ed,i} = 1.84$ MPa.

La resistenza di progetto all'interfaccia, trascurando la presenza dell'armatura inghisata, è pari a:

$$v_{rd,i} = c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = 2.19 \text{ MPa} \leq 0.5 \times 0.5 \times f_{cd} = 4.70 \text{ MPa}$$

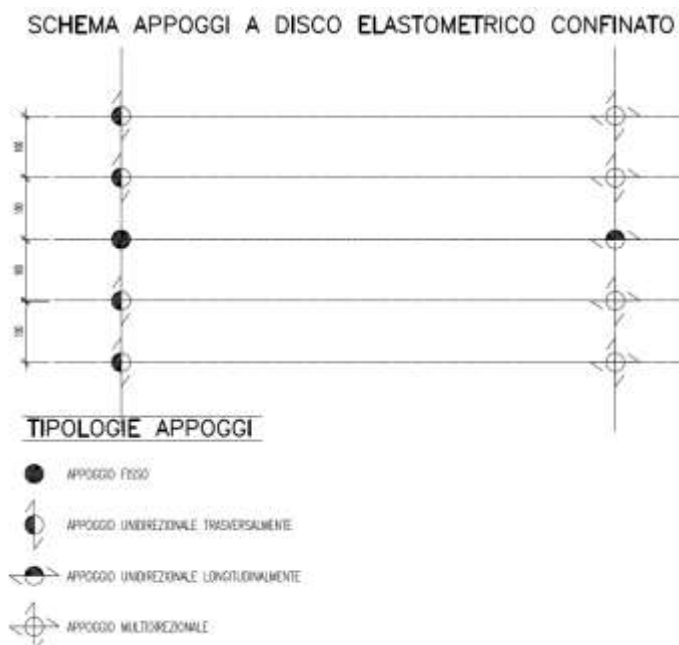
dove:

- $\mu = 0.7$, $c = 0.45$ (superficie scabra);
- $f_{ctd} = 0.7 \times 0.3 \times 33.2^{2/3} / 1.5 = 1.44$ MPa;
- $\alpha = 90^\circ$;
- $\rho = 4 \times 113 / (800 \times 100) = 0.00565$ (percentuale geometrica di staffe che attraversano l'interfaccia).

Quindi, essendo $v_{rd,i} > v_{Ed,i}$ la verifica risulta essere soddisfatta.

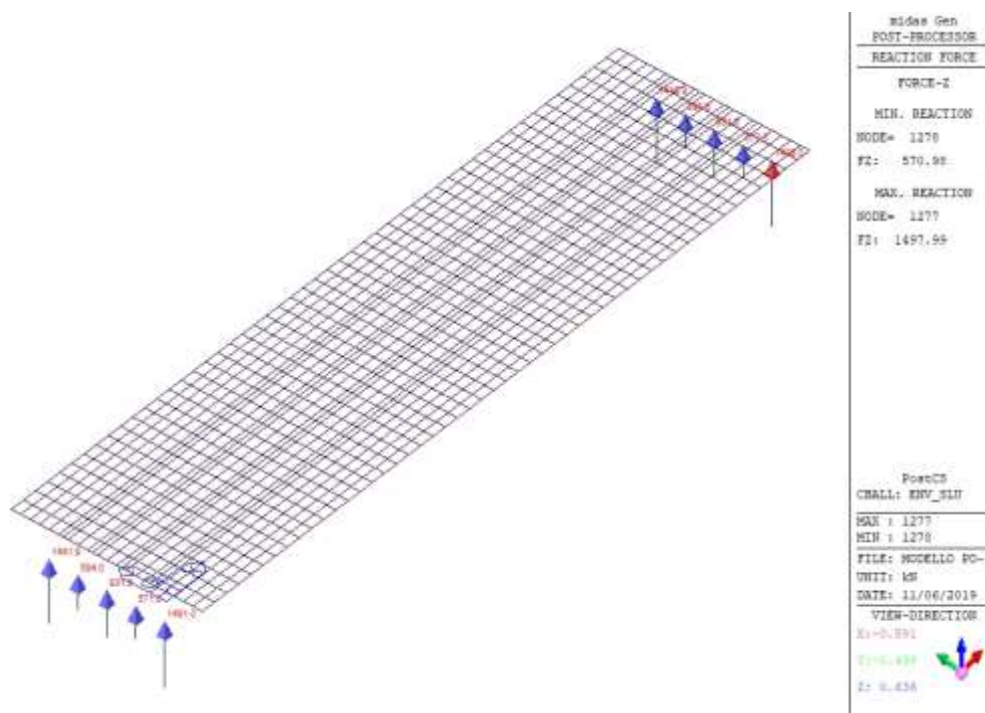
6.9 GIUNTI E DISPOSITIVI DI APPOGGIO

Si riporta di seguito lo schema funzionale dei dispositivi di appoggio.

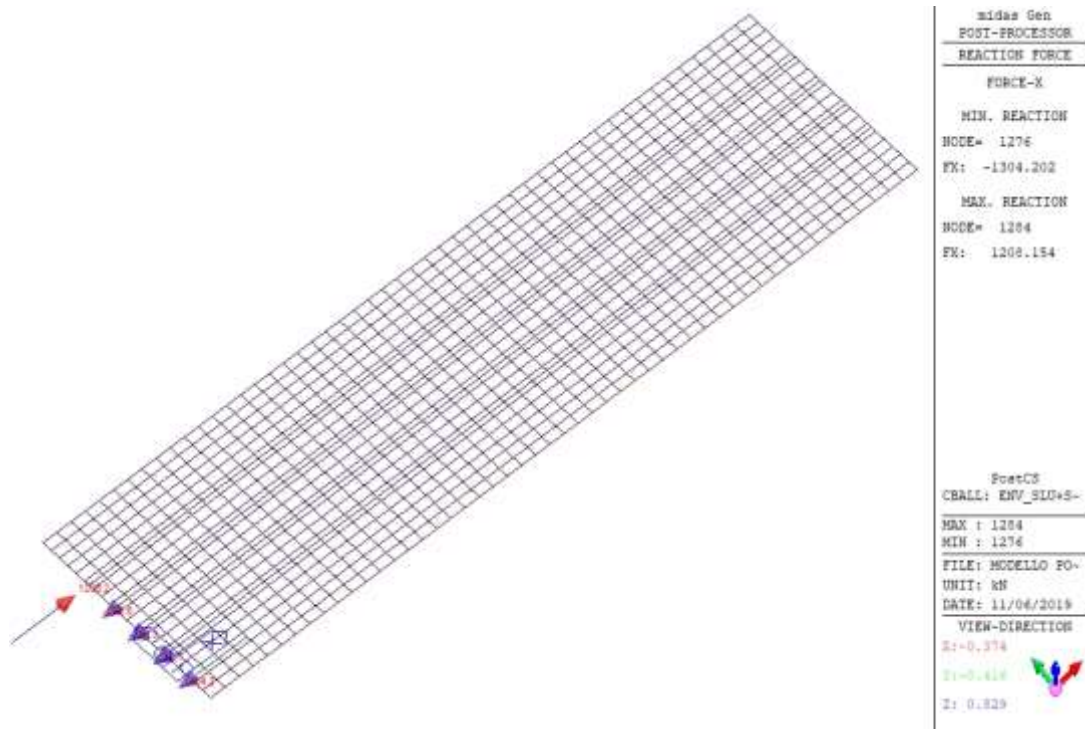


Si riportano di seguito le reazioni vincolari di involucro SLU/SLV e gli spostamenti/rotazioni dell'impalcato.

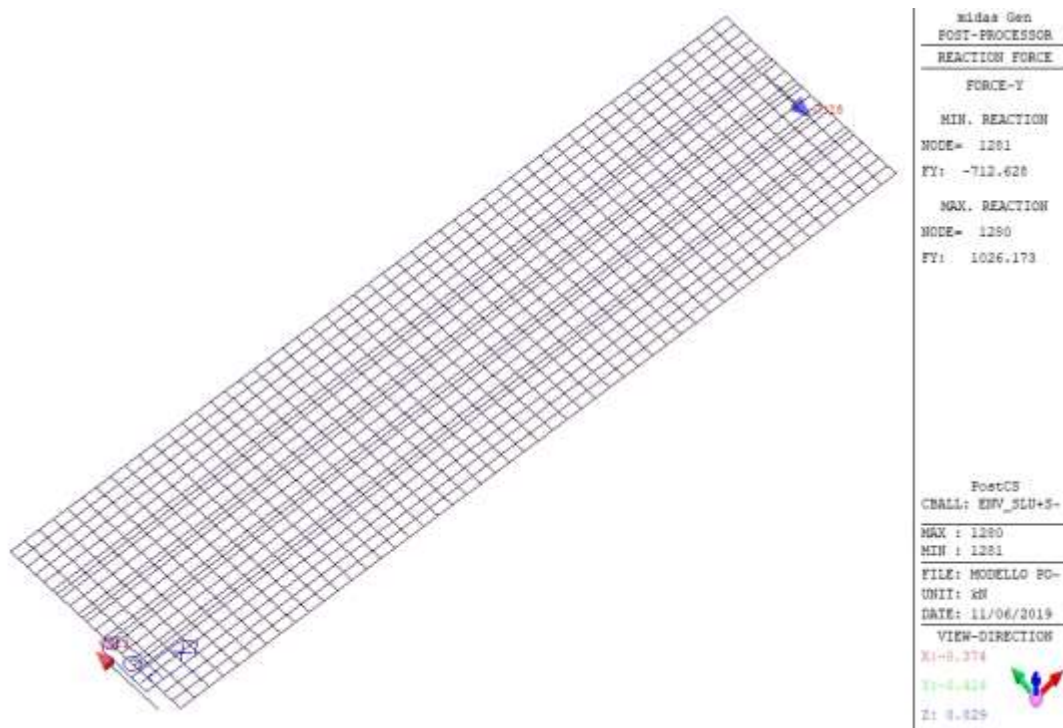
In particolare, con riferimento agli spostamenti longitudinali risulta uno spostamento massimo di 38.67 mm. È previsto un giunto di 50 mm.



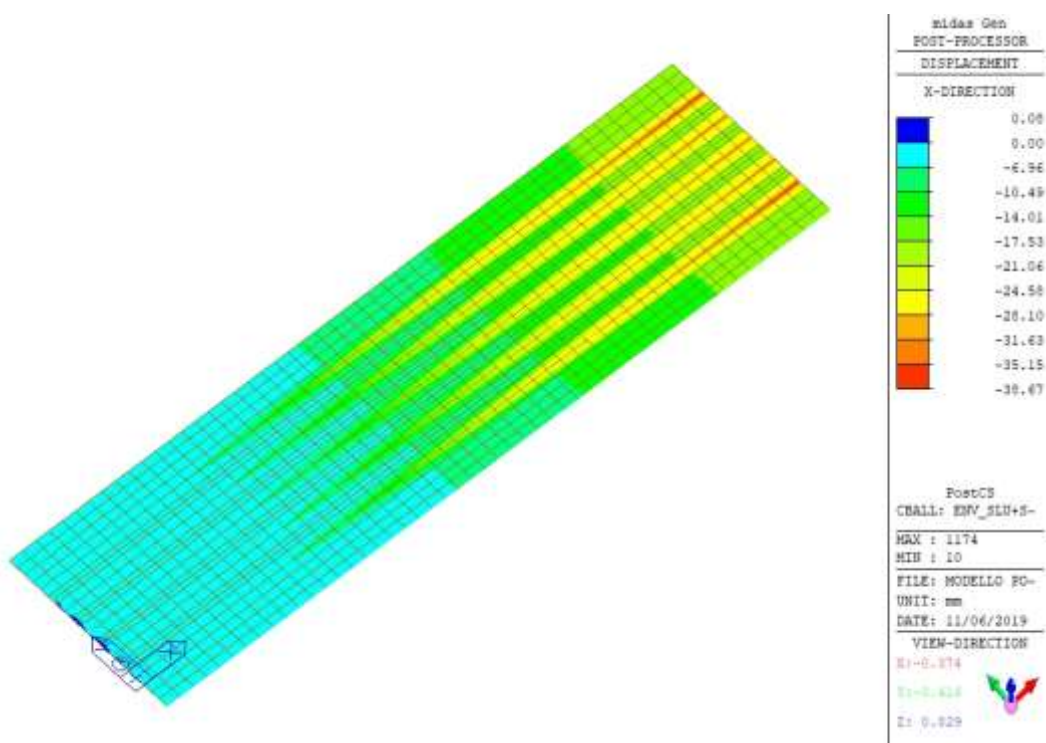
Reazioni vincolari verticali SLU/SLV di involucro



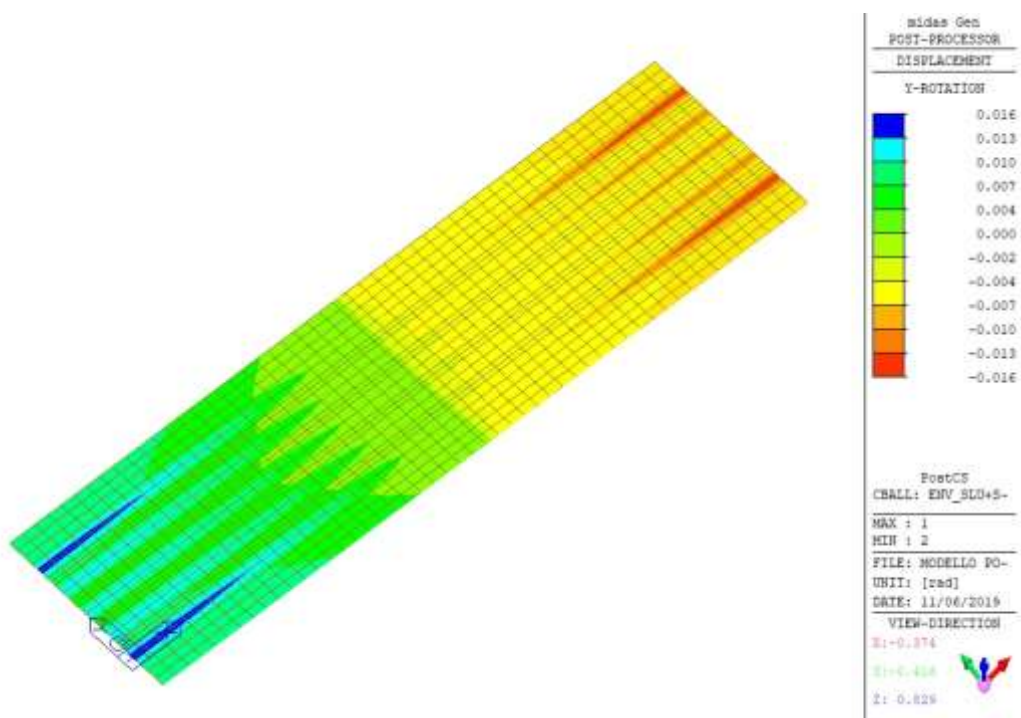
Reazioni vincolari orizzontali longitudinali SLU/SLV di involucro



Reazioni vincolari orizzontali trasversali SLU/SLV di involucro



Spostamenti orizzontali in direzione longitudinale (involuppo SLU/SLV)



Rotazioni massime totali (involuppo SLU/SLV)

Si riportano di seguito le prestazioni richieste ai dispositivi di appoggio.

APPOGGI MULTIDIREZIONALI		
Combinazione di carico SLE		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	1100
Forza orizzontale concomitante con N_{zd}	V_d coex [kN]	—
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	—
Forza verticale permanente	N_{Gd} [kN]	420
Forza verticale minima (segno "–" se trazione)	N_{min} [kN]	140
Rotazione massima da azioni permanenti	α_1 [± rad]	0,0015
Rotazione massima da azioni variabili	α_2 [± rad]	0,0095
Combinazione di carico SLU		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	1500
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	—
Forza verticale concomitante con V_d	N_{zd} coex [kN]	—
Forza verticale minima (segno – se trazione)	N_{min} [kN]	105
Rotazione massima da azioni permanenti	α_1 [± rad]	0,01
Rotazione massima da azioni variabili	α_2 [± rad]	0,0057
Combinazione di carico Verticale+Sisma		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	540
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	—
Forza verticale concomitante con V_d	N_{zd} coex [kN]	—
Forza verticale minima (segno – se trazione)	N_{min} [kN]	110

APPOGGI UNIDIREZIONALI TRASVERSALI		
Combinazione di carico SLE		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	1100
Forza orizzontale concomitante con N_{zd}	V_d coex [kN]	950
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	950
Forza verticale permanente	N_{Gd} [kN]	420
Forza verticale minima (segno "–" se trazione)	N_{min} [kN]	140
Rotazione massima da azioni permanenti	α_1 [± rad]	0,001
Rotazione massima da azioni variabili	α_2 [± rad]	0,0095
Combinazione di carico SLU		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	1500
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	850
Forza verticale concomitante con V_d	N_{zd} coex [kN]	1500
Forza verticale minima (segno – se trazione)	N_{min} [kN]	110
Rotazione massima da azioni permanenti	α_1 [± rad]	0,01
Rotazione massima da azioni variabili	α_2 [± rad]	0,0057
Combinazione di carico Verticale+Sisma		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	530
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	1000
Forza verticale concomitante con V_d	N_{zd} coex [kN]	530
Forza verticale minima (segno – se trazione)	N_{min} [kN]	90

APPOGGI UNIDIREZIONALI LONGITUDINALI

Combinazione di carico SLE		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	700
Forza orizzontale concomitante con N_{zd}	V_d coex [kN]	240
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	240
Forza verticale permanente	N_{gd} [kN]	230
Forza verticale minima (segno "-" se trazione)	N_{min} [kN]	205
Rotazione massima da azioni permanenti	α_1 [° rad]	0,0015
Rotazione massima da azioni variabili	α_2 [° rad]	0,0075
Combinazione di carico SLU		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	950
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	340
Forza verticale concomitante con V_d	N_{zd} coex [kN]	950
Forza verticale minima (segno - se trazione)	N_{min} [kN]	150
Rotazione massima da azioni permanenti	α_1 [° rad]	0,008
Rotazione massima da azioni variabili	α_2 [° rad]	0,0047
Combinazione di carico Verticale+Sisma		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	310
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	715
Forza verticale concomitante con V_d	N_{zd} coex [kN]	310
Forza verticale minima (segno - se trazione)	N_{min} [kN]	160

APPOGGIO FISSO

Combinazione di carico SLE		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	700
Forza orizzontale concomitante con N_{zd}	V_d coex [kN]	250
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	250
Forza verticale permanente	N_{gd} [kN]	230
Forza verticale minima (segno "-" se trazione)	N_{min} [kN]	205
Rotazione massima da azioni permanenti	α_1 [° rad]	0,001
Rotazione massima da azioni variabili	α_2 [° rad]	0,007
Combinazione di carico SLU		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	950
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	370
Forza verticale concomitante con V_d	N_{zd} coex [kN]	950
Forza verticale minima (segno - se trazione)	N_{min} [kN]	150
Rotazione massima da azioni permanenti	α_1 [° rad]	0,008
Rotazione massima da azioni variabili	α_2 [° rad]	0,0047
Combinazione di carico Verticale+Sisma		
Forza verticale massima	N_{zd} [kN]	310
Forza orizzontale massima	V_d [kN]	1030
Forza verticale concomitante con V_d	N_{zd} coex [kN]	310
Forza verticale minima (segno - se trazione)	N_{min} [kN]	160

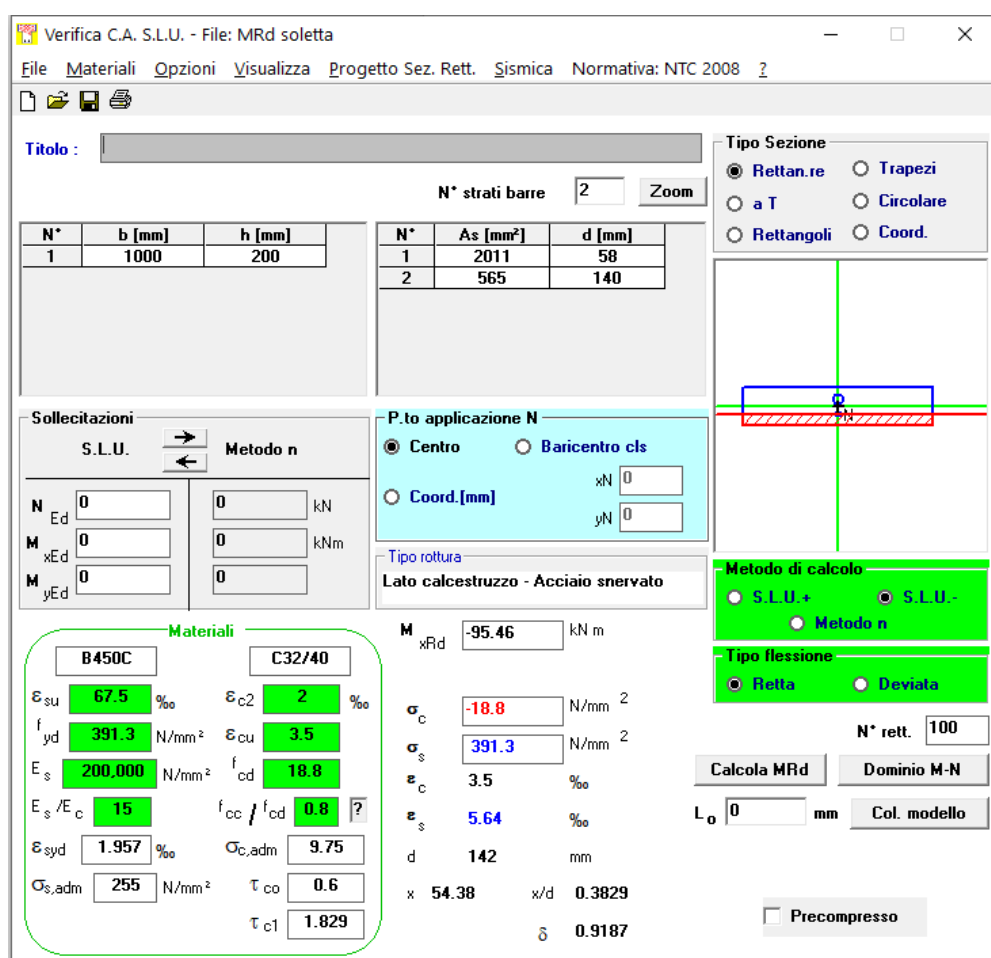
6.10 VERIFICA SOLETTA

Si riporta di seguito la verifica della soletta collaborante di spessore 20 cm gettata su lastre predalles dotate di tasche per alloggiamento delle staffe emergenti della trave prefabbricata.

Le verifiche sono state condotte utilizzando le azioni massime derivanti dagli schemi 1 e 2 previsti al paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC08.

La soletta risulta essere armata con $\Phi 16/10$ superiori in direzione trasversale alle travi in c.a.p., $\Phi 16/20$ superiori in direzione longitudinale e $\Phi 12/20$ inferiori in entrambe le direzioni.

Si riporta di seguito il calcolo del momento resistente allo SLU in direzione trasversale.



Verifica C.A. S.L.U. - File: MRd soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	200

N°	As [mm²]	d [mm]
1	2011	58
2	565	140

Solecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{Ed} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.8

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{cl} 1.829

M

M_{xRd} -95.46 kN m

σ_c -18.8 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 5.64 ‰

d 142 mm

x 54.38 x/d 0.3829

δ 0.9187

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

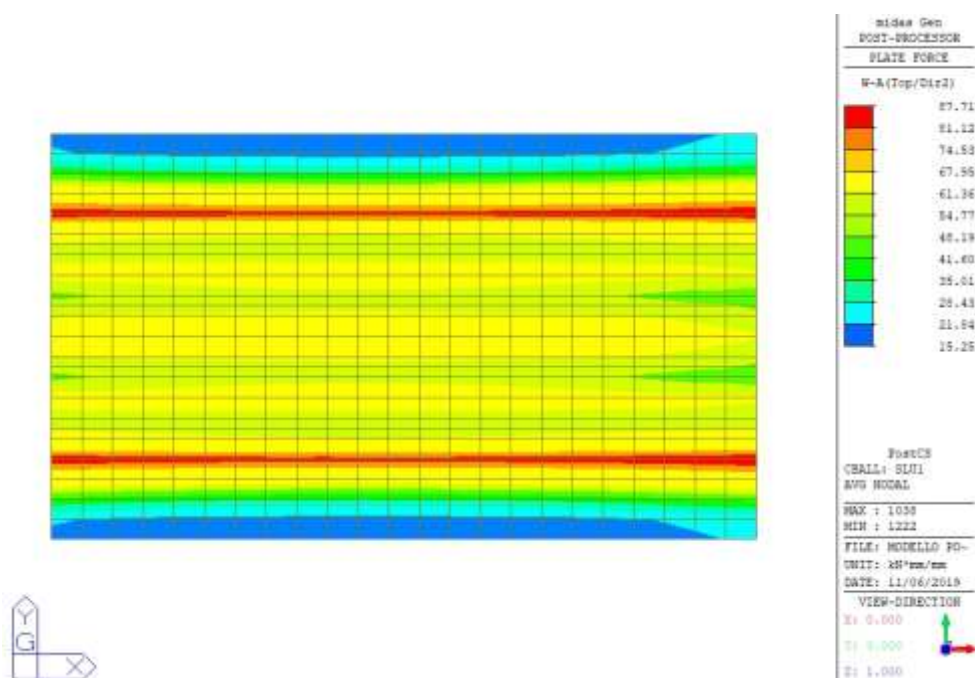
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

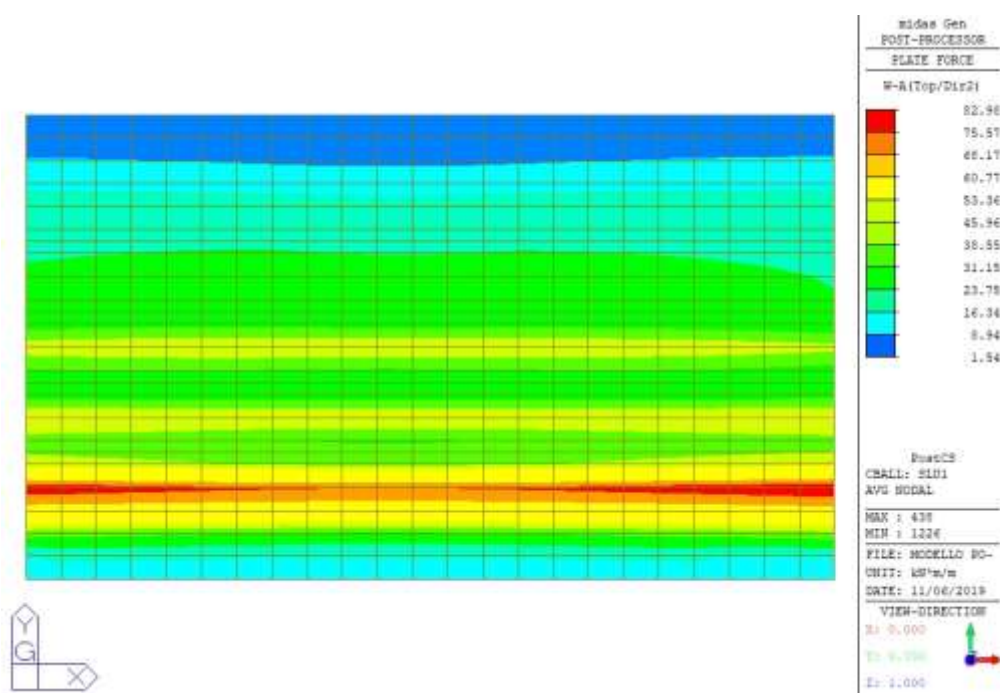
L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Si riporta di seguito la mappa di sollecitazione flettente nella soletta filtrata con il valore sopra calcolato sia per lo schema di carico da traffico 1 che 2.



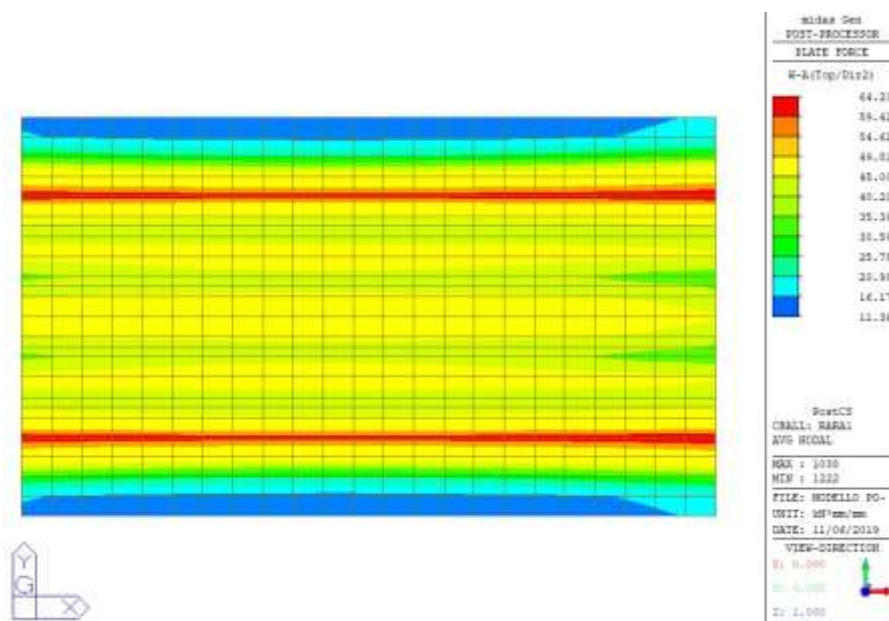
Momento flettente di Wood-Armer SLU superiore in direzione Y (schema di carico 1).



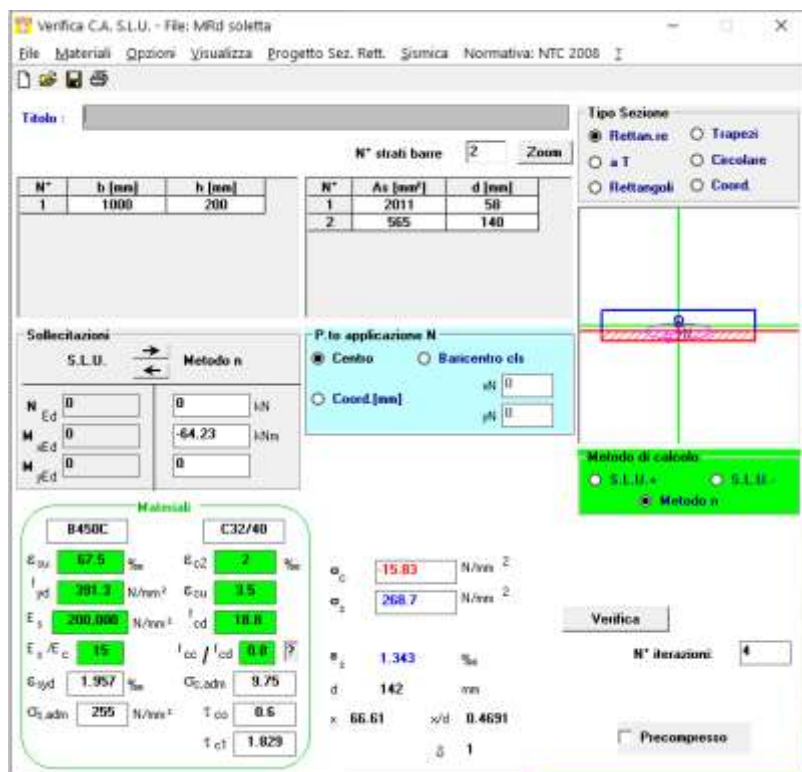
Momento flettente di Wood-Armer SLU superiore in direzione Y (schema di carico 2).

Essendo in entrambi i casi $M_{Ed} < M_{Rd}$, la verifica a flessione allo SLU risulta essere soddisfatta.

Si mostrano di seguito il momento flettente agente al lembo superiore in combinazione rara ed il calcolo delle tensioni agenti nella soletta.



Momento flettente di Wood-Armer rara superiore in direzione Y (schema di carico 1).



Verifica CA, S.L.U. - File: MRid soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titol: []

N° strati bone: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	200	1	2011	50
2			2	565	140

Selezione: S.L.U. Metodo n

N Ed: 0 kN
M Ed: 0 kNm
M yEd: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Bascentro c/s
Coord [mm]: xN 0 yN 0

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n

Materiali: B450C C32/40

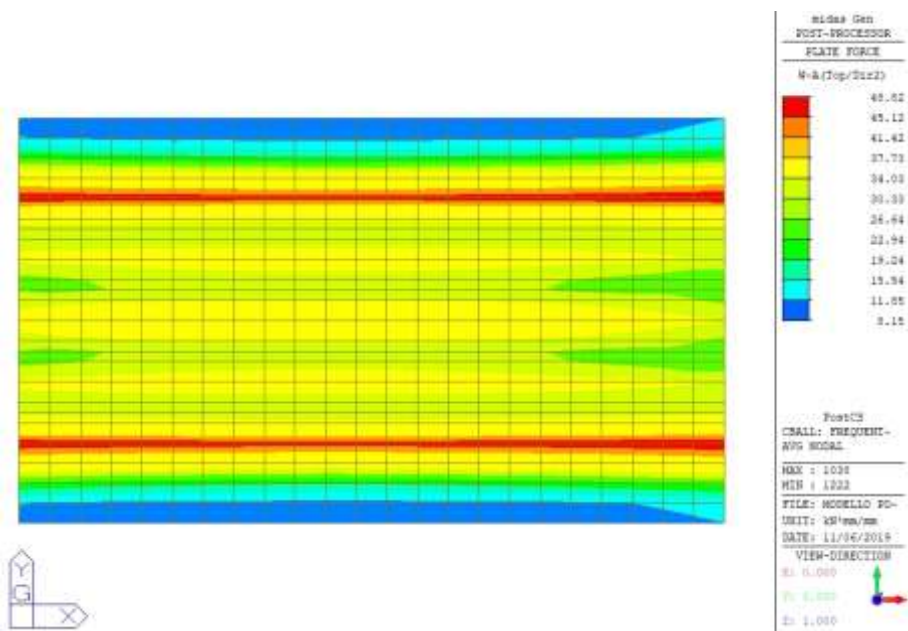
Proprietà	B450C	C32/40
σ_{yk}	67.5	2
σ_{yk}	391.3	3.5
E_s	200.000	10.0
E_s / E_c	15	0.8
G_{yk}	1.957	9.75
G_{yk}	255	0.5
τ_{ct}		1.829

σ_c : 15.83 N/mm²
 σ_s : 268.7 N/mm²
 σ_s : 1.343 %
d: 142 mm
x: 66.61 x/d: 0.4691
N° iterazioni: 4
Precompresso

Essendo $\sigma_c = 15.83 \text{ MPa} < 0.6 f_{ck} = 19.9 \text{ MPa}$ e $\sigma_s = 268.7 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$, la verifica tensionale risulta essere soddisfatta.

Con riferimento alla verifica a fessurazione, trattandosi di ambiente molto aggressivo (XF4), e armatura poco sensibile, è richiesto che per la combinazione frequente delle azioni sia $w_k < w_1 = 0.2 \text{ mm}$.

Si mostrano di seguito il momento flettente agente al lembo superiore in combinazione frequente ed il calcolo delle tensioni agenti nella soletta.



Momento flettente di Wood-Armer rara superiore in direzione Y (schema di carico 1).

Si riporta di seguito il calcolo dell'ampiezza delle fessure.

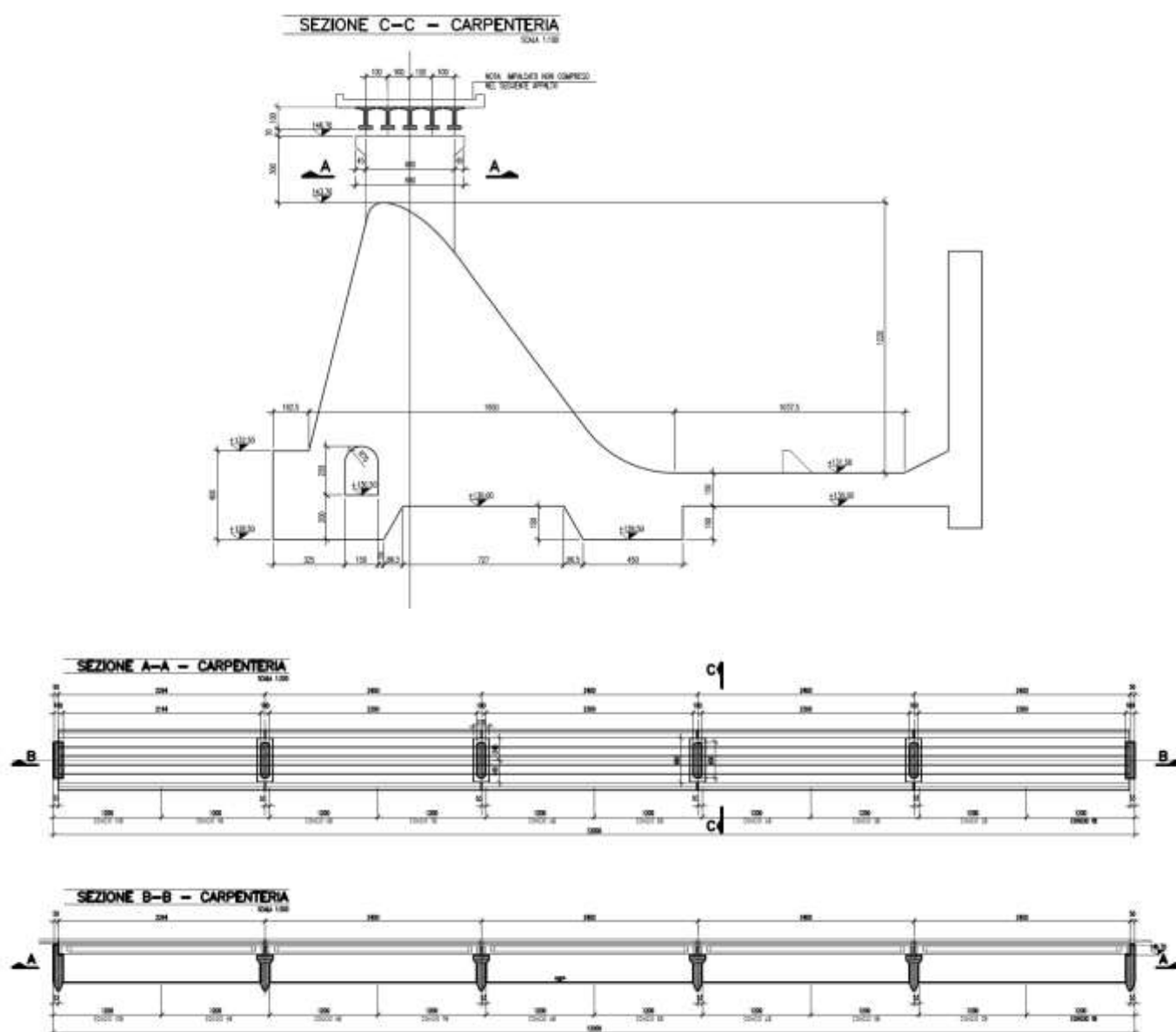
Dati geometrici sezione	Azioni di calcolo	Dati materiali	Tensioni ammesse C.L.S.	Risultati ultimi calcoli
B = 100 cm H = 30 cm h _{ef} = 0 cm T = 0 cm	M = 4.882 kgm N = 0 kg T = 0 kg	f _{td} = 400 kg/cm ² f _{td} = 3.000 kg/cm ² f _{td} = 2.100.000 kg/cm ² f _{td} = 336.423 kg/cm ² n = 15	f _{td} = 198.20 kg/cm ² f _{td} = 188.13 kg/cm ² f _{td} = 14.46 kg/cm ² f _{td} = 30.33 kg/cm ²	s = 6.50 cm f _{td} = 116.8 kg/cm ² f _{td} = 2.450 kg/cm ² f _{td} = 521 kg/cm ²
Valori principali parametri di calcolo				
At. Area Solo C.L.S.	interamente reagente	Sec. Fess. Flax semp	Sec. Fess. TOP Flax	interamente Area
A _{cl} = 2.000	2.386	1.041	-	25.78 cm ²
J _{cl} = 98.987	74.186	27.340	-	400.0 cm ⁴
f _{td} = 10.0	10.3	8.5	-	12.1 cm
f _{td} = 10.0	8.7	13.5	-	7.9 cm
M _{sup} = 6.887	7.773	-	-	cm ²
M _{inf} = 6.887	7.679	-	-	cm ²
M _{sup} = 3.33	3.32	-	-	2.00 cm
M _{inf} = 3.33	3.01	-	-	1.31 cm
M = -	-	6.5	-	cm
M _{sup} = 5000	5831	2308	-	cm ²
M _{inf} = -	-	2308	-	cm ²
Calcolo della distanza media delle fessure				
A _{sup} = 230.7 mm	M _{sup} = 15.03 kNm			
s = diametro della terna	Numero equivalente			
s = raggio medio netto dell'armatura	f _{td} = 68.8 kg/cm ²			
s = coeff. adesione barre (0.5 - 1.0)	f _{td} = 63.8 kg/cm ²			
s ₁ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₂ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₃ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₄ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₅ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₆ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₇ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₈ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₉ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₁₀ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₁₁ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₁₂ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₁₃ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₁₄ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₁₅ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₁₆ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₁₇ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₁₈ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₁₉ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₂₀ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₂₁ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₂₂ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₂₃ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₂₄ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₂₅ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₂₆ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₂₇ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₂₈ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₂₉ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₃₀ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₃₁ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₃₂ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₃₃ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₃₄ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₃₅ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₃₆ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₃₇ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₃₈ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₃₉ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₄₀ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₄₁ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₄₂ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₄₃ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₄₄ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₄₅ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₄₆ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₄₇ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₄₈ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₄₉ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₅₀ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₅₁ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₅₂ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₅₃ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₅₄ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₅₅ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₅₆ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₅₇ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₅₈ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₅₉ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₆₀ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₆₁ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₆₂ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₆₃ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₆₄ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₆₅ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₆₆ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₆₇ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₆₈ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₆₉ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₇₀ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₇₁ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₇₂ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₇₃ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₇₄ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₇₅ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₇₆ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₇₇ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₇₈ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₇₉ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₈₀ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₈₁ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₈₂ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₈₃ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₈₄ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₈₅ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₈₆ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₈₇ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₈₈ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₈₉ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₉₀ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₉₁ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₉₂ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₉₃ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₉₄ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₉₅ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			
s ₉₆ = 0.3	Calcolo deformazione unitaria a N costante			
s ₉₇ = 0.3	f _{td} = 0.000077			
s ₉₈ = 0.3	f _{td} = 0.24			
s ₉₉ = 0.3	f _{td} = 0.4			
s ₁₀₀ = 0.3	f _{td} = 2.000 kg/cm ²			

Risulta $w_k = 0.186 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$ e pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

6.11 VERIFICA PILE

Con riferimento alle pile dell'impalcato da ponte posto in corrispondenza dei conci sfioranti del manufatto B, si riportano di seguito le calcolazioni sviluppate considerando un impalcato avente la stessa carpenteria di quello del manufatto A, sebbene lo stesso impalcato non sia oggetto del presente appalto.

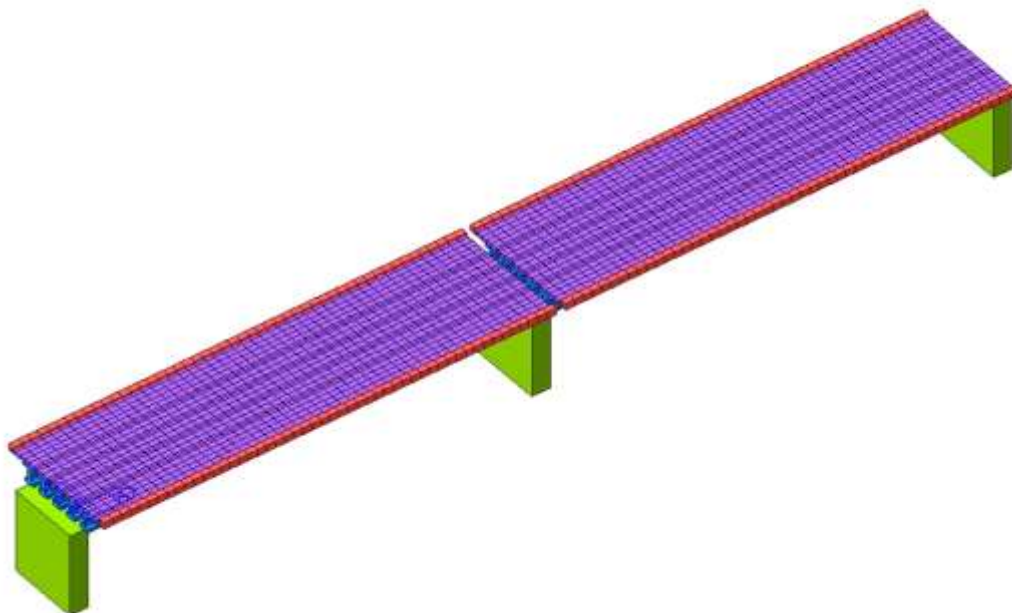
Si mostra di seguito la carpenteria.



Carpenteria ponte manufatto B.

Si mostra di seguito la vista del modello FEM utilizzato ai fini delle verifiche.

Si è fatto riferimento a due campate tipologiche data la modularità del ponte.

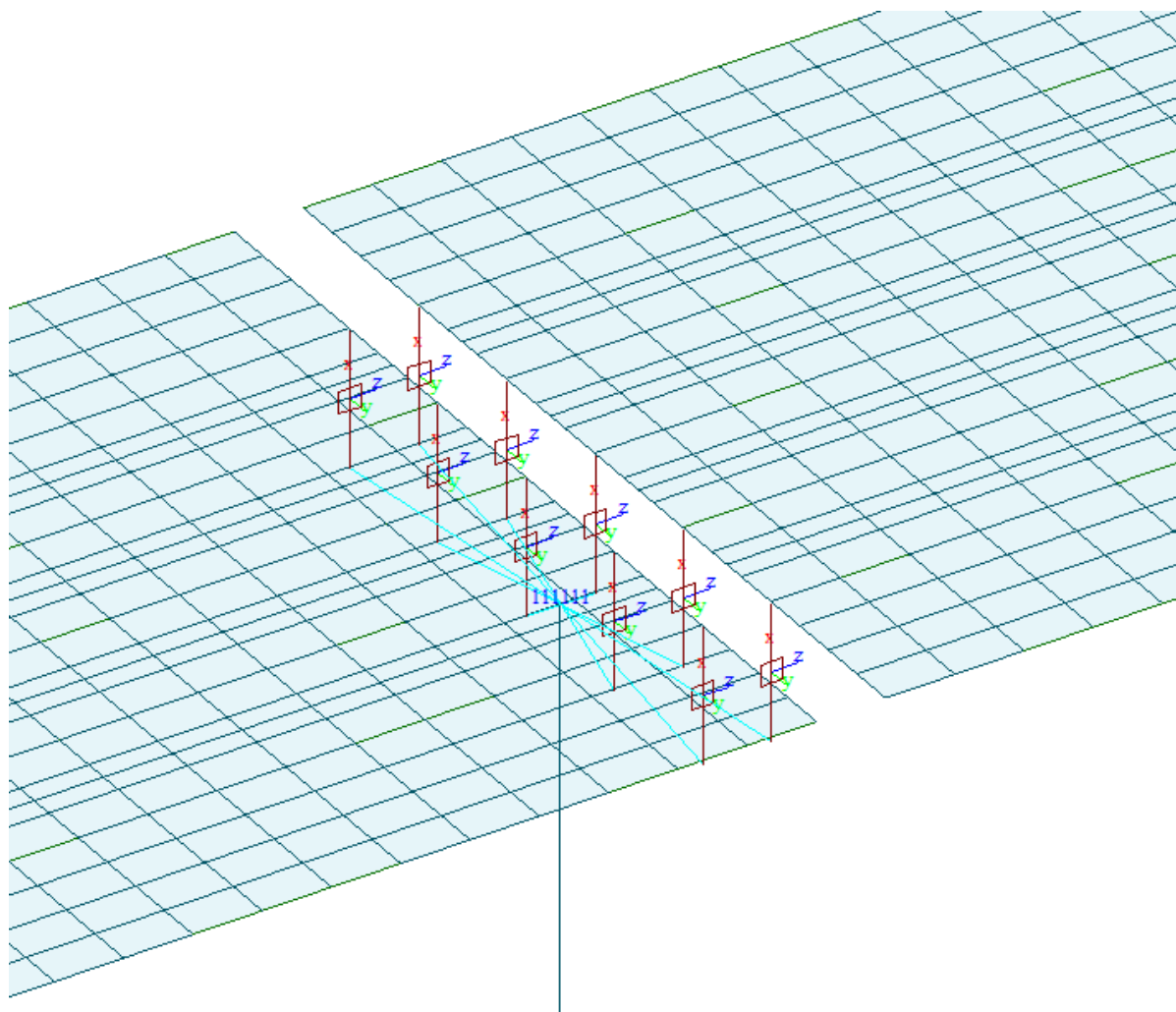


Modello tridimensionale del ponte

Le ipotesi di modellazione dell'impalcato sono descritte ai paragrafi precedenti.

Le pile sono state modellate come elementi beam a mensola, incastrate ai conci diga.

Nella modellazione si è tenuto conto delle reali eccentricità delle travi (sia nel piano verticale che orizzontale) rispetto all'asse della pila. In particolare, sono stati impiegati elastic link verticali che collegano ogni singola trave alla testa del pulvino e quindi un link rigido orizzontale che connette i nodi di base degli elastic link alla testa della pila. I link elastici simulano i dispositivi di vincolo degli impalcati secondo lo schema di progetto.



Modellazione travi-pulvino-pila

Ai fini dell'analisi sismica, si è tenuto conto dell'eccentricità accidentale pari a 0.03 volte la dimensione dell'impalcato misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica.

Inoltre con riferimento all'analisi sismica, in accordo al paragrafo 7.9.3 delle NTC08, si assume la rigidezza integra per l'impalcato e rigidezza fessurata (50% della rigidezza della sezione integra) per le pile. A tal riguardo, va notato che, in accordo alla relazione 7.9.3 delle NTC08, si ha:

- Asse forte della sezione della pila

$I_{int} = 4.6 \text{ m}^4$ (rigidezza della sezione integra);

$\Phi_y = 0.000773 \text{ rad/m}$ (curvatura a snervamento);

$M_{Rd} = 37992 \text{ kNm}$ (momento resistente);

$E_c = 33345 \text{ MPa}$ (modulo elastico del calcestruzzo);

$E_c \times I_{eff} = 1.2 \times M_{Rd} / \Phi_y \rightarrow I_{eff} = 1.76 \text{ m}^4$ (inerzia della sezione fessurata);

fattore di riduzione $I_{eff} / I_{int} = 0.38 \rightarrow 0.5$ (50%).

- Asse debole della sezione della pila

$I_{int} = 0.31 \text{ m}^4$ (rigidezza della sezione integra);

$\Phi_y = 0.00353 \text{ rad/m}$ (curvatura a snervamento);

$M_{Rd} = 11783 \text{ kNm}$ (momento resistente);

$E_c = 33345 \text{ MPa}$ (modulo elastico del calcestruzzo);

$E_c \times I_{eff} = 1.2 \times M_{Rd} / \Phi_y \rightarrow I_{eff} = 0.12 \text{ m}^4$ (inerzia della sezione fessurata);

fattore di riduzione $I_{eff} / I_{int} = 0.39 \rightarrow 0.5$ (50%).

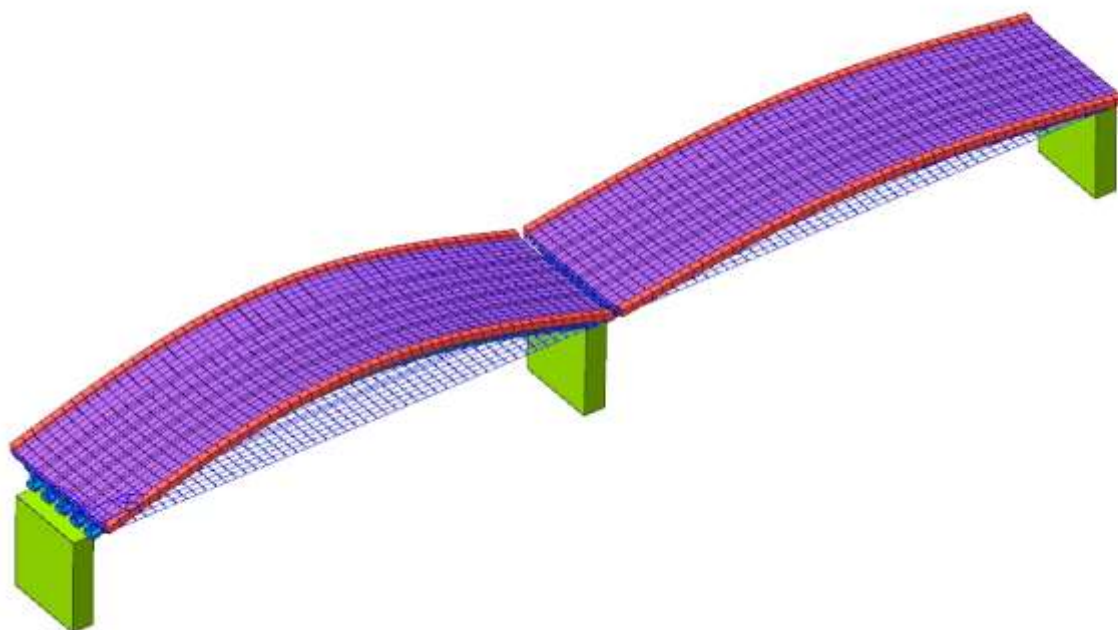
In accordo al paragrafo 7.2.6 delle NTC08, si è limitato il fattore di riduzione a 0.5. Quindi, ai fini dell'analisi sismica, si è assunta una rigidezza fessurata delle pile pari al 50% della rigidezza integra.

6.11.1 Risultati analisi modale

Si riportano di seguito i risultati principali dell'analisi modale in termini di periodi di vibrare e masse partecipanti.

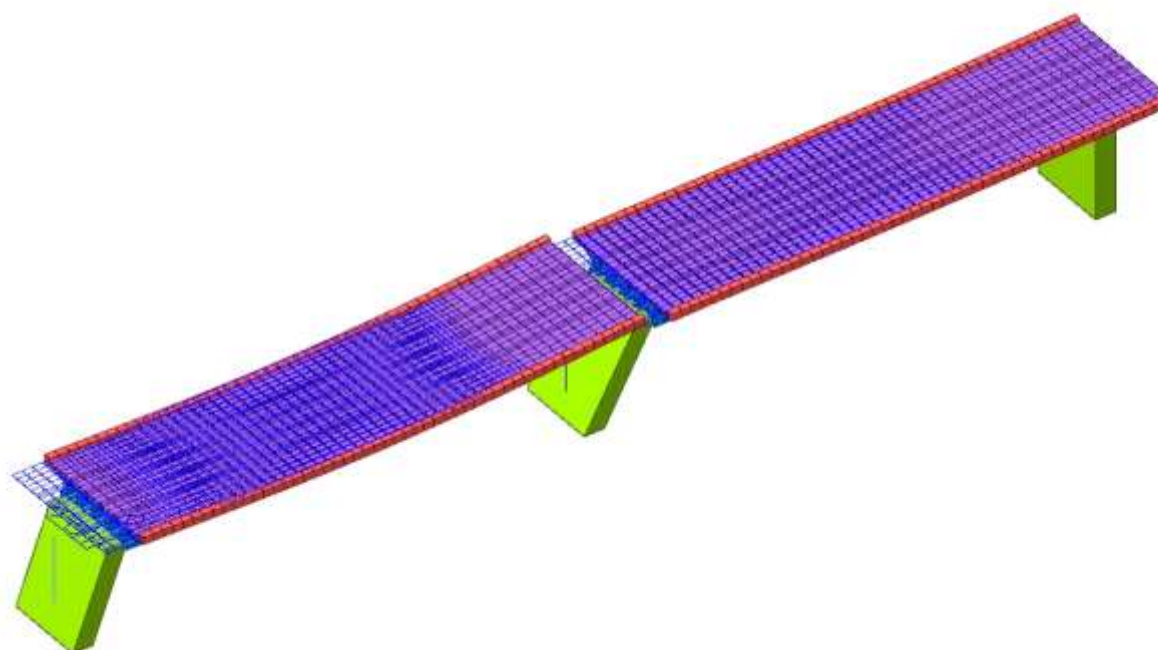
Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	19.3380	3.0777	0.3249		0.0000e+000							
	2	19.3606	3.0813	0.3245		0.0000e+000							
	3	22.6577	3.6061	0.2773		0.0000e+000							
	4	23.7799	3.7847	0.2642		0.0000e+000							
	5	23.8266	3.7921	0.2637		0.0000e+000							
	6	40.5997	6.4616	0.1548		0.0000e+000							
	7	53.9451	8.5856	0.1165		0.0000e+000							
	8	67.5456	10.7502	0.0930		0.0000e+000							
	9	68.6728	10.9296	0.0915		0.0000e+000							
	10	78.9295	12.5620	0.0796		0.0000e+000							
	11	87.6798	13.9547	0.0717		0.0000e+000							
	12	120.1550	19.1233	0.0523		0.0000e+000							
	13	177.5414	28.2566	0.0354		0.0000e+000							
	14	184.4912	29.3627	0.0341		0.0000e+000							
	15	251.1476	39.9714	0.0250		0.0000e+000							
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.8790	0.8790	0.0000	0.0000	63.5035	63.5035	0.0000	0.0000	5.5167	5.5167	0.0000	0.0000
	2	0.0000	0.8791	0.0000	0.0000	8.1481	71.6516	0.0000	0.0000	43.7001	49.2168	0.0000	0.0000
	3	0.0000	0.8791	2.4341	2.4341	0.0000	71.6516	76.0672	76.0672	0.0000	49.2168	0.0001	0.0001
	4	3.6690	4.5481	0.0000	2.4341	0.0086	71.6602	0.0000	76.0672	0.0586	49.2754	0.0000	0.0001
	5	91.7418	96.2899	0.0000	2.4341	0.6680	72.3282	0.0000	76.0672	0.0707	49.3462	0.0000	0.0001
	6	0.0000	96.2899	0.0002	2.4342	0.0000	72.3282	0.0770	76.1442	0.0000	49.3462	1.2091	1.2092
	7	0.0000	96.2899	84.4470	86.8813	0.0000	72.3282	5.1195	81.2638	0.0000	49.3462	0.0005	1.2096
	8	0.0010	96.2909	0.0000	86.8813	0.0306	72.3588	0.0000	81.2638	0.1015	49.4477	0.0000	1.2096
	9	0.0529	96.3438	0.0000	86.8813	0.0001	72.3590	0.0000	81.2638	0.5402	49.9879	0.0000	1.2096
	10	0.0000	96.3438	0.3809	87.2622	0.0000	72.3590	0.4404	81.7042	0.0000	49.9879	0.1166	1.3262
	11	3.5646	99.9084	0.0000	87.2622	0.0465	72.4055	0.0000	81.7042	0.0250	50.0129	0.0000	1.3262
	12	0.0047	99.9131	0.0000	87.2622	5.5428	77.9482	0.0000	81.7042	0.0022	50.0151	0.0000	1.3262
	13	0.0431	99.9562	0.0000	87.2622	0.0203	77.9686	0.0000	81.7042	7.4210	57.4361	0.0000	1.3262
	14	0.0000	99.9562	11.2578	98.5200	0.0000	77.9686	1.9080	83.6122	0.0000	57.4361	0.1114	1.4376
	15	0.0001	99.9563	0.0000	98.5200	9.1317	87.1002	0.0000	83.6122	0.0339	57.4700	0.0000	1.4376

Si riportano di seguito le deformate modali principali della struttura.



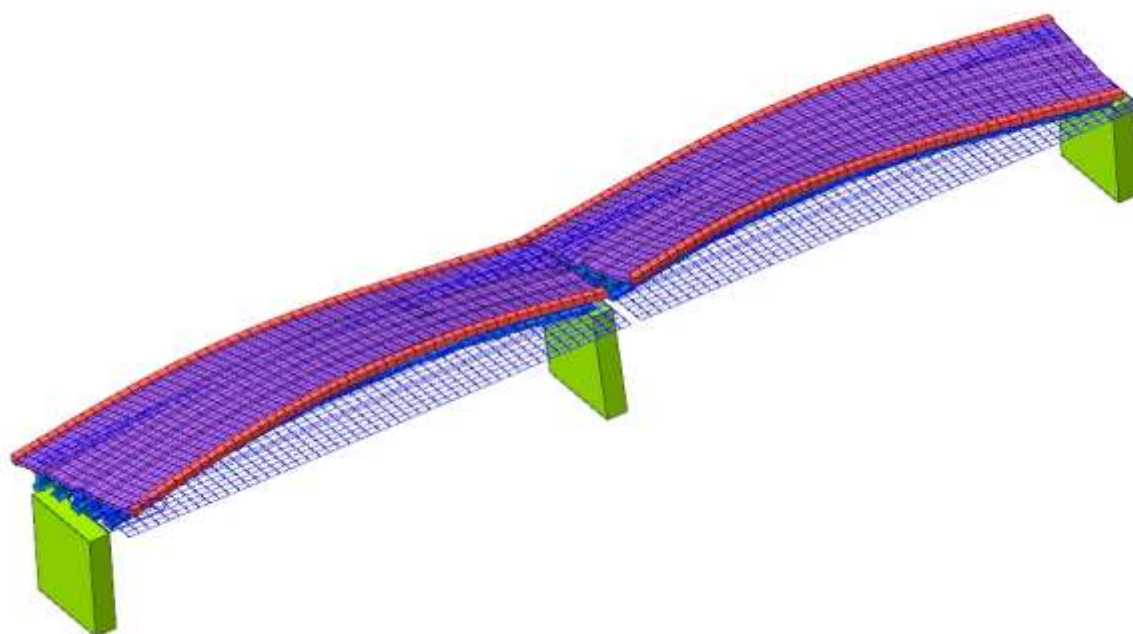
midas Gen POST-PROCESSOR VIBRATION MODE
FREQUENCY (CYCLE/SEC) 3.077739
NATURAL PERIOD (SEC) 0.324914
MPM(%)
DX= 0.879036
DY= 0.000000
DZ= 63.503505
RX= 0.000000
RY= 5.516742
RZ= 0.000000
MODE 1
MAX : 538
MIN : 2574
FILE: MODELLO PO-
UNIT: kN,m
DATE: 06/15/2020
VIEW-DIRECTION
X1: -0.467
X2: -0.467
X3: 0.595

Modo 1



midas Gen POST-PROCESSOR VIBRATION MODE
FREQUENCY (CYCLE/SEC) 3.792116
NATURAL PERIOD (SEC) 0.263705
MPM(%)
DX= 51.741835
DY= 0.000000
DZ= 0.468037
RX= 0.000000
RY= 0.070738
RZ= 0.000000
MODE 5
MAX : 2542
MIN : 2574
FILE: MODELLO PO-
UNIT: kN,m
DATE: 06/15/2020
VIEW-DIRECTION
X1: -0.467
X2: -0.467
X3: 0.595

Modo 5

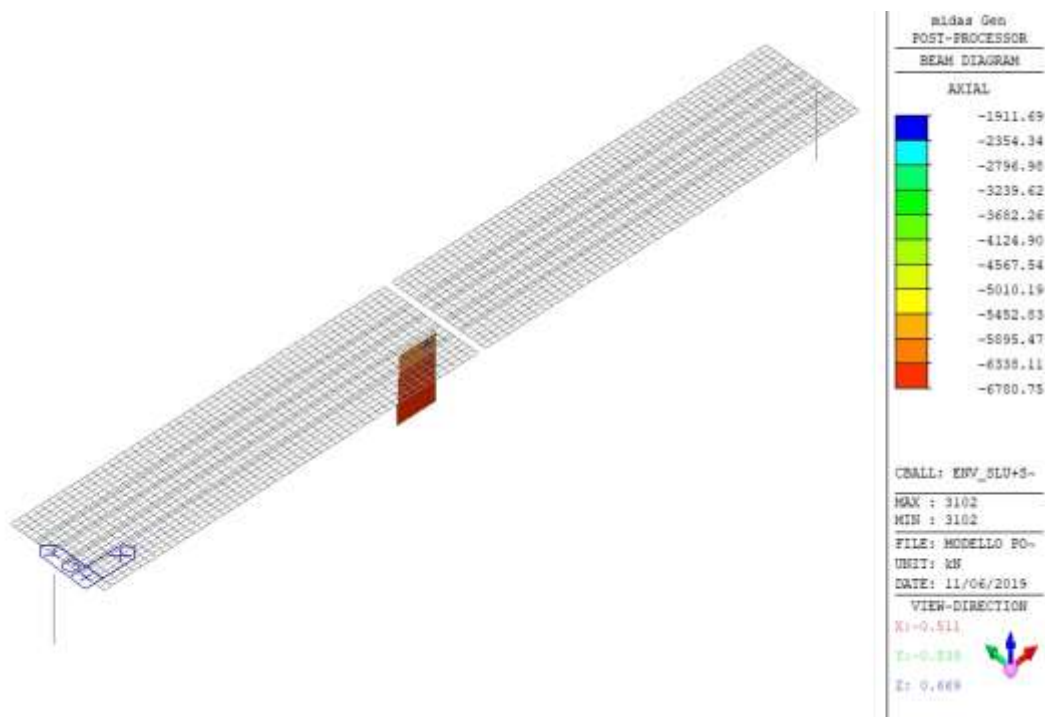


midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE
FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
8.585634
NATURAL PERIOD
(SEC)
0.116474
MPM(%)
DX= 0.000000
DY= 84.447032
DZ= 0.000000
RX= 5.119529
RY= 0.000000
RZ= 0.000466
MODE 7
MAX : 602
MIN : 2574
FILE: MODELLO PO-
UNIT: kN,m
DATE: 06/15/2020
VIEW-DIRECTION
X1: -0.467
Y1: -0.433
Z1: 0.595

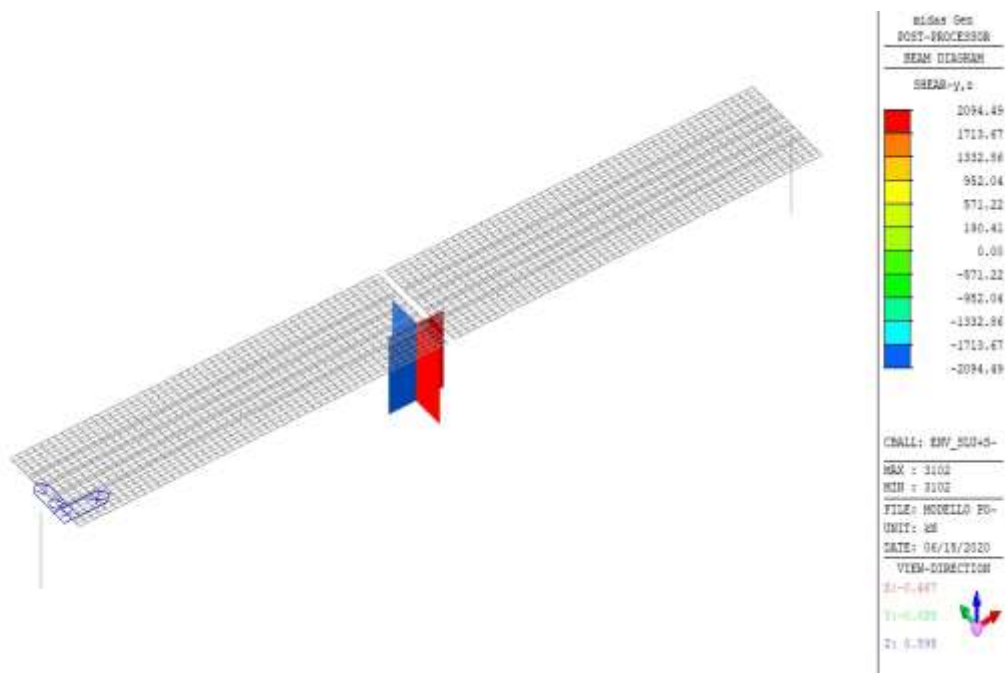
Modo 7

6.11.2 Sollecitazioni e reazioni vincolari

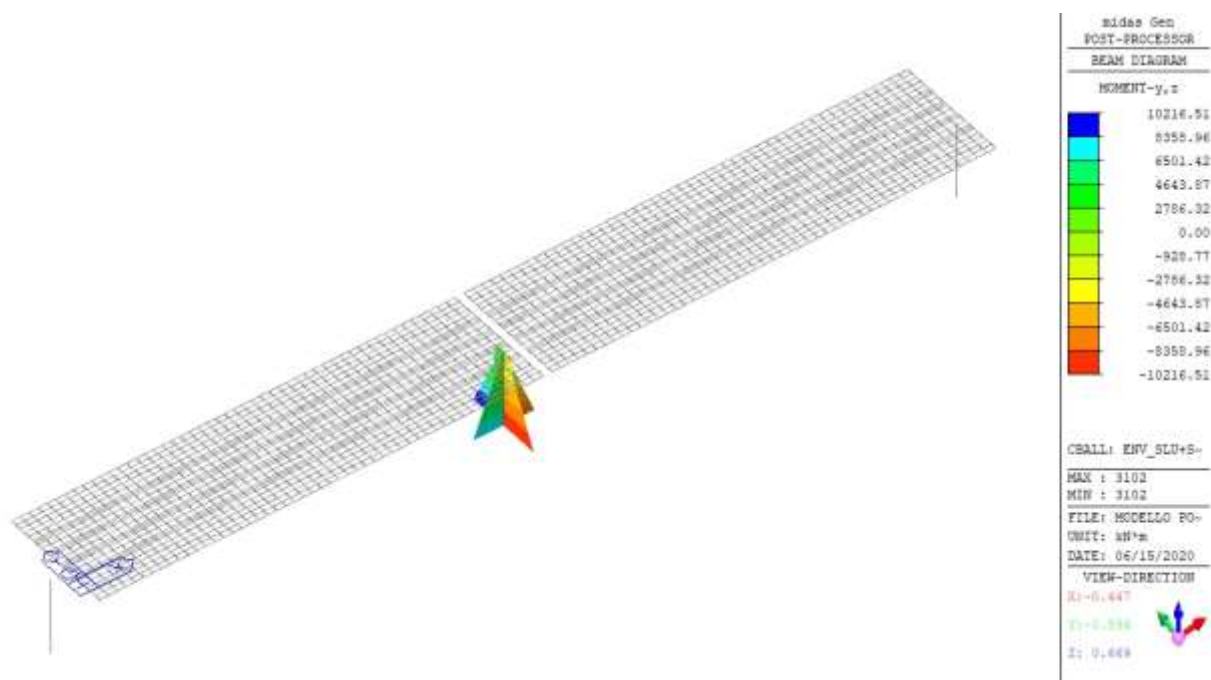
Si mostrano nelle figure che seguono l'involuppo delle sollecitazioni agenti allo SLU/SLV nella pila tipologica.



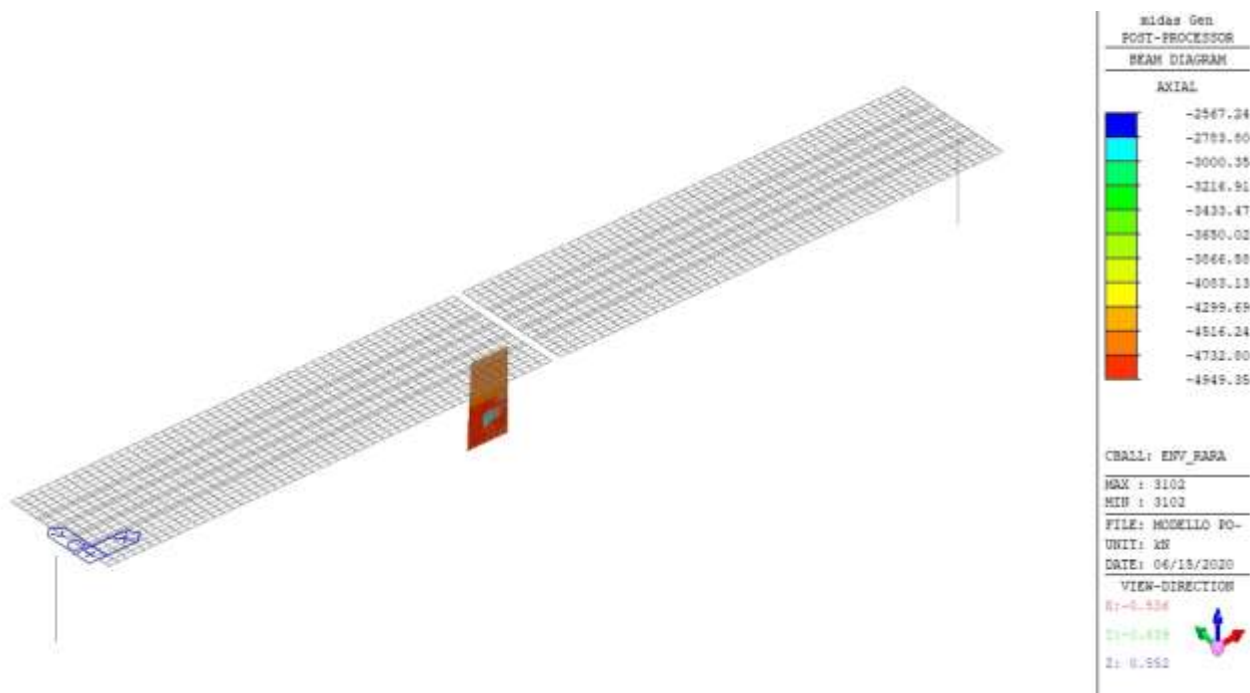
Involuppo sforzo normale SLU/SLV



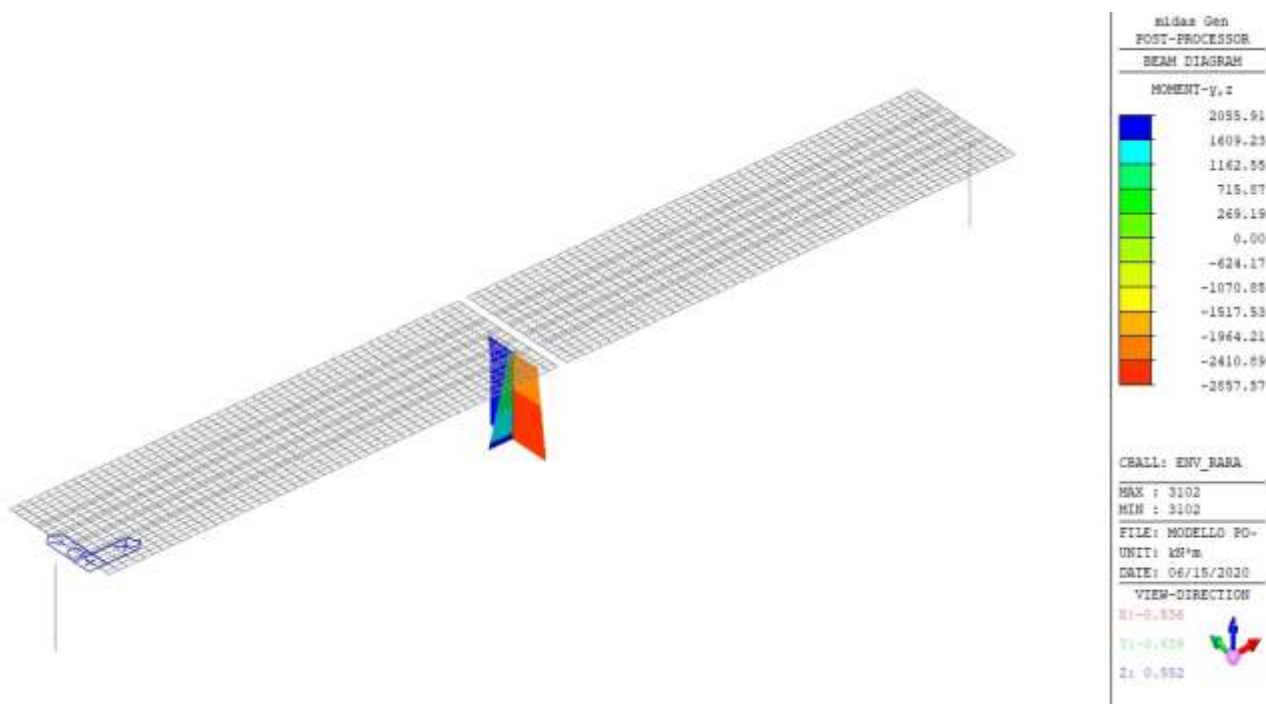
Involuppo taglio SLU/SLV



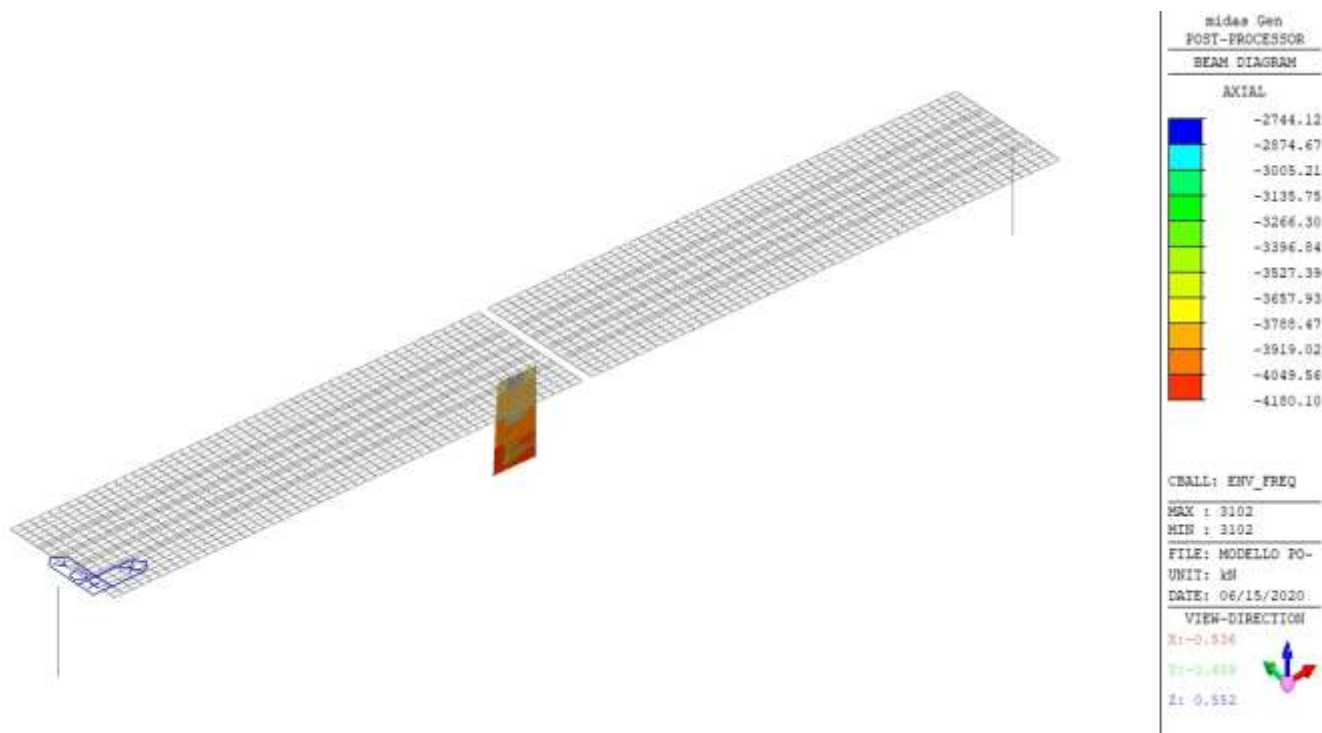
Inviluppo momento flettente SLU/SLV



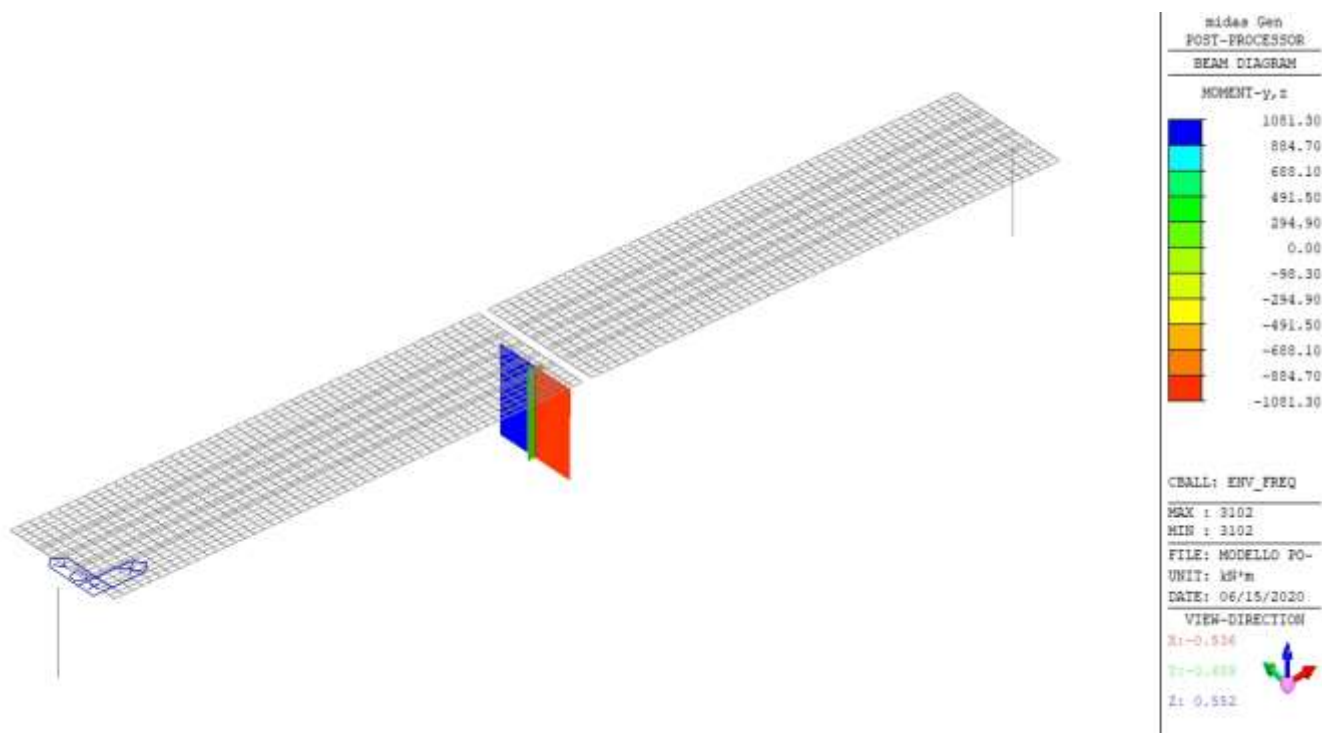
Involuppo sforzo normale RARA



Involuppo momento flettente RARA



Involuppo sforzo normale FREQUENTE



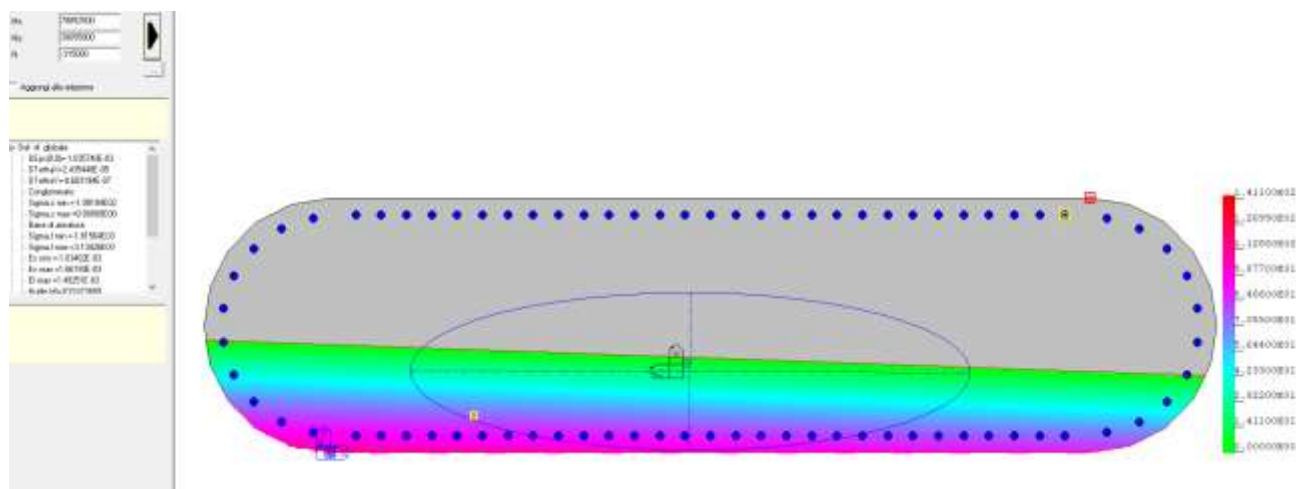
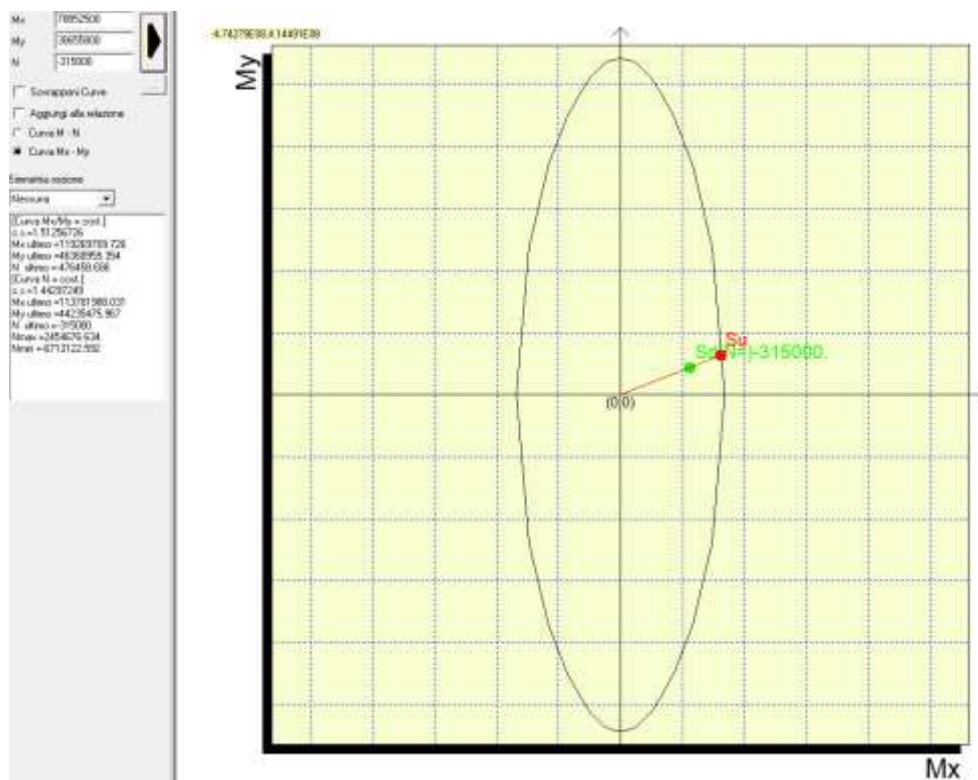
Involuppo momento flettente FREQUENTE

6.11.3 Verifiche SLU

Si riportano di seguito le verifiche allo SLU/SLV a pressoflessione eseguita mediante il software Pressfle+ della Concrete S.r.l. per la combinazione delle azioni più gravosa (E1):

$$M_{Ed,x} = 7885.3 \text{ kNm} \quad M_{Ed,y} = -3065.6 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 3150.5 \text{ kN (compressione)}$$

L'armatura longitudinale prevista è $\Phi 32/10 \text{ cm}$.



Il coefficiente di verifica è pari a $1.44 > 1$ e pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

Si riportano di seguito le schede di verifica a taglio della pila nelle due direzioni. L'armatura orizzontale prevista a progetto è 1+1Φ16/15 cm lungo l'asse forte della sezione e staffe Φ10/15 a 6 br. lungo l'asse debole.

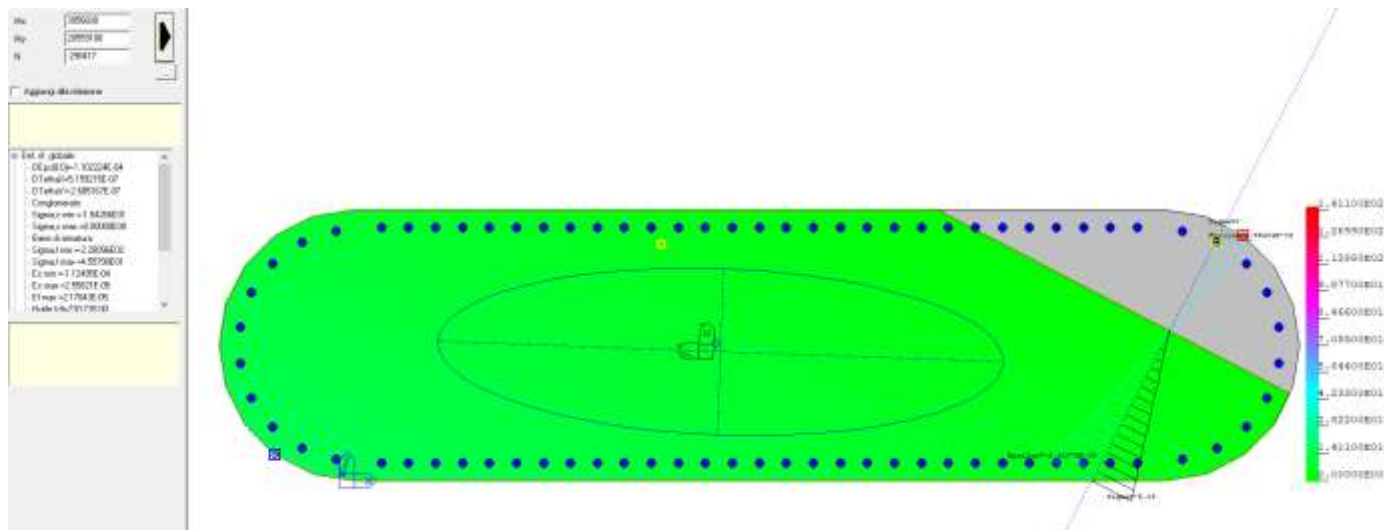
<u>Materiali</u>			
Cl:			
fck =		N/mm ²	
fcd =	18.80	N/mm ²	
γ =		kg/mc	
Acciaio:	B450C		
f _{yk} =		N/mm ²	
f _{yd} =	391.3	N/mm ²	
<u>Caratteristiche geometriche sezione</u>			
b =	1.00	m	
h =		m	
d =	3000	mm	
<u>Staffe</u>			
φ =	16	mm	
n° bracci =	2		
passo =	150	mm	
A _{sw} =	402.12	mm ²	2680.825731
<u>Azione di progetto</u>			
V _{sd} =	2094.5	kN	azione tagliante di progetto
<u>Resistenza a taglio (elementi con armature trasversali)</u>			
θ =	19.5	°	
cotθ =	2.82		
cotθ _d =	2.50		
α =	90	°	inclinazione armatura trasversale
ac =	1		
V _{Rsd} =	7081	kN	resistenza a taglio trazione
V _{Rcd} =	8752	kN	resistenza a taglio compressione
V _{rd} =	7081	kN	resistenza a taglio di calcolo
V _{ld} =	2095	kN	taglio sollecitante di progetto
V _{sd} / V _{rd} =	0.30		
La verifica risulta pertanto soddisfatta			

<u>Materiali</u>			
Cl:			
fck =		N/mm ²	
fcd =	18.80	N/mm ²	
γ =		kg/mc	
Acciaio:	B450C		
f _{yk} =		N/mm ²	
f _{yd} =	391.3	N/mm ²	
<u>Caratteristiche geometriche sezione</u>			
b =	3.00	m	
h =		m	
d =	950	mm	
<u>Staffe</u>			
φ =	10	mm	
n° bracci =	6		
passo =	150	mm	
A _{sw} =	471.24	mm ²	3141.592654
<u>Azione di progetto</u>			
V _{sd} =	2094.5	kN	azione tagliante di progetto
<u>Resistenza a taglio (elementi con armature trasversali)</u>			
θ =	12.1	°	
cotθ =	4.68		
cotθ _d =	2.50		
α =	90	°	inclinazione armatura trasversale
ac =	1		
V _{Rsd} =	2628	kN	resistenza a taglio trazione
V _{Rcd} =	8314	kN	resistenza a taglio compressione
V _{rd} =	2628	kN	resistenza a taglio di calcolo
V _{ld} =	2095	kN	taglio sollecitante di progetto
V _{sd} / V _{rd} =	0.80		
La verifica risulta pertanto soddisfatta			

6.11.4 Verifiche SLE

Si mostrano di seguito le tensioni agenti nei materiali in combinazione rara. Si considera la combinazione più gravosa.

$$M_{Ed,x} = 305.66 \text{ kNm} \quad M_{Ed,y} = 2055.91 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = -2904.17 \text{ kN (compressione)}$$



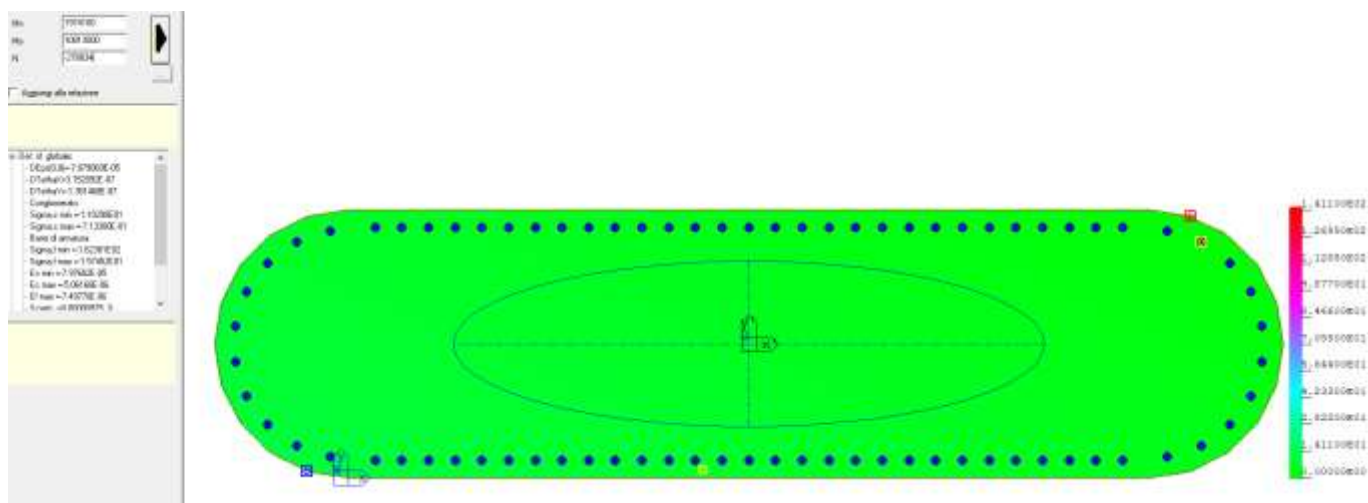
Risulta:

- $\sigma_c = 1.5 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{ck} = 19.9 \text{ MPa}$;
- $\sigma_s = 4.6 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa}$.

Le verifiche tensionali risultano essere soddisfatte.

Con riferimento alla combinazione frequente, si mostra di seguito le tensioni agenti nei materiali

$$M_{Ed,x} = 197.41 \text{ kNm} \quad M_{Ed,y} = 1081.30 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = -2788.34 \text{ kN (compressione)}$$



Si evince che la sezione risulta essere interamente compressa. Pertanto, non è necessario verificare l'ampiezza delle fessure.

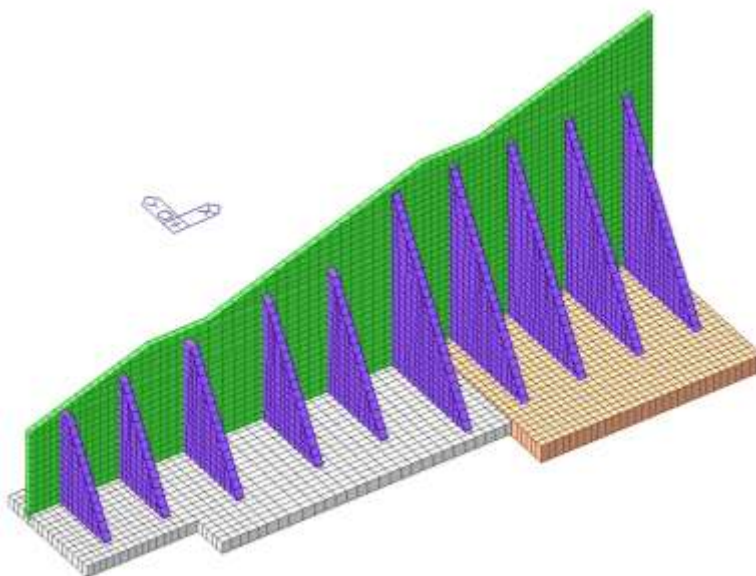
Inoltre, visti i valori di tensionali agenti in combinazione rara e frequente, le verifiche tensionali e di apertura delle fessure in combinazione quasi permanente sono implicitamente soddisfatte.

7. MURO DI SOSTEGNO A CONTRAFFORTI

Nel presente capitolo vengono analizzate le verifiche dei muri di sostegno a contrafforti di monte e valle situati in prossimità del concio 1D.

I calcoli saranno sviluppati con riferimento al muro lato monte che presente geometria e armatura analoghe a quelle del muro lato valle ma altezze maggiori e di conseguenza azioni di progetto più elevate.

Si riporta di seguito una vista del modello 3D.



Vista 3D

Il muro presenta una suola di fondazione avente spessore pari a 120 cm o 80 cm, tre tipologie di contrafforti posti ad interasse di 400-500 cm. Il paramento si presenta come una spezzata ad altezza variabile.

L'analisi è stata condotta considerando il terreno reagente solo a compressione.

Le verifiche sono state condotte utilizzando l'approccio 1 delle NTC08 che prevede due combinazioni di carico:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1);
- Combinazione 2 (A2+M2+R2).

7.1 AZIONI

Le azioni considerate nelle verifiche sono:

- Peso proprio
- Spinta statica del terreno

La spinta del terreno in condizioni statiche è stata valutata facendo riferimento alla teoria di Coulomb/Rankine, trascurando l'attrito terra-muro:

$$S = \frac{1}{2} \times \gamma \times K \times H^2$$

$$K_A = \tan^2 (45^\circ - \Phi_d/2)$$

Dove H rappresenta l'altezza del paramento, K_A è il coefficiente di spinta attiva, Φ_d è l'angolo di attrito interno del terreno (di progetto), γ è il peso specifico del terreno.

Per quanto riguarda le proprietà del terreno, si è fatto riferimento alla relazione geotecnica allegata.

Si individuano due tipologie di terreno:

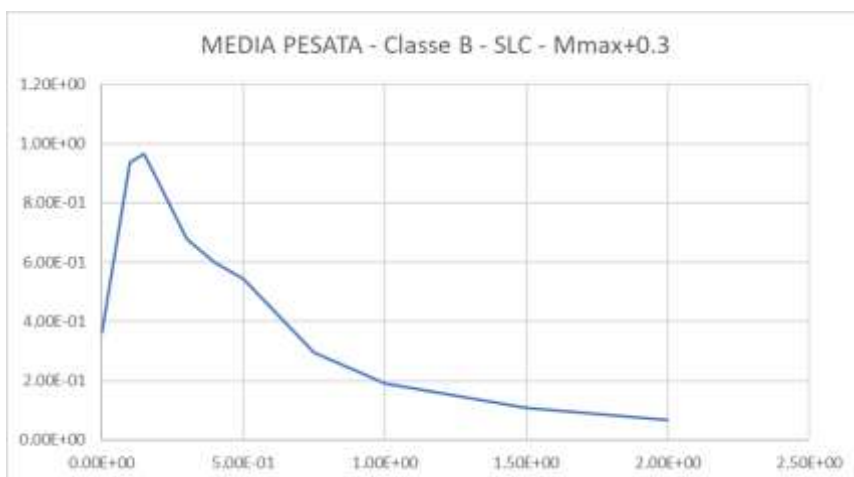
- terreno di fondazione (unità geotecnica UG2a) e fino a quota 132.5 m s.l.m.
 $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$
 $\phi_k' = 36^\circ$
coefficiente di spinta attiva: $K_A= 0.331$

- Spinta idrostatica

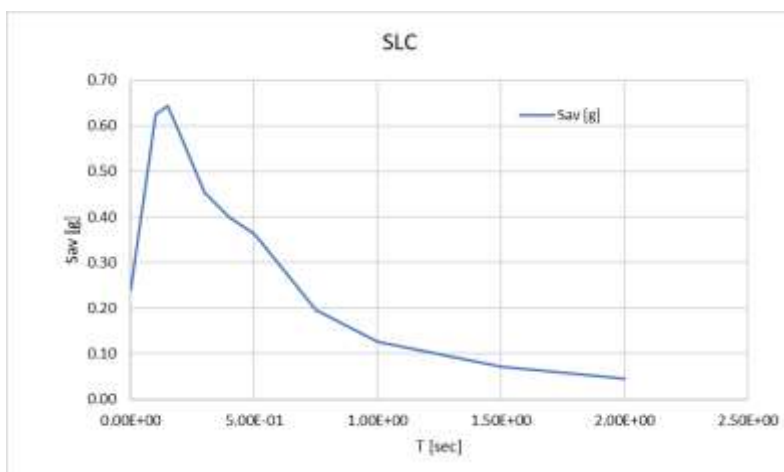
Le spinte dell'acqua sono state valutate considerando un peso specifico pari a 9.81 kN/m^3 .

- Azione sismica

In accordo ai concetti di progetto, le verifiche del muro vengono condotte con riferimento allo SLC. Si riportano di seguito gli spettri di risposta allo SLC (orizzontale e verticale), ricavati dall'analisi di risposta sismica locale.



Spettro di risposta SLC orizzontale.



Spettro di risposta SLC verticale.

Oltre all'azione inerziale dovuta al peso del muro, la spinta del terreno in condizioni sismiche è stata valutata mediante la teoria di Mononobe-Okabe:

$$S = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 - k_v) \times K_E \times H^2.$$

Le forze di inerzia, orizzontali e verticali, agenti sulla struttura sono state calcolate mediante il metodo pseudostatico moltiplicando la massa per l'accelerazione di picco al suolo (PGA) orizzontale e verticale.

Le verifiche condotte in combinazione sismica sono state svolte facendo riferimento ai criteri di verifica esposti al paragrafo 7.11.6.2 delle NTC08 per le opere di sostegno. Considerando che il muro è libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, si è assunto un coefficiente $\beta_m = 0.31$ (tabella 7.11.II NTC08). Quindi, sulla base delle considerazioni espresse, allo SLC, si ha:

- $K_h = \beta_m a_g S = 0.31 \times 0.361g = 0.112g$
- $K_v = -0.5 \times K_h = 0.056 g$.

Mediante i due coefficienti pseudostatici sopra calcolati, la spinta agente in condizione sismica è stata valutata con la teoria di Mononobe-Okabe:

- Terreno di fondazione $\arctan(\tan(36^\circ)/1.25) = 30^\circ.2$
 $K_{AE}^{(-)} = 0.407$;
 $K_{PE}^{(-)} = 2.810$.

7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

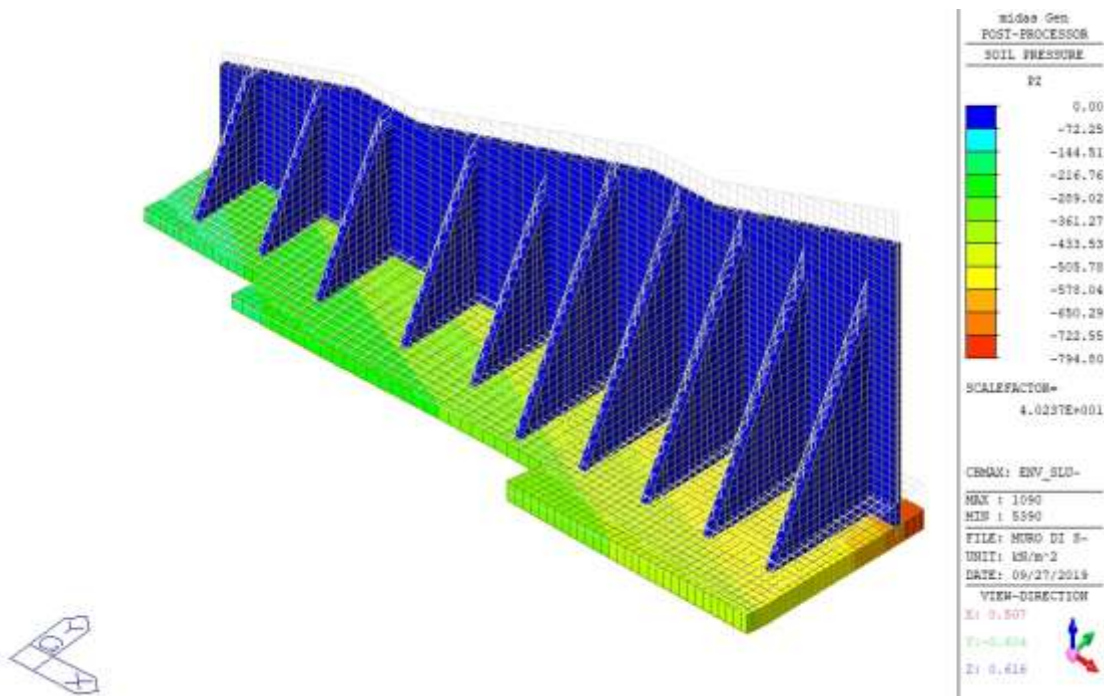
Di seguito viene riportata la lista delle combinazioni di carico.

Si precisa che i coefficienti di combinazione delle spinte del terreno sono stati calibrati considerando che la il valore di spinta caratteristica è stato calcolato per la combinazione del gruppo 2.

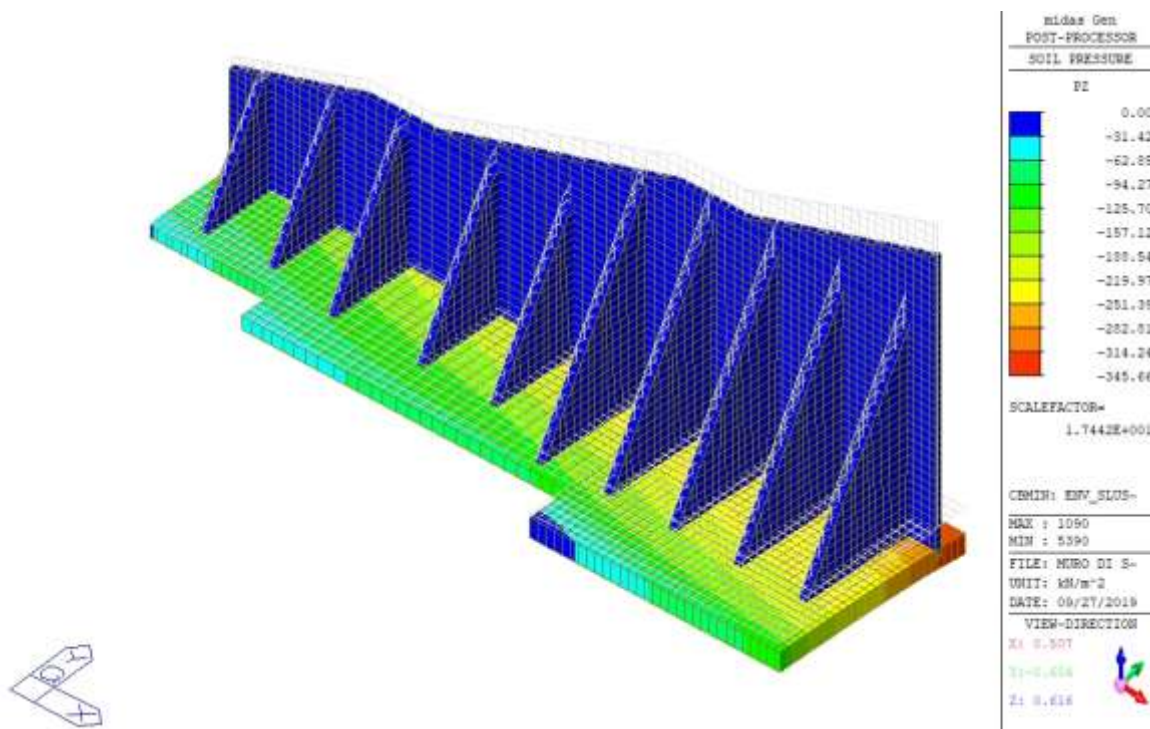
NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	A1_1	Active G1 (1.300) + + SPINTA STATICA 20 (1.080)	Add PESO TERRENO MONTE 2 (1.300) + PESO TERRENO VALLE 2 (1.300)		
2	A1_2	Active G1 (1.000) + + SPINTA STATICA 20 (1.080)	Add PESO TERRENO MONTE 2 (1.000) + PESO TERRENO VALLE 2 (1.000)		
3	A1_3	Active G1 (1.300) + + SPINTA STATICA 20 (0.835)	Add PESO TERRENO MONTE 2 (1.300) + PESO TERRENO VALLE 2 (1.300)		
4	A1_4	Active G1 (1.300) + + SPINTA STATICA 10 (1.080)	Add PESO TERRENO MONTE 1 (1.300) + PESO TERRENO VALLE 1 (1.300)		
5	A1_5	Active G1 (1.000) + + SPINTA STATICA 10 (1.080)	Add PESO TERRENO MONTE 1 (1.000) + PESO TERRENO VALLE 1 (1.000)		
6	A1_6	Active G1 (1.300) + + SPINTA STATICA 10 (0.835)	Add PESO TERRENO MONTE 1 (1.300) + PESO TERRENO VALLE 1 (1.300)		
7	A2_1	Active G1 (1.000) + + SPINTA STATICA 20 (1.000)	Add PESO TERRENO MONTE 2 (1.000) + PESO TERRENO VALLE 2 (1.000)		
8	A2_2	Active G1 (1.000) + + SPINTA STATICA 10 (1.000)	Add PESO TERRENO MONTE 1 (1.000) + PESO TERRENO VALLE 1 (1.000)		
9	SLC1 Z+	Active G1 (1.000) + + SISMA Y (1.000) +	Add PESO TERRENO MONTE 2 (1.000) + PESO TERRENO VALLE 2 (1.000) SISMA Z + (1.000) + SPINTA STATICA + SIS (0.944)		
10	SLC2 Z-	Active G1 (1.000) + + SISMA Y (1.000) +	Add PESO TERRENO MONTE 2 (1.000) + PESO TERRENO VALLE 2 (1.000) SISMA Z - (1.000) + SPINTA STATICA + SIS (1.056)		
11	SLC3 Z+	Active G1 (1.000) + + SISMA Y (1.000) + + SISMA Z + (1.000)	Add PESO TERRENO MONTE 1 (1.000) + PESO TERRENO VALLE 1 (1.000) SPINTA STATICA + SIS (0.944) + SPINTA SISMICA H20 (1.000)		
12	SLC4 Z-	Active G1 (1.000) + + SISMA Y (1.000) + + SPINTA SISMICA H20 (1.000)	Add PESO TERRENO MONTE 1 (1.000) + PESO TERRENO VALLE 1 (1.000) SISMA Z - (1.000) + SPINTA STATICA + SIS (1.056)		
13	QP	Active G1 (1.000) + + SPINTA STATICA 20 (0.835)	Add PESO TERRENO MONTE 2 (1.000) + PESO TERRENO VALLE 2 (1.000)		

7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nelle Figure che seguono sono mostrate le pressioni agenti sul terreno.



Pressioni massime di involucro agenti sul terreno



Pressioni minime di involucro agenti sul terreno

Si riporta di seguito la verifica a scorrimento sul piano di posa.

Queste verifiche si riconducono al calcolo del rapporto tra il massimo taglio resistente (V_{Rd}) ed il massimo taglio agente (V_{Ed}); tale rapporto deve risultare maggiore di $\gamma_R = 1,00$ (tab. 6.5.I NTC08, approccio 1, R1,R2):

$$V_{Rd} / V_{Ed} = (N_{Ed} \times \tan \Phi_k) / V_{Ed} \geq \gamma_R$$

in cui N_{Ed} è la risultante delle forze normali al piano, Φ è l'angolo di attrito della superficie e A è la superficie di contatto.

Per le verifiche a scorrimento sulla superficie di fondazione, $\Phi_k = 36^\circ$.

Load	VEd (kN)	NEd (kN)	VRd (kN)	VRd / VEd
A1_1	-36061.25	186432.37	108317.21	3.00
A1_2	-36061.25	143409.52	83320.93	2.31
A1_3	-27880.69	186432.37	108317.21	3.89
A1_4	-18065.80	107453.35	62430.39	3.46
A1_5	-18065.80	82656.42	48023.38	2.66
A1_6	-13967.54	107453.35	62430.39	4.47
A2_1	-33390.05	143409.52	83320.93	2.50
A2_2	-16727.59	82656.42	48023.38	2.87
SLC1 Z+	-51189.73	135582.98	78773.71	1.54
SLC2 Z-	-55697.41	151236.06	87868.15	1.58
SLC3 Z+	-41374.45	74829.88	43476.16	1.05
SLC4 Z-	-44356.11	90482.96	52570.60	1.19

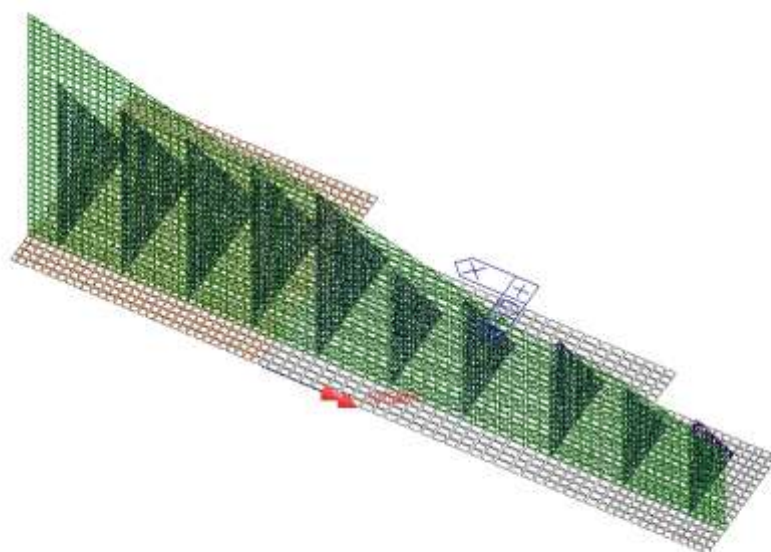
Essendo il coefficiente minimo pari a $1.05 > 1$, la verifica risulta essere soddisfatta.

Con riferimento al ribaltamento, la verifica viene eseguita rispetto all'estremo di valle della fondazione. La verifica è stata condotta collegando i nodi alla base ad un master node ubicato a valle.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e quindi è trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

Si riporta di seguito la tabella con le reazioni vincolari agenti al master node.

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
G1	0	0	21903.32444	-101598.3698	-90224.4	-1E-06
A1_1	0	-30685.45213	157750.4699	-829951.6101	-782789	-185794
A1_2	0	-30685.45213	129068.5663	-652971.789	-640464	-185794
A1_3	0	-25109.31448	157750.4699	-856016.9494	-782789	-152031
A1_4	0	-15372.65944	90922.06341	-470744.1986	-441018	-92342.3
A1_5	0	-15372.65944	74390.77915	-372094.451	-360833	-92342.3
A1_6	0	-12579.15114	90922.06341	-483796.9863	-441018	-75561.9
A2_1	0	-33390.04584	143409.5181	-728819.2296	-711627	-202169
A2_2	0	-16727.5946	82656.42128	-415088.3319	-400926	-100481
SLC1 Z+	0	-49583.72989	135582.9804	-579948.7213	-672583	-287979
SLC2 Z-	0	-54091.41145	151236.0558	-657135.1053	-750670	-315150
SLC3 Z+	0	-39768.45249	74829.88359	-225740.1959	-361882	-238314
SLC4 Z-	0	-42750.11494	90482.95897	-309294.2719	-439969	-258892



```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-X
MIN. REACTION
NODE= 5496
MX: -3.0140E+005
MAX. REACTION
NODE= 5496
MX: -3.0140E+005
ST: Q1
MAX : 5496
MIN : 5496
FILE: MTR0.DG S-
UNIT: kN*m
DATE: 05/25/2015
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 0.000

```

Momento risultante per effetto del peso proprio

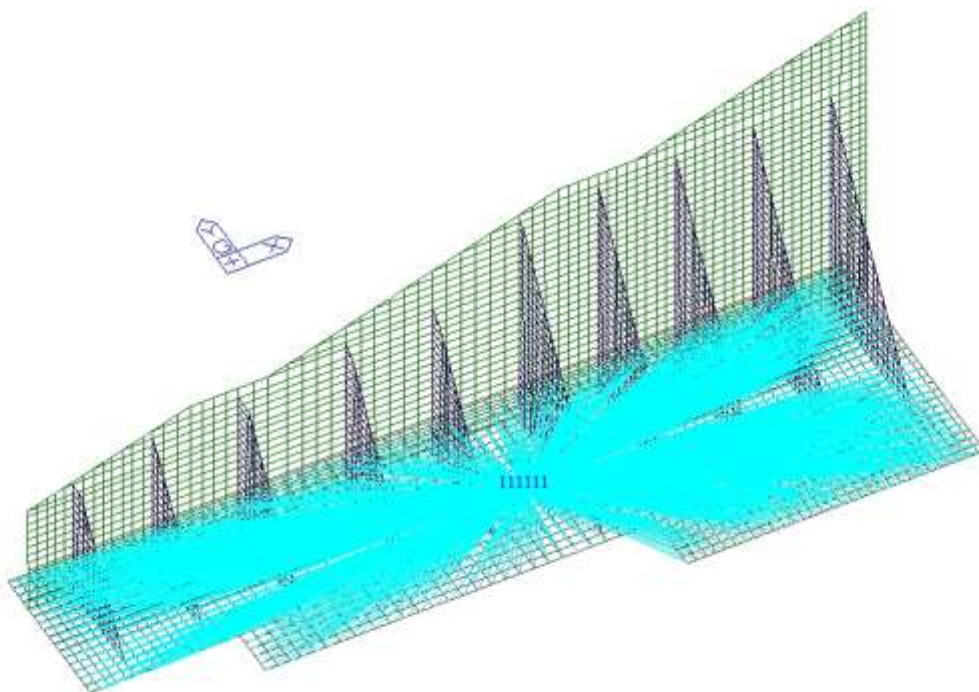
Dalle figure e dalla tabella mostrata in precedenza si osserva che il momento stabilizzante MS è maggiore di quello ribaltante MR (essendo $\gamma_R = 1.00$, tab. 6.5.I NTC08 $\rightarrow MS/ MR > \gamma_R \rightarrow MS-MR > 0$), essendo l'asse vettore del momento risultante concorde con la direzione dei momenti stabilizzanti. Si noti che trattandosi di reazioni vincolari, i risultati mostrati devono essere cambiati di segno.

Quindi, la verifica a ribaltamento risulta essere soddisfatta.

Si riporta infine la verifica di capacità portante.

Questa è stata condotta inserendo nel modello un master node nel baricentro della fondazione e collegando tutti i nodi situati sul piano fondale allo stesso master node.

Ai fini del calcolo della capacità portante, si è fatto riferimento ad una fondazione rettangolare equivalente.



Master node per capacità portante

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
A1_1	0	-36061.25	186432.3736	88319.25298	-566904	-149055
A1_2	0	-36061.25	143409.5181	106837.7944	-436080	-149055
A1_3	0	-27880.69	186432.3736	50079.68339	-566904	-115242
A1_4	0	-18065.80	107453.3477	59972.09479	-314743	-73808.1
A1_5	0	-18065.80	82656.42128	65612.35865	-242110	-73808.1
A1_6	0	-13967.54	107453.3477	40822.79538	-314743	-57064.6
A2_1	0	-33390.05	143409.5181	94351.40437	-436080	-138014
A2_2	0	-16727.59	82656.42128	59359.52619	-242110	-68340.9
SLC1 Z+	0	-51189.73	135582.9804	198297.5863	-412074	-192709
SLC2 Z-	0	-55697.41	151236.0558	210959.855	-460086	-211219
SLC3 Z+	0	-41374.45	74829.88359	203783.3359	-218104	-161903
SLC4 Z-	0	-44356.11	90482.95897	210077.9125	-266115	-176752

VERIFICHE GEOTECNICHE EC7			
CARATTERISTICHE DEL TERRENO			
peso specifico terreno	$\gamma' =$	0.00	kN/m ³
peso specifico terreno saturo	$\gamma_{sat} =$	20.00	kN/m ³
angolo di resistenza al taglio	$\phi' =$	30.16	°
coesione	$c' =$	0.00	kPa
coesione non drenata	$c_u =$	0.00	kPa
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA FONDAZIONE			
angolo di inclinazione del piano di posa	$\alpha =$	0.00	°
lunghezza della fondazione	$L =$	43.00	m
larghezza della fondazione	$B =$	11.00	m
lunghezza effettiva della fondazione	$L' =$	43.0	m
larghezza effettiva della fondazione	$B' =$	8.1	m
profondità piano di posa	$D =$	6.50	m
AZIONI AGENTI			
carico parallelo al piano di posa della fondazione	$H =$	51190.0	kN
carico perpendicolare al piano di posa della fondazione	$V =$	135583.0	kN
Momento agente rispetto ad E	$M_E =$	0.0	kNm
Momento agente rispetto ad L	$M_L =$	198298.0	kNm
FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE			
$N_q =$	18.739		
$N_c =$	30.527		
$N_\gamma =$	20.615		
FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA			
$b_q = b_\gamma =$	1.000		
$b_c =$	1.000		
FATTORI DI FORMA DELLA FONDAZIONE			
$s_q =$	1.094		
$s_c =$	1.100		
$s_\gamma =$	0.944		
FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO			
$m =$	1.842		
$i_q =$	0.418		
$i_c =$	0.385		
$i_\gamma =$	0.260		
$q_d = V / B' \cdot L'$			
Pressione sul terreno	390.48	kPa	
$q_{lim} = (c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) / \gamma_{Rd}$			
Capacità portante($\gamma_{Rd} = 1.0$)	760.78	KPa	

Essendo $760.78/390.48 = 1.95 > 1.0$, la verifica di capacità portante risulta essere soddisfatta.

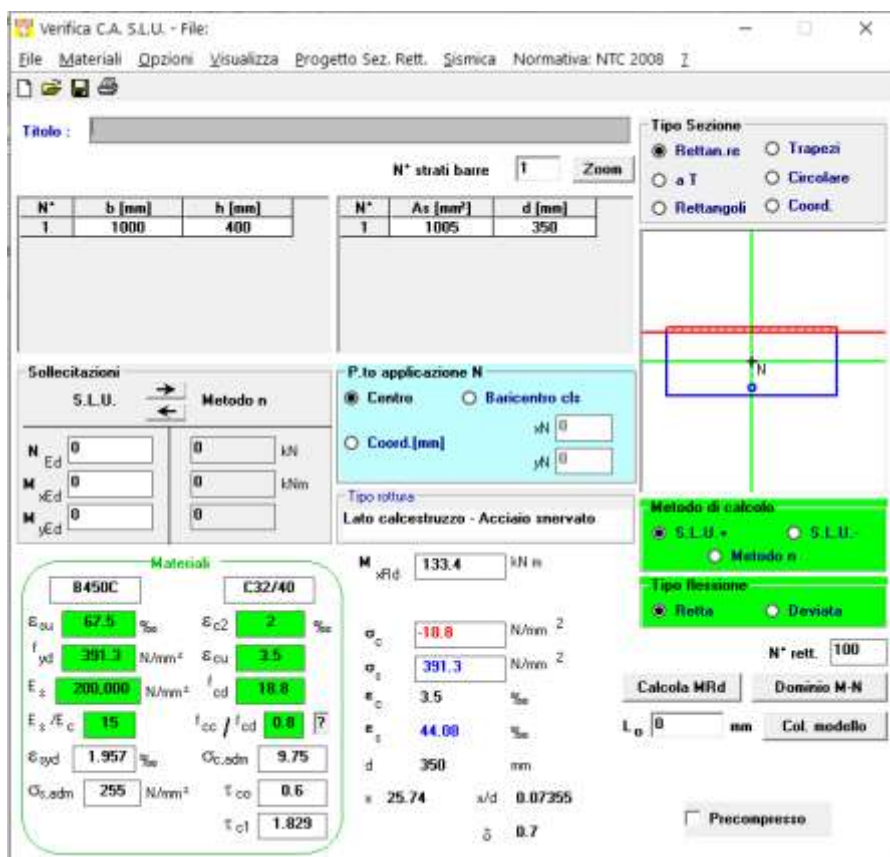
7.4 VERIFICHE STR

7.4.1 SLU

Si riportano nel presente paragrafo le verifiche strutturali degli elementi.

Con riferimento al paramento di monte, si mostra di seguito il calcolo del momento resistente della sezione con armatura base ($\Phi 16/20$) e le mappe di sollecitazione di progetto filtrate con tale valore.

Allo stesso modo è stato calcolato il momento resistente considerando anche gli infittimenti ove previsti.



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008 |

TITOLO: _____

N° strati barre: 1 **Zoom:** _____

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	400	1	1005	350

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N Ed: 0 kN
M xEd: 0 kNm
M yEd: 0 kNm

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [mm] xN: 0 yN: 0

Tipologia: Lato calcestruzzo - Acciaio inervato

Materiali:

B450C		C32/40	
E _{su}	67.5 %	E _{c2}	2 %
f _{yk}	391.3 N/mm²	E _{cu}	3.5 %
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	18.8 %
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.957 %	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M xEd: 133.4 kNm

σ_c: -10.8 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 44.00 ‰
d: 350 mm
ξ: 25.74 u/d: 0.07355
δ: 0.7

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipologia flessione:
☒ Retta ☐ Devia

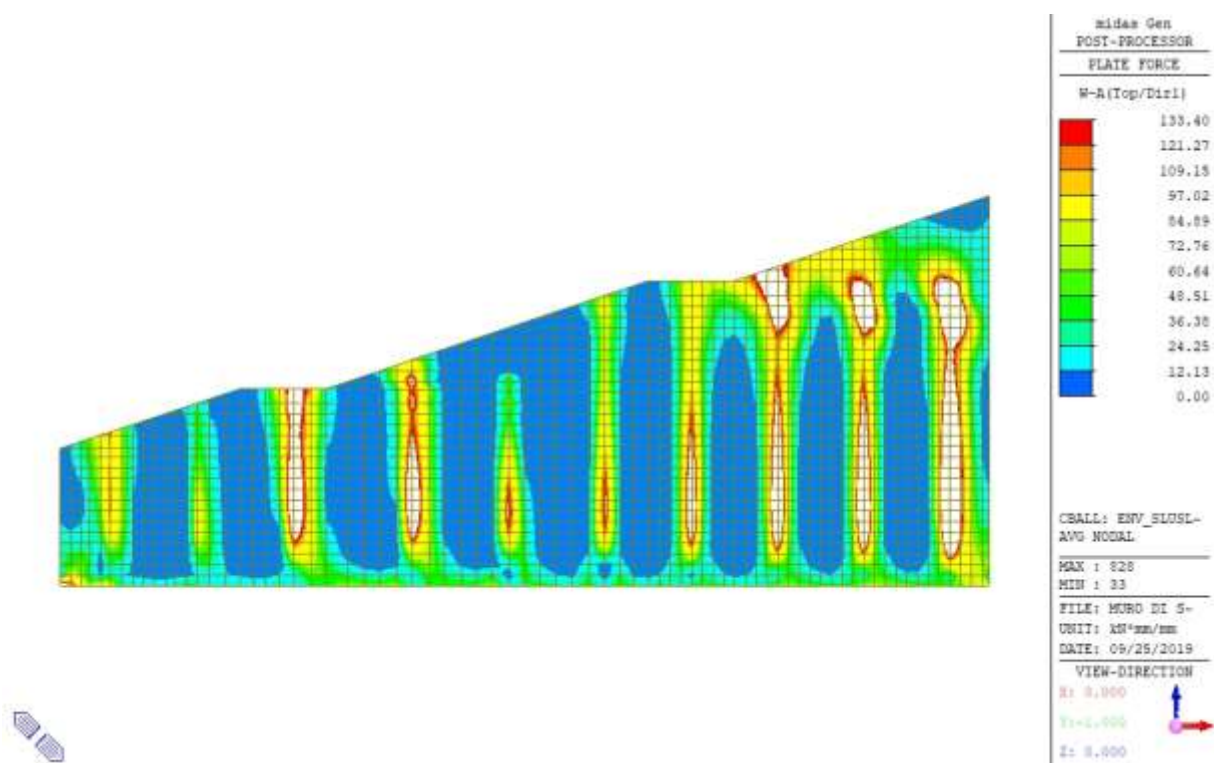
N° rett.: 100

Calcola MRd Domina M-N

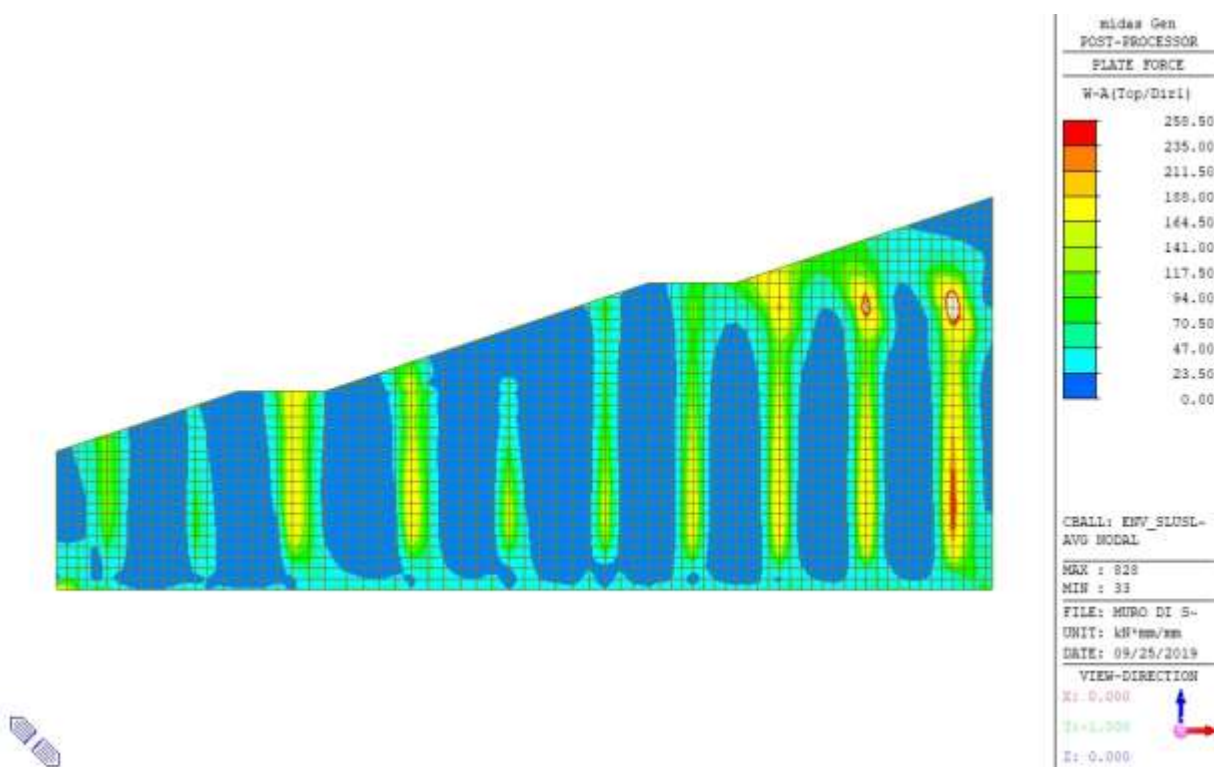
l₀: 0 mm Col. modello

☐ Precompresso

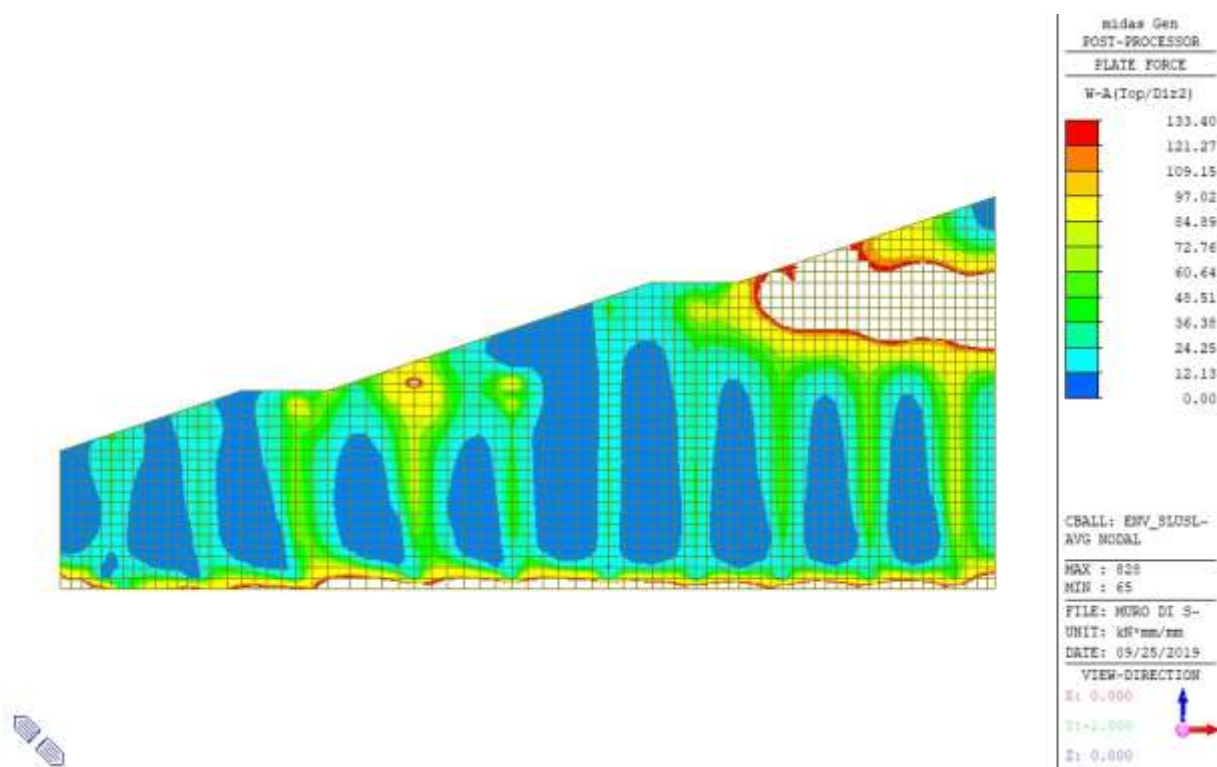
Armatura base $\Phi 16/20$



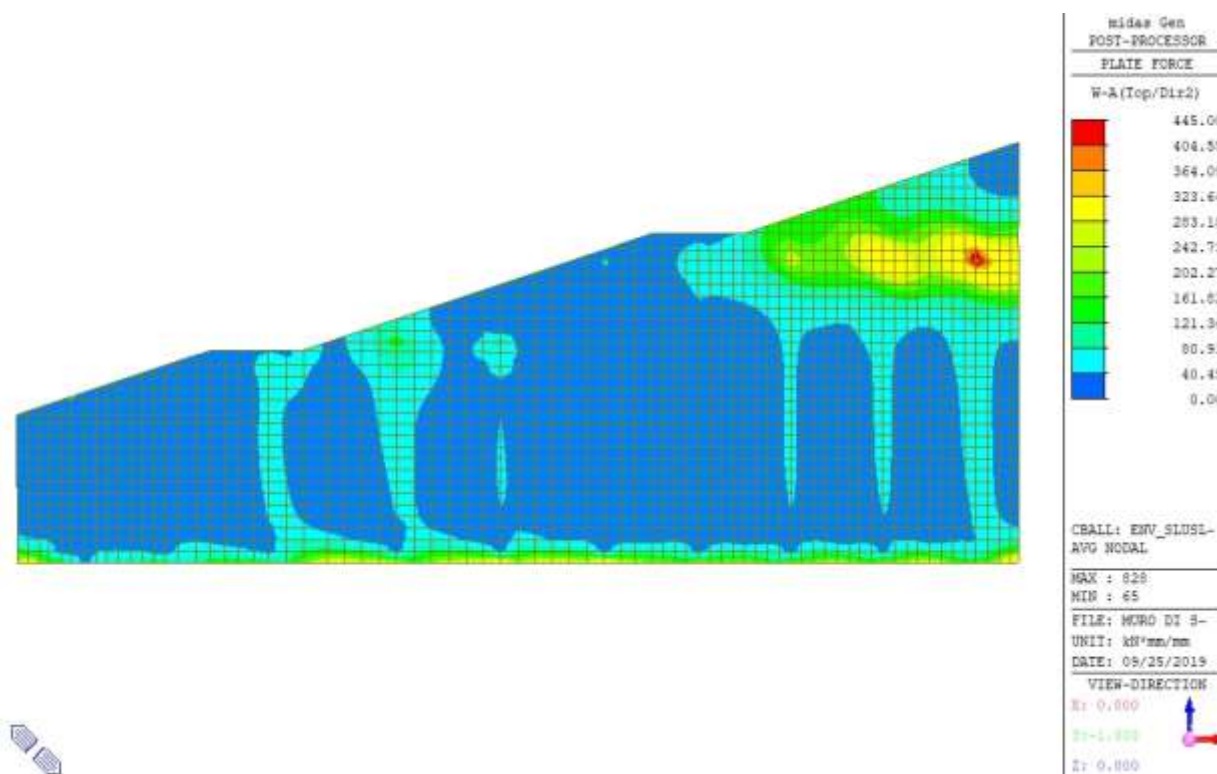
Momento di Wood-Armer lato terreno in direzione orizzontale (Φ16/20 cm)



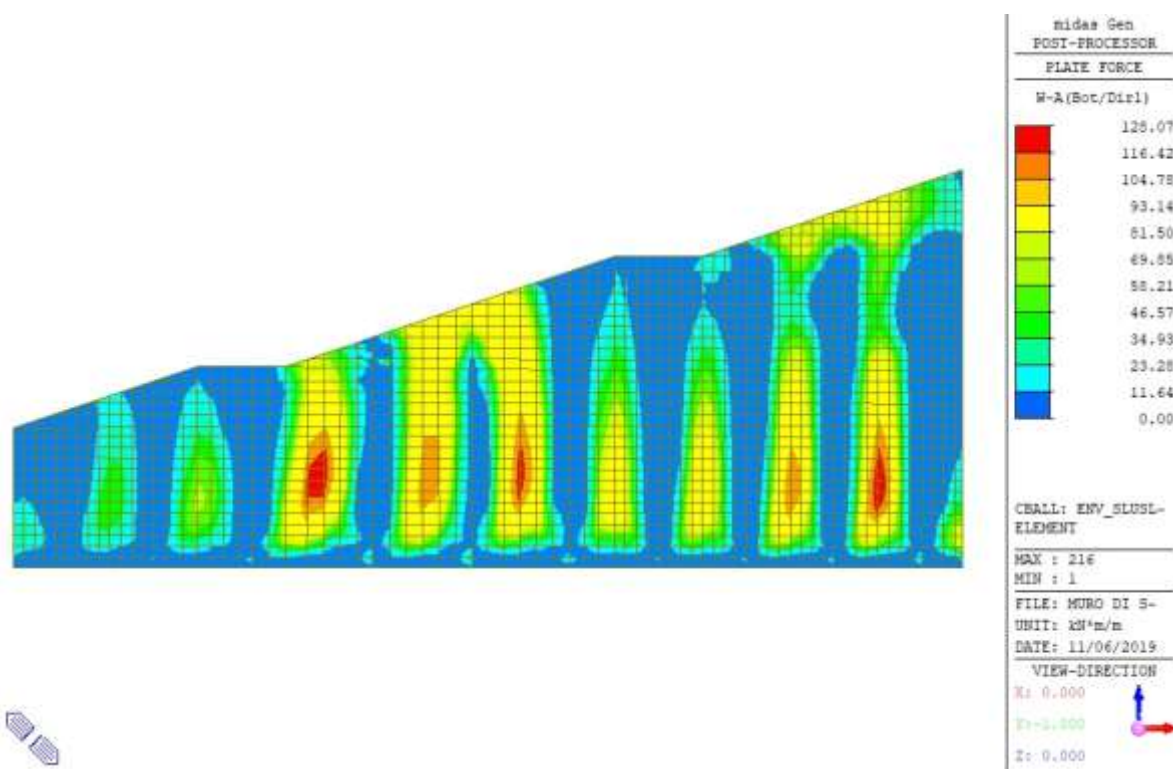
Momento di Wood-Armer lato terreno in direzione orizzontale (Φ16/20cm + Φ16/20cm)



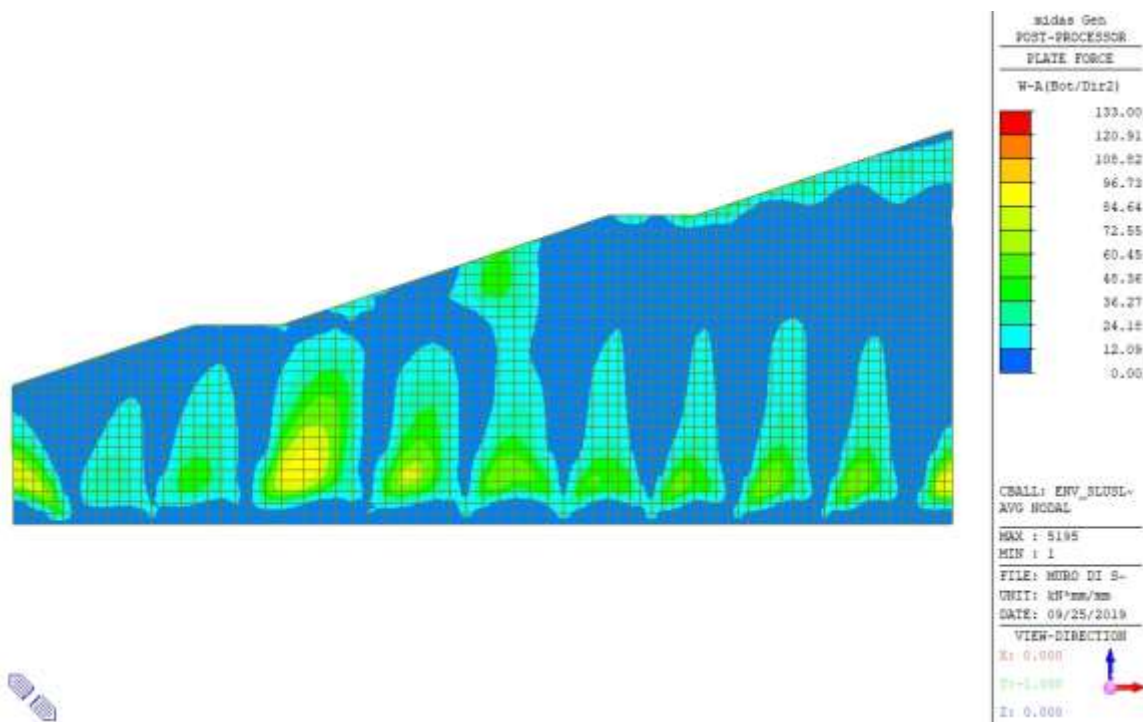
Momento di Wood-Armer lato terreno in direzione verticale (Φ16/20cm)



Momento di Wood-Armer lato terreno in direzione verticale (Φ16/20cm + Φ26/20cm)



Momento di Wood-Armer lato manufatto B in direzione orizzontale (Φ16/20cm)



Momento di Wood-Armer lato manufatto B in direzione orizzontale (Φ16/20cm)

Con riferimento alla suola di fondazione di spessore 120 cm, si mostra di seguito il calcolo del momento resistente della sezione con armatura base ($\Phi 24/20$) e le mappe di sollecitazione di progetto filtrate con tale valore.

Allo stesso modo è stato calcolato il momento resistente considerando anche gli infittimenti ove previsti.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	1200	1	2262	1150

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

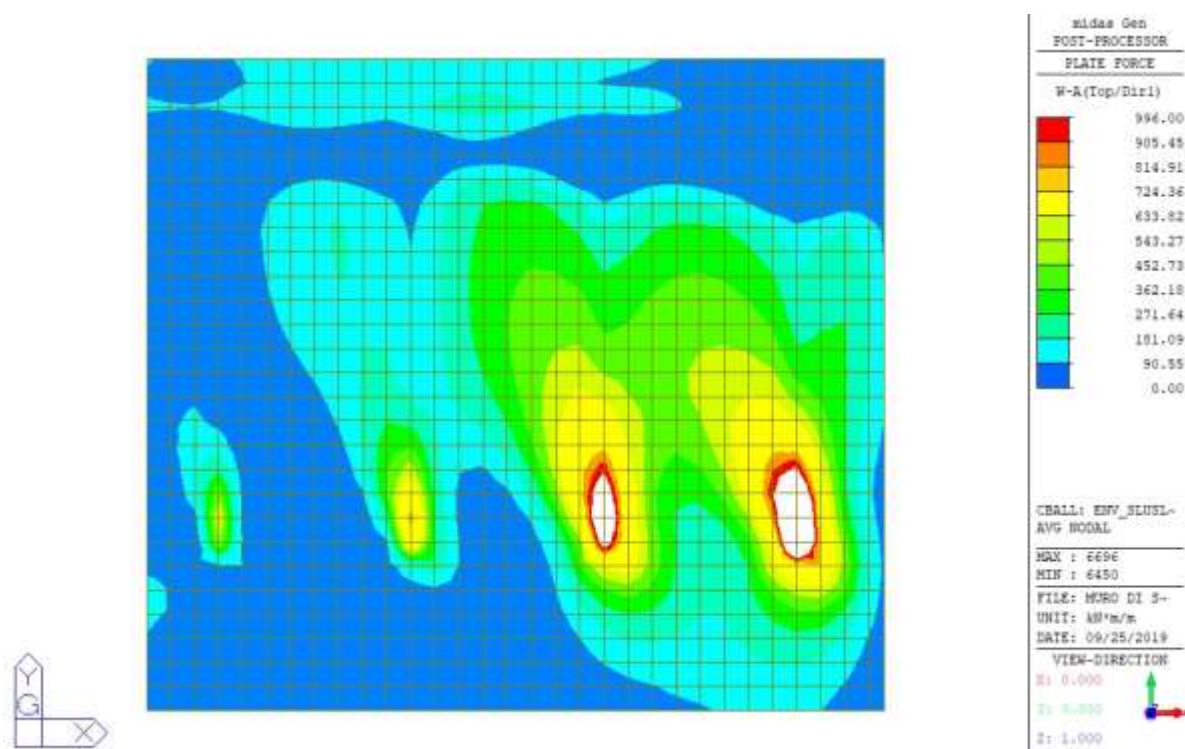
B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.8 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

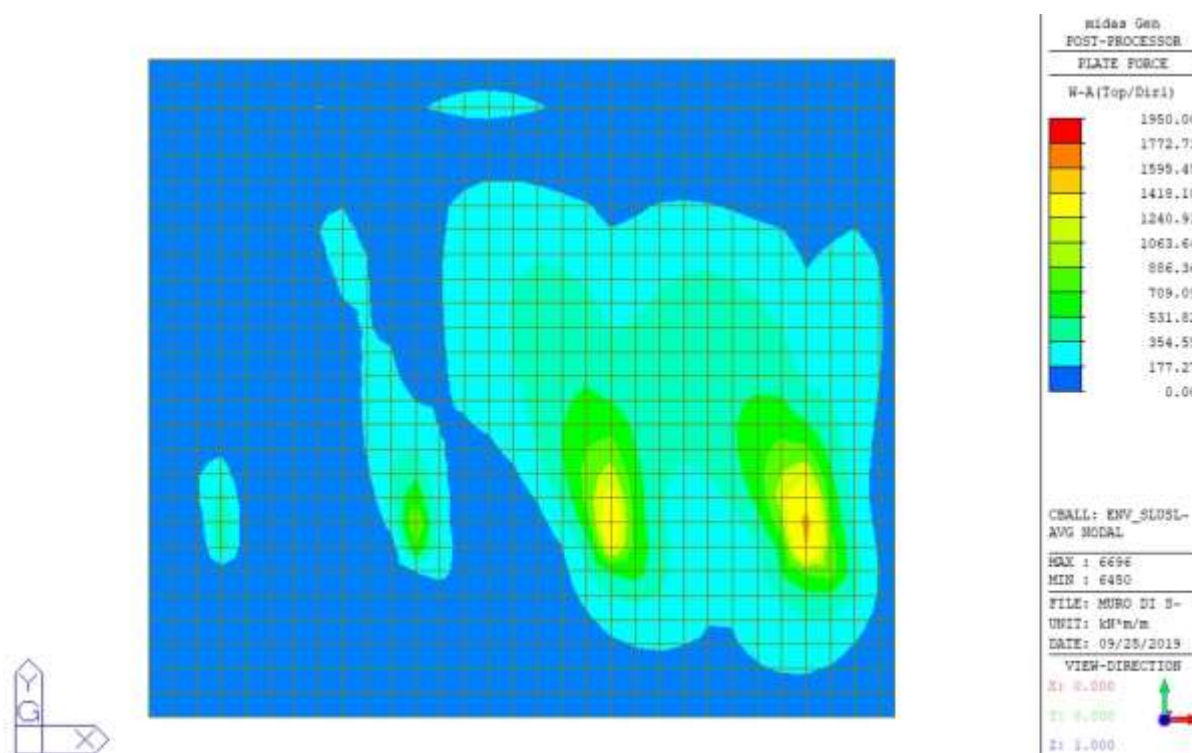
M_{xRd} 996.3 kN m

σ_c -18.8 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 66.2 ‰
d 1,150 mm
x 57.74 x/d 0.05021
 δ 0.7

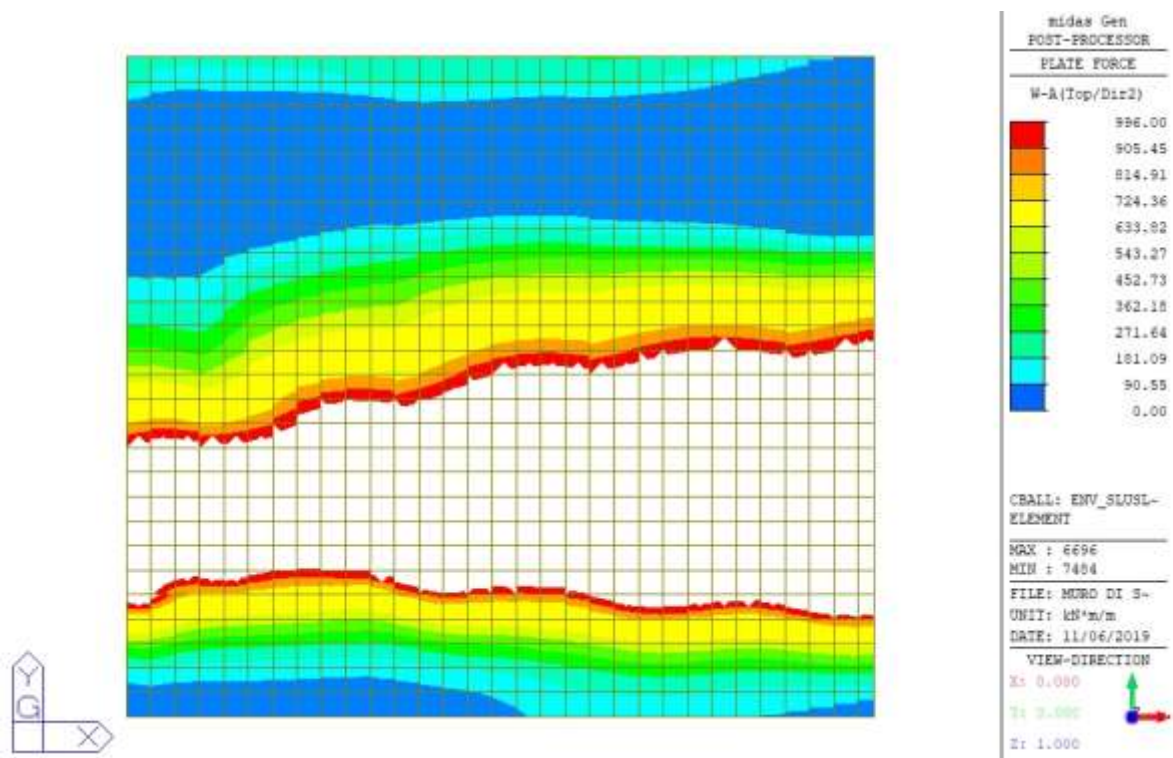
Armatura base $\Phi 24/20$



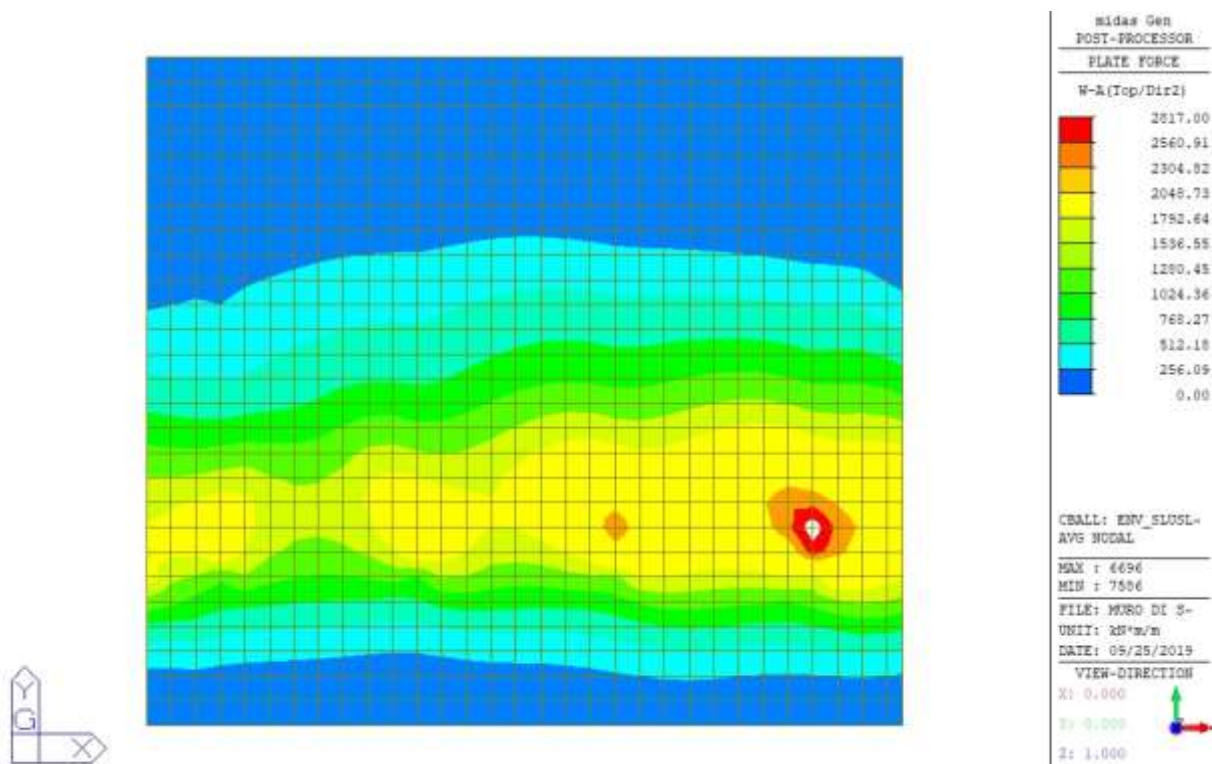
Momento di Wood-Armer superiore in direzione X ($\Phi 24/20\text{cm}$)



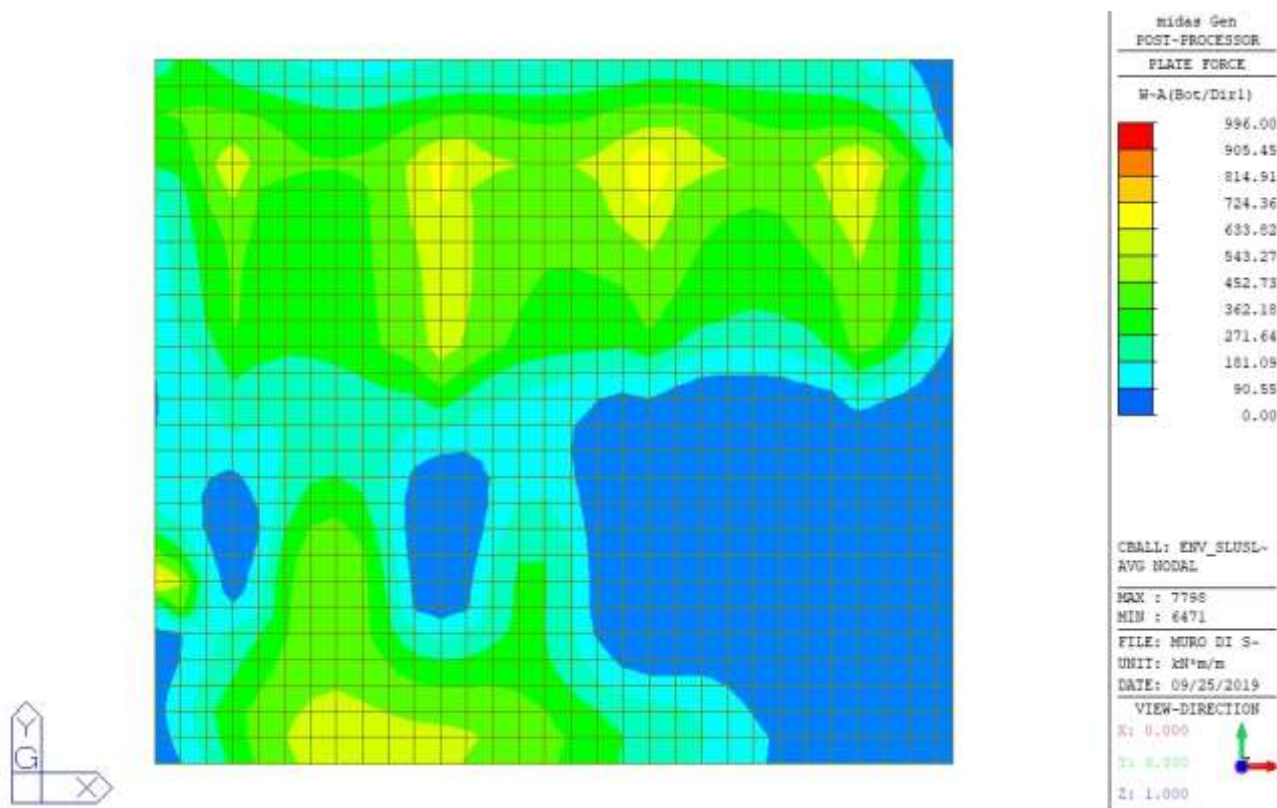
Momento di Wood-Armer superiore in direzione X ($\Phi 24/20\text{cm} + \Phi 24/20\text{cm}$)



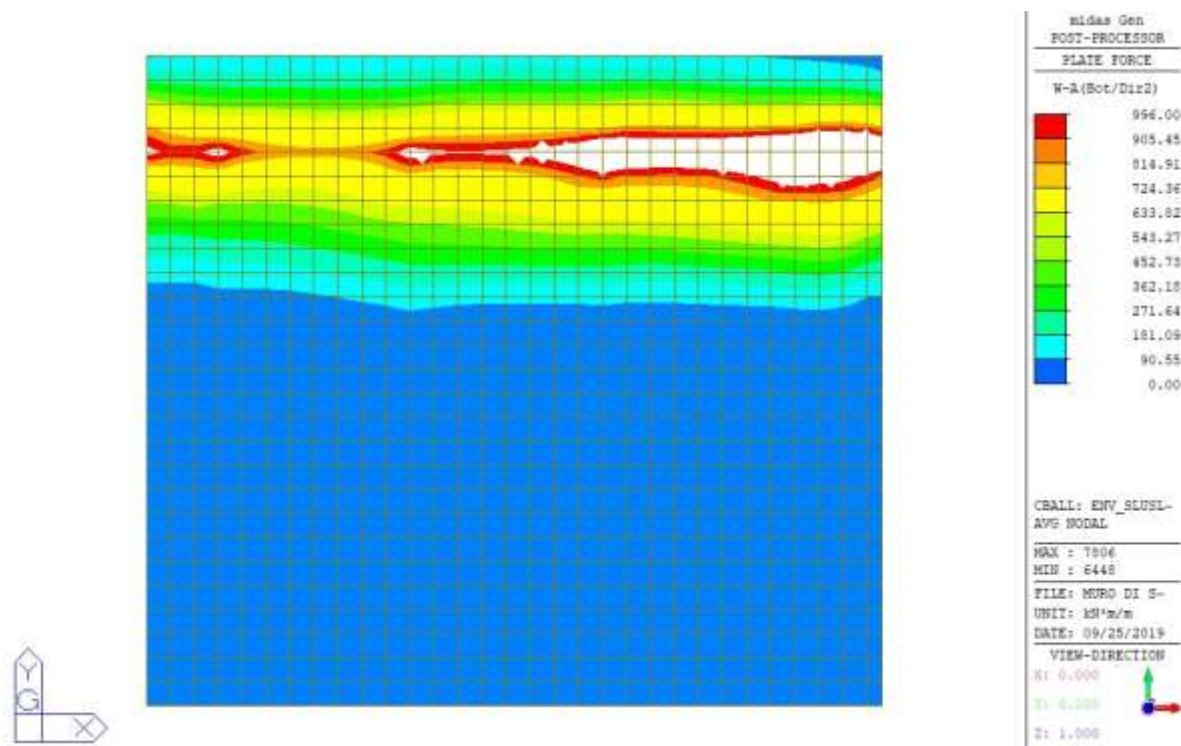
Momento di Wood-Armer superiore in direzione Y (Φ24/20cm)



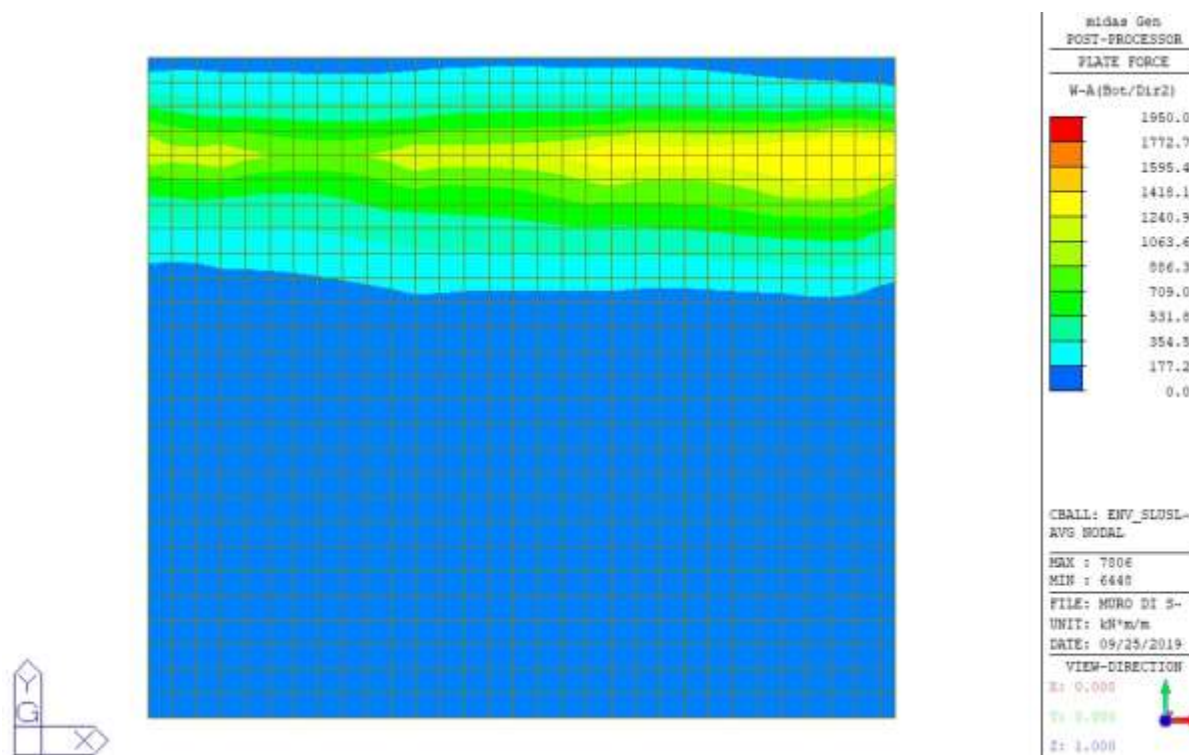
Momento di Wood-Armer superiore in direzione Y (Φ24/20cm + Φ24/20cm 1° strato + Φ24/20cm 2° strato)



Momento di Wood-Armer inferiore in direzione X (Φ24/20cm)



Momento di Wood-Armer inferiore in direzione Y (Φ24/20cm)



Momento di Wood-Armer inferiore in direzione Y (Φ24/20cm + Φ24/20cm)

Con riferimento alla suola di fondazione di spessore 120 cm, si mostra di seguito il calcolo del momento resistente della sezione con armatura base ($\Phi 24/20$) e le mappe di sollecitazione di progetto filtrate con tale valore.

Allo stesso modo è stato calcolato il momento resistente considerando anche gli infittimenti ove previsti.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	800

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1571	750

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN

M xEd 0 kNm

M yEd 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.8

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

M xRd 450.6 kN m

σ_c -18.8 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

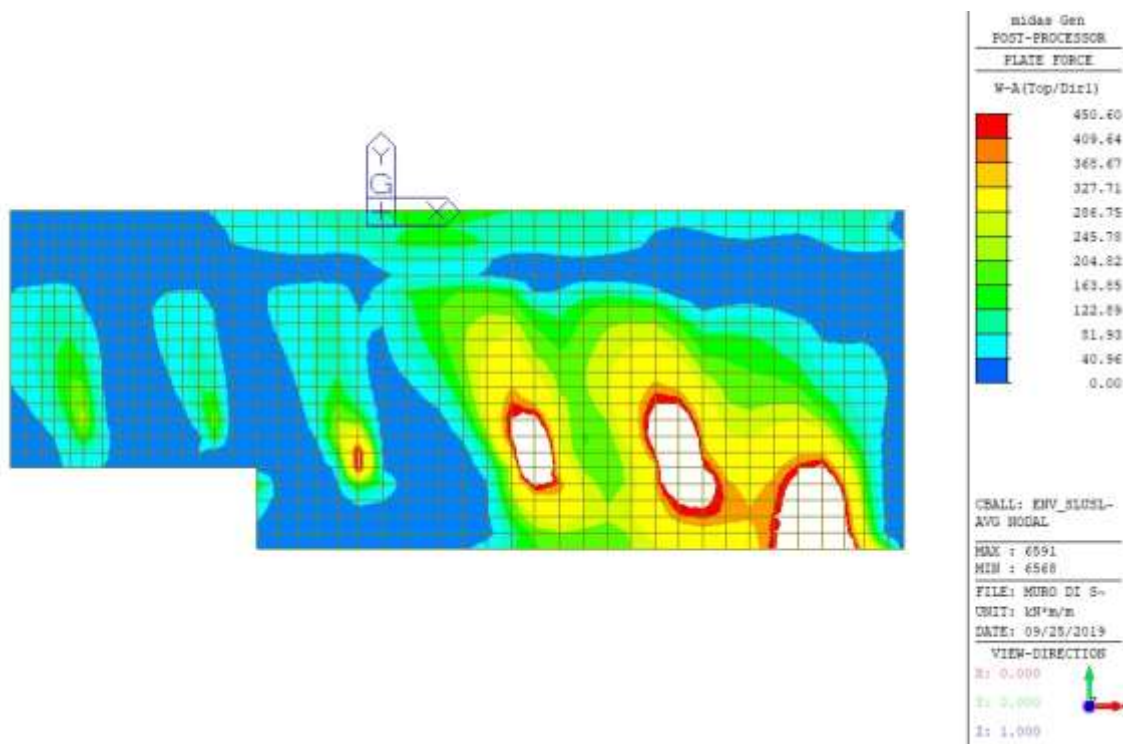
ϵ_s 61.97 ‰

d 750 mm

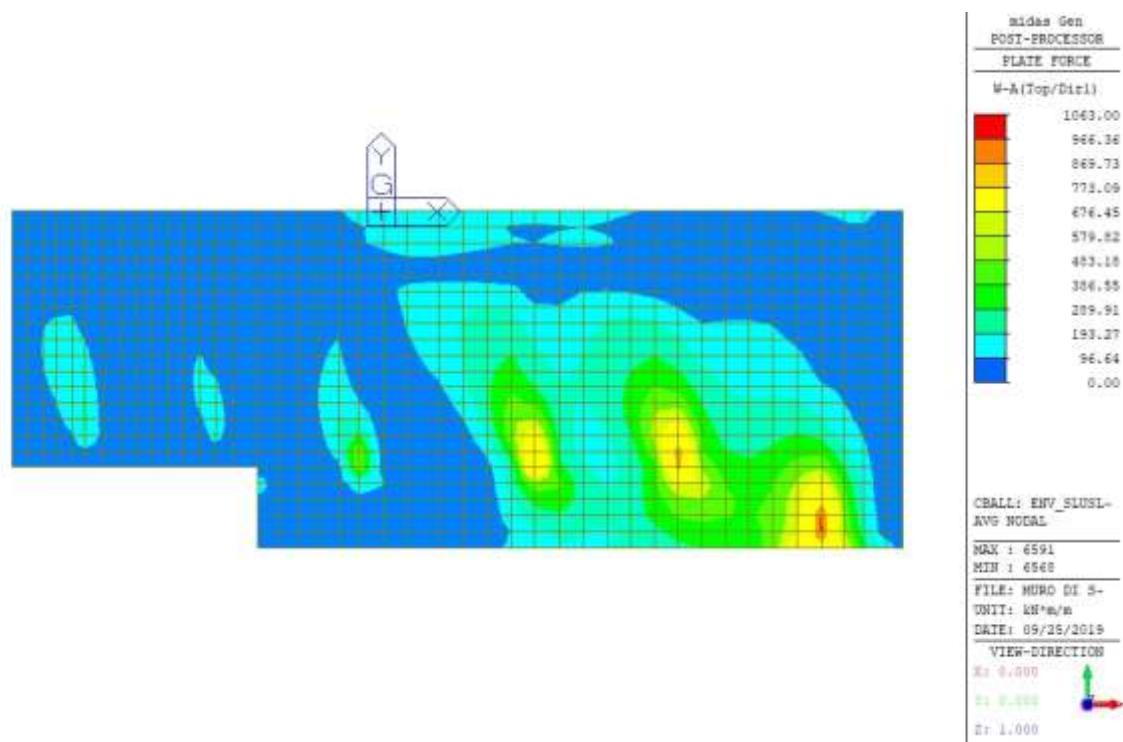
x 40.09 x/d 0.05346

δ 0.7

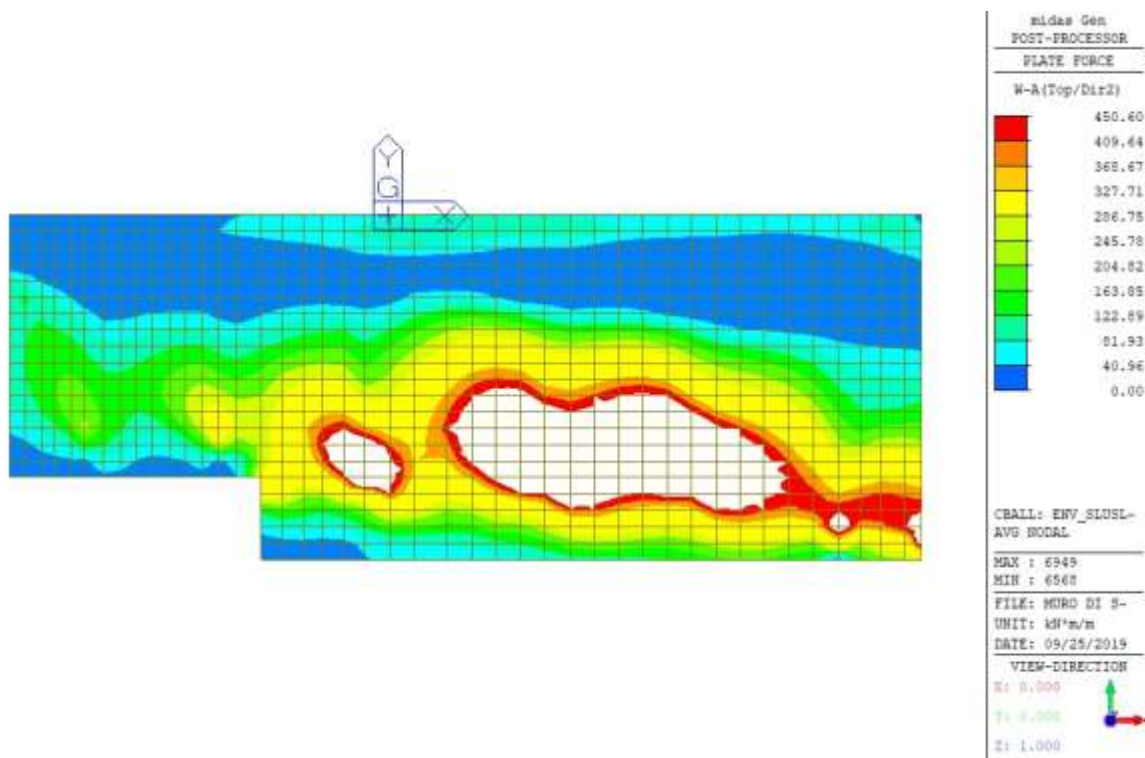
Armatura base $\Phi 20/20$



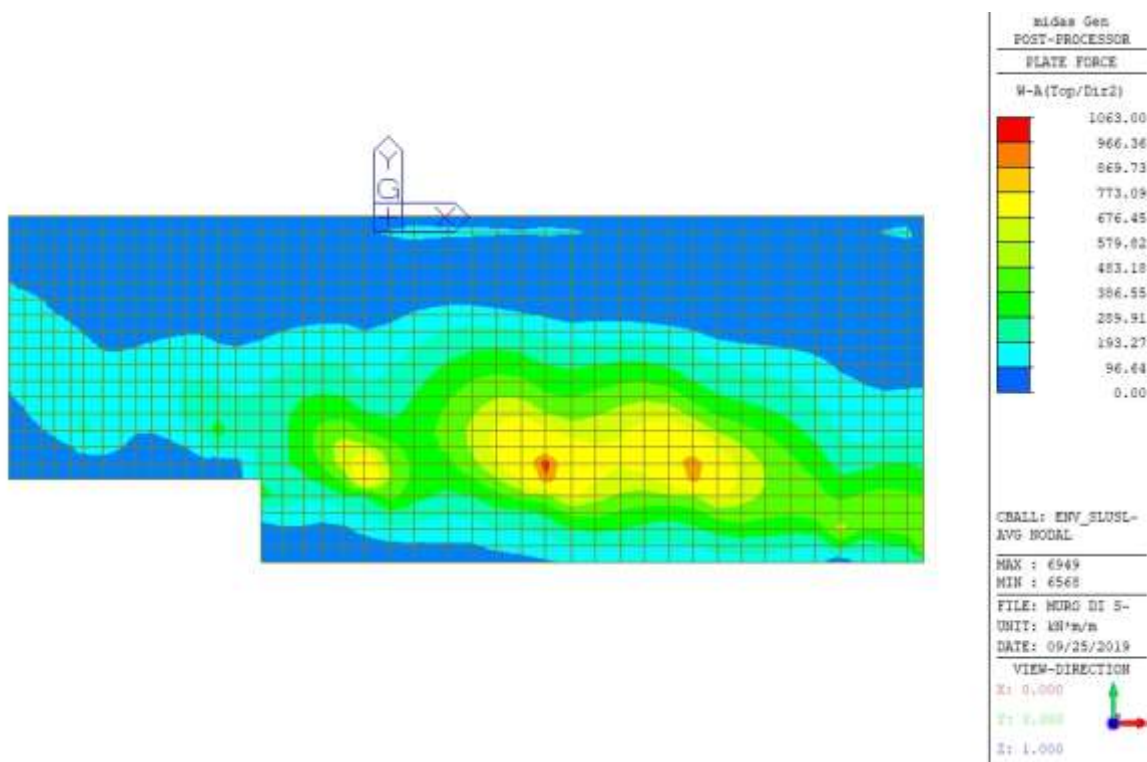
Momento di Wood-Armer superiore in direzione X (Φ20/20cm)



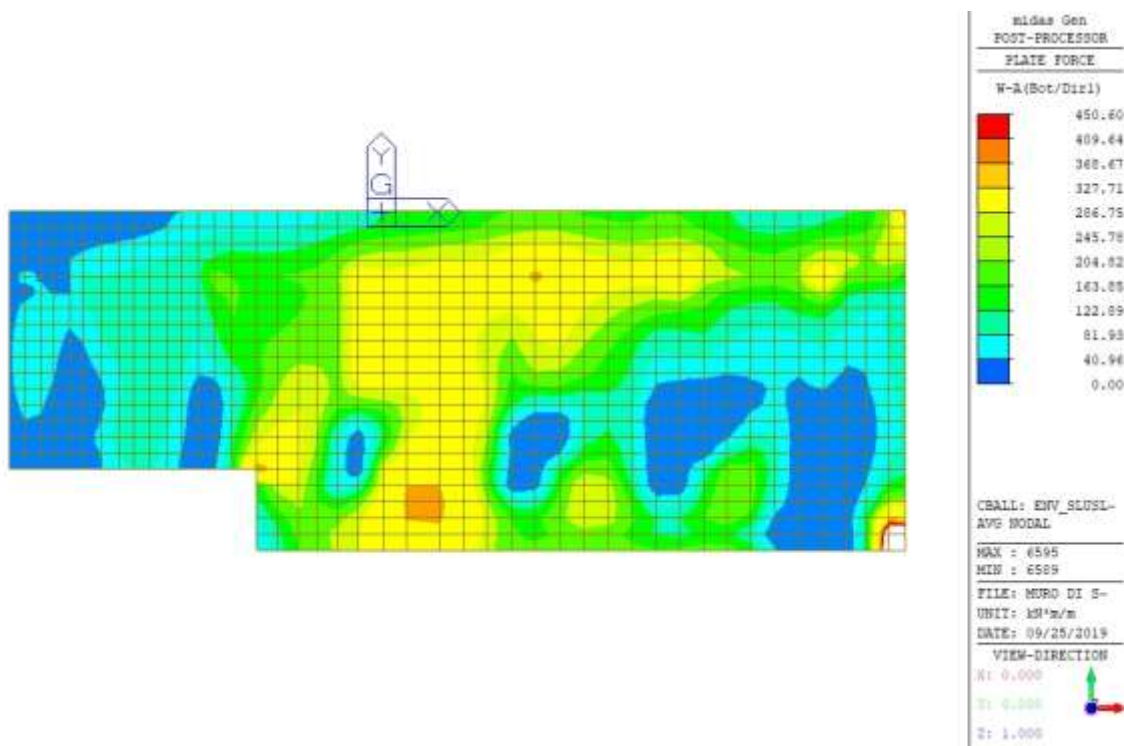
Momento di Wood-Armer superiore in direzione X (Φ20/20cm + Φ24/20cm)



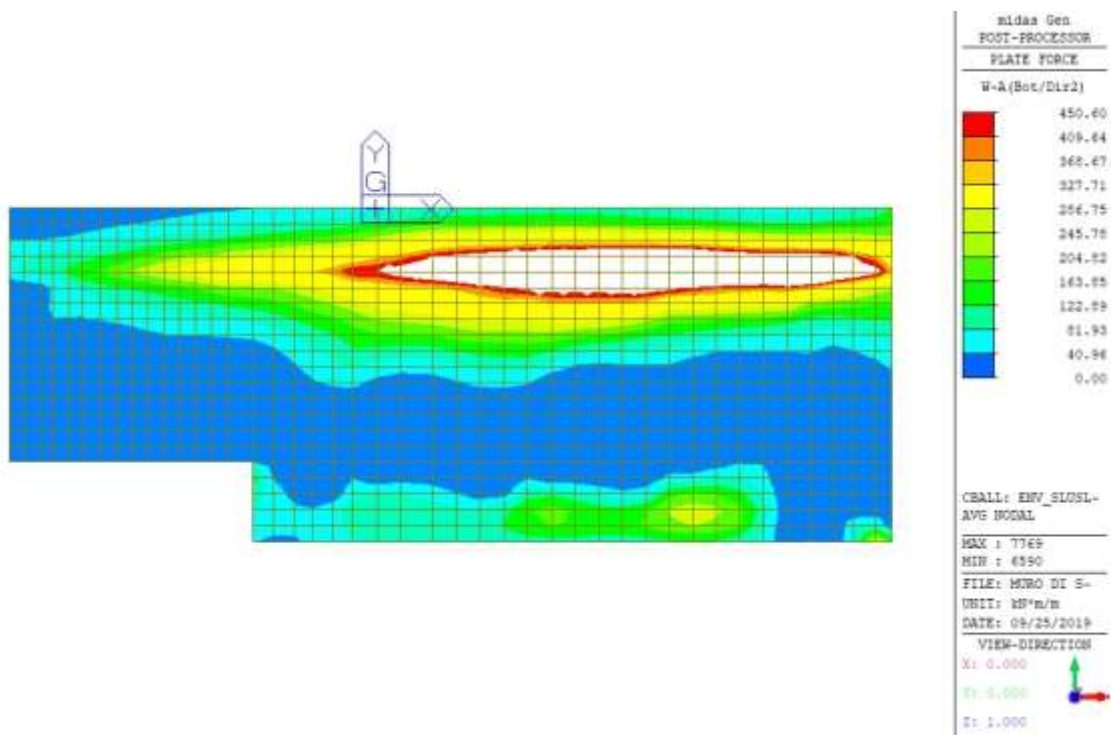
Momento di Wood-Armer superiore in direzione Y ($\Phi 20/20\text{cm}$)



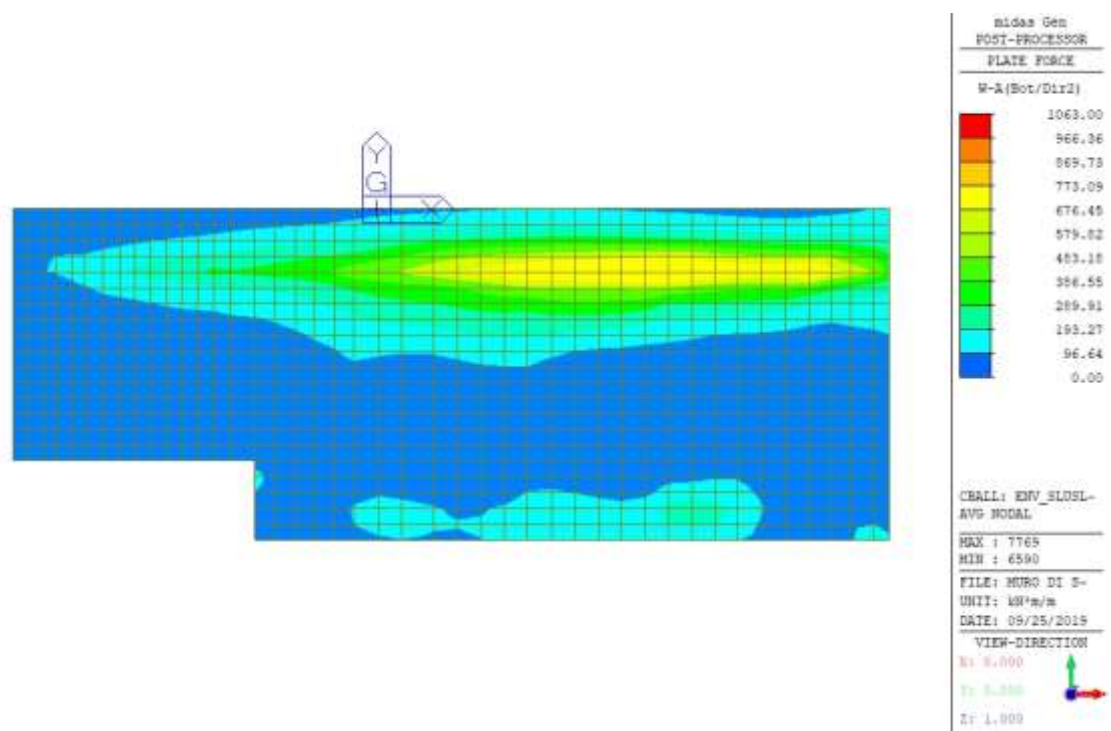
Momento di Wood-Armer superiore in direzione Y ($\Phi 20/20\text{cm} + \Phi 24/20\text{cm}$)



Momento di Wood-Armer inferiore in direzione X (Φ20/20cm)



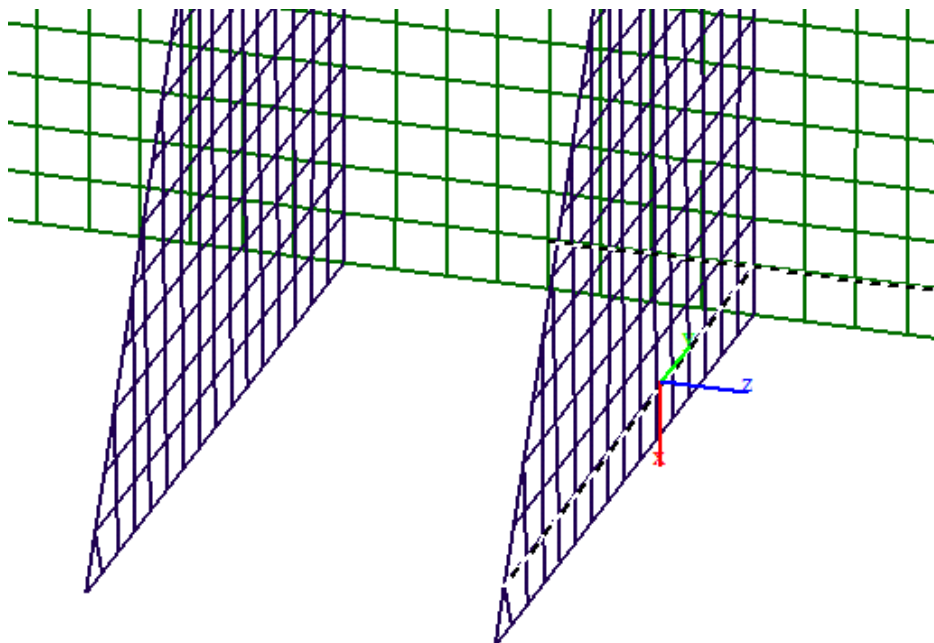
Momento di Wood-Armer inferiore in direzione Y (Φ20/20cm)



Momento di Wood-Armer inferiore in direzione Y (Φ20/20cm + Φ24/20cm)

Si mostra di seguito la verifica della sezione a T del contrafforte maggiormente sollecitato.

Le sollecitazioni puntuali di analisi negli elementi plate sono stati integrati sulla sezione resistente a T.



Name	Load	Length (m)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
T1	NA1_1	-	-1417.8	-5652.88	595.53	2178.88	-16.3	34869.88
T1	NA1_2	-	-1072.39	-5644.71	589.34	2185.64	-96.68	34334.88
T1	NA1_3	-	-1435.71	-4378.55	466.52	1677.95	66.41	27485.51
T1	NA1_4	-	-1583.53	-2814.61	256.58	1000.7	-53.83	18717.98
T1	NA1_5	-	-1208.49	-2813.3	263.18	1024.95	-83.18	18153.34
T1	NA1_6	-	-1592.98	-2177.39	191.89	749.85	-12.76	15026.82
T1	NA2_1	-	-1078.24	-5228.6	547.21	2022.07	-69.68	31923.65
T1	NA2_2	-	-1211.57	-2605.23	242.06	943.04	-69.77	16948.07
T1	NQP	-	-1090.3	-4370.38	460.33	1684.71	-13.97	26950.5
T1	NSCL3	-	-1239.94	-6229.59	524.41	2100.38	-345.58	44186.9
T1	NSLC1	-	-1136.85	-7497.55	750.17	2804.48	-209.86	49414.25
T1	NSLC2	-	-1136.28	-7495.98	750.57	2813.41	-195.82	49405.87
T1	NSLC4	-	-1244.15	-6226.02	521.37	2098.31	-354.39	44169.43

Il momento sollecitante di progetto massimo è pari a: $M_{Ed} = 49414.3 \text{ kNm}$.

Il taglio sollecitante di progetto massimo è pari a: $V_{Ed} = 7500 \text{ kN}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: VERIFICA SEZIONE A T_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 40 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	4000	400
2	500	8000

N°	As [mm²]	d [mm]
1	4020	350
2	1256	550
3	1256	750
4	1256	950
5	1256	1150
6	1256	1350
7	1256	1550

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 1090 kN
M_{xEd} 49414.3 26951 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☐ Centro ☒ Baricentro cls
☐ Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.8 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 80,795 kN m

σ_c -18.8 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.858 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 8,150 mm
x 331.1 x/d 0.04062
 δ 0.7

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☒ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 mm Col. modello

☐ Precompresso

Essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica risulta essere soddisfatta.

Si riporta di seguito la verifica a taglio.

VERIFICA TAGLIO PARETE

Materiali

Cls:

$f_{ck} =$ N/mm²

$f_{cd} =$ 18.80 N/mm²

$\gamma =$ kg/mc

Acciaio: B450C

$f_{yk} =$ N/mm²

$f_{yd} =$ 391.3 N/mm²

Caratteristiche geometriche sezione

$b =$ 0.50 m

$h =$ 8.40 m

$d =$ 6640 mm 0.8 x d

Staffe

$\phi =$ 16 mm

n° bracci = 2

passo = 200 mm

$A_{sw} =$ 402.12 mm²

2010.619298

Azione di progetto

$V_{sd} =$ 7500.0 kN azione tagliante di progetto

Resistenza a taglio (elementi con armature trasversali)

$\theta =$ 24.2 °

$\cot\theta =$ 2.23

$\cot\theta_d =$ 2.23

$\alpha =$ 90 ° inclinazione armatura trasversale

$\alpha_c =$ 1.00

$V_{Rsd} =$ 11651 kN resistenza a taglio trazione

$V_{Rcd} =$ 11651 kN resistenza a taglio compressione

$V_{Rd} =$ 11651 kN resistenza a taglio di calcolo

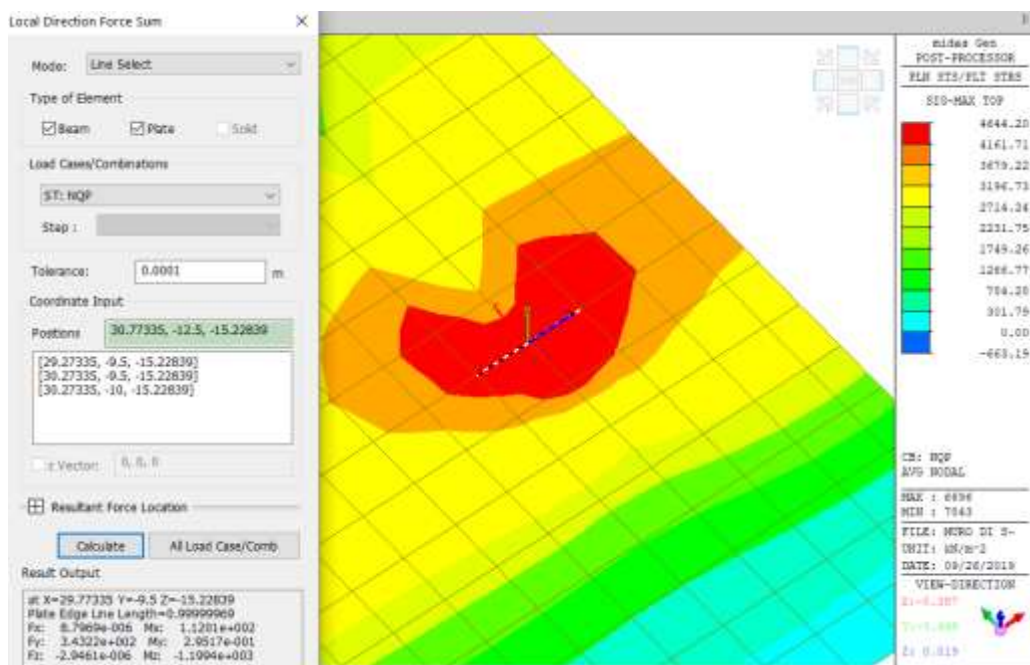
$V_{Ed} =$ 7500 kN taglio sollecitante di progetto

$V_{sd} / V_{Rd} =$ 0.64

La verifica risulta essere soddisfatta.

7.4.2 SLE

Con riferimento alla suola di fondazione, si mostrano di seguito le sollecitazioni agenti in combinazione quasi permanente. Si è proceduto all'integrazione delle sollecitazioni puntuali agenti negli elementi plate.



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	1200

N°	As [mm²]	d [mm]
1	4524	1150
2	2262	1100

Tipo Sezione

☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Calcolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N 0 0 kN
M Ed 0 1199 kNm
M xEd 0
M yEd 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord [mm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

☐ S.L.U. ☐ S.L.U. ☒ Metodo n

Materiali

B450C C25/30

σ_{su} 67.5 % σ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² σ_{cu} 3.5 %
 E_s 200.000 N/mm² I_{cd} 10.8
 E_s/E_c 15 I_{co}/I_{cd} 0.8
 $\sigma_{s,adm}$ 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{ct} 1.829

σ_c 6.134 N/mm²
 σ_s 179.9 N/mm²
 ϵ_s 0.8993 %
d 1.150 mm
 ν/d 389.2 0.3384
 δ 0.0631

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Essendo $\sigma_c = 6.13 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$, la verifica tensionale risulta essere soddisfatta.

Inoltre, con riferimento alle indicazioni riportate al paragrafo C4.1.2.2.4.6 della circolare 617/2009 (verifica della fessurazione senza calcolo diretto), risulta (limite $w_k < w_2 = 0.3 \text{ mm}$, tabella 4.1.IV NTC08, ambiente ordinario):

- $\sigma_s = 179.9 \text{ MPa}$ (barre $\Phi 24 \text{ mm}$) inferiore a 200 MPa (barre $\Phi 25 \text{ mm}$);
- interasse barre 100 mm ($\sigma_s = 179.9 \text{ MPa}$) inferiore a 250 mm ($\sigma_s = 200 \text{ MPa}$).

La verifica di fessurazione risulta pertanto soddisfatta.

Con riferimento al contrafforte maggiormente sollecitato individuato ai paragrafi precedenti, si riporta di seguito il calcolo delle tensioni agenti in combinazione quasi permanente.

Verifica C.A. S.L.U. - File: VERIFICA SEZIONE A T_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 38 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	4000	400
2	500	7500

N°	As [mm²]	d [mm]
1	4020	350
2	1256	550
3	1256	750
4	1256	950
5	1256	1150
6	1256	1350
7	1256	1550

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed 0 1090 kN

M xEd 49414.3 26951 kNm

M yEd 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [mm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.8

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667

τ_{c1} 1.971

σ_c -3.332 N/mm²

σ_s 216.1 N/mm²

ϵ_s 1.081 ‰

d 7,750 mm

x 1.456 x/d 0.1878

δ 0.7

Essendo $\sigma_c = 3.33 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$, la verifica tensionale risulta essere soddisfatta.

Inoltre, con riferimento alle indicazioni riportate al paragrafo C4.1.2.2.4.6 della circolare 617/2009 (verifica della fessurazione senza calcolo diretto), risulta (limite $w_k < w_2 = 0.3 \text{ mm}$, tabella 4.1.IV NTC08, ambiente ordinario):

- $\sigma_s = 216.1$ MPa (barre $\Phi 20$ mm) inferiore a 217.8 MPa (barre $\Phi 20$ mm da tabella con interpolazione lineare);
- interasse barre 100 mm ($\sigma_s = 216.1$ MPa) inferiore a 200 mm ($\sigma_s = 240$ MPa).

La verifica di fessurazione risulta pertanto soddisfatta.

8. VASCA DI DISSIPAZIONE

Nel presente capitolo vengono analizzate le verifiche degli elementi strutturali (suola e pareti) della vasca di dissipazione in c.a.

La vasca si presenta divisa in blocchi da giunti di dilatazione di 2 cm.

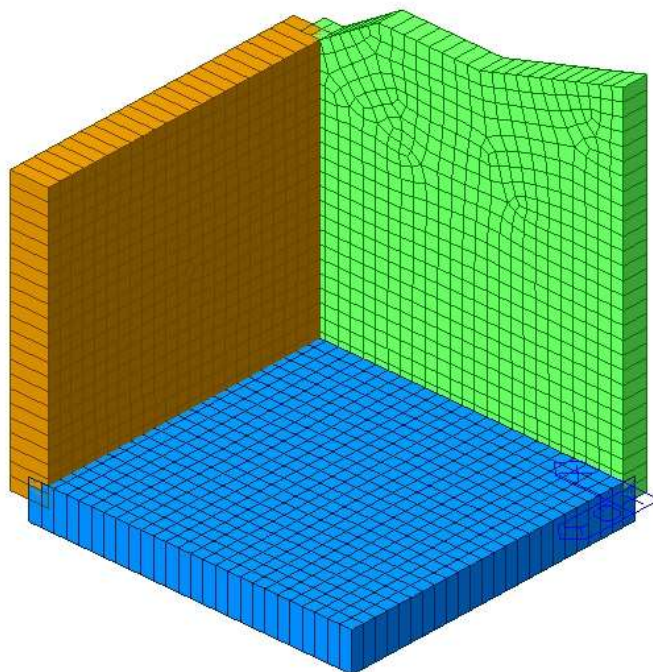
Sono stati creati modelli tridimensionali agli elementi finiti facendo uso di elementi di tipo plate.

L'interazione con il terreno è stata simulata mediante un letto di molle reagenti solo a compressione.

Per le combinazioni di carico si rimanda ai muri di sostegno con contrafforti.

8.1 CONCI 1B/10B

Si mostra l'immagine del modello a elementi finiti.

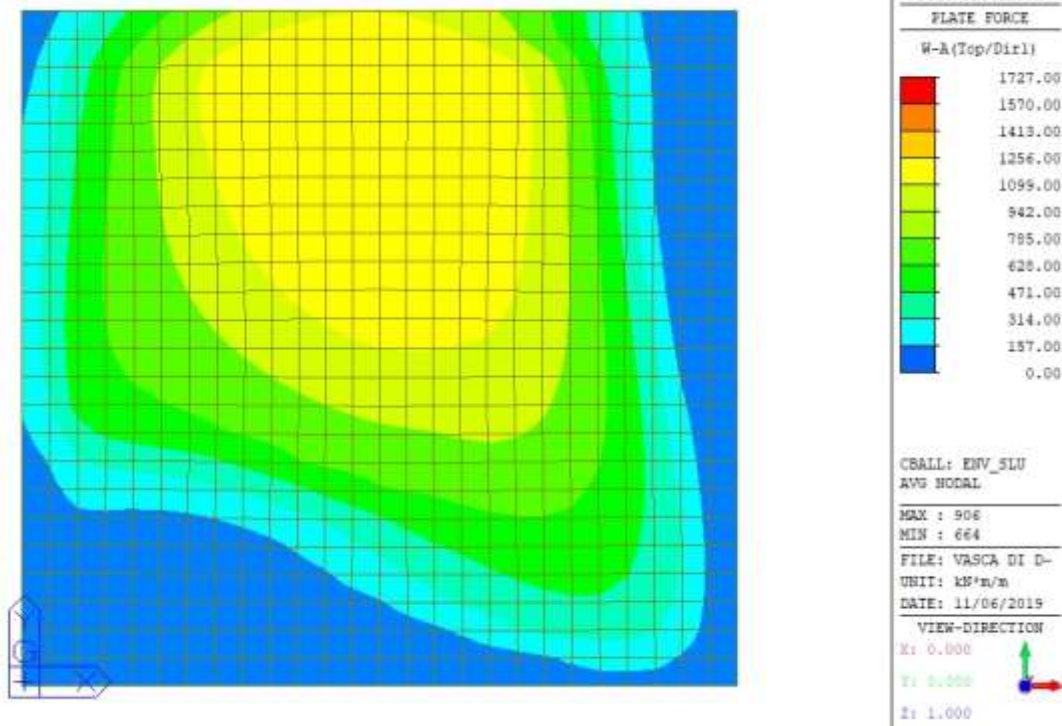


Modello FEM

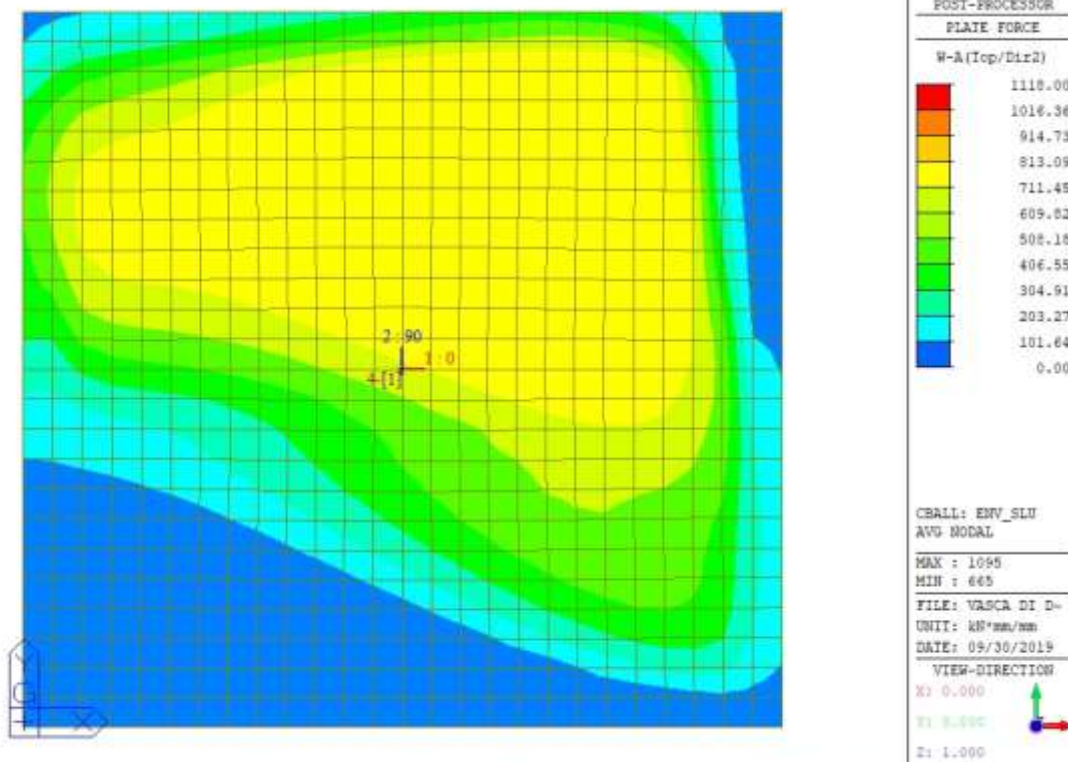
Sia la suola di fondazione che il paramento presentano uno spessore di 150 cm, mentre il paramento laterale presenta uno spessore di 100 cm.

Si riportano di seguito le verifiche a flessione allo SLU.

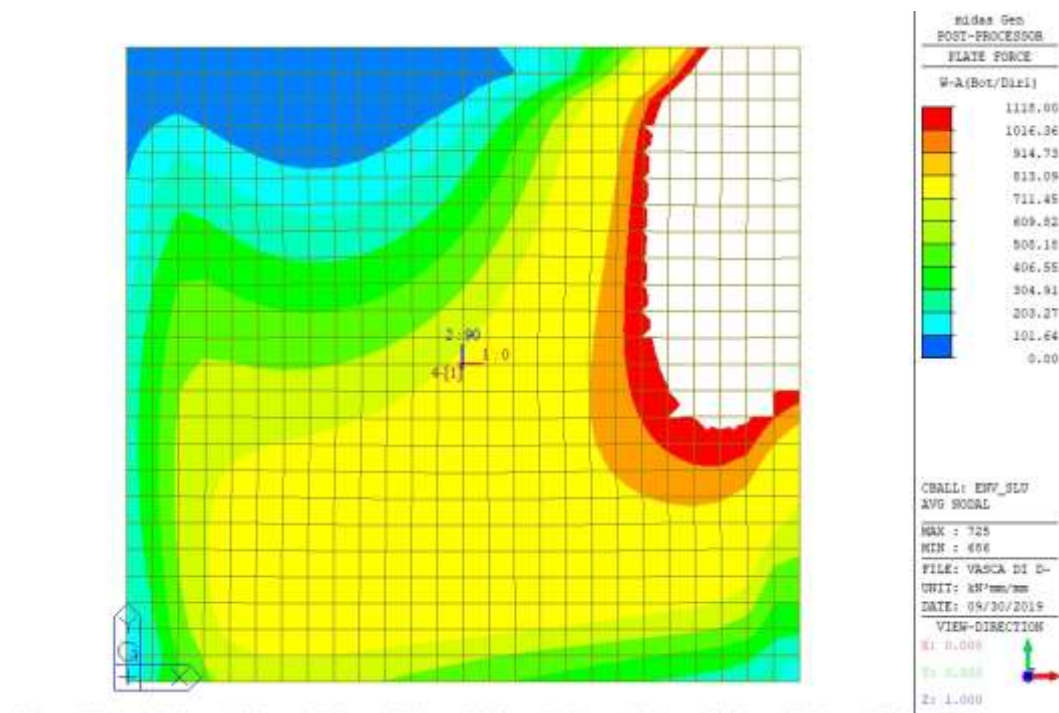
Le mappe sono filtrate con i momenti resistenti calcolati mediante l'ausilio del software VCA SLU e non riportati di seguito per motivi di brevità.



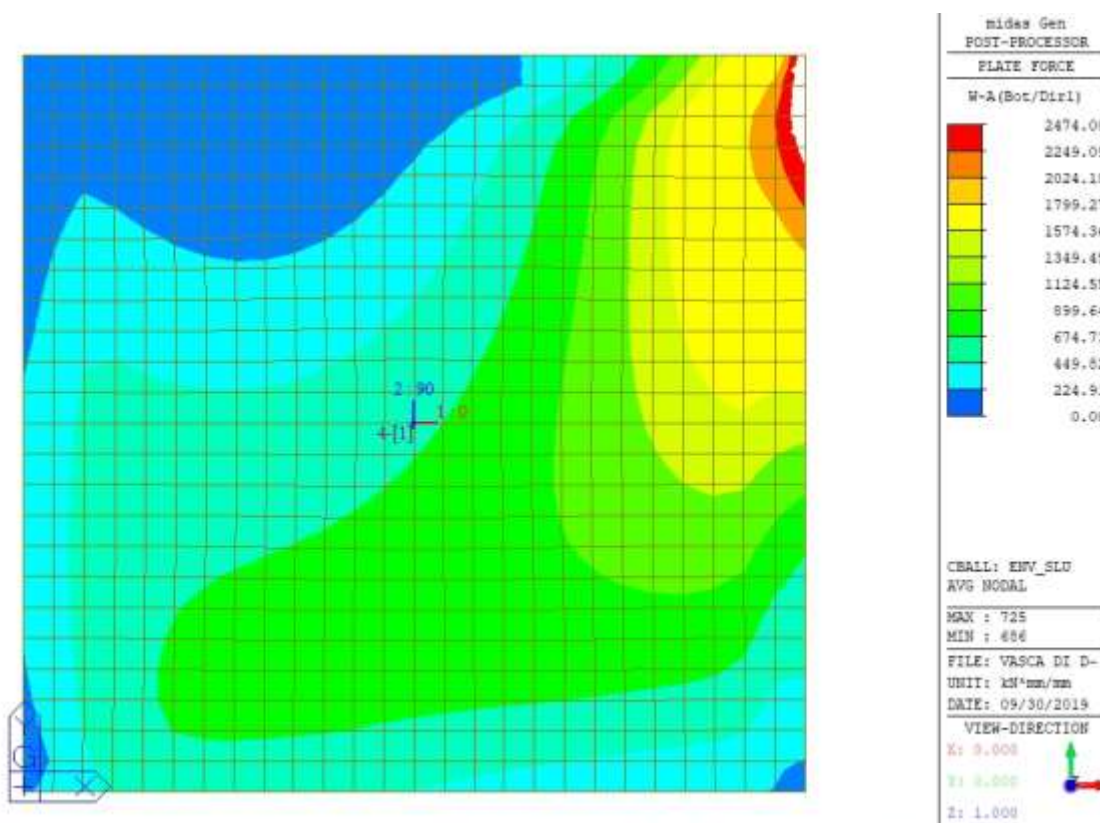
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer superiore direzione X ($\Phi 20/10$)



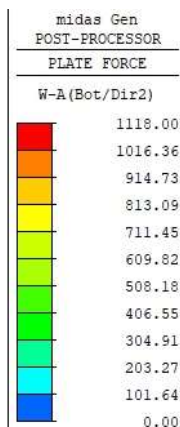
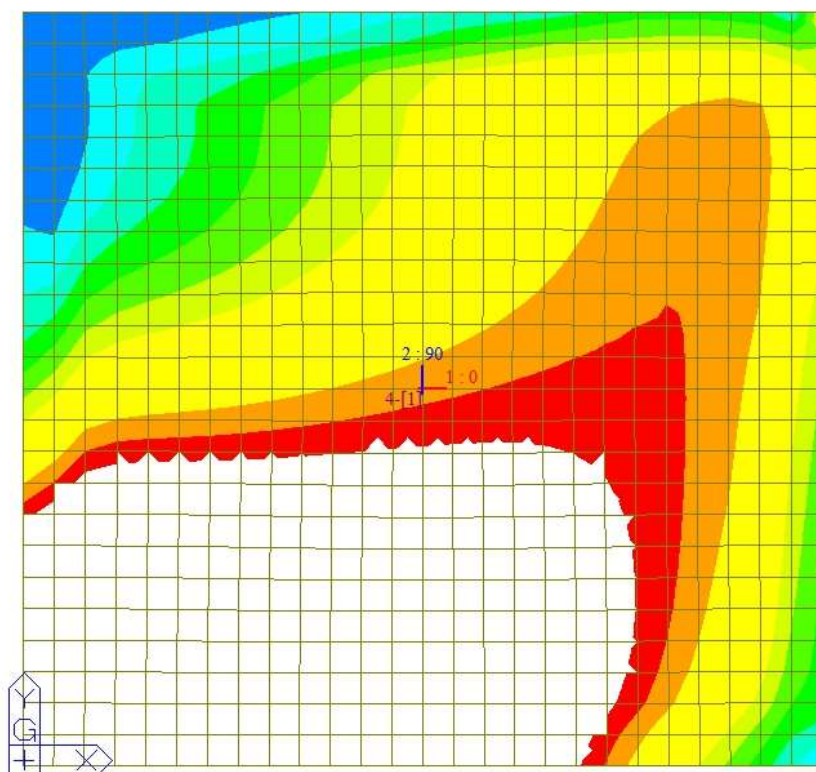
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer superiore direzione Y ($\Phi 16/10$)



Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer inferiore direzione X (Φ16/10)



Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer inferiore direzione X (Φ16/10 + Φ26/20)



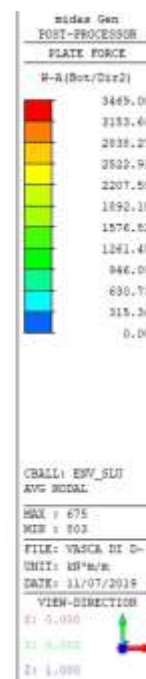
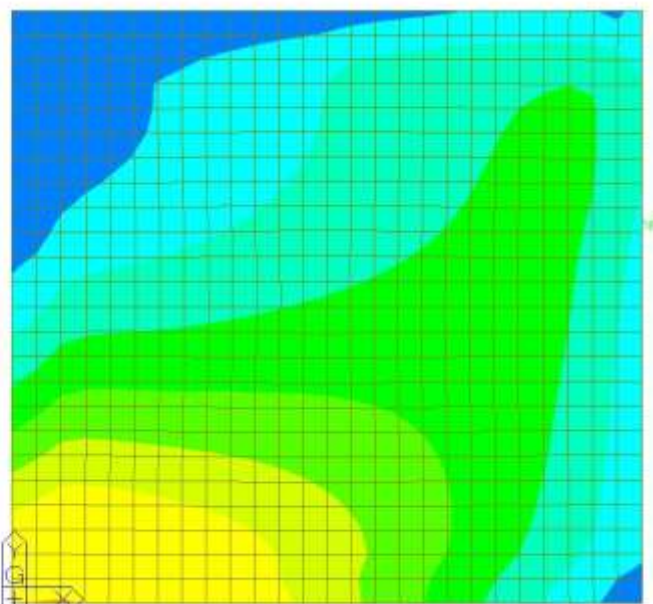
CBALL: ENV_SLU
AVG NODAL

MAX : 675
MIN : 803

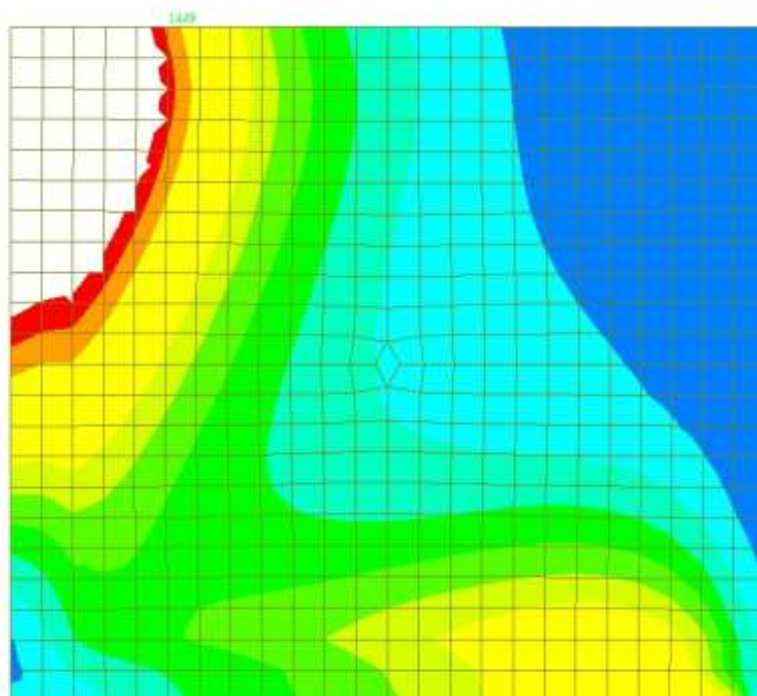
FILE: VASCA DI D-
UNIT: kN*mm/mm
DATE: 09/30/2019

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 1.000

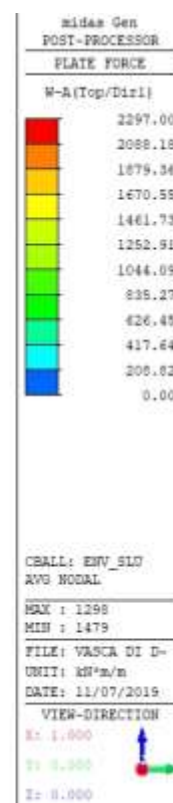
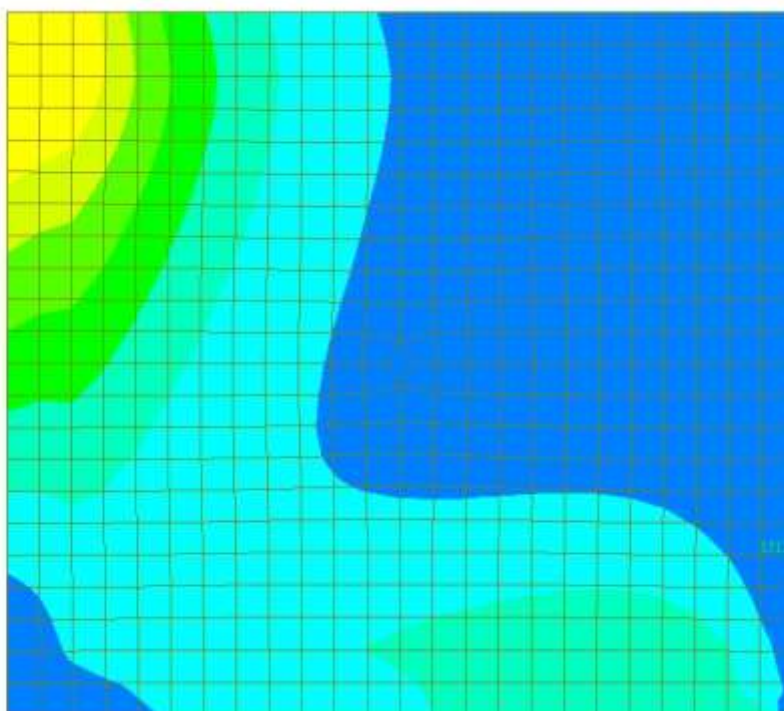
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer inferiore direzione Y (Φ16/10)



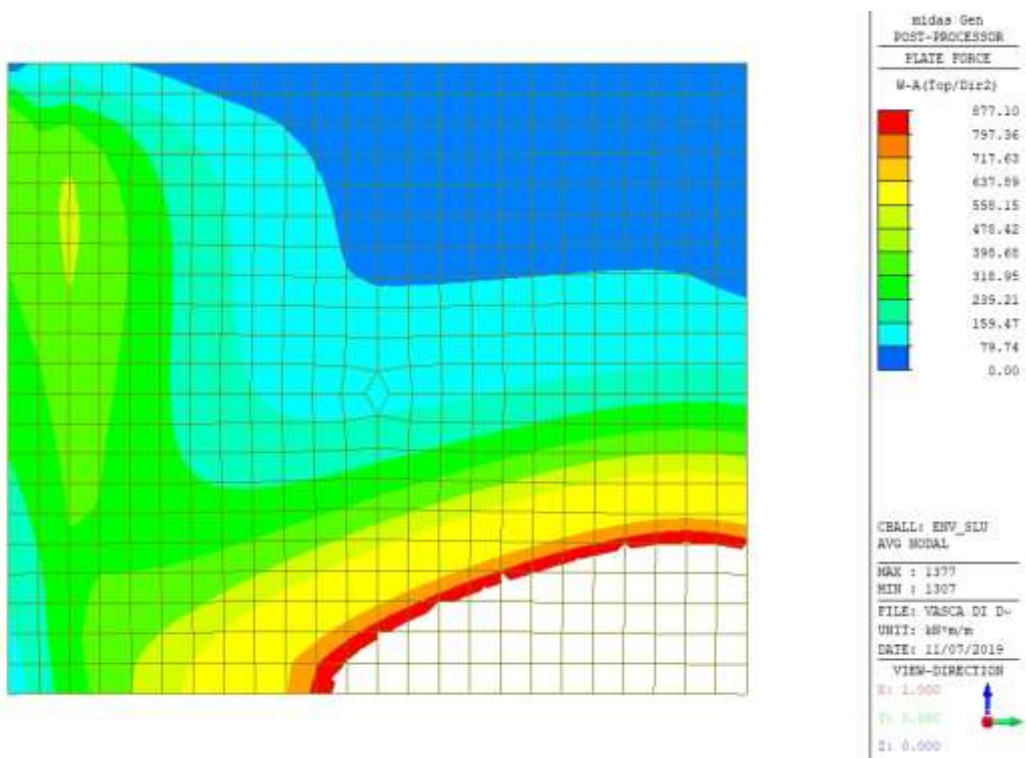
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer inferiore direzione Y (Φ16/10+ Φ24/10)



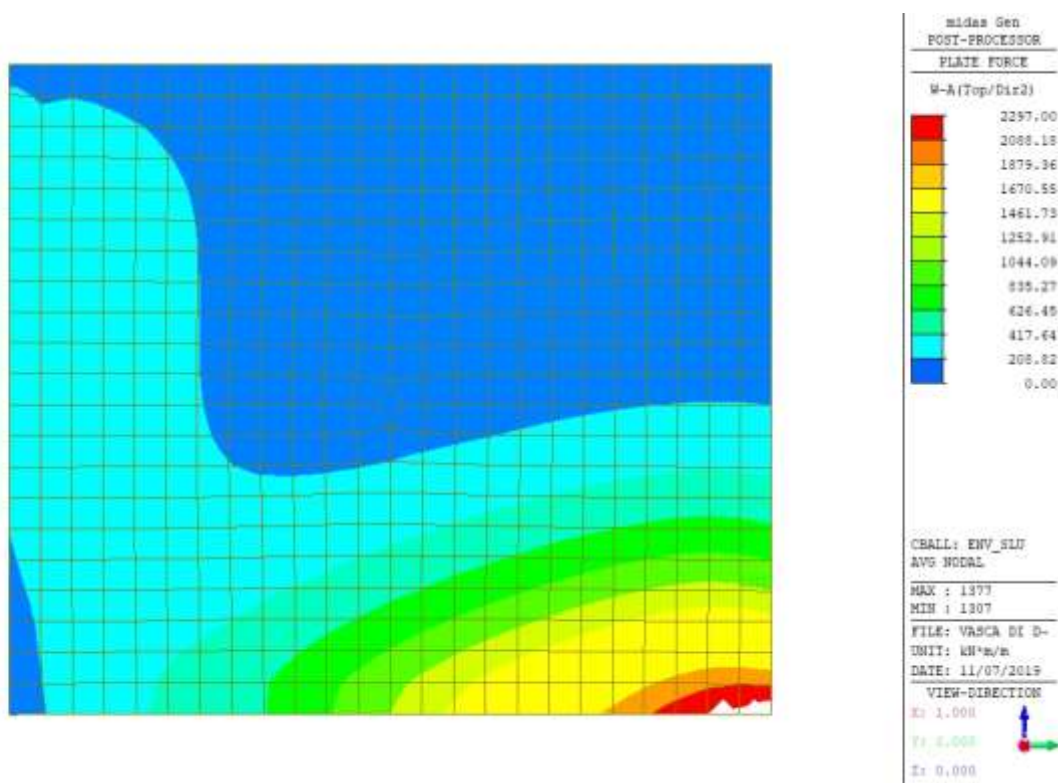
Paramento di valle – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione orizzontale (Φ20/20)



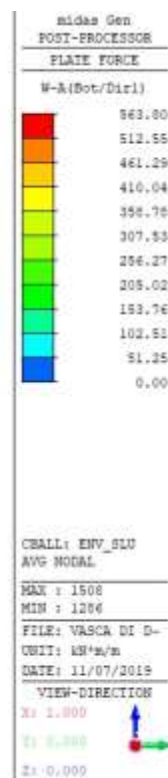
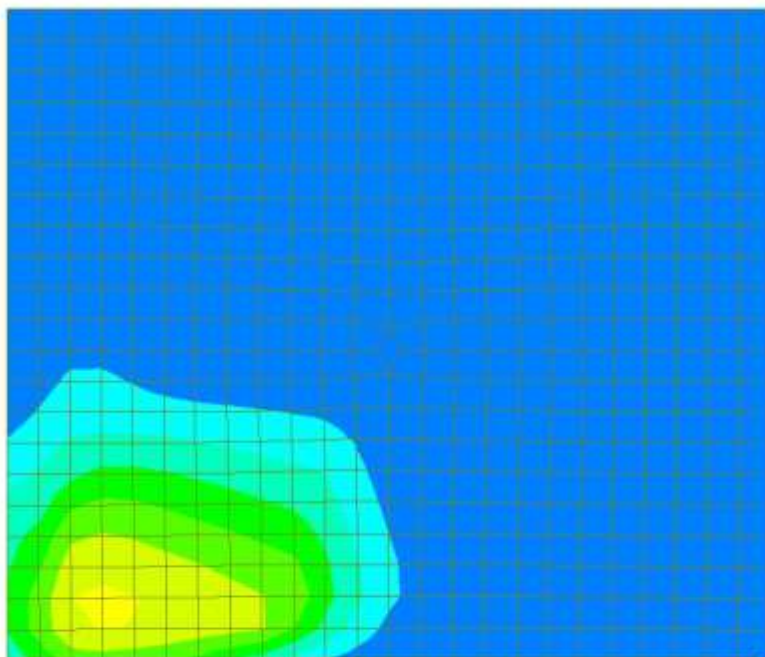
Paramento di valle – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione orizzontale (Φ20/20 + Φ26/20)



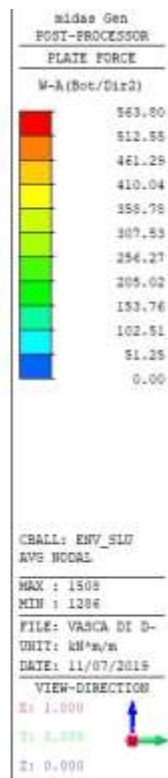
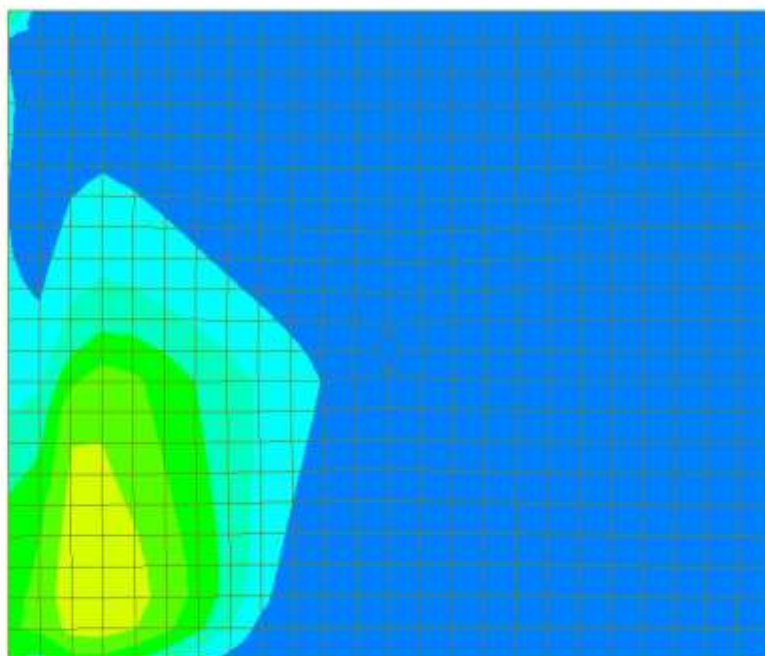
Paramento di valle – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione verticale ($\Phi 20/20$)



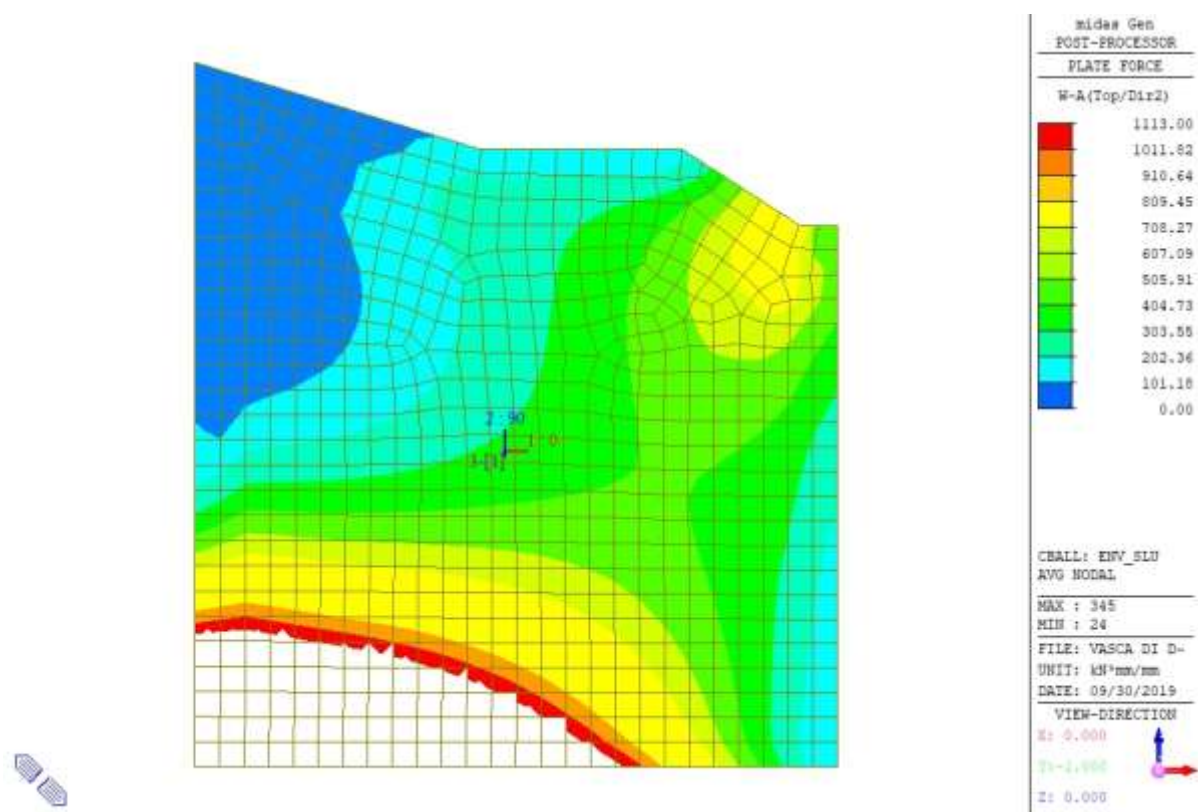
Paramento di valle – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione verticale ($\Phi 20/20 + \Phi 26/20$)



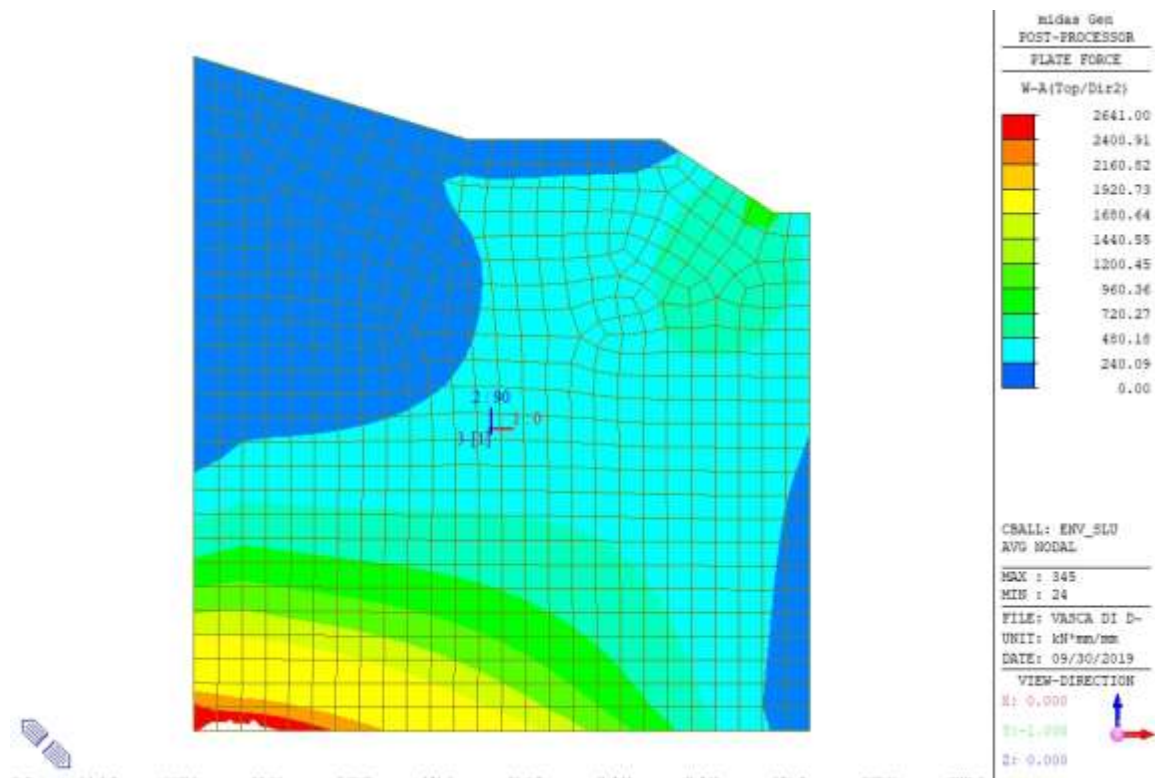
Paramento di valle – Momento di Wood-Armer lato vasca direzione orizzontale (Φ16/20)



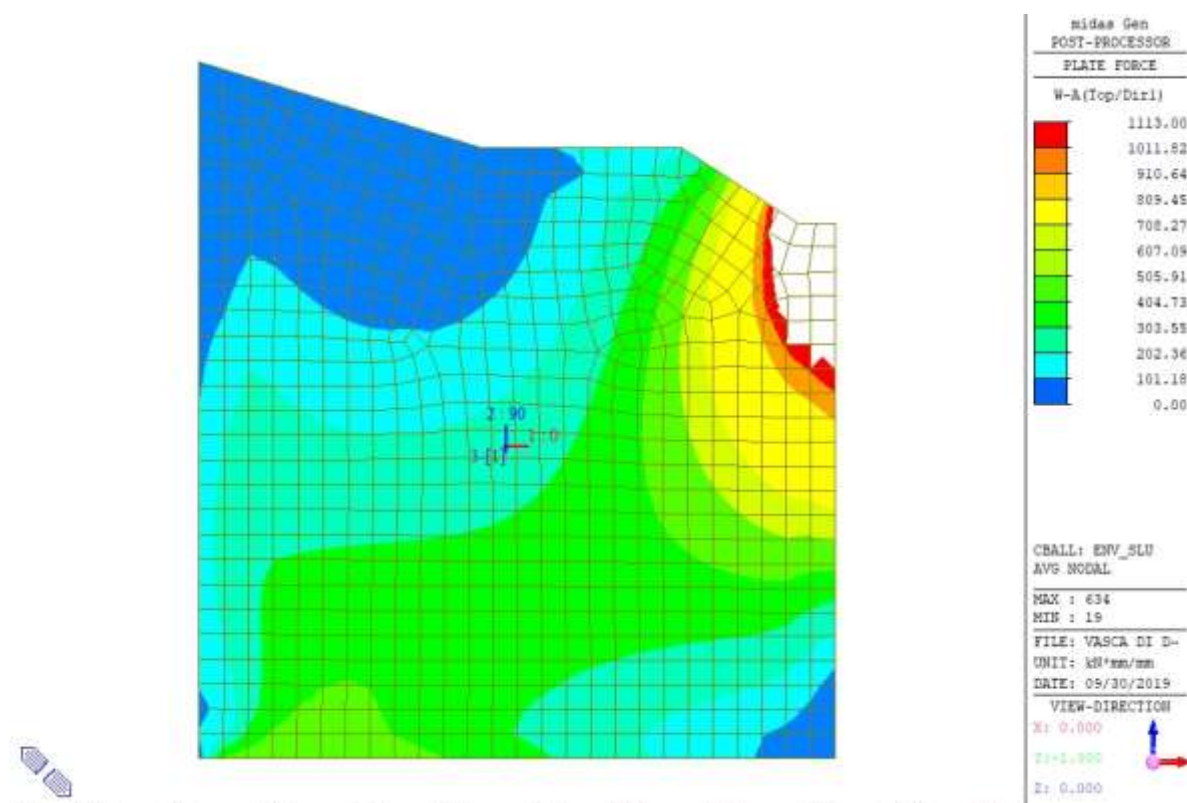
Paramento di valle – Momento di Wood-Armer lato vasca direzione verticale (Φ16/20)



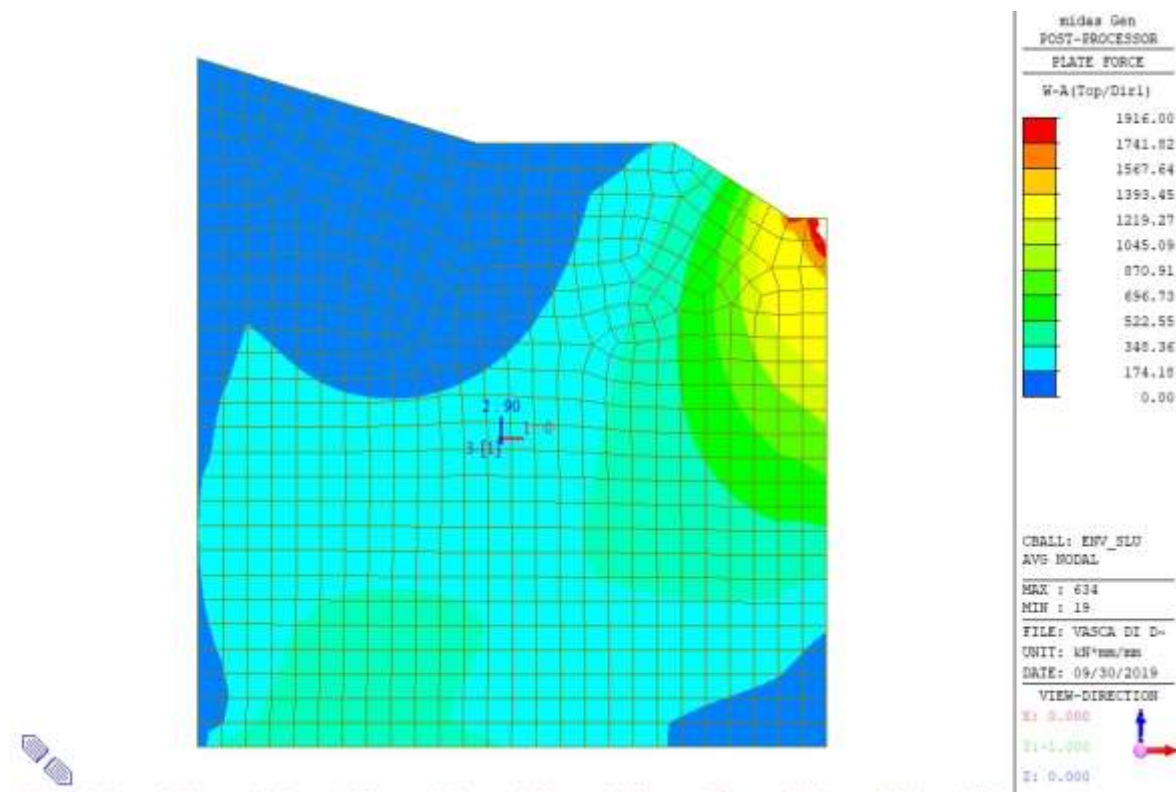
Paramento laterale– Momento di Wood-Armer lato terreno direzione verticale (Φ20/10)



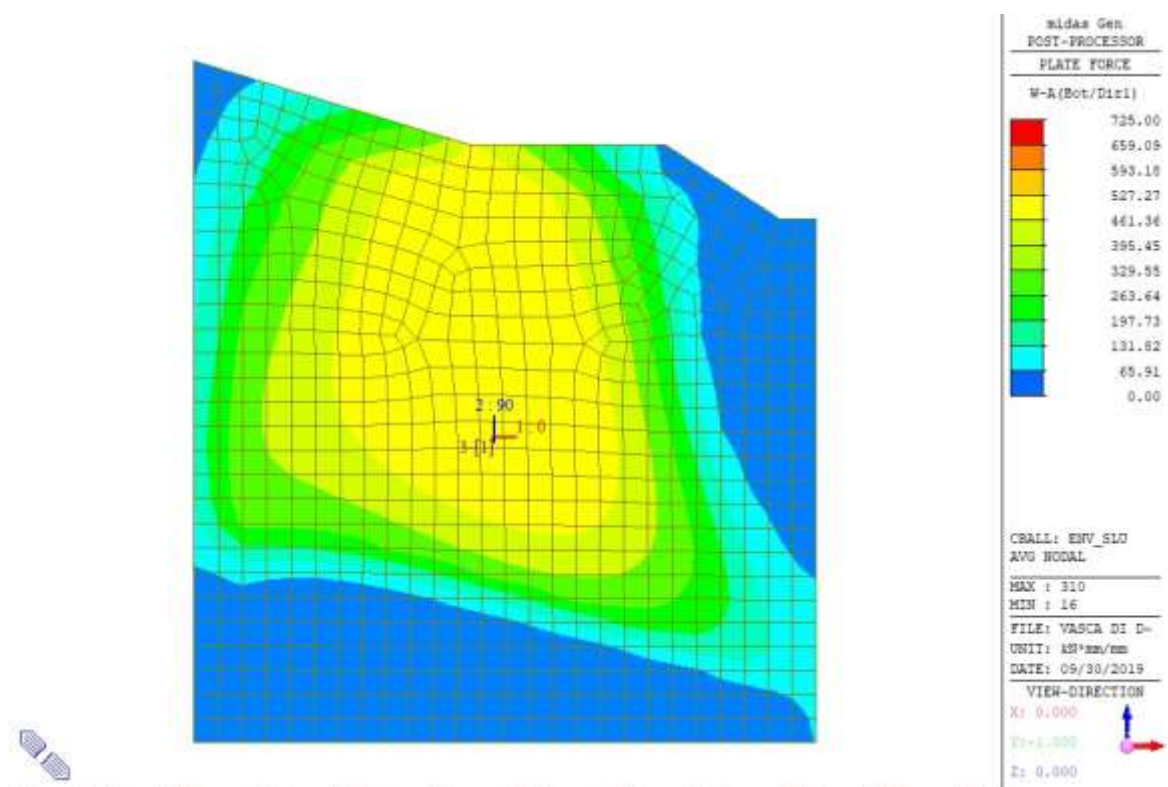
Paramento laterale– Momento di Wood-Armer lato terreno direzione verticale (Φ20/10 + Φ26/10)



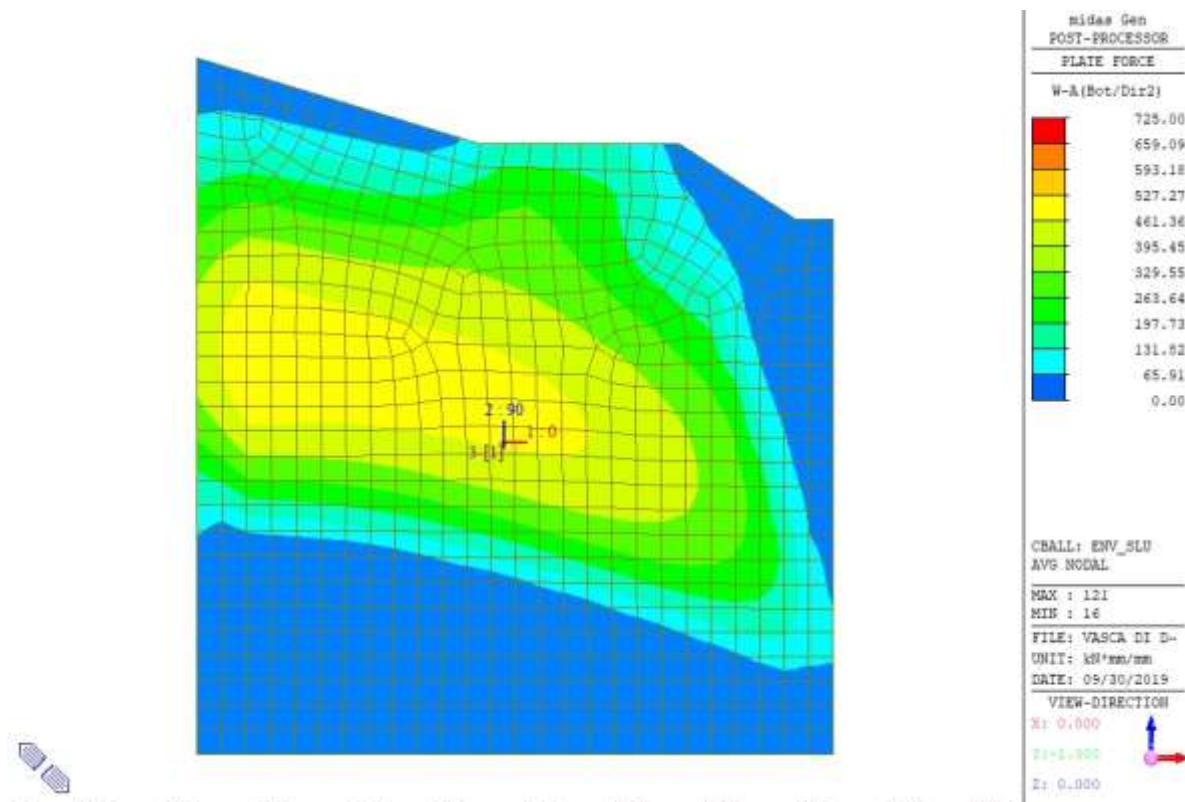
Paramento laterale– Momento di Wood-Armer lato terreno direzione orizzontale (Φ20/10)



Paramento laterale– Momento di Wood-Armer lato terreno direzione orizzontale (Φ20/10 + Φ26/20)

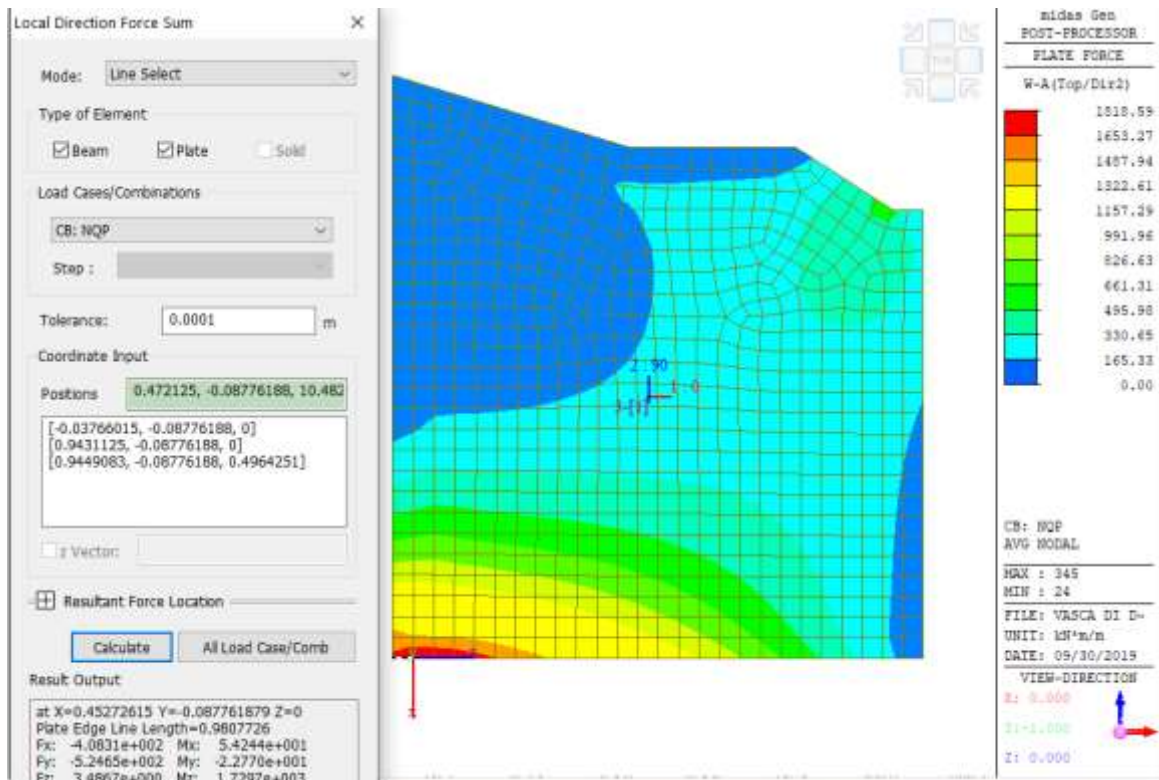


Paramento laterale– Momento di Wood-Armer lato vasca direzione orizzontale (Φ16/10)



Paramento laterale– Momento di Wood-Armer lato vasca direzione verticale (Φ16/10)

Si riportano di seguito le verifiche a tensionali e fessurazione in combinazione quasi permanente.



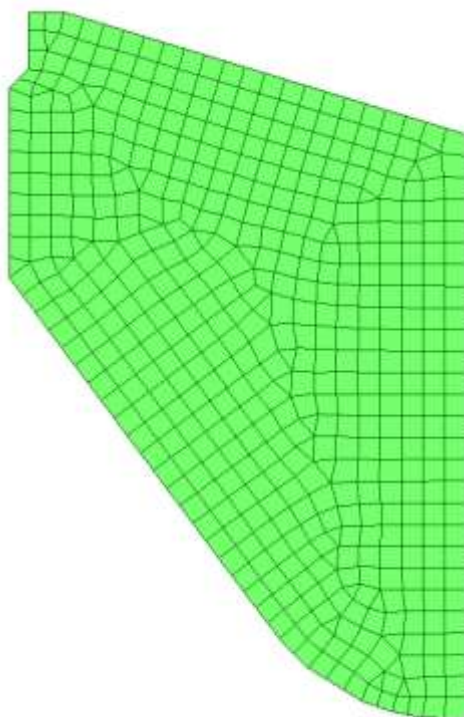
Dati geometrici sezione	Azioni di calcolo	Dati materiali	Tensioni ammissibili CLS	Risultati sollecitazioni massime
B = 100 cm H = 100 cm b _f = 8 cm t = 8 cm	U = 173,000 Kg N = 40,880 Kg T =	f _{yk} = 200 Kg/cm ² f _{td} = 0.8 x f _{yk} = 160 E _s = 2,100,000 Kg/cm ² E _c = 314,472 Kg/cm ² n = 15	f _{td,adm} = 149.40 Kg/cm ² f _{td,adm} = 141.10 Kg/cm ² f _{td,adm} = 11.94 Kg/cm ² f _{td,adm} = 25.58 Kg/cm ²	s = 58.86 cm A _{s,req} = 109.5 Kg/cm ² A _{s,prov} = 2,450 Kg/cm ² A _{s,min} = -1,427 Kg/cm ²
Valori principali parametri di calcolo				
Int. Reag. Solo CLS	Interferenza reagente	Sez. Pass. Fless. sempl.	Sez. Pass. T.P. Fless.	Interferenza fless.
A ₁ = 10.000	11.989	3.104	3.373	104.62
J ₁ = 8.333.333	11.037.735	5.805.529	5.806.165	123.029.8
F _{1,00} = 30.0	33.4	33.3	35.4	75.2
F _{1,01} = 30.0	46.6	64.7	64.8	24.8
W _{1,00} = 166.667	306.648	-	-	-
W _{1,01} = 166.667	236.830	-	-	-
U _{1,00} = 16.67	20.48	-	-	47.35
U _{1,01} = 16.67	17.86	-	-	15.63
s = -	-	35.3	36.1	-
B _{1,00} = 125000	157230	71633	71695	-
B _{1,01} = -	-	71633	71546	-
Calcolo della distanza media delle fessure				
d _{max} = 145.1 mm	145.1 mm	M _{max} = 585.28 kNm	Risultati sezione totalmente reagente:	Percentuale armatura fissata:
s = diametro della barra	23.29 mm	(Diametro equivalente)	f _{td,adm} = 87.5 Kg/cm ²	A _{s,req} = 84.51 cm ²
c = ricoprimento netto dell'armatura	30 mm	21.07 mm	f _{td,adm} = -70.1 Kg/cm ²	A _{s,prov} = 104.62 cm ²
k ₁ = coeff. adesione barre (0.8 - 1.0)	0.8	Calcolo deformazione unitaria a N costante:	L ₀ = 0.010795	Verifica svertitura:
c ₁ = -70.1	c ₁ = -50.3	q = E _s / E _c	q = 6.68	x/d = 8.401
k ₂ = coeff. Dagr. tensioni (2.5 - 1.0)	0.609	k = coefficiente darea del carico	k = 0.4	Verifica al taglio:
k ₃ =	3.4 mm	q _{max} = tensione sezione fessurata	2,450 Kg/cm ²	B _{1,00} = 100 cm
A _{1,00} = 9156.90088 in A _{c,00}	12,462 mm ²	Valore limite apertura delle fessure a N costante:	F _{1,00} = 4,472 Kg/cm ²	d _{max} = 15.0 cm
A _{1,01} = 9,156 in A _{c,01}	0.30359	W ₁ = L ₀ x q _{max}	W ₁ = 0.1610 mm	n° bracci = 4
B _{1,00} = 1000 mm	125.00 mm	Resistenza SLL	M _{res} = 2,890.48 kNm	sal = 8 cm ²
d = 5 (c + s/2) =	298.2 mm	Rottura Late CLS	Calcola	A _{s,prov} = 2.04 cm ²
s = spaziatura barre	180.0 mm			
d _{max} = 1.3 (s + x) =	885.3 mm			
0.0035				
Azioni massime resistenti per flessione semplice:				
V _{max} = 402,135 Kg	402,135 Kg			
V _{min} = 88,846 Kg	88,846 Kg			
V _{max} = 81,212 Kg	81,212 Kg			
V _{min} = 119,290 Kg	119,290 Kg			
V _{max} = 102,504 Kg	102,504 Kg			
V _{min} = 79,367 Kg	79,367 Kg			
V _{max} = 40,963 Kg	40,963 Kg			

Essendo $\sigma_c = 10.1 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$, la verifica tensionale risulta essere soddisfatta.

Inoltre, con riferimento alla verifica a fessurazione, risulta: $w_k = 0.16 \text{ mm} < w_2 = 0.30 \text{ mm}$ (verifica soddisfatta).

8.2 MURO INCASTRATO SU CONCIO 1B

Si mostra l'immagine del modello a elementi finiti.

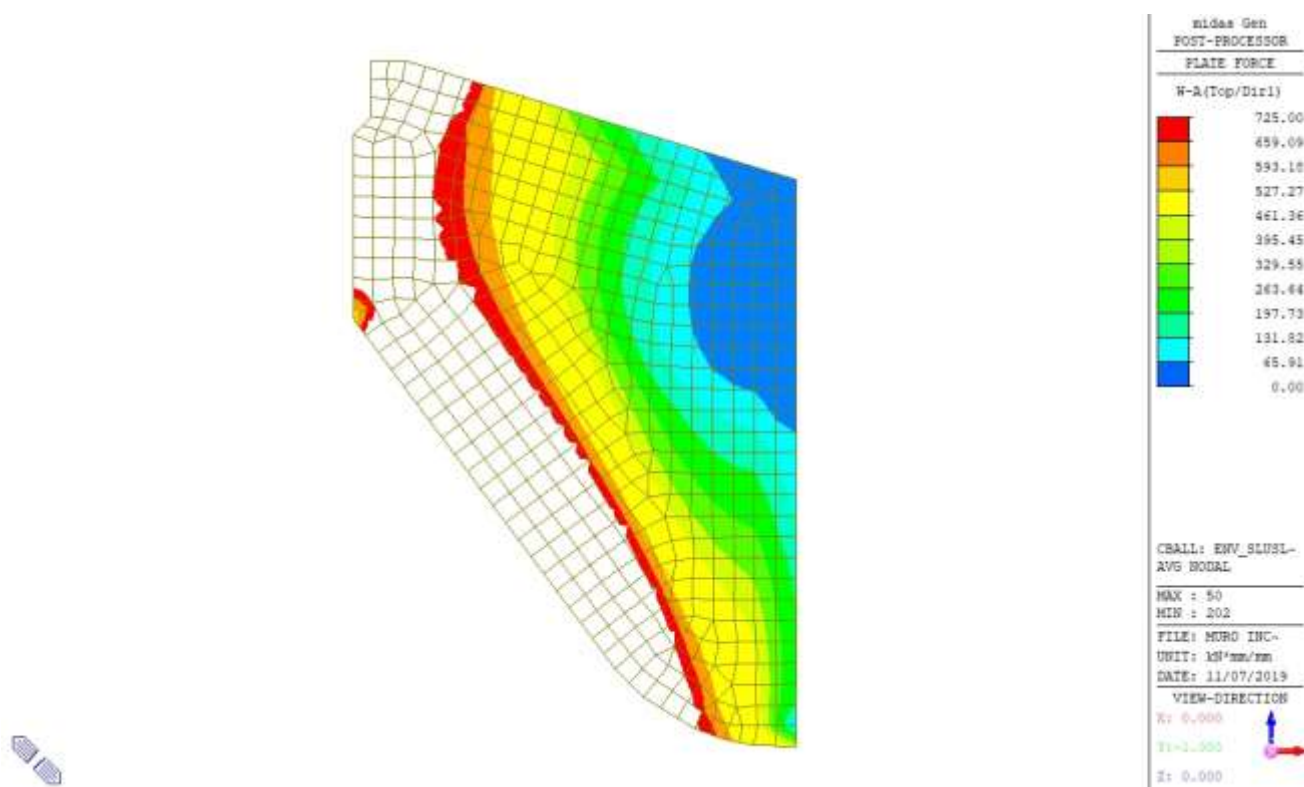


Modello FEM

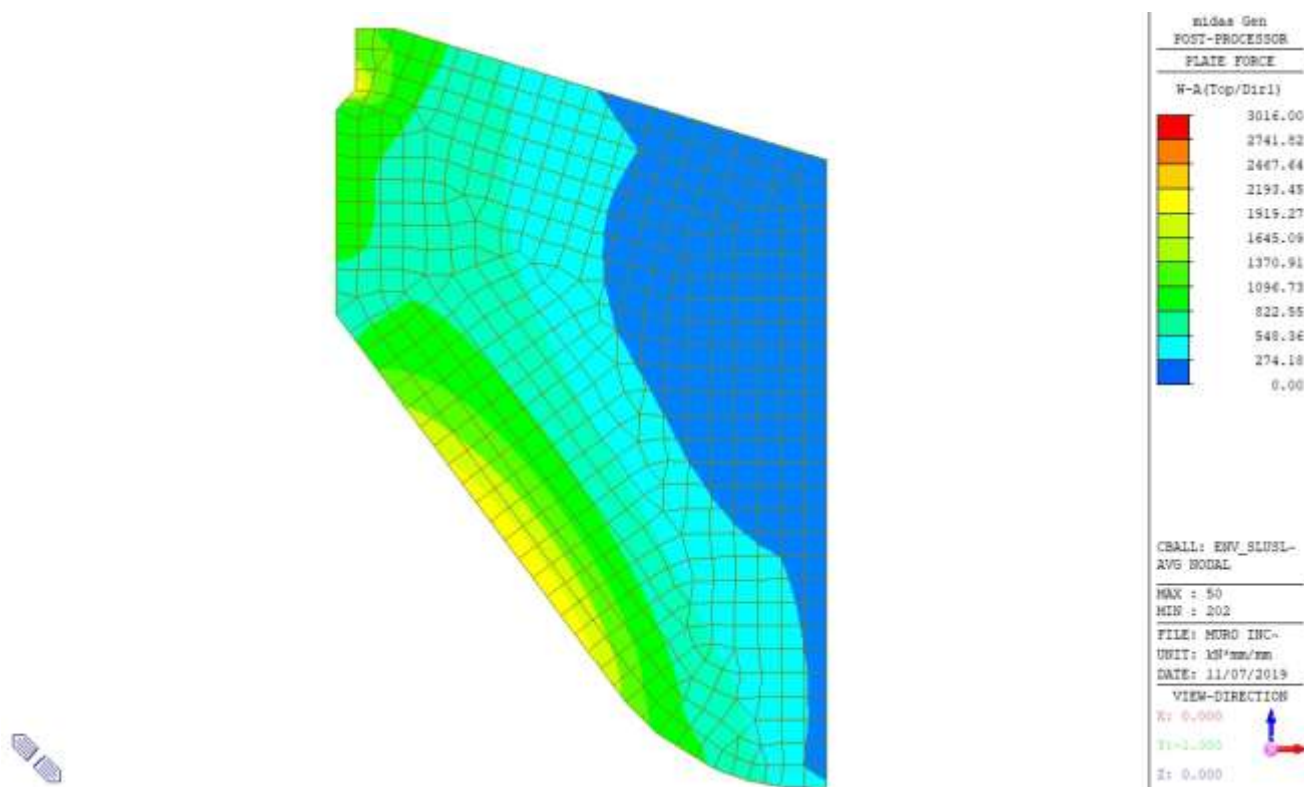
Si tratta di un muro avente spessore di 100 cm.

Si riportano di seguito le verifiche a flessione allo SLU.

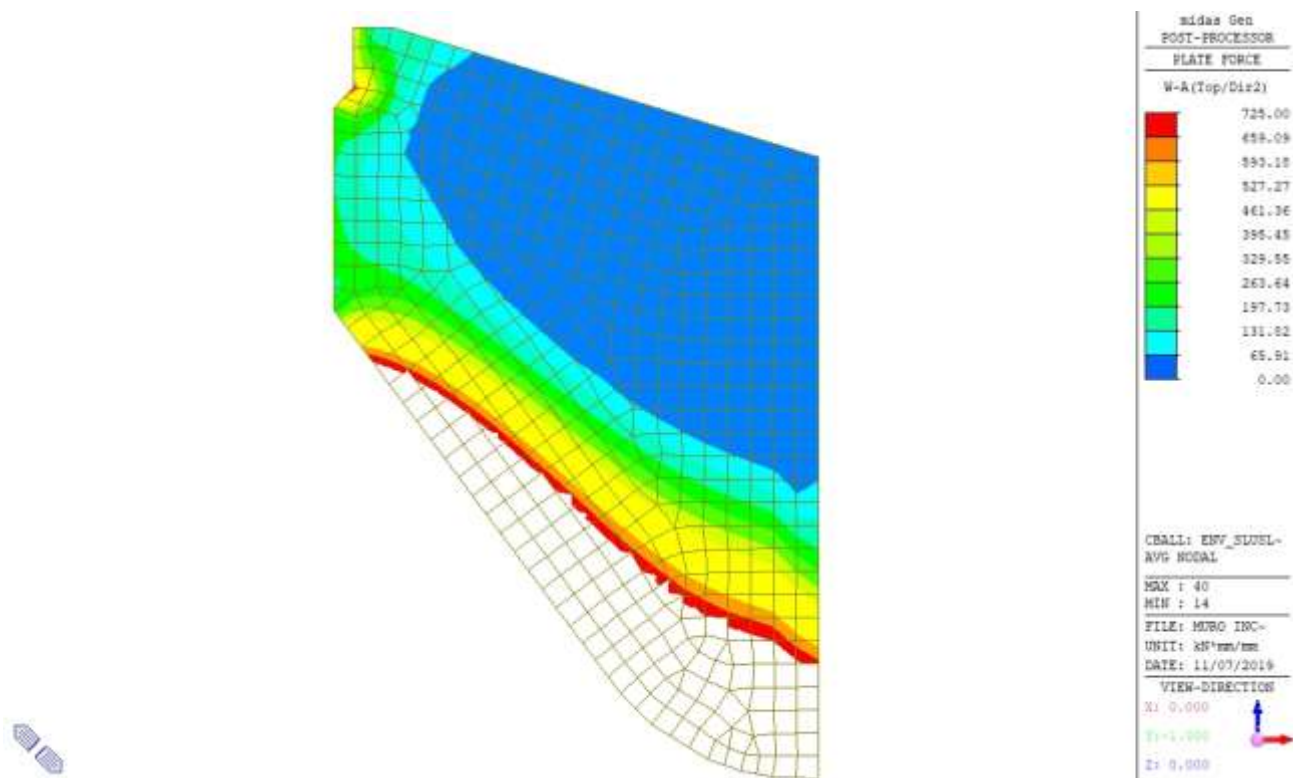
Le mappe sono filtrate con i momenti resistenti calcolati mediante l'ausilio del software VCA SLU e non riportati di seguito per motivi di brevità.



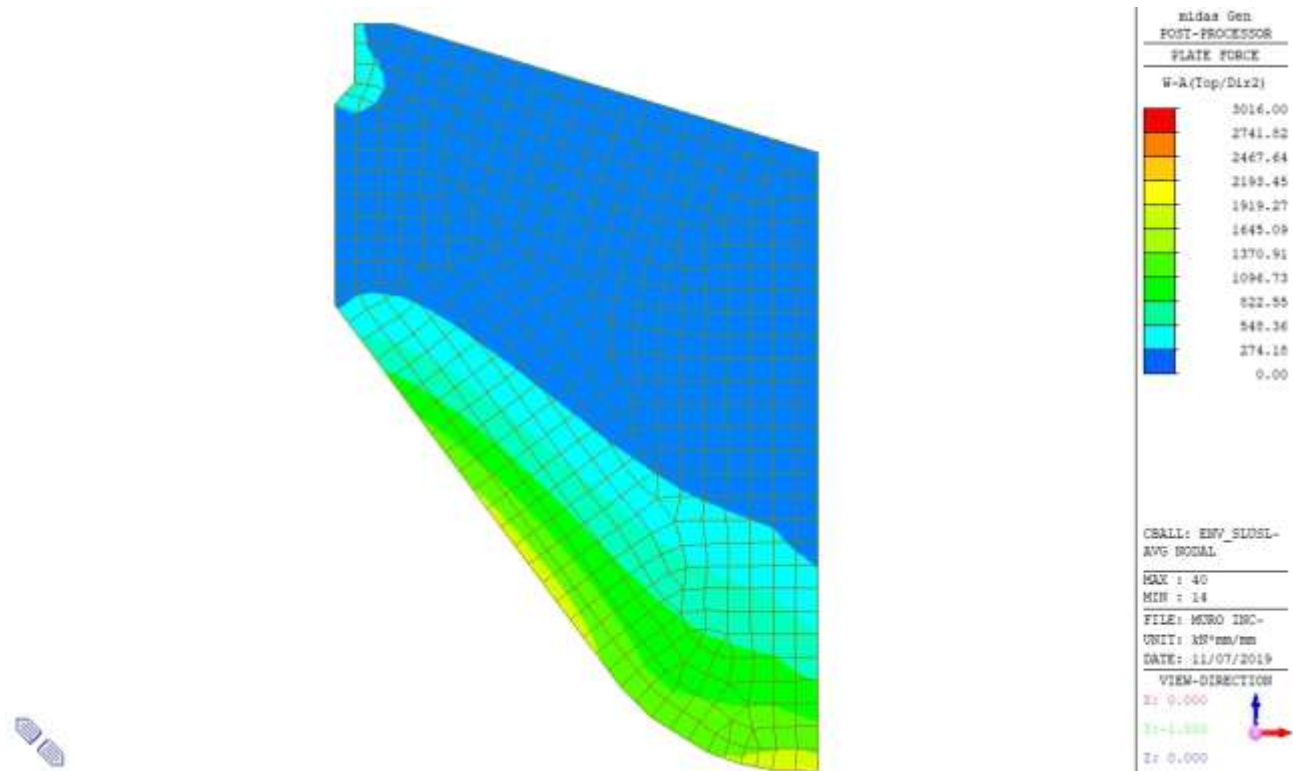
Momento di Wood-Armer lato terreno direzione orizzontale (Φ16/10)



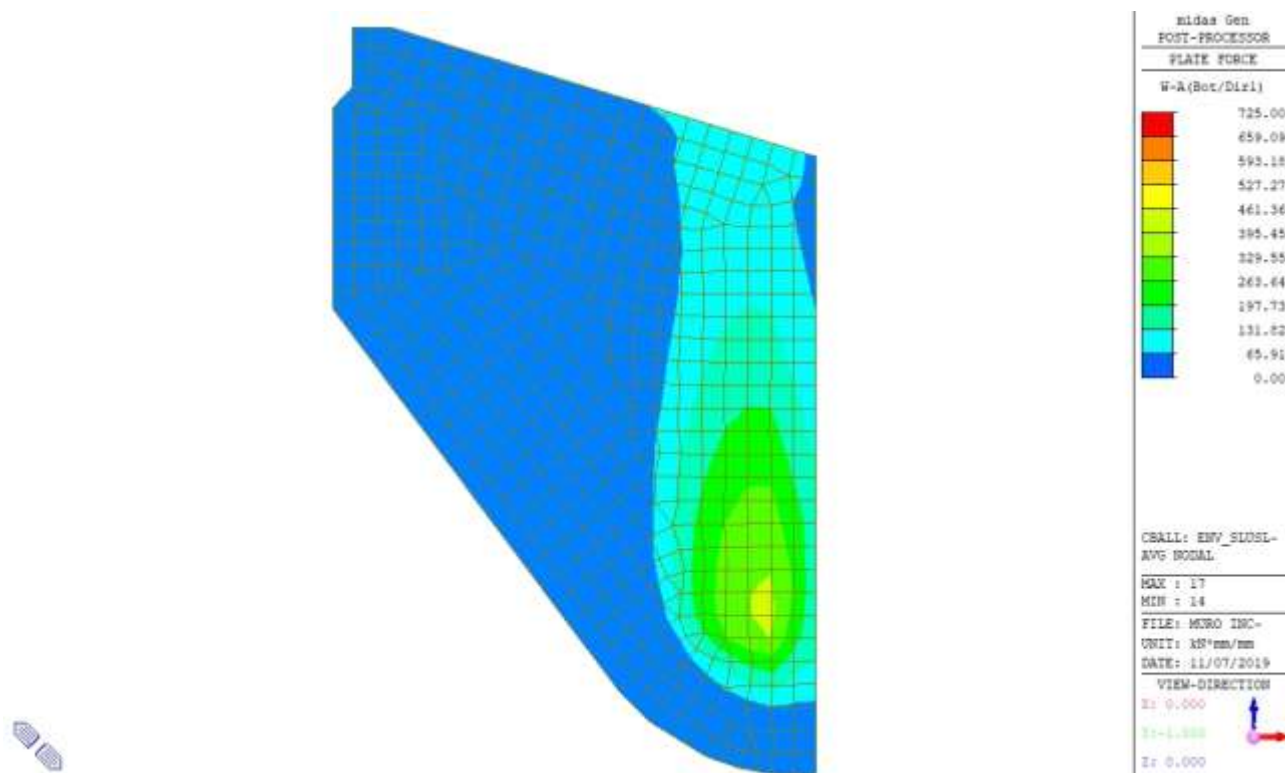
Momento di Wood-Armer lato terreno direzione orizzontale (Φ16/10 + Φ32/10)



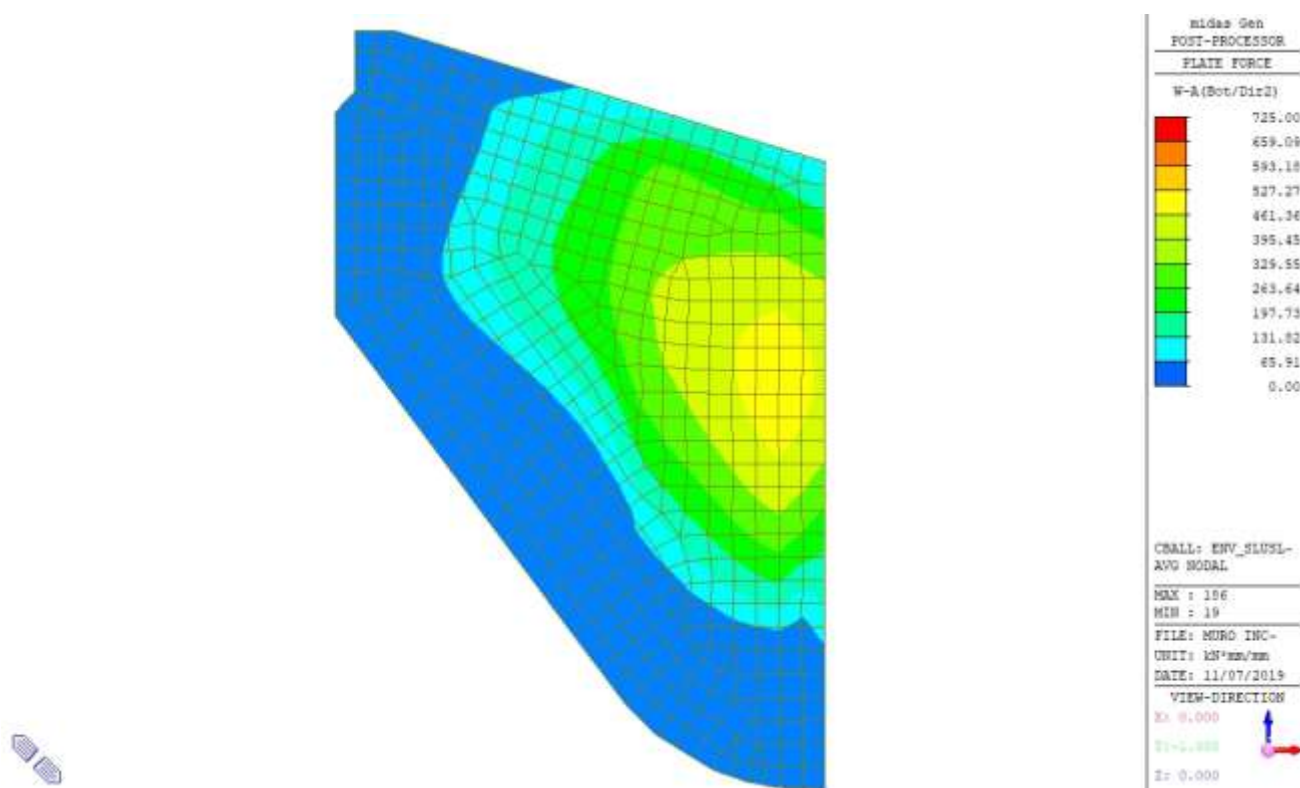
Momento di Wood-Armer lato terreno direzione verticale (Φ16/10)



Momento di Wood-Armer lato terreno direzione verticale (Φ16/10 + Φ32/10)

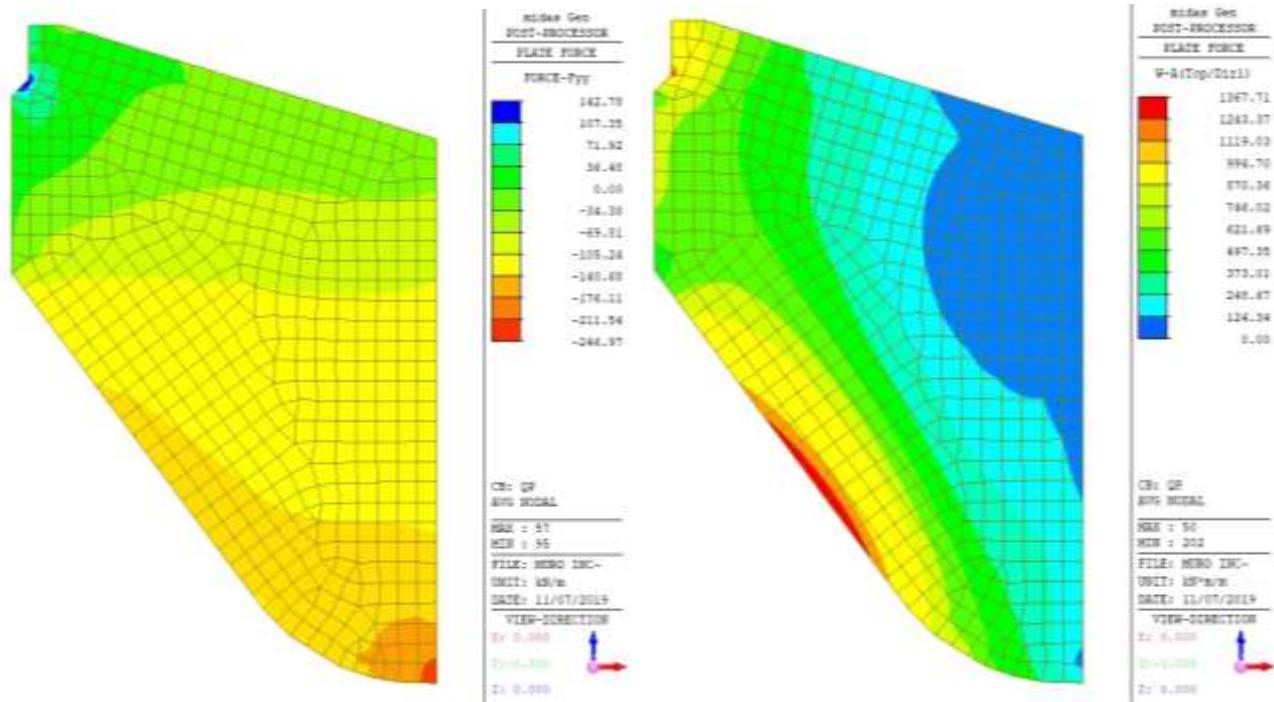


Momento di Wood-Armer lato vasca direzione orizzontale ($\Phi 16/10$)



Momento di Wood-Armer lato vasca direzione verticale ($\Phi 16/10$)

Si riportano di seguito le verifiche a tensionali e fessurazione in combinazione quasi permanente.



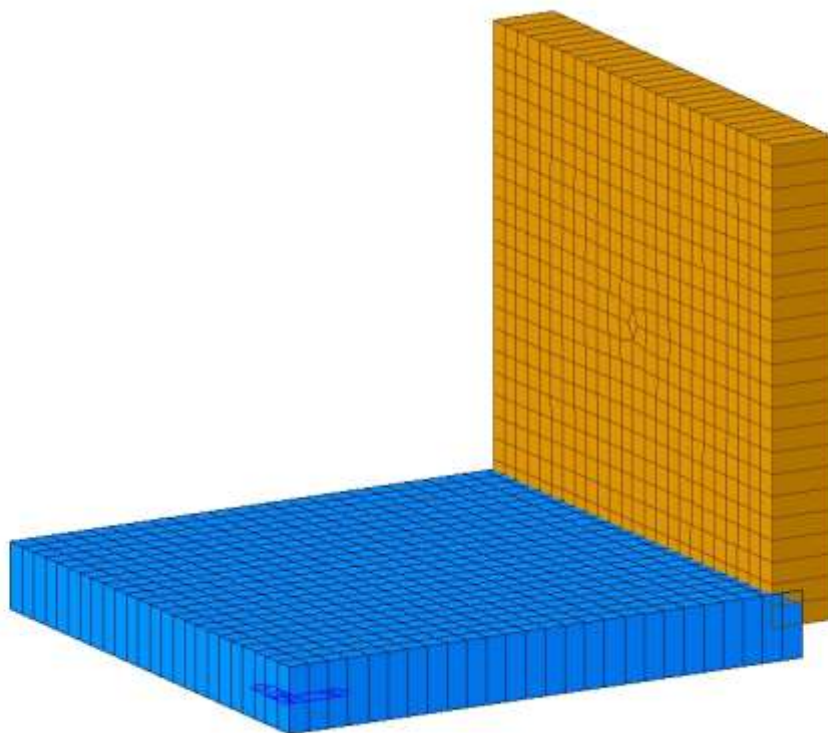
Dati geometrici sezione:			Azioni di calcolo:			Dati materiali:			Tensioni ammissibili CLS:			Risultati sollecitazioni massime:		
B =	100	cm	M =	136,700	Kgm	R _{ct} =	390	Kg/cm ²	σ _{ct,adm} =	145,40	Kg/cm ²	k =	38,67	cm
H =	100	cm	N =	16,000	Kg	E _c =	3,500	Kg/cm ²	F _{ct} =	141,10	Kg/cm ²	σ _c =	90,6	Kg/cm ²
B ₀ =	0	cm	T =		Kg	E _s =	2,100,000	Kg/cm ²	F _{sd} =	11,94	Kg/cm ²	σ _{s,adm} =	1,900	Kg/cm ²
L =	0	cm				E _{cm} =	314,472	Kg/cm ²	f _{sd} =	25,58	Kg/cm ²	σ _{s,lim} =	-	Kg/cm ²
Valori principali parametri di calcolo:			Elenco e tensioni delle armature (indicare le distanze a partire dal bordo compresso):			Percentuale armatura tesar:								
Int. Reag.	Interviente	Sez. Fess.	Sez. Fess.	Interviente	0.0121118	Livello	Dist da b.c.	Numero	Diametro	Area Sez.	Tensione armature	da	da	da
Solo CLS	reagente	Plex sempl	T.P. Plex	less		ferri	[cm]	ferri	[mm]	[cm ²]	da	da	da	da
A ₁ =	10,000	11,206	4,927	5,074	80,42	Comp	1	0,0	32		-	Kg/cm ²		
J ₁ =	8,333,333	10,513,256	5,746,198	5,746,281	0,0	Comp	2	0,0	32		-	Kg/cm ²		
F _{g,adm} =	50,0	54,8	37,3	37,3	35,0	Tesa	3	0,0	32		-	Kg/cm ²		
E _{g,adm} =	50,0	45,2	82,7	82,7	5,0	Tesa	4	0,0	32		-	Kg/cm ²		
W _{adm} =	166,667	191,693	-	-	-	Tesa	5	0,0	32		-	Kg/cm ²		
W _{adm} =	166,667	232,822	-	-	-	Tesa	6	0,0	32		-	Kg/cm ²		
W _{adm} =	16,67	20,78	-	-	0,00	Tesa	7	0,0	32		-	Kg/cm ²		
W _{adm} =	16,67	17,11	-	-	0,00	Tesa	8	95,0	32	60,42	1,900	Kg/cm ²		
σ _c =	-	-	37,3	38,7	-		9				-	Kg/cm ²		
σ _{s,adm} =	129,000	150,395	89,987	89,666	-		10				-	Kg/cm ²		
σ _s =	-	-	89,987	89,675	-						-	Kg/cm ²		
Calcolo della distanza media delle fessure:			Calcolo deformazione unitaria a N costante:			Verifica al taglio:			Azioni massime resistibili per fissazione semplice:					
σ _{ct,adm} =	312,4	mm	M _{Ed} =	496,32	kNm	σ _{ct,adm} =	73,1	Kg/cm ²	A _g =	6,89	%	V _{adm} =	462,136	Kg
φ = diametro della barra:	32,00	mm	Diametro equivalente:	32,00	mm	σ _{ct,adm} =	-57,6	Kg/cm ²	A _{g,adm} =	88,42	cm ²	V _{adm} =	68,948	Kg
c = ricoprimento netto dell'armatura:	57	mm							A _{g,lim} =	88,42	cm ²	V _{adm} =	51,262	Kg
k ₁ = coeff. adesione barre (0,5 - 1,5)	0,8								Verifica al taglio:			V _{adm} =	119,298	Kg
σ _{ct} = -57,6		Kg/cm ²							σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	182,504	Kg
k ₂ = coeff. Diagr. tensioni (0,5 - 1,0)	0,500								σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	79,387	Kg
k ₃ =	3,4	mm							σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	40,354	Kg
k ₄ =	0,425	mm							σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	40,354	Kg
A _s = area acciaio in A _{c,adm}	8,042	mm ²							σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	40,354	Kg
A _{c,adm} = B _{adm} × d _{adm}	125,000	mm ²							σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	40,354	Kg
ρ _{adm} = A _s /A _{c,adm}	0,06434								σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	40,354	Kg
B _{adm} = B	1000	mm							σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	40,354	Kg
B _{adm} =	125,00	mm							σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	40,354	Kg
d _{adm} = 5 (c + φ/2) =	415,0	mm							σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	40,354	Kg
d = spaziatura barre	100,0	mm							σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	40,354	Kg
A _{c,adm} = 1,3 (B - x) =	797,3	mm							σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	40,354	Kg
0,0036									σ _{ct} =	0,407		V _{adm} =	40,354	Kg

Essendo $\sigma_c = 9.6 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$, la verifica tensionale risulta essere soddisfatta.

Inoltre, con riferimento alla verifica a fessurazione, risulta: $w_k = 0.26 \text{ mm} < w_2 = 0.30 \text{ mm}$ (verifica soddisfatta).

8.3 CONCI 2B/9B

Si mostra l'immagine del modello a elementi finiti.

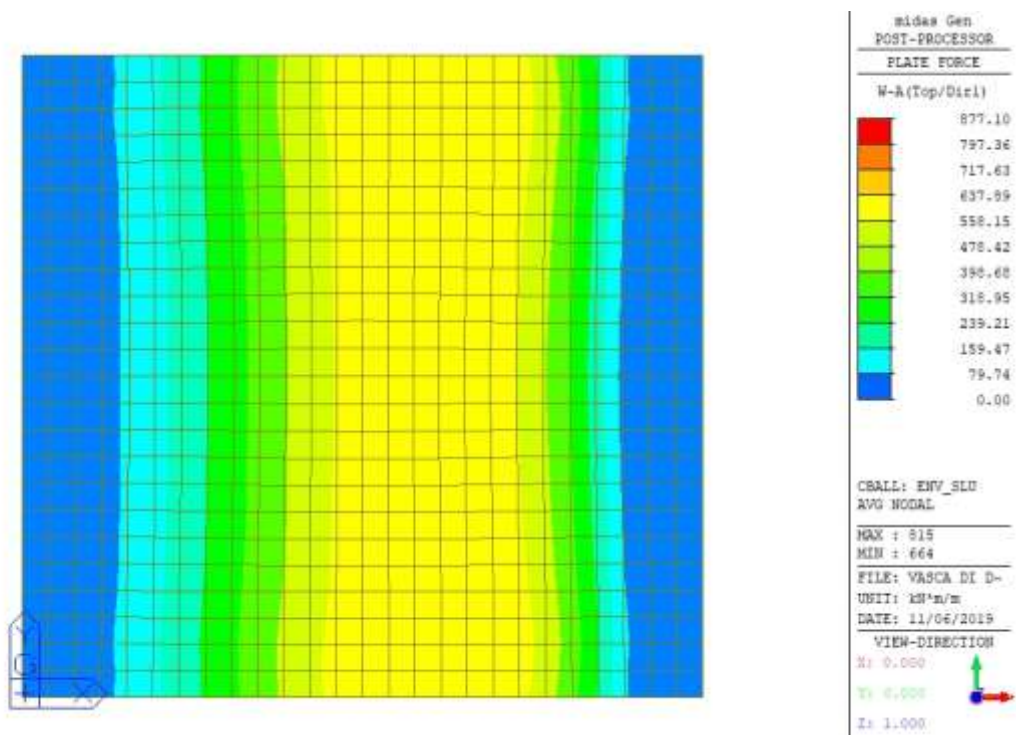


Modello FEM

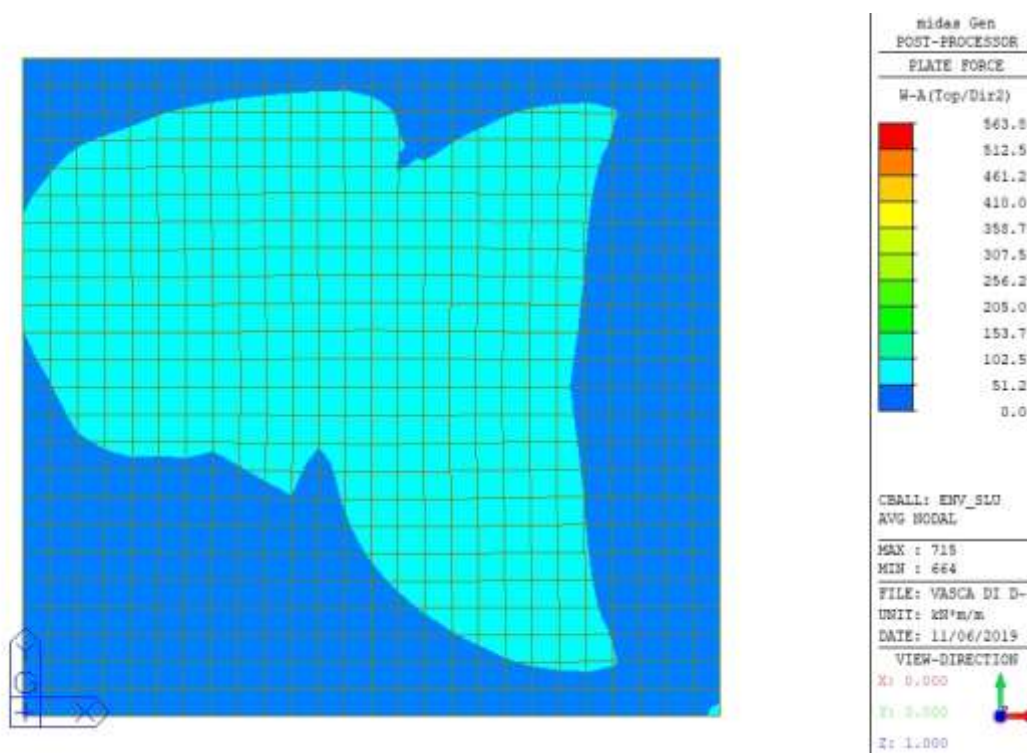
Sia la suola di fondazione che il paramento presentano uno spessore di 150 cm.

Si riportano di seguito le verifiche a flessione allo SLU.

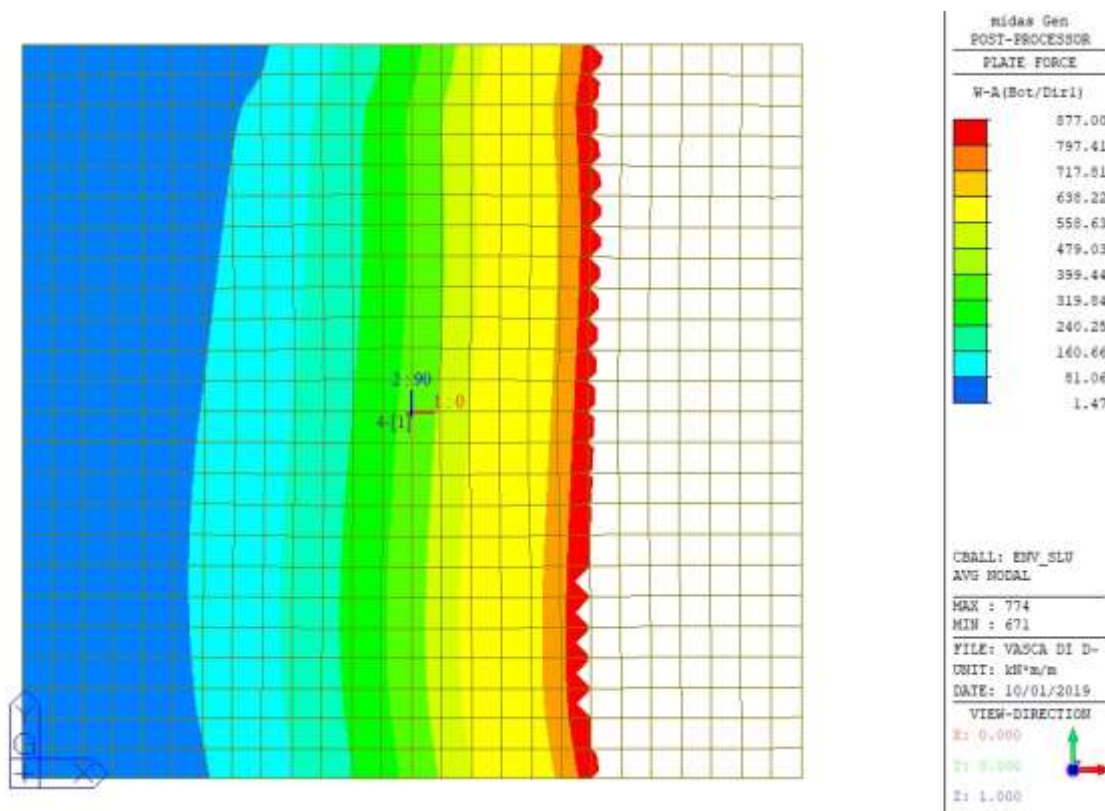
Le mappe sono filtrate con i momenti resistenti calcolati mediante l'ausilio del software VCA SLU e non riportati di seguito per motivi di brevità.



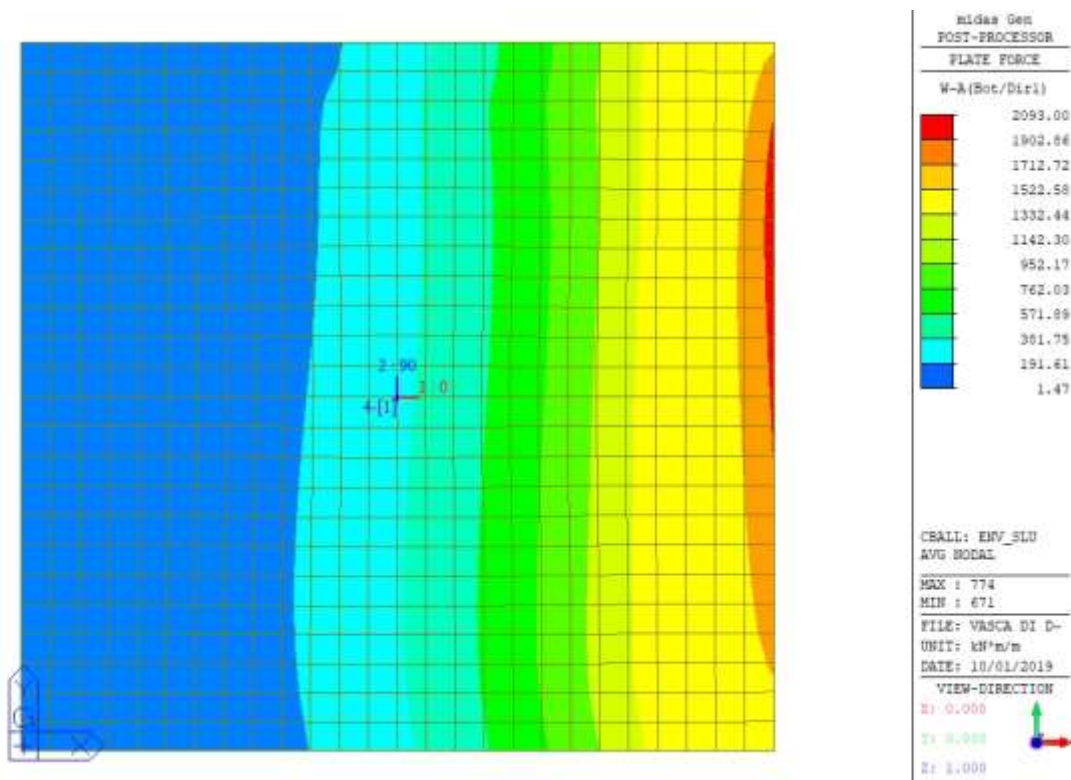
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer superiore direzione X ($\Phi 20/20$)



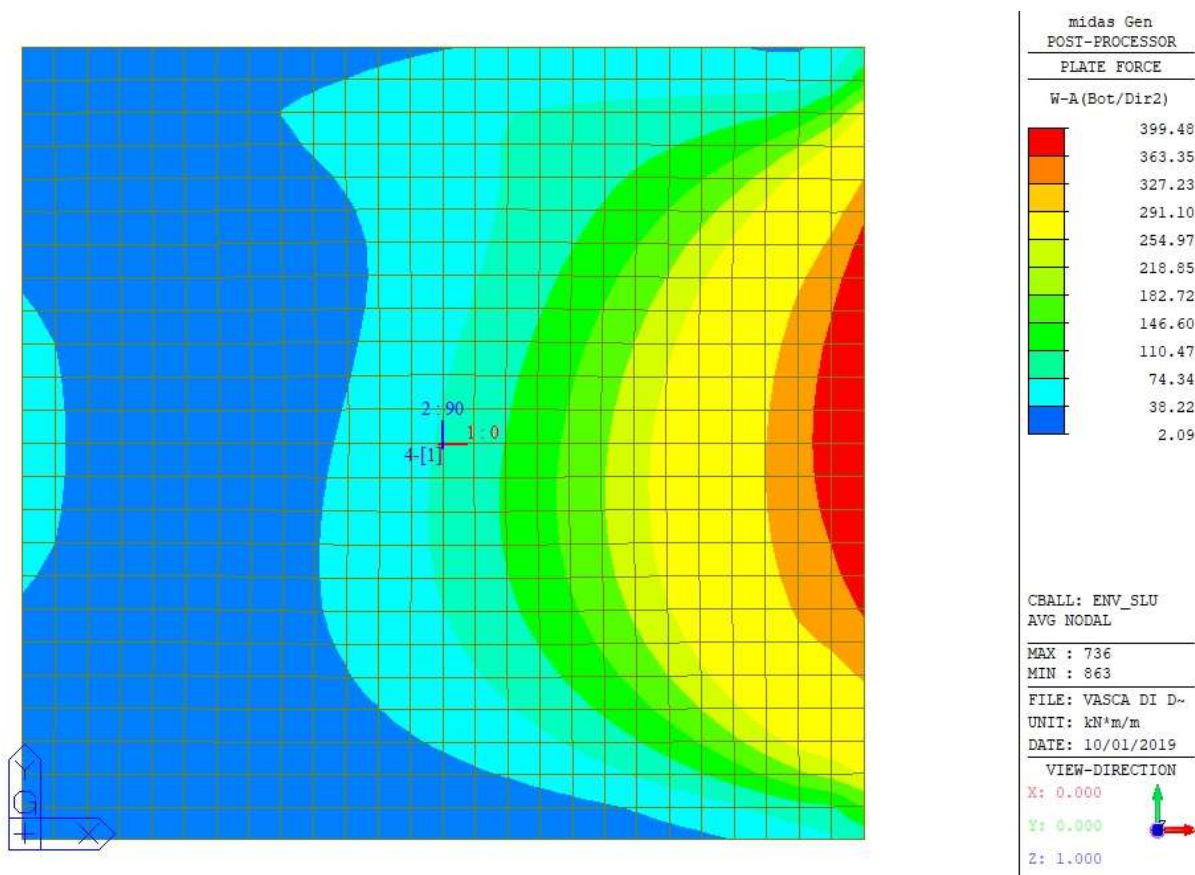
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer superiore direzione Y ($\Phi 16/20$)



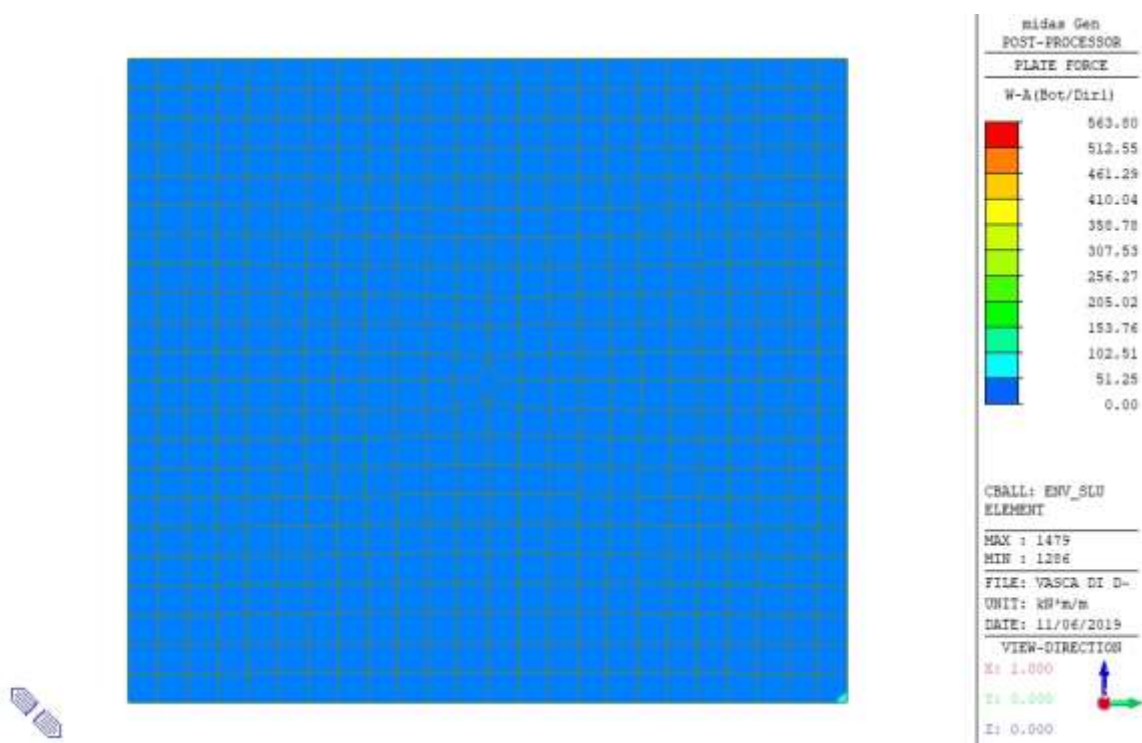
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer inferiore direzione X (Φ20/20)



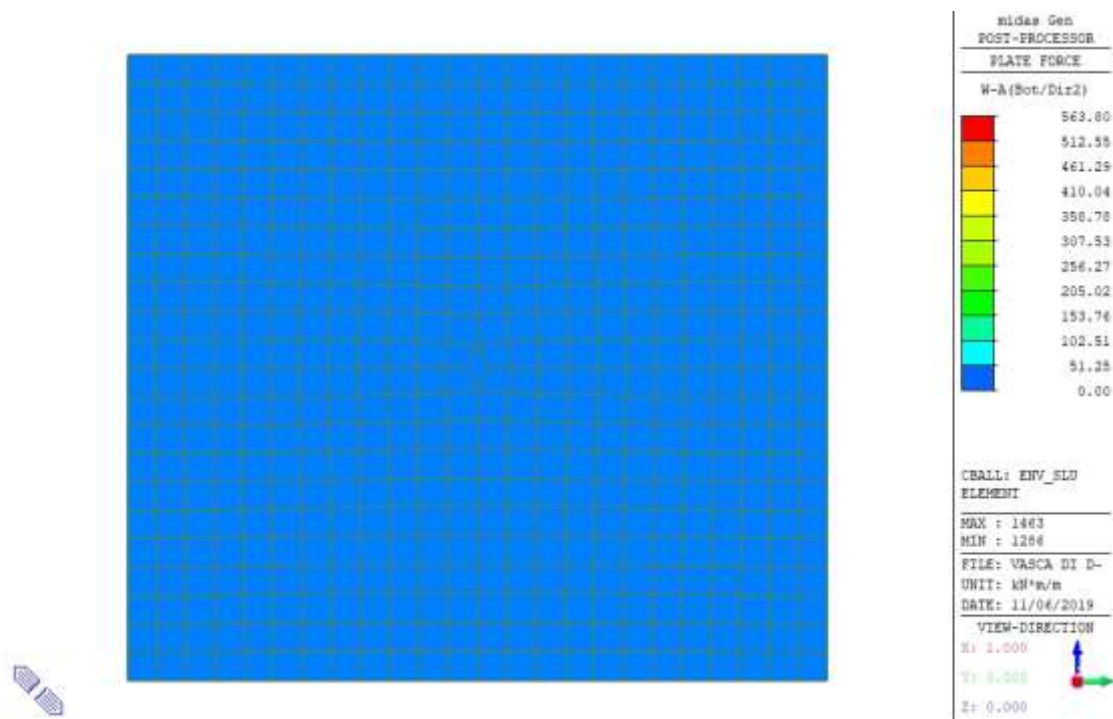
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer inferiore direzione X (Φ20/20 + Φ24/20)



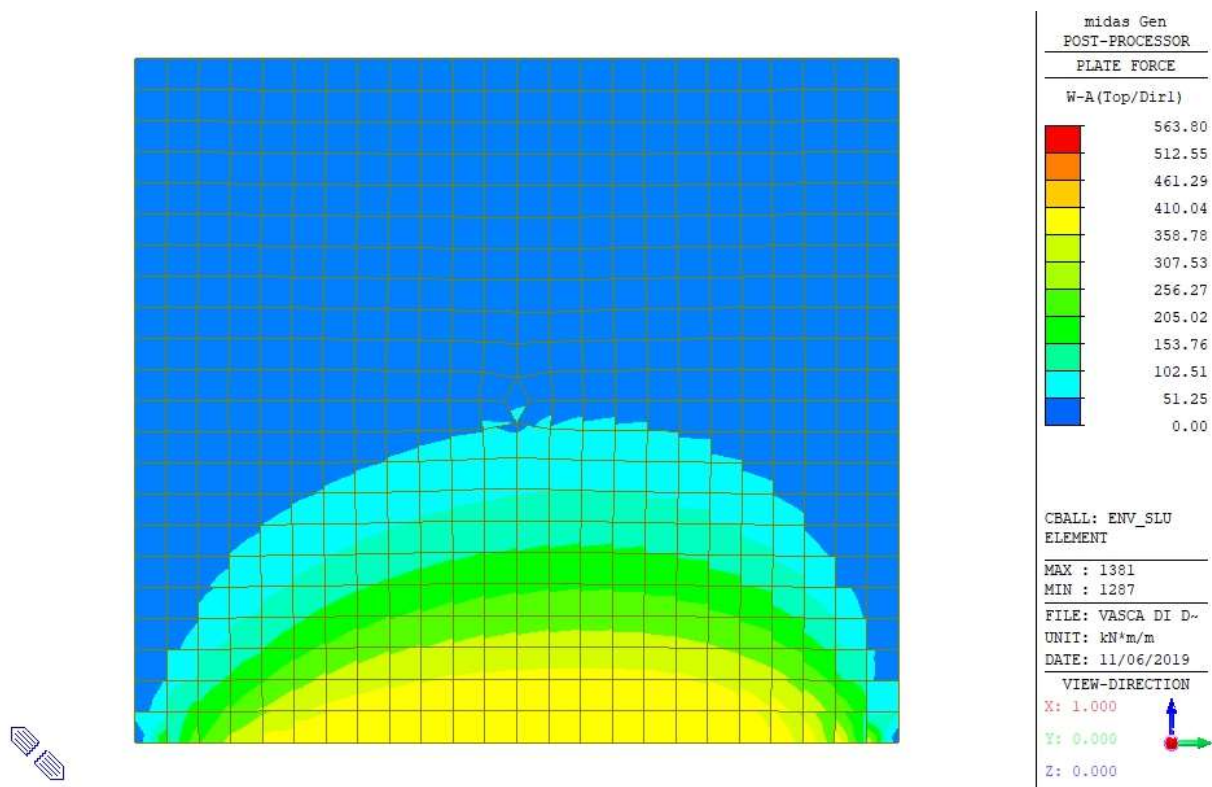
Suola di fondazione – Momento di Wood-Armer inferiore direzione Y ($\Phi 16/20$)



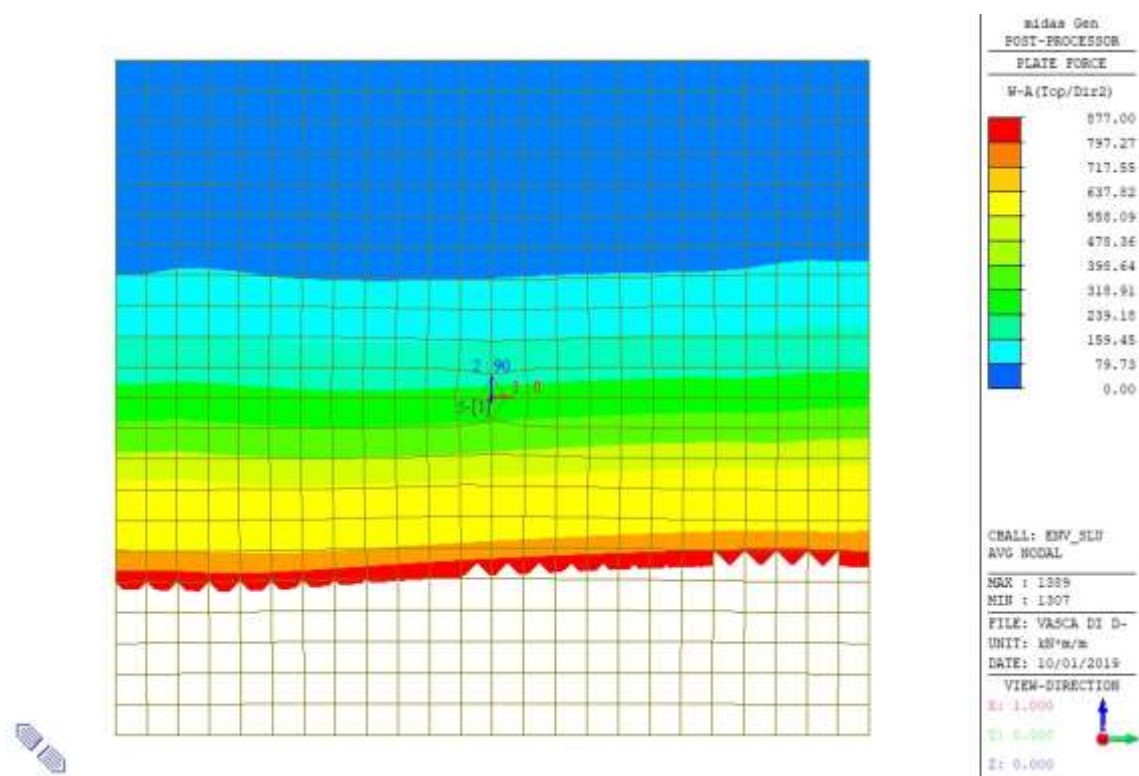
Paramento di monte – Momento di Wood-Armer lato vasca direzione orizzontale ($\Phi 16/20$)



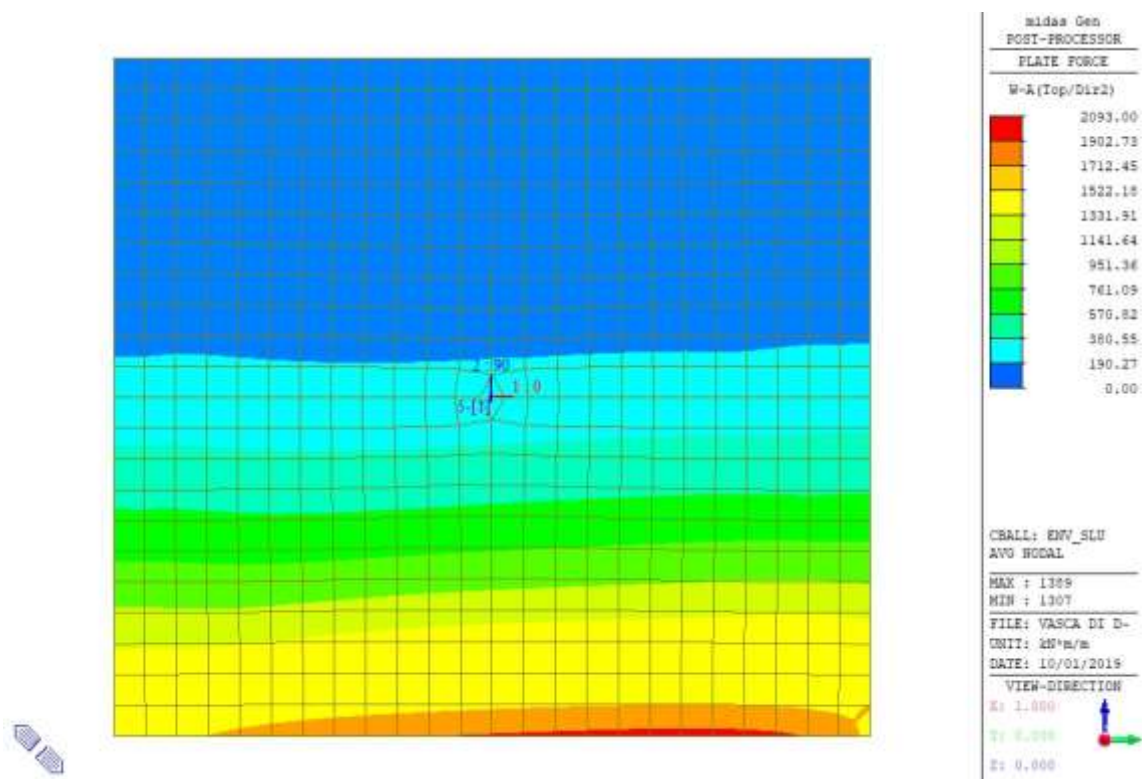
Paramento di monte – Momento di Wood-Armer lato vasca direzione verticale ($\Phi 16/20$)



Paramento di monte – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione orizzontale (Φ16/20)

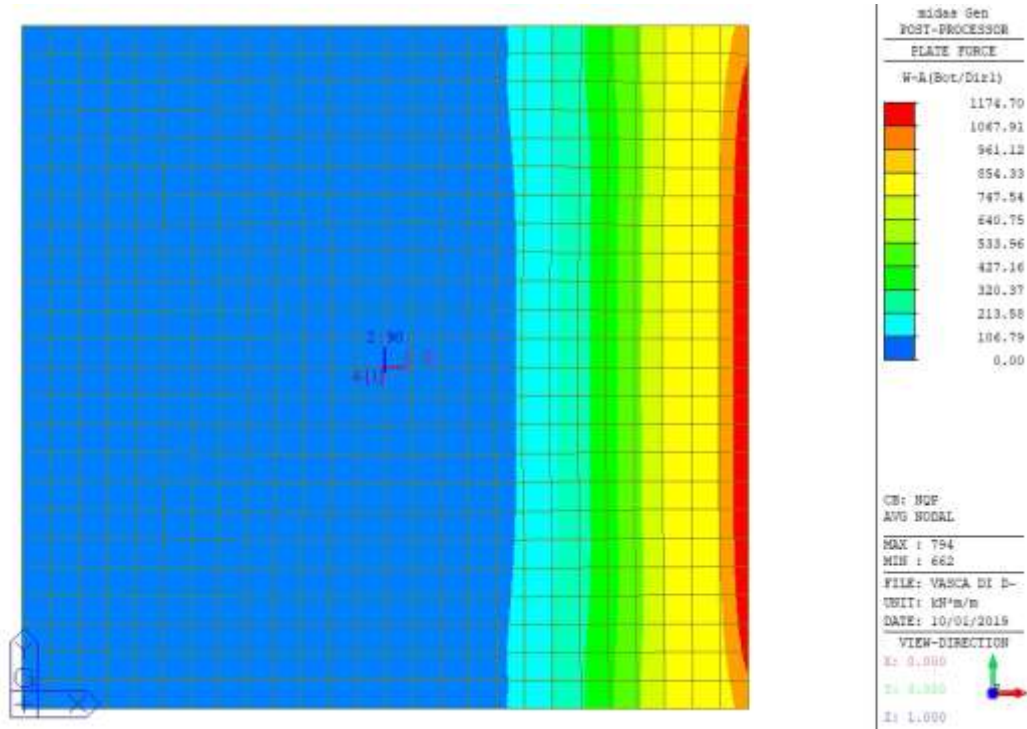


Paramento di monte – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione verticale (Φ20/20)



Paramento di monte – Momento di Wood-Armer lato terreno direzione verticale (Φ20/20 + Φ24/20)

Si riportano di seguito le verifiche a tensionali e fessurazione in combinazione quasi permanente.



Verifica a flessione-prefflessione e fessurazione di sezione R e T												
Dati geometrici sezione:		Azioni di calcolo:		Dati materiali:		Tensioni ammissibili CLS:		Risultati sollecitazioni massime:				
B=	100 cm	M=	117,400 Kgm	R _{yk} =	300 Kgl/cm ²	σ _{adm} =	N340 Kgl/cm ²	σ _{max} =	35,49 MPa			
H=	150 cm	N=	0 Kgm	0,8 x f _{yk} =	3,000 Kgl/cm ²	F _{adm} =	N170 Kgl/cm ²	σ _{cr} =	49,7 Kgl/cm ²			
b _{yp} =	0 cm	T=	0 Kgm	E _s =	2,100,000 Kgl/cm ²	F _{adm} =	N134 Kgl/cm ²	σ _{max} =	2,300 Kgl/cm ²			
e=	0 cm			E _{cm} =	314,472 Kgl/cm ²	f _{adm} =	25,58 Kgl/cm ²	σ _{max} =	- Kgl/cm ²			
Valori principali parametri di calcolo:				Elenco e tensioni delle armature (indicare le distanze a partire dal fondo compresso):								
Int. Reag. Soli CLS	Intensione reagenti	Sec. Fess. Flex simpl	Sec. Fess. TP Flex	Intensione reagenti	0,0075031	Livello leri	Distanza b.c. (cm)	Numero leri	Diametro leri (mm)	Area leri (cm ²)	Tensione armature σ	
A _{cl} =	15,000	4,103	-	39,33 cm ²	Compr.	1	0,0	32	32	- Kgl/cm ²		
J _{cl} =	28,825,000	8,394,627	-	0,0 cm ⁴		2	0,0	32	32	- Kgl/cm ²		
F _{adm} =	75,0	77,8	-	45,0 cm		3	0,0	32	32	- Kgl/cm ²		
E _{adm} =	75,0	72,4	-	5,0 cm		4	0,0	32	32	- Kgl/cm ²		
H _{adm} =	375,000	397,400	-	- cm ²		5	0,0	32	32	- Kgl/cm ²		
H _{adm} =	375,000	425,946	-	- cm ²		6	0,0	32	32	- Kgl/cm ²		
σ _{adm} =	25,00	27,34	-	0,00 cm		7	145,0	5,0	24	22,62	2,300 Kgl/cm ²	
σ _{adm} =	25,00	28,52	-	0,00 cm		8	145,0	5,0	29	75,71	2,300 Kgl/cm ²	
σ _{adm} =	-	-	-	- cm		9	-	-	-	-	- Kgl/cm ²	
σ _{adm} =	-	-	-	- cm		10	-	-	-	-	- Kgl/cm ²	
σ _{adm} =	20,450	30,963	-	62,961 cm ²	h _{adm} = 145,0 cm						Percentuale armatura tesa:	
σ _{adm} =	-	-	-	62,961 cm ²	As= 307,00 tMm						As _{tot} = 0,26 %	
Calcolo della distanza media delle fessure:				Diametro equivalente:		Risultati sezioni totalmente reagenti:		Verifica durata:				
d _{adm} =	224,0 mm			22,03 mm		F _{adm} = 29,5 Kgl/cm ²		σ _{adm} = 38,33 MPa				
d= diametro della barra	22,00 mm					F _{adm} = 27,6 Kgl/cm ²		σ _{adm} = 38,33 MPa				
c= accoppiamento netto dell'armatura	30 mm					Calcolo deformazione unitaria a N costante:		Verifica durata:				
k ₁ = coeff. adozione barre (0,8 - 1,6)	0,8					f _{yk} = 0,0075038		σ _{adm} = 0,245				
α ₁ = -27,6	-27,6					σ ₁ = E _s x ε _{yk} 5,68		Verifica al taglio:				
k ₂ = coeff. Diagr. tensioni (0,5 - 1,0)	0,500					k ₃ = coefficiente durata del carico 0,6		V _{adm} = 100 cm				
k ₃ =	3,4 mm					α _{1,adm} = tensione sezione fessurata 2,300 Kgl/cm ²		F _{adm} = 4,472 Kgl/cm ²				
A _{cl} = area acciaio in A _{cl}	3,833 mm ²					Valore limite apertura delle fessure a N costante:		σ _{adm} = 15,0 cm				
A _{cl,adm} = A _{cl} / d _{adm}	125,000 mm ²					σ ₁ = 0,03068		n (barile)= 4				
σ _{adm} = A _{cl} / A _{cl,adm}	1000 mm					σ ₁ = 0,2024 mm		σ _{adm} = 6 cm ²				
σ _{adm} = E	125,00 mm							σ _{adm} = 2,01 mm				
d _{adm} = 5 (c + e/2) +	205,0 mm							Azioni massime resistibili per flessione semplice:				
d= spazatura barre	100,0 mm							V _{adm} = 613,785 Kg				
σ _{adm} = 1,3 (σ ₁ + σ ₂)	1486,7 mm							V _{adm} = 933,860 Kg				
0,0035								V _{adm} = 78,227 Kg				
								V _{adm} = 182,086 Kg				
								V _{adm} = 156,454 Kg				
								V _{adm} = 121,170 Kg				
								V _{adm} = 48,994 Kg				
								N23 armatura taglio				
								N23 armatura taglio				

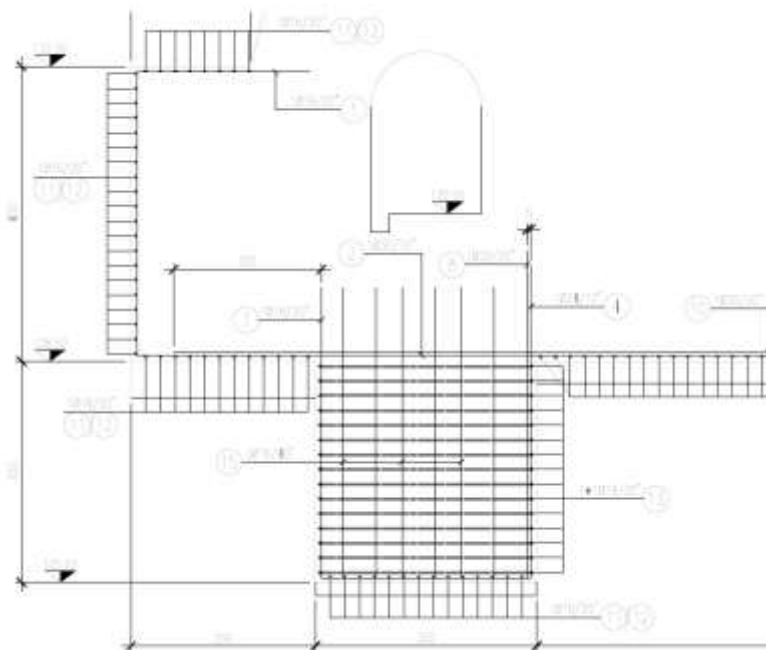
8.4 CONCI 3B-7B

Data la configurazione geometrica dei conci, si prevede solamente l'armatura base superiore e inferiore, in entrambe le direzioni $\Phi 16/20 \times 20$ cm.

9. PARTICOLARI COSTRUTTIVI

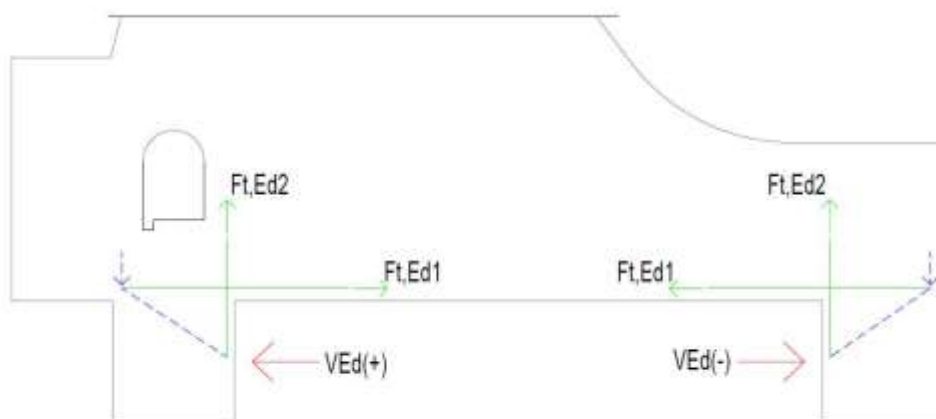
9.1 DENTI DI FONDAZIONE CONCI 1B-10B

Si riporta di seguito lo schema di armatura della fondazione.



Dente di fondazione di monte.

Il taglio orizzontale con segno negativo viene assorbito interamente dal dente di monte; invece, il taglio orizzontale con segno positivo viene trasferito interamente dal dente di valle. Di seguito è mostrato lo schema di calcolo.



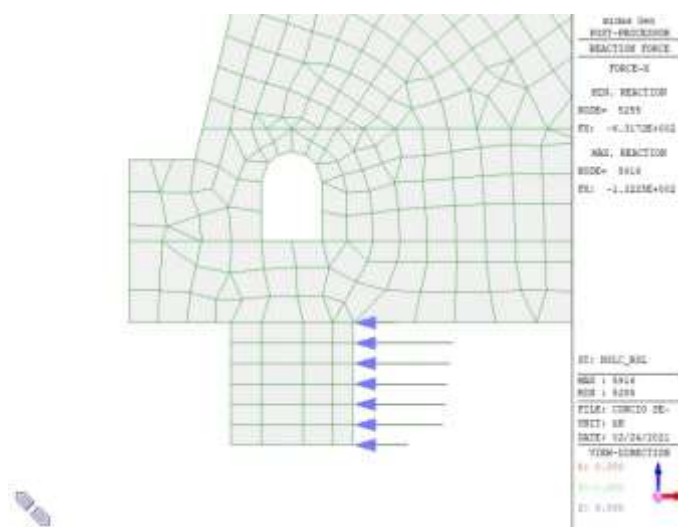
Schema di calcolo.

Nello schema precedente, le linee tratteggiate blu rappresentano i puntoni in calcestruzzo, mentre le linee continue verdi rappresentano i tiranti in acciaio.

Ai fini del dimensionamento/verifica si è considerato lo stesso valore di taglio in modulo applicato in entrambi i versi.

Si sottolinea che le forze di taglio VEd non sono contemporanee ma alternative in quanto l'intera forza orizzontale scambiata tra il concio e il terreno di fondazione consolidato con jet-grouting è trasferita da uno dei due denti in relazione al verso (+) o (-) della forza agente.

La posizione del punto di applicazione della forza posto a metà altezza del dente è giustificato dai risultati ottenuti dall'analisi FEM e mostrati di seguito (SLC).



Conci 1B-10B: reazioni vincolari orizzontali

Dalle figure precedenti si evince che, considerato il passo costante della mesh, il valore in modulo della reazione vincolare nodale è praticamente costante e pertanto la risultante risulta essere concentrata a metà altezza del dente di fondazione.

La verifica viene condotta considerando il dente equivalente ad una mensola tozza con carico concentrato posto a metà altezza (150cm).

L'azione massima orizzontale agente alla base della struttura riportata anche nella relazione geotecnica (verifiche a scorrimento), è pari a:

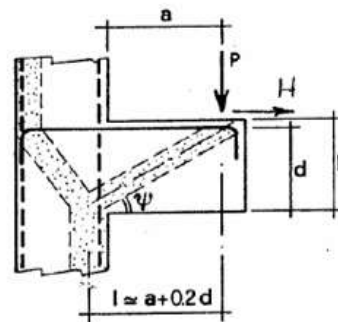
$$V_{Ed} = 3450 \text{ kN/ml}$$

VERIFICA MENSOLE TOZZE - TIRANTE ORIZZONTALE - CIRCOLARE NTC 2008

CARICO AGENTE	$V_{Ed} = 3450.00$	KN
ALTEZZA MENSOLA	$h = 300.00$	cm
BASE MENSOLA	$B = 100.00$	cm
COPRIFERRO	$copr. = 10.00$	cm
DISTANZA	$a = 150.00$	cm
RESISTENZA CLS	$f_{cd} = 14.11$	MPa
RESISTENZA ACCIAIO	$f_{yd} = 391.30$	MPa
COEFFICIENTE	$c = 1.00$	1 per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura 1,5 per sbalzi di travi provvisti di staffatura
ARMATURA	$A_s = 8058.19$	mm ²
ALTEZZA UTILE	$d = 290.00$	cm
DISTANZA	$l = 208.00$	cm
LAMBDA	$\lambda = 0.80$	
RESISTENZA ARMATURA	$P_Rs = 3956.62$	KN
RESISTENZA PUNTONE CLS	$P_Rc = 10010.12$	KN

calcolo area barre

n° barre	diámetro barra [mm ²]	Area totale barre [mm ²]
5	30	3534.29
10	24	4523.89
		0.00
Area totale armatura		8058.19



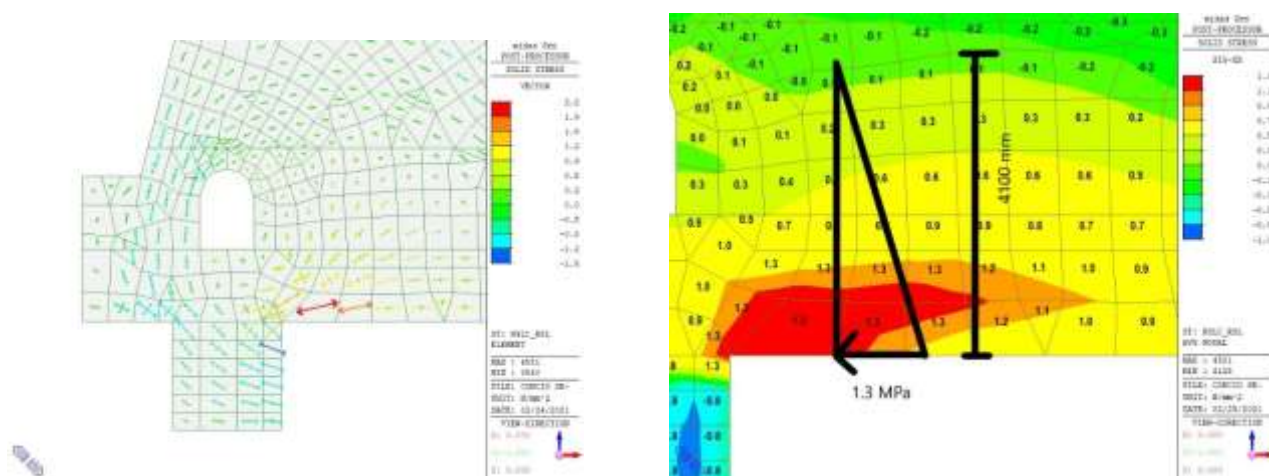
$F_{w,Ed}$	1037.393	kN	MODEL CODE 1990 (armatura di parete)
$F_{w,Rd}$	1179.77	kN	15φ16/ml
$F_{t,Ed1}$	3450.00	kN	
$F_{t,Rd}$	4146.80	kN	15φ30/ml

Risulta:

- Min (P_Rs ; P_Rc) > V_{Ed} ;
- $F_{t,Rd}$ > $F_{t,Ed1}$;
- $F_{w,Rd}$ > $F_{w,Ed}$.

La verifica risulta essere soddisfatta.

Infine, si mostrano per confronto le direzioni e le tensioni di trazione agenti allo SLC.



Direzioni principali di tensione

Si noti che la tensione principale massima di trazione è inferiore rispetto a quella al limite elastico (1.8MPa). Tuttavia, si procede con l'integrazione delle tensioni per valutare la domanda di trazione del tirante orizzontale. Trattandosi di un calcolo allo SLU che prevede lo snervamento dell'armatura tesa, la risultante delle trazioni agenti è calcolata trascurando interamente la resistenza a trazione del calcestruzzo:

$$F_{t,Ed} = 1.3 \text{ MPa} \times 4100 \text{ mm} / 2 = 2665.0 \text{ N/mm} = 2665.0 \text{ kN/m}$$

Il tirante è costituito da 10 + 5 Φ 30/100 cm che, considerando una tensione di snervamento pari a 391.3 MPa, fornisce una forza di progetto di:

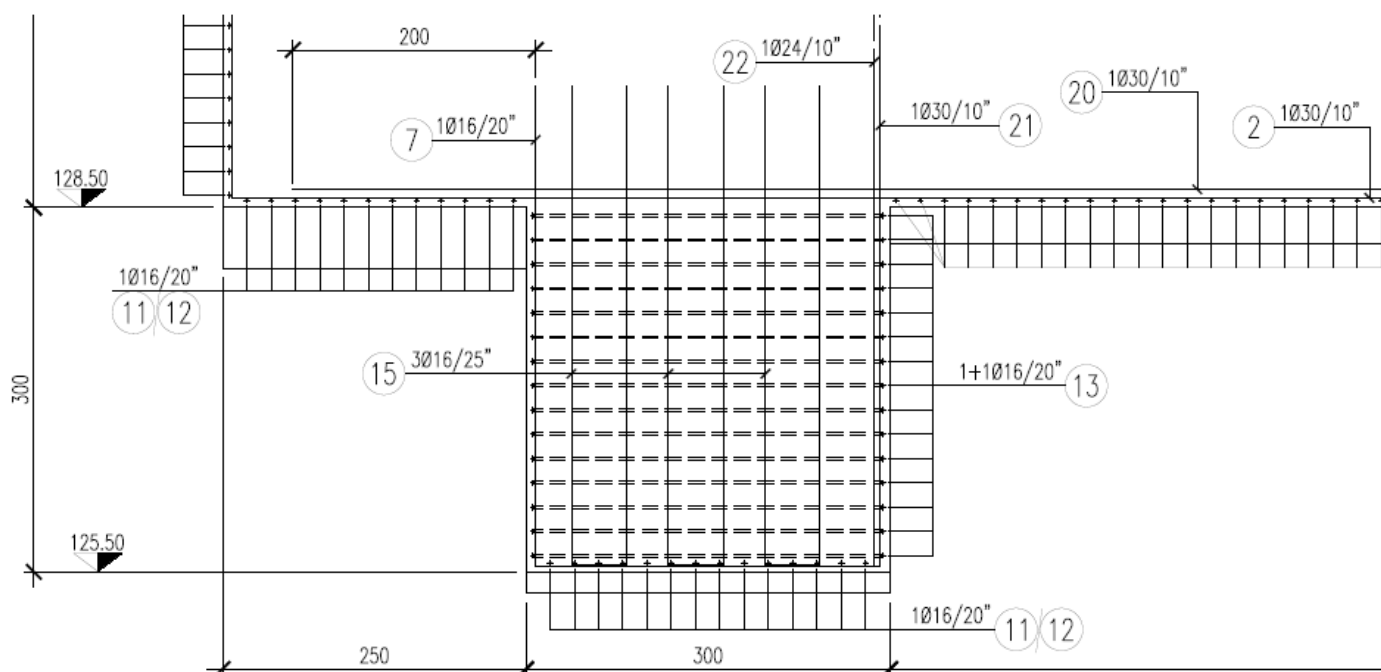
$$F_{t,Rd} = 15 \times 706.5 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} = 4146.8 \text{ kN/m}$$

Risulta $F_{t,Ed} < F_{t,Rd}$ e pertanto l'armatura prevista è in grado di far fronte anche allo sforzo di trazione ricavato dall'analisi globale della struttura.

Il risultato ottenuto dal modello FEM conferma quanto progettato con il modello tirante-puntone.

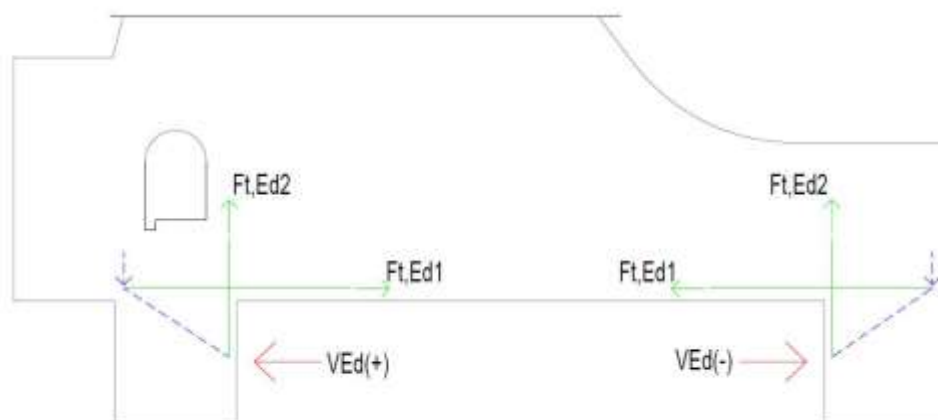
9.2 DENTI DI FONDAZIONE CONCI 1C-2C

Si riporta di seguito lo schema di armatura della fondazione.



Dente di fondazione di monte.

Il taglio orizzontale con segno negativo viene assorbito interamente dal dente di monte; invece, il taglio orizzontale con segno positivo viene trasferito interamente dal dente di valle. Di seguito è mostrato lo schema di calcolo.

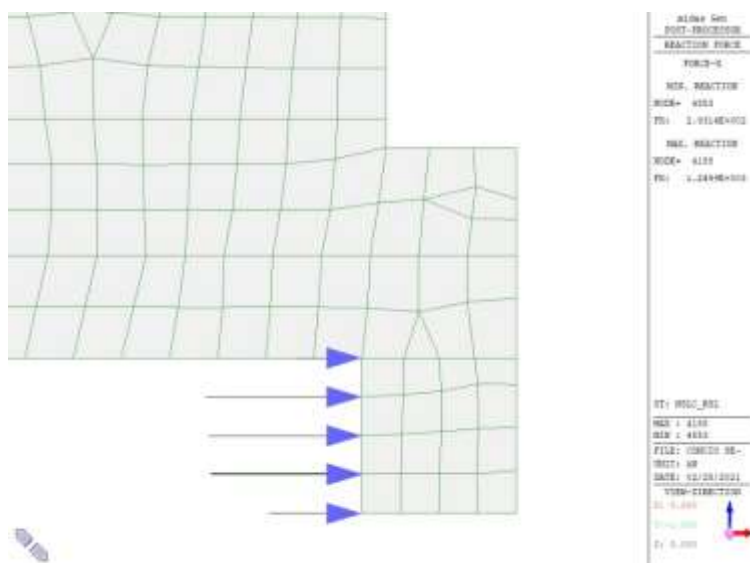


Schema di calcolo.

Nello schema precedente, le linee tratteggiate blu rappresentano i puntoni in calcestruzzo, mentre le linee continue verdi rappresentano i tiranti in acciaio.

Si sottolinea che le forze di taglio V_{Ed} non sono contemporanee ma alternative in quanto l'intera forza orizzontale scambiata tra il concio e il terreno di fondazione consolidato con jet-grouting è trasferita da uno dei due denti in relazione al verso (+) o (-) della forza agente.

La posizione del punto di applicazione della forza posto a metà altezza del dente è giustificato dai risultati ottenuti dall'analisi FEM e mostrati di seguito (SLC).



Conci 1C-2C: reazioni vincolari orizzontali

Dalle figure precedenti si evince che, considerato il passo costante della mesh, il valore in modulo della reazione vincolare nodale è praticamente costante e pertanto la risultante risulta essere concentrata a metà altezza del dente di fondazione.

La verifica viene condotta considerando il dente equivalente ad una mensola tozza con carico concentrato posto a metà altezza (150cm).

L'azione massima orizzontale agente alla base della struttura riportata anche nella relazione geotecnica (verifiche a scorrimento), è pari a:

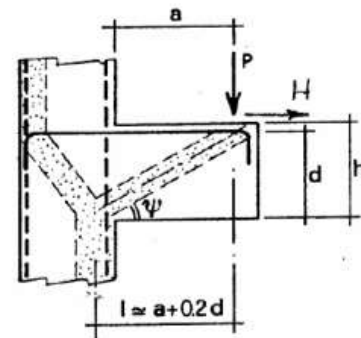
$$V_{Ed} = 5180 \text{ kN/ml}$$

VERIFICA MENSOLE TOZZE - TIRANTE ORIZZONTALE - CIRCOLARE NTC 2008

CARICO AGENTE	VEd =	5180.00	kN
ALTEZZA MENSOLA	h =	300.00	cm
BASE MENSOLA	B =	100.00	cm
COPRIFERRO	copr. =	10.00	cm
DISTANZA	a =	150.00	cm
RESISTENZA CLS	fcd =	14.11	MPa
RESISTENZA ACCIAIO	f _{yd} =	391.30	MPa
COEFFICIENTE	c =	1.00	1 per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura 1,5 per sbalzi di travi provvisti di staffatura
ARMATURA	As =	11592.48	mm ²
ALTEZZA UTILE	d =	290.00	cm
DISTANZA	l =	208.00	cm
LAMBDA	λ =	0.80	
RESISTENZA ARMATURA	PRs =	5691.98	kN
RESISTENZA PUNTONE CLS	PRc =	10010.12	kN

calcolo area barre

n° barre	diametro barra [mm]	Area totale barre [mm ²]
10	30	7068.58
10	24	4523.89
		0.00
Area totale armatura		11592.48



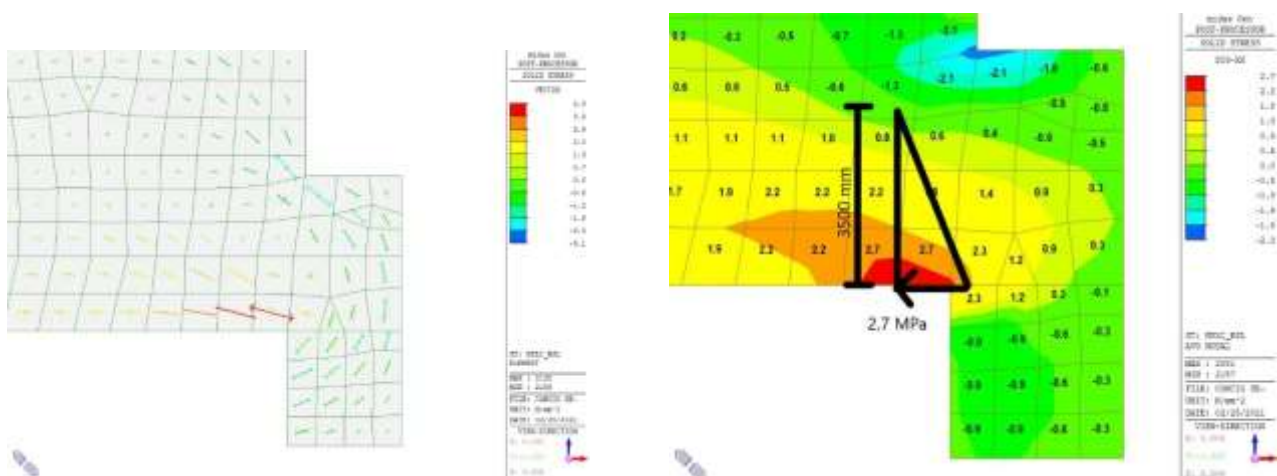
Fw,Ed	1557.593	kN	MODEL CODE 1990 (armatura di parete)
Fw,Rd	1887.631	kN	24φ16/ml
Ft,Ed1	5180.00	kN	
Ft,Rd	5529.07	kN	20φ30/ml

Risulta:

- Min (PRs; PRc) > VEd;
- Ft,Rd > Ft,Ed1;
- Fw,Rd > Fw,Ed.

La verifica risulta essere soddisfatta.

Infine, si mostrano per confronto le direzioni e le tensioni di trazione agenti allo SLC.



Direzioni principali di tensione

La risultante degli sforzi di trazione è pari a:

$$F_{t,Ed} = 2.7 \text{ MPa} \times 3500 \text{ mm} / 2 = 4725.0 \text{ N/mm} = 4725.0 \text{ kN/m}$$

Il tirante è costituito da 10 + 10 Φ 30/100 cm che, considerando una tensione di snervamento pari a 391.3 MPa, fornisce una forza di progetto di:

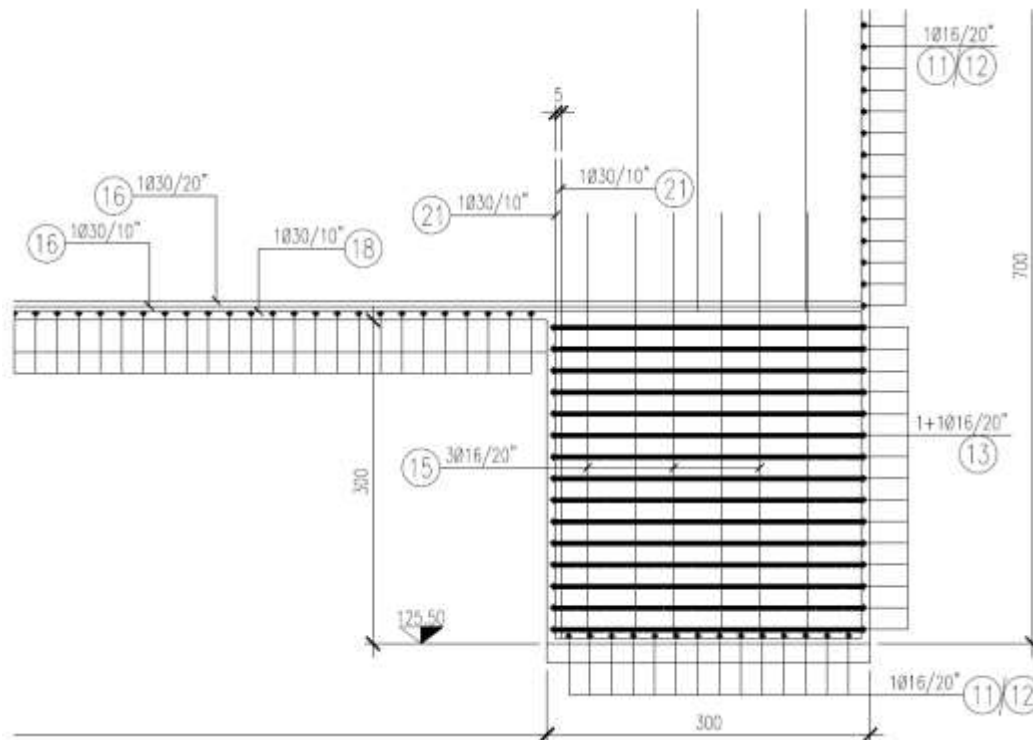
$$F_{t,Rd} = 20 \times 706.5 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} = 5529.1 \text{ kN/m}$$

Risulta $F_{t,Ed} < F_{t,Rd}$ e pertanto l'armatura prevista è in grado di far fronte anch allo sforzo di trazione ricavato dall'analisi globale della struttura.

Il risultato ottenuto dal modello FEM conferma quanto progettato con il modello tirante-puntone.

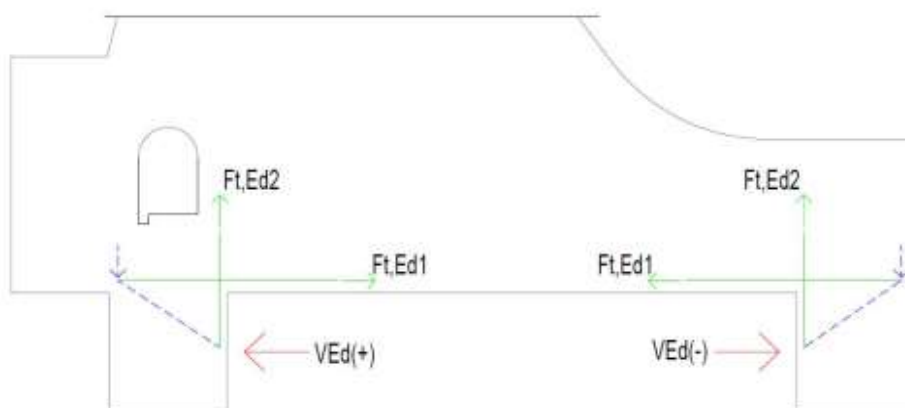
9.3 DENTI DI FONDAZIONE CONCI 3C-5C

Si riporta di seguito lo schema di armatura della fondazione.



Dente di fondazione di monte.

Il taglio orizzontale con segno negativo viene assorbito interamente dal dente di monte; invece, il taglio orizzontale con segno positivo viene trasferito interamente dal dente di valle. Di seguito è mostrato lo schema di calcolo.

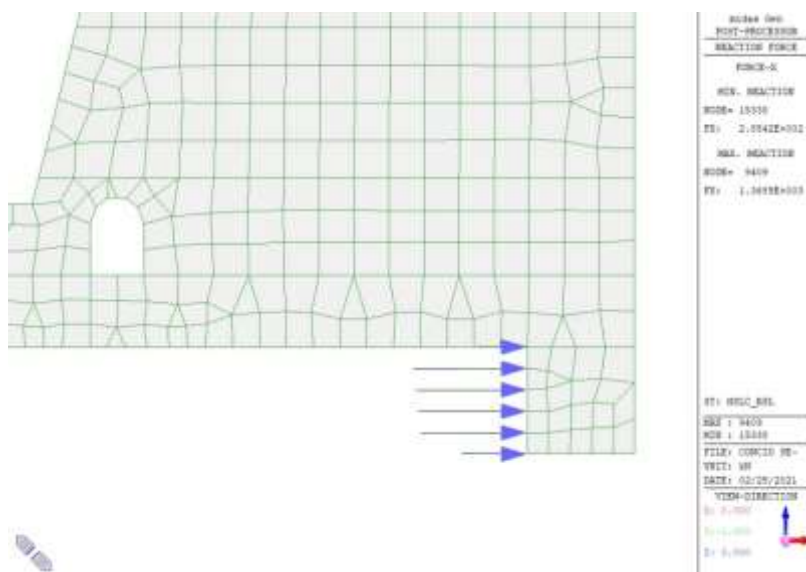


Schema di calcolo.

Nello schema precedente, le linee tratteggiate blu rappresentano i puntoni in calcestruzzo, mentre le linee continue verdi rappresentano i tiranti in acciaio.

Si sottolinea che le forze di taglio VEd non sono contemporanee ma alternative in quanto l'intera forza orizzontale scambiata tra il concio e il terreno di fondazione consolidato con jet-grouting è trasferita da uno dei due denti in relazione al verso (+) o (-) della forza agente.

La posizione del punto di applicazione della forza posto a metà altezza del dente è giustificato dai risultati ottenuti dall'analisi FEM e mostrati di seguito (SLC).



Conci 3C-5C: reazioni vincolari orizzontali

Dalle figure precedenti si evince che, considerato il passo costante della mesh, il valore in modulo della reazione vincolare nodale è praticamente costante e pertanto la risultante risulta essere concentrata a metà altezza del dente di fondazione.

La verifica viene condotta considerando il dente equivalente ad una mensola tozza con carico concentrato posto a metà altezza (150cm).

L'azione massima orizzontale agente alla base della struttura riportata anche nella relazione geotecnica (verifiche a scorrimento), è pari a:

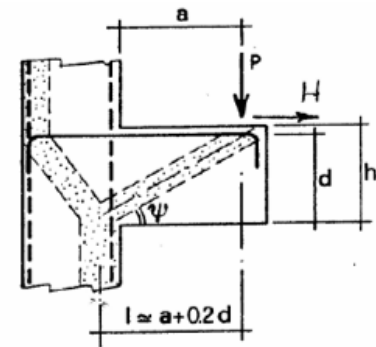
$$V_{Ed} = 5480 \text{ kN/ml}$$

VERIFICA MENSOLE TOZZE - TIRANTE ORIZZONTALE - CIRCOLARE NTC 2008

CARICO AGENTE	$V_{Ed} = 5480.00$	KN
ALTEZZA MENSOLA	$h = 300.00$	cm
BASE MENSOLA	$B = 100.00$	cm
COPRIFERRO	$copr. = 10.00$	cm
DISTANZA	$a = 150.00$	cm
RESISTENZA CLS	$f_{cd} = 14.11$	MPa
RESISTENZA ACCIAIO	$f_{yd} = 391.30$	MPa
COEFFICIENTE	$c = 1.00$	1 per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura 1,5 per sbalzi di travi provvisti di staffatura
ARMATURA	$A_s = 14137.17$	mm ²
ALTEZZA UTILE	$d = 290.00$	cm
DISTANZA	$l = 208.00$	cm
LAMBDA	$\lambda = 0.80$	
RESISTENZA ARMATURA	$PR_s = 6941.44$	KN
RESISTENZA PUNTONE CLS	$PR_c = 10010.12$	KN

calcolo area barre

n° barre	diametro barra [mm]	Area totale barre [mm ²]
10	30	7068.58
10	30	7068.58
		0.00
Area totale armatura		14137.17



$F_{w,Ed}$	1647.801	kN	MODEL CODE 1990 (armatura di parete)
$F_{w,Rd}$	2359.539	kN	30φ16/ml

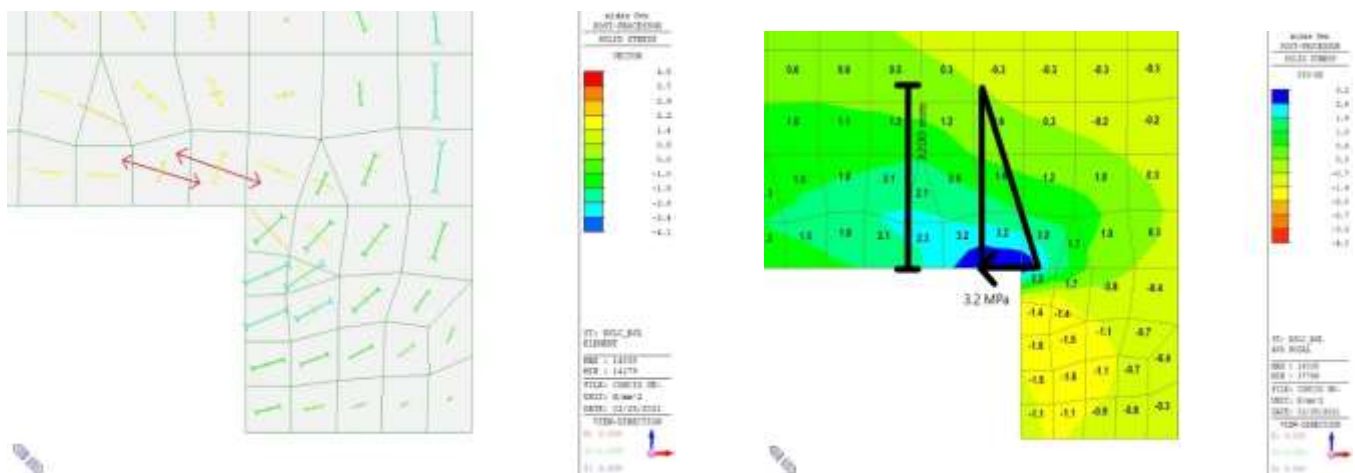
Ft,Ed1	5480.00	kN	
Ft,Rd	6911.34	kN	25φ30/ml

Risulta:

- $\min(PR_s; PR_c) > V_{Ed}$;
- $F_{t,Rd} > F_{t,Ed1}$;
- $F_{w,Rd} > F_{w,Ed}$.

La verifica risulta essere soddisfatta.

Infine, si mostrano per confronto le direzioni e le tensioni di trazione agenti allo SLC.



Direzioni principali di tensione

La risultante degli sforzi di trazione è pari a:

$$F_{t,Ed} = 3.2 \text{ MPa} \times 3200 \text{ mm} / 2 = 5120.0 \text{ N/mm} = 5120.0 \text{ kN/m}$$

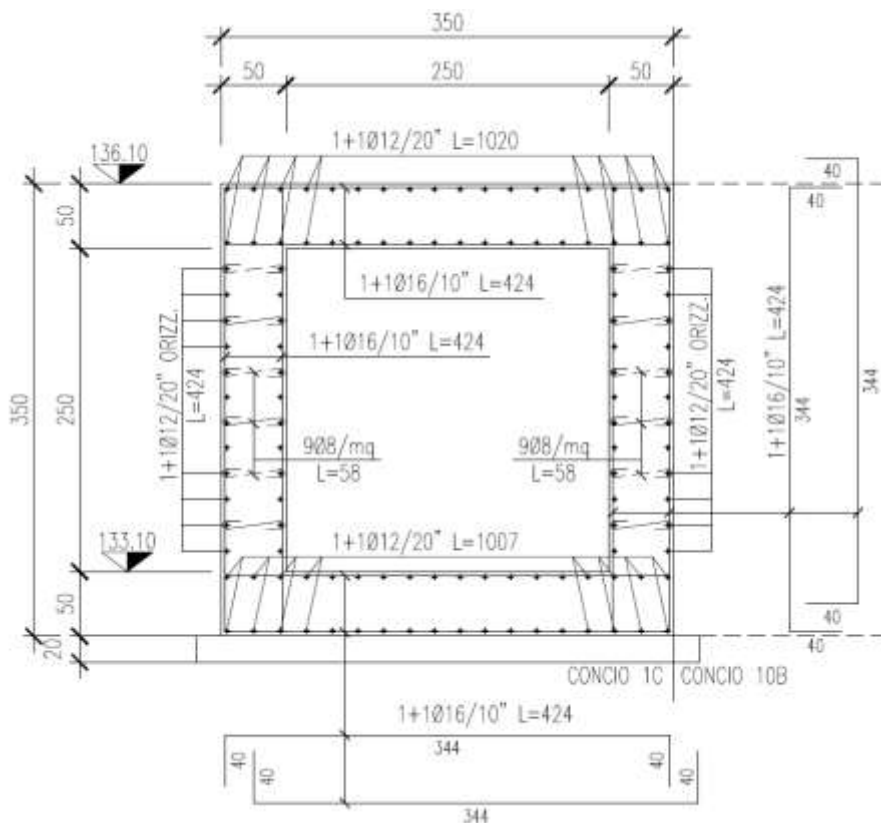
Il tirante è costituito da 10 + 10 + 5 Φ 30/100 cm che, considerando una tensione di snervamento pari a 391.3 MPa, fornisce una forza di progetto di:

$$F_{t,Rd} = 25 \times 706.5 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} = 6911.3 \text{ kN/m}$$

Risulta $F_{t,Ed} < F_{t,Rd}$ e pertanto l'armatura prevista è in grado di far fronte anch allo sforzo di trazione ricavato dall'analisi globale della struttura.

9.4 CANALE PARATOIA SU CONCIO 1C

Si riporta di seguito lo schema di armatura.



Ai fini della verifica, si considera ogni parete mutuamente incastrata alle pareti ortogonali.

Pertanto, considerando la quota di massimo invaso (145.7 m s.l.m.), la pressione dell'acqua al centro del canale vale:

$$p = (145.7 \text{ m} - 133.1 \text{ m} + 2.50/2 \text{ m}) \times 9.81 \times 1 \text{ ml} = 135.9 \text{ kN/ml}$$

Quindi, le sollecitazioni massime di progetto in combinazione eccezionale agenti all'incastro sono:

- $M_{Ed} = 135.9 \times 2.5^2 / 12 = 70.78 \text{ kNm/ml}$
- $V_{Ed} = 135.9 \times 2.5 / 2 = 169.9 \text{ kN/ml.}$

Si riportano di seguito le verifiche a flessione e taglio (come per elementi non armati) della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	500

N°	As [mm²]	d [mm]
1	2011	450

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN

M_{xEd} 0 kNm

M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.1 ‰

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 331.5 kN m

σ_c -14.1 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 19.37 ‰

d 450 mm

x 68.88 x/d 0.1531

δ 0.7

Essendo $M_{Rd} = 331.5 \text{ kNm} > M_{Ed} = 70.78 \text{ kNm}$.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	RESISTENZA A COMPRESSIONE CUBICA CARATTERISTICA DEL CALCESTRUZZO	$R_{ck} =$	30	N/mm ²
	RESISTENZA CARATTERISTICA A SNERVAMENTO DELL'ACCIAIO	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
	RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO	$f_{cd} =$	14.10	N/mm ²
	RESISTENZA A COMPRESSIONE RIDOTTA DEL CLS D'ANIMA ($f'_{cd} = \nu \cdot f_{cd}$)	$f'_{cd} =$	7.61	N/mm ²
	RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE DELL'ACCIAIO	$f_{td} =$	391.30	N/mm ²
GEOMETRIA DELLA SEZIONE	TIPO ELEMENTO		TRAVE	
	LARGHEZZA MINIMA DELLA SEZIONE (b_w)	$b_w =$	100.0	cm
	ALTEZZA SEZIONE	$h =$	50.0	cm
	COPRIFERRO (riferito all'asse barra)	$c =$	5.0	cm
	DIAMETRO SEZIONE	$d =$	45.0	cm
GEOMETRIA EQUIVALENTE DELLA SEZIONE CIRCOLARE		$D =$	0.0	cm
	METODO DI CLARKE E BIRJANDI	$b_w =$	#DIV/0!	cm
		$h =$	#DIV/0!	cm
	METODO DEL QUADRATO INSCRITTO	$b_w =$	0.0	cm
		$h =$	5.0	cm

ELEMENTI IN C.A. NON ARMATI A TAGLIO				
ARMATURA LONGITUDINALE TESA	NUMERO	DIAMETRO [mm]	AREA [mm ²]	
	10.0	16.0	2011	
	0.0	0.0	0	
ELEMENTO COMPRESSO	SFORZO NORMALE " N_{ed} "	$N_{ed} =$	0.00	kN
	TENSIONE MEDIA DI COMPRESSIONE DOVUTA ALL'AZIONE ASSIALE DI PROGETTO	$\sigma_{cp} =$	0.000	N/mm ²
PARAMETRI DI CALCOLO	$K = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		1.667	
	$\nu_{min} = 0.035 \cdot K^{3/2} \cdot f_{ck}^{-1/2}$		0.377	
	$\rho_l = A_{st}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$		4.468E-03	
RESISTENZA A TAGLIO: $V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctd})^{2/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (\nu_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		$V_{Rd} =$	201.18 kN	
TAGLIO SOLLECITANTE		$V_{Ed} =$	169.90 kN	V
ARMATURA MINIMA IN APPOGGIO " $A_{s,min}$ " PER ASSORBIRE V_{Ed}		$A_{s,min}$ [N/mm ²]	ϕ [mm]	n
		434.19	16	3

Essendo $V_{Rd} = 201.18 \text{ kN} > V_{Ed} = 169.9 \text{ kN}$, la verifica risulta essere soddisfatta.