

# DIGA DI PONTE RACLI

(PROVINCIA DI PORDENONE)

## NUOVO SCARICO DI SUPERFICIE IN SPONDA DESTRA

### PROGETTO ESECUTIVO

### RELAZIONE DI CALCOLO



# INDICE

1.	GENERALITÀ.....	1
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI.....	2
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	3
3.1.	CALCESTRUZZO PER STRUTTURE ARMATE.....	3
3.2.	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	3
3.3.	DURABILITÀ DELLA STRUTTURA.....	3
3.3.1	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE.....	3
3.3.2	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	4
4.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE.....	5
5.	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	6
6.	OPERA DI IMBOCCO.....	7
6.1.	DESCRIZIONE E GEOMETRIA DELL'OPERA.....	7
6.2.	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	8
6.3.	AZIONI.....	9
6.4.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	9
6.5.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	10
6.5.1	COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLU.....	10
6.5.2	COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLE.....	12
6.6.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI SOLLEVAMENTO.....	13
6.7.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RIBALTAMENTO E ALLO SCORRIMENTO.....	14
6.7.1	IN CONDIZIONE DI ESERCIZIO.....	14
6.7.2	IN CONDIZIONE DI SISMA.....	19
6.8.	VERIFICA EQU ALLO SLE CONDIZIONE SISMICA SLD.....	24
6.8.1	ANALISI DELLE AZIONI.....	24
6.8.2	VERIFICA AL RIBALTAMENTO ED ALLO SCORRIMENTO.....	26
6.9.	STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO.....	27
6.9.1	GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE.....	28
6.9.2	ANALISI DELLE AZIONI.....	29

6.9.3	CALCOLO DELLE TENSIONI ALLA BASE DELLA FONDAZIONE.....	30
6.10.	VERIFICA ALLO SLU DI RESISTENZA DELLA STRUTTURA .....	31
6.10.1	MODELLO DI CALCOLO .....	31
6.10.2	CARICHI CARATTERISTICI .....	32
6.10.3	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI .....	34
6.10.4	COMBINAZIONI DI CARICO ALLO SLU .....	64
6.11.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO DELLA STRUTTURA .....	78
6.11.1	VERIFICA ALLO SL DI DEFORMAZIONE .....	78
6.11.2	VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE DELLE PARETI .....	79
7.	OPERA DI IMBOCCO: STRUTTURE DI SOSTEGNO DEL PIAZZALE .....	81
7.1.	DESCRIZIONE E GEOMETRIA DELLE OPERE .....	81
7.2.	MURI: SEZIONI 1, 2, 3 E 4.....	82
7.2.1	PREMESSE .....	82
7.2.2	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA .....	84
7.2.3	AZIONI.....	84
7.2.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	85
7.2.5	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....	86
7.2.6	VERIFICA DELLA FONDAZIONE .....	91
7.2.7	VERIFICA DELLA RESISTENZA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	92
7.3.	MURI: SEZIONE 5.....	96
7.3.1	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA .....	96
7.3.2	AZIONI.....	97
7.3.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	98
7.3.4	AZIONI SOLLECITANTI.....	99
7.3.5	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	102
7.4.	MURI: SEZIONE 6.....	103
7.4.1	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA .....	103
7.4.2	AZIONI.....	106
7.4.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	106
7.4.4	AZIONI SOLLECITANTI.....	106
7.4.5	VERIFICA DELLA RESISTENZA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	112
7.5.	SCATOLARE .....	114

7.5.1	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA .....	114
7.5.2	AZIONI.....	115
7.5.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	117
7.5.4	AZIONI SOLLECITANTI.....	117
7.5.5	VERIFICA DELLA RESISTENZA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	119
8.	STRUTTURE ALLO SBOCCO: TURA ESISTENTE E NUOVA STRUTTURA DI DISSIPAZIONE.....	121
8.1.	DESCRIZIONE E GEOMETRIA DELL'OPERA .....	121
8.2.	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	124
8.3.	AZIONI .....	124
8.4.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	125
8.5.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	125
8.5.1	COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO SLU .....	126
8.5.2	COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLE .....	127
8.6.	VERIFICA ALLO SLU DI RESISTENZA DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE.....	128
8.7.	MODELLO DI CALCOLO .....	128
8.8.	CARICHI CARATTERISTICI.....	128
8.9.	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	130
8.9.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI NELLA PARETE.....	130
8.9.2	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI NEI CONTRAFFORTI.....	136
8.9.3	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI E NEI PILASTRI .....	138
8.10.	VERIFICHE ALLO SLU .....	145
8.10.1	VERIFICHE DELLA PARETE .....	146
8.10.2	VERIFICHE DELLE TRAVI E DEI PILASTRI .....	147
8.11.	VERIFICHE ALLO SLE .....	149
8.11.1	VERIFICHE DELLA PARETE .....	149
8.11.2	VERIFICHE DELLE TRAVI E DEI PILASTRI .....	150
8.12.	VERIFICA DEL DIAFRAMMA DI SOTTOFONDAZIONE .....	151
9.	STRUTTURE ALLO SBOCCO: MURI.....	154
9.1.	DESCRIZIONE E GEOMETRIA DELL'OPERA.....	154
9.2.	CRITERI DI CALCOLO E COMBINAZIONI DI CARICO .....	154
9.2.1	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	154

9.2.2	AZIONI.....	154
9.2.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	158
9.3.	SEZIONE 2.....	161
9.3.1	GEOMETRIA .....	161
9.3.2	CARICHI AGENTI .....	161
9.3.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	163
9.4.	SEZIONE 4.....	169
9.4.1	GEOMETRIA .....	169
9.4.2	CARICHI AGENTI .....	170
9.4.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	171

## 1. GENERALITÀ

La presente relazione riguarda le verifiche strutturali eseguite a supporto della progettazione esecutiva dello scarico di superficie ausiliario della Diga di Ponte Racli nel Comune di Tramonti di Sopra della Provincia di Pordenone.

Nel seguito sono riportate le verifiche delle seguenti opere:

- opera di imbocco (§ 6. );
- strutture di sostegno del piazzale a tergo dell'opera di imbocco (§ 7. );
- tura esistente e struttura di dissipazione a griglia sopra di essa, allo sbocco dello scarico (§ 8. );
- muri di protezione del versante sinistro, nella parte di alveo di fronte alla restituzione dello scarico in progetto (§ 9. ).

## 2. **NORMATIVA E RIFERIMENTI**

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- D. M. Min. Il. TT. 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni (N.T.C.);
- Circ. Min. Il. TT. 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Si fa inoltre riferimento alla Proposta di Aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta, il cui testo è allegato al Voto n. 204/2009 dell'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei LL.PP. (aggiornamento 18 dicembre 2009).

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in progetto è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

#### 3.1. CALCESTRUZZO PER STRUTTURE ARMATE

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	$R_{ck}$	= 40 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck}$	= 32 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5$	= 18,1 MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3,02 MPa
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm}$	= 2,11 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1,40 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck}$	= 19,20 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck}$	= 14,40 MPa

#### 3.2. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano le barre ad aderenza migliorata in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7,5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}} / f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ MPa
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540$ MPa
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30$ MPa
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,80 * f_{yk} = 360$ MPa

#### 3.3. DURABILITÀ DELLA STRUTTURA

##### 3.3.1 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari a 10 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro nominale pari a **40 mm** per tutte le parti di struttura.

### **3.3.2 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI**

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta una **classe di esposizione XC2**.

Nella tabella 4.1.IV delle N.T.C. sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientali e al tipo di armatura.

Le opere in oggetto vengono classificate nel gruppo a, in condizioni ambientali ordinarie con armatura poco sensibile.

Pertanto il limite dell'apertura delle fessure è di 0,3 mm con combinazione delle azioni quasi permanente.

#### **4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE**

Per le caratteristiche geomeccaniche dei terreni si rimanda allo studio geologico-geomeccanico di progetto, elaborato dal Prof. Giorgio Martinotti e dal Dott. Enrico Arese (v. All. A.03).

## 5. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano, ai sensi delle N.T.C., dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali previste dalle N.T.C. Esse sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle N.T.C. sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento, definite in funzione della classe strutturale (IV nel caso in esame) e della vita utile (100 anni nel caso in esame).

E' conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = - V_R / \ln (1-P_{VR})$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle N.T.C.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in funzione della località dove è ubicata l'opera: Tramonti di Sopra.

L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in g/10;  $F_0$  è adimensionale,  $T_C^*$  è espresso in secondi.

Con questi dati, i parametri di calcolo sono riassunti nella tabella seguente:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	120	0,135	2,410	0,286
SLD	201	0,171	2,389	0,308
SLV	1898	0,431	2,410	0,367
SLC	2475	0,477	2,411	0,375

I parametri e gli spettri di risposta per le singole opere verificate, funzione anche della categoria topografica, del suolo e del coefficiente di struttura, sono riportati ai successivi §§ 6.4, 8.4 e 9.2.1.

## 6. OPERA DI IMBOCCO

### 6.1. DESCRIZIONE E GEOMETRIA DELL'OPERA

L'opera di imbocco è costituita da una struttura in calcestruzzo armato gettato in opera.

In pianta, l'opera ha forma approssimativamente a ferro di cavallo, con una lunghezza lungo il suo asse longitudinale di circa 25,50 m ed una larghezza di circa 14 m.

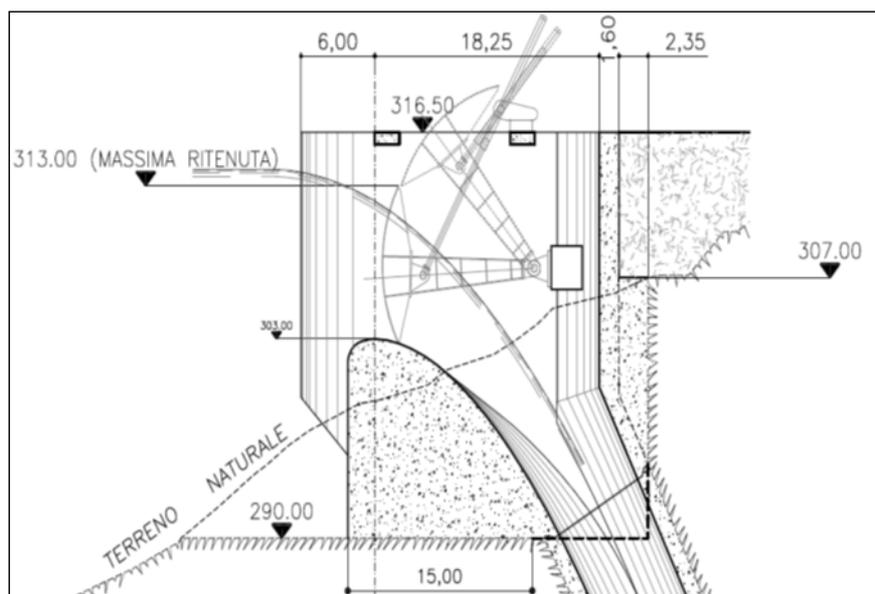
L'altezza è di 26,50 m dal piano di fondazione posto alla quota di 290,00 m s.m. La quota di coronamento dei muri laterali è 316,50 m s.m. La quota di massimo invaso è 314,07 m s.m. La quota di massima regolazione è 313,00 m s.m. Lo spessore delle pareti laterali è di 1,60 m costante per tutta l'altezza.

Al fine di limitare le deformazioni delle pareti sono previste, trasversalmente all'opera, due travi con funzione di contrasto delle pareti laterali; sono posizionate alla sommità delle pareti.

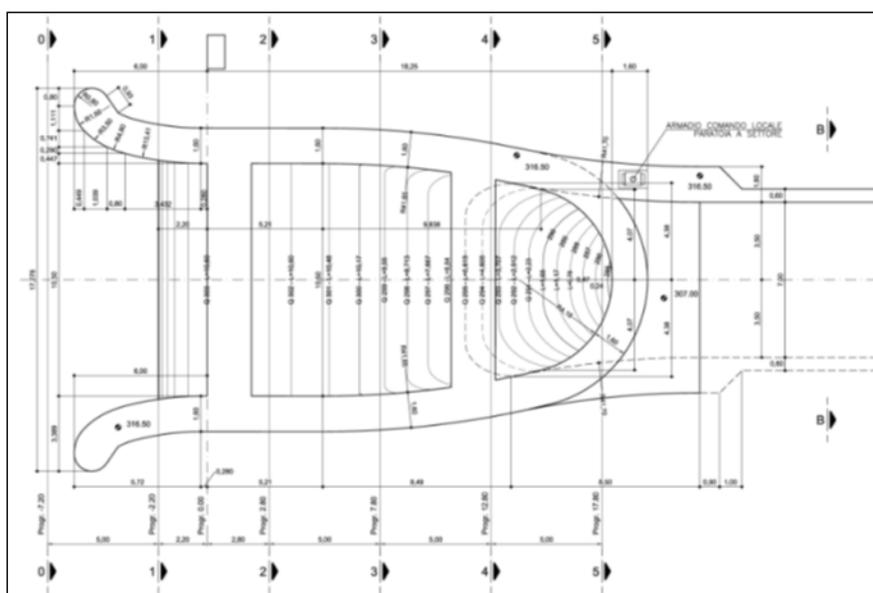
La fondazione è del tipo diretto e risulta costituita da un blocco di calcestruzzo avente una pianta a forma trapezia con base maggiore di 13,70 m, base minore di 11,50 m ed altezza pari a 17,20 m.

L'opera sarà completata da un piazzale, sostenuto verso il lago da muri di sostegno in calcestruzzo armato gettati in opera, le cui verifiche strutturali sono riportate al successivo § 7.

La geometria del manufatto di imbocco è riportata nelle seguenti figure ove è possibile desumere le caratteristiche salienti da adottare nei calcoli.



Sezione Longitudinale



Planimetria

## 6.2. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Per la valutazione della sicurezza della struttura in oggetto (p.to 2.3 del D.M. 14 gennaio 2008) si adotta il metodo semiprobabilistico agli stati limite. La sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra "capacità" (ossia resistenza strutturale) e "domanda" (effetto dei carichi).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza. La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

La valutazione della sicurezza della struttura viene effettuata con riferimento:

***allo stato limite ultimo*** che comprende le seguenti verifiche:

- verifiche dell'instabilità per sollevamento;
- verifiche allo scorrimento ed alla rotazione;
- verifiche strutturali delle pareti laterali;
- verifiche geotecniche comprendenti la verifica della capacità portante dei terreni di fondazione e la verifica della stabilità del pendio. Queste ultime verifiche sono riportate nella Relazione Geotecnica del presente progetto (v. All. A.05).

***allo stato limite di esercizio*** che comprende le seguenti verifiche:

- verifica dell'eccesso di deformazioni delle pareti laterali che compromettano il corretto funzionamento delle paratoie;
- verifica della fessurazione delle pareti laterali.

### 6.3. AZIONI

Le azioni considerate nelle verifiche sono:

- il peso proprio
- la spinta idrostatica
- le coazioni d'origine termica e da ritiro
- le sottospinte idrauliche
- l'azione sismica
- la spinta del terreno

Il peso proprio è ottenuto assumendo come peso specifico del calcestruzzo  $\gamma_d = 25$  KN/m<sup>3</sup>.

La spinta idrostatica e le sottospinte sono calcolate considerando nel normale esercizio la quota di massimo invaso a 314,07 m s.m.

Per la verifica in condizione di evento sismico, si considera la quota di massima regolazione 313,00 m s.m. come previsto dalla normativa sopra citata.

Per le coazioni da ritiro, in difetto di valutazioni approfondite e documentate, l'effetto del ritiro e dell'esaurimento del calore di presa sarà equiparato a quello di un abbassamento termico di 7,5 °C, corrispondente alla deformazione per ritiro autogeno a tempo infinito per un calcestruzzo  $R_{ck} = 40$  N/mm<sup>2</sup> (§ 11.2.10.6 delle N.T.C.).

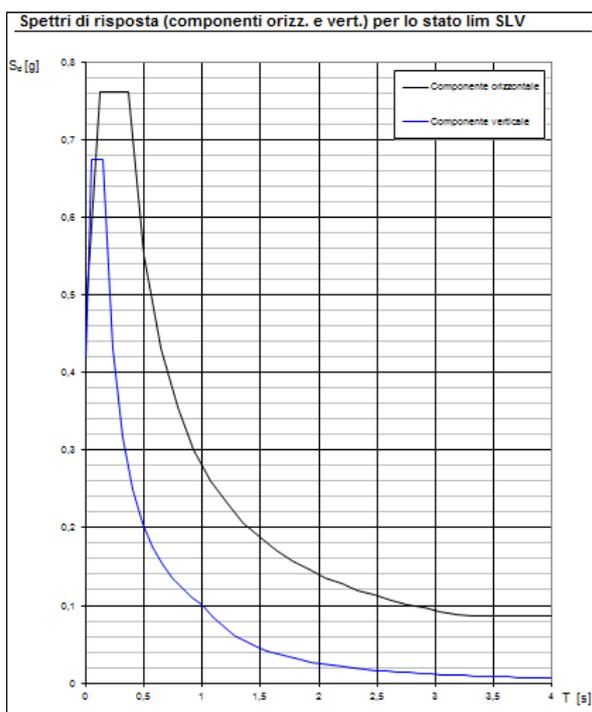
Per le coazioni di origine termica si assume una variazione termica di  $\pm 15$  °C (§ 3.5.5. delle N.T.C.).

### 6.4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

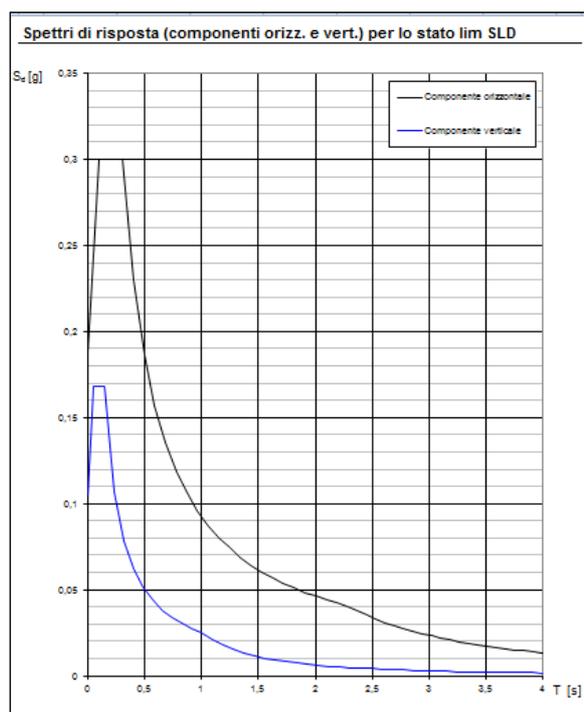
Con riferimento al precedente § 5. , per l'opera di imbocco si ha:

- Categoria topografica  $T_2 = 1,05$  (pendii con inclinazione media maggiore di 15° e opera posizionata verso il fondo del versante) (le N.T.C. prescrivono  $T_2 = 1,2$  per le costruzioni poste alla sommità del versante e  $T_2 = 1,0$  per le costruzioni poste alla base del versante)
- Categoria del suolo A (ammassi rocciosi affioranti)
- Fattore di struttura  $q = 1,5$

Gli spettri di risposta sono riportati nella sottostante figura.



Spettro di risposta allo SLV



Spettro di risposta allo SLD

## 6.5. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle N.T.C.

### 6.5.1 COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera. Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento ai seguenti stati limite:

- UPL stato limite di sollevamento
- deve risultare  $V_{inst,d} < G_{stb,d}$

ove

$V_{inst,d}$  è il valore di progetto dell'azione instabilizzante dovuta alla sottospinta dell'acqua;

$G_{stb,d}$  è la combinazione delle azioni stabilizzanti permanenti (peso proprio) e variabili.

I coefficienti parziali delle azioni sono indicati nella tabella 6.2.III del capitolo 6.2.3.2. delle N.T.C. e qui di seguito riportata.

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO $\gamma^F$	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanente	favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	sfavorevole		1,5
Variabili	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	sfavorevole		1,5

(1) nel caso che i permanenti strutturali siano compiutamente definiti si adottano gli stessi coefficienti dei permanenti

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
  - scorrimento sul piano di posa
  - ribaltamento
  - stabilità globale per l'insieme fondazione terreno e stabilità del pendio
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Trattandosi di opere contro terra, le verifiche saranno condotte secondo l'“Approccio 1” e l'“Approccio 2” utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle N.T.C. per i parametri geotecnici e le azioni e 6.5.I per le resistenze.

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO $\gamma^F$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevole		1,1	1,30	1,0
Permanenti non strutturali (1)	favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

(1) nel caso che i permanenti strutturali siano compiutamente definiti si adottano gli stessi coefficienti dei permanenti

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_m$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1	1,0

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)	COEFF. PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1,4$
Scorrimento	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1,1$

Tabella 6.5.1 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per la resistenza del sistema

Le verifiche allo stato limite di ribaltamento e scorrimento come corpo rigido vengono effettuate con i coefficienti EQU M2 R1.

La stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene effettuata con l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Le rimanenti verifiche vengono effettuate secondo uno dei seguenti approcci:

- Approccio 1 Combinazione 1 (A1+M1+R1)
- Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)
- Approccio 2 Combinazione 2 (A1+M1+R3)

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

$$\text{STR}) \quad \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \quad \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

Le sollecitazioni indotte dalla pressione dell'acqua sono equiparate a quelle del peso proprio e quindi i valori di  $\gamma_{Q1}$  corrispondono a quelli di  $\gamma_{G1}$

Per la condizione sismica, le combinazioni *per gli stati limite ultimi* (SLV) da prendere in considerazione sono le seguenti (Approccio 1):

$$\text{STR}) \quad \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \quad \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

Nelle formule sopra indicate:

$G_1$  = peso della struttura  $G_2$  = pressioni idrostatiche

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto:

- delle masse associate ai carichi gravitazionali dovuti al peso della struttura;
- del cuneo di terreno a tergo dell'opera che si suppone in stato di equilibrio attivo;
- delle azioni inerziali dell'acqua contenuta nel serbatoio.

## 6.5.2 COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale e deformazione) si definisce la combinazione:  $G_1 + G_2$

ove  $G_1$  è il peso proprio della struttura e  $G_2$  la pressione dovuta all'acqua.

Si verifica lo SLE di tipo geotecnico in *condizione sismica SLD* e spinta del versante.

## 6.6. VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI SOLLEVAMENTO

La verifica viene eseguita in condizione di massimo invaso (314,07 m s.m.).

Deve risultare  $V_{inst,d} < G_{stb,d}$  dove:

$V_{inst,d}$  è il valore di progetto dell'azione instabilizzante dovuta alla sottospinta dell'acqua sull'area di fondazione posta a quota 290,00 m s.m.

$G_{stb,d}$  è la combinazione delle azioni stabilizzanti permanenti dovute al peso proprio.

I coefficienti parziali delle azioni sono indicati nella tabella 6.2.III del capitolo 6.2.3.2. delle N.T.C. e valgono 0,9 per i carichi permanenti del peso proprio e 1,1 per la sottospinta dell'acqua.

Nella tabella seguente si riporta il calcolo dei volumi di calcestruzzo alle varie quote.

QUOTA m s.m.	DISTANZA VERTICALE m	AREA CALCESTRUZZO m <sup>2</sup>	VOLUME CALCESTRUZZO m <sup>3</sup>
316,5	0,00	91,22	0,00
313	3,50	91,22	319,27
312	1,00	91,22	91,22
312	0,00	92,79	0,00
311	1,00	115,84	104,10
309	2,00	115,84	231,68
309	0,00	91,22	0,00
303	6,00	91,22	547,33
303	0,00	0,00	0,00
302	1,00	61,77	20,59
302	0,00	152,99	0,00
301	1,00	172,24	162,52
300	1,00	186,44	179,29
299	1,00	199,72	193,04
298	1,00	206,99	203,35
297	1,00	214,31	210,64
296	1,00	221,80	218,04
295	1,00	229,79	225,78
294	1,00	227,67	228,73
293	1,00	227,85	227,76
292	1,00	228,35	228,10
291	1,00	224,42	226,38
290	1,00	232,11	228,25

Totale volume di calcestruzzo: 3846,09 m<sup>3</sup> e quindi si ha:

$$G_{stb,d} = 0,9 * 25 * 3846,09 = 86537,02 \text{ kN}$$

La pressione di sottospinta a quota 290,00 m s.m. vale:

$$p = (314,07 - 290) \cdot 10 = 240,70 \text{ kN/m}^2$$

La pressione di sottospinta agisce su un'area di 232,11 m<sup>2</sup>.

A questa deve essere sommata la sottospinta esercitata sulla base dei muri d'ala a sbalzo.

La proiezione orizzontale vale:

$$2 \cdot 3,80 \cdot 1,60 = 12,16 \text{ m}^2$$

ed è sottoposta ad una pressione media pari a:

$$(314,07 - 297,30) \cdot 10 = 167,70 \text{ kN/m}^2$$

per cui si ha:

$$V_{\text{inst,d}} = (232,11 \cdot 240,70 + 12,16 \cdot 167,70) \cdot 1,1 = 63698,92 \text{ kN}$$

La verifica allo stato limite di sollevamento è pertanto soddisfatta.

## **6.7. VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RIBALTAMENTO E ALLO SCORRIMENTO**

Le verifiche al ribaltamento ed allo scorrimento sono eseguite come corpo rigido EQU con i coefficienti delle azioni della tabella riportata al § 6.5.1 e per il calcolo delle spinte con i coefficienti M2.

Le verifiche alla stabilità globale opera-terreno sono riportate nella Relazione Geotecnica (v. All. A.05).

### **6.7.1 IN CONDIZIONE DI ESERCIZIO**

In fase di normale esercizio si analizzano le seguenti tre condizioni limite:

#### ***livello di invaso a quota 314,07 m s.m. (massimo invaso)***

In questa condizione si ha la presenza contemporanea delle azioni dovute ai seguenti carichi:

- peso proprio della struttura
- sottospinta dell'acqua
- spinta da monte del rilevato del piazzale
- la spinta del versante sull'opera, costituito da calcari e conglomerati, risulta nulla (v. All. A.05)
- le spinte orizzontali idrostatiche di monte e del lago si equilibrano

#### ***livello di invaso a quota 313,00 m s.m. (quota di massima regolazione)***

In questa condizione si ha la presenza contemporanea delle azioni dovute ai seguenti carichi:

- peso proprio della struttura
- sottospinta dell'acqua

- spinta da monte del rilevato del piazzale con la presenza sul piazzale di un carico accidentale di 20 kN/m<sup>2</sup>
- la spinta del versante sull'opera, costituito da calcari e conglomerati, risulta nulla (v. All. A.05)
- le spinte orizzontali idrostatiche di monte e del lago si equilibrano

***condizione di vuotamento rapido***

in questa condizione si ha la presenza contemporanea delle azioni dovute ai seguenti carichi:

- peso proprio della struttura
- sottospinta dell'acqua
- spinte idrostatiche sulle pareti di monte a contatto con il versante
- spinta da monte del rilevato del piazzale
- la spinta del versante sull'opera, costituito da calcari e conglomerati, risulta nulla (v. All. A.05)

**6.7.1.1 ANALISI DELLE AZIONI**

**Peso proprio della struttura e sottospinta dell'acqua**

Volume del calcestruzzo: 3846,09 m<sup>3</sup> (vedi § 8)

Peso della struttura: 96152,25 kN

Pressione di sottospinta =  $((Q_{\text{invaso}} - 290,00) * 232,11 + 12,16 * (Q_{\text{invaso}} - 297,30)) * 10$

***Livello di massima regolazione***

Quota dell'invaso a 313,00 m s.m.

	Carichi (kN)	Coeff.	Carichi (kN)	Mom.stab. (kN*m)
Peso proprio	96.152,25	0,90	86.537,03	592.778,62
Sottospinta acqua	-55.495,27	1,10	-61.044,80	-418.156,86
Totale	40.656,98		25.492,23	174.621,76

***Livello di massimo invaso***

Quota dell'invaso a 314,07 m s.m.

	Carichi (kN)	Coeff.	Carichi (kN)	Mom.stab. (kN*m)
Peso proprio	96.152,25	0,90	86.537,03	592.778,62
Sottospinta acqua	-57.908,11	1,10	-63.698,92	-436.337,60
Totale	38.244,14		22.838,11	156.441,02

### ***Vuotamento rapido***

	Carichi (kN)	Coeff.	Carichi (kN)	Mom.stab. (kN*m)
Peso proprio	96.152,25	0,90	86.537,03	592.778,62
Sottospinta acqua	-19.149,08	1,10	-21.063,98	-144.288,28
Totale	77.003,18		65.473,04	448.490,34

### **Spinta del versante e del rilevato del piazzale**

Nell'All. A.05 di progetto si dimostra che le spinte del versante sull'opera sono nulle.

Le spinte sono dovute al rilevato del piazzale che interagisce con l'opera da quota 307,50 m s.m. a quota 316,50 m s.m.

Per il materiale del rilevato si assumono come *caratteristici* i seguenti parametri:

$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$  peso specifico terreno asciutto

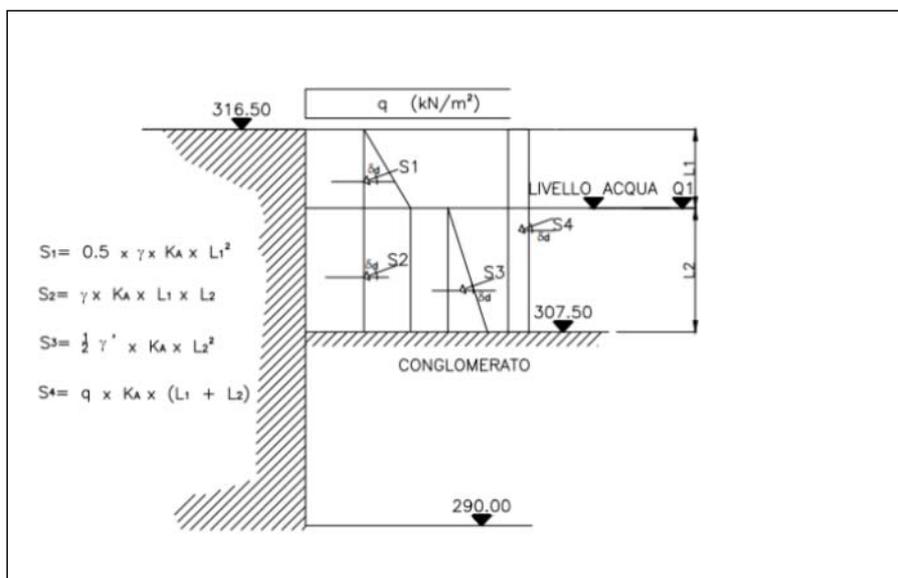
$\gamma'_d = 11 \text{ kN/m}^3$  peso specifico terreno immerso

$\phi_k = 35^\circ$  angolo di attrito

$\delta_k = 25^\circ$  angolo di attrito terra muro

Sulla base delle tabelle riportate al § 6.5.1 le spinte del terreno sono calcolate con  $\gamma_\phi = 1,25$  e  $\gamma_\gamma = 1,00$ .

Si ha:  $\phi_d = \arctan((\tan 35)/1,25) = 29,25^\circ$  Coefficiente di spinta attiva = 0,34 mentre  $\delta_d = 20^\circ$



### ***Livello di massima regolazione***

La spinta del rilevato del piazzale è calcolata con riferimento alla figura soprastante considerando:

- la larghezza della parete = 18,00 m
- carico accidentale sul rilevato pari a 20 kN/m<sup>2</sup>
- con riferimento alla figura Q1 = 313,00 m s.m. q = 20 kN/m<sup>2</sup> L1 = 3,50 m L2 = 5,50 m

	Comp. orizz. Spinta (kN)	Mom. base (kN*m)	Coeff. azioni	Spinta (kN)	Mom. base (kN*m)	Comp. vert. (kN)	Coeff. azioni	N (kN)	Mom.stab. (kN*m)
S1	634,08	15323,59	1,1	697,49	16855,95	230,66	0,9	207,59	2844,03
S2	1423,44	28824,74	1,1	1565,79	31707,22	517,81	0,9	466,03	6384,55
S3	2613,29	50523,53	1,1	2874,61	55575,88	950,63	0,9	855,57	11721,33
S4	1035,23	22775,11	1,5	1552,85	34162,66	376,59	0	0,00	0,00
Totale	5706,04	117446,97		6690,74	138301,71	2075,69		1529,19	20949,90

### ***Livello di massima piena millenaria***

La spinta del rilevato del piazzale è calcolata con riferimento alla figura precedente considerando:

- la larghezza della parete = 18,00 m
- carico accidentale sul rilevato pari a 0,00 kN/m<sup>2</sup>
- con riferimento alla figura Q1 = 314,07 m s.m. q = 0,0 kN/m<sup>2</sup> L1 = 2,50 m L2 = 6,50 m

	Comp. Orizz. Spinta (kN)	Mom base (kN*m)	Coeff. azioni	Spinta (kN)	Mom.rib. (kN*m)	Comp. vert. (kN)	Coeff. azioni	N (kN)	Mom.stab. (kN*m)
S1	323,49	8033,31	1,10	355,84	8836,65	117,68	0,90	105,91	1450,94
S2	1682,25	34906,73	1,10	1850,48	38397,40	611,95	0,90	550,76	7545,38
S3	4119,27	81012,29	1,10	4531,20	89113,52	1498,47	0,90	1348,62	18476,08
S4	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00
Totale	6125,01	123952,33		6737,51	136347,57	2228,09		2005,28	27472,40

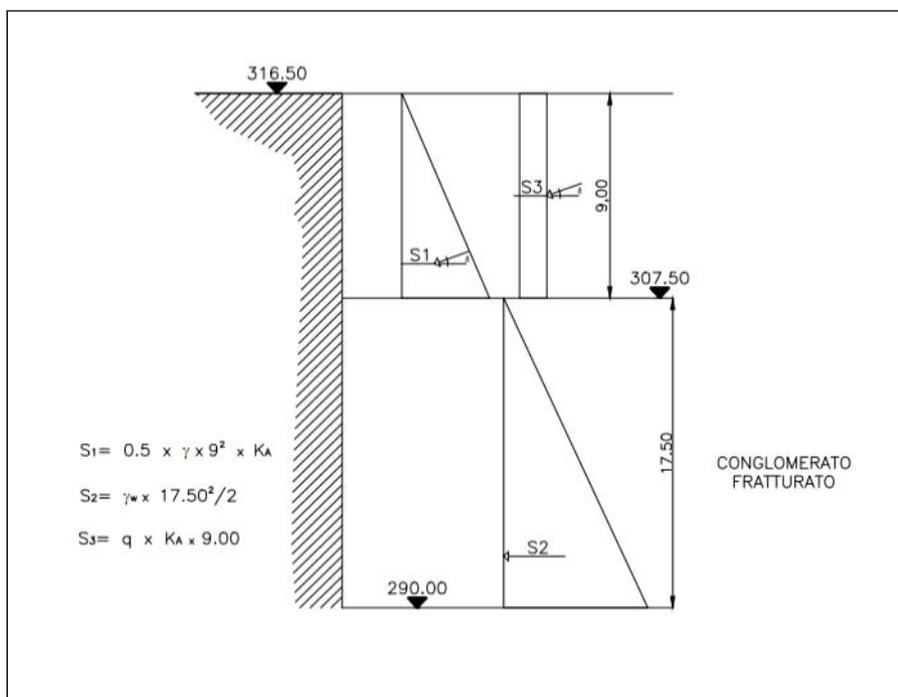
### ***Caso di vuotamento rapido***

Per il calcolo delle pressioni del versante sull'opera considerando che:

- il vuotamento fino a 290,00 m s.m. avviene in circa 22 ore;
- il rilevato è formato da materiale drenante;
- in corrispondenza delle pareti è stato previsto materiale drenante e una rete di drenaggi;

le pressioni del terreno ed idrostatiche sono calcolate:

- con la presenza dell'acqua solo nel conglomerato e cioè mediamente fino a quota 307,50 m s.m.
- riducendo del 50% le pressioni dell'acqua del conglomerato.



Nella figura S1: spinta del rilevato, S3: spinta del carico accidentale q, S2: spinta dell'acqua nel conglomerato.

Considerando che la larghezza della spinta è pari a 18,00 m si ha:

	Comp. orizz. Spinta (kN)	Mom base (kN*m)	Coeff. azioni	Spinta (kN)	Mom.rib. (kN*m)	Comp. vert. (kN)	Coeff. azioni	N (KN)	Mom.stab. (kN*m)
S1	4192,69	85950,14	1,10	4611,96	94545,15	1525,17	0,90	1372,66	18805,40
S2	13781,25	80390,63	1,10	15159,38	88429,69	0,00	0,90	0,00	0,00
S3	1035,23	22775,11	1,50	1552,85	34162,66	376,59	0,00	0,00	0,00
Totale	19009,17	189115,87		21324,18	217137,50	1901,76		1372,66	18805,40

### 6.7.1.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO ED AL RIBALTAMENTO

Nella tabella si riportano la somma dei carichi verticali, delle spinte e dei Momenti stabilizzanti e ribaltanti allo stato limite ultimo calcolati utilizzando i coefficienti dell'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2).

**Tabella riassuntiva**

	Carichi verticali (kN)	Carichi orizz. (kN)	Mom. stab. (kN*m)	Mom. ribaltante (kN*m)
Massimo invasato	40.472,23	6.125,01	177.390,92	136.347,57
Massima regolazione	42.186,17	6.690,74	195.571,66	154.588,58
Vuotamento rapido	78.375,83	21.992,05	467.295,74	217.137,50

Dai risultati ottenuti si ha che  $M_{rd} > M_{sd}$  e quindi la verifica al ribaltamento risulta sempre soddisfatta.

La verifica allo scorrimento è soddisfatta se risulta:

$$\text{Carico verticale} * \tan(\arctan((\tan(\varphi_k))/\gamma_r)) > \text{Carico Orizzontale}$$

Dove  $\varphi_k$  è l'angolo di attrito del terreno, trattandosi di conglomerato "sano" risulta  $\varphi_k = 35,3^\circ$  (v. All. A.03). Per  $\gamma_r$  si assume 1,00 (vedi tabella N.T.C. sopra richiamate).

A favore della sicurezza si considera la coesione nulla.

Ne risulta quindi la seguente relazione "Carico verticale \*  $\tan(\arctan((\tan(\varphi))/\gamma_r)) = N * 0,70 > \text{Carico Orizzontale}$ "

In tutti i casi sopra riportati questa relazione è verificata.

### 6.7.2 IN CONDIZIONE DI SISMA

Ai fini della verifica a corpo rigido allo scorrimento ed al ribaltamento la condizione peggiore si ha con sisma agente da monte verso valle in direzione ortogonale all'asse longitudinale dell'opera e con livello del lago alla quota di massima regolazione  $q = 313,00$  m s.m.

Con questa condizione si ha la presenza contemporanea delle azioni dovute ai seguenti carichi:

- peso proprio della struttura
- sottospinte dell'acqua
- spinta del terreno del rilevato
- incremento di spinta del terreno per effetto del sisma
- azioni inerziali orizzontali dovute alla massa della struttura
- azioni inerziali verticali dovute alla massa della struttura
- incremento di spinta dovuto al sisma agente da monte verso valle dell'acqua contenuta nel rilevato del piazzale. Il conglomerato in loco, in base alle N.T.C., viene considerato dinamicamente impermeabile.

Con riferimento al capitolo 7.11.6.2. delle N.T.C., le azioni inerziali dovute alla massa dell'opera ed al cuneo di spinta attiva del terreno si calcola con il metodo pseudostatico con riduzione dell'accelerazione massima  $a_{max} = S * a_g$  tramite il coefficiente  $\beta = 0,348$ .

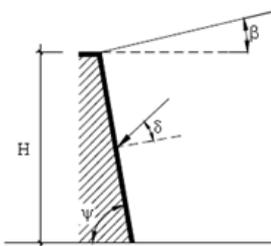
Per il calcolo delle spinte del terreno si utilizza il metodo di Mononobe e Okabe riportato nella seguente figura.

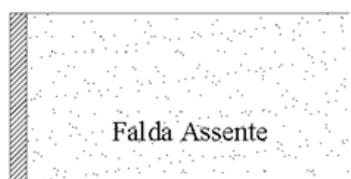
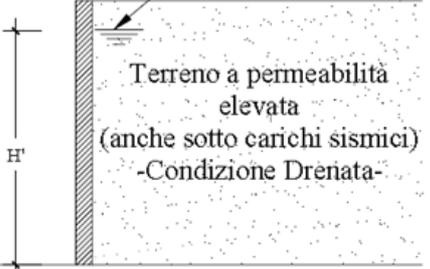
Spinta:  $E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$

Coefficiente di spinta attiva (statico+dinamico):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per  $\beta \leq \phi'_d - \theta$



 <p>Falda Assente</p>	$\gamma^* = \gamma$ $\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$
 <p>pelo libero falda</p> <p>Terreno a permeabilità elevata (anche sotto carichi sismici) -Condizione Drenata-</p>	$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$ $\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$ <p>(Steedman &amp; Zeng, 1990)</p> $E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2$

### 6.7.2.1 ANALISI DELLE AZIONI

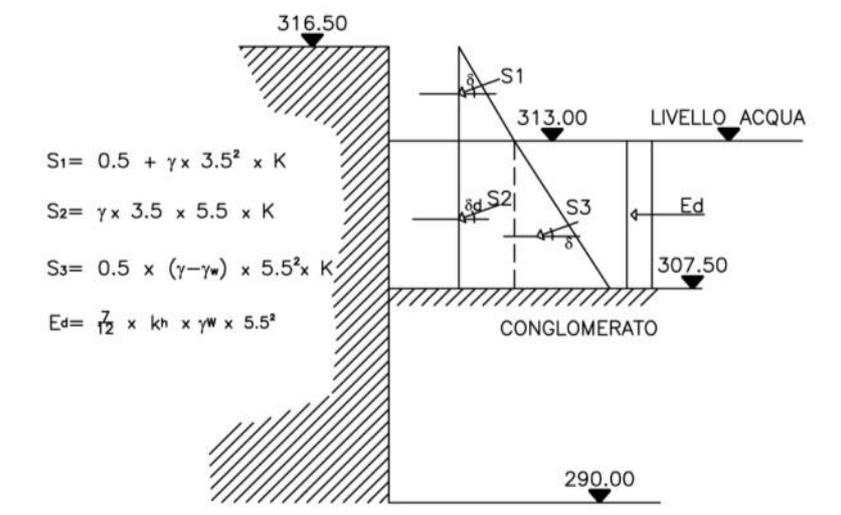
#### Peso proprio della struttura e sottospinta dell'acqua

Si riporta il calcolo delle forze orizzontali e dei momenti ribaltanti dovuti ai pesi propri della struttura

Quota	Distanza verticale	Volume calcestruzzo	Carichi Orizzontali	Momento alla base
m s.m.	m	m <sup>3</sup>	kN	kN*m
316,50	0,00	0,00	0,00	0,00
313,00	3,50	319,27	1293,06	29740,36
312,00	1,00	91,22	369,45	8127,80
312,00	0,00	0,00	0,00	0,00
311,00	1,00	104,10	421,62	8853,94
309,00	2,00	231,68	938,29	17827,47
309,00	0,00	0,00	0,00	0,00
303,00	6,00	547,33	2216,67	28816,75
303,00	0,00	0,00	0,00	0,00
302,00	1,00	20,59	83,39	1000,67

Quota	Distanza verticale	Volume calcestruzzo	Carichi Orizzontali	Momento alla base
m s.m.	m	m3	kN	kN*m
302,00	0,00	0,00	0,00	0,00
301,00	1,00	162,52	658,22	7240,39
300,00	1,00	179,29	726,14	7261,40
299,00	1,00	193,04	781,82	7036,39
298,00	1,00	203,35	823,56	6588,44
297,00	1,00	210,64	853,09	5971,66
296,00	1,00	218,04	883,07	5298,45
295,00	1,00	225,78	914,42	4572,12
294,00	1,00	228,73	926,36	3705,45
293,00	1,00	227,76	922,43	2767,30
292,00	1,00	228,10	923,81	1847,63
291,00	1,00	226,38	916,84	916,84
290,00	1,00	228,25	924,42	0,00
Totale			15576,68	147573,07

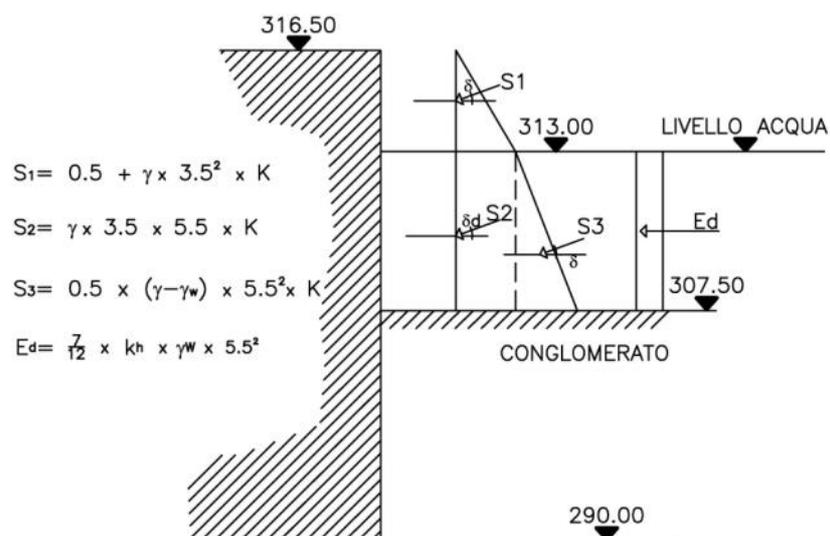
**Spinte del terreno con sisma verso il basso**



Con riferimento alla figura risulta la seguente tabella:

	Coeff. delle azioni	Comp. orizz. (kN)	Comp. vert. (kN)	Mom. rib. (kN*m)	Mom. stab. (kN*m)
S1h	1	919,49		23293,73	
S1v	1		334,67		4584,94
S2h	1	1838,98		37239,32	
S2v	1		1055,26		14457,01069
S3h	1	2187,62		46304,59	
S3v	1		796,23		10908,32269
Ed	1	497,40		10072,37	
Totale		4524,00	2186,15	93616,27	29950,27

**Spinte del terreno con sisma verso l'alto**



Con riferimento alla figura risulta la seguente tabella.

	Coeff. delle azioni	Comp. orizz. (kN)	Comp. vert. (kN)	Mom. rib. (kN*m)	Mom. stab. (kN*m)
S1h	1	745,23		18879,18	
S1v	1		271,24		3716,01
S2h	1	2342,15		47428,61	
S2v	1		852,47		11678,90
S3h	1	1716,09		36323,94	
S3v	1		624,61		8557,11
Ed	1	497,40		10072,37	
Totale		4555,65	1748,32	93824,92	23952,02

### 6.7.2.2 VERIFICA AL RIBALTAMENTO ED ALLO SCORRIMENTO

Si riportano i risultati delle azioni calcolate nei paragrafi precedenti.

*-per sisma verso il basso  $K_v > 0$*

	Coeff.	Forze vert. (kN)	Forze orizz. (KN)	Mom. stab. (kN*m)	Mom. rib. (kN*m)
Peso proprio	1	96152,25		658642,91	
Sottospinta acqua	1	-55495,27			380142,60
	Coeff.	Forze vert. (kN)	Forze orizz. (KN)	Mom. stab. (kN*m)	Mom. rib. (kN*m)
Sisma Orizzontale Strutt.	1		15057,44		142653,97
Sisma Verticale Strutt.	1	7528,72		51571,74	
Spinta del terreno	1	2186,15	4524,00	29950,27	93616,27
Risultante		50371,85	19581,44	740164,92	616412,84

*-per sisma verso l'alto  $K_v < 0$*

	Coeff.	Forze vert. (kN)	Forze orizz. (kN)	Mom. stab. (kN*m)	Mom. rib. (kN*m)
Peso proprio	1	96152,25		658642,91	
Sottospinta acqua	1	-55495,27			380142,60
Sisma Orizzontale Strutt.	1		15057,44		142653,97
Sisma Verticale Strutt.	1	-7528,72			51571,74
Spinta del terreno	1	1748,32	4555,65	23952,02	93824,92
Risultante		34876,58	19613,09	682594,93	668193,23

Dai risultati ottenuti si ha che  $M_{rd} > M_{sd}$  e quindi la verifica al ribaltamento risulta sempre soddisfatta.

La verifica allo scorrimento risulta soddisfatta se risulta:

$$\text{Carico verticale} * \tan(\arctan((\tan(\varphi))/\gamma_r)) > \text{Carico Orizzontale}$$

Dove  $\varphi$  è l'angolo di attrito del terreno che dall'All. A.03 di progetto risulta  $35,3^\circ$ , mentre  $\gamma_r$  è 1,00.

A favore della sicurezza si considera la coesione nulla.

$$\text{Carico verticale} * \tan(\arctan((\tan(\varphi))/\gamma_r)) = N * 0,70 > \text{Carico Orizzontale}$$

In tutti i casi sopra riportati questa relazione risulta verificata.

## 6.8. VERIFICA EQU ALLO SLE CONDIZIONE SISMICA SLD

Si verifica l'equilibrio dell'opera in condizione sismica allo SLD.

Con riferimento al capitolo 7.11.6.2. delle N.C.T. le azioni inerziali dovute alla massa dell'opera ed al cuneo di spinta attiva del terreno si calcola con il metodo pseudostatico associando le masse all'accelerazione  $a_{max} = \beta \cdot S \cdot a_g$  dove si assume  $\beta = 1$ .

Essendo  $S = 1,05$  e  $a_g = 0,171$  ne deriva  $k_h = 0,179$  e  $k_v = 0,089$ .

I risultati dei calcoli effettuati con il metodo di Mononobe e Okabe sono sintetizzati nelle tabelle seguenti.

### 6.8.1 ANALISI DELLE AZIONI

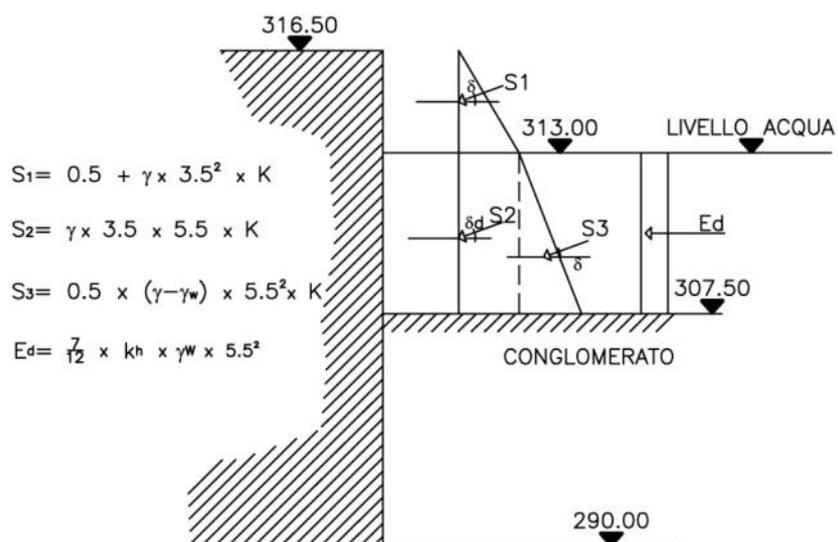
#### Peso proprio della struttura e sottospinta dell'acqua

Si riporta il calcolo delle forze orizzontali e dei momenti ribaltanti dovuti ai pesi propri della struttura

Quota	Distanza verticale	Volume calcestruzzo	Carichi Orizzontali	Momento alla base
m s.m.	m	m3	kN	kN*m
316,50	0,00	0,00	0,00	0,00
313,00	3,50	319,27	1428,75	32861,26
312,00	1,00	91,22	408,21	8980,72
312,00	0,00	0,00	0,00	0,00
311,00	1,00	104,10	465,86	9783,06
309,00	2,00	231,68	1036,75	19698,25
309,00	0,00	0,00	0,00	0,00
303,00	6,00	547,33	2449,29	31840,72
303,00	0,00	0,00	0,00	0,00
302,00	1,00	20,59	92,14	1105,68
302,00	0,00	0,00	0,00	0,00
301,00	1,00	162,52	727,29	8000,18
300,00	1,00	179,29	802,34	8023,40
299,00	1,00	193,04	863,86	7774,78
298,00	1,00	203,35	909,98	7279,82
297,00	1,00	210,64	942,62	6598,32
296,00	1,00	218,04	975,74	5854,46
295,00	1,00	225,78	1010,38	5051,92
294,00	1,00	228,73	1023,57	4094,29
293,00	1,00	227,76	1019,23	3057,70
292,00	1,00	228,10	1020,76	2041,51
291,00	1,00	226,38	1013,06	1013,06

Quota	Distanza verticale	Volume calcestruzzo	Carichi Orizzontali	Momento alla base
290,00	1,00	228,25	1021,43	0,00
Totale			17211,27	163059,13

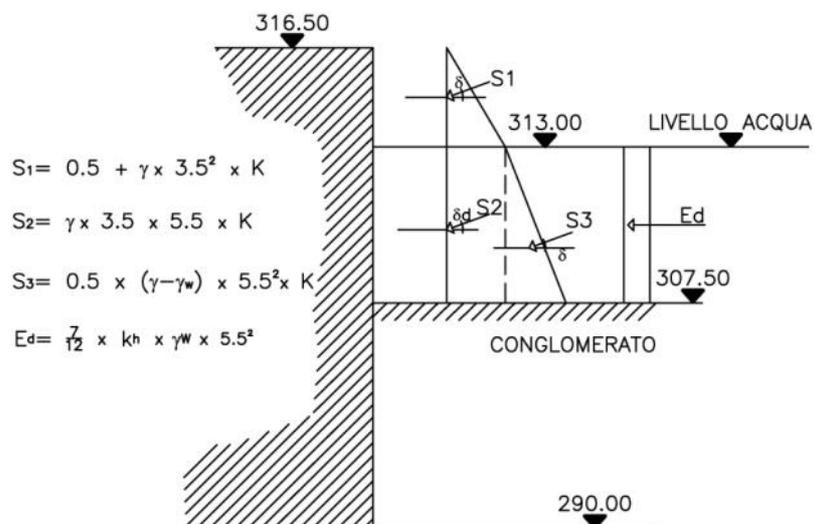
Spinte del terreno con sisma verso il basso



Con riferimento alla figura risulta la seguente tabella

	Coeff. delle azioni	Comp. orizz. (kN)	Comp. vert. (kN)	Mom rib. (kN*m)	Mom. stab. (kN*m)
S1h	1	985,18		24957,83	
S1v	1		358,58		4912,48
S2h	1	1970,35		39899,68	
S2v	1		1385,47		18981
S3h	1	287,22		6079,45	
S3v	1		104,54		1432,183
Ed	1	568,55		11513,11	
Totale		2826,12	1848,59	57492,25	25325,67

### Spinte del terreno con sisma verso l'alto



Con riferimento alla figura risulta la seguente tabella.

	Coeff. delle azioni	Comp. Orizz. (kN)	Comp. Vert. (kN)	Mom. rib. (kN*m)	Mom. stab. (kN*m)
S1h	1	767,01		19430,88	
S1v	1		279,17		3824,61
S2h	1	2410,60		48814,62	
S2v	1		877,39		12020,19
S3h	1	178,82		3784,97	
S3v	1		65,08		891,65
Ed	1	568,55		11513,11	
Totale		3157,96	1221,64	64112,70	16736,45

### 6.8.2 VERIFICA AL RIBALTAMENTO ED ALLO SCORRIMENTO

Si riportano i risultati delle azioni calcolate nei paragrafi precedenti.

*-per sisma verso il basso  $K_v > 0$*

	Coeff.	Forze vert. (kN)	Forze orizz. (kN)	Mom. stab. (kN*m)	Mom. rib. (kN*m)
Peso proprio	1	96152,25		658642,91	
Sottospinta acqua	1	55495,27			380142,60
Sisma Orizzontale Strutt.	1		17211,25		163059,13
Sisma Verticale Strutt.	1	8605,63		58948,54	
Spinta del terreno	1	1848,59	2826,12	25325,67	57492,25
Risultante		51111,20	20037,37	742917,12	600693,98

-per sisma verso l'alto  $K_v < 0$

	Coeff.	Forze Vert. (kN)	Forze Orizz. (kN)	Mom. stab. (kN*m)	Mom. rib. (kN*m)
Peso proprio	1	96152,25		658642,91	
Sottospinta acqua	1	55495,27			380142,60
Sisma Orizzontale Strutt.	1		17211,25		163059,13
Sisma Verticale Strutt.	1	-8605,63			58948,54
Spinta del terreno	1	1221,64	3157,96	16736,45	64112,70
Risultante		33272,99	20369,22	675379,36	666262,97

Dai risultati ottenuti si ha che  $M_{rd} > M_{sd}$  e quindi la verifica al ribaltamento risulta sempre soddisfatta.

La verifica allo scorrimento è soddisfatta se risulta:

$$\text{Carico verticale} * \tan(\arctan((\tan(\varphi))/\gamma_r)) > \text{Carico Orizzontale}$$

dove  $\varphi$  è l'angolo di attrito del terreno che dall'All. A.03 di progetto risulta  $35,3^\circ$ , mentre  $\gamma_r$  è 1,00.

A favore della sicurezza si considera la coesione nulla.

$$\text{Carico verticale} * \tan(\arctan((\tan(\varphi))/\gamma_r)) = N * 0,70 > \text{Carico Orizzontale}$$

In tutti i casi sopra riportati questa relazione risulta verificata.

## 6.9. STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO

Le verifiche della stabilità globale del complesso opera-terreno sono riportate nell'All. A.05 di progetto.

Per questa verifica sono state esaminate le seguenti fasi:

- **fase di scavo** per la quale, in accordo con le N.T.C., trattandosi di situazione transitoria di breve durata, non si considera l'azione del sisma;
- **fase di esercizio**  
Tra le possibili situazioni di carico quella più gravosa, per la stabilità del complesso opera-terreno, è quella che si realizza in fase di vuotamento rapido con la quota del lago a 290,00 m s.m. con i terreni di monte non ancora drenati.  
In questa fase le tensioni che l'opera scarica sul terreno alla base della fondazione sono dovute al peso proprio ed alle spinte del rilevato del piazzale.
- **in condizioni di sisma**  
Ai fini della verifica allo SLU della stabilità del complesso opera-terreno in presenza di sisma si considerano le due possibili condizioni estreme:
  - invaso completamente vuoto
  - In questa fase le tensioni che l'opera scarica sul terreno alla base della

fondazione sono dovute al peso proprio, alle spinte del rilevato del piazzale ed alle conseguenti azioni sismiche.

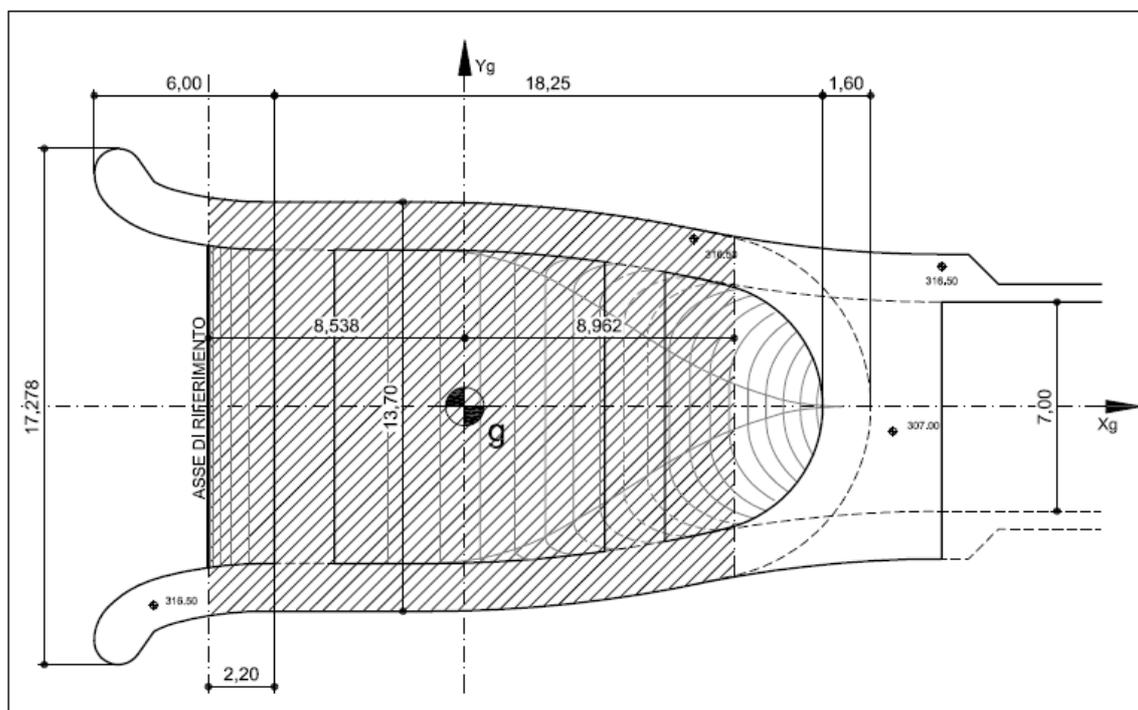
- invaso a quota 313,00 m s.m. (massima regolazione)
- In questa fase le tensioni che l'opera scarica sul terreno alla base della fondazione sono dovute al peso proprio, depurato della sottospinta idraulica, alle spinte del rilevato del piazzale ed alle conseguenti azioni sismiche calcolate tenendo conto delle sovrappressioni che si hanno per effetto del sisma.

In questo capitolo per le varie condizioni si calcolano le tensioni alla base della fondazione.

Questi valori vengono utilizzati per la verifica della stabilità del versante riportata nell'All. A.05 di progetto.

### 6.9.1 GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

La pianta delle fondazioni ha la geometria indicata in figura.



Risulta:

- Area = 232,11 m<sup>2</sup>
- Posizione del baricentro rispetto all'asse di riferimento x = 8,538 m.
- I<sub>x-x</sub> = 3,424 m<sup>4</sup> momento d'inerzia rispetto all'asse baricentrico x-x
- I<sub>y-y</sub> = 5,813 m<sup>4</sup> momento d'inerzia rispetto all'asse baricentrico y-y
- W<sub>x-x medio</sub> = 3,423/6,85 = 499 m<sup>3</sup>
- W<sub>y-y min</sub> = 5,813/(17,50-8,538) = 648 m<sup>3</sup>
- W<sub>y-y max</sub> = 5,813 3/8,538 = 680 m<sup>3</sup>

## 6.9.2 ANALISI DELLE AZIONI

### Peso proprio della struttura

Nella tabella che segue si riporta l'analisi del peso proprio ed il calcolo della posizione del baricentro.

Quota	Bar. Area	Volume calc.	Baricentro Volume	Mom. statici
m s.m.	m	m <sup>3</sup>	m	m <sup>4</sup>
316,50	7,54	0,00	0,00	0,00
313,00	7,54	319,27	9,74	3109,73
312,00	7,54	91,22	9,74	888,49
312,00	7,54	0,00	9,74	0,00
311,00	7,54	104,10	9,74	1013,96
309,00	7,54	231,68	9,74	2256,52
309,00	7,54	0,00	9,74	0,00
303,00	7,54	547,33	9,74	5330,96
303,00	7,54	0,00	9,74	0,00
302,00	4,84	20,59	8,39	172,75
302,00	4,84	0,00	7,04	0,00
301,00	4,77	162,52	7,01	1138,47
300,00	4,87	179,29	7,02	1258,64
299,00	5,14	193,04	7,21	1390,87
298,00	5,63	203,35	7,59	1542,39
297,00	6,12	210,64	8,08	1700,92
296,00	6,57	218,04	8,55	1863,18
295,00	6,96	225,78	8,97	2024,15
294,00	7,26	228,73	9,31	2129,49
293,00	7,55	227,76	9,61	2187,65
292,00	7,83	228,10	9,89	2255,93
291,00	8,11	226,38	10,17	2302,30
290,00	8,39	228,25	10,45	2385,24

- Volume totale 3846,09 m<sup>3</sup>
- Momenti statici rispetto all'asse di riferimento 34951,65 m<sup>4</sup>
- Applicazione del carico rispetto all'asse di riferimento  $x = 9,09$  m

### Spinte del rilevato e sottospinte idrauliche

Per la definizione del valore di queste azioni si rimanda ai capitoli precedenti.

### 6.9.3 CALCOLO DELLE TENSIONI ALLA BASE DELLA FONDAZIONE

#### 6.9.3.1 FASE DI ESERCIZIO

Come premesso si considera la fase di vuotamento rapido e quota dell'invaso a 290,00 m s.m.

Le azioni presenti sono:

##### *-peso proprio*

$N = 3846,09 \cdot 25 = 96152,25 \text{ kN}$   $e_y = 9,09 - 8,538 = 0,552 \text{ m}$  (eccentricità rispetto al baricentro)

##### *-Spinta del rilevato del piazzale e dell'acqua contenuta nel rilevato ipotizzato non ancora drenato*

Le sollecitazioni in fondazione sono riportate nella tabella al § 6.7.1.1.

Considerando  $\gamma_G = 1$ , rispetto al baricentro si ha:

$$M_{x-x} = (189115,87 - 1901,76 \cdot 6,85) = 176088,81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = 1901,76 \text{ kN}$$

In fondazione si ha quindi

$$N = 96152,25 + 1901,76 = 98054,01 \text{ kN}$$

$$M_{x-x} = 176088,81 \quad M_{y-y} = 96152,25 \cdot 0,552 = 53076,04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{tmax} = 98054,01 / 232,11 + 176088,81 / 499 = 775 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{tmin} = 98054,01 / 232,11 - 176088,81 / 499 = 69,56 \text{ kN/m}^2$$

#### 6.9.3.2 CON SISMA ED INVASO VUOTO

##### *-sisma verticale verso il basso*

	Coeff.	Forze vert. (kN)	Forze orizz. (kN)	M x-x (kN*m)
Peso proprio	1	96152,25		0,00
Sisma Orizzontale Strutt.	1		15057,44	142653,97
Sisma Verticale Strutt.	1	7528,72		0,00
Sisma Verticale terreno	1	4872,94		-33379,67
Spinta orizz. terreno	1		5075,20	128571,66
Risultante		108553,92	20132,64	237845,96

Ai fini della definizione delle tensioni da utilizzare per la verifica della stabilità del versante si considera la sezione in corrispondenza dell'asse baricentrico per la quale risulta:

$$\sigma_{tmax} = 108553,92 / 232,11 + 237845,96 / 499 = 944 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{tmin} = 108553,92 / 232,11 - 237845,96 / 499 = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

*-sisma verticale verso l'alto*

	Coeff.	Forze vert. (kN)	Forze orizz. (kN)	M x-x (kN*m)
Peso proprio	1	96152,25		0,00
Sisma Orizzontale Strutt.	1		15057,44	142653,97
Sisma Verticale Strutt.	1	-7528,72		0,00
Sisma Verticale terreno	1	1793,52		-12285,59
Spinta orizz. terreno	1		4927,65	124833,75
Risultante		90417,05	19985,09	255202,13

Ai fini della definizione delle tensioni da utilizzare per la verifica della stabilità del versante si considera la sezione in corrispondenza dell'asse baricentrico per la quale risulta:

$$e_y = 255202,13/90417,05 = 2,82 \text{ m} \quad h = (6,85-2,82) * 3 = 12,09 \text{ m}$$

$$\sigma_t = 2 * 90417,05 / (12,09 * 17,50) = 854 \text{ kN/m}^2$$

## **6.10. VERIFICA ALLO SLU DI RESISTENZA DELLA STRUTTURA**

Nel presente paragrafo si verificano allo SLU le pareti e le travi di contrasto posizionate a 316,50 m s.m. sottoposte alle varie combinazioni di carico.

Il calcolo delle sollecitazioni è eseguito mediante il codice di calcolo ad elementi finiti "Supersap" della Algor.

I risultati sono stati controllati mediante il confronto con schemi di calcolo semplificati risolvibili "manualmente".

La verifica delle strutture allo SLU è stato effettuato secondo l'Approccio 1 Combinazione 1 (A1+M1+R1) con i coefficienti  $\gamma_F$   $\gamma_M$   $\gamma_R$  indicati nel § 6.5.1.

Le azioni dei terreni e le spinte idrostatiche sono state equiparate ai carichi permanenti.

### **6.10.1 MODELLO DI CALCOLO**

La struttura è stata modellata con elementi finiti tipo "plate/shell" ai quali è stato assegnato lo spessore effettivo delle pareti. Le travi di contrasto poste a quota 316,50 m s.m. sono state schematizzate con elementi tipo "beam".

La geometria del modello è impostata considerando il piano medio delle pareti.

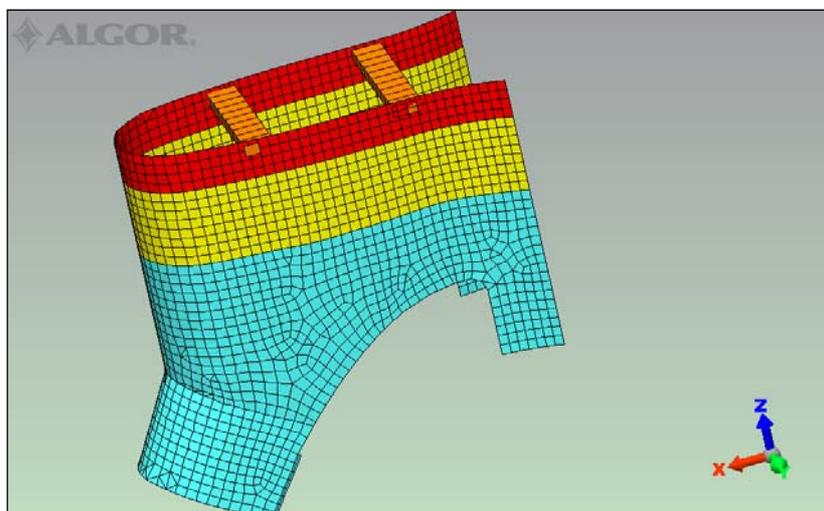
Viste le caratteristiche dei terreni di fondazione e le dimensioni del blocco di fondazione, i nodi alla base delle pareti sono stati considerati vincolati sia alla traslazione che alla rotazione nelle tre direzioni.

Nella relazione geotecnica allegata al progetto si dimostra che le spinte del versante sono nulle e, tenuto conto che tra l'opera e la parete del versante viene interposto un materiale drenante, nei calcoli si ipotizza che l'opera sia completamente staccata dal

versante; ipotesi che per tutte le varie combinazioni di carico risulta a favore della sicurezza.

L'analisi è stata eseguita in campo elastico con materiale omogeneo ed isotropo con modulo elastico di 37.000 N/mm<sup>2</sup> e modulo di Poisson di 0,2.

Nella figura sottostante si riporta la "mesh" utilizzata.



#### 6.10.2 CARICHI CARATTERISTICI

I carichi caratteristici che interessano l'opera sono:

**-Carico 1 Peso proprio della struttura**

Si ottiene moltiplicando i volumi per il peso specifico  $\gamma_k = 25 \text{ kN/m}^3$

**-Carico 2 Spinta idrostatica del lago**

considerando nella verifica di normale esercizio la quota di massimo invaso a 314,07 m s.m.

**-Carico 3 Spinta del rilevato del piazzale**

Per il calcolo delle spinte del rilevato dal piazzale si considera la quota di massimo invaso a 314,07 m s.m.

Per il materiale del rilevato si assumono come *caratteristici* i seguenti parametri:

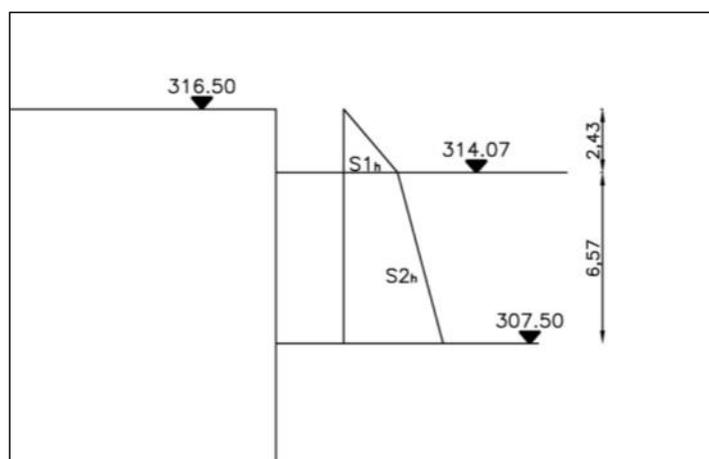
$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$  peso specifico terreno asciutto

$\gamma'_{d} = 11 \text{ kN/m}^3$  peso specifico terreno immerso

$\varphi_k = 35^\circ$  angolo di attrito

$\delta_k = 25^\circ$  angolo di attrito terra-muro

Sulla base delle tabelle riportate al § 6.5.1 le spinte del terreno sono calcolate con  $\gamma_{\varphi} = 1,00$ .



Con riferimento alla figura sopra riportata si ha

$$K_a = 0,27$$

$$S_{1h} = 18 \cdot 0,27 \cdot \cos(25) \cdot 2,43 = 10,70 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{2h} = 18 \cdot 0,27 \cdot \cos(25) \cdot 2,43 + 11 \cdot 0,27 \cdot \cos(25) \cdot 6,57 = 28,38 \text{ kN/m}^2$$

Non si considera la spinta idrostatica in quanto già conglobata nel "Carico 2 Spinta idrostatica del lago".

**-Carico 4 Spinta del rilevato del piazzale per il carico accidentale sul piazzale**

Il carico accidentale sul rilevato è 20 kN/m<sup>2</sup>.

Con le caratteristiche del terreno sopra riportate si ha:

$$S_h = 20 \cdot 0,27 \cdot \cos(25) = 4,89 \text{ kN/m}^2$$

**-Carico 5 Azioni inerziali dovute alle masse della struttura**

Le azioni inerziali dovute alle masse della struttura, che si sviluppano durante il sisma, sono calcolate mediante l'analisi dinamica modale combinando gli effetti di ciascun modo di vibrare dei primi cinque modi con la radice quadrata della somma dei quadrati degli effetti relativi a ciascun modo.

La massa partecipante totale dei primi cinque modi è superiore all'85% della massa totale della struttura.

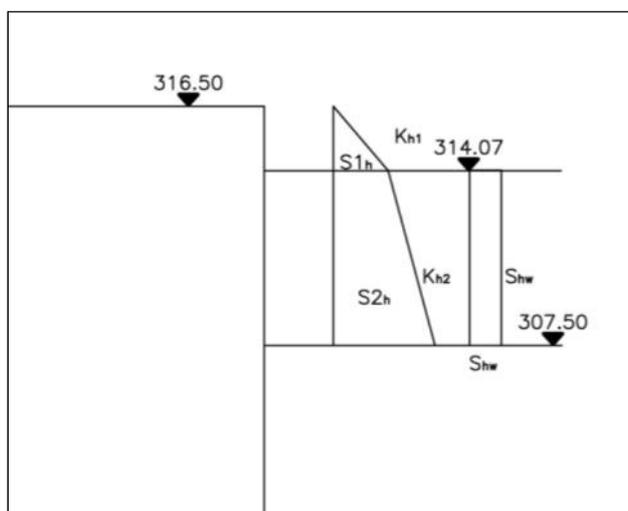
La risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto si ottiene combinando le sollecitazioni nelle tre direzioni con l'espressione:  $0,3 \cdot E_x + 1,00 \cdot E_y + 0,3 \cdot E_z$

Mediante un'analisi delle possibili combinazioni delle tre direzioni si è verificato che, al fine del dimensionamento delle armature delle pareti, gli effetti più sfavorevoli si ottengono con il sisma in direzione della corrente e sussultorio.

Con riferimento agli assi della mesh sopra riportata la combinazione degli effetti diventa:  $E_{max} = -0,3 \cdot E_x + 1,00 \cdot E_y + 0,3 \cdot E_z$

### -Carico 6 Spinte dei terreni e dell'acqua durante il sisma

Le spinte del rilevato e dell'acqua durante il sisma sono calcolate con il metodo di Mononobe e Okabe riportato al § 6.7.2.



Facendo riferimento alla figura sopra riportata si ha :

Strato asciutto coefficiente di spinta orizzontale  $K_{h1} = 0,308$

Strato con acqua  $K_{h2} = 0,474$

Pertanto:

$$S_{1h} = 18 \cdot 0,308 \cdot 2,43 = 13,47 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{2h} = 13,47 + 18 \cdot 6,57 \cdot 0,474 = 69,52 \text{ kN/m}^2$$

$$E_w = 7/12 \cdot 10 \cdot 0,179 \cdot 6,57 = 0,686 \text{ kN/m}^2 \text{ dove } K_h = 0,179 \text{ (vedi § 6.7.2)}$$

### -Carico 7 Coazioni dovute a variazioni termiche ed al ritiro

Come condizione di carico elementare da combinare con le altre azioni si considera una variazione termica *"unitaria"* di +10° C (nelle combinazioni di carico le sollecitazioni ricavate verranno moltiplicate per ottenere le sollecitazioni dovute alla coazione termica ( $\pm 15$  °C) e al ritiro (-7,5 °C)).

#### 6.10.3 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

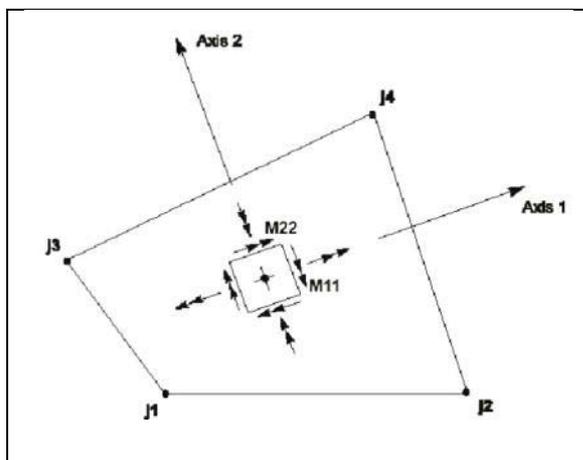
Per i singoli carichi caratteristici sopra richiamati si riportano i diagrammi delle sollecitazioni nelle pareti e nelle travi di contrasto poste alla sommità dell'opera.

Per una corretta interpretazione dei diagrammi delle sollecitazioni di seguito riportati si evidenzia che:

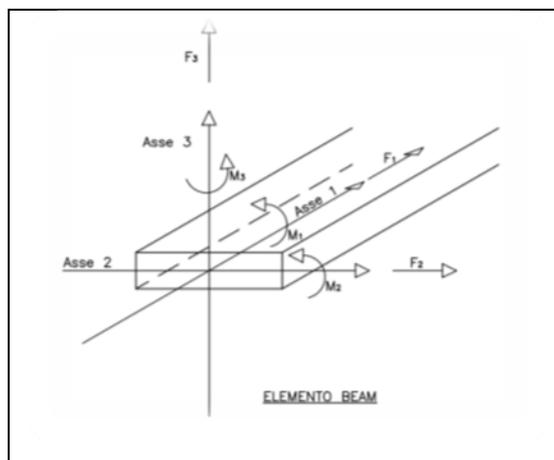
- le pareti sono schematizzate con elementi finiti tipo "shell" che hanno l'asse locale 3 sempre orientato verso l'interno; nelle pareti verticali l'asse locale 1 è orizzontale mentre l'asse locale 2 è verticale; nelle pareti "ad arco" dell'imbocco l'asse 2 è parallelo alle generatrici mentre l'asse 1 è ortogonale alla generatrice ed è tangente alla superficie della volta;

- le due travi di contrasto sono schematizzate con elementi finiti "beam" che hanno l'asse locale 1 coincidente con l'asse della trave, l'asse locale 2 è verticale e l'asse 3 è orizzontale.

Nelle figure che seguono si riporta, sia per gli elementi beam che per gli elementi shell, il sistema di riferimento associato alle sollecitazioni.



elemento shell



elemento beam

Con riferimento alle figure sopra riportate si evidenzia che nelle pareti le sollecitazioni  $m_{1-1}$  ed  $n_{2-2}$  determinano le armature orizzontali mentre le sollecitazioni  $m_{2-2}$  ed  $n_{1-1}$  dimensionano le armature verticali.

Per quanto riguarda le azioni assiali si riportano i diagrammi solo per le condizioni di peso proprio, coazioni termiche e ritiro. Solo in queste condizioni di carico elementare le sollecitazioni  $n_{1-1}$  e/o  $n_{2-2}$  assumono valori significativi.

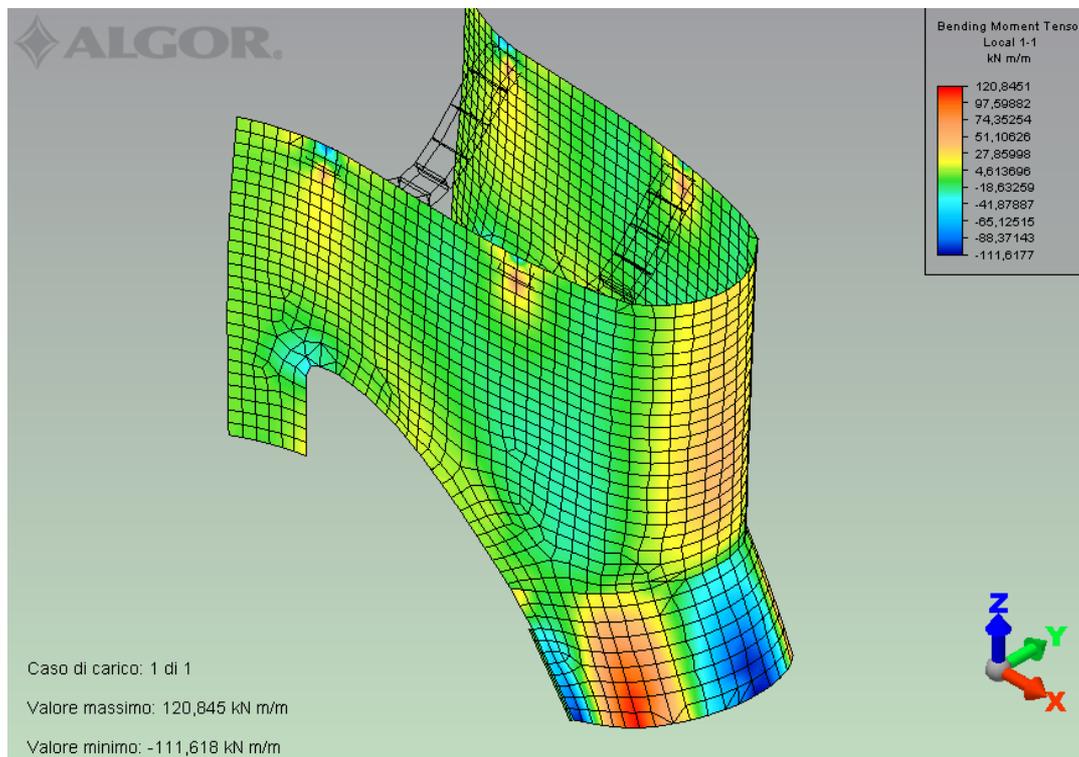
Nelle travi con le sollecitazioni  $M_2$ ,  $M_3$  e  $F_1$  si verificano le dimensioni della trave a pressoflessione mentre con la sollecitazione  $F_3$  si verifica la sezione della trave al taglio.

La sollecitazione  $M_3$ , per tutte le condizioni di carico esaminate, non assume valori significativi.

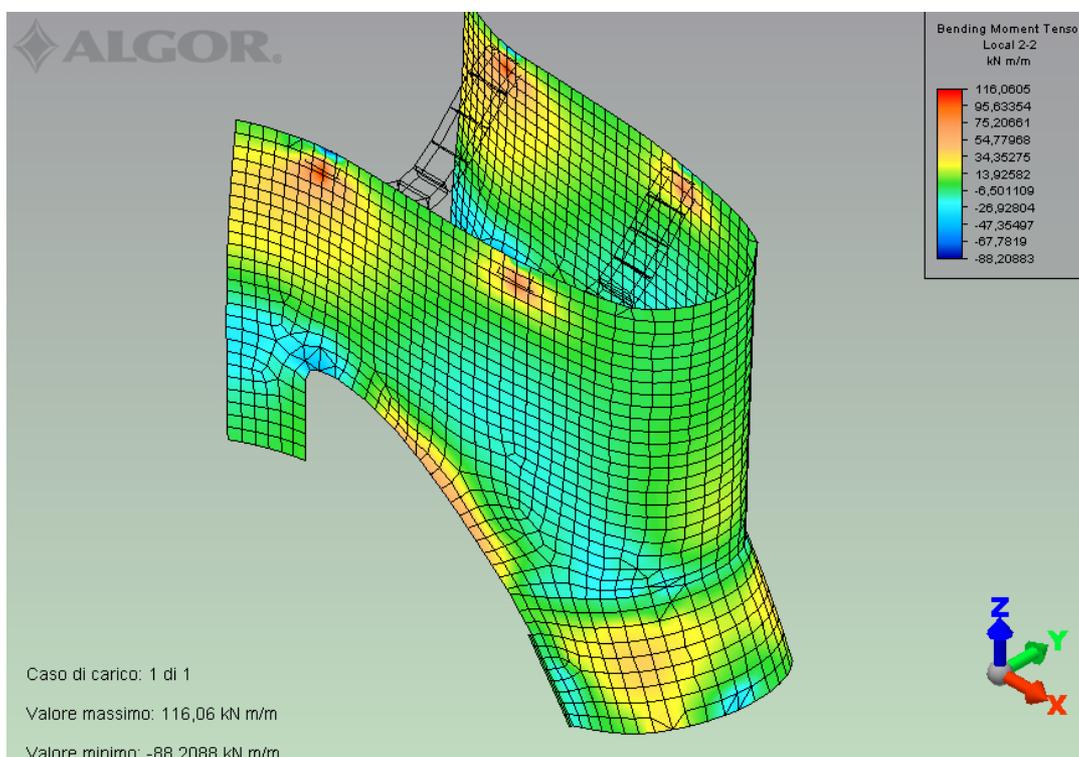
### 6.10.3.1 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI NEGLI ELEMENTI SHELL

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni  $m_{1-1}$ ,  $m_{2-2}$  e le tensioni  $n_{1-1}$ , e  $n_{2-2}$  negli elementi shell, che discretizzano le pareti, per tutti i carichi caratteristici sopra descritti.

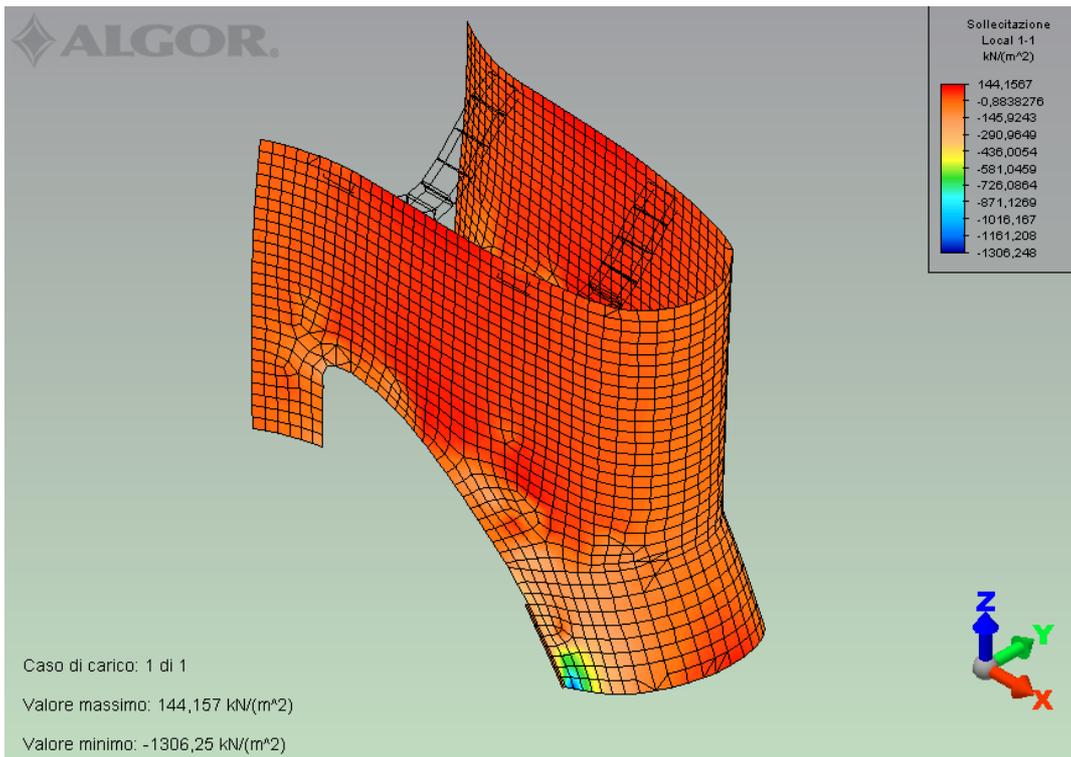
Peso proprio della struttura



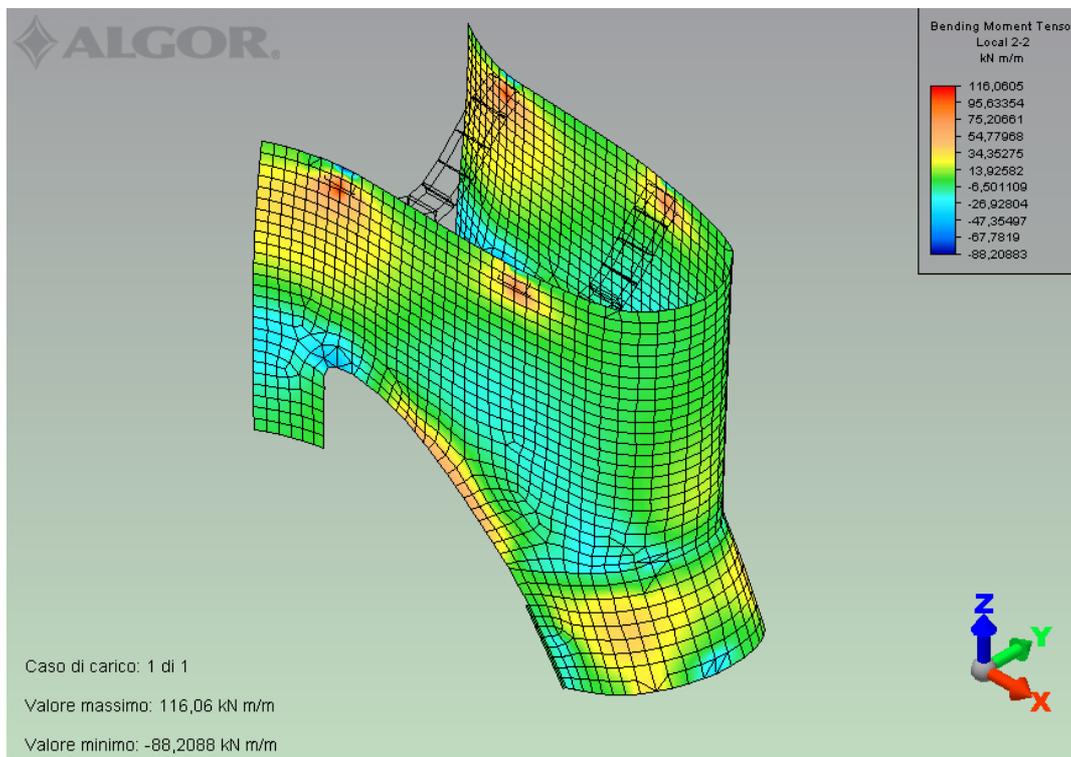
Sollecitazione  $m_{1-1}$



Sollecitazione  $m_{2-2}$

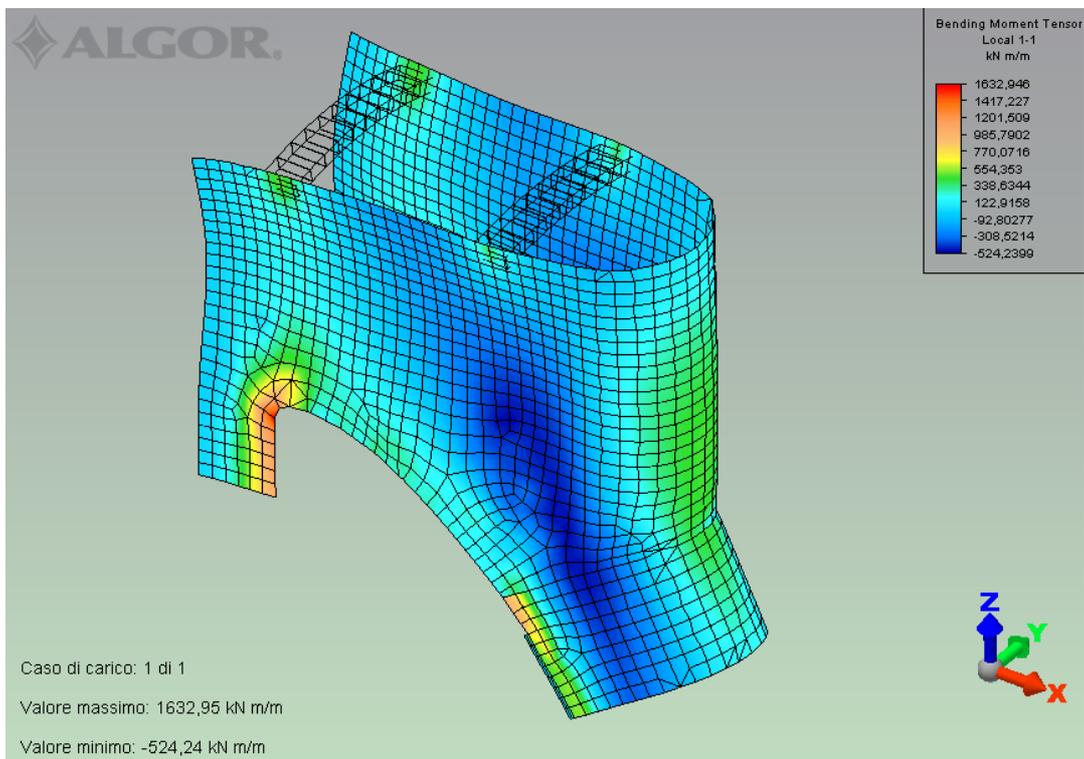


Tensioni n1-1

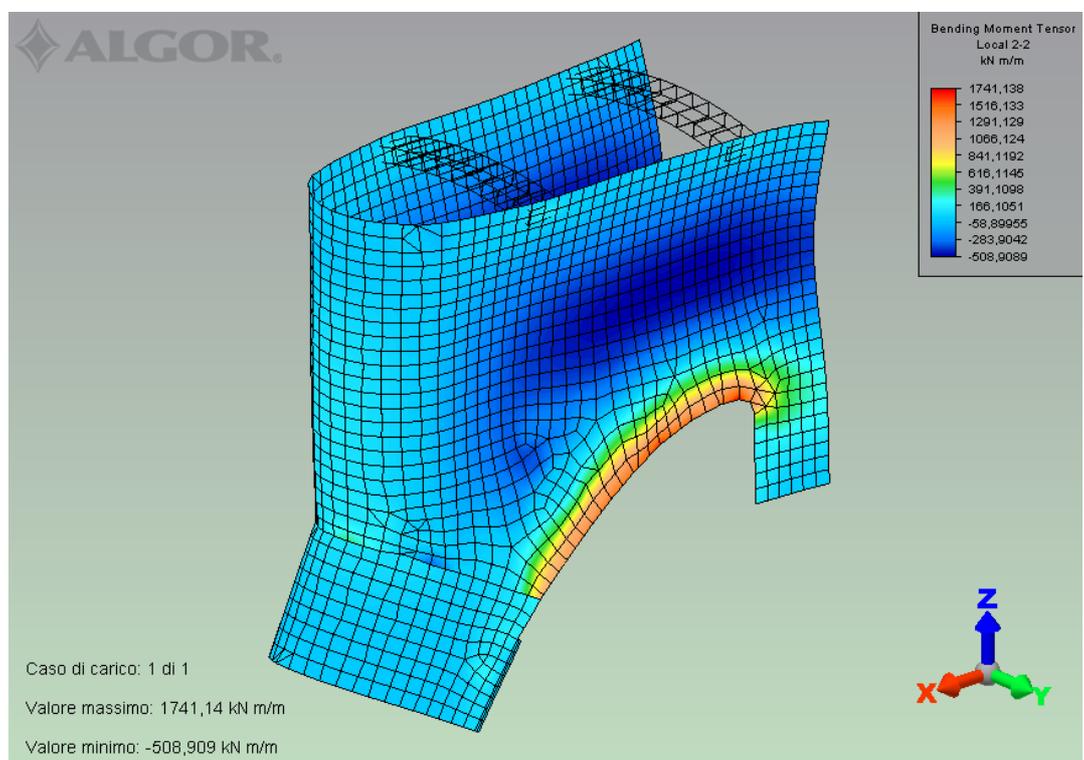


Tensioni n2-2

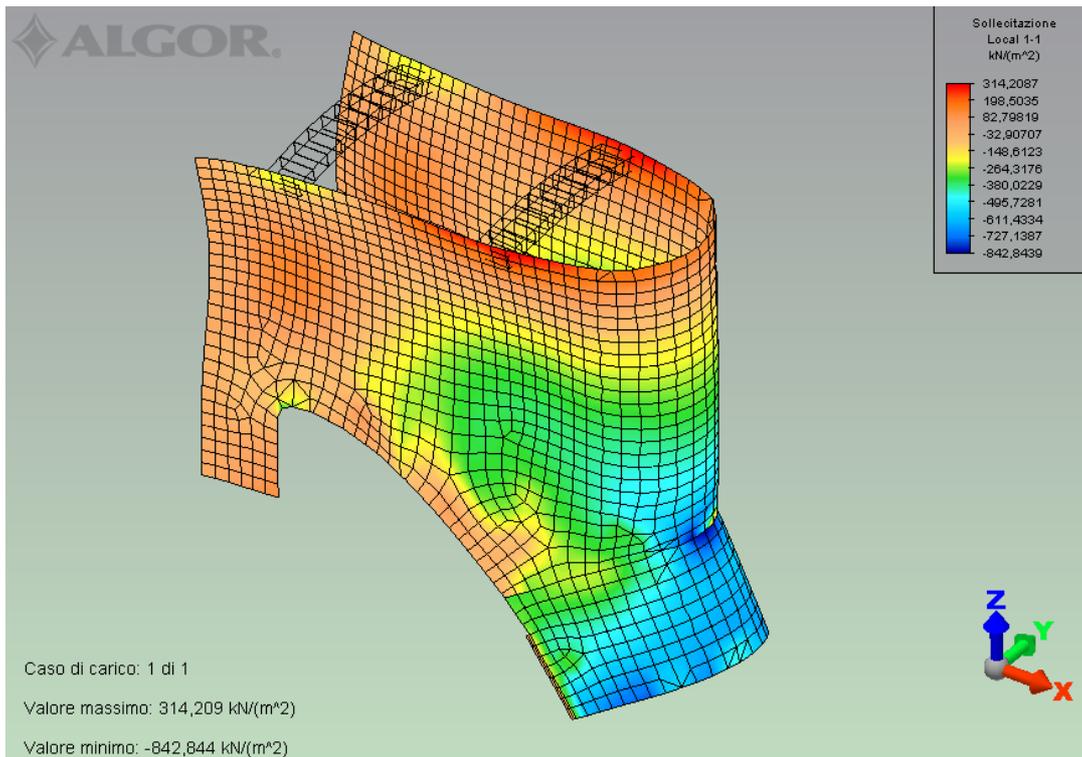
## Pressioni idrostatiche



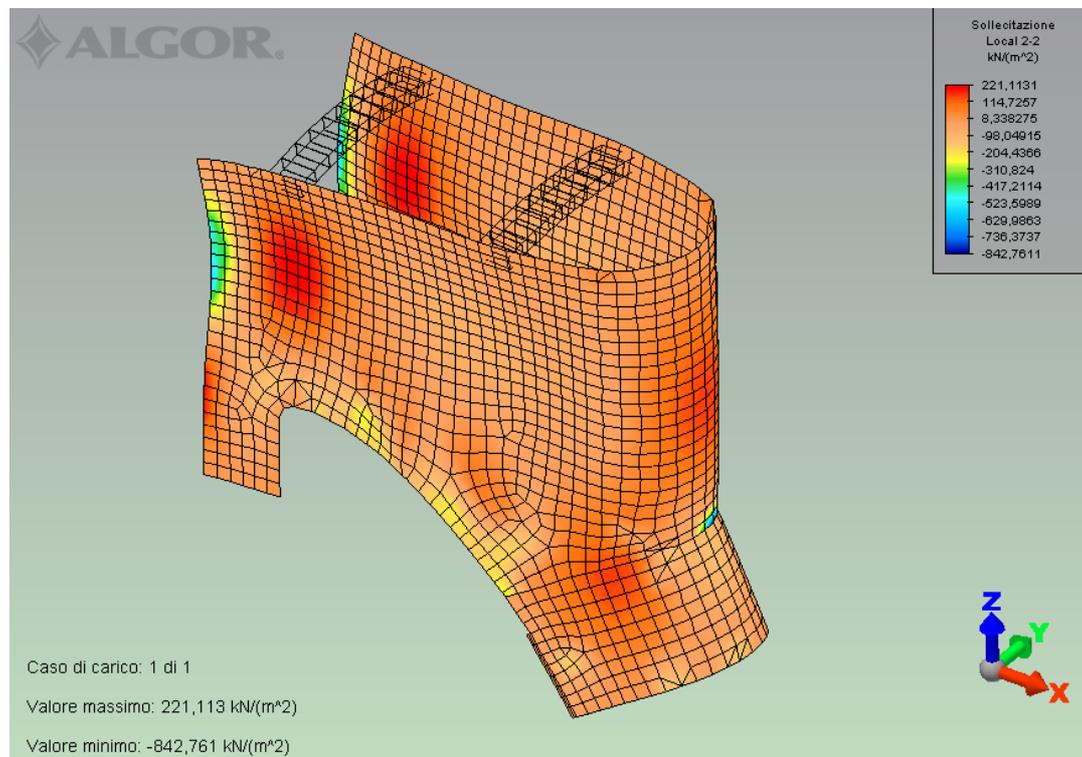
Sollecitazione  $m_{1-1}$



Sollecitazione  $m_{2-2}$

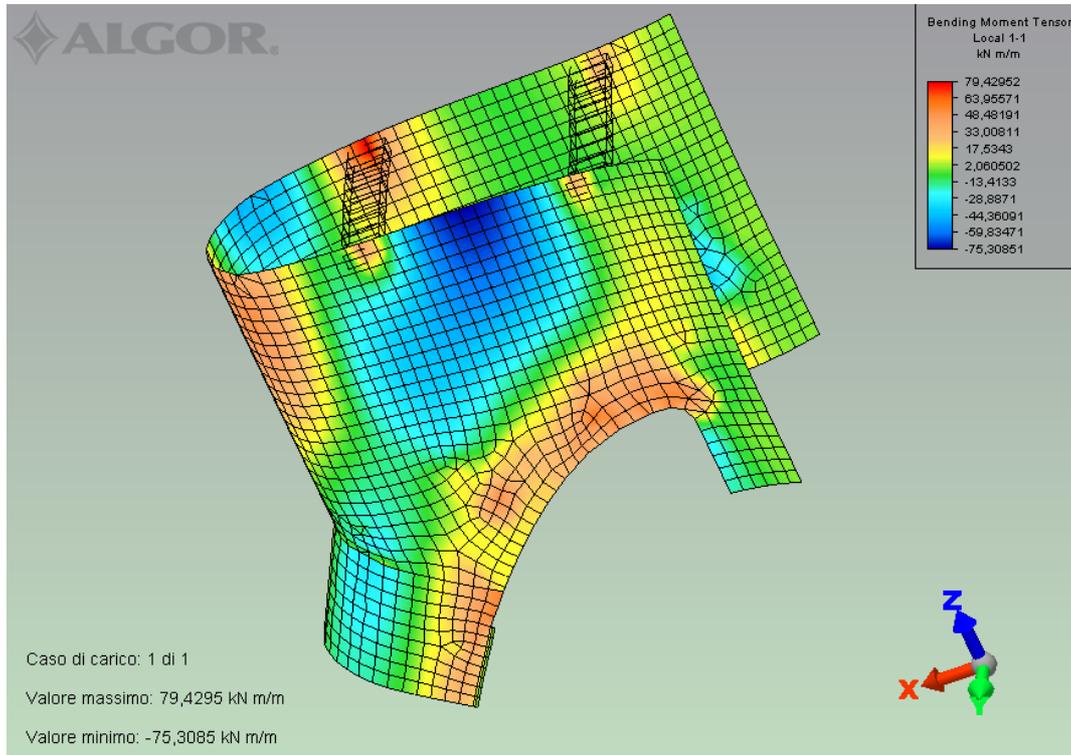


Tensioni n1-1

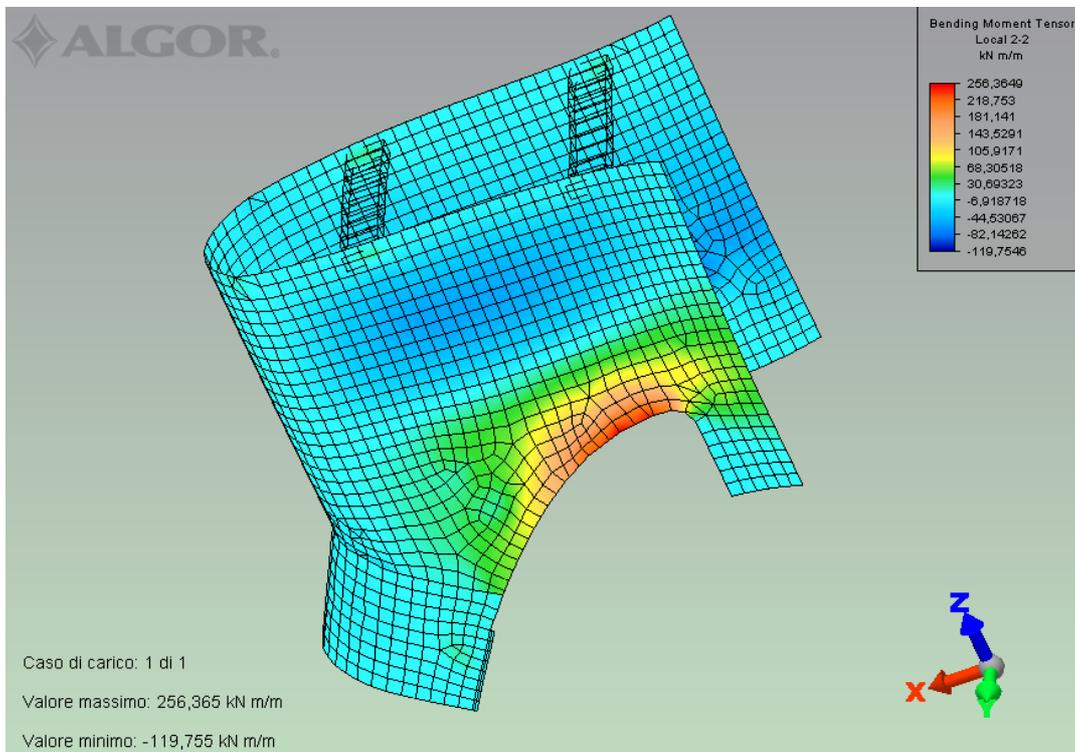


Tensioni n2-2

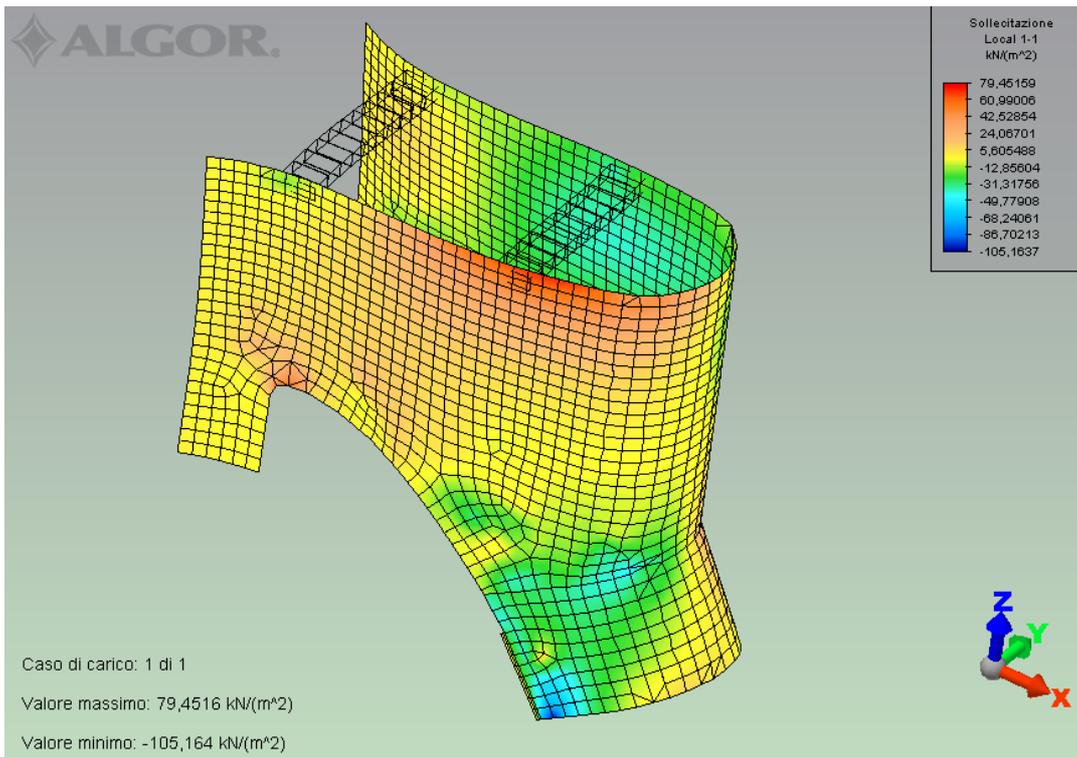
Spinta del rilevato del piazzale



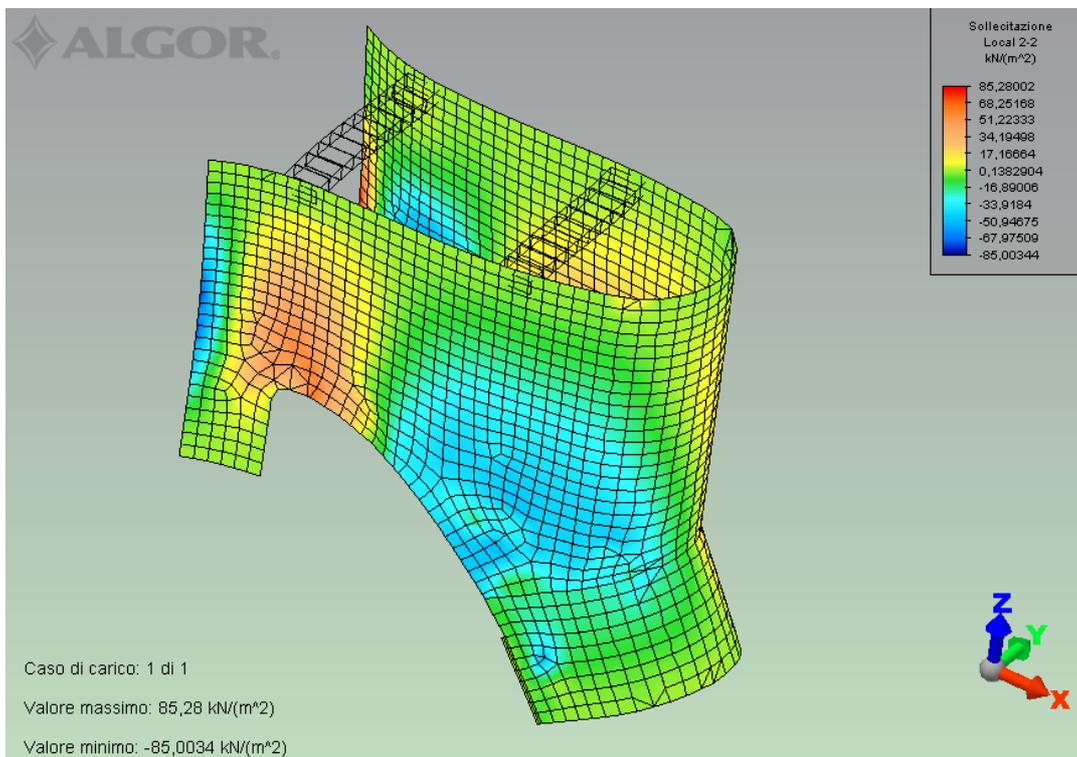
Sollecitazione  $m_{1-1}$



Sollecitazione  $m_{2-2}$

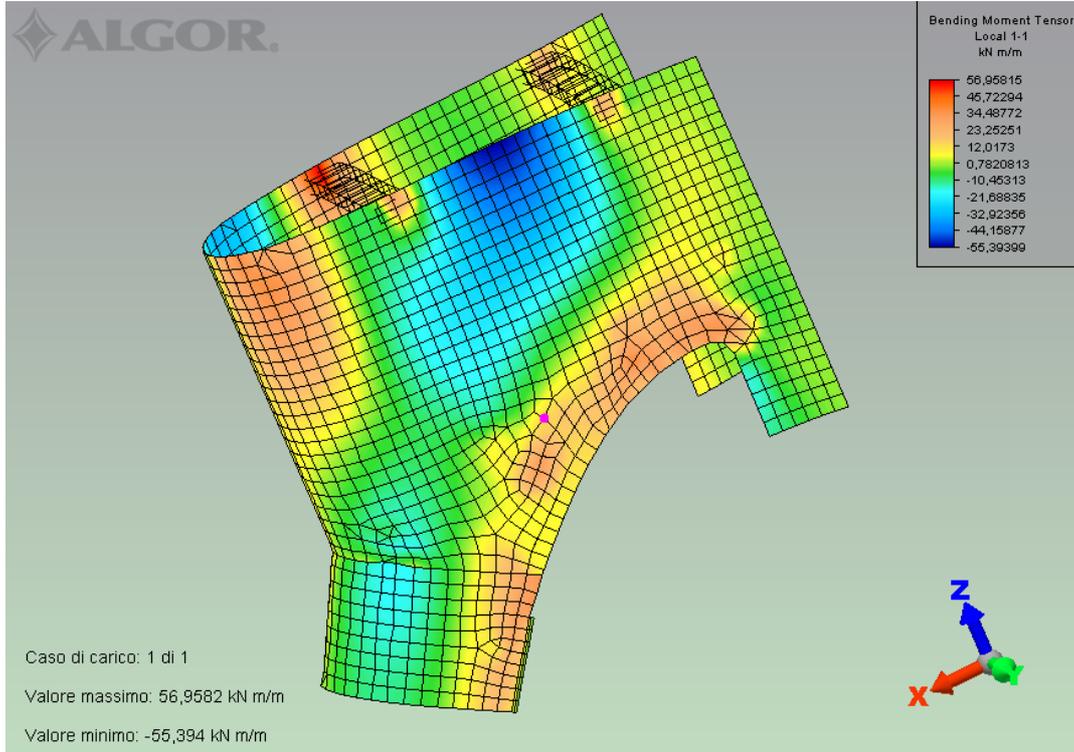


Tensioni n<sub>1-1</sub>

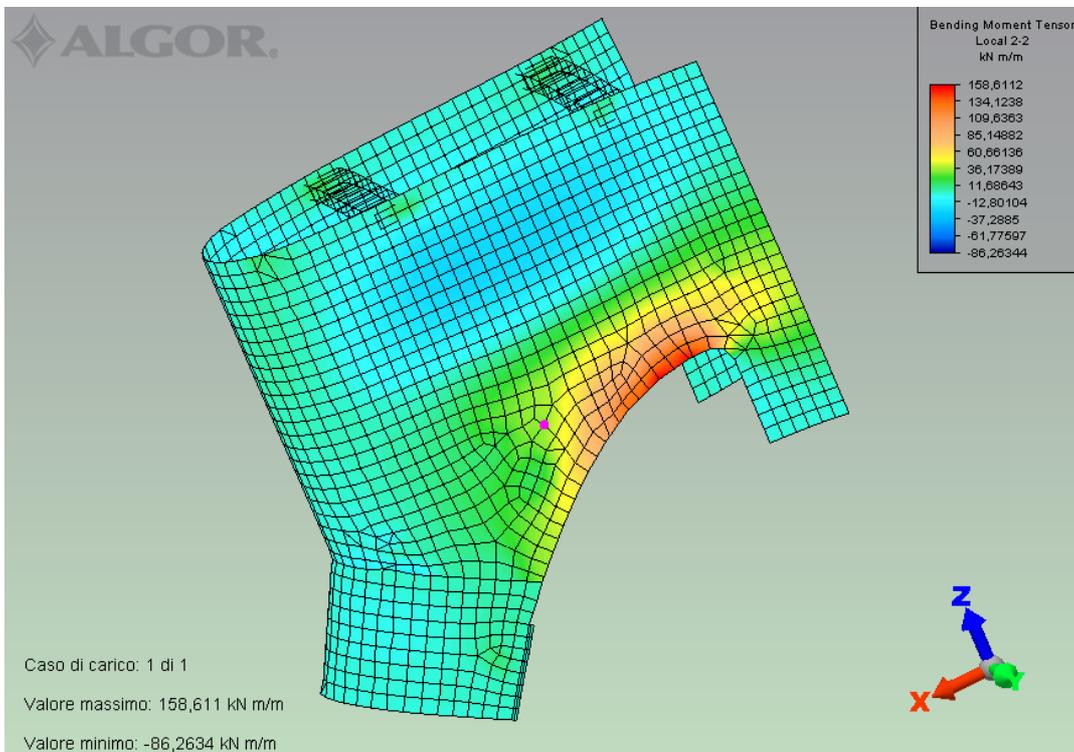


Tensioni n<sub>2-2</sub>

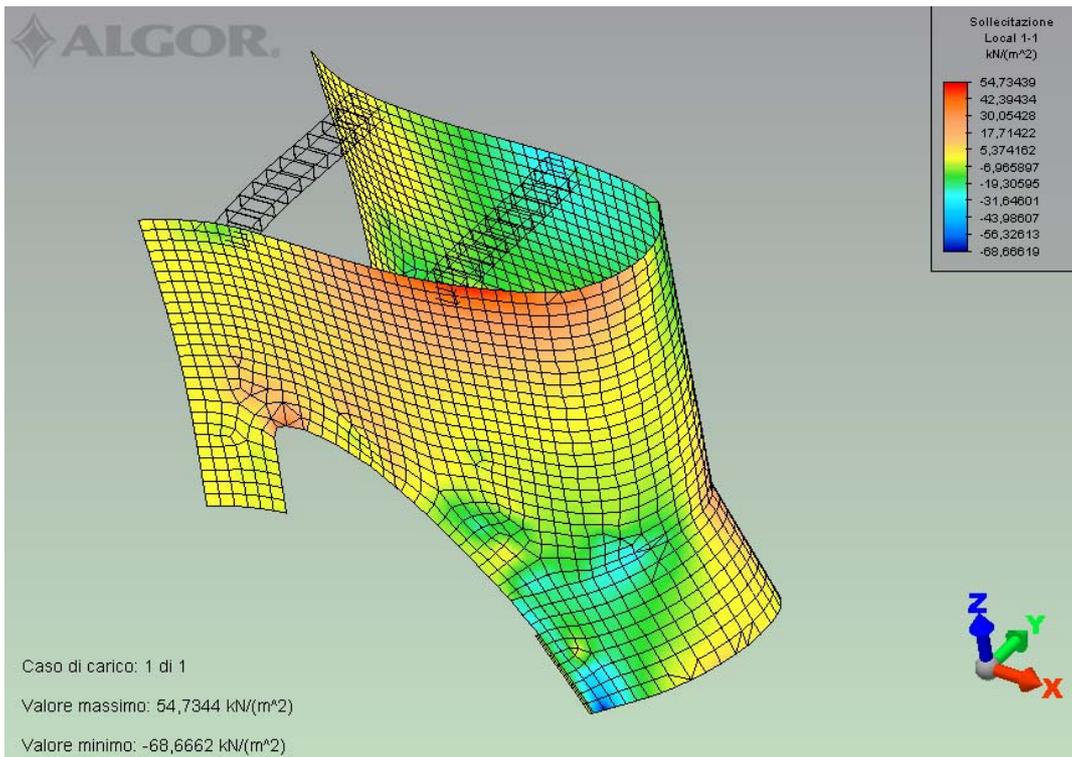
Spinta delle terre per il carico accidentale sul piazzale



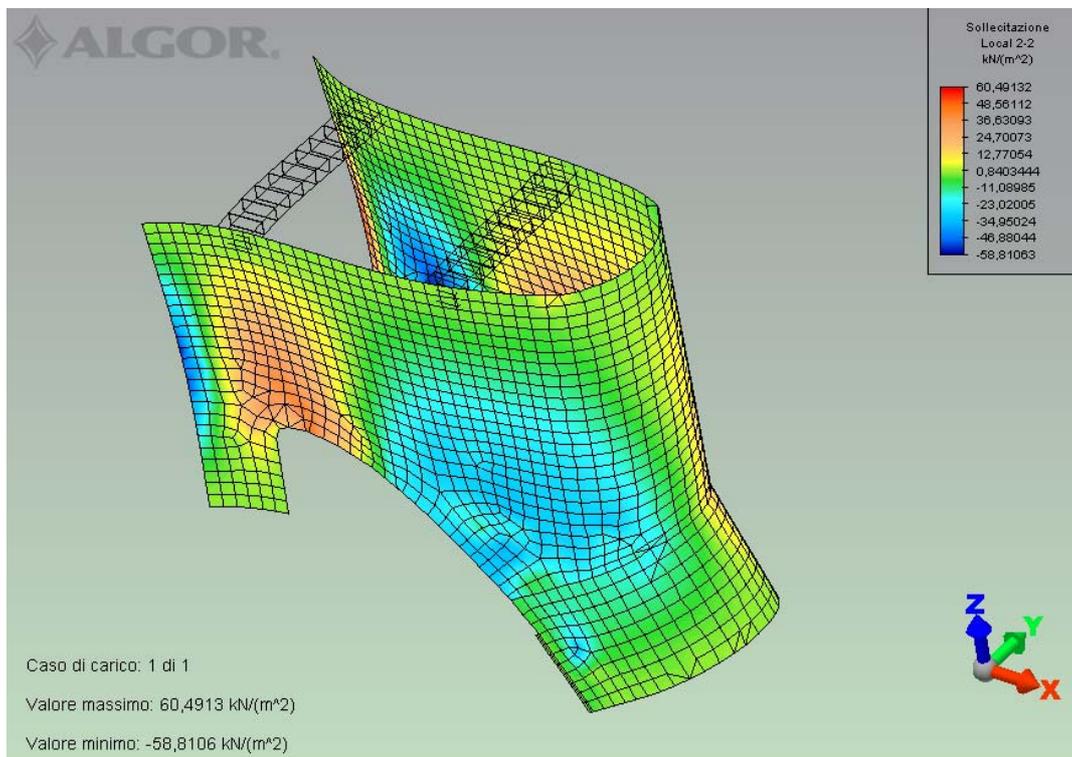
Sollecitazione  $m_{1-1}$



Sollecitazione  $m_{2-2}$

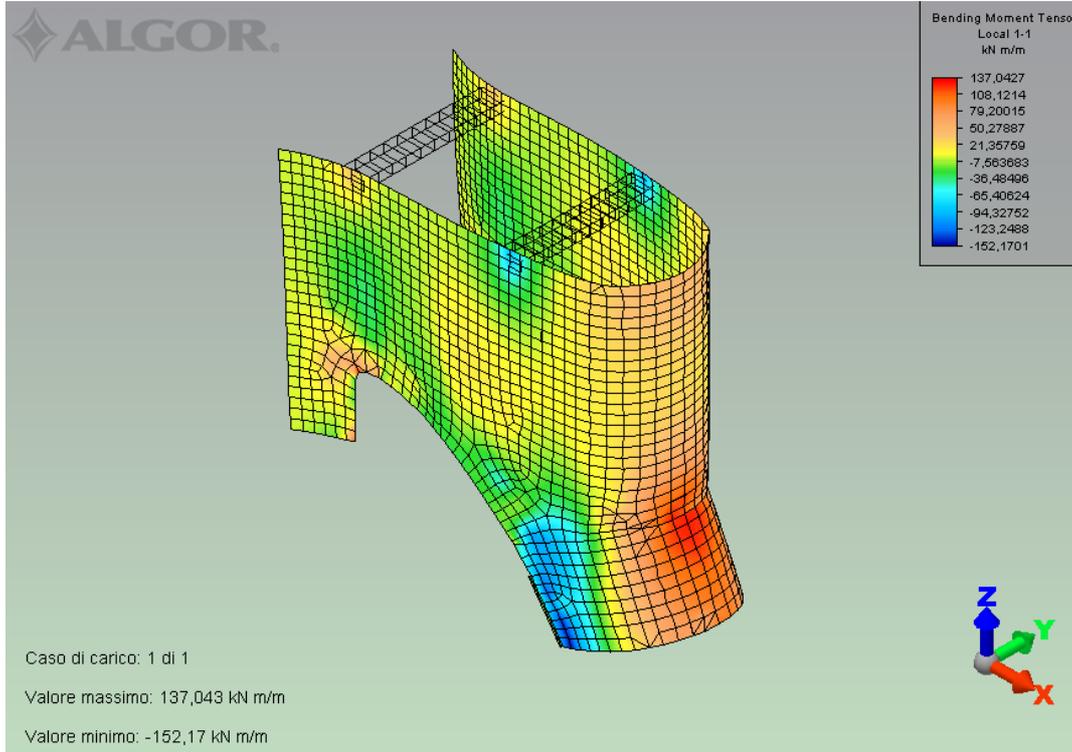


Tensioni n<sub>1-1</sub>

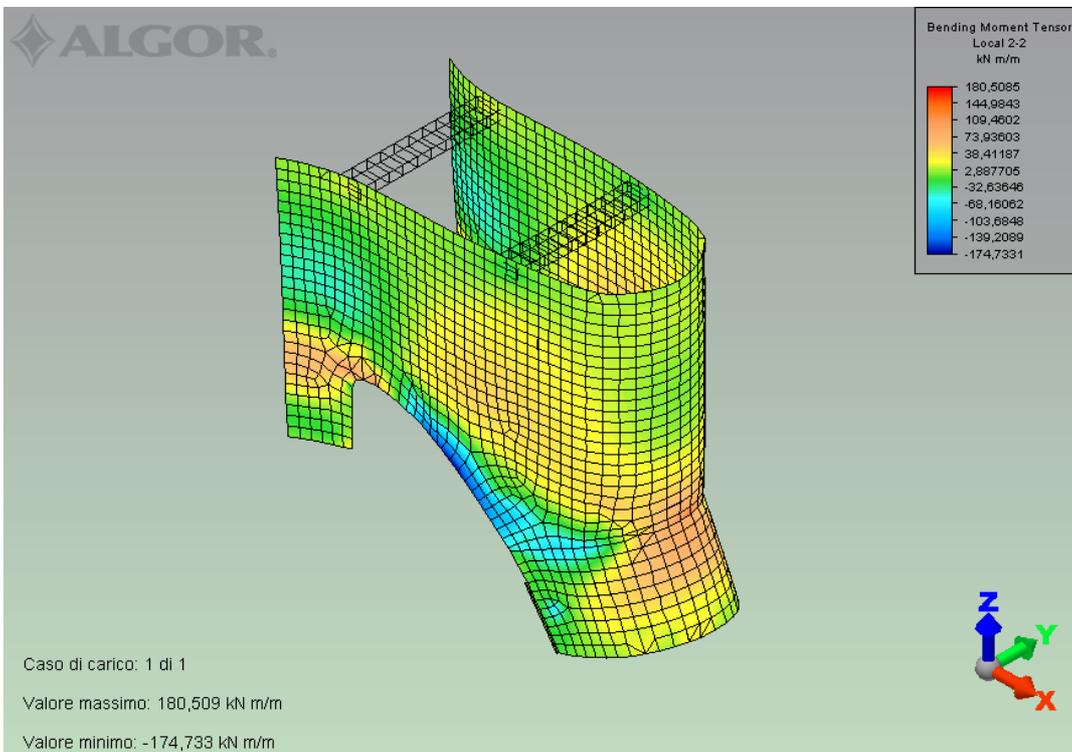


Tensioni n<sub>2-2</sub>

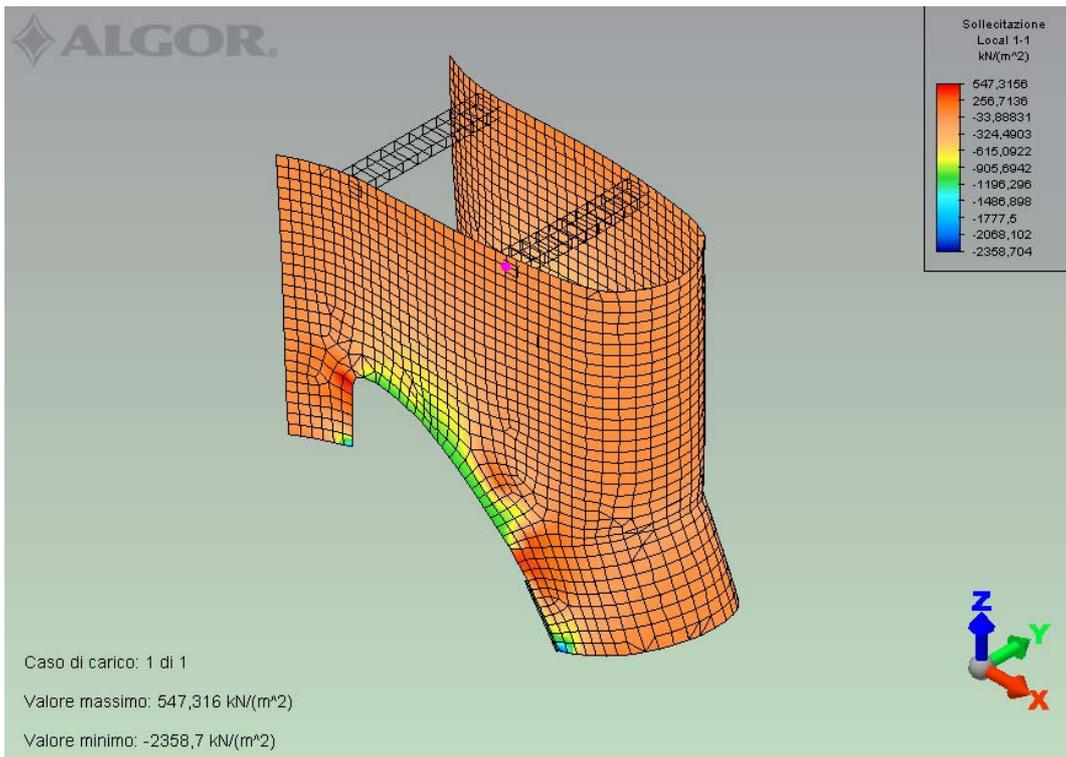
Variazione termica "unitaria"  $\Delta T = +10^\circ C$



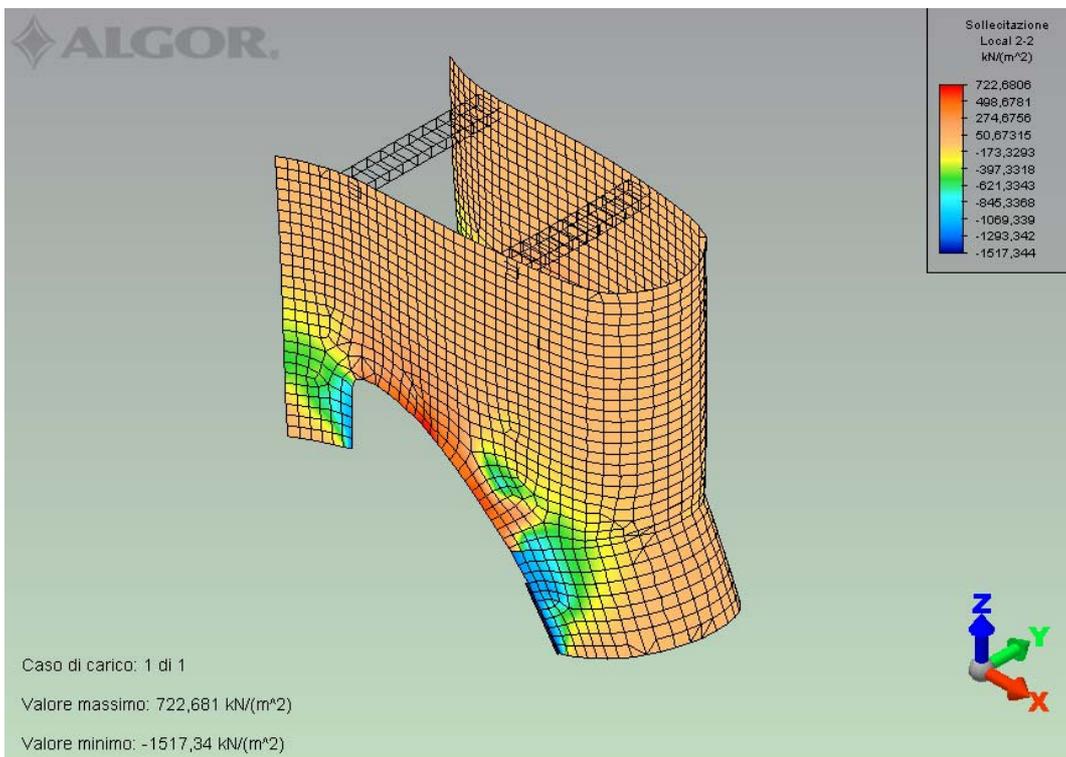
Sollecitazione  $m_{1-1}$



Sollecitazione  $m_{2-2}$

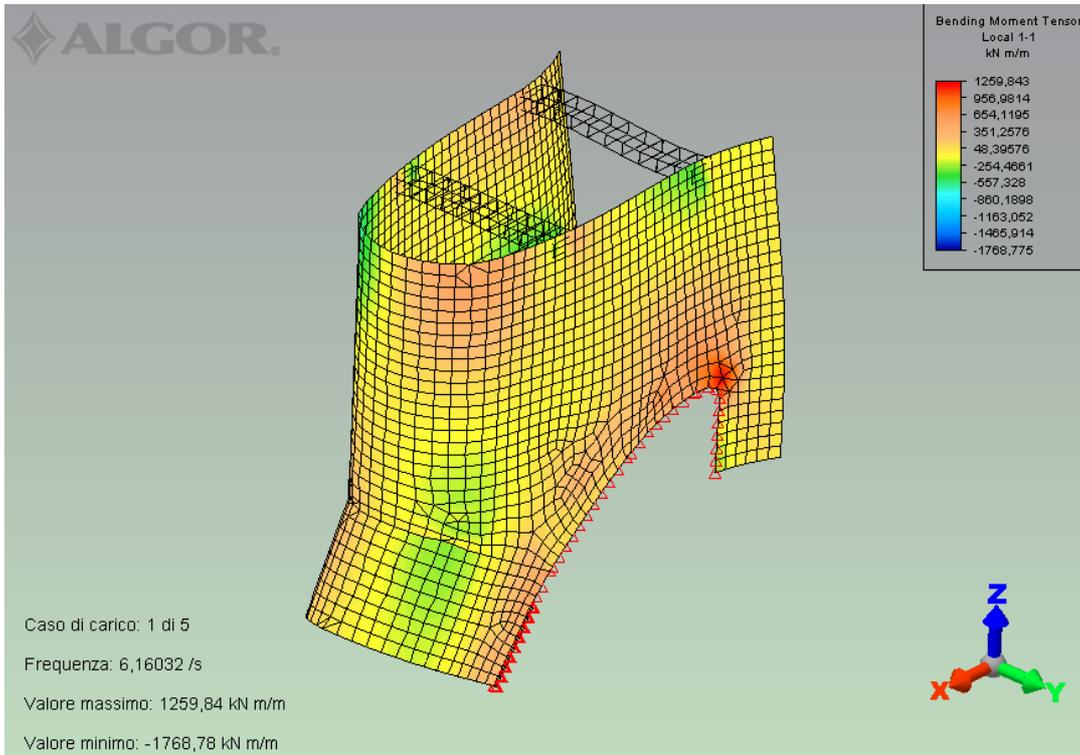


Tensioni n1-1

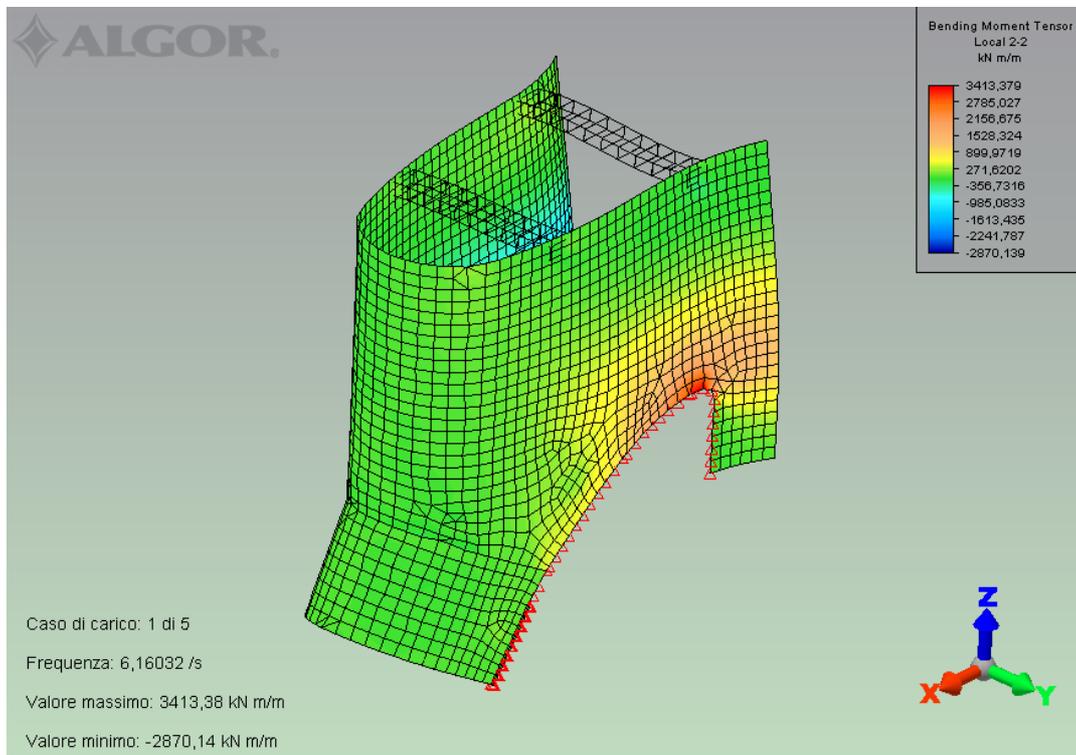


Tensioni n2-2

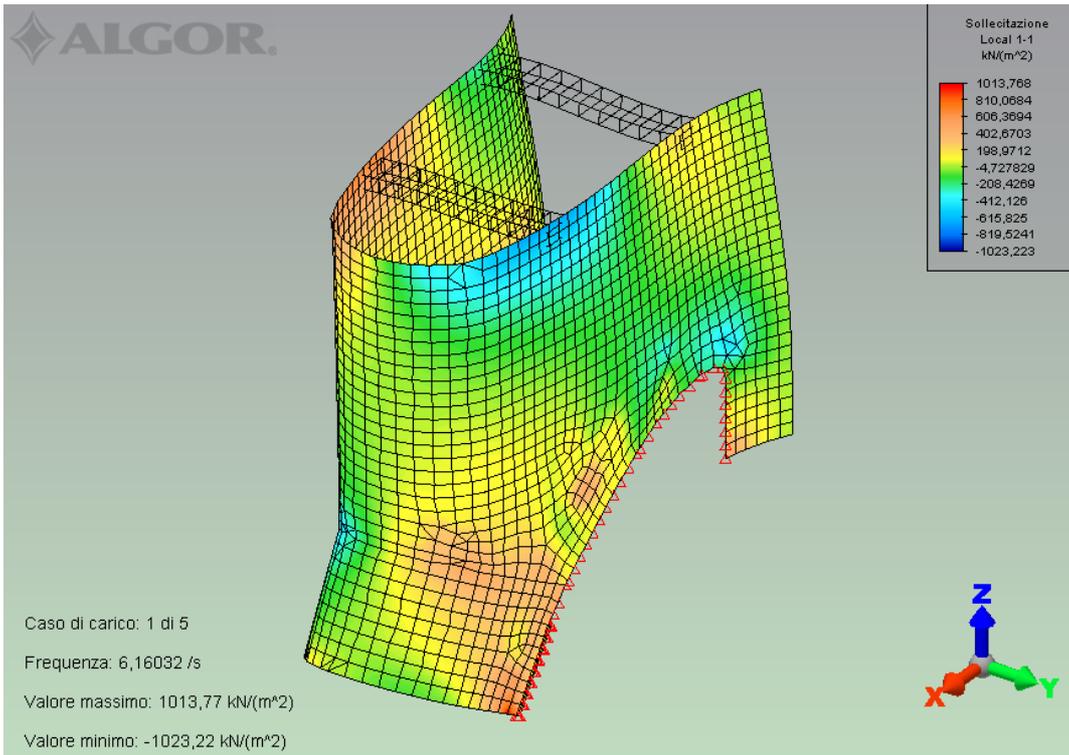
Azioni inerziali delle masse in caso di sisma



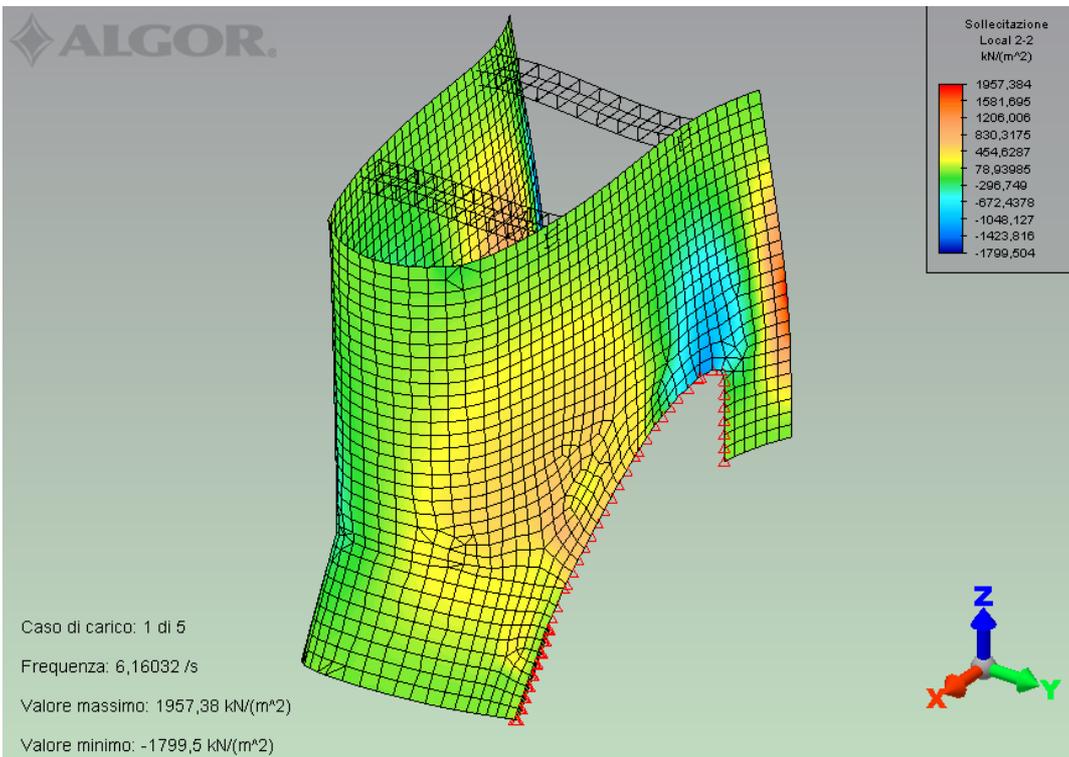
Sollecitazione  $m_{1-1}$



Sollecitazione  $m_{2-2}$

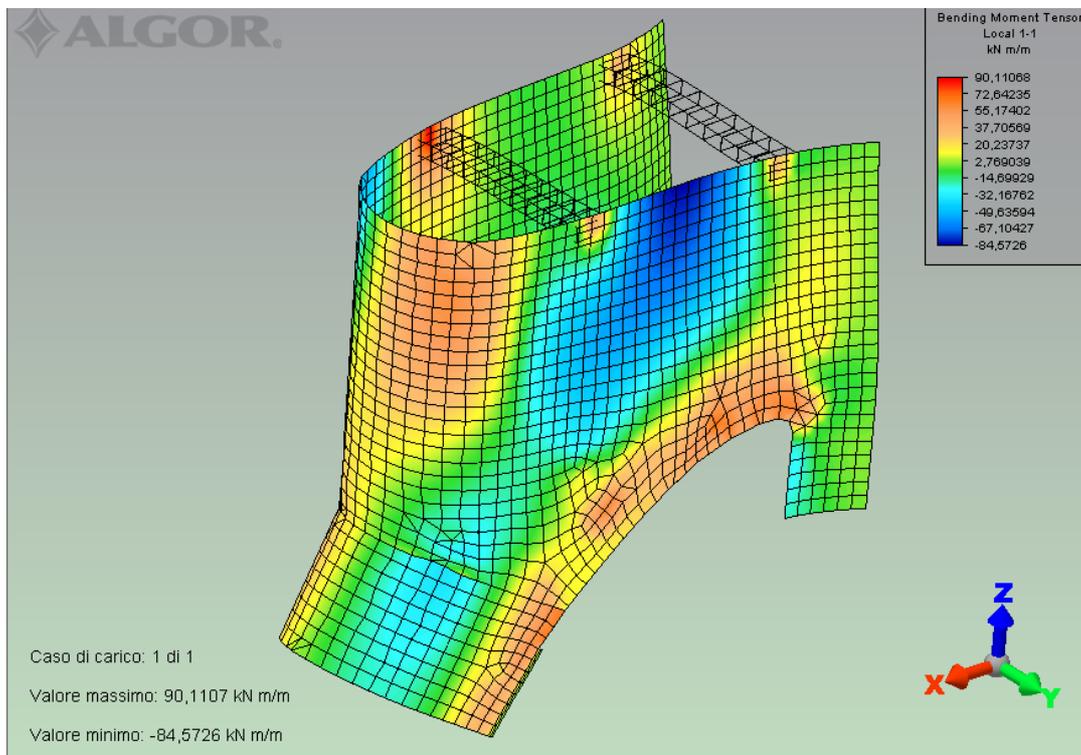


Tensioni n1-1

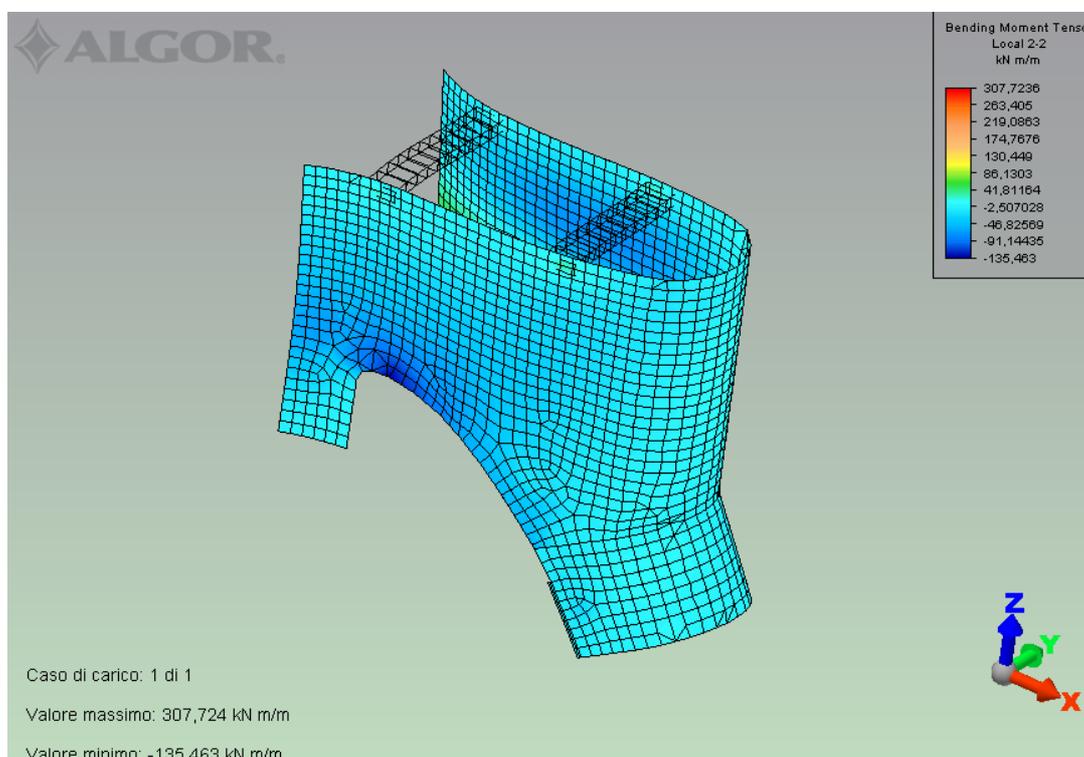


Tensioni n2-2

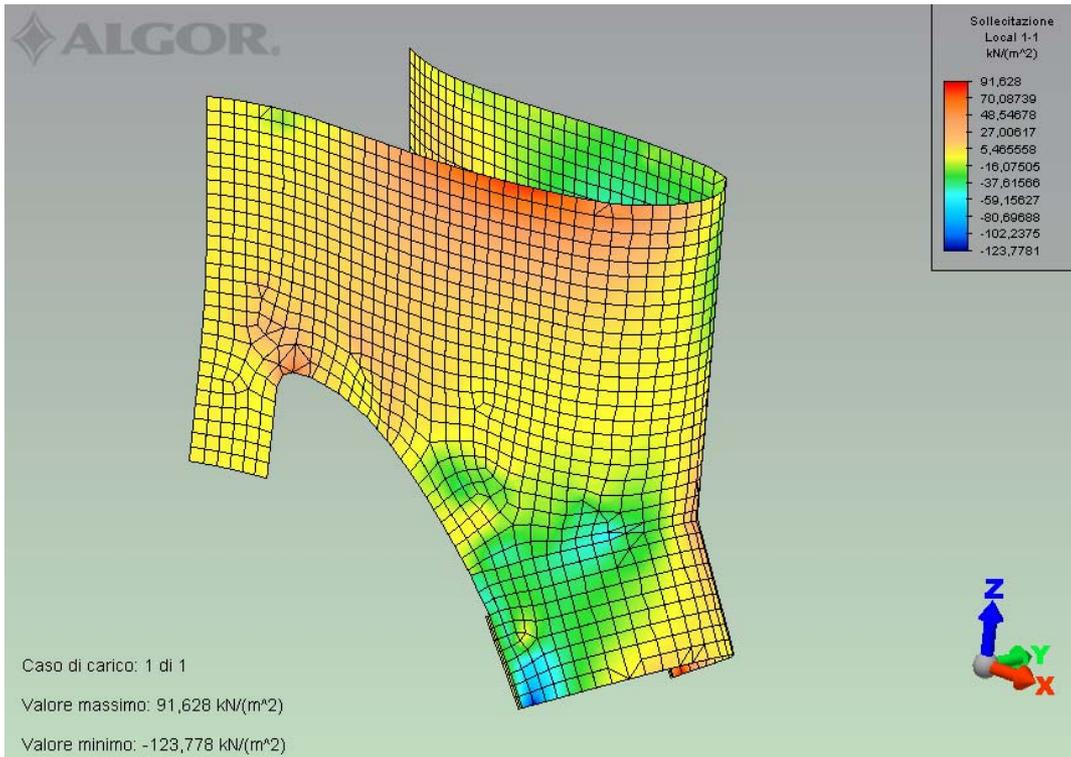
### *Spinta delle terre ed acqua con sisma*



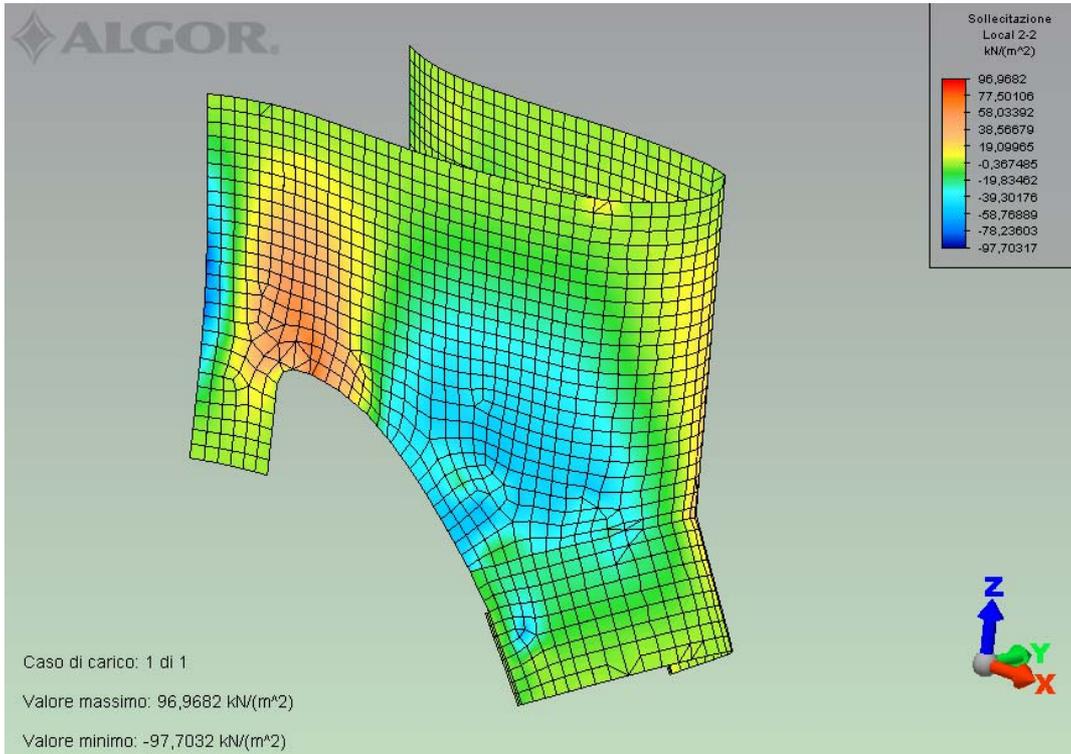
Sollecitazione  $m_{1-1}$



Sollecitazione  $m_{2-2}$



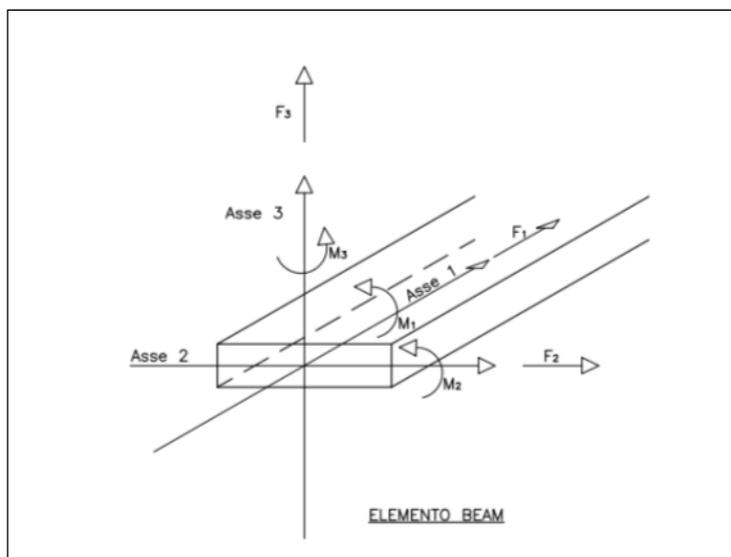
Tensioni n1-1



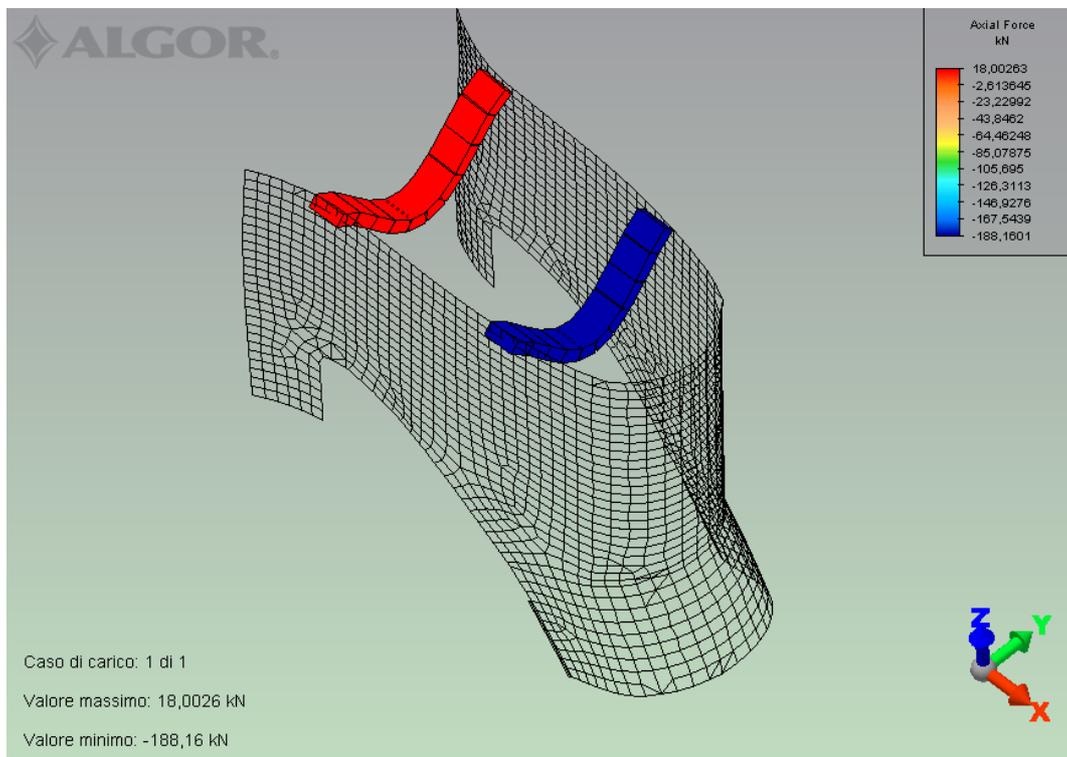
Tensioni n2-2

### 6.10.3.2 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI DI CONTRASTO

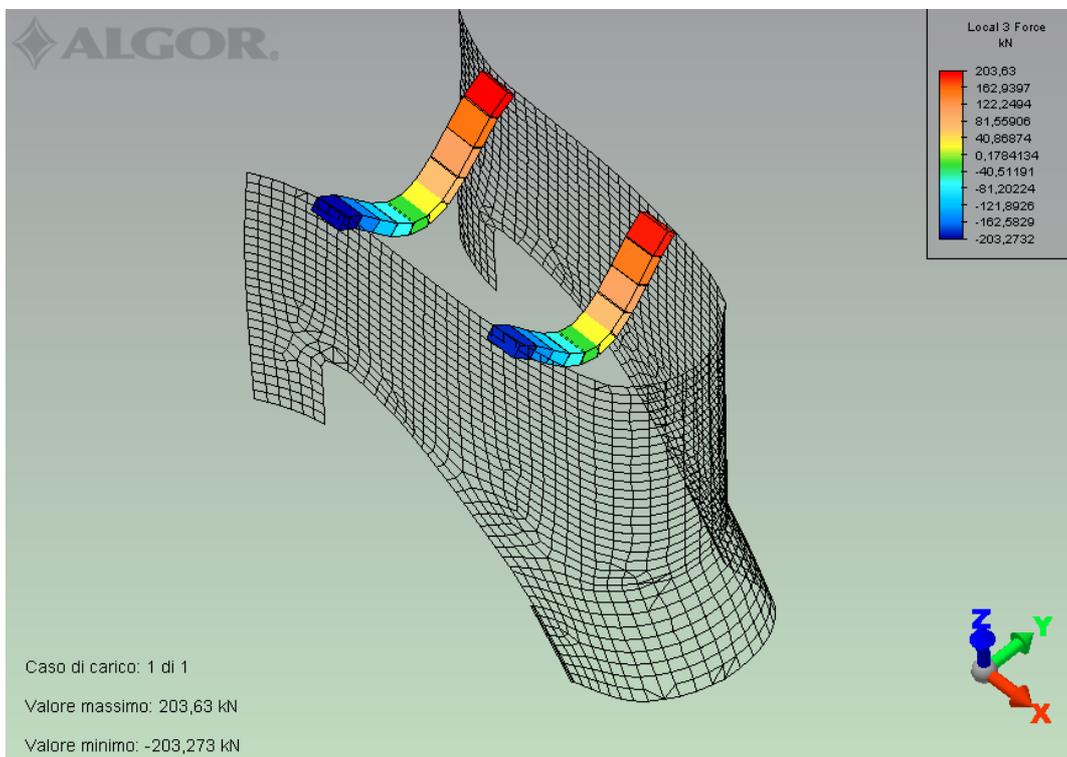
Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni  $F_1$   $F_3$   $M_2$   $M_3$  nelle travi di contrasto tra i muri laterali, per tutti i carichi caratteristici sopra descritti. Le sollecitazioni  $M_1$  (momenti torcenti) ed  $F_2$  (taglio nella direzione 2) non assumono mai valori significativi e pertanto vengono trascurate.



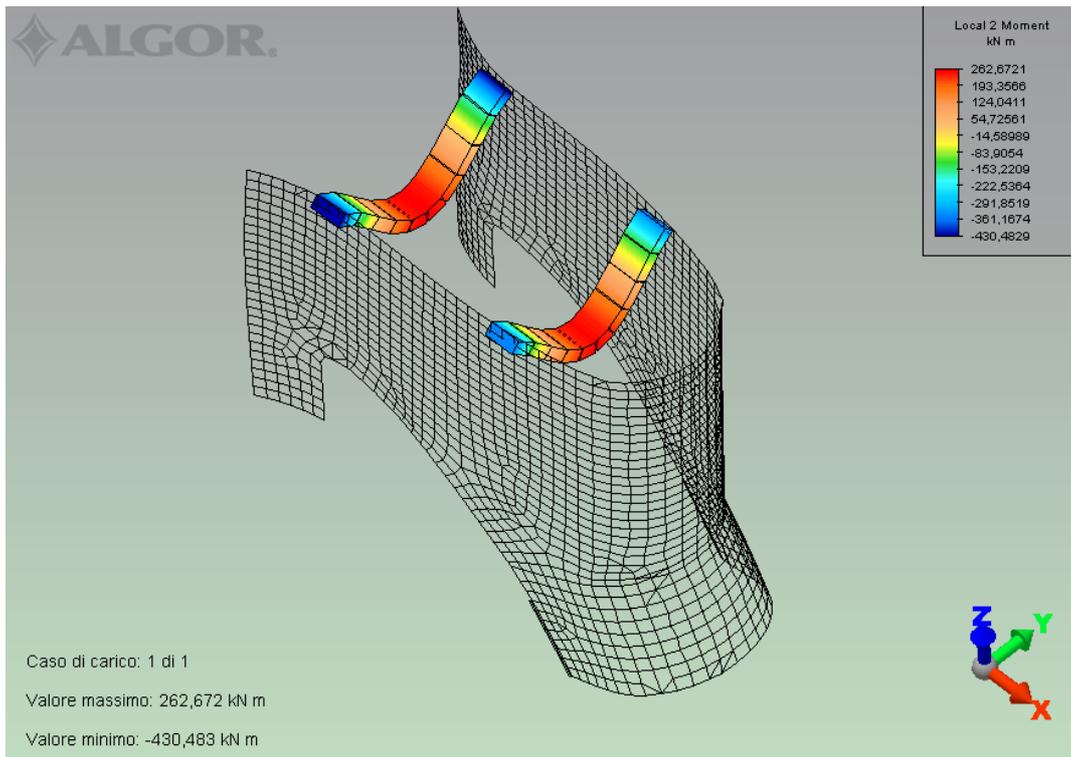
Peso proprio della struttura



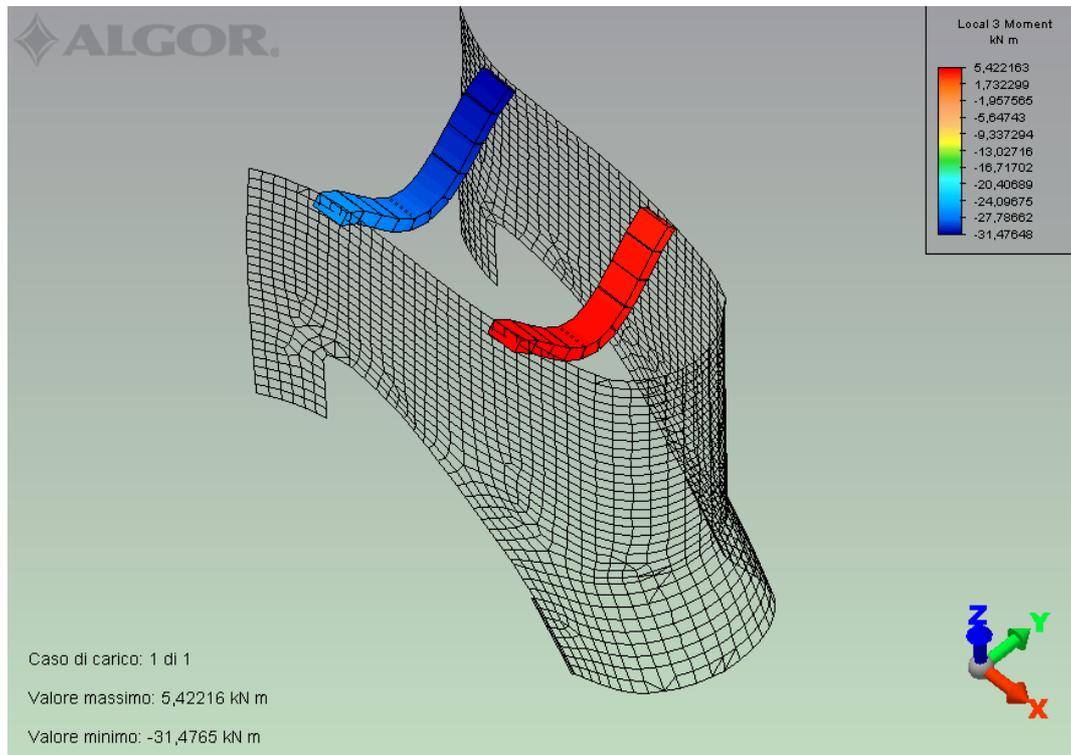
Sollecitazione F1



Sollecitazione F3

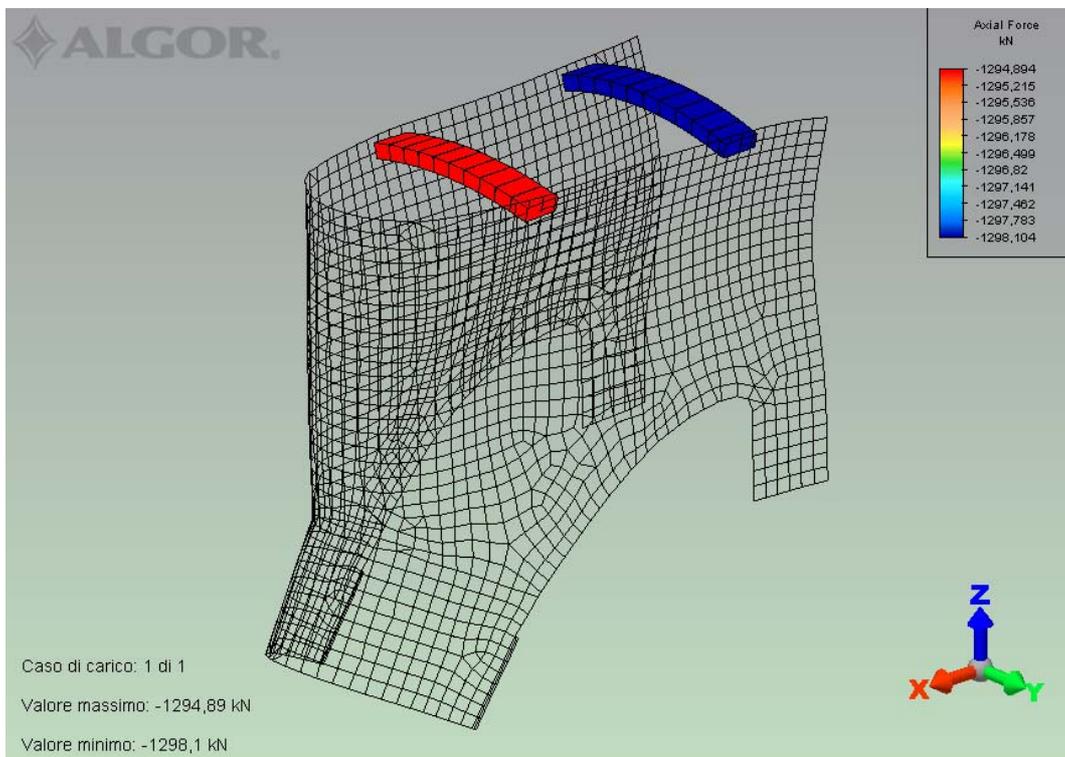


**Sollecitazione M2**

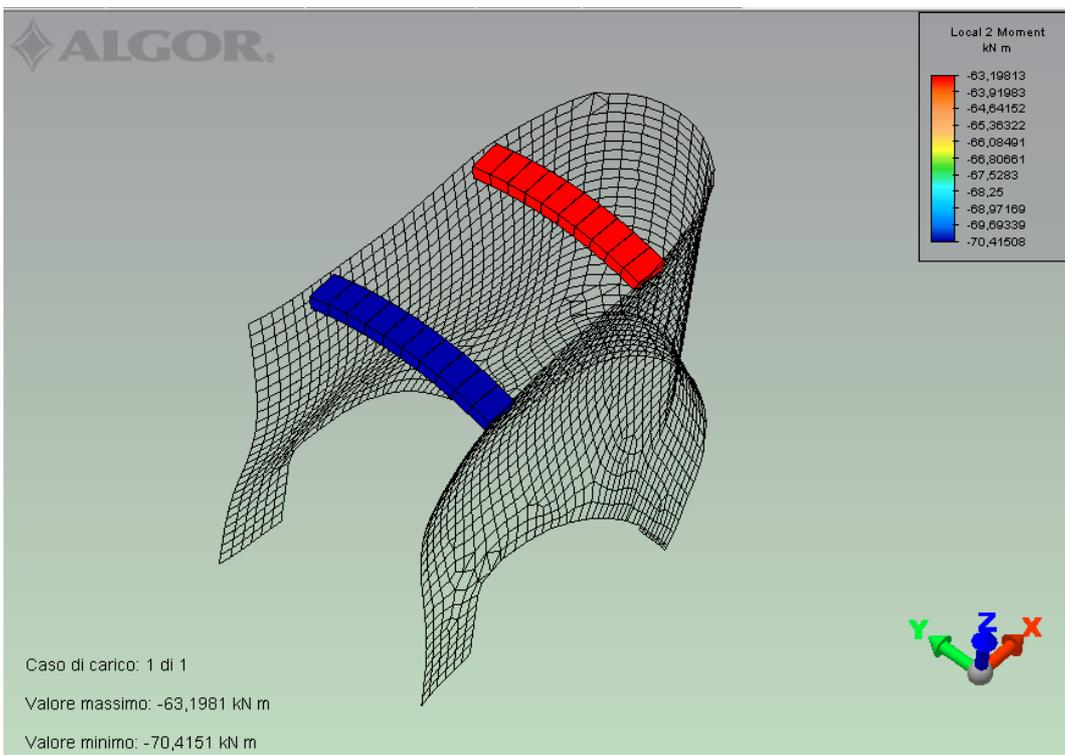


**Sollecitazione M3**

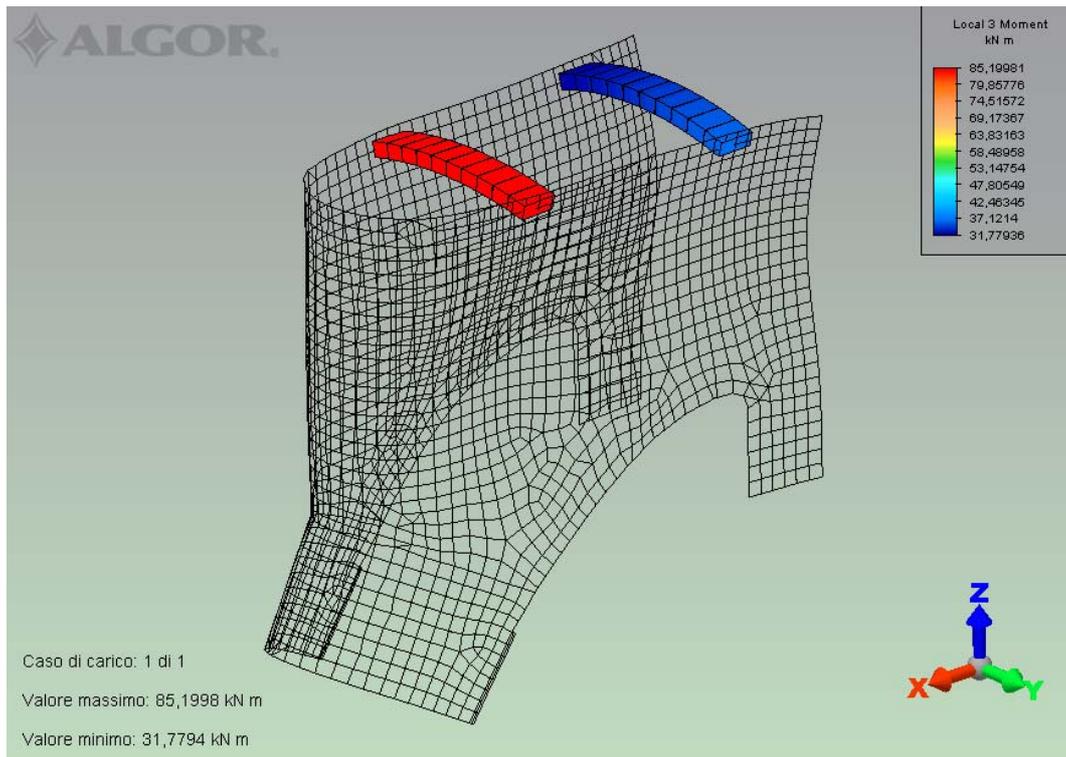
## Pressioni idrostatiche



**Sollecitazione F1**

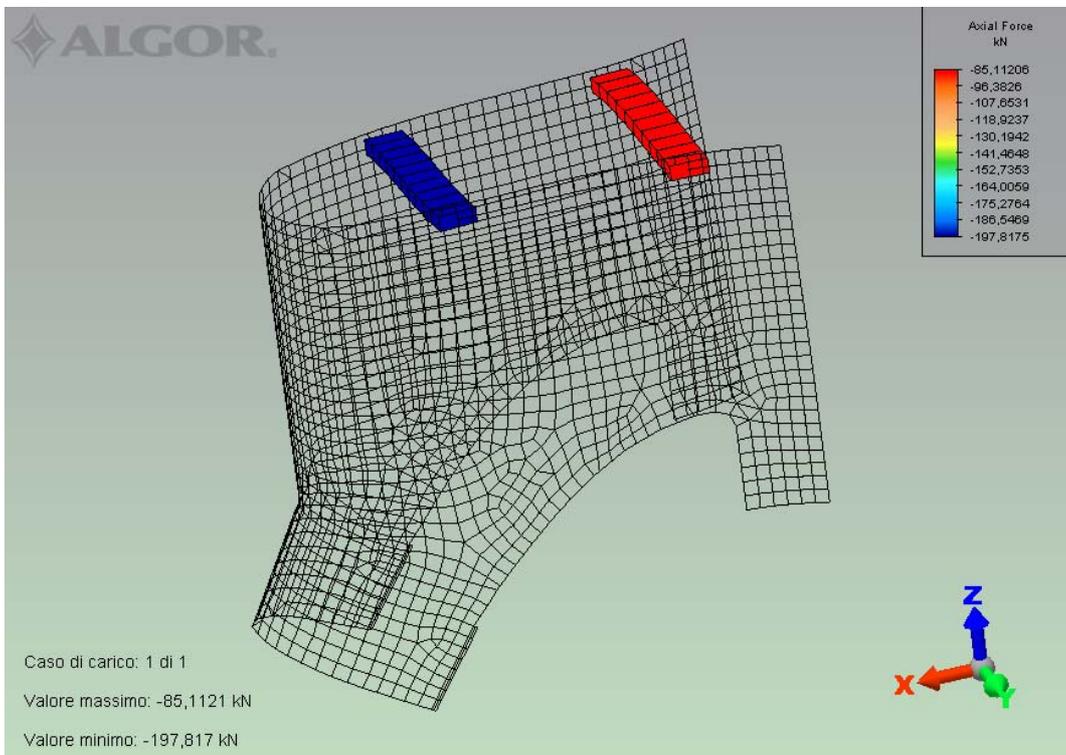


**Sollecitazione M2**

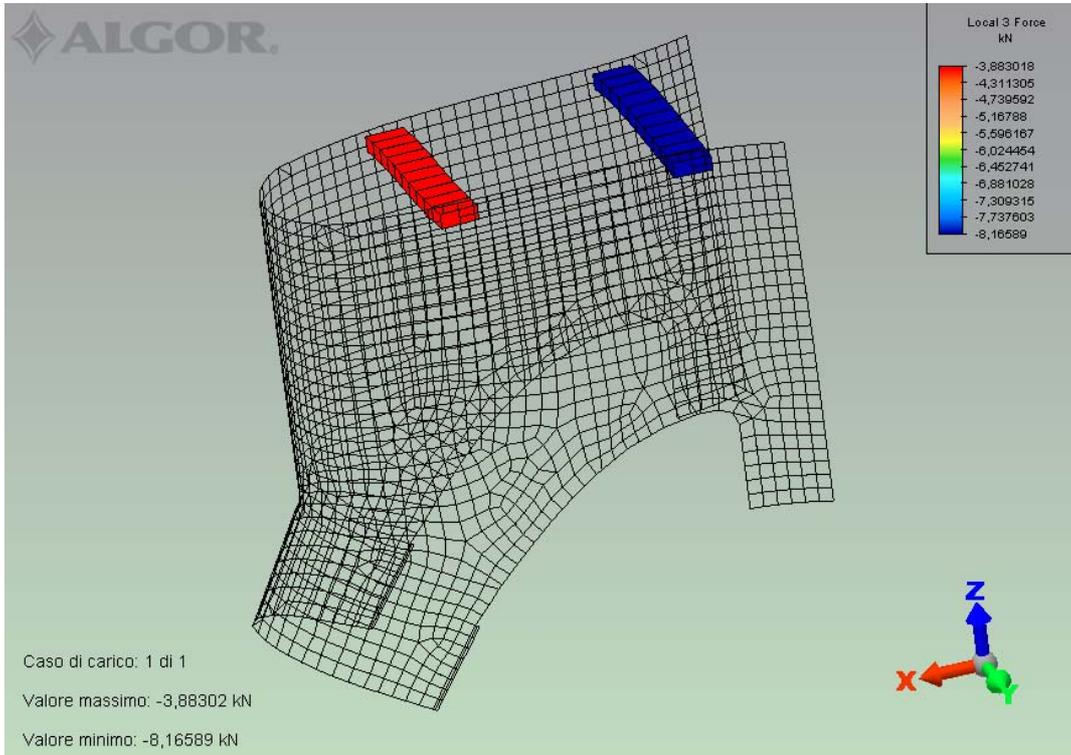


Sollecitazione M3

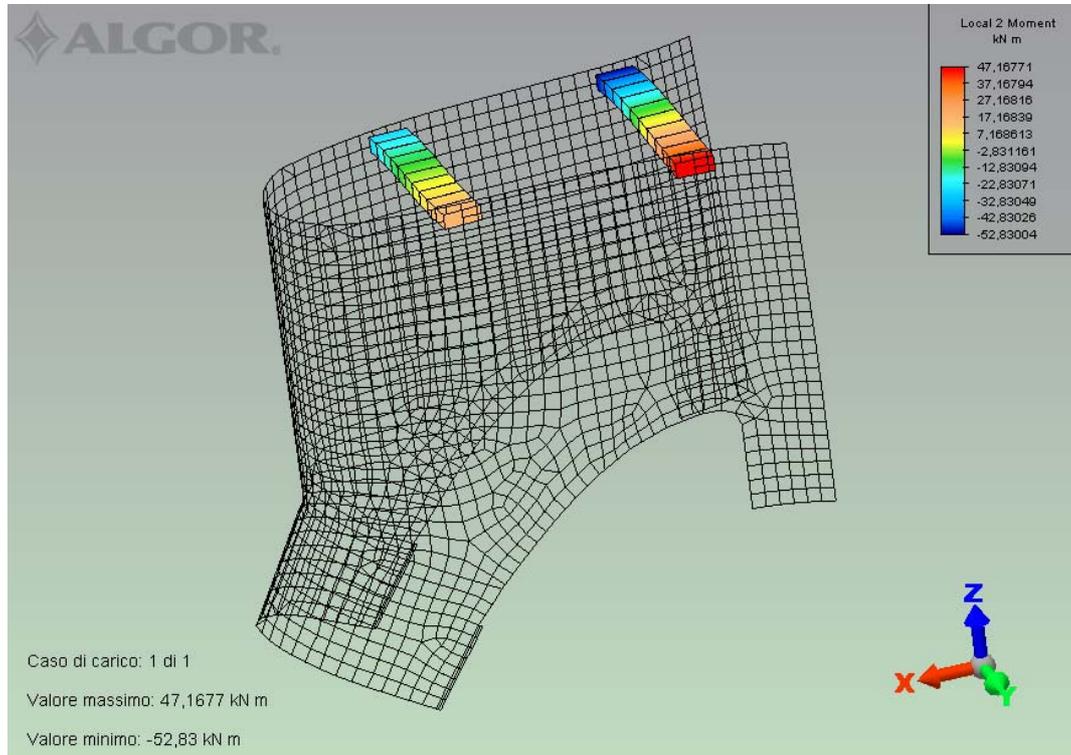
Spinta del rilevato del piazzale



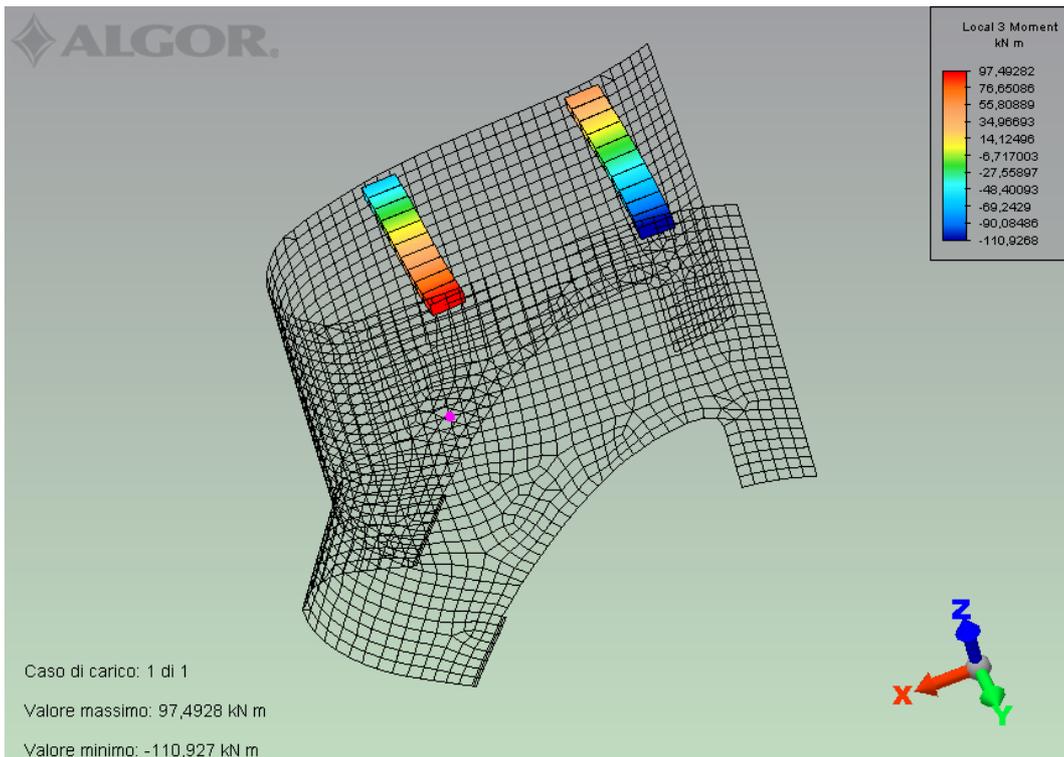
Sollecitazione F1



Sollecitazione F3

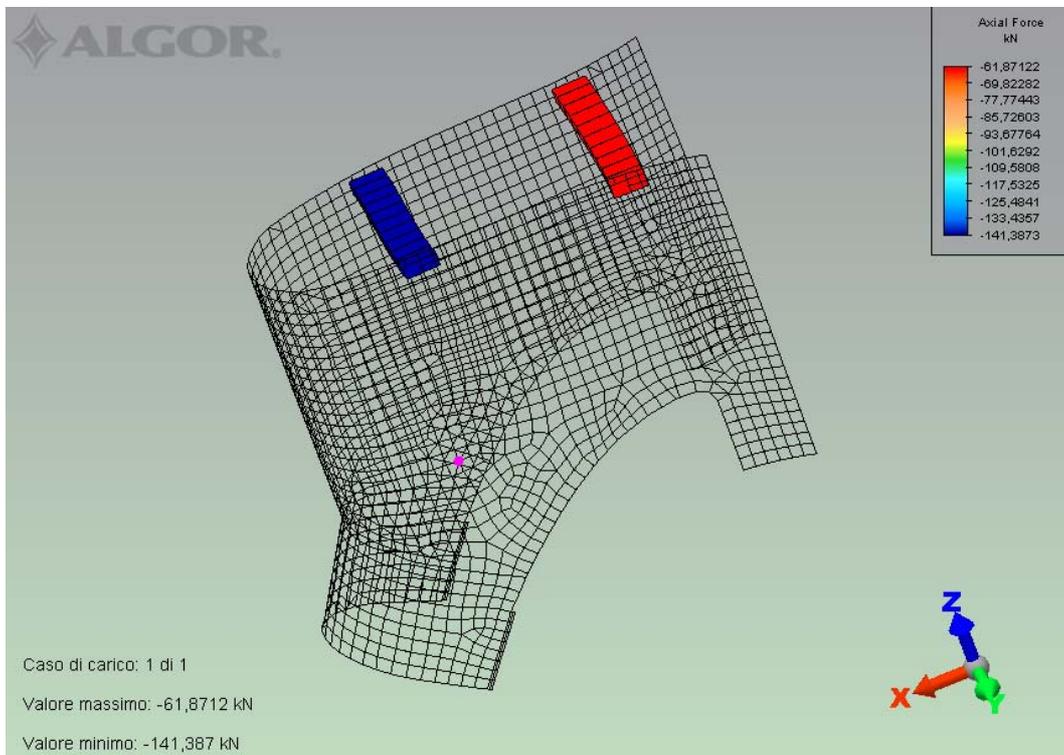


Sollecitazione M2

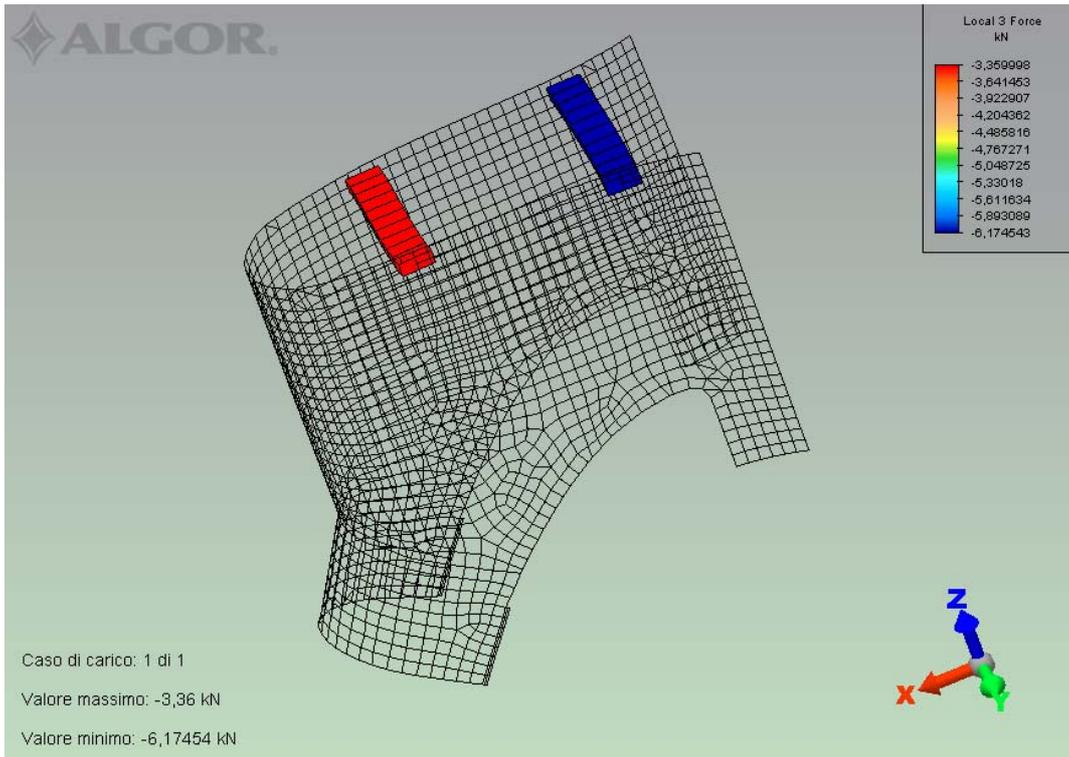


Sollecitazione M3

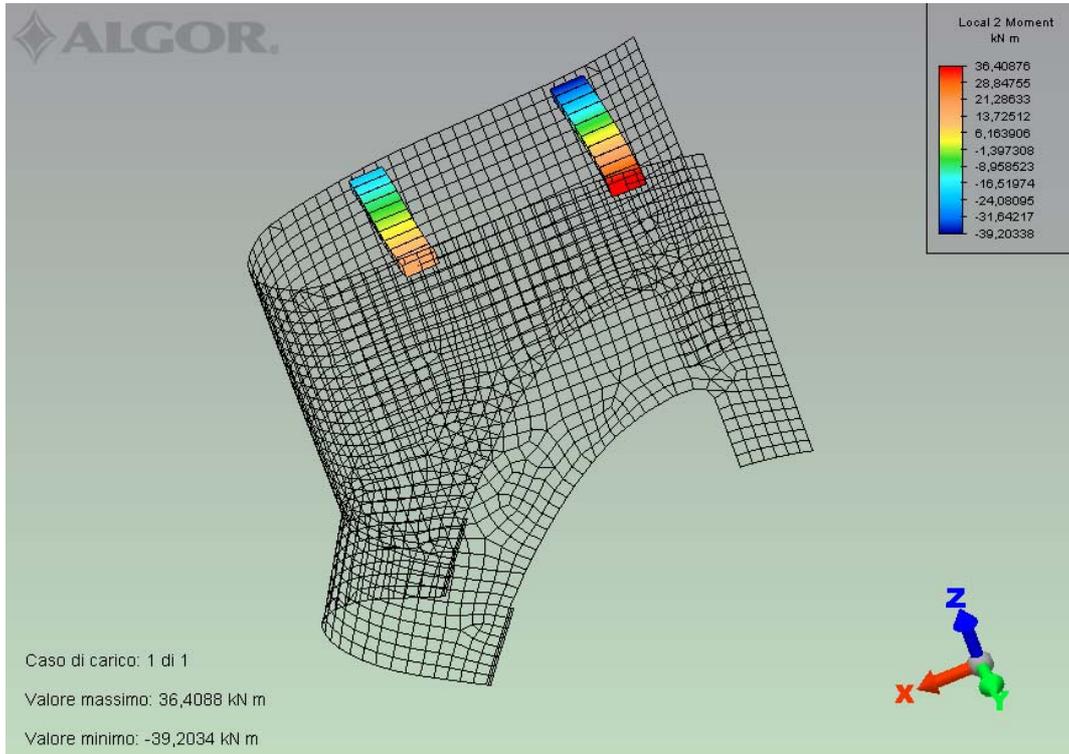
Spinte carico accidentale del piazzale



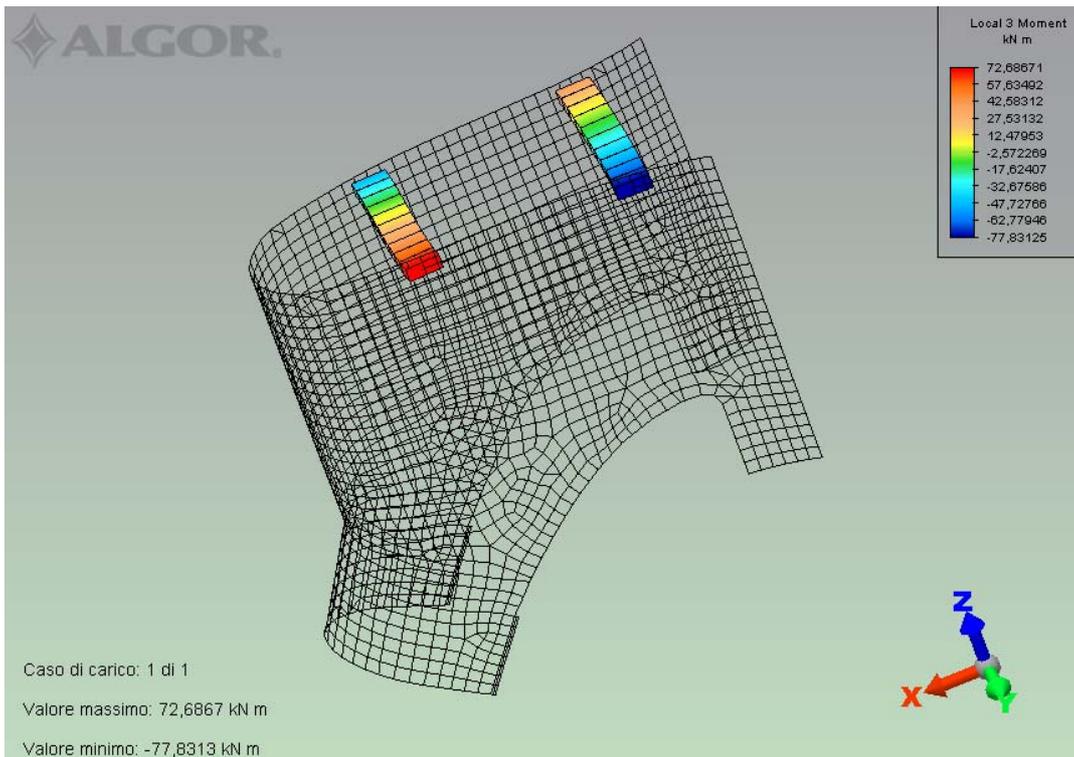
Sollecitazione F1



**Sollecitazione F3**

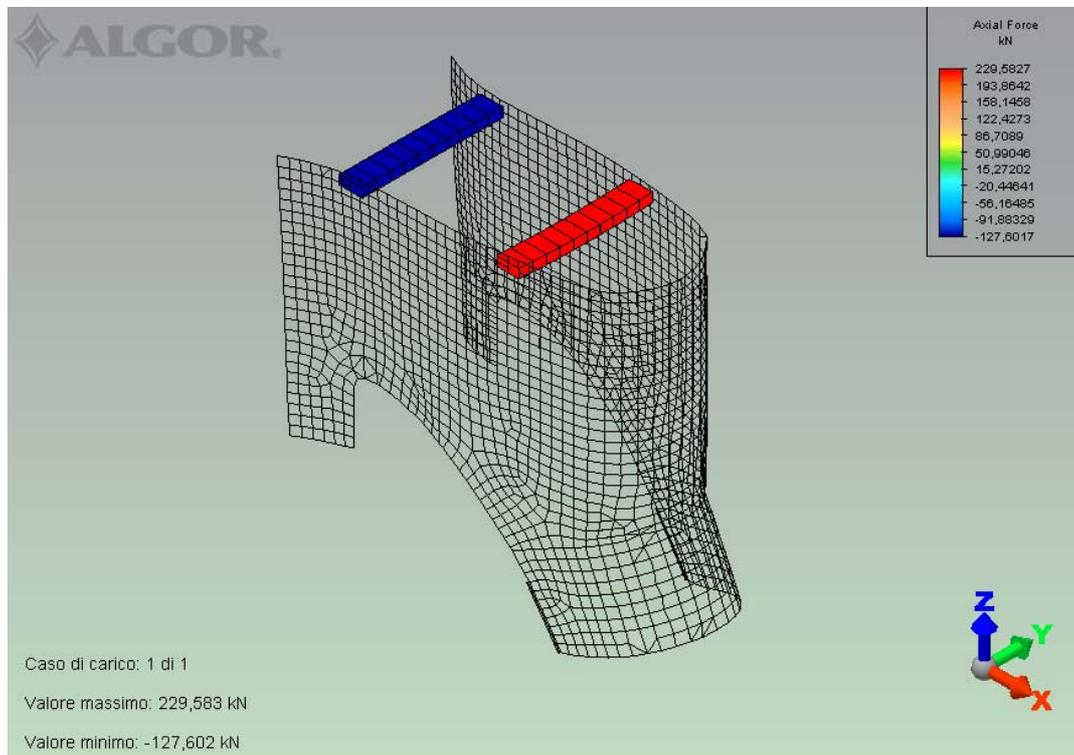


**Sollecitazione M2**

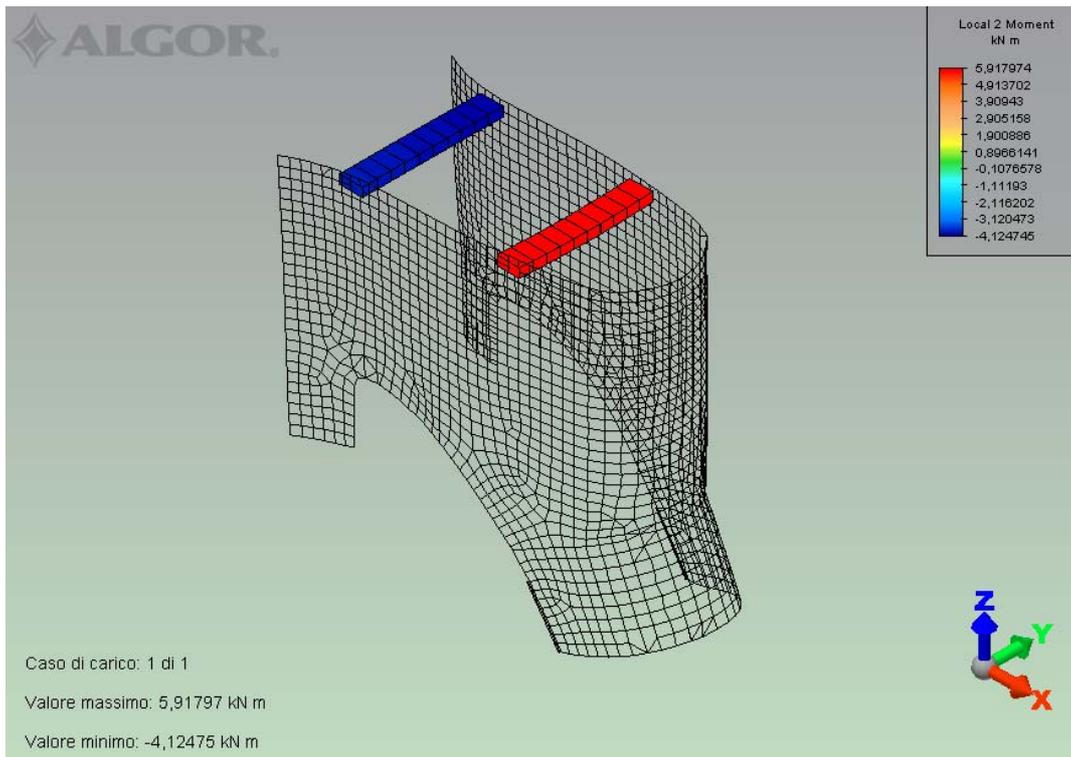


Sollecitazione M3

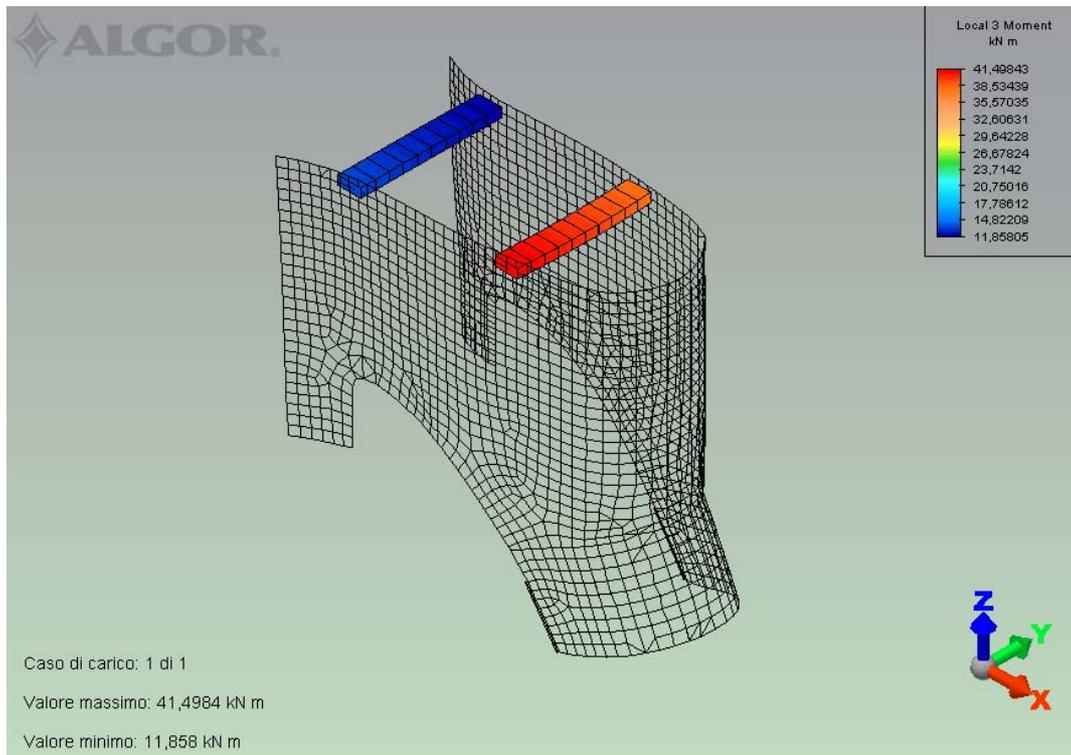
Variatione termica "unitaria"  $\Delta T = +10^\circ C$



Sollecitazione F1

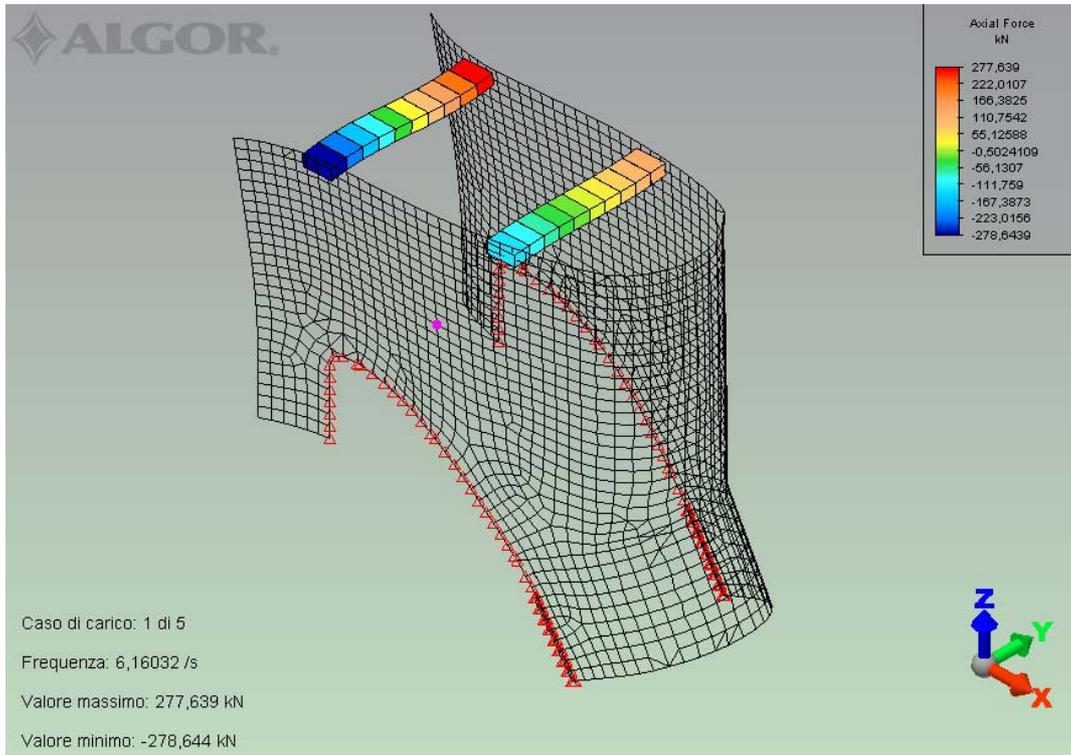


**Sollecitazione M2**

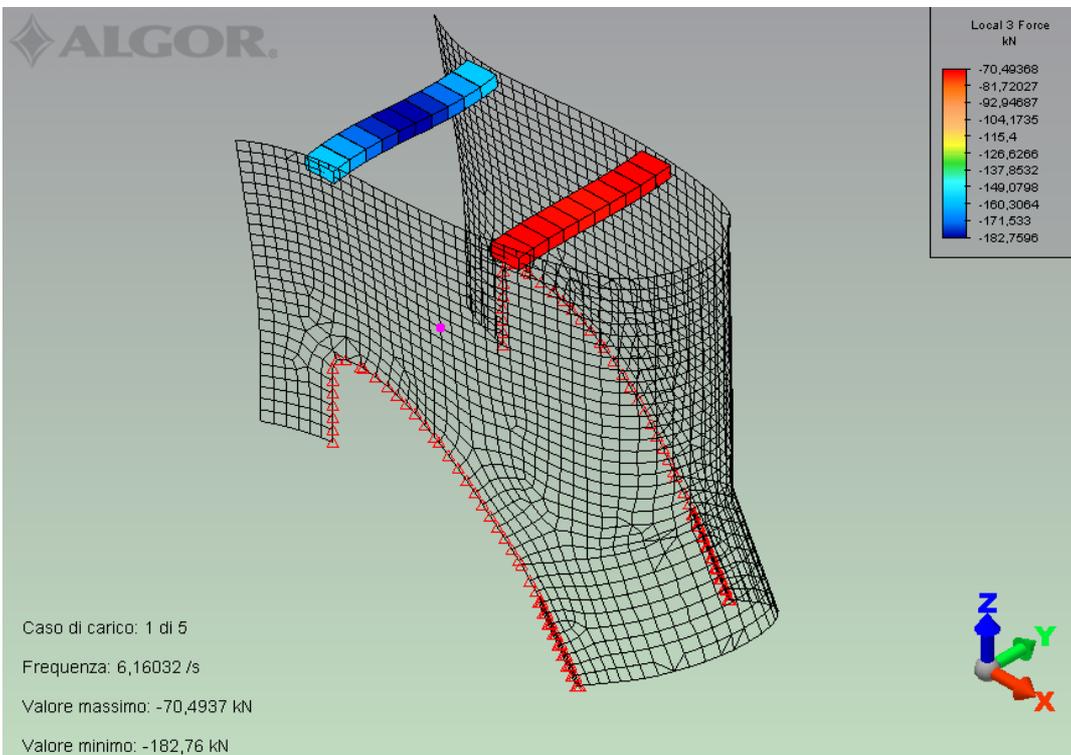


**Sollecitazione M3**

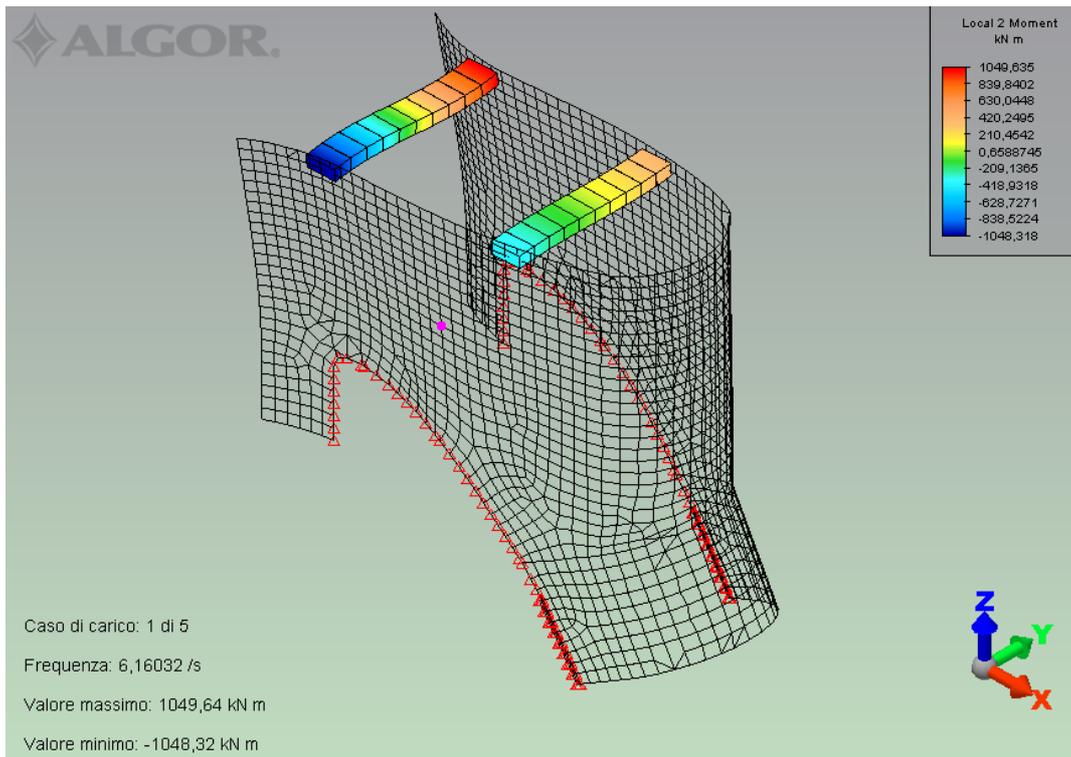
Azioni inerziali delle masse con sisma



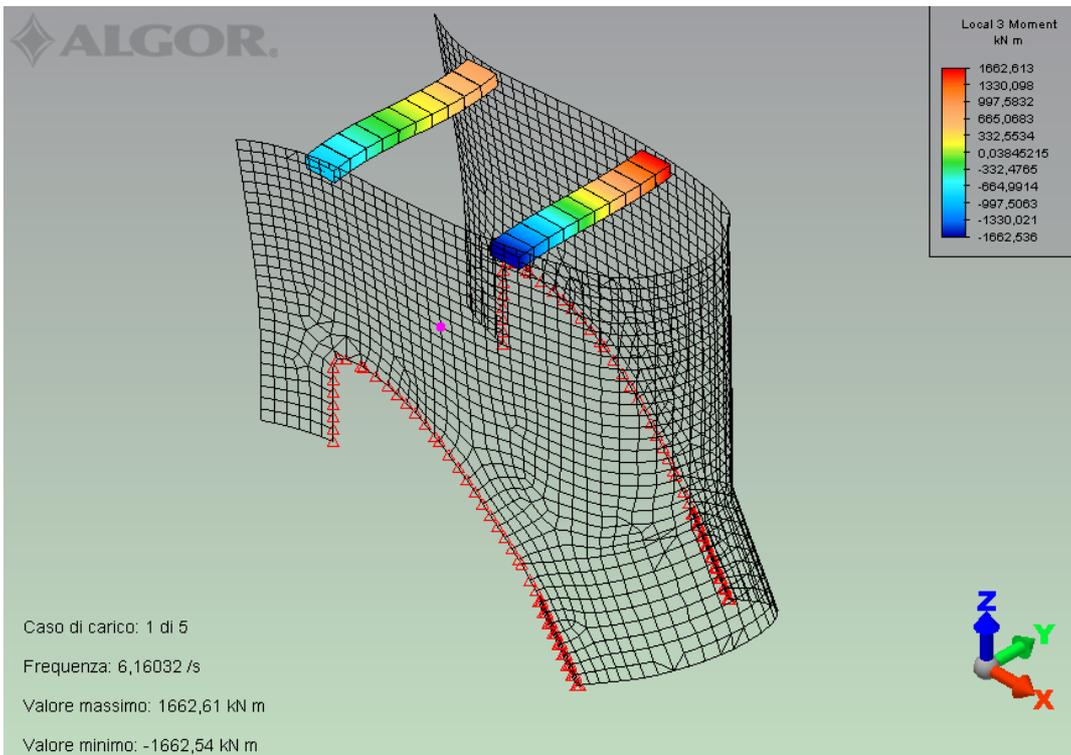
Sollecitazione F1



Sollecitazione F3

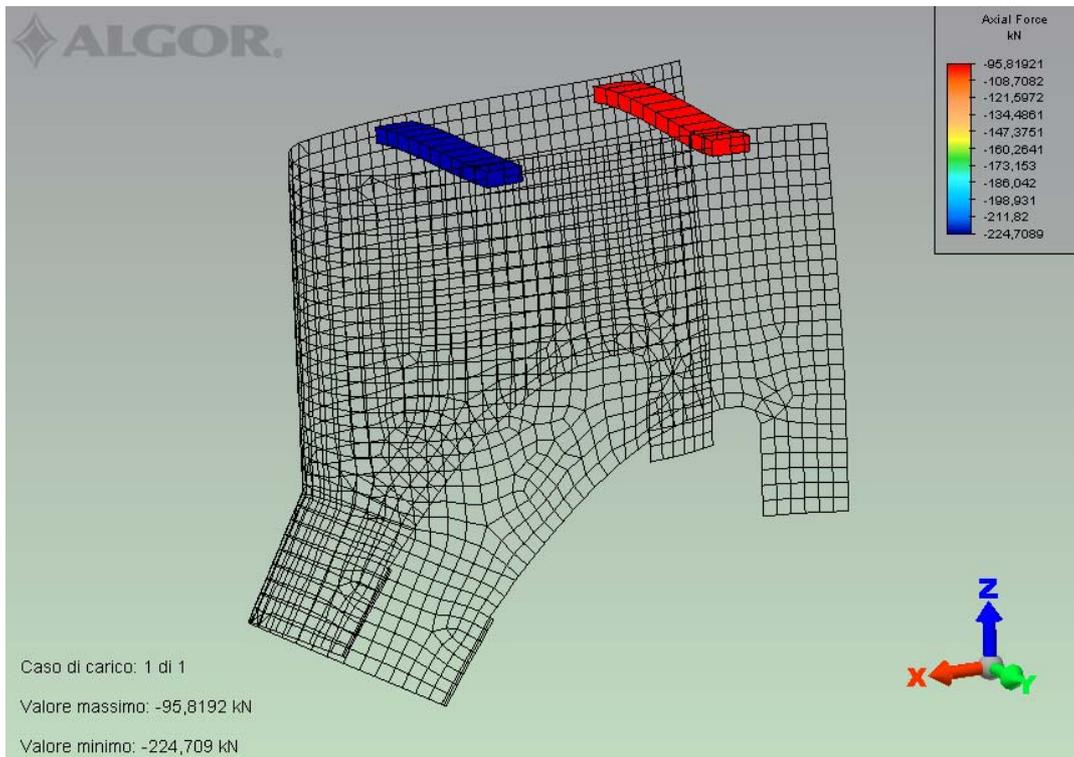


Sollecitazione M2

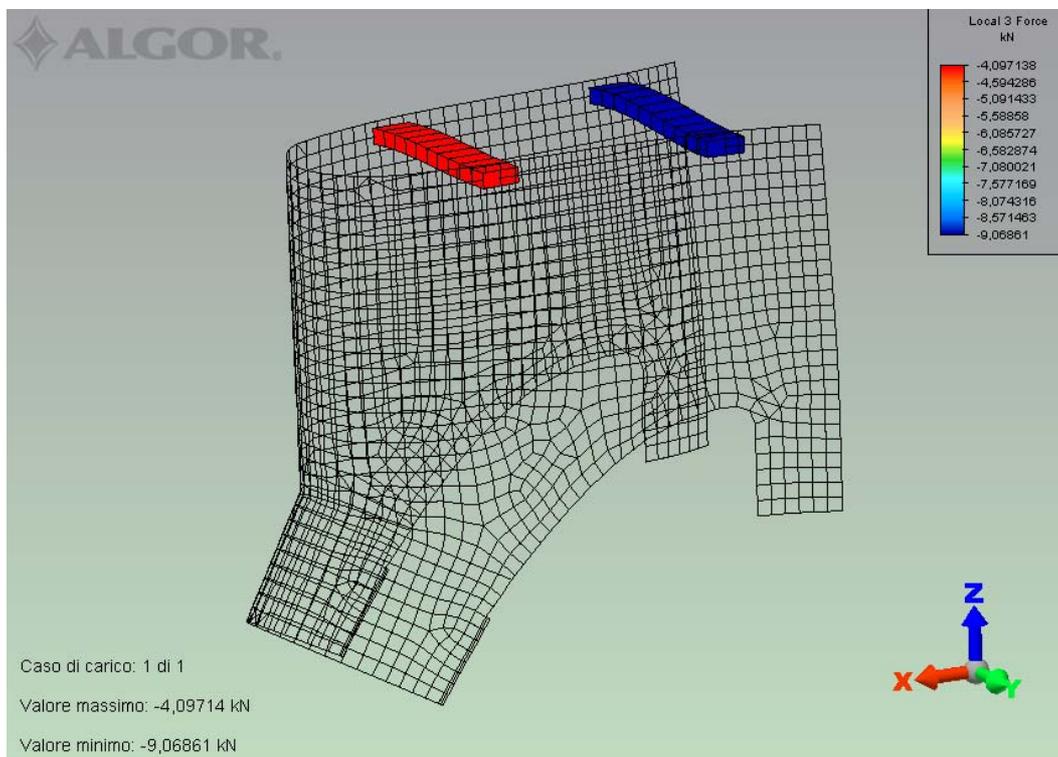


Sollecitazione M3

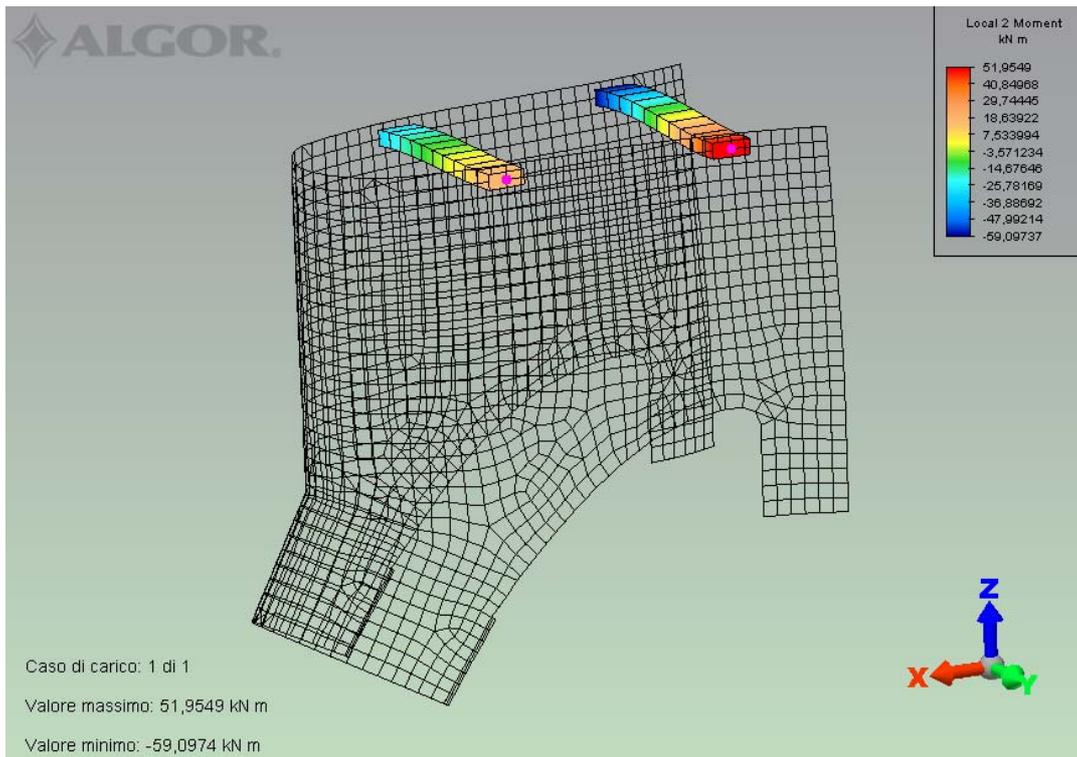
*Spinta delle terre ed acqua con sisma*



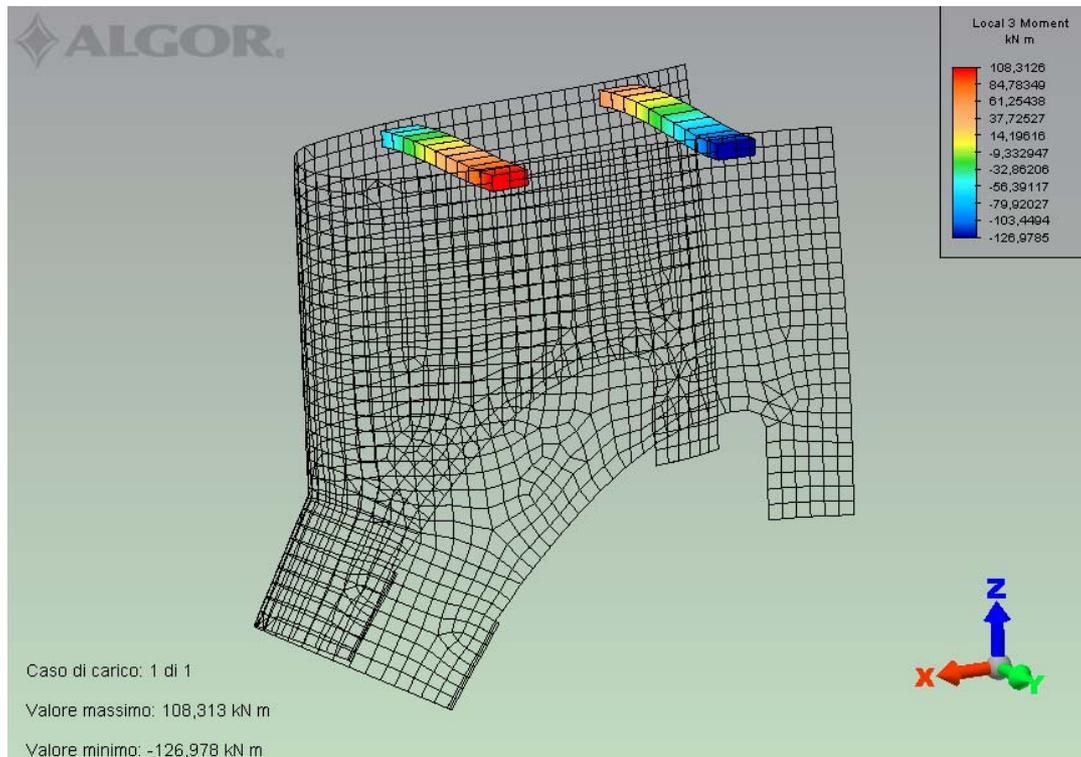
**Sollecitazione F1**



**Sollecitazione F3**



Sollecitazione M2



Sollecitazione M3

#### 6.10.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO SLU

Sulla base di modellazioni numeriche preliminari sono state definite le combinazioni di carico più gravose che sono risultate:

##### *-In condizione di normale esercizio*

##### *Combinazione 1*

- peso proprio
- pressioni idrostatiche con la quota del lago a 314,07 m s.m. (quota di massimo invaso)
- le spinte del rilevato del piazzale considerando un carico accidentale distribuito sul piazzale pari a 20 kN/m<sup>2</sup>

##### *Combinazione 2*

- peso proprio
- pressioni idrostatiche con la quota del lago a 314,07 m s.m. (quota di massimo invaso)
- le spinte del rilevato del piazzale considerando un carico accidentale distribuito sul piazzale pari a 20 kN/m<sup>2</sup>
- le coazioni da ritiro equiparato ad un abbassamento termico di 7,5 °C (azione rara coefficiente 0,6)
- le coazioni dovute ad un abbassamento termico di 15 °C (azione frequente coefficiente 0,5)

##### *Combinazione 3*

- peso proprio
- pressioni idrostatiche con la quota del lago a 314,07 m s.m. (quota di massimo invaso)
- le spinte del rilevato del piazzale considerando un carico accidentale distribuito sul piazzale pari a 20 kN/m<sup>2</sup>
- le coazioni dovute ad un aumento termico di 15 °C (azione frequente coefficiente 0,5)

##### *-In condizione di sisma*

Al fine della verifica strutturale la condizione più gravosa risulta il sisma ondulatorio in direzione ortogonale alla galleria di scarico e con direzione da monte verso il lago.

##### *Combinazione 1 (sisma in condizione di lago alla quota di massima regolazione 313,00 m s.m.)*

- peso proprio
- pressioni idrostatiche con la quota del lago a 313,00 m s.m. (quota di massima regolazione)
- le spinte del rilevato del piazzale
- le azioni sismiche dovute alla massa della struttura
- le sovraspinte del terreno e dell'acqua contenuta nel rilevato del piazzale

**Combinazione 2 (sisma con la quota del lago inferiore a 290,00 m s.m.)**

- peso proprio
- le spinte del rilevato del piazzale
- le azioni sismiche dovute alla massa della struttura
- le sovraspinte del terreno e dell'acqua contenuta nel rilevato del piazzale

Per la condizione sismica non si considerano né le coazioni di origine termica né la presenza del carico accidentale sul piazzale, in quanto per questi carichi le N.T.C. forniscono il valore del coefficiente di compartecipazione  $\Psi_{2j} = 0$

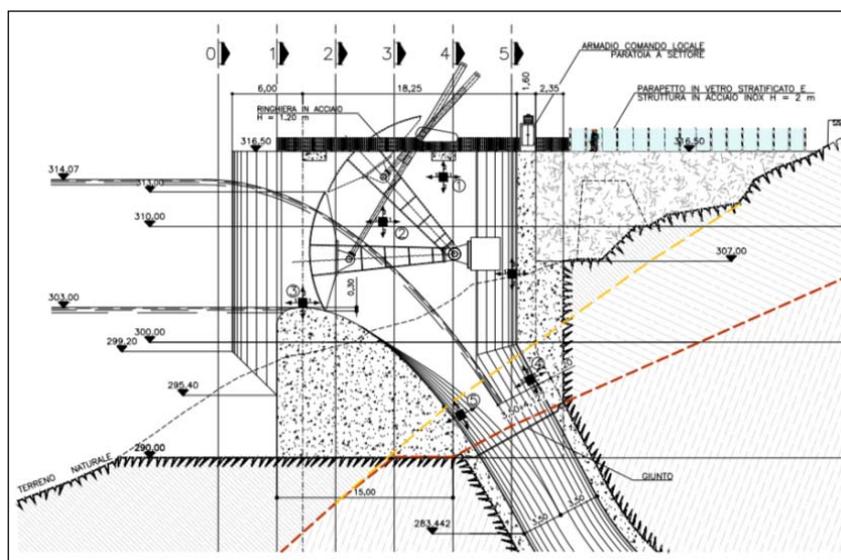
Inoltre, per semplicità di calcolo e a favore della sicurezza, nella modellazione numerica si considera che anche in condizione di sisma la quota del lago sia 314,07 m s.m. (massimo invaso).

Sulla base delle combinazioni sopra descritte, con i coefficienti  $\gamma_F$  A1 riportati al § 6.5.1, si ha la seguente tabella.

	Peso proprio	Spinta idrostatica	Spinta rilevato	Spinta carico acc.	Azioni inerziali	Spinte rilevato con sisma	Coazioni termiche
Combinazione 1	1,3	1,3	1,3	1,5			
Combinazione 2	1,3	1,3	1,3	1,5			-7,5*0,6 - 15*0,5 = -12
Combinazione 3	1,3	1,3	1,3	1,5			15*0,5 = 7,5
Sisma Combinazione 1	1	1			1	1	
Sisma Combinazione 2	1				1	1	

**6.10.4.1 VERIFICHE DELLE PARETI ALLO SLU PER PRESSO E TENSO FLESSIONE**

Le verifiche sono effettuate per le sezioni 1÷5 indicate in figura, che vengono ritenute le più significative.



### Valori delle sollecitazioni

Nelle tabelle che seguono si riportano i valori delle sollecitazioni calcolati per i carichi caratteristici nei punti 1÷5 estratti dai diagrammi riportati al § 6.10.3.1.

	Peso proprio				Pressioni idrostatiche			
	m1-1 (kN*m/m)	m2-2 (kN*m/m)	n1-1 (kN/m2)	n2-2 (kN/m2)	m1-1 (kN*m/m)	m2-2 (kN*m/m)	n1-1 (kN/m2)	n2-2 (kN/m2)
1	76	91	28	-33	340	172	131	-19
2	-10	4	70	-242	-6	-475	-110	10
3	-16	-29	-65	-432	702	1239	-130	-119
4	-87	14	5	16	323	9	-510	-95
5	-77	-10	-340	-195	555	197	366	-133

	Spinte rilevato				Spinte per carico accidentale piazzale			
	m1-1 (kN*m/m)	m2-2 (kN*m/m)	n1-1 (kN/m2)	n2-2 (kN/m2)	m1-1 (kN*m/m)	m2-2 (kN*m/m)	n1-1 (kN/m2)	n2-2 (kN/m2)
1	5	-3	47	-2	22	-12	39	-1
2	-36	-51	11	2	-27	-14	7	16
3	52	201	23	55	33	131	16	39
4	-21	-3	3	-8	-5	-1	-3	-2
5	45	4	-33	-18	22	2	-21	-13

	Variazioni termiche				Azioni inerziali			
	m1-1 (kN*m/m)	m2-2 (kN*m/m)	n1-1 (kN/m2)	n2-2 (kN/m2)	m1-1 (kN*m/m)	m2-2 (kN*m/m)	n1-1 (kN/m2)	n2-2 (kN/m2)
1	-1331	-3424	-17	1	-59	-251	-484	11
2	-154	12,44	-229	11	83	391	-97	-61
3	1147	1969	-1146	119	1065	2413	-130	593
4	1764	654	-11	22	-2	-17	-1	2
5	-1861	-226	-147	-657	349	81	391	160

	Spinta terre ed acqua con sisma			
	m1-1 (kN*m/m)	m2-2 (kN*m/m)	n1-1 (kN/m2)	n2-2 (kN/m2)
1	90	26	66	0
2	-12	-28	12	-11
3	-34	-120	26	67
4	11	-4	-42	-10
5	-30	-8	5	-21

I valori sopra riportati, combinati con i coefficienti indicati nella tabella del § 6.10.4, sono riportati nelle seguenti tabelle.

	Combinazione 1				Combinazione 2			
	<b>m1-1</b> (kN*m/m)	<b>m2-2</b> (kN*m/m)	<b>n1-1</b> (kN/m2)	<b>n2-2</b> (kN/m2)	<b>m1-1</b> (kN*m/m)	<b>m2-2</b> (kN*m/m)	<b>n1-1</b> (kN/m2)	<b>n2-2</b> (kN/m2)
1	580,30	320,00	326,30	-71,70	681,10	358,40	346,70	-72,9
2	-108,10	-699,60	-27,20	-275,00	-96,10	-721,20	247,60	-288,2
3	1008,90	2030,80	-199,60	-586,30	936,90	1884,40	1175,60	-729,1
4	272,00	24,50	-657,10	-116,10	146,00	-47,50	-767,50	-142,5
5	712,90	251,30	-40,60	-469,30	847,30	308,90	815,80	319,1

	Combinazione 3			
	<b>m1-1</b> (kN*m/m)	<b>m2-2</b> (kN*m/m)	<b>n1-1</b> (kN/m2)	<b>n2-2</b> (kN/m2)
1	517,30	296,00	313,55	-70,95
2	-115,60	-686,10	-198,95	-266,75
3	1053,90	2122,30	-1059,10	-497,05
4	350,75	69,50	788,95	-99,60
5	628,90	215,30	1102,45	962,05

	Sisma Combinazione 1				Sisma Combinazione 2			
	<b>m1-1</b> (kN*m/m)	<b>m2-2</b> (kN*m/m)	<b>n1-1</b> (kN/m2)	<b>n2-2</b> (kN/m2)	<b>m1-1</b> (kN*m/m)	<b>m2-2</b> (kN*m/m)	<b>n1-1</b> (kN/m2)	<b>n2-2</b> (kN/m2)
1	447,00	38,00	-259,00	-41,00	107,00	-134,00	-390,00	-22,00
2	55,00	-108,00	-125,00	-304,00	61,00	367,00	-15,00	-314,00
3	1717,00	3503,00	-299,00	109,00	1015,00	2264,00	-169,00	228,00
4	245,00	2,00	-548,00	-87,00	-78,00	-7,00	-38,00	8,00
5	797,00	260,00	422,00	-189,00	242,00	63,00	56,00	-56,00

### **Domini M-N allo SLU**

#### Sezione 1-1

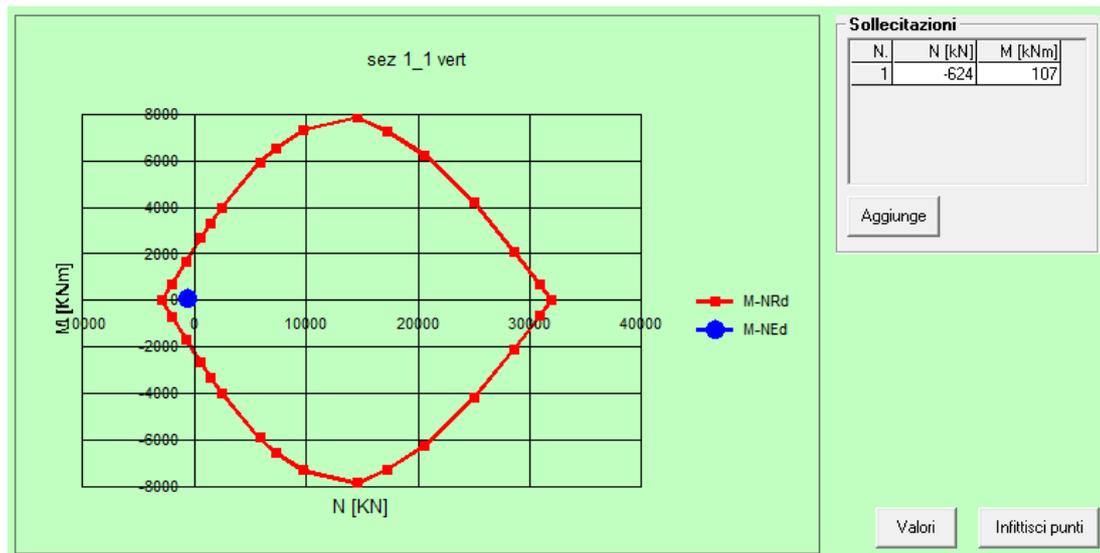
Nella direzione verticale l'armatura è formata da 10+10 Ø22 /100 cm, nella direzione orizzontale si hanno 5+5 Ø22 /100 cm

La sezione ha H = 160 cm

Nella direzione verticale si ha:

$$m_{1-1} = 107 \text{ kN*m/m} \quad n_{1-1} = -390 \text{ kN/m}^2 \quad N_1 = -390 * 1,6 * 1 = -624 \text{ kN}$$

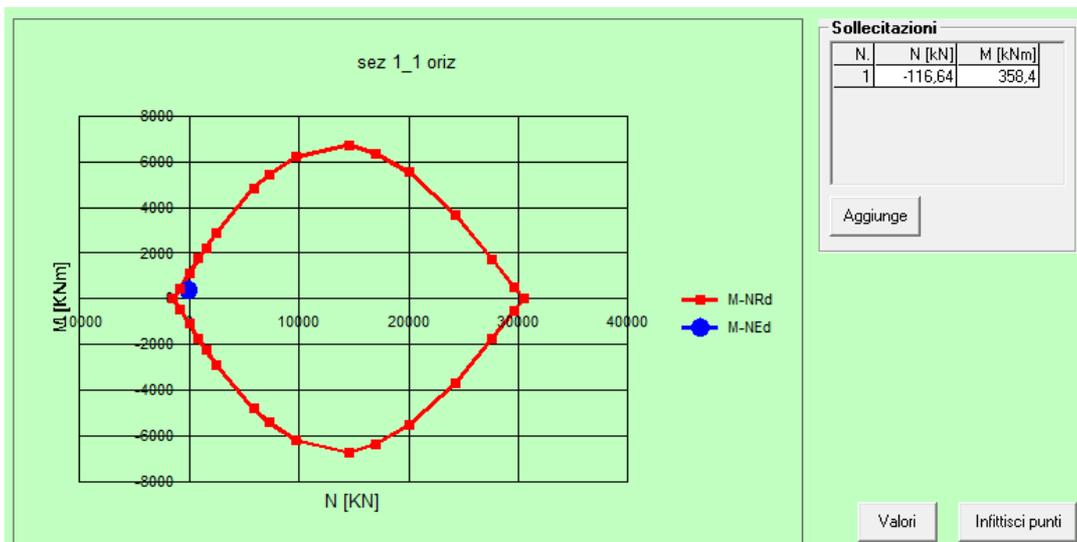
Risulta il diagramma della figura seguente.



Nella direzione orizzontale si ha:

$$m_{2-2} = 358,4 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad n_{2-2} = -72,9 \text{ kN/m}^2 \quad N_2 = -72,9 \cdot 1,6 \cdot 1 = -116,64 \text{ kN (trazione)}$$

I risultati della verifica a tenso flessione sono riportati nella figura seguente.



### Sezione 2-2

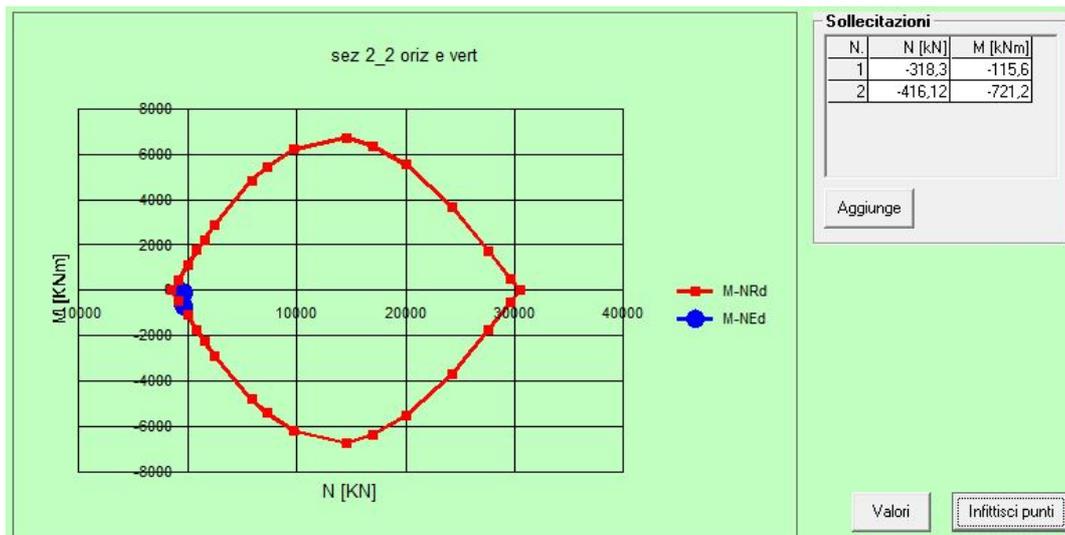
Nella direzione verticale si ha:

$$m_{1-1} = -115,6 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad n_{1-1} = -198,95 \text{ kN/m}^2 \quad N_1 = -198,95 \cdot 1,6 \cdot 1 = -318,32 \text{ kN (trazione)}$$

Nella direzione orizzontale si ha:

$$m_{2-2} = -721,2 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad n_{2-2} = -288,2 \text{ kN/m}^2 \quad N_2 = -288,2 \cdot 1,6 \cdot 1 = -461,12 \text{ kN (trazione)}$$

Considerando l'armatura sia orizzontale che verticale di 5+5 Ø22 /100 cm, si ha il diagramma della figura seguente.



### Sezione 3-3

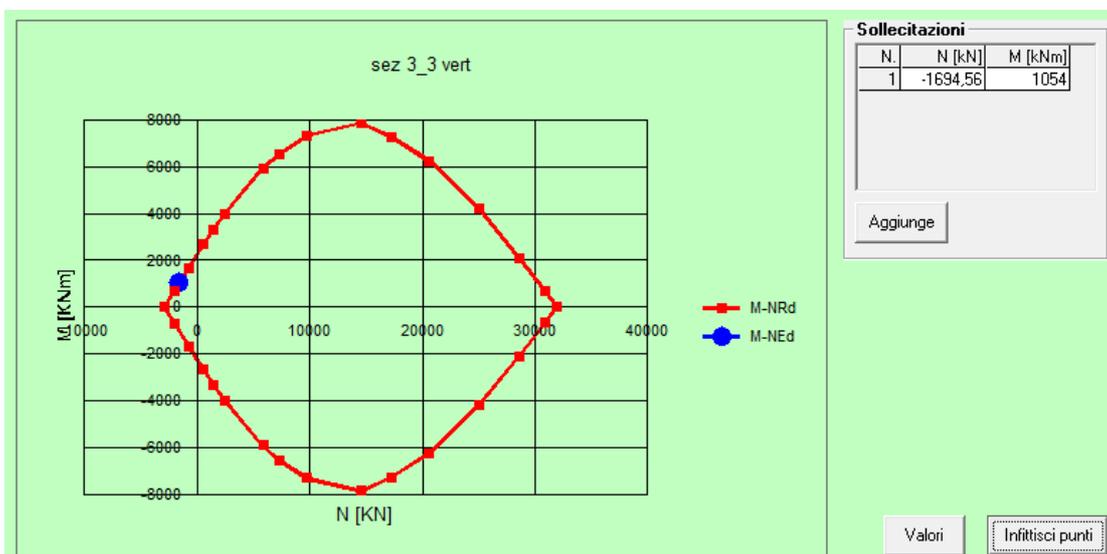
Nella direzione verticale l'armatura è formata da 10+10 Ø22 /100 cm

La sezione ha H = 160 cm

Si ha:

$$m_{1-1} = 1054 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad n_{1-1} = -1059,1 \text{ kN/m}^2 \quad N_1 = -1059,1 \cdot 1,6 \cdot 1 = -1694,56 \text{ kN (trazione)}$$

Risulta il diagramma della figura seguente.

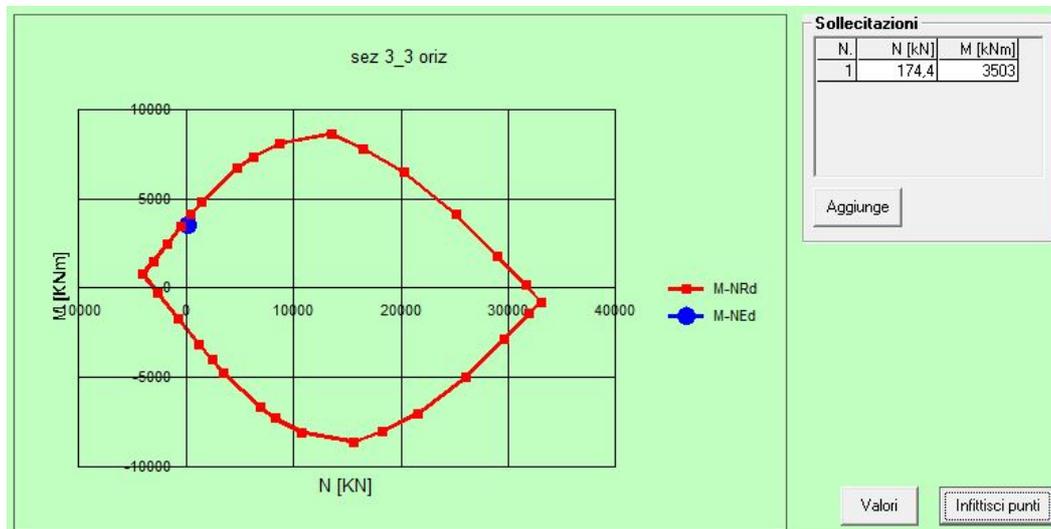


Nella direzione orizzontale l'armatura è formata da 10+10 Ø22 /100 cm e 5 Ø 26/100 cm sul paramento esterno.

Si ha:

$$m_{2-2 \max} = 3503 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad n_{2-2} = 109 \text{ kN/m}^2 \quad N_2 = 109 \cdot 1,6 \cdot 1 = 174,4 \text{ kN}$$

I risultati della verifica sono riportati nella figura seguente.



#### Sezioni 4-4 e 5-5

Per entrambe queste sezioni nella direzione verticale l'armatura è formata da 5+5 Ø20 /100 cm sia nella direzione parallela che in quella ortogonale alle generatrici.

La sezione ha  $H = 120 \text{ cm}$

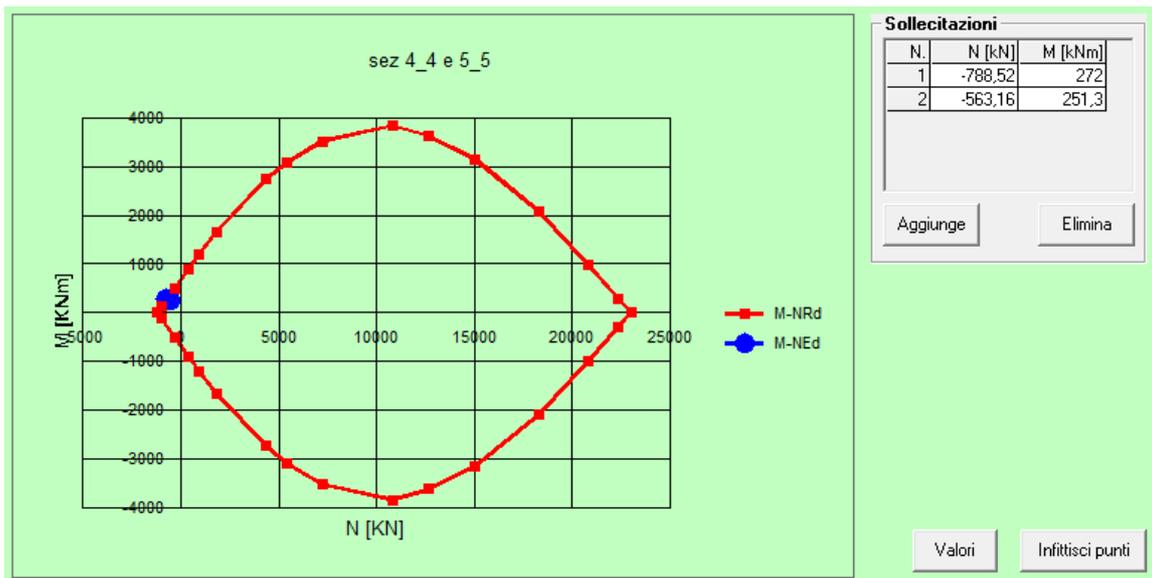
Nella direzione verticale si ha:

$$m_{1-1} = 272 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad n_{1-1} = -657,1 \text{ kN/m}^2 \quad N_1 = -657,1 \cdot 1,2 \cdot 1 = -788,52 \text{ kN}$$

Nella direzione orizzontale si ha:

$$m_{2-2} = 251,3 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad n_{2-2} = -469,3 \text{ kN/m}^2 \quad N_1 = 469,3 \cdot 1,2 \cdot 1 = -563,16 \text{ kN (trazione)}$$

Risulta il diagramma della figura seguente.



#### 6.10.4.2 VERIFICHE DELLE PARETI A TAGLIO

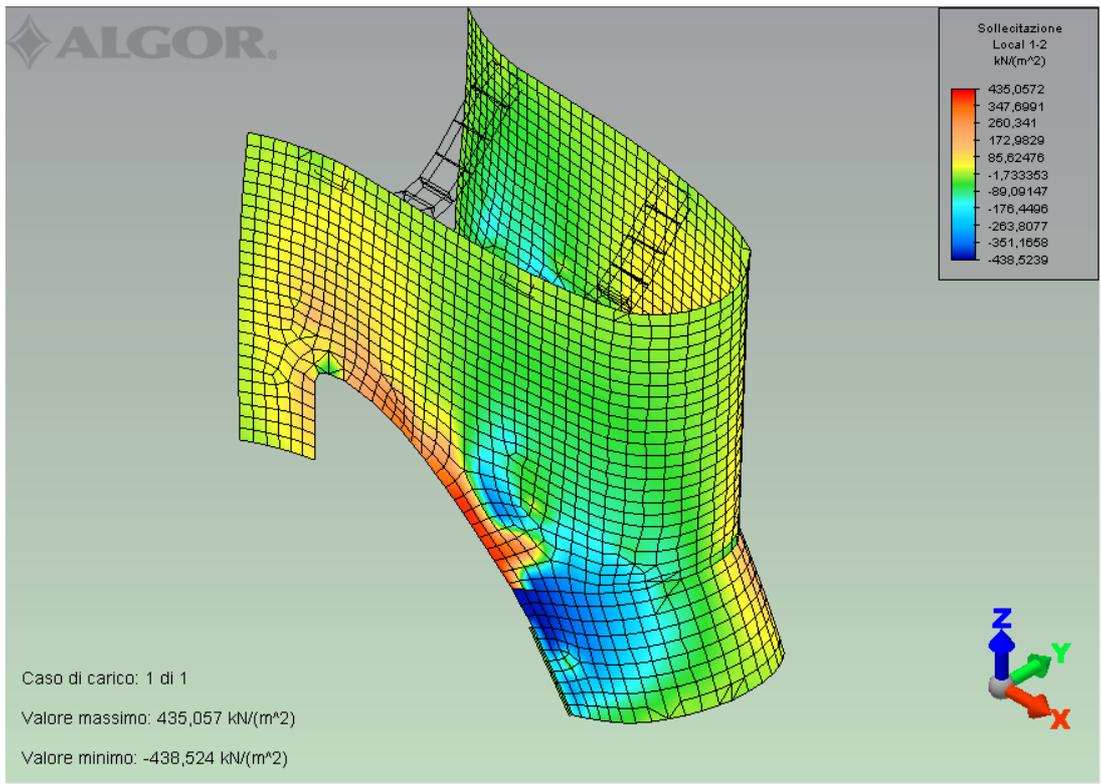
Le pareti sono prive di armatura a taglio e pertanto dovrà risultare:

$$V_{Rd} = 0,18 \times k \times (100 \times r_1 \times f_{ck}) / g_c + 0,15 \times s_{cp} \times b_w \times d^3 (V_{min} + 0,15 \times s_{cp}) \times b_{wxd} \quad (\text{\S 4.1.2.1.3.1 delle N.T.C.}).$$

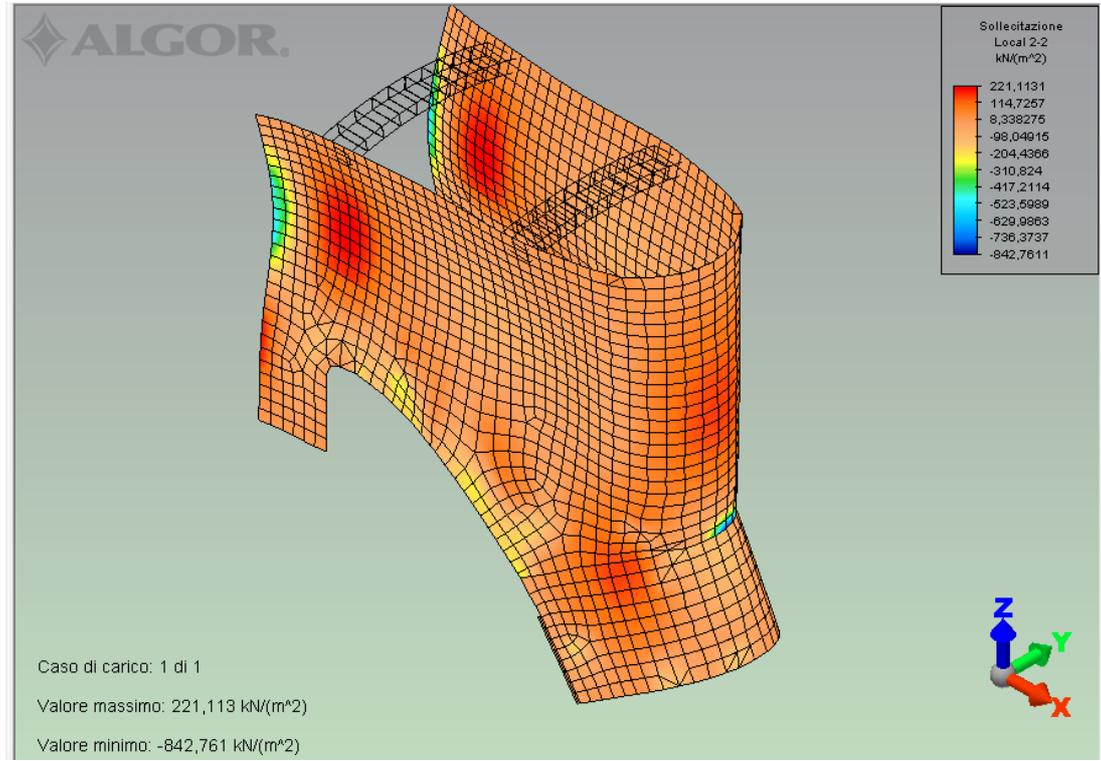
Per le sezioni in esame (spessore 1,6 m, armate con 5+5 Ø22) e ponendo cautelativamente  $s_{cp} = 0$  risulta:

$$V_{Rd} = 480 \text{ kN/m}^2$$

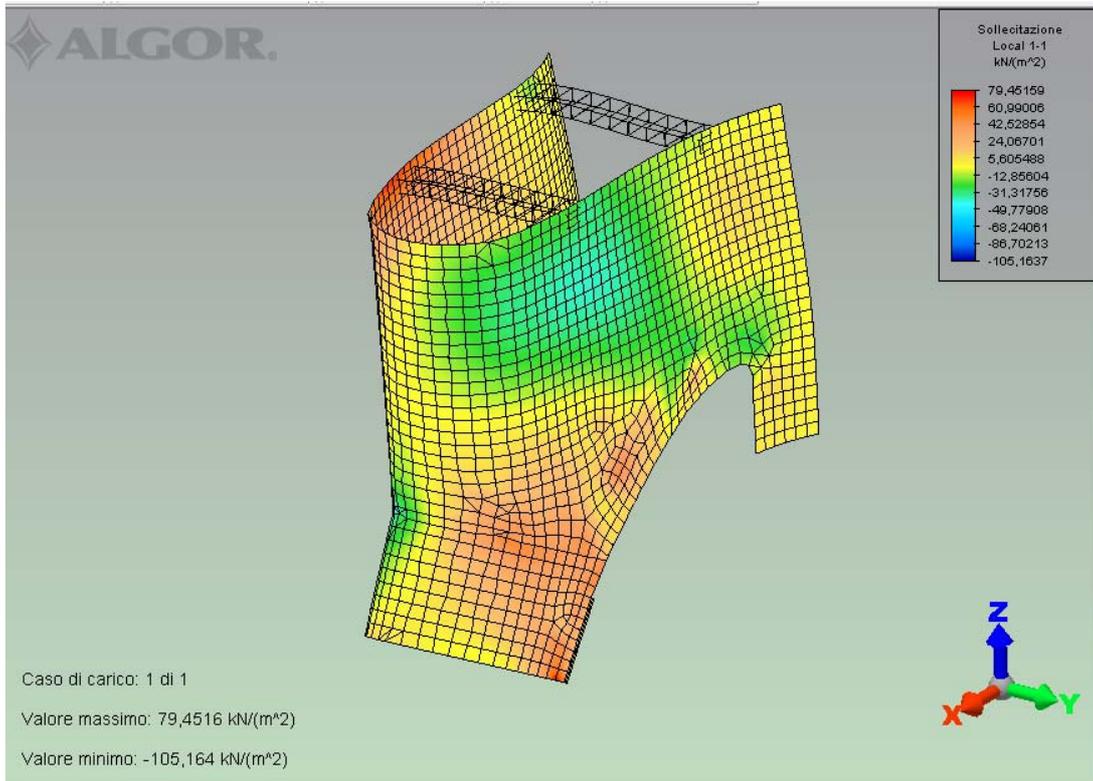
Con il modello di calcolo sopra descritto nelle pareti sono state calcolate le tensioni  $n_{1-2}$  che si hanno negli elementi shell delle pareti per tutti i carichi elementari caratteristici.



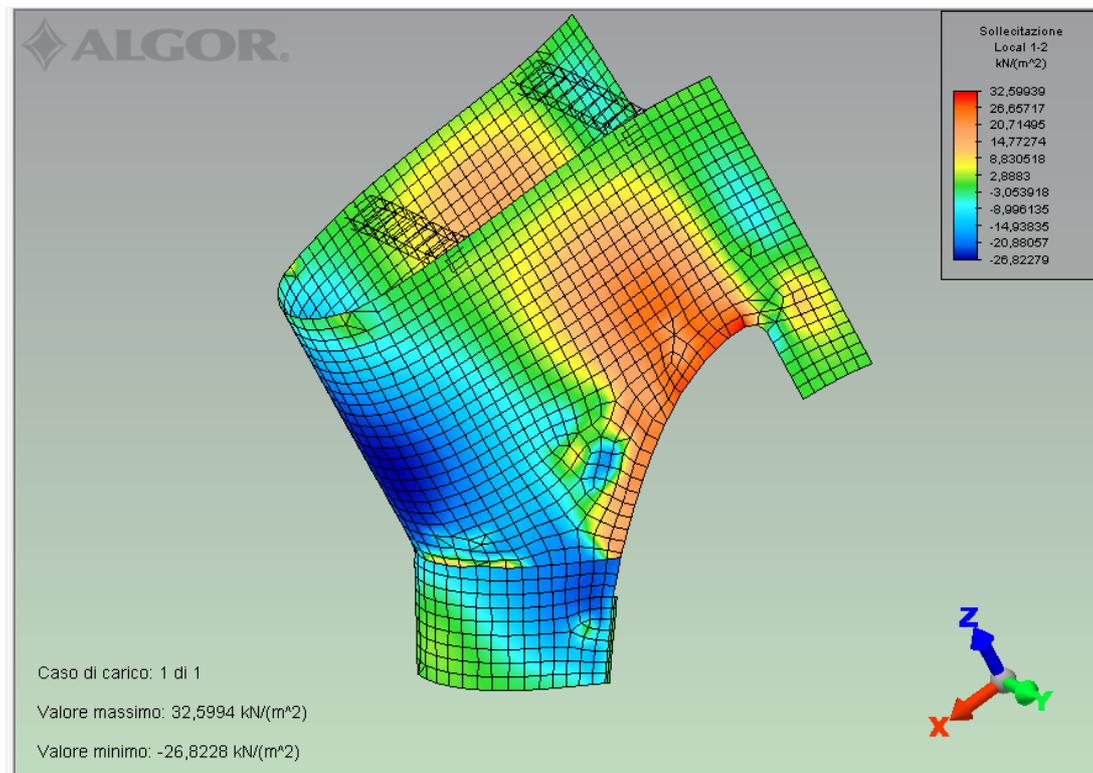
Tensioni n<sub>1-2</sub> per peso proprio



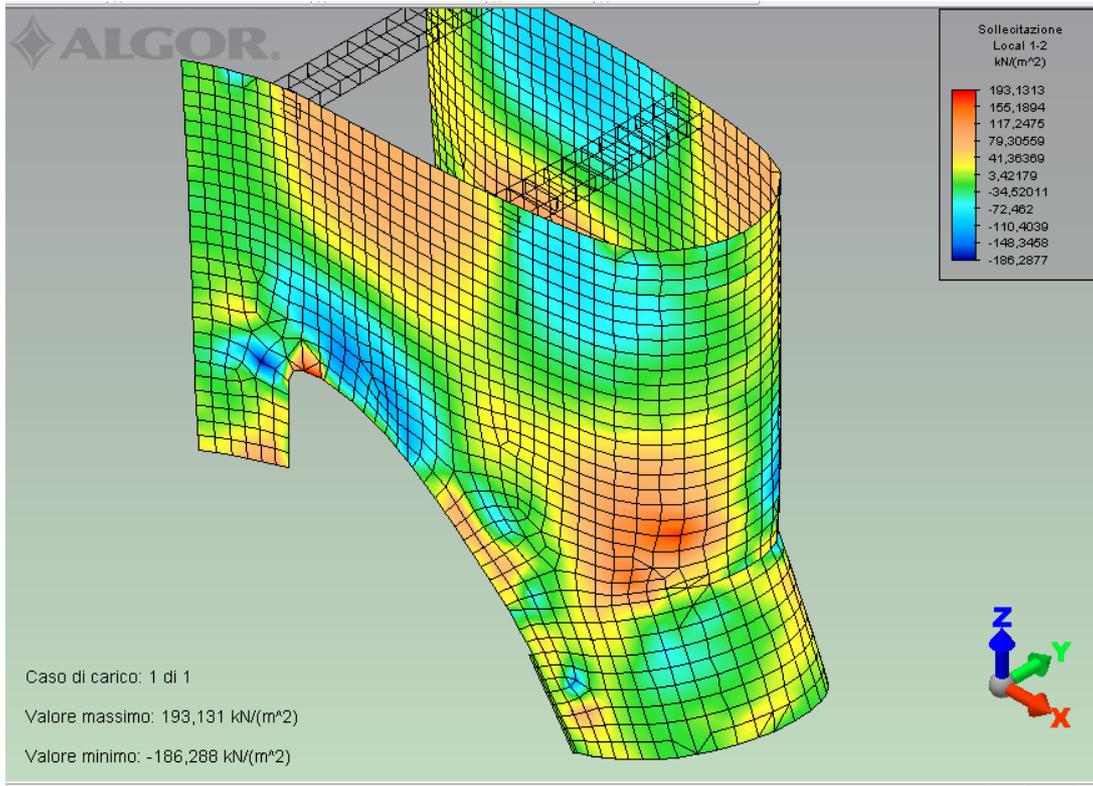
Tensioni n<sub>1-2</sub> per pressioni idrostatiche



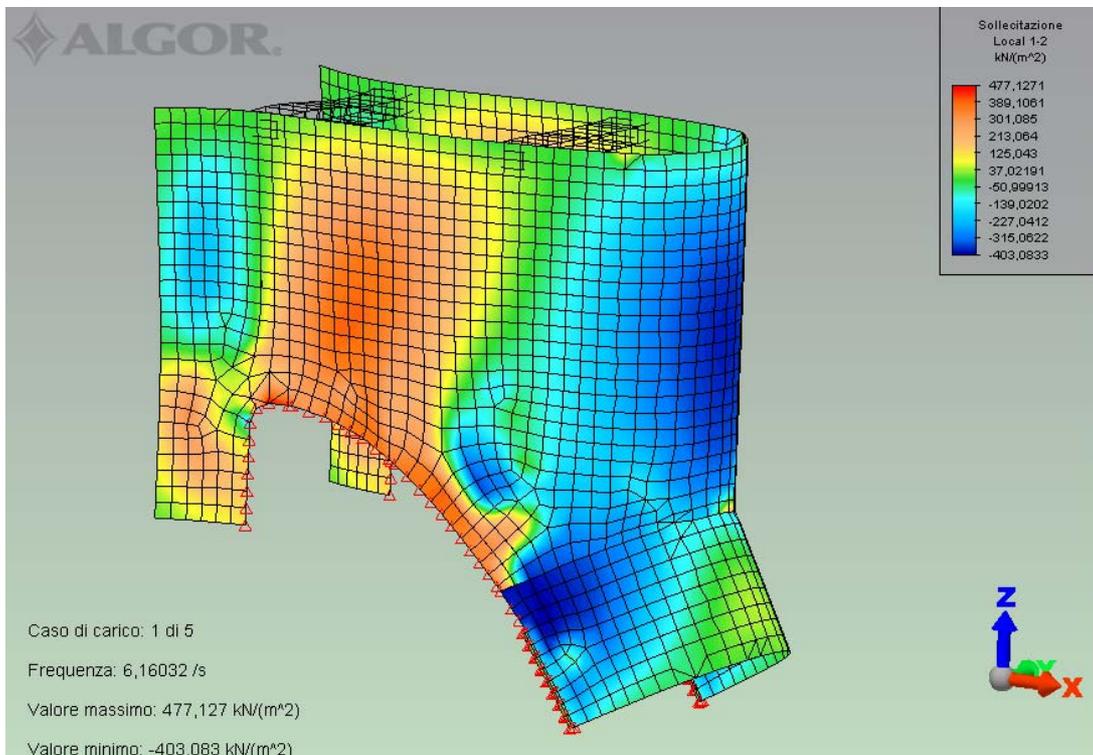
Tensioni  $n_{1-2}$  per spinta del rilevato



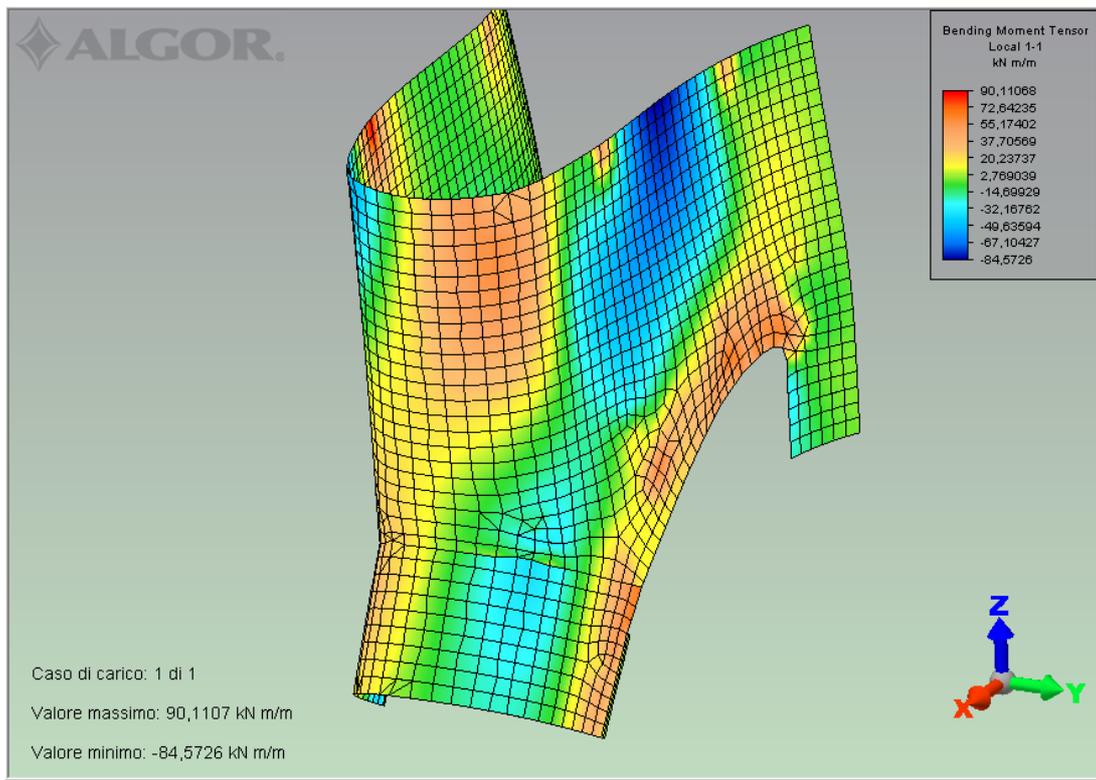
Tensioni  $n_{1-2}$  per spinta carico accidentale sul rilevato



Tensioni  $n_{1-2}$  per variazioni termica "unitaria"  $\Delta T +10^\circ C$



Tensioni  $n_{1-2}$  per azione inerziale delle masse



### Tensioni n<sub>1-2</sub> per spinta delle terre con sisma

Nelle sezioni precedentemente esaminate si hanno i valori riportati nella seguente tabella.

	Peso pr.	Idros.	Sp. terr.	Sp. acc.	Var. term.	Az. inerz.	Sp. con sisma
	<b>n1-2</b> (kN/m <sup>2</sup> )						
1	-7	-11	-30	13	-38	58	39
2	78	26	-35	3	6	389	-37
3	75	-120	-18	-8	-94	426	61
4	33	-82	5	2	-9	41	2
5	-197	-172	38	-1	-1	-361	43

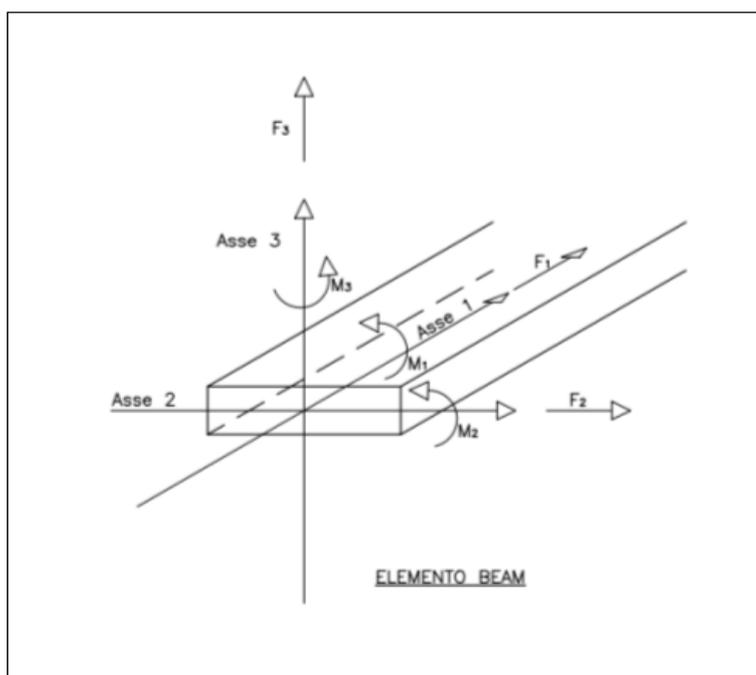
Le combinazioni agli stati limiti ultimi di cui al § 6.10.4 risultano:

	Comb. 1	Comb. 2	Comb.3	Comb. 1 sisma	Comb. 2 sisma
	<b>n1-2</b> (kN/m <sup>2</sup> )				
1	-42,9	2,7	-71,4	79	90
2	94,2	87	98,7	456	430
3	-93,9	18,9	-164,4	328	448
4	-54,2	-43,4	-60,95	-6	76
5	-431,8	-430,6	-432,55	-513	-341

Tutti i valori calcolati risultano inferiori a  $V_{Rd} = 480 \text{ kN/m}^2$  con esclusione del valore calcolato nella sezione 5 con la Combinazione 1 Sisma. In questa zona e lungo tutto il bordo del blocco di fondazione verranno disposte delle staffe radiali in grado di assorbire il taglio.

#### 6.10.4.3 VERIFICA ALLO SLU DELLE TRAVI DI CONTRASTO

Le sollecitazioni calcolate, all'incastro con la parete, per i singoli carichi caratteristici e per le varie condizioni elementari di carico son riportate nella seguente tabella. Dai calcoli risulta che il momento  $M_1$  (momento torcente) è trascurabile.

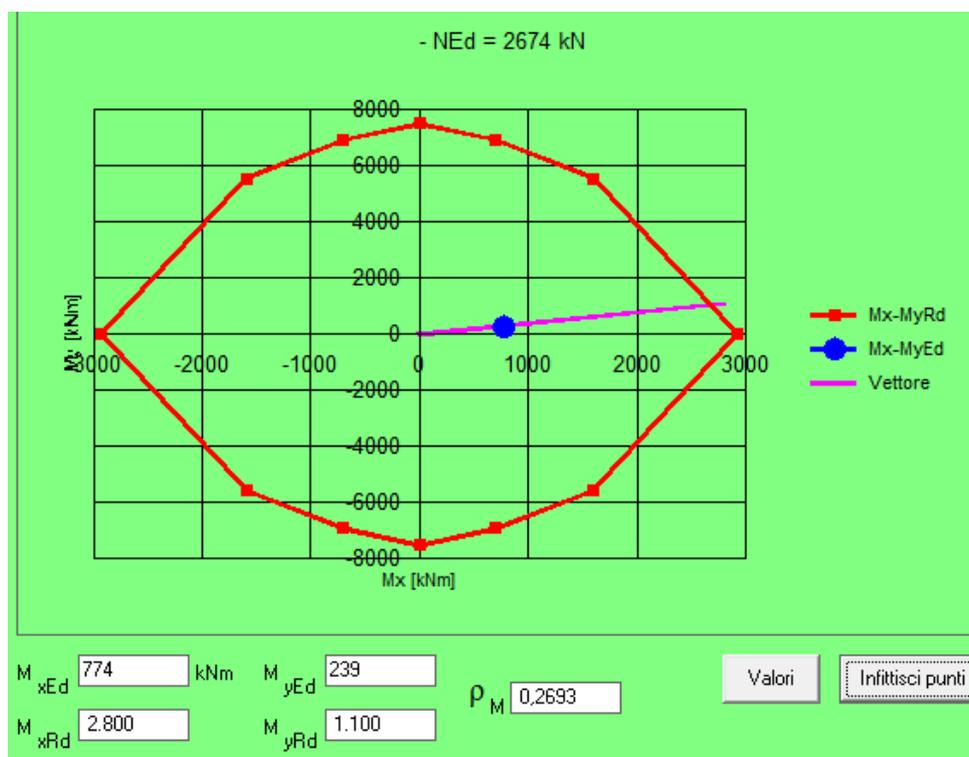


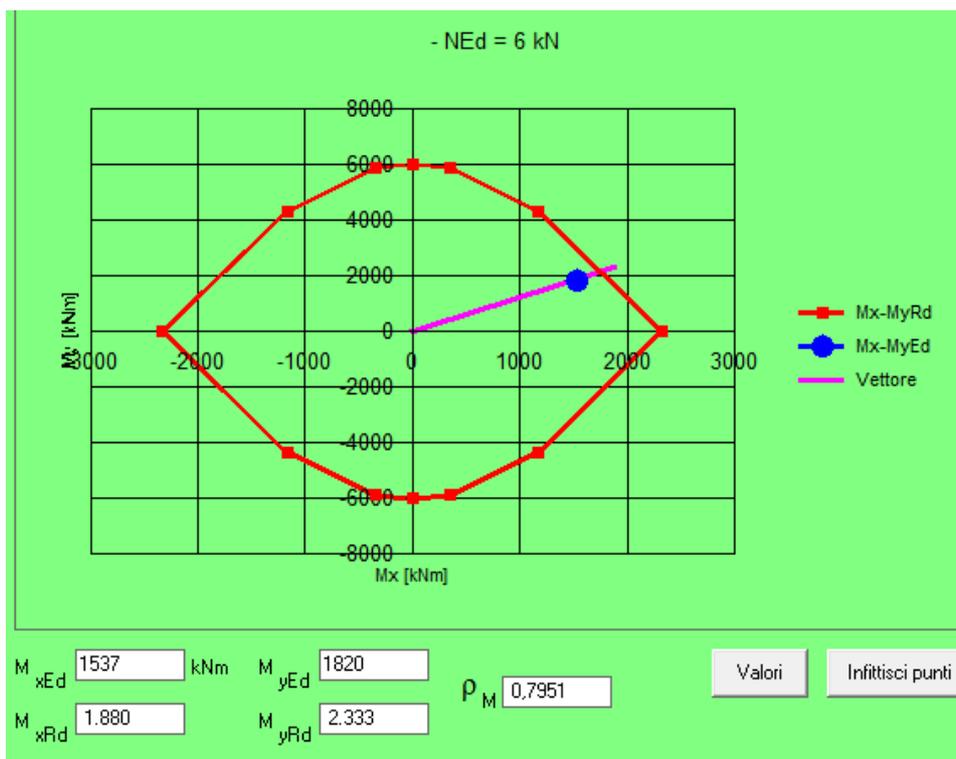
	F1	F3	M2	M3
	kN	kN	kN*m	kN*m
Peso proprio	-188	-203	-430	-31
Pressioni idrostatiche	-1298	0	-63	85
Spinta rilevato	-197	-8	-52	-110
Spinta carico accidentale	-141	-6	-39	-77
Variazione termica $\Delta T +10 \text{ }^\circ\text{C}$	229	0	6	43
Azioni Inerziali masse	277	-182	-1048	-1662
Spinta terre con sisma	-95	-9	-59	-127

Le sollecitazioni allo stato limite ultimo sono combinate con i coefficienti indicati al § 12.4 ed i risultati sono riportati nella seguente tabella.

	F1	F3	M2	M3
	kN	kN	kN*m	kN*m
Comb 1	-2399,4	-283,3	-767	-188,3
Comb 2	-2674,2	-283,3	-774,2	-239,9
Comb 3	-2227,65	-283,3	-762,5	-156,05
Comb 1 sisma	-1304	-394	-1600	-1735
Comb 2 sisma	-6	-394	-1537	-1820

Nelle figure che seguono si riportano i risultati delle verifiche effettuate per la condizione di  $N_{min}$  corrispondente alla Combinazione 2 del sisma e per la condizione di  $N_{max}$  corrispondente alla Combinazione 2 di normale esercizio.





### Verifica al taglio

Con la formula  $V_{Rd} = 0,18 \times k \times (100 \times r1 \times f_{ck}) / gc + 0,15 \times scp \times bw \times d^3 (V_{min} + 0,15 \times scp) \times b_{wxd}$  (S 4.1.2.1.3.1 delle N.T.C), nel caso in esame risulta  $V_{Rd} = 768 \text{ kN}$ , superiore alle sollecitazioni F3 riportate nella tabella del paragrafo precedente.

Considerata la larghezza della trave si dispone una staffatura di 1+1 Ø10 / 20 cm.

## 6.11. VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO DELLA STRUTTURA

La verifica allo stato limite di esercizio della struttura comprende:

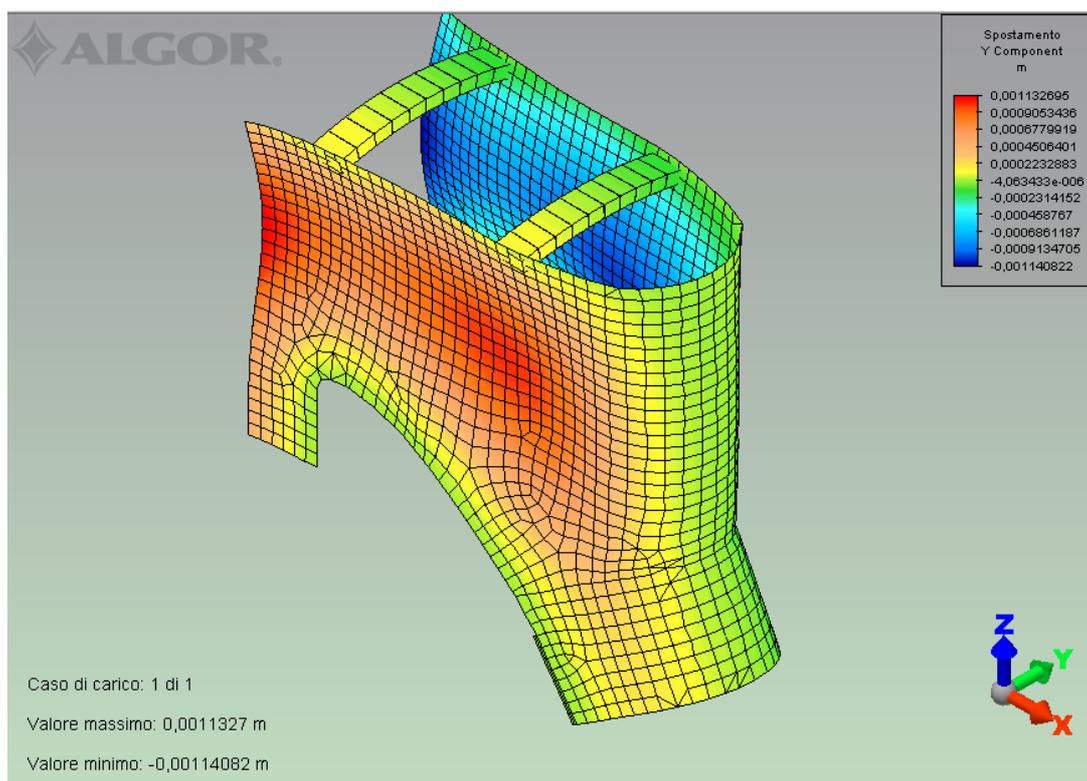
- la verifica dell'eccesso di deformazioni delle pareti laterali che compromettano il corretto funzionamento delle paratoie;
- la verifica della fessurazione delle pareti laterali.

### 6.11.1 VERIFICA ALLO SL DI DEFORMAZIONE

Per il corretto funzionamento delle paratoie occorre che la deformazione delle pareti per il solo carico idrostatico non superi  $5 \div 6 \text{ mm}$ .

Con il modello di calcolo si dimostra che tale condizione è rispettata.

Nella figura sottostante si riporta la deformata della struttura calcolata con il modello tridimensionale ad elementi finiti nella condizione di massimo invaso (314,07 m s.m.).



### 6.11.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE DELLE PARETI

Sulla base di quanto premesso al § 5.4.2, l'opera come classe di esposizione è classificata in XC2 con armatura poco sensibile. Per le varie combinazioni di carico l'apertura delle fessure deve essere inferiore a  $W_2 = 0,3 \text{ mm}$ .

Si considerano le seguenti due combinazioni di carico:

#### *Combinazione 1*

- peso proprio
- pressioni idrostatiche con la quota del lago a 314,07 m s.m. (massimo invaso)
- le spinte del rilevato del piazzale considerando un carico accidentale distribuito sul piazzale pari a  $20 \text{ kN/m}^2$

#### *Combinazione 2*

- peso proprio
- pressioni idrostatiche con la quota del lago a 314,07 m s.m. (massimo invaso)
- le spinte del rilevato del piazzale considerando un carico accidentale distribuito sul piazzale pari a  $20 \text{ kN/m}^2$
- le coazioni da ritiro equiparato ad un abbassamento termico di  $7,5 \text{ }^\circ\text{C}$  (azione rara coefficiente 0,6)

Sulla base delle combinazioni sopra descritte, con i coefficienti  $\gamma_F$  indicati all'articolo 2.5.3 delle N.T.C., per la combinazione caratteristica rara le azioni dei carichi caratteristici sono combinate con i coefficienti riportati nella tabella seguente.

	Peso proprio	Spinta idrostatica	Spinta rilevato	Spinta carico acc	Azioni inerziali	Spinte rilevato. con sisma	Coazioni termiche
Combinazione 1	1,0	1,0	1,0	1,0			
Combinazione 2	1,0	1,0	1,0	1,0			-7,5*0,6 = -4,5

Per le due combinazioni i valori delle sollecitazioni nelle sezioni 1÷5 sono riportati nella tabella seguente.

	Combinazione 1				Combinazione 2			
	m1-1 (kN*m/m)	m2-2 (kN*m/m)	n1-1 (kN/m2)	n2-2 (kN/m2)	m1-1 (kN*m/m)	m2-2 (kN*m/m)	n1-1 (kN/m2)	n2-2 (kN/m2)
1	443	326	306,8	-71,2	480,8	340,4	314,45	-71,65
2	-79	-692,6	-30,7	-283	-74,5	-700,7	72,35	-287,95
3	771	1965,3	-207,6	-605,8	744	1910,4	308,1	-659,35
4	210	25	-782,2	-115,1	162,75	-2	-777,25	-125
5	545	250,3	-981,7	-462,8	595,4	271,9	-915,55	-167,15

Nella tabella seguente si riportano i valori delle tensioni di trazione calcolate nel calcestruzzo considerando lo stesso reagente a trazione.

	Combinazione 1		Combinazione 2	
	Asse 1-1	Asse 2-2	Asse 1-1	Asse 2-2
	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
1	0,7	0,66	1,14	0,68
2	0,15	1,31	0,2	1,33
3	1,4	3,29	1,65	3,64
4	0,17	-	-	-
5	1,28	0,57	1,52	0,89

Con esclusioni della Sezione 3, per tutte le altre sezioni risulta che i valori calcolati sono inferiori a 2,51 N/mm<sup>2</sup> : tensione limite di formazione delle fessure (4.1.2.2.4.1 delle N.T.C.).

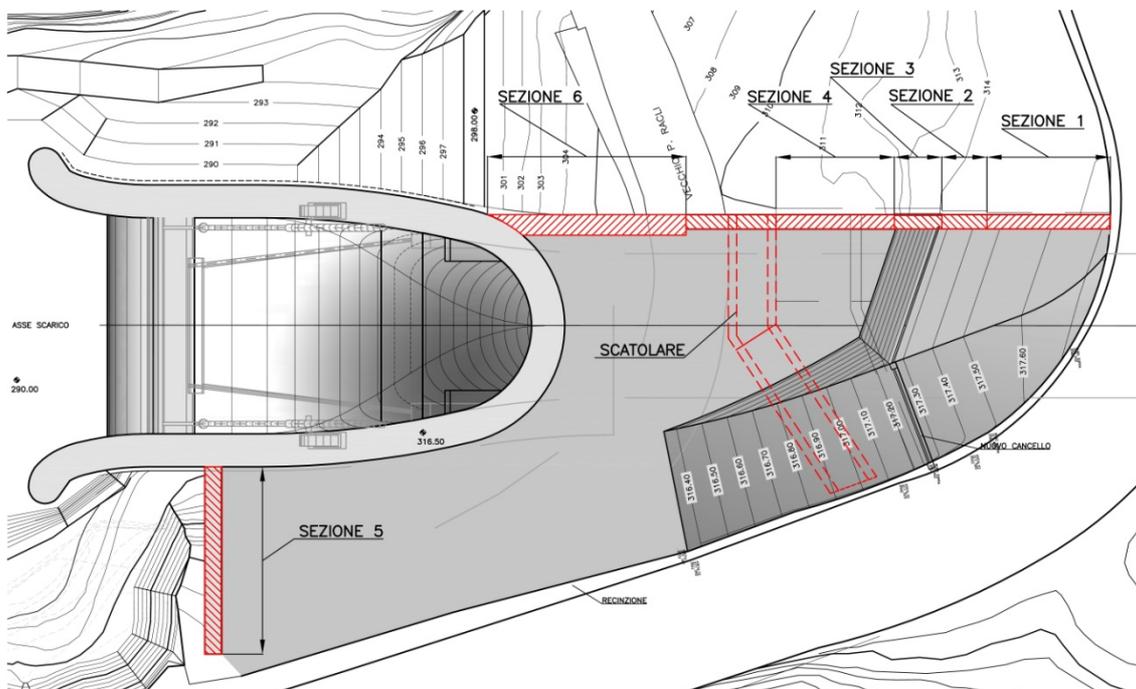
Per la Sezione 3 la tensione nelle barre di armatura calcolata a sezione parzializzata risulta di 165 N/mm<sup>2</sup>; pertanto la verifica a fessurazione è eseguita senza calcolo diretto, in ottemperanza al § C4.1.2.2.4, ed in particolare alle tabelle C4.1.II e C4.1.III, della Circolare alle N.T.C.

## 7. OPERA DI IMBOCCO: STRUTTURE DI SOSTEGNO DEL PIAZZALE

### 7.1. DESCRIZIONE E GEOMETRIA DELLE OPERE

Nel seguito si riportano le verifiche strutturali delle opere di sostegno del piazzale a tergo dell'opera di imbocco. Esse consistono in strutture in calcestruzzo armato gettato in opera, ed in particolare, con riferimento alla figura sottostante:

- quattro sezioni-tipo di muri di sostegno a mensola (da Sezione 1 a Sezione 4), la cui stabilità è affidata al peso proprio del muro ed a quello agente sulla ciabatta di monte;
- due muri incastrati alla struttura dell'opera di imbocco e/o alla roccia (Sezione 5 e Sezione 6), con schema statico essenzialmente "a piastra";
- uno scatolare che consentirà di mantenere l'accesso ad un cunicolo di ispezione della roccia, la cui realizzazione risale al periodo di costruzione della diga.



Il filtro rovescio descritto ed i numerosi drenaggi previsti nei paramenti dei muri assicurano che spinta dell'acqua dell'invaso sia sempre bilanciata a monte ed a valle del muro.

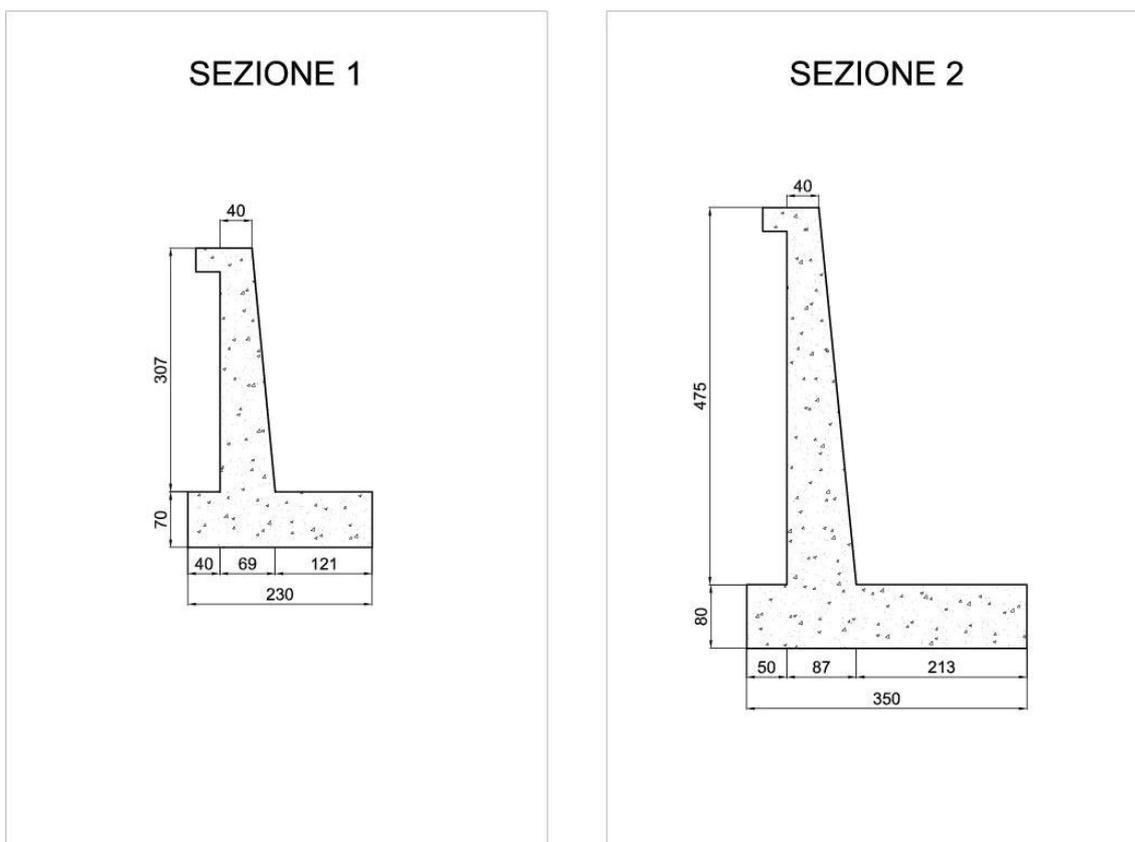
Nelle verifiche è stato considerato agente sul piazzale un carico uniformemente distribuito di 20 kN/m<sup>2</sup>. Il muro della Sezione 5 è stato inoltre dimensionato per il carico concentrato di 120 kN che potrà essere trasmesso da stabilizzatori di una autogru a servizio del montaggio della paratoia a settore.

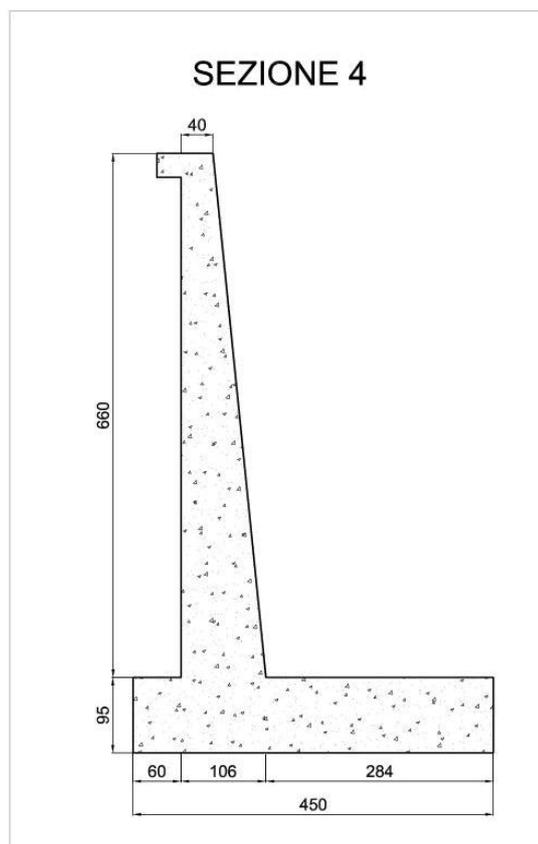
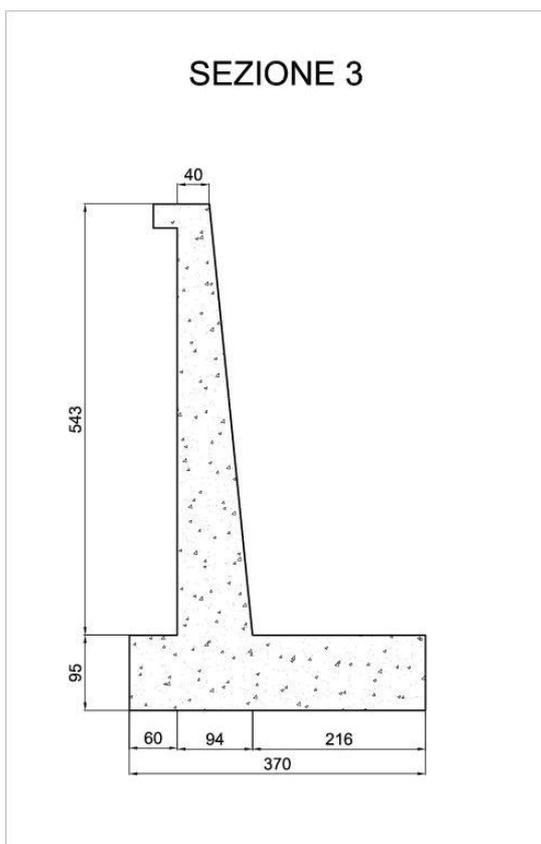
Pertanto, sia durante le fasi di cantiere che per le future manutenzioni in esercizio, i sovraccarichi sul piazzale dovranno essere limitati a quelli di dimensionamento, così come descritti nella presente relazione; in caso contrario, le opere dovranno di volta in volta essere sottoposte alle necessarie verifiche con le reali condizioni di carico.

## 7.2. MURI: SEZIONI 1, 2, 3 E 4

### 7.2.1 PREMESSE

Le strutture in esame sono muri a mensola in calcestruzzo armato, le cui sezioni trasversali sono schematicamente riportate nelle figure seguenti.





Di seguito si tabellano le principali dimensioni geometriche.

	Sezione 1	Sezione 2	Sezione 3	Sezione 4	
<b><u>Mensola</u></b>					
Altezza del paramento	3,07	4,75	5,43	6,60	m
Spessore in sommità	0,40	0,40	0,40	0,40	m
Spessore all'attacco con la fondazione	0,69	0,87	0,94	1,06	m
Inclinazione paramento esterno	verticale	verticale	verticale	verticale	
Inclinazione paramento interno	1/10	1/10	1/10	1/10	
<b><u>Fondazione</u></b>					
Lunghezza mensola fondazione di valle	1,21	2,13	2,16	2,84	m
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,40	0,50	0,60	0,60	m
Lunghezza totale fondazione	2,30	3,50	3,70	4,50	m
Inclinazione piano di posa fondazione	orizzontale	orizzontale	orizzontale	orizzontale	
Spessore fondazione	0,70	0,80	0,95	0,95	m

Il profilo del terreno considerato nei calcoli a monte delle sezioni è quello ricavato dai disegni di progetto della sistemazione del piazzale, ed in particolare tiene conto della rampa di accesso al piazzale.

### 7.2.2 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

I muri in esame (da Sezione 1 a Sezione 4) sono del tipo a mensola; la funzione di sostegno è quindi affidata al peso proprio ed al peso del terreno di monte agente sulla fondazione.

Gli stati limite ultimi si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali. In particolare, le verifiche sono eseguite con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio a corpo rigido (EQU)
  - scorrimento sul piano di posa;
  - ribaltamento;
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è effettuata secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2); le rimanenti verifiche secondo l'Approccio 1: Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Nel seguito, si considerano sezioni di muro avente profondità di un metro.

Le verifiche sono state eseguite avvalendosi del codice di calcolo MAX 10.0 – Muri di sostegno della Aztec Informatica.

### 7.2.3 AZIONI

#### Peso proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato assegnando al calcestruzzo armato un peso per unità di volume di 25 kN/m<sup>3</sup>.

#### Peso del terreno

Il peso del terreno gravante sulla fondazione in c.a. di monte viene tenuto in conto assegnando al terreno un peso per unità di volume di 18 kN/m<sup>3</sup>.

#### Spinta del terreno

La spinta del terreno in condizioni statiche viene calcolata attraverso il metodo di Culmann, che estende la formulazione del calcolo della spinta attiva proposta da Coulomb nel caso di profilo del terreno a monte del muro con andamento qualsiasi.

### Sovraccarichi accidentali sul piazzale

Si è considerato agente sul piazzale un sovraccarico accidentale verticale uniformemente distribuito, il cui valore caratteristico è di 20 kN/m<sup>2</sup>, e l'incremento della spinta orizzontale del terreno dovuto a questo sovraccarico.

### Azioni sismiche

Con riferimento al precedente § 5. , per le opere di sostegno del piazzale a tergo dell'opera di imbocco si assume cautelativamente:

- Categoria topografica  $T_2 = 1,2$
- Categoria del suolo B

Pertanto,  $S = S_s \times S_T = 1,44$ .

Le analisi in condizioni sismiche vengono di seguito condotte con il metodo pseudostatico.

Le forze d'inerzia orizzontali e verticali per effetto del sisma sono valutate con le seguenti relazioni:

$$F_{iH} = K_h \cdot W$$

$$F_{iV} = \pm K_v \cdot W$$

dove  $W$  è il peso del muro e del terreno soprastante la fondazione di monte.

Il coefficiente sismico orizzontale è pari a  $K_H = S \times a_g \times \beta_m$ , mentre il coefficiente sismico verticale  $K_V$  è pari a  $K_V = K_H / 2$ . Nel caso in esame:

$$K_H = 0,348 \times 1,44 \times 0,431 = 0,216$$

$$K_V = \pm 0,108.$$

Per i muri di sostegno, l'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma viene calcolato con il metodo di Mononobe-Okabe.

### **7.2.4 COMBINAZIONI DI CARICO**

Nella tabella seguente si riportano i coefficienti di partecipazione e di combinazione per ciascuna delle combinazioni considerate. Le combinazioni e la loro numerazione sono le stesse per le quattro sezioni esaminate.

N.	COMBINAZIONE	AZIONE	$\gamma$	$\Psi$	N.	COMBINAZIONE	AZIONE	$\gamma$	$\Psi$
1	SLU (Caso A1-M1) Sisma Vert. negativo	Peso proprio	1,00	1,00	8	SLU (Caso A2-M2) Sisma Vert. positivo	Peso proprio	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00			Spinta terreno	1,00	1,00
2	SLU (Caso A2-M2) Sisma Vert. negativo	Peso proprio	1,00	1,00	9	EQU Sisma Vert. positivo	Peso proprio	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00			Spinta terreno	1,00	1,00
3	EQU Sisma Vert. negativo	Peso proprio	1,00	1,00	10	EQU	Peso proprio	1,10	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00			Spinta terreno	1,10	1,00
4	STAB Sisma Vert. negativo	Peso proprio	1,00	1,00	11	STAB	Sovracc. 20 kN/m2	1,50	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00			Peso proprio	1,00	1,00
5	SLU (Caso A1-M1)	Peso proprio	1,30	1,00	12	STAB Sisma Vert. positivo	Spinta terreno	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,30	1,00			Sovracc. 20 kN/m2	1,30	1,00
		Sovracc. 20 kN/m2	1,50	1,00			Peso proprio	1,00	1,00
6	SLU (Caso A1-M1) Sisma Vert. positivo	Peso proprio	1,00	1,00					
		Spinta terreno	1,00	1,00					
7	SLU (Caso A2-M2)	Peso proprio	1,00	1,00					
		Spinta terreno	1,00	1,00					
		Sovracc. 20 kN/m2	1,30	1,00					

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno valgono 1 per tutte le combinazioni di carico ad eccezione delle combinazioni "Caso A2-M2", per le quali si ha  $\gamma_{\tan\phi} = 1,25$ .

## 7.2.5 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

In accordo con le NTC, si sono eseguite le seguenti verifiche di stabilità globale:

- La verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione, che risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di 1.
- La verifica a ribaltamento, che consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di 1.
- La verifica di stabilità globale del complesso muro+terreno, per la quale è stata utilizzata la tecnica della suddivisione in strisce della superficie di scorrimento da analizzare, secondo il metodo di Bishop. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore di 1.

Di seguito si riporta la tabella contenente la sintesi dei coefficienti ricavati nelle verifiche di stabilità globale, per ciascuna sezione e per ciascuna delle combinazioni prese in esame.

**Sezione 1**

N. COMBINAZIONE	Scorrimento	Ribaltamento	Stabilitàglobale
1	2,24	--	--
2	1,43	--	--
3	--	4,11	--
4	--	--	1,46
5	1,73	--	--
6	2,25	--	--
7	<b>1,16</b>	--	--
8	1,43	--	--
9	--	4,23	--
10	--	<b>3,00</b>	--
11	--	--	<b>1,21</b>
12	--	--	1,47

**Sezione 2**

N. COMBINAZIONE	Scorrimento	Ribaltamento	Stabilitàglobale
1	2,20	--	--
2	1,41	--	--
3	--	4,14	--
4	--	--	1,39
5	1,95	--	--
6	2,21	--	--
7	<b>1,29</b>	--	--
8	1,41	--	--
9	--	4,29	--
10	--	<b>3,50</b>	--
11	--	--	<b>1,24</b>
12	--	--	1,39

**Sezione 3**

N. COMBINAZIONE	Scorrimento	Ribaltamento	Stabilitàglobale
1	2,05	--	--
2	1,31	--	--
3	--	3,62	--
4	--	--	1,36
5	1,83	--	--
6	2,06	--	--
7	<b>1,21</b>	--	--
8	1,31	--	--
9	--	3,73	--
10	--	<b>3,10</b>	--
11	--	--	<b>1,23</b>
12	--	--	1,36

**Sezione 4**

N. COMBINAZIONE	Scorrimento	Ribaltamento	Stabilitàglobale
1	1,80	--	--
2	<b>1,14</b>	--	--
3	--	3,10	--
4	--	--	1,30
5	1,78	--	--
6	1,81	--	--
7	1,16	--	--
8	1,15	--	--
9	--	<b>3,17</b>	--
10	--	3,36	--
11	--	--	<b>1,27</b>
12	--	--	1,30

Le verifiche di stabilità globale sono soddisfatte, essendo i coefficienti trovati tutti maggiori di  $\gamma_R = 1$ . Di seguito si riportano, per ciascuna delle tre condizioni di verifica (scorrimento, ribaltamento, stabilità globale), i dettagli (per ciascuna delle quattro sezioni) della combinazione avente coefficiente di sicurezza minore.

### Verifiche a scorrimento

#### Sezione 1 – Combinazione più sfavorevole: n. 7

Valore della spinta statica	69,2 [kN]
Componente orizzontale della spinta statica	65,4 [kN]
Componente verticale della spinta statica	22,6 [kN]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	113,9 [kN]
<u>Risultanti</u>	
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	65,4 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	219,2 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza a scorrimento</b>	<b>1,16</b>

#### Sezione 2 – Combinazione più sfavorevole: n. 7

Valore della spinta statica	129,1 [kN]
Componente orizzontale della spinta statica	122,0 [kN]
Componente verticale della spinta statica	42,1 [kN]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	270,1 [kN]
<u>Risultanti</u>	
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	122,0 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	454,4 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza a scorrimento</b>	<b>1,29</b>

#### Sezione 3 – Combinazione più sfavorevole: n. 7

Valore della spinta statica	162,9 [kN]
Componente orizzontale della spinta statica	154,0 [kN]
Componente verticale della spinta statica	53,1 [kN]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	307,7 [kN]
<u>Risultanti</u>	
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	154,0 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	541,9 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza a scorrimento</b>	<b>1,21</b>

#### Sezione 4 – Combinazione più sfavorevole: n. 2

Valore della spinta statica	193,5 [kN]
Componente orizzontale della spinta statica	182,9 [kN]
Componente verticale della spinta statica	63,1 [kN]
Incremento sismico della spinta	6,9 [kN]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	393,9 [kN]
Inerzia del muro	4,9 [kN]
Inerzia verticale del muro	-2,4 [kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	8,7 [kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-4,3 [kN]
<u>Risultanti</u>	
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	203,0 [kN]

Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	672,9 [kN]
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	<b>1,14</b>

### Verifiche a ribaltamento

#### Sezione 1 – Combinazione più sfavorevole: n. 10

Valore della spinta statica	77,7 [kN]
Componente orizzontale della spinta statica	73,5 [kN]
Componente verticale della spinta statica	25,3 [kN]
Punto d'applicazione della spinta (da testa muro)	Y = -2,23 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19,0 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,6 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	127,4 [kN]
<u>Risultanti</u>	
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	73,5 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	235,4 [kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	112,9 [kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	338,5 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</b>	<b>3,00</b>

#### Sezione 2 – Combinazione più sfavorevole: n. 10

Valore della spinta statica	144,3 [kN]
Componente orizzontale della spinta statica	136,4 [kN]
Componente verticale della spinta statica	47,1 [kN]
Punto d'applicazione della spinta (da testa muro)	Y = -3,37 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19,0 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,6 [°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	300,8 [kN]
<u>Risultanti</u>	
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	136,4 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	490,0 [kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	297,1 [kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1041,3 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</b>	<b>3,50</b>

#### Sezione 3 – Combinazione più sfavorevole: n. 10

Valore della spinta statica	182,0 [kN]
Componente orizzontale della spinta statica	172,0 [kN]
Componente verticale della spinta statica	59,4 [kN]
Punto d'applicazione della spinta (da testa muro)	Y = -3,91 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19,0 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,6 [°]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	342,3 [kN]
<u>Risultanti</u>	
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	172,0 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	582,7 [kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	424,9 [kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1318,7 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</b>	<b>3,10</b>

#### Sezione 4 – Combinazione più sfavorevole: n. 9

Valore della spinta statica	193,5 [kN]
Componente orizzontale della spinta statica	182,9 [kN]
Componente verticale della spinta statica	63,1 [kN]
Punto d'applicazione della spinta (da testa muro)	Y = -4,86 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19,0 [°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,1 [°]
Incremento sismico della spinta	11,2 [kN]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	Y = -4,86 [m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	393,9 [kN]
Inerzia del muro	4,9 [kN]
Inerzia verticale del muro	2,4 [kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	8,7 [kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	4,3 [kN]
<u>Risultanti</u>	
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	207,0 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	687,8 [kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	569,9 [kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1809,1 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</b>	<b>3,17</b>

#### Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

Nelle verifiche di sicurezza a stabilità globale: le ascisse X sono considerate positive verso monte; le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto; origine in testa al muro, spigolo contro terra.

#### Sezione 1 – Combinazione più sfavorevole: n. 11

##### Cerchio critico:

Coordinate del centro X[m]= -1,27 Y[m]= 0,32

Raggio del cerchio R[m]= 4,94

**Coefficiente di sicurezza** **1,21**

#### Sezione 2 – Combinazione più sfavorevole: n. 11

##### Cerchio critico:

Coordinate del centro X[m]= -1,42 Y[m]= 0,47

Raggio del cerchio R[m]= 7,24  
**Coefficiente di sicurezza 1,24**

**Sezione 3** – Combinazione più sfavorevole: n. 11

Cerchio critico:

Coordinate del centro X[m]= -1,60 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 7,69

**Coefficiente di sicurezza 1,23**

**Sezione 4** – Combinazione più sfavorevole: n. 11

Cerchio critico:

Coordinate del centro X[m]= -1,27 Y[m]= 1,91

Raggio del cerchio R[m]= 10,60

**Coefficiente di sicurezza 1,27**

#### 7.2.6 VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 1.

Il carico limite della fondazione viene calcolato tramite la nota espressione di Terzaghi, valida per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale:

$$q_u = cN_{cs} + qN_q + 0,5B\gamma N_{\gamma s}$$

Si riportano di seguito le tabelle, una per ciascuna sezione, contenenti il fattore di sicurezza della fondazione a carico ultimo, oltre alle sollecitazioni trasmesse al terreno agli estremi di valle e di monte della soletta di fondazione.

**Sezione 1:**

N.	Coeff. sicurezza a carico limite	Tensione terreno valle [kPa]	Tensione terreno monte [kPa]
1	9,22	91,01	58,76
2	2,95	102,97	47,12
5	5,23	132,63	90,88
6	9,07	92,56	59,98
7	1,80	145,57	48,74
8	2,90	104,74	48,12

#### Sezione 2:

N.	Coeff. sicurezza a carico limite	Tensione terreno valle [kPa]	Tensione terreno monte [kPa]
1	8,43	130,54	83,96
2	2,57	147,01	67,92
5	5,51	175,9	135,04
6	8,27	133,17	86,08
7	1,89	185,93	78,45
8	2,52	150,01	69,69

#### Sezione 3:

N.	Coeff. sicurezza a carico limite	Tensione terreno valle [kPa]	Tensione terreno monte [kPa]
1	7,58	158,65	89,84
2	2,29	181,15	67,88
5	5,06	212,65	137,59
6	7,44	161,84	92,16
7	1,73	225,93	72,78
8	2,25	184,83	69,73

#### Sezione 4:

N.	Coeff. sicurezza a carico limite	Tensione terreno valle [kPa]	Tensione terreno monte [kPa]
1	6,85	210,13	93,96
2	1,98	244,07	60,9
5	5,92	225	145,75
6	6,73	214,38	96,45
7	2,05	233,42	76,97
8	1,94	249,05	62,68

Le verifiche a carico limite sono soddisfatte, essendo il coefficiente di sicurezza sempre maggiore di 1.

#### 7.2.7 VERIFICA DELLA RESISTENZA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito vengono eseguite le verifiche a flessione o pressoflessione ed a taglio dei paramenti e delle solette di fondazione delle quattro sezioni dei muri. Nelle tabelle si riportano per brevità solamente gli involuipi delle azioni sollecitanti, e solamente per alcune sezioni significative.

Per i paramenti: l'ordinata Y (espressa in metri) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro; il momento è considerato positivo se tende le fibre contro terra (a monte), ed è espresso in kNm; lo sforzo normale (kN) è positivo se di compressione.

Per le solette di fondazione: l'ascissa X (espressa in metri) è considerata positiva verso monte, con origine in corrispondenza dell'estremo libero del tratto di fondazione in

esame (di valle o di monte); il momento è considerato positivo se tende le fibre inferiori ed è espresso in kNm.

### Sezione 1 - Paramento

Azioni sollecitanti:

<b>Paramento:</b>						
Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
3,07 (base)	43,2	56,2	27,6	77,9	22,8	58,6
2,30	30,9	40,2	12,5	39,6	12,9	38,4
1,53	20,0	26,0	4,3	15,9	5,9	21,9
0,77	10,4	13,6	1,0	3,7	1,6	9,1

La sezione (B = 1 m, H = 0,69 m) è armata con 5+5 Ø12 /m.

Con N = 43,2 kN, il momento resistente risulta  $M_R = 159,8$  kNm, pertanto la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

La resistenza a taglio per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio, ricavata in accordo con le NTC, risulta nel caso in esame pari a  $V_{Rd} = 260,60$  kN, che è maggiore della forza a taglio agente, rendendo non necessario il dimensionamento dell'armatura a taglio.

### Sezione 1 - Soletta di fondazione

Azioni sollecitanti:

<b>Fondazione - lato valle:</b>				
X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
0,4 (a filo paramento)	5,6	10,4	27,7	51,0
0,24	2,0	3,8	16,8	31,5
<b>Fondazione - lato monte:</b>				
X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1,21 (a filo paramento)	-28,5	-4,8	-36,2	-5,5
0,85	-15,9	-2,8	-32,2	-5,4
0,48	-5,8	-1,0	-22,3	-3,9

La sezione (B = 1 m, H = 0,70 m) è armata con 5+5 Ø12 /m.

Il momento resistente risulta  $M_R = 148,30$  kNm, pertanto la verifica a flessione è soddisfatta.

La resistenza a taglio per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio è pari a  $V_{Rd} = 257$  kN; pertanto non è necessario il dimensionamento dell'armatura a taglio.

### Sezione 2 - Paramento

Azioni sollecitanti:

<b>Paramento:</b>						
Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
4,75 (base)	74,7	97,2	98,2	227,5	54,8	116,1
3,56	51,5	67,0	43,1	112,0	31,1	73,8
2,38	31,7	41,2	13,9	42,8	14,0	40,3
1,19	15,2	19,9	2,4	9,2	3,7	15,7

La sezione (B = 1 m, H = 0,87 m) è armata con 5 Ø12 /m lato valle e 5 Ø16 /m lato monte.

Con N = 74,7 kN, il momento resistente risulta  $M_R = 353,40$  kNm, pertanto la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

La resistenza a taglio per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio, ricavata in accordo con le NTC, risulta nel caso in esame pari a  $V_{Rd} = 315,90$  kN, che è maggiore della forza a taglio agente, rendendo non necessario il dimensionamento dell'armatura a taglio.

### Sezione 2 - Soletta di fondazione

Azioni sollecitanti:

<b>Fondazione - lato valle:</b>				
X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
0,5 (a filo paramento)	12,8	21,4	51,0	84,3
0,30	4,6	7,8	30,8	51,5
<b>Fondazione - lato monte:</b>				
X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2,13 (a filo paramento)	-83,3	-16,4	-54,1	-9,5
1,49	-48,4	-9,9	-53,1	-10,4
0,85	-18,3	-3,8	-39,0	-8,0

La sezione (B = 1 m, H = 0,80 m) è armata con 5+5 Ø14 /m.

Il momento resistente risulta  $M_R = 229$  kNm, pertanto la verifica a flessione è soddisfatta.

La resistenza a taglio per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio è pari a  $V_{Rd} = 285,20$  kN; pertanto non è necessario il dimensionamento dell'armatura a taglio.

### Sezione 3 - Paramento

Azioni sollecitanti:

<b>Paramento:</b>						
Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
5,43 (base)	93,1	121,0	145,2	318,9	71,5	144,3
4,34	69,1	89,8	76,3	182,3	46,0	100,6
3,26	48,0	62,4	33,7	90,4	26,1	64,3
2,17	29,8	38,8	11,0	34,9	11,8	35,5
1,09	14,6	19,0	2,0	7,6	3,1	14,0

La sezione di base (B = 1 m, H = 0,94 m) è armata con 5 Ø14 /m lato valle e 7,5 Ø16 /m lato monte (5 passo 20 cm più 2 passo 40 cm = 7,5 /m). Con N = 93,1 kN, il momento resistente risulta  $M_R = 561,80$  kNm, pertanto la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

La sezione a circa 1 m dalla base (B = 1 m, H = 0,83 m) è armata con 5 Ø14 /m lato valle e 5 Ø16 /m lato monte. Con N = 69,1 kN, il momento resistente risulta  $M_R = 349,90$  kNm, pertanto la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

La resistenza a taglio per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio, ricavata in accordo con le NTC, risulta nel caso in esame pari a  $V_{Rd} = 337,90$  kN, che è maggiore della forza a taglio agente, rendendo non necessario il dimensionamento

dell'armatura a taglio.

### Sezione 3 – Soletta di fondazione

Azioni sollecitanti:

<b>Fondazione - lato valle:</b>				
X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
0,6 (a filo paramento)	22,1	37,0	72,8	120,8
0,36	8,0	13,6	44,2	74,4
<b>Fondazione - lato monte:</b>				
X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
2,16 (a filo paramento)	-123,9	-30,1	-80,8	-18,5
1,51	-71,5	-17,8	-77,9	-18,9
0,86	-26,9	-6,8	-56,7	-14,2

La sezione (B = 1 m, H = 0,95 m) è armata con 5+5 Ø14 /m.

Il momento resistente risulta  $M_R = 273,70$  kNm, pertanto la verifica a flessione è soddisfatta.

La resistenza a taglio per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio è pari a  $V_{Rd} = 326,70$  kN; pertanto non è necessario il dimensionamento dell'armatura a taglio.

### Sezione 4 – Paramento

Azioni sollecitanti:

<b>Paramento:</b>						
Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
6,6 (base)	117,6	152,9	256,2	353,8	108,8	153,2
5,61	79,0	102,7	109,7	150,9	61,3	86,2
4,62	46,9	61,0	33,6	45,8	27,2	38,3
3,63	21,3	27,7	4,8	6,5	6,8	9,6
2,64	35,8	46,6	17,7	24,0	17,4	24,5
1,65	21,3	27,7	4,8	6,5	6,8	9,6
0,66	9,0	11,8	0,7	0,9	1,1	1,6

La sezione di base (B = 1 m, H = 1,06 m) è armata con 5 Ø16 /m lato valle e 7,5 Ø20 /m lato monte (5 passo 20 cm più 2 passo 40 cm = 7,5 /m). Con N = 117,6 kN, il momento resistente risulta  $M_R = 975,30$  kNm, pertanto la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

La sezione a circa 2 m dalla base (B = 1 m, H = 0,86 m) è armata con 5 Ø16 /m lato valle e 5 Ø20 /m lato monte. Con N = 46,9 kN, il momento resistente risulta  $M_R = 512,10$  kNm, pertanto la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

La resistenza a taglio per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio, ricavata in accordo con le NTC, risulta nel caso in esame pari a  $V_{Rd} = 409,70$  kN, che è maggiore della forza a taglio agente, rendendo non necessario il dimensionamento dell'armatura a taglio.

#### Sezione 4 – Soletta di fondazione

Azioni sollecitanti:

<b>Fondazione - lato valle:</b>				
<b>X</b>	<b>Mmin</b>	<b>Mmax</b>	<b>Tmin</b>	<b>Tmax</b>
0,6 (a filo paramento)	29,4	38,4	96,9	125,7
0,36	10,7	14,0	58,9	77,1
<b>Fondazione - lato monte:</b>				
<b>X</b>	<b>Mmin</b>	<b>Mmax</b>	<b>Tmin</b>	<b>Tmax</b>
2,84 (a filo paramento)	-206,9	-84,5	-88,3	-31,9
1,99	-125,4	-52,9	-98,0	-39,7
1,14	-48,8	-21,1	-76,7	-32,6

La sezione ( $B = 1 \text{ m}$ ,  $H = 0,95 \text{ m}$ ) è armata con  $5+5 \text{ } \varnothing 16 / \text{m}$ .

Il momento resistente risulta  $M_R = 354,80 \text{ kNm}$ , pertanto la verifica a flessione è soddisfatta.

La resistenza a taglio per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio è pari a  $V_{Rd} = 326,70 \text{ kN}$ , pertanto rendendo non è necessario il dimensionamento dell'armatura a taglio.

### **7.3. MURI: SEZIONE 5**

#### **7.3.1 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA**

Il muro della sezione 5 si trova in destra idraulica dell'imbocco. Si tratta di una struttura in c.a. gettata in opera, avente spessore costante di 50 cm, larghezza massima in sommità di 6,60 m ed altezza massima di 13,50 m. E' collegato lungo un lato al muro destro dell'opera di imbocco e lungo il lato opposto è incassato in roccia.

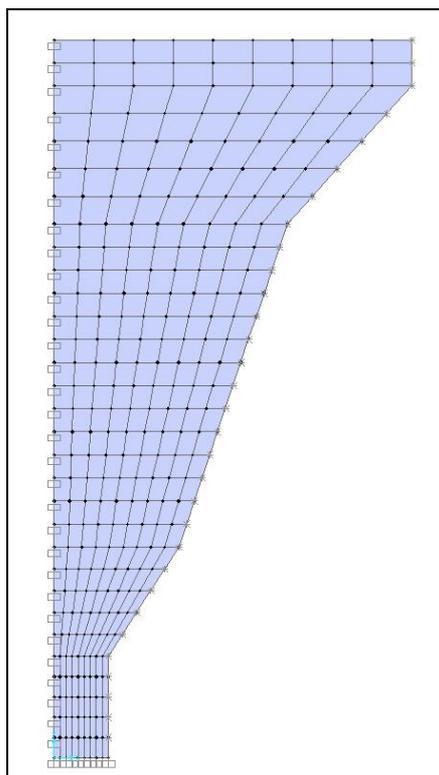
Il muro è soggetto alla spinta del terreno ed alle azioni sismiche. E' inoltre soggetto all'incremento di spinta dovuta al sovraccarico sul piazzale che si è ipotizzato possa consistere alternativamente in uno di questi due carichi:

- sovraccarico uniformemente distribuito sul piazzale di  $20 \text{ kN/m}^2$ ;
- sovraccarico trasmesso dagli stabilizzatori di una autogru, che si ipotizza rappresentato da un carico di  $120 \text{ kN}$  su una impronta di  $1 \times 1 \text{ m}$ .

Le azioni sismiche sono calcolate con il metodo pseudostatico, in analogia con i muri di sostegno delle sezioni dalla 1 alla 4 (vds. precedente § 7.2).

Il comportamento della struttura è essenzialmente a piastra, sottoposta a carichi orizzontali ed incastrata lungo il perimetro ad eccezione del lato sommitale.

Le verifiche del muro in esame sono state effettuate attraverso il modello numerico ad elementi finiti realizzato con il codice di calcolo SAP 2000 v.9 della Computers and Structures, Inc. Nella figura seguente si riporta la vista del modello di calcolo.



### 7.3.2 AZIONI

#### Peso proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato assegnando al calcestruzzo armato un peso per unità di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$ .

#### Spinta del terreno

La spinta del terreno è un carico orizzontale variabile linearmente da 0 in sommità a  $0,27 \times 18 \times 13,50 = 65,61 \text{ kN/m}^2$  alla base.

#### Sovraccarichi accidentali sul piazzale: sovraccarico distribuito

Si è considerato agente sul piazzale un sovraccarico accidentale verticale uniformemente distribuito, il cui valore caratteristico è di  $20 \text{ kN/m}^2$ , e si è considerato l'incremento della spinta orizzontale del terreno dovuto a questo sovraccarico.

#### Sovraccarichi accidentali sul piazzale: stabilizzatore autogru

Si ipotizza in questa fase che il valore di progetto del carico di uno stabilizzatore sia di  $120 \text{ kN}$  su una impronta di  $1 \times 1 \text{ m}$ . Si è considerato che il carico possa trovarsi ad una distanza planimetrica di 1, 2, 3, 4 o 5 m dalla testa del muro e per eseguire le verifiche si è calcolato l'involuppo delle sollecitazioni trasmesse da queste cinque condizioni.

Con il carico che agisce ad una distanza  $b$  dal muro, si suppone una distribuzione planimetrica del carico a  $45^\circ$  e quindi si introduce nei calcoli un carico nastriforme pari

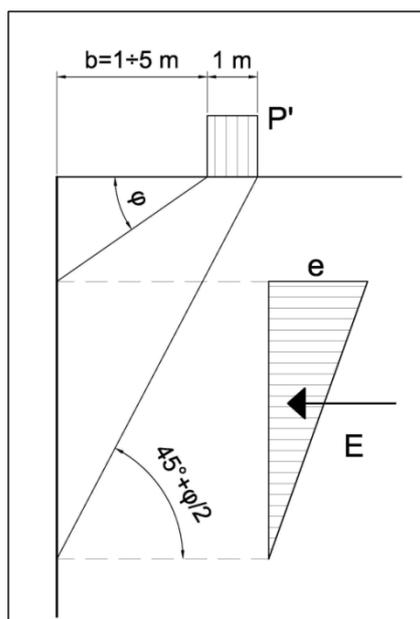
a

$$P' = 120 \text{ kN}/(2b+1\text{m}).$$

Con riferimento alla sezione verticale della figura seguente, essendo  $\varphi$  l'angolo di attrito del terreno, si ha:

$$E = P \times \text{tg} (45^\circ - \varphi/2)$$

$$e = 2E/a$$



### Azioni sismiche

Come illustrato nel precedente § 7.2.3,  $K_H = 0,216$  e  $K_V = \pm 0,108$ .

L'inerzia del muro produce un carico uniformemente distribuito pari a

$$0,216 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,50 \text{ m} = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

L'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma viene calcolato con il metodo di Mononobe-Okabe, per cui si ha un coefficiente di spinta del terreno (statico+sismico) pari a  $K_{ae}(1+k_v) = 0,42$  e conseguentemente un carico che alla base del muro raggiunge il valore di  $0,42 \times 18 \times 13,5 = 102,06 \text{ kN/m}^2$ .

### **7.3.3 COMBINAZIONI DI CARICO**

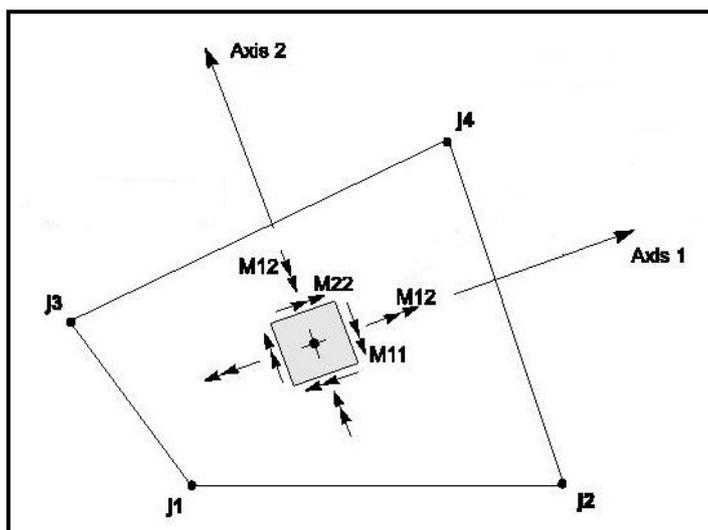
Per le verifiche che seguono si considerano le seguenti combinazioni di carico, con i relativi coefficienti moltiplicativi:

	Peso proprio	Spinta statica terreno	Incremento spinta per sovraccarico distribuito	Incremento spinta per autogru	Sisma muro	Sisma terreno
SLU-1	1,3	1,3	1,5	0	0	0
SLU-2	1,3	1,3	0	1,5	0	0
SLU-SISMA	1	0	0,3	0	1	1
SLE-1	1	1	1	0	0	0
SLE-2	1	1	0	1	0	0

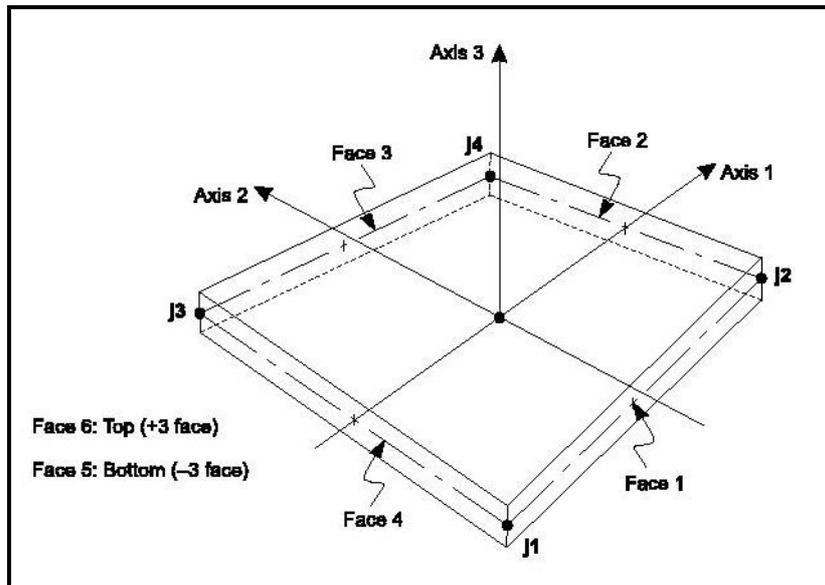
(Il terreno a tergo del muro è un carico permanente non strutturale compiutamente definito)

### 7.3.4 AZIONI SOLLECITANTI

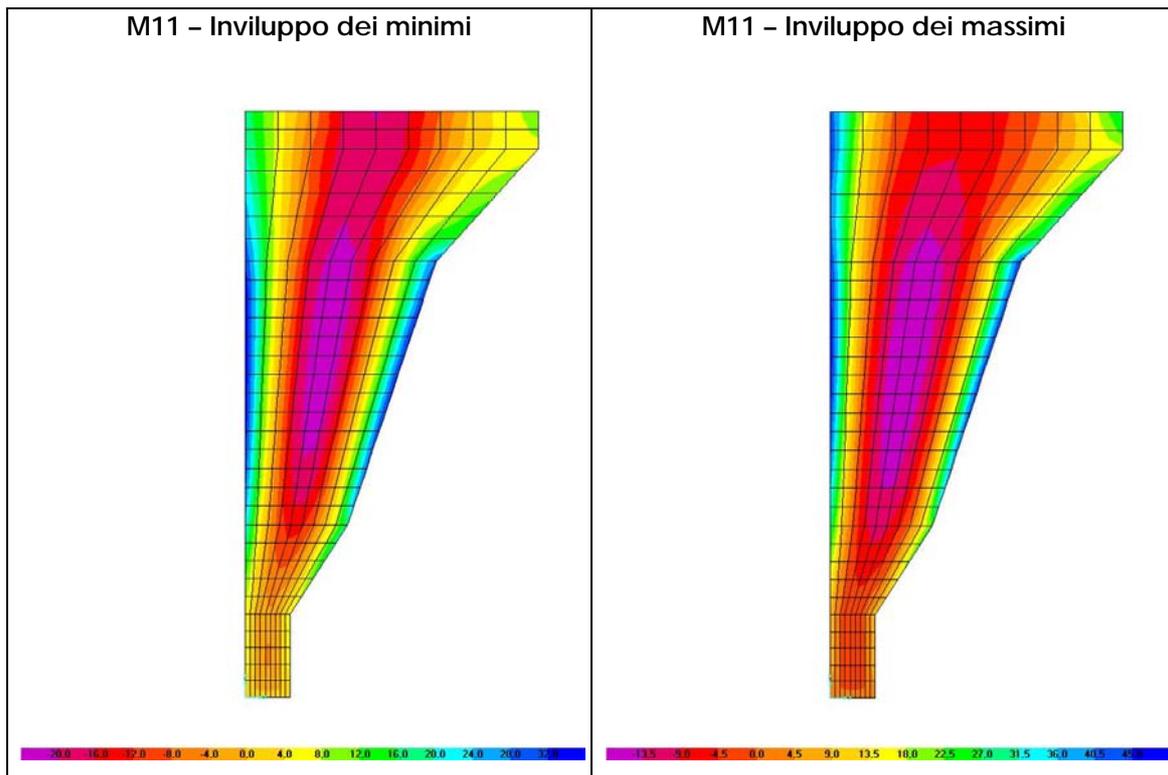
Ogni elemento "shell" del modello è caratterizzato dal sistema di riferimento locale indicato nella figura sottostante. L'asse locale 3 è perpendicolare agli elementi e, nei modelli in esame, è sempre diretto verso il terreno. L'asse locale 2 è sempre verticale e diretto verso l'alto.



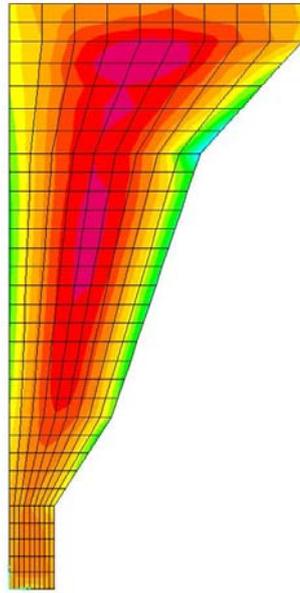
Quindi, con riferimento alla figura seguente, le forze  $F_{11}$  ed i momenti  $M_{11}$  sono quelli utilizzati per dimensionare le armature orizzontali, mentre  $F_{22}$  e  $M_{22}$  servono per dimensionare i ferri in direzione verticale.



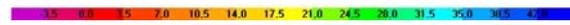
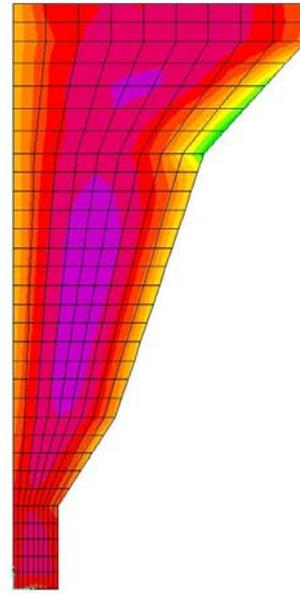
Nelle figure sottostanti vengono riportati i contour degli involuipi delle azioni flettenti e taglianti nella struttura.



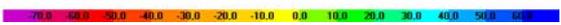
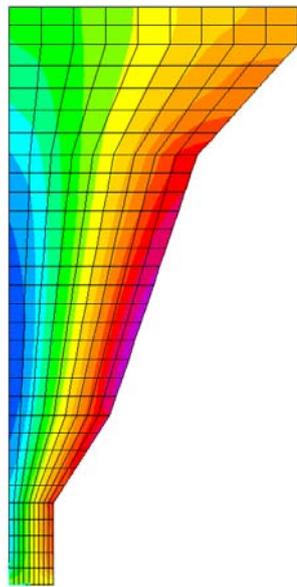
M22 - Involuppo dei minimi



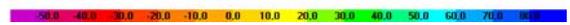
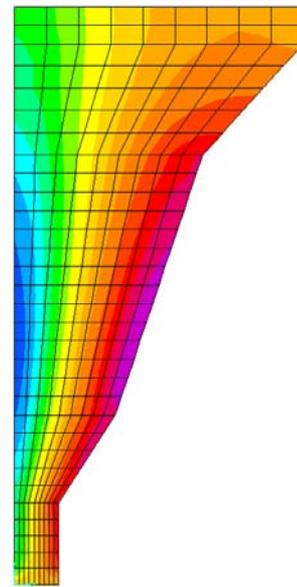
M22 - Involuppo dei massimi

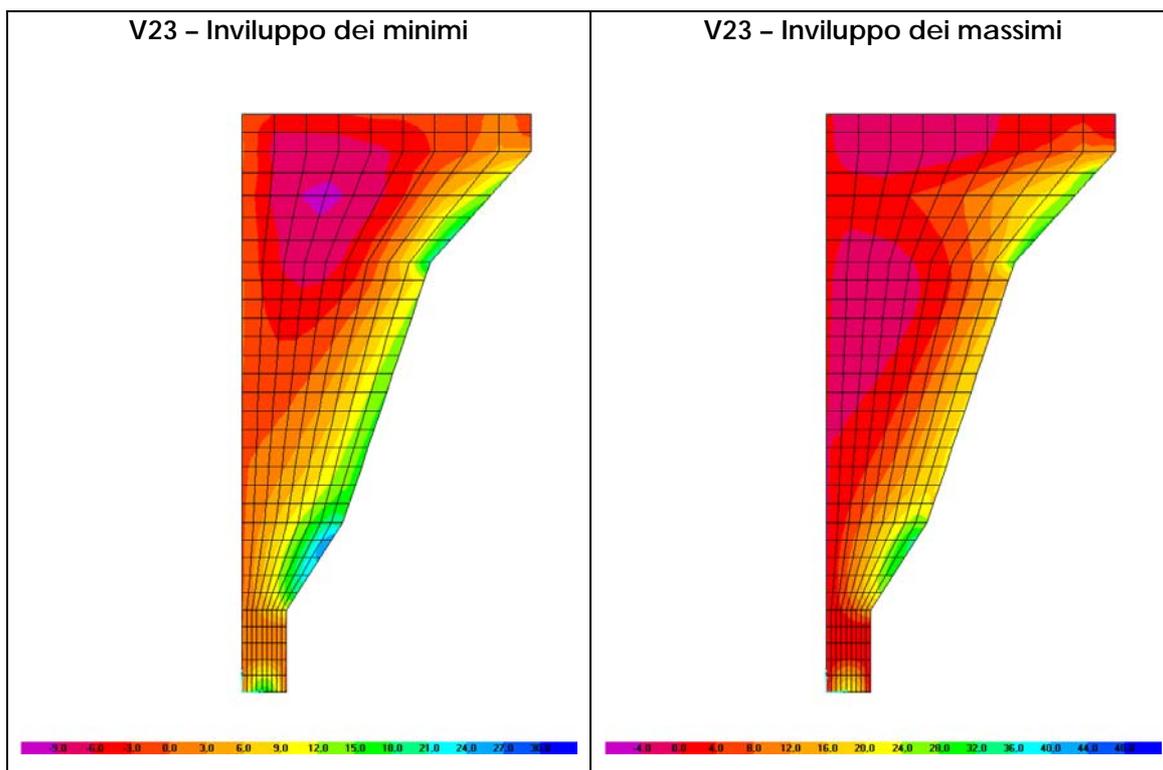


V13 - Involuppo dei minimi



V13 - Involuppo dei massimi





I valori massimi dei momenti flettenti e delle azioni di taglio sono:

- Massimo momento M11 in campata = -23,9 kNm (combinazione SLU-SISMA, a circa 4,5 m dalla testa del muro)
- Massimo momento M11 alle estremità = 47,65 kNm (combinazione SLU-SISMA, a circa 4 m dalla testa del muro)
- Massimo momento M22 positivo = 36,6 kNm (combinazione SLU-1, all'incastro in roccia, a circa 3,5 m dalla testa del muro)
- Massimo momento M22 negativo = -10,3 kNm (combinazione SLU-2, in campata, a circa 2 m dalla testa del muro)
- Massimo taglio V13 negativo = -76,5 kN (combinazione SLU-SISMA, all'incastro in roccia, a circa 7,50 m dalla testa del muro)
- Massimo taglio V13 positivo = 77,3 kN (combinazione SLU-SISMA, all'incastro con il muro dell'opera di imbocco, a circa 7,50 m dalla testa del muro)
- Massimo taglio V23 negativo = -11,9 kN (combinazione SLU-2, in campata, a circa 2 m dalla testa del muro)
- Massimo taglio V23 positivo = 45,5 kN (combinazione SLU-SISMA, all'incastro con la roccia, a circa 3,50 m dalla testa del muro)

### 7.3.5 VERIFICHE DI RESISTENZA

Di seguito vengono eseguite le verifiche a flessione ed a taglio del paramento del muro 5, sia in campata che alle estremità. Il paramento ha sezione costante di 50 cm ed è armato con una doppia maglia di ferri Ø20 con passo 20x20 cm.

### Verifica a flessione - armature orizzontali

Per la verifica delle armature orizzontali si considera il massimo momento  $M_{11}$  tra quelli definiti nel paragrafo precedente è cioè quello alle estremità:

$$M_{11} = 47,65 \text{ kNm}$$

Il momento resistente risulta  $M_R = 272,4 \text{ kNm}$ , pertanto la verifica a flessione è ampiamente soddisfatta.

### Verifica a flessione - armature verticali

Per la verifica delle armature verticali si considera il massimo momento  $M_{22}$  tra quelli definiti nel paragrafo precedente è cioè quello all'incastro in roccia:

$$M_{22} = 36,60 \text{ kNm}$$

Il momento resistente risulta  $M_R = 272,4 \text{ kNm}$ , pertanto la verifica a flessione è ampiamente soddisfatta.

### Verifica a taglio

La resistenza a taglio per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio, ricavata in accordo con le NTC, risulta nel caso in esame pari a  $V_{Rd} = 259,3 \text{ kN}$ , che è maggiore della forza a taglio agente, rendendo non necessario il dimensionamento dell'armatura a taglio.

## **7.4. MURI: SEZIONE 6**

### **7.4.1 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA**

Il muro della sezione 6 è collegato lungo un lato ai muri dell'opera di imbocco ed in fondazione alla struttura massiccia in c.a. prevista a tergo dell'imbocco e serve per contenere il terreno al disopra ed in adiacenza al vecchio Ponte Racli.

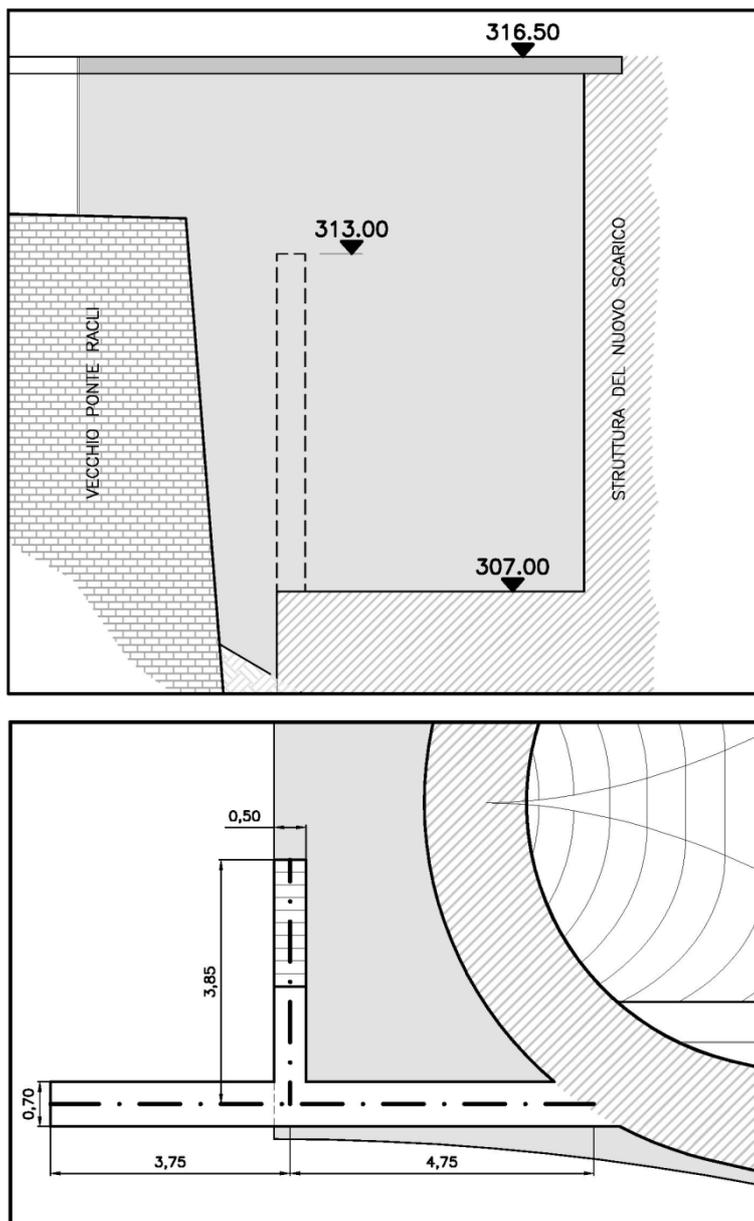
Si tratta di una struttura alta complessivamente 9,5 m, con un paramento di 8,5 m di sviluppo (nel punto più largo). A tergo del paramento, avente spessore di 70 cm, è previsto un contafforte ancorato alla base alle strutture dell'imbocco, con altezza di 6 m, profondità di 3 m e spessore di 50 cm.

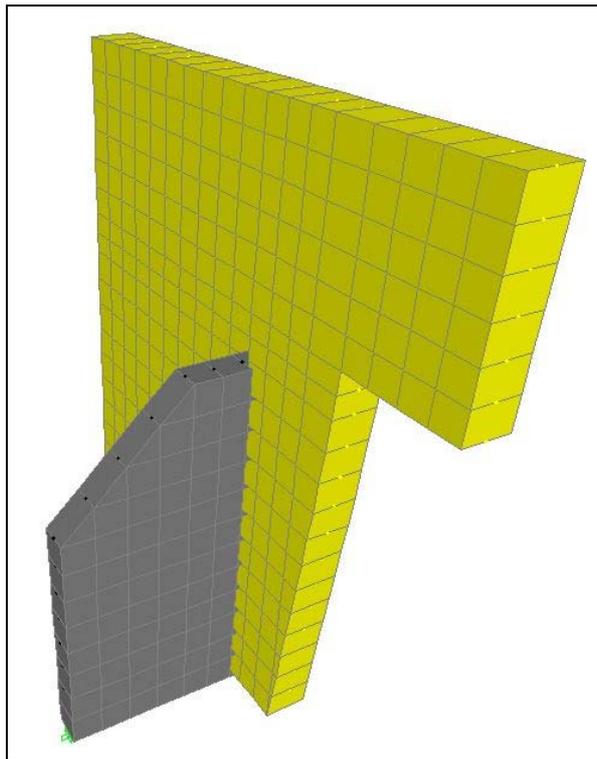
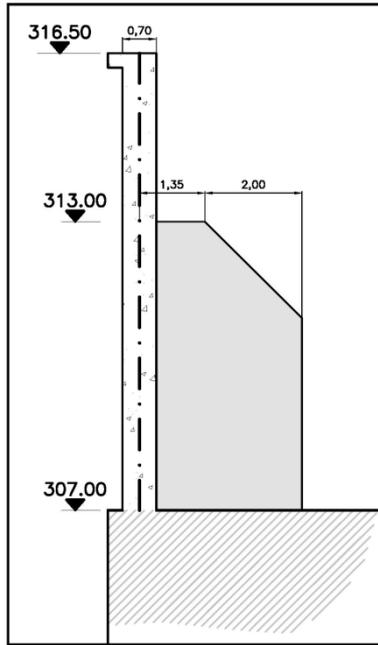
La struttura viene calcolata a piastra ed è soggetto alla spinta del terreno, all'incremento di spinta dovuta al sovraccarico sul piazzale ed alle azioni sismiche. Queste ultime sono calcolate con il metodo pseudostatico, in analogia con quanto descritto per i muri di sostegno delle sezioni dalla 1 alla 4 (vds. precedente § 7.2).

Le verifiche del muro in esame sono state effettuate attraverso il modello numerico ad elementi finiti realizzato con il codice di calcolo SAP 2000 v.9 della Computers and Structures, Inc.

Nelle figure seguenti si riportano la vista del paramento del muro, la planimetria ed una sezione trasversale; nella planimetria e nella sezione è inoltre indicata (in tratto-punto) la schematizzazione adottata nei calcoli (ci si è riferiti agli assi della struttura) A seguire

si riporta la vista 3D del modello di calcolo ad elementi finiti.





## 7.4.2 AZIONI

### Peso proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato assegnando al calcestruzzo armato un peso per unità di volume di 25 kN/m<sup>3</sup>.

### Spinta del terreno

La spinta del terreno è un carico orizzontale variabile linearmente da 0 in sommità a  $0,27 \times 18 \times 9,50 = 46,17$  kN/m<sup>2</sup> alla base.

### Sovraccarichi accidentali sul piazzale: sovraccarico distribuito

Si è considerato agente sul piazzale un sovraccarico accidentale verticale uniformemente distribuito, il cui valore caratteristico è di 20 kN/m<sup>2</sup>, e si è considerato l'incremento della spinta orizzontale del terreno dovuto a questo sovraccarico pari a  $0,27 \times 20 = 5,4$  kN/m<sup>2</sup>

### Azioni sismiche

Come illustrato nel precedente § 7.2.3,  $K_H = 0,216$  e  $K_v = \pm 0,108$ .

L'inerzia del muro produce un carico uniformemente distribuito pari a

$$0,216 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,70 \text{ m} = 3,78 \text{ kN/m}^2$$

L'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma viene calcolato con il metodo di Mononobe-Okabe, per cui si ha un coefficiente di spinta del terreno (statico+sismico) pari a  $K_{oe}(1+k_v) = 0,42$  e conseguentemente un carico che alla base del muro raggiunge il valore di  $0,42 \times 18 \times 9,5 = 71,82$  kN/m<sup>2</sup>.

## 7.4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche che seguono si considerano le seguenti combinazioni di carico, con i relativi coefficienti moltiplicativi:

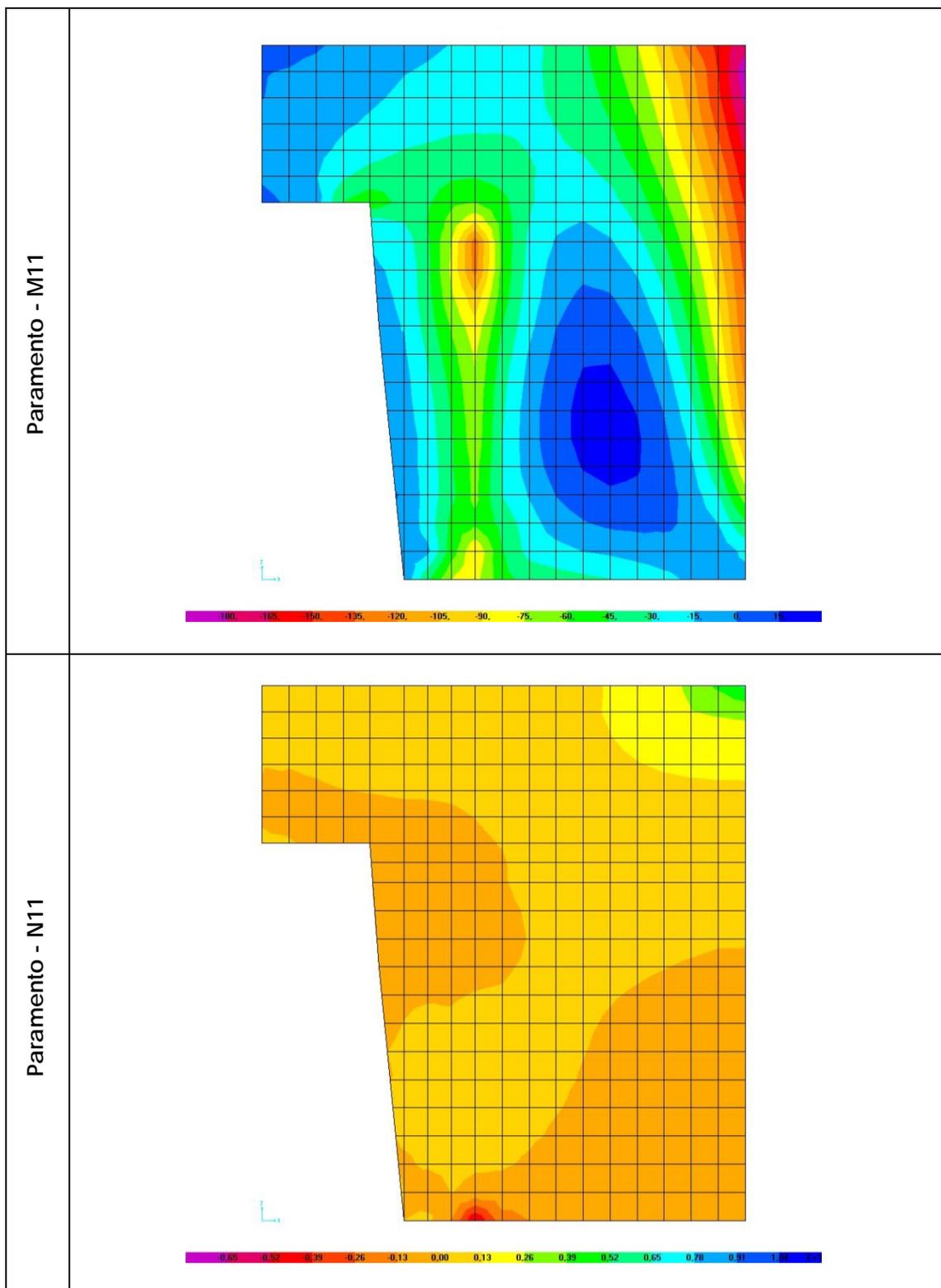
	Peso proprio	Spinta statica terreno	Incremento spinta per sovraccarico distribuito	Sisma muro	Sisma terreno
SLU	1,3	1,3	1,5	0	0
SLU-SISMA	1	0	0,3	1	1

(Il terreno a tergo dei muri è un carico permanente non strutturale compiutamente definito).

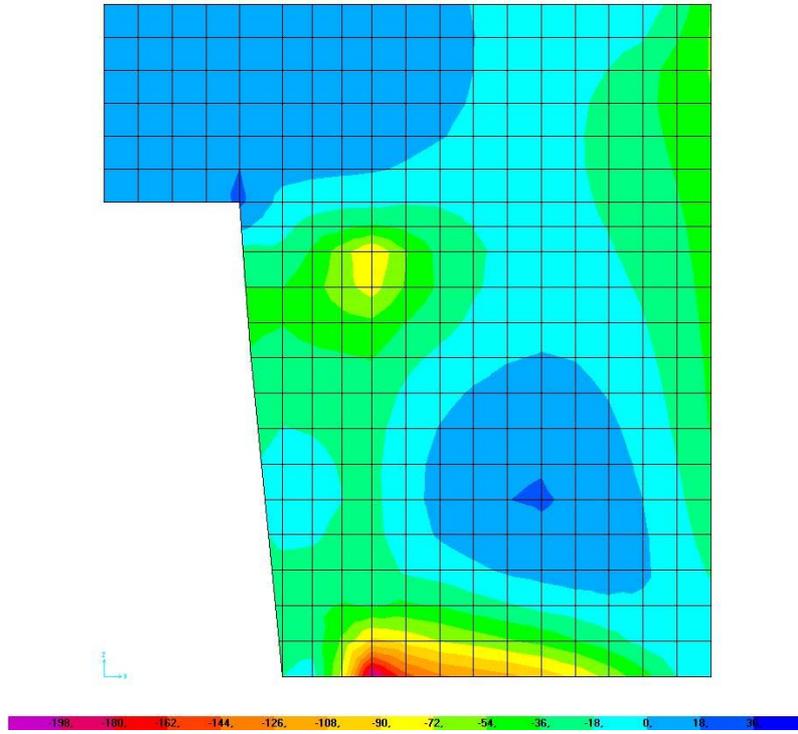
## 7.4.4 AZIONI SOLLECITANTI

Il sistema di riferimento degli elementi "shell" del modello è quello già descritto al precedente § 7.3.4. Quindi, come nel caso esposto in precedenza, le forze F11 ed i momenti M11 sono quelli utilizzati per dimensionare le armature orizzontali, mentre F22 e M22 servono per dimensionare i ferri in direzione verticale.

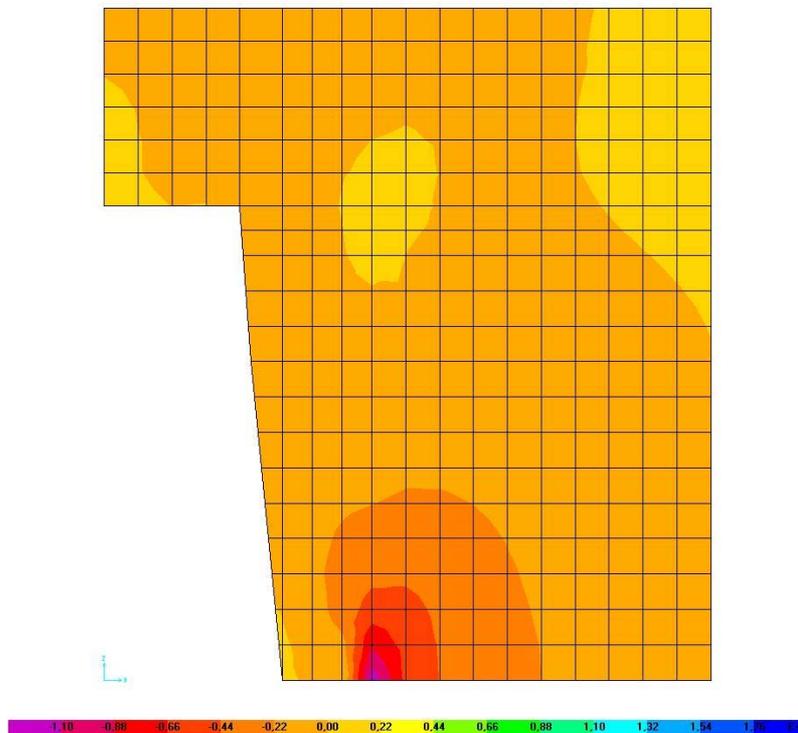
Per il paramento, di seguito si riportano i contour dei momenti, delle azioni assiali e dei tagli calcolati. Per lo sperone, si riportano solamente le azioni assiali. In entrambi i casi, i risultati si riferiscono alla sola combinazione di carico 'SLU-SISMA' in quanto, tra le due calcolate, risulta essere sempre la più sfavorevole.



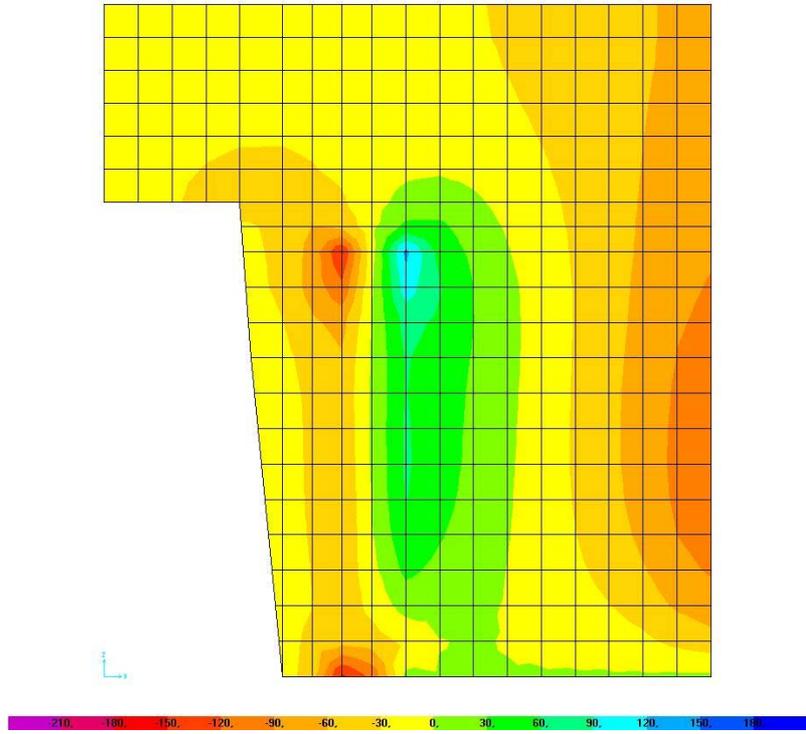
Paramento - M22



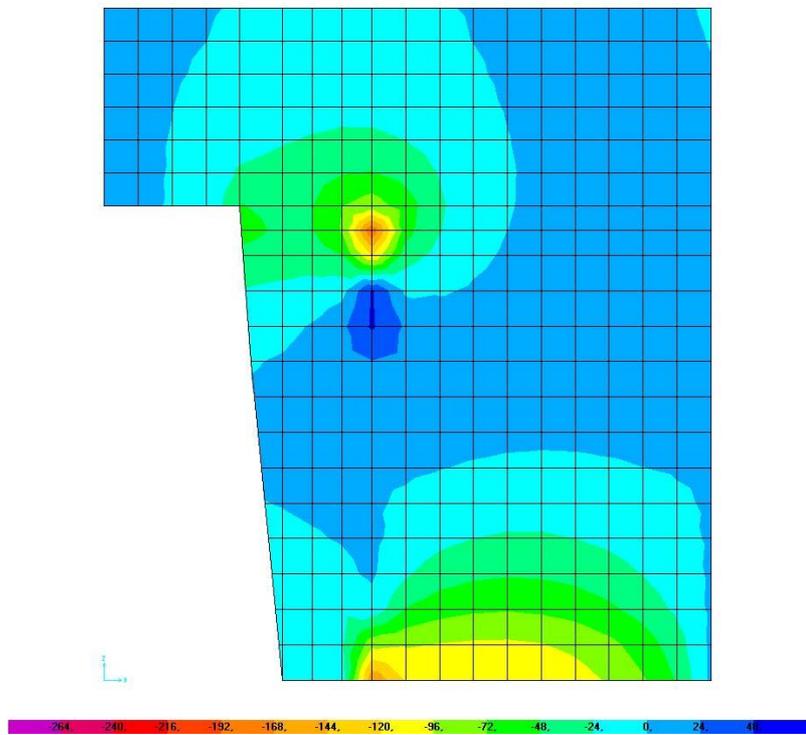
Paramento - N22



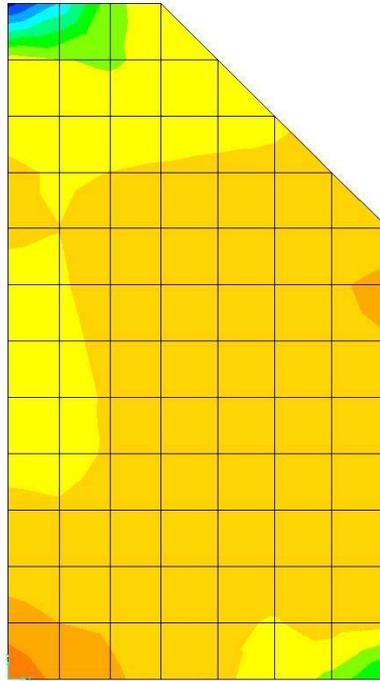
Paramento - V13



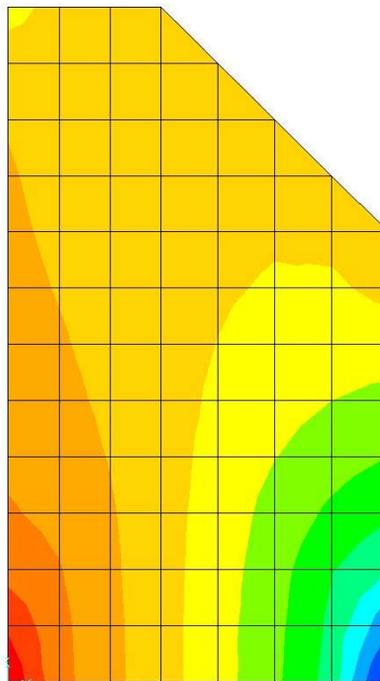
Paramento - V23



Sperone - N11



Sperone - N22



### Paramento

Le combinazioni M11-N11 più sfavorevoli risultano (azioni assiali positive se di trazione):

- Nella parte alta del muro (sopra quota 6,70 m dalla base):
  - all'incastro verticale con la struttura esistente (a destra se riferito alle figure sopra riportate):  $M_{11} = -193,52$  kNm con  $N_{11} = 286,40$  kN;
  - nella zona sopra lo sperone, ad una distanza circa di 1,50 m dall'incastro verticale con la struttura esistente:  $M_{11} = -92,82$  kNm con  $N_{11} = -157,30$  kN;
- Nella parte bassa del muro (fino quota 6,70 m dalla base):
  - all'incastro verticale con la struttura esistente (a destra se riferito alle figure sopra riportate):  $M_{11} = -152,78$  kNm con  $N_{11} = 65,62$  kN;
  - zona tra l'incastro verticale e lo sperone (momenti positivi):  $M_{11} = 25,72$  kNm con  $N_{11} = -34,31$  kN;
  - nella zona in corrispondenza dello sperone:  $M_{11} = -147$  kNm con  $N_{11} = -4,09$  kN;

Le combinazioni M22-N22 più sfavorevoli risultano:

- Nella parte alta del muro (sopra quota 6,70 m dalla base):
  - vicino all'incastro verticale con la struttura esistente (a destra se riferito alle figure sopra riportate):  $M_{22} = 56,97$  kNm con  $N_{22} = 85,92$  kN;
  - nella zona sopra lo sperone:  $M_{22} = 33,66$  kNm con  $N_{22} = -121,27$  kN;
- Nella parte bassa del muro (fino quota 6,70 m dalla base):
  - vicino all'incastro verticale con la struttura esistente (a destra se riferito alle figure sopra riportate):  $M_{22} = -45,38$  kNm con  $N_{22} = 19,69$  kN;
  - zona tra l'incastro verticale e lo sperone:  $M_{22} = -130,46$  kNm con  $N_{22} = -437,93$  kN;
  - nella zona in corrispondenza dello sperone:  $M_{22} = -211,27$  kNm con  $N_{22} = -1297,99$  kN.

Le combinazioni V-N più sfavorevoli sono:

- alla base  $V_{23} = -170,15$  kN con  $N_{22} = -1297,99$  kN
- a circa 6,70 m dalla base, in corrispondenza della sommità dello sperone  $V_{13} = -216,17$  kN con  $N_{11} = -2,23$  kN
- all'incastro verticale (a destra):  $V_{13} = -109,13$  kN con  $N_{11} = -51,39$  kN

## Sperone

Le reazioni vincolari in direzione verticale dei nodi alla base dello sperone sono:

Distanza dal paramento [m]	N [kN]
0	-668
0,45	-161
0,9	-28
1,35	68
1,85	180
2,35	309
2,85	521
3,35	441

### 7.4.5 VERIFICA DELLA RESISTENZA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

#### 7.4.5.1 PARAMENTO

##### Verifiche delle armature orizzontali (M11-N11)

Parte alta, sopra quota 6,70 m dalla base del muro, all'incastro verticale

La sezione in esame ( $B = 1$  m,  $H = 0,70$  m) è armata con 5  $\varnothing 22$  (lato teso) e 5  $\varnothing 20$  (lato compresso).

Le azioni sollecitanti sono:  $M_{11} = -193,52$  kNm con  $N_{11} = 286,40$  kN (trazione).

Il momento resistente risulta  $M_R = -386,20$  kNm, pertanto la verifica a tensoflessione è soddisfatta.

Parte alta, sopra quota 6,70 m dalla base del muro, a una distanza circa di 1,50 m dall'incastro verticale

La sezione in esame ( $B = 1$  m,  $H = 0,70$  m) è armata con 5 + 5  $\varnothing 20$ .

Le azioni sollecitanti sono:  $M_{11} = -92,82$  kNm con  $N_{11} = -157,30$  kN (compressione).

Il momento resistente risulta  $M_R = -444,40$  kNm, pertanto la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

Parte bassa, fino a quota 6,70 m dalla base del muro

La sezione in esame ( $B = 1$  m,  $H = 0,70$  m) è armata con 5+5  $\varnothing 20$  /m.

La combinazione M-N più sfavorevole risulta:

$M_{11} = -152,78$  kNm con  $N_{11} = 65,62$  kN (trazione)

Il momento resistente risulta  $M_R = -374,80$  kNm, pertanto la verifica a tensoflessione è soddisfatta.

### Verifiche delle armature verticali (M22-N22)

#### Parte alta, sopra quota 6,70 m dalla base del muro

La sezione in esame ( $B = 1 \text{ m}$ ,  $H = 0,70 \text{ m}$ ) è armata con 5+5  $\varnothing 14$ .

Le azioni sollecitanti sono:  $M_{22} = -56,97 \text{ kNm}$  con  $N_{22} = 85,92 \text{ kN}$  (trazione).

Il momento resistente risulta  $M_R = -173,1 \text{ kNm}$ , pertanto la verifica a tensoflessione è soddisfatta.

#### Parte bassa, in corrispondenza con l'incastro alla base

La sezione in esame ( $B = 1 \text{ m}$ ,  $H = 0,70 \text{ m}$ ) è armata con 5+5  $\varnothing 20$ .

Le combinazioni M-N sollecitanti più sfavorevoli sono:

- 1)  $M_{22} = -45,38 \text{ kNm}$  con  $N_{22} = 19,69 \text{ kN}$  (trazione)
- 2)  $M_{22} = -130,46 \text{ kNm}$  con  $N_{22} = -437,93 \text{ kN}$  (compressione)
- 3)  $M_{22} = -211,27 \text{ kNm}$  con  $N_{22} = -1297,99 \text{ kN}$  (compressione)

I momenti resistenti nei tre casi sopra riportati sono, rispettivamente 1)  $M_r = -384,5 \text{ kNm}$ , 2)  $M_r = 523,0 \text{ kNm}$ , 3)  $M_r = 774,4 \text{ kNm}$ . Pertanto le verifiche a tenso/pressoflessione sono soddisfatte.

### Verifiche a taglio

Alla base (armatura longitudinale: 5+5  $\varnothing 20$ ) le azioni sollecitanti di progetto sono:

$$V_d = 170,15 \text{ kN con } N_d = -1297,99 \text{ kN (compressione)}$$

Il taglio resistente per elementi privi di armatura specifica a taglio è  $V_r = 500,6 \text{ kN}$ .

In corrispondenza della sommità dello sperone (armatura longitudinale: 5+5  $\varnothing 20$ ) le azioni sollecitanti di progetto sono:

$$V_d = 216,17 \text{ kN con } N_d = -2,23 \text{ kN (compressione)}$$

Il taglio resistente per elementi privi di armatura specifica a taglio è  $V_r = 306,2 \text{ kN}$ .

In corrispondenza dell'incastro verticale le azioni sollecitanti di progetto sono:

$$V_d = 109,13 \text{ kN con } N_d = -51,39 \text{ kN (compressione)}$$

Il taglio resistente per elementi privi di armatura specifica a taglio è  $V_r = 313,6 \text{ kN}$ .

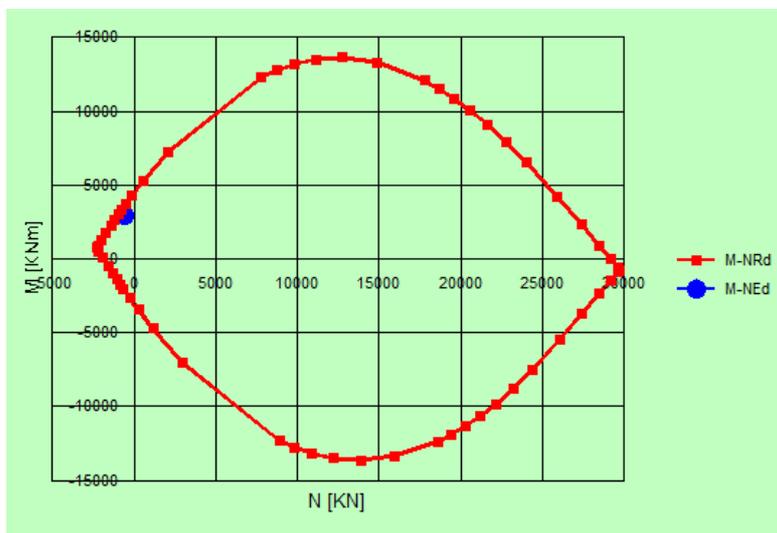
I valori dei tagli agenti sono sempre minori di quelli resistenti calcolati per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio. Pertanto, non è necessario il dimensionamento dell'armatura a taglio.

#### **7.4.5.2 SPERONE**

Nella combinazione di carico più sfavorevole, che risulta anche in questo caso la 'SLU-SISMA', il momento e l'azione assiale risultanti alla base della sezione, ricavati dai valori delle reazioni vincolari verticali nodi del modello, sono  $M_d = 2907 \text{ kN}$  e  $N_d = 662 \text{ kN}$  di trazione.

La sezione in esame è armata con  $\varnothing 20$  passo 20 cm lungo il perimetro, oltre a 5 ferri  $\varnothing 20$  aggiuntivi nella parte tesa. Il momento resistente con  $N = 662$  kN di trazione risulta  $M_r = 3562$  kNm, minore di  $M_d$ ; di seguito si riporta il dominio M-N della sezione.

La verifica è pertanto soddisfatta.



## 7.5. SCATOLARE

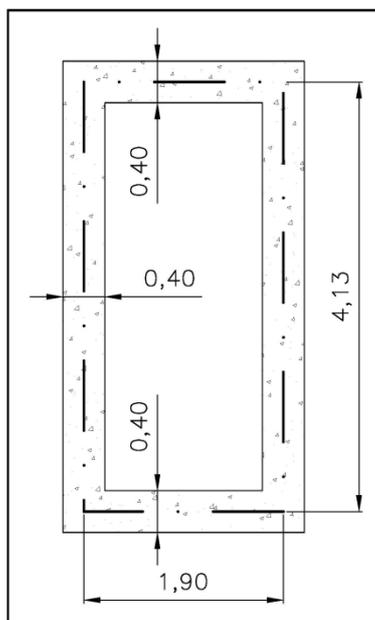
### 7.5.1 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Lo scatolare si trova in sinistra idraulica dell'imbocco, tra la sezione di muro 4 ed il vecchio Ponte Racli.

Si tratta di una struttura in c.a. gettato in opera, avente larghezza totale di 2,30 m e altezza di 4,53 m; lo spessore delle solette e dei piedritti è considerato nei calcoli costante e pari a 40 cm anche se nel primo tratto la soletta di fondazione presenta un incremento di spessore. Lo sviluppo in asse è di circa 15 m, suddivisi in due conci. Il ricoprimento varia da 2,2 m (sotto il piazzale) a 2,9 m (sotto la rampa).

Lo scatolare, completamente interrato, è soggetto alla spinta del terreno ed alle azioni sismiche. E' inoltre soggetto all'incremento di spinta dovuto al sovraccarico distribuito sul piazzale di 20 kN/m<sup>2</sup>.

Il calcolo si riferisce ad una sezione trasversale dello scatolare di profondità unitaria. La struttura è quindi calcolata come un telaio piano, le cui dimensioni sono riferite agli assi della struttura reale. Nella figura sottostante si riporta la geometria adottata nelle verifiche che seguono.



Le verifiche sono state effettuate attraverso un modello numerico ad elementi finiti realizzato con il codice di calcolo SAP 2000 v.9 della Computers and Structures, Inc.; il telaio è stato modellato con quattro elementi "frame".

Lungo la soletta inferiore ed i piedritti, per tenere in conto della presenza del terreno, sono state inserite molle elastiche non resistenti a trazione. La costante delle molle corrisponde ad un modulo di Winkler di  $15 \text{ Kg/cm}^3$  (valore che in letteratura è indicato per terreni ghiaiosi). In assenza di dati diretti, si è infatti scelto di sottostimare abbondantemente la costante elastica delle molle nei calcoli, in modo da massimizzare le sollecitazioni di progetto negli elementi strutturali; è stata inoltre svolta una analisi parametrica facendo variare questa costante elastica di un ordine di grandezza: tale variazione è risultata praticamente ininfluenza per le verifiche strutturali.

## 7.5.2 AZIONI

### Peso proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato assegnando al calcestruzzo armato un peso per unità di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$ .

### Peso del terreno superiore e spinta del terreno laterale

Il peso del terreno che grava sullo scatolare è un carico uniformemente distribuito pari a  $18 \times 2,9 = 52,2 \text{ kN/m}^2$

La spinta del terreno (stato di spinta a riposo) è un carico orizzontale variabile linearmente da  $0,5 \times 18 \times 2,9 = 26,1 \text{ kN/m}^2$  in sommità a  $0,5 \times 18 \times 7,83 = 70,5 \text{ kN/m}^2$  alla base.

### Sovraccarichi accidentali sul piazzale: sovraccarico distribuito

Si è considerato agente sul piazzale un sovraccarico accidentale verticale uniformemente distribuito, il cui valore caratteristico è di 20 kN/m<sup>2</sup>.

Si è inoltre considerato l'incremento della spinta orizzontale del terreno dovuto a questo sovraccarico. Ipotizzando che il sovraccarico accidentale produca effetti assimilabili a quelli indotti da un sovraccarico uniformemente distribuito in un mezzo elastico in condizioni di stato piano di deformazione, l'incremento della spinta orizzontale del terreno è calcolato come:

$$\Delta q = [v / (1 - v)] \times 20 = 0,25 / (1 - 0,25) \times 20 = 6,66 \text{ kN/m}^2$$

### Azioni sismiche

Nel caso in esame:

$$K_H = 1,44 \times 0,432 = 0,621$$

$$K_V = \pm 0,310$$

L'inerzia delle solette e dei piedritti produce un carico uniformemente distribuito in direzione orizzontale e verticale rispettivamente pari a:

$$K_H \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,40 \text{ m} = 6,21 \text{ kN/m}^2$$

$$\pm K_V \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,40 \text{ m} = \pm 3,10 \text{ kN/m}^2$$

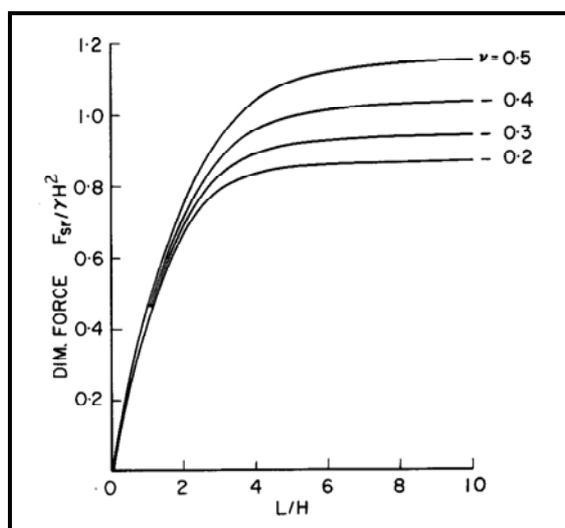
L'inerzia del terreno sovrastante lo scatolare produce il carico distribuito verticale pari a

$$\pm K_V \times 43,20 = \pm 13,39 \text{ kN/m}^2$$

Nel caso in esame la sovraspinta sismica del terreno viene calcolata attraverso il metodo di Wood (Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures, 1973). Pertanto la pressione sismica è pari a:

$$\Delta p = a_g \times S \times \gamma \times H \times F = 0,431 \times 1,44 \times 18 \times 4,13 \times 0,3 = 13,84 \text{ kN/m}^2$$

dove F è un coefficiente tabellato pari a  $F_{sr} / (\gamma \times H^2)$  ed è ricavabile dal seguente grafico, nel quale il fattore L/H rappresenta il rapporto tra la larghezza interna ed l'altezza della struttura interrata e  $F_{sr}$  è la sovraspinta sismica su parete rigida riferita ad un'accelerazione orizzontale uniforme. In questo caso il valore di F risulta essere pari a 0,3.



### 7.5.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico più significative, con i relativi coefficienti moltiplicativi:

	Peso proprio	Spinta statica terreno	Carico accidentale e superiore	Incremento spinta accidentale lato destro	Incremento spinta accidentale lato sinistro	Sisma muro	Sisma terreno
SLU-1	1,3	1,3	1,5	0	0	0	0
SLU-2	1,3	1,3	1,5	1,5	0	0	0
SLU-3	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5	0	0
SLU-4	1,3	1,3	0	1,5	0	0	0
SLU-SISMA	1	1	0,3	0,3	0,3	1	1

(Il terreno intorno allo scatolare è un carico permanente non strutturale compiutamente definito).

### 7.5.4 AZIONI SOLLECITANTI

Di seguito si riportano i diagrammi dei momenti flettenti [kNm], delle azioni di assiali [kN] e di quelle taglianti [kN] calcolati, per la sola combinazione di carico 'SLU-3' che risulta essere quella più sfavorevole. I momenti flettenti sono disegnati dalla parte tesa; le azioni assiali sono positive se di trazione.



### 7.5.5 VERIFICA DELLA RESISTENZA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito vengono eseguite le verifiche a pressoflessione ed a taglio della soletta inferiore e superiore e dei piedritti dello scatolare. Le azioni sollecitanti sono, per tutte le verifiche sotto riportate, quelle della combinazione 'SLU-3', in quanto risulta la più gravosa per tutti gli elementi esaminati.

Sia le solette che i piedritti hanno sezione rettangolare, con  $B = 1$  m e  $H = 0,40$  m e sono armate con 5+5  $\varnothing 16$ .

#### Soletta inferiore

La combinazione M-N più sfavorevole è agli estremi, dove si ha  $M_d = 87,0$  kNm con  $N_d = -172,7$  kN (di compressione).

Il momento resistente risulta  $M_R = 163,6$  kNm, pertanto la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

La combinazione V-N più sfavorevole è agli estremi, dove si ha  $V_d = 113,8$  kNm con  $N_d = -172,7$  kN (di compressione).

La resistenza a taglio per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio, ricavata in accordo con le NTC, risulta nel caso in esame pari a  $V_{Rd} = 225,5$  kN, che è maggiore della forza a taglio agente, rendendo non necessario il dimensionamento dell'armatura a taglio.

#### Piedritti

La combinazione M-N più sfavorevole è alla base, dove si ha  $M_d = 87,0$  kNm con  $N_d = -119,8$  kN (di compressione).

Il momento resistente risulta  $M_R = 155,7$  kNm, pertanto la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

La combinazione V-N più sfavorevole è alla base, dove si ha  $V_d = 172,7$  kNm con  $N_d = -119,8$  kN (di compressione).

La resistenza a taglio per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio, ricavata in accordo con le NTC, risulta nel caso in esame pari a  $V_{Rd} = 217,5$  kN, che è maggiore della forza a taglio agente, rendendo non necessario il dimensionamento dell'armatura a taglio.

#### Soletta superiore

La combinazione M-N più sfavorevole è agli estremi, dove si ha  $M_d = 76,5$  kNm con  $N_d = -127,9$  kN (di compressione).

Il momento resistente risulta  $M_R = 157,0$  kNm, pertanto la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

La combinazione V-N più sfavorevole è agli estremi, dove si ha  $V_d = 98,3$  kNm con  $N_d = -127,9$  kN (di compressione).

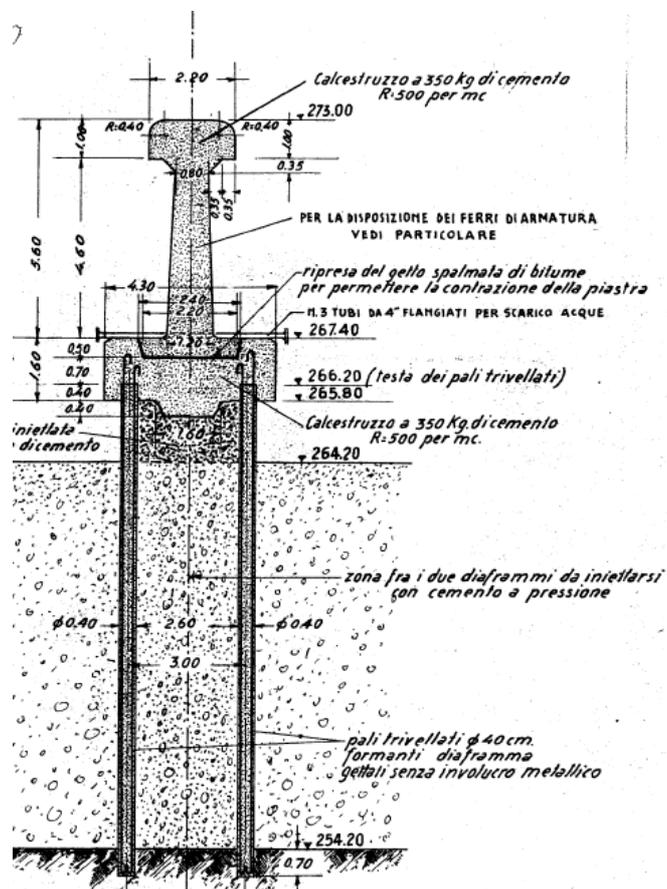
La resistenza a taglio per elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio, ricavata in accordo con le NTC, risulta nel caso in esame pari a  $V_{Rd} = 218,7$  kN, che è maggiore della forza a taglio agente, rendendo non necessario il dimensionamento dell'armatura a taglio.

## 8. STRUTTURE ALLO SBOCCO: TURA ESISTENTE E NUOVA STRUTTURA DI DISSIPAZIONE

### 8.1. DESCRIZIONE E GEOMETRIA DELL'OPERA

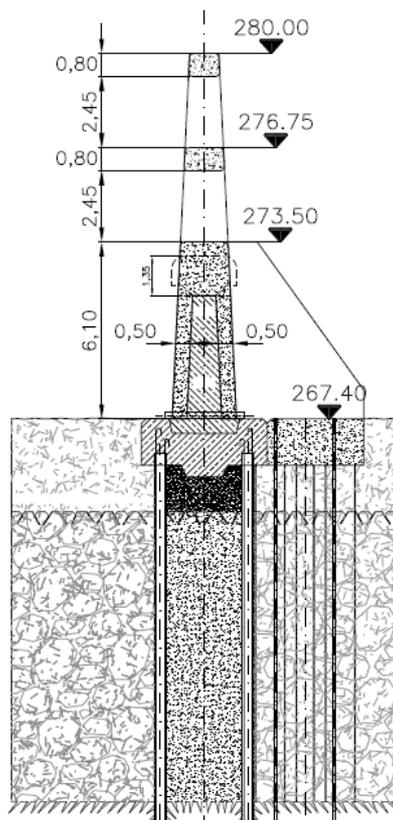
Allo stato attuale a valle della diga è posizionato uno sbarramento costituito da una piastra verticale in calcestruzzo, a spessore variabile, che appoggia su uno schermo di impermeabilizzazione costituito da due file di pali con diametro di 40 cm trivellati accostati (interasse tra i pali 40 cm) ed armati; il terreno tra i pali è stato consolidato con iniezioni di cemento. I lati verticali sono saldamente ancorati nella roccia dei due versanti.

In figura si riporta la sezione verticale della tura esistente.



A seguito della realizzazione del nuovo scarico di superficie la tura deve essere modificata in modo da rispondere alle nuove esigenze sia idrauliche, legate alla necessità di dispersione della corrente, che statiche legate all'aumento del livello della corrente.

Nella figura sottostante si riporta la sezione della soluzione proposta in progetto.

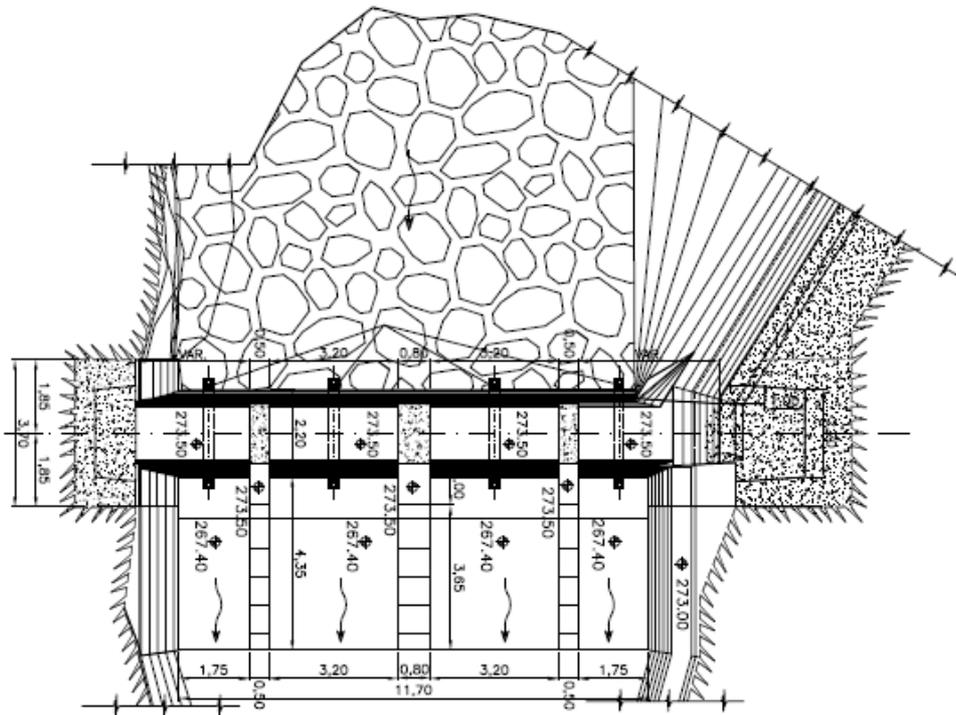


Tale soluzione che consente di non demolire l'opera esistente, prevede:

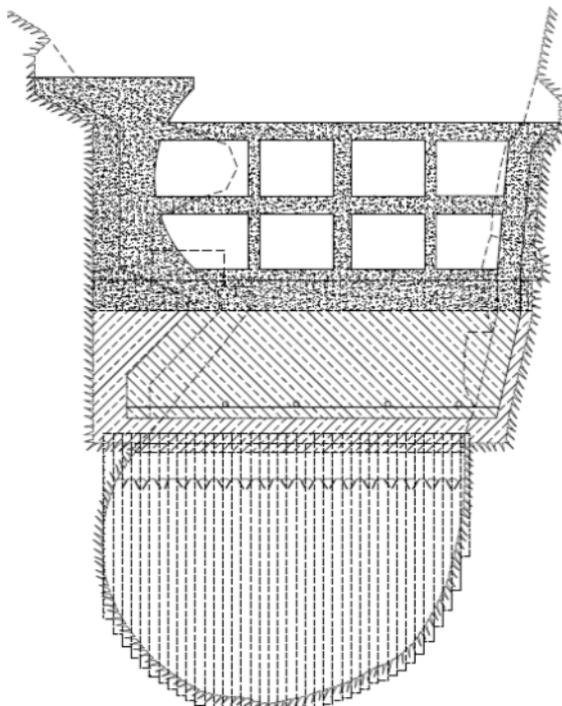
- la demolizione del calcestruzzo della trave di coronamento salvaguardando l'armatura esistente;
- il rinforzo dello schermo di impermeabilizzazione del terreno mediante tre file di colonne di jet-grouting, con le due file esterne armate con tubi in acciaio;
- la realizzazione di un dado di fondazione in aderenza e collegato alla fondazione esistente con perforazioni armate;
- il rinforzo dell'elevazione con la realizzazione su entrambi i lati di piastre in calcestruzzo armato ancorate alla struttura esistente con perforazioni armate;
- costruzione di tre muri ortogonali di contrasto per la riduzione delle sollecitazioni flessionali.

Al di sopra della tura, collegata alla stessa, è realizzato il grigliato formato da travi in calcestruzzo armato necessario a ridurre la velocità della corrente che esce dalla galleria di scarico della nuova opera di presa.

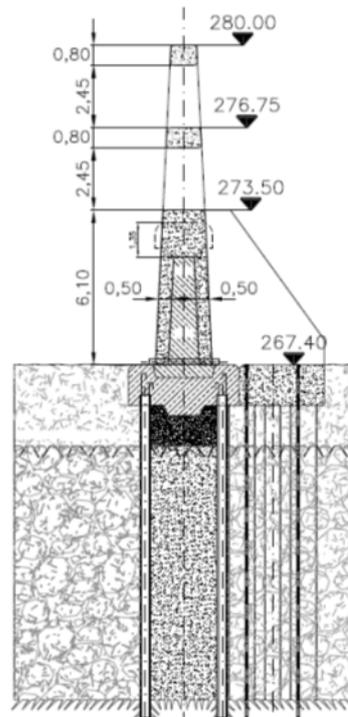
La geometria dell'opera è riportata nelle seguenti figure ove è possibile desumere le caratteristiche salienti da adottare nei calcoli.



Planimetria



Sezione longitudinale



Sezione trasversale

## 8.2. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Per la valutazione della sicurezza della struttura in oggetto (§ 2.3 del D.M. 14.01.2008) si adotta il metodo semiprobabilistico agli stati limite. La sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra "capacità" (ossia resistenza strutturale) e "domanda" (effetto dei carichi).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza. La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

La valutazione della sicurezza della struttura viene effettuata con riferimento:

- **allo stato limite ultimo** che comprende le seguenti verifiche:
  - verifiche strutturali delle pareti e delle travi che formano il grigliato;
  - verifiche strutturali e geotecniche dello schermo di impermeabilizzazione sottoposto alle forze trasmesse dalla struttura di elevazione ed alle pressioni idrostatiche presenti nel terreno.
- allo stato limite di esercizio che comprende la verifica della fessurazione delle pareti e delle travi del grigliato.

## 8.3. AZIONI

Le azioni esaminate per le verifiche numeriche sono:

- il peso proprio
- la spinta idrostatica
- l'azione sismica
- la spinta del terreno

Per quanto riguarda la spinta idrostatica e le pressioni dovute alla velocità della corrente lo studio idraulico ha consentito di definire le seguenti condizioni:

Condizione di esercizio: Invaso alla quota di massima regolazione, apertura istantanea della paratoia del nuovo scarico di superficie

- portata = 728,3 m<sup>3</sup>/s
- velocità = 14,9 m/s
- altezza acqua muri: 281,30 m s.m.
- altezza acqua tura/griglione = 280,30 m s.m.

Condizione eccezionale 1: Invaso alla quota di massimo invaso, apertura istantanea della paratoia del nuovo scarico di superficie

- portata = 822 m<sup>3</sup>/s
- velocità = 16,8 m/s
- altezza acqua muri: 282,00 m s.m.
- altezza acqua tura/griglione = 281,00 m s.m.

Condizione eccezionale 2: Invaso alla quota di massima regolazione, apertura

*istantanea della paratoia del nuovo scarico di superficie, luci della nuova struttura di dissipazione sopra la tura ostruite al 50%*

- portata = 728,3 m<sup>3</sup>/s
- velocità = 14,9 m/s
- altezza acqua muri: 283,30 m s.m.
- altezza acqua tura/griglione = 282,30 m s.m.

Il peso proprio è ottenuto assumendo come peso specifico del calcestruzzo  $\gamma_d = 25$  KN/m<sup>3</sup>.

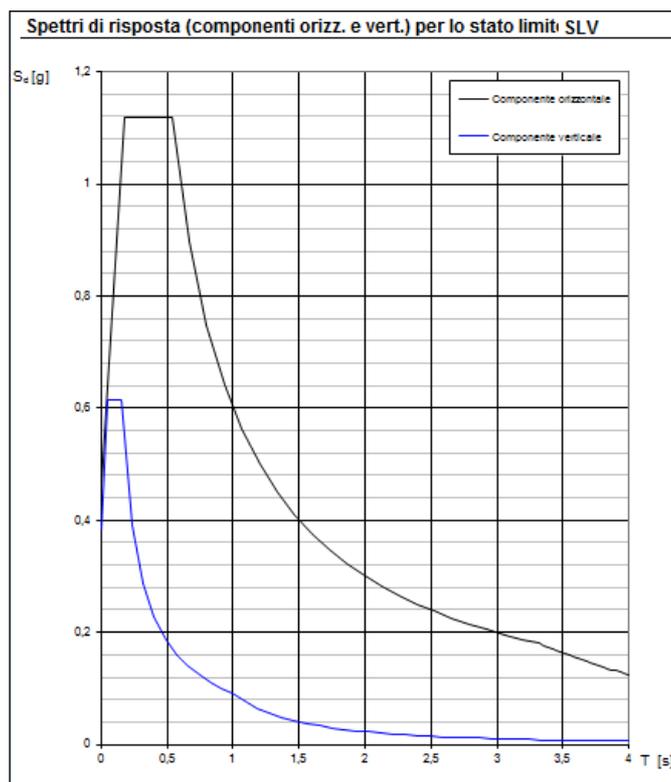
La spinta idrostatica dell'acqua è calcolata assumendo  $\gamma_d = 10$  KN/m<sup>3</sup>.

#### 8.4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Con riferimento al precedente § 5. , per la tura esistente e la nuova struttura di dissipazione allo sbocco dello scarico si ha:

- Categoria topografica  $T_2 = 1,0$  (fondo del versante)
- Categoria del suolo C (depositi di terreni a grana grossa)
- Fattore di struttura  $q = 1,5$

Lo spettro di risposta allo SLV è riportato nella sottostante figura.



#### 8.5. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC.

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

### 8.5.1 COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO SLU

- **SLU di tipo strutturale (STR)**
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali in elevazione
  - raggiungimento della resistenza nel blocco di sottofondazione
- **SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU)**
  - stabilità globale per l'insieme blocco di sottofondazione terreno

Trattandosi di opere contro terra, le verifiche saranno condotte secondo l' "Approccio 1" e l' "Approccio 2" utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle N.T.C. per i parametri geotecnici e le azioni e 6.5.I per le resistenze.

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO $\gamma_F$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevole		1,1	1,30	1,0
Permanenti non strutturali (1)	favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevole		1,5	1,5 (2)	1,3
Variabili	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,3

1) nel caso che i permanenti strutturali siano compiutamente definiti si adottano gli stessi coefficienti dei permanenti

2) per la spinta dell'acqua il coefficiente è 1,35 " Proposta di aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)"

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1	1,0

Tabella 6.5.1 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per la resistenza del sistema

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)	COEFF. PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1,4$
Scorrimento	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1,1$

Le verifiche allo stato limite di ribaltamento e scorrimento come corpo rigido vengono effettuate con i coefficienti EQU M2 R1.

La stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene effettuata con l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche vengono effettuate secondo uno dei seguenti approcci:

- Approccio 1 Combinazione 1 (A1+M1+R1)
- Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)
- Approccio 2 Combinazione 2 (A1+M1+R3)

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

$$\text{STR)} \quad \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO)} \quad \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

Per la condizione sismica, le combinazioni *per gli stati limite ultimi* (SLV) da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\text{STR)} \quad \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO)} \quad \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

Nelle formule sopra indicate:  $G_1$ =peso della struttura  $G_2$ =pressioni idrostatiche

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto:

- delle masse associate ai carichi gravitazionali dovuti al peso della struttura;
- delle azioni inerziali dell'acqua contenuta nel serbatoio.

### 8.5.2 COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale e deformazione) si definisce la combinazione:

$$G_1 + G_2$$

ove  $G_1$  è il peso proprio della struttura e  $G_2$  la pressione dovuta all'acqua.

## 8.6. VERIFICA ALLO SLU DI RESISTENZA DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Si verificano allo SLU le pareti e le travi del grigliato sovrastante sottoposto alle varie combinazioni di carico.

Il calcolo delle sollecitazioni è eseguito mediante il codice di calcolo ad elementi finiti "Supersap" della Algor. I risultati sono stati controllati mediante il confronto con schemi di calcolo semplificati risolvibili "manualmente".

La verifica delle strutture allo SLU è stato effettuato secondo l' Approccio 1 Combinazione 1 (A1+M1\*R1) con i coefficienti  $\gamma_F$   $\gamma_M$   $\gamma_R$  indicati nel paragrafo 4.3.1.

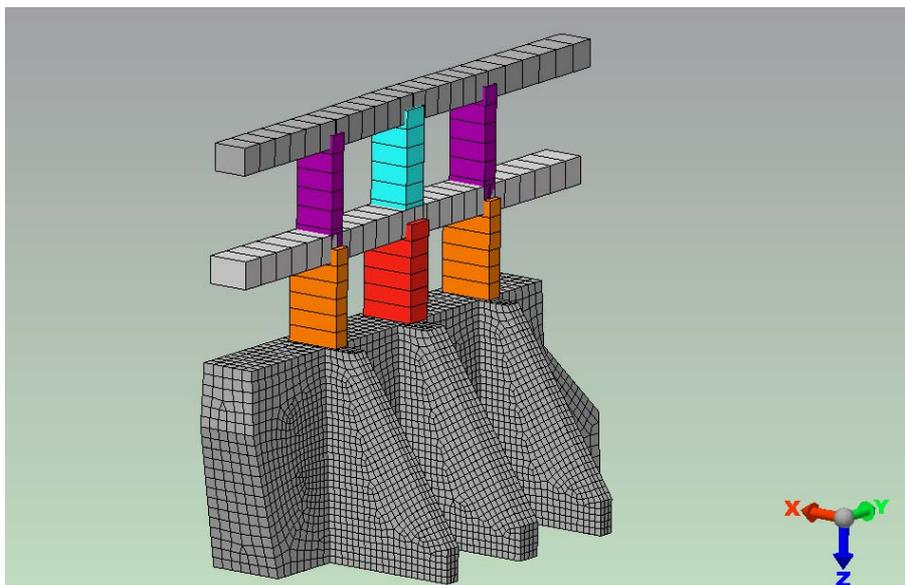
Le azioni delle spinte idrostatiche sono state equiparate ai carichi permanenti.

## 8.7. MODELLO DI CALCOLO

La struttura è stata modellata con elementi finiti tipo "brick" mentre le travi ed i pilastri del grigliato sovrastante sono stati schematizzati con elementi tipo "beam".

Viste le caratteristiche dei terreni di fondazione e le dimensioni dello schermo sottostante di fondazione, i nodi alla base delle pareti sono stati considerati vincolati sia alla traslazione che alla rotazione nelle tre direzioni.

Nella figura sottostante si riporta la "mesh" utilizzata.



## 8.8. CARICHI CARATTERISTICI

I carichi caratteristici che interessano l'opera sono:

- *Carico 1 Peso proprio della struttura*

Si ottiene moltiplicando i volumi per il peso specifico  $\gamma_k=25$  KN/m<sup>3</sup>;

- *Carico 2 Spinta idrostatica normale esercizio*

La spinta idrostatica si ottiene considerando la quota dell'acqua a 280,30 m s.m. e a

favore di sicurezza non si considera la pressione agente da valle verso monte.

**- Carico 2 Spinta idrostatica in condizione eccezionale**

La spinta idrostatica si ottiene considerando la quota dell'acqua a 282,30 m s.m.

A favore di sicurezza si ipotizza che il 50% dell'area libera del grigliato sia intasata da rami e detriti ed inoltre non si considera la pressione agente da valle verso monte.

**- Carico 3 Azioni inerziali dovute alle masse della struttura**

Le azioni inerziali dovute alle masse della struttura, che si sviluppano durante il sisma, sono calcolate mediante l'analisi dinamica modale combinando gli effetti di ciascun modo di vibrare dei primi cinque modi con la radice quadrata della somma dei quadrati degli effetti relativi a ciascun modo.

La massa partecipante totale dei primi cinque modi è superiore all'85% della massa totale della struttura.

La risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto si ottiene combinando le sollecitazioni nelle tre direzioni con l'espressione  $0,3 \cdot E_x + 1,00 \cdot E_y + 0,3 \cdot E_z$ .

Mediante un'analisi delle possibili combinazioni delle tre direzioni si è verificato che al fine del dimensionamento delle armature delle pareti gli effetti più sfavorevoli si ottengono con il sisma in direzione della corrente e sussultorio; non si considera la componente  $E_x$  parallela alla parete in quanto ininfluyente.

Con riferimento agli assi della mesh sopra riportata la combinazione degli effetti diventa  $E_{max} = -1,00 \cdot E_y - 0,3 \cdot E_z$ .

**- Carico 4 Azioni inerziali dovute all'acqua**

Le spinte dell'acqua durante il sisma sono calcolate con riferimento al cap. C.7.7.3 della proposta di aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta considerando la quota dell'acqua a 280,30 m s.m. (condizione di normale esercizio).

Le azioni di inerzia dell'acqua, da aggiungere a quelle di inerzia della massa muraria, sono assimilate ad una distribuzione di pressione sul paramento a monte data dalla seguente espressione

$$p = a \rho c y_0$$

con

$$c = c_m / 2 \cdot (y / y_0 \cdot (2 - y / y_0) + \text{SQR}(y / y_0 \cdot (2 - y / y_0)))$$

dove

$a$  = accelerazione orizzontale massima al sito;

$\rho$  = massa per unità di volume dell'acqua;

$y_0$  = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento;

$y$  = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione  $p$ ;

$cm = -0,0073 \alpha + 0,7412$  in cui  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale espresso in gradi sessagesimali.

## 8.9. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Per i singoli carichi caratteristici sopra richiamati si riportano i diagrammi delle sollecitazioni nella parete, nei contrafforti, nei pilastri e nelle travi del grigliato.

Per una corretta interpretazione dei diagrammi delle sollecitazioni di seguito riportati si evidenzia che:

- le pareti ed i contrafforti sono schematizzati con elementi finiti tipo "Solido 3D";
- le due travi del grigliato sono schematizzate con elementi finiti "beam" che hanno l'asse locale 1 coincidente con l'asse della trave, l'asse locale 2 è orizzontale e l'asse 3 è verticale;
- i tre pilastri del grigliato sono schematizzati con elementi finiti "beam" e hanno l'asse locale 1 coincidente con l'asse del pilastro, l'asse locale 2 è orizzontale ortogonale alla corrente e l'asse 3 è parallelo alla corrente.

### 8.9.1 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI NELLA PARETE

Con riferimento alla mesh sopra riportata si evidenzia che nelle pareti i tensori  $n_{z-z}$  determinano le armature verticali (verifica sezione orizzontale), le tensioni  $n_{y-y}$  determinano le armature orizzontali (verifica sezione verticale). Gli sforzi di taglio sono dati dalle tensioni  $n_{x-y}$ .

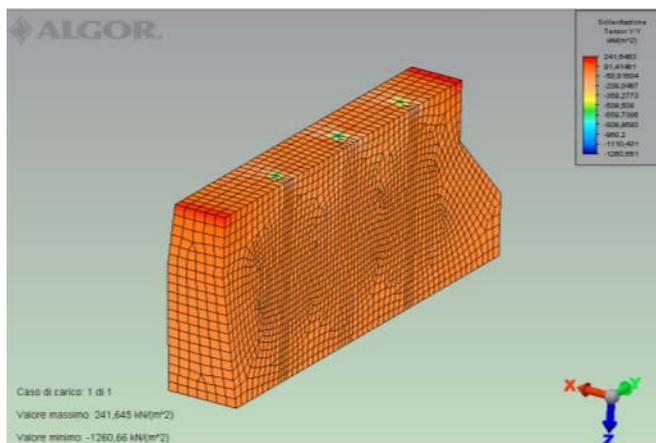
Nella tabella che segue si riportano i valori delle tensioni calcolate alla base della parete ed all'incastro della parete nella roccia che risultano le sezioni maggiormente sollecitate.

	$n_{y-y}$ (sezione di incastro roccia)		$n_{z-z}$ (sezione alla base)		$\tau_{x-y}$
	Lato valle	Lato monte	Lato valle	Lato monte	
Peso proprio	-20	-10	-134	-145	1
Press.idr. n.c.	-1176	1114	-783	1125	250
Press.idr. e.e.	-1752	1632	-1059	1499	364
Inerzia masse	1,71	-1,5	-1,24	0,33	0.20
Inerzia acqua	77	-81	-46	66	17

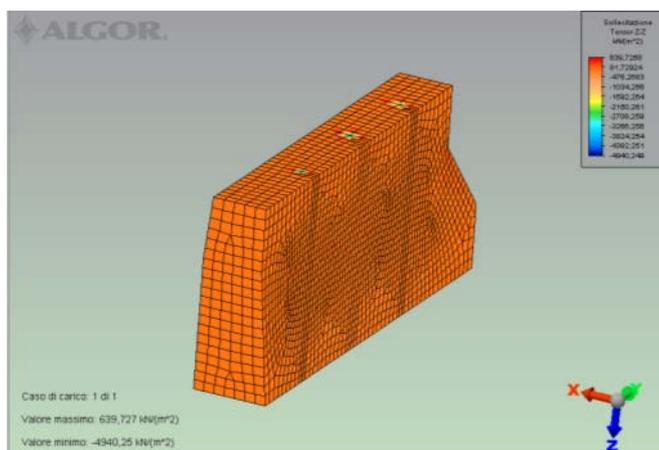
*Valori espressi in  $kN/m^2$  e positivi se di trazione*

Nei paragrafi che seguono si riportano i diagrammi dei tensori  $n_{y-y}$ ,  $n_{z-z}$  e  $n_{x-y}$  per le condizioni di carico caratteristiche.

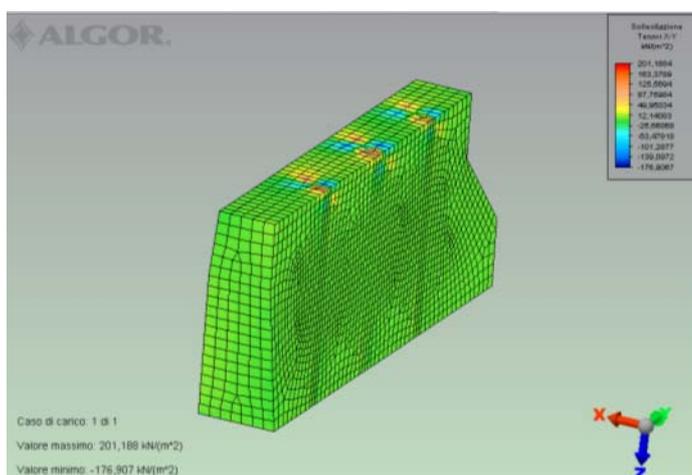
Peso proprio della struttura



Tensore  $n_{y-y}$

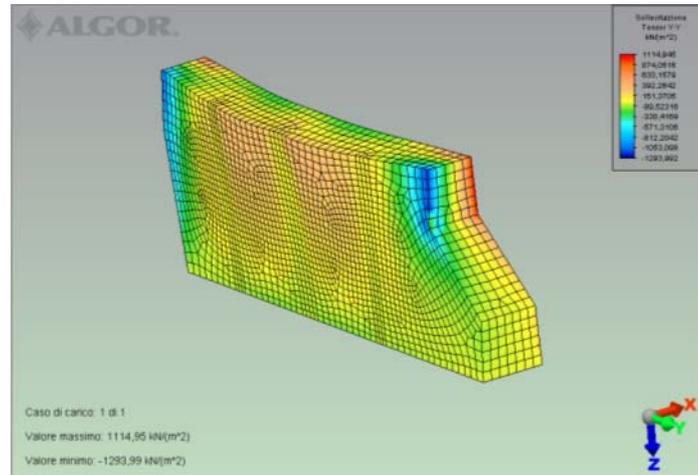


Tensore  $n_{z-z}$

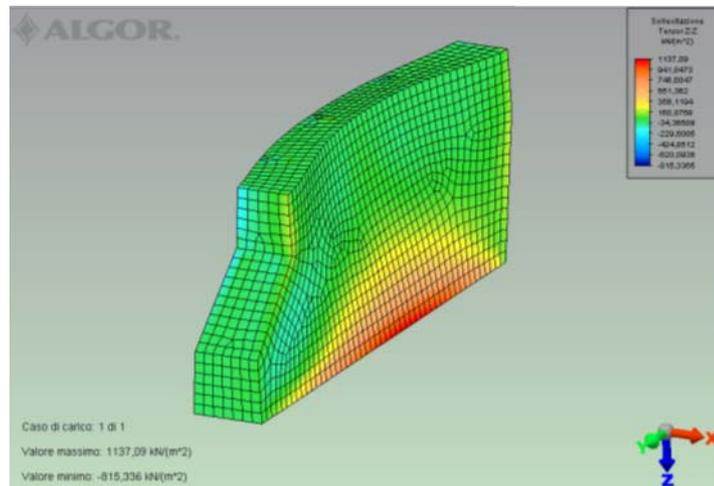


Tensore  $n_{x-y}$

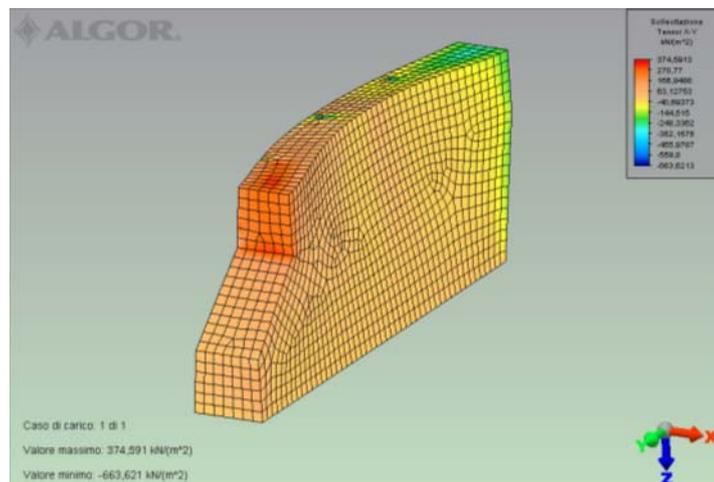
Spinta idrostatica di normale esercizio



Tensore  $n_{y-y}$

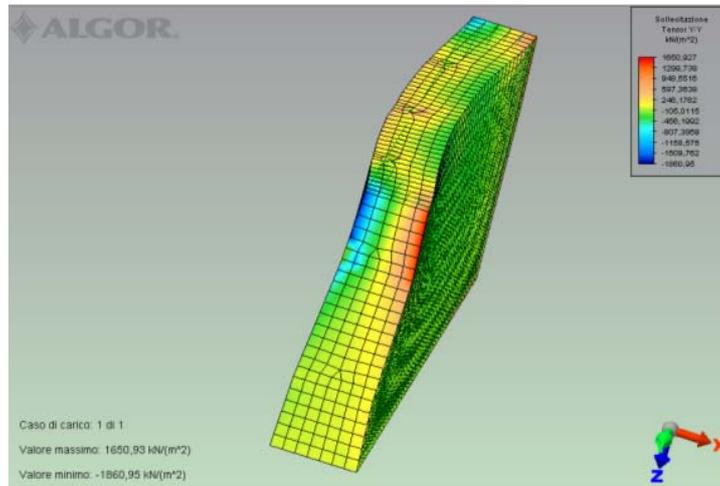


Tensore  $n_{z-z}$

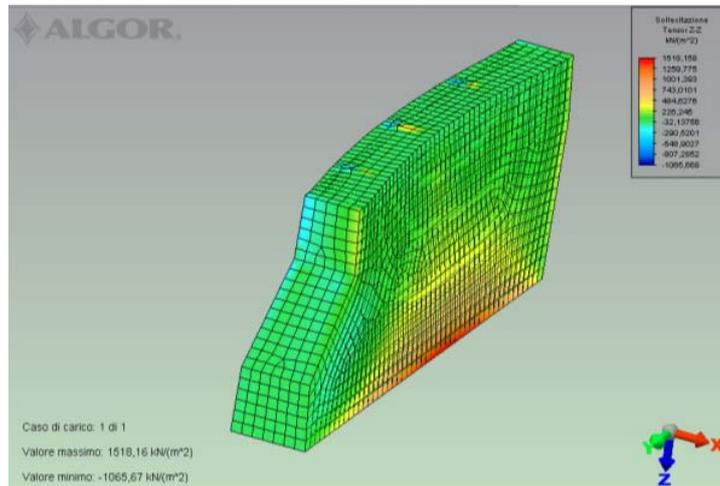


Tensore  $n_{x-y}$

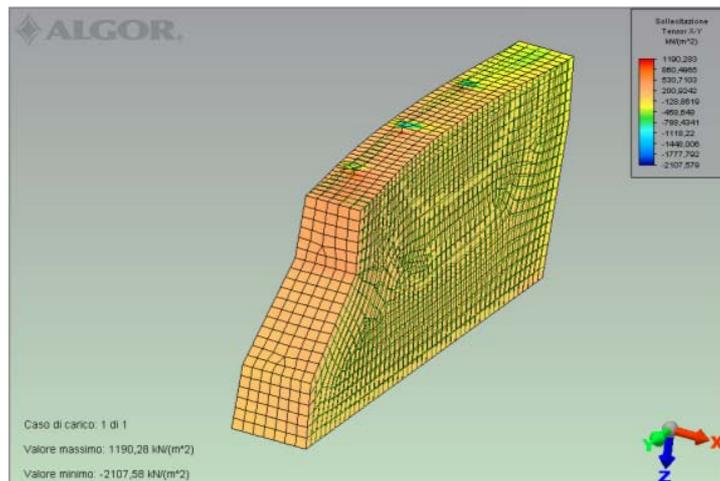
Spinta idrostatica in condizioni eccezionali



Tensore  $n_{y-y}$

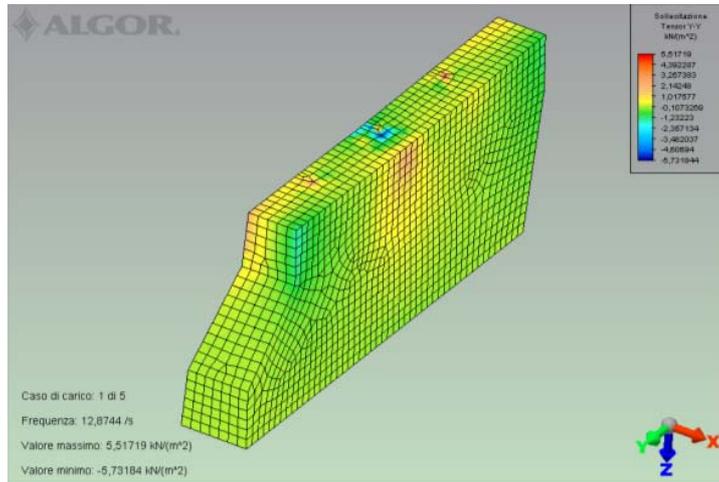


Tensore  $n_{z-z}$

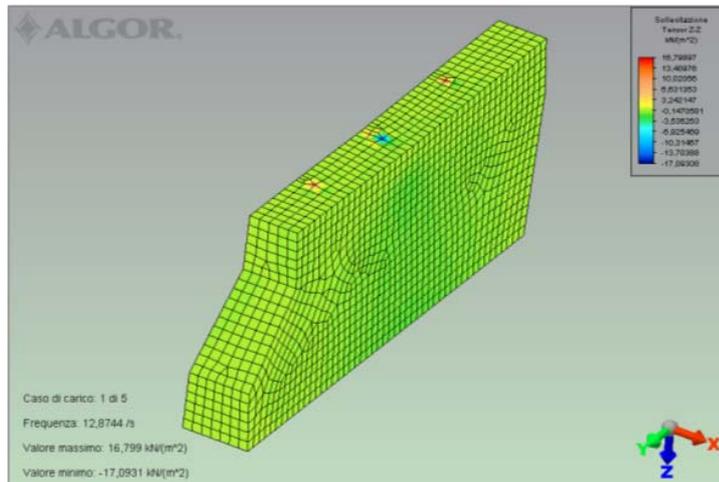


Tensore  $n_{x-y}$

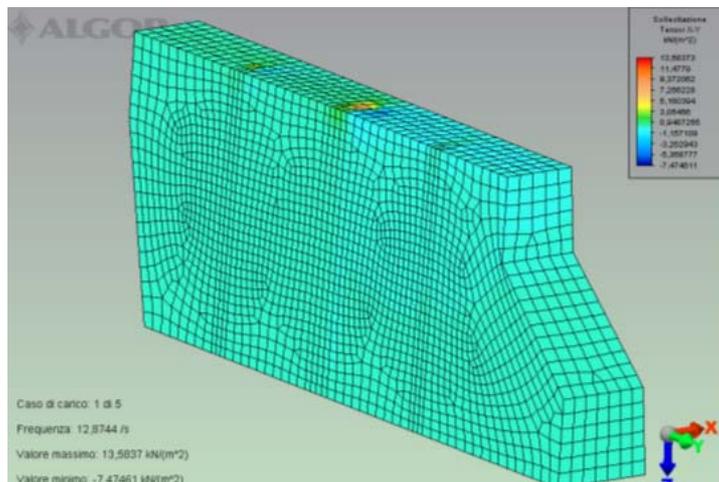
Azioni inerziali delle masse



Tensore  $n_{y-y}$

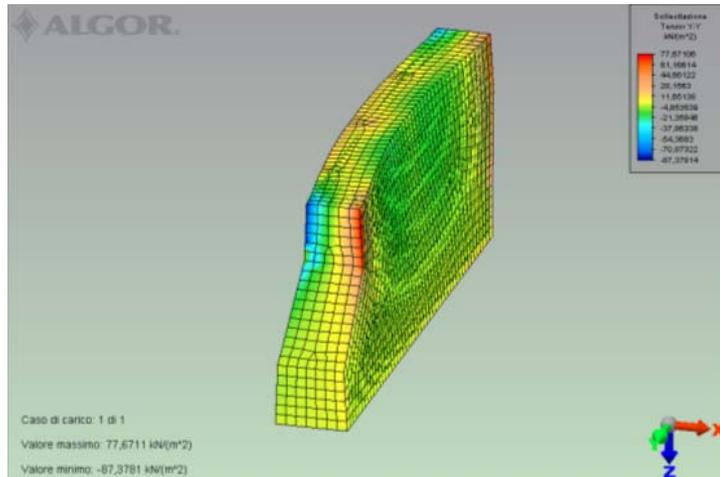


Tensore  $n_{z-z}$

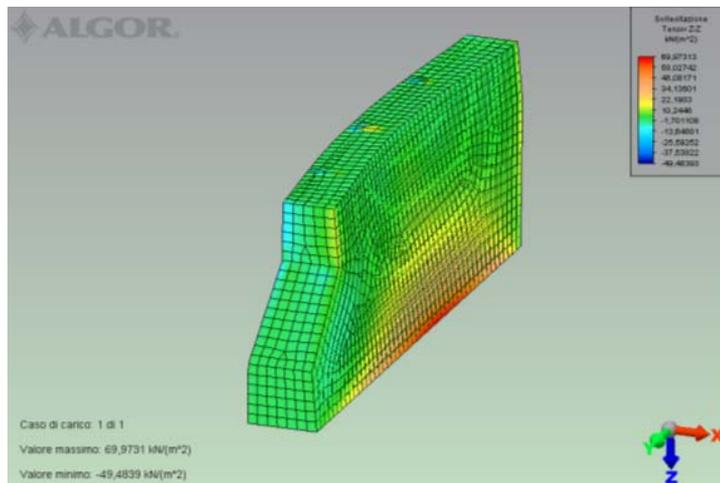


Tensore  $n_{x-y}$

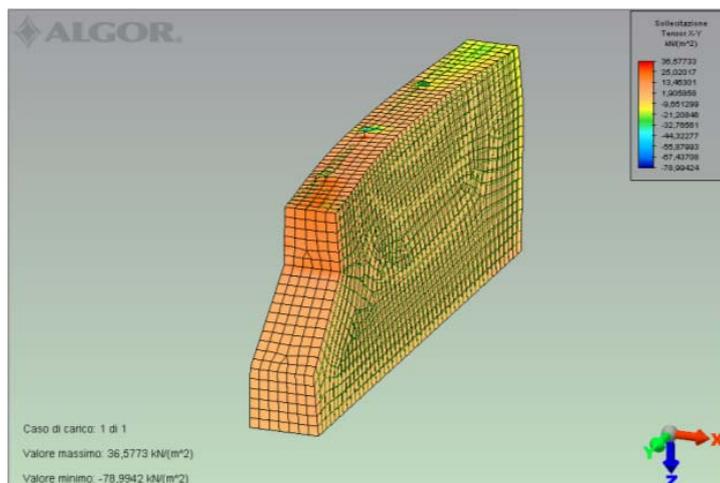
Azioni inerziali dell'acqua



Tensore  $n_{y-y}$



Tensore  $n_{z-z}$



Tensore  $n_{x-y}$

## 8.9.2 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI NEI CONTRAFFORTI

Con riferimento alla mesh sopra riportata si evidenzia che il tensore  $n_{z-z}$  determina le armature verticali e la verifica della sezione orizzontale. Tutte le altre componenti non si riportano in quanto ininfluenti.

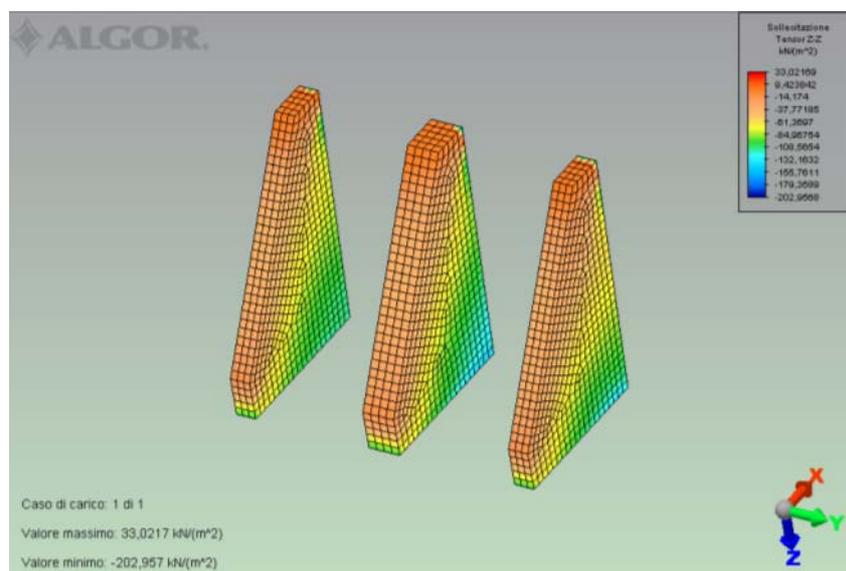
	$n_{z-z}$			
	<i>Contr. centrale</i>		<i>Contr. laterale</i>	
	<i>Lato valle</i>	<i>Lato monte</i>	<i>Lato valle</i>	<i>Lato monte</i>
<i>Peso proprio</i>	-134	-97	-114	-99
<i>Press.idr. n.c.</i>	-424	-1013	-348	-812
<i>Press.idr. e.e.</i>	-569	-1735	-455	-1148
<i>Inerzia masse</i>	0,49	1,97	0,27	0,98
<i>Inerzia acqua</i>	-26	-68	-20	-41

*Valori espressi in KN/ m<sup>2</sup> e positivi se di trazione*

Dalla tabella risulta che la sezione di base dei contrafforti è interamente compressa con valori inferiori a  $f_{cd}$  riportato al § 3.1.

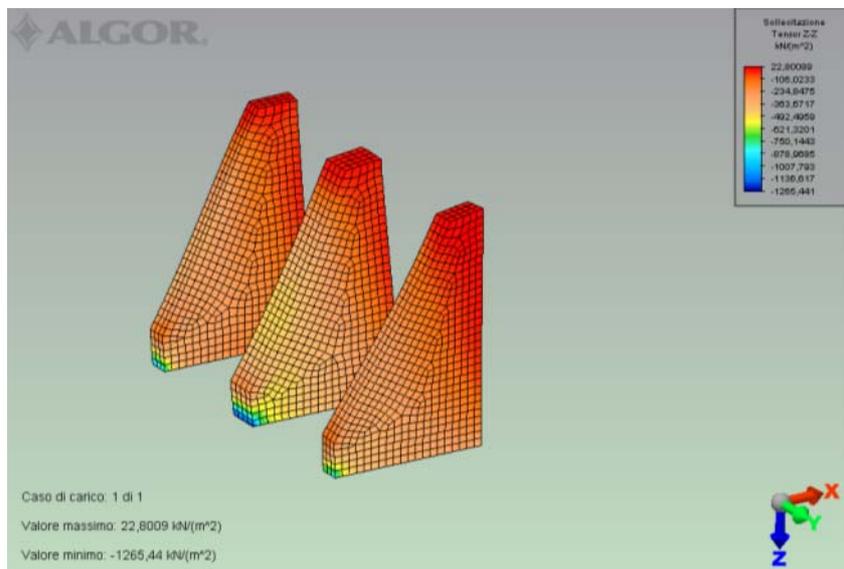
Di seguito si riportano i diagrammi dei tensori  $n_{z-z}$  per le condizioni di carico caratteristiche.

### *Peso proprio delle struttura*



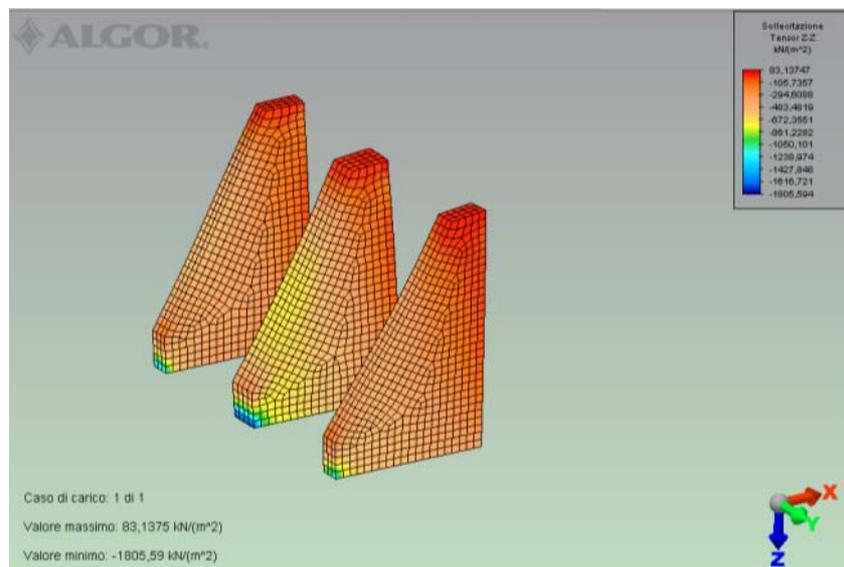
*Tensioni  $n_{z-z}$*

Spinta idrostatica in condizioni di normale esercizio



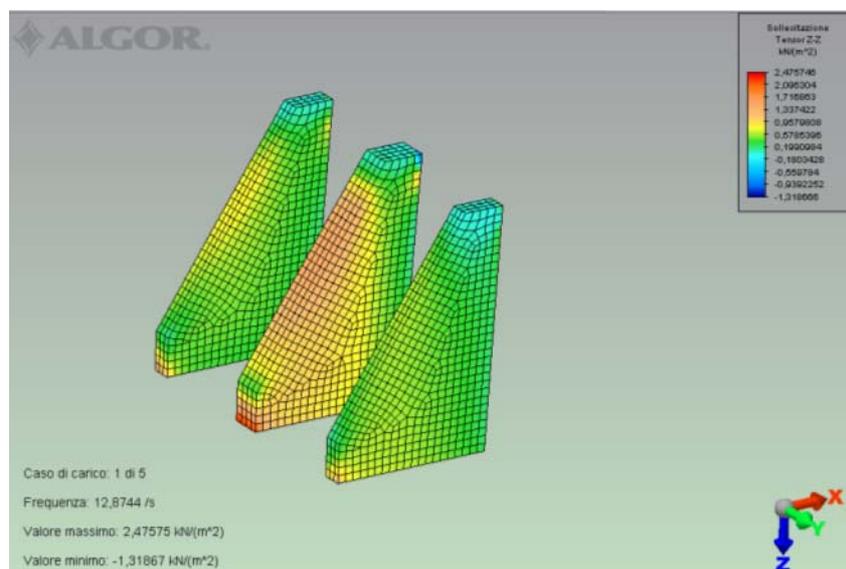
Tensioni  $n_{z-z}$

Spinta idrostatica in condizioni eccezionali



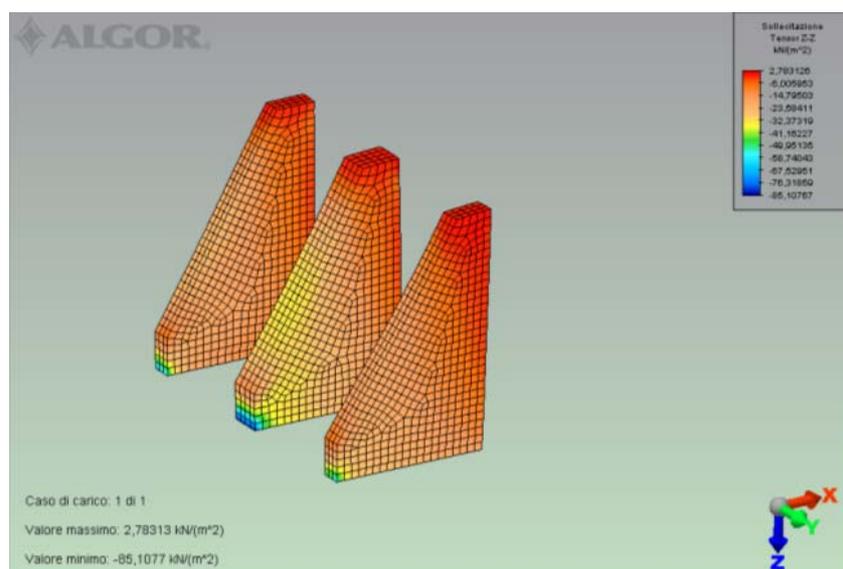
Tensioni  $n_{z-z}$

### Azione inerziale delle masse



*Tensioni  $n_{z-z}$*

### Azione inerziale dell'acqua

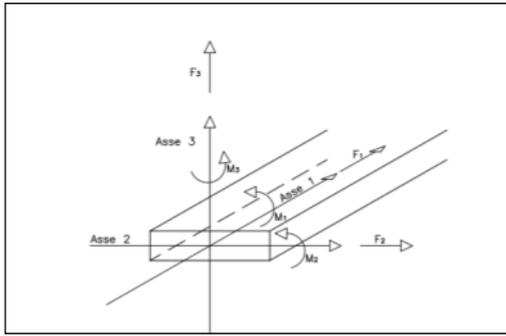


*Tensioni  $n_{z-z}$*

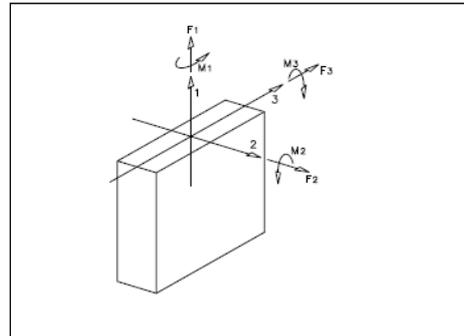
### 8.9.3 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI NELLE TRAVI E NEI PILASTRI

Per le travi si riportano i diagrammi delle sollecitazioni F1 F2 M2 M3 nelle travi per tutti i carichi caratteristici sopra descritti. Le sollecitazioni M1 (momenti torcenti) ed F3 (taglio 3) non assumono mai valori significativi e pertanto vengono trascurate.

Per i pilastri si riportano i diagrammi delle sollecitazioni F1 M2 M3 nelle travi per tutti i carichi caratteristici sopra descritti. Le sollecitazioni M1 (momenti torcenti), F2 (taglio 2) ed F3 (taglio 3) non assumono mai valori significativi e pertanto vengono trascurate.



*Elemento trave*



*Elemento pilastro*

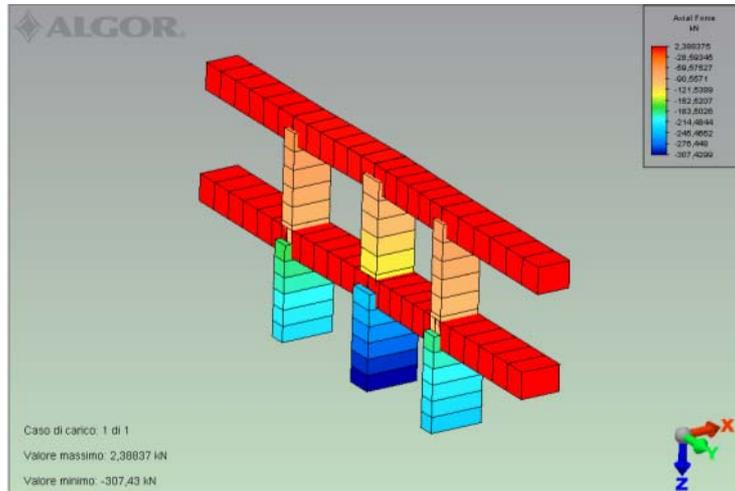
Nella tabella che segue si riportano i risultati delle sollecitazioni nelle sezioni più significative.

	<i>Trave Superiore</i>			<i>Trave inferiore</i>			<i>Pilastro Centrale</i>			<i>Pilastro Laterale</i>		
	$F_1^*$	$M_2$	$M_3$	$F_1^*$	$M_2$	$M_3$	$F_1^*$	$M_2$	$M_3$	$F_1^*$	$M_2$	$M_3$
<i>Peso proprio</i>	-	62	-	-	68	-	-307	-	-	-230	15	-
<i>Press.idr. n.c.</i>	58	-	436	43	-	524	8	253	-	6	108	-
<i>Press.idr. e.e.</i>	203	-	1593	140	-	1674	43	786	-	28	349	-
<i>Inerzia masse</i>	5	-	22	3	-	26	1	7	-	1	2	-
<i>Inerzia acqua</i>	9	-	65	6	-	70	2	32	-	1	14	-

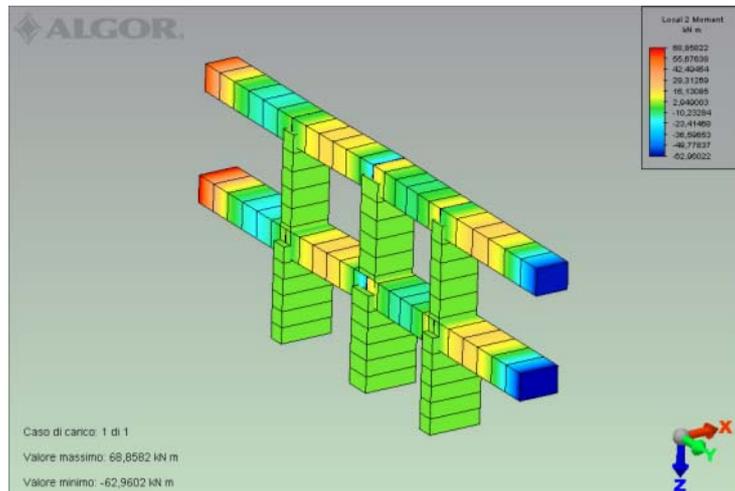
*Valori espressi in KN e m \* positivo di trazione*

Nei paragrafi che seguono si riportano i diagrammi delle sollecitazioni.

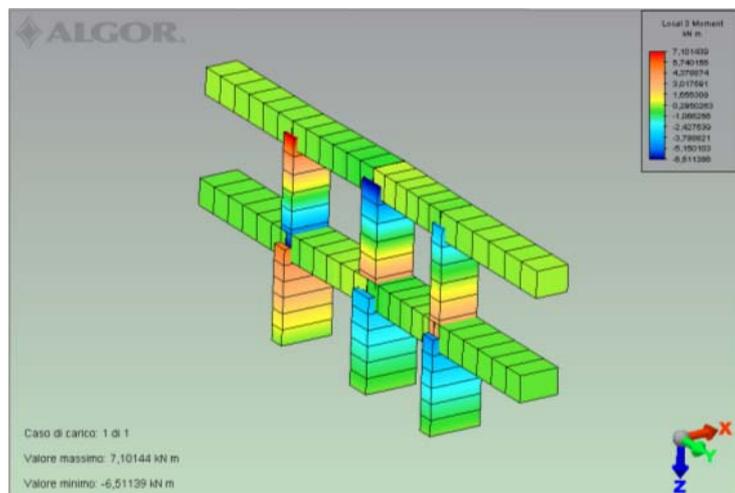
Peso proprio



Sollecitazione F1

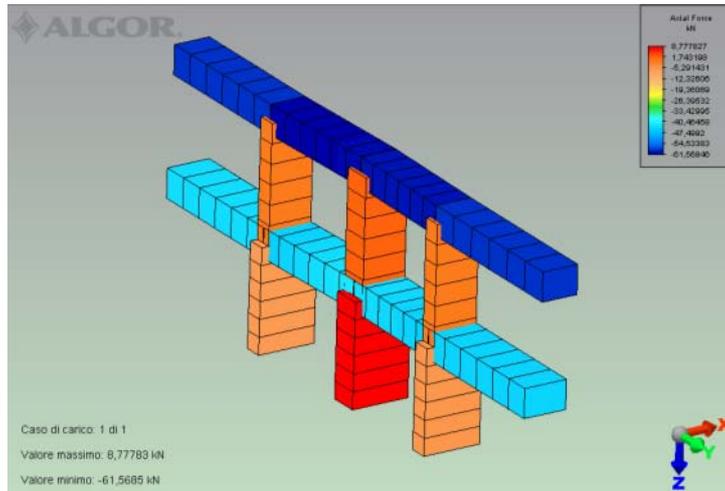


Sollecitazione M2

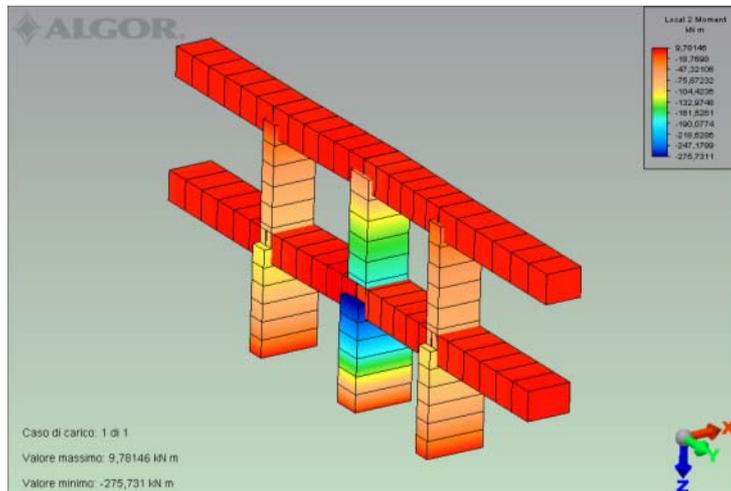


Sollecitazione M3

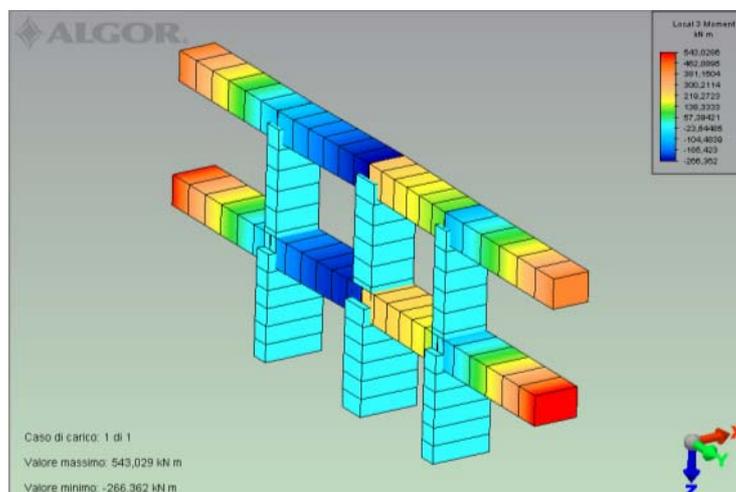
Spinta idrostatica in condizioni di normale esercizio



*Sollecitazione F1*

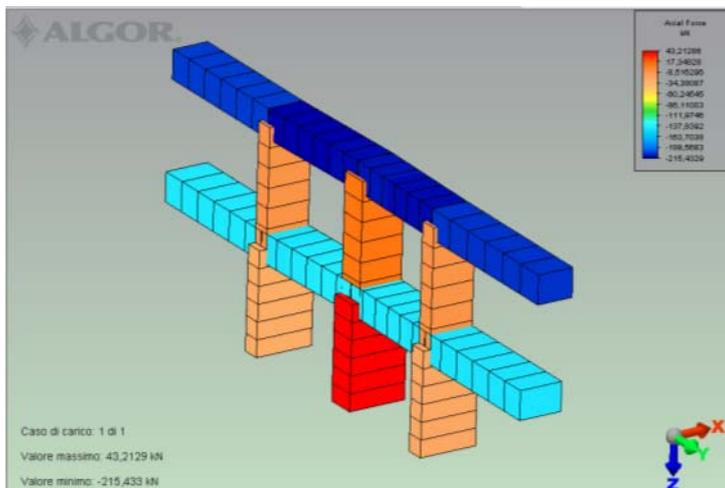


*Sollecitazione M2*

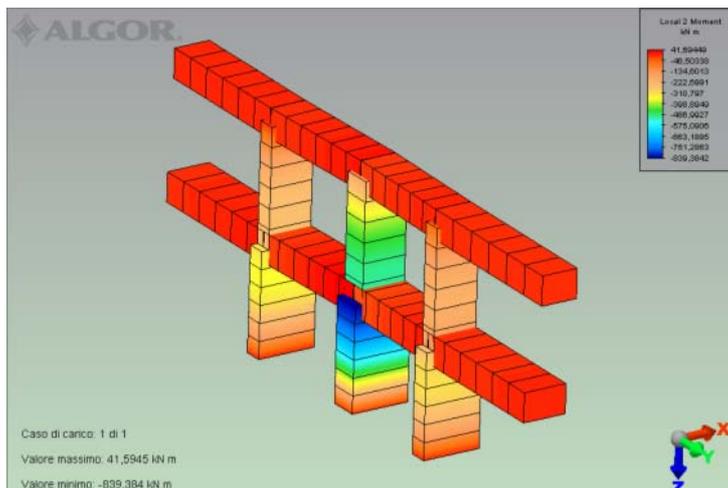


*Sollecitazione M3*

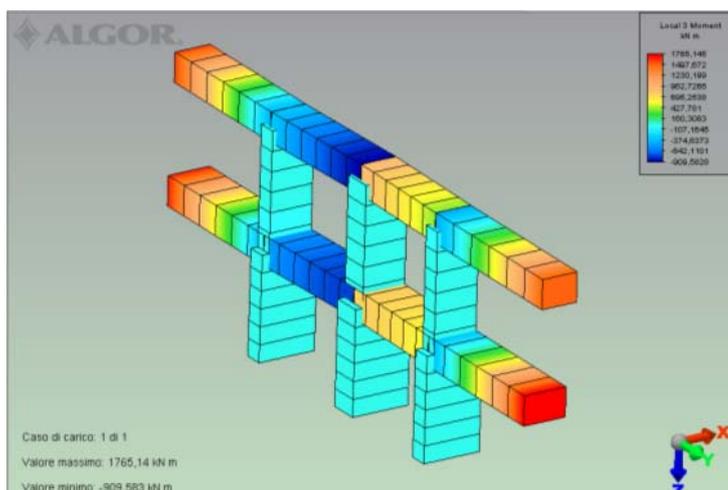
Spinta idrostatica in condizioni eccezionali



Sollecitazione F1

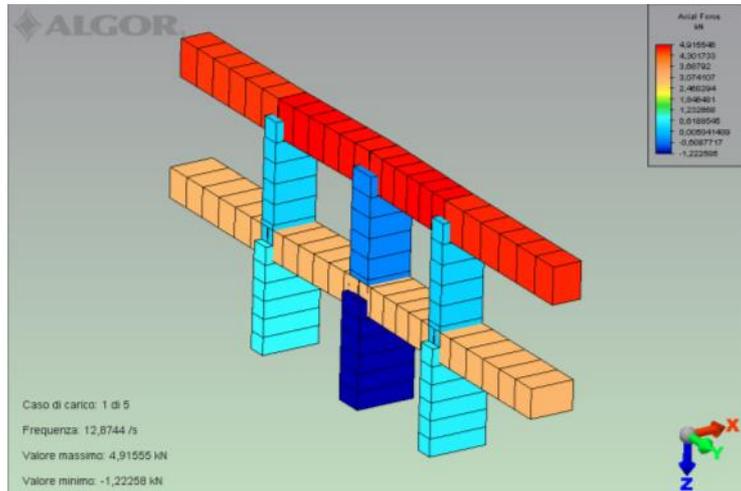


Sollecitazione M2

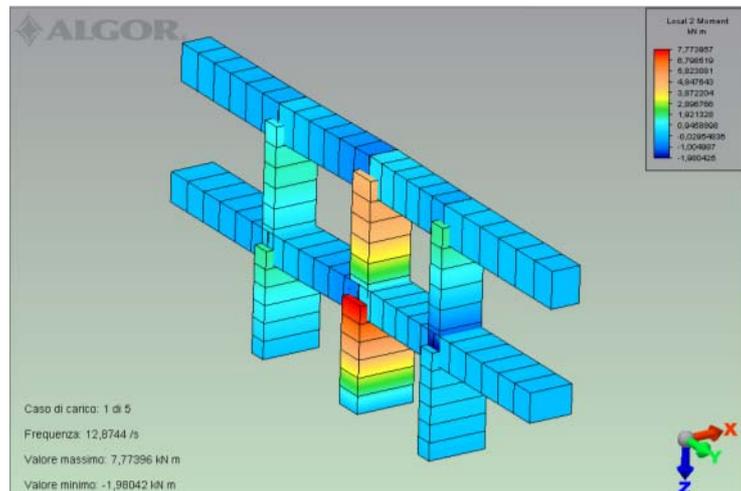


Sollecitazione M3

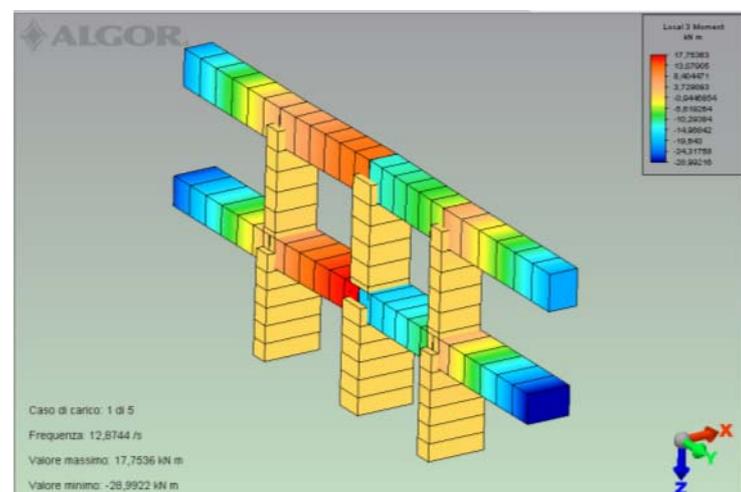
### Azione inerziale delle masse



### *Sollecitazione F1*

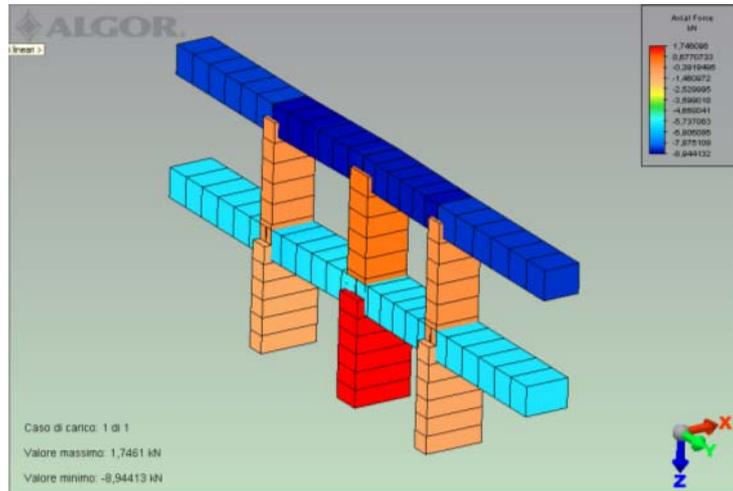


### *Sollecitazione M2*

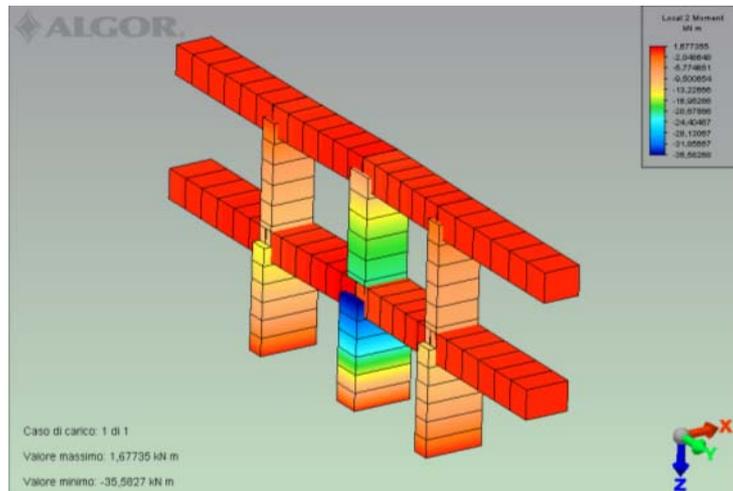


### *Sollecitazione M3*

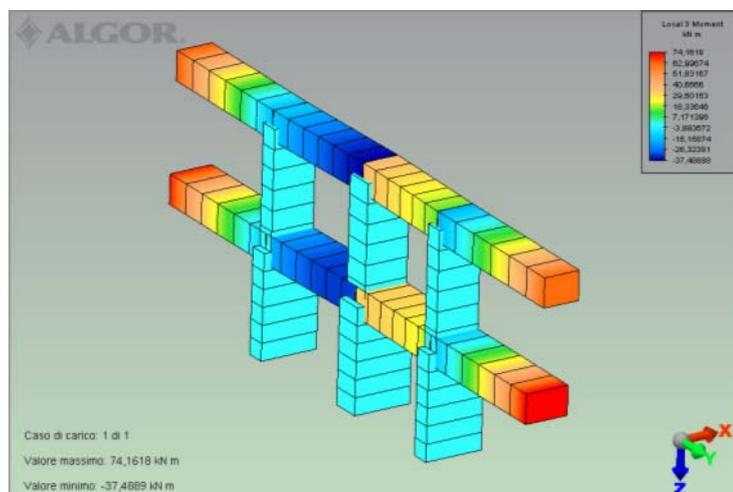
Azione inerziale dell'acqua



*Sollecitazione F1*



*Sollecitazione M2*



*Sollecitazione M3*

## 8.10. VERIFICHE ALLO SLU

Sulla base delle modellazioni numeriche riportate nei paragrafi precedenti sono state individuate le seguenti combinazioni di carico:

- **Combinazione 1 in condizione di normale esercizio**
  - peso proprio
  - pressioni idrostatiche con la quota dell'acqua a 280,30 m s.m.
- **Combinazione 2 in condizione di esercizio eccezionale**
  - peso proprio
  - pressioni idrostatiche con la quota dell'acqua a 282,30 m s.m.
- **Combinazione 3 in condizione di sisma**
  - peso proprio
  - pressioni idrostatiche con la quota dell'acqua a 280,30 m s.m. (normale esercizio)
  - azioni sismiche dovute alla massa della struttura
  - incremento di spinta dell'acqua dovuta all'azione sismica

I carichi caratteristici sono combinati applicando i coefficienti  $\gamma_F$  A1 riportati al paragrafo 4.3.1 e riassunti nella seguente tabella.

	Peso proprio	Spinta idrostatica	Azioni inerziali
Combinazione 1	1,3	1,35	
Combinazione 2	1	1	
Combinazione 3	1	1	1

Dal confronto dei vari valori calcolati è evidente che allo stato limite ultimo la combinazione più gravosa per tutti gli elementi che compongono la struttura risulta la combinazione 1.

I valori delle tensioni e delle sollecitazioni risultano:

**Sezione orizzontale all'incastro della parete nella roccia** (In corrispondenza dei valori riportati in tabella lo spessore della parete è 1,30 m)

$$n_{y-y}=1622 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato monte)} \quad n_{y-y}=-1772 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato valle)}$$

$$\tau_{x-y}=365 \text{ KN/m}^2$$

**Sezione verticale della parete in corrispondenza della fondazione** (In corrispondenza dei valori riportati in tabella lo spessore della parete è 2,20 m)

$$n_{z-z}=1354 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato monte)} \quad n_{z-z}=-1193 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato valle)}$$

**Contrafforte centrale** (Spessore 0,80 m)

$$n_{z-z}=-703 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato monte)} \quad n_{z-z}=-1832 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato valle)}$$

**Contrafforte laterale** (Spessore 0,50 m)

$$n_{z-z}=-569 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato monte)} \quad n_{z-z}=-1247 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato valle)}$$

**Trave superiore** (Dimensioni 0,80\*1,00 m)

N=203 kN (trazione)                      M=1593 kNm

**Trave inferiore** (Dimensioni 0,80\*1,20 m)

F1=140 kN (trazione)                      M=1674 kNm

**Pilastro centrale** (Dimensioni 0,80\*1,20 m)

N=264 kN (compressione)                      M=786 kNm

**Pilastro laterale** (Dimensioni 0,50\*1,20 m)

N=202 kN (compressione)                      M=364 kNm

### 8.10.1 VERIFICHE DELLA PARETE

Con riferimento al paragrafo precedente si ha:

**Sezione orizzontale all'incastro della parete nella roccia**

In corrispondenza dei valori riportati in tabella lo spessore della parete è 1,30 m.

$n_{y-y}=1622 \text{ kN/m}^2$  (lato monte)

$n_{y-y}=-1772 \text{ kN/m}^2$  (lato valle)

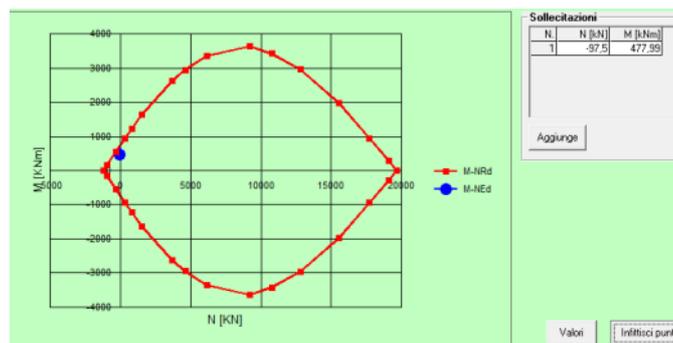
assumendo un andamento lineare nello spessore della sezione risulta:

N=97,50 kN (trazione)

M=477,99 kNm

Nella direzione orizzontale l'armatura è formata da 5+5  $\Phi$  20 / 100 cm .

I risultati della verifica sono riportati in figura.



La parete è priva di armatura a taglio e pertanto dovrà risultare:

$$V_{Rd} = 0,18 \times k \times (100 \times r1 \times f_{ck}) / g_c + 0,15 \times s_{cp} \times b_w \times d^3 (v_{min} + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d \text{ (paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle N.T.C)}$$

Per le sezioni in esame (spessore medio 1,6 m, armate con 5+5 $\Phi$ 20) e ponendo  $s_{cp} = 0$  risulta

$$V_{Rd} = 480 \text{ kN/m}^2$$

maggiore di  $\tau_{xy}=365 \text{ KN/m}^2$  calcolata.

### Sezione verticale della parete in corrispondenza della fondazione

In corrispondenza dei valori riportati in tabella lo spessore della parete è 2,20 m.

$$n_{zz}=1354 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato monte)}$$

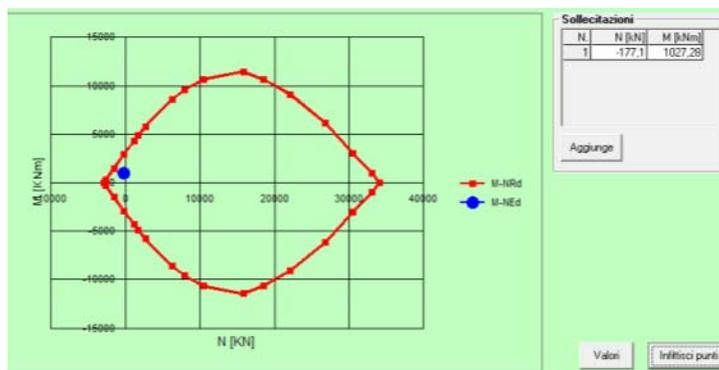
$$n_{zz}=-1193 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato valle)}$$

assumendo un andamento lineare nello spessore della sezione risulta:

$$N=177,10 \text{ kN (trazione)}$$

$$M=1027,28 \text{ kNm}$$

Nella direzione verticale l'armatura è formata da 5+5  $\Phi 22 / 100 \text{ cm}$ .



### 8.10.2 VERIFICHE DELLE TRAVI E DEI PILASTRI

#### Trave superiore

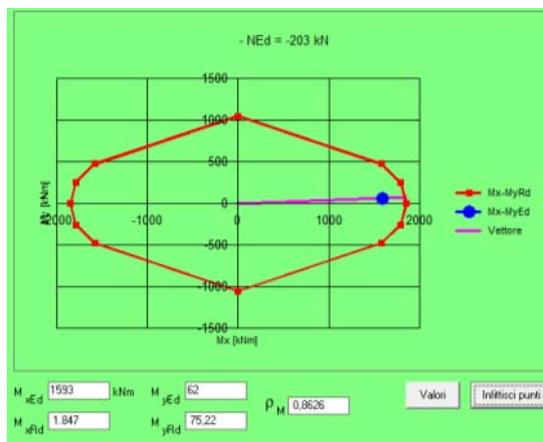
Dimensioni 0,80\*1,00 m armata con 10+10  $\Phi 24$

$$N=203 \text{ kN (trazione)}$$

$$M_x=1593 \text{ kNm}$$

$$M_y=62 \text{ kNm}$$

Il risultato è riportato in figura



#### Trave inferiore

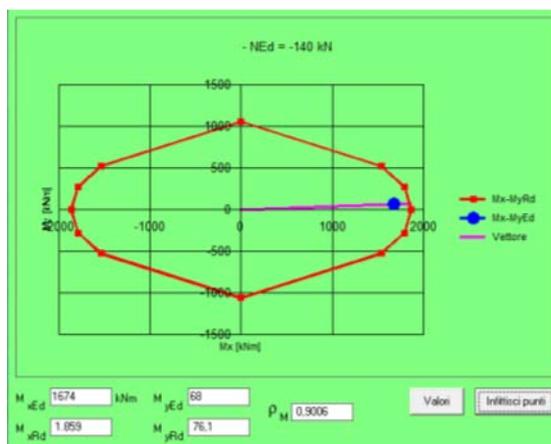
Dimensioni 0,80\*1,20 m armata con 10+10  $\Phi$  24

$F_1=140$  kN (trazione)

$M_x=1674$  kNm

$M_y=68$  kNm

Il risultato è riportato in figura



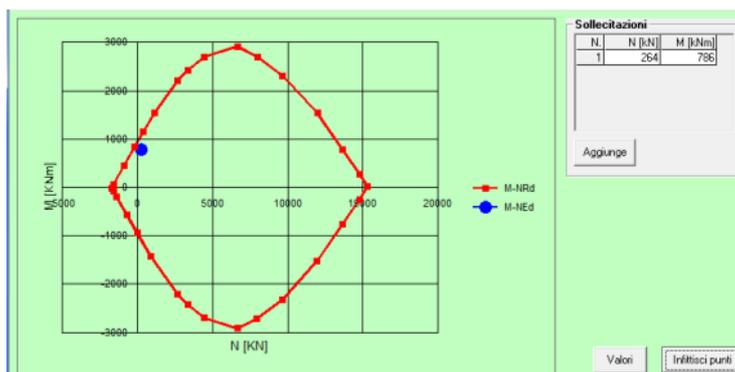
### *Pilastro centrale*

Dimensioni 0,80\*1,20 m armata con 7+7  $\Phi$  20

$N=264$  kN (compressione)

$M=786$  kNm

Il risultato è riportato in figura



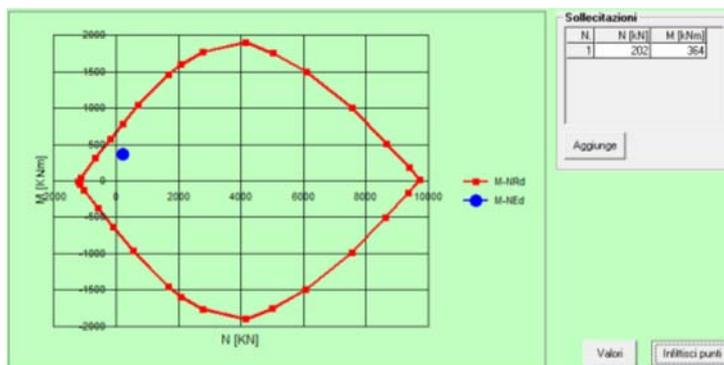
### *Pilastro laterale*

Dimensioni 0,50\*1,20 m armata con 5+5  $\Phi$  20

$N=202$  kN (compressione)

$M=364$  kNm

Il risultato è riportato in figura.



## 8.11. VERIFICHE ALLO SLE

La verifica allo stato limite di esercizio della struttura comprende la verifica della fessurazione della parete e delle travi del grigliato.

Sulla base di quanto premesso al precedente § 3.3.2, l'opera è classificata nella classe di esposizione XC2, con armatura poco sensibile. Per le varie combinazioni di carico l'apertura delle fessure deve essere inferiore a  $W_2=0,3$  mm.

Per la verifica della fessurazione si assume la seguente combinazione di carico:

- peso proprio
- pressioni idrostatiche con la quota dell'acqua a 280,30 m s.m.

	Peso proprio	Spinta idrostatica
Combinazione 1	1,0	1,0

### 8.11.1 VERIFICHE DELLA PARETE

#### *Sezione orizzontale all'incastro della parete nella roccia*

In corrispondenza dei valori riportati in tabella lo spessore della parete è 1,30 m.

$$n_{y-y}=1104 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato monte)}$$

$$n_{y-y}=1196 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato valle)}$$

assumendo un andamento lineare nello spessore della sezione risulta:

$$N=59.80 \text{ kN (trazione)}$$

$$M=323,92 \text{ kNm}$$

Nella direzione orizzontale l'armatura è formata da 5+5  $\Phi$  20 /100 cm.

Considerando il calcestruzzo reagente a trazione la tensione massima di trazione risulta 1,097 N/mm<sup>2</sup>.

#### *Sezione verticale della parete in corrispondenza della fondazione*

In corrispondenza dei valori riportati in tabella lo spessore della parete è 2,20 m.

$$n_{z-z}=980 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato monte)}$$

$$n_{z-z}=-917 \text{ KN/m}^2 \text{ (lato valle)}$$

assumendo un andamento lineare nello spessore della sezione risulta:

$$N=69,30 \text{ kN (trazione)}$$

$$M=765,12 \text{ kNm}$$

Nella direzione verticale l'armatura è formata da 5+5  $\Phi$  22 /100 cm

Considerando il calcestruzzo reagente a trazione la tensione massima di trazione risulta  $0,957 \text{ N/mm}^2$ .

In entrambe le sezioni i valori calcolati son inferiori a  $2,51 \text{ N/mm}^2$  tensione limite di formazione delle fessure 4.1.2.2.4.1 delle N.T.C.

### **8.11.2 VERIFICHE DELLE TRAVI E DEI PILASTRI**

#### ***Trave superiore***

Dimensioni  $0,80*1,00 \text{ m}$ .

$$N=58 \text{ kN (trazione)}$$

$$M_x=436 \text{ kNm}$$

$$M_y=62 \text{ kNm}$$

#### ***Trave inferiore***

Dimensioni  $0,80*1,20 \text{ m}$ .

$$N=43 \text{ kN (trazione)}$$

$$M_x=524 \text{ kNm}$$

$$M_y=68 \text{ kNm}$$

#### ***Pilastro centrale***

Dimensioni  $0,80*1,20 \text{ m}$ .

$$N=299 \text{ kN (compressione)}$$

$$M=253 \text{ kNm}$$

#### ***Pilastro laterale***

Dimensioni  $0,50*1,20 \text{ m}$ .

$$N=224 \text{ kN (compressione)}$$

$$M_x=123 \text{ kNm}$$

Per tutte le sezioni risulta che i valori calcolati son inferiori a  $2,51 \text{ N/mm}^2$  tensione limite di formazione delle fessure (§ 4.1.2.2.4.1 delle N.T.C.).

## 8.12. VERIFICA DEL DIAFRAMMA DI SOTTOFONDAZIONE

Alla stato attuale la struttura appoggia su due diaframmi disposti ad interasse di 3,00 m e costituiti da pali trivellati (diametro 40 cm, interasse pali 40 cm armati con 8  $\Phi$  18) incastrati nel substrato roccioso.

Il terreno tra i due diaframmi è stato consolidato con iniezioni di cemento.

Questa struttura ha la funzione di schermo impermeabile e di sottofondazione della struttura.

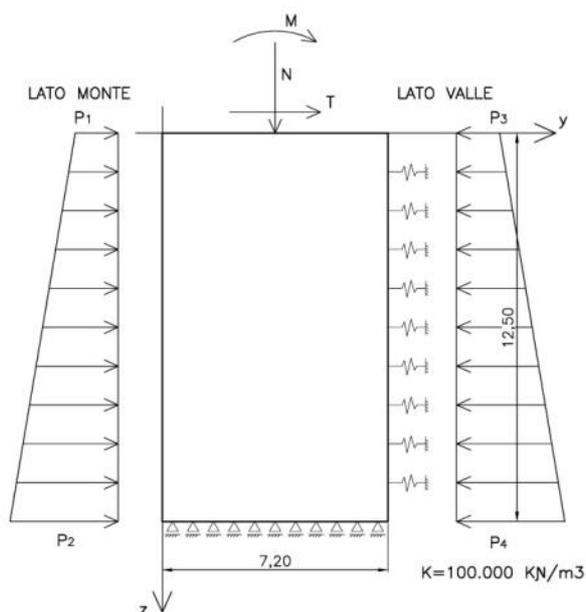
Il progetto prevede il rinforzo del diaframma con tre file di colonne jet-grouting disposte ad interasse di 1,00 m in modo da avere sotto la fondazione un blocco impermeabile avente una larghezza di 7,20 m.

Le due file esterne sono armate con tubi metallici incastrati nella sottostante roccia.

In questo capitolo si calcolano le tensioni nel blocco di sottofondazione dovute ai carichi trasmessi dalla struttura sovrastante ed alle pressioni dell'acqua.

Per il calcolo la struttura è assimilata ad un parallelepipedo, avente le dimensioni riportate in figura e con spessore di 3,85 m, pari all'interasse dei rostri, vincolato alla base con cerniere e contrastato lateralmente da molle che simulano l'azione del terreno.

La rigidità delle molle è calcolata considerando un modulo di Winkler pari a 100.000 KN/m<sup>3</sup> mentre per il materiale si adotta un modulo di elasticità pari a 20.000 MPa (calcestruzzo magro).



ove:

$$p_1 = (282,30 - 267,40) * 10 = 152 \text{ KN/m}^2$$

$$p_2 = 152 + 10 \cdot 12,50 = 277 \text{ KN/m}^2$$

$$p_3 = 2 \cdot 10 = 20 \text{ KN/m}^2$$

$$p_4 = 20 + 10 \cdot 12,50 = 145 \text{ KN/m}^2$$

Le sollecitazioni M N T rappresentano le risultanti delle tensioni trasmesse dalla struttura sovrastante e calcolate nei paragrafi precedenti.

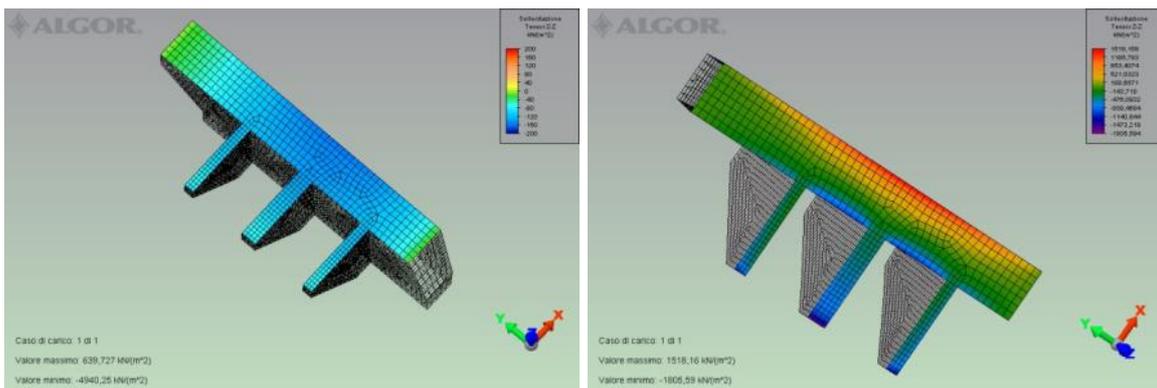
Per il calcolo si utilizza il modello ad elementi finiti utilizzando il codice di calcolo SUPERSAP della Algor schematizzando il blocco con elementi "Solido 3D".

Sulla sommità sono applicate le tensioni normali e tangenziale ottenute dal calcolo precedente.

Si esegue la verifica strutturale allo SLU combinando (con coefficienti  $\gamma_G=1$ ) i seguenti carichi caratteristici:

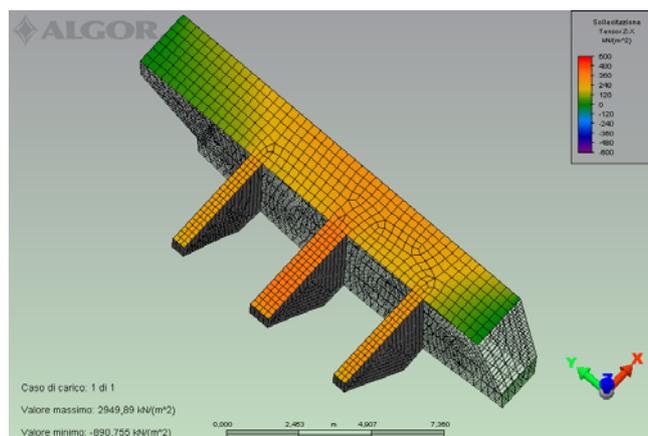
- peso proprio e peso della sovrastante struttura
- spinta dell'acqua in condizioni eccezionali

Si trascurano tutte le altre possibili combinazioni in quanto meno gravose.



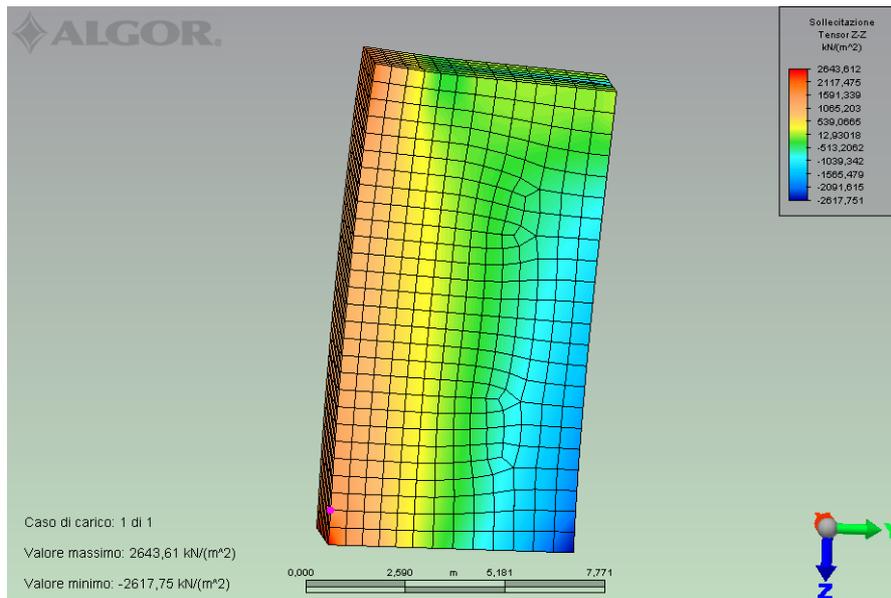
*n<sub>z-z</sub> peso proprio*

*n<sub>z-z</sub> condizione idrauliche eccezionali*



*n<sub>z-x</sub> condizione idrauliche eccezionali*

Nella figura che segue si riporta il diagramma delle tensioni  $n_{z-z}$ .



Dal calcolo si ha una tensione di trazione media di 1508 KN/m<sup>2</sup> che si annulla ad una lunghezza di 2,20 m dal bordo.

Si ha quindi una forza di trazione pari a:

$$F=1508*2,20/2=1658 \text{ KN/m}$$

L'armatura dei micropali esistenti ad interasse di 35 cm è formata da 8Φ18 uguale quindi a 58,13 cm<sup>2</sup>/m. Si ha quindi  $\sigma_s=286 \text{ MPa}$

Considerando che gli acciai in commercio all'epoca della costruzione erano Aq 42 con tensione di snervamento pari a 320 MPa e Aq 50 con tensione di snervamento pari a 360 MPa ne deriva che la tensione calcolata allo SLU è accettabile.

## 9. STRUTTURE ALLO SBOCCO: MURI

### 9.1. DESCRIZIONE E GEOMETRIA DELL'OPERA

Nell'alveo a valle della diga, di fronte all'opera di restituzione dello scarico in progetto, sono previsti muri in c.a. di protezione del versante sinistro.

Questi muri hanno uno sviluppo complessivo di circa 40 m a monte della tura; i primi 10 m hanno paramento inclinato 1/10 e altezza variabile (280,00 ÷ 282,00 m s.m.), mentre il restante loro sviluppo ha una conformazione con "ricciolo" sommitale (fino a 282,00 m s.m.), sagomato in modo da favorire la dissipazione dell'energia della corrente.

Le elevazioni dei muri a "ricciolo" costituiscono una sorta di placcaggio della roccia, infatti poggiano direttamente sul versante roccioso opportunamente riprofilato, mentre per il primo tratto di muri a paramento inclinato, essendo più distanti dal versante, l'intercapedine tra roccia e muri verrà riempita con calcestruzzo ciclopico.

Nel seguito si verificano le due sezioni strutturalmente più significative, e cioè le sezioni 2 e 4 dei disegni di progetto.

Per le caratteristiche meccaniche dei terreni si rimanda alla relazione Geologica Geomeccanica allegata, dalla quale risulta che il versante è formato da calcari di Monte Cavallo per i quali si assume, a favore di sicurezza:

- modulo di deformazione:  $E = 8,1 \text{ GPa}$
- coesione residua:  $c = 185,8 \text{ kPa}$
- angolo di attrito residuo:  $\varphi = 23,6^\circ$
- peso specifico:  $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

Questi valori corrispondono al complesso di Ponte Racli "fratturato".

Dallo studio geologico sopra citato risulta inoltre che l'alveo è formato da uno strato di depositi detritici di versante e alluvionali sciolti, composti da ciottoli calcarei immersi in matrice sabbiosa.

### 9.2. CRITERI DI CALCOLO E COMBINAZIONI DI CARICO

#### 9.2.1 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Con riferimento al precedente § 5. , per i muri allo sbocco dello scarico si ha:

- Categoria topografica  $T_1 = 1,0$  (fondo del versante)
- Categoria del suolo A

Pertanto,  $S_s=S_I=1$  e quindi  $a_{\max} = 0,431 \text{ g}$ .

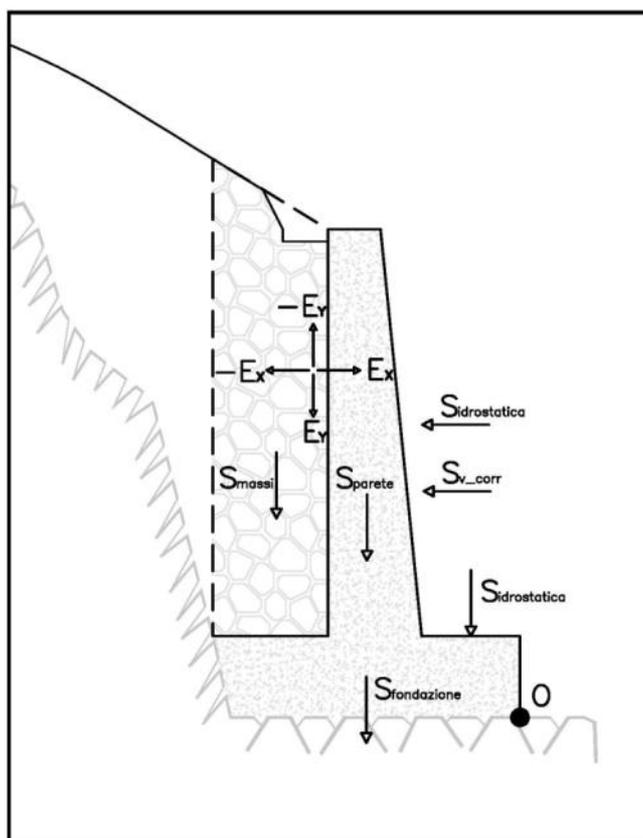
#### 9.2.2 AZIONI

Le azioni considerate per le verifiche numeriche sono:

- peso proprio
- peso dei massi ciclopici a tergo del muro

- spinta idrostatica
- spinta dovuta alla velocità della corrente
- spinta del terreno
- azione sismica

Nelle seguente figura sono raffigurate tutte le forze che agiscono sulla struttura in esame.



### Peso proprio

Il peso proprio è ottenuto assumendo come peso specifico del calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$  e moltiplicandolo per il volume del muro.

### Peso dei massi ciclopici a tergo del muro

Il peso dei massi ciclopici è ottenuto assumendo come peso specifico  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$  moltiplicandolo per il volume del materiale che grava sulla parte di monte della fondazione.

### Spinta acqua

Per la determinazione dell'azione che esercita l'acqua sulla struttura, lo studio idraulico ha consentito di definire tre diverse condizioni (v. § 8.3):

### Caso 1 – Condizione d'Esercizio

$$Q = 728,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 14,9 \text{ m/s}$$

$$h_{w,muri} = 281,30 \text{ m s.m.}$$

### Caso 2 – Condizione Eccezionale 1

$$Q = 822 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 16,8 \text{ m/s}$$

$$h_{w,muri} = 282,00 \text{ m s.m.}$$

### Caso 3 – Condizione Eccezionale 2

$$Q = 728,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 14,9 \text{ m/s}$$

$$h_{w,muri} = 283,30 \text{ m s.m.}$$

Per ognuna di queste condizioni si calcola la spinta che l'acqua esercita sulla struttura data dalla somma di due componenti: una spinta idrostatica calcolata come  $S_{idrostatica} = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$  con  $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ , e una spinta per effetto della velocità della corrente, pari a  $S_{v\_corr} = \frac{\gamma_w}{g} v^2 h$ .

Si considera inoltre il peso dell'acqua a valle della struttura.

### Spinta terreno

Lo sforzo orizzontale trasmesso dal terreno sulla struttura è:

$$\sigma = \gamma \cdot h \cdot tg^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot tg \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Sapendo che se  $\sigma \leq 0$  non si hanno spinte dovute al versante, se l'altezza del muro è minore di:

$$h^* = \frac{2c}{\gamma \cdot tg \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

il versante non trasmette sollecitazioni alla struttura.

Il calcolo del valore di  $h^*$  viene eseguito nei successivi § 9.3.2 e 9.4.2.

### Azione sismica

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è eseguita, nel caso in esame, mediante i metodi pseudostatici.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  sono valutati mediante le espressioni (v. § 7.11.6.2.1 NTC 2008):

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

dove:

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In particolare  $a_{max}$  si ottiene come prodotto del coefficiente di amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ), del coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ) e dell'accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido ( $a_G$ ) (v. §3.2.3.2.1 e § 7.11.6.2.1 NTC 2008).

Come detto nel caso in esame  $a_{max} = 0,431$  e  $S = S_T * S_s = 1$ .

Per il coefficiente  $\beta_m$  si assume un valore pari a 0,348 tratto da letteratura, a cui corrisponde uno spostamento teorico minore di 100 mm che in questo caso risulta accettabile.

Quindi, in definitiva:

$$k_h = 0,348 * 0,431 = 0,150$$

$$k_v = 0,348 * 0,431 * 0,5 = 0,075$$

Le azioni di inerzia dell'acqua, in condizioni sismiche, possono essere assimilate ad una distribuzione di pressione sul paramento del muro che vale (v. § 7.7.3 della "Proposta di aggiornamento delle Norme Tecniche per la Progettazione e Costruzione degli sbarramenti di ritenuta"):

$$p = a_{max} * \rho * c * y_0$$

dove:

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima al sito

$\rho$  = massa per unità di volume dell'acqua

$y_0$  = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento.

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

$y$  = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico del paramento a cui è associata la pressione  $p$ .

$c_m = -0,0073 \alpha + 0,7412$  in cui  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale espresso in gradi sessagesimali.

Il peso dell'acqua a valle del muro viene trattato in condizioni sismiche, come una massa, e quindi moltiplicato per  $\pm k_v$ .

## 9.2.3 COMBINAZIONI DI CARICO

### 9.2.3.1 PREMESSE

Gli stati limite ultimi dei muri presi in esame si riferiscono (v. § 6.5.3.1 NTC e Circolare):

- allo sviluppo di meccanismi di collasso;
- al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Gli stati limite ultimi per lo sviluppo di meccanismi di collasso riguardano lo scorrimento sul piano di posa (GEO) (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare).

Lo stato limite di ribaltamento invece, deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare).

Per quanto riguarda gli stati limite di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali si considera lo stato limite di resistenza della struttura (STR).

### 9.2.3.2 APPROCCI DI CALCOLO

Trattandosi di muri contro terra, le verifiche saranno condotte secondo l' "Approccio 1" e l' "Approccio 2" utilizzando i coefficienti parziali per i parametri geotecnici e le azioni (Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC 2008) e per le resistenze (Tabella 6.5.I delle NTC 2008) (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare).

In particolare i due Approcci presi in esame sono:

#### Approccio 1

- Combinazione 1:  $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2:  $A2 + M2 + R2$

#### Approccio 2

$$A1 + M1 + R3$$

Nelle seguente figura si riportano le tabelle delle NTC 2008 riferite ai coefficienti parziali delle azioni A, dei parametri geotecnici M e delle resistenze R.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Pertanto:

- la verifica a scorrimento viene effettuata con i coefficienti definiti secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare):  
A2 + M2 + R2
- lo stato limite di ribaltamento viene trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando i coefficienti del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare):  
EQU + M2 + R1
- la verifica della resistenza negli elementi strutturali viene effettuata con i coefficienti definiti secondo l'Approccio 2. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente  $\gamma_R$  e si procede come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1 (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare):  
A1 + M1 + R3

Le verifiche sismiche vengono effettuate attraverso l'analisi pseudostatica. Questa viene eseguita con l'Approccio 1 in quanto l'Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi (v. C 7.11.6.2 Circolare). I coefficienti da adottare sono quindi definiti dall'Approccio 1 Combinazione 1 e dall'Approccio 1 Combinazione 2:

$$A1 + M1 + R1$$

$$A2 + M2 + R2$$

### 9.2.3.3 COMBINAZIONI DI CARICO

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

$$\gamma_{G1} P_P + \gamma_{G1} P_{MASSI} + \gamma_{G2} S_{idrostatica,x} + \gamma_{G2} S_{v\_corr,x} + \gamma_{G2} S_{idrostatica,y} + \gamma_{G2} S_{v\_corr,y}$$

in cui la spinta dell'acqua è quella dei due casi "Eccezionali" definiti al precedente § 9.2.3.1 (Caso 2 e Caso 3).

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi in condizioni sismiche si definiscono le seguenti combinazioni:

$$E + P_P + P_{MASSI} + S_{idrostatica,x} + S_{v\_corr,x} + S_{idrostatica,y} + S_{v\_corr,y}$$

in cui la spinta dell'acqua verrà considerata solo per il Caso 1 (definito al precedente § 9.2.3.1) che corrisponde a quella di esercizio.

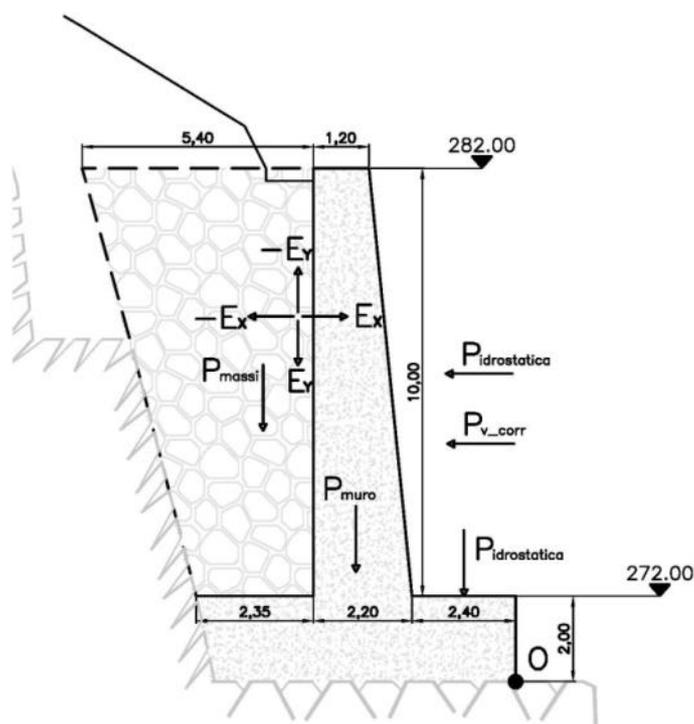
### 9.3. SEZIONE 2

#### 9.3.1 GEOMETRIA

Le caratteristiche geometriche della sezione 2 sono:

- altezza del paramento del muro: 10,00 m
- lunghezza della fondazione: 6,95 m
- spessore della fondazione: 2,00 m
- spessore del paramento verticale alla sommità: 1,20 m
- spessore del paramento verticale alla base: 2,20 m
- lunghezza scarpa posteriore: 2,35 m
- lunghezza scarpa anteriore: 2,40 m

Nelle seguente figura sono raffigurate tutte le forze che agiscono sulla sezione in esame.



#### 9.3.2 CARICHI AGENTI

Con riferimento al precedente §9.2.2 i carichi agenti sulla sezione 2 sono:

Peso proprio della struttura in c.a.

$$P_P = P_{parete} + P_{fondazione} =$$

$$P_P = (2,00 * 6,95) \text{ m}^2 * 1 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}^3 + ((1,20 + 2,20) * 10,00 / 2) \text{ m}^2 * 1 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}^3$$

$$P_P = 772,50 \text{ kN}$$

### Peso dei massi ciclopici a tergo del muro

$$P_{\text{massi}} = (5,4 + 2,35) \text{ m} * 10 \text{ m} / 2 * 2,35 \text{ m} * 1 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}^3$$

$$P_{\text{massi}} = 968,75 \text{ kN}$$

### Spinta acqua

Per i diversi casi, definiti al §9.2.3 si ottiene:

Caso 1:  $S_{\text{idrostatica}(1)} = 432,45 \text{ kN}$

$$S_{\text{v\_corr}(1)} = 2104,68 \text{ kN}$$

Caso 2:  $S_{\text{idrostatica}(2)} = 500,00 \text{ kN}$

$$S_{\text{v\_corr}(2)} = 2877,06 \text{ kN}$$

Caso 3:  $S_{\text{idrostatica}(3)} = 638,45 \text{ kN}$

$$S_{\text{v\_corr}(3)} = 2557,30 \text{ kN}$$

### Spinta terreno

Con i parametri definiti dall'Approccio 1 e dall'Approccio 2:

Approccio 1 - Combinazione 1 e Approccio 2:

con:  $\gamma_{\phi'} = 1; \gamma_{c'} = 1; \gamma_{\gamma} = 1$

Si ottiene:  $h^* = 25,81 \text{ m}$

Approccio 1 - Combinazione 2:

con:  $\gamma_{\phi'} = 1,25; \gamma_{c'} = 1,25; \gamma_{\gamma} = 1$

Si ottiene:  $h^* = 19,04 \text{ m}$

Quindi, siccome l'altezza del muro è minore di  $h^*$ , le sollecitazioni dovute alla spinta del versante sono sempre nulle.

### Carichi sismici

I carichi sismici presenti nel sistema in esame sono (in riferimento al § 9.2.2):

Azione sismica orizzontale muro:

$$E_{x,\text{muro}} = P_P * k_h = 772,5 \text{ kN} * 0,15 = 115,88 \text{ kN}$$

Azione sismica verticale muro:

$$E_{y,\text{muro}} = P_P * k_v = 772,5 \text{ kN} * 0,15 / 2 = 57,94 \text{ kN}$$

Azione sismica orizzontale dei massi a tergo del muro:

$$E_{x,\text{massi}} = P_P * k_h = 968,75 \text{ kN} * 0,15 = 145,31 \text{ kN}$$

Azione sismica verticale dei massi a tergo del muro:

$$E_{y,\text{massi}} = P_P * k_v = 968,75 \text{ kN} * 0,15 / 2 = 72,66 \text{ kN}$$

### 9.3.3 VERIFICHE STRUTTURALI

#### 9.3.3.1 VERIFICA A SCORRIMENTO

Con riferimento al precedente § 9.3.2 la spinta del terreno, essendo nulla, non rientra nelle forze che agiscono sullo scorrimento della struttura. Quindi, in condizioni statiche, la struttura non è soggetta a fenomeni di scorrimento alla base della fondazione.

Si verifica pertanto lo scorrimento sul piano di posa solo in condizioni sismiche, come definito al precedente § 9.2.

#### COMBINAZIONI DI CARICO

L'azione sismica è considerata agente in orizzontale (direzione x) da sinistra verso valle e in verticale (direzione y) verso l'alto.

Pertanto la combinazione analizzata è:

$$E_x + (-E_y) + P_p + P_{massi}$$

#### VERIFICHE

La forza che tende a far scivolare la struttura è la forza orizzontale costituita, in questo caso, solo dalle componenti orizzontali dell'azione sismica sul muro e sui massi. La forza che si oppone a tale scorrimento è la forza di attrito che nasce da fondazione e terreno. Tale forza di attrito è proporzionale alla forza normale agente sul terreno per un coefficiente di attrito pari a  $\tan\varphi/\gamma_\varphi$ .

Nelle verifiche si assume cautelativamente un valore caratteristico dell'angolo di attrito tra il calcestruzzo di fondazione e il materiale sottostante (terreno alluvionale consolidato con jet-grouting) pari a  $45^\circ$ .

I coefficienti da adottare sono definiti come riferito al § 9.2 dall' Approccio 1 Combinazione 1 e dall' Approccio 1 Combinazione 2:

La forza orizzontale è:

$$F_o = E_{x,massi} + E_{x,muro} = (145,31 + 115,88) \text{ kN} = 261,19 \text{ kN}$$

per cui:

$$E_d = F_o$$

Mentre le forze verticali sono:

$$F_v = P_{muro} + P_{massi} - E_{y,massi} - E_{y,muro} = (772,5 + 968,75 - 57,94 - 72,66) \text{ kN} =$$

$$F_v = 1871,85 \text{ kN}$$

#### Approccio 1 - Combinazione 1

Sapendo che  $\gamma_\varphi = 1$ ,  $\gamma_R = 1$ :

$$R_d = F_v * \tan(45^\circ)/1 = 1871,85 \text{ kN} * 1 = 1871,85 \text{ kN}$$

Affinché il muro sia verificato, deve risultare  $R_d/E_d > \gamma_R$ . Essendo:

$$1871,85 \text{ kN} / 261,19 \text{ kN} = 7,20 > 1$$

Il muro risulta verificato a scorrimento per l'Approccio 1 Combinazione 1.

#### Approccio 1 – Combinazione 2

Sapendo che  $\gamma_{\phi} = 1$ ,  $\gamma_R = 1,25$ :

$$R_d = F_v * \operatorname{tg}(45^\circ) / 1,25 = 1871,85 \text{ kN} * 0,8 = 1497,48 \text{ kN}$$

Affinché il muro sia verificato, deve risultare  $R_d / E_d > \gamma_R$ . Essendo:

$$1497,48 \text{ kN} / 261,19 \text{ kN} = 5,73 > 1$$

Il muro risulta verificato a scorrimento per l'Approccio 1 Combinazione 2.

#### **VERIFICHE A RIBALTAMENTO**

Con riferimento al precedente § 9.3.2 la spinta del terreno, essendo nulla, non rientra nelle forze che agiscono sul ribaltamento della struttura. Quindi, in condizioni statiche, la struttura non è soggetta a fenomeni di ribaltamento.

Si verifica pertanto il ribaltamento solo in condizioni sismiche come definito al precedente § 9.2.

#### **COMBINAZIONI DI CARICO**

L'azione sismica è considerata agente in orizzontale (direzione x) da sinistra verso valle e in verticale (direzione y) verso l'alto.

Pertanto la combinazione analizzata è:

$$E_x + (-E_y) + P_P + P_{MASSI} + S_{idrostatica,x(1)}$$

#### **VERIFICHE**

Il momento che tende a far ribaltare il muro intorno al punto "O" (punto estremo di valle), viene detto momento ribaltante ed è dovuto all'azione sismica, mentre il momento che si oppone al ribaltamento è detto momento stabilizzante ed è dovuto alla forza peso del muro e dei massi a tergo del muro.

I bracci dei momenti sono calcolati a partire dal punto "O", riferendosi ai baricentri del muro e del terreno.

$$\text{Baricentro muro: } x_{G,muro} = 3,7 \text{ m } y_{G,muro} = 4,1 \text{ m}$$

$$\text{Baricentro massi: } x_{G,massi} = 6,8 \text{ m } y_{G,massi} = 7,5 \text{ m}$$

I coefficienti da adottare sono definiti come riferito al § 9.2 dall' Approccio 1 Combinazione 1 in quanto con i coefficienti dell'Approccio 1 Combinazione 2 si ottiene la stessa combinazione di calcolo.

#### Approccio 1

$$R_d = M_{Stab} = P_P * x_{G,muro} + P_{MASSI} * x_{G,massi} =$$

$$= (772,5 \text{ kN} * 3,7 \text{ m}) + (968,75 \text{ kN} * 6,8 \text{ m}) = 9445,75 \text{ kNm}$$

$$E_d = M_{Rib} = \gamma_{G,masse} * E_{x,masse} + \gamma_{G,muro} * E_{x,muro} + X_{G,masse} * E_{y,masse} + X_{G,muro} * E_{y,muro} =$$

$$= (145,31 * 7,5) + (115,88 * 4,1) + (72,66 * 6,8) + (57,94 * 3,7) = 2273,40 \text{ kNm}$$

Affinché il muro sia verificato, deve risultare  $R_d / E_d > \gamma_R$ . Essendo:

$$9445,75 \text{ kNm} > 2273,40 \text{ kNm}$$

il muro risulta verificato a ribaltamento.

### 9.3.3.2 VERIFICHE DELLA RESISTENZA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Ai fini dei calcoli strutturali, le strutture in calcestruzzo armato costituenti il muro di sostegno sono state schematizzate attraverso un modello numerico ad elementi finiti, realizzato con il codice di calcolo SAP 2000 v. 9 della Computers and Structures, Inc.

Il modello è costituito da 2 elementi "beam" (un elemento per modellare la fondazione e un altro per modellare la parete del muro di sostegno). Agli elementi beam sono state assegnate le reali dimensioni delle travi.

Il peso proprio della struttura viene così calcolato dal software, mentre la spinta dell'acqua è introdotta come pressione. Analogamente le azioni sismiche, calcolate attraverso il metodo pseudostatico, sono introdotte come carichi distribuiti proporzionali alle masse.

Il terreno sotto e a tergo del muro è definito attraverso un modello alla Winkler. Per determinare la costante  $k_w$  si calcolano i cedimenti dovuti ad un sovraccarico uniformemente distribuito  $p$ .

Per il terreno sottostante, trattandosi di materiale alluvionale iniettato con jet-grouting, si assume un modulo elastico pari a  $E = 30.000 \text{ N/mm}^2$ . Sapendo che:

$$\Delta l = \frac{F * L}{E * A} = p \frac{L}{E} \text{ e } k_v = \frac{p}{\Delta l}$$

si ricava:

$$k_v = \frac{E}{L} = \frac{30000 \text{ N/mm}^2}{5 \text{ m}} = 6 * 10^6 \text{ kN/m}^3$$

Per la roccia a tergo del muro e dei massi cementati invece, si determina il cedimento  $w$  attraverso il metodo di Boussinesq per fondazioni nastriformi da cui si ottiene:

$$w = I_w * p * b / E$$

dove:

$p$  = carico uniformemente applicato

$b$  = dimensione caratteristica della fondazione che nel caso in esame corrisponde all'altezza del muro, cioè a 10 m

$I_w$  = coefficiente adimensionale d'influenza dei cedimenti, nel caso in esame pari a 1,62

da cui si ricava la costante di Winkler:

$$k_w = \frac{p}{w} = \frac{E}{b * I_w} = 5 * 10^5 \text{ Kn/m}^3$$

La verifica delle strutture in calcestruzzo armato viene effettuata con i coefficienti definiti secondo l'Approccio 2. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente  $\gamma_R$  e si procede come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1 (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare):

A1 + M1 + R3

La verifica sismica delle strutture in calcestruzzo armato invece viene effettuata considerando coefficienti definiti secondo l'Approccio 1.

### COMBINAZIONI DI CARICO

Per la spinta dell'acqua devono essere considerate le tre condizioni definite nel § 9.3.2. L'azione sismica invece è considerata agente in orizzontale (direzione x) in entrambi i versi e agente in verticale (direzione y) sia verso l'alto che verso il basso. In definitiva, le combinazioni di carico considerate sono:

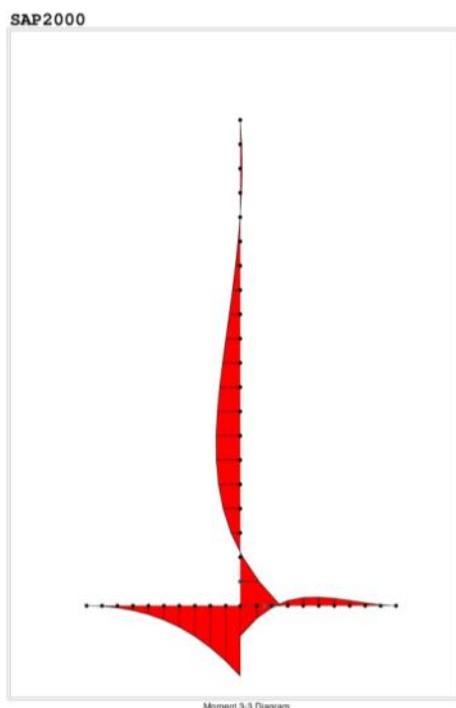
- a)  $1,3 \cdot P_P + 1,3 \cdot P_{MASSI} + 1,3 \cdot S_{idrostatica,x(2)} + 1,3 \cdot S_{v\_corr,x(2)} + 1,3 \cdot S_{idrostatica,y(2)}$
- b)  $1,3 \cdot P_P + 1,3 \cdot P_{MASSI} + 1,3 \cdot S_{idrostatica,x(3)} + 1,3 \cdot S_{v\_corr,x(3)} + 1,3 \cdot S_{idrostatica,y(3)}$
- c)  $(-E_x) + (+E_y) + P_P + P_{MASSI} + S_{idrostatica,x(1)} + S_{v\_corr,x(1)} + S_{idrostatica,y(1)} + S_{E\_wx} + S_{E\_wy}$
- d)  $(-E_x) + (-E_y) + P_P + P_{MASSI} + S_{idrostatica,x(1)} + S_{v\_corr,x(1)} + S_{idrostatica,y(1)} + S_{E\_wx} - S_{E\_wy}$
- e)  $(+E_x) + (+E_y) + P_P + P_{MASSI}$
- f)  $(+E_x) + (-E_y) + P_P + P_{MASSI}$

dove  $S_{E\_wx}$ ,  $S_{E\_wy}$  è l'azione sismica riferita alla spinta dell'acqua.

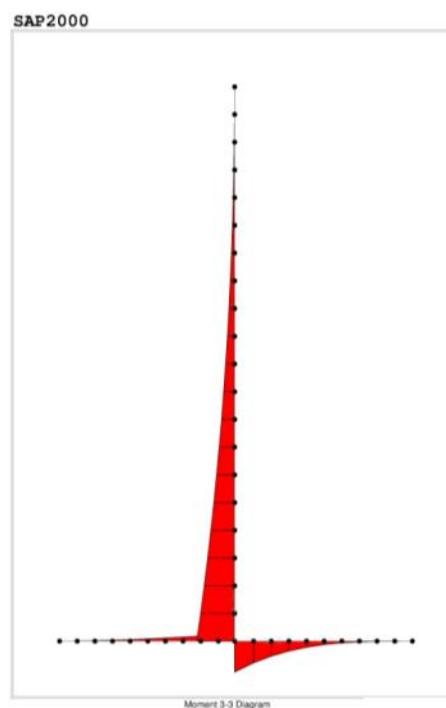
Si è assunto  $\gamma_{G2} = 1,3$  in quanto il carico è compiutamente definito (Tab. 6.2.I delle NTC 2008).

### RISULTATI DEL CALCOLO

Vengono riportati, nelle figure sottostanti, i grafici qualitativi dei momenti agenti sulla struttura rispettivamente nei casi a), b), c), d) e nei casi e), f).



Casi a), b), c) e d)



Casi e) ed f)

Nelle tabelle di seguito sono riportati i valori massimi dei momenti, delle azioni di taglio e delle azioni normali agenti nelle varie parti della struttura.

SEZIONE ALLA BASE DEL MURO						
Combinazione:	a)	b)	c)	d)	e)	f)
Momento [kNm]	223,22	211,44	28,28	19,31	747,78	347,88
Azione Assiale [kN]	607,75	607,75	502,6	432,44	502,56	432,44
Taglio [kN]	348,65	332,67	196,66	197,38	142,83	70,13

SEZIONI IN ELEVAZIONE DEL MURO				
Combinazione:	a)	b)	c)	d)
Quota dalla base [m]	3,80	3,80	2,80	2,80
Momento [kNm]	135,00	131,03	123,10	119,00
Azione Assiale [kN]	355,53	420,73	347,90	299,40

SEZIONE IN FONDAZIONE						
Combinazione:	a)	b)	c)	d)	e)	f)
Momento [kNm]	392,27	384,89	246,03	217,13	608,64	375,45
Taglio [kN]	300,93	302,9	289,06	246	494,64	358,37

## VERIFICHE

### Verifiche a pressoflessione

Di seguito vengono verificate a pressoflessione le sezioni rettangolari alla base della parete ed in campata, mentre a flessione la sezione rettangolare della fondazione. Le caratteristiche sono:

base parete:  $B = 1 \text{ m}$   $H_{\text{base}} = 2,20 \text{ m}$   $H_{\text{testa}} = 1,20 \text{ m}$  con ferri  $\varnothing 14$  passo 20 cm

campata (a 3,80 m dalla base):  $B = 1 \text{ m}$   $H = 2,00 \text{ m}$  con ferri  $\varnothing 14$  passo 20 cm

fondazione:  $B = 1 \text{ m}$   $H = 2,00 \text{ m}$  con ferri  $\varnothing 16$  passo 20 cm

Di seguito si riportano le combinazioni M – N più sfavorevoli, oltre al calcolo del momento resistente  $M_{Rd}$  per le sezioni.

### Base Parete

La condizione M-N più sfavorevole alla base della parete si verifica per la combinazione e). Le azioni risultanti sono pertanto:

$$N_R = 502,00 \text{ kN}$$

$$M_{xR} = 748,00 \text{ kNm}$$

La sezione considerata, con un'armatura di  $\varnothing 14$  con passo 20 cm, ha un momento di progetto pari a:

$$M_{xd} = 1.179,00 \text{ kNm}$$

Quindi la sezione è verificata a pressoflessione.

### Campata

La condizione M-N più sfavorevole per la parete (esclusa la sezione di base) si verifica per la combinazione a) a 3,80 m dalla base, dove la sezione ha dimensioni pari 2,00 m x 1,00 m. Le azioni risultanti sono pertanto:

$$\begin{aligned}N_R &= 135,00 \text{ kN} \\M_{xR} &= 355,00 \text{ kNm}\end{aligned}$$

La sezione considerata, con un'armatura di  $\varnothing 14$  con passo 20 cm, ha un momento di progetto pari a:

$$M_{xd} = 715,50 \text{ kNm}$$

Quindi la sezione è verificata a pressoflessione.

### Fondazione

La condizione M-N più sfavorevole per la fondazione si verifica per la combinazione e) in corrispondenza della congiunzione con la parete del muro, con sezione è pari a 2,00 m x 1,00 m. Le azioni risultanti sono pertanto:

$$M_{xR} = 610,32 \text{ kNm}$$

La sezione considerata, con un'armatura di  $\varnothing 16$  con passo 20 cm, ha un momento di progetto pari a:

$$M_{xd} = 761,00 \text{ kNm}$$

Pertanto la sezione è verificata a flessione.

### Verifiche a taglio

Per l'analisi dei valori ottenuti si è proceduto alla verifica al taglio verificando che il valore della resistenza a taglio  $V_{Rd}$  sia maggiore del valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il valore di calcolo della resistenza a taglio di elementi privi di una specifica armatura è il maggiore tra quelli calcolati attraverso queste due espressioni definite nelle NTC (§4.1.2.1.3.1):

$$V_{Rd} = \left[ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd} = (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Analogamente a quanto fatto per le verifiche a tenso-pressoflessione, di seguito vengono verificate a taglio le sezioni della struttura. Si riportano, per ciascuna di queste zone, le combinazioni V-N più sfavorevoli, oltre al calcolo del taglio resistente  $V_{Rd}$  con la

N di calcolo.

### Parete

La condizione V-N più sfavorevole per la parete si verifica per la combinazione a) in corrispondenza della base dove la sezione è pari a 2,20 m x 1,00 m. Le azioni risultanti sono pertanto:

$$N = 608,00 \text{ kN}$$

$$V = 349,00 \text{ kNm}$$

Con un'armatura longitudinale di  $\varnothing 14$  con passo 20 cm, il taglio resistente è pari a:

$$V_{Rd} = 740,00 \text{ kNm}$$

Quindi la sezione è verificata a taglio.

### Fondazione

L'azione di taglio V più sfavorevole per la fondazione si verifica per la combinazione e) in corrispondenza della congiunzione con la parete del muro, con sezione pari a 2,00 m x 1,00 m:

$$V = 495,00 \text{ kNm}$$

Con un'armatura longitudinale di  $\varnothing 16$  con passo 20 cm, il taglio resistente risulta:

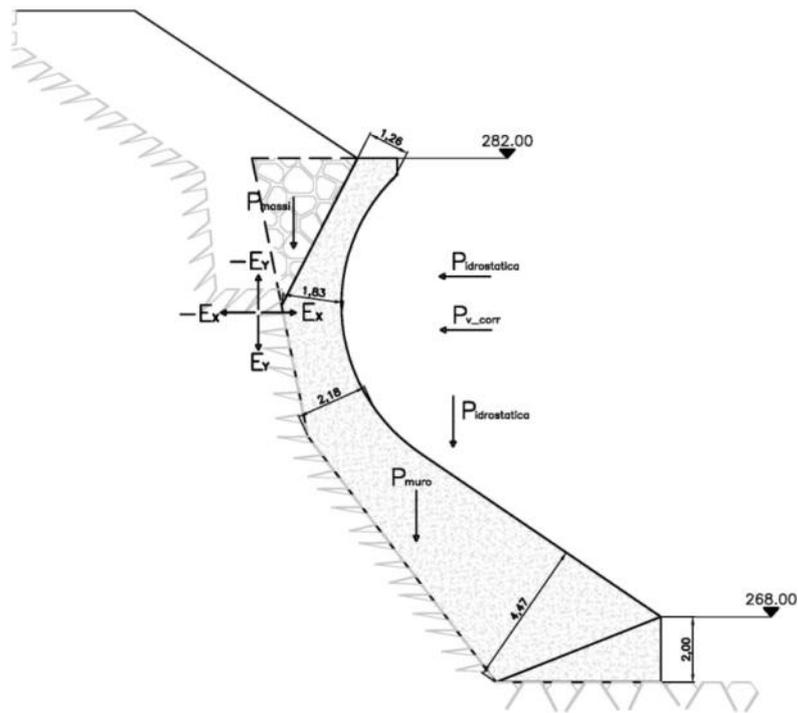
$$V_{Rd} = 599,10 \text{ kNm}$$

Pertanto la sezione è verificata a taglio.

## **9.4. SEZIONE 4**

### **9.4.1 GEOMETRIA**

Le caratteristiche geometriche della sezione 4 sono rappresentate nella seguente figura, insieme alle forze agenti. L'altezza complessiva della struttura è di 16 m, con uno spessore che varia da 1,26 m in sommità a 4,47 m alla base.



#### 9.4.2 CARICHI AGENTI

Con riferimento al precedente § 9.2.2 i carichi agenti sulla sezione 4 sono:

Peso proprio della struttura in c.a.

$$P_P = P_{\text{parete}} + P_{\text{fondazione}} =$$

$$P_P = 50,50 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 =$$

$$P_P = 1262,50 \text{ kN}$$

Peso dei massi ciclopici a tergo del muro

$$P_{\text{massi}} = 7,50 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 =$$

$$P_{\text{massi}} = 187,50 \text{ kN}$$

Spinta acqua

Per i diversi casi, definiti al §9.2.3 si ottiene:

- Caso 1:       $S_{\text{idrostatica}(1)} = 844,45 \text{ kN}$   
                   $S_{\text{v\_corr}(1)} = 3009,92 \text{ kN}$
- Caso 2:       $S_{\text{idrostatica}(2)} = 980,00 \text{ kN}$   
                   $S_{\text{v\_corr}(2)} = 4027,90 \text{ kN}$
- Caso 3:       $S_{\text{idrostatica}(3)} = 1170,45 \text{ kN}$   
                   $S_{\text{v\_corr}(3)} = 3462,54 \text{ kN}$

### Spinta terreno

Con i parametri definiti dall'Approccio 1 e dall'Approccio 2:

Approccio 1 - Combinazione 1 e Approccio 2:

con:  $\gamma_{\phi'} = 1; \gamma_{c'} = 1; \gamma_{\gamma} = 1$

Si ottiene:  $h^* = 25,81 \text{ m}$

Approccio 1 - Combinazione 2:

con:  $\gamma_{\phi'} = 1,25; \gamma_{c'} = 1,25; \gamma_{\gamma} = 1$

Si ottiene:  $h^* = 19,04 \text{ m}$

Quindi, siccome l'altezza del muro è minore di  $h^*$ , le sollecitazioni dovute alla spinta del versante sono sempre nulle.

### Carichi sismici

I carichi sismici presenti nel sistema in esame sono (in riferimento al § 9.2.2):

Azione sismica orizzontale muro:

$$E_{x,muro} = P_P * k_h = 1262,50 \text{ kN} * 0,15 = 189,38 \text{ kN}$$

Azione sismica verticale muro:

$$E_{y,muro} = P_P * k_v = 1262,50 \text{ kN} * 0,15 / 2 = 94,69 \text{ kN}$$

Azione sismica orizzontale dei massi a tergo del muro:

$$E_{x,masse} = P_P * k_h = 187,50 \text{ kN} * 0,15 = 28,13 \text{ kN}$$

Azione sismica verticale dei massi a tergo del muro:

$$E_{y,masse} = P_P * k_v = 187,50 \text{ kN} * 0,15 / 2 = 14,06 \text{ kN}$$

## **9.4.3 VERIFICHE STRUTTURALI**

### **9.4.3.1 VERIFICA A SCORRIMENTO**

Con riferimento al precedente § 9.4.2 la spinta del terreno, essendo nulla, non rientra nelle forze che agiscono sullo scorrimento della struttura. Quindi, in condizioni statiche, la struttura non è soggetta a fenomeni di scorrimento alla base della fondazione.

Si verifica pertanto lo scorrimento sul piano di posa solo in condizioni sismiche, come definito al precedente § 9.2.3.

### COMBINAZIONI DI CARICO

L'azione sismica è considerata agente in orizzontale (direzione x) da sinistra verso valle e in verticale (direzione y) verso l'alto.

Pertanto la combinazione analizzata è:

$$E_x + (-E_y) + P_P + P_{masse}$$

## VERIFICHE

La forza che tende a far scivolare la struttura è la forza orizzontale costituita, in questo caso, solo dalle componenti orizzontali dell'azione sismica sul muro e sui massi. La forza che si oppone a tale scorrimento è la forza di attrito che nasce da fondazione e terreno. Tale forza di attrito è proporzionale alla forza normale agente sul terreno per un coefficiente di attrito pari a  $\tan\phi/\gamma_\phi$ .

Nelle verifiche si assume cautelativamente un valore caratteristico dell'angolo di attrito tra il calcestruzzo di fondazione e il materiale sottostante (terreno alluvionale consolidato con jet-grouting) pari a  $45^\circ$ .

I coefficienti da adottare sono definiti come riferito al § 9.2 dall'Approccio 1 Combinazione 1 e dall'Approccio 1 Combinazione 2:

La forza orizzontale è:

$$F_o = E_{x,massi} + E_{x,muro} = (28,13+189,38) \text{ kN} = 217,51 \text{ kN}$$

per cui:

$$E_d = F_o$$

Mentre le forze verticali sono:

$$F_v = P_{muro} + P_{massi} - E_{y,muro} - E_{y,massi} = (1262,50 + 187,50 - 94,69 - 14,06) \text{ kN} =$$

$$F_v = 1341,25 \text{ kN}$$

### Approccio 1 - Combinazione 1

Sapendo che  $\gamma_\phi = 1$ ,  $\gamma_R = 1$ :

$$R_d = F_v * \tan(45^\circ)/1 = 1341,25 \text{ kN} * 1 = 1341,25 \text{ kN}$$

Affinché il muro sia verificato  $R_d/E_d > \gamma_R$ . Essendo:

$$1341,25 \text{ kN} / 217,15 \text{ kN} = 6,18 > 1$$

Il muro risulta verificato a scorrimento per l'Approccio 1 Combinazione 1.

### Approccio 1 - Combinazione 2

Sapendo che  $\gamma_\phi = 1$ ,  $\gamma_R = 1,25$ :

$$R_d = F_v * \tan(45^\circ)/1,25 = 1341,25 \text{ kN} * 0,8 = 1073,00 \text{ kN}$$

Affinché il muro sia verificato  $R_d/E_d > \gamma_R$ . Essendo:

$$1073,00 \text{ kN}/217,15 \text{ kN} = 4,94 > 1$$

Il muro risulta verificato a scorrimento per l'Approccio 1 Combinazione 2.

#### 9.4.3.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

Non viene effettuata la verifica a ribaltamento data la geometria della sezione.

#### 9.4.3.3 VERIFICHE DELLA RESISTENZA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Ai fini dei calcoli strutturali, le strutture in calcestruzzo armato costituenti il muro di sostegno sono state schematizzate attraverso un modello numerico ad elementi finiti, realizzato con il codice di calcolo SAP 2000 v. 9 della Computers and Structures, Inc.

Il modello è costituito da 3 elementi "beam", lungo l'asse della struttura, a cui sono assegnati i reali spessori del muro.

Il peso proprio della struttura viene così calcolato dal software, mentre la spinta dell'acqua è introdotta come pressione. Analogamente le azioni sismiche, calcolate attraverso il metodo pseudostatico, sono introdotte come carichi distribuiti proporzionali alle masse.

Il terreno sotto e a tergo del muro è definito attraverso un modello alla Winkler. Per determinare la costante  $k_w$  si calcolano i cedimenti dovuti ad un sovraccarico uniformemente distribuito  $p$ .

Per la roccia a tergo del muro e dei massi cementati invece, si determina il cedimento  $w$  attraverso il metodo di Boussinesq per fondazioni nastriformi da cui si ottiene:

$$w = I_w \cdot p \cdot b / E$$

dove:

$p$  = carico uniformemente applicato

$b$  = dimensione caratteristica della fondazione che nel caso in esame corrisponde alla parte del muro che appoggi sulla roccia, e cioè a 11,5 m

$I_w$  = coefficiente adimensionale d'influenza dei cedimenti, nel caso in esame pari a 1,62

da cui si ricava la costante di Winkler:

$$k_w = \frac{p}{w} = \frac{E}{b \cdot I_w} = 11,4 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^3$$

La verifica delle strutture in calcestruzzo armato viene effettuata con i coefficienti definiti secondo l'Approccio 2. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente  $\gamma_R$  e si procede come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1 (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare):

$$A1 + M1 + R3$$

La verifica sismica delle strutture in calcestruzzo armato invece viene effettuata considerando coefficienti definiti secondo l'Approccio 1.

#### **COMBINAZIONI DI CARICO**

Per la spinta dell'acqua devono essere considerate le tre condizioni definite nel § 6. L'azione sismica invece è considerata agente in orizzontale (direzione x) in entrambe i versi e agente in verticale (direzione y) sia verso l'alto che verso il basso. In definitiva, le combinazioni di carico considerate sono:

- a)  $1,3 \cdot P_P + 1,3 \cdot P_{MASSI} + 1,3 \cdot S_{idrostatica,x(2)} + 1,3 \cdot S_{v\_corr,x(2)} + 1,3 \cdot S_{idrostatica,y(2)}$
- b)  $1,3 \cdot P_P + 1,3 \cdot P_{MASSI} + 1,3 \cdot S_{idrostatica,x(3)} + 1,3 \cdot S_{v\_corr,x(3)} + 1,3 \cdot S_{idrostatica,y(3)}$
- c)  $(-E_x) + (+E_y) + P_P + P_{MASSI} + S_{idrostatica,x(1)} + S_{v\_corr,x(1)} + S_{idrostatica,y(1)} + S_{E\_wx} + S_{E\_wy}$

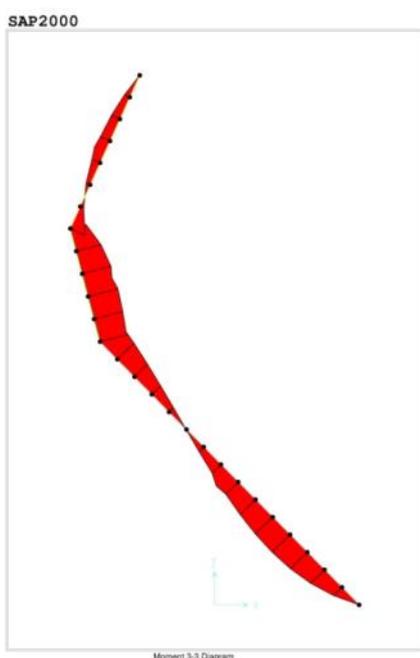
- d)  $(-E_x) + (-E_y) + P_P + P_{MASSI} + S_{idrostatica,x(1)} + S_{v\_corr,x(1)} + S_{idrostatica,y(1)} + S_{E\_wx} - S_{E\_wy}$
- e)  $(+E_x) + (+E_y) + P_P + P_{MASSI}$
- f)  $(+E_x) + (-E_y) + P_P + P_{MASSI}$

Dove  $S_{E\_wx}$ ,  $S_{E\_wy}$  è l'azione sismica riferita alla spinta dell'acqua.

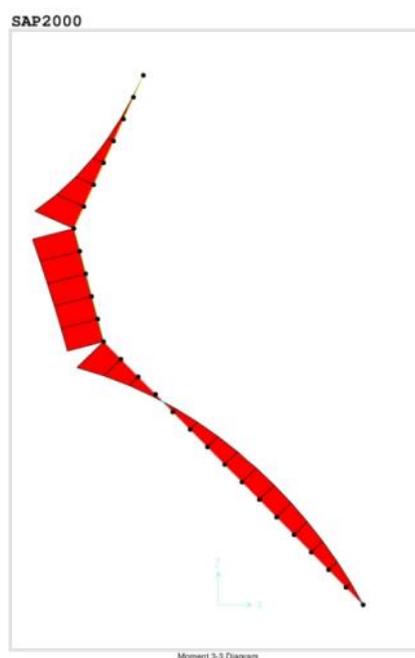
Si è assunto  $\gamma_{G2} = 1,3$  in quanto il carico è compiutamente definito (Tab. 6.2.I delle NTC 2008).

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Vengono riportati di seguito i grafici qualitativi dei momenti agenti sulla struttura rispettivamente nei casi a), b), c), d) e nei casi e), f).



Casi a), b), c) e d)



Casi e) ed f)

Nella tabella di seguito sono riportati i valori massimi dei momenti, delle azioni di taglio e delle azioni normali agenti nella struttura.

<b>Combinazione:</b>	<b>a)</b>	<b>b)</b>	<b>c)</b>	<b>d)</b>	<b>e)</b>	<b>f)</b>
<b>Quota dalla base [m]</b>	2,12	2,12	2,12	2,12	11,37	11,37
<b>Momento [kNm]</b>	210,98	223,49	160,17	164,66	639,25	488,80
<b>Azione Assiale [kN]</b>	114,05	98,19	53,21	-58,76	440,12	421,43
<b>Quota dalla base [m]</b>	9,32	9,32	14,05	14,02	3,18	3,18
<b>Momento [kNm]</b>	307,00	257,32	189,54	187,68	311,78	298,46
<b>Azione Assiale [kN]</b>	106,72	24,92	0,00	-53,32	339,44	279,92
<b>Quota dalla base [m]</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	11,37	11,37
<b>Taglio [kN]</b>	379,54	359,41	280,59	271,23	297,55	238,27
<b>Azione Assiale [kN]</b>	38,84	42,3	37,58	23,15	440,12	421,43

## VERIFICHE

### Verifiche a pressoflessione

Di seguito viene verificata a pressoflessione la sezione rettangolare più sollecitata della parete che risulta essere nel punto in cui la parete diventa a strapiombo. Le sue caratteristiche sono:

parete:  $B = 1 \text{ m}$   $H_{\text{base}} = 1,80 \text{ m}$   $H_{\text{testa}}$  con ferri  $\varnothing 14$  passo 20 cm

La condizione M-N più sfavorevole per la parete si verifica per la combinazione e). Le azioni risultanti sono pertanto:

$$N = 440,12 \text{ kN}$$

$$M_x = 639,30 \text{ kNm}$$

La sezione considerata, con un'armatura di  $\varnothing 14$  con passo 20 cm, risulta soddisfatta avendo un momento resistente pari a:

$$M_{Rd} = 965,00 \text{ kNm}$$

### Verifiche a taglio

Per l'analisi dei valori ottenuti si è proceduto alla verifica al taglio verificando che il valore della resistenza a taglio  $V_{Rd}$  sia maggiore del valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Si procede in modo analogo alle verifiche a taglio della sezione 2 (v. precedente § 9.3.3.2) per elementi privi di armatura specifica a taglio.

Le condizioni V-N più sfavorevoli per la parete si verificano per la combinazione e), a 11,37 m di quota dalla fondazione, dove la sezione è pari a 1,80 m x 1,00 m e alla base dove la sezione è 4,50 m x 1,00 m. Le azioni risultanti sono pertanto:

Sezione 1,80 m x 1,00 m:

$$N = 440,12 \text{ kN}$$

$$V = 297,60 \text{ kNm}$$

La sezione considerata, con un'armatura longitudinale di  $\varnothing 14$  con passo 20 cm, risulta soddisfatta avendo un taglio resistente pari a:

$$V_{Rd} = 625,00 \text{ kNm}$$

Sezione 4,50 m x 1,00 m:

$$N = 39,00 \text{ kN}$$

$$V = 379,00 \text{ kNm}$$

La sezione considerata, con un'armatura longitudinale di  $\varnothing 14$  con passo 20 cm, risulta soddisfatta avendo un taglio resistente pari a:

$$V_{Rd} = 1215,00 \text{ kNm}$$

Dott. Ing. Carlo Claudio MARCELLO