

**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)

NUOVA DIGA

**RELAZIONE DI CALCOLO
PRELIMINARE STRUTTURALE
DELLE OPERE COMPLEMENTARI**

ELABORATO N.

RD6

PROGETTO DEFINITIVO

PRATICA N°10131D

ARCH. N° IB080

MODIFICHE
AGGIORNAMENTI

Aggiornamento
Data

CONTROLLO

Firma

OPERATORE

GM

CONTROLLO

DC

APPROVAZIONE

DC

INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	1
3. MATERIALI.....	2
4. DESCRIZIONE DEI MANUFATTI.....	4
5. STRUTTURA PROVVISORIALE DI CANTIERE.....	5
5.1 MODELLO FEM.....	11
5.1.1 Vista d'insieme della struttura.....	17
5.1.2 Massimo momento.....	17
5.1.3 Massima forza assiale.....	18
5.1.4 Massima forza di taglio.....	18
6. EDIFICIO DI REGOLAZIONE SCARICO DI MEZZO FONDO.....	19
6.1 MODELLO FEM.....	23
6.1.1 Vista d'insieme della struttura.....	27
6.1.2 Tensione principale σ_1 - fondazioni edificio.....	27
6.1.3 Tensione principale σ_3 - fondazioni edificio.....	28
6.1.4 Massimo momento – edificio di controllo.....	28
6.1.5 Massima forza assiale – edificio di controllo.....	29
6.1.6 Massima forza di taglio – edificio di controllo.....	29
7. PASSERELLA CARRABILE SU SCARICO SUPERFICIALE.....	30
7.1 MODELLO FEM.....	36
7.1.1 Massimo momento - impalcato.....	39
7.1.2 Massimo momento - travi.....	39
7.1.3 Massima forza di taglio – impalcato.....	40
7.1.4 Massima forza assiale – impalcato.....	40
7.1.5 Tensione principale σ_1 – scarico di superficie e pile.....	41
7.1.6 Tensione principale σ_3 - scarico di superficie e pile.....	41
8. TORRE DI PRESA.....	42
8.1 MODELLO FEM.....	48
8.1.1 Vista d'insieme della struttura.....	52
8.1.2 Massimo momento.....	53
8.1.3 Massima forza assiale.....	53
8.1.4 Massima forza di taglio.....	54

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:

- zona di cantierizzazione diga
 - struttura provvisoriale di cantiere;
 - edificio di regolazione scarico di mezzo fondo;
 - passerella e pile su scarico superficiale;
 - torre di presa.

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 taglianti 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:

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

γ_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:

γ_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:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ed è pari a 1.15;

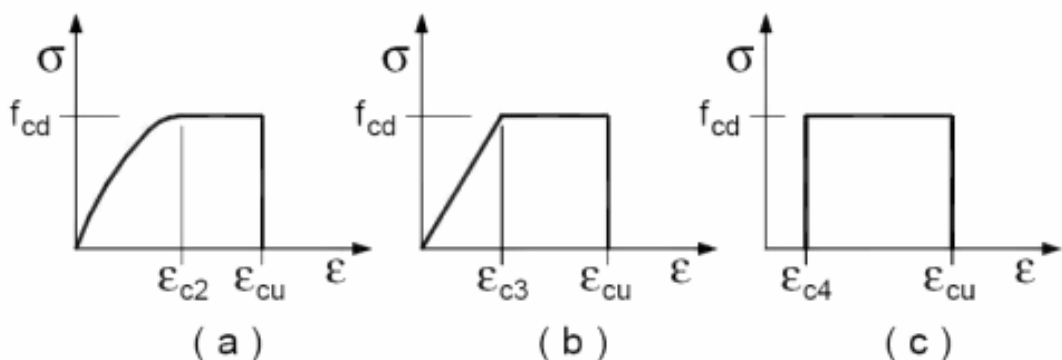
f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

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 deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa 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).

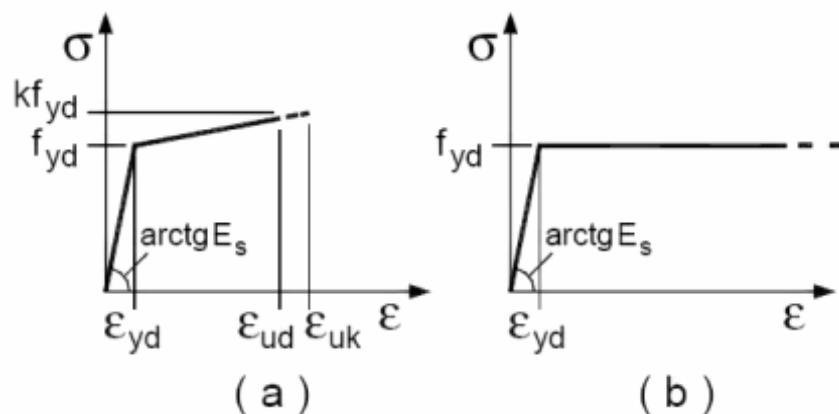


Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

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

- $\varepsilon_{c2} = 2.0\text{‰}$
- $\varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$

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 σ - ε 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

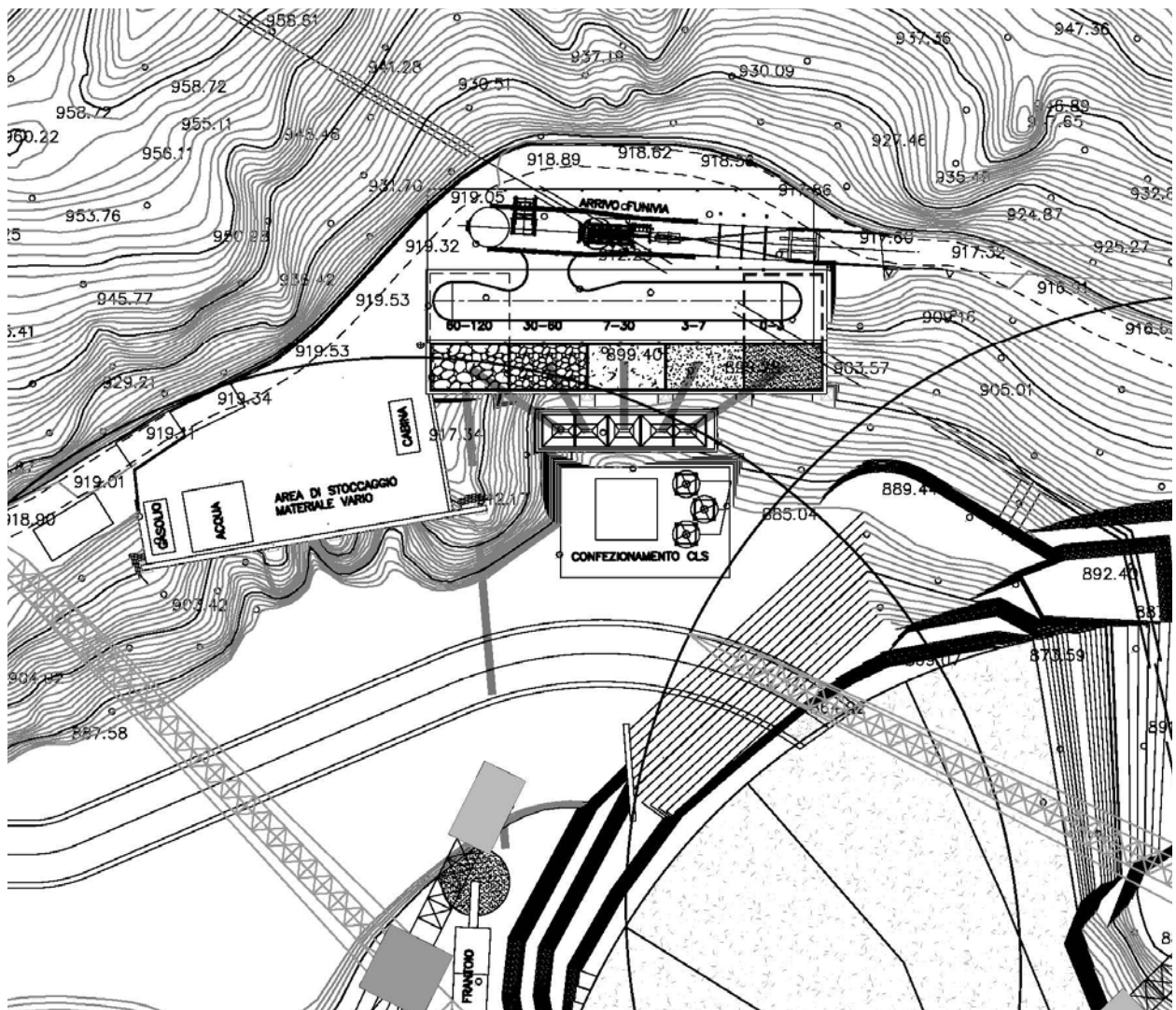
I manufatti in conglomerato cementizio qui di seguito descritti comprendono, come già accennato, sia strutture provvisorie che definitive direttamente collegate all'esecuzione ed all'esercizio della diga in progetto.

L'area di cantierizzazione del corpo diga prevede l'esecuzione delle seguenti opere in c.a.:

- struttura provvisoria di cantiere;
- edificio di regolazione scarico di mezzo fondo;
- passerella e pile su scarico superficiale;
- torre di presa.

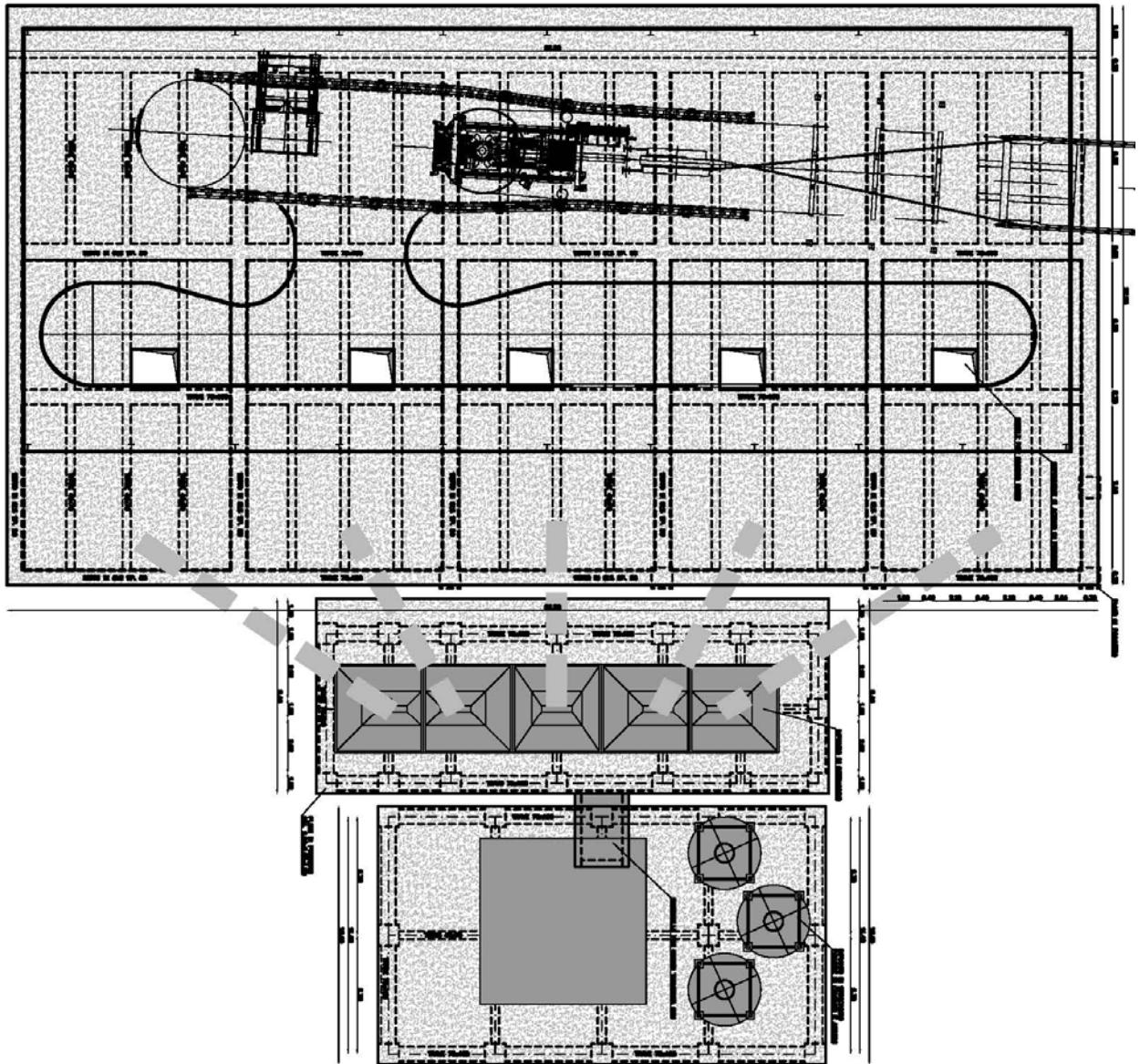
5. STRUTTURA PROVVISORIALE DI CANTIERE

Per la realizzazione della diga in progetto sarà necessario avere a disposizione sul sito di realizzazione in primis gli impianti ed i macchinari necessari alla produzione giornaliera di calcestruzzo e, di conseguenza, sufficienti materie prime per confezionarlo. Il territorio impervio ed il limitato spazio a disposizione (come si può notare nell'immagine seguente) hanno reso necessario considerare la realizzazione di una struttura temporanea in cemento armato con dei terrazzamenti su più livelli.



La struttura ospiterà l'arrivo della teleferica utilizzata per il trasporto degli inerti, le vasche di stoccaggio degli inerti, le tramogge di miscelazione degli inerti e l'intero impianto di betonaggio. Come si può vedere dall'immagine seguente, gli inerti verranno scaricati direttamente dai vagoncini della teleferica nei serbatoi di stoccaggio posti sotto al piano di calpestio della stazione di arrivo. Successivamente, attraverso dei nastri trasportatori, verranno

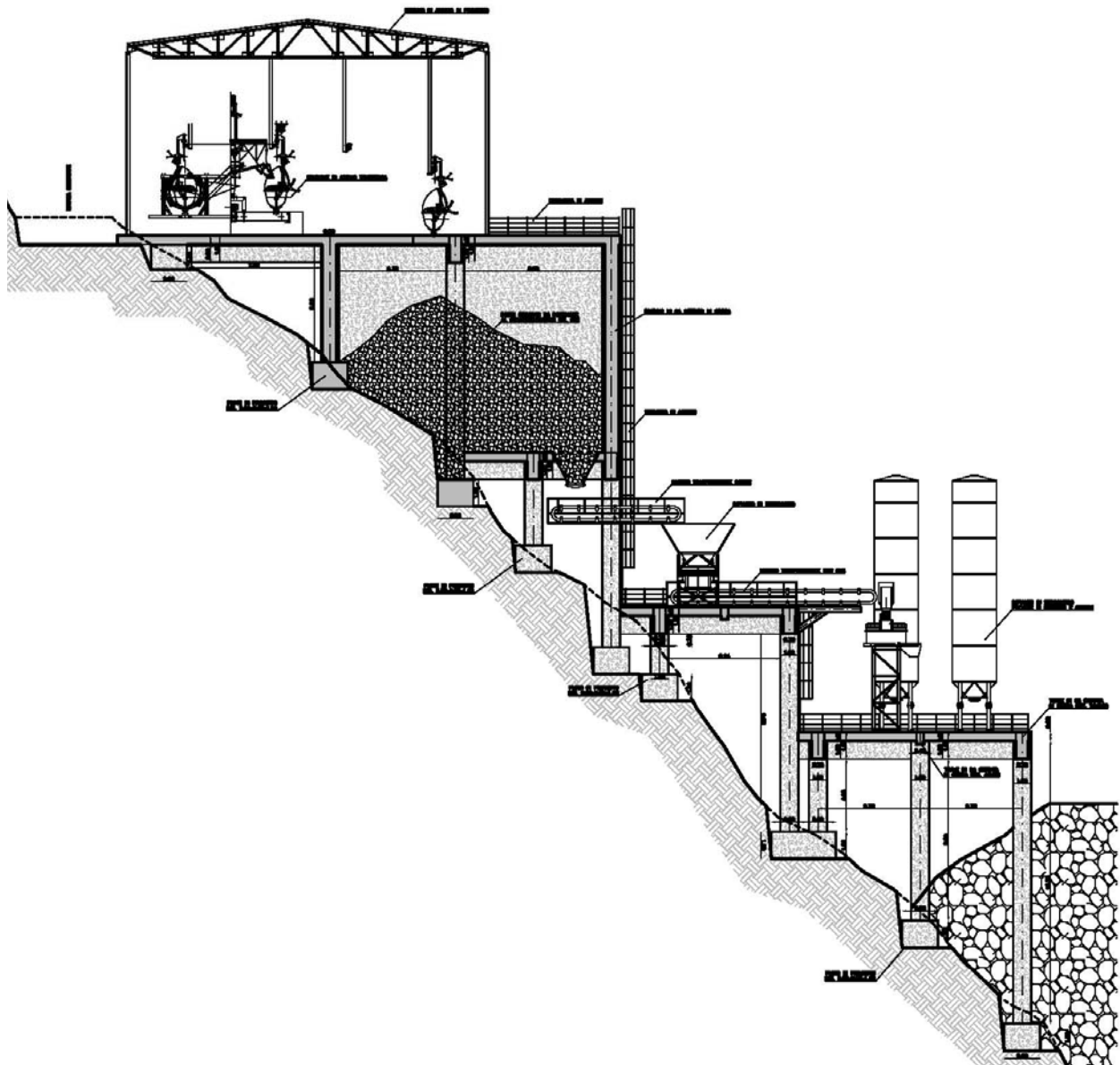
convogliati verso le tramogge miscelatrici che, a loro volta, andranno a scaricare nell'impianto di betonaggio posto sul terzo ed ultimo livello.



Come si nota dalla sezione seguente, la costruzione verrà realizzata completamente in calcestruzzo armato e la struttura portante sarà caratterizzata da travi e pilastri. Per quanto riguarda le travi si adotteranno due tipologie di sezione, per quelle principali le dimensioni saranno di 0.7x1.5m, mentre per quelle secondarie di ripartizione le dimensioni saranno di 0.4x0.7m. I pilastri, per scongiurare fenomeni di instabilità, avranno sezione 1.0x1.0m.

Per quanto riguarda le vasche di contenimento degli inerti, verranno realizzate collegando travi e pilastri perimetrali con dei muri in cemento armato aventi uno spessore di 0.8m.

Il piano di calpestio di ogni terrazza sarà realizzato con delle lamiera grecate autoportanti sulle quali si realizzerà una soletta in calcestruzzo 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.

Le azioni che andranno a sollecitare la struttura saranno:

- **Peso proprio**

Relativamente a questa azione si andranno a considerare le solette, le travi principali e secondarie, i muri di contenimento laterali e i pilastri.

- **Carichi permanenti portati**

La struttura, come già anticipato, in fase di esercizio dovrà essere in grado di sopportare i carichi trasferiti dalla teleferica, dai nastri trasportatori, dai silo di stoccaggio del cemento in polvere e dalla stazione di betonaggio. Inoltre sulla struttura andrà a gravare il peso del capannone in acciaio destinato al riparo della teleferica e dei depositi degli inerti.

- **Carichi accidentali**

In fase di esercizio della struttura si è tenuto in conto dello stoccaggio del materiale inerte avente un peso specifico pari a 19 kN/m^3 . Per il calcolo si è ipotizzata la situazione con tutte le vasche a pieno carico.

- **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;
- μ_i : è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} : è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [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 $a_s > 200 \text{ m s.l.m.m.}$

$$a_s = 919 \text{ m s.l.m.m.}$$

$$q_{sk} = 3.61 \text{ kN/m}^2$$

- 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 2.88 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 $a_z \leq a_0$

$$a_z = 919 \text{ m s.l.m.m.}$$

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

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

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

- Pressione cinetica di picco

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

- Coefficiente di esposizione

$$C_e(z) = 1.6 \quad \text{per } z \leq z_{min}$$

$$C_e(z_{max}) = 1.9 \quad \text{per } z > z_{min}$$

- Coefficienti di pressione

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

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

$$C_{pi} = -0.5$$

- Coefficiente dinamico

$$C_d = 1$$

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

- Capannone

z	p		C _{pi}
	inclinazione [°]		
	90	19	
m	p N/m ²	p N/m ²	p N/m ²
1	511	-255	-319
2	511	-255	-319
3	511	-255	-319
4	511	-255	-319
5	511	-255	-319
6	511	-255	-319
7	511	-255	-319
8	511	-255	-319
9	535	-268	-334
10	557	-279	-348
11	578	-289	-361
12	596	-298	-373

- Impalcato I

z	p		C _{pi}
	inclinazione [°]		
	90	19	
m	p N/m ²	p N/m ²	p N/m ²
1	511	-255	-319
2	511	-255	-319
3	511	-255	-319
4	511	-255	-319
5	511	-255	-319
6	511	-255	-319
7	511	-255	-319
8	511	-255	-319
9	535	-268	-334
10	557	-279	-348
11	578	-289	-361
12	596	-298	-373
13	614	-307	-384
14	630	-315	-394
15	646	-323	-404
16	660	-330	-413
17	674	-337	-421
18	687	-344	-429
19	700	-350	-437
20	711	-356	-445

- Impalcato II

z	p		C _{pi}
	inclinazione [°]		
	90	19	
m	p N/m ²	p N/m ²	p N/m ²
1	511	-255	-319
2	511	-255	-319
3	511	-255	-319
4	511	-255	-319
5	511	-255	-319
6	511	-255	-319
7	511	-255	-319
8	511	-255	-319
9	535	-268	-334
10	557	-279	-348
11	578	-289	-361
12	596	-298	-373
13	614	-307	-384
14	630	-315	-394

- Impalcato III

z	p		C _{pi}
	inclinazione [°]		
	90	19	
m	p N/m ²	p N/m ²	p N/m ²
1	511	-255	-319
2	511	-255	-319
3	511	-255	-319
4	511	-255	-319
5	511	-255	-319
6	511	-255	-319
7	511	-255	-319
8	511	-255	-319
9	535	-268	-334
10	557	-279	-348
11	578	-289	-361
12	596	-298	-373
13	614	-307	-384
14	630	-315	-394
15	646	-323	-404
16	660	-330	-413

I valori calcolati si dovranno considerare in valore assoluto.

5.1 Modello FEM

Di seguito si riporta esplicitamente il pre-dimensionamento e la verifica allo SLU dell'armatura rispettivamente: dalla trave principale, della trave secondaria, del pilastro e del muro di contenimento inerti 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:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{4500 \cdot 10^6}{700 \cdot 1470^2 \cdot 15.87} = 0.197$$

al quale corrisponde $\omega_0 = 0.223$.

Per mezzo della relazione

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

si calcola la percentuale di armatura meccanica pari a:

$$\rho_0 = \omega_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.223 \cdot \frac{15.87}{391.3} \cdot 100 = 0.86\%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

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

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

$$A_{s0} = \rho_0 b d = \frac{0.86}{100} \cdot \frac{700 \cdot 1470}{100} = 88.40 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva sarà pari a 91.23 cm^2 ottenuta mettendo in opera 24 ϕ 22 disposti su due strati all'interno della trave.

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

$$X_u = \zeta_u d = 0.285 \cdot 1470 \cdot 10^{-2} = 41.88 \text{ cm}$$

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:

$$M_{rd} = \mu_{d,eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.202 \cdot 700 \cdot 1470^2 \cdot 15.87 \cdot 10^{-6} = 4611 \text{ kNm}$$

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 cm² ottenuta mettendo in opera 14 ϕ 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.

Pilastri di sostegno

Per il dimensionamento dei pilastri 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:

$$M_{01,Ed} = 780 \text{ kNm}$$

$$M_{02,Ed} = -610 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 2200 \text{ kN}$$

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:

$$l_0 = 0.7 \cdot l = 0.7 \cdot 7.00 = 4.90 \text{ m}$$

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

$$e_0 = \frac{M_{01.Ed}}{N_{Ed}} = \frac{780 \cdot 10^5}{260 \cdot 10^3} = 354 \text{ mm}$$

e deve rispettare la condizione:

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

che risulta verificata.

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

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

dove:

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

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{4.90}} = 0.90$$

$$\alpha_m = 1$$

quindi

$$\theta_i = 0.0045$$

Perciò l'eccentricità geometrica vale:

$$e_i = 0.0045 \frac{4900}{2} = 11 \text{ mm}$$

Si valuta ora la snellezza limite:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} = \frac{4.90}{0.288} = 16.97$$

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{2200 \cdot 10^3}{1000^2 \cdot 15.87} = 0.13$$

$$\lambda_{lim} = 20 \frac{A B C}{\sqrt{\nu}} = 20 \frac{1.1 \cdot 0.7 \cdot 2.5}{\sqrt{0.13}} = 106.78$$

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:

$$M_{Ed} = N_{Ed} (e_0 + e_i) = 2200 (354 + 11) 10^{-3} = 803 \text{ kNm}$$

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

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{803 \cdot 10^6}{1000 \cdot 1000^2 \cdot 15.87} = 0.057$$

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:

$$\rho_0 = 0.54\%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

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

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

$$A_{s0} = \rho_0 b d = \frac{0.54}{100} \cdot \frac{1000 \cdot 1000}{100} = 54.00 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} = 0.10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 0.10 \frac{2200 \cdot 10^3}{391.3} \cdot 10^{-2} = 56.22 \text{ cm}^2$$

e comunque mai inferiore a:

$$A_{s,min} > 0.003 \cdot A_c > 0.003 \cdot 10000 > 30.0 \text{ cm}^2$$

Pertanto l'armatura effettiva sarà pari a 20.36 cm² ottenuta mettendo in opera 18 ϕ 20, disponendoli nove per lato.

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:

$$M_l = 2800 \text{ kNm/m}$$

$$M_t = 3400 \text{ kNm/m}$$

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:

$$\mu_{dl} = 0.313$$

$$\mu_{dt} = 0.380$$

ai quali corrisponde un

$$\omega_{0l} = 0.395$$

$$\omega_{0t} = 0.518$$

Per mezzo della relazione

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

si calcola la percentuale di armatura meccanica pari a:

$$\rho_{0l} = 1.52\%$$

$$\rho_{0t} = 2.00\%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

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

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

$$A_{s0l} = 117.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s0t} = 153.72 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva longitudinale sarà pari a 117.60 cm² ottenuta mettendo in opera 13 ϕ 24 al metro da disporre su due strati, mentre quella trasversale sarà di 153.80 cm² ottenuta mettendo in opera 17 ϕ 24 al metro da disporre su due strati.

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

$$X_u = \zeta_u \cdot d$$

I valori calcolati

$$X_{ul} = 37.69 \text{ cm}$$

$$X_{ut} = 49.29 \text{ cm}$$

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:

$$M_{rdl} = 2807 \text{ kNm}$$

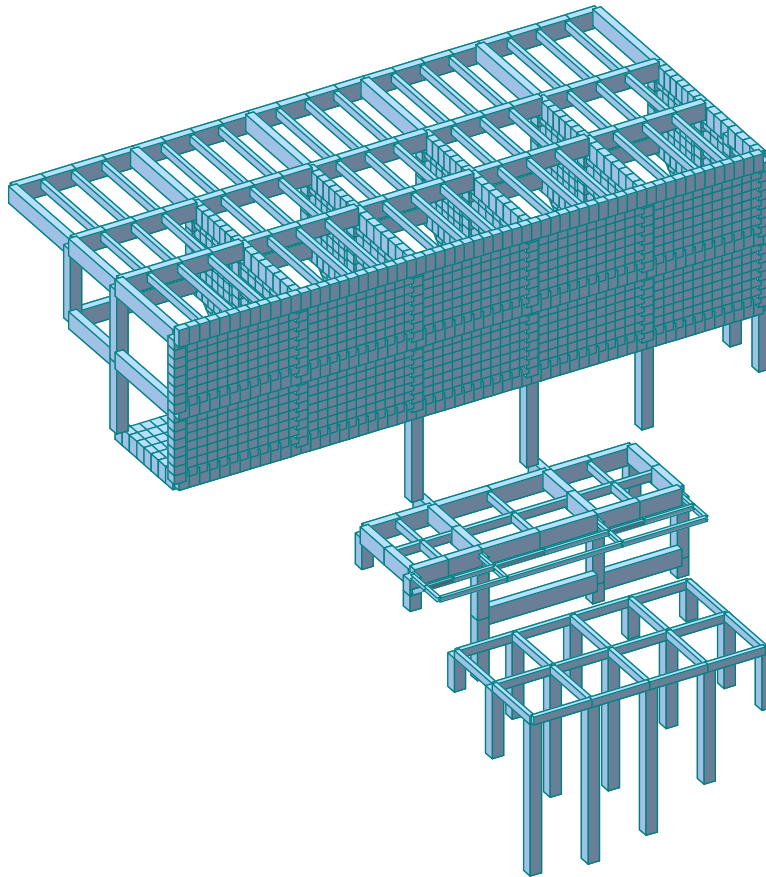
$$M_{rdt} = 3402 \text{ kNm}$$

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

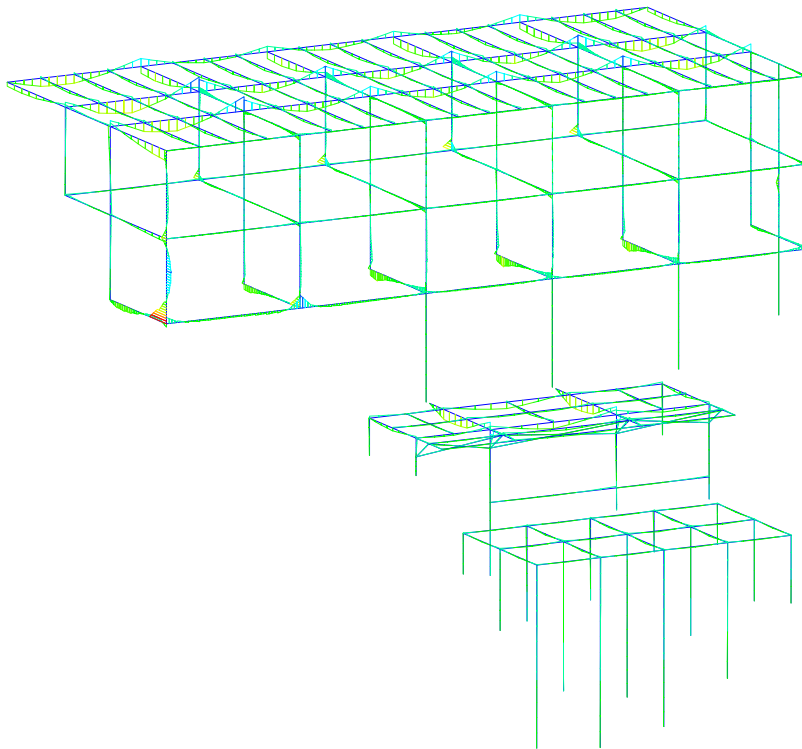
La verifica è pertanto positiva.

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 Vista d'insieme della struttura



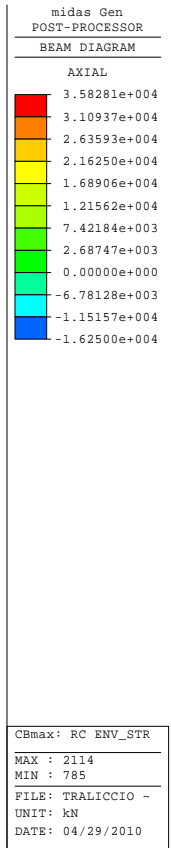
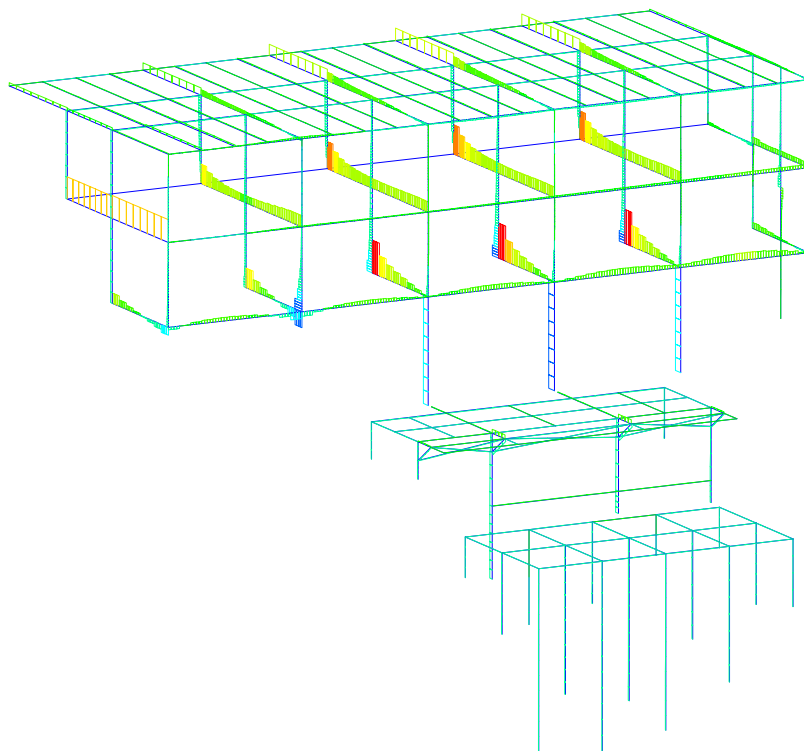
5.1.2 Massimo momento



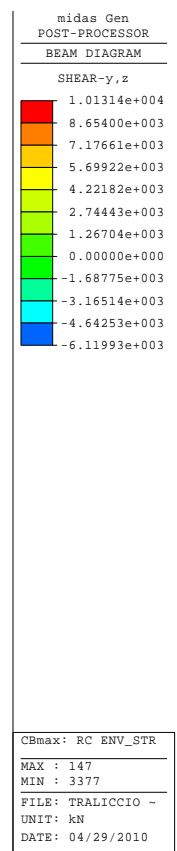
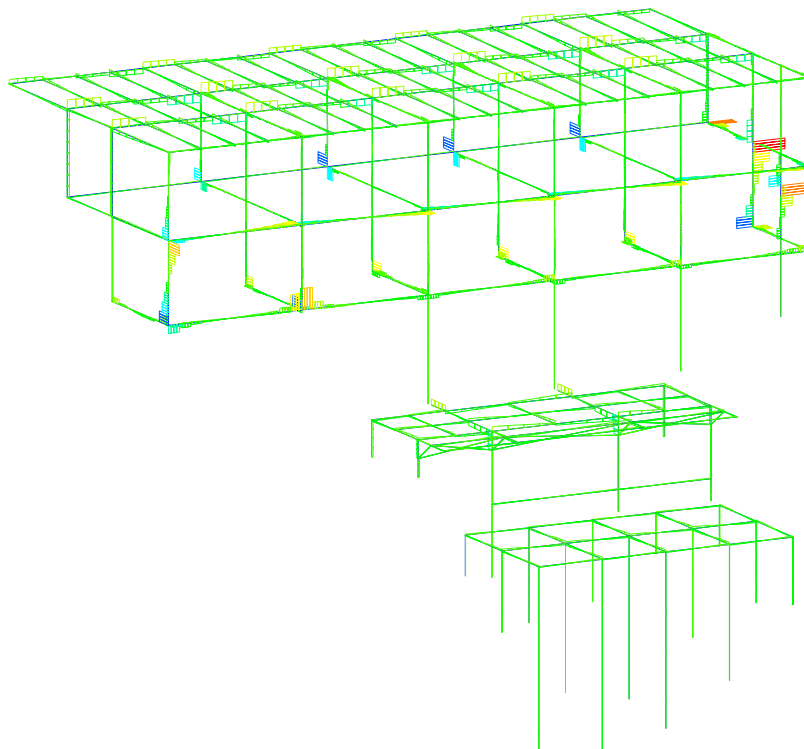
midas Gen POST-PROCESSOR BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
1.35232e+004	Red
1.17860e+004	Orange
1.00489e+004	Yellow
8.31174e+003	Light Green
6.57461e+003	Green
4.83747e+003	Light Blue
3.10034e+003	Blue
1.36320e+003	Dark Blue
0.00000e+000	Black
-2.11107e+003	Light Cyan
-3.84820e+003	Cyan
-5.58534e+003	Dark Cyan

CBmax: RC ENV_STR
MAX : 3658
MIN : 5023
FILE: TRALICCIO -
UNIT: kN*m
DATE: 04/29/2010

5.1.3 *Massima forza assiale*



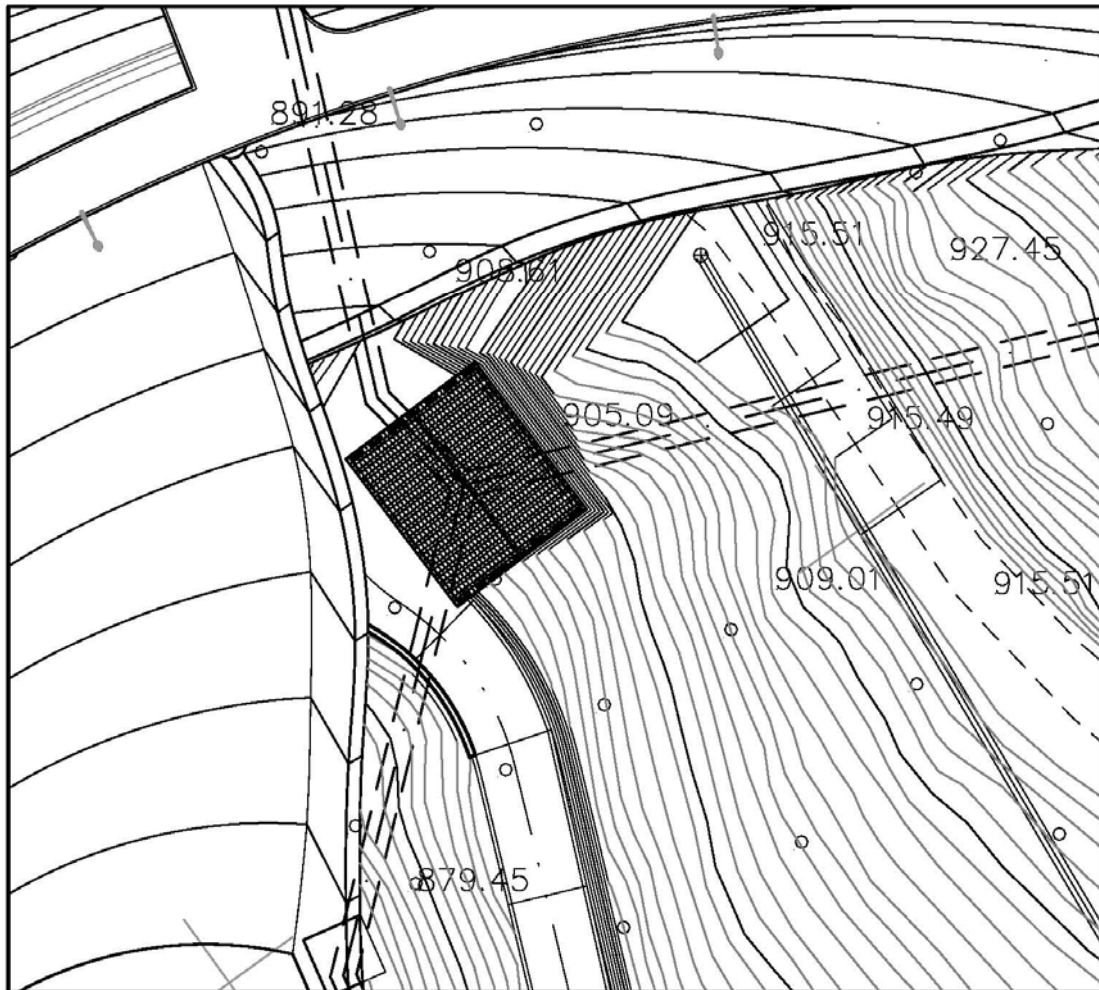
5.1.4 *Massima forza di taglio*



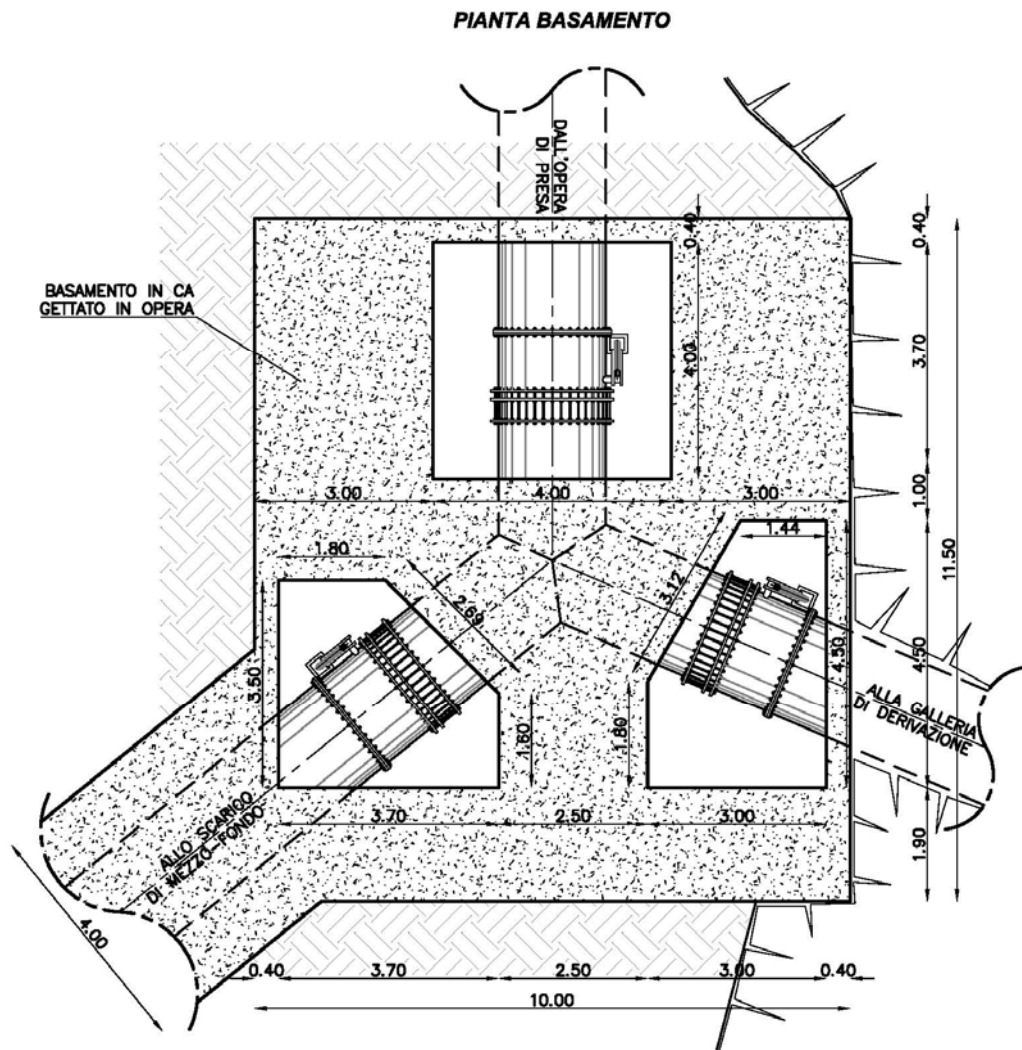
6. EDIFICIO DI REGOLAZIONE SCARICO DI MEZZO FONDO

La diga in progetto verrà dotata di uno scarico di mezzo fondo. Tale opera si rende necessaria nel caso di svuotamento dell'invaso, nel rilascio d'acqua in caso di necessità ambientali oppure per la semplice manutenzione. Lo scarico verrà regolato da valvole oleodinamiche che verranno ricoverate all'interno di un edificio posto ad una quota mediana dell'invaso in progetto.

PLANIMETRIA



Le tubazioni, come si vede dall'immagine allegata, verranno annegate nel getto della fondazione dell'edificio realizzato in cemento armato infatti, oltre che da sostegno all'edificio di manovra, dovrà fungere anche da ancoraggio per le tubazioni di scarico.



L'altezza media del blocco di ancoraggio sarà di 5.00m. Per quanto riguarda l'edificio di manovra avrà una struttura a telaio travi pilastri completata da successiva tamponatura. I pilastri avranno sezione 50x50cm mentre la trave di colmo avrà dimensioni 25x50cm.

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 tutti gli elementi strutturali dell'edificio, la fondazione e i tubi di scarico pieni d'acqua.

- **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;
- μ_i : è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} : è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²]
- 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 $a_s > 200 \text{ m s.l.m.m.}$

$$a_s = 887.23 \text{ m s.l.m.m.}$$

$$q_{sk} = 3.45 \text{ kN/m}^2$$

- 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 2.76 kN/m².

- **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 $a_z \leq a_0$

$a_z = 887.23 \text{ m s.l.m.m.}$

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

$a_0 = 1000 \text{ m}$

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

- Pressione cinetica di picco

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

- Coefficiente di esposizione

$C_e(z) = 1.6$ per $z \leq z_{min}$

- Coefficienti di pressione

$C_{pe} = 0.8$ per parete verticale

$C_{pe} = -0.4$ 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		Cpi
	inclinazione [°]		
	90	19	
m	p N/m ²	p N/m ²	p N/m ²
1	511	-255	-319
2	511	-255	-319
3	511	-255	-319
4	511	-255	-319
5	511	-255	-319
6	511	-255	-319
7	511	-255	-319
8	511	-255	-319

I valori calcolati si dovranno considerare in valore assoluto.

6.1 Modello FEM

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

Fondazione

Per quanto riguarda la fondazione, essendo un blocco massiccio di calcestruzzo, si andranno a considerare le sole tensioni principali interne σ_1 e σ_3 attraverso le quali si verificherà le resistenze a compressione ed a trazione del calcestruzzo.

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 quanto riguarda la resistenza di calcolo a trazione, secondo il D.M., in fase di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo il valore:

$$f_{ctm} = 0.30 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

che per un cemento C28/35 vale:

$$f_{ctm} = 2.76 \text{ N/mm}^2$$

Dai risultati ottenuti mediante la modellazione della struttura agli elementi finiti, escludendo i picchi di tensione che si generano a causa degli effetti di bordo nelle zone a spigoli vivi, le tensioni massime a cui è sottoposta la struttura di fondazione sono pari a:

- compressione $\sigma_c = 0.003 \text{ N/mm}^2$
- trazione $\sigma_t = 0.320 \text{ N/mm}^2$

Confrontando tali risultati con i valori limite precedentemente dedotti, si può affermare che la fondazione non presenta criticità. Per quanto riguarda l'armatura, date le ridotte sollecitazioni a cui è sottoposta la costruzione, si posizioneranno delle armature minime perimetrali atte al contenimento dei getti ed alla redistribuzione degli sforzi.

Per l'armatura longitudinale si disporranno 5 ϕ 14 al metro, mentre per quella trasversale 5 ϕ 14 al metro.

Pilastri di sostegno

Per il dimensionamento dei pilastri 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:

$$M_{Ed} = 90 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 260 \text{ kN}$$

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:

$$l_0 = 0.7 \cdot l = 0.7 \cdot 5.65 = 3.95 \text{ m}$$

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

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{90 \cdot 10^6}{260 \cdot 10^3} = 346 \text{ mm}$$

e deve rispettare la condizione:

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

che risulta verificata.

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

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

dove:

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

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{5.65}} = 0.84$$

$$\alpha_m = 1$$

quindi

$$\theta_i = 0.0042$$

Perciò l'eccentricità geometrica vale:

$$e_i = 0.0042 \frac{3950}{2} = 8.31 \text{ mm}$$

Si valuta ora la snellezza limite:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{min}} = \frac{3.95}{0.144} = 27.43$$

$$v = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{260 \cdot 10^3}{500^2 \cdot 15.87} = 0.06$$

$$\lambda_{lim} = 20 \frac{A B C}{\sqrt{v}} = 20 \frac{1.1 \cdot 0.7 \cdot 2.7}{\sqrt{0.06}} = 162.4$$

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:

$$M_{Ed} = N_{Ed} (e_0 + e_i) = 260 (346 + 8.31) 10^{-3} = 92.12 \text{ kNm}$$

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

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{93 \cdot 10^6}{500 \cdot 500^2 \cdot 15.87} = 0.047$$

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:

$$A_{s,min} = 0.10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 0.10 \frac{260 \cdot 10^3}{391.3} \cdot 10^{-2} = 6.64 \text{ cm}^2$$

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 9.05 cm² ottenuta mettendo in opera 8 ϕ 12, disponendoli quattro per lato.

Trave di colmo

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

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{45 \cdot 10^6}{250 \cdot 470^2 \cdot 15.87} = 0.054$$

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

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

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

$$A_{s0} = \rho_0 \cdot b \cdot d = \frac{0.24}{100} \cdot \frac{250 \cdot 470}{100} = 2.81 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva sarà pari al minimo previsto da normativa cioè 4.52 cm^2 ottenuta mettendo in opera $4 \phi 12$.

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

$$X_u = \zeta_u \cdot d = 0.123 \cdot 470 \cdot 10^{-2} = 5.80 \text{ cm}$$

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:

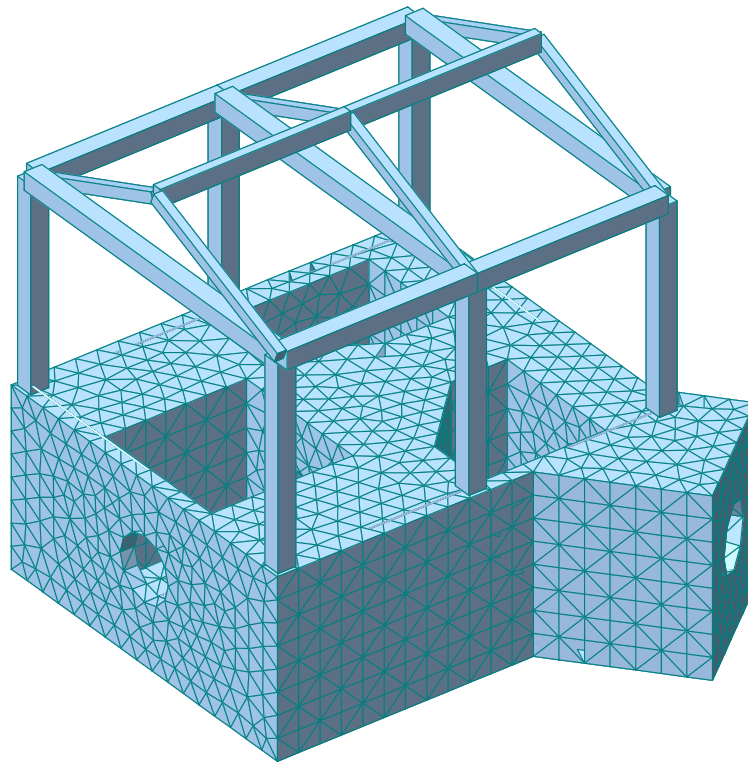
$$M_{rd} = \mu_{eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.060 \cdot 500 \cdot 470^2 \cdot 15.87 \cdot 10^{-6} = 78 \text{ kNm}$$

maggiore del momento agente M_{Ed} .

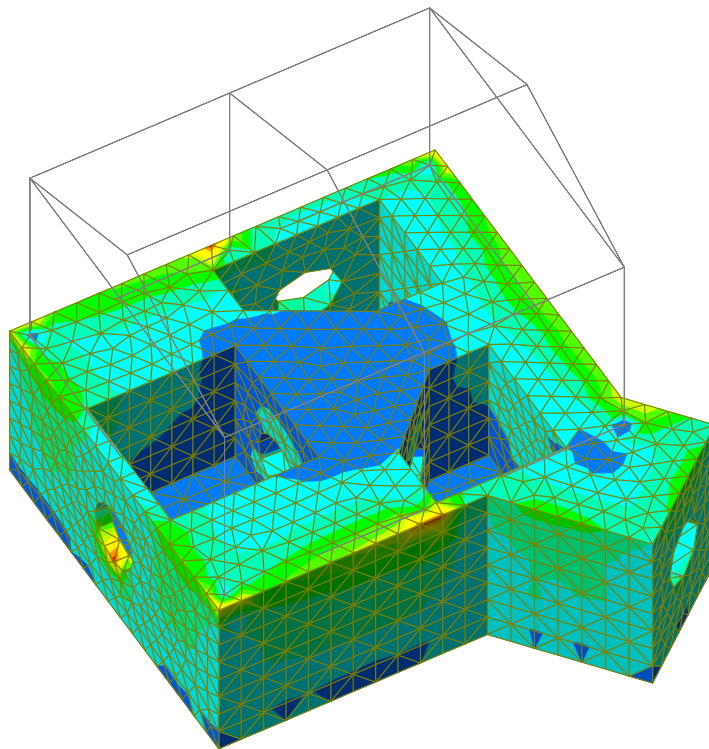
La verifica è pertanto positiva.

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 Vista d'insieme della struttura



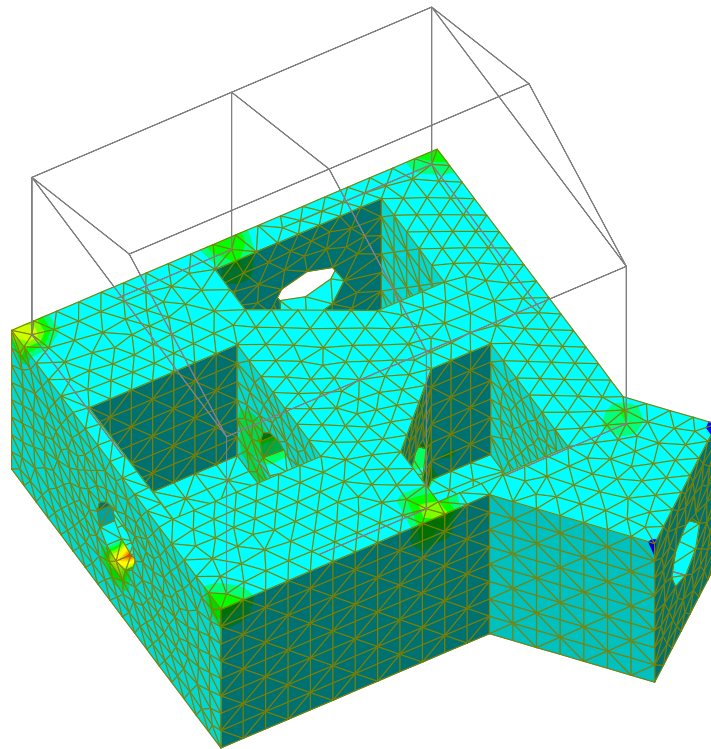
6.1.2 Tensione principale σ_1 - fondazioni edificio



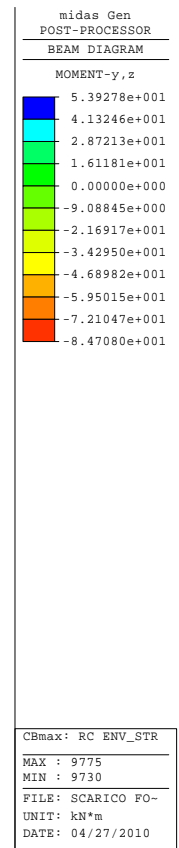
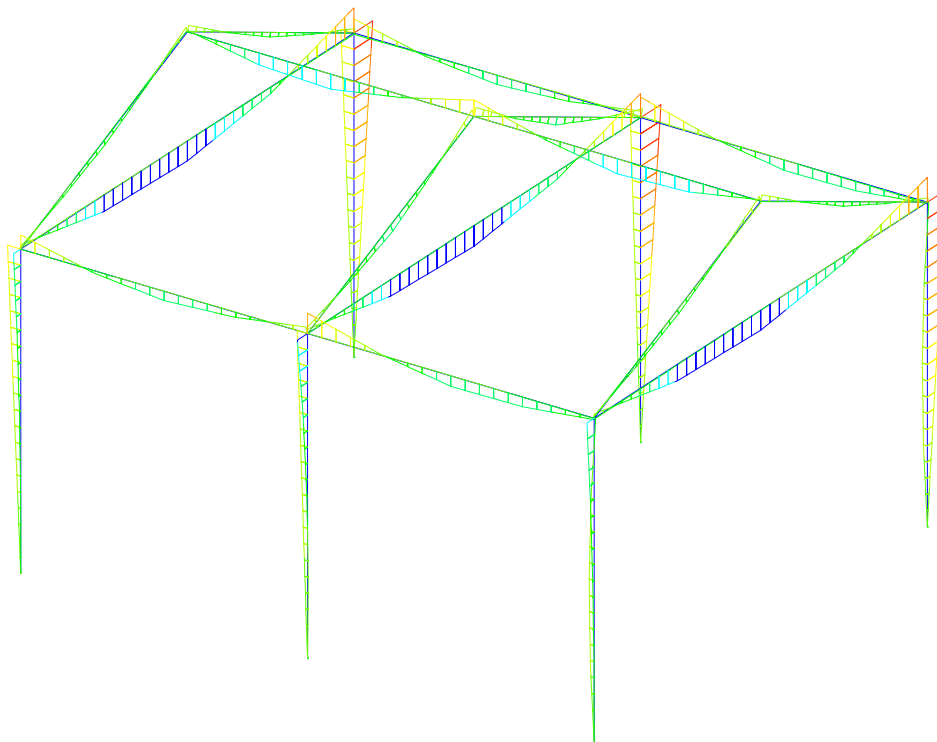
midas Gen POST-PROCESSOR SOLID STRESS	
SIG-P1	
3.45294e+002	
3.09690e+002	
2.74085e+002	
2.38480e+002	
2.02875e+002	
1.67270e+002	
1.31666e+002	
9.60607e+001	
6.04559e+001	
2.48511e+001	
0.00000e+000	
-4.63586e+001	

CBmax: RC ENV_STR
MAX : 394
MIN : 619
FILE: SCARICO FO-
UNIT: kN/m^2
DATE: 04/27/2010

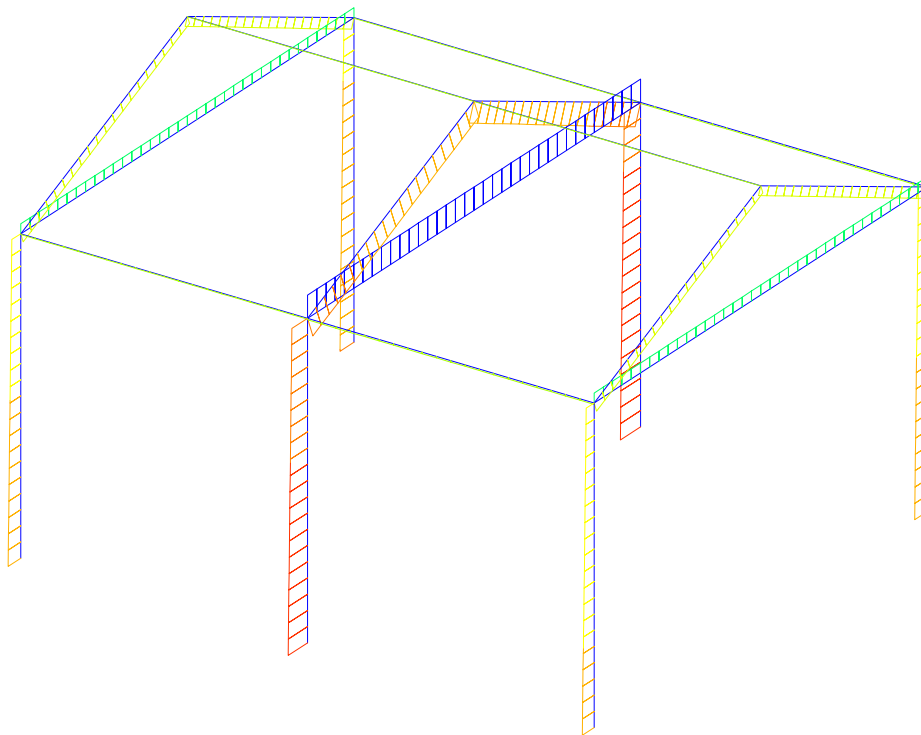
6.1.3 Tensione principale σ_3 - fondazioni edificio



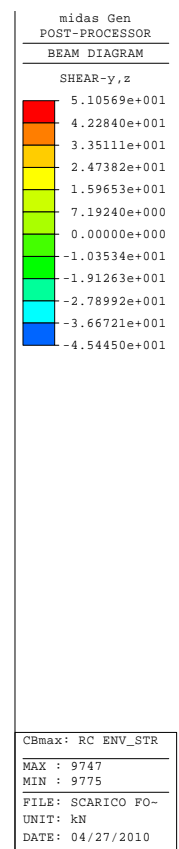
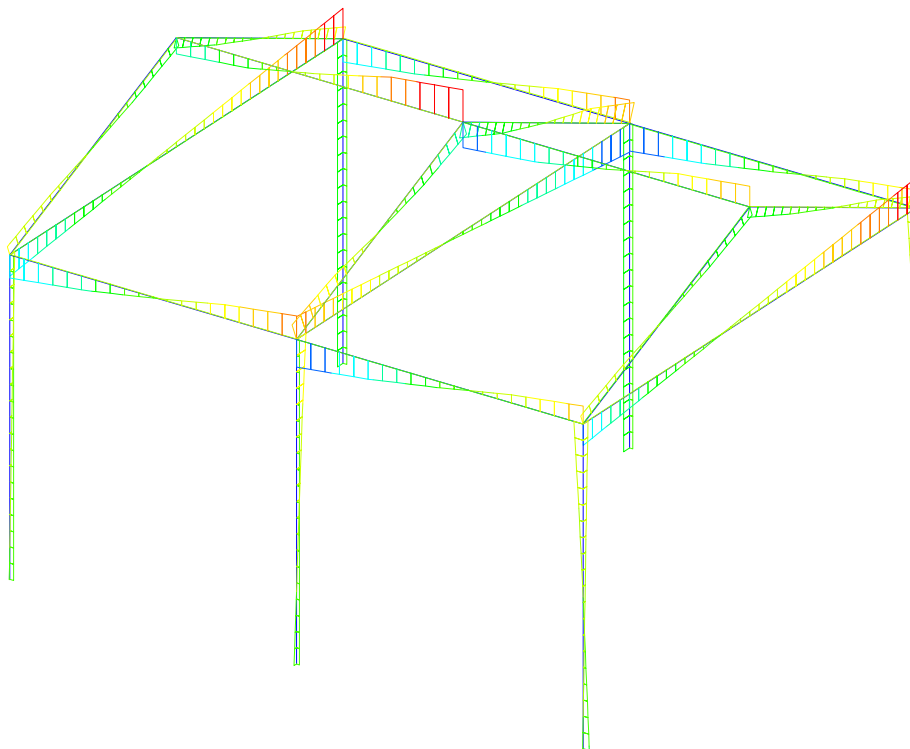
6.1.4 Massimo momento – edificio di controllo



6.1.5 Massima forza assiale – edificio di controllo

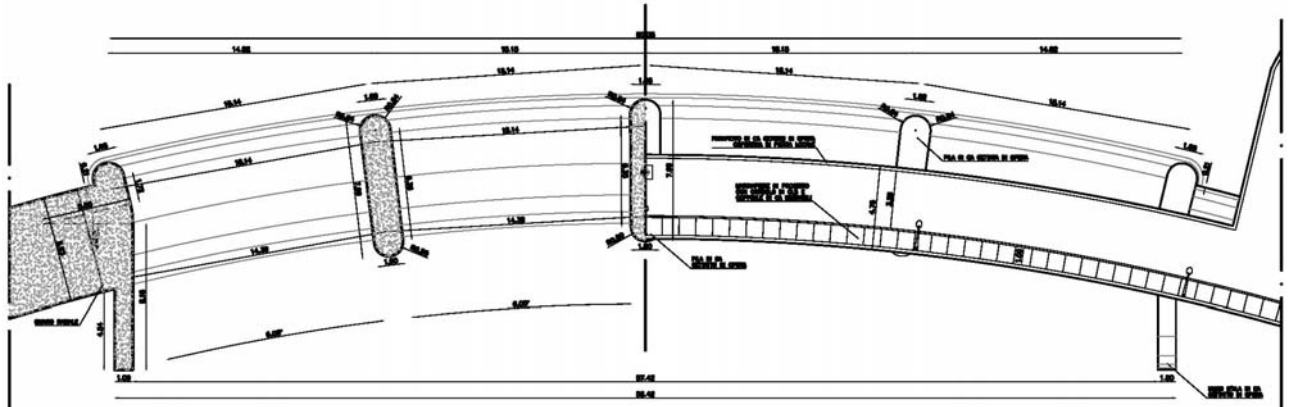


6.1.6 Massima forza di taglio – edificio di controllo



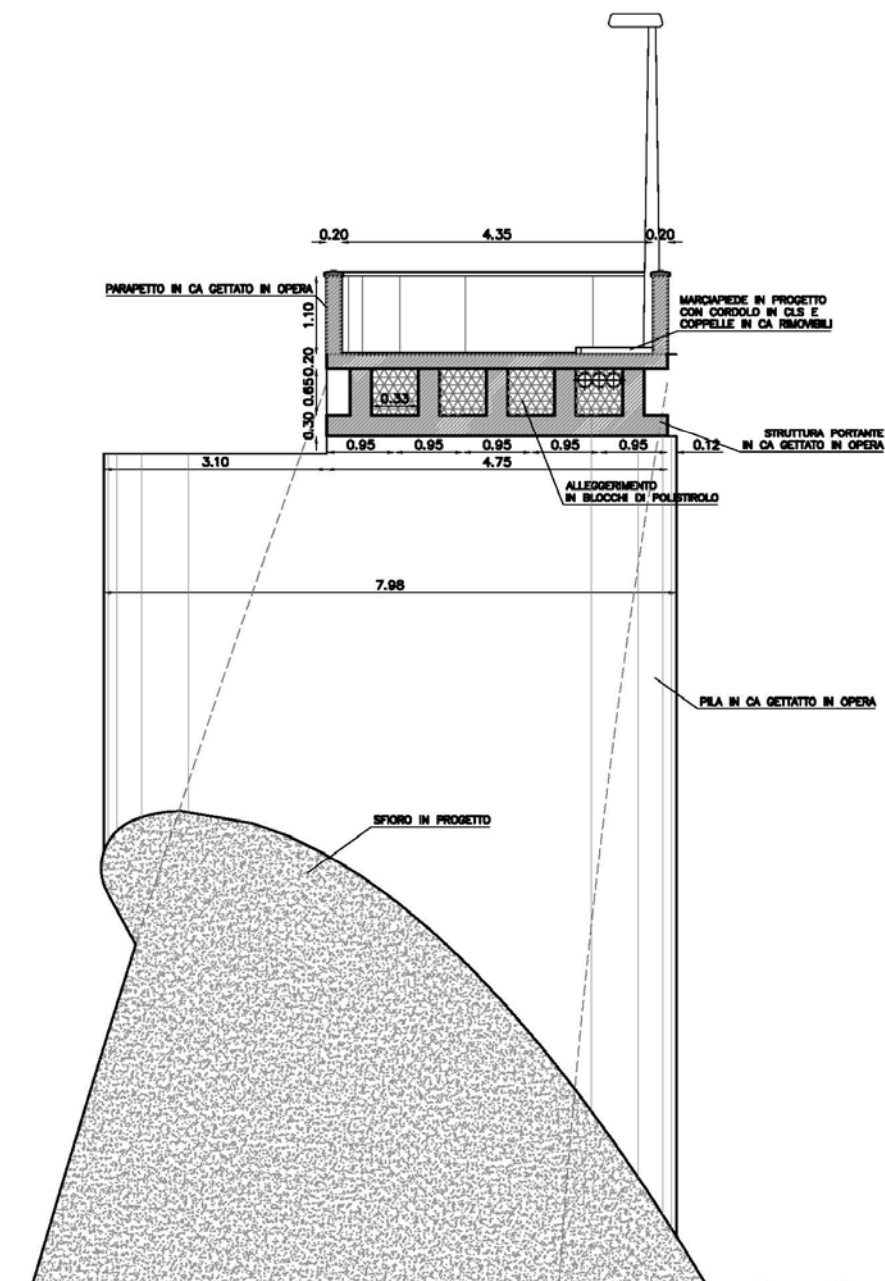
7. PASSERELLA CARRABILE SU SCARICO SUPERFICIALE

La diga in progetto, in estremità sarà dotata di una pista di servizio. In prossimità dello scarico superficiale, per dare continuità a tale strada, sarà necessario realizzare una passerella carrabile in cemento armato. Tale passerella, come si vede nell'immagine allegata, poggerà su delle pile che si eleveranno dalla superficie dello sfioratore.



La passerella, come mostrato nella sezione seguente, verrà gettata su delle travi a T rovescio realizzate in loco. Le dimensioni di progetto saranno di 4.75m in larghezza, spessore soletta 20cm. Per quanto riguarda le travi avranno un'altezza ed una larghezza di 95cm.

Tutta la struttura poggerà su delle pile che avranno uno spessore di 1.60m ed un'altezza variabile da 5.60m a 11.20m.



Per la realizzazione del manufatto si utilizzerà del calcestruzzo avente classe C35/45.

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 andrà a considerare la soletta, le travi portanti ed il parapetto.

- **Carichi permanenti portati**

La struttura in sommità verrà ricaricata con un tappeto d'usura di 3cm.

- **Carichi accidentali**

Come prescritto dalla normativa si andranno a posizionare dei carichi concentrati corrispondenti al carico tandem previsto per i ponti di 1^a categoria $Q_{1k}=300$ kN e distribuito $q_{1k}=9$ kN/m².

- **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:

- $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$
- $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
- $w_1 = 3 \text{ m}$
- $L = 15 \text{ m}$

quindi:

$$q_3 = 427.5 \text{ kN}$$

- **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;
- μ_i : è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} : è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²]
- 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 $a_s > 200 \text{ m s.l.m.m.}$

$$a_s = 963.54 \text{ m s.l.m.m.}$$

$$q_{sk} = 3.82 \text{ kN/m}^2$$

- 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 3.06 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 $a_z \leq a_0$

$$a_z = 963.54 \text{ m s.l.m.m.}$$

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

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

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

- Pressione cinetica di picco

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

- Coefficiente di esposizione

$$C_e(z) = 1.6$$

per $z \leq z_{min}$

$$C_e(z_{max}) = 1.9 \quad \text{per } z > z_{min}$$

- Coefficienti di pressione

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

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

$$C_{pi} = -0.5$$

- Coefficiente dinamico

$$C_d = 1$$

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

z	p		
	inclinazione [°]		C _{pi}
	90	0	
m	p N/m ²	p N/m ²	p N/m ²
0.2	511	-255	-319
0.4	511	-255	-319
0.6	511	-255	-319
0.8	511	-255	-319
1.0	511	-255	-319
1.2	511	-255	-319

I valori qui sopra riassunti sono stati sommati in valore assoluto ed applicati normalmente all'impalcato del ponte.

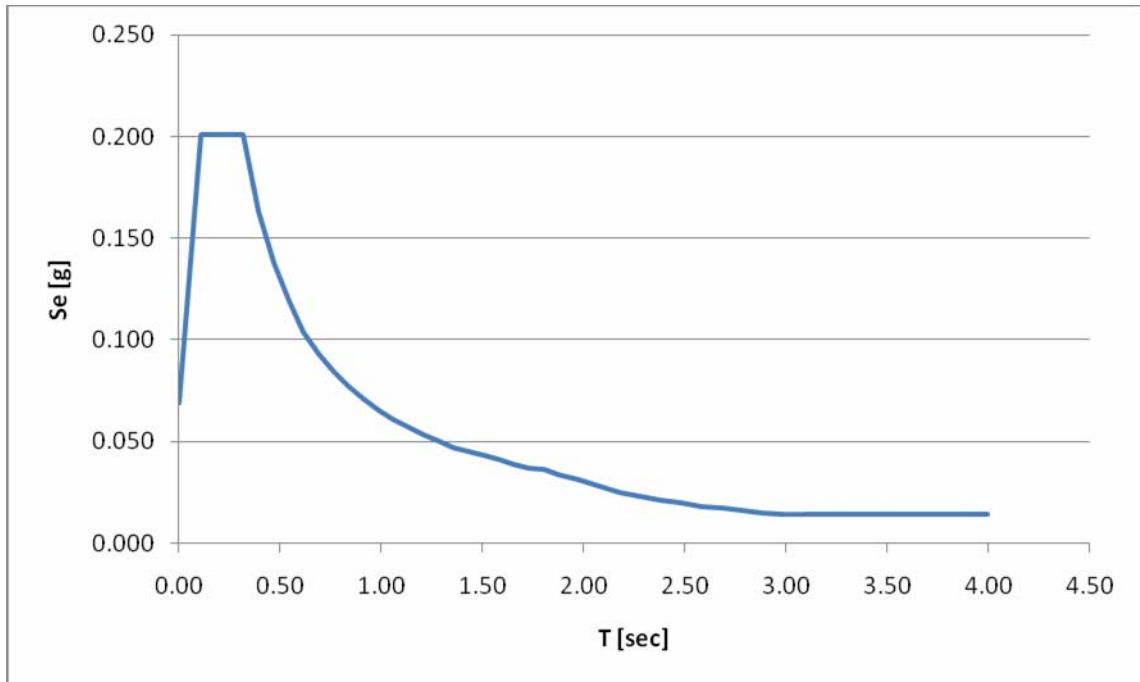
- **Azione sismica**

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

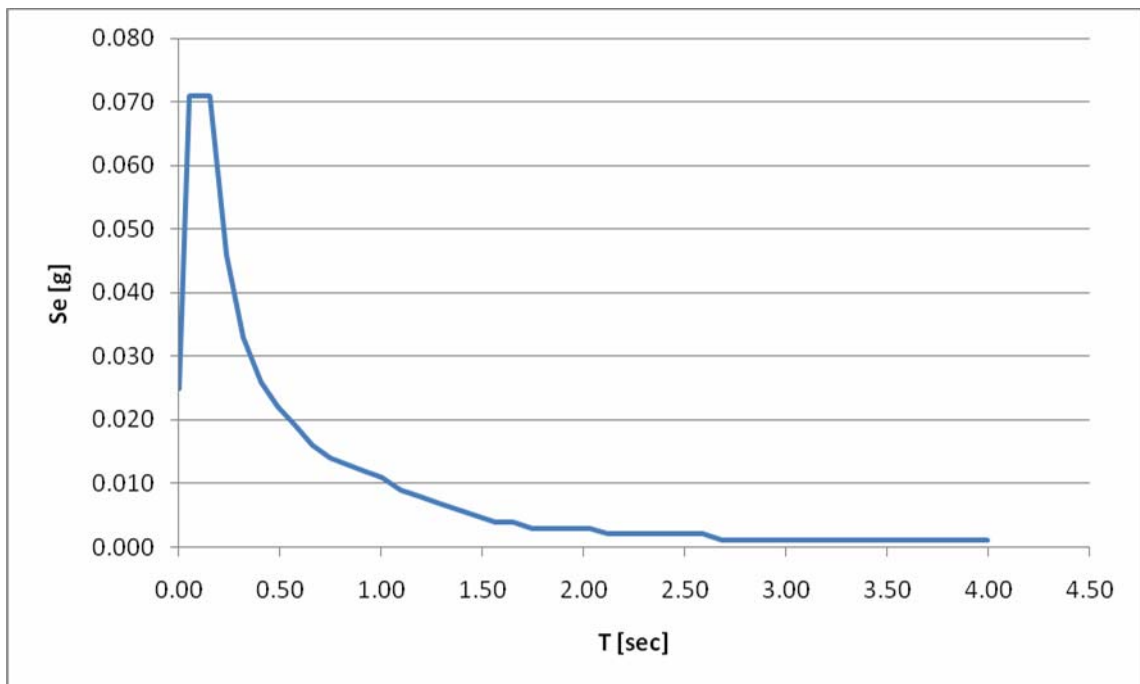
Secondo quanto previsto dal DM 14/01/2008, la struttura verrà verificata a SLU nei confronti delle azioni sismiche. In particolare la struttura verrà verificata allo stato di prevenzione del collasso SLC.

Per le verifiche sopra citate si utilizzeranno gli spettri di risposta elastici in accelerazione che vengono espressi da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

Si utilizzeranno due tipi distinti di spettri, uno per le componenti orizzontali (x,y)



ed uno per le componenti verticali (z).



I valori spettrali sono stati determinati mediante il software fornito dal Ministero Superiore dei Lavori Pubblici e successivamente sono stati inseriti nel programma ad elementi finiti MIDAS da noi utilizzato. L'analisi condotta per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione è l'analisi modale con spettro di risposta o più semplicemente dinamica-lineare.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta

di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;

- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Nel caso in esame è stato necessario imporre un'analisi con 20 modi al fine di ottenere una massa partecipante superiore all'85%.

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:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{20 \cdot 10^6}{1000 \cdot 170^2 \cdot 15.87} = 0.046$$

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} :

$$A_{s0} = \rho_0 b d = \frac{0.24}{100} \cdot \frac{1000 \cdot 170}{100} = 4.06 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva sarà pari a 4.52 cm² ottenuta mettendo in opera 4 ϕ 12 al metro.

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

$$X_u = \zeta_u d = 0.078 \cdot 170 \cdot 10^{-2} = 1.45 \text{ cm}$$

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:

$$M_{rd} = \mu_{d,eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.066 \cdot 1000 \cdot 170^2 \cdot 15.87 \cdot 10^{-6} = 29 \text{ kNm}$$

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

Trave principale impalcato

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

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{150 \cdot 10^6}{300 \cdot 920^2 \cdot 15.87} = 0.039$$

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} :

$$A_{s0} = \rho_0 b d = \frac{0.24}{100} \cdot \frac{300 \cdot 920}{100} = 6.59 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva sarà pari a 6.79 cm^2 ottenuta mettendo in opera 6 ϕ 12.

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

$$X_u = \zeta_u d = 0.079 \cdot 920 \cdot 10^{-2} = 7.24 \text{ cm}$$

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:

$$M_{rd} = \mu_{d,eff} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.061 \cdot 300 \cdot 920^2 \cdot 15.87 \cdot 10^{-6} = 234 \text{ kNm}$$

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

Sfioro superficiale e pile di sostegno

Per quanto riguarda il complesso pile di sostegno-sfioro superficiale si andranno a considerare le tensioni principali interne σ_1 e σ_3 attraverso le quali si verificherà le resistenze a compressione ed a trazione del calcestruzzo.

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 quanto riguarda la resistenza di calcolo a trazione, secondo il D.M., in fase di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo il valore:

$$f_{ctm} = 0.30 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

che per un cemento C28/35 vale:

$$f_{ctm} = 2.76 \text{ N/mm}^2$$

Dai risultati ottenuti mediante la modellazione della struttura agli elementi finiti, escludendo i picchi di tensione che si generano a causa degli effetti di bordo nelle zone a spigoli vivi ed in particolari zone in cui la creazione della mesh rende la superficie non omogenea, le tensioni massime a cui è sottoposta la struttura di fondazione sono pari a:

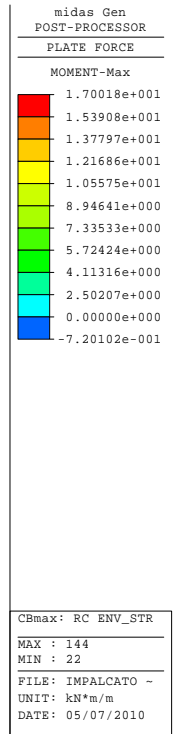
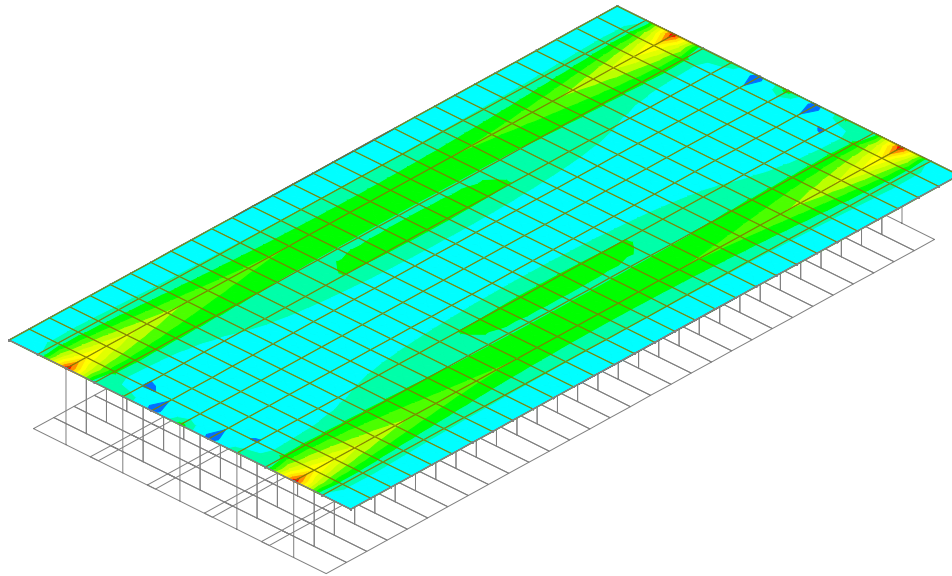
- compressione $\sigma_c = 0.4 \text{ N/mm}^2$
- trazione $\sigma_t = 1.5 \text{ N/mm}^2$

Confrontando tali risultati con i valori limite precedentemente dedotti, si può affermare che la struttura descritta non presenta criticità. Per quanto riguarda l'armatura, date le ridotte sollecitazioni a cui è sottoposta la costruzione, si posizioneranno delle armature minime perimetrali atte al contenimento dei getti ed alla redistribuzione degli sforzi.

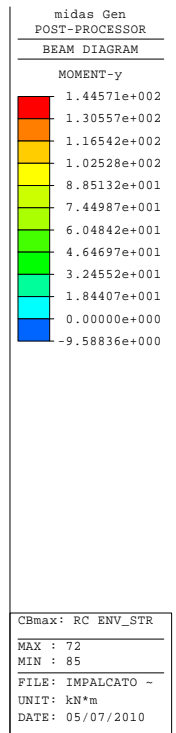
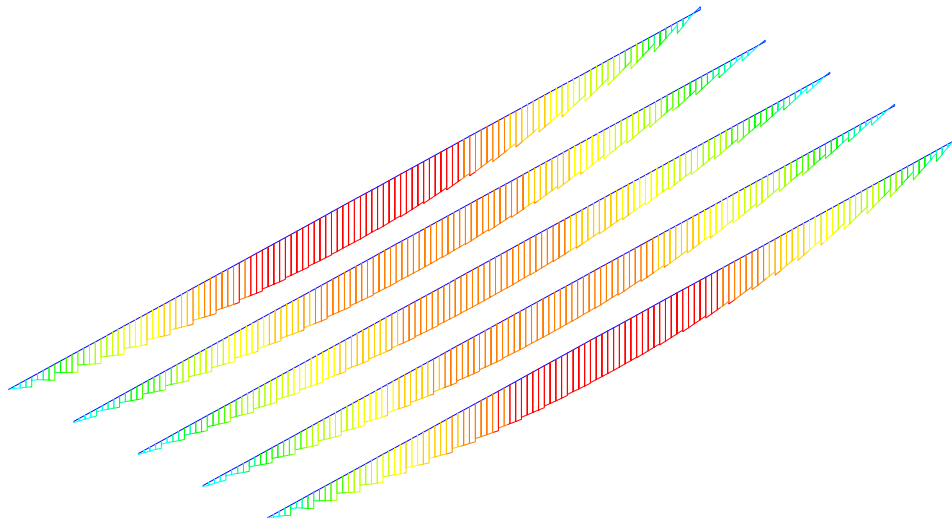
Per l'armatura longitudinale si disporranno 5 ϕ 14 al metro, mentre per quella trasversale 5 ϕ 14 al metro.

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.

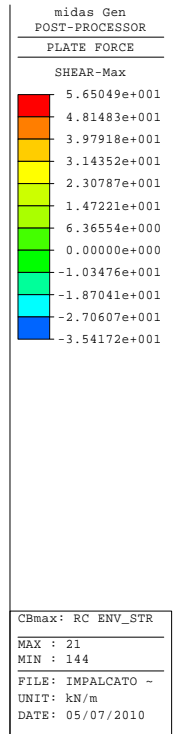
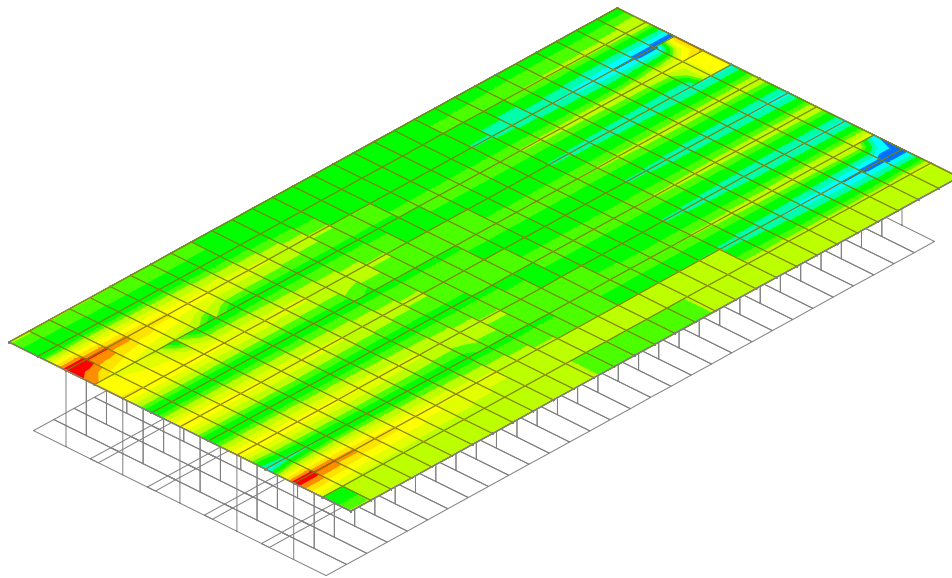
7.1.1 Massimo momento - impalcato



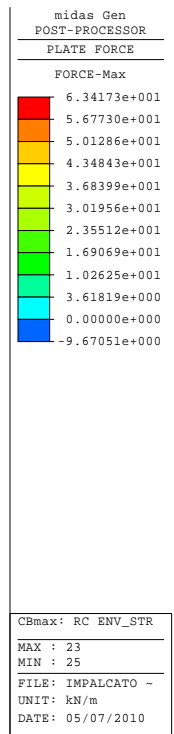
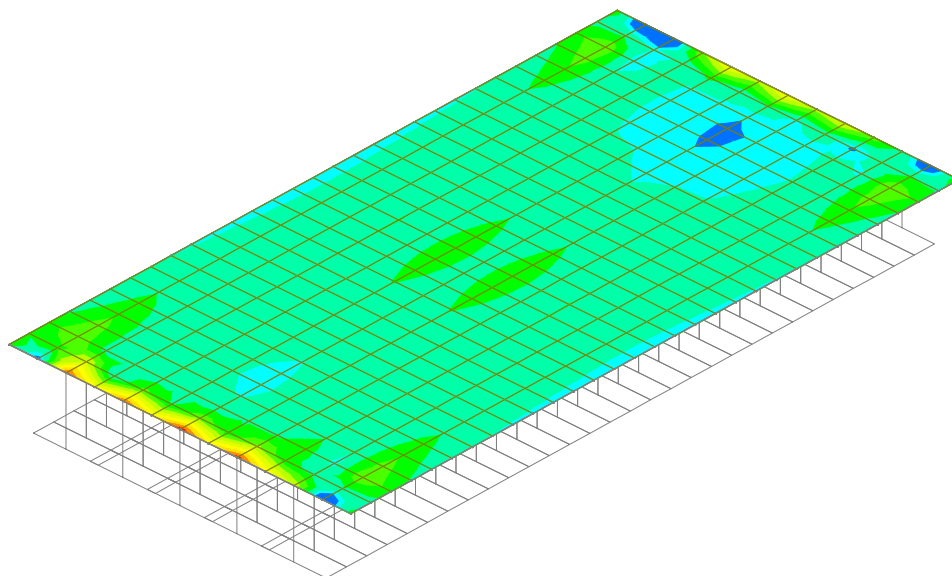
7.1.2 Massimo momento - travi



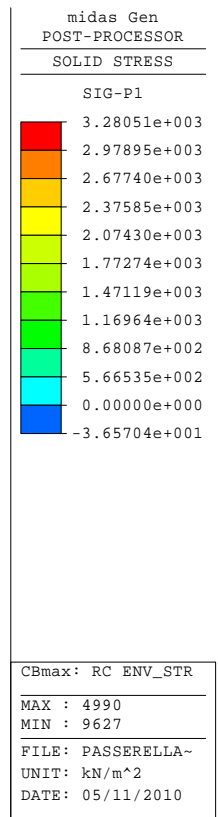
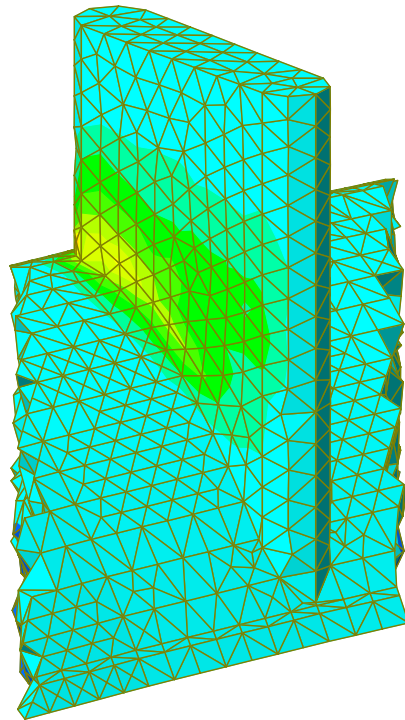
7.1.3 Massima forza di taglio – impalcato



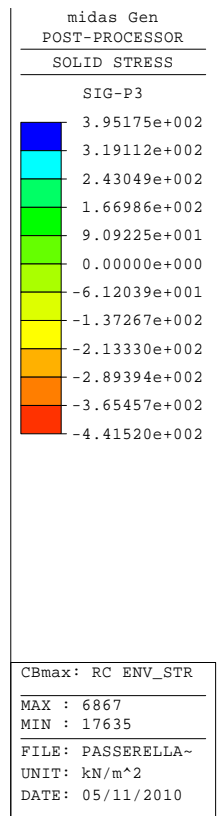
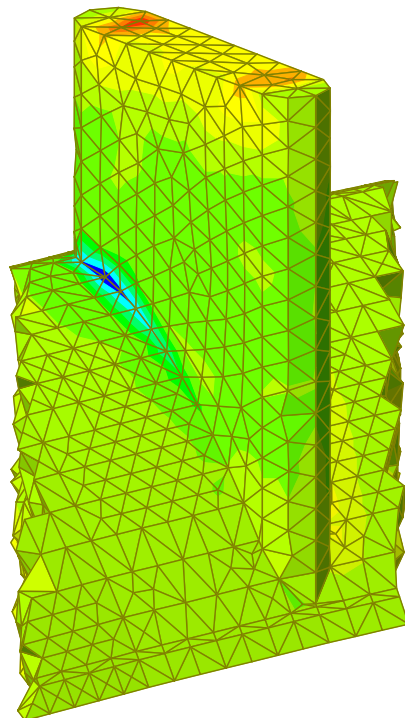
7.1.4 Massima forza assiale – impalcato



7.1.5 Tensione principale σ_1 – scarico di superficie e pile



7.1.6 Tensione principale σ_3 - scarico di superficie e pile



8. TORRE DI PRESA

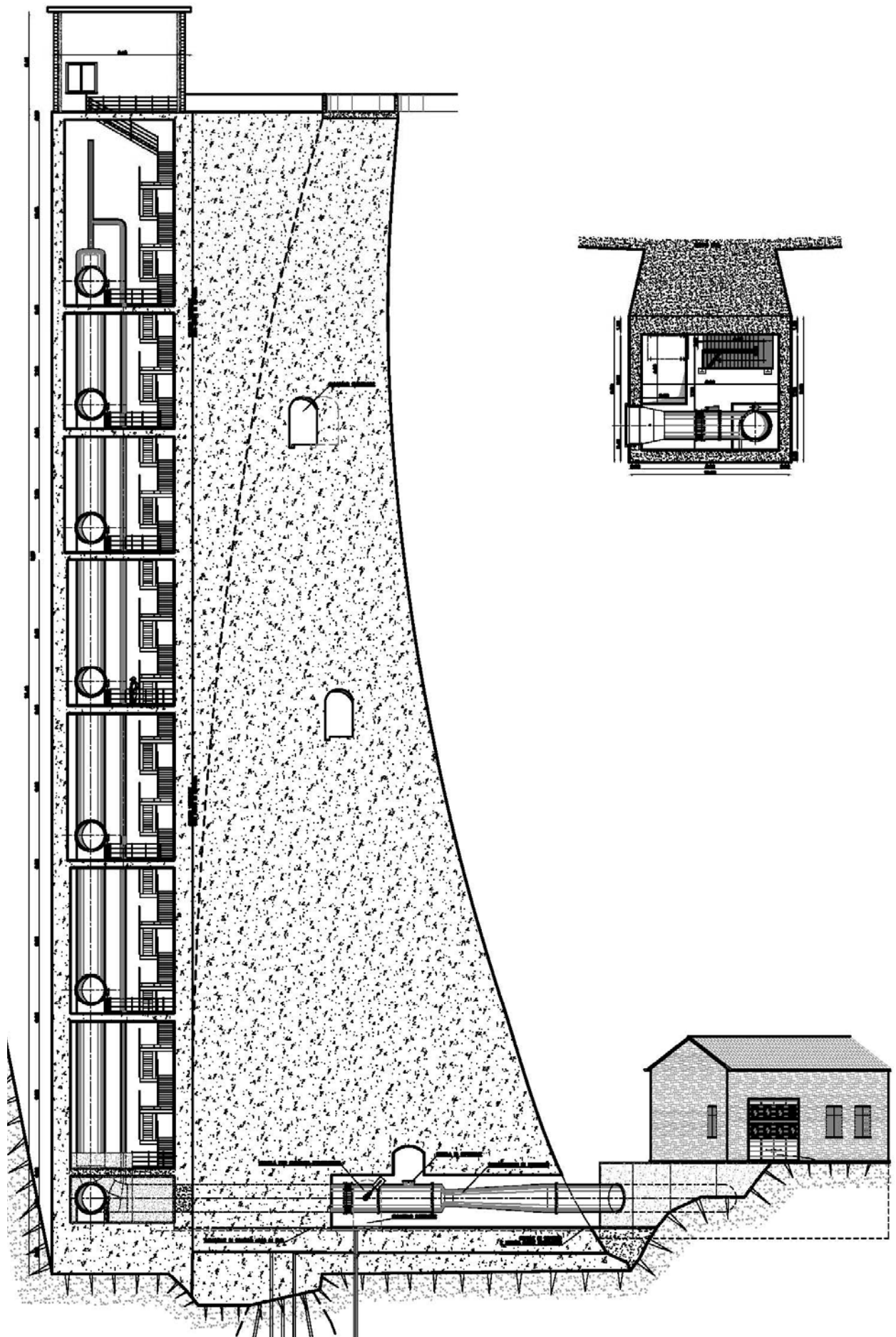
La torre di presa è un'appendice del corpo diga tramite la quale si andrà a prelevare tramite opportune bocche di presa l'acqua invasata. Al fine di mantenere costante la portata in condotta, sulla torre stessa, si sono progettate delle aperture a quote diverse per avere sempre una buona riserva d'acqua e per evitare pericolose immissioni d'aria nella tubazione.

Come si può vedere nell'immagine allegata, la struttura ospiterà organi di manovra e attrezzature di servizio necessarie alla realizzazione stessa dell'opera che per la manutenzione in fase di esercizio.

La struttura portante verrà realizzata interamente in calcestruzzo armato e sarà caratterizzata da setti verticali collegati da solette. Le elevazioni avranno uno spessore variabile e si rastremeranno salendo dalla base della torre al fine di sopportare al meglio la spinta idrostatica generata dall'acqua invasata. Gli spessori saranno di 1.20m, 1.00m e 0.80m.

Le solette dovranno sopportare diversi carichi tra cui le valvole di chiusura delle saracinesche di presa, le scale in acciaio per l'ispezione della torre e il montacarichi per il trasporto e la movimentazione di materiali ed attrezzatura all'interno della torre stessa. Lo spessore di progetto sarà di 0.50m.

In testa alla torre di presa verrà realizzato un edificio avente la sola funzione di proteggere le aperture ed evitare l'ingresso al personale non autorizzato.



Per la realizzazione del manufatto si utilizzerà del calcestruzzo avente classe C35/45.

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, le elevazioni e l'edificio di accesso alla torre.

- **Carichi permanenti portati**

Tra questi carichi si andranno a computare gli spezzoni di tubazione che collegano la condotta di carico alle saracinesche di presa, le valvole di regolazione delle saracinesche, la scala di servizio in acciaio ed il montacarichi per il trasporto dei materiali.

- **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;
- μ_i : è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} : è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²]
- 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 $a_s > 200 \text{ m s.l.m.m.}$

$$a_s = 963.5 \text{ m s.l.m.m.}$$

$$q_{sk} = 3.82 \text{ kN/m}^2$$

- 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 3.06 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 $a_z \leq a_0$

$$a_z = 963.5 \text{ m s.l.m.m.}$$

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

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

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

- Pressione cinetica di picco

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

- Coefficiente di esposizione

$$C_e(z) = 1.6 \quad \text{per } z \leq z_{min}$$

$$C_e(z_{max}) = 1.9 \quad \text{per } z > z_{min}$$

- 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	
	Cpe	Cpi
m	kN/m ²	kN/m ²
0	0.00	0.00
13	0.61	-0.38
23	0.74	-0.47
33	0.83	-0.52
43	0.90	-0.56
52	0.95	-0.59
60	0.99	-0.62
72	1.03	-0.65
80	1.06	-0.66

I valori qui sopra riassunti, sono stati sommati in valore assoluto ed applicati nelle due direzioni principali sulla superficie laterale della torre di presa. I valori si intendono applicati costanti sulla superficie ricadente tra gli intervalli di quota z.

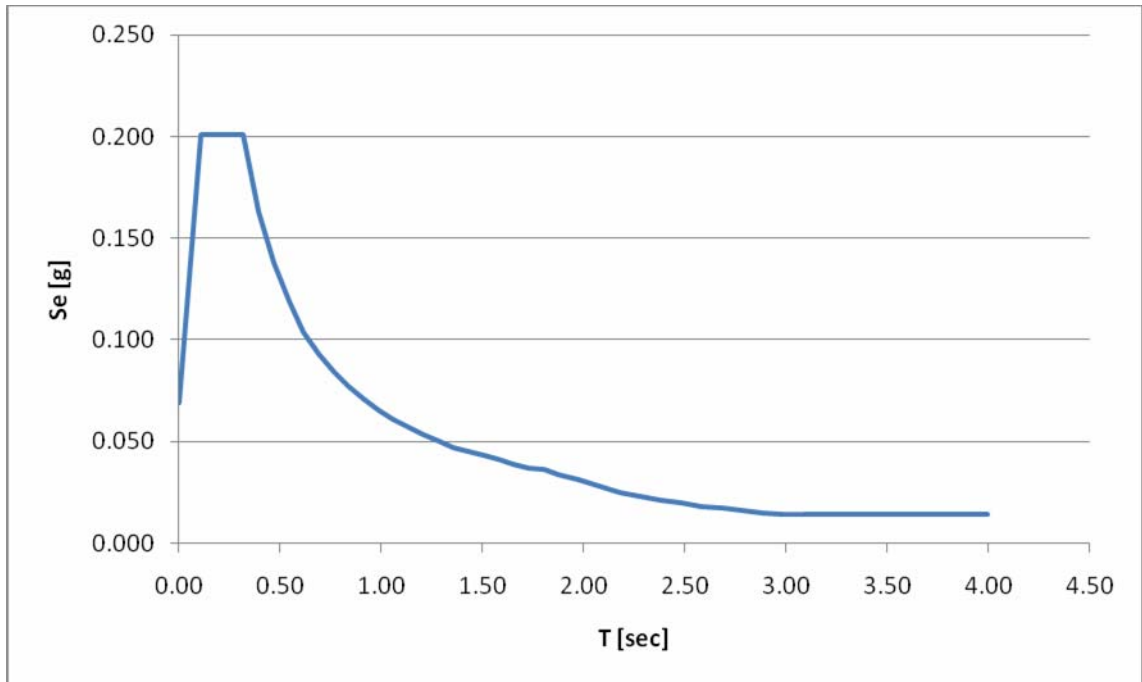
- **Azione sismica**

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

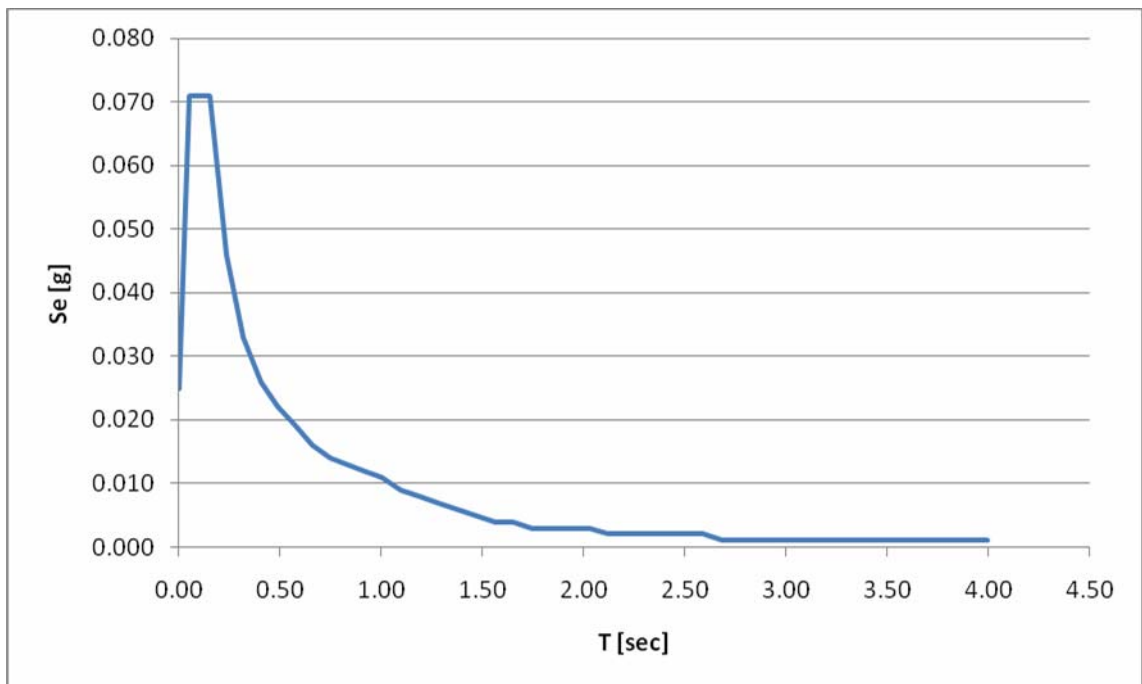
Secondo quanto previsto dal DM 14/01/2008, la struttura verrà verificata a SLU nei confronti delle azioni sismiche. In particolare la struttura verrà verificata allo stato di prevenzione del collasso SLC.

Per le verifiche sopra citate si utilizzeranno gli spettri di risposta elastici in accelerazione che vengono espressi da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

Si utilizzeranno due tipi distinti di spettri, uno per le componenti orizzontali (x,y)



ed uno per le componenti verticali (z).



I valori spettrali sono stati determinati mediante il software fornito dal Ministero Superiore dei Lavori Pubblici e successivamente sono stati inseriti nel programma ad elementi finiti MIDAS da noi utilizzato. L'analisi condotta per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione è l'analisi modale con spettro di risposta o più semplicemente dinamica-lineare.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Nel caso in esame è stato necessario imporre un'analisi con 150 modi al fine di ottenere una massa partecipante superiore all'85%.

8.1 Modello FEM

Di seguito si riporta esplicitamente il pre-dimensionamento e la verifica allo SLU dell'armatura rispettivamente: delle pareti e delle solette assumendo i valori delle caratteristiche di sollecitazione più gravosi.

Elevazioni della torre di presa (sp. 1.20m)

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

$$M_l = 2500 \text{ kNm/m}$$

$$M_t = 2700 \text{ kNm/m.}$$

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:

$$\mu_{dl} = 0.121$$

$$\mu_{dt} = 0.131$$

ai quali corrisponde un

$$\omega_{0l} = 0.130$$

$$\omega_{0t} = 0.142$$

Per mezzo della relazione

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

si calcola la percentuale di armatura meccanica pari a:

$$\rho_{0l} = 0.50 \%$$

$$\rho_{0t} = 0.55 \%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

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

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

$$A_{s0l} = 58.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s0t} = 64.03 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva longitudinale sarà pari a 63.33 cm² ottenuta mettendo in opera 14 ϕ 24 al metro, mentre quella trasversale sarà di 67.86 cm² ottenuta mettendo in opera 15 ϕ 24 al metro.

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

$$X_u = \zeta_u \cdot d$$

I valori calcolati

$$X_{ul} = 22.07 \text{ cm}$$

$$X_{ut} = 21.78 \text{ cm}$$

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:

$$M_{rdl} = 2692 \text{ kNm}$$

$$M_{rdt} = 2861 \text{ kNm}$$

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

La verifica è pertanto positiva.

Elevazioni della torre di presa (sp. 1.00m)

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

$$M_l = 1500 \text{ kNm/m}$$

$$M_t = 1500 \text{ kNm/m}$$

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:

$$\mu_{dl,t} = 0.106$$

ai quali corrisponde un

$$\omega_{0l,t} = 0.112$$

Per mezzo della relazione

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

si calcola la percentuale di armatura meccanica pari a:

$$\rho_{0l,t} = 0.43 \%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

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

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

$$A_{s0l,t} = 42.03 \text{ cm}^2$$

Le armature effettive longitudinale e trasversale saranno pari a 45.62 cm² ottenute mettendo in opera 12 ϕ 22 al metro.

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

$$X_u = \zeta_u d$$

I valori calcolati

$$X_{ul,t} = 14.64 \text{ cm}$$

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:

$$M_{rdl,t} = 1595 \text{ kNm}$$

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

La verifica è pertanto positiva.

Elevazioni della torre di presa (sp. 0.80m)

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

$$M_l = 600 \text{ kNm/m}$$

$$M_t = 700 \text{ kNm/m}$$

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:

$$\mu_{dl} = 0.067$$

$$\mu_{dt} = 0.078$$

ai quali corrisponde un

$$\omega_{0l} = 0.070$$

$$\omega_{0t} = 0.082$$

Per mezzo della relazione

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

si calcola la percentuale di armatura meccanica pari a:

$$\rho_{0l} = 0.27 \%$$

$$\rho_{0t} = 0.32 \%$$

Utilizzando la definizione di armatura meccanica

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

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

$$A_{s0l} = 20.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s0t} = 24.39 \text{ cm}^2$$

L'armatura effettiva longitudinale sarà pari a 22.12 cm² ottenuta mettendo in opera 11 ϕ 16 al metro, mentre quella trasversale sarà di 26.14 cm² ottenuta mettendo in opera 13 ϕ 16 al metro.

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

$$X_u = \zeta_u d$$

I valori calcolati

$$X_{ul} = 7.04 \text{ cm}$$

$$X_{ut} = 8.35 \text{ cm}$$

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:

$$M_{rd1} = 635 \text{ kNm}$$

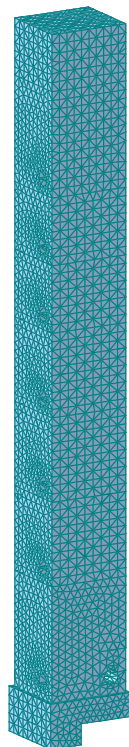
$$M_{rd2} = 746 \text{ kNm}$$

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

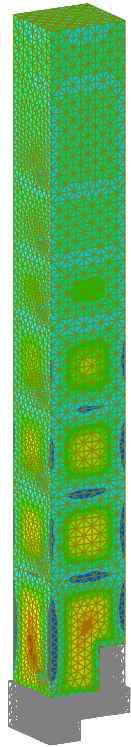
La verifica è pertanto positiva.

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.

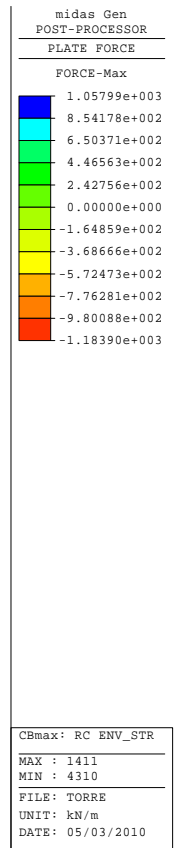
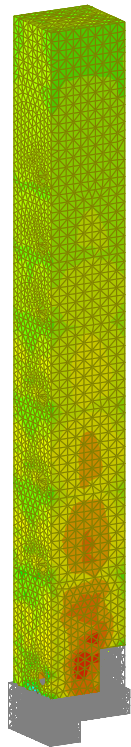
8.1.1 Vista d'insieme della struttura



8.1.2 Massimo momento



8.1.3 Massima forza assiale



8.1.4 *Massima forza di taglio*

