

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

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

DATA PROGETTO

APRILE 2010

AGGIORNAMENTO  
PROGETTO

ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE



(dott. ing. Domenico Castelli)

CONDOTTA PRIMARIA ED UTILIZZAZIONE IDROELETTRICA

**RELAZIONE DI CALCOLO  
PRELIMINARE STRUTTURALE**

ELABORATO N.

RC3

**PROGETTO DEFINITIVO**

PRATICA N°10131D

ARCH. N° IB080

MODIFICHE  
AGGIORNAMENTI

Aggiornamento

Data

CONTROLLO

Firma

OPERATORE

GM

CONTROLLO

DC

APPROVAZIONE

DC

# INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>1</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>1</b>
<b>3. MATERIALI.....</b>	<b>2</b>
<b>4. DESCRIZIONE DEI MANUFATTI.....</b>	<b>5</b>
<b>5. PASSERELLA CARRABILE DI COLLEGAMENTO AREE DI CANTIERE.....</b>	<b>5</b>
5.1 MODELLO FEM.....	9
5.1.1 <i>Massima forza assiale.....</i>	<i>11</i>
5.1.2 <i>Massimo momento.....</i>	<i>12</i>
5.1.3 <i>Massima forza di taglio.....</i>	<i>12</i>
<b>6. AREA DI MOVIMENTAZIONE MATERIALI GRANERO – TRINCEE DI STOCCAGGIO MATERIALI INERTI.....</b>	<b>13</b>
6.1 MODELLO FEM.....	14
6.1.1 <i>Massima forza assiale.....</i>	<i>18</i>
6.1.2 <i>Massimo momento.....</i>	<i>18</i>
6.1.3 <i>Massima forza di taglio.....</i>	<i>19</i>
<b>7. SOLETTA CARRABILE PER LA DEVIAZIONE DEL TRAFFICO VEICOLARE DELLA S.P. 113..</b>	<b>19</b>
7.1 MODELLO FEM.....	22
7.1.1 <i>Massima forza assiale.....</i>	<i>25</i>
7.1.2 <i>Massimo momento.....</i>	<i>25</i>
7.1.3 <i>Massima forza di taglio.....</i>	<i>26</i>
<b>8. STRUTTURA PORTANTE IN C.A. DELL'AREA DI STOCCAGGIO E TRASFERIMENTO MATERIALI.....</b>	<b>27</b>
8.1 MODELLO FEM.....	31
8.1.1 <i>Vista d'insieme della struttura.....</i>	<i>35</i>
8.1.2 <i>Massimo momento - travi.....</i>	<i>35</i>
8.1.3 <i>Massimo taglio - travi.....</i>	<i>36</i>
8.1.4 <i>Massimo momento - sostegni.....</i>	<i>36</i>
8.1.5 <i>Massima compressione – sostegni.....</i>	<i>37</i>
<b>9. VASCA DI CARICO PRINCIPALE IN LOCALITA' PIANCONE.....</b>	<b>38</b>
9.1 MODELLO FEM.....	40
9.1.1 <i>Vista d'insieme della vasca di carico.....</i>	<i>45</i>
9.1.2 <i>Deformazioni massime della struttura completa.....</i>	<i>45</i>
9.1.3 <i>Deformazioni massime della struttura completa - sezione.....</i>	<i>46</i>
9.1.4 <i>Massimo momento – copertura della vasca di carico.....</i>	<i>46</i>
9.1.5 <i>Massima forza di taglio – copertura della vasca di carico.....</i>	<i>47</i>
9.1.6 <i>Massimo momento – muri perimetrali della vasca.....</i>	<i>47</i>
9.1.7 <i>Massima forza assiale – muri perimetrali della vasca.....</i>	<i>48</i>
9.1.8 <i>Deformazioni massime – muri perimetrali della vasca.....</i>	<i>48</i>

## 1. PREMESSA

La presente relazione riporta le verifiche ed i dimensionamenti preliminari relativi alle opere strutturali sia provvisoriale che definitiva previste in attuazione con il presente progetto definitivo. Per opere provvisoriale s'intendono tutte quelle opere che si realizzeranno ed utilizzeranno solamente nel periodo di cantierizzazione della diga e che quindi, al termine di tale periodo, verranno demolite e rimosse.

Le caratteristiche di sollecitazione utilizzate nei calcoli qui di seguito esposti, sono state ricavate mediante l'impiego del software ad elementi finiti "MIDASGEN". In questa fase non si è ritenuto opportuno riportare i listati dei risultati, ma si è provveduto, per ogni manufatto, ad inserire figure a mappa di colore inerenti le sollecitazioni utilizzate per l'esecuzione delle verifiche strutturali. Tali grafici si rendono utili all'individuazione immediata delle caratteristiche di sollecitazione massime. L'analisi strutturale volta alla valutazione degli effetti delle sollecitazioni che si andrà a condurre sulle strutture in progetto sarà di tipo elastico-lineare.

Le opere strutturali in argomento sono costituite dai seguenti manufatti:

- area di movimentazione materiale di Portula frazione Granero
  - passerella carrabile di collegamento aree di cantiere;
  - muri di contenimento materiale di smarino;
  - soletta carrabile per la deviazione del traffico veicolare della S.P. 113;
- zona di trasferimento materiali in località Piancone
  - struttura portante in c.a. dell'area di stoccaggio e trasferimento materiali, setti di sostegno della struttura portante;
  - vasca di carico principale in località Piancone.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

In generale si è fatto riferimento alle seguenti norme in materia di costruzioni:

- D.M. 14 gennaio 2008  
Norme tecniche per le costruzioni
- UNI EN – Eurocodice 1  
Azioni sulle strutture
- UNI EN – Eurocodice 2  
Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- UNI EN – Eurocodice 3  
Progettazione delle strutture in acciaio

- UNI EN – Eurocodice 4  
Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
- UNI EN – Eurocodice 7  
Progettazione geotecnica
- UNI EN – Eurocodice 8  
Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

### 3. MATERIALI

Le opere in c.a. verranno realizzate in ottemperanza alle norme contenute nel D.M. 14.01.2008 ed alla norma Europea UNI EN 206-1 e UNI 11104.

Per quanto concerne gli effetti flettenti e taglienti nelle strutture, gli effetti di deformazione lenta e fessurazione, il dimensionamento delle strutture è eseguito sulla base delle seguenti qualità dei materiali componenti, mentre i calcoli di progetto e verifica sono stati svolti con il metodo semiprobabilistico allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.). Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

- calcestruzzo tipo C28/35 (Resistenza caratteristica  $R_{ck} = 35.0 \text{ N/mm}^2$ );
- calcestruzzo tipo C35/45 (Resistenza caratteristica  $R_{ck} = 45.0 \text{ N/mm}^2$ );
- acciaio ad aderenza migliorata tipo B450C (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$ ).

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono stati dedotti mediante le formule indicate nel D.M. 14 gennaio 2008 che vengono riportate di seguito:

- resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0.85;

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1.5;

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

- resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

dove:

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1.5;

$f_{ctk}$  è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo e vale:



$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

dove:

$f_{ctm}$  è la resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

dove:

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

- resistenza di calcolo dell'acciaio

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

$\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ed è pari a 1.15;

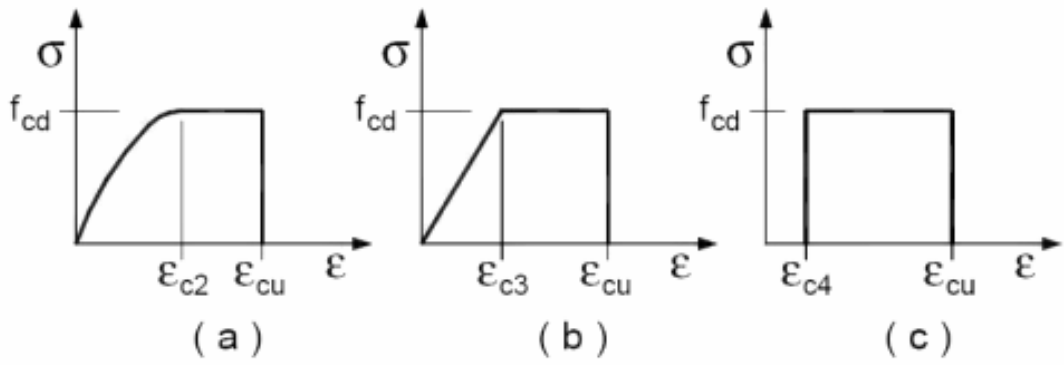
$f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità de formativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità de formativa ultima;

le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare sia per le verifiche effettuate a pressoflessione retta che per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma riportato in figura (a).

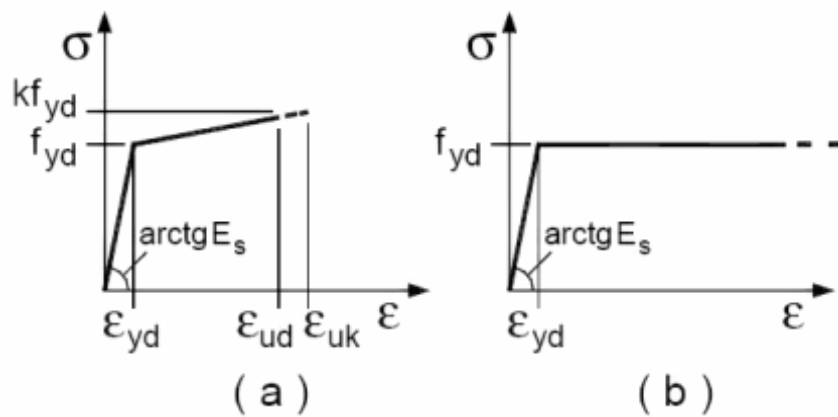


Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

Per le classi di resistenza pari o inferiori a C50/60 si può porre:

- $\epsilon_{c2} = 2.0\%$
- $\epsilon_{cu} = 3.5\%$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico indefinito descritto in figura (b).



Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per l'acciaio

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

#### **4. DESCRIZIONE DEI MANUFATTI**

I manufatti in conglomerato cementizio qui di seguito descritti comprendono, come già accennato, sia strutture provvisionali che definitive direttamente collegate all'esecuzione ed all'esercizio della diga in progetto. Per meglio individuare le opere si sono caratterizzate due zone, la prima, posta a valle del corpo diga, è la cosiddetta area di movimentazione materiale ubicata nel comune di Portula in frazione Granero che prevede l'esecuzione delle seguenti opere:

- passerella carrabile di collegamento aree di cantiere;
- muri di contenimento materiale di smarino;
- soletta carrabile per la deviazione del traffico veicolare della S.P. 113.

La seconda zona, intermedia, è l'area adibita al trasferimento dei materiali in località Piancone e prevede l'esecuzione delle seguenti opere in c.a.:

- struttura portante in c.a. dell'area di stoccaggio e trasferimento materiali, setti di sostegno della struttura portante;
- vasca di carico principale in località Piancone.

#### **5. PASSERELLA CARRABILE DI COLLEGAMENTO AREE DI CANTIERE**

La passerella, come si può vedere nell'immagine allegata, risulta un elemento indispensabile di collegamento tra le due zone di stoccaggio e movimentazione dei materiali. La necessità di realizzare una passerella è giustificata dal fatto che al di sotto della stessa dovranno passare il treno, predisposto per l'estrazione del materiale di smarino ed il trasporto dei materiali, ed il nastro trasportatore, utilizzato per la movimentazione degli inerti.

Come si può vedere nella sezione A-A allegata, il manufatto ha un ingombro pari a 7.50m x 6.30m per una profondità di 5.00m. La soletta superiore avrà uno spessore di 0.50m, mentre quella inferiore sarà di 0.60m; le spalle avranno entrambe uno spessore di 0.80m.

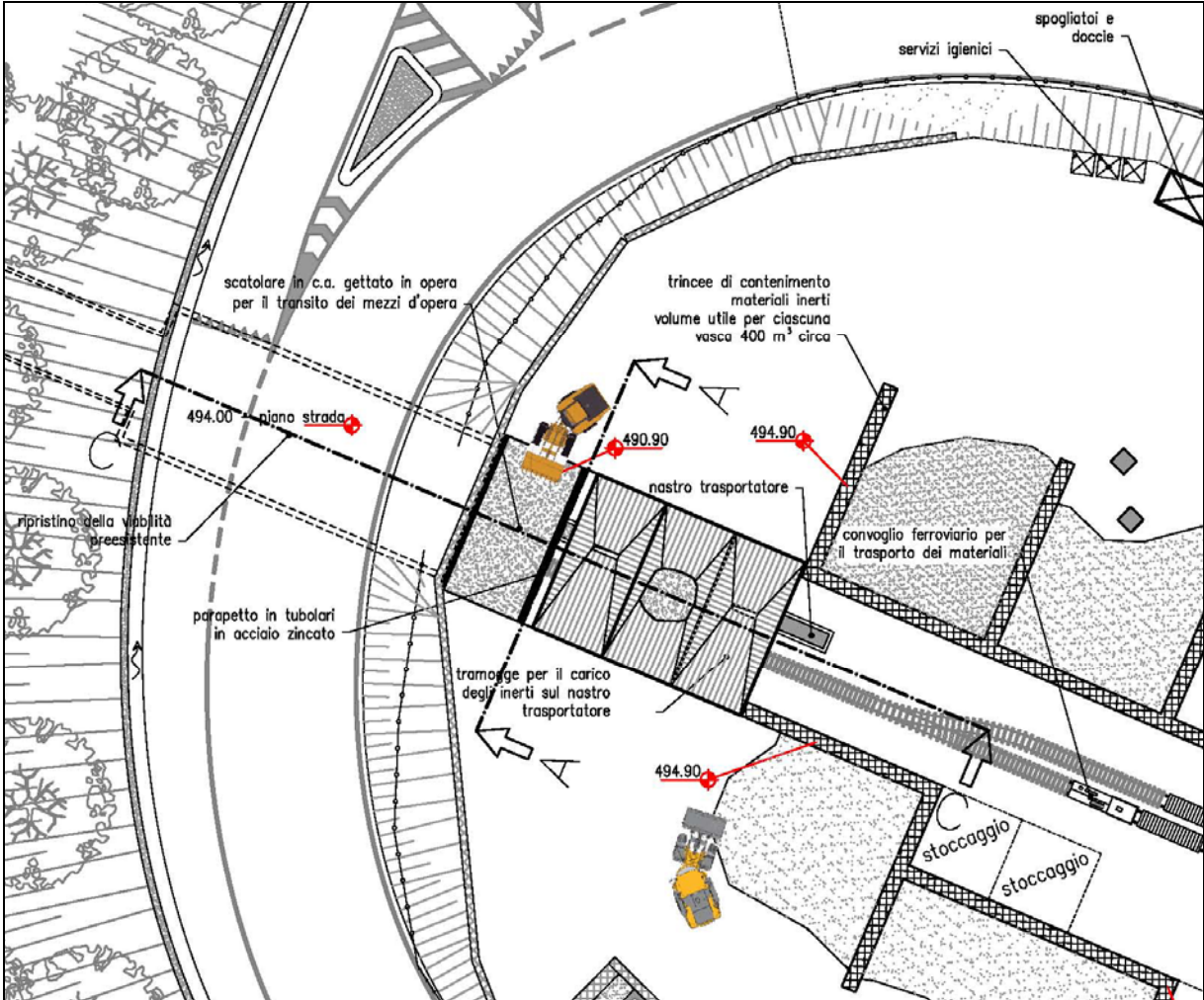
Le due spalle avranno inoltre il compito di sostenere il materiale di riempimento necessario al raggiungimento della quota di progetto del piazzale.

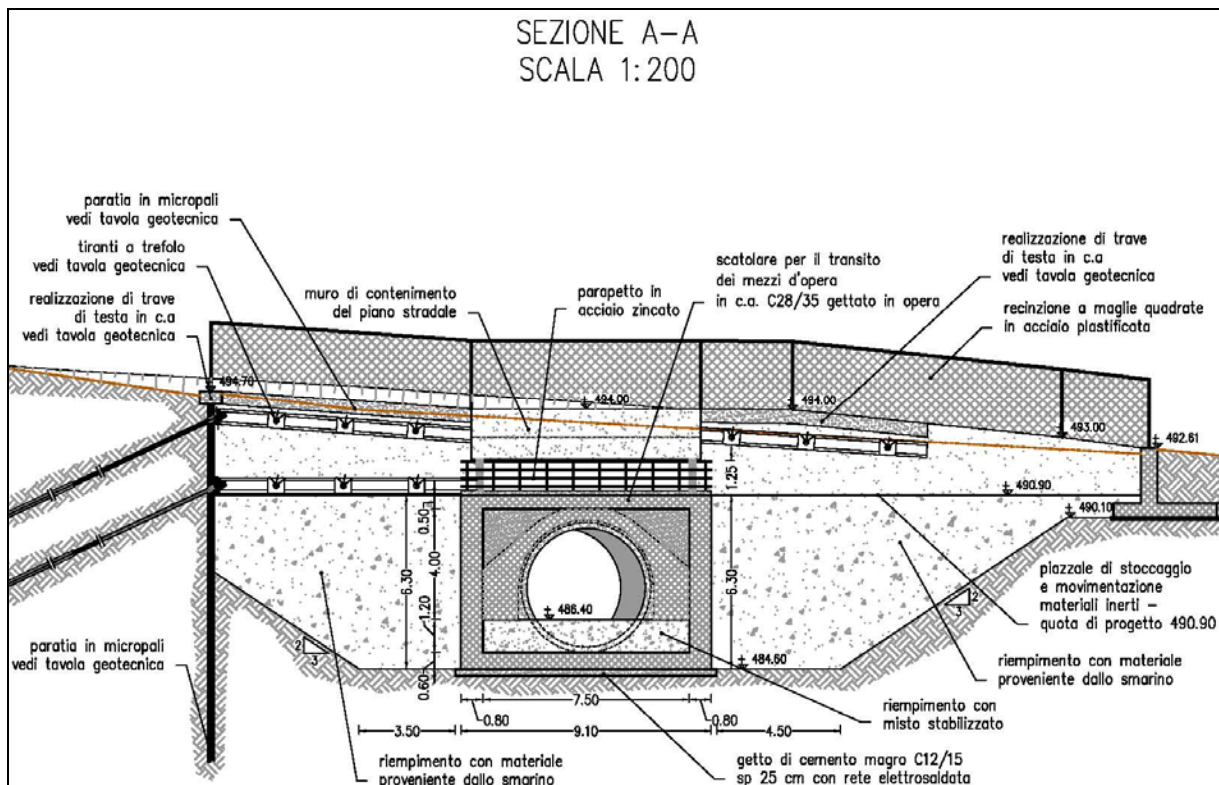
Siccome il manufatto, durante tutto il periodo di cantierizzazione, sarà sottoposto a molti cicli di carico e scarico dovuti al passaggio dei mezzi d'opera, per la sua realizzazione si è scelto di utilizzare del calcestruzzo avente classe C28/35.

Gli inerti naturali, spaccati, lavati, non gelivi e non friabili, saranno privi di sostanze organiche limose e argillose, in proporzione nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione dell'armatura.

La composizione granulometrica degli inerti, di dimensione massima variabile in

funzione dello spessore della sezione interna, dovrà essere interna al fuso granulometrico di Fuller in conformità a quanto prescritto dalla Norma UNI 7163-72.





Le azioni che andranno a sollecitare la struttura saranno:

- **Peso proprio**  
Relativamente a questa azione si andranno a considerare le solette e le spalle del manufatto.
- **Carichi permanenti portati**  
La struttura in sommità verrà ricaricata con uno strato di misto stabilizzato avente uno spessore di 20cm. Si ipotizza un peso specifico del materiale pari a  $18 \text{ kN/m}^3$ .
- **Spinta del terreno**  
Per quanto riguarda la spinta del terreno sulle spalle, essendo materiale sciolto di riporto, si è ipotizzato un peso specifico pari a  $18 \text{ kN/m}^3$ .
- **Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione**  
La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n°1 come definito al capitolo 5.1.3.5 del D.M. 14.01.2008. Essendo la passerella carrabile di 2a categoria il carico  $q_3$  vale:

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

- $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$
- $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
- $w_1 = 3 \text{ m}$
- $L = 7.5 \text{ m}$

quindi:

$$q_3 = 380.25 \text{ kN}$$

- **Carico neve**

Il carico da neve è stato valutato secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008 mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Dove:

- $q_s$ : è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$ : è il coefficiente di forma della copertura;
- $q_{sk}$ : è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [ $\text{kN/m}^2$ ]
- $C_E$ : è il coefficiente di esposizione;
- $C_t$ : è il coefficiente termico.

Per sommi capi si riportano i passi per la determinazione del carico da neve.

- Valore caratteristico del carico neve al suolo

Zona I – Alpina  $a_s > 200 \text{ m s.l.m.m.}$

$$a_s = 490.90 \text{ m s.l.m.m.}$$

$$q_{sk} = 2.02 \text{ kN/m}^2$$

- Coefficiente di esposizione

L'area è riparata per cui il coefficiente di esposizione è assunto pari a 1.1.

- Coefficiente termico

Tale coefficiente è posto pari a 1 secondo le indicazioni di normativa.

- Carico neve sulle coperture

Il coefficiente di forma è posto pari a 0.8.

Definiti i parametri è possibile determinare il carico neve  $q_s$  che vale  $1.8 \text{ kN/m}^2$ .

## 5.1 Modello FEM

Di seguito si riporta esplicitamente il pre-dimensionamento e la verifica allo SLU dell'armatura rispettivamente: della soletta carrabile, delle elevazioni laterali e della platea di fondazione assumendo i valori delle caratteristiche di sollecitazione più gravosi.

### Soletta carrabile

Per il calcolo dell'armatura di progetto, si passa dal calcolo del momento ridotto tramite la seguente relazione:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{150 \cdot 10^6}{1000 \cdot 497^2 \cdot 15.87} = 0.045$$

Al fine di ottenere una buona collaborazione da parte del calcestruzzo si prende come valore minimo di momento ridotto  $\mu_d = 0.060$ , al quale corrisponde  $\omega_0 = 0.062$ .

Per mezzo della relazione del rapporto meccanico dell'armatura

$$\omega_0 = \rho_0 \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

si calcola la percentuale del rapporto geometrico dell'armatura pari a:

$$\rho_0 = \omega_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.062 \cdot \frac{15.87}{391.3} \cdot 100 = 0.24\%$$

Utilizzando la definizione di tale rapporto

$$\rho_0 = \frac{A_{s0}}{b d}$$

si può calcolare l'armatura di progetto  $A_{s0}$ :

$$A_{s0} = \rho_0 b d = \frac{0.24}{100} \cdot \frac{1000 \cdot 497}{100} = 11.23 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva sarà pari a 12.32 cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 8  $\phi$  14 al metro.

La posizione dell'asse neutro viene determinata impiegando la relazione:

$$X_u = \zeta_u d = 0.084 \cdot 470 \cdot 10^{-2} = 3.94 \text{ cm}$$

Il valore calcolato indica che la posizione dell'asse neutro, calcolato dal lembo superiore della trave, è alta e quindi la rottura avviene per raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo con l'acciaio snervato (rottura duttile).

Il momento resistente  $M_{rd}$  vale quindi:

$$M_{rd} = \mu_{d,eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.060 \cdot 1000 \cdot 470^2 \cdot 15.87 \cdot 10^{-6} = 217 \text{ kNm}$$

maggiore del momento agente  $M_{Ed}$ . La verifica è pertanto positiva.

## Elevazione

Per la parte in elevazione è stata valutata l'armatura longitudinale (l) e trasversale (t) avendo valutato i corrispondenti momenti agenti pari rispettivamente a:

$$M_l = 1000 \text{ kNm/m}$$

$$M_t = 135 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo dell'armatura di progetto, si passa dal calcolo del momento ridotto tramite la solita relazione:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}}$$

che per i due momenti fornisce rispettivamente:

$$\mu_{dl} = 0.112$$

$$\mu_{dt} = 0.060$$

ai quali corrisponde un

$$\omega_{0l} = 0.120$$

$$\omega_{0t} = 0.062$$

Per mezzo della relazione del rapporto meccanico dell'armatura

$$\omega_0 = \rho_0 \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

si calcola la percentuale del rapporto geometrico dell'armatura pari a:

$$\rho_{0l} = 0.46\%$$

$$\rho_{0t} = 0.24\%$$

Utilizzando la definizione di tale rapporto

$$\rho_0 = \frac{A_{s0}}{b d}$$

si possono calcolare le armature di progetto  $A_{s0}$ :

$$A_{s0l} = 35.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s0t} = 18.40 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva longitudinale sarà pari a  $37.70 \text{ cm}^2$  ottenuta mettendo in opera 12  $\phi$  20 al metro, mentre quella trasversale sarà di  $18.85 \text{ cm}^2$  ottenuta mettendo in opera 6  $\phi$  20 al metro.

La posizione dell'asse neutro viene determinata impiegando la relazione:

$$X_u = \zeta_u d$$

I valori calcolati

$$X_{ul} = 12.12 \text{ cm}$$

$$X_{ut} = 6.06 \text{ cm}$$



indicano che la posizione dell'asse neutro, calcolato dal lembo superiore della trave, è alta e quindi la rottura avviene per raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo con l'acciaio snervato (rottura duttile).

Il momento resistente  $M_{rd}$  calcolato tramite la relazione:

$$M_{rd} = \mu_{d,eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

risulta pari a:

$$M_{rdl} = 1068 \text{ kNm}$$

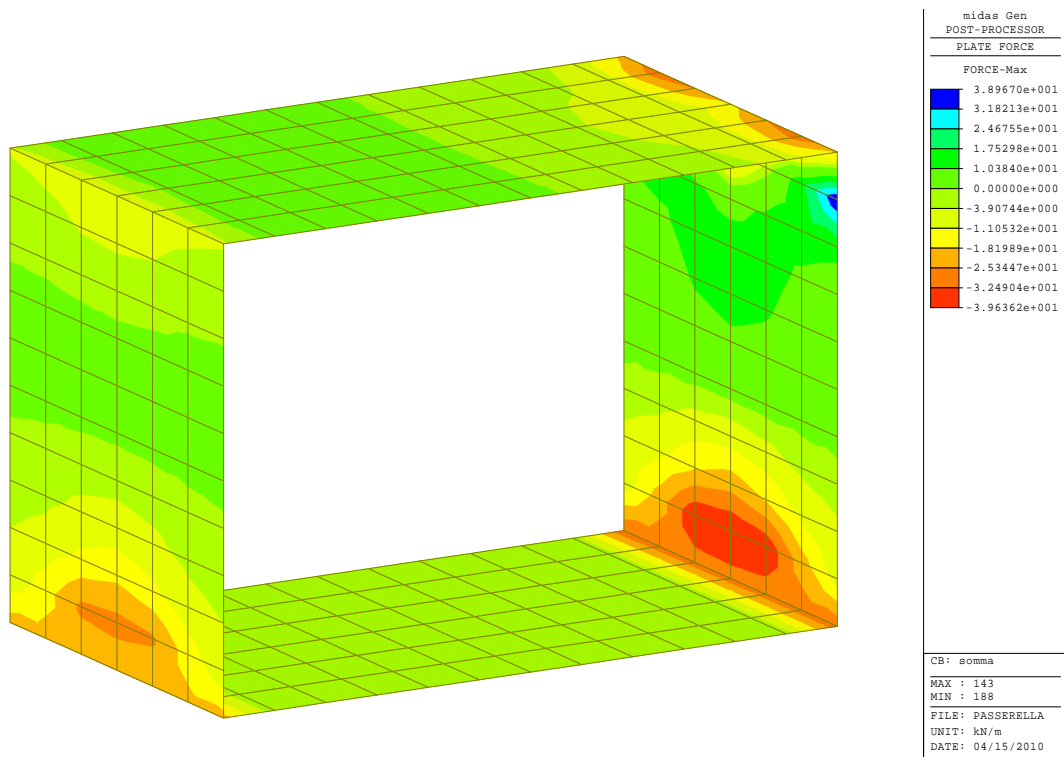
$$M_{rdr} = 534 \text{ kNm}$$

in entrambe i casi maggiore del momento agente  $M_{Ed}$ .

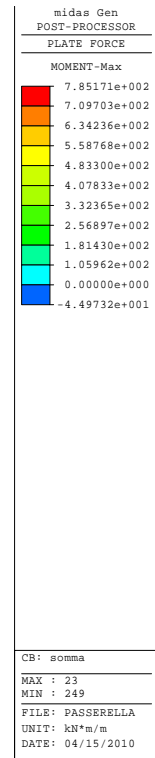
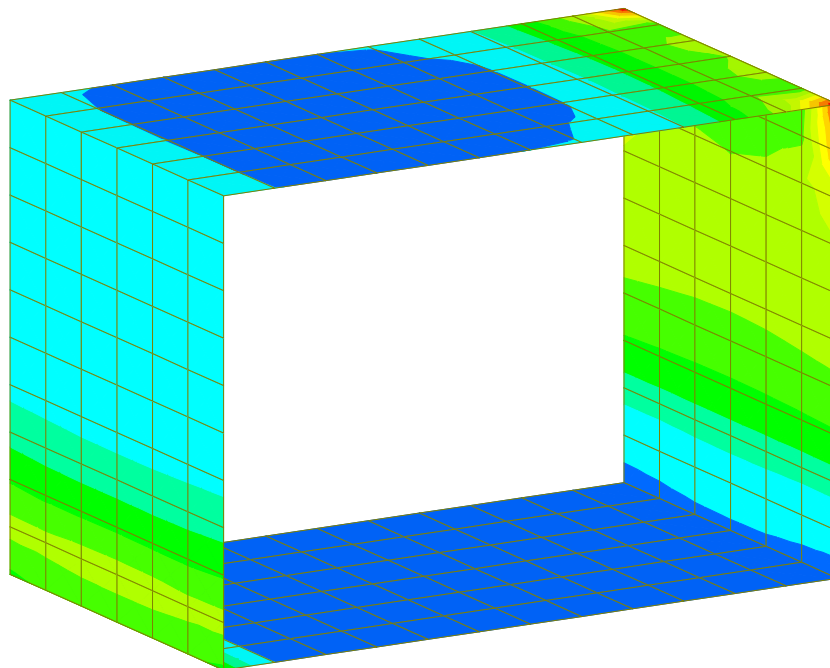
La verifica è pertanto positiva.

Di seguito si propone una rappresentazione grafica a mappe di colore che sinteticamente mostra i risultati ottenuti dalla modellazione. Come già anticipato, per il pre-dimensionamento degli elementi si considererà la combinazione di carico peggiorativa al fine di massimizzare gli sforzi e valutare le situazioni più gravose.

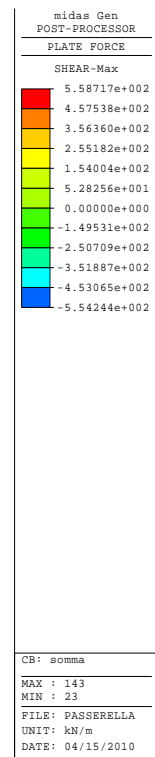
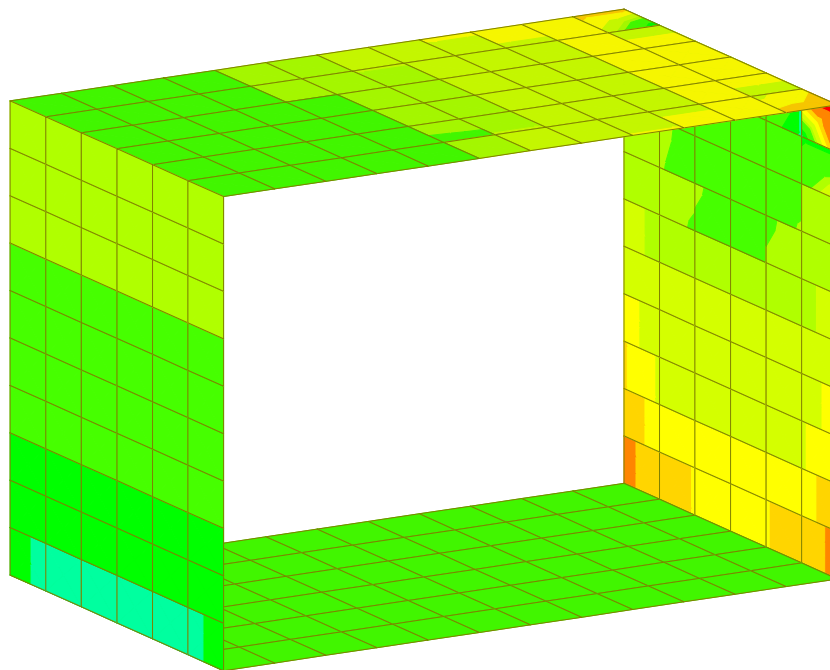
### 5.1.1 Massima forza assiale



### 5.1.2 *Massimo momento*

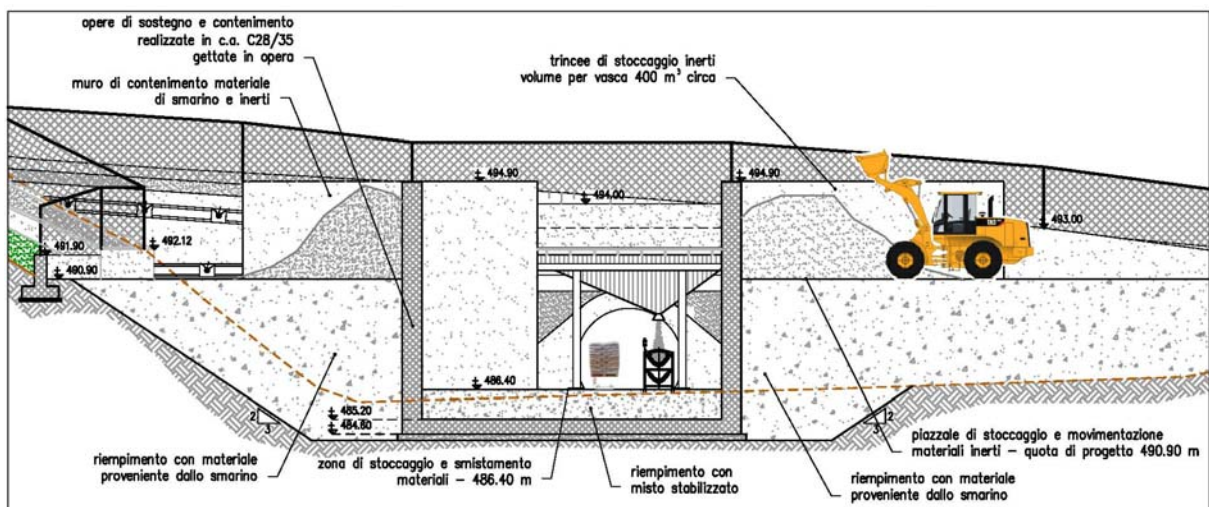
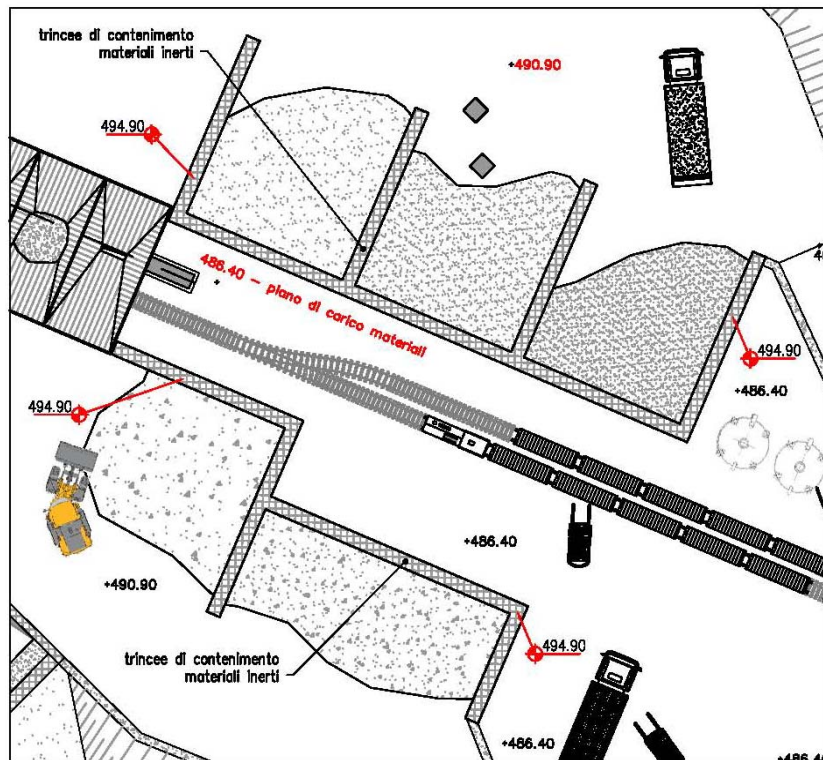


### 5.1.3 *Massima forza di taglio*



## 6. AREA DI MOVIMENTAZIONE MATERIALI GRANERO – TRINCEE DI STOCCAGGIO MATERIALI INERTI

Nella zona di valle, in località Granero nel comune di Portula, verrà realizzato il centro di smistamento materiali diretti all'area di cantierizzazione della diga in progetto. In questa zona si realizzeranno delle strutture di contenimento necessarie per lo stoccaggio dei materiali inerti. Per conformazione del luogo e per necessità organizzative di cantiere, l'area di stoccaggio inerti sarà ad una quota più elevata rispetto all'imbocco della galleria e, per raggiungere tale quota, si accumulerà del materiale proveniente dallo smarino della galleria che verrà contenuto per mezzo di muri in cemento armato.



I muri di contenimento avranno tutti la stessa sezione caratterizzata da uno spessore di 80cm, mentre la soletta di fondazione avrà uno spessore di 60cm.

Per la realizzazione del manufatto si utilizzerà del calcestruzzo avente classe C28/35.

Gli inerti naturali, spaccati, lavati, non gelivi e non friabili, saranno privi di sostanze organiche limose e argillose, in proporzione nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione dell'armatura.

La composizione granulometrica degli inerti, di dimensione massima variabile in funzione dello spessore della sezione interna, dovrà essere interna al fuso granulometrico di Fuller in conformità a quanto prescritto dalla Norma UNI 7163-72.

Le azioni che andranno a sollecitare la struttura saranno:

- **Peso proprio**

Relativamente a questa azione si andranno a considerare la soletta di fondazione, le elevazioni dei muri di contenimento ed i cordoli di fondazione dei setti di contenimento inerti.

- **Spinta del terreno**

Per quanto riguarda la spinta del terreno sulle pareti atte al contenimento del materiale di smarino proveniente dalla galleria, essendo materiale sciolto di riporto, si è ipotizzato un peso specifico pari a  $18 \text{ kN/m}^3$ .

- **Spinta degli inerti**

Si è ipotizzato che il peso specifico degli inerti sciolti si attesti sui  $19 \text{ kN/m}^3$ .

Per quanto riguarda le combinazioni di carico si sono ipotizzate due situazioni, la prima con tutte le trincee caricate con il peso degli inerti, nella seconda si è supposto un carico a scacchiera. Per i calcoli che seguono, si andrà a considerare la condizione di carico che genererà la sollecitazione più sfavorevole.

## **6.1 Modello FEM**

Di seguito si riporta esplicitamente il pre-dimensionamento e la verifica allo SLU dell'armatura rispettivamente: dei muri di contenimento del materiale di smarino (sempre caricati) e dei muri di contenimento degli inerti assumendo i valori delle caratteristiche di sollecitazione più gravosi.

## Muri di contenimento materiale di smarino

Per la parte in elevazione è stata valutata l'armatura longitudinale (l) e trasversale (t) avendo valutato i corrispondenti momenti agenti pari rispettivamente a:

$$M_l = 410 \text{ kNm/m}$$

$$M_t = 410 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo dell'armatura di progetto, si passa dal calcolo del momento ridotto tramite la solita relazione:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}}$$

che per i due momenti fornisce rispettivamente:

$$\mu_{dl} = 0.060$$

$$\mu_{dt} = 0.060$$

ai quali corrisponde un

$$\omega_{0l} = 0.062$$

$$\omega_{0t} = 0.062$$

Per mezzo della relazione

$$\omega_0 = \rho_0 \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

si calcola la percentuale di armatura meccanica pari a:

$$\rho_{0l} = 0.24\%$$

$$\rho_{0t} = 0.24\%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

$$\rho_0 = \frac{A_{s0}}{b d}$$

si possono calcolare le armature di progetto  $A_{s0}$ :

$$A_{s0l} = 18.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s0t} = 18.40 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva longitudinale sarà pari a 18.85 cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 6  $\phi$  20 al metro, mentre quella trasversale sarà di 18.85 cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 6  $\phi$  20 al metro.

La posizione dell'asse neutro viene determinata impiegando la relazione:

$$X_u = \zeta_u d$$

I valori calcolati

$$X_{ul} = 6.03 \text{ cm}$$

$$X_{ut} = 6.03 \text{ cm}$$

indicano che la posizione dell'asse neutro, calcolato dal lembo superiore della trave, è alta e quindi la rottura avviene per raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo con l'acciaio snervato (rottura duttile).

Il momento resistente  $M_{rd}$  calcolato tramite la relazione:

$$M_{rd} = \mu_{d,eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

risulta pari a:

$$M_{rdl} = 545 \text{ kNm}$$

$$M_{rds} = 545 \text{ kNm}$$

in entrambe i casi maggiore del momento agente  $M_{Ed}$ .

La verifica è pertanto positiva.

### **Muri di contenimento inerti**

Per la parte in elevazione è stata valutata l'armatura longitudinale (l) e trasversale (t) avendo valutato i corrispondenti momenti agenti pari rispettivamente a:

$$M_l = 620 \text{ kNm/m}$$

$$M_t = 360 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo dell'armatura di progetto, si passa dal calcolo del momento ridotto tramite la solita relazione:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}}$$

che per i due momenti fornisce rispettivamente:

$$\mu_{dl} = 0.069$$

$$\mu_{dt} = 0.060$$

ai quali corrisponde un

$$\omega_{0l} = 0.072$$

$$\omega_{0t} = 0.062$$

Per mezzo della relazione

$$\omega_0 = \rho_0 \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

si calcola la percentuale di armatura meccanica pari a:

$$\rho_{0l} = 0.28\%$$

$$\rho_{0t} = 0.24\%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

$$\rho_0 = \frac{A_{s0}}{b d}$$

si possono calcolare le armature di progetto  $A_{s0}$ :

$$A_{s0l} = 21.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s0t} = 18.40 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva longitudinale sarà pari a 21.99 cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 7  $\phi$  20 al metro, mentre quella trasversale sarà di 18.85 cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 6  $\phi$  20 al metro.

La posizione dell'asse neutro viene determinata impiegando la relazione:

$$X_u = \zeta_u d$$

I valori calcolati

$$X_{ul} = 7.00 \text{ cm}$$

$$X_{ut} = 6.03 \text{ cm}$$

indicano che la posizione dell'asse neutro, calcolato dal lembo superiore della trave, è alta e quindi la rottura avviene per raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo con l'acciaio snervato (rottura duttile).

Il momento resistente  $M_{rd}$  calcolato tramite la relazione:

$$M_{rd} = \mu_{eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

risulta pari a:

$$M_{rdl} = 631 \text{ kNm}$$

$$M_{rdt} = 545 \text{ kNm}$$

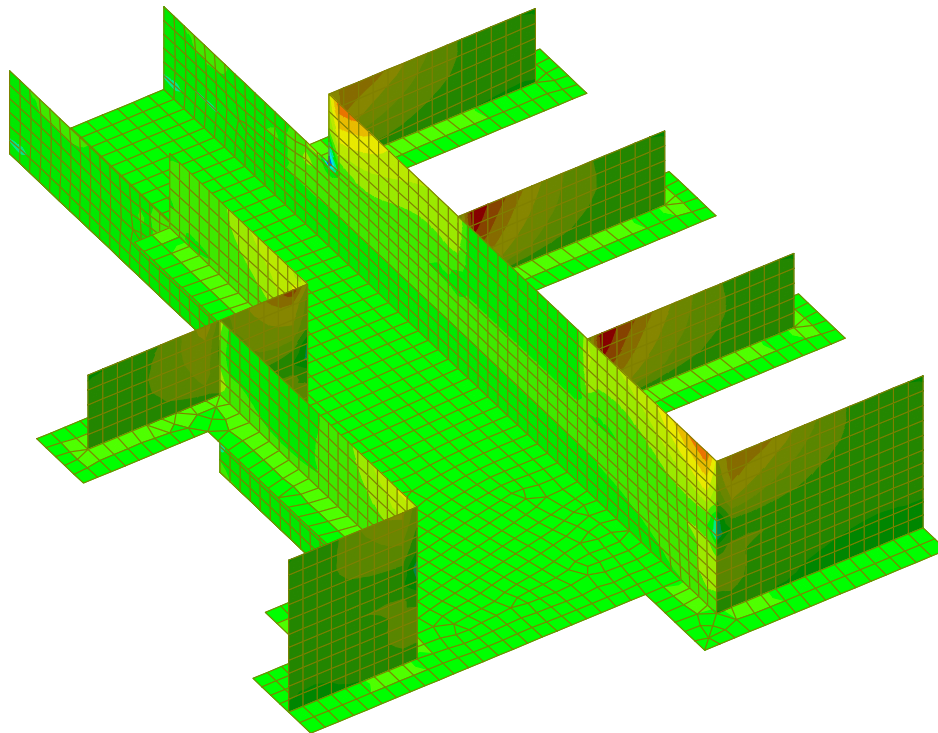
in entrambe i casi maggiore del momento agente  $M_{Ed}$ .

La verifica è pertanto positiva.

Di seguito si propone una rappresentazione grafica a mappe di colore che sinteticamente mostra i risultati ottenuti dalla modellazione. Come già anticipato, per il pre-dimensionamento degli elementi si considererà la combinazione di carico peggiorativa al fine di massimizzare gli sforzi e valutare le situazioni più gravose.



### 6.1.1 *Massima forza assiale*

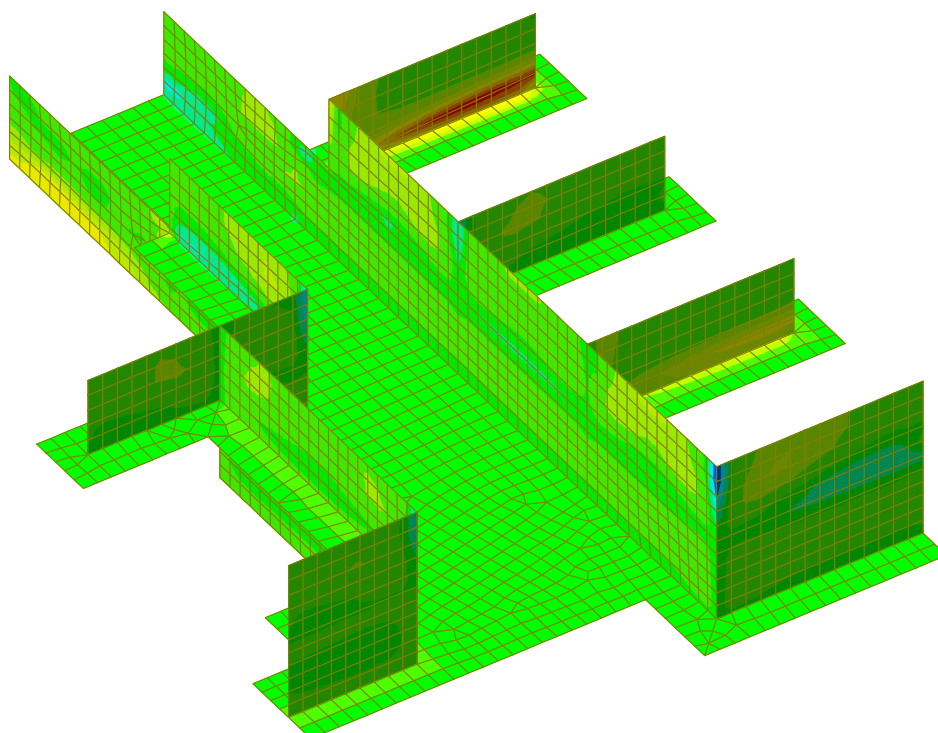


midas Gen	
POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
FORCE-Max	
3.55255e+002	
3.05285e+002	
2.55316e+002	
2.05346e+002	
1.55377e+002	
1.05407e+002	
5.54378e+001	
0.00000e+000	
-4.45012e+001	
-9.44708e+001	
-1.44440e+002	
-1.94410e+002	

CBmax: RC ENV_STR
MAX : 1124
MIN : 850
FILE: MURI_CONTE-
UNIT: kN/m
DATE: 04/15/2010

### 6.1.2 *Massimo momento*



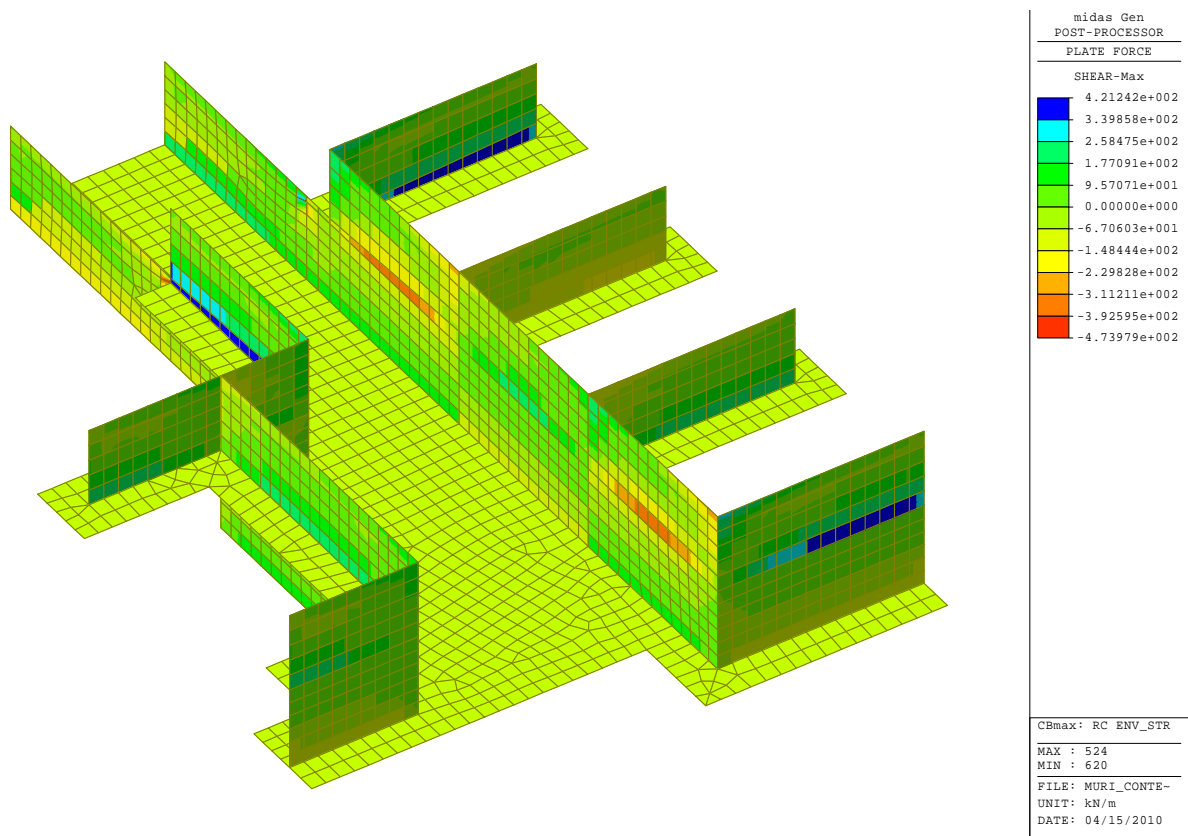
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
MOMENT-Max	
3.25392e+002	
2.80697e+002	
2.36001e+002	
1.91306e+002	
1.46610e+002	
1.01915e+002	
5.72193e+001	
0.00000e+000	
-3.21717e+001	
-7.68672e+001	
-1.21563e+002	
-1.66258e+002	

CBmax: RC ENV_STR
MAX : 864
MIN : 938
FILE: MURI_CONTE-
UNIT: kN*m/m
DATE: 04/15/2010



### 6.1.3 Massima forza di taglio



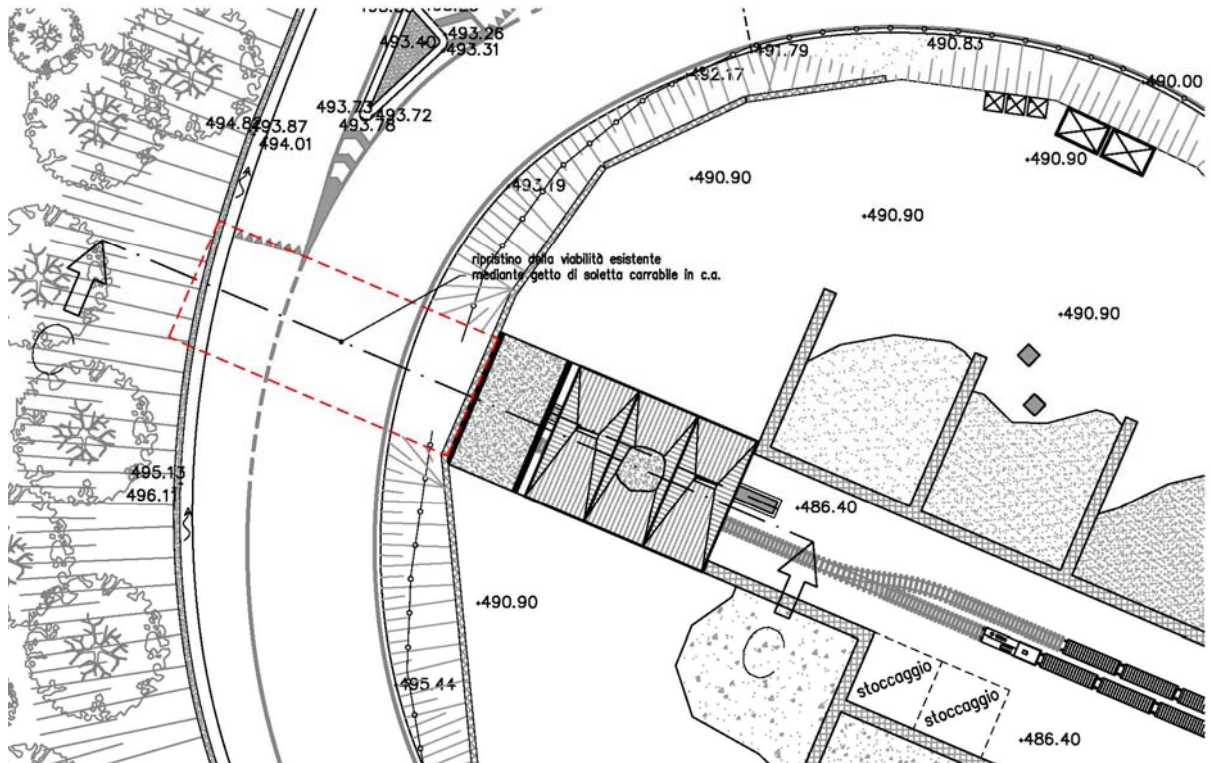
## 7. SOLETTA CARRABILE PER LA DEVIAZIONE DEL TRAFFICO VEICOLARE DELLA S.P. 113

Per l'esecuzione delle lavorazioni necessarie alla realizzazione della galleria di collegamento tra la località Granero e la località Piancone, bisogna passare sotto la viabilità esistente della S.P. 113. Per recare minor disagio possibile al traffico veicolare, si realizzerà una soletta carrabile che permetterà di mantenere percorribile la strada anche durante le varie fasi di realizzazione dello scavo. La soletta, come si può vedere nelle immagini allegate, una volta ultimata verrà ricoperta con del materiale di riporto. Questo materiale verrà trattenuto da un muretto di contenimento posizionato a valle. La soletta avrà dimensioni 19.40m x 8.20m con uno spessore di 80cm. Il dente di contenimento sporgerà dall'estradosso della soletta di 1.00m e avrà uno spessore di 50cm.

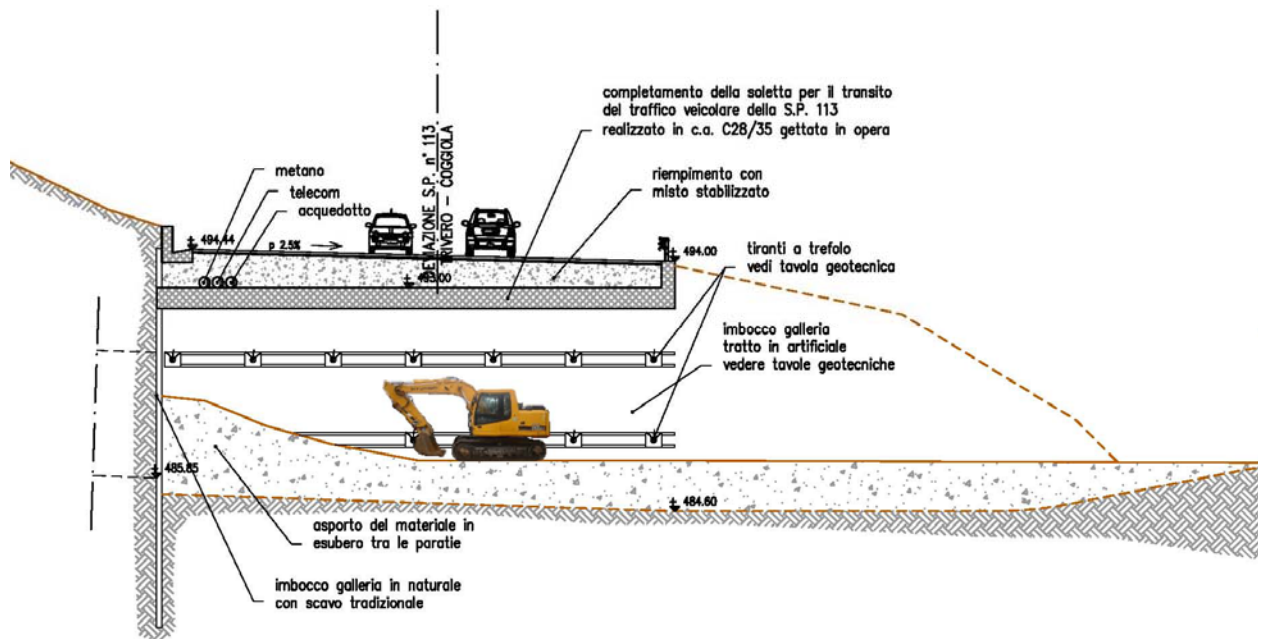
Per la realizzazione del manufatto si utilizzerà del calcestruzzo avente classe C28/35.

Gli inerti naturali, spaccati, lavati, non gelivi e non friabili, saranno privi di sostanze organiche limose e argillose, in proporzione nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione dell'armatura.

La composizione granulometrica degli inerti, di dimensione massima variabile in funzione dello spessore della sezione interna, dovrà essere interna al fuso granulometrico di Fuller in conformità a quanto prescritto dalla Norma UNI 7163-72.



SEZIONE C-C  
REALIZZAZIONE DEVIAZIONE STRADALE



Le azioni che andranno a sollecitare la struttura saranno:

- **Peso proprio**

Relativamente a questa azione si andrà a considerare la soletta ed il dente di contenimento.

- **Carichi permanenti portati**

La struttura in sommità verrà ricaricata con uno strato di misto stabilizzato avente uno spessore minimo di 100cm, inoltre si considererà il cassonetto stradale.

- **Spinta del terreno**

Per quanto riguarda la spinta del terreno sul dente di contenimento, essendo materiale sciolto di riporto, si è ipotizzato un peso specifico del materiale pari a  $18 \text{ kN/m}^3$ .

- **Carichi accidentali**

Come prescritto dalla normativa si andranno a posizionare dei carichi concentrati corrispondenti al carico tandem previsto per i ponti di 1ª categoria  $Q_{1k}=300 \text{ kN}$  e distribuito  $q_{1k}=9 \text{ kN/m}^2$ .

- **Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione**

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n°1 come definito al 5.1.3.5 D.M. 14/01/2008. Essendo la passerella carrabile di 1a categoria il carico  $q_3$  vale:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

- $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$
- $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
- $w_1 = 3 \text{ m}$
- $L = 8.2 \text{ m}$

quindi:

$$q_3 = 382.14 \text{ kN}$$

- **Carico neve**

Il carico da neve è stato valutato secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008 mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_s$$

Dove:

- $q_s$ : è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$ : è il coefficiente di forma della copertura;

- $q_{sk}$ : è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [ $\text{kN/m}^2$ ]
- $C_E$ : è il coefficiente di esposizione;
- $C_t$ : è il coefficiente termico.

Per sommi capi si riportano i passi per la determinazione del carico da neve.

- Valore caratteristico del carico neve al suolo

Zona I – Alpina  $a_s > 200 \text{ m s.l.m.m.}$

$$a_s = 490.90 \text{ m s.l.m.m.}$$

$$q_{sk} = 2.02 \text{ kN/m}^2$$

- Coefficiente di esposizione

L'area è riparata per cui il coefficiente di esposizione è assunto pari a 1.1.

- Coefficiente termico

Tale coefficiente è posto pari a 1 secondo le indicazioni di normativa.

- Carico neve sulle coperture

Il coefficiente di forma è posto pari a 0.8.

Definiti i parametri è possibile determinare il carico neve  $q_s$  che vale  $1.8 \text{ kN/m}^2$ .

## 7.1 Modello FEM

Di seguito si riporta esplicitamente il pre-dimensionamento e la verifica allo SLU dell'armatura rispettivamente: della soletta carrabile, delle elevazioni laterali e della platea di fondazione assumendo i valori delle caratteristiche di sollecitazione più gravosi.

### Soletta carrabile

Per il calcolo dell'armatura di progetto, si passa dal calcolo del momento ridotto tramite la seguente relazione:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{450 \cdot 10^6}{1000 \cdot 770^2 \cdot 15.87} = 0.050$$

Al fine di ottenere una buona collaborazione da parte del calcestruzzo si prende come valore minimo di momento ridotto  $\mu_d = 0.060$ , al quale corrisponde  $\omega_0 = 0.062$ .

Per mezzo della relazione

$$\omega_0 = \rho_0 \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

si calcola la percentuale di armatura meccanica pari a:

$$\rho_0 = \omega_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.062 \cdot \frac{15.87}{391.3} \cdot 100 = 0.24\%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

$$\rho_0 = \frac{A_{s0}}{b d}$$

si può calcolare l'armatura di progetto  $A_{s0}$ :

$$A_{s0} = \rho_0 b d = \frac{0.24}{100} \cdot \frac{1000 \cdot 770}{100} = 18.40 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva sarà pari a 18.85 cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 6  $\phi$  20 al metro.

La posizione dell'asse neutro viene determinata impiegando la relazione:

$$X_u = \zeta_u d = 0.078 \cdot 770 \cdot 10^{-2} = 6.03 \text{ cm}$$

Il valore calcolato indica che la posizione dell'asse neutro, calcolato dal lembo superiore della trave, è alta e quindi la rottura avviene per raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo con l'acciaio snervato (rottura duttile).

Il momento resistente  $M_{rd}$  vale quindi:

$$M_{rd} = \mu_{d,eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.062 \cdot 1000 \cdot 770^2 \cdot 15.87 \cdot 10^{-6} = 545 \text{ kNm}$$

maggiore del momento agente  $M_{Ed}$ . La verifica è pertanto positiva.

### Dente di contenimento misto stabilizzato

Per la parte in elevazione è stata valutata l'armatura longitudinale (l) e trasversale (t) avendo valutato i corrispondenti momenti agenti pari rispettivamente a:

$$M_l = 60 \text{ kNm/m}$$

$$M_t = 20 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo dell'armatura di progetto, si passa dal calcolo del momento ridotto tramite la solita relazione:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}}$$

che per i due momenti fornisce rispettivamente:

$$\mu_{dl} = 0.060$$

$$\mu_{dt} = 0.060$$

ai quali corrisponde un

$$\omega_{0l} = 0.062$$

$$\omega_{0t} = 0.062$$

Per mezzo della relazione

$$\omega_0 = \rho_0 \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

si calcola la percentuale di armatura meccanica pari a:

$$\rho_{0l} = 0.24\%$$

$$\rho_{0t} = 0.24\%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

$$\rho_0 = \frac{A_{s0}}{b \cdot d}$$

si possono calcolare le armature di progetto  $A_{s0}$ :

$$A_{s0l} = 11.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s0t} = 11.23 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva longitudinale sarà pari a 12.32 cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 8  $\phi$  14 al metro, mentre quella trasversale sarà di 12.32cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 8  $\phi$  14 al metro.

La posizione dell'asse neutro viene determinata impiegando la relazione:

$$X_u = \zeta_u d$$

I valori calcolati

$$X_{ul} = 3.94 \text{ cm}$$

$$X_{ut} = 3.94 \text{ cm}$$

indicano che la posizione dell'asse neutro, calcolato dal lembo superiore della trave, è alta e quindi la rottura avviene per raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo con l'acciaio snervato (rottura duttile).

Il momento resistente  $M_{rd}$  calcolato tramite la relazione:

$$M_{rd} = \mu_{d,eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

risulta pari a:

$$M_{rdl} = 217 \text{ kNm}$$

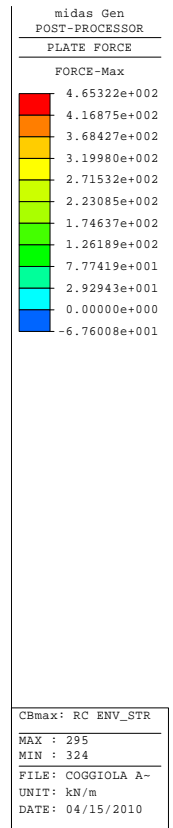
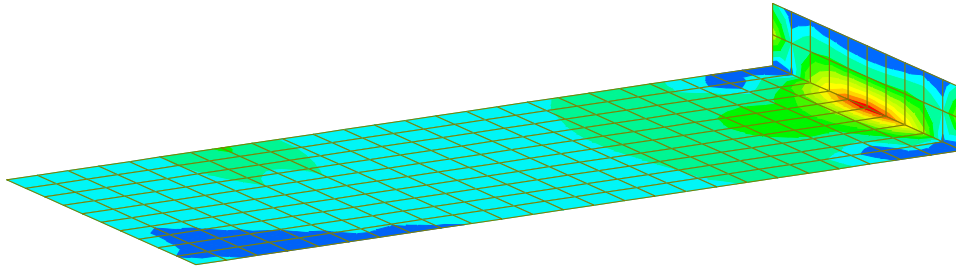
$$M_{rdt} = 217 \text{ kNm}$$

in entrambe i casi maggiore del momento agente  $M_{Ed}$ .

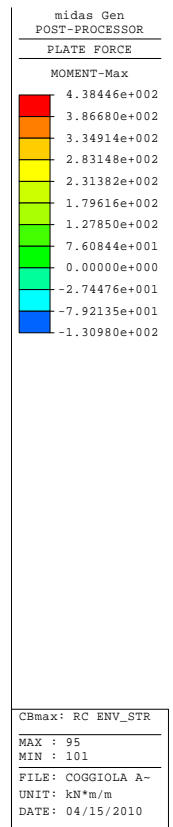
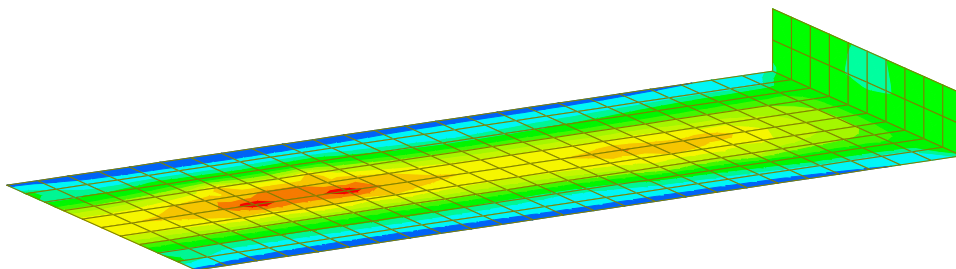
La verifica è pertanto positiva.

Di seguito si propone una rappresentazione grafica a mappe di colore che sinteticamente mostra i risultati ottenuti dalla modellazione. Come già anticipato, per il pre-dimensionamento degli elementi si considererà la combinazione di carico peggiorativa al fine di massimizzare gli sforzi e valutare le situazioni più gravose.

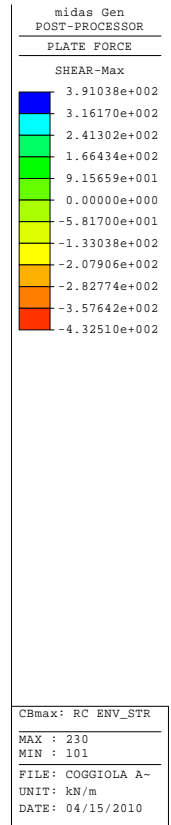
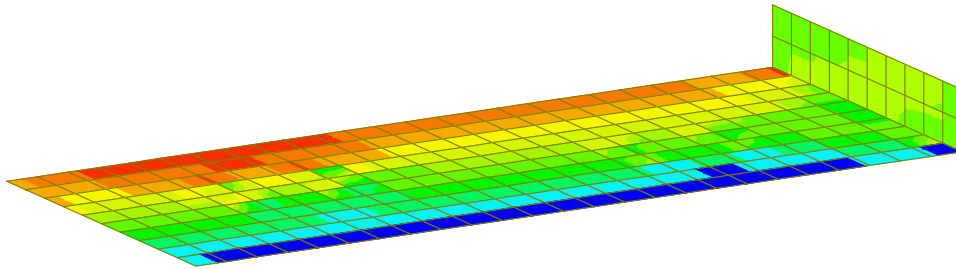
### 7.1.1 *Massima forza assiale*



### 7.1.2 *Massimo momento*



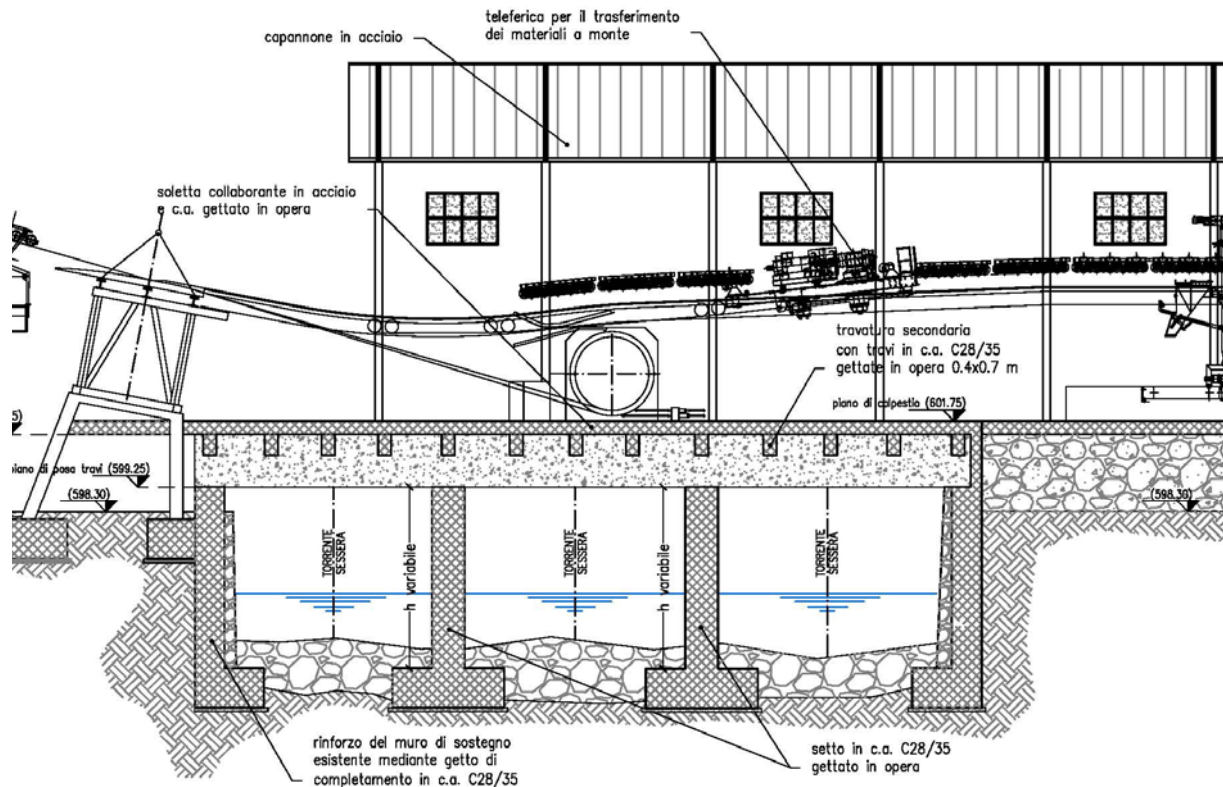
### 7.1.3 Massima forza di taglio







## SEZIONE A-A



La struttura portante della piattaforma verrà realizzata con delle travi in c.a. gettate in opera aventi dimensioni 0.60x2.00m, alle quali saranno affiancate delle travi ortogonali aventi funzione di ripartizione dei carichi con sezione 0.40x0.70m. Il tutto verrà consolidato da una soletta in acciaio e calcestruzzo avente uno spessore di 50cm.

La struttura, come già anticipato, verrà sostenuta da delle pile gettate in alveo, e da muri di sostegno realizzati agli estremi della soletta portante. I muri ed i setti avranno uno spessore di 1.20m e saranno fondati su cordoli di 1.50m di spessore.

Le dimensioni importanti delle strutture portanti sono conseguenza dei forti carichi agenti caratterizzati dalla teleferica di movimentazione materiali, dal nastro trasportatore e dal convoglio ferroviario, si è ipotizzata inoltre la possibilità di stoccare temporaneamente sulla soletta del materiale inerte in attesa di venire trasferito a monte.

Per la realizzazione del manufatto si utilizzerà del calcestruzzo avente classe C28/35.

Gli inerti naturali, spaccati, lavati, non gelivi e non friabili, saranno privi di sostanze organiche limose e argillose, in proporzione nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione dell'armatura.

La composizione granulometrica degli inerti, di dimensione massima variabile in funzione dello spessore della sezione interna, dovrà essere interna al fuso granulometrico di

Fuller in conformità a quanto prescritto dalla Norma UNI 7163-72.

Le azioni che andranno a sollecitare la struttura saranno:

- **Peso proprio**  
Relativamente a questa azione si andranno a considerare la soletta, le travi principali e secondarie, i muri di contenimento laterali e le pile in alveo.
- **Carichi permanenti portati**  
La struttura, come già anticipato, in fase di esercizio dovrà essere in grado di sopportare i carichi trasferiti dalla teleferica, dal nastro trasportatore, dal convoglio ferroviario e dai silo di stoccaggio del cemento in polvere. Inoltre sulla struttura andrà a gravare il peso del capannone in acciaio destinato al riparo ed al ricovero dei mezzi.
- **Spinta del terreno**  
Per quanto riguarda la spinta del terreno sui muri laterali, essendo materiale sciolto di riporto, si è ipotizzato un peso specifico del materiale pari a  $18 \text{ kN/m}^3$ .
- **Carichi accidentali**  
In fase di esercizio della struttura si è tenuto in conto della possibilità di stoccare momentaneamente del materiale inerte avente un peso specifico pari a  $19 \text{ kN/m}^3$ .
- **Carico neve**  
Il carico da neve è stato valutato secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008 mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- $q_s$ : è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$ : è il coefficiente di forma della copertura;
- $q_{sk}$ : è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [ $\text{kN/m}^2$ ]
- $C_E$ : è il coefficiente di esposizione;
- $C_t$ : è il coefficiente termico.

Per sommi capi si riportano i passi per la determinazione del carico da neve.

- Valore caratteristico del carico neve al suolo

Zona I – Alpina  $a_s > 200 \text{ m s.l.m.m.}$

$a_z = 601.75 \text{ m s.l.m.m.}$

$q_{sk} = 2.34 \text{ kN/m}^2$

- Coefficiente di esposizione  
L'area è riparata per cui il coefficiente di esposizione è assunto pari a 1.1.
- Coefficiente termico  
Tale coefficiente è posto pari a 1 secondo le indicazioni di normativa.
- Carico neve sulle coperture  
Il coefficiente di forma è posto pari a 0.8.

Definiti i parametri è possibile determinare il carico neve  $q_s$  che vale  $1.87 \text{ kN/m}^2$ .

- **Carico vento**

Il carico da vento è stato valutato secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008 mediante la seguente espressione:

$$p(z) = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

- $q_b$ : è la pressione cinetica di picco;
- $C_e$ : è il coefficiente di esposizione;
- $C_p$ : è il coefficiente di pressione che viene suddiviso in :
  1.  $C_{pe}$ : di pressione esterna;
  2.  $C_{pi}$ : di pressione interna;
- $C_d$ : è il coefficiente dinamico.

Per sommi capi si riportano i passi per la determinazione del carico da vento.

- Velocità di riferimento

Piemonte – Zona I  $a_z \leq a_0$

$$a_z = 601.75 \text{ m s.l.m.m.}$$

$$V_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$k_a = 0.010 \text{ (m/s)/m}$$

- Pressione cinetica di picco

$$q_b = 390.62 \text{ N/m}^2$$

- Coefficiente di esposizione

$$C_e(z) = 1.7 \quad \text{per } z \leq z_{min}$$

$$C_e(z_{max}) = 2.3 \quad \text{per } z > z_{min}$$

- Coefficienti di pressione

$$C_{pe} = 0.8 \quad \text{per parete verticale}$$

$$C_{pi} = -0.4 \quad \text{per copertura}$$

$$C_{pi} = -0.5$$

- Coefficiente dinamico

$$C_d = 1$$

Definiti i parametri è possibile determinare il carico vento che viene così riassunto:

z	p		
	inclinazione [°]		C <sub>pi</sub>
	90	8	
m	p N/m <sup>2</sup>	p N/m <sup>2</sup>	p N/m <sup>2</sup>
1	534	-267	-334
2	534	-267	-334
3	534	-267	-334
4	534	-267	-334
5	534	-267	-334
6	568	-284	-355
7	597	-299	-373
8	623	-312	-390
9	647	-323	-404
10	668	-334	-418
11	687	-344	-430
12	705	-353	-441
13	722	-361	-451

I valori calcolati si dovranno considerare in valore assoluto.

### 8.1 Modello FEM

Di seguito si riporta esplicitamente il pre-dimensionamento e la verifica allo SLU dell'armatura rispettivamente: delle travi principali, delle travi secondarie, delle pile poste in alveo e dei muri laterali di contenimento assumendo i valori delle caratteristiche di sollecitazione più gravosi.

#### Trave principale

Per il calcolo dell'armatura di progetto, si passa dal calcolo del momento ridotto tramite la seguente relazione:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{8200 \cdot 10^6}{600 \cdot 1970^2 \cdot 15.87} = 0.234$$

al quale corrisponde  $\omega_0 = 0.272$ .

Per mezzo della relazione

$$\omega_0 = \rho_0 \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

si calcola la percentuale di armatura meccanica pari a:

$$\rho_0 = \omega_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.272 \cdot \frac{15.87}{391.3} \cdot 100 = 1.05\%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

$$\rho_0 = \frac{A_{s0}}{b d}$$

si può calcolare l'armatura di progetto  $A_{s0}$ :

$$A_{s0} = \rho_0 b d = \frac{1.05}{100} \cdot \frac{600 \cdot 1970}{100} = 124.10 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva sarà pari a 129.36 cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 21  $\phi$  28 disposti su due strati all'interno della trave.

La posizione dell'asse neutro viene determinata impiegando la relazione:

$$X_u = \zeta_u d = 0.35 \cdot 1970 \cdot 10^{-2} = 69.03 \text{ cm}$$

Il valore calcolato indica che la posizione dell'asse neutro, calcolato dal lembo superiore della trave, è alta e quindi la rottura avviene per raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo con l'acciaio snervato (rottura duttile).

Il momento resistente  $M_{rd}$  vale quindi:

$$M_{rd} = \mu_{d,eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.241 \cdot 600 \cdot 1970^2 \cdot 15.87 \cdot 10^{-6} = 8451 \text{ kNm}$$

maggiore del momento agente  $M_{Ed}$ . La verifica è pertanto positiva.

### Trave secondaria di ripartizione

Per il calcolo dell'armatura di progetto, si passa dal calcolo del momento ridotto tramite la seguente relazione:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{1000 \cdot 10^6}{400 \cdot 670^2 \cdot 15.87} = 0.369$$

al quale corrisponde  $\omega_0 = 0.496$ .

Per mezzo della relazione

$$\omega_0 = \rho_0 \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

si calcola la percentuale di armatura meccanica pari a:

$$\rho_0 = \omega_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.496 \cdot \frac{15.87}{391.3} \cdot 100 = 1.91\%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

$$\rho_0 = \frac{A_{s0}}{b d}$$

si può calcolare l'armatura di progetto  $A_{s0}$ :

$$A_{s0} = \rho_0 b d = \frac{1.91}{100} \cdot \frac{400 \cdot 670}{100} = 51.24 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva sarà pari a 53.22 cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 14  $\phi$  22 disposti su due strati all'interno della trave.

La posizione dell'asse neutro viene determinata impiegando la relazione:

$$X_u = \zeta_u d = 0.636 \cdot 670 \cdot 10^{-2} = 42.64 \text{ cm}$$

Il valore calcolato indica che la posizione dell'asse neutro, calcolato dal lembo superiore della trave, è alta e quindi la rottura avviene per raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo con l'acciaio snervato (rottura duttile).

Il momento resistente  $M_{rd}$  vale quindi:

$$M_{rd} = \mu_{d,eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.378 \cdot 400 \cdot 670^2 \cdot 15.87 \cdot 10^{-6} = 1024 \text{ kNm}$$

maggiore del momento agente  $M_{Ed}$ . La verifica è pertanto positiva.

### **Pile di sostegno site in alveo**

Dato che le pile non sono sollecitate a momento, in quanto le travi principali sono appoggiate e non incastrate alla struttura di sostegno, si predisporrà solamente dell'armatura minima in grado di distribuire le trascurabili sollecitazioni flessionali.

Si andranno pertanto a posizionare delle armature longitudinali e delle armature trasversali. Per l'armatura longitudinale si disporranno 6  $\phi$  14 al metro, mentre per quella trasversale 4  $\phi$  14 al metro.

Si è inoltre eseguita una verifica della resistenza a compressione dato l'elevato sforzo trasmesso dalla struttura sovrastante. La forza sollecitante è pari a:

$$N_{ed} = 650 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a compressione secondo il D.M. è data dall'espressione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

che per un cemento C28/35 vale:

$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

Per il solo sforzo di compressione la verifica vale:

$$f_{ed} = \frac{N_{ed}}{A} = \frac{650 \cdot 10^3}{1.2 \cdot 10^6} = 0.54 \text{ N/mm}^2$$

che risulta inferiore alla  $f_{cd}$  di progetto. La verifica risulta pertanto soddisfatta.



## Muri di contenimento laterali

Come le pile precedentemente dimensionate, anche i muri laterali non saranno soggetti a momento trasferito dalle travi principali in quanto semplicemente appoggiate. L'unica sollecitazione a momento è generata dalla spinta delle terre che questi contengono.

I valori di momento che risultano dal calcolo sono di seguito riportati:

$$M_l = 300 \text{ kNm/m} \quad (\text{longitudinale})$$

$$M_t = 55 \text{ kNm/m} \quad (\text{trasversale})$$

Essendo dei valori bassi rispetto alla sezione reagente pari a 1.0x1.20m, si andranno pertanto a posizionare delle armature longitudinali e delle armature trasversali di ripartizione in grado comunque di resistere alle caratteristiche imposte. Per l'armatura longitudinale si disporranno 6  $\phi$  14 al metro, mentre per quella trasversale 4  $\phi$  14 al metro.

Si è inoltre eseguita una verifica della resistenza a compressione dato l'elevato sforzo trasmesso dalla struttura sovrastante. La forza sollecitante è pari a:

$$N_{ed} = 330 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a compressione secondo il D.M. è data dall'espressione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

che per un cemento C28/35 vale:

$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

Per il solo sforzo di compressione la verifica vale:

$$f_{ed} = \frac{N_{ed}}{A} = \frac{330 \cdot 10^3}{1.2 \cdot 10^6} = 0.27 \text{ N/mm}^2$$

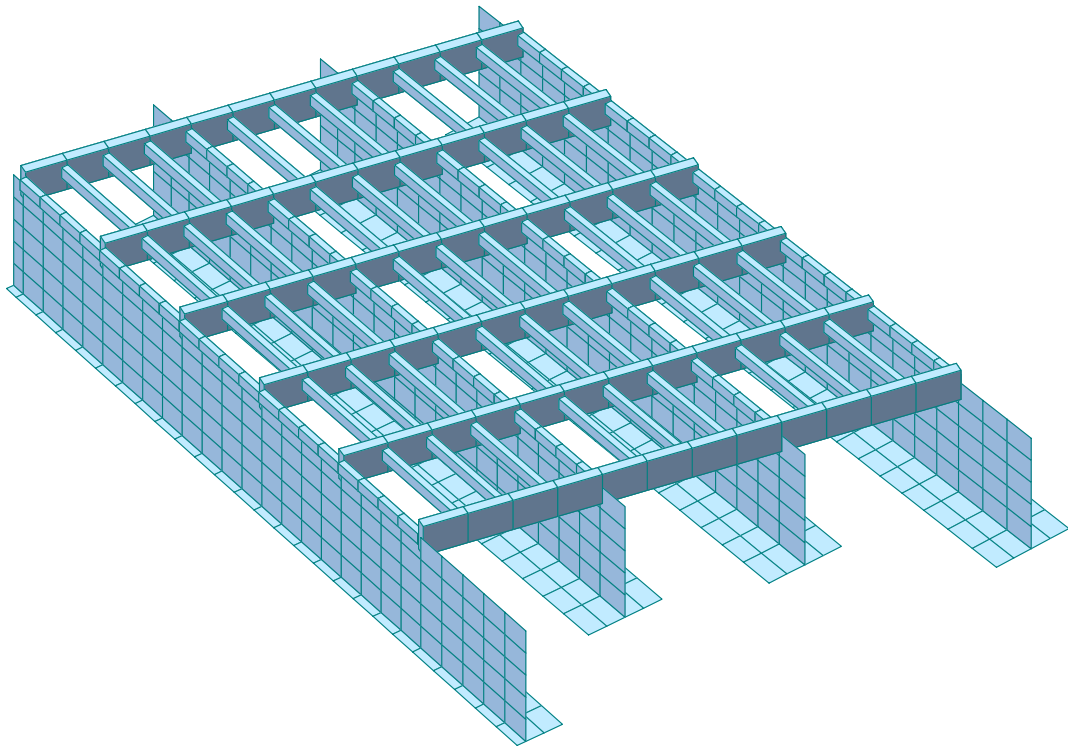
che risulta inferiore alla  $f_{cd}$  di progetto.

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

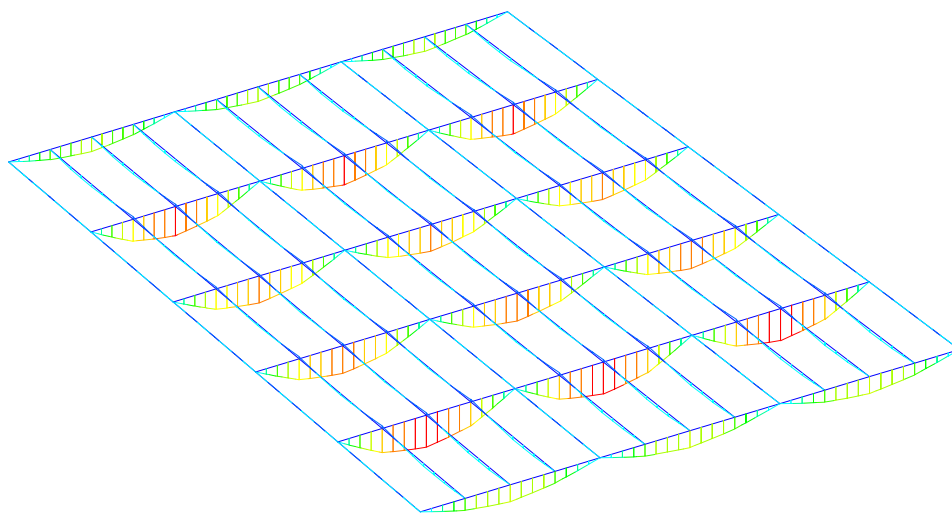
Di seguito si propone una rappresentazione grafica a mappe di colore che sinteticamente mostra i risultati ottenuti dalla modellazione. Come già anticipato, per il pre-dimensionamento degli elementi si considererà la combinazione di carico peggiorativa al fine di massimizzare gli sforzi e valutare le situazioni più gravose.



### 8.1.1 Vista d'insieme della struttura



### 8.1.2 Massimo momento - travi

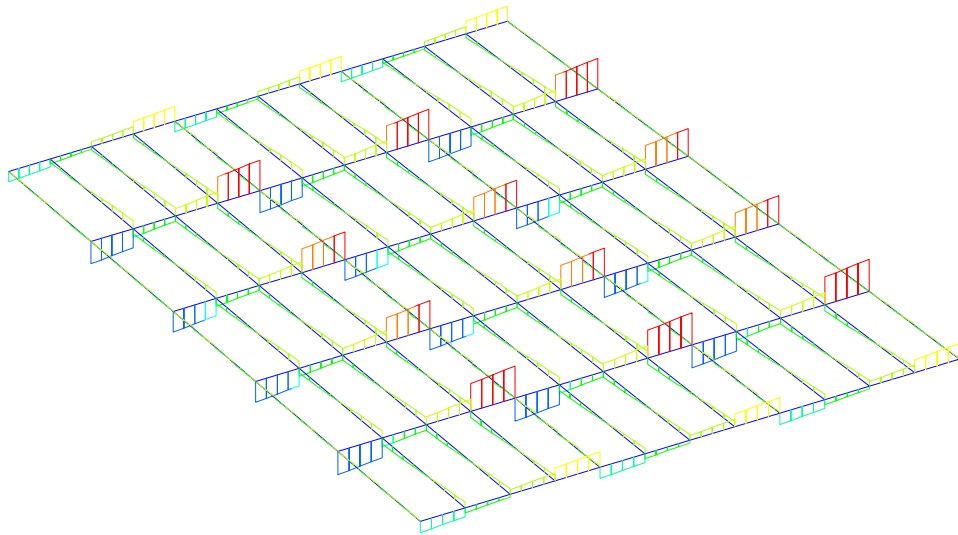


midas Gen POST-PROCESSOR BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
8.19839e+003	
7.39003e+003	
6.58166e+003	
5.77329e+003	
4.96493e+003	
4.15656e+003	
3.34819e+003	
2.53983e+003	
1.73146e+003	
9.23093e+002	
0.00000e+000	
-6.93641e+002	

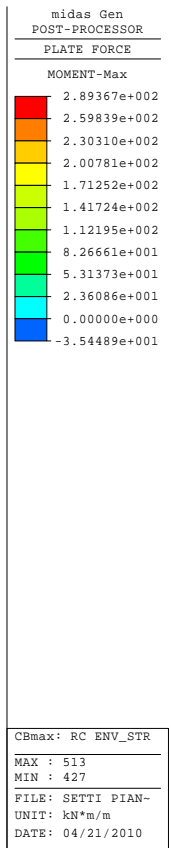
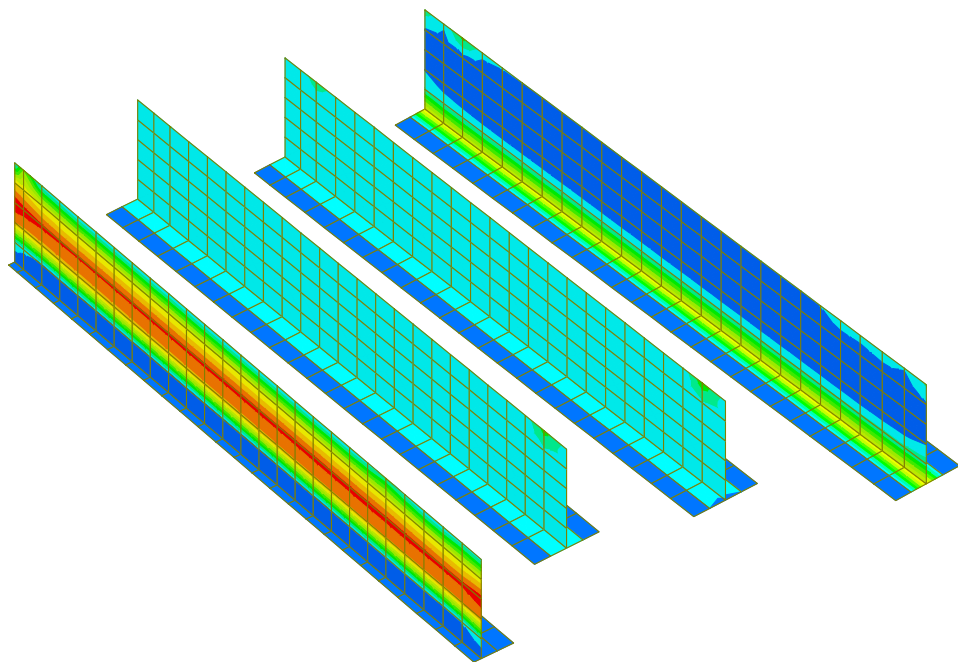
  

CBmax: RC ENV_STR
MAX : 1848
MIN : 1789
FILE: SETTI PIAN-
UNIT: kN*m
DATE: 04/21/2010

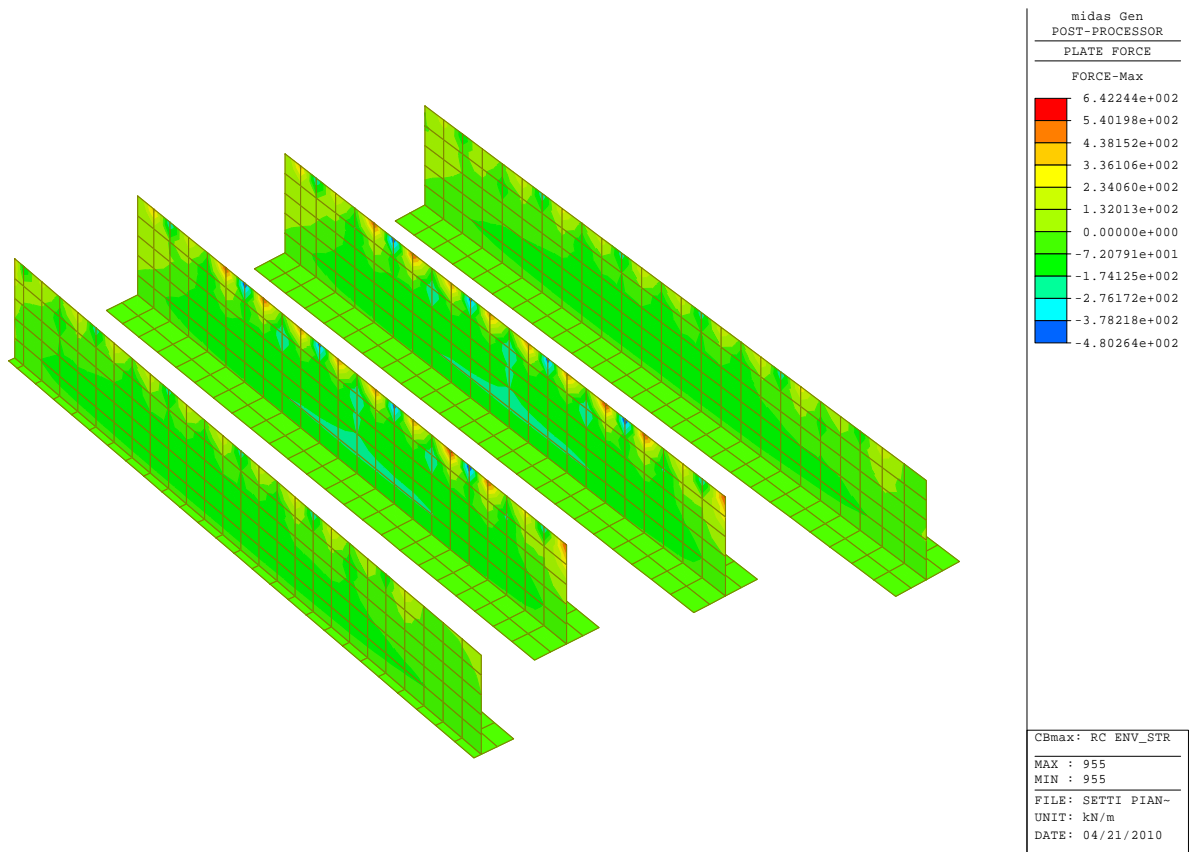
### 8.1.3 Massimo taglio - travi



### 8.1.4 Massimo momento - sostegni

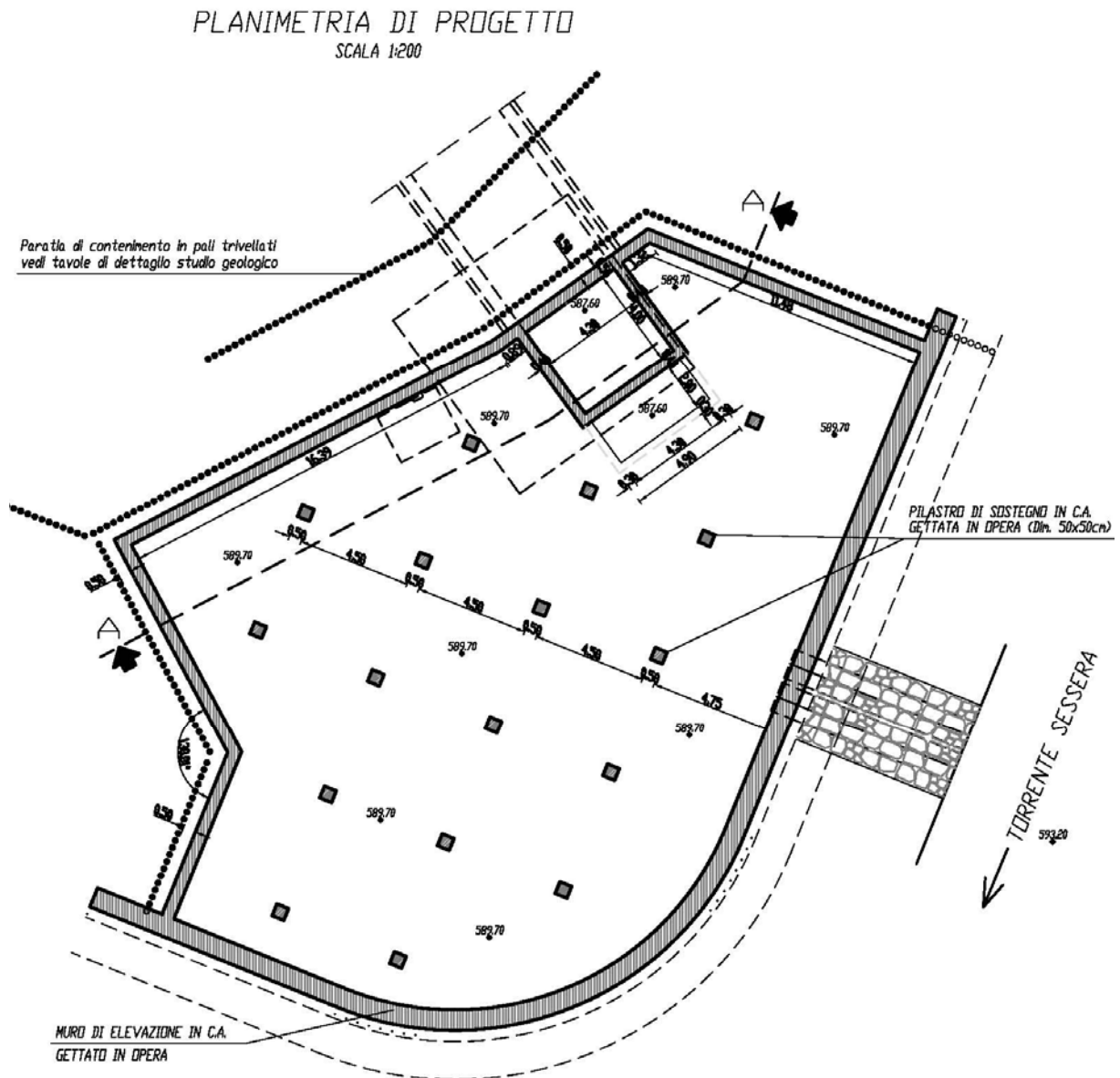


### 8.1.5 *Massima compressione – sostegni*



## 9. VASCA DI CARICO PRINCIPALE IN LOCALITA' PIANCONE

Nell'area di cantiere del Piancone, in prossimità della piattaforma di smistamento materiali, si realizzerà la vasca di carico principale. Questa vasca avrà la funzione di accumulare parte della portata turbinata dalla centrale del Piancone e di riconsegnarla alla condotta principale che prosegue verso valle. La struttura sarà completamente interrata fatto salvo una fascia di muro verso il torrente Sessera che rimarrà a vista. La piastra di copertura della vasca poggerà su una serie di pilastri ed essendo a quota piano strada dovrà essere in grado di sopportare i carichi veicolari.





- **Carichi permanenti portati**

La copertura della vasca verrà ricaricata con uno strato di misto stabilizzato avente uno spessore di 50cm.

- **Carico neve**

Il carico da neve è stato valutato secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008 mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- $q_s$ : è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$ : è il coefficiente di forma della copertura;
- $q_{sk}$ : è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>]
- $C_E$ : è il coefficiente di esposizione;
- $C_t$ : è il coefficiente termico.

Per sommi capi si riportano i passi per la determinazione del carico da neve.

- Valore caratteristico del carico neve al suolo

Zona I – Alpina  $a_s > 200 \text{ m s.l.m.m.}$

$$a_s = 601.75 \text{ m s.l.m.m.}$$

$$q_{sk} = 2.34 \text{ kN/m}^2$$

- Coefficiente di esposizione

L'area è riparata per cui il coefficiente di esposizione è assunto pari a 1.1.

- Coefficiente termico

Tale coefficiente è posto pari a 1 secondo le indicazioni di normativa.

- Carico neve sulle coperture

Il coefficiente di forma è posto pari a 0.8.

Definiti i parametri è possibile determinare il carico neve  $q_s$  che vale 1.87 kN/m<sup>2</sup>.

## **9.1 Modello FEM**

Di seguito si riporta esplicitamente il pre-dimensionamento e la verifica allo SLU dell'armatura rispettivamente: dei muri perimetrali della vasca, dei pilastri di sostegno e della copertura della vasca assumendo i valori delle caratteristiche di sollecitazione più gravosi.

### Muri perimetrali della vasca di carico

Per la parte in elevazione è stata valutata l'armatura longitudinale (l) e trasversale (t) avendo valutato i corrispondenti momenti agenti pari rispettivamente a:

$$M_l = 80 \text{ kNm/m}$$

$$M_t = 55 \text{ kNm/m}$$

I muri perimetrali, come già accennato in precedenza, sono caratterizzati da due differenti spessori e visto che i valori di momento sollecitante sopra riportati sono bassi pur essendo i valori massimi si andranno ad eseguire le verifiche solo sullo spessore minore riportando tali risultati anche sulla sezione maggiore. Si andranno pertanto a posizionare delle armature longitudinali e delle armature trasversali in grado comunque di distribuire le sollecitazioni flessionali. Per l'armatura longitudinale si disporranno 6  $\phi$  14 al metro, mentre per quella trasversale 4  $\phi$  14 al metro.

Si è inoltre eseguita una verifica della resistenza a compressione.

La forza sollecitante massima è pari a:

$$N_{ed} = 350 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a compressione secondo il D.M. è data dall'espressione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

che per un cemento C28/35 vale:

$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

Per il solo sforzo di compressione la verifica vale:

$$f_{ed} = \frac{N_{ed}}{A} = \frac{350 \cdot 10^3}{0.5 \cdot 10^6} = 0.70 \text{ N/mm}^2$$

che risulta inferiore alla  $f_{cd}$  di progetto. La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### Piastra di copertura della vasca di carico

Data la forma dell'elemento in progetto, la copertura si dimensionerà come una piastra.

Si andrà quindi a dimensionare dell'armatura longitudinale (l) e trasversale (t) avendo valutato i corrispondenti momenti agenti pari rispettivamente a:

$$M_l = 210 \text{ kNm/m}$$

$$M_t = 210 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo dell'armatura di progetto, si passa dal calcolo del momento ridotto tramite la solita relazione:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}}$$

che per i due momenti fornisce rispettivamente:

$$\mu_{dl} = 0.063$$

$$\mu_{dt} = 0.063$$

ai quali corrisponde un

$$\omega_{0l} = 0.066$$

$$\omega_{0t} = 0.066$$

Per mezzo della relazione

$$\omega_0 = \rho_0 \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

si calcola la percentuale di armatura meccanica pari a:

$$\rho_{0l} = 0.25\%$$

$$\rho_{0t} = 0.25\%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

$$\rho_0 = \frac{A_{s0}}{b \cdot d}$$

si possono calcolare le armature di progetto  $A_{s0}$ :

$$A_{s0l} = 11.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s0t} = 11.91 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva longitudinale sarà pari a 12.32 cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 8  $\phi$  14 al metro, mentre quella trasversale sarà di 12.32 cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 8  $\phi$  14 al metro.

La posizione dell'asse neutro viene determinata impiegando la relazione:

$$X_u = \zeta_u d$$

I valori calcolati

$$X_{ul} = 3.94 \text{ cm}$$

$$X_{ut} = 3.94 \text{ cm}$$

indicano che la posizione dell'asse neutro, calcolato dal lembo superiore della trave, è alta e quindi la rottura avviene per raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo con l'acciaio snervato (rottura duttile).

Il momento resistente  $M_{rd}$  calcolato tramite la relazione:

$$M_{rd} = \mu_{d,eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

risulta pari a:

$$M_{rdl} = 217 \text{ kNm}$$

$$M_{rdt} = 217 \text{ kNm}$$



in entrambe i casi maggiore del momento agente  $M_{Ed}$ .

La verifica è pertanto positiva.

### Pilastri di sostegno

Per il dimensionamento del pilastro bisognerà tenere conto degli effetti sfavorevoli dovuti ad eventuali scostamenti nella geometria della struttura e nella posizione dei carichi.

Si individuano quindi le sollecitazioni a cui è sottoposto il pilastro:

$$M_{Ed} = \pm 15 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 780 \text{ kN}$$

Si considera uno schema di calcolo con incastro alla base e cerniera all'estremità superiore, il che implica una lunghezza libera d'inflexione pari a:

$$l_0 = 0.7 \cdot l = 0.7 \cdot 7.60 = 5.32 \text{ m}$$

Si procede quindi al calcolo dell'eccentricità di progetto  $e_0$ :

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{15 \cdot 10^6}{780 \cdot 10^3} = 19 \text{ mm}$$

e deve rispettare la condizione:

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \geq \max\left(\frac{h}{20}; \frac{b}{20}; 20\text{mm}\right)$$

pertanto il valore minimo di  $e_0$  sarà di 25mm in quanto il pilastro misura 500x500mm.

Si valutano ora le imperfezioni geometriche ipotizzando un'inclinazione non intenzionale dell'elemento:

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m$$

dove:

$$\theta_0 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{7.60}} = 0.72$$

$$\alpha_m = 1$$

quindi

$$\theta_i = 0.0036$$

Perciò l'eccentricità geometrica vale:

$$e_i = 0.0036 \frac{5320}{2} = 10 \text{ mm}$$

Si valuta ora la snellezza limite:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{min}} = \frac{5.32}{0.144} = 36.85$$

$$v = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{780 \cdot 10^3}{500^2 \cdot 15.87} = 0.2$$

$$\lambda_{lim} = 20 \frac{A B C}{\sqrt{v}} = 20 \frac{1.1 \cdot 0.7 \cdot 2.7}{\sqrt{0.197}} = 93.68$$

Pertanto dai calcoli fin qui eseguiti risulta che  $\lambda < \lambda_{lim}$  pertanto non sarà necessario tenere in conto gli effetti del II ordine.

Il momento di progetto, tenuto in conto delle imperfezioni geometriche, risulta pari a:

$$M_{Ed} = N_{Ed} (e_0 + e_i) = 780 (25 + 10) 10^{-3} = 27.3 \text{ kNm}$$

Per il calcolo dell'armatura di progetto, si passa dal calcolo del momento ridotto tramite la seguente relazione:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{30 \cdot 10^6}{500 \cdot 500^2 \cdot 15.87} = 0.020$$

Al fine di poter utilizzare le tabelle con i diagrammi di interazione per presso-flessione, risulta necessario imporre  $\mu_d = 0.100$ . Dai suddetti diagrammi si ottiene il valore percentuale di armatura:

$$\rho_0 = 0.33\%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

$$\rho_0 = \frac{A_{s0}}{b d}$$

si può calcolare l'armatura di progetto  $A_{s0}$ :

$$A_{s0} = \rho_0 b d = \frac{0.33}{100} \cdot \frac{500 \cdot 500}{100} = 8.25 \text{ cm}^2$$

Per quanto previsto dalla vigente normativa, l'area minima di acciaio dovrà essere almeno:

$$A_{s,min} = 0.10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 0.10 \frac{780 \cdot 10^3}{391.3} \cdot 10^{-2} = 19.93 \text{ cm}^2$$

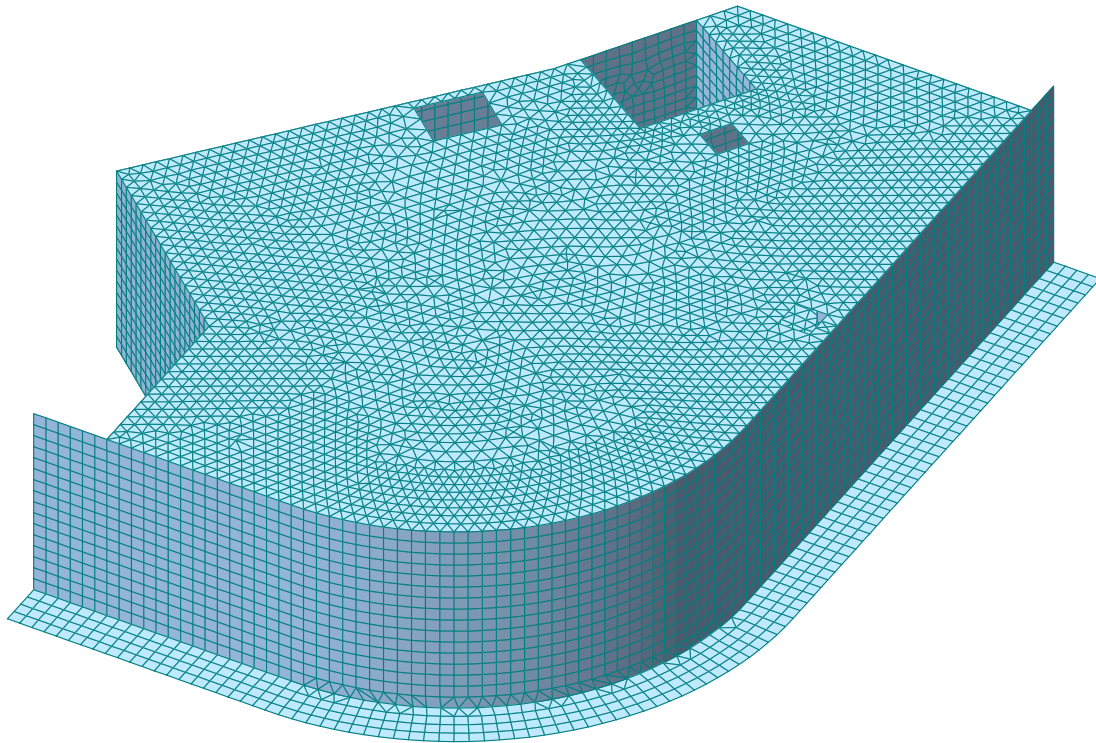
e comunque mai inferiore a:

$$A_{s,min} > 0.003 \cdot A_c > 0.003 \cdot 2500 > 7.50 \text{ cm}^2$$

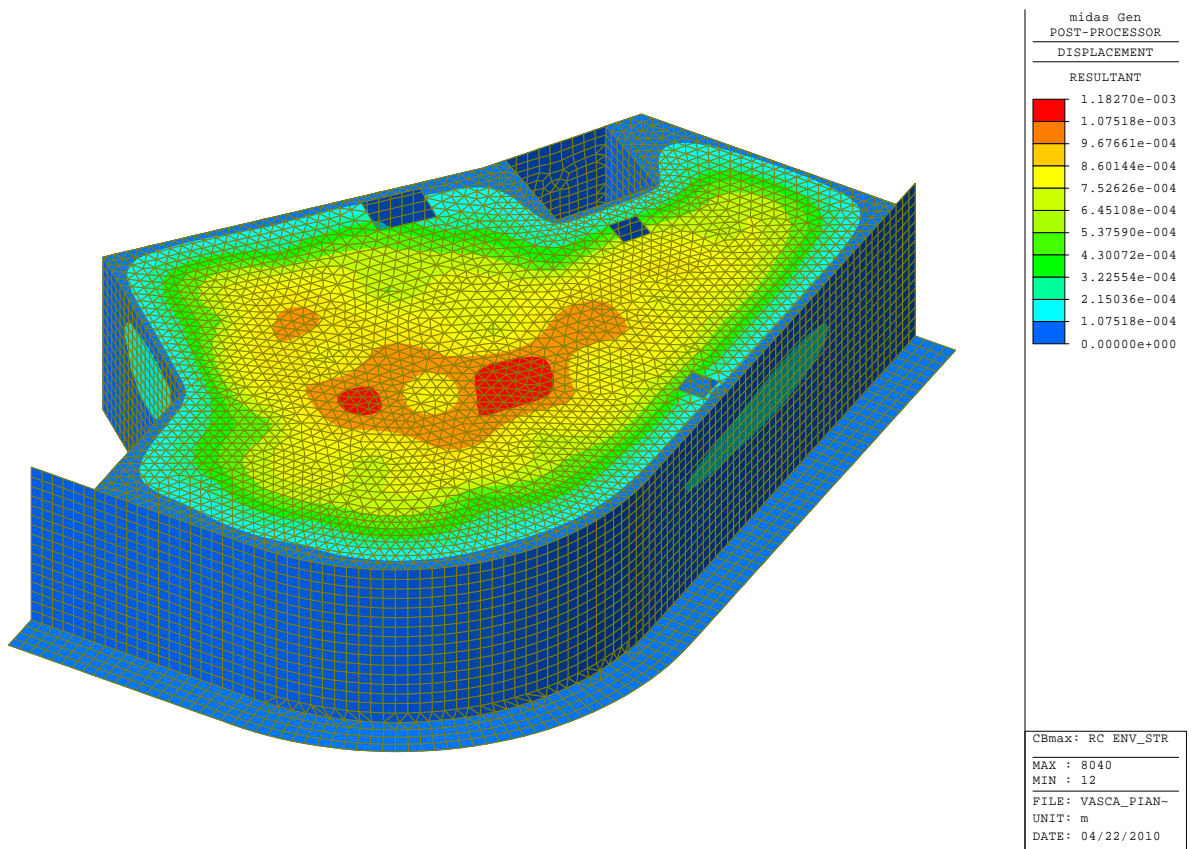
Pertanto l'armatura effettiva sarà pari a 20.36 cm<sup>2</sup> ottenuta mettendo in opera 8  $\phi$  18, disponendoli quattro per lato.

Di seguito si propone una rappresentazione grafica a mappe di colore che sinteticamente mostra i risultati ottenuti dalla modellazione. Come già anticipato, per il pre-dimensionamento degli elementi si considererà la combinazione di carico peggiorativa al fine di massimizzare gli sforzi e valutare le situazioni più gravose.

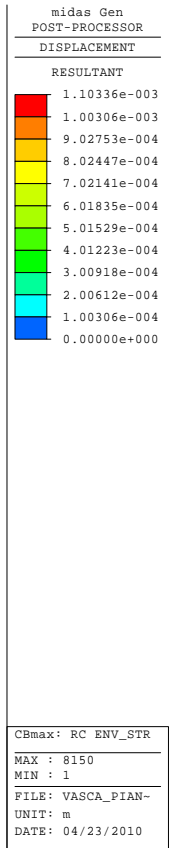
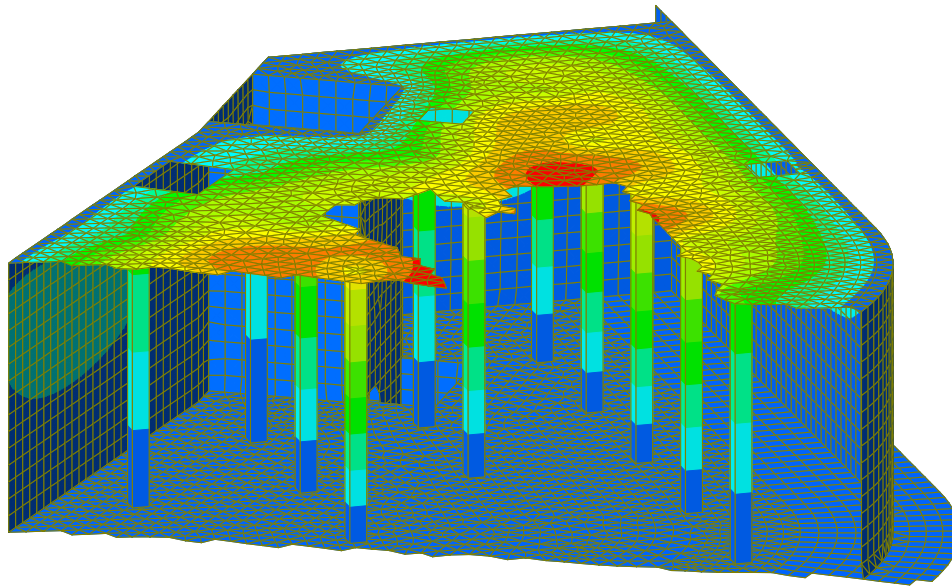
### 9.1.1 Vista d'insieme della vasca di carico



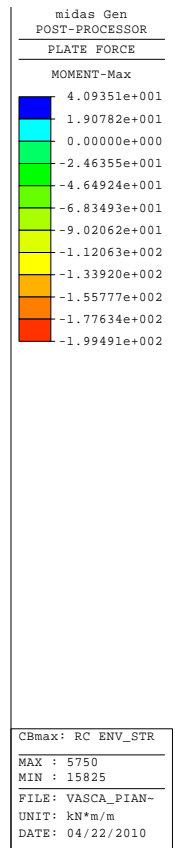
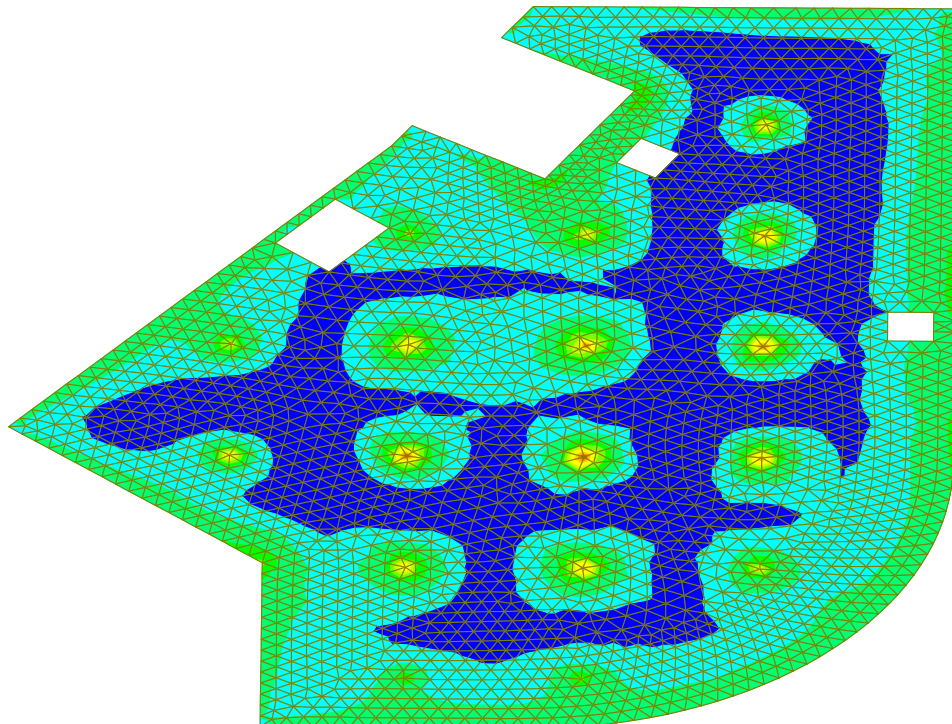
### 9.1.2 Deformazioni massime della struttura completa



### 9.1.3 Deformazioni massime della struttura completa - sezione

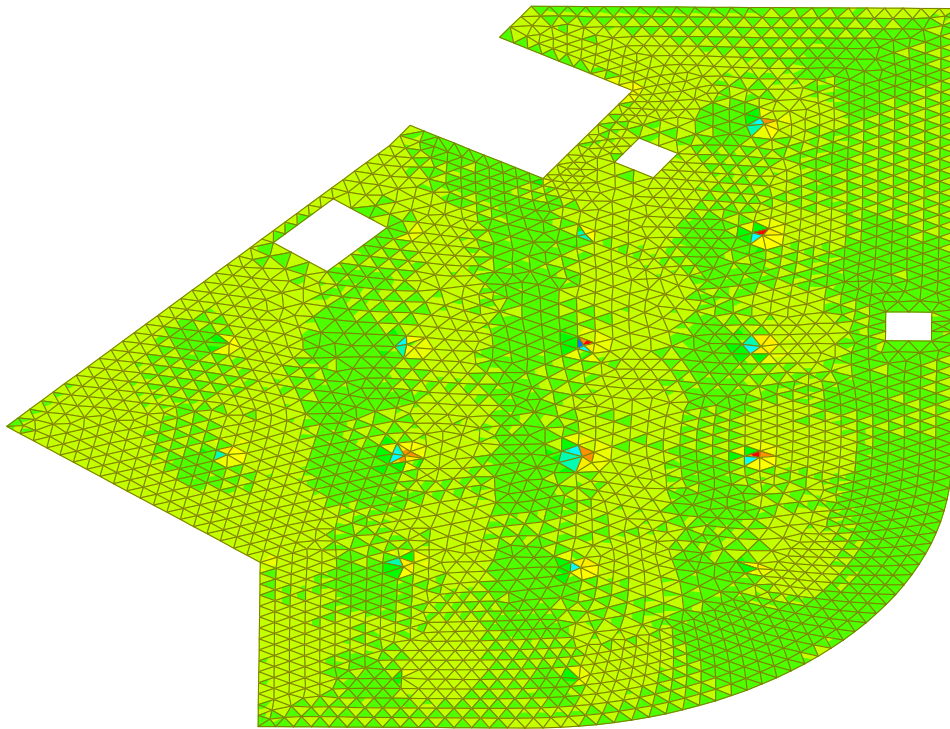


### 9.1.4 Massimo momento – copertura della vasca di carico

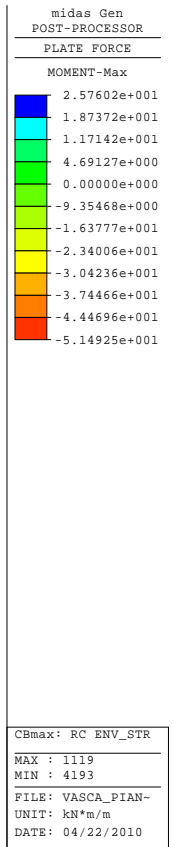
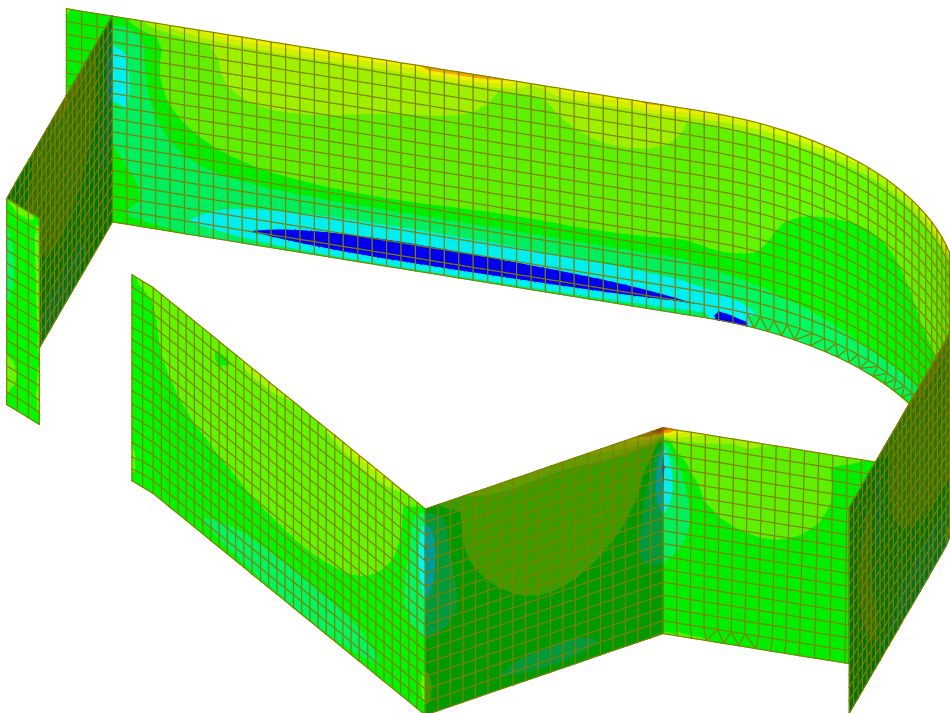




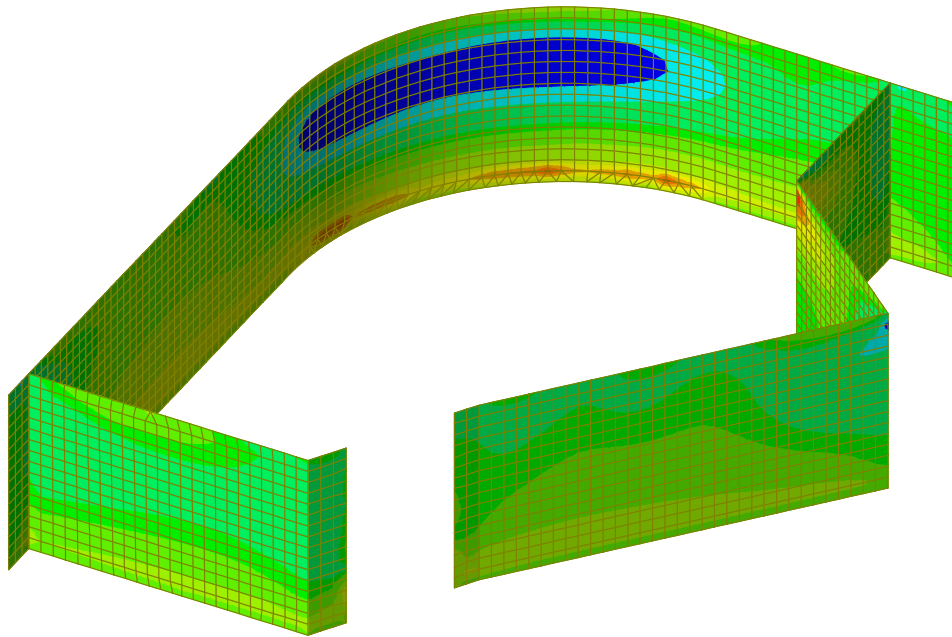
9.1.5 *Massima forza di taglio – copertura della vasca di carico*



9.1.6 *Massimo momento – muri perimetrali della vasca*



9.1.7 *Massima forza assiale – muri perimetrali della vasca*



9.1.8 *Deformazioni massime – muri perimetrali della vasca*

