

DIGA DI BARCIS

SCARICO DI SUPERFICIE AUSILIARIO IN SPONDA SINISTRA

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1.	INTRODUZIONE	1
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	2
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	3
3.1.	STRUTTURE IN CALCESTRUZZO	3
3.2.	STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA.....	5
4.	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	7
5.	IMBOCCO: STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO	9
5.1.	PREMESSE E GEOMETRIA DEL FRONTE DI SCAVO	9
5.2.	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA	10
5.3.	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	11
5.4.	TIPO DI ANALISI SVOLTA.....	12
5.5.	MODELLO DI CALCOLO	12
5.5.1	CODICE DI CALCOLO ADOTTATO	12
5.5.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	13
5.5.3	FASI DI CALCOLO	14
5.5.4	CASI DI CALCOLO ANALIZZATI.....	17
5.5.5	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	18
5.6.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	20
5.6.1	VERIFICHE DI STABILITÀ	20
5.6.2	VERIFICHE DELLA LUNGHEZZA DI FONDAZIONE DEI TIRANTI	22
5.7.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	22
6.	IMBOCCO: STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO	24
6.1.	PREMESSE E GEOMETRIA DELL'OPERA.....	24
6.2.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	29
6.3.	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	29
6.4.	TIPO DI ANALISI SVOLTA.....	30
6.5.	MODELLO DI CALCOLO	31
6.5.1	CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO	31
6.5.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	31

6.5.3	CONVENZIONI DI SEGNO	37
6.5.4	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	37
6.5.5	GIUDIZIO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	37
6.6.	ANALISI DEI CARICHI	37
6.6.1	PESO PROPRIO	37
6.6.2	CARICO IDROSTATICO	37
6.6.3	SPINTA DEL TERRENO E DELLA ROCCIA	38
6.6.4	AZIONI SISMICHE	39
6.6.5	RIEPILOGO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	44
6.7.	COMBINAZIONI DI CARICO	45
6.8.	RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO AD ELEMENTI FINITI	46
6.8.1	REAZIONI VINCOLARI CALCOLATE.....	46
6.8.2	ANALISI MODALE	47
6.8.3	DEFORMAZIONI DI CALCOLO	51
6.8.4	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO IN CONDIZIONI STATICHE.....	54
6.8.5	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO IN CONDIZIONI SISIMICHE - ANALISI DINAMICA LINEARE	56
6.8.6	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO IN CONDIZIONI SISIMICHE - ANALISI PSEUDO-STATICA.....	63
6.9.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SOLLEVAMENTO	68
6.10.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO – ROCCIA DI FONDAZIONE E STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO	70
6.11.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO – SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI	73
6.12.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO - RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	73
6.12.1	PARETI LATERALI – LUNGO LO SCIVOLO	74
6.12.2	PARETI LATERALI – SEZIONE ORIZZONTALE A Q. 387	77
6.12.3	PARETI LATERALI – SEZIONE Q. 392.....	80
6.12.4	PARETI LATERALI – SEZIONE Q. 397	82
6.12.5	PARETI LATERALI – SEZIONE Q. 402.....	84
6.12.6	PARETI LATERALI – SEZIONE X = 38,0 (A FILO DEL PORTALE)	87
6.12.7	PARETI LATERALI – SEZIONE X = 35,5	90
6.12.8	PARETI LATERALI – SEZIONE X = 32,3	93

6.12.9	PARETI LATERALI – SEZIONE X = 29,0 (FILO DI VALLE DEL PUNTONE)	95
6.12.10	PARETI LATERALI – SEZIONE X = 25,0 (FILO DI MONTE DEL PUNTONE)	98
6.12.11	PARETI LATERALI – SEZIONE X = 19,5	100
6.12.12	PARETI LATERALI – PUNZONAMENTO IN CORRISPONDENZA DEL PUNTONE.....	101
6.12.13	PORTALE – ALL'ATTACCO DEI MURI LATERALI.....	103
6.12.14	PORTALE – IN MEZZERIA.....	107
6.12.15	PILE – SEZIONE ALLA BASE	109
6.12.16	PUNTONE.....	113
6.13.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	115
6.13.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	115
6.13.2	VERIFICHE DI FESSURAZIONE.....	116
6.13.3	VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO	121
7.	IMBOCCO: STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO – FASE DI CANTIERE.....	123
7.1.	PREMESSE.....	123
7.2.	MODELLO DI CALCOLO	124
7.3.	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	124
7.4.	RISULTATI DEL MODELLO AD ELEMENTI FINITI.....	125
7.5.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO - RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	126
7.5.1	PARETI LATERALI.....	127
7.5.2	PLATEA DI QUOTA 377,50.....	128
7.6.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	130
7.6.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	130
7.6.2	VERIFICHE DI FESSURAZIONE.....	130
7.6.3	VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO	132
8.	VANO CENTRALE OLEODINAMICA	133
8.1.	PREMESSE E GEOMETRIA DELL'OPERA.....	133
8.2.	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	133
8.3.	TIPO DI ANALISI SVOLTA.....	134
8.4.	MODELLO DI CALCOLO	134
8.4.1	CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO	134

8.4.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	134
8.4.3	CONVENZIONI DI SEGNO	136
8.4.4	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	136
8.5.	ANALISI DEI CARICHI	136
8.5.1	PESO PROPRIO	136
8.5.2	CARICO IDROSTATICO	137
8.5.3	SPINTA DEL TERRENO E DELLA ROCCIA	137
8.5.4	AZIONI SISMICHE	137
8.5.5	RIEPILOGO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	139
8.6.	COMBINAZIONI DI CARICO	140
8.7.	RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO AD ELEMENTI FINITI	140
8.7.1	DEFORMAZIONI DI CALCOLO	140
8.7.2	AZIONI DI CALCOLO – PARETE A	141
8.7.3	AZIONI DI CALCOLO – PARETI B E C	143
8.8.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO - RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	145
8.8.1	PARETE A	146
8.8.2	PARETE B E PARETE C	147
8.9.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	147
8.9.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	147
8.9.2	VERIFICHE DI FESSURAZIONE	148
8.9.3	VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO	148
8.10.	SOLETTA DI COPERTURA	149
8.10.1	VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SOLETTA	151
8.10.2	VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE TRAVI T1 E T2	153
8.10.3	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	154
9.	MURI DI SOSTEGNO DEI PIAZZALI	156
9.1.	PREMESSE	156
9.2.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	156
9.3.	MURO IN SINISTRA – CONCIO 1	156
9.3.1	GEOMETRIA DI CALCOLO	156
9.3.2	CARICHI AGENTI	157

9.3.3	COMBINAZIONI DI CARICO E SITUAZIONI PROGETTUALI	159
9.3.4	VERIFICHE DEI MICROPALI	161
9.3.5	VERIFICHE DELLA STRUTTURA IN C.A.	165
9.4.	MURO IN SINISTRA – CONCIO 2.....	168
9.4.1	GEOMETRIA DI CALCOLO	168
9.4.2	CARICHI AGENTI	169
9.4.3	COMBINAZIONI DI CARICO E SITUAZIONI PROGETTUALI	172
9.4.4	VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO	173
9.4.5	VERIFICHE AL RIBALTAMENTO	175
9.4.6	VERIFICHE DEL CARICO LIMITE IN FONDAZIONE	175
9.4.7	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	176
9.4.8	VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI	179
9.5.	MURO IN SINISTRA – CONCIO 3.....	179
9.5.1	GEOMETRIA DI CALCOLO	179
9.5.2	CARICHI AGENTI	180
9.5.3	COMBINAZIONI DI CARICO E SITUAZIONI PROGETTUALI	180
9.5.4	VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO	180
9.5.5	VERIFICHE AL RIBALTAMENTO	181
9.5.6	VERIFICHE DEL CARICO LIMITE IN FONDAZIONE	182
9.5.7	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	182
9.5.8	VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI	186
9.6.	MURO IN DESTRA – CONCIO 1	186
9.6.1	GEOMETRIA DI CALCOLO	186
9.6.2	CARICHI AGENTI	187
9.6.3	COMBINAZIONI DI CARICO E SITUAZIONI PROGETTUALI	187
9.6.4	VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO	187
9.6.5	VERIFICHE AL RIBALTAMENTO	188
9.6.6	VERIFICHE DEL CARICO LIMITE IN FONDAZIONE	189
9.6.7	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	189
9.6.8	VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI	192
9.7.	MURO IN DESTRA – CONCIO 2	192
9.7.1	GEOMETRIA DI CALCOLO	192

9.7.2	CARICHI AGENTI	193
9.7.3	COMBINAZIONI DI CARICO E SITUAZIONI PROGETTUALI	193
9.7.4	VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO	193
9.7.5	VERIFICHE AL RIBALTAMENTO	194
9.7.6	VERIFICHE DEL CARICO LIMITE IN FONDAZIONE	195
9.7.7	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	195
9.7.8	VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI	199
10.	GALLERIA	200
10.1.	PREMESSE.....	200
10.2.	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA	200
10.3.	OPERE DI SOSTEGNO PREVISTE.....	201
10.4.	TIPO DI ANALISI SVOLTA.....	203
10.5.	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	203
10.6.	MODELLI DI CALCOLO	205
10.6.1	CODICE DI CALCOLO ADOTTATO	205
10.6.2	ANALISI ASSIALSIMMETRICHE.....	206
10.6.3	ANALISI DELLE SEZIONI TRASVERSALI	208
10.6.4	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	210
10.7.	CASO A1 – CLASSE III – GSI=52 – Z=70 M	210
10.7.1	ANALISI ASSIALSIMMETRICA.....	210
10.7.2	ANALISI DELLA SEZIONE TRASVERSALE	213
10.7.3	VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI SOSTEGNO.....	215
10.8.	CASO A2 – CLASSE III – GSI=52 – Z=45 M	216
10.8.1	ANALISI ASSIALSIMMETRICA.....	216
10.8.2	ANALISI DELLA SEZIONE TRASVERSALE	218
10.9.	CASO B1 – CLASSE IV – GSI=45 – Z=70 M	219
10.9.1	ANALISI ASSIALSIMMETRICA.....	219
10.9.2	ANALISI DELLA SEZIONE TRASVERSALE	221
10.9.3	VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI SOSTEGNO.....	224
10.10.	CASO B2 – CLASSE IV – GSI=45 – Z=45 M	226
10.10.1	ANALISI ASSIALSIMMETRICA.....	226
10.10.2	ANALISI DELLA SEZIONE TRASVERSALE	227

10.11.CASO C1 – CLASSE IV – GSI=32 – Z=70 M	228
10.11.1 ANALISI ASSIALSIMMETRICA.....	228
10.11.2 ANALISI DELLA SEZIONE TRASVERSALE	231
10.11.3 VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI SOSTEGNO.....	234
10.12.CASO C2 – CLASSE IV – GSI=32 – Z=45 M	236
10.12.1 ANALISI ASSIALSIMMETRICA.....	236
10.12.2 ANALISI DELLA SEZIONE TRASVERSALE	237
10.12.3 VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI SOSTEGNO.....	239
10.13.RIVESTIMENTO DEFINITIVO	241

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riguarda le verifiche geotecniche e strutturali eseguite a supporto della progettazione esecutiva del nuovo scarico di superficie della diga di Barcis (PN).

Nel seguito sono riportate le seguenti verifiche:

- stabilità del fronte di scavo dell'imbocco;
- strutture in calcestruzzo armato dell'opera di imbocco, sia nella configurazione definitiva di progetto che nella fase transitoria di cantiere;
- struttura in calcestruzzo armato costituente il vano della centrale oleodinamica;
- muri a mensola di sostegno dei piazzali laterali all'imbocco;
- galleria di scarico.

Per tutte le strutture definitive oggetto della presente relazione, la vita nominale è 100 anni e la classe d'uso IV, quindi con un coefficiente d'uso pari a 2. Il periodo di riferimento dell'azione sismica è pertanto di 200 anni.

Nei calcoli si è cautelativamente arrotondata la quota di massimo invaso di progetto (403,95 m s.m.) a 404,00 m s.m.

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

Le analisi contenute nella presente relazione 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. 6 giugno 2014 - Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse) (di seguito: **NTD**).
- D. M. Min. Il. TT. 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni (di seguito: **NTC2018**).

Si fa inoltre riferimento al documento “Verifiche di sicurezza sismica degli scarichi e delle opere accessorie e complementari – Riferimenti per l'istruttoria” redatto dalla Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti e datato 4 aprile 2016.

Per i parametri sismici del sito in esame e per i parametri geotecnici si fa riferimento alla relazione geologico-geomeccanica di progetto (All. A.03), redatta dal Dott. Geol. Enrico Arese.

Infine, per la determinazione dei parametri necessari alla determinazione dei parametri sismici con approccio probabilistico, si fa riferimento agli Allegati A e B del Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008 (di seguito: **NTC2008**).

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1. STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

Durabilità delle strutture

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 11104:2016. Per le opere in progetto si adottano le seguenti classi di esposizione:

- XC4 (ciclicamente asciutto e bagnato) per tutte la parti strutturali armate definitive del presente progetto;
- XC3 (umidità moderata) per il getto di rivestimento definitivo della galleria.

Nella tabella 4.1.IV delle NTC2018 sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura: le opere in progetto vengono classificate in condizioni ambientali aggressive con armatura poco sensibile.

Calcestruzzo per getti massivi

Per i getti massivi si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo di classe C20/25, per il quale non è significativo ricondurre la miscela alle abituali classi di esposizione delle opere strutturali, che prevedono un eccessivo quantitativo di cemento.

Calcestruzzo per getti strutturali

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C32/40 che presenta le caratteristiche di Tabella 1.

Resistenza a compressione (cubica)	R_{ck}	=	40 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	f_{ck}	=	32 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5$	=	18,13 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	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	=	1,41 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

Tabella 1 – Caratteristiche del calcestruzzo C32/40

Calcestruzzo per il rivestimento definitivo della galleria

Per il solo getto di rivestimento definitivo della galleria si prevede l'utilizzo di

calcestruzzo di classe C30/37, con le caratteristiche di Tabella 2. Come esposto nel seguito della relazione, l'adozione di questa classe di resistenza è dettata da ragioni di durabilità, in funzione della classe di esposizione scelta XC3, e non da particolari esigenze di resistenza.

Resistenza a compressione (cubica)	R_{ck}	=	37 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	f_{ck}	=	30 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5$	=	17,0 MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	=	2,9 MPa
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm}$	=	2,03 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	=	1,35 MPa
Resistenza a compressione (comb. rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck}$	=	18,0 MPa
Resistenza a compressione (comb. quasi permanente)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck}$	=	13,5 MPa

Tabella 2 – Caratteristiche del calcestruzzo C30/37

Acciaio di armatura

Per le armature metalliche si adottano barre in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le caratteristiche di Tabella 3.

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

Tabella 3 – Caratteristiche dell'acciaio di armatura

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, è assunta pari a 10 mm. Considerate le Classi di esposizione ambientale sopra indicate, si adotta il copriferro minimo $c_{min} = 35$ mm per tutte le nuove strutture armate, e quindi un copriferro nominale $c_{nom} = 45$ mm.

3.2. STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA

Grigliati

I grigliati sono in acciaio S235JR conforme alle norme UNI EN 10025, le cui caratteristiche, utilizzate in sede di progettazione e verifica, sono riportate in Tabella 4.

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	235	N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk}	=	360	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	=	210000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	=	80769	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	=	0,3	
Peso di volume	γ	=	7.850	Kg/m ³
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}	=	1,05	
Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità	γ_{M1}	=	1,05	

Tabella 4 – Caratteristiche dell'acciaio per grigliati

Acciaio per carpenterie metalliche provvisorie e definitive

Per le carpenterie metalliche in genere, sia delle strutture provvisorie che di quelle definitive, comprese anche le centine di presostegno dello scavo della galleria, si utilizza l'acciaio S355JR, conforme alle norme UNI EN 10025, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 5.

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	355	N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk}	=	510	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	=	210000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	=	80769	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	=	0,3	
Peso di volume	γ	=	7.850	Kg/m ³
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}	=	1,05	
Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità	γ_{M1}	=	1,05	

Tabella 5 – Caratteristiche dell'acciaio per carpenterie metalliche

Bulloni

Per le unioni bullonate verranno utilizzati bulloni ad alta resistenza, classe 8.8 (Tabella 6).

Tensione di snervamento	f_{yb}	=	649	N/mm ²
Tensione di rottura	f_{tb}	=	800	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni	γ_{M2}	=	1,25	

Tabella 6 – Caratteristiche dei bulloni

Tubolari per micropali

L'armatura tubolare dei micropali dovrà essere in acciaio S355JR, conforme alle norme UNI EN 10025, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 7.

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	355	N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk}	=	510	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	=	210000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	=	80769	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	=	0,3	
Peso di volume	γ	=	7.850	Kg/m ³
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}	=	1,05	
Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità	γ_{M1}	=	1,05	

Tabella 7 – *Caratteristiche dell'acciaio per micropali*

4. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano, ai sensi delle NTC2018, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali e 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 NTC2018 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento (P_{VR}), definite in funzione della classe strutturale e della vita utile. 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:

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

Per l'opera in esame si ha:

- Vita Nominale $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso IV

e quindi:

- Coefficiente d'uso $c_U = 2,0$
- Periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = 200$ anni

Le verifiche vengono eseguite con i criteri delle NTC riferiti allo Stato Limite di Salvaguardia di Collasso (SLC), allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), allo Stato Limite di Danno (SLD) ed allo Stato Limite di Operatività. Quindi, essendo all'SLC $P_{VR} = 5\%$, all'SLV $P_{VR} = 10\%$, all'SLD $P_{VR} = 63\%$ ed all'SLO $P_{VR} = 81\%$ si ottiene:

- all'SLC: Periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R = 2475$ anni (limite superiore fissato dall'Allegato A delle NTC2008) ;
- all'SLV: Periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R = 1898$ anni;
- all'SLD: Periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R = 201$ anni;
- all'SLO: Periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R = 120$ anni.

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per ricavare gli spettri di risposta elastici con approccio probabilistico sono ricavati dagli Allegati A e B delle NTC2008 in funzione della posizione del sito in esame (Tabella 8) e sono ripostati in Tabella 9.

Latitudine	46,189°
Longitudine	12,576°

Tabella 8 – Coordinate del sito in esame

e quindi:

	T_R	a_g	F_0	T^*_c
	<i>anni</i>	<i>g</i>	-	<i>s</i>
SLO	120	0,139	2,404	0,286
SLD	201	0,176	2,384	0,308
SLV	1898	0,441	2,413	0,368
SLC	2475	0,488	2,416	0,376

Tabella 9 - Parametri degli spettri di risposta elastici

Lo studio sismotettonico del sito, contenuto nella relazione geologico-geomeccanica (§ 3. dell'All. A.03 del progetto), ha permesso l'aggiornamento degli spettri di risposta elastici attraverso una analisi di tipo deterministico; tale tipo di analisi, non contenendo alcuna informazione riguardo alla probabilità di superamento dell'evento in un determinato periodo di ritorno, definisce il massimo scuotimento atteso al sito. Lo spettro di risposta così ottenuto è risultato più gravoso dello spettro ricavato da analisi probabilistica con i parametri all'SLC delle NTC2008 (v. §3.6.4 dell'All. A.03 del progetto).

Pertanto, per le analisi all'SLC si utilizzano i parametri ricavati dallo studio sismotettonico di dettaglio e riportati in Tabella 10; gli altri spettri (SLO, SLD e SLV) non subiscono variazioni, per la natura deterministica dello studio stesso.

	T_R	a_g	F_0	T^*_c
	<i>anni</i>	<i>g</i>	-	<i>s</i>
SLC	-	0,512	2,525	0,410

Tabella 10 - Parametri dello spettro di risposta all'SLC ottenuto dallo studio sismotettonico di dettaglio

I parametri degli spettri elastici sopra riportati sono al netto di eventuali fenomeni di amplificazione sismica stratigrafica o topografica.

5. IMBOCCO: STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO

5.1. PREMESSE E GEOMETRIA DEL FRONTE DI SCAVO

Nel presente paragrafo si verifica la stabilità del fronte roccioso di scavo dell'imbocco. Le verifiche riguardano la parete di scavo sovrastante l'imbocco della galleria. In Figura 1 è riportata la traccia planimetrica della sezione considerata (Profilo A-A).

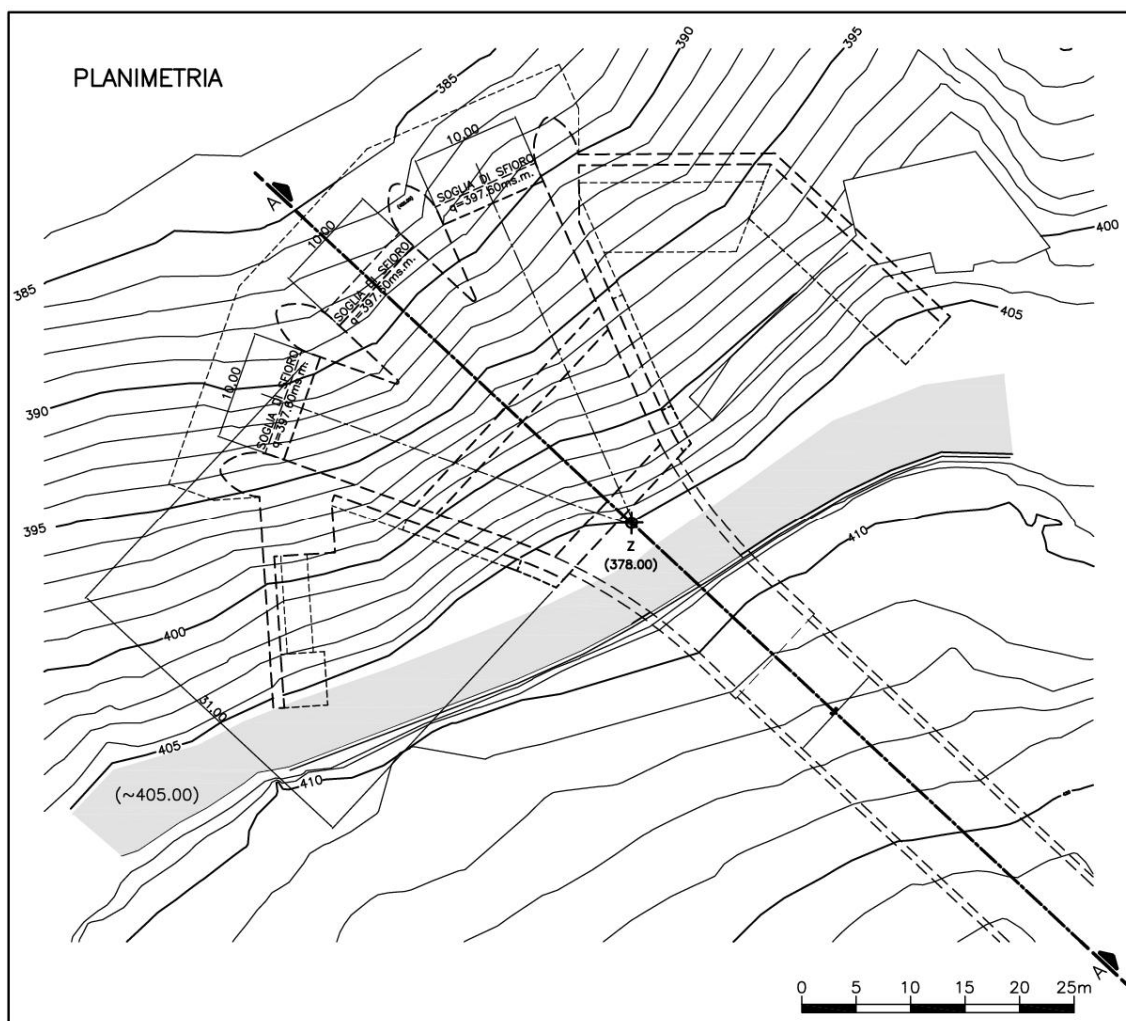


Figura 1 - Traccia planimetrica (Profilo A-A) della sezione analizzata

Durante lo scavo, sui fronti rocciosi verranno messi in opera uno strato di calcestruzzo proiettato dello spessore di 10 cm, opportunamente drenato, e una chiodatura sistematica in ragione di un chiodo ogni 3 m², con lunghezza variabile da 6 a 12 m. Nella parte più bassa della parete che verrà successivamente scavata per realizzare la galleria, i chiodi verranno sostituiti da barre in vetroresina. E' previsto di armare lo spritz-beton con fibre metalliche, aventi lunghezza nominale di 40 mm, diametro di 0,5 mm, tensione a snervamento maggiore di 1.200 N/mm². Il dosaggio delle fibre sarà di 60 Kg di fibre al metro cubo di spritz.

E' inoltre prevista la realizzazione di due ordini di tiranti attivi provvisori, a quota 401 m s.m. e 393 m s.m., pretesati a 600 kN. La fila superiore sarà inclinata di 10° rispetto all'orizzontale, mentre quella inferiore di 5° per limitare l'interferenza con il successivo scavo della galleria. L'interasse tra i tiranti è di 3 m e la loro lunghezza è di 24 m, di cui 16 di fondazione. Le teste dei tiranti di ciascun ordine sono collegati da coppie di putrelle metalliche di ripartizione UPN 300, con interspazio rispetto al fronte roccioso costituito da malta ricca di cemento (600 Kg/m³) o da uno strato dello stesso spritz-beton armato, attentamente liscio.

La sezione schematica degli interventi previsti nella sezione in esame è riportata in Figura 2.

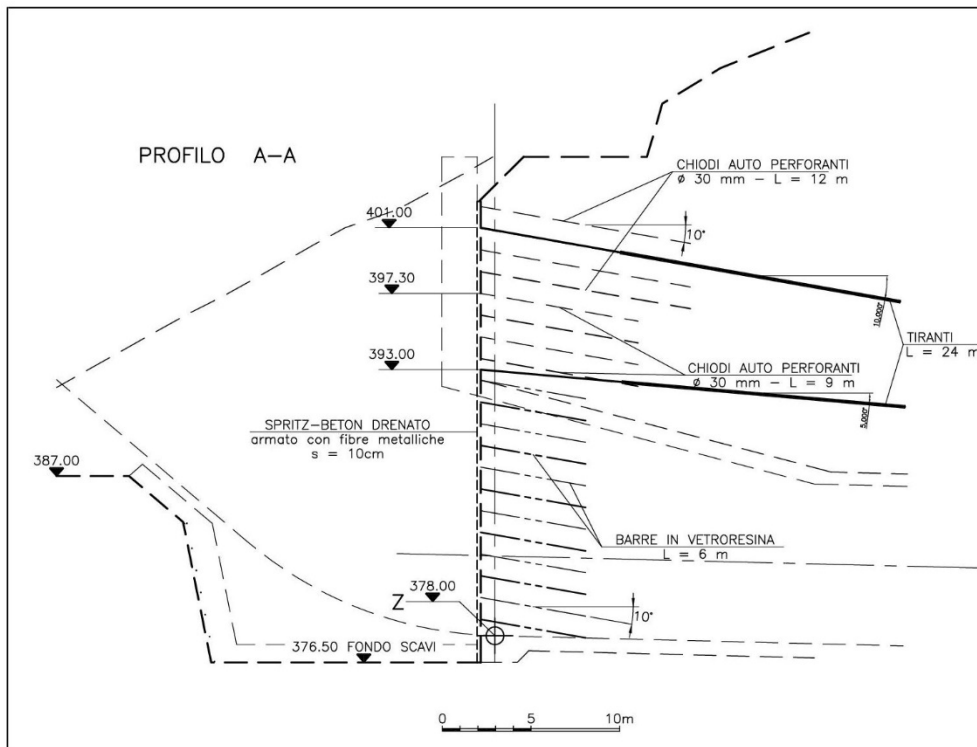


Figura 2 – Sezione del fronte di scavo analizzata

5.2. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

Per la roccia costituente il versante è stato considerato un modello di comportamento elasto-plastico perfettamente fragile. Il criterio di rottura adottato è quello di Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi$$

Poiché la resistenza a trazione della roccia è inferiore alla resistenza a trazione di Mohr-Coulomb, si è introdotta una resistenza limite a trazione (tension cutoff).

I parametri caratteristici dell'ammasso roccioso, desunti dalla relazione geologico-geomeccanica (§ 6.4.1 dell'All. A.03 del progetto), sono riportati in Tabella 11.

Geological Strength Index	GSI	=	45	
Coesione efficace	c'	=	249	kPa
Angolo di attrito efficace	ϕ'	=	42	°
Resistenza media a compressione dell'ammasso	σ_{cm}	=	4,2	MPa
Tensione limite dell'ammasso	σ_t	=	46	kPa
Peso di volume dell'ammasso	γ	=	25	kN/m ³
Modulo elastico medio dell'ammasso	E_m	=	3,7	GPa

Tabella 11 – Parametri caratteristici dell'ammasso roccioso

5.3. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

In base alle indicazioni del § 6.8.6 delle NTC2018, le verifiche di sicurezza dei fronti di scavo vanno condotte con modalità analoga a quella indicata per i manufatti di materiali sciolti.

- Per le verifiche agli **Stati Limite Ultimi** (§ 6.8.2 NTC2018) deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici. Nel caso in esame, la verifica di stabilità globale del fronte di scavo deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali di Tabella 12, Tabella 13 e Tabella 14.

La verifica allo sfilamento della fondazione dei tiranti di ancoraggio è condotta con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, con i coefficienti di Tabella 12, Tabella 13 e Tabella 15 (v. § 6.6.2 NTC2018).

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2}

Tabella 12 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_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_{tk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 13 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II NTC2018)

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 14 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Tabella 6.8.1 NTC2018)

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Tabella 15 - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi (Tabella 6.6.1 NTC2018)

- Per gli **Stati Limite di Esercizio** sono valutati gli spostamenti della roccia per verificarne la compatibilità con le funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, in particolare della strada presente (§ 6.8.3 NTC2018).

Ai sensi dal § 2.4.1 delle NTC2018, trattandosi di una configurazione temporanea in fase di costruzione, che in base al programma lavori di progetto durerà meno di 2 anni, si omettono le verifiche in condizioni sismiche.

5.4. TIPO DI ANALISI SVOLTA

I calcoli sono svolti con l'ausilio di un codice di calcolo automatico, con il metodo delle differenze finite ed in condizioni di deformazione piana.

L'ammasso roccioso è modellato con comportamento alla Mohr-Coulomb. Si fa riferimento ad un modello geotecnico "continuo equivalente", in cui la risposta tenso-deformativa dell'ammasso roccioso dipende dalle caratteristiche globali del sistema roccia intatta-discontinuità grazie alla parametrizzazione effettuata scalando i parametri della roccia intatta in ragione dell'indice GSI.

Il calcolo è bidimensionale, sulla sezione di maggior altezza del fronte di scavo.

Utilizzando un modello bidimensionale, si ipotizza che il fronte di scavo della sezione assunta sia infinitamente lungo, trascurando in tal modo l'effetto sicuramente benefico della limitata larghezza del fronte (circa 18 m) e della configurazione planimetrica dello scavo.

5.5. MODELLO DI CALCOLO

5.5.1 CODICE DI CALCOLO ADOTTATO

Le analisi numeriche sono state eseguite utilizzando il codice di calcolo FLAC 2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua), versione 5.0, 2005, sviluppata da Itasca Consulting Group Inc.; il distributore del software è HARPACEAS S.r.l. di Milano; il numero di licenza è 213.039.0217.26520 ed il titolare della licenza è la Ing. Claudio Marcello S.r.l.

Il codice di calcolo FLAC è largamente impiegato nel calcolo di problemi geotecnici e delle strutture sotterranee; la sua affidabilità è stata preliminarmente

accertata esaminando la documentazione a corredo del software contenente informazioni sulle basi teoriche e sugli algoritmi impiegati, oltre a casi svolti e commentati.

Il codice implementa il metodo delle differenze finite. Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame, attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato "esplicito per integrazione diretta nel tempo" (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l'invertibilità di matrici), ed è quindi particolarmente adatto per le analisi di problemi geotecnici.

5.5.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello risulta costituito da elementi a quattro nodi, per i quali vengono risolte le equazioni di equilibrio e di moto, sino a trovare una soluzione congruente ed equilibrata in termini di tensioni e di spostamenti.

Il modello è esteso orizzontalmente per 90 m, verticalmente per 70 m; con queste dimensioni si possono ritenere trascurabili, nella zona di pendio di interesse, gli effetti di disturbo delle condizioni di vincolo introdotte. Salvo che per la zona superficiale del pendio, gli elementi nei quali è suddiviso il modello sono quadrati di lato 1 m. La quota 0 del modello corrisponde al fondo scavo, per cui si è assunta cautelativamente la quota 375 m s.m. (Figura 3).

In tutte le figure del modello e dei relativi risultati, le unità di misura sono i metri per le lunghezze e i Newton per le forze.

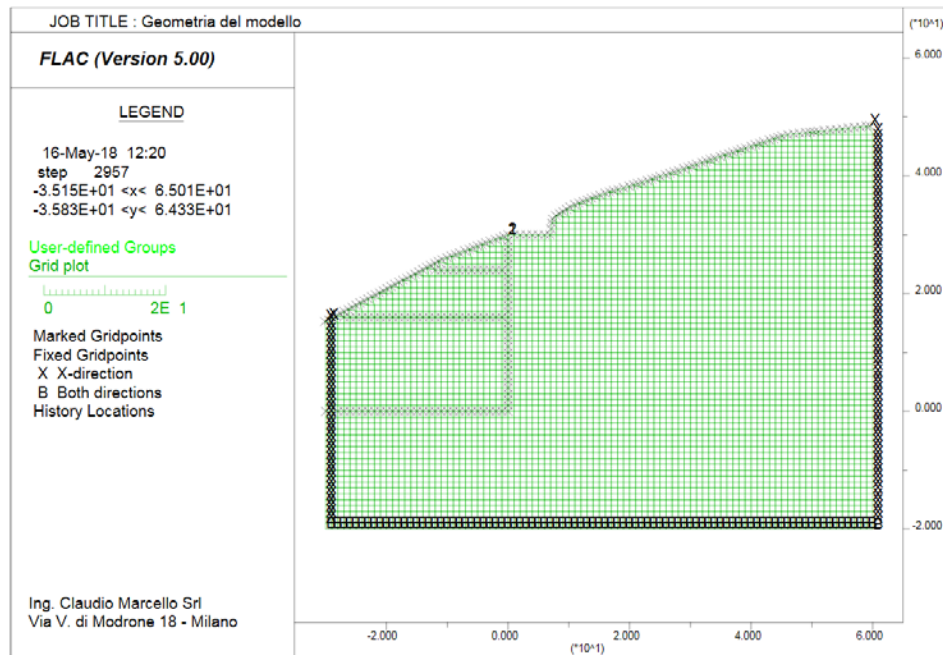


Figura 3 – Geometria del modello di calcolo

5.5.3 FASI DI CALCOLO

Le analisi eseguite prevedono le seguenti fasi:

- **Fase 1 - Condizione geostatica di partenza.** In questa fase il calcolo è condotto in campo elastico per ricercare le condizioni tensionali iniziali, definite dal peso proprio e della deformabilità della roccia costituente l'ammasso. Al termine di questa fase, si introduce la legge di comportamento elasto-plastica per la roccia.
- **Fase 2 – Scavo fino a quota 399 m s.m.** (Figura 4) In questa fase si introduce anche un sovraccarico accidentale in corrispondenza della strada posta alla sommità dello scavo; il valore caratteristico di questa azione è di 40 kN/m², mantenuto costante per tutte le successive fasi di analisi.
- **Fase 3 – Installazione del primo ordine di tiranti (q. 401 m s.m.).** I tiranti sono modellati con elementi "cable" lunghi complessivamente 24 m e pretesati a 600 kN. Per la parte di fondazione (L=16 m) è inserito un diametro medio del bulbo di 18 cm (Ø perforazione 15 cm) e una tensione tangenziale limite di 47 kN/m. I parametri sopra descritti sono stati opportunamente scalati per tenere in conto del passo reale di un tirante ogni 3 m. In Figura 5 è riportata la geometria del modello in questa fase, con il diagramma delle forze assiali nei tiranti (le forze diagrammate sono da moltiplicare per 3 per tenere conto dell'interasse).
- **Fase 4 – Scavo fino a quota 391 m s.m.** (Figura 6)
- **Fase 5 - Installazione del secondo ordine di tiranti (q. 393 m s.m.).** Con le stesse modalità e caratteristiche del primo ordine, si inserisce la seconda fila di tiranti. La geometria e le azioni assiali dei tiranti al termine di questa fase sono riportati in Figura 7.

- **Fase 6 – Scavo fino a fondo scavo (q. 375 m s.m.).** In Figura 8 è rappresentata la geometria del modello e le azioni assiali dei tiranti al termine della Fase 6.

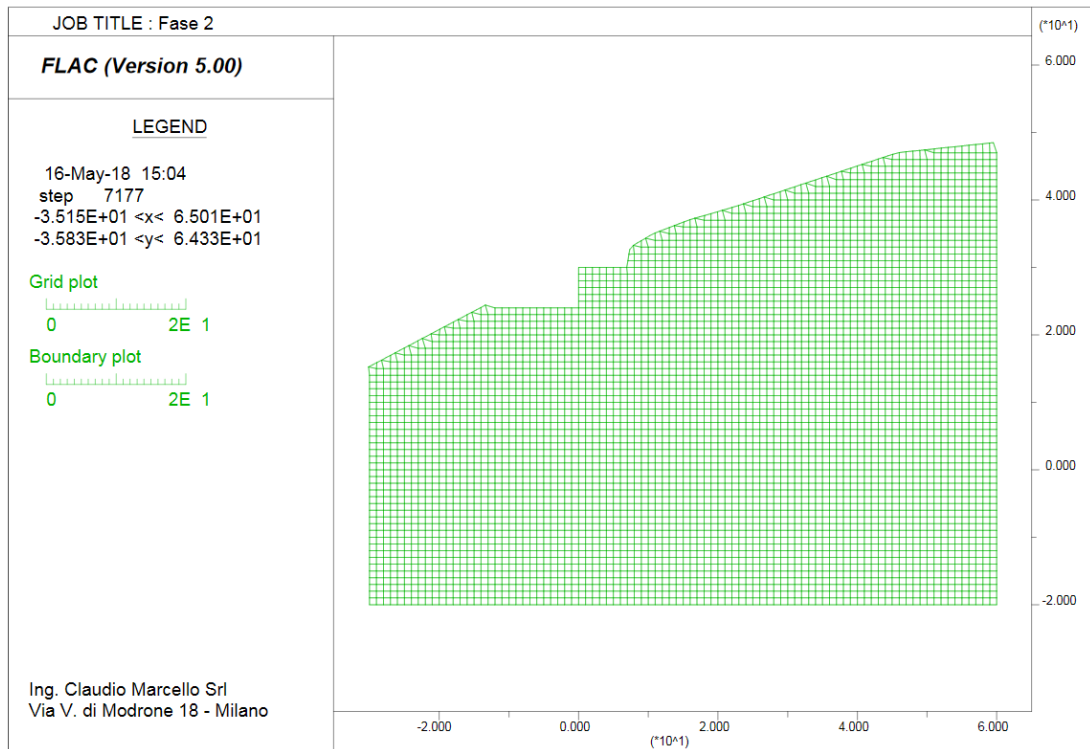


Figura 4 – Fase 2

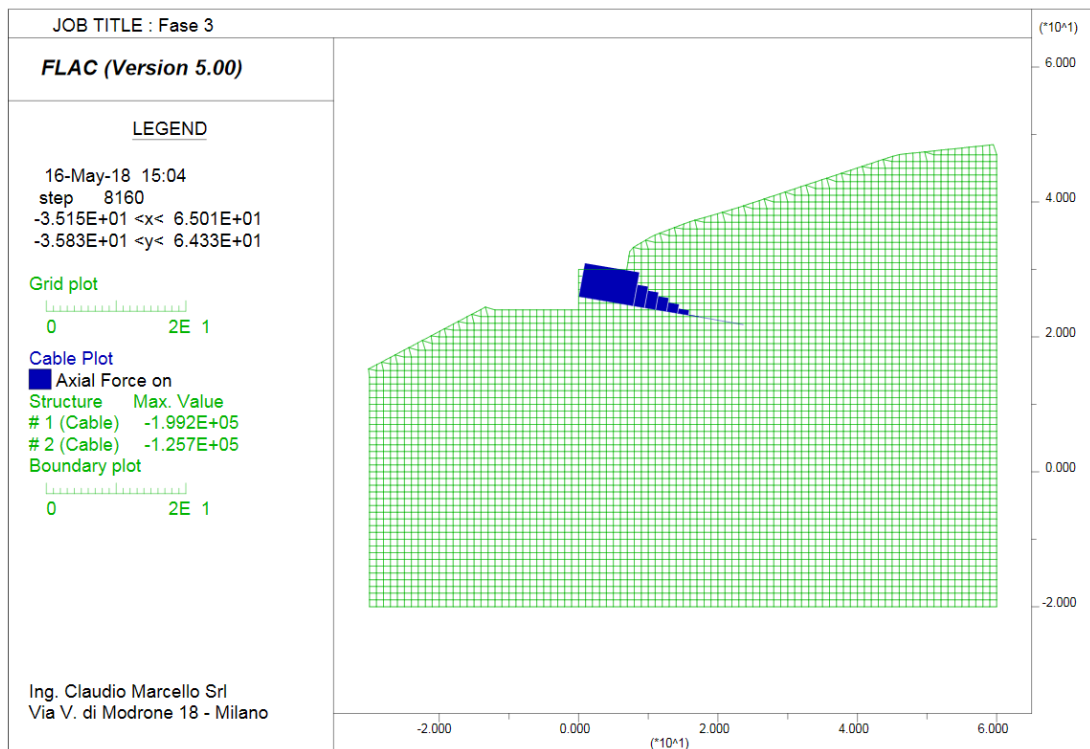


Figura 5 – Fase 3

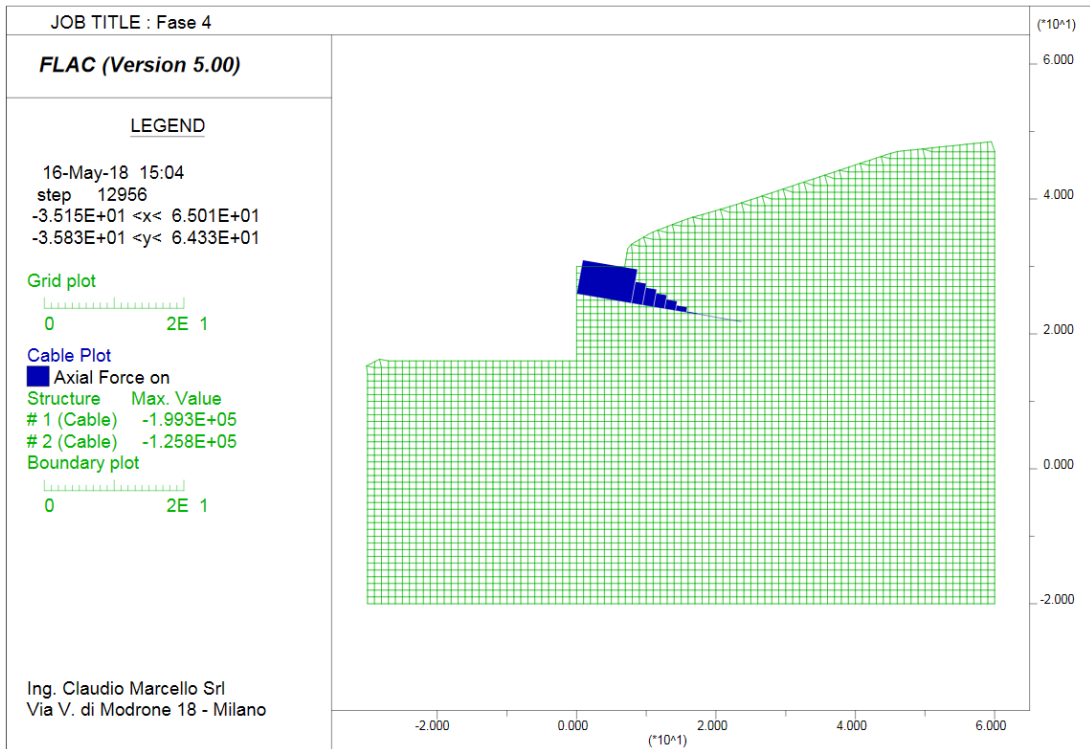


Figura 6 – Fase 4

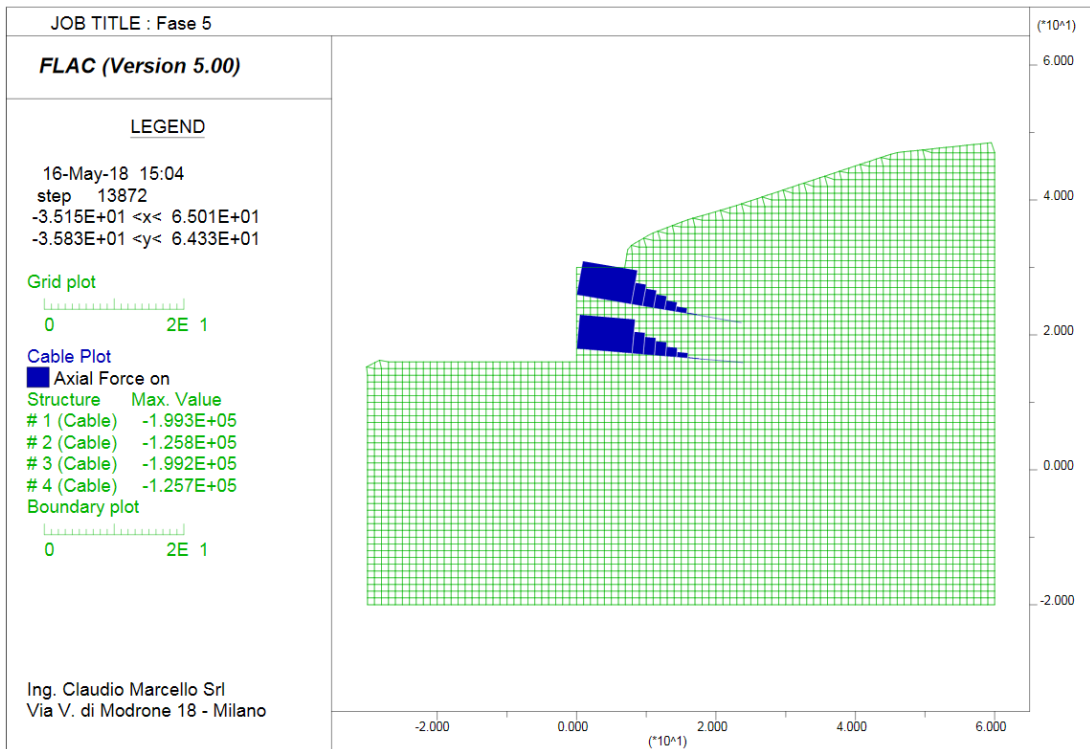


Figura 7 – Fase 5

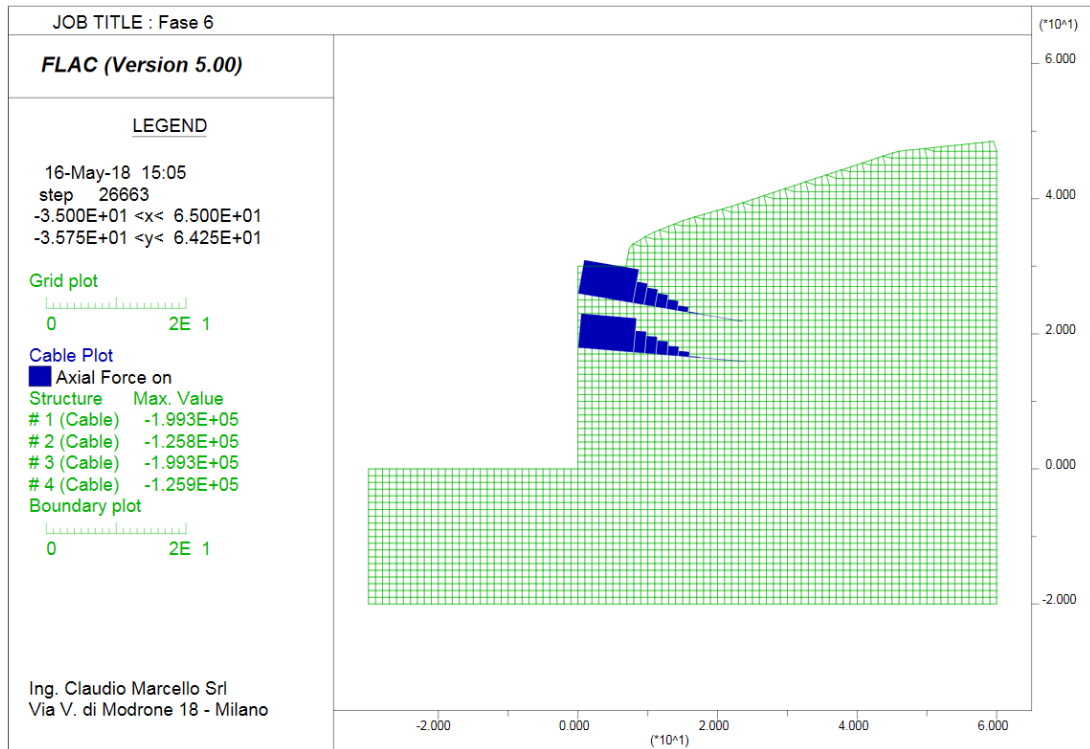


Figura 8 – Fase 6

5.5.4 CASI DI CALCOLO ANALIZZATI

Per le verifiche agli Stati Limite Ultimi ed agli Stati Limite di Esercizio è stato utilizzato lo stesso modello di calcolo, in cui variano solamente i parametri geotecnici e l'entità del sovraccarico sulla strada. In particolare:

- nel modello utilizzato per le verifiche di stabilità agli Stati Limite Ultimi si sono introdotti i parametri geotecnici di progetto, ottenuti da quelli di Tabella 11 applicando i coefficienti γ_M del gruppo M2 di Tabella 13; i parametri geotecnici di progetto introdotti in questo modello sono riportati in Tabella 16; il sovraccarico in corrispondenza della strada è stato introdotto con il valore di progetto
40 kN/m² x 1,3 = 52 kN/m²;

Coesione efficace	c'	=	199	kPa
Angolo di attrito efficace	ϕ'	=	35,6	°
Tensione limite dell'ammasso	σ_t	=	37	kPa
Peso di volume dell'ammasso	γ	=	25	kN/m ³
Modulo elastico medio dell'ammasso	E_m	=	3,7	GPa

Tabella 16 – Parametri di progetto dell'ammasso roccioso

- nel modello utilizzato per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio si sono utilizzati i valori caratteristici sia dei parametri geotecnici (Tabella 11) che del sovraccarico sulla strada (40 kN/m²).

5.5.5 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Nella sequenza iterativa di calcolo, il software valuta la massa m per ogni nodo della griglia, la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni, ecc.), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, ed infine determina la forza squilibrata agente sul nodo F_u (denominata "unbalanced force", $F_u = F_e - F_i$); affinché il sistema sia in equilibrio, tale forza deve essere nulla, o comunque molto piccola rispetto alle forze applicate e comunque decrescente con il procedere dei passi di calcolo.

La *unbalanced force* è quindi un utile parametro che permette di controllare se il modello ha raggiunto l'equilibrio statico; il sistema, infatti, si considera in equilibrio quando la massima forza non bilanciata è piccola rispetto a quelle applicate. Se l'*unbalanced force* si attesta ad un valore costante non nullo significa che, probabilmente, si stanno verificando rotture o deformazioni plastiche all'interno del modello.

Durante il corso delle analisi è stato monitorato l'andamento dell'*unbalanced force*: per entrambi i casi di calcolo analizzati (per le verifiche allo SLU ed allo SLE) il suo andamento è risultato regolare e corretto (Figura 9 e Figura 10); inoltre, il campo delle deformazioni (di cui si riferisce ai paragrafi successivi) è uniforme e logico, ed i valori delle velocità dei nodi a fine analisi è ridottissimo (Figura 11 e Figura 12). Tutti questi aspetti dimostrano che il calcolo è stato svolto correttamente e quindi i risultati ottenuti sono da ritenersi validi ed accettabili.

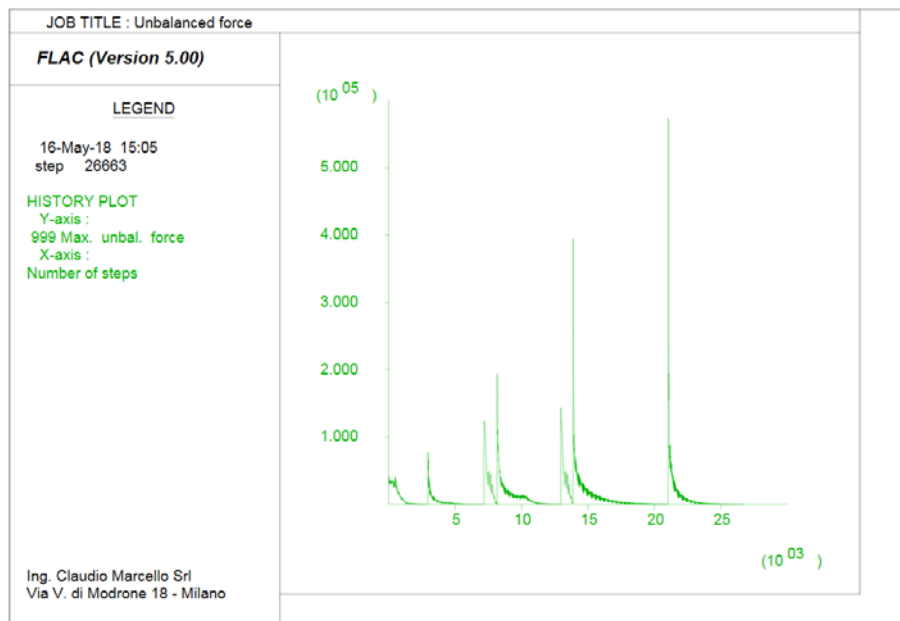


Figura 9 – Modello SLU - Andamento dell'*unbalanced force* in funzione dello step di calcolo; i picchi rappresentano le discontinuità generate i passaggi delle sei fasi di calcolo

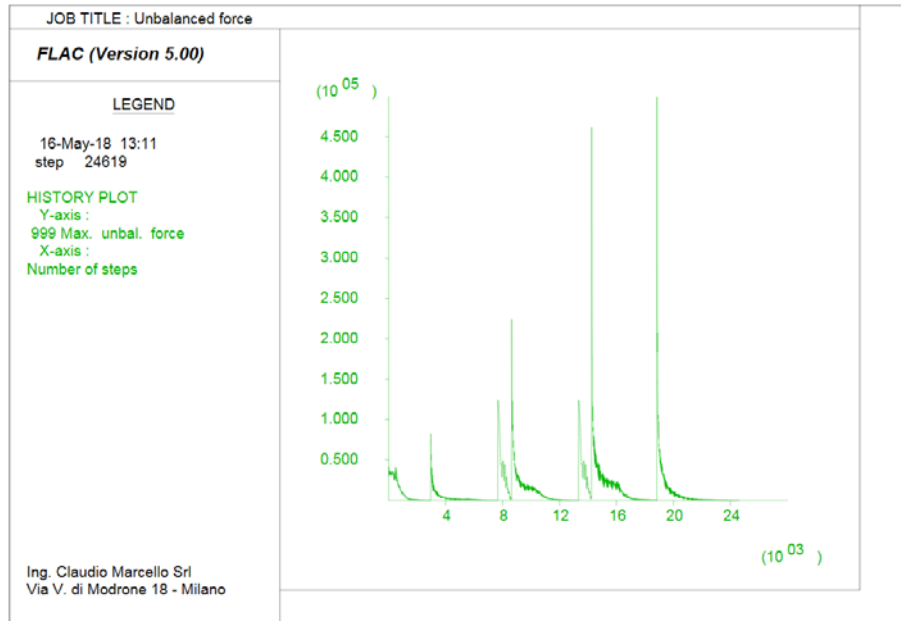


Figura 10 – Modello SLE - Andamento dell'unbalanced force in funzione dello step di calcolo; i picchi rappresentano le discontinuità generate i passaggi delle sei fasi di calcolo

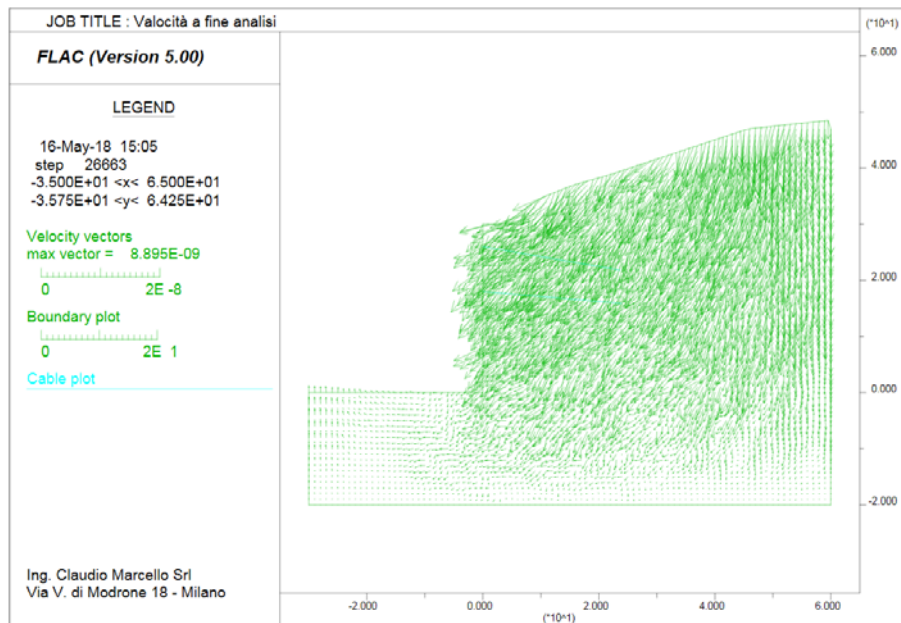


Figura 11 – Modello SLU – Velocità al termine dei calcolo

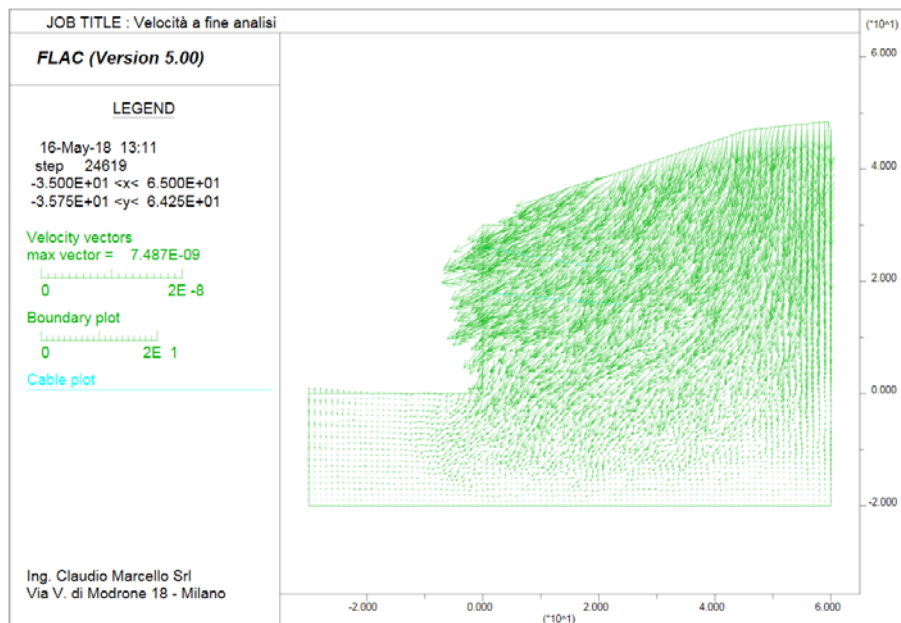


Figura 12 – Modello SLE – Velocità al termine dei calcolo

5.6. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

5.6.1 VERIFICHE DI STABILITÀ

Le fasi di calcolo sono state percorse con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici (modello SLU) ed l'analisi ha raggiunto la convergenza per ognuna delle fasi, segno che globalmente è sempre rispettata la condizione:

$$E_d \leq R$$

dove E_d è il valore di progetto degli effetti dell'azione e R è la resistenza del sistema geotecnico. In Figura 13 è riportata la griglia rappresentante la deformazione al termine dell'analisi.

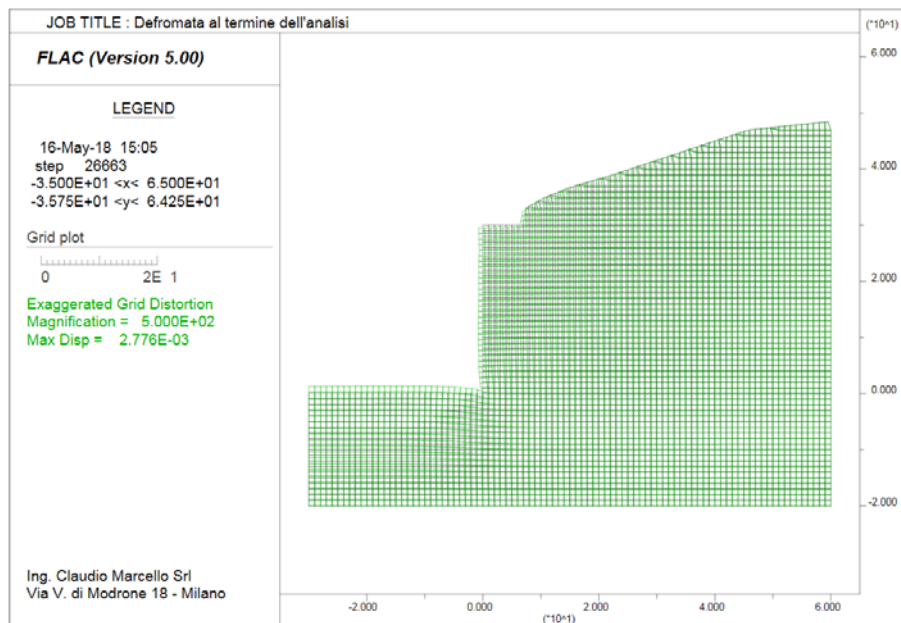


Figura 13 – Deformata a fine analisi

Al fine di verificare che $E_d \leq R/\gamma_R$, con $\gamma_R = 1,1$, si riducono progressivamente ulteriormente i parametri di resistenza dell'ammasso (ϕ' e c') per giungere iterativamente all'instabilità della soluzione.

Con queste ipotesi, il fattore di sicurezza ricavato è $FS = 1,38$, corrispondente a $\phi'=27,4^\circ$ e $c'=144$ kPa. In Figura 14 è rappresentato il diagramma delle velocità in condizioni di rottura, dal quale si riconosce il meccanismo di possibile collasso.

In definitiva, avendo ricavato un fattore di sicurezza FS maggiore di γ_R , le verifiche di stabilità globale del fronte di scavo allo Stato Limite Ultimo sono soddisfatte.

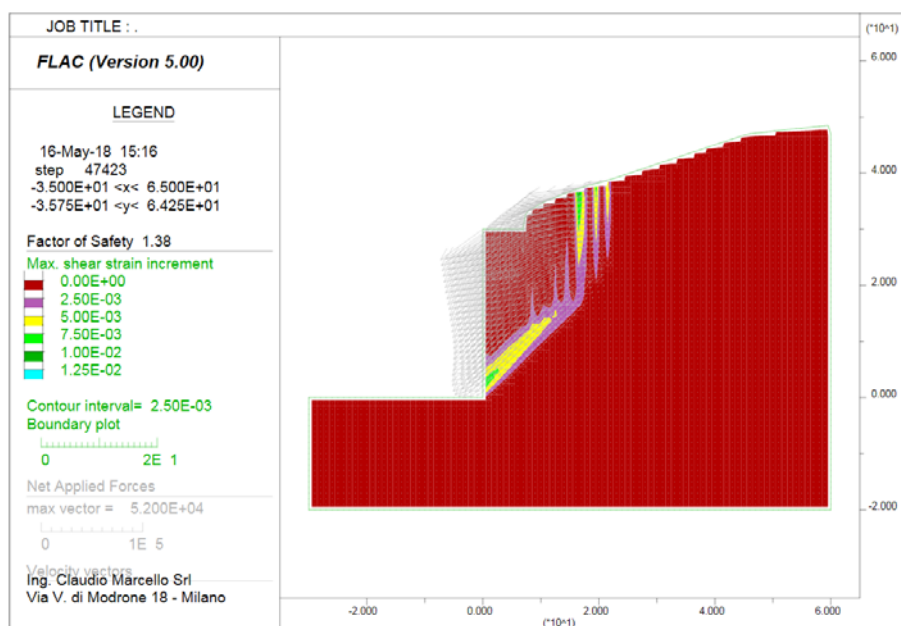


Figura 14 – Diagramma delle velocità in condizioni di rottura

5.6.2 VERIFICHE DELLA LUNGHEZZA DI FONDAZIONE DEI TIRANTI

I tiranti previsti sono provvisori, di tipo attivo, pretesati a 600 kN. Il diametro di perforazione previsto è di 150 mm. La lunghezza totale del tirante è di 24 m, di cui 16 m di fondazione. Il carico di esercizio non supera i 600 kN (v. risultati di Figura 8, da moltiplicare per l'interasse dei tiranti, pari a 3 m).

La verifica dello stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio dei tiranti è effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, con $\gamma_R = 1,1$ (v. precedente § 5.3). Pertanto, si verifica l'ancoraggio dei tiranti per il carico di esercizio è 600 kN

E' possibile stimare empiricamente, in via approssimata e cautelativa, la resistenza laterale lungo i 16 m di ancoraggio in roccia dei tiranti secondo l'approccio proposto da Bustamante e Doix (1985), riconducibile alla formula:

$$T_{lim} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s = \pi \times 150 \text{ mm} \times 1,2 \times 16.000 \text{ mm} \times 0,2 \text{ N/mm}^2 = 1.809 \text{ kN}$$

dove:

- L_s è la lunghezza di ancoraggio, pari a 16 m;
- D_s è il diametro medio del bulbo, che dipende dal diametro di perforazione D_d (150 mm), dalla natura e dalle caratteristiche della roccia e dal metodo di iniezione. Il valore del diametro da considerare è dato dal valore di D_d moltiplicato per un coefficiente α che nel caso in esame si è considerato pari a 1,2 (cautelativo per una roccia come quella in esame);
- q_s rappresenta l'attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale del bulbo. Il valore di q_s considerato, pari a 0,2 MPa, rappresenta un limite inferiore per le rocce ed è quindi estremamente cautelativo nel caso in esame.

Seguendo le indicazioni del § 6.6.2 delle NTC2018, per la valutazione della resistenza caratteristica dell'ancoraggio, si divide la resistenza calcolata per il fattore $\zeta_{\alpha 3} = 1,80$ (v. Tabella 6.6.III delle NTC2018), ottenendo la resistenza caratteristica degli ancoraggi:

$$R_{ak} = 1.809 / 1,8 = 1.005 \text{ kN}$$

Siccome risulta:

$$1.005 \text{ kN} / 600 \text{ kN} = 1,675 > \gamma_R$$

con $\gamma_R = 1,1$, la verifica a sfilamento della fondazione di ancoraggio dei tiranti è soddisfatta.

5.7. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

In Figura 15 è riportato il grafico delle deformazioni in senso orizzontale e verticale del punto ubicato sul ciglio di valle delle strada (testa dello scavo), in funzione degli steps di calcolo. Dal grafico si evince che la massima deformazione è inferiore ai 1,5 mm, pertanto ampiamente ammissibile.

Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio sono pertanto soddisfatte.

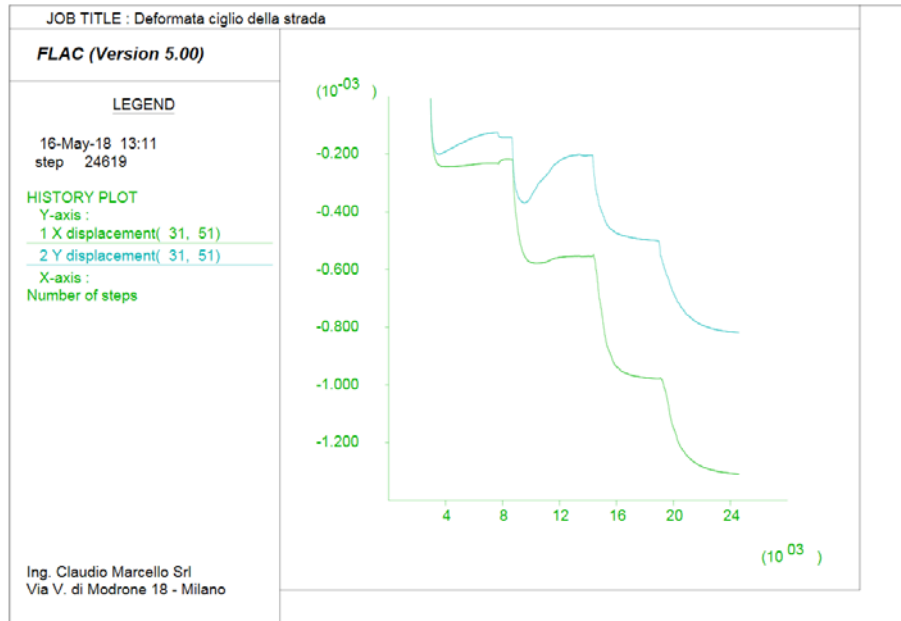


Figura 15 – Componenti orizzontale (in verde) e verticale (in azzurro) della deformata del ciglio della strada in funzione degli steps di calcolo

6. IMBOCCO: STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

6.1. PREMESSE 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 trapezoidale, con sviluppo lungo il suo asse longitudinale di circa 40 m (Figura 16). L'altezza è variabile da poco meno di 30 m in corrispondenza del portale di imbocco della galleria a circa la metà poco a valle della soglia. La quota di coronamento dei muri laterali è la 405 m s.m., quella del profilo idraulico in corrispondenza dell'imbocco della galleria è la 378 m s.m. (Figura 17).

Due pile suddividono la soglia in tre luci da 10 m, a quota 397,60 m s.m., ognuna sede di una paratoia a ventola capace di ritenere le acque fino alla quota di massima regolazione di 402 m s.m.

Verrà inoltre realizzato, trasversalmente all'opera, un puntone di collegamento delle pareti laterali; questo avrà estradosso a quota 401 m s.m., intradosso ad arco e sezione in chiave di forma quadrata e lato 2 m.

Lo spessore delle pareti laterali è di 2,5 m sotto quota 403 m s.m., di 1,5 m sopra tale quota. Il portale all'imbocco della galleria sarà spesso 2 m.

Le pile ed il grosso getto sottostante la soglia verranno fondati su adeguati taglioni. La parte di valle (idraulica) dell'opera è in parte incassata nella roccia di fondazione, per cui in queste zone le pareti laterali ed il portale verranno gettati direttamente contro roccia (Figura 18 e Figura 19).

Nella parte di valle, è prevista in prima fase la realizzazione di un piazzale a quota 377,50 m s.m. di circa 180 m² che verrà utilizzato durante la realizzazione della galleria di scarico: un getto di seconda fase, dello spessore minimo di 50 cm, formerà il profilo idraulico dello scivolo (Figura 17). Il presente capitolo riguarda le verifiche nella configurazione finale; le verifiche nella configurazione transitoria di cantiere, prima di aver completato il getto di seconda fase dello scivolo, sono illustrate al successivo § 7.

L'opera sarà completata lateralmente da due piazzali, sostenuti verso il lago da muri di sostegno in calcestruzzo armato gettati in opera; sul lato destro dell'imbocco è inoltre prevista una struttura per l'alloggiamento della centralina oleodinamica e dei quadri elettrici, da cui si potrà accedere al cunicolo che corre sotto la soglia; per le verifiche dei muri laterali e del vano della centralina oleodinamica si rimanda rispettivamente ai §§ 9. e 8. della presente relazione di calcolo.

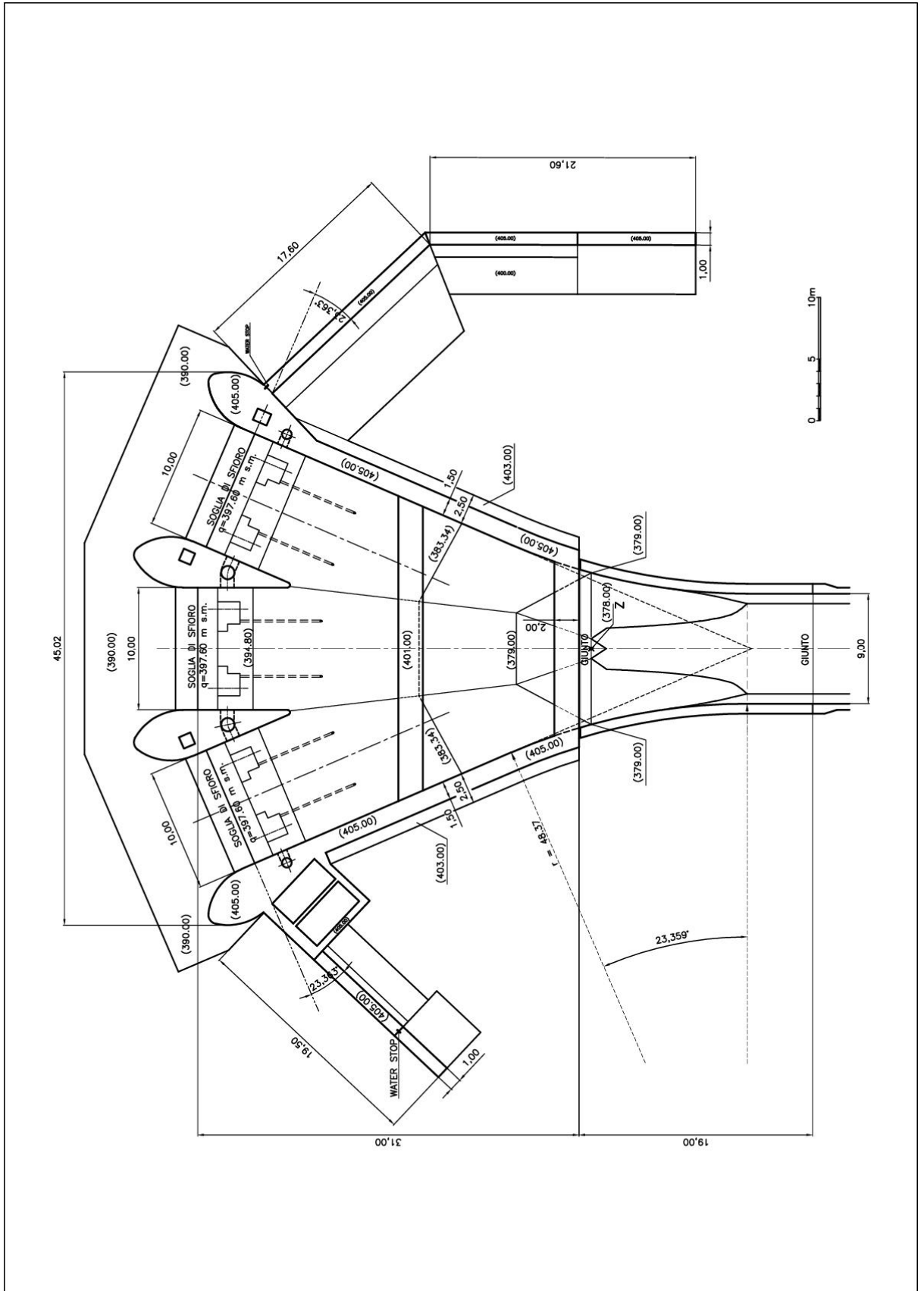


Figura 16 - Planimetria dell'imbocco

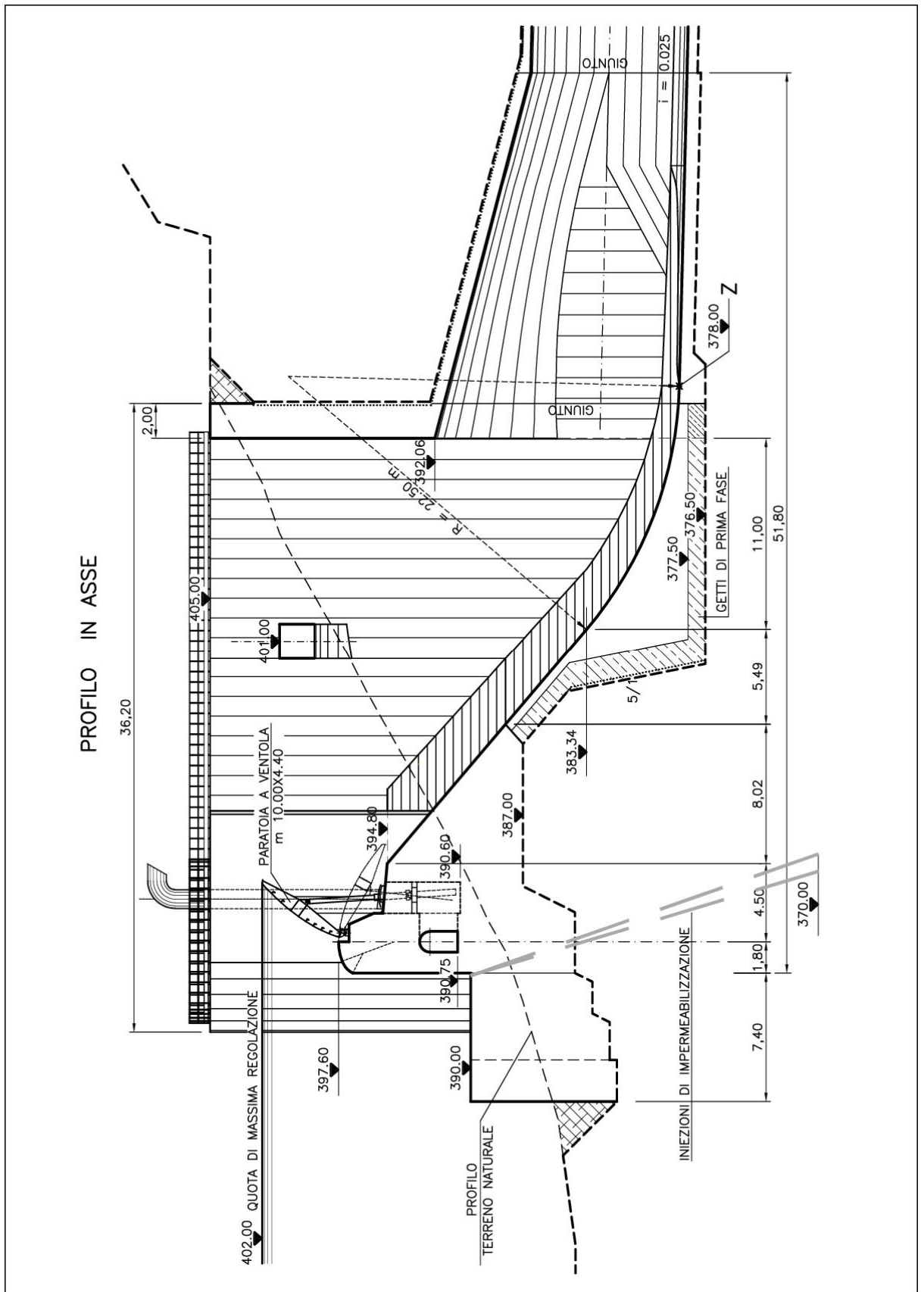


Figura 17 - Profilo in asse dell'imbocco

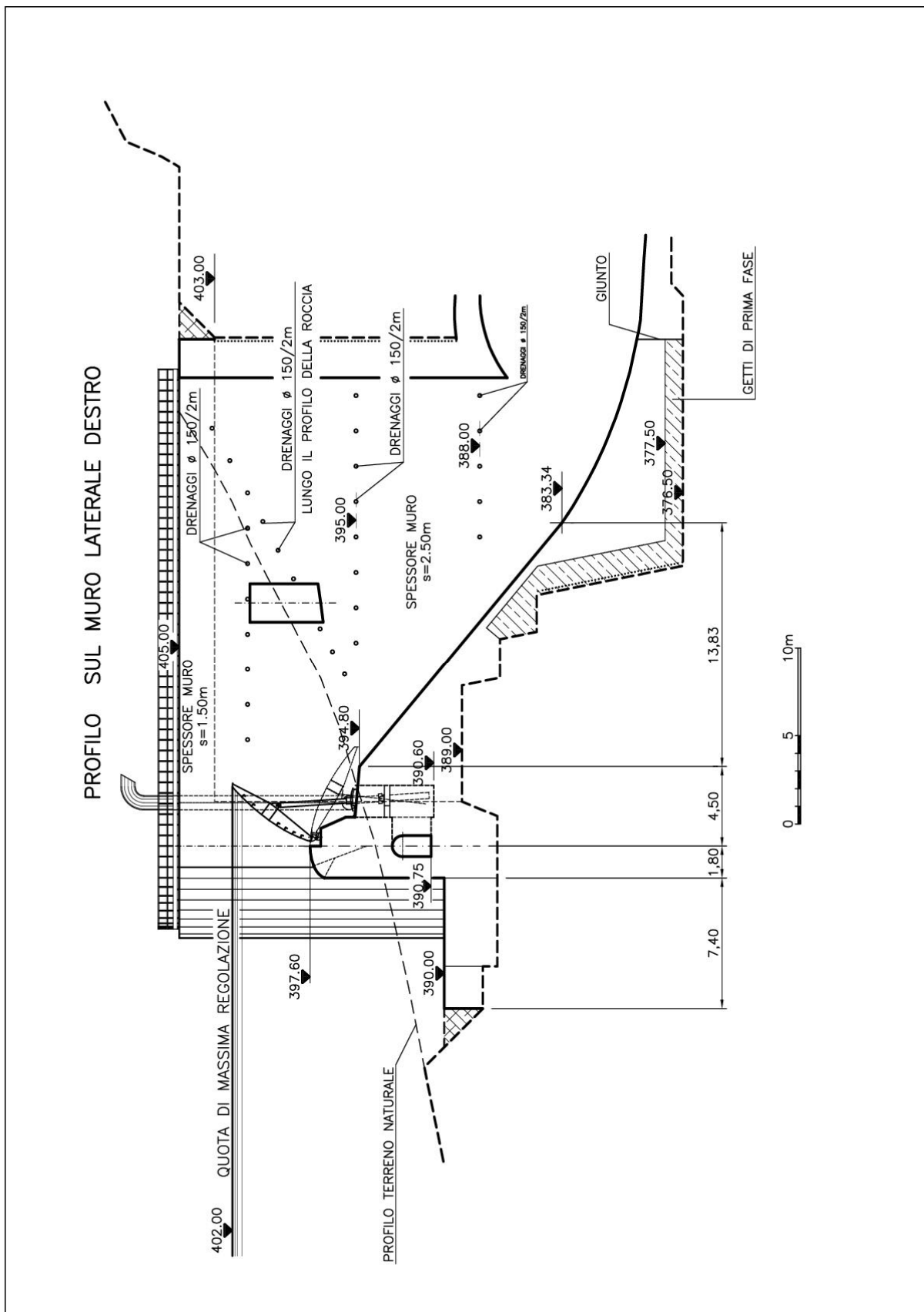


Figura 18 – Profilo lungo il muro laterale destro

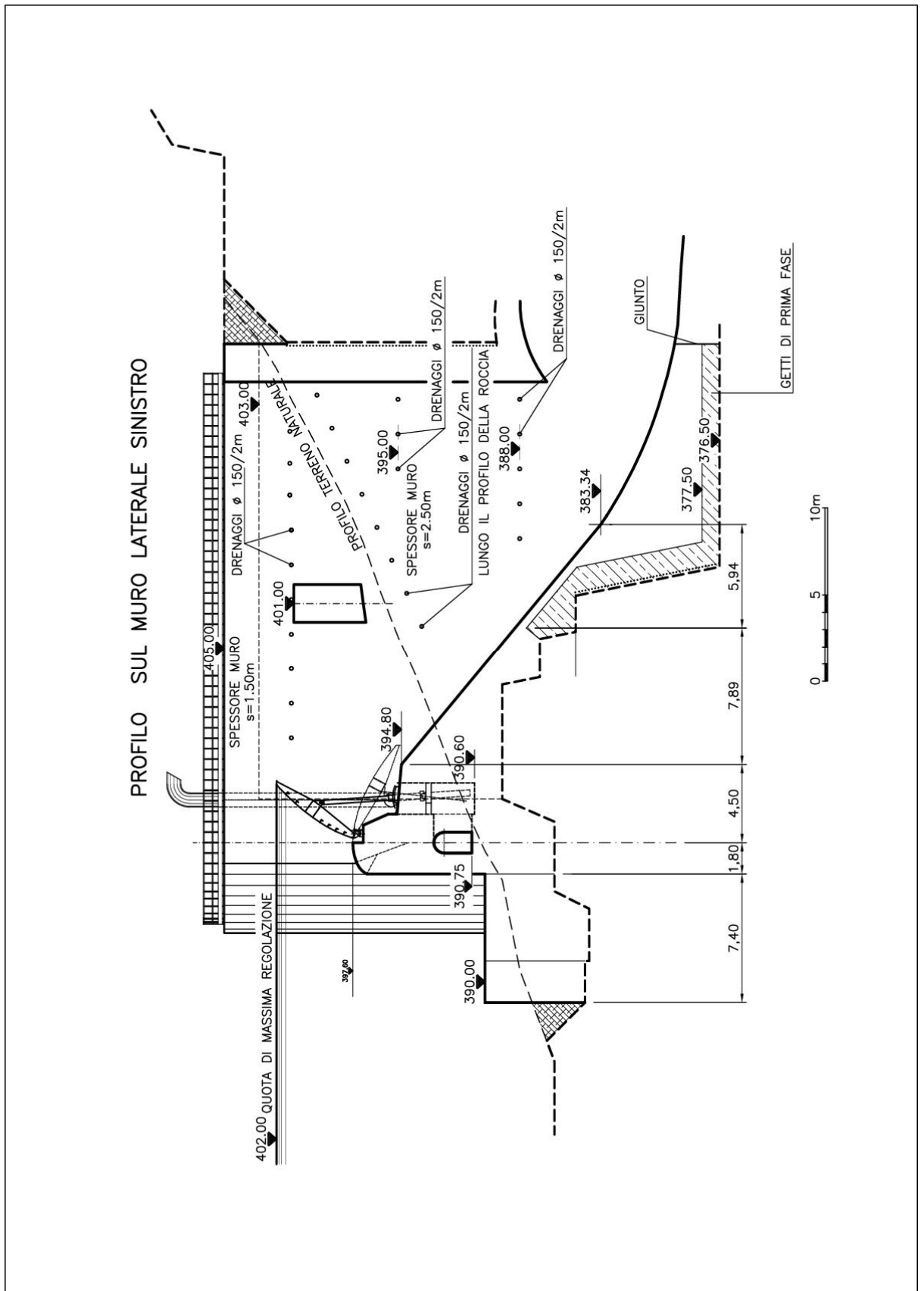


Figura 19 – Profilo lungo il muro laterale sinistro

6.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In accordo con la caratterizzazione geomeccanica riportata nella relazione geologico-geomeccanica (§ 6.4.1 dell'All. A.03 di progetto), le principali caratteristiche dell'ammasso roccioso entro cui sarà costruita l'opera sono:

Geological Strength Index	GSI = 45
Coazione efficace	$c' = 249$ kPa
Angolo di attrito efficace	$\phi' = 42^\circ$
Resistenza media a compressione dell'ammasso	$\sigma_{cm} = 4,2$ MPa
Modulo elastico medio dell'ammasso	$E_m = 3,7$ GPa

I rilevati costituenti i piazzali ai lati dello scarico saranno costituiti dal materiale di risulta dello scavo in roccia. Al fine di determinare la spinta di questo materiale sui muri, gli è stato attribuito un angolo di attrito efficace pari a $\phi'=40^\circ$ ed un peso di volume efficace pari a $\gamma'=8$ kN/m³.

6.3. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

- Gli **Stati Limite Ultimi** da considerare per l'opera in esame sono (v. § 2.2.1 NTC2018):
 - (a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
 - (b) spostamenti o deformazioni eccessive;
 - (c) raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
 - (d) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni.

Gli Stati Limite Ultimi in condizioni sismiche comprendono gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC); nel caso in esame, tutte le verifiche sono svolte con i parametri sismici relativi allo SLC, in linea con il documento "Verifiche di sicurezza sismica degli scarichi e delle opere accessorie e complementari – Riferimenti per l'istruttoria" del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 4 aprile 2016.

Le verifiche agli Stati Limite Ultimi di cui al precedente punto (a) si riconducono alle verifiche allo stato limite ultimo di sollevamento, illustrate al successivo § 6.9; vista la geometria dell'opera e la conformazione della roccia di fondazione, ulteriori verifiche a corpo rigido (es.: scorrimento, ribaltamento) non sono significative.

Le verifiche sulle deformazioni agli Stati Limite Ultimi (precedente punto (b)) sono riportate al successivo § 6.11.

Le verifiche di cui al precedente punto (c) riguardano le verifiche di resistenza (illustrate al successivo § 6.12) e di duttilità degli elementi strutturali; queste ultime non sono dovute in quanto la progettazione è svolta con $q \leq 1,5$ (v. successivo § 6.6.4 della presente relazione e § 7.3.6.1 delle NTC2018).

Le verifiche relative al raggiungimento dei meccanismi di collasso nei terreni (precedente punto (d)) si riconducono alla verifica delle tensioni trasmesse alla roccia di fondazione ed alla verifica di stabilità globale del complesso opera-fondazione, trattate al successivo § 6.10.

- Gli **Stati Limite di Esercizio** sono (v. § 2.2.2 NTC 2018):
 - (a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
 - (b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza ed il suo aspetto;
 - (c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari.

Gli Stati Limite di Esercizio in condizioni sismiche comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD); nel caso in esame, tutte le verifiche sono svolte con i parametri sismici relativi allo SLD, in linea con il citato documento "Riferimenti per l'istruttoria".

Le verifiche agli Stati Limite di Esercizio di cui al precedente punto (a) comprendono:

- le verifiche allo stato limite di fessurazione degli elementi in calcestruzzo (§ 6.13.2);
- le verifiche allo stato limite di limitazione delle tensioni (§ 6.13.3).

Le verifiche di spostamenti e deformazioni in esercizio (precedenti punti (b) e (c)) sono illustrate al successivo § 6.13.1.

6.4. TIPO DI ANALISI SVOLTA

I calcoli strutturali sono svolti con l'ausilio di un codice di calcolo automatico, con il metodo degli elementi finiti.

I calcoli sono eseguiti in campo elastico, con materiale omogeneo ed isotropo.

L'analisi della struttura soggetta a sollecitazioni sismiche è lineare dinamica, che consiste (§ 7.3.3.1 NTC2018):

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

Nel seguito si conduce anche l'analisi pseudo-statica, ottenuta introducendo a_{max} come coefficiente sismico orizzontale (0,512 g all'SLC); le azioni così calcolate negli elementi strutturali risultano globalmente sovrastimate rispetto a quelli dell'analisi lineare dinamica (analisi a spettro). Lo scopo di eseguire anche l'analisi pseudo-statica è duplice:

- siccome i valori delle sollecitazioni risultanti da una analisi modale sono sempre positivi (in quanto per combinare i risultati degli effetti relativi ai singoli modi si

utilizza una combinazione quadratica completa degli effetti di ciascun modo), i risultati dell'analisi pseudo-statica forniscono le indicazioni per recuperare il segno delle sollecitazioni;

- l'analisi pseudo-statica è utile per facilitare la comprensione dei risultati e per consentire una lettura più immediata dell'entità delle sollecitazioni calcolate.

In ogni caso, le azioni risultanti per le verifiche agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio riportate ai successivi §§ 6.10, 6.12 e 6.13, fanno sempre riferimento ai risultati dell'analisi a spettro.

Il tipo di analisi adottato si ritiene il più adatto allo studio della struttura in esame.

6.5. MODELLO DI CALCOLO

6.5.1 CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO

Il codice di calcolo è MIDAS GEN 2018 vers. 1.1 della MIDAS IT Co, Ltd, un software general purpose che risolve integralmente tutte le problematiche di analisi e progettazione di qualsiasi tipologia strutturale in zona sismica e non (edifici multipiano, edifici industriali, torri, tralicci, silos, ogni tipologia di fondazione, interazione terreno struttura, ponti, infrastrutture stradali, strutture in muratura) con qualsiasi materiale. La libreria di elementi finiti comprende beam a sezione variabile, truss resistenti a sola trazione e/o sola compressione, elementi wall per pareti antisismiche, plate, solid, plane stress, plane strain, piastre irrigidite ortotrope, etc.

Il distributore è HARPACEAS s.r.l. di Milano e gli estremi della licenza sono gestiti attraverso chiavetta USB n.U001-09295 il cui titolare è la Ing. Claudio Marcello s.r.l.

Per valutare l'affidabilità del software si è esaminata preliminarmente la documentazione a corredo fornita dal produttore. Tale documentazione contiene la descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, oltre che casi prova risolti e commentati. Ogni esempio riportato comporta un processo di verifica generale che conferma la validità dei risultati dell'analisi strutturale. Questi risultati sono confrontati con i risultati teorici ed i risultati di letteratura. Ogni esempio viene anche confrontato con altri software simili. Gli esempi di verifica fanno riferimento ad analisi statiche, modali, a spettro di risposta, a Time History, ecc.

In definitiva, l'esame della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e l'idoneità al caso in esame.

6.5.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello comprende l'intera struttura in calcestruzzo costituente l'imbocco del nuovo scarico. Alcune viste significative dei solidi da cui è stata ricavata la mesh di calcolo sono rappresentate da Figura 20 a Figura 24. La scala grafica riportata nelle figure è in metri.

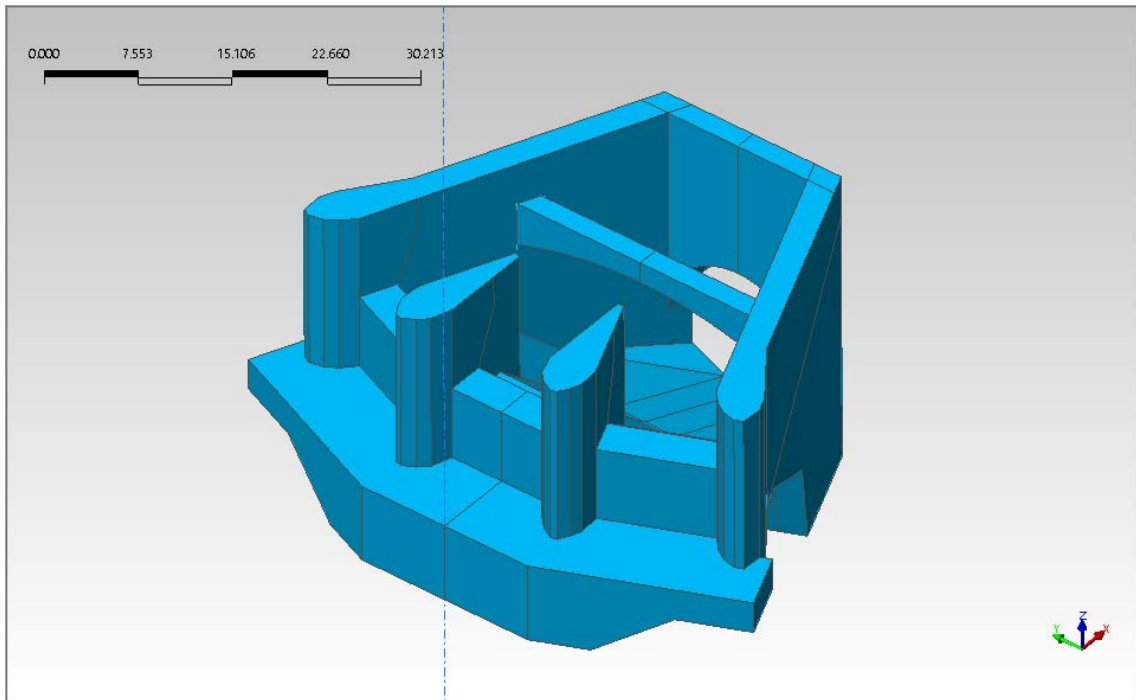


Figura 20 – *Vista assometrica dall'alto della geometria del modello*

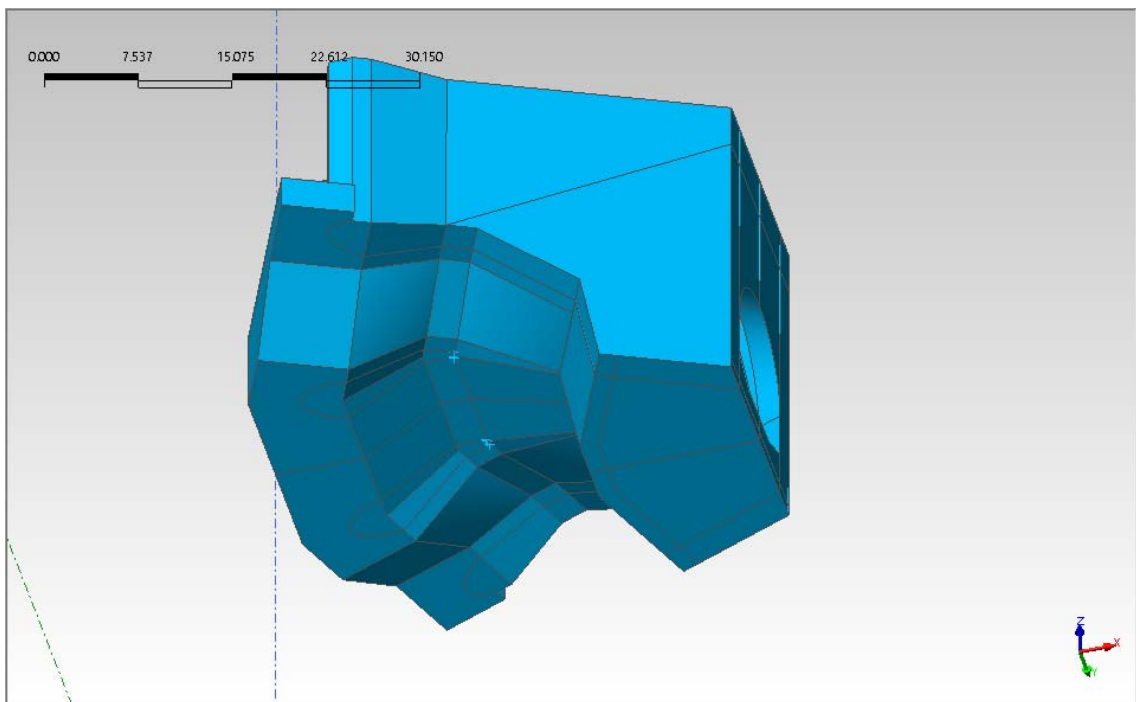


Figura 21 – *Vista assometrica dal basso della geometria del modello*

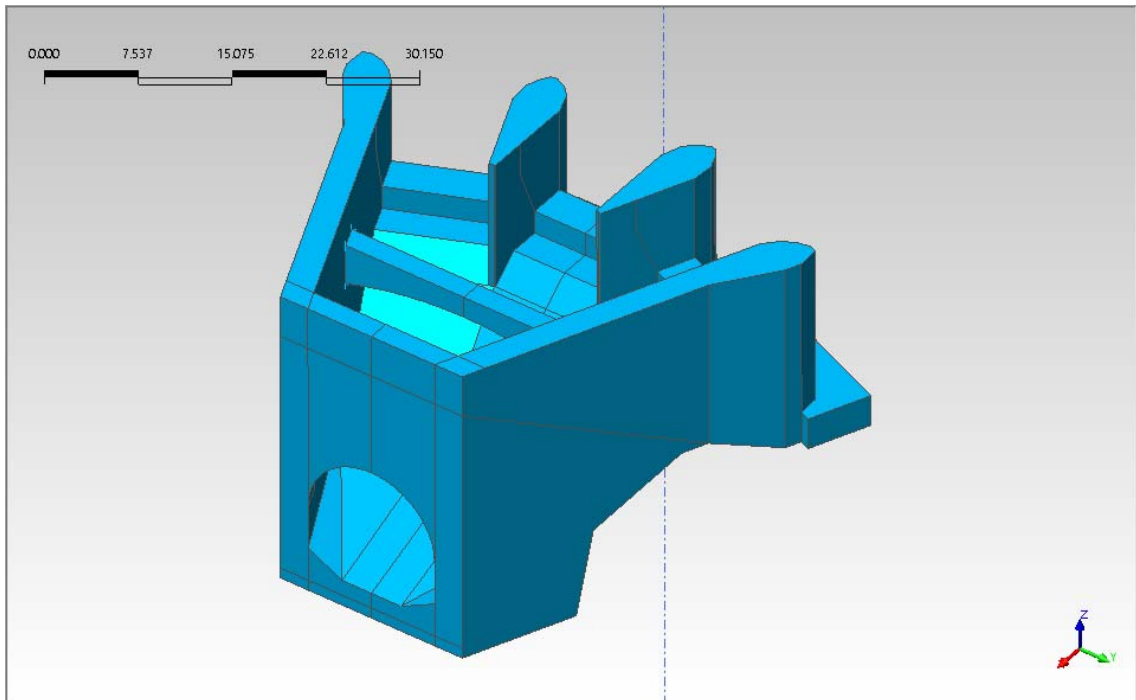


Figura 22 – Vista assometrica da monte della geometria del modello

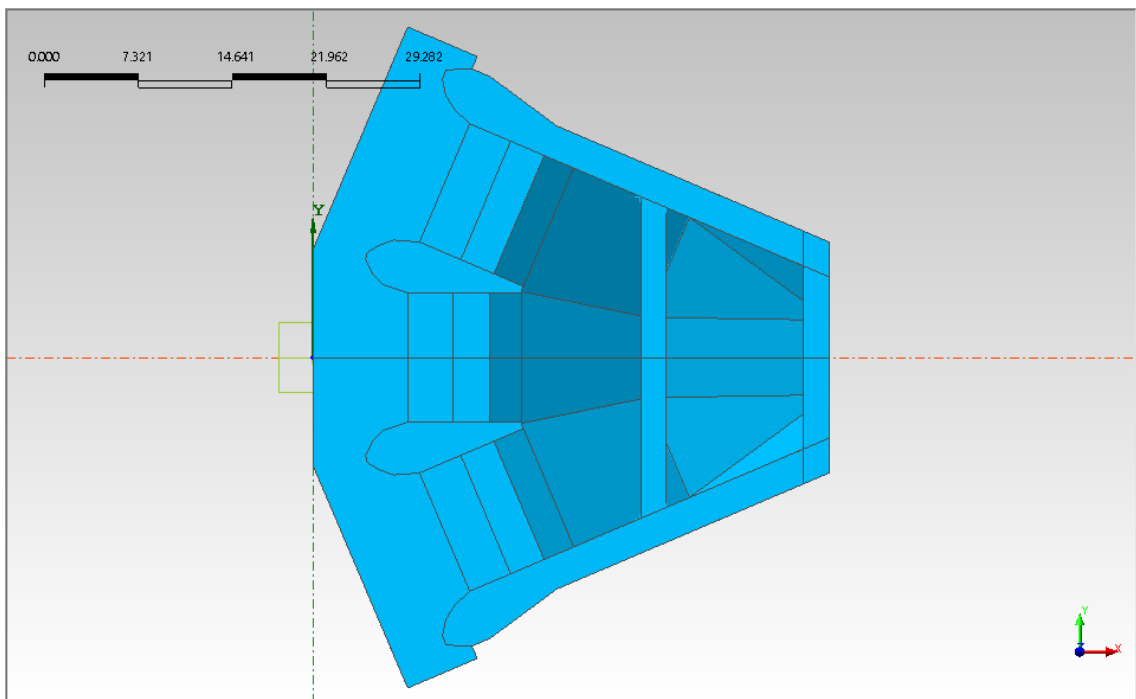


Figura 23 – Vista planimetrica della geometria del modello

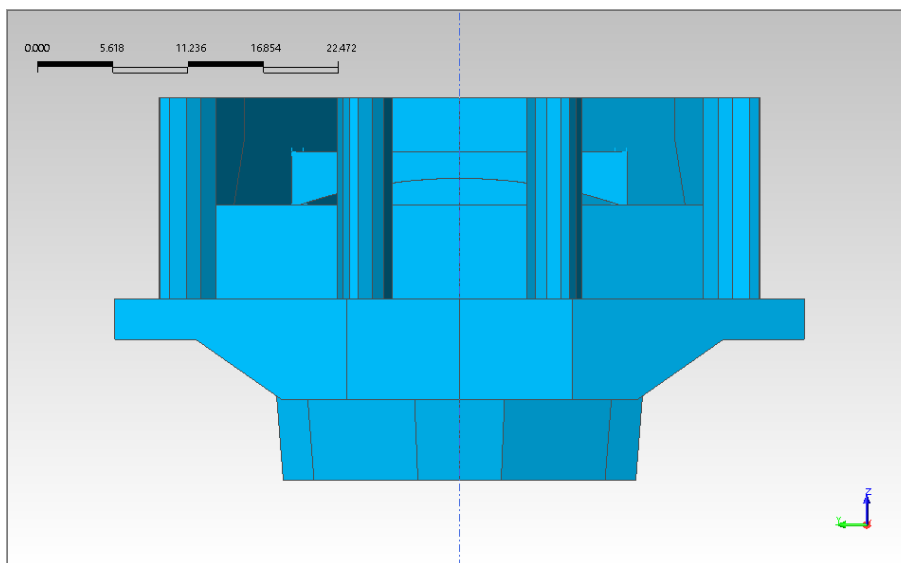


Figura 24 – Vista frontale della geometria del modello

Tutte le parti della struttura sono state modellate come solidi di tipo tetraedrico; nella operazione di meshatura sono stati imposti i seguenti vincoli sulla dimensione massima degli elementi:

- 100 cm per le strutture in calcestruzzo in genere;
- 65 cm per la platea di valle a quota 376,50;
- da 100 a 180 cm per le parti in cls massivo costituenti la soglia;
- 200 cm per il taglione massiccio

Il modello complessivo è composto da 80.597 elementi e 17.686 nodi: in Figura 25, Figura 26 e Figura 27 si riportano tre immagini della mesh di calcolo.

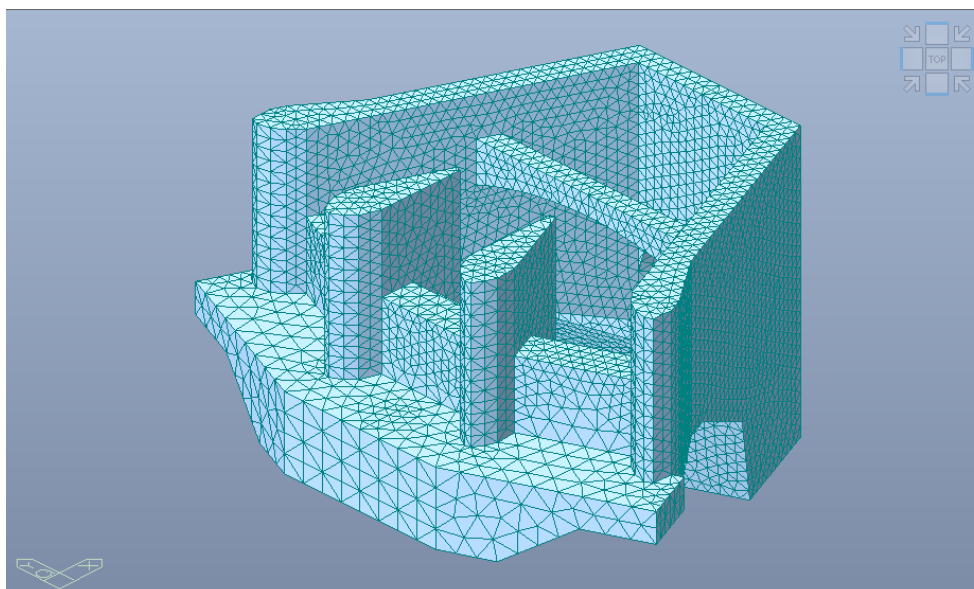


Figura 25 – Vista assometrica da monte della mesh di calcolo

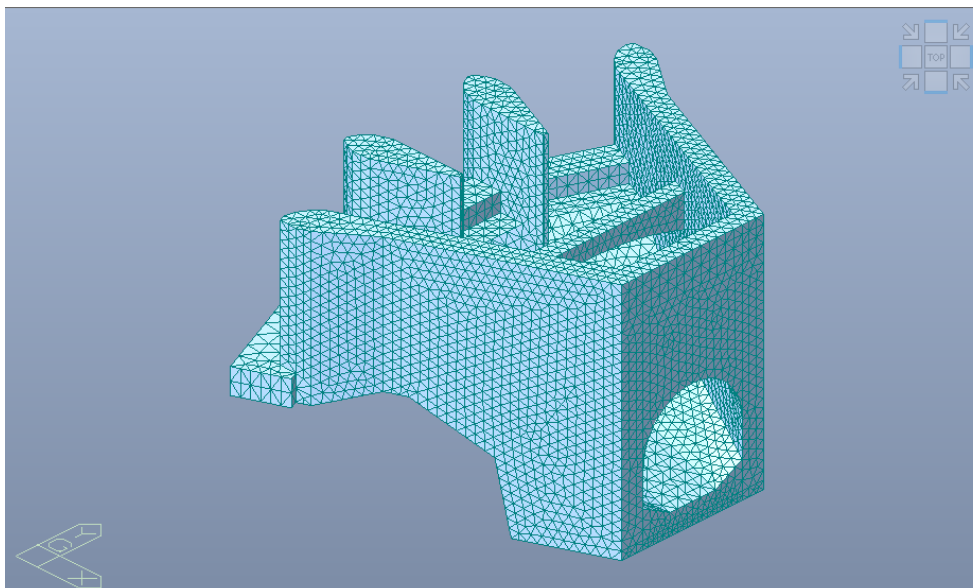


Figura 26 – Vista assometrica da valle della mesh di calcolo

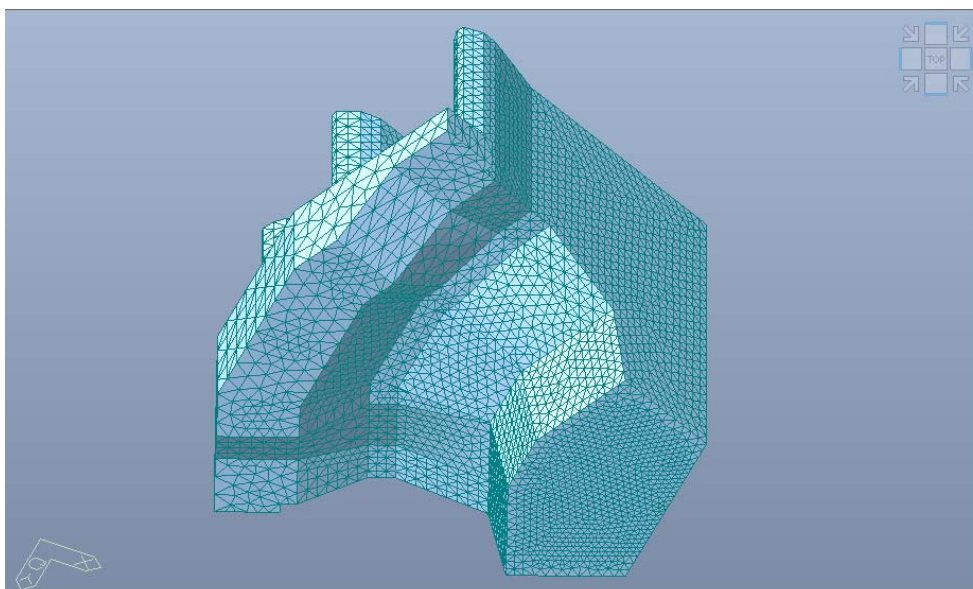


Figura 27 – Vista assometrica della fondazione della mesh di calcolo

A tutti i nodi della superficie di fondazione ed quelli delle zone a contatto con la roccia della parete verticale sinistra e del portale sono state assegnate molle reagenti alla traslazione in direzione ortogonale, per simulare il contrasto offerto dalla roccia. I nodi a cui sono state imposte le molle sono evidenziati in Figura 28 e Figura 29. Alle molle è stata assegnata una costante elastica di 500 kN/m^3 in fondazione e di 100 kN/m^3 laterali e, nelle combinazioni statiche e pseudostatiche, sono reagenti solo a compressione.

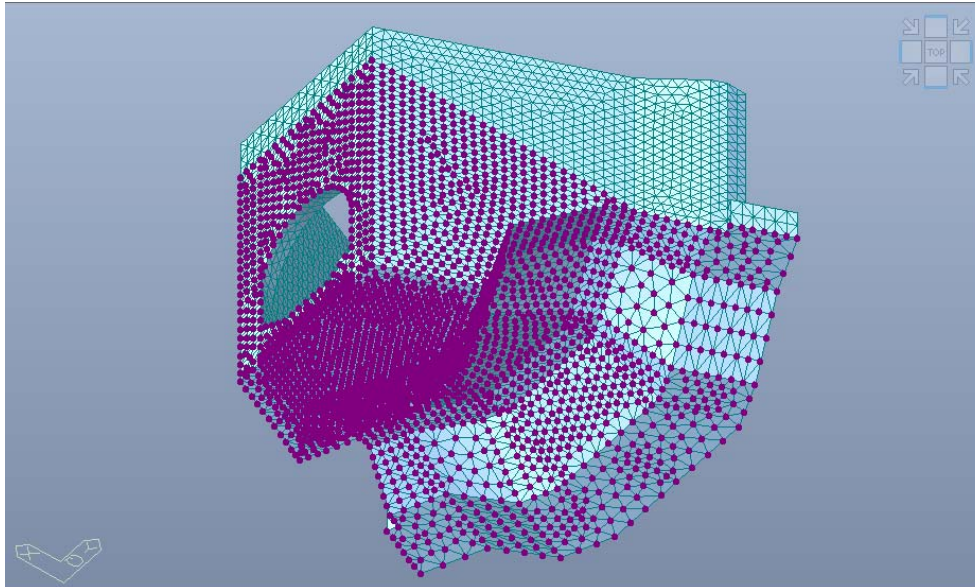


Figura 28 – Nodi a cui sono state assegnati molle per simulare la roccia ed il terreno

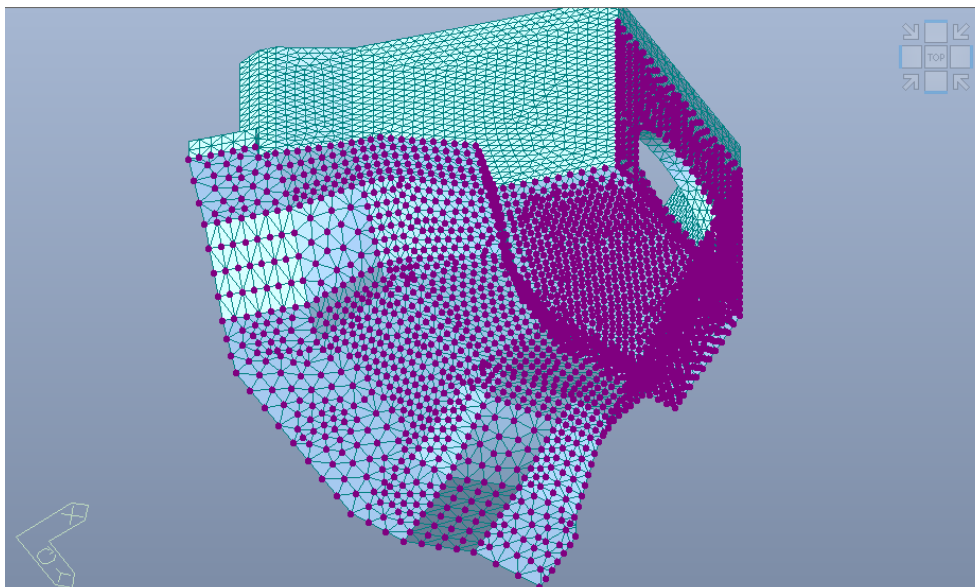


Figura 29 – Nodi a cui sono state assegnati molle per simulare la roccia ed il terreno

Le molle introdotte hanno un comportamento non lineare, essendo resistenti solo a compressione. Questa linearità non è compatibile con l'analisi lineare dinamica adottata per modellare l'azione sismica. Pertanto, vista la simmetria della struttura e dei carichi rispetto all'asse monte-valle dello scarico, si è optato per considerare sempre il sisma diretto dalla destra verso la sinistra idraulica (direzione +Y del modello); questo ha consentito, visti anche i carichi agenti, di introdurre le molle a tergo della parete laterale sinistra, e di non introdurle lungo la parete laterale destra, in quanto risulterebbero irrealisticamente tese in condizioni sismiche. La validità dell'approccio seguito è anche avvalorato dalla buona corrispondenza riscontrata tra i risultati dell'analisi lineare dinamica rispetto a quelli dell'analisi con approccio pseudo-statico, eseguito per chiarezza e confronto, come meglio illustrato ai

paragrafi successivi.

6.5.3 CONVENZIONI DI SEGNO

L'asse globale Z del modello è diretto verso l'alto; l'asse X in direzione monte-valle dello scarico, positivo verso valle e l'asse Y in direzione destra-sinistra, positivo verso la sinistra idraulica.

L'origine degli assi è disposto lungo l'asse longitudinale dell'opera, all'estremo di monte (v. precedente Figura 23).

Nei risultati del calcolo, gli sforzi e le forze sono positivi di trazione.

Salvo dove diversamente specificato, le unità di misura utilizzate sono i kN ed i m; quindi i momenti e le forze sono espressi in kNm e kN, gli sforzi in kN/m².

6.5.4 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Prima e durante l'elaborazione, il programma di calcolo esegue controlli che consentono di individuare eventuali errori di modellazione, così come la presenza nei risultati di nodi con spostamenti o rotazioni eccessivi.

La risoluzione del modello numerico è svolta dal software regolarmente, completando correttamente il calcolo per tutti i 50.300 elementi del modello. Nessun errore o avvertimento è indicato nell'output del software.

6.5.5 GIUDIZIO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati del modello numerico, sia in termini di deformazioni che di sforzi ed azioni interne, sono stati sottoposti a controlli per comprovarne l'attendibilità.

Non si sono riscontrate deformazioni o rotazioni anomale o non coerenti, tali da far sorgere dubbi circa la presenza di errori di modellazione. L'ordine di grandezza delle deformate calcolate appare ragionevole e coerente con la struttura in esame.

La corretta modellazione della struttura e dei carichi è stata verificata anche attraverso una attenta verifica sulle reazioni vincolari, che sono risultate in equilibrio con i carichi agenti.

In definitiva, si può asserire che l'elaborazione è corretta e che i risultati sono da ritenersi validi ed accettabili.

6.6. ANALISI DEI CARICHI

6.6.1 PESO PROPRIO

Alle parti in calcestruzzo è assegnato un peso per unità di volume di 25 kN/m³.

6.6.2 CARICO IDROSTATICO

Il carico idrostatico dell'acqua è introdotto come pressione sulle superfici in calcestruzzo, a partire dalla quota di massima regolazione (402,00 m s.m.) o da quella di massimo invaso (404,00 m s.m.).

6.6.3 SPINTA DEL TERRENO E DELLA ROCCIA

Terreno di riporto ai lati del nuovo scarico

I piazzali previsti ai lati del nuovo scarico sono costituiti dal materiale di risulta della galleria, per cui si è ipotizzato un peso di volume efficace di 8 kN/m^3 ed un angolo di attrito interno di 40° . Si è assunto cautelativamente uno stato di spinta a riposo, a cui corrisponde un coefficiente di spinta pari a $K_0 = 0,36$. Si è inoltre considerato l'incremento di queste spinte permanenti dovuto al sovraccarico accidentale di 40 kN/m^2 , uniformemente distribuito sui piazzali a tergo delle pareti laterali e sulla strada a tergo del portale. Vista l'influenza minima di questo sovraccarico rispetto alle forze in gioco, si è scelto di utilizzare un unico valore pari a 40 kN/m^2 , sia sulla strada a tergo dell'opera che sui piazzali ai lati benché i muri di sostegno di questi ultimi siano dimensionati per un valore caratteristico del sovraccarico di 20 kN/m^2 (v. § 9.).

Il carico distribuito lungo le pareti ed il portale, dovuto alla spinta del terreno, è quindi variabile linearmente con la profondità z (quota assoluta in metri s.m.):

$$S_T = K_0 \times [\gamma' \times (405 \text{ m} - z) + 40 \text{ kN/m}^2]$$

Roccia a tergo del portale

I getti della parte più bassa del nuovo imbocco avverranno direttamente contro le pareti di roccia precedentemente scavate. Per garantire la stabilità delle pareti di scavo durante i lavori, è prevista la bullonatura sistematica delle pareti, oltre all'installazione di tiranti attivi così come descritto al §5. Al termine della costruzione, pertanto, la spinta sulla struttura della roccia è nulla, essendo quest'ultima capace di autosostenersi, con l'aiuto dei bulloni e dei tiranti attivi. Si ritiene però, prudenzialmente, di non considerare permanenti né i tiranti (provvisori) né i bulloni e si calcola pertanto la spinta indotta dalla roccia sulla struttura a lungo termine, nel caso in cui gli interventi messi in opera durante gli scavi venissero meno.

Per calcolare la spinta della roccia a tergo del portale a lungo termine, si è utilizzato lo stesso modello di calcolo descritto al §5. Al termine delle valutazioni circa la stabilità del fronte di scavo, si è adottato identico procedimento seguito nella relazione di calcolo del progetto definitivo, e cioè:

- 1) Per simulare la presenza della struttura in c.a., lungo la parete verticale di scavo, in corrispondenza di ogni nodo del modello, si sono introdotti 30 elementi "beam" orizzontali con comportamento elastico e non reagenti a trazione, vincolati ai nodi della roccia e, sul lato opposto, a vincoli che impediscono la sola traslazione orizzontale.
- 2) Il comportamento elastico di questi elementi è stato valutato calcolando la risposta della struttura del nuovo imbocco in conseguenza ad un carico uniformemente distribuito sul portale di 10 kN/m^2 . La deformazione media lungo il portale, indotta da questo carico, risulta di circa $0,2 \text{ mm}$. Siccome gli elementi "beam" introdotti hanno area di 10^{-6} m^2 , risulta quindi che il loro modulo elastico è $E = 50.000 \text{ GPa}$.

- 3) Si sono rimossi i tiranti precedentemente introdotti nel modello.
- 4) Si è ricavata l'azione assiale negli elementi beam orizzontali, corrispondente alla spinta trasmessa dalla roccia alla struttura in condizioni statiche.
- 5) Per ricavare l'incremento di spinta dovuto al sovraccarico, si è infine applicato il sovraccarico sulla strada e si sono nuovamente lette le azioni assiali sugli elementi beam.

E' stato così possibile ricavare la spinta della roccia sulla parete del portale, assimilata per il calcolo ad una spinta uniformemente distribuita lungo l'altezza della parete, con intensità pari alla media delle azioni assiali ricavate negli elementi beam. La spinta così ricavata risulta di 3 kN/m².

Roccia a tergo dei muri laterali

Il calcolo della spinta della roccia sulle pareti laterali è analogo; in particolare, si sono mantenute tutte le ipotesi descritte nella relazione di calcolo del progetto definitivo, che hanno permesso di valutare in 23 kN/m² l'azione trasmessa dalla struttura alla roccia (con sovraccarico accidentale di 40 kN/m²).

Acqua contenuta nel terreno

In corrispondenza del taglione e dei muri di sostegno dei piazzali l'opera è protetta da un schermo di impermeabilizzazione. Le pareti laterali dell'imbocco sono dotate di 3 serie orizzontali di drenaggi, alle quote 388, 395 e 401 m s.m. Una ulteriore linea di drenaggi è prevista lungo il passaggio dai terrapieni alla sottostante roccia in posto; su questa linea è inoltre prevista una attenta impermeabilizzazione.

I dispositivi sopra descritti hanno reso possibile una ragionata riduzione del carico idrostatico. Coerentemente con l'approccio seguito nella relazione di calcolo del progetto definitivo, il carico idrostatico è stato assunto al di sopra dell'ammasso roccioso con forma triangolare, ma ridotto con coefficiente 0,5. Dal contatto roccia-calcestruzzo verso il basso, il carico dovuto alle residue filtrazioni si incrementa con la profondità, con un coefficiente riduttivo pari a 0,25, tenuto conto della presenza delle 2 file di drenaggi. Con i valori della schematizzazione indicata, le spinte indotte dal carico così simulato sono superiori a quelle dovute all'andamento idrostatico che tenga conto dei dreni. Lo schema adottato è quindi cautelativo.

6.6.4 AZIONI SISMICHE

Spettri di progetto e parametri sismici

Sulla base delle indicazioni del § 7.2.1 delle NTC2018, la struttura in esame deve essere analizzata combinando le due componenti orizzontali dell'azione sismica, senza prendere in considerazione l'azione verticale.

Per la determinazione dello spettro di progetto (§ 3.2.3.5 NTC2018), si considera un fattore di struttura "q" dipendente dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità, dai criteri di progettazione adottati e dalla non linearità del materiale.

Per le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi ci si riferisce al § 7.3.1 e, in assenza di indicazioni per strutture simili, si assume cautelativamente $q = 1,5$.

Per la valutazione degli spostamenti agli stati limite di esercizio in condizioni sismiche il parametro η , che è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi, si pone uguale a 1 (e conseguentemente $q = 1/\eta = 1$).

In definitiva:

- per lo Stato Limite di Danno (verifiche di deformabilità): $q_{SLD} = 1,0$
- per lo Stato Limite di Collasso (verifiche di resistenza): $q_{SLC} = 1,5$

Inoltre, per la struttura di imbocco si assume:

- categoria topografica T_2 ; siccome l'opera si trova alla base del pendio (v., ad esempio, successiva Figura 79), eventuali effetti di focalizzazione topografica delle onde sismiche sono assai limitati, per cui si assume cautelativamente un coefficiente di amplificazione $S_T=1,10$;
- categoria del suolo A in accordo con la relazione geologico-geomeccanica (v. § 3.5.1 dell'All. A.03 del progetto), quindi $S_S=1,00$.

I grafici degli spettri orizzontali di progetto, calcolati con i parametri e le ipotesi sopra descritti, vengono riportati in Figura 30.

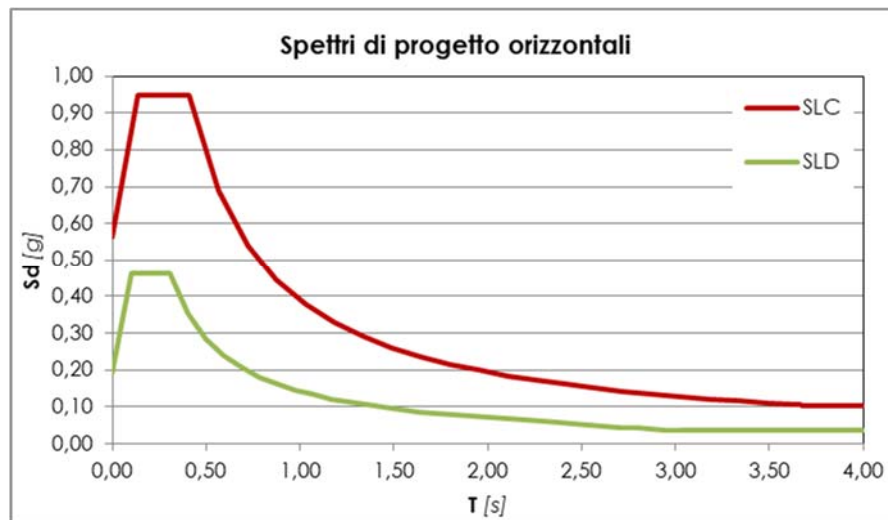


Figura 30 – Spettri di progetto orizzontali per le strutture in calcestruzzo dell'imbocco

Dagli spettri di progetto si ricava che l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, corrispondente a $T = 0$, è:

- all'SLC: $S_d (T=0) = 0,563 \text{ g}$
- all'SLD: $S_d (T=0) = 0,194 \text{ g}$

mentre il massimo valore dell'accelerazione, ricavato nel tratto orizzontale T_B-T_C degli spettri, vale:

- all'SLC: $S_d (T=T_B \div T_C) = 0,948 \text{ g}$
- all'SLD: $S_d (T=T_B \div T_C) = 0,462 \text{ g}$

Azioni sismiche sulla struttura

Come detto al precedente § 6.4, la risposta della struttura alle azioni sismiche viene valutata mediante un'analisi lineare dinamica. Tale calcolo consente di determinare le azioni agenti sulle varie membrature dello scarico allorché la base sia eccitata dallo spettro di accelerazione di progetto. Nel seguito si riportano, per confronto, anche i risultati di una analisi pseudo-statica, ottenuta applicando alla struttura in calcestruzzo una accelerazione orizzontale pari al massimo valore dello spettro di progetto, e cioè 0,563 g allo SLC e 0,194 g allo SLD.

Sovrappinta sismica dell'acqua di invaso

L'azione del carico idrostatico, dovuto all'acqua presente nell'invaso, è incrementato per via dell'azione sismica. Il valore della sovrappressione dinamica è calcolato attraverso la formula di Westergaard (§C.7.7.3 NTD):

$$p = \alpha \rho c y_0$$

dove:

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

e:

- α è l'accelerazione orizzontale massima al sito, pari a 0,563 g all'SLC e 0,194 g all'SLD;
- $\rho = 9,81 \text{ kN/m}^3$ è la massa per unità di volume dell'acqua;
- $y_0 = 22 \text{ m}$ è la differenza tra la quota dell'acqua nel serbatoio (massima regolazione, 402,00 m s.m.) e quella del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento (380,00 m s.m.);
- y è la differenza tra la quota dell'acqua nel serbatoio e quella del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p ;
- $c_m = 0,7412$ (essendo $\alpha = 0$).

Tale carico idrodinamico agisce quindi sulle pareti bagnate dello scarico come carico pseudostatico. I grafici dell'andamento del carico idrostatico e della sovrappressione dinamica all'SLC ed all'SLD sono riportati rispettivamente in Figura 31 e Figura 32.

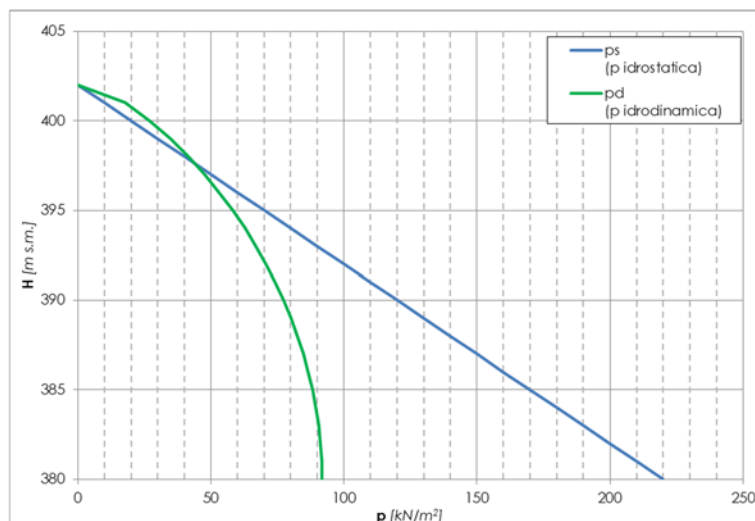


Figura 31 – Carico idrostatico e sovraspinta sismica dell'acqua all'SLC

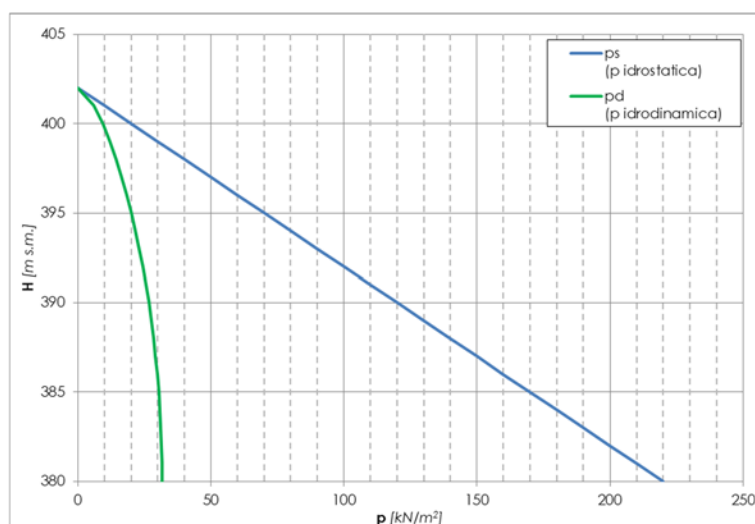


Figura 32 - Carico idrostatico e sovraspinta sismica dell'acqua all'SLD

Al fine di massimizzare gli effetti sulla struttura, l'incremento viene applicato:

- in direzione destra-sinistra (direzione Y del modello): solamente da destra verso sinistra (+Y del modello);
- in direzione monte-valle (direzione X del modello): sia verso valle che verso monte.

Sovraspinta sismica del terreno laterale

Le azioni sismiche indotte sulla struttura dal terreno sono inserite come forze pseudostatiche equivalenti, adottando la teoria di Wood (1973), che corrisponde al caso statico in cui il terreno si trova in situazione di spinta prossima a quella a riposo.

La risultante della sovraspinta sismica del terreno sulla parete è calcolata con la relazione:

$$\Delta P = (a_g / g) \times S \times F \times \gamma \times H^2$$

dove H è l'altezza delle pareti laterali su cui grava il terreno (assunta mediamente pari a 15 m), F è un coefficiente tabellato e S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica S_s e dell'amplificazione topografica S_t ; nel caso in esame, $a_g/g \times S = 0,563$ all'SLC e $0,194$ all'SLD.

Il valore di $F = F_{sr} / (\gamma \times H^2)$ è ricavabile dal grafico di Figura 33, tratto da Earthquake-Induced Soil Pressures on Structuresnel by John H. Wood (1973), nel quale il fattore L/H rappresenta il rapporto tra la larghezza interna e l'altezza della struttura interrata (nel caso in esame pari a 2) e F_{sr} è la sovraspinta sismica su parete rigida riferita ad un'accelerazione orizzontale uniforme.

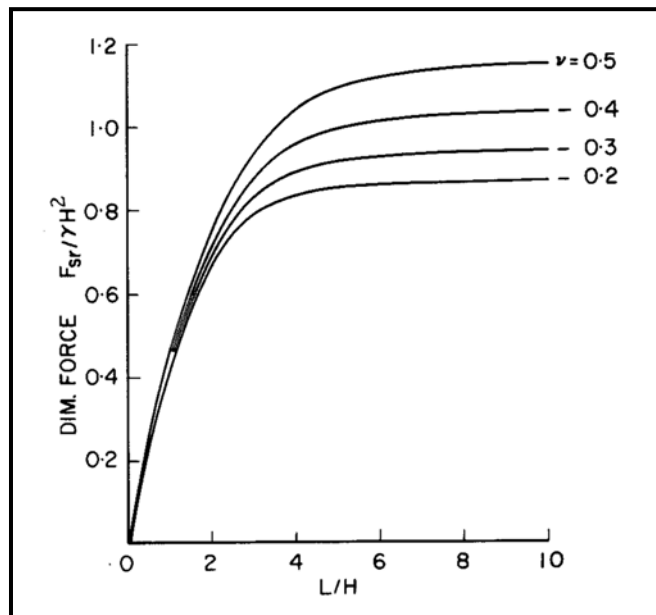


Figura 33 – Grafico per la determinazione del parametro F della formula di Wood

Per $L/H=2$ si ricava $F = 0,75$ e quindi:

- all'SLC: $\Delta P = 0,563 \times 0,75 \times 18 \times 15^2 = 1.710 \text{ kN/m}$
- all'SLD: $\Delta P = 0,194 \times 0,75 \times 18 \times 15^2 = 589 \text{ kN/m}$

Per semplicità di calcolo e a favore di sicurezza, il punto di applicazione della risultante dell'aliquota di spinta dovuta al sisma secondo il metodo di Wood è posto a metà dell'altezza del terreno. Pertanto, la sovraspinta di Wood (che non comprende la componente statica della spinta) è distribuita uniformemente sull'altezza della parete con i seguenti valori:

- all'SLC: $\Delta p_{wood} = 1.710 \text{ kN/m} / 15 \text{ m} = 114 \text{ kN/m}^2$
- all'SLD: $\Delta p_{wood} = 589 \text{ kN/m} / 15 \text{ m} = 39 \text{ kN/m}^2$

La sovraspinta sismica è applicata alle pareti laterali dello scarico nella direzione di volta in volta del sisma predominante, X (monte-valle) e Z (trasversale).

Sovraspinta sismica della roccia a tergo dei muri laterali e del portale

Il calcolo della spinta della roccia in condizioni sismiche viene condotto con lo stesso metodo descritto per le condizioni statiche (inserimento degli elementi

“beam” con comportamento elastico equivalente a quello della struttura), ma inserendo nel codice di calcolo un'accelerazione orizzontale pari a:

- all'SLC: $K_h = 0,563 \text{ g}$
- all'SLD: $K_h = 0,194 \text{ g}$

ed un'accelerazione verticale pari a $0,5 K_h$:

- all'SLC: $K_v = 0,282 \text{ g}$
- all'SLD: $K_v = 0,097 \text{ g}$

In questo modo si ottiene che la spinta della roccia in condizioni sismiche, assunta uniformemente distribuita lungo le pareti, vale:

- all'SLC: 384 kN/m^2 a tergo del portale e 289 kN/m^2 a tergo delle pareti laterali;
- all'SLD: 92 kN/m^2 a tergo del portale e 88 kN/m^2 a tergo delle pareti laterali.

Questi valori comprendono già la parte statica della spinta. Pertanto, depurando questi valori ottenuti dalla spinta in condizioni statiche precedentemente calcolata, si ottiene la sovraspinta sismica della roccia, che vale:

- a tergo delle pareti laterali all'SLC: $\Delta p_{\text{roccia}} = 289 - 23 = 266 \text{ kN/m}^2$
- a tergo delle pareti laterali all'SLD: $\Delta p_{\text{roccia}} = 88 - 23 = 65 \text{ kN/m}^2$
- a tergo del portale all'SLC: $\Delta p_{\text{roccia}} = 384 - 3 = 381 \text{ kN/m}^2$
- a tergo del portale all'SLD: $\Delta p_{\text{roccia}} = 92 - 3 = 89 \text{ kN/m}^2$

Sovraspinta sismica dell'acqua contenuta nel terreno

L'incremento di spinta dell'acqua contenuta nei piazzali, a tergo dei muri laterali, riguarda solamente la porzione al disopra del contatto roccia-terreno (cioè quella formata dal terreno di riporto), in quanto la roccia in cui l'opera è incassata è considerata dinamicamente impermeabile.

Questa sovrappressione è valutata con la formula di Westergaard, con le ipotesi sopra descritte e relative all'acqua di invaso; al diagramma di sovrappressione così ottenuto è stato applicato, come nel caso statico, il coefficiente 0,5 per tenere in conto del sistema di drenaggio presente nei muri.

Come per l'acqua di invaso, al fine di massimizzare gli effetti sulla struttura, l'incremento viene applicato:

- in direzione destra-sinistra (direzione Y del modello): solamente da destra verso sinistra (+Y del modello), in accordo con l'approccio seguito, descritto al § 6.5.2;
- in direzione monte-valle (direzione X del modello): sia verso valle che verso monte.

6.6.5 RIEPILOGO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Le condizioni di carico elementari sono riassunte in Tabella 17.

Condizione di carico	Descrizione
PesoProprio	Peso proprio della struttura in calcestruzzo
Acqua402	Carico idrostatico a quota 402,00 m s.m. (quota di massima regolazione) e 404,00 m s.m. (quota di massimo invaso), comprensivo sia della spinta dell'acqua dell'invaso (zona frontale dello scarico) che di quella contenuta nel terreno a tergo dei muri laterali e del portale, assunta alla stessa quota.
Acqua404	
Terr	Spinta del terreno (peso di volume efficace) e della roccia sulle pareti laterali e sul portale
PS_SLC+X	Azione sismica con metodo pseudo-statico sulla struttura in calcestruzzo, rispettivamente in direzione +X, -X e +Y, con parametri sismici all'SLC
PS_SLC-X	
PS_SLC+Y	
RS_SLC+X	Risposta sismica della struttura, calcolata con analisi lineare dinamica, soggetta all'azione sismica SLC, rispettivamente con direzione predominante X e Y
RS_SLC+Y	
AcquaPS_SLC+X	Componente in direzione +X, -X e +Y dell'azione inerziale dell'acqua dell'invaso e dell'acqua contenuta nel terreno, con parametri sismici all'SLC, introdotta in modo pseudo-statico
AcquaPS_SLC-X	
AcquaPS_SLC+Y	
TerrPS_SLC-X	Componente in direzione -X e +Y della sovraspinta sismica del terreno e della roccia a tergo delle pareti laterali e del portale, con parametri sismici all'SLC, introdotta in modo pseudo-statico
TerrPS_SLC+Y	

Tabella 17 – *Condizioni di carico elementari*

Ai carichi sismici riportati in Tabella 17 e relativi all'SLC, si aggiungono i corrispondenti calcolati con i parametri sismici all'SLD.

6.7. COMBINAZIONI DI CARICO

In Tabella 18 si riportano le combinazioni di carico considerate nei calcoli, con indicati i coefficienti parziali di sicurezza γ_F . I coefficienti di combinazione ψ sono sempre unitari.

Allo Stato Limite Ultimo in condizioni statiche le combinazioni sono due: la prima (SLU1) in condizioni di esercizio normale, con l'invaso a quota di massima regolazione e la seconda con il massimo invaso (SLU2).

In condizioni sismiche, vista la geometria della struttura e dei carichi nonché i risultati di analisi speditive preliminari, la condizione di gran lunga peggiorativa per le varie parti della struttura è con sisma in direzione trasversale (destra-sinistra idraulica). Quindi in tutte le combinazioni il sisma predominante è in direzione Y. In direzione longitudinale, non è possibile stabilire a priori se sia più gravoso il caso verso monte o verso valle; si esaminano quindi sia le combinazioni con sisma verso monte (SLC_M_RS, SLD_M_RS, SLC_M_PS, SLC_M_PS) che quelle con sisma verso valle (SLC_V_RS, SLD_V_RS, SLC_V_PS, SLC_V_PS).

	CARICHI STATICI				CARICHI SISIMICI																					
					Risposta della struttura - Analisi lineare dinamica				Risposta della struttura - Analisi pseudostatica						Carichi introdotti in modo pseudostatico											
	PesoProprio	Acqua402	Acqua404	Terr	RS_SLC+X	RS_SLC+Y	RS_SLD+X	RS_SLD+Y	PS_SLC+X	PS_SLC-X	PS_SLC+Y	PS_SLD+X	PS_SLD-X	PS_SLD+Y	AcquaPS_SLC+X	AcquaPS_SLC-X	AcquaPS_SLC+Y	AcquaPS_SLD+X	AcquaPS_SLD-X	AcquaPS_SLD+Y	TerrPS_SLC-X	TerrPS_SLC+Y	TerrPS_SLD-X	TerrPS_SLD+Y		
Combinazioni di carico statiche:																										
SLU1	1.3	1.3		1.5																						
SLU2	1		1	1																						
SLE	1	1		1																						
Combinazioni di carico sismiche - Analisi lineare a spettro:																										
SLC_V_RS	1	1	1	1	0.3(*)	1(*)									0.3		1							1		
SLC_M_RS	1	1	1	1	0.3(*)	1(*)										0.3	1							0.3	1	
SLD_V_RS	1	1	1	1			0.3(*)	1(*)										0.3		1						1
SLD_M_RS	1	1	1	1			0.3(*)	1(*)											0.3	1					0.3	1
Combinazioni di carico sismiche - Metodo pseudostatico:																										
SLC_V_PS	1	1	1	1					0.3		1					0.3	1							1		
SLC_M_PS	1	1	1	1						0.3	1						0.3	1						0.3	1	
SLD_V_PS	1	1	1	1								0.3		1				0.3		1					1	
SLD_M_PS	1	1	1	1									0.3	1					0.3	1				0.3	1	

(*): Con il segno delle azioni tale da massimizzare le azioni di progetto

Tabella 18 – Combinazioni di carico

Sempre relativamente alle condizioni sismiche, le sollecitazioni risultanti dalle analisi dinamiche ('RS_SLC+X' e 'RS_SLC+Y' e le corrispondenti all'SLD) sono sempre positive, in quanto output di un'analisi a spettro di risposta. Nell'eseguire la somma degli sforzi per le combinazioni SLC_V_RS, SLC_M_RS e le corrispettive all'SLD, questi sforzi vengono considerati positivi o negativi in modo da massimizzare l'azione agente di progetto.

Al solo fine dell'illustrazione dei risultati, si introducono anche le quattro combinazioni di Tabella 19, in cui concorrono tutti i carichi statici ed i carichi sismici introdotti in modo pseudostatico.

	CARICHI STATICI				CARICHI SISIMICI																					
					Risposta della struttura - Analisi				Risposta della struttura - Analisi pseudostatica						Carichi introdotti in modo pseudostatico											
	PesoProprio	Acqua402	Acqua404	Terr	RS_SLC+X	RS_SLC+Y	RS_SLD+X	RS_SLD+Y	PS_SLC+X	PS_SLC-X	PS_SLC+Y	PS_SLD+X	PS_SLD-X	PS_SLD+Y	AcquaPS_SLC+X	AcquaPS_SLC-X	AcquaPS_SLC+Y	AcquaPS_SLD+X	AcquaPS_SLD-X	AcquaPS_SLD+Y	TerrPS_SLC-X	TerrPS_SLC+Y	TerrPS_SLD-X	TerrPS_SLD+Y		
NoRS_SLC_V	1	1	1	1											0.3		1							1		
NoRS_SLC_M	1	1	1	1												0.3	1							0.3	1	
NoRS_SLD_V	1	1	1	1														0.3		1						1
NoRS_SLD_M	1	1	1	1															0.3	1					0.3	1

Tabella 19 - Combinazioni di carico introdotte ai fini dell'esposizione dei risultati

6.8. RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO AD ELEMENTI FINITI

6.8.1 REAZIONI VINCOLARI CALCOLATE

In Tabella 20 si riporta il riepilogo delle relazioni vincolari calcolate attraverso il modello ad elementi finiti. Su questi valori sono state eseguite verifiche, che sono risultate con esito positivo, basate sul confronto con i corrispondenti valori approssimati ricavabili da semplici calcoli di massima.

Carico o Combinazione di carico	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
PesoProprio	0	0	305 095
Acqua402	-40 543	0	45 533
Acqua404	-46 133	0	54 334
Terr	18 356	0	0
PS_Slc+X	-171 768	0	0
PS_Slc-X	171 768	0	0
PS_Slc+Y	0	-171 768	0
PS_Sld+X	-59 188	0	0
PS_Sld-X	59 188	0	0
PS_Sld+Y	0	-59 188	0
RS_Slc+X(RS)	89 843	12 232	0
RS_Slc+Y(RS)	12 232	81 144	0
RS_Sld+X(RS)	42 536	5 946	0
RS_Sld+Y(RS)	5 946	38 405	0
AcquaPS_Slc+X	-44 285	0	0
AcquaPS_Slc-X	5 154	0	0
AcquaPS_Slc+Y	0	-19 590	0
AcquaPS_Sld+X	-15 278	0	0
AcquaPS_Sld-X	1 778	0	0
AcquaPS_Sld+Y	0	-6 759	0
TerrPS_Slc-X	208 954	0	0
TerrPS_Slc+Y	0	-108 744	0
TerrPS_Sld-X	54 236	0	0
TerrPS_Sld+Y	0	-29 925	0
SLU1	-25 172	0	455 816
SLU2	-27 777	0	359 429
SLE	-22 187	0	350 628
SlcV_PS	-87 003	-300 103	350 628
SlcM_PS	93 575	-300 103	350 628
SldV_PS	-44 527	-95 873	350 628
SldM_PS	12 373	-95 873	350 628
NoRS_SlcV	-13 285	-128 334	0
NoRS_SlcM	64 232	-128 334	0
NoRS_SldV	-4 583	-36 684	0
NoRS_SldM	16 804	-36 684	0

Tabella 20 – Reazioni vincolari calcolate

6.8.2 ANALISI MODALE

L'analisi modale ha preso in esame i primi 150 modi di vibrare, per cui la massa partecipante complessiva è superiore all'85% in entrambe le direzioni.

I valori dei periodi sono riportati in Tabella 21.

Le masse partecipanti per ciascun modo (in percentuale) e la loro cumulata sono riportati in Tabella 22.

In Figura 34 si riporta il grafico con la cumulata della massa partecipante nelle due direzioni, in funzione del numero di modo di vibrare.

Mode No	Period (sec)	Mode No	Period (sec)	Mode No	Period (sec)	Mode No	Period (sec)	Mode No	Period (sec)	Mode No	Period (sec)
1	0.0779	26	0.0186	51	0.0111	76	0.0086	101	0.0070	126	0.0061
2	0.0676	27	0.0181	52	0.0110	77	0.0085	102	0.0070	127	0.0061
3	0.0578	28	0.0179	53	0.0110	78	0.0085	103	0.0070	128	0.0061
4	0.0543	29	0.0164	54	0.0108	79	0.0084	104	0.0069	129	0.0061
5	0.0517	30	0.0159	55	0.0107	80	0.0084	105	0.0069	130	0.0060
6	0.0511	31	0.0157	56	0.0107	81	0.0084	106	0.0068	131	0.0060
7	0.0444	32	0.0155	57	0.0106	82	0.0083	107	0.0068	132	0.0060
8	0.0431	33	0.0152	58	0.0104	83	0.0082	108	0.0068	133	0.0059
9	0.0401	34	0.0150	59	0.0102	84	0.0081	109	0.0068	134	0.0059
10	0.0389	35	0.0145	60	0.0100	85	0.0080	110	0.0067	135	0.0059
11	0.0366	36	0.0140	61	0.0100	86	0.0079	111	0.0067	136	0.0058
12	0.0362	37	0.0136	62	0.0099	87	0.0078	112	0.0066	137	0.0058
13	0.0309	38	0.0134	63	0.0097	88	0.0077	113	0.0065	138	0.0058
14	0.0289	39	0.0133	64	0.0096	89	0.0076	114	0.0065	139	0.0058
15	0.0285	40	0.0132	65	0.0094	90	0.0075	115	0.0065	140	0.0057
16	0.0284	41	0.0129	66	0.0094	91	0.0075	116	0.0064	141	0.0057
17	0.0276	42	0.0125	67	0.0092	92	0.0074	117	0.0064	142	0.0057
18	0.0252	43	0.0124	68	0.0091	93	0.0074	118	0.0063	143	0.0057
19	0.0248	44	0.0124	69	0.0091	94	0.0073	119	0.0063	144	0.0057
20	0.0244	45	0.0120	70	0.0090	95	0.0073	120	0.0063	145	0.0057
21	0.0213	46	0.0119	71	0.0090	96	0.0072	121	0.0062	146	0.0057
22	0.0203	47	0.0119	72	0.0089	97	0.0072	122	0.0062	147	0.0057
23	0.0199	48	0.0115	73	0.0089	98	0.0072	123	0.0062	148	0.0056
24	0.0190	49	0.0114	74	0.0088	99	0.0071	124	0.0062	149	0.0056
25	0.0186	50	0.0113	75	0.0087	100	0.0071	125	0.0062	150	0.0056

Tabella 21 - Periodi dei primi 150 modi di vibrare

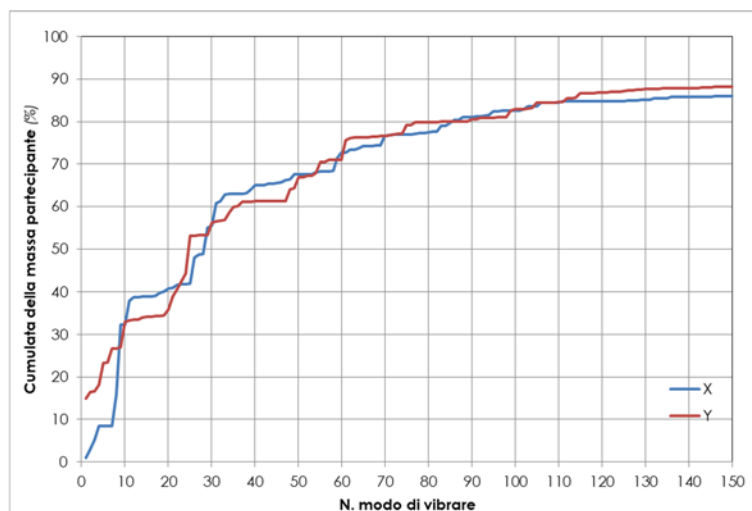


Figura 34 – Massa partecipante cumulata nelle due direzioni orizzontali in funzione del numero di modo di vibrare

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		Mode No	TRAN-X		TRAN-Y	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	1.01	1.01	14.90	14.90	51	0.00	67.53	0.01	66.92	101	0.06	82.61	0.00	82.82
2	1.93	2.93	1.54	16.44	52	0.00	67.54	0.27	67.18	102	0.24	82.85	0.11	82.93
3	2.29	5.22	0.16	16.60	53	0.06	67.59	0.05	67.23	103	0.71	83.56	0.07	82.99
4	3.17	8.39	1.52	18.11	54	0.44	68.03	0.72	67.95	104	0.01	83.57	0.18	83.17
5	0.08	8.47	5.19	23.31	55	0.25	68.28	2.46	70.40	105	0.01	83.57	1.27	84.45
6	0.00	8.48	0.13	23.44	56	0.05	68.33	0.07	70.48	106	0.90	84.47	0.01	84.46
7	0.02	8.50	3.19	26.63	57	0.00	68.33	0.52	71.00	107	0.00	84.48	0.00	84.46
8	7.26	15.76	0.08	26.71	58	0.12	68.45	0.00	71.00	108	0.00	84.48	0.01	84.47
9	16.51	32.28	0.31	27.02	59	2.85	71.30	0.01	71.01	109	0.02	84.49	0.00	84.47
10	0.01	32.28	5.99	33.01	60	1.42	72.72	0.00	71.01	110	0.00	84.49	0.10	84.57
11	5.72	38.01	0.32	33.34	61	0.03	72.75	4.57	75.58	111	0.22	84.72	0.00	84.57
12	0.79	38.80	0.11	33.45	62	0.57	73.32	0.47	76.05	112	0.00	84.72	0.93	85.51
13	0.03	38.83	0.04	33.49	63	0.04	73.36	0.17	76.22	113	0.00	84.72	0.03	85.54
14	0.11	38.94	0.60	34.09	64	0.38	73.74	0.02	76.25	114	0.00	84.72	0.01	85.55
15	0.00	38.94	0.01	34.10	65	0.44	74.18	0.01	76.26	115	0.00	84.72	1.02	86.57
16	0.00	38.94	0.13	34.22	66	0.02	74.20	0.06	76.31	116	0.01	84.73	0.00	86.57
17	0.14	39.08	0.13	34.35	67	0.01	74.22	0.05	76.36	117	0.00	84.73	0.14	86.71
18	0.65	39.73	0.00	34.35	68	0.22	74.44	0.00	76.36	118	0.08	84.81	0.00	86.71
19	0.47	40.20	0.17	34.52	69	0.03	74.47	0.17	76.53	119	0.01	84.82	0.12	86.83
20	0.66	40.86	1.38	35.90	70	2.10	76.57	0.00	76.54	120	0.03	84.84	0.00	86.83
21	0.19	41.06	3.12	39.02	71	0.15	76.72	0.21	76.75	121	0.01	84.86	0.01	86.84
22	0.70	41.75	1.57	40.60	72	0.18	76.90	0.24	76.99	122	0.00	84.86	0.22	87.06
23	0.05	41.80	1.96	42.56	73	0.05	76.95	0.06	77.04	123	0.00	84.86	0.01	87.07
24	0.12	41.92	1.83	44.38	74	0.04	76.99	0.04	77.08	124	0.00	84.86	0.00	87.07
25	0.06	41.99	8.62	53.01	75	0.00	76.99	2.03	79.12	125	0.00	84.86	0.02	87.09
26	5.91	47.90	0.04	53.05	76	0.04	77.02	0.05	79.16	126	0.02	84.88	0.17	87.26
27	0.68	48.58	0.18	53.23	77	0.01	77.03	0.59	79.76	127	0.02	84.90	0.15	87.40
28	0.33	48.91	0.07	53.31	78	0.20	77.24	0.01	79.76	128	0.00	84.90	0.07	87.47
29	6.06	54.97	0.00	53.31	79	0.01	77.25	0.06	79.83	129	0.17	85.07	0.00	87.47
30	0.48	55.44	2.84	56.15	80	0.12	77.37	0.00	79.83	130	0.00	85.07	0.14	87.60
31	5.25	60.69	0.40	56.55	81	0.17	77.54	0.03	79.86	131	0.02	85.10	0.00	87.60
32	0.57	61.26	0.19	56.74	82	0.01	77.55	0.06	79.92	132	0.32	85.42	0.02	87.62
33	1.48	62.74	0.10	56.84	83	1.45	79.00	0.03	79.95	133	0.10	85.52	0.06	87.69
34	0.19	62.93	1.70	58.54	84	0.00	79.00	0.01	79.96	134	0.00	85.52	0.10	87.78
35	0.07	63.00	1.38	59.92	85	0.69	79.69	0.00	79.96	135	0.01	85.54	0.12	87.90
36	0.05	63.05	0.13	60.05	86	0.60	80.29	0.00	79.96	136	0.21	85.75	0.00	87.91
37	0.00	63.05	1.12	61.17	87	0.02	80.31	0.02	79.98	137	0.00	85.75	0.00	87.91
38	0.05	63.10	0.00	61.17	88	0.66	80.97	0.01	79.99	138	0.01	85.76	0.00	87.91
39	0.88	63.98	0.00	61.18	89	0.03	81.00	0.00	79.99	139	0.00	85.76	0.00	87.91
40	1.04	65.02	0.03	61.21	90	0.04	81.04	0.51	80.50	140	0.03	85.80	0.00	87.91
41	0.02	65.04	0.12	61.33	91	0.20	81.23	0.06	80.55	141	0.00	85.80	0.01	87.92
42	0.03	65.06	0.00	61.33	92	0.00	81.23	0.22	80.78	142	0.01	85.81	0.00	87.92
43	0.25	65.31	0.00	61.33	93	0.15	81.38	0.00	80.78	143	0.02	85.83	0.02	87.94
44	0.00	65.31	0.00	61.33	94	0.10	81.48	0.08	80.85	144	0.04	85.87	0.08	88.02
45	0.29	65.61	0.01	61.34	95	0.85	82.33	0.05	80.90	145	0.01	85.88	0.06	88.08
46	0.00	65.61	0.00	61.34	96	0.07	82.40	0.04	80.95	146	0.00	85.89	0.02	88.10
47	0.63	66.24	0.00	61.35	97	0.12	82.52	0.01	80.96	147	0.00	85.89	0.00	88.10
48	0.20	66.44	2.63	63.97	98	0.01	82.53	0.02	80.97	148	0.00	85.89	0.04	88.14
49	1.07	67.51	0.44	64.41	99	0.00	82.53	1.53	82.50	149	0.01	85.90	0.00	88.15
50	0.02	67.53	2.49	66.91	100	0.02	82.55	0.32	82.82	150	0.00	85.90	0.02	88.17

Tabella 22 – Masse partecipanti per i modi di vibrare

In Figura 35 e Figura 36 sono rappresentati i modi di vibrare maggiormente significativi della struttura.

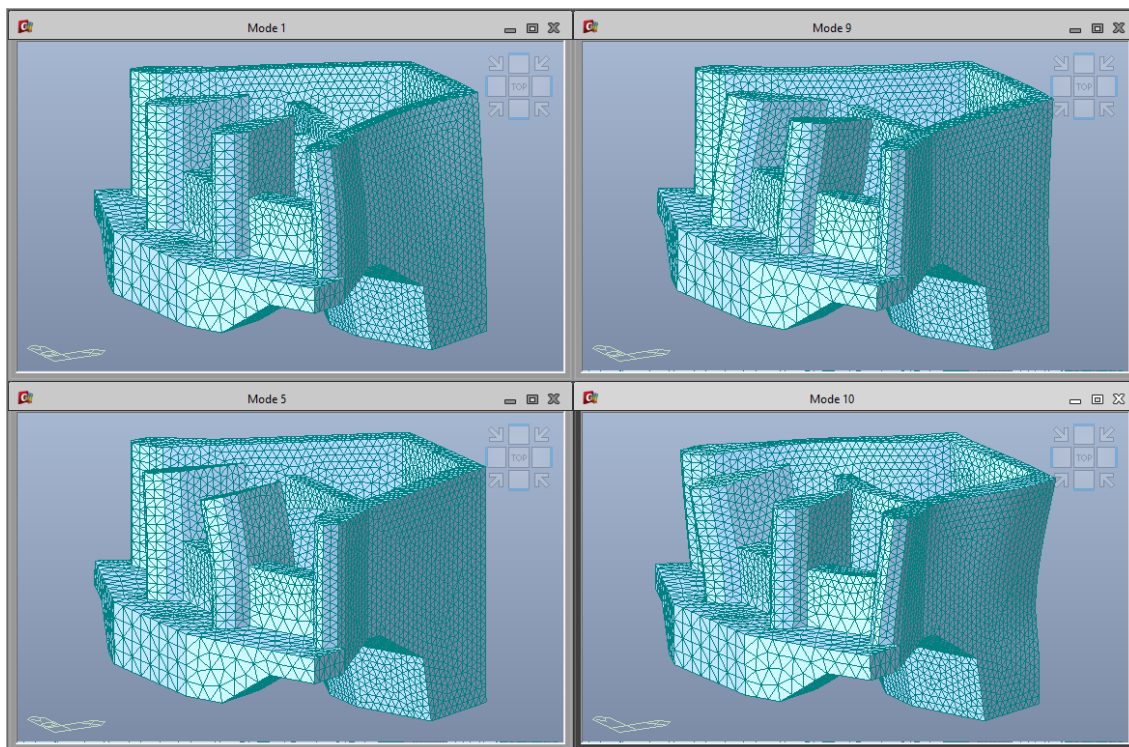


Figura 35 – Modi di vibrare n. 1, 5, 9 e 10

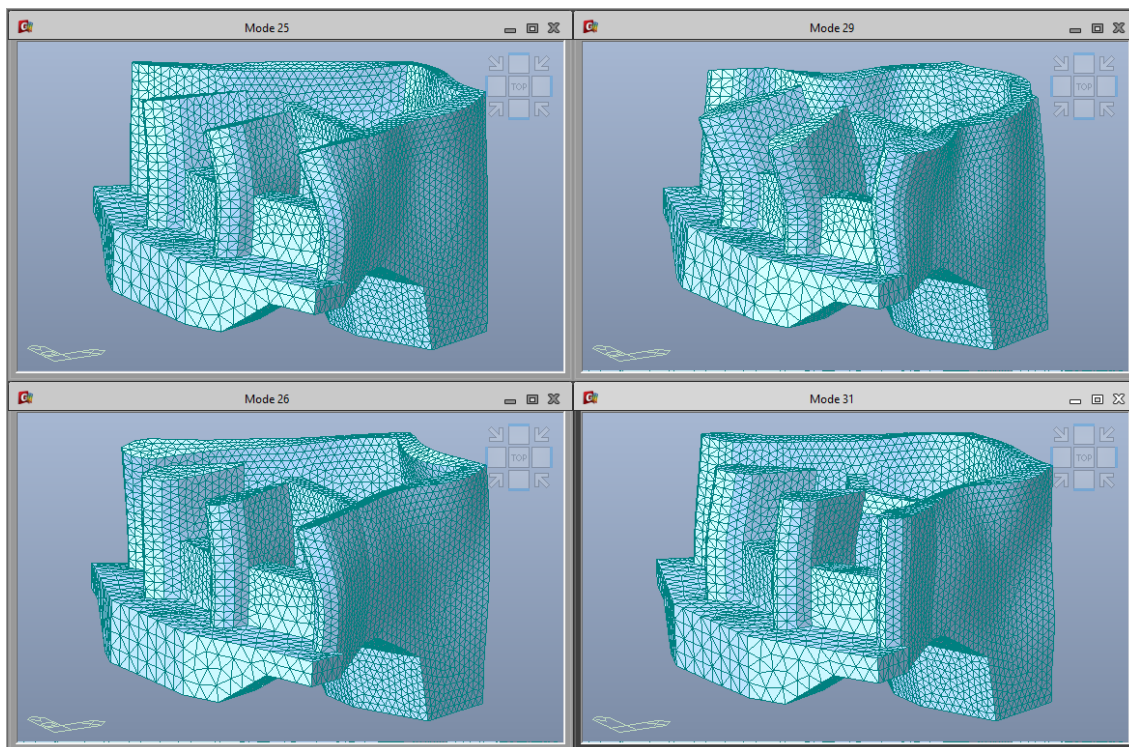


Figura 36 - Modi di vibrare n. 25, 26, 29 e 31

Come è logico attendersi da una struttura così massiccia, i periodi dei modi più

significativi sono molto bassi e ricadono tutti nel tratto iniziale dello spettro, con periodo minore di T_B .

6.8.3 DEFORMAZIONI DI CALCOLO

Da Figura 37 a Figura 39 si riportano i contour delle deformazioni calcolate per gli stati limite in condizioni non sismiche (SLU1, SLU2, SLE). I valori della legenda in metri.

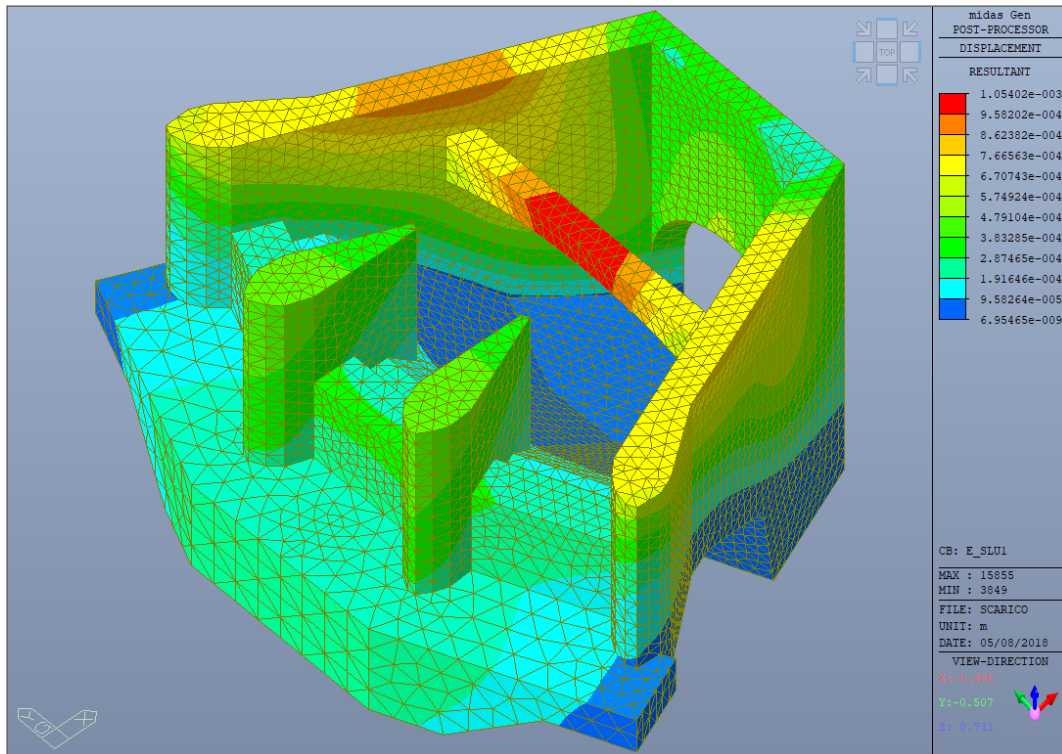


Figura 37 – Contour delle deformazioni – Combinazione SLU1

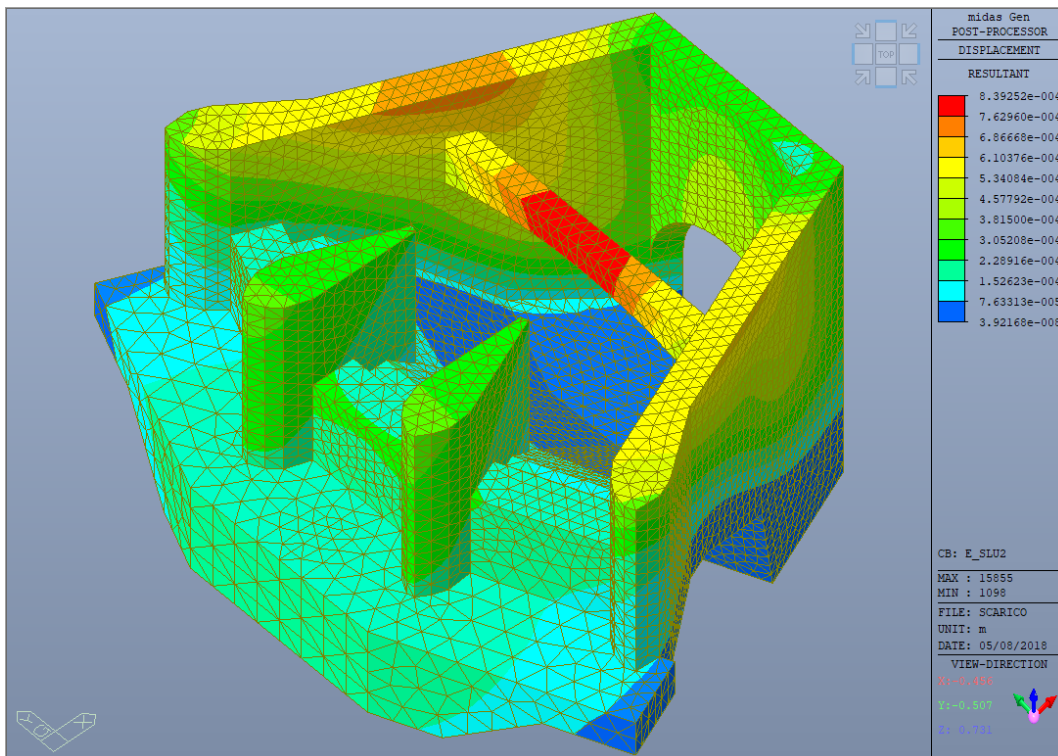


Figura 38 - Contour delle deformazioni – Combinazione SLU2

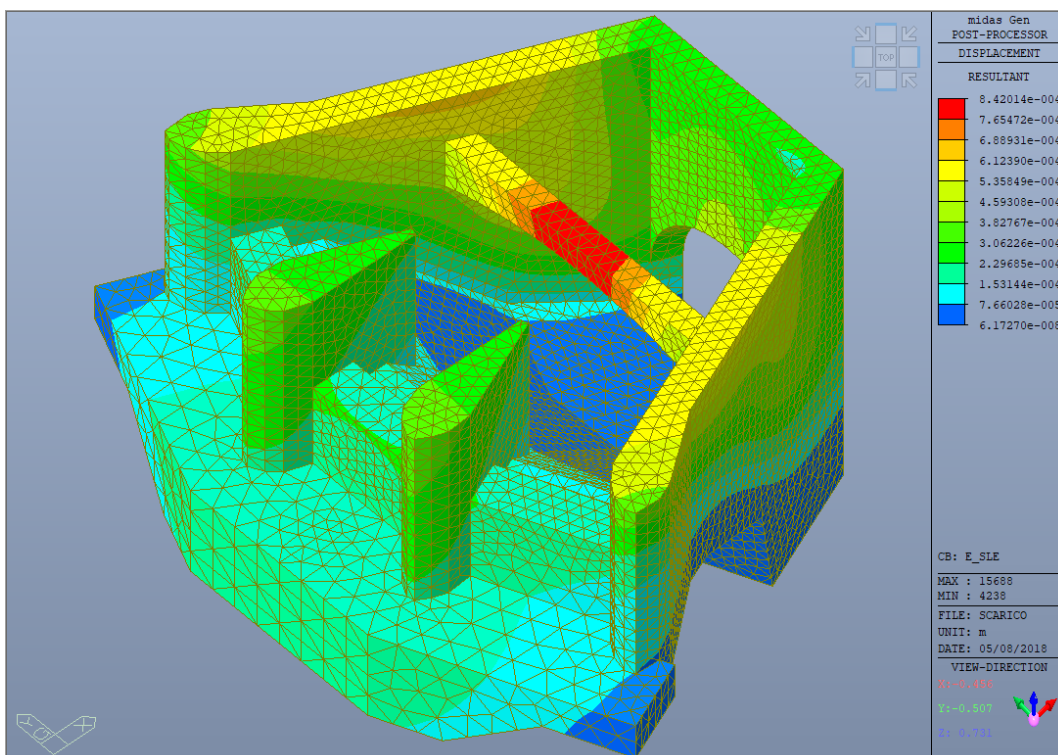


Figura 39 - Contour delle deformazioni – Combinazione SLE

In condizioni sismiche, per consentire una interpretazione più immediata dei risultati, si ritiene più significativo riportare i contour delle deformate calcolate con metodo pseudo-statico (combinazioni SLC_M_PS, SLC_V_PS, SLD_M_PS e SLD_V_PS), essendo i

valori ottenuti cautelativi rispetto alle analisi a spettro. I contour relativi a queste combinazioni sono riportati da Figura 40 a Figura 43. I valori della legenda in metri.

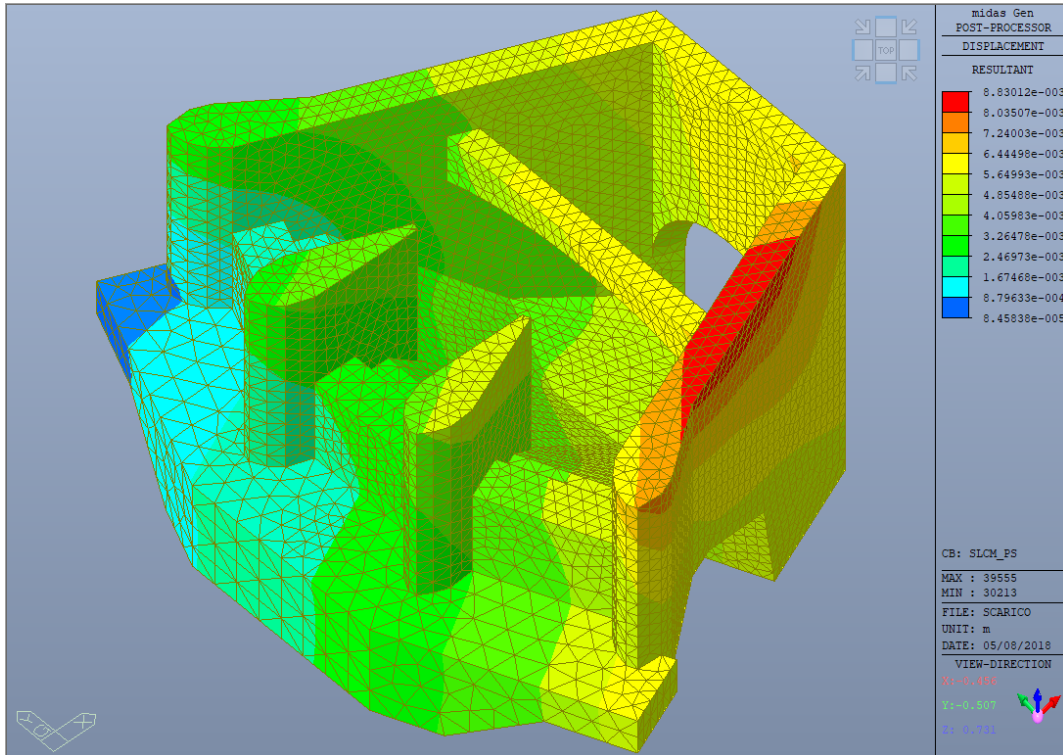


Figura 40 – Contour delle deformazioni – Combinazione SLC_M_PS

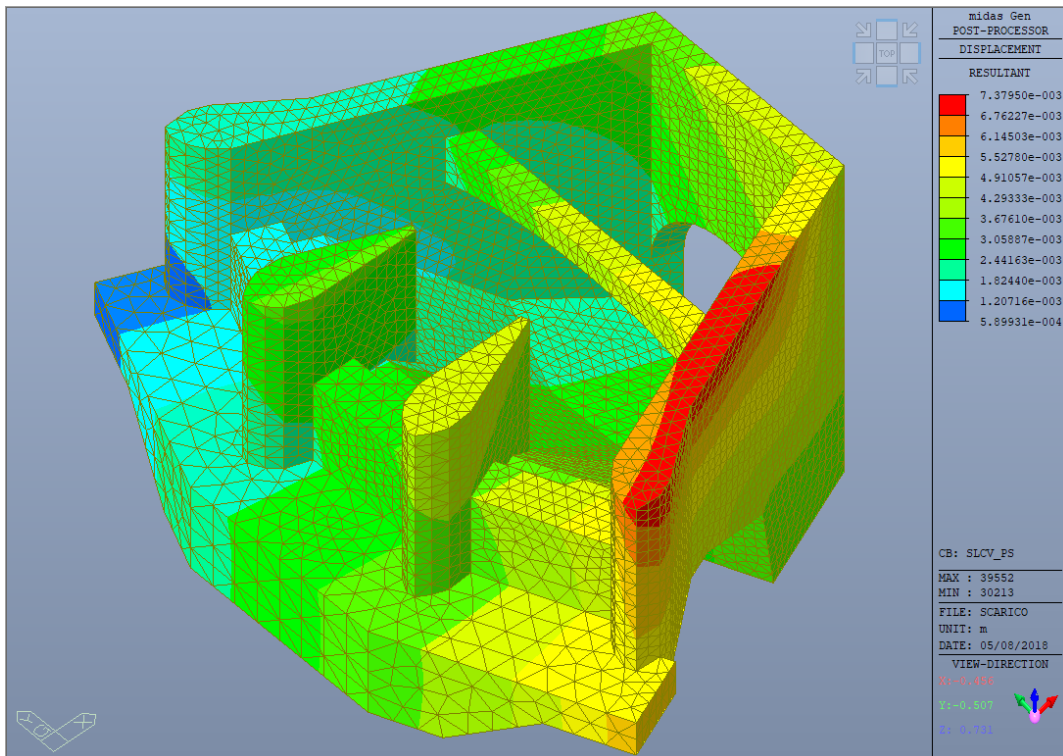


Figura 41 - Contour delle deformazioni – Combinazione SLC_V_PS

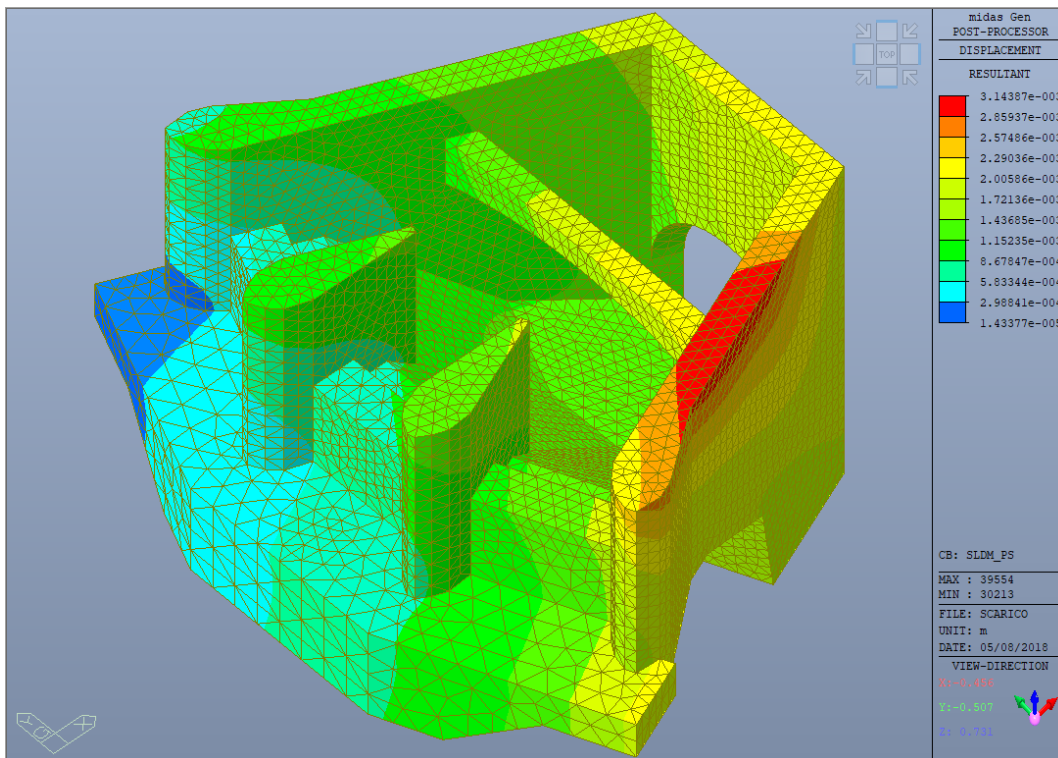


Figura 42 - Contour delle deformazioni – Combinazione SLD_M_PS

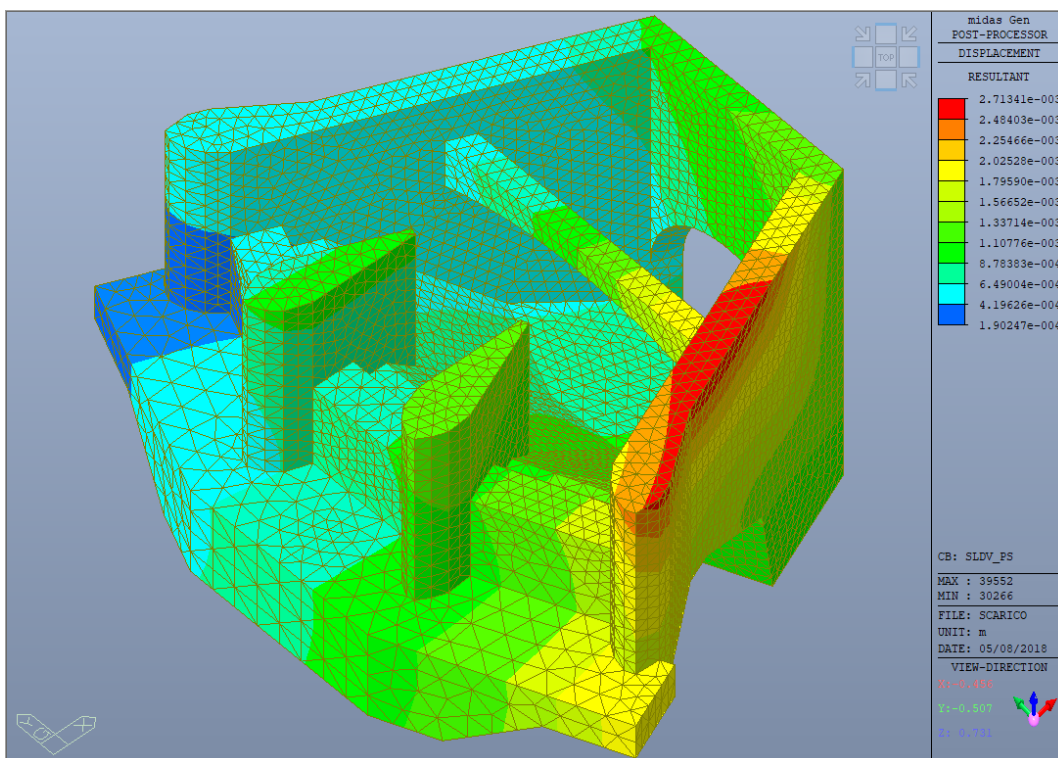


Figura 43 - Contour delle deformazioni – Combinazione SLD_V_PS

6.8.4 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO IN CONDIZIONI STATICHE

Di seguito si riportano le sollecitazioni calcolate. Per brevità, i contour si riferiscono

agli sforzi di Von Mises che, benché nel caso in esame non consentano un immediato utilizzo, permettono di comprendere facilmente le parti di struttura maggiormente sollecitate e le combinazioni di carico più impegnative, in modo da poter focalizzare le verifiche sulle situazioni più gravose.

In questo paragrafo si riportano le sollecitazioni per le tre combinazioni in condizioni statiche: SLU1 in Figura 44, SLU2 in Figura 45 e SLE in Figura 46.

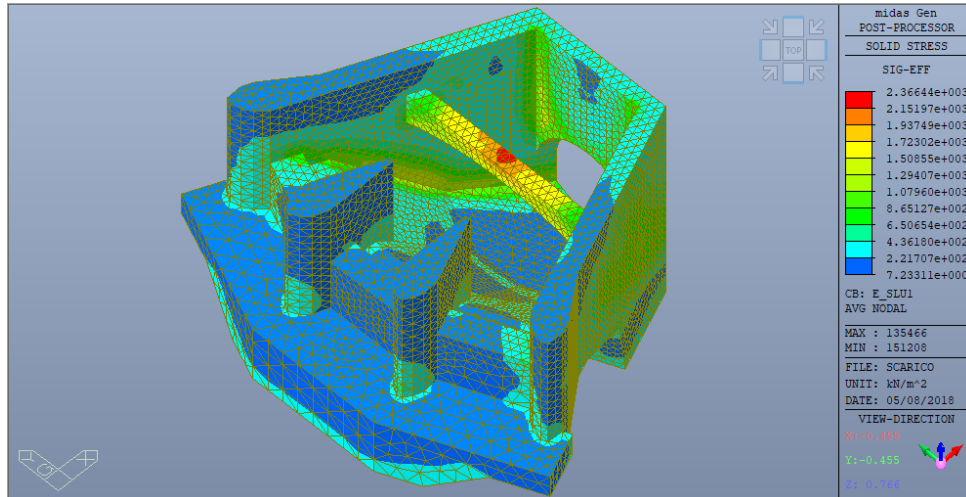


Figura 44 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione SLU1

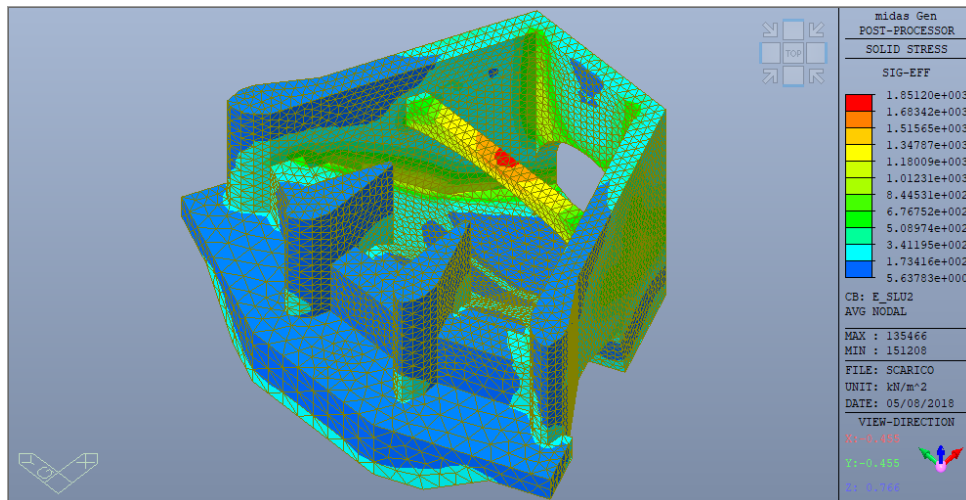


Figura 45 – Sforzi (Von Mises) – Combinazione SLU2

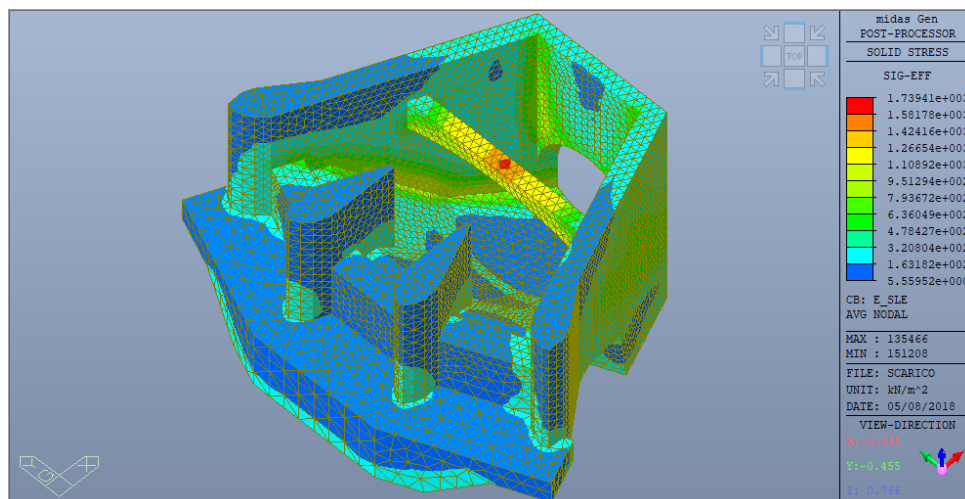


Figura 46 – Sforzi (Von Mises) – Combinazione SLE

6.8.5 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO IN CONDIZIONI SISIMICHE - ANALISI DINAMICA LINEARE

Come detto, le sollecitazioni risultanti dalle sole azioni sismiche sono sempre positive, in quanto output di un'analisi a spettro di risposta in cui si è utilizzato il metodo CQC (combinazione quadratica completa degli effetti di ciascun modo) per combinare i risultati degli effetti relativi ai singoli modi.

Si riportano pertanto i contour delle sollecitazioni delle seguenti combinazioni:

- NoRS_SLC_M e NoRS_SLC_V (rispettivamente da Figura 47 a Figura 50 e da Figura 51 a Figura 54): sono le combinazioni di carico in cui concorrono tutte le azioni statiche (pesi propri, spinta del terreno, carico idrostatico) e le azioni sismiche introdotte in modo pseudostatico (sovraspinta sismica del terreno, spinta idrodinamica dell'acqua);
- RS_SLC_+X e RS_SLC_+Y (rispettivamente da Figura 55 a Figura 58 e da Figura 59 a Figura 62): sono il risultato dell'analisi lineare dinamica a spettro di risposta, con sisma in direzione predominante X e Y;

Da Figura 63 a Figura 66 si riportano, con minor dettaglio in quanto qualitativamente simili ai precedenti, i risultati con i parametri sismici all'SLD.

Le tensioni agenti vanno ricavate combinando le sollecitazioni derivanti dalle azioni statiche e pseudostatiche (prima combinazione) con quelle risultanti delle analisi a spettro (seconda), tenendo conto che queste ultime non hanno segno.

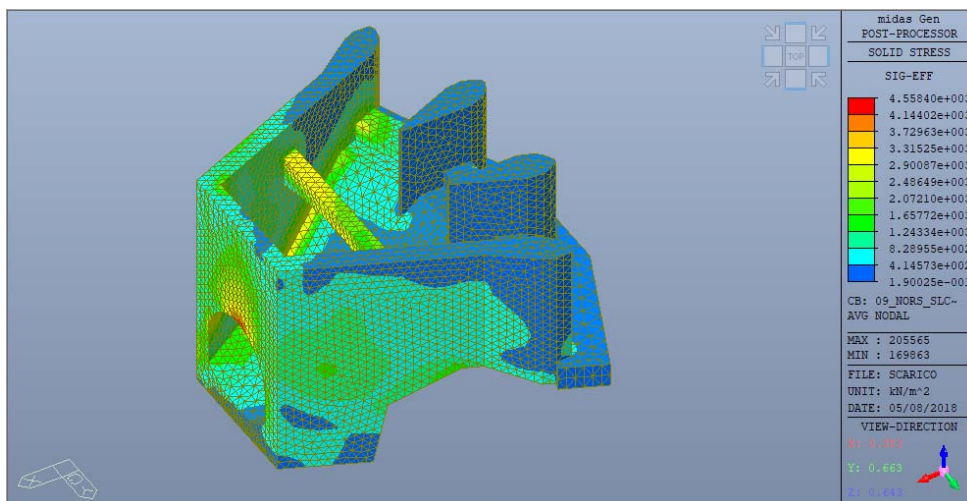


Figura 47 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione NoRS_SLC_M

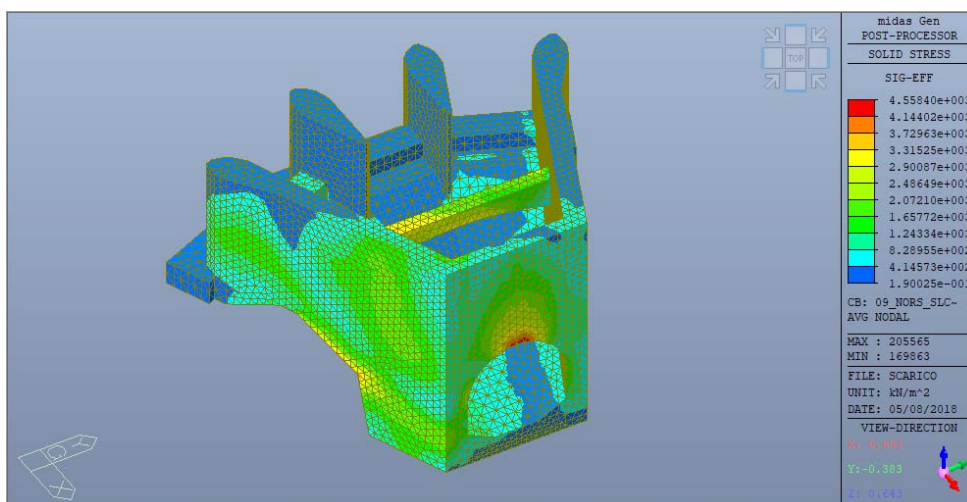


Figura 48 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione NoRS_SLC_M

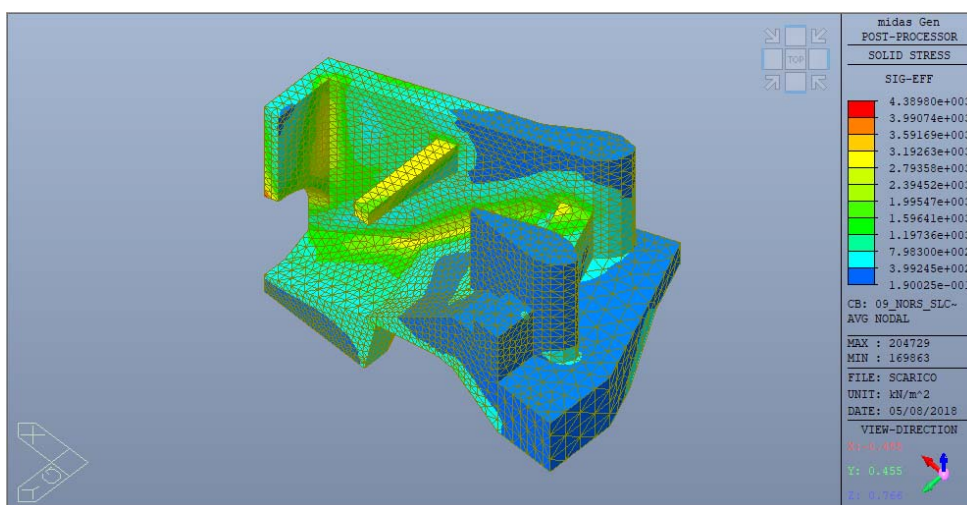


Figura 49 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione NoRS_SLC_M

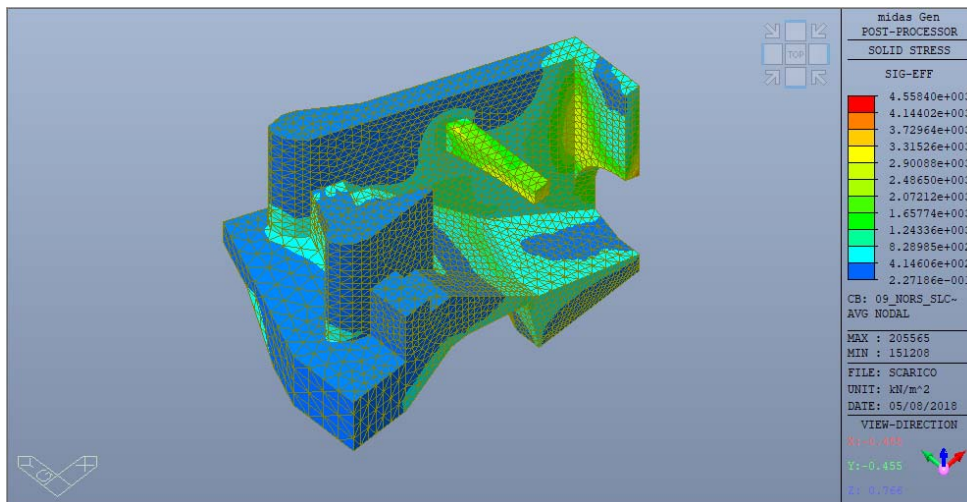


Figura 50 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione NoRS_SLC_M

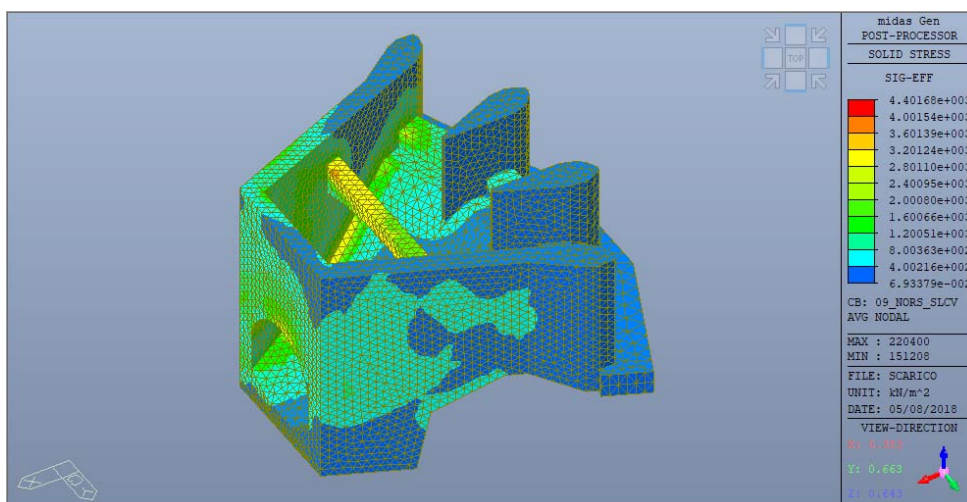


Figura 51 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione NoRS_SLC_V

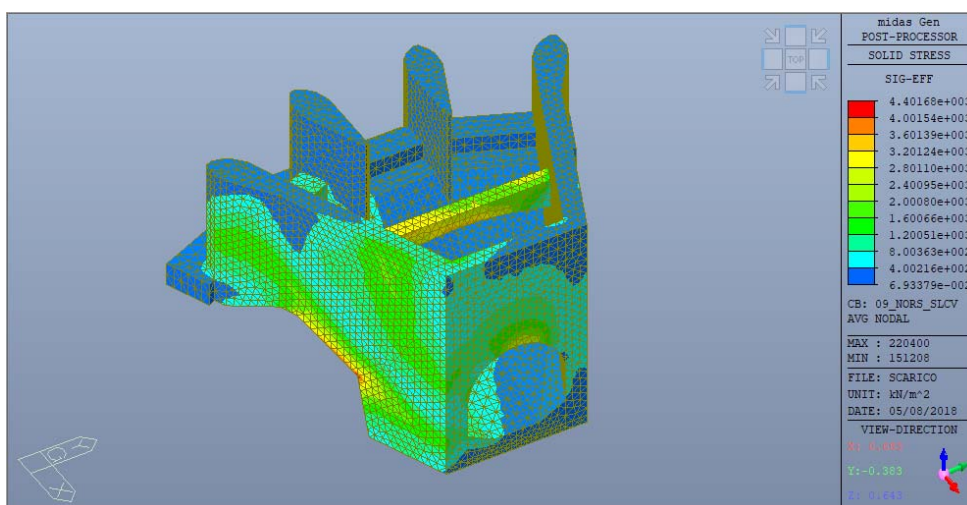


Figura 52 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione NoRS_SLC_V

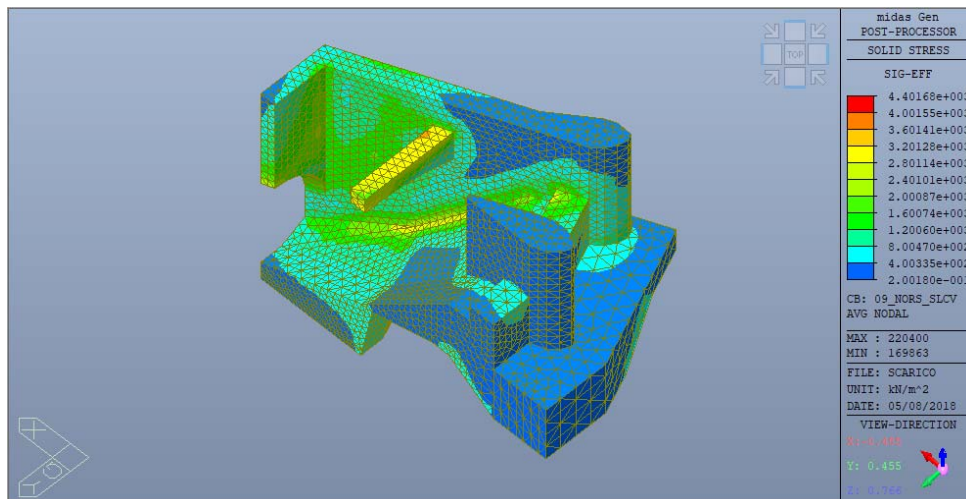


Figura 53 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione NoRS_SLC_V

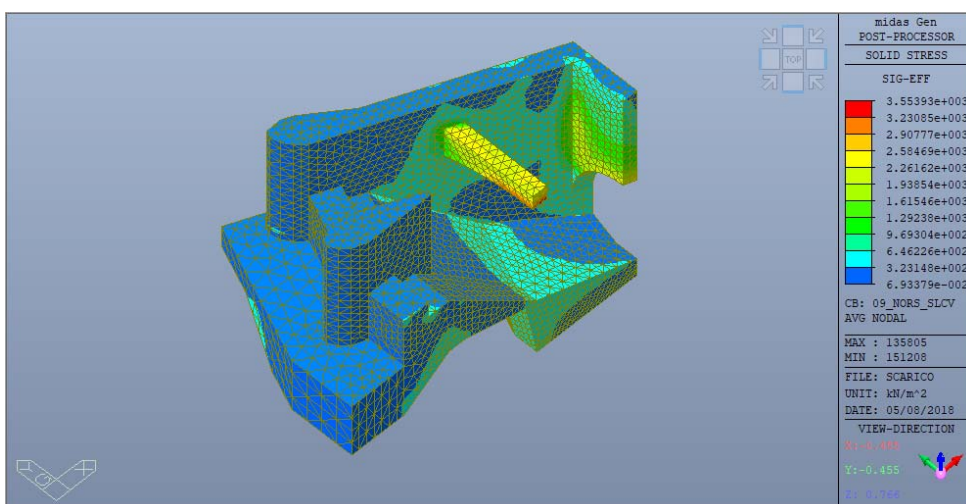


Figura 54 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione NoRS_SLC_V

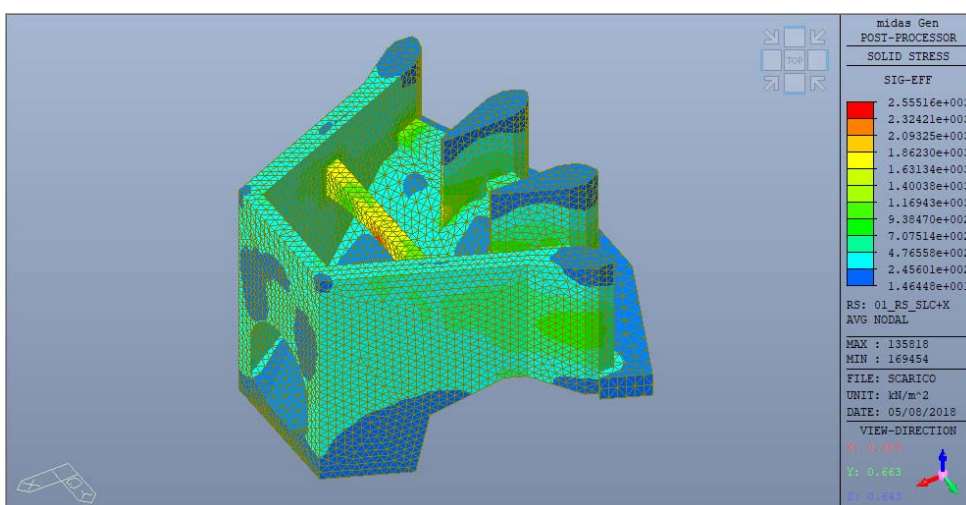


Figura 55 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione RS_SLC+X

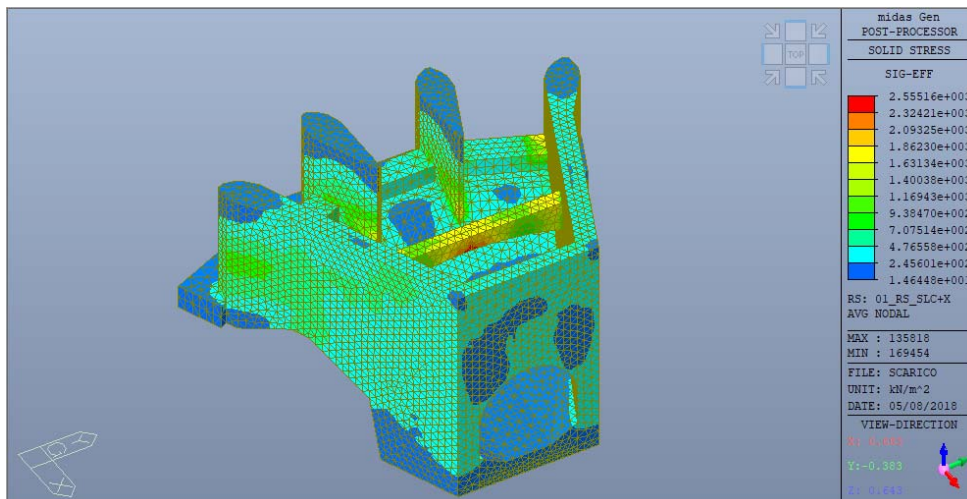


Figura 56 - Sforzi (Von Mises) - Combinazione RS_SLC+X

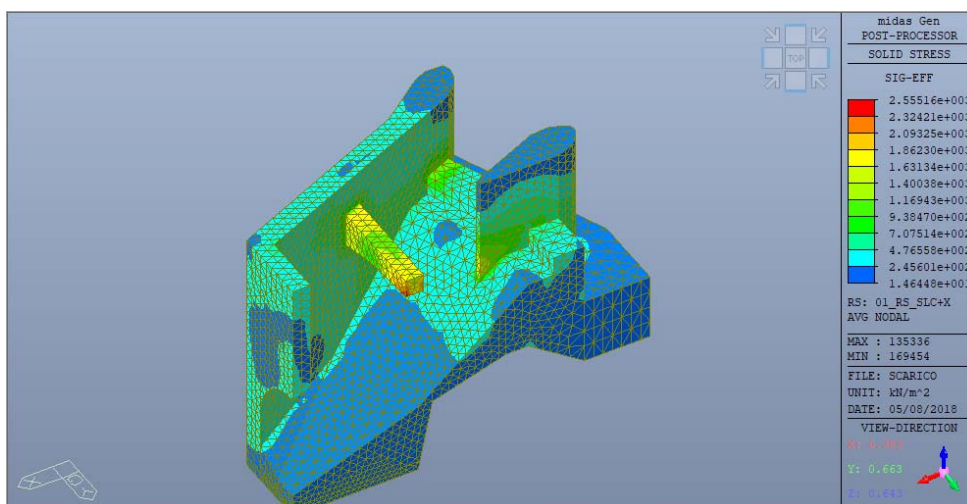


Figura 57 - Sforzi (Von Mises) - Combinazione RS_SLC+X

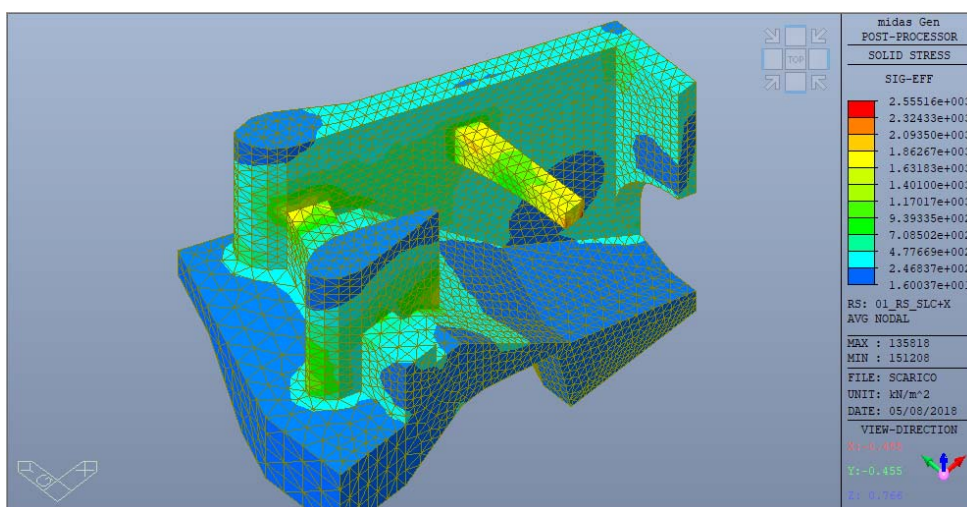


Figura 58 - Sforzi (Von Mises) - Combinazione RS_SLC+X

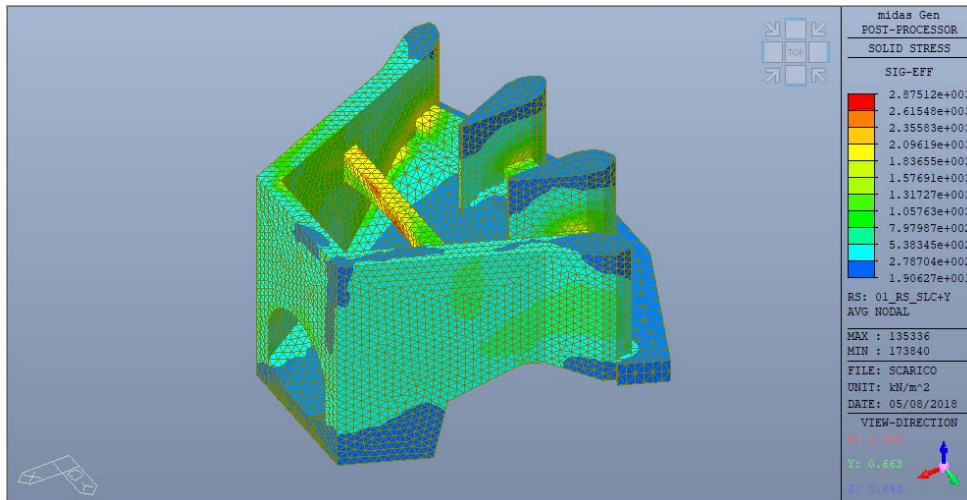


Figura 59 – Sforzi (Von Mises) – Combinazione RS_SLC+Y

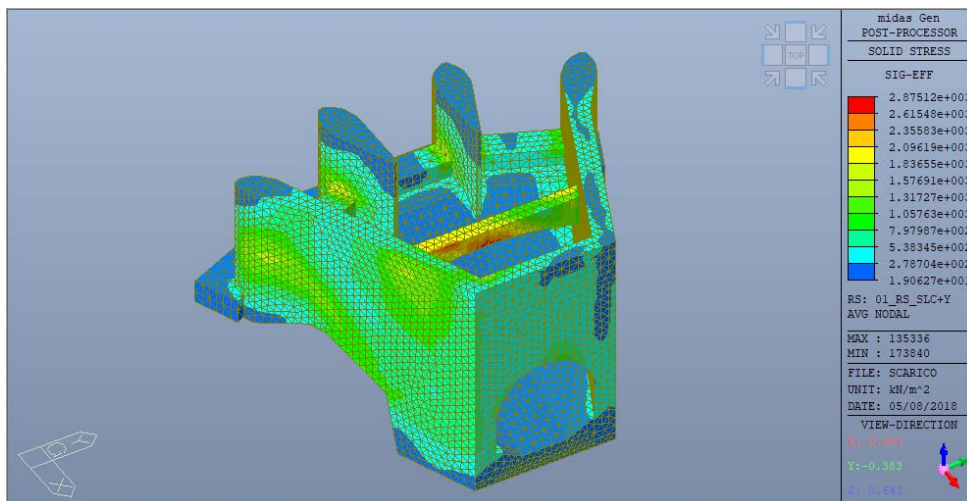


Figura 60 – Sforzi (Von Mises) – Combinazione RS_SLC+Y

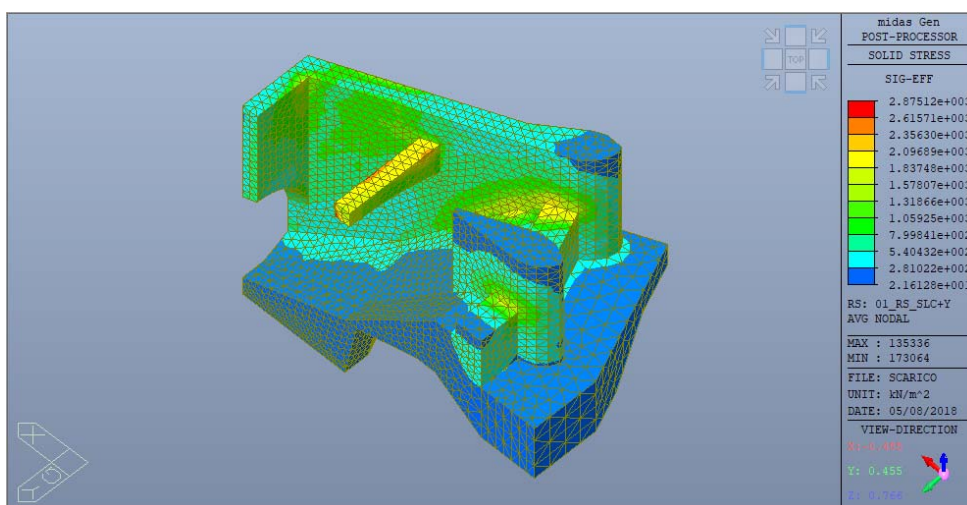


Figura 61 – Sforzi (Von Mises) – Combinazione RS_SLC+Y

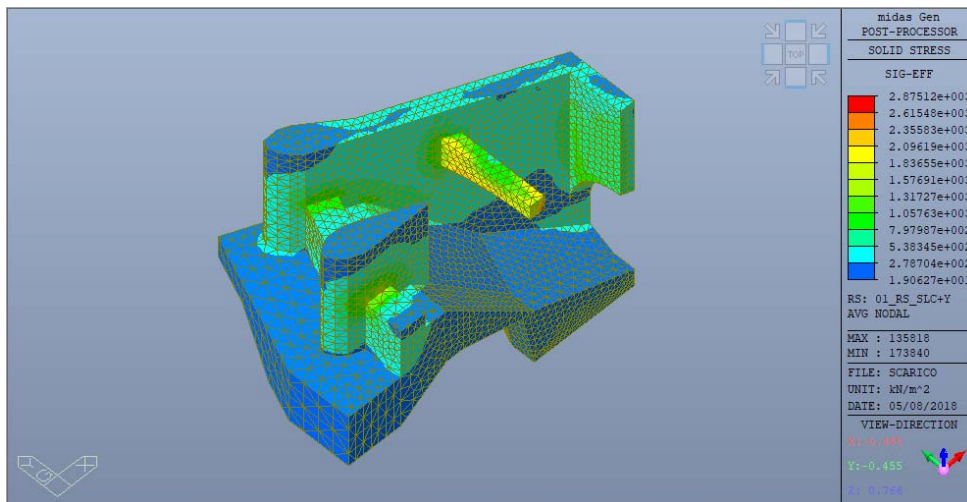


Figura 62 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione RS_SLC+Y

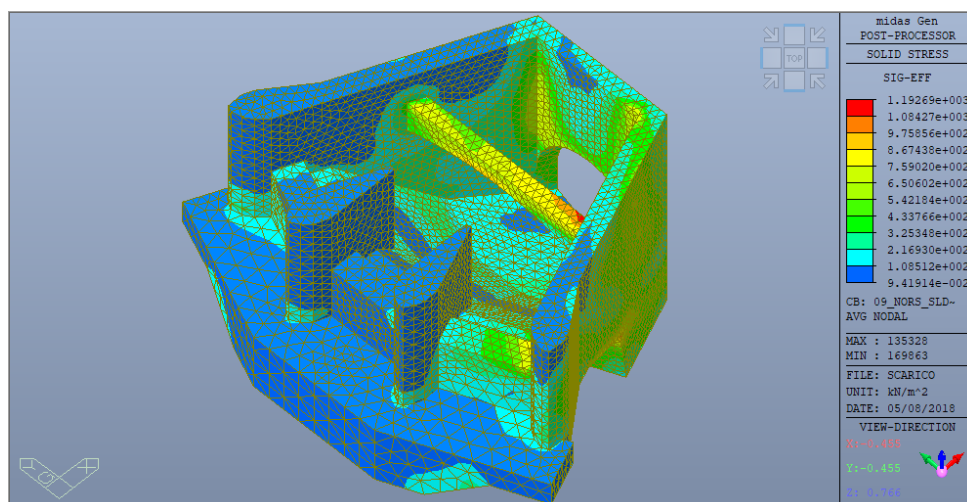


Figura 63 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione NoRS_SLD_M

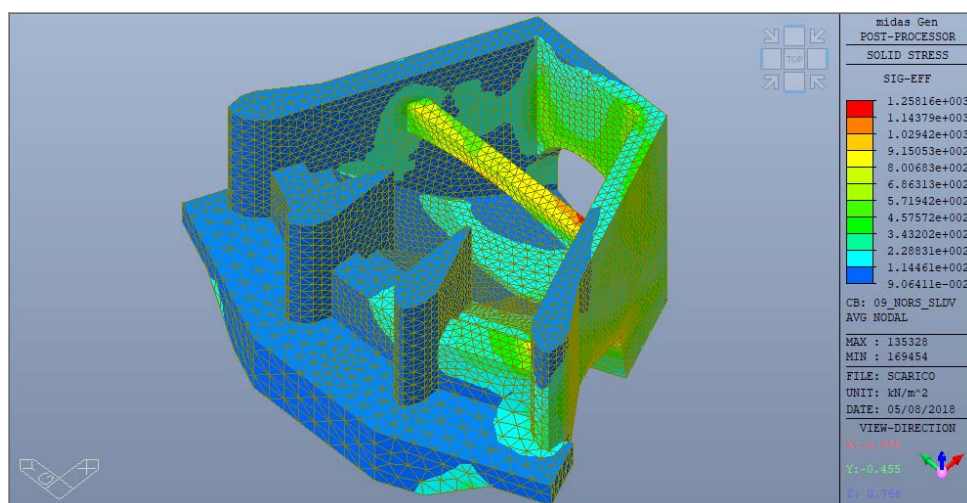


Figura 64 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione NoRS_SLD_V

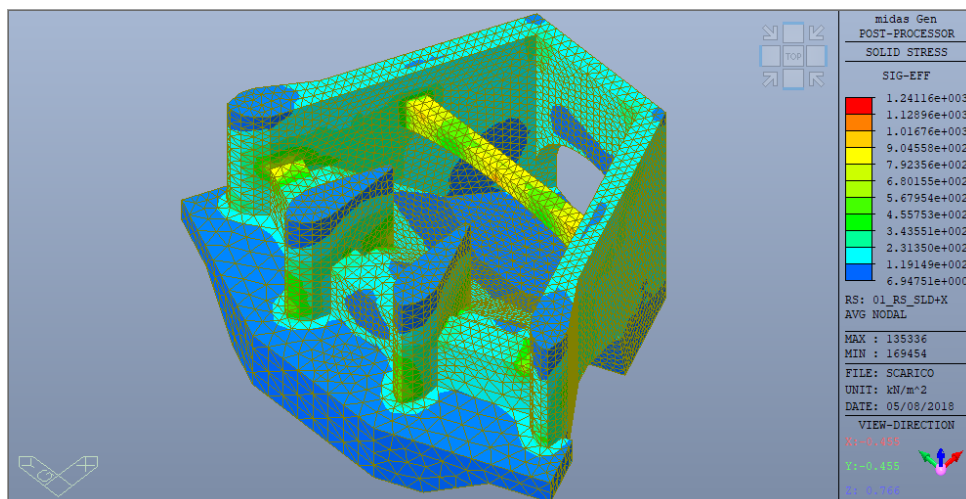


Figura 65 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione RS_SLD+X

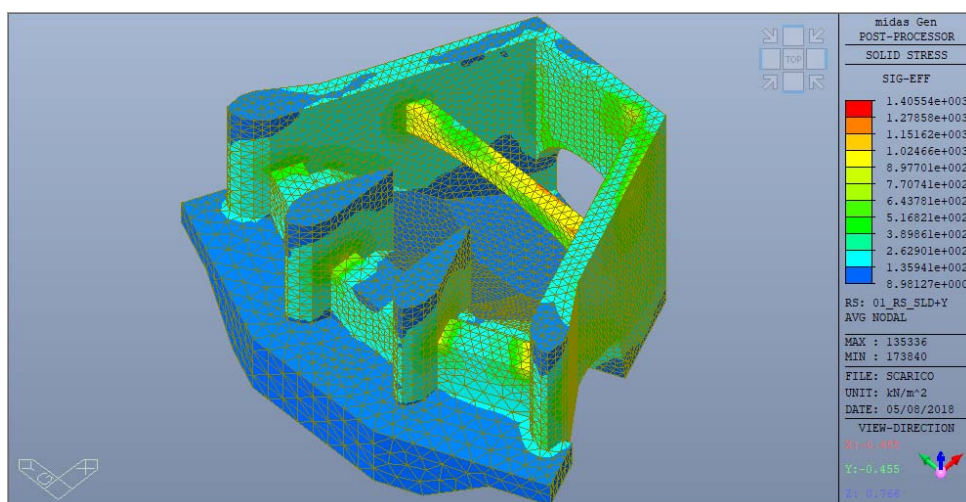


Figura 66 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione RS_SLD+Y

6.8.6 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO IN CONDIZIONI SISIMICHE - ANALISI PSEUDO-STATICA

Si riportano gli sforzi alla Von Mises per le combinazioni SLC_M_PS e SLC_V_PS, in cui concorrono tutte le azioni statiche e sismiche, queste ultime introdotte con metodo pseudo-statico, rispettivamente da Figura 67 a Figura 70 e da Figura 71 a Figura 74.

Da Figura 63 a Figura 66 si riportano i risultati con i parametri sismici all'SLD.

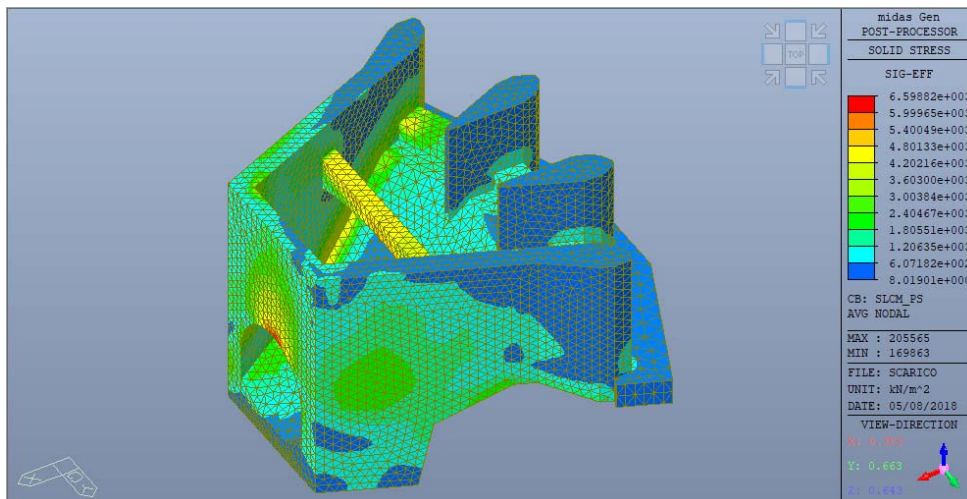


Figura 67 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione SLC_M_PS

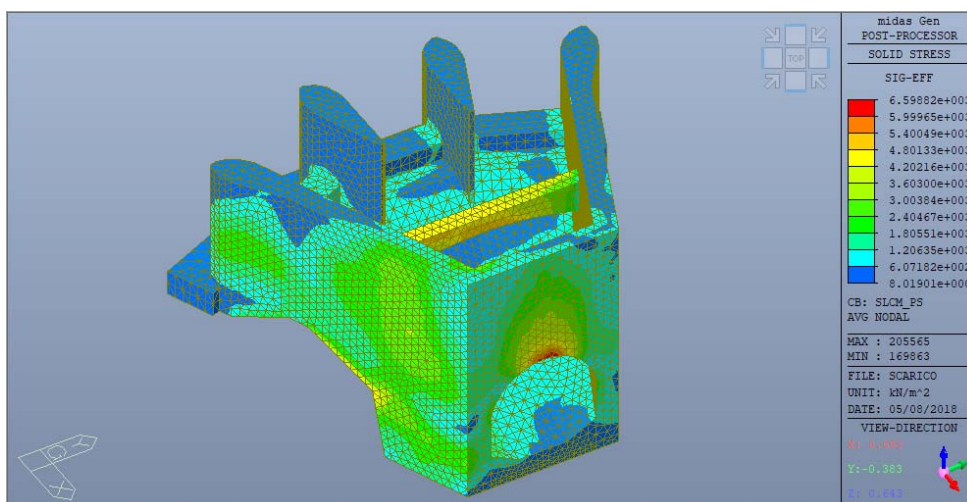


Figura 68 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione SLC_M_PS

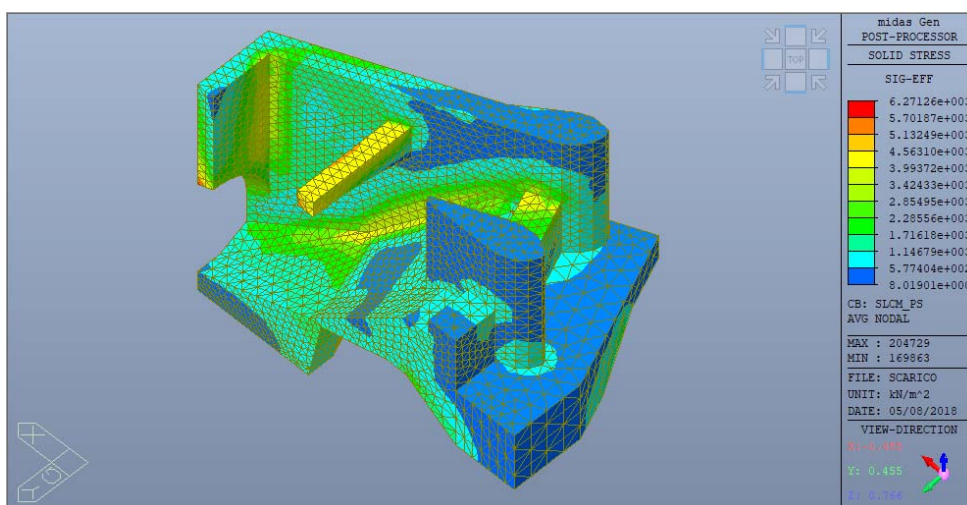


Figura 69 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione SLC_M_PS

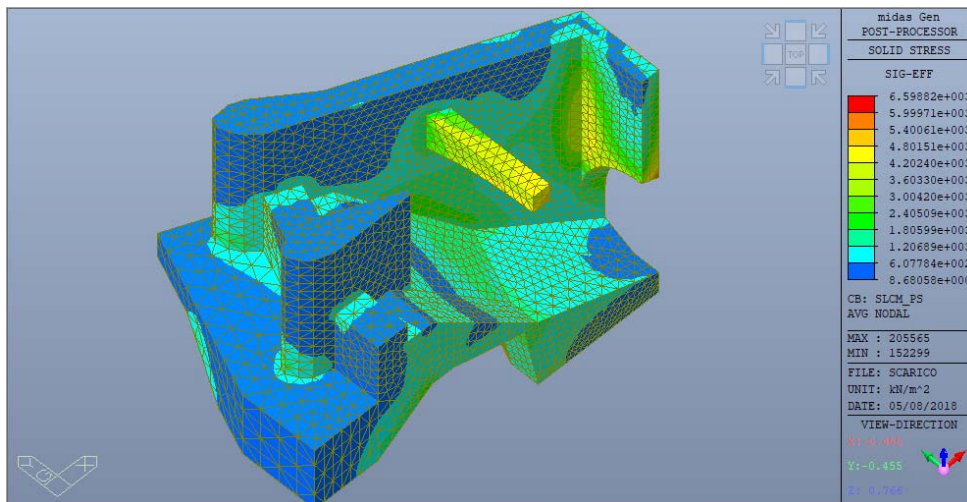


Figura 70 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione SLC_M_PS

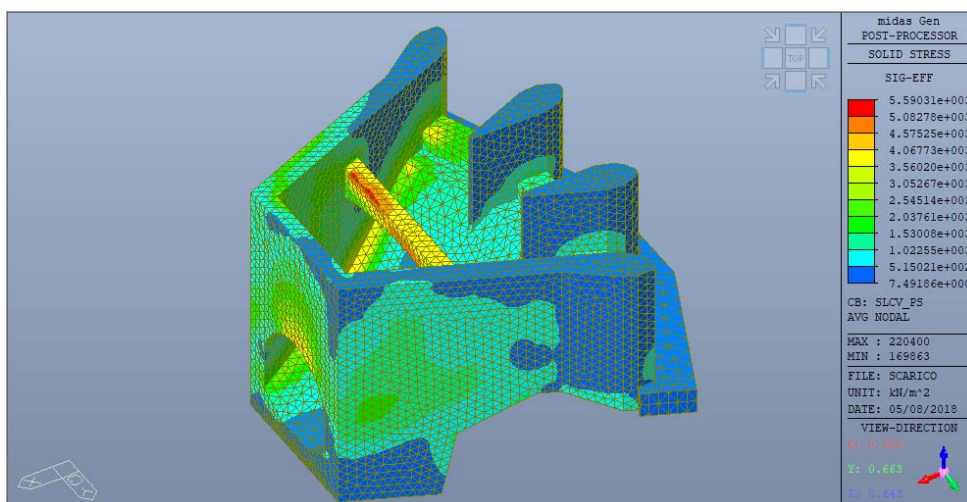


Figura 71 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione SLC_V_PS

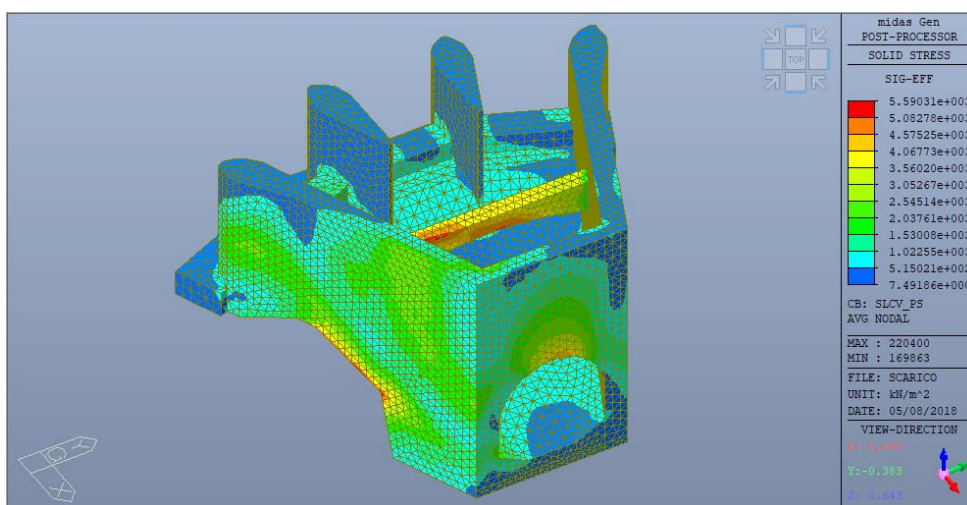


Figura 72 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione SLC_V_PS

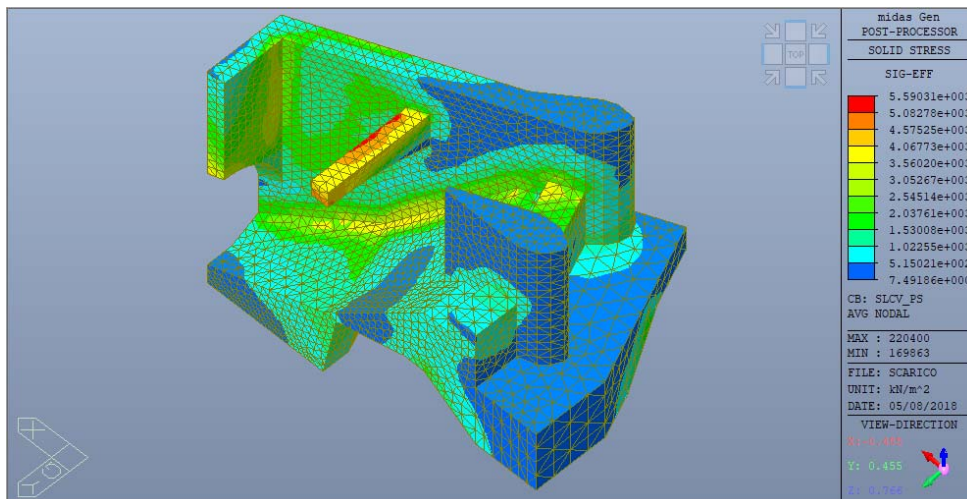


Figura 73 - Sforzi (Von Mises) - Combinazione SLC_V_PS

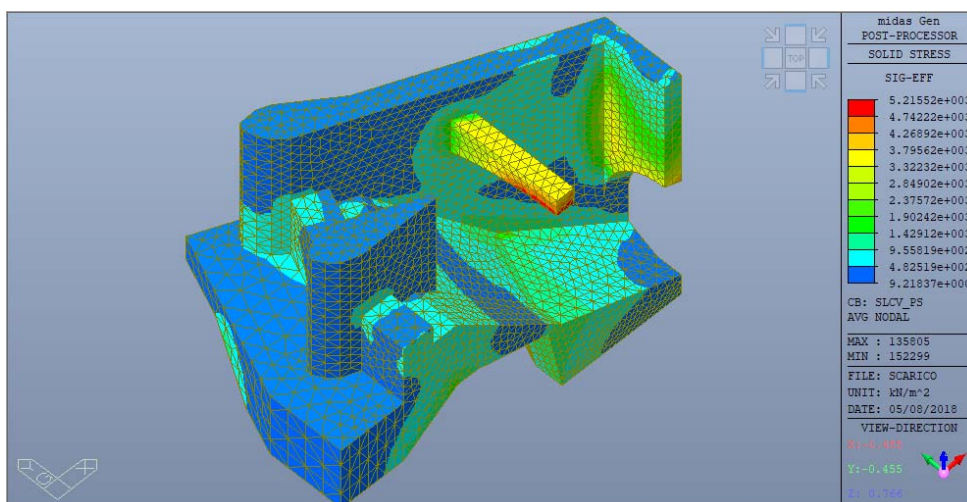


Figura 74 - Sforzi (Von Mises) - Combinazione SLC_V_PS

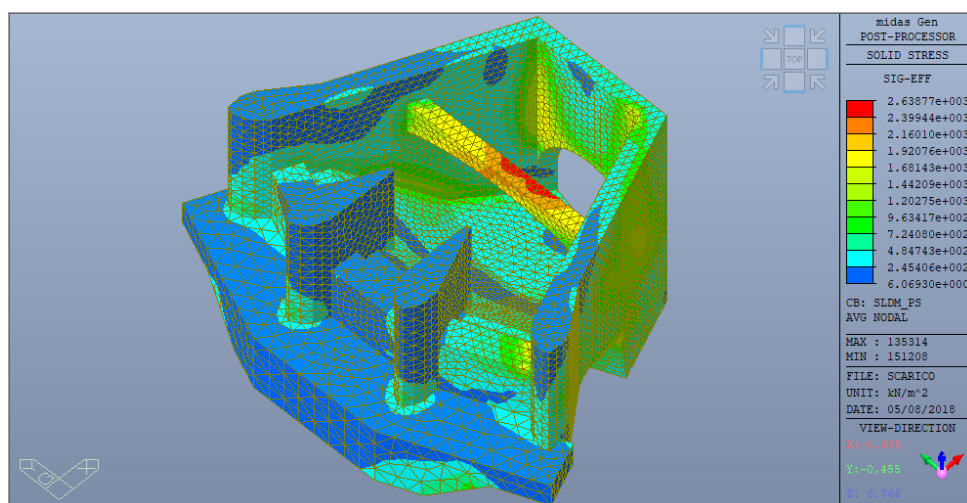


Figura 75 - - Sforzi (Von Mises) - Combinazione SLD_M_PS

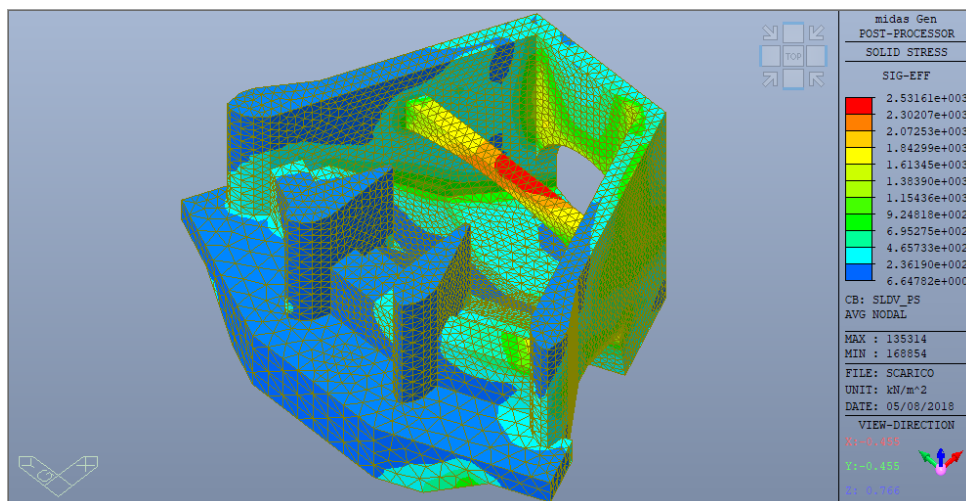


Figura 76 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione SLD_V_PS

6.9. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO - SOLLEVAMENTO

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante, costituita dalle sottopressioni in fondazione, sia maggiore delle azioni stabilizzanti (peso proprio dell'opera) e delle resistenze (attrito tra i muri laterali e la roccia circostante):

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

I coefficienti parziali delle azioni sono quelli indicati in Tabella 23 (Tabella 6.2.III delle NTC2018).

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 23 – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti degli stati limite di sollevamento (Tabella 6.2.III NTC2018)

Visto l'elevato margine di sicurezza, la verifica allo stato limite di sollevamento si conduce di seguito in maniera speditiva, con le seguenti ipotesi semplificative e cautelative:

- La verifica viene condotta con la quota di massimo invaso (404 m s.m.).
- Le sottopressioni sono assunte con andamento triangolare, con valori del carico linearmente decrescenti da 404 m s.m. all'estremo di monte fino a 378 m s.m. in corrispondenza del giunto dell'opera di imbocco con la galleria, previsto non impermeabilizzato; non si considera quindi la riduzione né lungo i bordi laterali dell'opera né in corrispondenza dello schermo di impermeabilizzazione; l'andamento delle sottopressioni adottato è rappresentato in Figura 77.
- La verifica viene condotta su un piano orizzontale a quota 376,50 m s.m., senza considerare il reale andamento altimetrico della fondazione né il peso della roccia tra il piano di fondazione ed il piano a quota 376,50 m s.m.
- Si trascura la resistenza dovuta all'attrito dell'opera con la roccia a tergo delle pareti laterali, anche se l'opera è gettata contro roccia per buona parte della sua altezza.

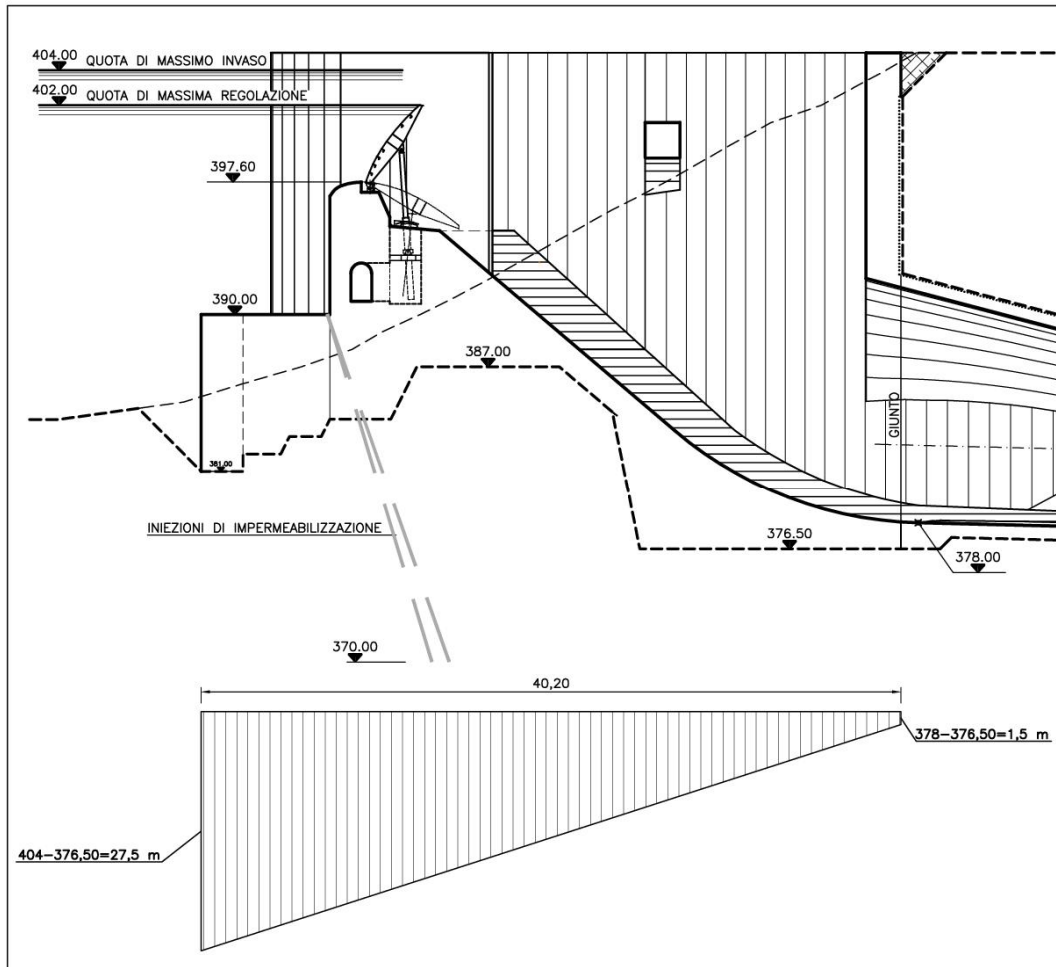


Figura 77 – Schema dell'andamento delle sottopressioni assunto per le verifiche allo stato limite di sollevamento

Planimetricamente l'opera ha forma approssimabile ad un trapezio, con base maggiore a monte di 52,60 m in corrispondenza del tagline lato lago, base minore di 18,15 m in corrispondenza del giunto con la galleria e sviluppo di 40,20 m. Con le ipotesi cautelative sopra descritte, la risultante delle sottopressioni è:

$$S_s = (27,5+1,5)/2 \text{ m} \cdot 40,20 \text{ m} \cdot (52,60+18,15)/2 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 207.221 \text{ kN}$$

e quindi il valore di progetto dell'azione instabilizzanti è:

$$V_{inst,d} = S_s \cdot \gamma_{G1,sfav} = 207.221 \text{ kN} \cdot 1,1 = 227.943 \text{ kN}$$

Il volume di calcestruzzo dell'opera di imbocco è di circa 13.000 m³, e quindi il peso è di 325.000 kN. Il valore di progetto dell'azione stabilizzante è:

$$G_{stab,d} = G \cdot \gamma_{G1,fav} = 325.000 \cdot 0,9 = 292.500 \text{ kN}$$

In definitiva risulta che $V_{inst,d} \leq G_{stab,d}$ anche con le ipotesi estremamente cautelative sopra descritte; quindi la verifica allo stato limite di sollevamento è soddisfatta.

6.10. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO – ROCCIA DI FONDAZIONE E STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO

Le sollecitazioni trasmesse dall'opera di imbocco alla roccia di fondazione sono state ricavate a partire dalle reazioni vincolari calcolate sui nodi della fondazione del modello, divise per la relativa area di influenza. Le zone con valori di sforzo più alti sono risultate quelle al disotto delle pareti laterali dell'opera.

In Figura 78 è schematizzata planimetricamente la geometria della fondazione, così come introdotta nel modello di calcolo; la zona maggiormente sollecitata è stata divisa in 16 aree: per ciascuna di queste è stata calcolata la sollecitazione verticale risultante (kN) e divisa per l'area corrispondente (m²). L'esito di questi calcoli è riportato in Tabella 24 per il muro laterale sinistro e Tabella 25 per quello destro. Le combinazioni prese in esame sono le due agli stati limite ultimi in condizioni statiche (SLU1 e SLU2) e la condizione peggiore delle combinazioni sismiche all'SLC.

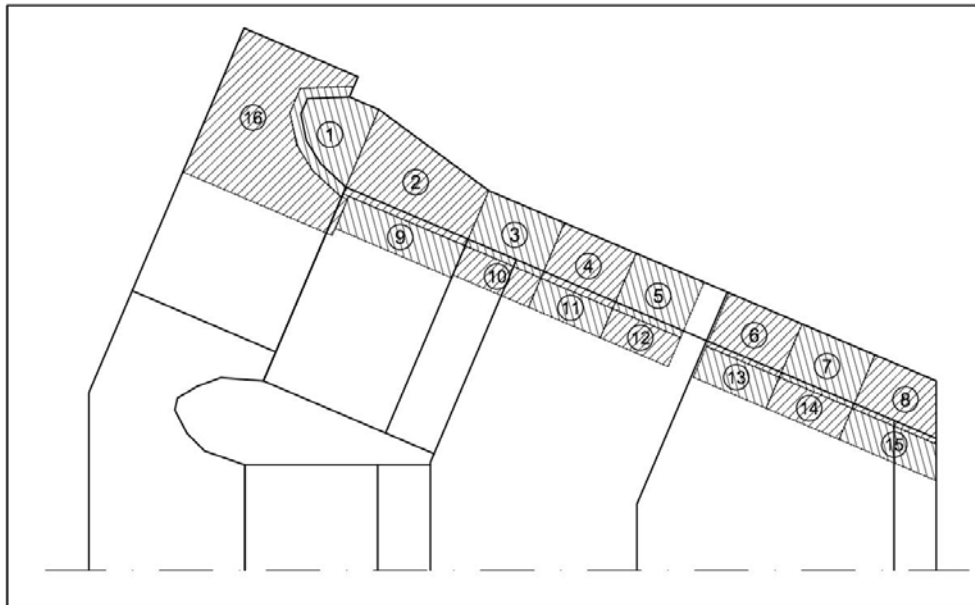


Figura 78 – *Planimetria della fondazione con indicazione delle zone di calcolo delle sollecitazioni trasmesse alla roccia (schema della sinistra idraulica, valido anche per la destra)*

	SLC	SLU1	SLU2
	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
SINISTRA - 1	421	380	304
SINISTRA - 2	472	458	360
SINISTRA - 3	403	414	320
SINISTRA - 4	393	416	320
SINISTRA - 5	405	435	334
SINISTRA - 6	347	376	289
SINISTRA - 7	342	366	282
SINISTRA - 8	367	389	300
SINISTRA - 9	417	450	357
SINISTRA - 10	339	376	294
SINISTRA - 11	323	358	278
SINISTRA - 12	338	374	287
SINISTRA - 13	323	355	273
SINISTRA - 14	298	327	252
SINISTRA - 15	333	364	280
SINISTRA - 16	331	312	252

Tabella 24 – Sollecitazioni in fondazione – In corrispondenza del muro laterale sinistro

	SLC	SLU1	SLU2
	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
DESTRA - 1	432	373	299
DESTRA - 2	502	466	367
DESTRA - 3	444	426	329
DESTRA - 4	508	492	378
DESTRA - 5	535	524	403
DESTRA - 6	365	368	283
DESTRA - 7	364	360	277
DESTRA - 8	391	383	295
DESTRA - 9	415	442	350
DESTRA - 10	344	380	298
DESTRA - 11	381	420	325
DESTRA - 12	407	443	341
DESTRA - 13	333	346	266
DESTRA - 14	310	319	246
DESTRA - 15	347	356	274
DESTRA - 16	340	309	250

Tabella 25 - Sollecitazioni in fondazione – In corrispondenza del muro laterale destro

Dai risultati esposti si evince che le sollecitazioni in fondazione sono generalmente inferiori a 500 kN/m^2 , con un massimo di 535 kN/m^2 in condizioni sismiche all'SLC. Questi valori sono assolutamente trascurabili nei confronti della resistenza della roccia di fondazione, visti anche i parametri geomeccanici illustrati al precedente § 6.2.

Relativamente alla stabilità globale, in Figura 79 si riporta il profilo longitudinale dell'opera di imbocco: vista la sua posizione alla base del pendio, è evidente che non sono significative ulteriori verifiche del complesso opera-terreno.

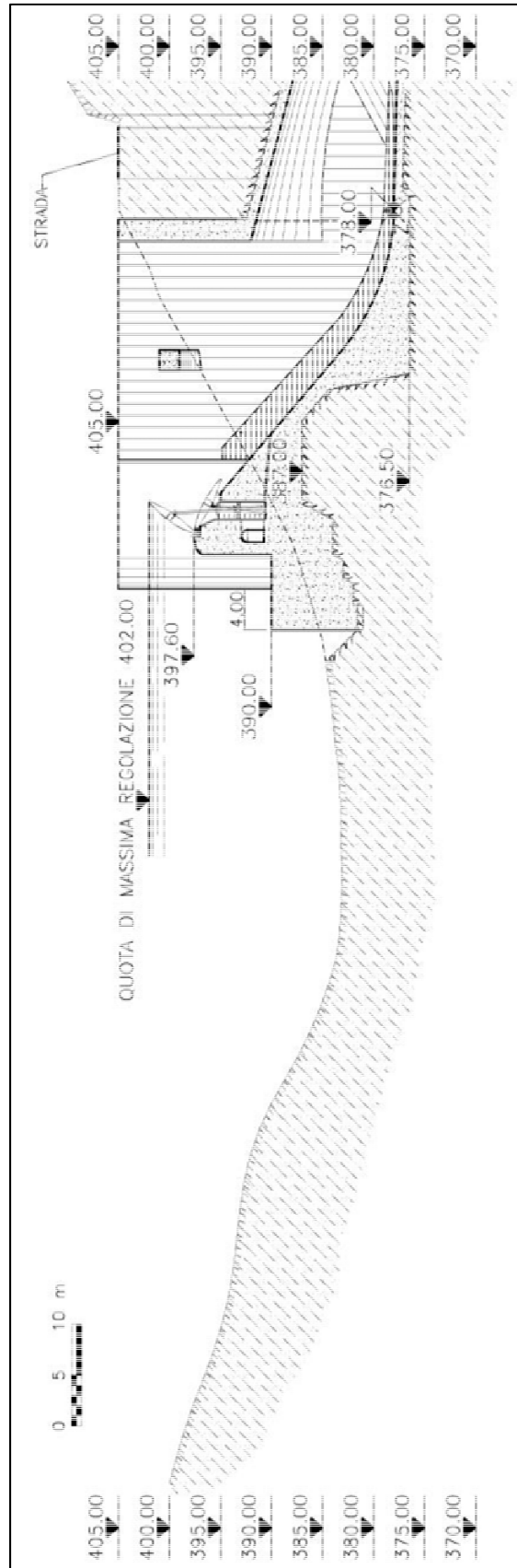


Figura 79 – Profilo longitudinale dell'opera

6.11. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO – SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI

Dal modello di calcolo si evince che in condizioni sismiche, calcolate con metodo pseudo-statico e con i parametri dello Stato Limite di Collasso, la massima deformata alla sommità della struttura è inferiore a 9 mm. Questo valore si registra alla sommità del muro laterale destro: in corrispondenza delle paratoie le deformate sono sempre ben inferiori ai 5 mm. I valori calcolati sono in campo elastico, per le ipotesi di base del modello numerico.

I valori calcolati all'SLC delle deformazioni sono pertanto ampiamente ammissibili, sia nei riguardi della struttura in calcestruzzo, sia per le componenti elettromeccaniche presenti.

6.12. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO - RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le parti della struttura maggiormente critiche nei riguardi della resistenza degli elementi strutturali sono la base delle pareti laterali ed il portale. Le verifiche di resistenza a presso-tenso-flessione, a taglio ed a punzonamento delle varie parti delle pareti laterali sono illustrate nei paragrafi dal 6.12.1 al 6.12.12; quelle a pressoflessione ed taglio del portale nei paragrafi 6.12.13 e 6.12.14. Si riportano infine per completezza le verifiche a pressoflessione ed a taglio della sezione di base delle pile (§ 6.12.15) e delle sezioni in mezzera ed alle estremità del puntone (§ 6.12.16).

In condizioni statiche, i due muri laterali destro e sinistro sono sollecitati in maniera pressoché identica; in condizioni sismiche, avendo considerato sempre il sisma trasversale agente in direzione +Y (come detto, per la simmetria geometrica e dei carichi), nel modello la parete di gran lunga più sollecitata è quella in destra idraulica. Quindi, essendo le due pareti armate in modo identico, le verifiche vengono dettagliate solamente per la parete destra.

Ai fini delle verifiche in condizioni sismiche, si sommano gli sforzi derivati dalle combinazioni NoRS_SLC_M e NoRS_SLC_V con quelli derivanti dalle analisi a spettro di risposta RS_SLC+X e RS_SLC+Y, tenendo conto dei coefficienti parziali di Tabella 18. Questa somma avviene considerando positivi o negativi gli sforzi risultanti dalle analisi a spettro, in modo da massimizzare le azioni nella direzione predominante del sisma presa in esame (+Y).

Sia per i casi statici che per i casi sismici, viene infine calcolata la risultante di questi sforzi lungo la sezione, in modo da ricavare le azioni agenti (azione assiale, momento flettente e taglio). I risultati di questa elaborazione sono riportati nelle tabelle dei paragrafi che seguono.

Salvo dove diversamente specificato, le azioni nelle pareti in genere (pareti laterali, pile, portale) si intendono per sezioni di 1 m di base; in altre parole, nelle verifiche è da considerare una sezione avente base 1 m e altezza pari allo spessore della parete stessa nel punto considerato.

Nel seguito le azioni assiali sono positive se di trazione; l'azione sismica è sempre all'SLC.

6.12.1 PARETI LATERALI – LUNGO LO SCIVOLO

La sezione presa in esame è quella di base dei muri laterali, dove questi si staccano dalla scivolo. La quota varia da 397 m s.m. a 380,50 m s.m. circa, con andamento curvilineo che segue appunto il profilo laterale degli scivoli. La posizione indicativa della sezione oggetto di verifica è rappresentata sulla vista frontale della parte interna del muro sinistro di Figura 80, sovrapposta, per migliorarne la comprensione, al contour degli sforzi verticali in condizioni sismiche SLC_M_PS.

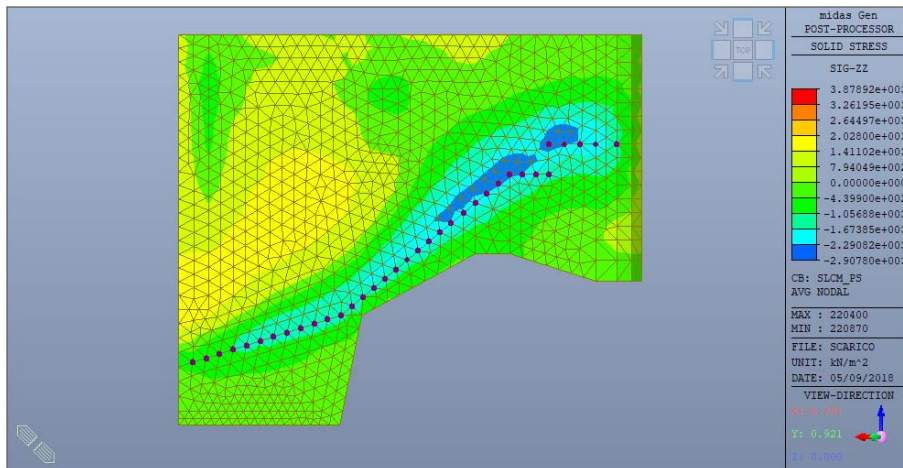


Figura 80 – Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 26, dove viene indicata anche la posizione del baricentro dei nodi considerati (posizione X globale del modello, Z in quota assoluta).

X	z	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
		M	N	M	N	M	N	M	N
[m]	[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
39.75	380.88	278	-1319	236	-990	1684	-621	1758	1265
38.87	381.31	299	-1439	251	-1092	1698	-822	1727	879
37.11	381.65	294	-1425	245	-1090	1646	-780	1641	503
36.23	382.04	344	-1493	284	-1149	1820	-993	1783	175
35.36	382.44	329	-1358	271	-1042	1768	-483	1740	527
34.46	382.88	310	-1341	256	-1033	1705	-657	1682	227
33.55	383.25	375	-1311	308	-1011	1928	-517	1898	251
32.64	383.63	407	-1262	334	-971	2025	-329	2000	317
31.76	383.99	421	-1163	347	-894	1750	973	1816	1332
30.85	384.31	400	-959	331	-731	1774	1546	1911	1587
29.96	384.64	353	-583	298	-435	1917	2433	2076	2221
29.14	385.16	309	-640	260	-483	1609	2118	1681	1452
28.34	385.71	278	-782	230	-595	1245	1549	1250	759
27.53	386.79	342	-1284	278	-989	1177	459	1366	264
26.74	387.38	305	-1315	247	-1015	1033	209	1226	131
25.95	387.97	301	-1328	243	-1023	1400	-741	1597	-775
24.80	388.89	362	-1409	289	-1085	1621	-1080	1841	-1133
24.01	389.49	355	-1405	285	-1081	1685	-1259	1917	-1387
23.24	390.63	293	-1366	239	-1041	1712	-802	1779	-1350
22.48	391.26	357	-1510	288	-1142	1929	-1123	2016	-1843
21.67	391.90	314	-1387	256	-1040	1894	-896	1953	-1611
20.86	392.53	298	-1271	244	-948	1916	-709	1956	-1331
20.07	393.13	325	-1252	264	-939	2123	-1075	2185	-1658
19.27	394.21	360	-1269	284	-961	2278	-1494	2375	-2053
18.48	394.80	371	-1236	289	-940	2248	-2066	2598	-2114
18.04	394.80	313	-1096	243	-830	2047	-1583	2376	-1582
16.95	394.84	286	-782	219	-600	1897	-160	2245	84
15.87	394.86	257	-580	190	-462	1797	607	2171	948
15.87	396.96	395	-844	290	-647	2598	-1327	3175	-1446
14.16	396.98	342	-579	240	-448	2339	-106	2927	-166

Tabella 26 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,5 m, armata con 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

Ø26 /20 cm	(A=26,55 cm ² /m)	d = 10 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 85 cm
Ø20 /40 cm	(A=7,85 cm ² /m)	d = 165 cm
2Ø26 /20 cm	(A=53,09 cm ² /m)	d = 235 cm

In Figura 81 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

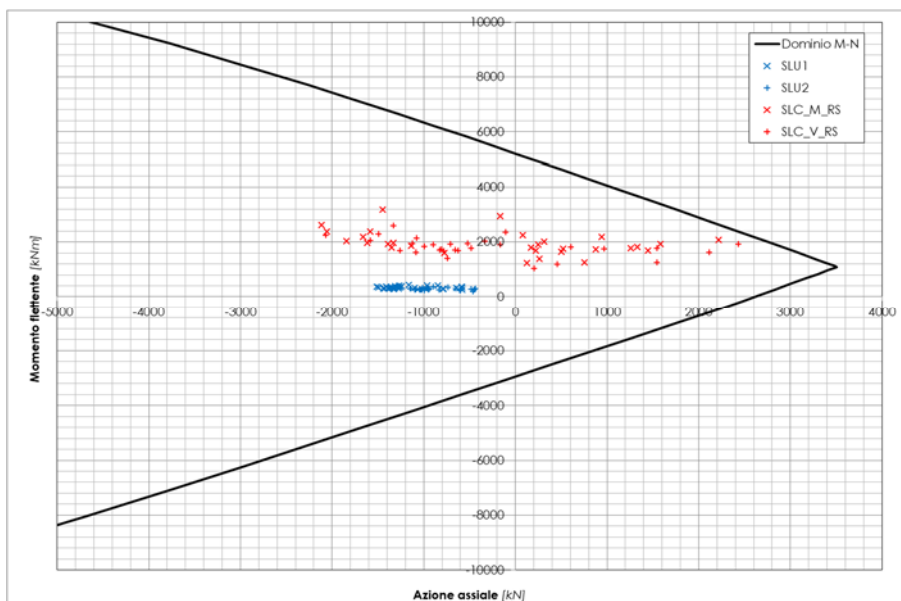


Figura 81 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio di progetto sono riportate in Tabella 29, dove è indicata la zona di validità dei valori calcolati (coordinata X globale del modello). Si omettono, per queste verifiche, le combinazioni in condizioni statiche (SLU1 e SLU2) in quanto evidentemente molto meno gravose rispetto a quelle in condizioni sismiche.

X min	X max	SLC_V_RS	SLC_M_RS
		V	V
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]
28.50	31.00	243	154
31.00	33.00	527	455
33.00	35.00	793	751
35.00	37.00	818	850
37.00	39.00	781	844
39.00	40.20	815	939

Tabella 27 – Azioni di taglio sollecitanti di progetto

In questa zona sono previste file verticali di staffe $\varnothing 14$ a 2 braccia con passo di 20 cm ed interasse tra le file di 80 cm, il tutto come indicato nella tavola di armatura di progetto. Le resistenze di calcolo a “taglio trazione” e a “taglio compressione”, prendendo in conto il contributo delle staffe vengono calcolare con le formule 4.1.27 e 4.1.28 delle NTC2018, con questi dati:

$b_w = 100$ cm	(larghezza della sezione)
$d = 235$ cm	(altezza utile della sezione)
$A_{sw} = 308$ mm ²	(armatura trasversale, costituita da staffe $\varnothing 14$ a 2 bracci)
$s = 200$ mm	(interasse tra due armature trasversali consecutive)
$\alpha = 90^\circ$	(inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave)
$\alpha_c = 1,00$	(membratura non compressa)

Il valore dell'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'esse della trave che

massimizza la resistenza di calcolo a taglio risulta pari a $21,80^\circ$ ($\text{ctg}(\theta) = 2,5$), per cui si ha:

$$V_{Rsd} = 3.185 \text{ kN} ; V_{Rcd} = 6.612 \text{ kN}$$

e quindi, in definitiva, la verifica è soddisfatta essendo la resistenza a taglio di progetto $V_{Rd} = 3.185 \text{ kN}$, sempre maggiore del taglio agente.

6.12.2 PARETI LATERALI – SEZIONE ORIZZONTALE A Q. 387

La sezione presa in esame è orizzontale, alla quota 387 m s.m. circa, come indicato sulla vista frontale della parte interna ed esterna del muro sinistro di Figura 82 e Figura 83.

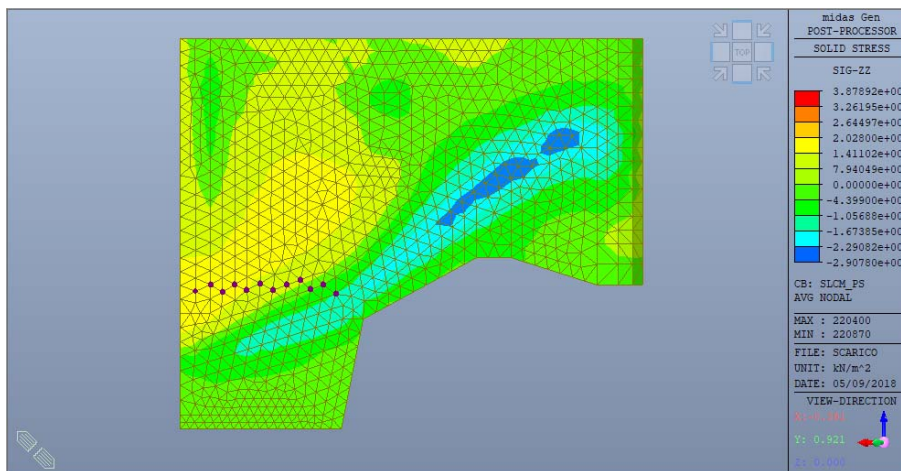


Figura 82 – Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla parte interna del muro

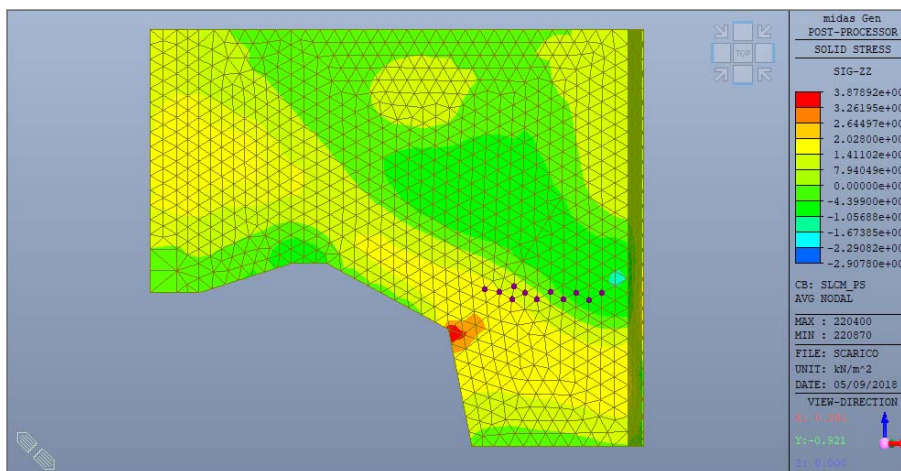


Figura 83 - Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla parte esterna del muro

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 28, dove viene indicata anche la posizione del baricentro dei nodi considerati

(posizione X globale del modello).

X	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
30.47	186	-1270	150	-984	868	574	1046	575
31.36	64	-1132	49	-869	468	855	633	1003
32.18	64	-1134	48	-871	534	849	625	1277
32.59	-60	-1122	-55	-861	92	493	117	1087
33.40	-58	-1169	-54	-898	98	370	94	1105
34.23	-49	-1223	-47	-940	102	254	61	1131
35.08	-115	-1259	-102	-971	-251	34	-279	988
35.95	-128	-1334	-115	-1030	-359	92	-431	1190
36.75	-136	-1410	-122	-1094	-568	-82	-624	1087
37.57	-127	-1526	-118	-1185	-1203	-1316	-1307	27
38.39	-111	-1648	-107	-1283	-1527	-1129	-1626	322

Tabella 28 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,5 m.

Nella parte di sezione vicino allo scivolo (X minori) la sezione è armata con le seguenti 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

Ø26 /20 cm	(A=26,55 cm ² /m)	d = 10 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 85 cm
Ø20 /40 cm	(A=7,85 cm ² /m)	d = 165 cm
2Ø26 /20 cm	(A=53,09 cm ² /m)	d = 235 cm

Nella restante parte è armata con le seguenti 4 file barre:

Ø26 /20 cm	(A=26,55 cm ² /m)	d = 10 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 85 cm
Ø20 /40 cm	(A=7,85 cm ² /m)	d = 165 cm
Ø26 /20 cm	(A=26,55 cm ² /m)	d = 240 cm

Le verifiche vengono eseguite per la seconda tipologia di armatura (cioè senza l'infittimento dei Ø26 previsto in corrispondenza dello scivolo) anche per la zona più a monte. In Figura 84 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti di progetto. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

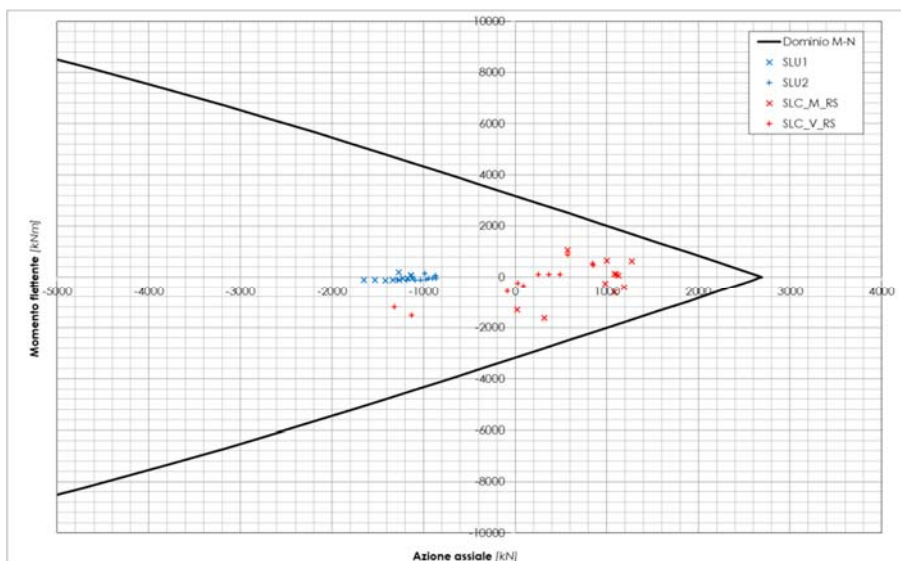


Figura 84 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio di progetto sono riportate in Tabella 29, dove è indicata la zona di validità dei valori calcolati (coordinata X globale del modello). Si omettono, per queste verifiche, le combinazioni in condizioni statiche (SLU1 e SLU2) in quanto evidentemente molto meno gravose rispetto a quelle in condizioni sismiche.

X min	X max	SLC_V_RS	SLC_M_RS
		V	V
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]
28.00	30.00	786	626
30.00	32.00	849	622
32.00	34.00	642	430
34.00	36.00	574	357
36.00	38.00	192	-41
38.00	39.00	345	148
39.00	40.00	-314	-177

Tabella 29 – Azioni di taglio sollecitanti di progetto

Per $X < 34$ m sono previste file verticali di staffe $\varnothing 14$ a 2 braccia con passo di 20 cm ed interasse tra le file di 80 cm, il tutto come indicato nella tavola di armatura di progetto. Le resistenze di calcolo a “taglio trazione” e a “taglio compressione”, prendendo in conto il contributo delle staffe vengono calcolate con le formule 4.1.27 e 4.1.28 delle NTC2018, con questi dati:

$b_w = 100$ cm	(larghezza della sezione)
$d = 235$ cm	(altezza utile della sezione)
$A_{sw} = 308$ mm ²	(armatura trasversale, costituita da staffe $\varnothing 14$ a 2 bracci)
$s = 200$ mm	(interasse tra due armature trasversali consecutive)
$\alpha = 90^\circ$	(inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave)
$\alpha_c = 1,00$	(membratura non compressa)

Il valore dell'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave che

massimizza la resistenza di calcolo a taglio risulta pari a $21,80^\circ$ ($\text{ctg}(\theta) = 2,5$), per cui si ha:

$$V_{Rsd} = 3.185 \text{ kN} ; V_{Rcd} = 6.612 \text{ kN}$$

e quindi, in definitiva, la verifica è soddisfatta essendo la resistenza a taglio di progetto $V_{Rd} = 3.185 \text{ kN}$, maggiore del taglio agente.

Per $X > 34 \text{ m}$ si calcola la resistenza a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Nel caso in esame, con i dati geometrici sopra riportati e con $N=0$ si ricava $V_{Rd} = 856 \text{ kN}$, maggiore del taglio agente.

Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

6.12.3 PARETI LATERALI – SEZIONE Q. 392

La sezione presa in esame è orizzontale, alla quota 392 m s.m. circa, come indicato sulla vista frontale della parte interna del muro sinistro di Figura 85.

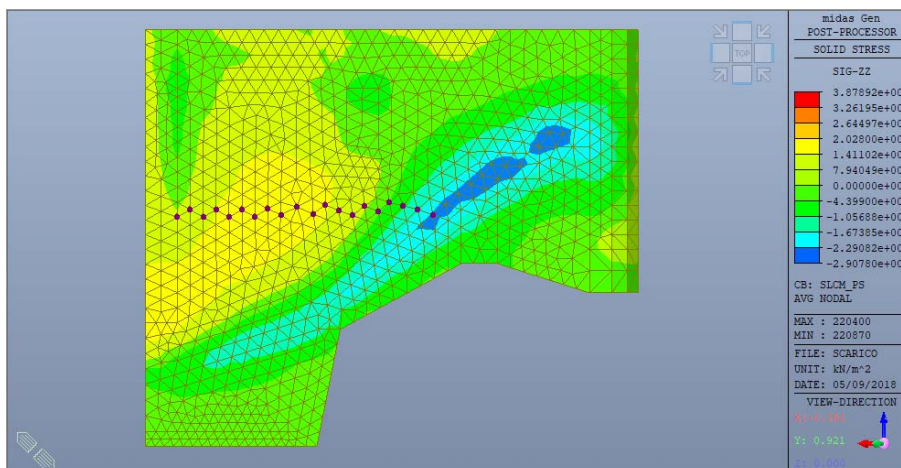


Figura 85 – Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla parte interna del muro

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 30, dove viene indicata anche la posizione del baricentro dei nodi considerati (posizione X globale del modello).

X	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
22.57	345	-1660	274	-1249	1905	-1528	2035	-2347
23.46	152	-1440	117	-1083	1229	-906	1321	-1583
24.32	65	-1274	46	-951	981	-330	1063	-925
25.16	-52	-1215	-53	-910	-22	1009	62	470
25.92	-75	-1293	-72	-979	-237	402	-161	-73
26.75	-150	-1186	-135	-898	-352	554	-292	170
27.52	-172	-1170	-153	-890	-545	365	-483	10
28.35	-220	-1060	-193	-802	-693	547	-630	246
29.19	-251	-950	-219	-716	-851	571	-786	320
29.97	-253	-949	-219	-719	-841	542	-727	462
30.88	-275	-846	-238	-638	-989	660	-869	634
31.78	-294	-826	-252	-623	-1040	564	-969	966
32.60	-257	-856	-220	-652	-975	284	-894	740
33.40	-255	-915	-217	-701	-969	232	-876	791
34.23	-224	-862	-190	-659	-949	325	-838	923
35.09	-201	-943	-169	-725	-1320	-821	-1194	-117
35.98	-135	-911	-111	-701	-1117	-833	-956	-80
36.78	-91	-998	-73	-773	-1070	-939	-888	-118
37.58	-7	-1051	0	-824	-818	-1151	-589	-371
38.39	24	-1146	25	-903	-722	-1447	-497	-564

Tabella 30 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,5 m, armata con 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

Ø26 /20 cm	(A=26,55 cm ² /m)	d = 10 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 85 cm
Ø20 /40 cm	(A=7,85 cm ² /m)	d = 165 cm
Ø26 /20 cm	(A=26,55 cm ² /m)	d = 240 cm

In Figura 86 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

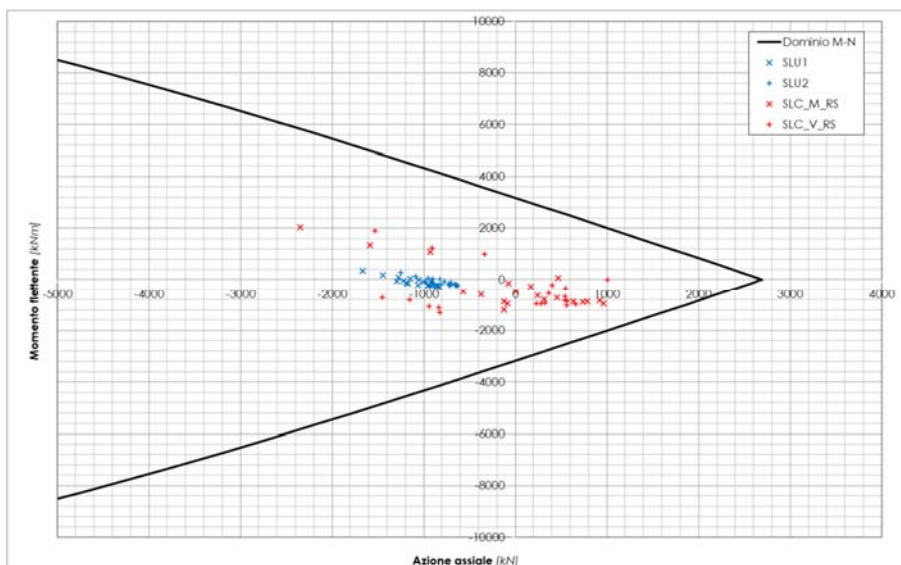


Figura 86 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio di progetto sono riportate in Tabella 31, dove è indicata la zona di validità dei valori calcolati (coordinata X globale del modello). Si omettono, per queste verifiche, le combinazioni in condizioni statiche (SLU1 e SLU2) in quanto evidentemente molto meno gravose rispetto a quelle in condizioni sismiche.

X min	X max	SLC_V_RS	SLC_M_RS
		V	V
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]
22.00	25.00	361	106
25.00	28.00	21	-221
28.00	30.50	27	-229
30.50	33.00	99	-158
33.00	36.00	2	-232
36.00	39.00	-368	-559

Tabella 31 – Azioni di taglio sollecitanti di progetto

La resistenza a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio, calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 e con $N=0$ è pari a $V_{Rd} = 856$ kN, maggiore del taglio agente. Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

6.12.4 PARETI LATERALI – SEZIONE Q. 397

La sezione presa in esame è orizzontale, alla quota 397 m s.m. circa, come indicato sulla vista frontale della parte interna del muro sinistro di Figura 87.

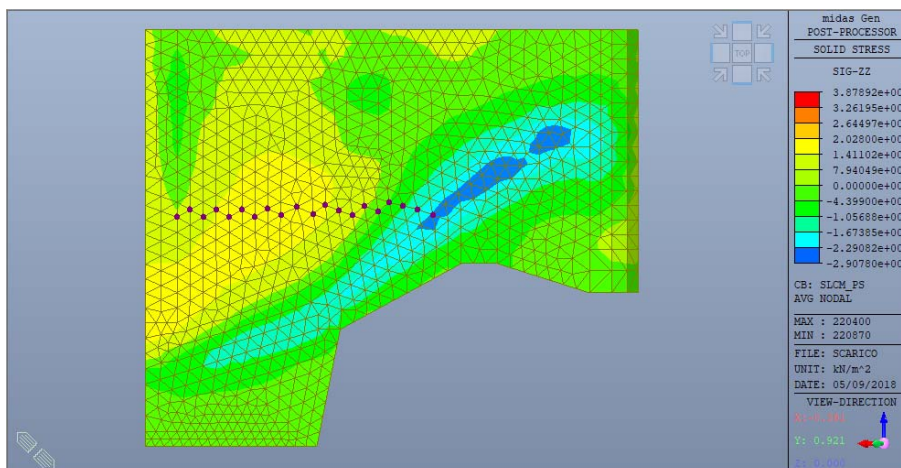


Figura 87 – Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla parte interna del muro

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 32, dove viene indicata anche la posizione del baricentro dei nodi considerati (posizione X globale del modello).

X	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
18.09	285	-928	210	-697	2020	-1108	2429	-1098
18.88	170	-947	122	-712	1375	-1253	1679	-1306
19.81	131	-940	92	-701	1337	-811	1529	-1136
20.72	55	-863	30	-645	931	-546	991	-1080
21.54	24	-849	6	-629	782	-232	828	-758
22.34	22	-877	1	-655	628	-377	666	-941
23.15	18	-945	-1	-707	525	-380	563	-952
23.92	22	-870	0	-654	-24	548	-12	25
24.70	36	-998	9	-750	-138	476	-110	-57
25.55	166	-1113	108	-840	-158	372	-116	-183
26.28	167	-1251	107	-954	-153	-64	-133	-518
27.03	281	-1316	193	-1000	-132	-111	-103	-558
27.76	133	-1253	82	-956	-186	-423	-347	-321
28.49	30	-826	-1	-620	-484	426	-448	82
29.33	-36	-637	-47	-481	-432	416	-414	162
30.12	-111	-650	-108	-487	-649	491	-607	280
30.96	-117	-631	-112	-479	-582	284	-588	228
31.80	-165	-634	-150	-478	-975	-241	-957	-16
32.68	-132	-576	-120	-434	-620	386	-595	636
33.46	-146	-627	-129	-474	-696	295	-649	601
34.27	-105	-596	-94	-450	-756	-242	-695	71
35.09	-88	-637	-77	-485	-781	-409	-664	38
35.91	-39	-610	-35	-467	-394	176	-262	599
36.73	-2	-672	-1	-519	-234	138	-77	603
37.55	71	-703	63	-554	-2	30	183	421
38.38	110	-807	98	-643	406	-589	602	-164

Tabella 32 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,5 m, armata con 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

Ø20 /20 cm	(A= 15,71 cm ² /m)	d = 10 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 85 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 165 cm
Ø20 /20 cm	(A= 15,71 cm ² /m)	d = 240 cm

In Figura 88 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

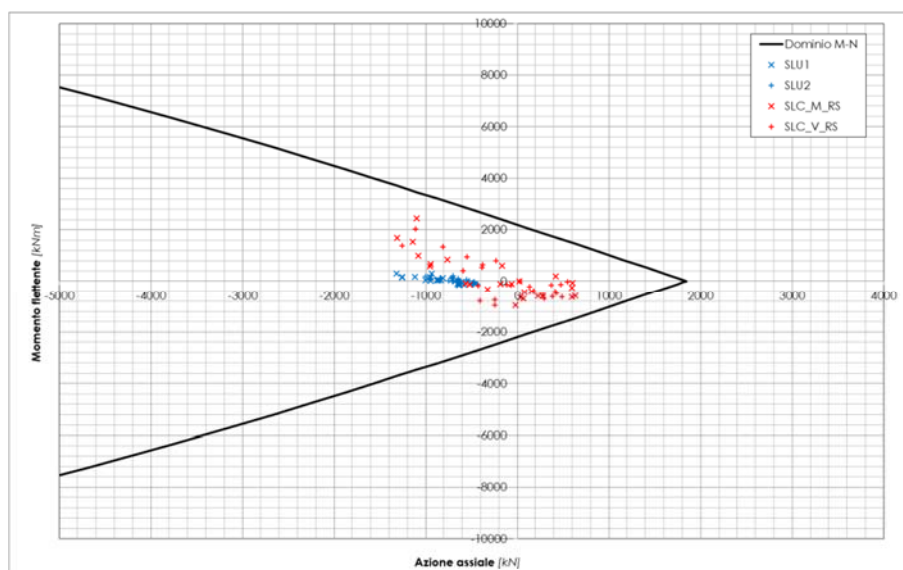


Figura 88 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

Visti i valori degli sforzi di taglio, si omettono in quanto non significative le verifiche a taglio per questa sezione.

6.12.5 PARETI LATERALI – SEZIONE Q. 402

La sezione presa in esame è orizzontale, alla quota 402 m s.m. circa, come indicato sulla vista frontale della parte interna del muro sinistro di Figura 89.

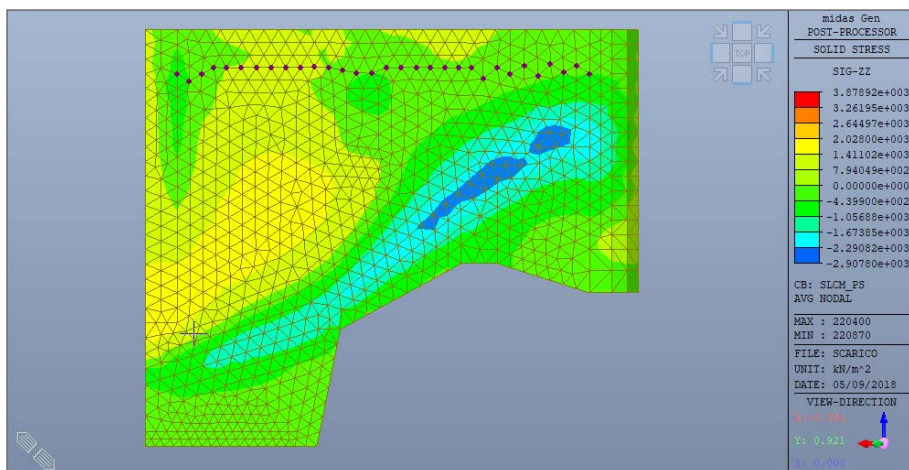


Figura 89 – *Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla parte interna del muro*

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 33, dove viene indicata anche la posizione del baricentro dei nodi considerati (posizione X globale del modello).

X	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
12.98	74	-214	60	-171	612	-79	736	-77
13.77	40	-189	34	-148	385	-124	468	-128
14.49	50	-256	42	-199	513	-206	628	-211
15.37	18	-232	17	-177	312	-94	394	-77
16.13	26	-293	22	-224	292	-447	381	-519
16.92	-14	-254	-9	-195	171	-156	238	-138
17.71	2	-269	0	-202	151	-348	218	-392
18.49	-27	-269	-26	-204	-71	-614	-9	-618
19.35	1	-284	-8	-212	4	-654	68	-711
20.12	-31	-274	-33	-210	-97	-556	-75	-635
20.89	-23	-234	-27	-177	-200	-189	-183	-264
21.74	-21	-247	-24	-188	-177	-217	-165	-294
22.65	-12	-234	-19	-177	-37	100	-26	9
23.56	-3	-222	-12	-168	94	-120	103	-212
24.49	1	-217	-8	-166	139	-98	143	-186
25.43	11	-224	0	-170	252	-263	264	-371
26.35	23	-254	10	-193	403	-488	425	-624
27.28	-5	-191	-14	-144	359	-402	379	-536
28.17	-9	-141	-16	-105	242	-120	267	-231
29.07	-21	-176	-25	-133	15	301	1	158
29.98	-20	-162	-25	-122	3	366	-55	353
30.88	-10	-198	-16	-150	-11	194	-52	202
31.80	-22	-206	-25	-158	-212	-146	-245	-132
32.73	-12	-194	-16	-147	-61	246	-62	329
33.65	-5	-186	-11	-141	-168	-56	-162	30
34.59	2	-188	-4	-142	-143	-86	-130	6
35.51	12	-190	4	-142	-10	212	14	316
36.42	37	-175	25	-131	199	-132	236	-12
37.22	50	-223	36	-171	232	-118	300	61
38.05	108	-320	85	-256	350	-246	468	-244
38.81	100	-384	79	-316	436	-384	548	-394

Tabella 33 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,5 m, armata con 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

Ø20 /20 cm	(A= 15,71 cm ² /m)	d = 10 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 85 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 165 cm
Ø20 /20 cm	(A= 15,71 cm ² /m)	d = 240 cm

In Figura 90 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

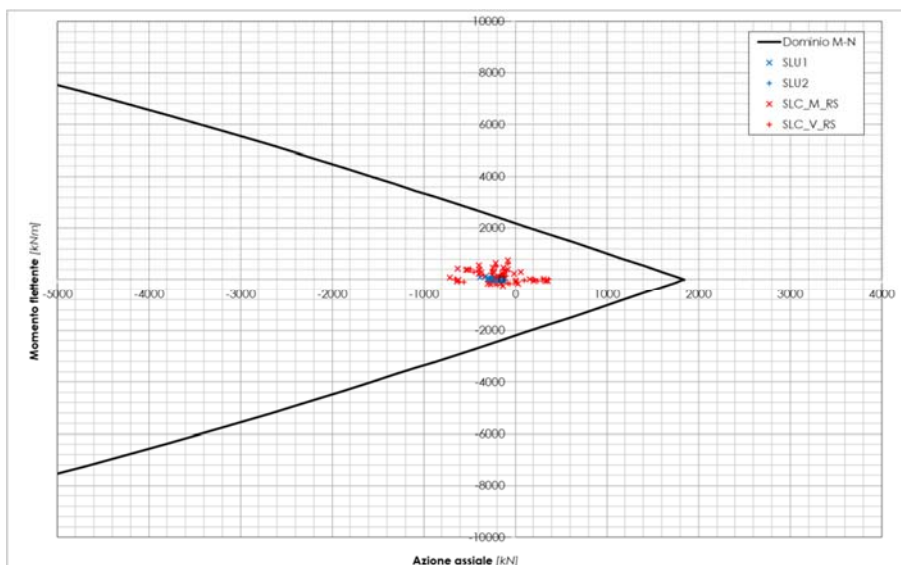


Figura 90 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

Visti i valori degli sforzi di taglio, si omettono in quanto non significative le verifiche a taglio.

6.12.6 PARETI LATERALI – SEZIONE X = 38,0 (A FILO DEL PORTALE)

La sezione presa in esame è verticale, alla progressiva 38,0 m circa (coordinata X globale del modello), cioè a filo del portale; la posizione dei nodi della sezione è rappresentata sulla vista della parte esterna della parete laterale destra in Figura 91.

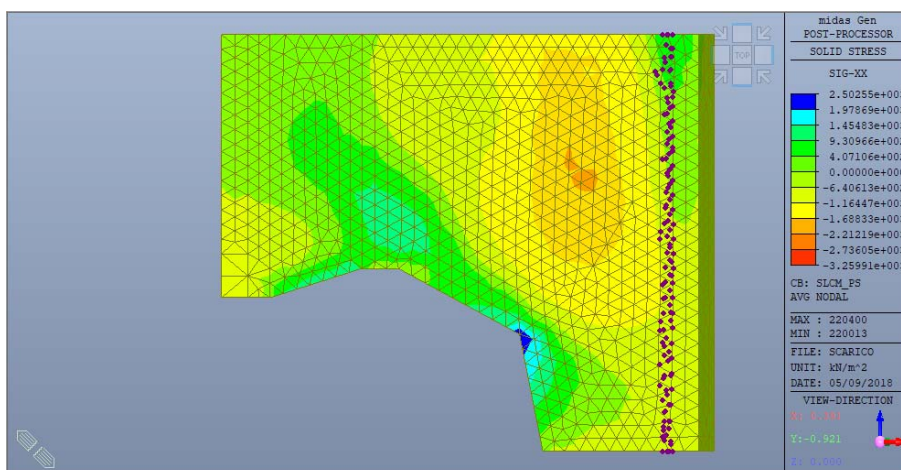


Figura 91 – Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla parte esterna del muro

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 34, dove viene indicata anche la quota del baricentro dei nodi considerati.

z	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
376.50	-8	-245	-6	-190	-17	-248	-7	-254
384.26	-14	-264	-13	-211	-9	-146	-20	-233
377.48	-10	-266	-8	-212	-4	-142	-2	-253
378.30	-11	-278	-9	-225	8	-91	4	-262
379.10	-5	-277	-4	-225	43	-33	43	-247
379.96	3	-293	3	-240	83	-86	100	-360
380.90	7	-362	8	-300	78	-331	119	-704
381.90	39	-473	36	-397	185	-648	278	-1160
382.79	72	-627	64	-525	196	-1237	284	-1746
383.81	40	-586	36	-485	-20	-974	53	-1364
384.83	2	-488	4	-404	-302	-414	-213	-815
385.86	1	-444	5	-367	-434	-217	-290	-628
386.70	17	-404	20	-333	-442	-135	-280	-515
387.73	44	-407	45	-338	-510	21	-281	-430
388.77	76	-444	74	-373	-539	129	-244	-433
389.78	154	-496	143	-423	-468	241	-59	-468
390.55	143	-686	136	-586	-551	-353	-111	-1173
391.32	244	-599	224	-517	-273	-74	257	-867
392.34	266	-657	243	-573	-174	-149	364	-1072
393.36	293	-681	267	-597	-117	-372	467	-1274
394.38	330	-725	299	-639	176	-45	796	-1002
395.40	321	-682	291	-603	197	-37	796	-939
396.42	311	-626	281	-555	502	-656	1073	-1472
397.44	307	-625	276	-557	519	-705	1075	-1522
398.47	338	-601	302	-535	606	-699	1184	-1455
399.50	329	-563	292	-502	617	-672	1168	-1385
400.52	347	-583	305	-520	655	-811	1199	-1516
401.19	375	-660	328	-583	751	-1233	1321	-1932
402.05	376	-554	327	-488	785	-956	1331	-1604
402.98	364	-409	315	-354	818	-704	1328	-1212
403.79	379	-375	325	-315	980	-598	1455	-1104
405.00	327	-196	279	-152	770	-8	1234	-357

Tabella 34 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,5 m, armata con 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

Ø20 /20 cm	(A= 15,71 cm ² /m)	d = 10 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 85 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 165 cm
Ø20 /20 cm	(A= 15,71 cm ² /m)	d = 240 cm

In Figura 92 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

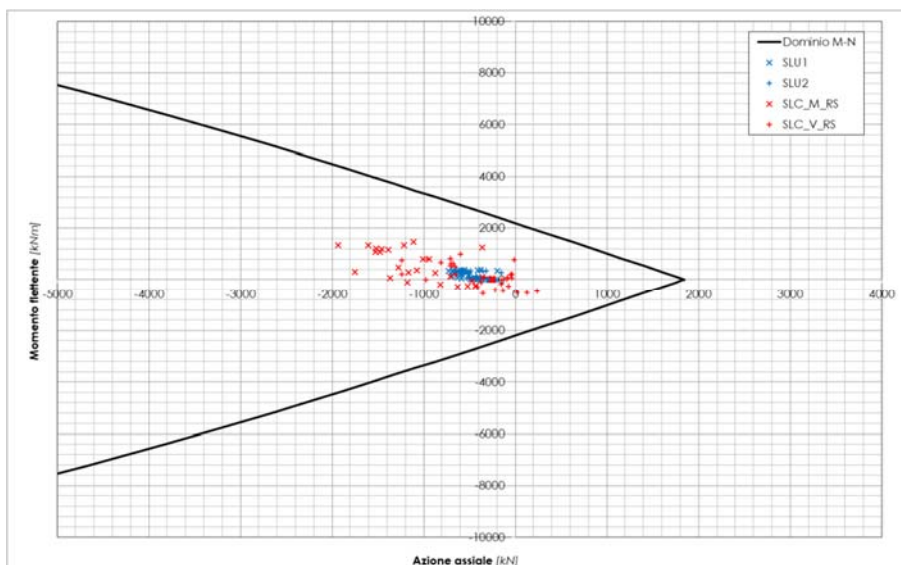


Figura 92 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio di progetto sono riportate in Tabella 35, dove è indicata la zona di validità dei valori calcolati (quota assoluta). Si omettono, per queste verifiche, le combinazioni in condizioni statiche (SLU1 e SLU2) in quanto evidentemente molto meno gravose rispetto a quelle in condizioni sismiche.

Z inf	Z sup	SLC_V_RS		SLC_M_RS	
		V	N	V	N
[m s.m.]	[m s.m.]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
402.00	405.00	-1188	-566	-1356	-1069
400.00	402.00	-1087	-1022	-1306	-1724
398.00	400.00	-1051	-686	-1270	-1420
396.00	398.00	-1120	-681	-1387	-1497
394.00	396.00	-1163	-41	-1494	-970
392.00	394.00	-1123	-260	-1515	-1173
390.00	392.00	-668	-214	-950	-1020
388.00	390.00	-270	185	-551	-450
386.00	388.00	-2	-57	-142	-473
384.00	386.00	192	-315	93	-722
382.00	384.00	339	-1105	285	-1555

Tabella 35 – Azioni di taglio sollecitanti di progetto

In questa zona sono previste file orizzontali di staffe $\varnothing 14$ a 2 braccia con passo di 20 cm ed interasse tra le file di 80 cm, il tutto come indicato nella tavola di armatura di progetto. Le resistenze di calcolo a "taglio trazione" e a "taglio compressione", prendendo in conto il contributo delle staffe vengono calcolare con le formule 4.1.27 e 4.1.28 delle NTC2018, con questi dati:

$b_w = 100$ cm (larghezza della sezione)
 $d = 240$ cm (altezza utile della sezione)
 $A_{sw} = 308$ mm² (armatura trasversale, costituita da staffe $\varnothing 14$ a 2 bracci)

$s = 200 \text{ mm}$	(interasse tra due armature trasversali consecutive)
$\alpha = 90^\circ$	(inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave)
$\alpha_c = 1,00$	(a favore di sicurezza, si considera la membratura non compressa)

Il valore dell'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave che massimizza la resistenza di calcolo a taglio risulta pari a $21,80^\circ$ ($\text{ctg}(\theta) = 2,5$), per cui si ha:

$$V_{Rsd} = 3.253 \text{ kN} ; V_{Rcd} = 6.753 \text{ kN}$$

e quindi, in definitiva, la verifica è soddisfatta essendo la resistenza a taglio di progetto $V_{Rd} = 3.253 \text{ kN}$, sempre maggiore del taglio agente.

6.12.7 PARETI LATERALI – SEZIONE X = 35,5

La sezione presa in esame è verticale, alla progressiva 35,5 m circa (coordinata X globale del modello), cioè a circa 3 m dal portale; la posizione dei nodi della sezione è rappresentata sulla vista della parte esterna della parete laterale destra in Figura 93.

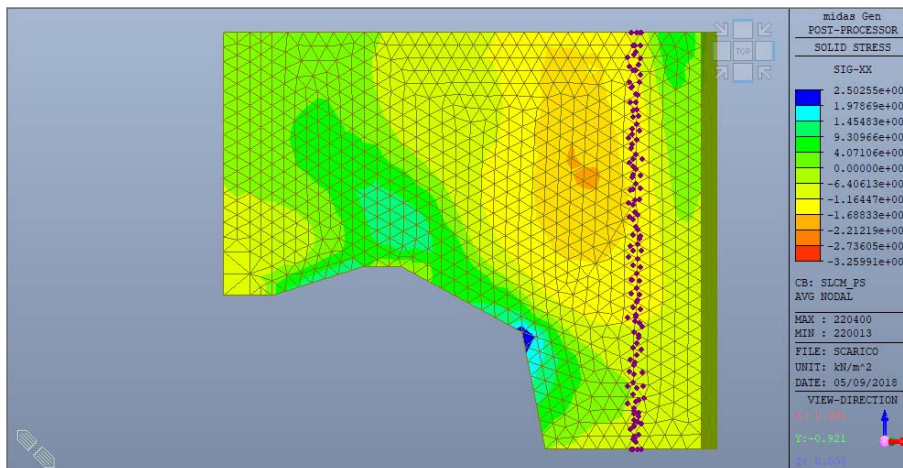


Figura 93 – *Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla parte esterna del muro*

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 36, dove viene indicata anche la quota del baricentro dei nodi considerati.

z	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
376.50	8	-245	6	-189	-6	-111	-17	-117
377.19	14	-271	11	-212	-14	-83	-6	-164
377.87	12	-288	10	-228	-26	-61	-20	-199
377.30	-4	-273	-5	-215	-9	-116	-53	-204
378.05	-1	-306	-2	-244	-22	-102	-59	-291
378.77	-7	-335	-8	-270	-42	-100	-90	-368
379.50	-14	-375	-14	-304	-106	-143	-160	-494
380.32	-35	-417	-33	-342	-209	-241	-300	-696
381.32	-75	-553	-67	-456	-391	-498	-510	-1144
382.44	-124	-737	-107	-609	-472	-853	-611	-1640
383.36	-53	-699	-48	-575	-83	-246	-178	-984
384.40	40	-646	30	-532	257	80	165	-703
385.39	87	-639	68	-526	458	119	355	-646
386.36	120	-663	94	-548	753	-186	624	-988
387.32	144	-679	113	-564	913	-275	750	-1094
388.31	150	-665	117	-555	1002	-245	810	-1087
389.31	167	-682	131	-575	1124	-266	917	-1166
390.31	156	-692	120	-588	1174	-378	927	-1296
391.34	163	-660	126	-566	1286	-236	1013	-1185
392.33	146	-660	111	-567	1305	-431	1008	-1331
393.38	162	-669	124	-580	1436	-482	1121	-1425
394.43	133	-618	101	-540	1327	-357	1015	-1270
395.46	126	-581	95	-514	1381	-236	1049	-1181
396.48	108	-575	80	-510	1309	-487	990	-1372
397.51	93	-538	69	-480	1274	-488	954	-1356
398.56	82	-492	60	-444	1245	-391	881	-1101
399.69	58	-443	41	-402	1116	-237	745	-870
400.74	22	-421	11	-379	1063	-536	657	-1063
401.60	15	-303	5	-278	1038	-296	642	-715
402.40	14	-389	6	-353	584	-1676	197	-2208
403.26	11	-164	2	-157	999	243	652	-178
404.13	11	-196	4	-181	490	-1346	151	-1719
405.00	-55	-143	-54	-130	359	-1121	-50	-1448

Tabella 36 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,5 m, armata con 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

Ø20 /20 cm	(A= 15,71 cm ² /m)	d = 10 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 85 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 165 cm
Ø20 /20 cm	(A= 15,71 cm ² /m)	d = 240 cm

In Figura 94 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

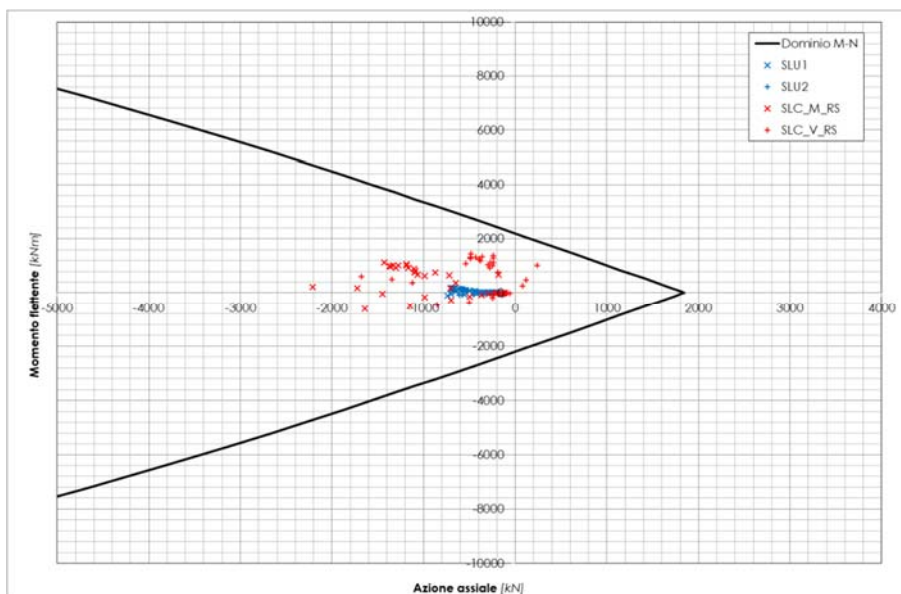


Figura 94 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio di progetto sono riportate in Tabella 37, dove è indicata la zona di validità dei valori calcolati (quota assoluta). Si omettono, per queste verifiche, le combinazioni in condizioni statiche (SLU1 e SLU2) in quanto evidentemente molto meno gravose rispetto a quelle in condizioni sismiche.

Z inf	Z sup	SLC_V_RS		SLC_M_RS	
		V	N	V	N
[m s.m.]	[m s.m.]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
402.00	405.00	-1204	-975	-1448	-1388
400.00	402.00	-926	-416	-1184	-889
398.00	400.00	-911	-314	-1227	-985
396.00	398.00	-830	-488	-1177	-1364
394.00	396.00	-781	-296	-1199	-1226
392.00	394.00	-638	-457	-1016	-1378
390.00	392.00	-306	-307	-703	-1241
388.00	390.00	-70	-256	-380	-1126
386.00	388.00	141	-230	-88	-1041
384.00	386.00	363	99	164	-675

Tabella 37 – Azioni di taglio sollecitanti di progetto

In questa zona sono previste file orizzontali di staffe Ø14 a 2 braccia con passo di 20 cm ed interasse tra le file di 80 cm, il tutto come indicato nella tavola di armatura di progetto. La sezione è del tutto analoga alla precedente (sezione a filo del portale, § 6.12.6), quindi la resistenza a taglio di progetto $V_{Rd} = 3.253$ kN anche prescindendo dall'azione assiale di compressione; essendo V_{Rd} maggiore del taglio agente, le verifiche a taglio sono soddisfatte.

6.12.8 PARETI LATERALI – SEZIONE X = 32,3

La sezione presa in esame è verticale, alla progressiva 32,3 m circa (coordinata X globale del modello), cioè a circa 6,3 m dal portale; la posizione dei nodi della sezione è rappresentata sulla vista della parte esterna della parete laterale destra in Figura 95.

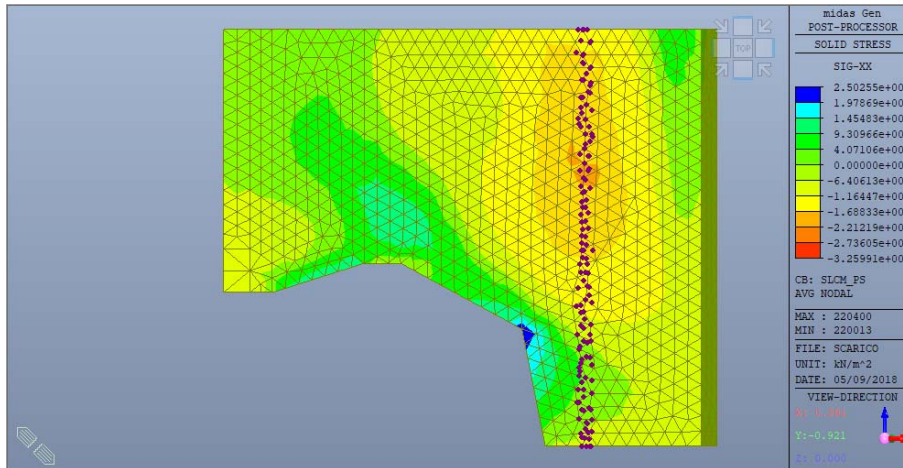


Figura 95 – *Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla parte esterna del muro*

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 38, dove viene indicata anche la quota del baricentro dei nodi considerati.

z	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
376.50	-7	-242	-5	-187	17	-76	15	-122
377.20	-14	-283	-11	-222	27	-53	16	-158
377.92	-19	-326	-15	-255	124	210	104	25
378.60	-15	-354	-11	-278	132	238	118	-14
379.20	-9	-391	-5	-308	209	444	205	100
379.96	6	-417	7	-331	219	425	241	-10
380.99	23	-471	23	-376	364	578	397	-46
382.01	44	-563	41	-456	478	575	516	-291
382.83	99	-753	87	-619	803	-186	872	-1330
383.63	159	-1022	135	-842	783	-1073	916	-2345
384.34	73	-858	62	-702	333	317	409	-995
385.21	-29	-803	-23	-657	-86	316	6	-961
386.00	-114	-768	-93	-631	-341	493	-297	-802
386.94	-176	-800	-144	-660	-571	380	-508	-909
387.93	-223	-830	-183	-688	-744	208	-674	-1041
388.86	-280	-795	-231	-661	-1181	-131	-1094	-1380
389.41	-312	-803	-257	-672	-1285	-214	-1243	-1400
390.12	-328	-809	-272	-679	-1370	-395	-1325	-1562
391.10	-369	-744	-306	-629	-1607	-220	-1553	-1358
392.09	-370	-758	-308	-646	-1676	-429	-1626	-1519
393.03	-353	-781	-295	-670	-1650	-710	-1601	-1754
394.07	-383	-691	-320	-600	-1850	-482	-1794	-1489
395.09	-400	-769	-334	-669	-1994	-1126	-1941	-2072
396.15	-408	-609	-341	-539	-2093	-540	-2032	-1476
397.00	-364	-545	-304	-489	-1939	-362	-1862	-1277
397.84	-357	-486	-299	-444	-2030	-184	-1927	-1096
398.68	-361	-482	-302	-441	-2079	-594	-2097	-1181
399.76	-351	-433	-294	-400	-2146	-592	-2173	-1124
400.69	-325	-409	-272	-382	-2177	-643	-2188	-1160
401.54	-291	-366	-246	-347	-1996	-667	-2041	-1115
402.39	-244	-307	-204	-296	-1928	-808	-1844	-974
403.27	-265	-259	-222	-257	-2119	-861	-1943	-659
404.14	-222	-213	-185	-216	-1922	-843	-1740	-578
405.00	-244	-130	-204	-152	-2037	-580	-1864	-255

Tabella 38 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,5 m, armata con 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

Ø20 /20 cm	(A= 15,71 cm ² /m)	d = 10 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 85 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 165 cm
Ø20 /20 cm	(A= 15,71 cm ² /m)	d = 240 cm

In Figura 96 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

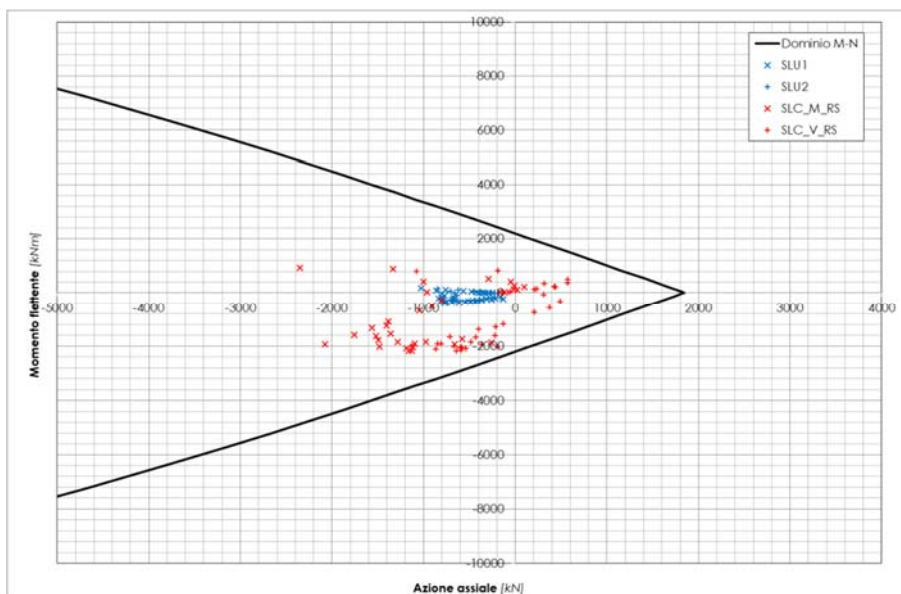


Figura 96 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio di progetto sono riportate in Tabella 39, dove è indicata la zona di validità dei valori calcolati (quota assoluta). Si omettono, per queste verifiche, le combinazioni in condizioni statiche (SLU1 e SLU2) in quanto evidentemente molto meno gravose rispetto a quelle in condizioni sismiche.

Z inf	Z sup	SLC_V_RS		SLC_M_RS	
		V	N	V	N
[m s.m.]	[m s.m.]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
400.00	402.00	-415	-655	-603	-1137
398.00	400.00	-179	-593	-444	-1152
396.00	398.00	-104	-362	-382	-1283
394.00	396.00	-312	-804	-619	-1780
392.00	394.00	-124	-570	-460	-1637
390.00	392.00	161	-307	-201	-1460
388.00	390.00	285	-173	-61	-1390
386.00	388.00	550	361	154	-918

Tabella 39 – Azioni di taglio sollecitanti di progetto

La resistenza a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio, calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 e con $N=0$ è pari a $V_{Rd} = 695$ kN, sempre maggiore del taglio agente. Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

6.12.9 PARETI LATERALI – SEZIONE X = 29,0 (FILO DI VALLE DEL PUNTONO)

La sezione presa in esame è verticale, alla progressiva 29,0 m circa (coordinata X globale del modello), cioè lungo il filo lato valle del puntone; la posizione dei nodi della sezione è rappresentata sulla vista della parte esterna della parete laterale destra in Figura 97.

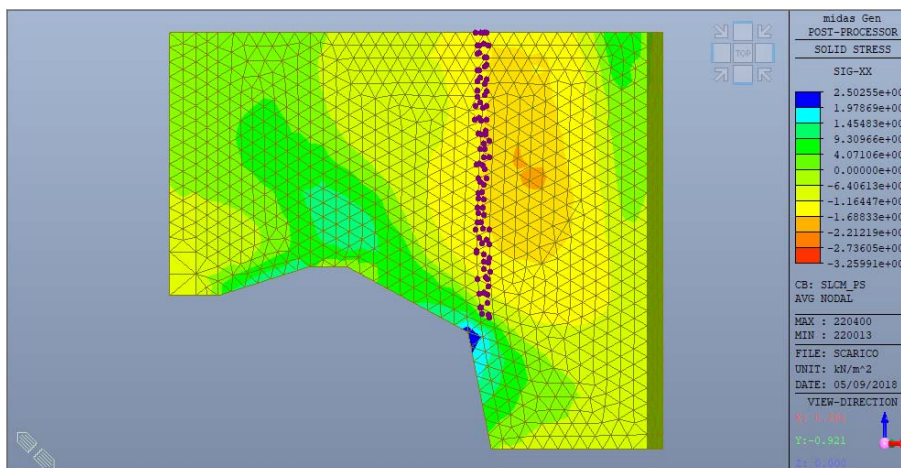


Figura 97 – Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla parte esterna del muro

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 40, dove viene indicata anche la quota del baricentro dei nodi considerati.

z	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
405.00	-246	-137	-211	-177	-1955	-879	-1898	-415
404.13	-189	-198	-164	-228	-867	-2725	-829	-2374
403.27	-238	-220	-205	-238	-1848	-873	-1813	-572
402.41	-215	-259	-188	-270	-1691	-925	-1677	-688
401.64	-256	-297	-222	-302	-1913	-986	-1991	-1049
400.78	-252	-206	-219	-226	-1897	-248	-2001	-338
399.91	-281	-321	-242	-318	-1928	-508	-2023	-663
399.00	-282	-365	-243	-354	-1859	-613	-1945	-861
398.01	-291	-446	-251	-418	-1861	-845	-1942	-1166
397.00	-240	-565	-208	-511	-1437	-803	-1587	-1444
395.94	-237	-607	-207	-539	-1422	-714	-1480	-1617
395.00	-256	-616	-223	-544	-1425	-631	-1472	-1610
394.05	-252	-663	-219	-578	-1352	-613	-1400	-1633
393.02	-250	-698	-217	-602	-1265	-565	-1303	-1660
392.01	-236	-775	-204	-662	-1180	-628	-1170	-1897
391.24	-231	-915	-198	-771	-1079	-991	-1043	-2298
390.01	-138	-920	-120	-769	-390	-146	-352	-1569
389.42	-175	-969	-149	-806	-481	-227	-435	-1636
388.43	-90	-1028	-78	-850	-213	-312	-155	-1804
387.65	24	-1065	18	-877	160	-187	241	-1801
386.67	170	-1360	140	-1118	951	-1644	1111	-3488
385.82	207	-1253	174	-1027	1177	-1003	1326	-2904

Tabella 40 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,5 m, armata con 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

$$\text{Ø}20 / 20 \text{ cm} \quad (A= 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) \quad d = 10 \text{ cm}$$

$\varnothing 20 / 40 \text{ cm}$ ($A = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$) $d = 85 \text{ cm}$
 $\varnothing 20 / 40 \text{ cm}$ ($A = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$) $d = 165 \text{ cm}$
 $\varnothing 20 / 20 \text{ cm}$ ($A = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$) $d = 240 \text{ cm}$

In Figura 98 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

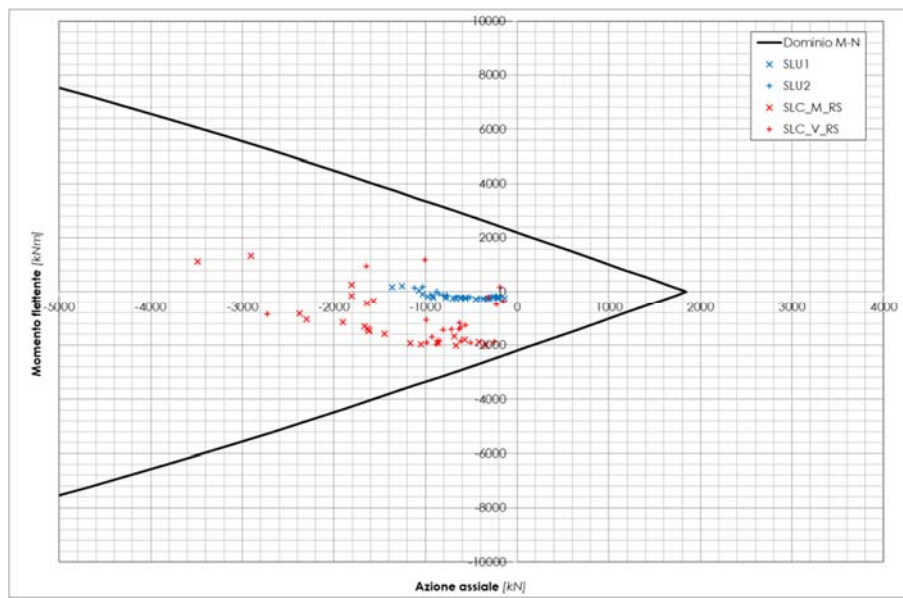


Figura 98 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio di progetto sono riportate in Tabella 41, dove è indicata la zona di validità dei valori calcolati (quota assoluta). Si omettono, per queste verifiche, le combinazioni in condizioni statiche (SLU1 e SLU2) in quanto evidentemente molto meno gravose rispetto a quelle in condizioni sismiche.

Z sup	Z inf	SLC_V_RS		SLC_M_RS	
		V	N	V	N
[m s.m.]	[m s.m.]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
402.50	400.00	290	-720	244	-692
400.00	397.50	271	-655	104	-897
397.50	395.00	24	-716	-202	-1557
395.00	392.50	292	-589	-25	-1647
392.50	390.00	331	-589	-15	-1921
390.00	387.50	554	-242	150	-1747

Tabella 41 – Azioni di taglio sollecitanti di progetto

La resistenza a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio, calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 e con $N=0$ è pari a $V_{Rd} = 695 \text{ kN}$, sempre maggiore del taglio agente. Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

6.12.10 PARETI LATERALI – SEZIONE X = 25,0 (FILO DI MONTE DEL PUNSTONE)

La sezione presa in esame è verticale, alla progressiva 25,0 m circa (coordinata X globale del modello), cioè lungo il filo lato monte del puntone; la posizione dei nodi della sezione è rappresentata sulla vista della parte esterna della parete laterale destra in Figura 99.

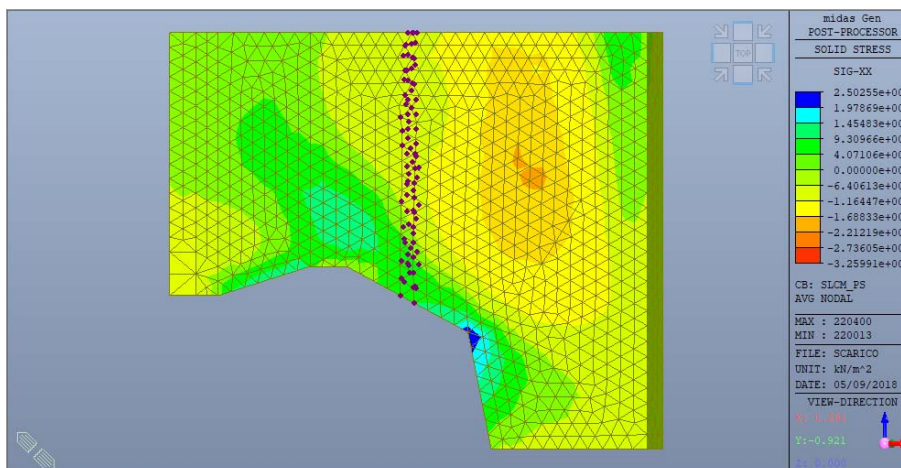


Figura 99 – Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla parte esterna del muro

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 42, dove viene indicata anche la quota del baricentro dei nodi considerati.

Z	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
405.00	-91	99	-84	-11	-364	-1409	-427	-956
404.14	-93	59	-86	-41	-368	-1398	-428	-1007
403.26	-81	-42	-77	-114	-333	-1579	-407	-1297
402.41	-67	-92	-66	-153	-298	-1449	-363	-1239
401.52	-18	-178	-27	-217	-121	-1601	-217	-1405
400.59	18	-320	3	-329	-37	-1870	-147	-1674
399.64	61	-350	38	-351	6	-1706	17	-1856
398.80	61	-479	37	-451	-375	-820	-345	-1034
397.83	53	-462	32	-434	-320	-631	-284	-941
396.88	33	-482	16	-446	-375	-422	-269	-979
396.25	45	-406	26	-387	-386	-499	-287	-1107
395.38	28	-453	13	-424	-307	-492	-263	-1290
394.66	14	-524	6	-483	30	80	71	-782
393.44	39	-598	26	-534	97	136	169	-899
392.47	80	-656	61	-577	222	170	315	-1032
391.47	147	-765	119	-662	860	-814	959	-2361
390.45	280	-956	232	-814	1459	-1406	1639	-3369
389.41	313	-905	263	-763	1824	-1403	1935	-3427

Tabella 42 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,5 m, armata con 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello

scarico):

Ø20 /20 cm	(A= 15,71 cm ² /m)	d = 10 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 85 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 165 cm
Ø20 /20 cm	(A= 15,71 cm ² /m)	d = 240 cm

In Figura 100 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

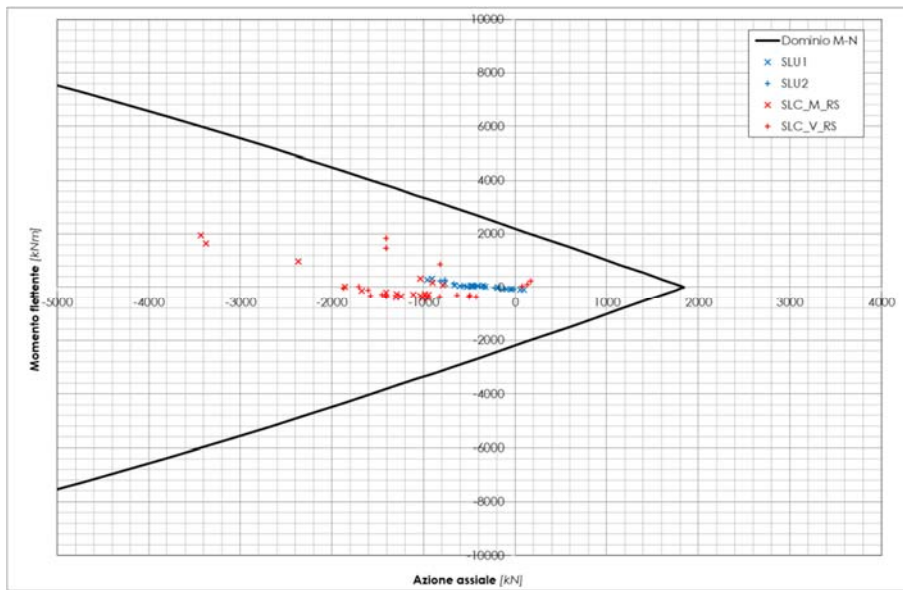


Figura 100 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio di progetto sono riportate in Tabella 43, dove è indicata la zona di validità dei valori calcolati (quota assoluta). Si omettono, per queste verifiche, le combinazioni in condizioni statiche (SLU1 e SLU2) in quanto evidentemente molto meno gravose rispetto a quelle in condizioni sismiche.

Z sup	Z inf	SLC_V_RS		SLC_M_RS	
		V	N	V	N
[m s.m.]	[m s.m.]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
402.50	400.00	-709	-1640	-645	-1439
400.00	397.50	-411	-1052	-496	-1277
397.50	395.00	188	-471	43	-1125
395.00	392.50	523	108	261	-841

Tabella 43 – Azioni di taglio sollecitanti di progetto

La resistenza a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio, calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 e con N=0 è pari a $V_{Rd} = 695$ kN, sempre maggiore del taglio agente sotto quota 400,00 m s.m. Tra le quote 400,00 e 402,50 m s.m., con N = 1640 kN di compressione, si ha $V_{Rd} = 941$

kN. Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

6.12.11 PARETI LATERALI – SEZIONE X = 19,5

La sezione presa in esame è verticale, alla progressiva 19,50 m circa (coordinata X globale del modello), cioè a circa 20,3 m dal portale; la posizione dei nodi della sezione è rappresentata sulla vista della parte esterna della parete laterale destra in Figura 101.

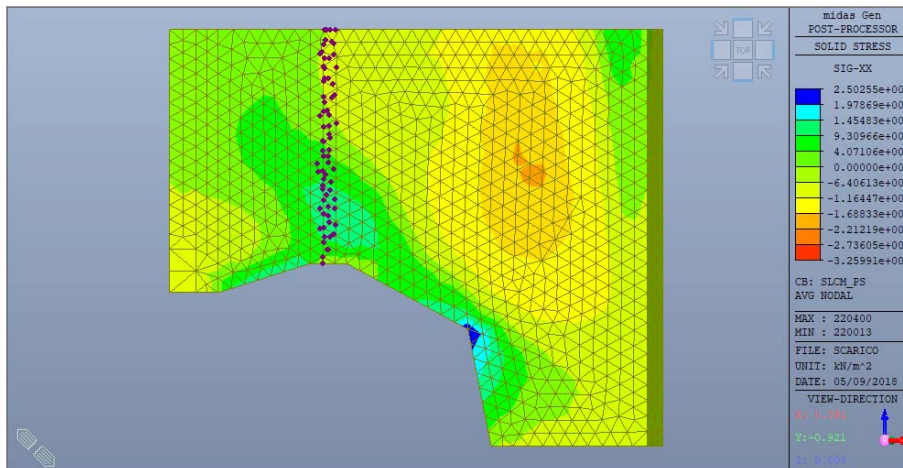


Figura 101 – Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla parte esterna del muro

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 44, dove viene indicata anche la quota del baricentro dei nodi considerati.

z	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
405.00	-86	261	-66	113	-379	-247	-387	395
404.12	-99	188	-80	60	-387	-264	-400	261
403.24	-78	125	-60	17	-124	-782	-123	-337
402.45	-89	69	-72	-23	-124	-695	-135	-341
401.56	-78	-26	-62	-102	14	-830	-6	-599
400.48	-77	-84	-63	-142	295	-172	283	-26
399.44	-48	-170	-38	-212	450	-435	438	-400
398.47	-41	-209	-32	-236	575	-321	555	-351
397.46	1	-264	4	-278	814	-320	856	-564
396.51	53	-338	48	-339	1003	-497	1046	-812
395.19	207	-562	183	-535	1880	-1547	1939	-2105
394.21	218	-538	193	-514	1839	-1293	1892	-1850

Tabella 44 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,5 m, armata con 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

$$\varnothing 20 / 20 \text{ cm} \quad (A = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) \quad d = 10 \text{ cm}$$

$\varnothing 20 / 40 \text{ cm}$ ($A = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$) $d = 85 \text{ cm}$
 $\varnothing 20 / 40 \text{ cm}$ ($A = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$) $d = 165 \text{ cm}$
 $\varnothing 20 / 20 \text{ cm}$ ($A = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$) $d = 240 \text{ cm}$

In Figura 102 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

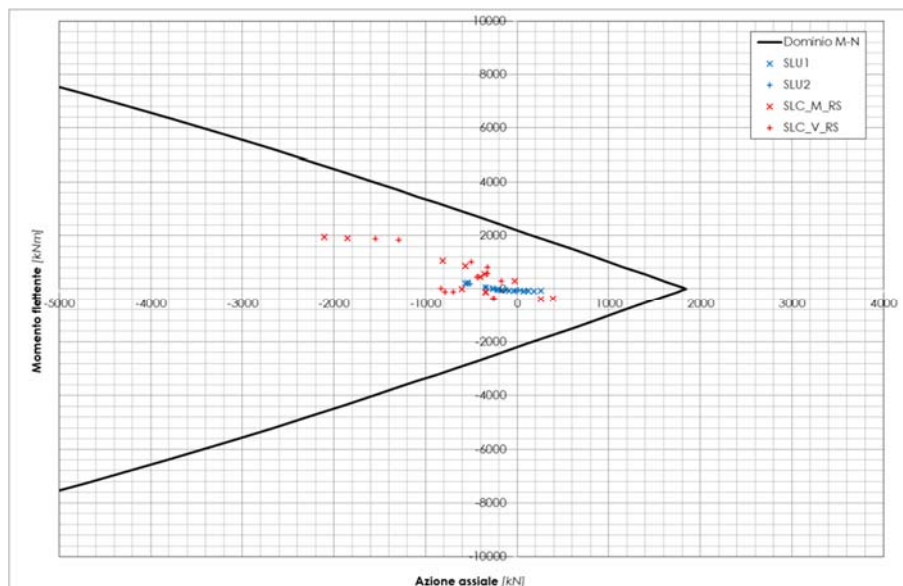


Figura 102 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio di progetto sono riportate in Tabella 45, dove è indicata la zona di validità dei valori calcolati (quota assoluta). Si omettono, per queste verifiche, le combinazioni in condizioni statiche (SLU1 e SLU2) in quanto evidentemente molto meno gravose rispetto a quelle in condizioni sismiche.

Z sup	Z inf	SLC_V_RS		SLC_M_RS	
		V	N	V	N
[m s.m.]	[m s.m.]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
402.50	400.00	230	-566	315	-322
400.00	397.50	286	-378	299	-375
397.50	395.00	648	-788	583	-1161

Tabella 45 – Azioni di taglio sollecitanti di progetto

La resistenza a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio, calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 e con $N=0$ è pari a $V_{Rd} = 695 \text{ kN}$, sempre maggiore del taglio agente. Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

6.12.12 PARETI LATERALI – PUNZONAMENTO IN CORRISPONDENZA DEL PUNTONE

Si verificano di seguito al punzonamento le pareti laterali in corrispondenza del

puntone.

La massima azione assiale di compressione, pressoché centrata, trasmessa dal puntone alle pareti agli Stati Limite Ultimi (v. successivo § 6.12.16) è:

$$N_{Ed} = 15.028 \text{ kN (combinazione SLC_V_RS)}$$

La resistenza al punzonamento è valutata, in accordo con il § 4.1.2.3.5.4 delle NTC2018, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, con la sollecitazione distribuita su un perimetro efficace distante $2d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della parete. In particolare, come suggerito dalle NTC2018, si fa riferimento al § 6.4.4 della UNI EN1992-1-1.

La resistenza a taglio è verificata lungo sia la faccia del puntone (perimetro u_0), sia lungo il perimetro di verifica di base (u_1).

Il perimetro del puntone risulta:

$$u_0 = 12,0 \text{ m}$$

Il perimetro di verifica di base u_1 è valutato come indicato sulla vista frontale della parete di Figura 103: siccome a q. 403,00 m s.m. lo spessore della parete varia da 2,5 m a 1,5 m, il calcolo viene eseguito come se non esistesse la parte di parete sopra quota 403,00 m s.m.; con questo approccio semplificato e cautelativo, si assume pertanto

$d = 2,4 \text{ m}$ costante e quindi il perimetro della sezione di verifica di base risulta:

$$u_1 = 29,0 \text{ m}$$

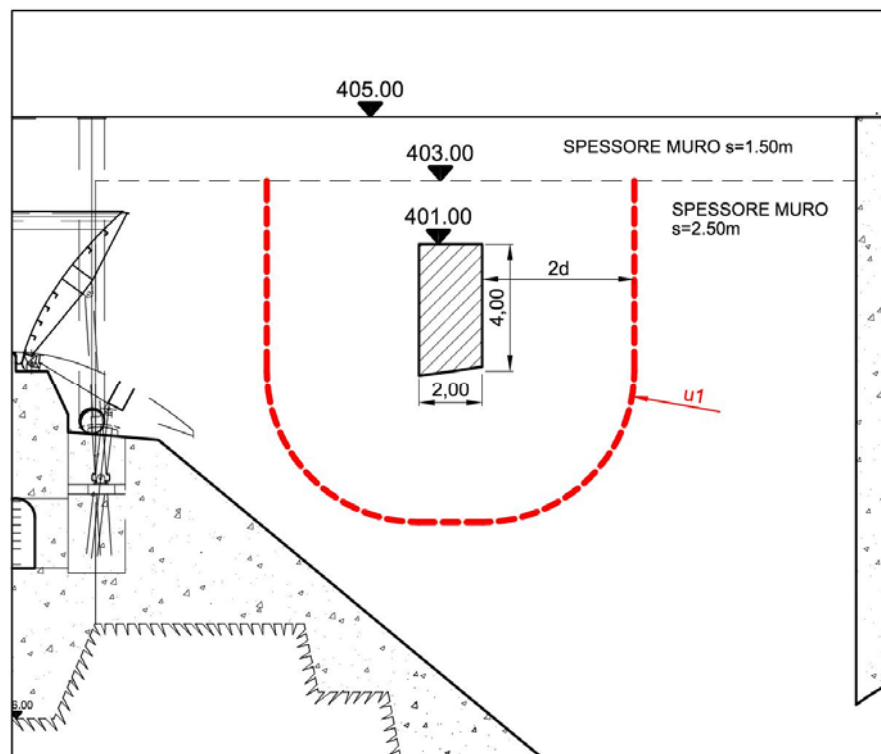


Figura 103 – Perimetro di verifica di base (il perimetro assunto nei calcoli è quello tratteggiato in rosso)

Lungo il perimetro del puntone si ha:

$$v_{Ed,0} = N_{Ed} / (u_0 \cdot d) = 521,8 \text{ kN/m}^2$$

Lungo questo perimetro non deve essere superata la massima tensione di taglio-punzonamento, definita come:

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 18,1 \text{ MPa} = 4.525 \text{ kN/m}^2$$

Essendo $v_{Ed,0} < v_{Rd,max}$ la verifica è soddisfatta.

Lungo il perimetro di verifica di base si ha:

$$v_{Ed,1} = N_{Ed} / (u_1 \cdot d) = 215,9 \text{ kN/m}^2$$

La resistenza di progetto a punzonamento, in assenza di armatura specifica, è:

$$v_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \quad [\text{MPa}]$$

in cui

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,289 \text{ (con } d \text{ in millimetri)}$$

$$\rho_l = A_s / (b \cdot d) = 15,71 / (100 \cdot 240) = 6,55 \cdot 10^{-4}$$

σ_{cp} trascurato cautelativamente

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,290 \text{ kN/m}^2$$

Quindi:

$$v_{Rd,c} = 290 \text{ kN/m}^2$$

Pertanto, essendo $v_{Ed,1} < v_{Rd,c}$, non è necessaria armatura specifica per il taglio-punzonamento e la verifica è soddisfatta.

6.12.13 PORTALE – ALL’ATTACCO DEI MURI LATERALI

Le sezioni prese in esame sono verticali, agli estremi di destra e di sinistra del portale, a filo delle pareti laterali; la posizione dei nodi della sezione è rappresentata sulla vista frontale della parte interna del portale in Figura 104.

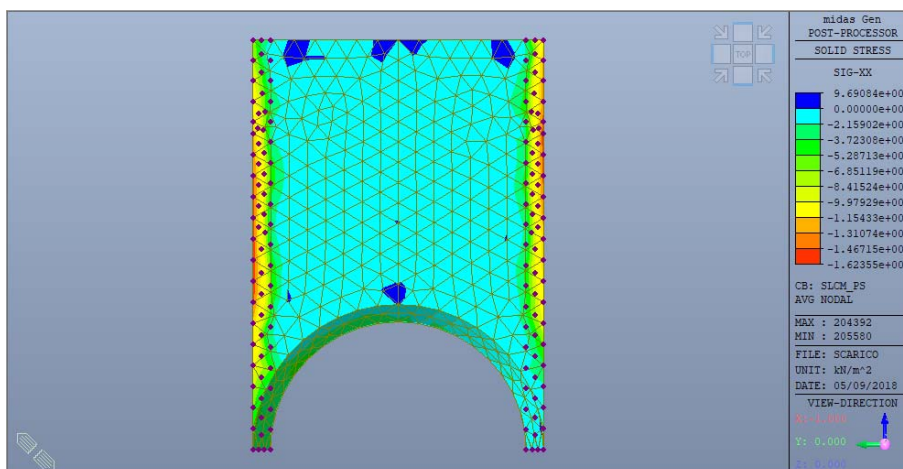


Figura 104 – Indicazione del tracciamento delle sezioni oggetto di verifica sulla vista frontale del portale

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 46 (sezione in destra idraulica) e Tabella 47 (sezione in sinistra idraulica), dove viene indicata anche la quota del baricentro dei nodi considerati.

z	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
405.00	257	-619	216	-483	918	-3447	1139	-4178
404.00	262	-587	220	-472	1202	-1859	1399	-2600
403.00	245	-613	207	-508	1025	-1791	1295	-2241
402.00	271	-629	230	-534	1129	-1914	1339	-2198
401.00	296	-852	254	-732	1175	-2586	1409	-3057
400.21	325	-731	280	-632	1205	-2153	1485	-2520
399.19	344	-855	298	-745	1211	-2446	1511	-2927
398.18	308	-871	268	-761	1041	-2440	1325	-2941
397.16	327	-928	287	-811	1056	-2587	1367	-3121
396.14	328	-967	287	-845	738	-3446	1057	-3995
395.12	277	-974	244	-850	564	-3274	852	-3819
394.11	239	-1119	211	-976	428	-3412	699	-4101
393.09	232	-1026	205	-892	347	-3101	623	-3689
392.07	216	-1041	191	-900	256	-2950	519	-3583
391.05	195	-996	174	-853	75	-2227	347	-2793
390.04	156	-839	140	-707	-6	-1496	222	-1947
389.02	103	-719	94	-596	36	-327	240	-659
388.00	70	-437	64	-351	-7	232	148	135
386.98	41	-282	37	-223	-65	404	37	450
385.97	15	-129	14	-102	-35	259	2	285
384.95	13	-51	12	-37	-41	29	-10	107

Tabella 46 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU – Destra

z	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
405.00	284	-586	238	-454	369	295	600	-451
404.00	211	-557	178	-446	147	-519	292	-1227
403.00	267	-539	226	-445	426	-1535	632	-1733
402.00	251	-702	214	-596	446	-1924	626	-2308
401.00	288	-874	247	-751	534	-2511	758	-3012
400.21	329	-738	283	-638	598	-2447	871	-2843
399.19	341	-853	296	-742	700	-2979	988	-3479
398.18	302	-849	264	-742	661	-3085	931	-3591
397.16	311	-962	273	-842	740	-3481	1027	-4077
396.14	326	-980	286	-856	807	-3570	1117	-4153
395.12	284	-1014	250	-884	731	-3606	1021	-4212
394.11	218	-1090	193	-949	576	-3752	823	-4408
393.09	227	-1048	202	-909	619	-3583	887	-4179
392.07	203	-1036	182	-894	565	-3506	814	-4137
391.05	192	-1040	173	-891	560	-3374	803	-4018
390.04	152	-843	139	-712	422	-2727	651	-3154
389.02	95	-667	89	-555	256	-2084	456	-2341
388.00	63	-387	59	-312	161	-1157	312	-1201
386.98	32	-227	31	-179	74	-636	171	-552
385.97	8	-95	8	-75	9	-211	42	-168
384.95	10	-43	9	-31	26	-57	59	28

Tabella 47 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU - Sinistra

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,0 m, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

$$\begin{aligned} \text{Ø}20 / 20 \text{ cm} & \quad (A= 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 10 \text{ cm} \\ \text{Ø}20 / 20 \text{ cm} & \quad (A= 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 190 \text{ cm} \end{aligned}$$

In Figura 105 (sezione in destra) e Figura 106 (sezione in sinistra) e si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

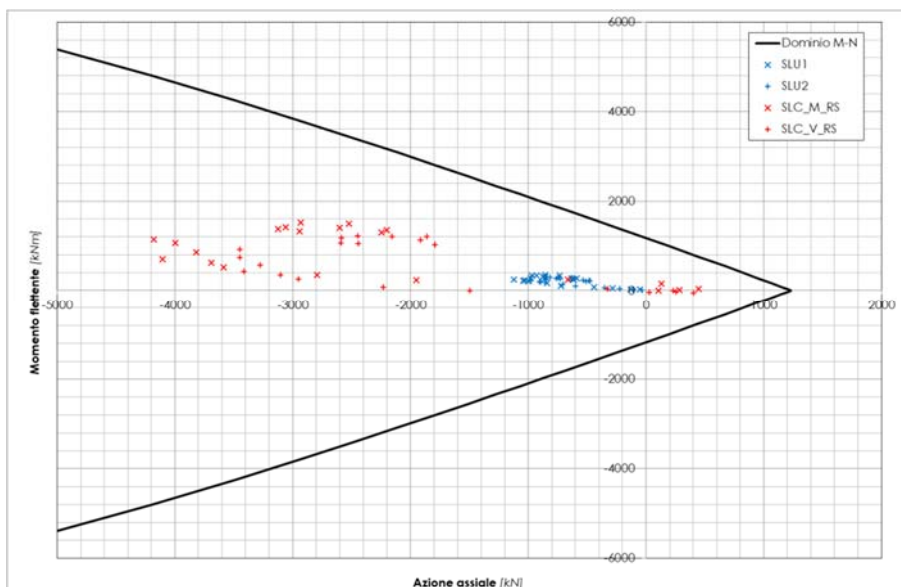


Figura 105 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti – Sezione in destra

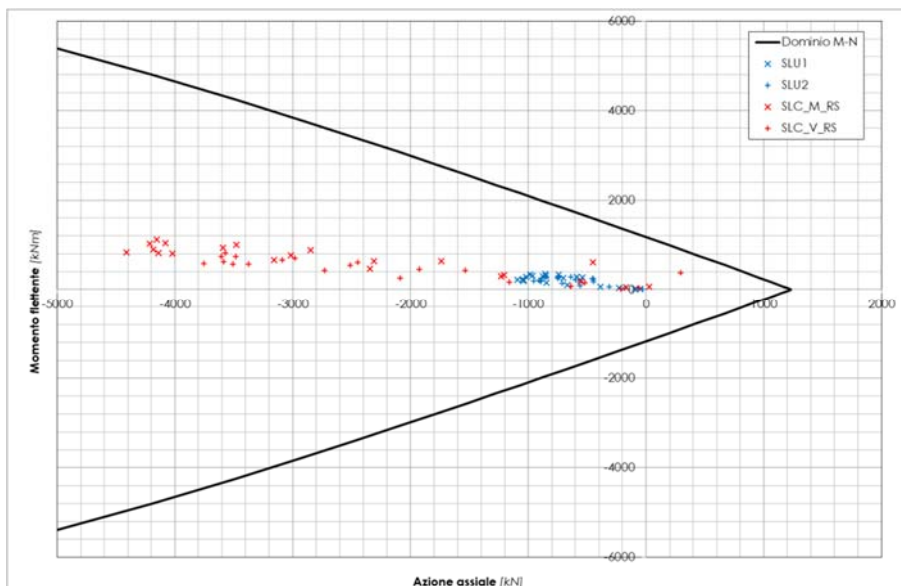


Figura 106 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti – Sezione in sinistra

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio di progetto sono riportate in Tabella 48 e Tabella 49, dove è indicata la zona di validità dei valori calcolati (quota assoluta). E' inoltre indicata, per ogni zona, la resistenza a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio, calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 e con l'azione assiale corrispondente. Si omettono, per queste verifiche, le combinazioni in condizioni statiche (SLU1 e SLU2) in quanto evidentemente molto meno gravose rispetto a quelle in condizioni sismiche.

Z sup	Z inf	SLC_V_RS			SLC_M_RS		
		V _{Ed}	N _{Ed}	V _{Rd}	V _{Ed}	N _{Ed}	V _{Rd}
[m s.m.]	[m s.m.]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
405.00	402.50	-382	-2365	928	-618	-3007	1024
402.50	400.00	-635	-2218	906	-895	-2592	962
400.00	397.50	-667	-2443	940	-994	-2934	1014
397.50	395.00	-622	-3102	1039	-916	-3645	1120
395.00	392.50	-462	-3256	1062	-842	-3895	1158
392.50	390.00	-254	-2224	907	-586	-2774	990
390.00	387.50	10	-47	581	-217	-262	613
387.50	385.00	149	230	539	25	281	573

Tabella 48 – Azioni di taglio sollecitanti e resistenti- Sezione in destra

Z sup	Z inf	SLC_V_RS			SLC_M_RS		
		V _{Ed}	N _{Ed}	V _{Rd}	V _{Ed}	N _{Ed}	V _{Rd}
[m s.m.]	[m s.m.]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
405.00	402.50	56	-586	661	261	-1137	744
402.50	400.00	446	-2294	917	774	-2721	982
400.00	397.50	707	-3032	1028	1035	-3535	1104
397.50	395.00	770	-3552	1106	1173	-4147	1195
395.00	392.50	712	-3667	1123	1093	-4294	1217
392.50	390.00	631	-3203	1054	956	-3769	1139
390.00	387.50	372	-1620	816	593	-1771	839
387.50	385.00	114	-302	619	234	-231	608

Tabella 49 – Azioni di taglio sollecitanti e resistenti – Sezione in sinistra

Siccome risulta che V_{Rd} è sempre maggiore del taglio agente, le verifiche a taglio sono soddisfatte.

6.12.14 PORTALE – IN MEZZERIA

La sezione presa in esame è verticale, alla progressiva 19,50 m circa (coordinata X globale del modello), cioè a circa 20,3 m dal portale; la posizione dei nodi della sezione è rappresentata sulla vista della parte esterna della parete laterale destra in Figura 107.

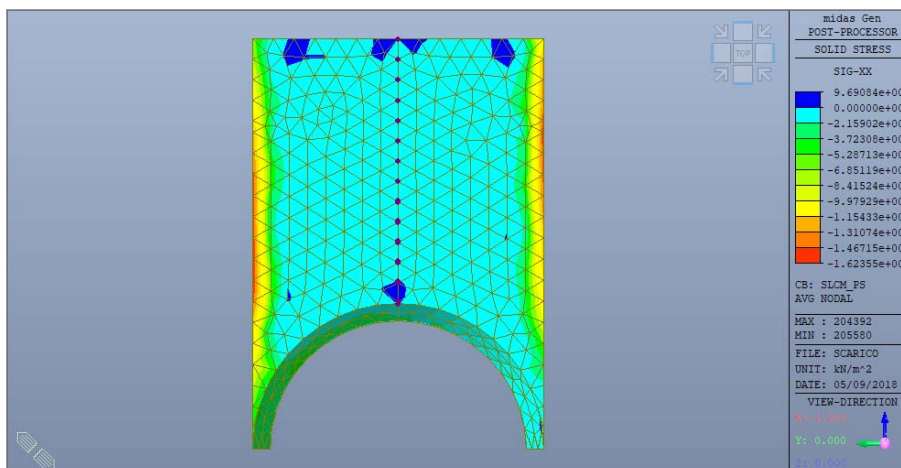


Figura 107 – Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla vista frontale del portale

Le verifiche a taglio non sono significative per la zona in esame, visti i bassi valori degli sforzi di taglio. Si illustrano di seguito le verifiche a flessione.

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 50, dove viene indicata anche la quota del baricentro dei nodi considerati.

Z	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
405.00	95	-637	89	-469	-54	-1527	214	-1680
404.00	167	-676	159	-517	-124	-1779	490	-1793
403.00	178	-803	171	-647	-106	-1991	539	-2342
402.00	186	-858	180	-705	-82	-2241	586	-2631
401.00	179	-1018	175	-863	-17	-2479	613	-3229
400.01	180	-979	177	-823	37	-2773	656	-3168
399.03	185	-1059	182	-898	59	-2987	699	-3474
398.04	194	-1151	192	-982	99	-3308	751	-3841
397.06	189	-1219	186	-1041	109	-3598	740	-4101
396.07	191	-1341	188	-1152	125	-3940	752	-4557
395.08	209	-1497	206	-1294	115	-4393	809	-5187
394.10	246	-1634	240	-1419	161	-4916	941	-5821
393.11	236	-1851	231	-1618	110	-5888	870	-6938
392.12	233	-2177	227	-1925	127	-7162	807	-8825

Tabella 50 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,0 m, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

$$\begin{aligned} \text{Ø}20 / 20 \text{ cm} & \quad (A= 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 10 \text{ cm} \\ \text{Ø}20 / 20 \text{ cm} & \quad (A= 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 190 \text{ cm} \end{aligned}$$

In Figura 108 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le

verifiche sono soddisfatte.

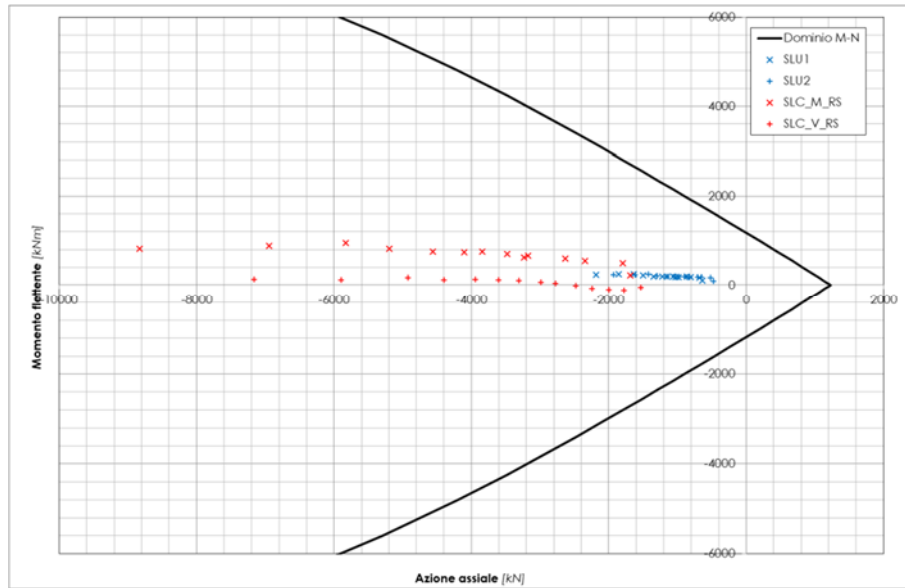


Figura 108 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

6.12.15 PILE – SEZIONE ALLA BASE

Si eseguono le verifiche di resistenza a flessione ed a taglio della sezione di base delle pile. Le due pile sono identiche e ugualmente caricate, quindi le azioni risultanti sono le stesse. Nel seguito si fa quindi riferimento alla sola pila in destra idraulica.

Nel senso monte-valle, la sezione orizzontale della pila si rastrema, passando da una larghezza di 4,03 m fino a 0,40 m. Ai fini delle verifiche, la sezione viene suddivisa in tre parti:

- Parte 1: sezione orizzontale a quota 397,00 m s.m.; in questa parte, la larghezza della pila varia da 4,03 a 2,70 m.
- Parte 2: sezione orizzontale a quota 394,80 m s.m.; la larghezza varia da 2,70 a 1,37 m.
- Parte 3: sezione inclinata da quota 394,80 m s.m. a quota 393,40 m s.m.; la larghezza varia da 1,37 a 0,75 m.

In Figura 109 è rappresentata la geometria del modello, con evidenziati i nodi che formano la sezione di verifica (Parte 1 riquadrati in rosso, Parte 2 in blu, Parte 3 in verde).

Le azioni indicate di seguito, come per le pareti laterali ed il portale, si riferiscono a sezioni di larghezza unitaria. L'altezza delle sezioni è variabile in funzione della larghezza della pila nel punto considerato; le verifiche sono condotte assumendo sezioni rettangolari di base 1 m ed altezza cautelativamente pari al minimo spessore della pila nella parte considerata.

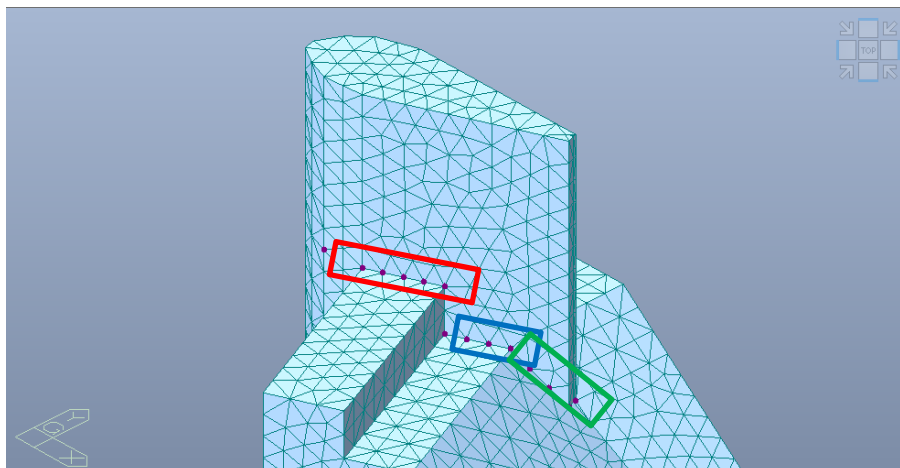


Figura 109 – Vista della pila con indicazione delle tra parti in cui è stata suddivisa per le verifiche

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-tenso-flessione, per le combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi, sono riportate in Tabella 51.

X	SLU1		SLU2		SLC_V_RS		SLC_M_RS	
	M	N	M	N	M	N	M	N
[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Parte 1:								
5.88	2	-646	2	-477	1158	164	1176	-780
7.84	2	-680	2	-518	1522	-441	1753	-401
8.82	4	-652	5	-507	1427	-616	1595	-510
10.20	4	-723	5	-562	1624	-930	1848	-738
11.17	-10	-701	-4	-547	1394	-708	1437	-52
Parte 2:								
11.17	1	-339	1	-278	157	-388	163	-133
12.08	0	-360	0	-298	174	-400	181	-23
12.98	5	-366	4	-307	162	-531	161	-85
13.89	4	-457	2	-386	171	-688	171	-70
Parte 3:								
14.69	-1	-285	-1	-243	40	-418	41	-49
15.49	0	-320	0	-274	31	-433	29	-622

Tabella 51 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Parte 1:

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,7 m, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

$$\begin{aligned} \text{Ø20 /20 cm} & \quad (A=15,70 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 10 \text{ cm} \\ \text{Ø20 /20 cm} & \quad (A=15,70 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 260 \text{ cm} \end{aligned}$$

In Figura 110 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

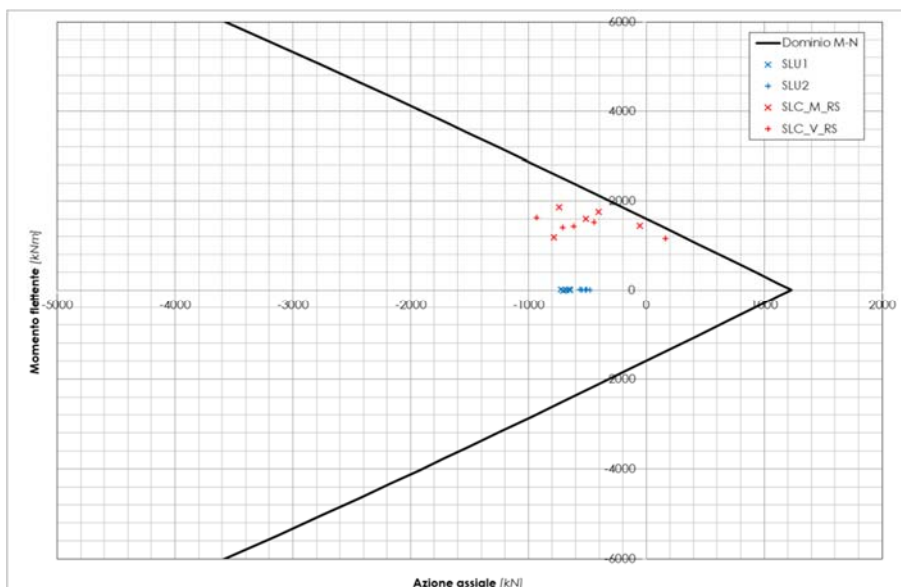


Figura 110 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

Parte 2:

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 1,37 m, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

$$\begin{array}{lll} \text{Ø20 / 20 cm} & (A=15,70 \text{ cm}^2/\text{m}) & d = 10 \text{ cm} \\ \text{Ø20 / 20 cm} & (A=15,70 \text{ cm}^2/\text{m}) & d = 127 \text{ cm} \end{array}$$

In Figura 111 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

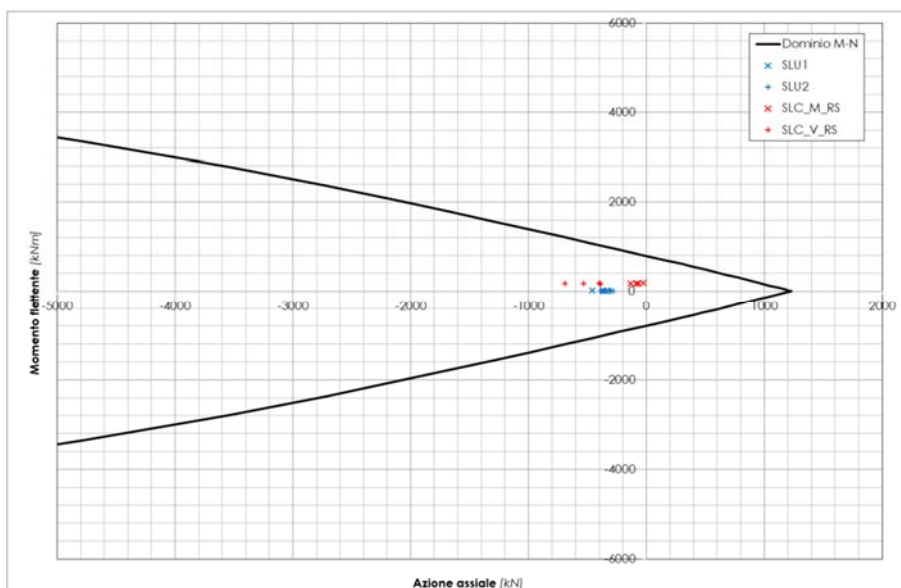


Figura 111 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

Parte 3:

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 0,75 m, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

Ø20 /20 cm (A=15,70 cm²/m) d = 10 cm

Ø20 /20 cm (A=15,70 cm²/m) d = 65 cm

In Figura 112 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

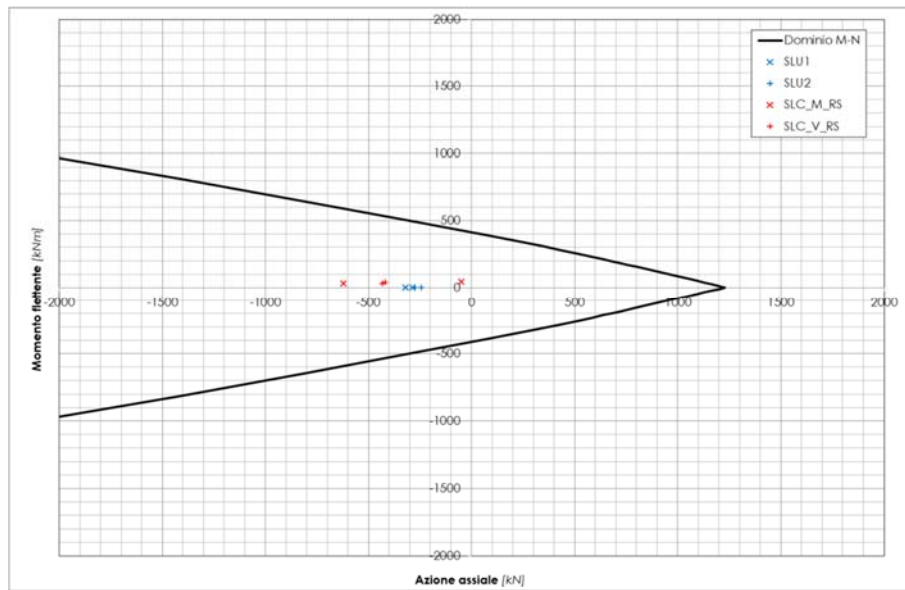


Figura 112 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio V_{Ed} ed assiali N_{Ed} di progetto sono elencate in Tabella 52, dove si riporta anche il taglio resistente di progetto V_{Rd} , calcolato con l'approccio indicato al

§ 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 per gli elementi sprovvisti di armatura specifica a taglio. Si omettono, per queste verifiche, le combinazioni in condizioni statiche (SLU1 e SLU2) in quanto evidentemente molto meno gravose rispetto a quelle in condizioni sismiche.

SLC_V_RS			SLC_M_RS		
V_{Ed}	N_{Ed}	V_{Rd}	V_{Ed}	N_{Ed}	V_{Rd}
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Parte 1:					
762	-506	819	767	-496	817
Parte 2:					
281	-502	500	298	-78	436
Parte 3:					
103	-425	366	144	-335	352

Tabella 52 – Azioni di taglio sollecitanti di progetto

Siccome la resistenza a taglio V_{Rd} è sempre maggiore del taglio di progetto, le verifiche a taglio sono soddisfatte.

6.12.16 PUNTONE

Vengono verificate le sezioni in mezzerie ed agli estremi del puntone.

Dal calcolo risultano le azioni sollecitanti riassunte in Tabella 53.

		SLU1	SLU2	SLC_V_RS	SLC_M_RS
Azione assiale	N_{Ed}	-3 950	-3 167	-15 028	-15 002
<u>In mezzeria:</u>					
Momento flettente x	M_{xEd}	-496	-353	822	846
Momento flettente y	M_{yEd}	111	34	1 837	131
<u>Agli estremi:</u>					
Momento flettente x	M_{xEd}	1098	774	-7 177	-7 359
Momento flettente y	M_{yEd}	-147	-115	711	-567
Taglio x	V_{xEd}	117	110	1 487	1 353
Taglio z	V_{zEd}	808	617	1 186	1 563

Tabella 53 – Azioni sollecitanti nel puntone

La sezione in mezzeria è quadrata, di 2,00 m di lato, armata con:

- 12 Ø26 superiori e 12 Ø26 inferiori ($d = 10$ cm e $d = 190$ cm)
- 14 Ø20 disposti in verticali lungo ciascuna delle due pareti (d variabile da 22 cm a 178 cm)

La verifica a pressoflessione deviata porta ai momenti resistenti di Tabella 54. In Figura 113 si riporta la verifica ed il dominio di rottura per il caso che risulta più gravoso (SLC_V_RS). Siccome risulta che i momenti resistenti sono maggiori di quelli agenti, le verifiche a pressoflessione deviata in mezzeria sono soddisfatte.

	N_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	M_{xRd}	M_{yRd}
SLU1	-3 950	-496	111	10 759	2 674
SLU2	-3 167	-353	34	10 358	1 275
SLC_V_RS	-15 028	822	1 837	6 910	15 942
SLC_M_RS	-15 002	846	131	17 822	2 767

Tabella 54 – Verifiche a pressoflessione deviata in mezzeria del puntone

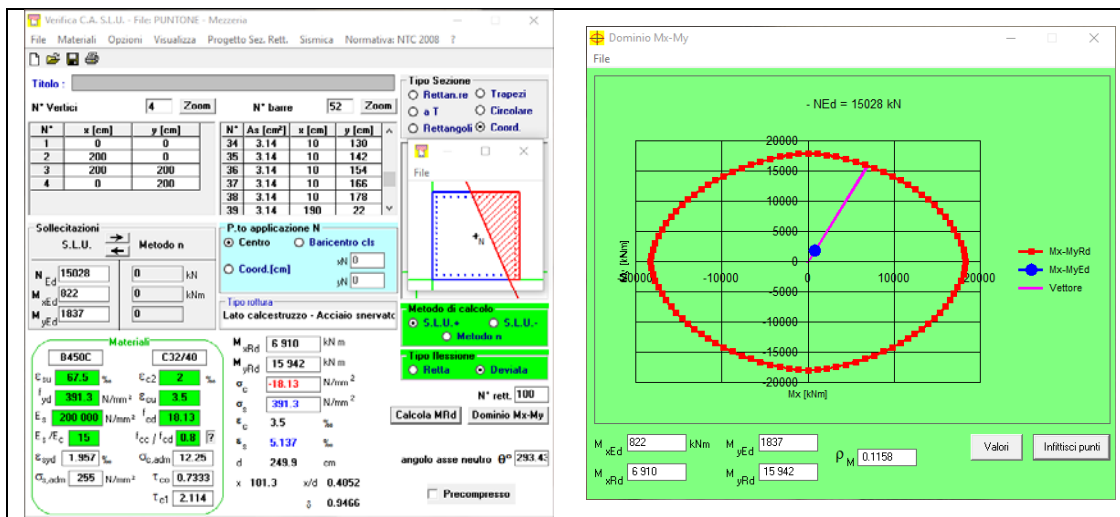


Figura 113 – Dominio di rottura della sezione in mezzeria del puntone

La sezione alle estremità del puntone è rettangolare con base di 2,00 m ed altezza di 4,00 m, armata con:

- 12 Ø26 superiori e 12 Ø26 inferiori ($d = 10$ cm e $d = 390$ cm)
- 14 Ø20 disposti in verticali lungo ciascuna delle due pareti (d variabile da 35,5 cm a 364,5 cm)

La verifica a pressoflessione deviata porta ai momenti resistenti di Tabella 55. In Figura 114 si riporta la verifica ed il dominio di rottura per il caso che risulta più gravoso (SLC_M_RS). Siccome risulta che i momenti resistenti sono maggiori di quelli agenti, le verifiche a pressoflessione deviata in mezzeria sono soddisfatte.

	N_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	M_{xRd}	M_{yRd}
SLU1	-3 950	1 098	-147	23 013	3 134
SLU2	-3 167	774	-115	21 573	3 350
SLC_V_RS	-15 028	-7 177	711	40 612	4 302
SLC_M_RS	-15 002	-7 359	-567	40 960	3 262

Tabella 55 – Verifiche a pressoflessione deviata alle estremità del puntone

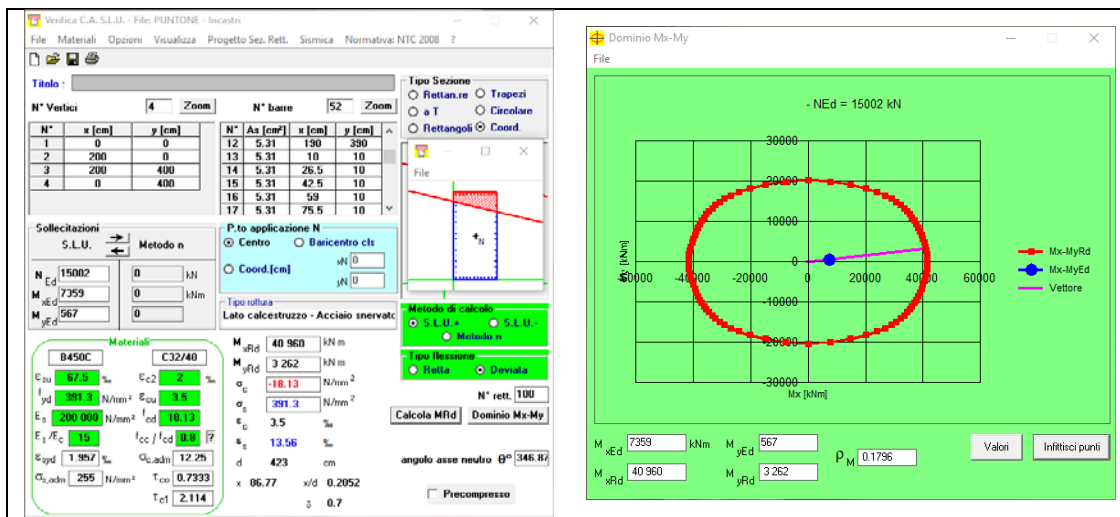


Figura 114 – Dominio di rottura della sezione alle estremità del puntone

La resistenza a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio, calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018, è riportata per ciascuna combinazione in Tabella 56.

	N_{Ed}	V_{xEd}	V_{zEd}	V_{xRd}	V_{zRd}	V_{xEd}/V_{xRd}	V_{zEd}/V_{zRd}
SLU1	-3 950	117	808	2 179	2 966	0.05	0.27
SLU2	-3 167	110	617	2 062	2 848	0.05	0.22
SLC_V_RS	-15 028	1 487	1 186	3 654	4 628	0.41	0.26
SLC_M_RS	-15 002	1 353	1 563	3 654	4 624	0.37	0.34

Tabella 56 – Verifiche a taglio delle sezioni di estremità del puntone

Siccome risulta sempre $V_{xEd}/V_{xRd} + V_{zEd}/V_{zRd} < 1$, le verifiche a taglio sono soddisfatte anche senza considerare le armature a taglio presenti.

6.13. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

6.13.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Per il corretto funzionamento delle paratoie occorre che la deformazione delle pareti, calcolata per le combinazioni agli Stati Limite di Esercizio, non superi $5 \div 6$ mm.

Con riferimento ai risultati esposti al precedente § 6.8.3,

- per la combinazione SLE (combinazione in esercizio, in assenza di sollecitazioni sismiche), la massima deformata in sommità alle pareti è ampiamente inferiore al decimo di millimetro;
- per le combinazioni sismiche allo Stato Limite di Esercizio (SLD), il massimo valore di tale deformata è di circa 3 mm; in corrispondenza delle paratoie si hanno valori ancora inferiori; tale deformata è completamente reversibile, nel senso che si registra solo in occasione dell'evento sismico.

Quindi le verifiche di deformabilità agli stati limite di esercizio sono ampiamente soddisfatte.

6.13.2 VERIFICHE DI FESSURAZIONE

Per la verifica a fessurazione (§ 4.1.2.2.4 delle NTC2018) il valore di calcolo dell'apertura della fessura w_d deve essere:

$$w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm per la combinazione frequente}$$

$$w_d \leq w_1 = 0,2 \text{ mm per la combinazione quasi permanente}$$

Il momento di prima fessurazione M_f è il momento flettente limite della sezione inflessa o presso-inflessa, tale per cui la tensione al lembo teso risulti non maggiore di:

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

Di seguito si riportano, in forma tabellare, le azioni sollecitanti di progetto, in termini di azione assiale N_{Ed} e di momento flettente M_{Ed} , per le sezioni più significative tra quelle già prese in esame per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, con le combinazioni agli Stati Limite di Esercizio in condizioni statiche (SLE) e sismiche (SLD_V_RS e SLD_M_RS). Nelle tabelle è anche indicato il momento di prima fessurazione M_f , funzione anche dell'azione assiale.

In particolare:

- Tabella 57: Pareti laterali – Lungo lo scivolo (v. § 6.12.1)
- Tabella 58: Pareti laterali – Q. 392 (v. § 6.12.3)
- Tabella 59: Pareti laterali – Sezione X = 38,0 (v. § 6.12.6)
- Tabella 60: Pareti laterali – Sezione X = 32,3 (v. § 6.12.7)
- Tabella 61: Pareti laterali – Sezione X = 29,0 (v. § 6.12.9)
- Tabella 62: Portale – All'attacco dei muri laterali – Sezione in destra (v. § 6.12.13)

X	Z	SLE			SLD_V_RS			SLD_M_RS		
		M _{Ed}	N _{Ed}	M _r	M _{Ed}	N _{Ed}	M _r	M _{Ed}	N _{Ed}	M _r
[m]	[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
39.75	380.88	210	-1072	2481	699	-985	2520	711	-366	2798
38.87	381.31	228	-1159	2441	720	-1091	2472	718	-524	2727
37.11	381.65	221	-1136	2452	688	-1027	2501	683	-590	2697
36.23	382.04	257	-1183	2431	764	-1103	2467	752	-699	2648
35.36	382.44	244	-1077	2478	740	-862	2575	734	-507	2734
34.46	382.88	227	-1057	2488	708	-884	2565	705	-571	2706
33.55	383.25	274	-1031	2499	807	-808	2599	804	-528	2725
32.64	383.63	296	-989	2518	856	-720	2639	854	-474	2749
31.76	383.99	304	-909	2554	707	-79	2926	744	60	2988
30.85	384.31	286	-749	2626	709	199	3051	775	225	3063
29.96	384.64	245	-456	2757	732	673	3264	802	634	3246
29.14	385.16	215	-486	2744	615	540	3204	645	336	3113
28.34	385.71	197	-589	2697	515	292	3093	516	28	2975
27.53	386.79	244	-977	2523	524	-266	2842	600	-316	2820
26.74	387.38	216	-1004	2511	467	-360	2800	544	-379	2792
25.95	387.97	214	-1016	2506	660	-833	2588	738	-839	2585
24.80	388.89	257	-1075	2479	785	-1011	2508	873	-1026	2501
24.01	389.49	251	-1067	2483	813	-1086	2475	904	-1124	2457
23.24	390.63	206	-1033	2498	818	-856	2578	836	-1077	2478
22.48	391.26	253	-1134	2453	940	-1052	2490	964	-1332	2364
21.67	391.90	222	-1041	2495	907	-916	2551	923	-1196	2425
20.86	392.53	210	-958	2532	915	-791	2607	923	-1052	2490
20.07	393.13	227	-946	2537	1012	-938	2541	1031	-1202	2422
19.27	394.21	251	-960	2531	1092	-1125	2457	1124	-1400	2333
18.48	394.80	258	-934	2543	1077	-1374	2345	1232	-1410	2329
18.04	394.80	215	-831	2589	971	-1119	2460	1118	-1136	2452
16.95	394.84	194	-612	2687	897	-414	2776	1050	-326	2815
15.87	394.86	171	-468	2752	842	-23	2952	1008	116	3014
15.87	396.96	268	-639	2675	1239	-928	2545	1492	-979	2522
14.16	396.98	228	-447	2761	1109	-319	2818	1371	-336	2811

Tabella 57 – Verifiche a fessurazione - Pareti laterali – Lungo lo scivolo

X	SLE			SLD_V_RS			SLD_M_RS		
	M _{Ed}	N _{Ed}	M _r	M _{Ed}	N _{Ed}	M _r	M _{Ed}	N _{Ed}	M _r
[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
22.57	247	-1243	2295	943	-1297	2271	983	-1615	2132
23.46	108	-1083	2364	613	-959	2419	639	-1224	2303
24.32	45	-967	2415	497	-675	2543	518	-914	2438
25.16	-38	-923	2434	28	-6	2835	51	-227	2738
25.92	-54	-977	2411	-62	-294	2709	-40	-486	2625
26.75	-110	-904	2443	-104	-194	2753	-89	-358	2681
27.52	-125	-889	2449	-180	-279	2715	-164	-431	2649
28.35	-160	-811	2483	-238	-193	2753	-221	-328	2694
29.19	-182	-731	2518	-301	-166	2765	-283	-286	2712
29.97	-185	-732	2518	-294	-173	2762	-253	-221	2741
30.88	-200	-658	2550	-348	-108	2790	-305	-142	2775
31.78	-214	-648	2554	-367	-169	2763	-348	-13	2832
32.60	-187	-670	2545	-338	-265	2722	-317	-94	2796
33.40	-186	-719	2523	-331	-291	2710	-308	-86	2800
34.23	-163	-681	2540	-320	-249	2729	-293	-34	2822
35.09	-147	-746	2512	-501	-807	2485	-470	-557	2594
35.98	-99	-726	2520	-421	-803	2487	-380	-536	2603
36.78	-67	-797	2489	-399	-884	2451	-352	-588	2581
37.58	-6	-838	2471	-291	-966	2416	-232	-677	2542
38.39	15	-915	2438	-261	-1111	2352	-199	-786	2494

Tabella 58 – Verifiche a fessurazione - Pareti laterali – Q. 392

Z	SLE			SLD_V_RS			SLD_M_RS		
	M _{Ed}	N _{Ed}	M _f	M _{Ed}	N _{Ed}	M _f	M _{Ed}	N _{Ed}	M _f
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
376.50	-6	-188	2670	-11	-215	2658	-6	-216	2658
384.26	-11	-202	2664	-10	-177	2675	-12	-202	2664
377.48	-8	-202	2664	-6	-176	2675	-6	-208	2662
378.30	-8	-211	2660	-3	-167	2679	-4	-215	2658
379.10	-3	-209	2661	11	-146	2688	11	-207	2662
379.96	3	-218	2657	31	-171	2677	34	-249	2644
380.90	6	-268	2636	32	-270	2635	42	-376	2589
381.90	30	-350	2601	82	-415	2573	105	-560	2511
382.79	57	-470	2549	101	-708	2447	117	-839	2391
383.81	36	-442	2561	27	-617	2486	39	-719	2442
384.83	8	-369	2592	-87	-370	2592	-71	-475	2547
385.86	8	-337	2606	-126	-289	2627	-97	-397	2580
386.70	20	-307	2619	-122	-245	2645	-90	-346	2602
387.73	41	-312	2617	-130	-199	2665	-82	-316	2615
388.77	66	-343	2604	-124	-183	2672	-60	-324	2612
389.78	125	-384	2586	-65	-171	2677	26	-346	2602
390.55	117	-522	2527	-94	-440	2562	2	-648	2473
391.32	191	-459	2554	38	-322	2612	162	-508	2533
392.34	205	-504	2534	76	-383	2586	202	-598	2494
393.36	224	-522	2527	102	-483	2544	244	-679	2459
394.38	252	-554	2513	246	-323	2612	398	-531	2523
395.40	244	-521	2527	248	-297	2623	396	-491	2540
396.42	235	-478	2546	387	-569	2507	530	-741	2433
397.44	232	-477	2546	393	-588	2499	532	-760	2425
398.47	254	-457	2555	435	-570	2506	583	-726	2439
399.50	246	-426	2568	434	-547	2516	576	-696	2452
400.52	258	-436	2563	449	-603	2492	590	-757	2426
401.19	279	-484	2543	515	-759	2425	656	-932	2351
402.05	278	-404	2577	525	-615	2487	662	-782	2416
402.98	267	-293	2625	532	-458	2554	662	-597	2495
403.79	275	-264	2637	596	-413	2574	720	-559	2511
405.00	237	-128	2696	499	-92	2711	622	-212	2660

Tabella 59 – Verifiche a fessurazione - Pareti laterali – Sezione X = 38,0

Z	SLE			SLD_V_RS			SLD_M_RS		
	M _{Ed}	N _{Ed}	M _f	M _{Ed}	N _{Ed}	M _f	M _{Ed}	N _{Ed}	M _f
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
376.50	-7	-242	2647	2	-142	2690	2	-158	2683
377.20	-14	-283	2629	2	-155	2684	-1	-187	2670
377.92	-19	-326	2611	28	-97	2709	22	-152	2685
378.60	-15	-354	2599	33	-101	2707	28	-175	2675
379.20	-9	-391	2583	59	-55	2727	57	-156	2683
379.96	6	-417	2572	68	-69	2721	74	-197	2666
380.99	23	-471	2549	119	-37	2735	127	-220	2656
382.01	44	-563	2509	159	-64	2723	170	-316	2615
382.83	99	-753	2428	298	-405	2577	318	-739	2434
383.63	159	-1022	2312	325	-803	2407	363	-1175	2247
384.34	73	-858	2383	133	-267	2636	152	-642	2476
385.21	-29	-803	2406	-30	-249	2644	-9	-615	2487
386.00	-114	-768	2422	-144	-182	2672	-137	-548	2515
386.94	-176	-800	2408	-238	-216	2658	-227	-583	2501
387.93	-223	-830	2395	-309	-272	2634	-296	-628	2481
388.86	-280	-795	2410	-503	-422	2570	-486	-781	2416
389.41	-312	-803	2406	-547	-471	2549	-551	-795	2410
390.12	-328	-809	2404	-581	-528	2524	-583	-847	2387
391.10	-369	-744	2432	-679	-436	2564	-680	-746	2431
392.09	-370	-758	2426	-707	-506	2534	-710	-805	2405
393.03	-353	-781	2416	-696	-606	2491	-699	-892	2368
394.07	-383	-691	2454	-784	-484	2543	-786	-761	2424
395.09	-400	-769	2421	-850	-735	2436	-857	-1006	2320
396.15	-408	-609	2490	-900	-460	2553	-905	-726	2439
397.00	-364	-545	2517	-833	-381	2587	-833	-639	2477
397.84	-357	-486	2542	-870	-298	2623	-865	-559	2511
398.68	-361	-482	2544	-903	-434	2564	-954	-571	2506
399.76	-351	-433	2565	-935	-412	2574	-991	-538	2520
400.69	-325	-409	2575	-938	-426	2568	-995	-553	2514
401.54	-291	-366	2593	-869	-415	2573	-932	-526	2525
402.39	-244	-307	2619	-835	-471	2548	-839	-458	2554
403.27	-265	-259	2639	-928	-477	2546	-884	-300	2622
404.14	-222	-213	2659	-836	-440	2562	-791	-253	2642
405.00	-244	-130	2695	-891	-308	2619	-849	-99	2708

Tabella 60 – Verifiche a fessurazione - Pareti laterali – Sezione X = 32,3

Z	SLE			SLD_V_RS			SLD_M_RS		
	M _{Ed}	N _{Ed}	M _f	M _{Ed}	N _{Ed}	M _f	M _{Ed}	N _{Ed}	M _f
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
405.00	-174	-107	2705	-898	-437	2563	-881	-185	2671
404.13	-135	-151	2686	-386	-1338	2177	-371	-1135	2264
403.27	-167	-165	2680	-849	-461	2553	-841	-259	2640
402.41	-153	-193	2668	-783	-499	2537	-781	-315	2616
401.64	-179	-220	2656	-877	-542	2518	-924	-488	2541
400.78	-176	-161	2682	-871	-226	2654	-930	-165	2680
399.91	-196	-242	2647	-883	-357	2597	-940	-315	2616
399.00	-198	-275	2633	-854	-424	2569	-906	-410	2575
398.01	-204	-332	2608	-853	-554	2513	-901	-565	2508
397.00	-167	-419	2571	-651	-565	2508	-730	-718	2443
395.94	-165	-451	2557	-632	-562	2510	-666	-824	2397
395.00	-179	-457	2555	-628	-542	2518	-657	-819	2399
394.05	-177	-491	2540	-592	-548	2516	-619	-832	2394
393.02	-176	-514	2530	-553	-549	2515	-576	-853	2385
392.01	-167	-568	2507	-520	-594	2496	-520	-965	2337
391.24	-165	-669	2464	-474	-763	2423	-467	-1145	2260
390.01	-98	-670	2463	-169	-401	2579	-159	-811	2403
389.42	-125	-707	2447	-207	-449	2558	-197	-856	2384
388.43	-65	-749	2430	-99	-519	2528	-83	-949	2344
387.65	17	-773	2419	54	-485	2543	79	-953	2342
386.67	121	-984	2329	393	-1149	2258	445	-1694	2025
385.82	147	-906	2362	475	-901	2364	523	-1460	2125

Tabella 61 – Verifiche a fessurazione - Pareti laterali – Sezione X = 29,0

Z	SLE			SLD_V_RS			SLD_M_RS		
	M _{Ed}	N _{Ed}	M _f	M _{Ed}	N _{Ed}	M _f	M _{Ed}	N _{Ed}	M _f
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
405.00	181	-423	2569	470	-1721	2013	544	-2033	1879
404.00	184	-408	2575	607	-972	2334	670	-1268	2207
403.00	173	-433	2565	523	-937	2349	620	-1082	2287
402.00	192	-450	2558	574	-993	2325	638	-1043	2304
401.00	211	-614	2487	601	-1331	2180	668	-1429	2138
400.21	232	-532	2523	624	-1087	2284	704	-1152	2257
399.19	246	-626	2482	627	-1218	2229	710	-1309	2190
398.18	222	-641	2476	540	-1192	2240	618	-1288	2199
397.16	237	-685	2457	550	-1242	2218	634	-1343	2175
396.14	238	-716	2443	398	-1641	2047	483	-1745	2003
395.12	202	-723	2441	315	-1545	2088	391	-1650	2043
394.11	175	-830	2395	255	-1634	2050	325	-1776	1990
393.09	171	-762	2424	223	-1470	2121	294	-1589	2069
392.07	161	-773	2419	188	-1415	2144	250	-1562	2081
391.05	147	-739	2434	107	-1113	2274	171	-1245	2217
390.04	119	-624	2483	65	-816	2401	114	-937	2349
389.02	79	-542	2518	68	-371	2591	116	-448	2558
388.00	54	-334	2607	36	-94	2710	72	-115	2701
386.98	32	-221	2656	0	2	2751	23	35	2766
385.97	12	-104	2706	-3	23	2760	5	44	2769
384.95	11	-40	2733	-7	-20	2742	-1	4	2752

Tabella 62 – Verifiche a fessurazione - Portale – All'attacco dei muri laterali – Sezione in destra

Dalle tabelle risulta che i momenti di prima fessurazione sono sempre maggiori di quelli sollecitanti agli Stati Limite di Esercizio; non si ha conseguentemente formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono quindi soddisfatte.

6.13.3 VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

La verifica delle tensioni in esercizio (§ 4.1.2.2.5 NTC2018) viene condotta controllando il rispetto delle seguenti limitazioni per le tensioni di calcestruzzo (σ_c) e acciaio (σ_s):

- $\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 19,2 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione caratteristica (rara)
- $\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione quasi permanente
- $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione caratteristica (rara)

Di seguito si riportano, in forma tabellare, le azioni sollecitanti di progetto, in termini di azione assiale N_{Ed} e momento flettente M_{Ed} , per le sezioni più significative tra quelle già prese in esame per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, con le combinazioni agli Stati Limite di Esercizio in condizioni statiche (SLE) e sismiche (SLD_V_RS e SLD_M_RS). Nelle tabelle sono riportate solamente le coppie N-M più gravose, per le quali sono indicate le tensioni σ_c di compressione nel calcestruzzo e σ_s di trazione nell'armatura.

In particolare:

- Tabella 63: Pareti laterali – Lungo lo scivolo (v. § 6.12.1)
- Tabella 64: Pareti laterali – Q. 392 (v. § 6.12.3)
- Tabella 65: Pareti laterali – Sezione X = 38,0 (v. § 6.12.6)
- Tabella 66: Pareti laterali – Sezione X = 32,3 (v. § 6.12.7)
- Tabella 67: Pareti laterali – Sezione X = 29,0 (v. § 6.12.9)
- Tabella 68: Portale – All'attacco dei muri laterali – Sezione in destra (v. § 6.12.13)

X	Z	SLD_V_RS				X	Z	SLD_M_RS			
		M_{Ed}	N_{Ed}	σ_c	σ_s			M_{Ed}	N_{Ed}	σ_c	σ_s
[m]	[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[m]	[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
37.11	381.65	688	-1027	1.1	3.8	37.11	381.65	683	-590	1.07	15.71
29.96	384.64	732	673	0.5	116.0	29.96	384.64	802	634	0.71	118.1
24.01	389.49	813	-1086	1.2	6.6	24.01	389.49	904	-1124	1.37	9.145
18.48	394.80	1077	-1374	1.2	10.1	18.48	394.80	1232	-1410	1.87	15.59
15.87	396.96	1239	-928	2.0	35.6	15.87	396.96	1492	-979	2.41	50.64

Tabella 63 – Verifiche delle tensioni in esercizio - Pareti laterali – Lungo lo scivolo

X	SLD_V_RS				X	SLD_M_RS			
	M_{Ed}	N_{Ed}	σ_c	σ_s		M_{Ed}	N_{Ed}	σ_c	σ_s
[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
39.75	943	-1297	1.5	8.7	39.75	983	-1615	1.54	4.433
38.87	613	-959	1.0	3.4	38.87	639	-1224	1.05	1.05
37.11	497	-675	0.8	4.8	37.11	518	-914	0.83	1.594
29.96	-348	-108	0.7	34.8	29.96	-305	-142	0.60	24.07

Tabella 64 – Verifiche delle tensioni in esercizio - Pareti laterali – Q. 392

Z	SLD_V_RS				Z	SLD_M_RS			
	M _{Ed}	N _{Ed}	σ _c	σ _s		M _{Ed}	N _{Ed}	σ _c	σ _s
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
387.73	-130	-199	0.21	0.9	402.98	662	-597	1.28	27.9
402.98	532	-458	1.02	21.8	403.79	720	-559	1.50	43.1
403.79	596	-413	1.30	44.0					

Tabella 65 – Verifiche delle tensioni in esercizio - Pareti laterali – Sezione X = 38,0

Z	SLD_V_RS				Z	SLD_M_RS			
	M _{Ed}	N _{Ed}	σ _c	σ _s		M _{Ed}	N _{Ed}	σ _c	σ _s
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
380.99	119	-37	0.30	18.0	394.07	-786	-761	1.46	27.3
382.83	298	-405	0.48	3.3	400.69	-995	-553	2.31	99.3
400.69	-938	-426	2.26	113.1	401.54	-932	-526	2.16	91.4

Tabella 66 – Verifiche delle tensioni in esercizio - Pareti laterali – Sezione X = 32,3

Z	SLD_V_RS				Z	SLD_M_RS			
	M _{Ed}	N _{Ed}	σ _c	σ _s		M _{Ed}	N _{Ed}	σ _c	σ _s
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
400.78	-871	-226	2.21	142.1	379.96	-930	-165	2.38	169.0
399.91	-883	-357	2.16	115.9	380.90	-940	-315	2.35	137.5
385.82	475	-901	0.79	1.0					

Tabella 67 – Verifiche delle tensioni in esercizio - Pareti laterali – Sezione X = 29,0

Z	SLD_V_RS				Z	SLD_M_RS			
	M _{Ed}	N _{Ed}	σ _c	σ _s		M _{Ed}	N _{Ed}	σ _c	σ _s
[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[m s.m.]	[kNm/m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
404.00	607	-972	0.98	3.5	384.26	670	-1268	1.12	1.5
400.21	624	-1087	1.02	2.4	379.96	704	-1152	1.14	3.7
399.19	627	-1218	1.06	1.1	380.90	710	-1309	1.18	1.9

Tabella 68 – Verifiche delle tensioni in esercizio - Portale – All'attacco dei muri laterali – Sezione in destra

Dalle tabelle risulta che i valori delle tensioni in esercizio sono sempre entro i limiti di Normativa, quindi le verifiche sono soddisfatte.

7. IMBOCCO: STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO – FASE DI CANTIERE

7.1. PREMESSE

Il presente capitolo riguarda le verifiche della struttura in calcestruzzo armato dell'imbocco in fase di cantiere. E' infatti previsto che la parte di valle dello scivolo venga gettata in seconda fase, una volta ultimata la galleria di scarico (Figura 115): l'area piana di circa 180 m² che si forma in prima fase a quota 377,50 m s.m., sarà utilmente impiegata in fase di cantiere.

Le ipotesi ed i criteri di calcolo, ed in particolare i carichi agenti, sono del tutto analoghi a quelli illustrati al precedente § 6. relativo alla struttura dell'imbocco nella sua configurazione finale di progetto, ad eccezione essenzialmente dei seguenti due aspetti:

- in linea con la relazione di calcolo del progetto definitivo, il livello idrico considerato è la 400 m s.m., quota prudenziale dell'invaso in fase di cantiere;
- secondo quanto indicato al § 2.4.1 delle NTC2018, le verifiche sismiche vengono omesse in quanto si tratta di una configurazione dell'opera in fase di costruzione, che il programma dei lavori di progetto prevede si mantenga per meno di due anni.

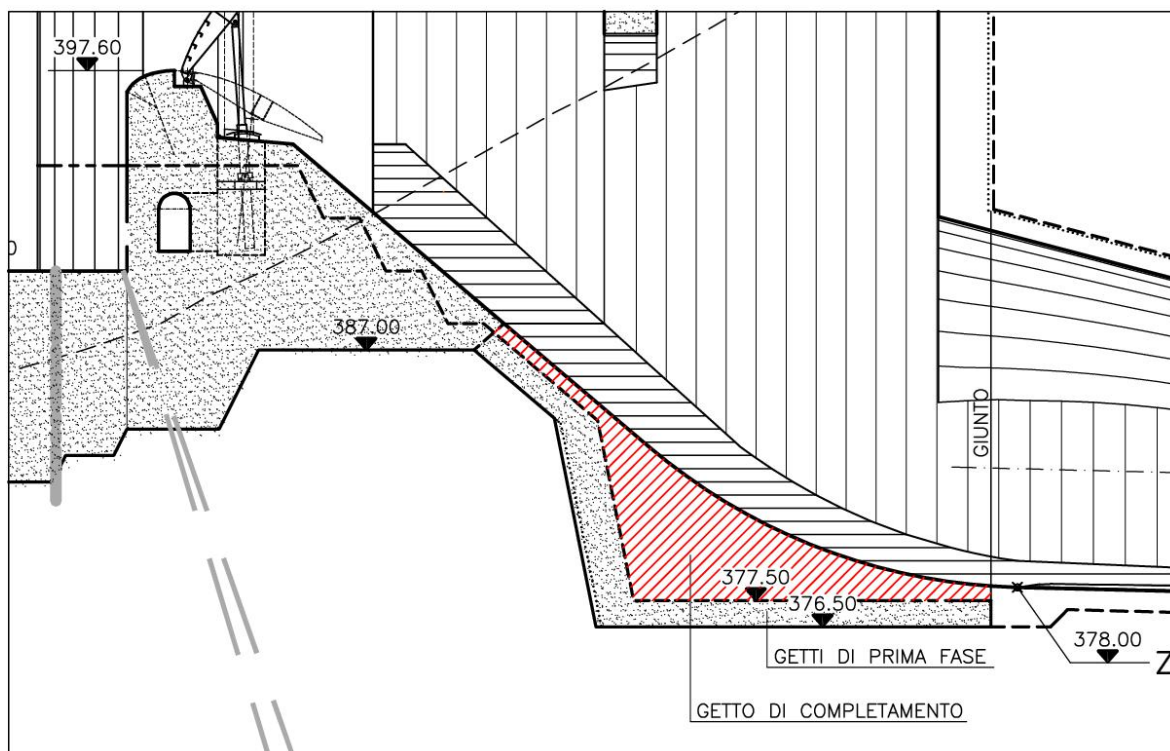


Figura 115 – Profilo in asse con indicazione del getto di completamento di seconda fase

7.2. MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo è lo stesso già utilizzato per le verifiche del § 6. e descritto al § 6.5, a cui sono stati eliminati gli elementi che rappresentano il getto di seconda fase. In Figura 116 e Figura 117 è rappresentata la mesh di calcolo.

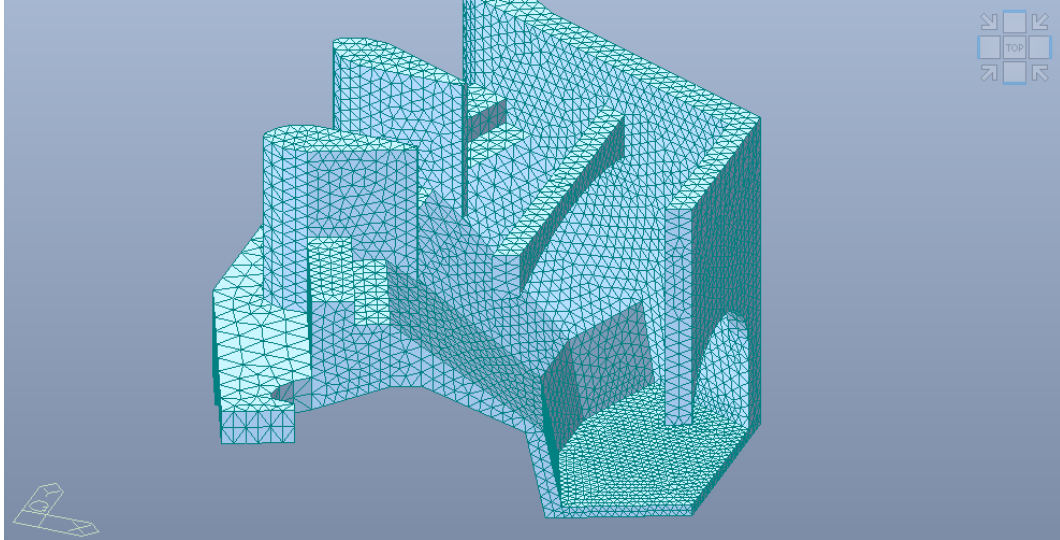


Figura 116 – *Modello di calcolo dell'imbuco utilizzato per le verifiche in fase di cantiere (è stata tolta dalla visualizzazione la parete laterale destra)*

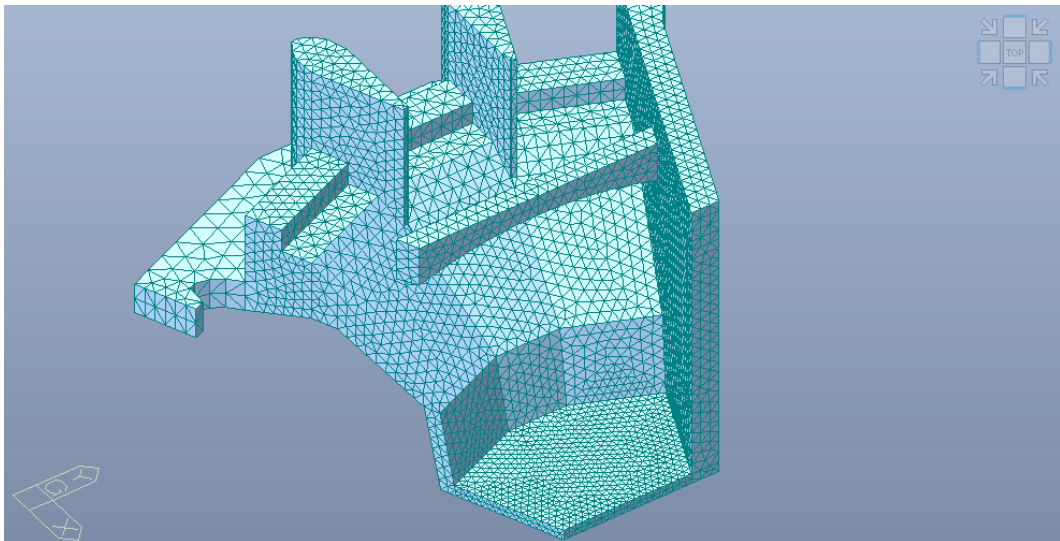


Figura 117 - *Modello di calcolo dell'imbuco utilizzato per le verifiche in fase di cantiere (sono state tolte dalla visualizzazione la parete laterale destra ed il portale)*

7.3. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi agenti sono il peso proprio, il carico idrostatico e la spinta del terreno e della roccia a tergo delle pareti laterali e del portale.

Il carico idrostatico è stato introdotto in modo analogo a quanto descritto al precedente § 6.6.2, ma considerando l'invaso a quota 400,00 m s.m.

Gli altri carichi sono gli stessi introdotti nel modello completo della configurazione

definitiva, descritti al precedente § 6.6.

Le combinazioni di carico sono due: la prima agli Stati Limite Ultimi e la seconda agli Stati Limite di Esercizio:

C_SLU: 1,3 x 'Peso proprio' + 1,3 x 'Acqua 400' + 1,5 x 'Terreno'

C_SLE: 1,0 x 'Peso proprio' + 1,0 x 'Acqua 400' + 1,0 x 'Terreno'

7.4. RISULTATI DEL MODELLO AD ELEMENTI FINITI

In Figura 118 e Figura 119 si riportano i contour delle deformazioni calcolate per le due combinazioni di carico. I valori della legenda in metri.

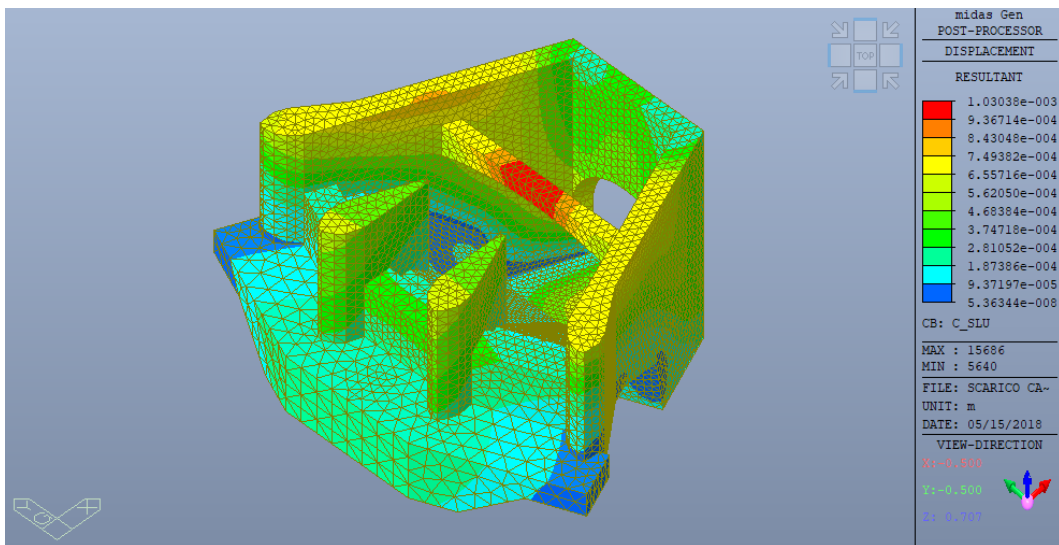


Figura 118 – Contour delle deformazioni – Combinazione C_SLU

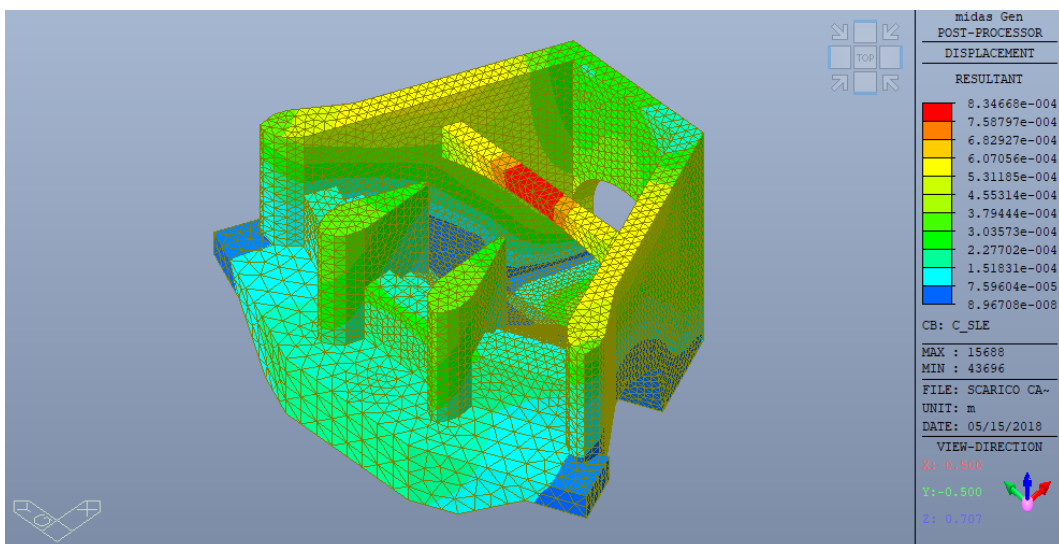


Figura 119 - Contour delle deformazioni – Combinazione C_SLE

In Figura 120 e Figura 121 ri riportano i contour delle le sollecitazioni calcolate. Per brevità, i contour delle figure che seguono si riferiscono agli sforzi di Von Mises che, benché nel caso in esame non consentano un immediato utilizzo, consentono di

comprendere facilmente le parti di struttura maggiormente sollecitate e le combinazioni di carico più impegnative, in modo da poter focalizzare le verifiche sulle situazioni più gravose.

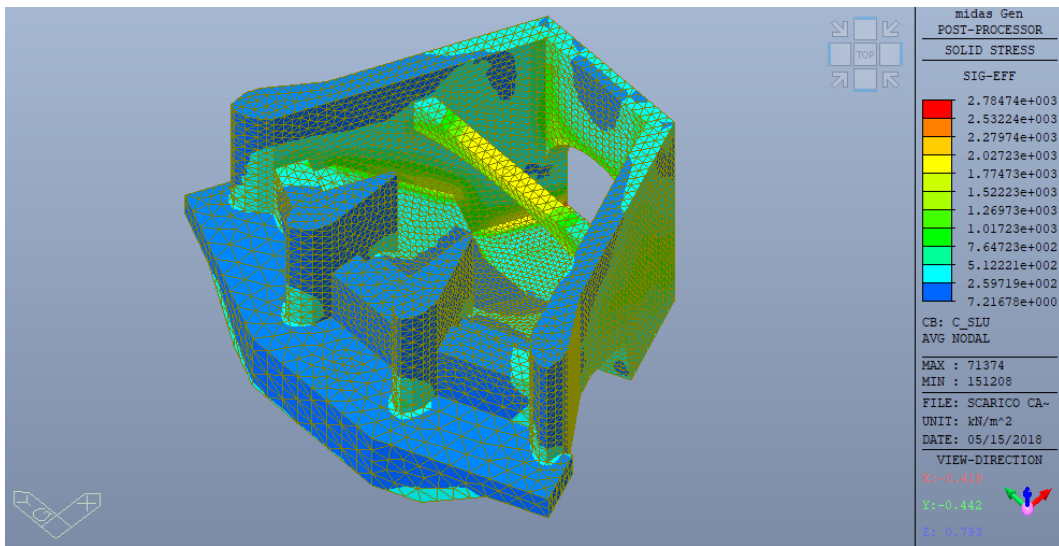


Figura 120 - Sforzi (Von Mises) – Combinazione C_SLU

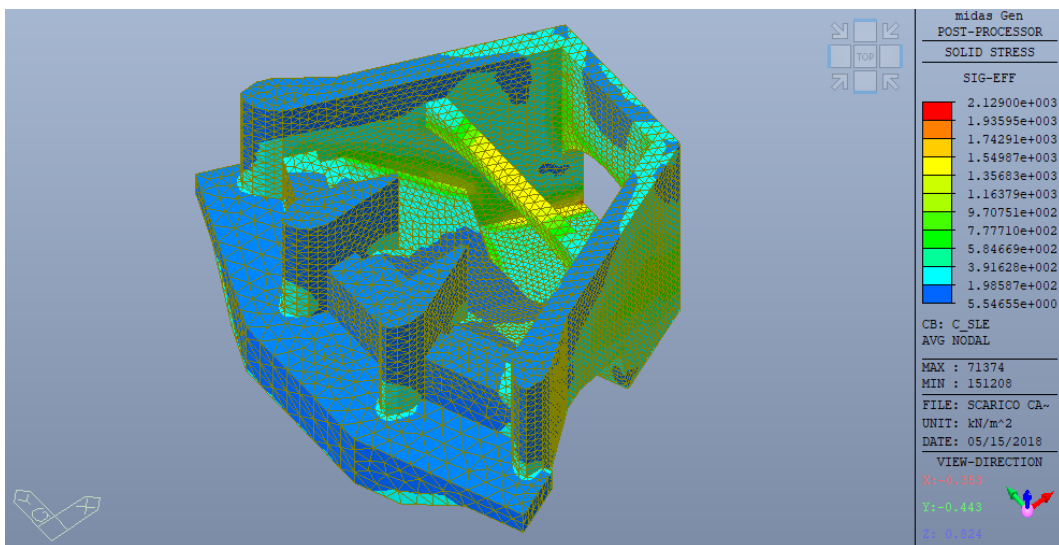


Figura 121 – Sforzi (Von Mises) – Combinazione C_SLE

7.5. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO - RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Come è logico attendersi, le sollecitazioni nei diversi elementi strutturali sono ovunque leggermente inferiori a quelli ricavati nelle combinazioni statiche (SLU1, SLU2 e SLE) del modello completo. Fa eccezione solamente la parte più a valle della sezione di base dei muri laterali, che chiaramente risulta più sollecitata in quanto non è presente il contrasto offerto dal getto di seconda fase. Di conseguenza, si procede alle verifiche di resistenza solamente di questa parte della struttura. Viene inoltre sottoposta a verifica la platea di prima fase prevista tra le quote 376,50 e 377,50 m s.m.

7.5.1 PARETI LATERALI

La sezione presa in esame è orizzontale, alla quota 377,50 m s.m. circa, come indicato sulla vista frontale della parte interna del muro sinistro di Figura 122.

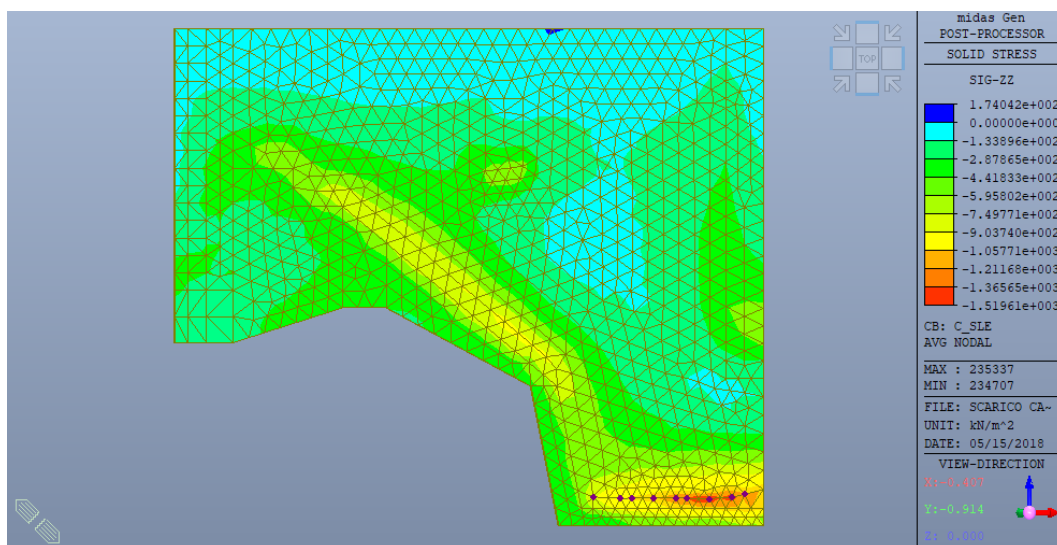


Figura 122 – Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica sulla parte interna del muro

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso- flessione, per la combinazione C_SLU, sono riportate in Tabella 69, dove viene indicata anche la posizione del baricentro dei nodi considerati (posizione X globale del modello).

X	C_SLU	
	M	N
[m]	[kNm/m]	[kN/m]
31.86	348	-1503
33.10	526	-1986
33.88	641	-2099
34.93	667	-2215
35.99	768	-2522
36.77	754	-2613
37.86	808	-2938
38.96	841	-2655
39.71	659	-2379

Tabella 69 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,5 m, armata con 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

Ø26 /20 cm	(A=26,55 cm ² /m)	d = 10 cm
Ø20 /40 cm	(A= 7,85 cm ² /m)	d = 85 cm
Ø20 /40 cm	(A=7,85 cm ² /m)	d = 165 cm
Ø26 /20 cm	(A=26,55 cm ² /m)	d = 240 cm

In Figura 123 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le

coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le verifiche sono soddisfatte.

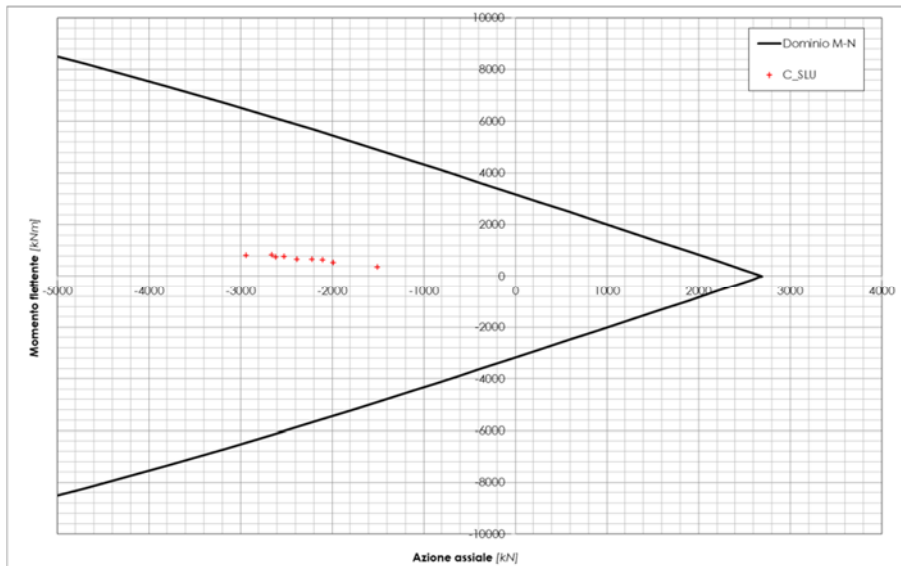


Figura 123 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio di progetto sono riportate in Tabella 70, dove è indicata la zona di validità dei valori calcolati (coordinata X globale del modello).

X min	X max	C_SLU
		V
[m]	[m]	[kN/m]
31.20	33.50	-227
34.00	35.50	-192
36.00	38.50	-259
39.00	40.00	-213

Tabella 70 – Azioni di taglio sollecitanti di progetto

La resistenza a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio, calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 e con $N=0$ è pari a $V_{Rd} = 777$ kN, maggiore del taglio agente. Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

7.5.2 PLATEA DI QUOTA 377,50

Si verifica la sezione della platea a filo dei muri laterali, indicata sulla vista planimetrica di Figura 122.

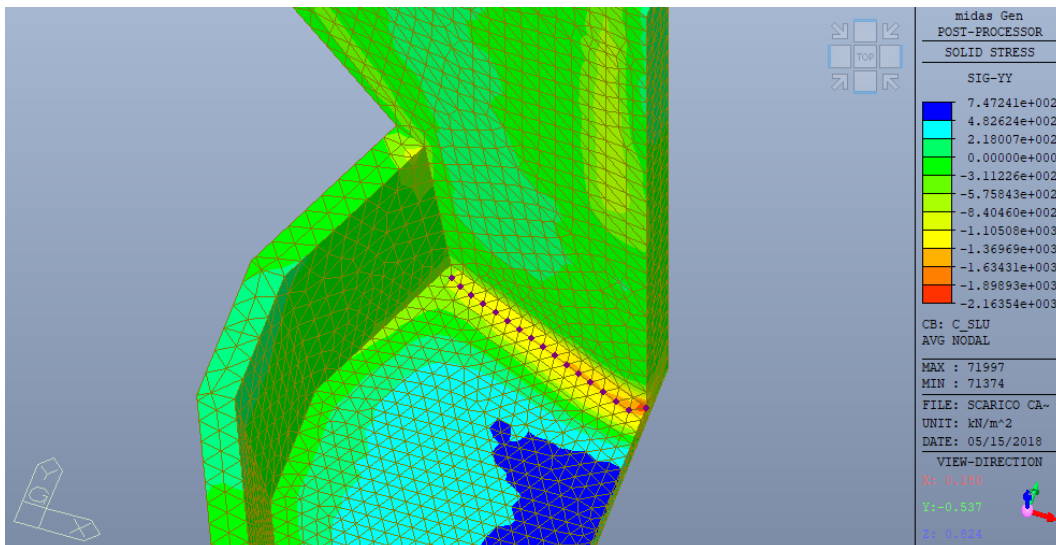


Figura 124 – Indicazione del tracciamento della sezione oggetto di verifica della platea a filo con i muri laterali (sono state tolte dalla visualizzazione alcune parti del modello)

VERIFICHE FLESSIONE

Le azioni sollecitanti di progetto per le verifiche a presso-flessione, per la combinazione C_SLU, sono riportate in Tabella 71, dove viene indicata anche la posizione del baricentro dei nodi considerati (posizione X globale del modello).

X	C_SLU	
	M	N
[m]	[kNm/m]	[kN/m]
30.91	34	-395
31.36	43	-439
31.91	59	-522
32.52	65	-617
33.11	67	-644
33.70	84	-725
34.28	101	-898
34.87	85	-845
35.46	93	-916
36.04	100	-924
36.63	120	-981
37.22	120	-994
37.81	113	-1024
38.40	109	-1000
39.02	118	-1070
39.63	114	-1107
40.20	161	-1199

Tabella 71 – Azioni M e N sollecitanti di progetto per le combinazioni agli SLU

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 1 m, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno dello scarico):

$$\begin{aligned} \text{\O}20 / 20 \text{ cm} & \quad (A=15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 10 \text{ cm} \\ \text{\O}20 / 20 \text{ cm} & \quad (A=15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 90 \text{ cm} \end{aligned}$$

In Figura 125 si riporta il grafico del dominio di rottura della sezione (limitato alla porzione di interesse), con indicate le azioni sollecitanti. Siccome risulta che le coppie N-M sollecitanti di progetto sono sempre interne ad dominio di rottura, le

verifiche sono soddisfatte.

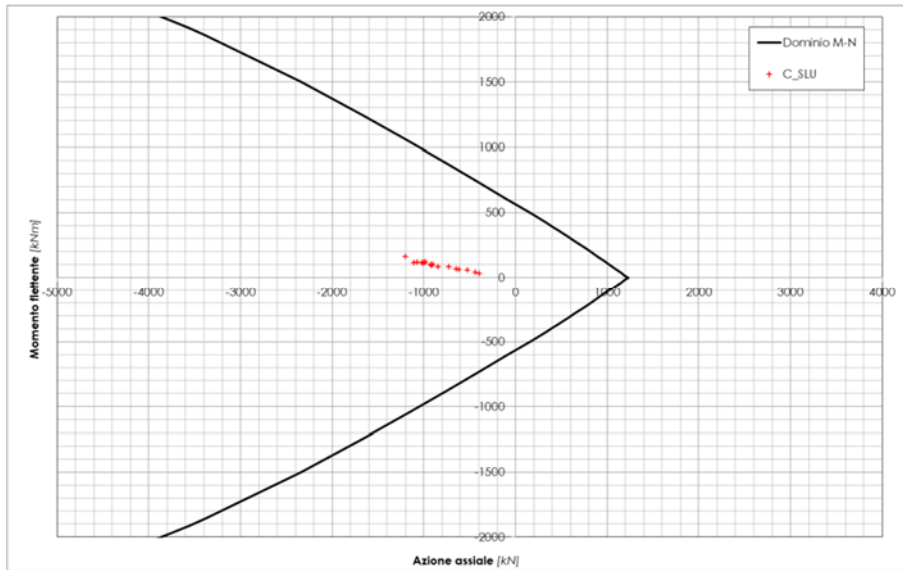


Figura 125 – Dominio di rottura e azioni sollecitanti

VERIFICHE A TAGLIO

Le azioni di taglio di progetto sono riportate in Tabella 72, dove è indicata la zona di validità dei valori calcolati (coordinata X del modello). E' inoltre indicata, per ogni zona, la resistenze a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio, calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 e con l'azione assiale corrispondente.

X min	X max	C_SLU		
		V _{Ed}	N _{Ed}	V _{Rd}
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
30.80	32.50	-203	-493	429
32.50	34.80	-335	-778	472
34.90	37.10	-401	-954	498
37.30	38.90	-464	-1032	510
39.00	40.20	-430	-1153	528

Tabella 72 – Azioni di taglio sollecitanti e resistenti– Sezione in destra

Siccome risulta che V_{Rd} è sempre maggiore del taglio agente, le verifiche a taglio sono soddisfatte.

7.6. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

7.6.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Con riferimento ai risultati esposti al precedente § 7.4, la massima deformata in sommità alle pareti per la combinazione C_SLE è inferiore al millimetro, quindi le verifiche di deformabilità agli stati limite di esercizio sono ampiamente soddisfatte.

7.6.2 VERIFICHE DI FESSURAZIONE

Per la verifica a fessurazione (§ 4.1.2.2.4 delle NTC2018), il valore di calcolo

dell'apertura della fessura w_d deve essere:

$$w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm per la combinazione frequente}$$

$$w_d \leq w_1 = 0,2 \text{ mm per la combinazione quasi permanente}$$

Il momento di prima fessurazione M_f è il momento flettente limite della sezione inflessa o presso-inflessa, tale per cui la tensione al lembo teso risulti non maggiore di

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

Di seguito si riportano, in forma tabellare, le azioni sollecitanti di progetto, in termini di azione assiale N_{Ed} e momento flettente M_{Ed} , per le due sezioni già prese in esame per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, con la combinazione agli Stati Limite di Esercizio (C_SLE). Nelle tabelle è inoltre indicato il momento di prima fessurazione M_f , funzione anche dell'azione assiale.

In particolare:

- Tabella 73: Pareti laterali – Lungo lo scivolo (v. § 7.5.1)
- Tabella 74: Pareti laterali – Q. 392 (v. § 7.5.2)

X	C_SLE		
	M_{Ed}	N_{Ed}	M_f
[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
31.86	271	-1166	2328
33.10	410	-1539	2165
33.88	499	-1624	2129
34.93	518	-1711	2091
35.99	597	-1948	1987
36.77	586	-2019	1956
37.86	628	-2271	1846
38.96	653	-2056	1940
39.71	514	-1845	2032

Tabella 73 – Verifiche a fessurazione - Pareti laterali

X	C_SLE		
	M_{Ed}	N_{Ed}	M_f
[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
30.91	27	-310	404
31.36	33	-344	398
31.91	46	-406	387
32.52	50	-477	375
33.11	51	-496	372
33.70	64	-556	361
34.28	77	-688	339
34.87	65	-646	346
35.46	71	-700	337
36.04	76	-705	336
36.63	92	-748	328
37.22	91	-757	327
37.81	86	-779	323
38.40	83	-761	326
39.02	89	-814	317
39.63	87	-840	312
40.20	122	-913	300

Tabella 74 – Verifiche a fessurazione – Platea di quota 377,50

Dalle tabelle risulta che i momenti di prima fessurazione sono sempre maggiori di

quelli sollecitanti agli Stati Limite di Esercizio; non si ha conseguentemente formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono quindi soddisfatte.

7.6.3 VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

La verifica delle tensioni in esercizio (§ 4.1.2.2.5 NTC2018) viene condotta controllando il rispetto delle seguenti limitazioni per le tensioni di calcestruzzo (σ_c) e acciaio (σ_s):

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 19,2 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

Visti i valori molto contenuti della azioni, si omette l'illustrazione delle verifiche delle tensioni in esercizio, che risultano ovunque ampiamente soddisfatte per il caso in esame.

8. VANO CENTRALE OLEODINAMICA

8.1. PREMESSE E GEOMETRIA DELL'OPERA

Il vano della centrale oleodinamica è una struttura in calcestruzzo armato collegata al muro laterale destro dell'imbocco; la struttura si sviluppa interamente sotto la quota 405 m s.m. ed è fondata su roccia. La soletta di copertura presenta una apertura in corrispondenza della scala di accesso ed una botola per la movimentazione del materiale. Il locale a quota 400,50 m s.m. ospiterà la centralina oleodinamica per la movimentazione delle tre paratoie a ventola, oltre ai relativi quadri elettrici, di comando e controllo.

Sopra a quota 400,50 m s.m., le dimensioni esterne in pianta sono 6,60 m per 5,60 m, quelle interne di 5 m per 5 m. Sotto tale quota la struttura è costituita da un getto massiccio, attorno al pozzo di accesso al cunicolo sottostante la soglia di sfioro, che presenta dimensioni interne di 2,64 m per 3,15 m; la parte inferiore della struttura è completamente incassata in roccia, gettata contro le pareti di scavo.

La struttura di interesse per le verifiche è quella sopra quota 400,50 m s.m., dove lo spessore delle pareti è di 1 m lato vaso e 60 cm contro il terreno di riempimento.

Vengono condotte le verifiche delle pareti laterali con l'ausilio di un modello di calcolo ad elementi finiti che rappresenta l'intera struttura sopra quota 400,50 m s.m.; la soletta di copertura e le travi che la sorreggono vengono trattate separatamente, con un modello di calcolo dedicato e semplificato (§ 8.10).

8.2. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

- Gli **Stati Limite Ultimi** da considerare per l'opera in esame sono (v. § 2.2.1 NTC2018) il raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni.
Gli Stati Limite Ultimi in condizioni sismiche comprendono gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC); nel caso in esame, tutte le verifiche sono svolte con i parametri sismici relativi allo SLC, in linea con il documento "Verifiche di sicurezza sismica degli scarichi e delle opere accessorie e complementari – Riferimenti per l'istruttoria" del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 4 aprile 2016.
- Gli **Stati Limite di Esercizio** sono (v. § 2.2.2 NTC 2018):
 - (a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
 - (b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza ed il suo aspetto;

Gli Stati Limite di Esercizio in condizioni sismiche comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD); nel caso in esame, tutte le verifiche sono svolte con i parametri sismici relativi allo SLD, in linea con il citato documento "Riferimenti per l'istruttoria".

Le verifiche agli Stati Limite di Esercizio di cui al precedente punto (a) comprendono le verifiche allo stato limite di fessurazione degli elementi in calcestruzzo e le verifiche allo stato limite di limitazione delle tensioni.

Per semplicità di calcolo, nel seguito le azioni sono introdotte con i parametri all'SLC, sia per le verifiche allo Stato Limite Ultimo che per quelle allo Stato Limite di Esercizio.

8.3. TIPO DI ANALISI SVOLTA

I calcoli strutturali sono svolti con l'ausilio di un codice di calcolo automatico, con il metodo degli elementi finiti.

I calcoli sono eseguiti in campo elastico, con materiale omogeneo ed isotropo.

Vista l'estrema semplicità della struttura e le sue ridotte dimensioni, si ritiene adeguato introdurre l'azione sismica attraverso il metodo pseudo-statico, applicando a_{max} come coefficiente sismico orizzontale (0,512 g all'SLC).

8.4. MODELLO DI CALCOLO

8.4.1 CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO

Il codice di calcolo è MIDAS GEN 2018 vers. 1.1 della MIDAS IT Co, Ltd, già utilizzato per il modello di calcolo della struttura dell'imbocco; per la sua descrizione e per la valutazione della sua affidabilità si rimanda al precedente § 6.5.1.

8.4.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello comprende le tre pareti e la soletta di copertura. Tutte le parti della struttura sono state modellate con elementi bidimensionali di tipo "plate"; tutti gli elementi hanno forma pressoché quadrata con 25 cm di lato.

Ai fini delle verifiche, la parete lato invaso, con spessore 1 m, è denominata parete A; quelle contro il terreno di riempimento pareti B e C.

Il modello complessivo è composto da 1.467 elementi e 1.550 nodi.

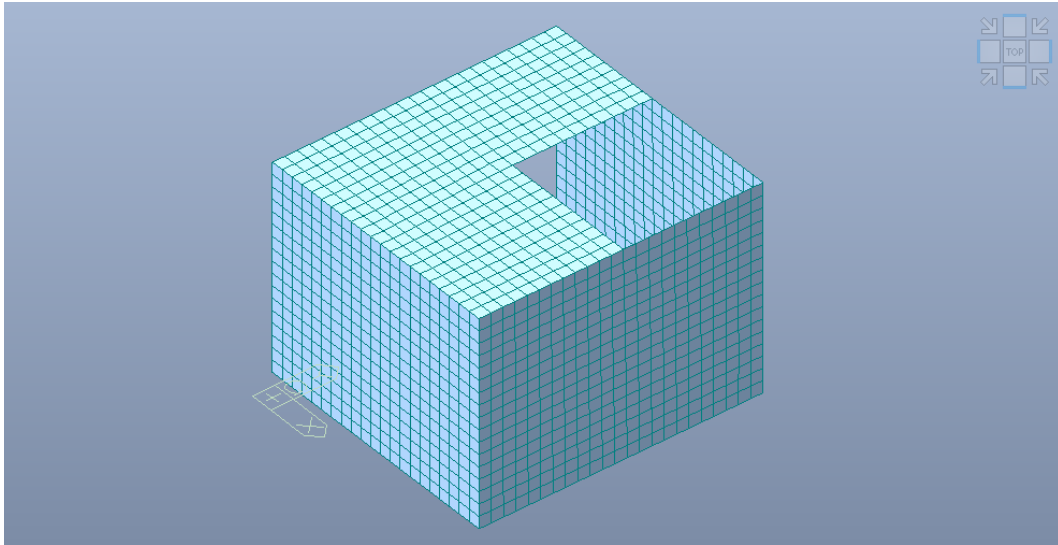


Figura 126 – Vista assonometrica della mesh di calcolo; in primo piano la soletta di copertura, la parete A (a sinistra) e la parete B (a destra)

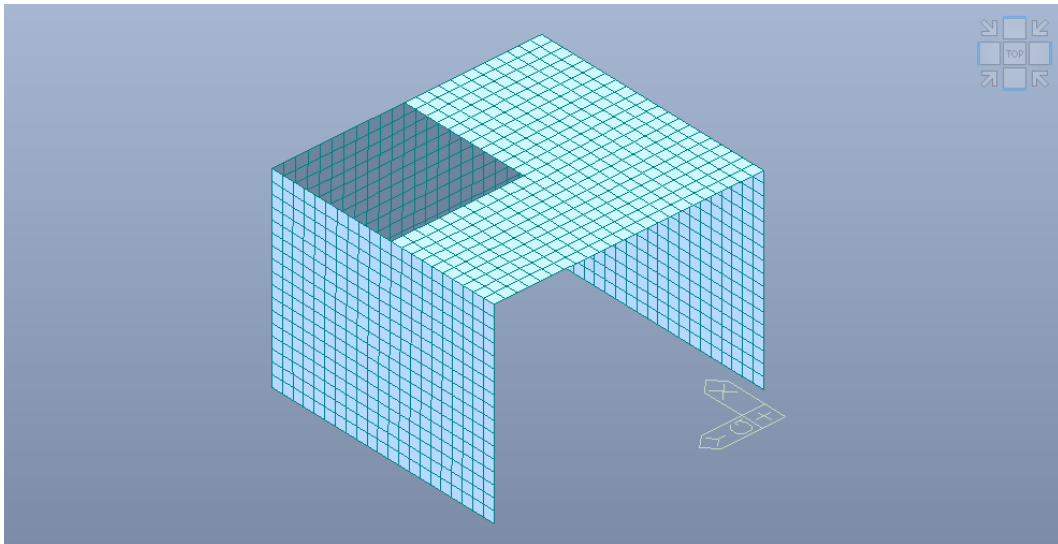


Figura 127 – Vista assonometrica della mesh di calcolo; in primo piano la soletta di copertura e la parete C

Lungo la base della parete A sono imposti vincoli alla traslazione in direzione Z; lungo la base delle altre due pareti e lungo il contatto con lo scarico sono stati imposti vincoli di incastro (Figura 128).

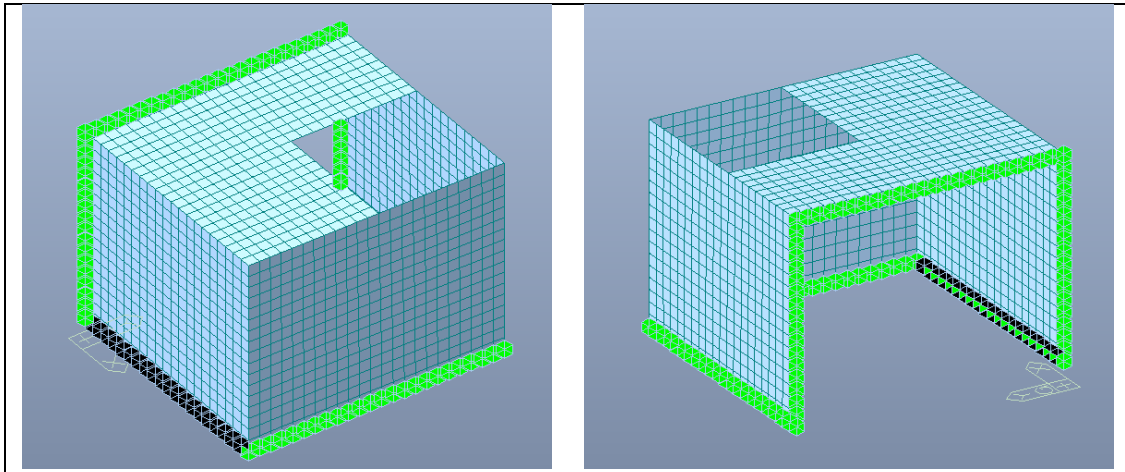


Figura 128 – Vincoli del modello

8.4.3 CONVENZIONI DI SEGNO

L'asse globale Z del modello è diretto verso l'alto; l'asse X in direzione destra-sinistra dello scarico, positivo verso destra e l'asse Y in direzione monte-valle, positivo verso valle

L'origine degli assi è disposto all'estremo di monte, in sinistra (parte collegata alla parete laterale destra dello scarico), come indicato nelle precedenti immagini del modello.

Gli assi locali degli elementi delle pareti sono sempre orientati come segue:

- Asse locale x: orizzontale
- Asse locale y: verticale

Nei risultati del calcolo, gli sforzi e le forze sono positivi di trazione.

Salvo dove diversamente specificato, le unità di misura utilizzate sono i kN ed i m; quindi i momenti e le forze sono espressi in kNm e kN, gli sforzi in kN/m².

8.4.4 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Prima e durante l'elaborazione, il programma di calcolo esegue controlli che consentono di individuare eventuali errori di modellazione, così come la presenza nei risultati di nodi con spostamenti o rotazioni eccessivi.

La risoluzione del modello numerico è svolta dal software regolarmente, completando correttamente il calcolo per tutti i 1.467 elementi del modello. Nessun errore o avvertimento è indicato nell'output del software.

8.5. ANALISI DEI CARICHI

8.5.1 PESO PROPRIO

Alle parti in calcestruzzo è assegnato un peso per unità di volume di 25 kN/m³.

8.5.2 CARICO IDROSTATICO

Il carico idrostatico dell'acqua è introdotto come pressione sulla parete A, a partire dalla quota di massima regolazione (402,00 m s.m.) o da quella di massimo invaso (404,00 m s.m.) a seconda della combinazioni di carico considerata.

8.5.3 SPINTA DEL TERRENO E DELLA ROCCIA

Terreno di riporto ai lati del nuovo scarico

Per il terreno di riempimento ai lati si ipotizza un peso di volume efficace di 8 kN/m³ ed un angolo di attrito interno di 40° (analogamente a quanto ipotizzato per le verifiche della struttura dell'imbocco, v. § 6.6.3). Si è assunto cautelativamente uno stato di spinta a riposo, a cui corrisponde un coefficiente di spinta pari a $K_0 = 0,36$. Si è inoltre considerato l'incremento di queste spinte permanenti dovuto al sovraccarico accidentale uniformemente distribuito sui piazzali a tergo delle pareti laterali di 40 kN/m², per analogia a quanto considerato per le strutture dell'imbocco.

Il carico distribuito lungo le pareti B e C, dovuto alla spinta del terreno, è quindi variabile linearmente con la profondità z (quota assoluta in metri s.m.):

$$S_T = K_0 \times [\gamma' \times (405 \text{ m} - z) + 40 \text{ kN/m}^2]$$

Acqua contenuta nel terreno

L'acqua contenuta nel terreno è stata introdotta come un carico idrostatico linearmente crescente con la profondità, a partire dalla quota di invaso considerata (402 o 404 m s.m.). A favore di sicurezza e per semplicità di calcolo, non si è applicata la riduzione del carico idrostatico introdotta nel calcolo dell'imbocco; questo è giustificato dalla modesta altezza della struttura in esame, che rende poco apprezzabile tale riduzione nei risultati del calcolo.

8.5.4 AZIONI SISMICHE

Azioni sismiche sulla struttura

Sulla base delle indicazioni del § 7.2.1 delle NTC2018, la struttura in esame deve essere analizzata combinando le due componenti orizzontali dell'azione sismica, senza prendere in considerazione l'azione verticale.

La risposta della struttura alle azioni sismiche viene valutata mediante un'analisi pseudo-statica, ottenuta applicando alla struttura in calcestruzzo una accelerazione orizzontale pari al massimo valore dello spettro di progetto, e cioè 0,563 g allo SLC.

Sovrappinta sismica dell'acqua di invaso

L'azione del carico idrostatico, dovuto all'acqua presente nell'invaso, è incrementato per via dell'azione sismica. Il valore della sovrappressione dinamica è calcolato attraverso la formula di Westergaard (§C.7.7.3 NTD):

$$p = a \rho c y_0$$

dove:

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

e:

- a è l'accelerazione orizzontale massima al sito, pari a 0,563 g all'SLC;
- $\rho = 9,81 \text{ kN/m}^3$ è la massa per unità di volume dell'acqua;
- $y_0 = 12 \text{ m}$ è la differenza tra la quota dell'acqua nel serbatoio (massima regolazione, 402,00 m s.m.) e quella del punto più depresso dell'alveo naturale al piede del paramento (390,00 m s.m.);
- y è la differenza tra la quota dell'acqua nel serbatoio e quella del punto generico del paramento a cui è associata la pressione p ;
- $c_m = 0,7412$ (essendo $\alpha = 0$).

Tale carico idrodinamico agisce quindi sulle pareti bagnate dello scarico come carico pseudostatico. Il grafico dell'andamento del carico idrostatico e della sovrappressione dinamica all'SLC è riportato in Figura 129

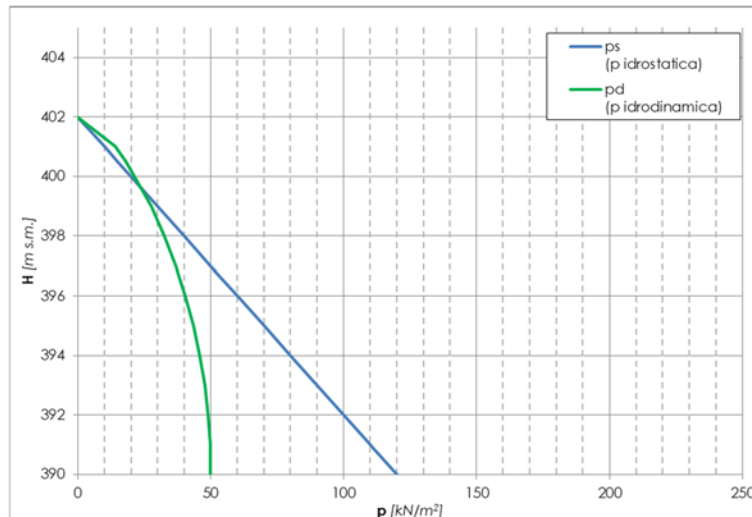


Figura 129 – Carico idrostatico e sovrappinta sismica dell'acqua all'SLC

Sovrappinta sismica del terreno laterale

Procedendo in modo analogo all'imbocco, le azioni sismiche indotte sulla struttura dal terreno sono inserite come forze pseudostatiche equivalenti, adottando la teoria di Wood (1973), che corrisponde al caso statico in cui il terreno si trova in situazione di spinta prossima a quella a riposo.

La risultante della sovrappinta sismica del terreno sulla parete è calcolata con la relazione:

$$\Delta P = (a_g / g) \times S \times F \times \gamma \times H^2$$

dove H è l'altezza delle pareti laterali su cui grava il terreno ($405 - 395 = 10 \text{ m}$), F è un

coefficiente tabellato e S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica S_s e dell'amplificazione topografica S_t ; nel caso in esame, $a_g/g \times S = 0,563$ all'SLC.

Il valore di $F = F_{sr} / (\gamma \times H^2)$ è ricavabile dal grafico di Figura 33, tratto da Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures nel by John H. Wood (1973), nel quale il fattore L/H rappresenta il rapporto tra la larghezza interna e l'altezza della struttura interrata (nel caso in esame pari a 2) e F_{sr} è la sovraspinta sismica su parete rigida riferita ad un'accelerazione orizzontale uniforme, presa pari a $F = 0,75$ in analogia a quanto assunto per la struttura dell'imbocco; quindi:

$$\Delta P = 0,563 \times 0,75 \times 18 \times 10^2 = 760 \text{ kN/m}$$

Il punto di applicazione della risultante dell'aliquota di spinta dovuta al sisma secondo il metodo di Wood è posto a metà dell'altezza del terreno. Pertanto, la sovraspinta di Wood (che non comprende la componente statica della spinta) è distribuita uniformemente sull'altezza della parete con i seguenti valori:

$$\Delta p_{\text{wood}} = 760 \text{ kN/m} / 10 \text{ m} = 76 \text{ kN/m}^2$$

Sovraspinta sismica dell'acqua contenuta nel terreno

L'incremento di spinta dell'acqua contenuta nel terreno è valutata con la formula di Westergaard, con le stesse ipotesi descritte sopra, relative all'acqua di invaso.

8.5.5 RIEPILOGO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Le condizioni di carico elementari sono riassunte in Tabella 75.

Condizione di carico	Descrizione
PesoProprio	Peso proprio della struttura in calcestruzzo
Acqua402	Carico idrostatico a quota 402,00 m s.m. (quota di massima regolazione) e 404,00 m s.m. (quota di massimo invaso), comprensivo sia della spinta dell'acqua dell'invaso (zona frontale dello scarico) che di quella contenuta nel terreno, assunta alla stessa quota.
Acqua404	
Terreno	Spinta del terreno (peso di volume efficace) sulle pareti B e C.
SovraccCopertura	Sovraccarico uniformemente distribuito sulla soletta di copertura
PS-X	Azione sismica con metodo pseudo-statico sulla struttura in calcestruzzo, rispettivamente in direzione -X, +Y e -Y, con parametri sismici all'SLC
PS+Y	
PS-Y	
Acqua-X	Componente in direzione -X, +Y e -Y dell'azione inerziale dell'acqua dell'invaso e dell'acqua contenuta nel terreno, con parametri sismici all'SLC
Acqua+Y	
Acqua-Y	
Terreno-X	Componente in direzione -X e -Y della sovraspinta sismica del terreno, con parametri sismici all'SLC
Terreno-Y	

Tabella 75 – Condizioni di carico elementari

8.6. COMBINAZIONI DI CARICO

In Tabella 76 si riportano le combinazioni di carico considerate nei calcoli, con indicati i coefficienti parziali di sicurezza γ_F . I coefficienti di combinazione ψ sono sempre unitari.

	Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche			
	SLU_1	SLU_2	SLC-X_1	SLC-X_2	SLC+Y	SLC-Y
PesoProprio	1.3	1.3	1	1	1	1
Acqua404	1.3	1.3				
Acqua402			1	1	1	1
Terreno	1.3	1.3	1	1	1	1
SovraccCopertura		1.5				
PS-X			1	1	0.3	0.3
PS+Y			0.3		1	
PS-Y				0.3		1
Acqua-X			1	1	0.3	0.3
Acqua+Y			0.3		1	
Acqua-Y				0.3		1
Terreno-X			1	1	0.3	0.3
Terreno-Y				0.3		1

Tabella 76 – Combinazioni di carico

Alle combinazioni di carico sopra elencate si aggiungono, ai fini di semplificare le verifiche, i seguenti involuppi:

- **SLU_stat_INV**: involuppo delle combinazioni statiche SLU_1 e SLU_2
- **SLU_sisma_INV**: involuppo delle combinazioni sismiche SLC-X_1, SLC-X_2, SLC+Y e SLC-Y
- **SLU_INV**: involuppo di tutte le combinazioni statiche e sismiche

8.7. RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO AD ELEMENTI FINITI

8.7.1 DEFORMAZIONI DI CALCOLO

In Figura 130 e Figura 131 si riporta il contour delle deformazioni massime calcolate per l'involuppo delle combinazioni statiche e sismiche allo Stato Limite Ultimo. Valori delle deformazioni espressi in metri.

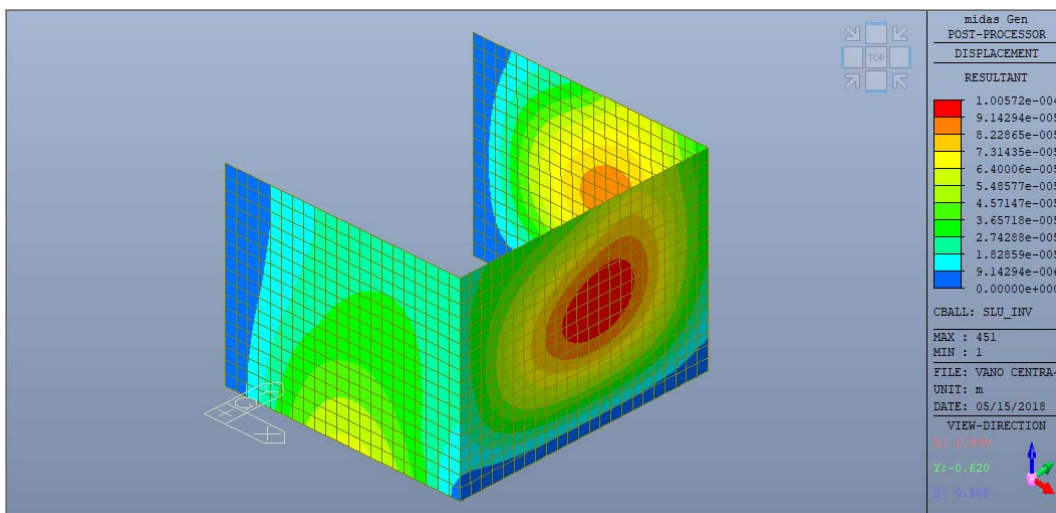


Figura 130 – Deformazioni di calcolo – Involuppo delle combinazioni allo SLU – Vista in primo piano delle pareti A e B

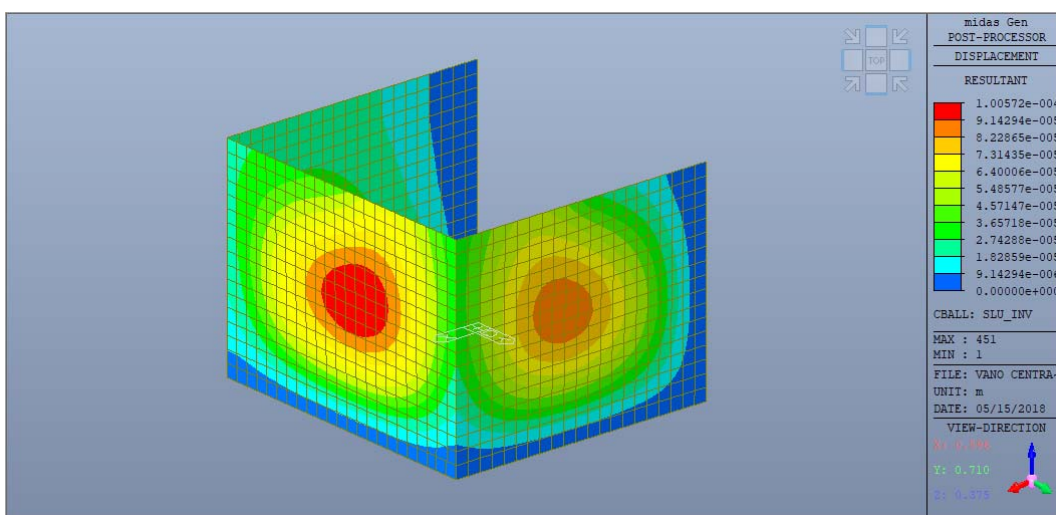


Figura 131 - Deformazioni di calcolo – Involuppo delle combinazioni allo SLU – Vista in primo piano delle pareti B e C

8.7.2 AZIONI DI CALCOLO – PARETE A

Da Figura 132 a Figura 137 si riportano i contour delle azioni di calcolo per la parete A. Per ciascuna azione, vengono rappresentati l'involuppo dei valori minimi (a sinistra) e dei valori massimi (a destra) agli Stati Limite Ultimi in condizioni statiche e sismiche.

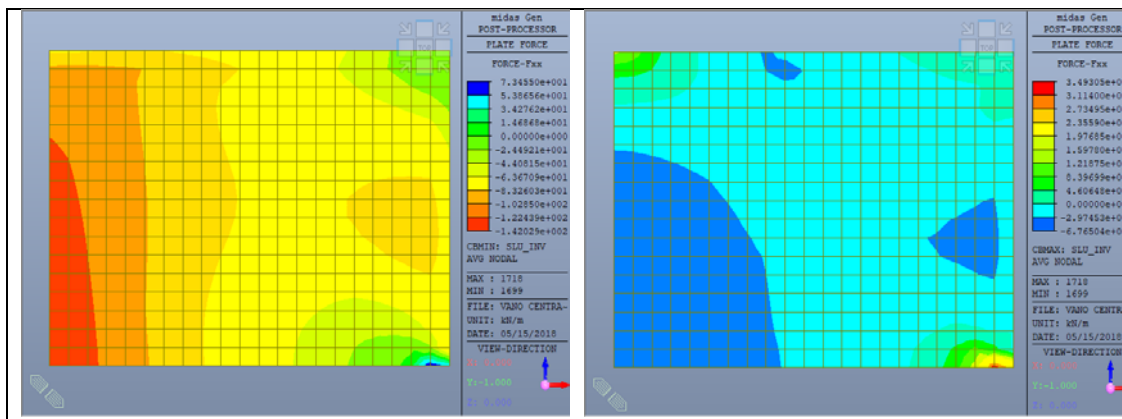


Figura 132 – Azioni di calcolo – Forza Fxx

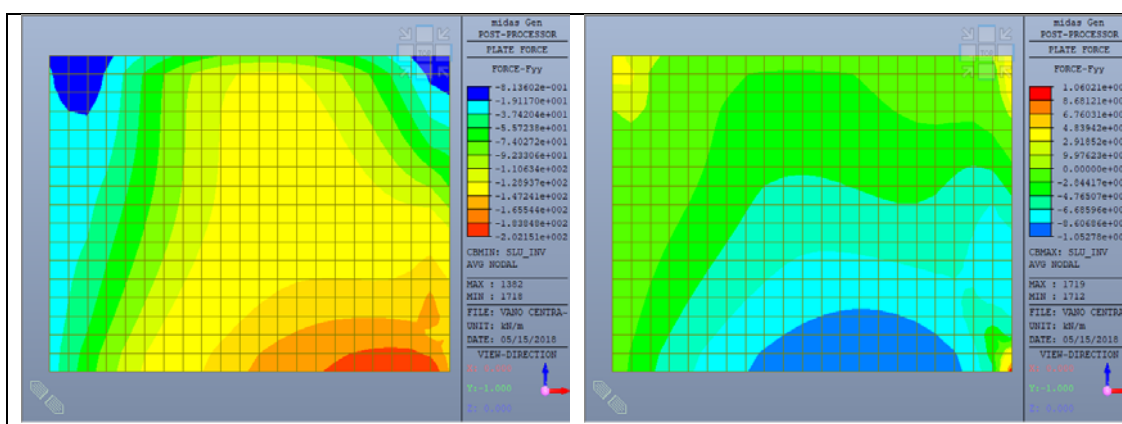


Figura 133 – Azioni di calcolo – Forza Fyy

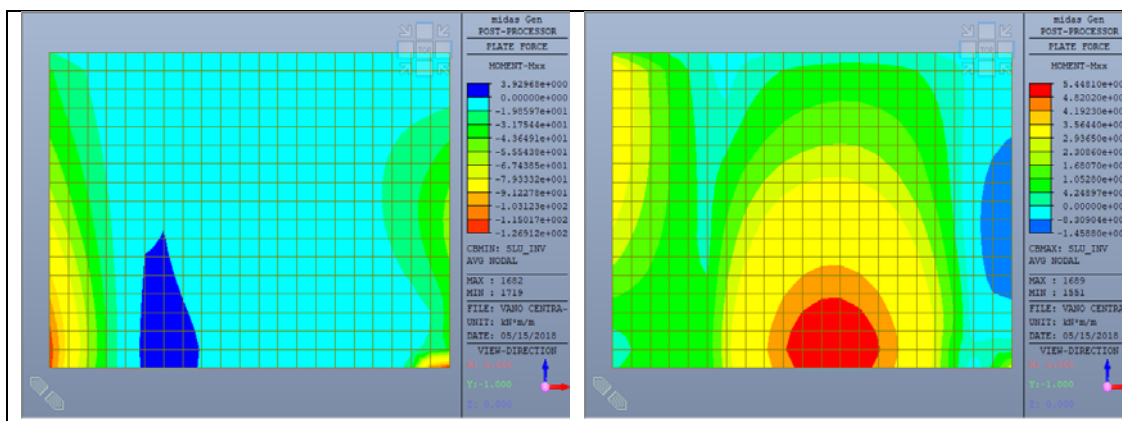


Figura 134 – Azioni di calcolo – Momento Mxx

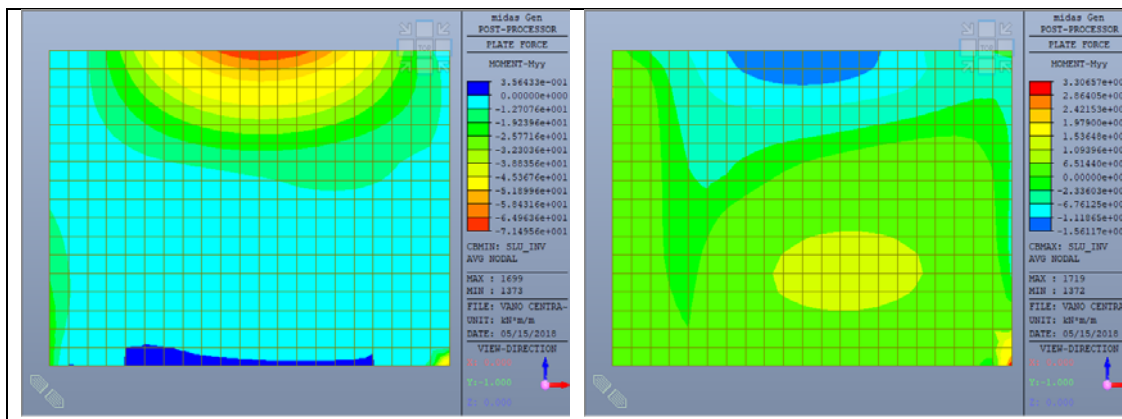


Figura 135 – Azioni di calcolo – Momento Myy

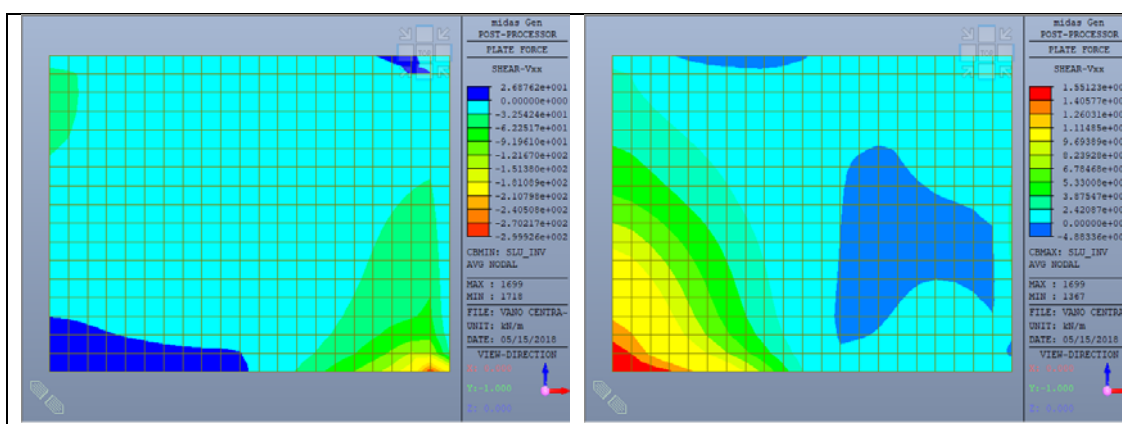


Figura 136 – Azioni di calcolo – Taglio Vxx

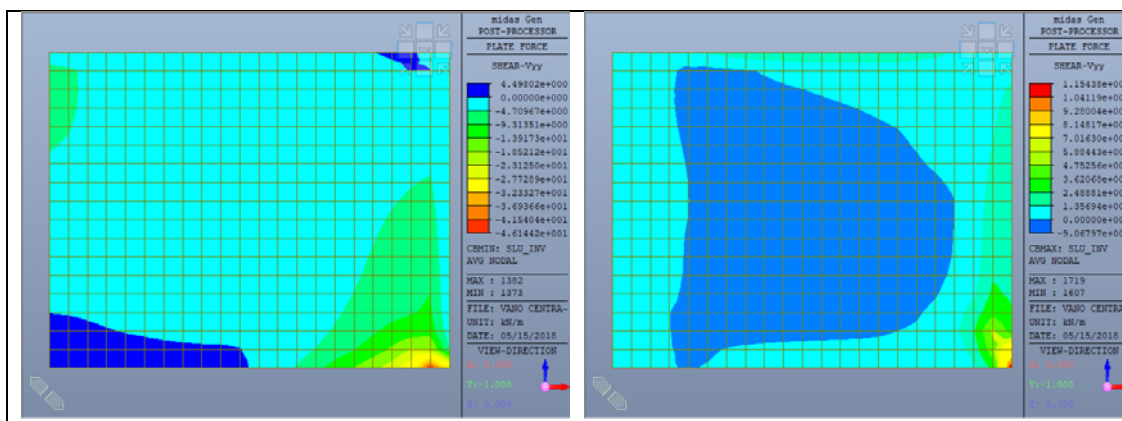


Figura 137 – Azioni di calcolo – Taglio Vyy

8.7.3 AZIONI DI CALCOLO – PARETI B E C

Da Figura 138 a Figura 143 si riportano i contour delle azioni di calcolo per le pareti B e C. Per ciascuna azione, vengono rappresentati l'involuppo dei valori minimi (a sinistra) e dei valori massimi (a destra) agli Stati Limite Ultimi in condizioni statiche e sismiche.

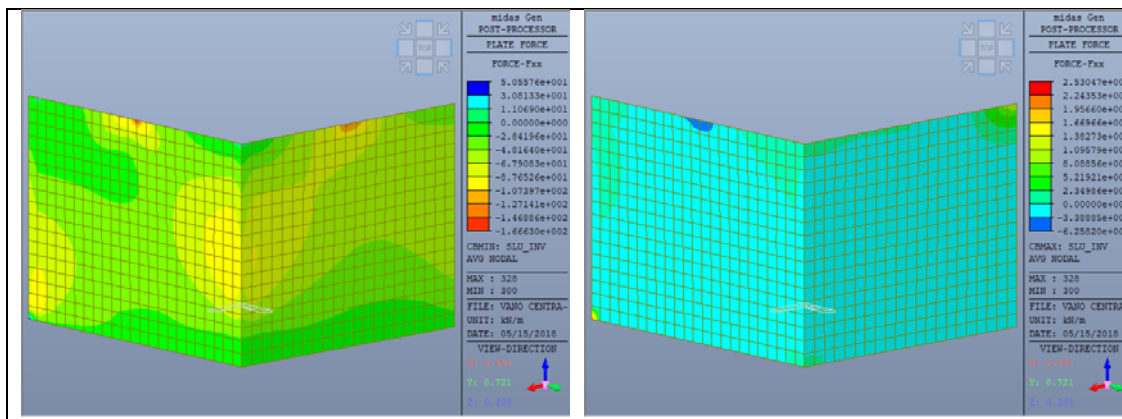


Figura 138 – Azioni di calcolo – Forza Fxx

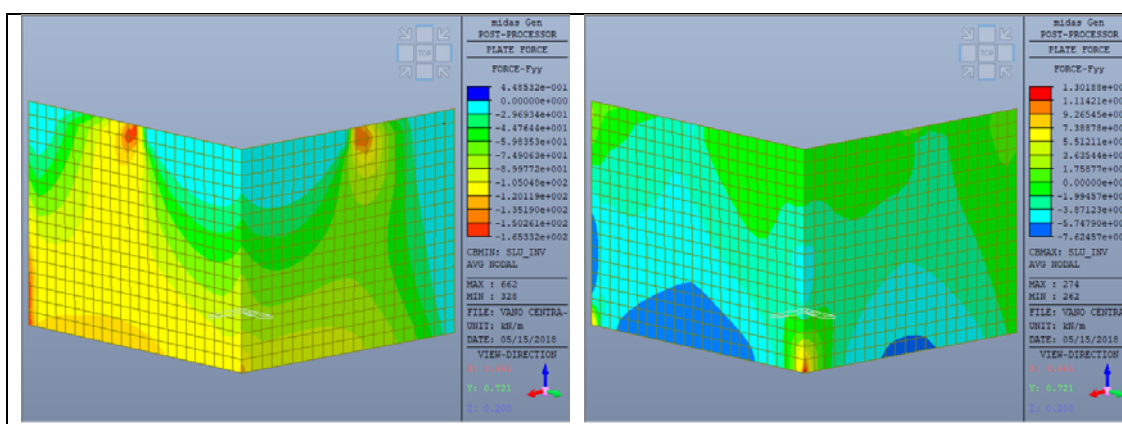


Figura 139 – Azioni di calcolo – Forza Fyy

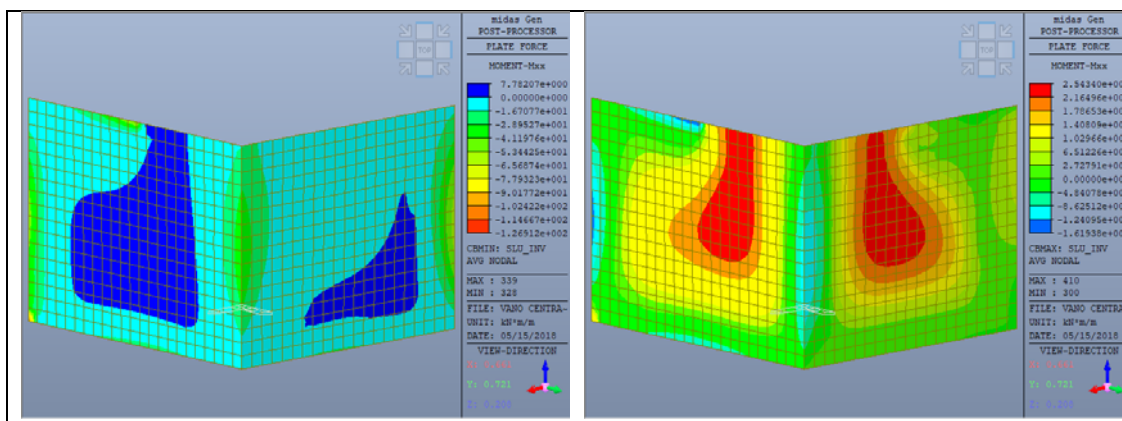


Figura 140 – Azioni di calcolo – Momento Mxx

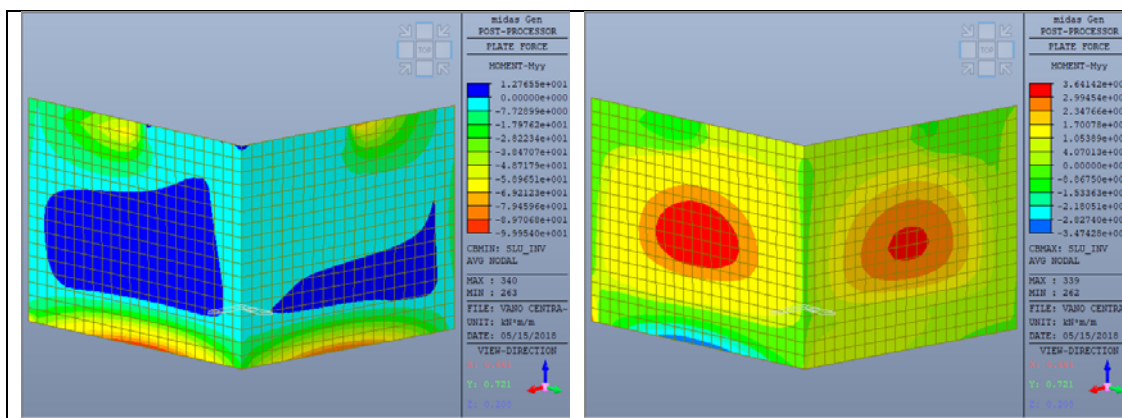


Figura 141 – Azioni di calcolo – Momento Myy

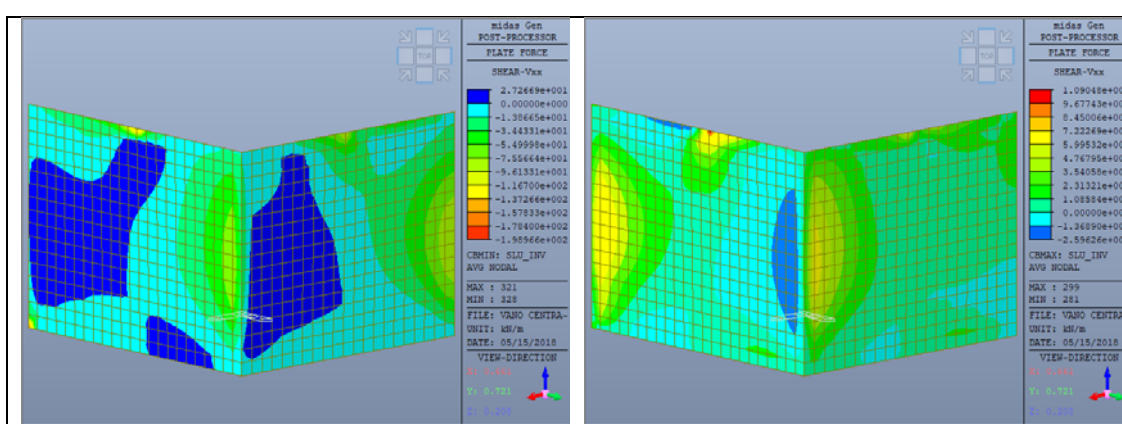


Figura 142 – Azioni di calcolo – Taglio Vxx

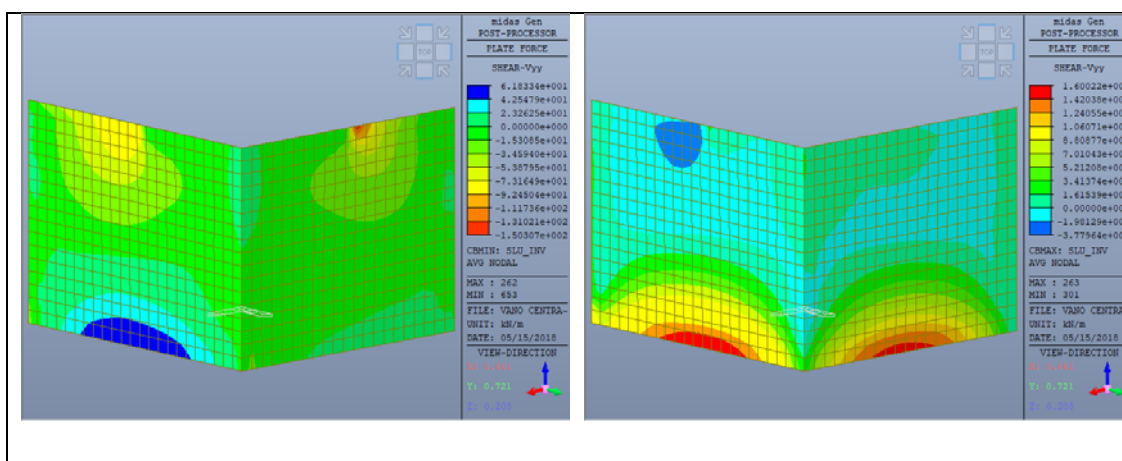


Figura 143 – Azioni di calcolo – Taglio Vyy

8.8. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO - RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

In Tabella 77 si riportano, per ciascuna parete, i valori delle azioni di calcolo derivate dai tabulati di output del modello. In particolare, si riporta l'involuppo dei massimi e l'involuppo dei minimi delle combinazioni statiche e sismiche agli Stati Limite Ultimi.

Tutte le forze ed i momenti sono per metro di sviluppo della parete.

	Parete A		Parete B		Parete C		
	Valore massimo	Valore minimo	Valore massimo	Valore minimo	Valore massimo	Valore minimo	
Fxx	349	-142	253	-167	120	-139	kN/m
Fyy	107	-202	130	-165	130	-151	kN/m
Mxx	56	-127	56	-127	25	-61	kNm/m
Myy	41	-71	41	-100	32	-91	kNm/m
Vxx	155	-300	109	-199	70	-105	kN/m
Vyy	115	-55	160	-99	153	-150	kN/m

Tabella 77 – Azioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo

Dai contour riportati al paragrafo precedente è evidente come le trazioni sono molto concentrate e localizzate solamente nei punti singolari del modello, in corrispondenza degli spigoli.

8.8.1 PARETE A

La parete A presenta uno spessore di 1 m ed è armata con una doppia maglia di barre Ø20 con passo di 20 cm. Pertanto, per le verifiche delle sezioni sia orizzontali che verticali si considera una sezione avente base di 1 m, altezza di 1 m, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno):

$$\begin{aligned} \text{Ø}20 / 20 \text{ cm} & \quad (A= 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 10 \text{ cm} \\ \text{Ø}20 / 20 \text{ cm} & \quad (A= 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 90 \text{ cm} \end{aligned}$$

Anche considerando il massimo valore di trazione calcolato (come detto, irrealistico in quanto concentrato e localizzato lungo uno spigolo), si ha che il momento resistente della sezione di verifica è pari a $M_{xRd} = 418 \text{ kNm}$ (Figura 144), superiore ai momenti flettenti agenti, pertanto la verifica a flessione è ovunque ampiamente soddisfatta.

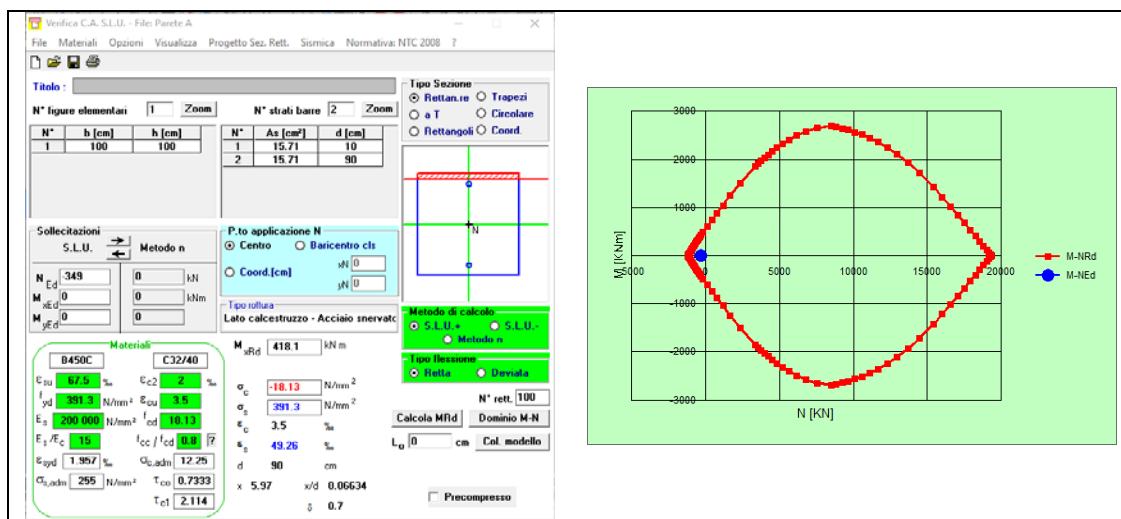


Figura 144 – Dominio di rottura per la parete A

La resistenza a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio, calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 e con $N=0$ è

pari a $V_{Rd} = 355$ kN, maggiore del taglio agente. Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

8.8.2 PARETE B E PARETE C

Le pareti B e C presenta uno spessore di 60 cm e sono armate con una doppia maglia di barre $\varnothing 20$ con passo di 20 cm. Pertanto, per le verifiche delle sezioni sia orizzontali che verticali si considera una sezione avente base di 1 m, altezza di 60 cm, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo del calcestruzzo lato interno):

$$\begin{aligned} \varnothing 20 / 20 \text{ cm} & \quad (A = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 10 \text{ cm} \\ \varnothing 20 / 20 \text{ cm} & \quad (A = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 50 \text{ cm} \end{aligned}$$

Anche considerando il massimo valore di trazione calcolato (come detto, irrealistico in quanto concentrato e localizzato lungo uno spigolo), si ha che il momento resistente della sezione di verifica è pari a $M_{xRd} = 418$ kNm (Figura 145), superiore ai momenti flettenti agenti, pertanto la verifica a flessione è ovunque ampiamente soddisfatta.

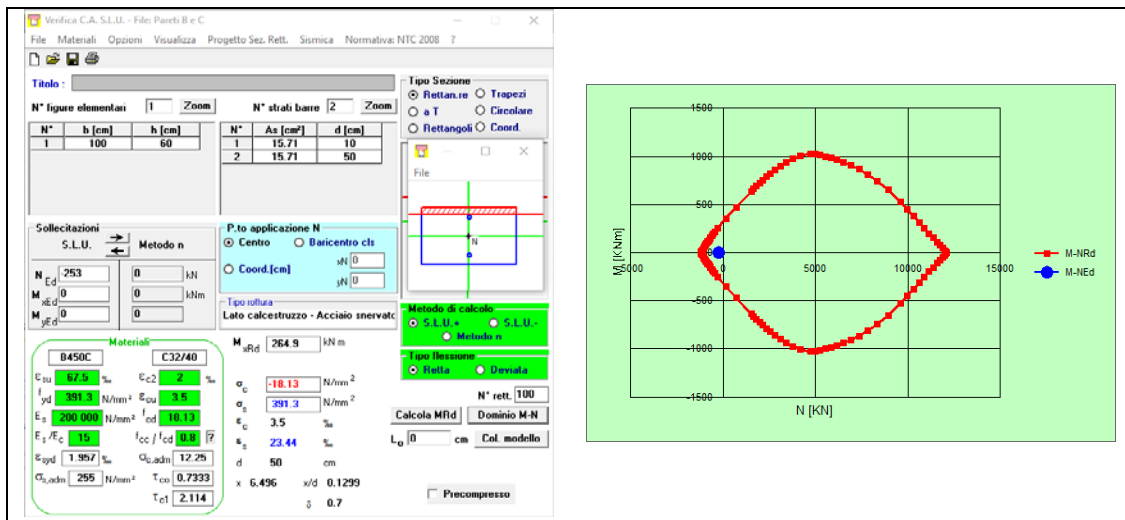


Figura 145 – Dominio di rottura per le pareti B e C

La resistenza a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio, calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 e con $N=0$ è pari a $V_{Rd} = 266$ kN, maggiore del taglio agente. Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

8.9. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Come detto, le verifiche allo Stato Limite di Esercizio, si conducono per semplicità di calcolo sulle combinazioni allo Stato Limite Ultimo.

8.9.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Le verifiche di deformabilità sono ampiamente soddisfatte, avendo ricavato una deformazione massima dell'ordine del decimo di millimetro (v. contour riportato al

precedente § 8.7.1).

8.9.2 VERIFICHE DI FESSURAZIONE

Per la verifica a fessurazione (§ 4.1.2.2.4 delle NTC2018) deve risultare che il valore di calcolo dell'apertura della fessura w_d deve essere:

$$w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm per la combinazione frequente}$$

$$w_d \leq w_1 = 0,2 \text{ mm per la combinazione quasi permanente}$$

Il momento di prima fessurazione M_f è il momento flettente limite della sezione inflessa o presso-inflessa, tale per cui la tensione al lembo teso risulti non maggiore di

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

Per la parete A, il momento di prima fessurazione considerando $N = 349 \text{ kN}$ di trazione risulta $M_f = 397 \text{ kNm}$; per le pareti B e C, con $N = 253 \text{ kN}$ di trazione, si ha $M_f = 141 \text{ kNm}$. Siccome i momenti agenti sono inferiori ai momenti di prima fessurazione, le verifiche a fessurazione sono soddisfatte.

8.9.3 VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

La verifica delle tensioni in esercizio (§ 4.1.2.2.5 NTC2018) viene condotta controllando il rispetto delle seguenti limitazioni per le tensioni di calcestruzzo (σ_c) e acciaio (σ_s):

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 19,2 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

Si calcolano le tensioni considerando per semplicità la massima azione di trazione insieme al massimo momento flettente.

Per la parete A, con:

$$N_{Ed} = 349 \text{ kN (trazione)} \text{ e } M_{Ed} = 127 \text{ kNm}$$

si ha:

$$\sigma_c = 0,54 \text{ N/mm}^2 \text{ e } \sigma_s = 211,5 \text{ N/mm}^2$$

Per la parete B, con:

$$N_{Ed} = 253 \text{ kN (trazione)} \text{ e } M_{Ed} = 127 \text{ kNm}$$

si ha:

$$\sigma_c = 3,83 \text{ N/mm}^2 \text{ e } \sigma_s = 263,5 \text{ N/mm}^2$$

Per la parete C, con:

$$N_{Ed} = 130 \text{ kN e } M_{Ed} = 91 \text{ kNm}$$

si ha:

$$\sigma_c = 2,82 \text{ N/mm}^2 \text{ e } \sigma_s = 171,3 \text{ N/mm}^2$$

Essendo le tensioni calcolate, pur con tutte le ipotesi semplificative e cautelative

sopra descritte, sempre minori dei limiti da Normativa, le verifiche delle tensioni in esercizio sono soddisfatte.

8.10. SOLETTA DI COPERTURA

Si conduce di seguito la verifica di resistenza delle strutture costituenti la soletta di copertura in calcestruzzo armato del vano contenente la centrale oleodinamica. Si tratta di una soletta avente spessore di 30 cm, incastrata alle pareti laterali del vano e a due travi, disposte planimetricamente a 'T', con sezione di 40x60 cm.

La luce netta coperta dalla soletta è di 5 m per 4,15 m.

Si definisce trave 'T1' quella diretta in direzione monte-valle rispetto allo scarico, 'T2' quella ad essa ortogonale.

Per la determinazione delle azioni agenti sulle parti della struttura, si adotta un modello di calcolo ad elementi finiti, approntato con il codice di calcolo è MIDAS GEN 2018 vers. 1.1 della MIDAS IT Co, Ltd, descritto al § 6.5.1.

Nel modello di calcolo la soletta è modellata attraverso 399 elementi bidimensionali "plate", approssimativamente quadrati di 20 cm di lato, e le due travi attraverso elementi monodimensionali "beam".

In Figura 146 e Figura 147 è rappresentato il modello di calcolo.

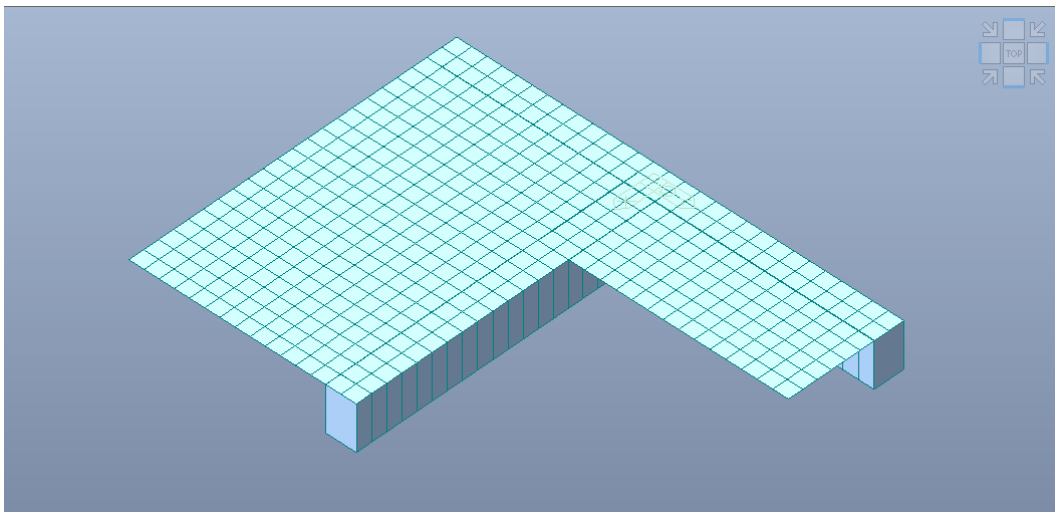


Figura 146 – Vista assometrica dall'alto della mesh di calcolo

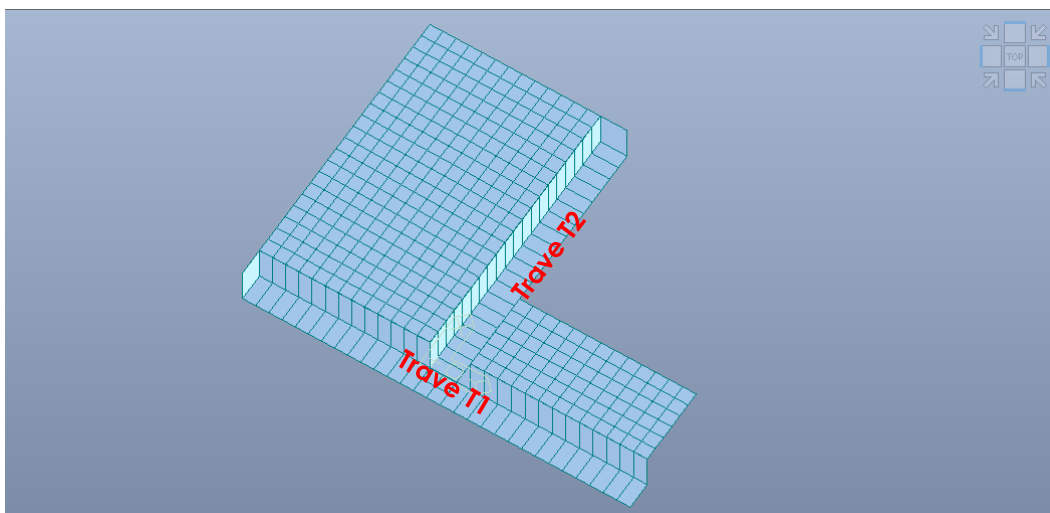


Figura 147 – Vista assometrica dal basso della mesh di calcolo

Lungo i nodi evidenziati in Figura 148 sono imposti vincoli di incastro.

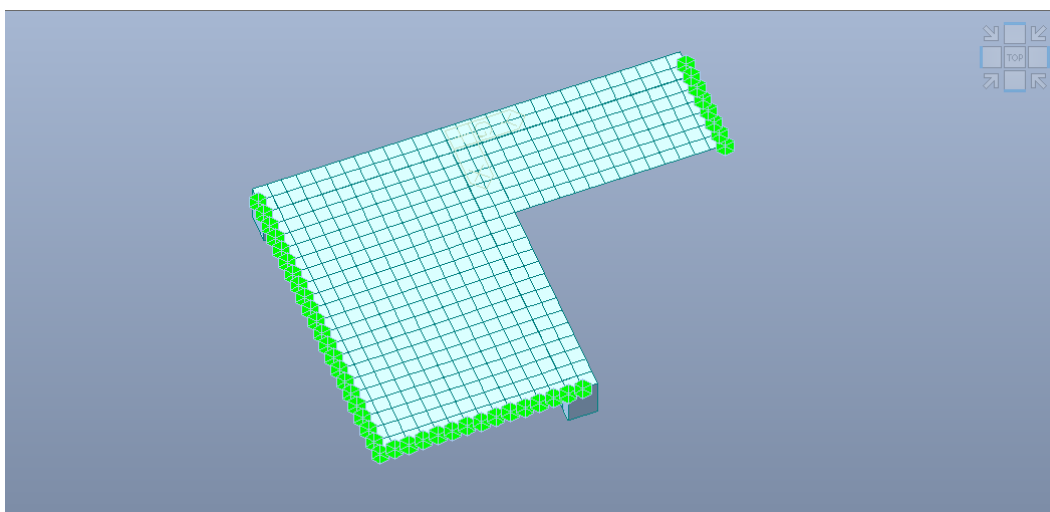


Figura 148 – Vincoli del modello

Gli assi locali degli elementi "plate" sono sempre orientati come segue:

- Asse locale x: in direzione destra-sinistra rispetto allo scarico
- Asse locale y: in direzione monte-valle rispetto allo scarico

Per i due elementi "beam", l'asse locale x è diretto lungo l'elemento.

Nei risultati del calcolo, gli sforzi e le forze sono positivi di trazione.

Salvo dove diversamente specificato, le unità di misura utilizzate sono i kN ed i m; quindi i momenti e le forze sono espressi in kNm e kN, gli sforzi in kN/m².

I carichi agenti sono:

- **G**: peso proprio della struttura in c.a., preso in conto dal software avendo assegnato la sezione delle travi, lo spessore della soletta e un peso di volume del calcestruzzo di 25 kN/m³;
- **Q₁**: sovraccarico accidentale verticale uniformemente distribuito sulla soletta di

20 kN/m³;

- Q_2 : sovraccarico accidentale trasmesso dalla botola in carpenteria metallica alle struttura in c.a. oggetto di verifica, modellato attraverso un carico linearmente distribuito lungo il perimetro della botola, equivalente ad un carico uniformemente distribuito sull'area della botola di 20 kN/m².

Ai fini delle verifiche, si definisce la seguente combinazione di carico agli Stati Limite Ultimi:

$$SLU: 1,3 \times G + 1,5 \times Q_1 + 1,5 \times Q_2$$

8.10.1 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SOLETTA

VERIFICHE A FLESSIONE

I contour dei momenti flettenti di calcolo M_{xx} e M_{yy} sono rappresentati in Figura 149. I valori massimi sono:

- $M_{xx} = -44,4$ kNm/m (agli incastri, che tende le fibre superiori)
- $M_{xx} = +14,6$ kNm/m (in mezzeria, che tende le fibre inferiori)
- $M_{yy} = -84,4$ kNm/m (agli incastri, che tende le fibre superiori)
- $M_{yy} = +26,2$ kNm/m (in mezzeria, che tende le fibre inferiori)

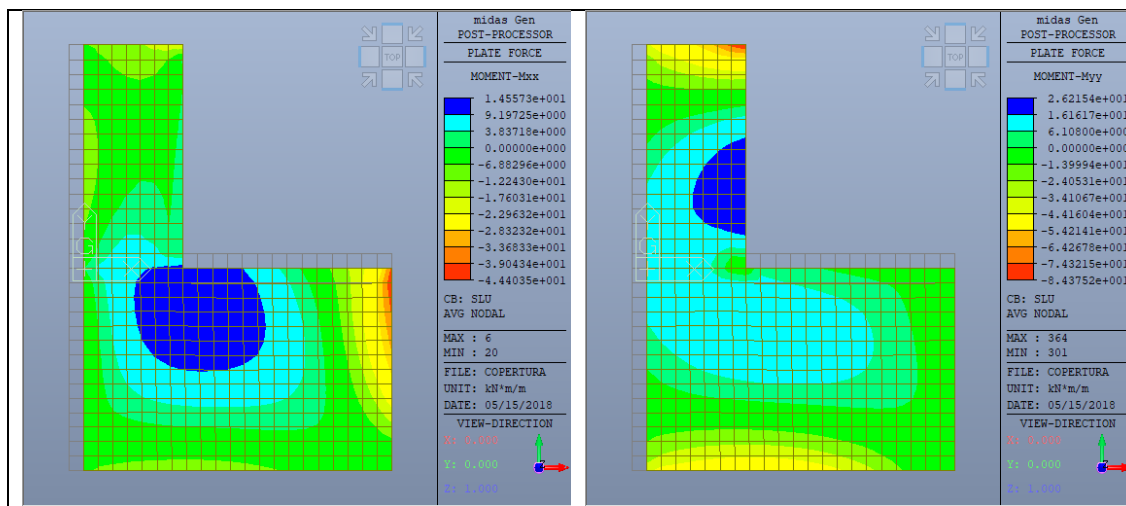


Figura 149 – Azioni di calcolo – Momenti flettenti M_{xx} e M_{yy}

La soletta ha spessore di 30 cm ed è armata con una doppia maglia (superiore ed inferiore) di barre $\varnothing 20$ con passo 20 cm.

La sezione di verifica è pertanto, per entrambe le direzioni, di 1 m di base per 0,3 m di altezza, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo superiore del calcestruzzo):

$$\begin{aligned} \varnothing 20 / 20 \text{ cm} & \quad (A = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 7,5 \text{ cm} \\ \varnothing 20 / 20 \text{ cm} & \quad (A = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 22,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Il momento flettente resistente della sezione di verifica è $M_{Rd} = 136$ kNm, pertanto la verifica a flessione è soddisfatta.

VERIFICHE A TAGLIO

I contour dei tagli di calcolo V_{xx} e V_{yy} sono rappresentati in Figura 150. I valori massimi sono:

$$V_{xx} = 151,6 \text{ kN/m}$$

$$V_{yy} = 230,2 \text{ kN/m}$$

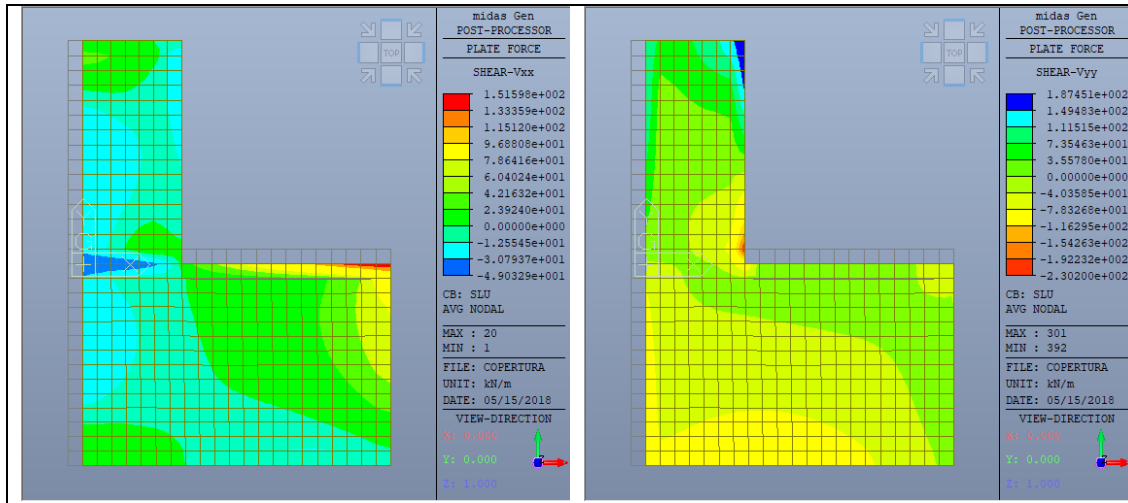


Figura 150 – Azioni di calcolo – Taglio V_{xx} e V_{yy}

La resistenza a taglio per elementi senza specifica armatura trasversale resistente a taglio, calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 è pari a $V_{Rd} = 186 \text{ kN}$. Il valore massimo del taglio V_{yy} agente è superiore, ma estremamente puntuale ed in corrispondenza di uno spigolo. In Figura 151 si riporta il contour dell'area in cui V_{yy} eccede V_{Rd} ; ricordando che la dimensione degli elementi è di circa $20 \times 20 \text{ cm}$, si evince che si tratta di pochissimi centimetri quadrati di soletta, assolutamente trascurabili. Le verifiche a taglio si ritengono pertanto soddisfatte.

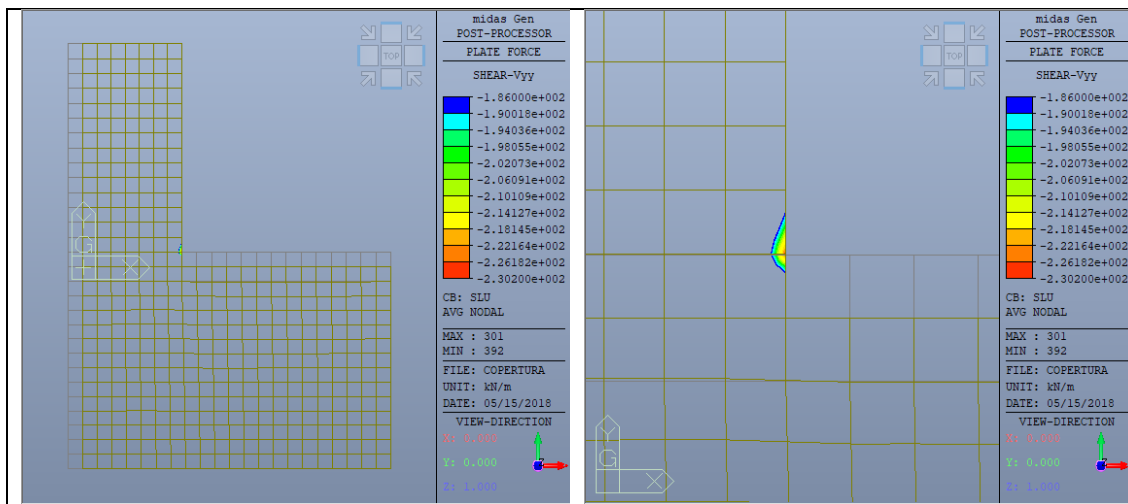


Figura 151 – Area in cui V_{xx} supera V_{Rd} (a sinistra la soletta completa, a destra un ingrandimento)

8.10.2 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE TRAVI T1 E T2

VERIFICHE A FLESSIONE

Il diagramma dei momenti flettenti agenti è riportato in Figura 152. Il valori massimi sono:

Trave T1 – agli estremi:	$M_{Ed} = -76,7 \text{ kNm}$
Trave T1 – in mezzeria:	$M_{Ed} = +45,3 \text{ kNm}$
Trave T2 – agli estremi:	$M_{Ed} = -90,9 \text{ kNm}$
Trave T2 – in mezzeria:	$M_{Ed} = +44,3 \text{ kNm}$

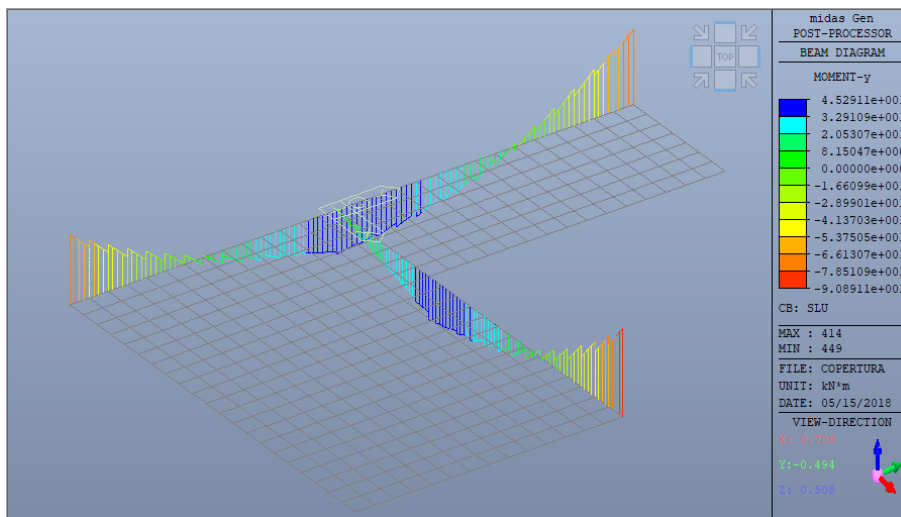


Figura 152 – *Momenti flettenti agenti*

Le travi hanno sezione uguale, di 40 cm di base per 60 cm di altezza e sono armate con 3 barre $\varnothing 20$ inferiori e 3 barre $\varnothing 20$ superiori. Il momento flettente resistente è $M_{Rd} = 184,7 \text{ kNm}$, maggiore dei momenti flettenti agenti, quindi le verifiche a flessione sono soddisfatte.

VERIFICHE A TAGLIO

Il diagramma delle azioni di taglio agenti è riportato in Figura 153. Il valori massimi sono:

Trave T1:	$V_{Ed} = 99,4 \text{ kN}$
Trave T2:	$V_{Ed} = 135,1 \text{ kN}$

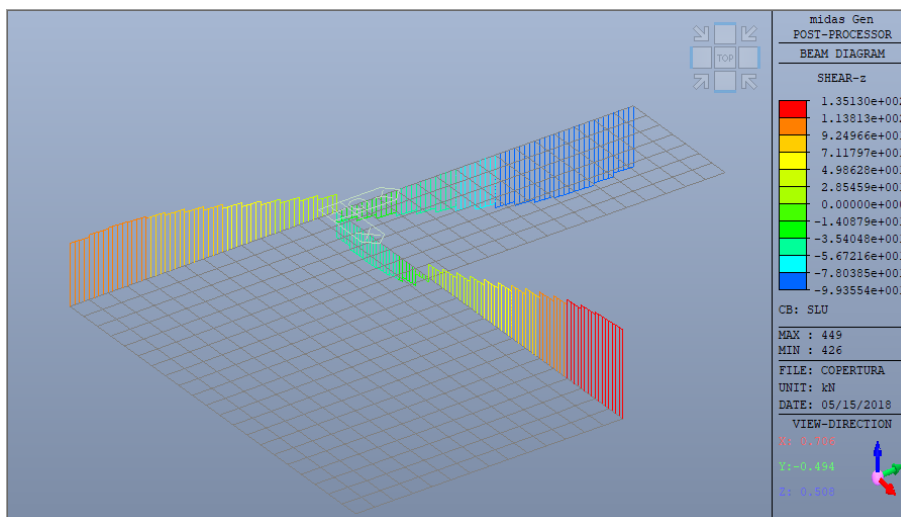


Figura 153 – Tagli agenti

L'armatura a taglio è costituita da staffe $\varnothing 12$ a 2 bracci; il passo è di 15 cm per uno sviluppo di 1 m a partire dalle estremità di ciascuna trave, di 20 cm nella restante parte centrale.

Le resistenze di calcolo a “taglio trazione” e a “taglio compressione” vengono calcolate con le formule 4.1.27 e 4.1.28 delle NTC2018, con questi dati:

$b_w = 40$ cm	(larghezza della sezione)
$d = 52,5$ cm	(altezza utile della sezione)
$A_{sw} = 226$ mm ²	(armatura trasversale, costituita da staffe $\varnothing 12$ a 2 bracci)
$s = 150$ mm	(interasse tra due armature trasversali consecutive)
$\alpha = 90^\circ$	(inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave)
$\alpha_c = 1,00$	(membratura non compressa)

Il valore dell'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave che massimizza la resistenza di calcolo a taglio risulta pari a $23,79^\circ$, per cui si ha:

$$V_{Rsd} = V_{Rcd} = 632,5 \text{ kN}$$

e quindi, in definitiva, la verifica è soddisfatta essendo la resistenza a taglio di progetto maggiore del taglio agente.

8.10.3 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

In Figura 154 si riporta il contour delle deformate calcolate allo Stato Limite Ultimo: il massimo abbassamento della copertura sotto i carichi considerati è dell'ordine del mezzo millimetro, pertanto ampiamente ammissibile.

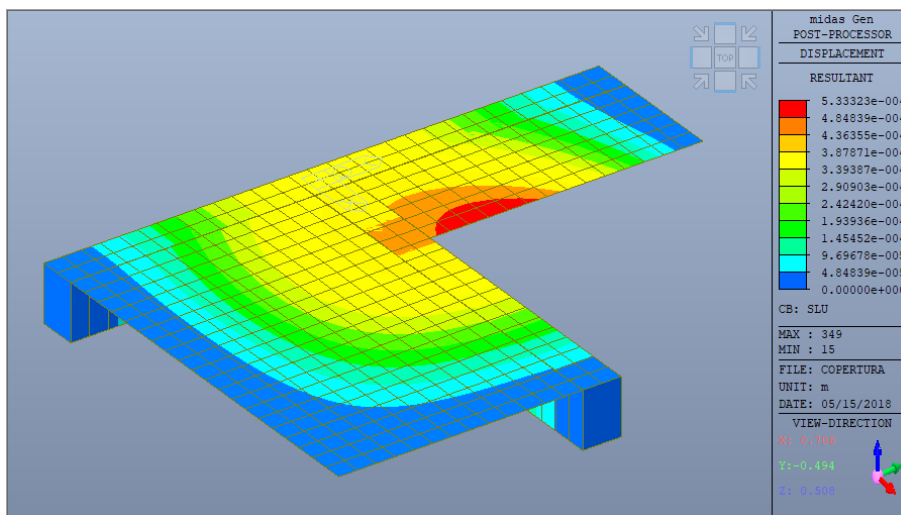


Figura 154 – Contour delle deformazioni calcolate

9. MURI DI SOSTEGNO DEI PIAZZALI

9.1. PREMESSE

Vengono di seguito condotte le verifiche dei muri di sostegno dei piazzali ai lati dell'imbocco.

Si tratta di strutture di sostegno in calcestruzzo armato, con fondazione a quota variabile e sommità a quota 405,00 m s.m. Sono previsti n. 3 conci in sponda sinistra e n. 2 in sponda destra; i conci sono divisi da giunti di costruzione, impermeabilizzati con profilati water-stop in PVC.

I conci più alti (conci 1 e 2 in sinistra e concio 1 in destra) sono costituiti da un getto di fondazione di calcestruzzo massivo, la cui altezza raggiunge 8,6 m, dalla cui sommità opereranno i macchinari per la realizzazione delle iniezioni di impermeabilizzazione previste sotto il piede dei muri. Le strutture in elevazione, sopra questi getti massivi, sono costituite da una parete in c.a. con spessore di 1 m in sommità e variabile alla base.

Tutti i conci sono interamente fondati in roccia; il materiale a tergo dei muri, al disopra della roccia, è costituito dal materiale di risulta degli scavi in roccia.

I muri sono dimensionati per resistere, oltre ai carichi permanenti ed a quelli sismici, anche ad un sovraccarico uniformemente distribuito sui piazzali di 20 kN/m².

Di seguito si conducono le verifiche dei tre conci in sinistra (§§ 9.3, 9.4 e 9.5) e dei due conci in destra (§§ 9.6 e 9.7).

9.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Come detto, il terreno di riempimento è costituito dalle risulite degli scavi in roccia, per le cui caratteristiche si rimanda al precedente § 6.2.; la fondazione è interamente impostata su roccia. Pertanto, sulla base di dati di letteratura ed esperienze su interventi analoghi, per i calcoli che seguono si assumono i seguenti valori caratteristici:

- angolo di attrito interno del terreno di riempimento: $\phi' = 40^\circ$
- coesione del terreno di riempimento $c' = 0$
- peso di volume efficace del terreno di riempimento: $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito tra il terreno di riempimento ed il muro: $\delta = 26,7^\circ$
- angolo di attrito roccia-cls lungo la superficie di fondazione: $\phi_f = 40^\circ$
- coesione lungo la superficie di fondazione: $c_f = 0$

9.3. MURO IN SINISTRA – CONCIO 1

9.3.1 GEOMETRIA DI CALCOLO

La geometria adottata nei calcoli è rappresentata in Figura 155.

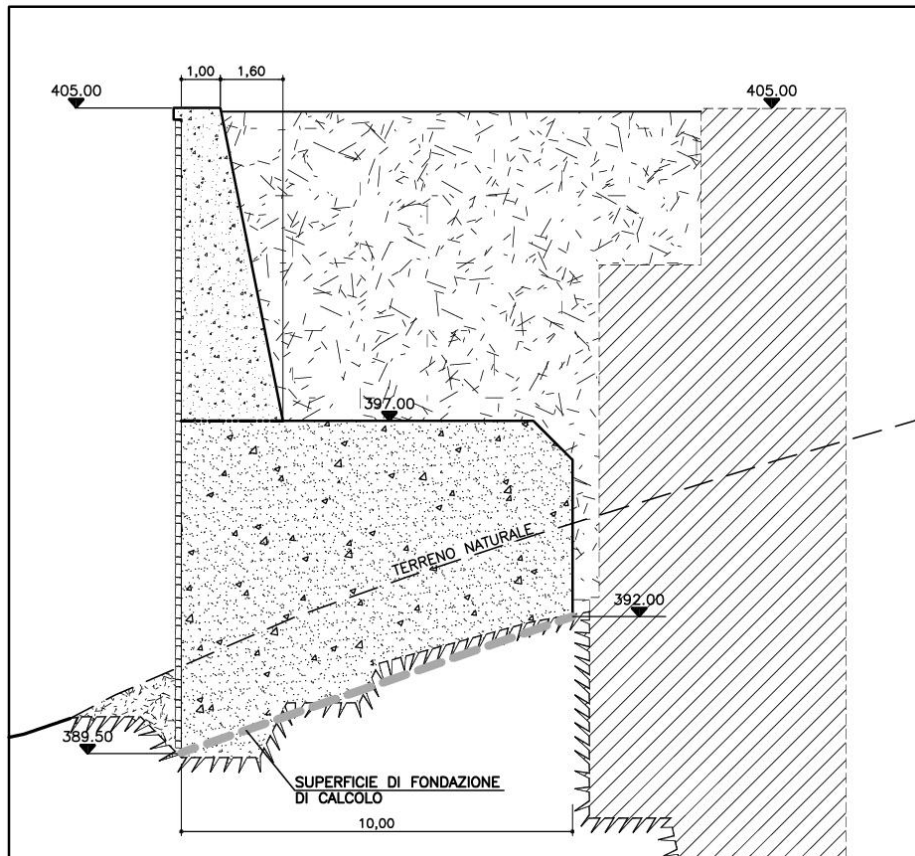


Figura 155 – Geometria di calcolo del concio 1 del muro in sinistra

La superficie di fondazione di calcolo (linea spessa tratteggiata in figura) è un piano tra le quote 389,50 e 392,00 m s.m.; il getto massivo di fondazione ha sommità a quota 397,00 m s.m., quota da cui emerge il muro che presenta spessore di 2,60 m alla base e di 1,00 m in sommità.

Il calcolo è riferito alla struttura di profondità unitaria, per cui tutti i valori di seguito riportati delle azioni agenti si intendono al metro di profondità di struttura.

9.3.2 CARICHI AGENTI

Sul muro agiscono, oltre al peso proprio del calcestruzzo ed a quello del terreno gravante sulla fondazione lato monte, anche la spinta del terreno e dell'acqua in esso contenuta. L'acqua dell'invaso non è mai presa in conto nelle verifiche: in questo modo si simula la condizione di gran lunga più gravosa a cui può essere soggetto il muro, corrispondente ad uno svaso istantaneo del serbatoio.

Peso proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato assegnando un peso per unità di volume di 25 kN/m³.

Peso del terreno a monte

Il peso del terreno a monte, gravante sulla fondazione in c.a., viene tenuto in conto

assegnando al terreno un peso per unità di volume di 18 kN/m³.

Spinta del terreno

Essendo il muro collegato alla roccia di fondazione attraverso micropali, per il concio in esame si assume una spinta del terreno in condizioni statiche corrispondente ad uno stato "a riposo". La spinta orizzontale al variare della profondità z è pertanto:

$$p_{\text{terreno}} = K_0 \times \gamma' \times z$$

essendo $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^2$ e $K_0 = 1 - \text{sen}(40^\circ) = 0,36$.

Sovraccarichi accidentali a monte del muro

Si è considerato agente sul terrapieno a monte del muro (piazzale di servizio), un sovraccarico accidentale verticale uniformemente distribuito, il cui valore caratteristico è di 20 kN/m². È stato considerato l'incremento della spinta orizzontale del terreno dovuto a questo (si è trascurato, in quanto stabilizzante, il contributo verticale del sovraccarico).

Spinta dell'acqua a tergo del muro

In corrispondenza del dente di fondazione lato invasore dei muri, è previsto uno schermo di impermeabilizzazione; inoltre le pareti laterali dell'imbocco sono dotate di drenaggi. Pertanto, in analogia a quanto illustrato per l'opera di imbocco, (v. § 6.6.3) il carico idrostatico a tergo del muro è stato assunto al di sopra dell'ammasso roccioso con forma triangolare, ma ridotto con coefficiente 0,5. Dal contatto roccia-calcestruzzo verso il basso, il carico dovuto alle residue filtrazioni si incrementa con la profondità, con un coefficiente riduttivo pari a 0,25.

Sottopressioni

Sulla superficie di fondazione agisce la sottopressione dell'acqua, modellata come un carico trapezoidale. Il carico a monte (lato invasore) è assunto pari alla differenza tra la quota di invasore considerata (404 o 402 m s.m.) e la quota della fondazione; quello a valle (lato roccia) pari al valore della spinta idrostatica, calcolata come indicato al punto precedente.

Azioni sismiche

In accordo con il § 7.11.1 delle NTC2018, le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV); quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD).

I parametri di pericolosità sismica per il sito su cui verrà costruita l'opera sono definiti al § 4. Inoltre, per la struttura di imbocco si assume:

- categoria topografica T₂; siccome l'opera si trova alla base del pendio (v., ad esempio, precedente Figura 79), eventuali effetti di focalizzazione topografica

delle onde sismiche sono assai limitati, per cui si assume cautelativamente un coefficiente di amplificazione $S_T=1,10$;

- categoria del suolo A in accordo con la relazione geologico-geomeccanica (v. § 3.5.1 dell'All. A.03 del progetto), quindi $S_S=1,00$.

In definitiva, i parametri sismici per il muro in esame sono quelli di Tabella 78.

	SLV ($T_R = 1898$)	SLD ($T_R = 201$)
$a_{max} [g]$	0,485	0,194
$F_o [-]$	2,413	2,384
$T^*_c [s]$	0,368	0,308

Tabella 78 – Parametri sismici per le verifiche dei muri di sostegno dei piazzali

In accordo con il § 7.11.6.2.1 delle NTC2018, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è eseguita mediante i metodi pseudostatici. Nella definizione dell'azione sismica, si tiene in conto delle azioni sismiche sulla struttura e delle azioni sismiche del terreno.

Nel caso in esame, avendo previsto micropali in fondazione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è $\beta_m = 1$. Pertanto all'SLV:

$$K_H = 0,485$$

$$K_V = \pm 0,243$$

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 mensola di monte.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno (in condizioni di spinta a riposo) dovuta al sisma si utilizza la formulazione di Wood, con la stessa metodologia illustrata al § 6.6.4 relativamente alla spinta del terreno sul manufatto di imbocco in condizioni sismiche:

$$\Delta P = k_h \times F \times \gamma \times H^2$$

dove H è l'altezza del terreno a monte del muro e $F = 0,75$.

La sovraspinta dinamica dell'acqua contenuta nel terreno è valutata attraverso la Westergaard (§ C.7.7.3 NTD e precedente § 6.6.4).

9.3.3 COMBINAZIONI DI CARICO E SITUAZIONI PROGETTUALI

Gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (micropali e muro in calcestruzzo armato).

Nel caso in esame, non sono pertinenti le seguenti verifiche:

- scorrimento sul piano di posa e ribaltamento, in quanto la stabilità allo scorrimento ed al ribaltamento dell'opera è affidata ai micropali previsti in fondazione;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno, vista la geometria del pendio e le buone caratteristiche della roccia entro cui il muro è immorsato;
- verifica degli spostamenti permanenti indotti dal sisma all'SLD, in quanto il muro in esame non può subire spostamenti relativi rispetto alla roccia di fondazione, essendo ad essa vincolato con micropali che ne assicurano la stabilità globale.

Le verifiche si intendono soddisfatte se viene rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione e $R_d = R/\gamma_R$ il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

In condizioni statiche (v. § 6.5.3.1.1 NTC2018), le verifiche sono effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 79, Tabella 80 e Tabella 81.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 79 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I NTC2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 80 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II NTC 2018)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 81 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno (Tab. 6.5.I NTC 2018)

In condizioni sismiche (v. § 7.11.6.2 NTC 2018) sono posti pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e sono impiegate le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati in Tabella 82.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 82 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite (SLV) dei muri di sostegno (Tab. 7.11.III NTC 2018)

Le situazioni progettuali prese in esame sono le seguenti:

- Per le verifiche degli stati limite ultimi in condizioni statiche:
 - o l'acqua contenuta nel terreno a tergo dei muri è alla quota 404,00 m s.m. (massimo invaso);
 - o il valore della sottopressione lato invaso corrisponde al carico che si avrebbe con l'invaso a quota 404,00 m s.m.
 - o non si introduce l'effetto stabilizzante dell'acqua dell'invaso (svaso istantaneo).
- Per le verifiche degli stati limite ultimi e di esercizio in condizioni sismiche: le ipotesi sono le medesime rispetto a quelle in condizioni statiche, considerando però l'acqua a quota 402,00 m s.m. (massima regolazione, anziché 404,00 m s.m.), sia per il calcolo della spinta dell'acqua contenuta nel terreno sia per il calcolo delle sottopressioni.

9.3.4 VERIFICHE DEI MICROPALI

Di seguito (Tabella 83, Tabella 84 e Tabella 85) si riportano i valori delle forze agenti e dei relativi momenti rispetto al punto estremo di monte (lato invaso) della fondazione, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche all'SLV ed all'SLD. Si tratta delle azioni di progetto, quindi già comprensive dei coefficienti parziali γ_G e γ_Q .

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	360	345
Peso proprio della fondazione	1 563	7 292
Peso del terreno a monte	1 181	6 951
Spinta statica del terreno	206	1 754
Incremento spinta per sovraccarico	113	1 162
Spinta idrostatica	643	3 235
Sottoppressione	1 292	5 471

Tabella 83 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche in condizioni statiche

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	360	345
Peso proprio della fondazione	1 563	7 292
Peso del terreno a monte	1 181	6 951
Spinta statica del terreno	159	1 349
Incremento spinta per sovraccarico	76	775
Spinta idrostatica	359	1 576
Sottoppressione	844	3 542
Sisma orizzontale struttura	932	5 188
Sisma verticale struttura	±467	±1856
Sovrappinta sismica terreno e acqua	787	7 916

Tabella 84 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche in condizioni sismiche all'SLV

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	360	345
Peso proprio della fondazione	1 563	7 292
Peso del terreno a monte	1 181	6 951
Spinta statica del terreno	159	1 349
Incremento spinta per sovraccarico	76	775
Spinta idrostatica	359	1 576
Sottoppressione	844	3 542
Sisma orizzontale struttura	373	2 075
Sisma verticale struttura	±186	±741
Sovrappinta sismica terreno e acqua	315	3 166

Tabella 85 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche in condizioni sismiche all'SLD

In Tabella 86 si riportano, per le combinazioni di carico prese in esame, la risultante delle forze orizzontali e verticali (ΣF_H e ΣF_V) e dei momenti stabilizzanti e ribaltanti (M_S e M_R); il segno '+' e '-' delle combinazioni sismiche sta ad indicare la direzione del

sisma verticale, positiva verso il basso.

	ΣF_H	ΣF_V	M_S	M_R
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU	962	1811	14588	11622
SLV +	2313	2727	16444	20346
SLV -	2313	1792	12733	20346
SLD +	1281	2446	15329	12483
SLD -	1281	2073	13848	12483

Tabella 86 – Valori di progetto delle azioni risultanti

Come indicato nelle tavole di progetto, sono previste tre file di micropali lungo lo sviluppo del muro. Ciascun micropalo è soggetto ad una azione di taglio ed ad una azione assiale determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione della sezione di base, considerando che la superficie di contatto roccia-calcestruzzo non è resistente a trazione e che il rapporto tra i moduli elastici dell'acciaio del tubolare e dell'ammasso roccioso di fondazione sia circa $n=60$. Lo schema di calcolo è riportato in Figura 156.

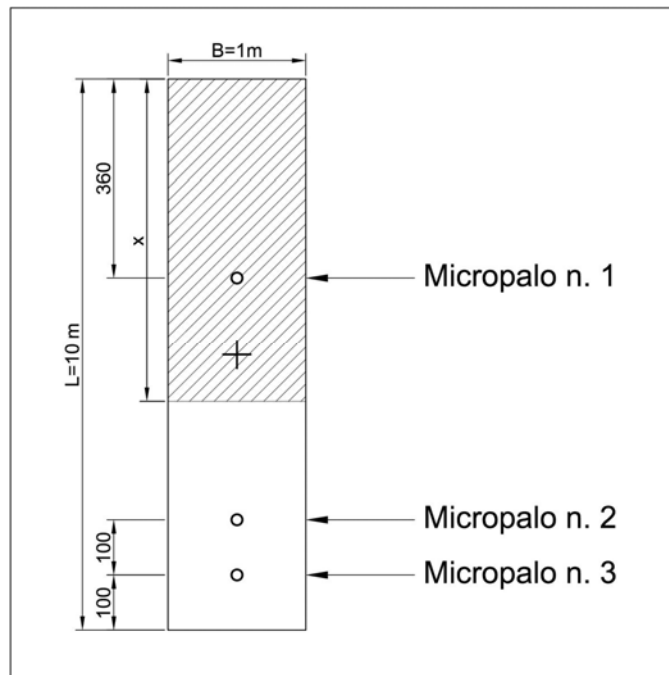


Figura 156 – Schema di calcolo dei micropali in fondazione

I micropali previsti in fondazione hanno le seguenti caratteristiche:

- armatura tubolare: $\varnothing 168,3$ mm, spessore 14,2 mm
- area della sezione del solo tubolare in acciaio: $A = 68,7$ cm²
- area resistente a taglio del tubolare: $A_v = 43,8$ cm²
- diametro perforazione minimo: $\varnothing 220$ mm
- lunghezza minima ancoraggio in roccia: 4 m

Lato invasore sono previsti micropali a 3,6 m dal filo esterno del muro, ad interasse di 1,5 m; lato monte, due file di micropali, a 1,0 e 2,0 m dall'estremo di monte, con

interasse di 1,0 m. Pertanto, per il calcolo si ha:

$$\text{Micropalo n. 1: } A_1 = 68,7/1,5 = 45,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Micropali n. 2 e n. 3: } A_2 = A_3 = 68,7 \text{ cm}^2$$

La combinazione di carico in questo caso di gran lunga più gravosa risulta la 'SLV +', per la quale:

$$\text{Azione assiale: } N = 2.727 \text{ kN}$$

$$\text{Momento baricentrico: } M_G = (M_R - M_S) - N \cdot x_G = 9.732 \text{ kNm}$$

$$\text{Eccentricità del carico: } e = 3,57 \text{ m}$$

Con le ipotesi sopra descritte:

$$\text{Posizione dell'asse neutro: } x = 619 \text{ cm}$$

$$\text{Massima sollecitazione sulla roccia: } \sigma_R = 0,94 \text{ N/mm}^2 \text{ (compressione)}$$

$$\text{Azione assiale micropalo n. 1: } N_1 = 108,0 \text{ kN (compressione)}$$

$$\text{Azione assiale micropalo n. 2: } N_2 = 113,1 \text{ kN (trazione)}$$

$$\text{Azione assiale micropalo n. 3: } N_3 = 175,7 \text{ kN (trazione)}$$

Pertanto il micropalo più sollecitato (Micropalo n. 3) è soggetto ad uno sforzo assiale e ad un taglio pari a:

$$\text{Sforzo assiale di trazione: } \sigma_{x,Ed} = 175,7 \text{ kN} / 68,7 \text{ cm}^2 = 25,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Sforzo di taglio: } \tau_{Ed} = 2.313 \text{ kN} / 3 / 43,8 \text{ cm}^2 = 176,0 \text{ N/mm}^2$$

Siccome risulta:

$$(\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \tau_{Ed}^2)^{0,5} = 305,9 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$$

la verifica di resistenza dei tubolari è soddisfatta.

Si verifica ora la resistenza dell'ancoraggio in roccia dei tubolari. Come detto, i micropali sono spinti in roccia per una lunghezza minima di 4 m. E' possibile stimare empiricamente, in via approssimata e cautelativa, la resistenza laterale lungo i 4 m di ancoraggio in roccia secondo l'approccio proposto da Bustamante e Doix (1985), riconducibile alla formula:

$$T_{lim} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s = \pi \times 220 \text{ mm} \times 1,1 \times 3.000 \text{ mm} \times 0,2 \text{ N/mm}^2 = 456 \text{ kN}$$

dove:

- L_s è la lunghezza di ancoraggio, pari a 3 m (la lunghezza complessiva in roccia del micropalo è pari a 4 m ma si trascura il primo metro a partire dalla superficie in quanto generalmente poco efficace per via della roccia più allentata e della metodologia di iniezione);
- D_s è il diametro medio del bulbo, che dipende dal diametro di perforazione D_d (220 mm), dalla natura e dalle caratteristiche della roccia e dal metodo di iniezione. Il valore del diametro da considerare è dato dal valore di D_d moltiplicato per un coefficiente α che nel caso in esame si è considerato pari a 1,1 (cautelativo per una roccia come quella in esame);
- q_s rappresenta l'attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale del bulbo. Il valore di q_s considerato, pari a 0,2 MPa, rappresenta un

limite inferiore per le rocce ed è quindi estremamente cautelativo nel caso in esame.

Il valore calcolato, T_{lim} , rappresenta una "trazione limite" a cui va applicato, sempre secondo l'approccio di Bustamante e Doix, un fattore di sicurezza pari a 2,2 per micropali soggetti a trazione. Pertanto, la resistenza a trazione del micropalo risulta:

$$T = 456 \text{ kN} / 2,2 = 207 \text{ kN}$$

maggiore della massima trazione di calcolo, quindi la verifica dell'ancoraggio dei micropali è soddisfatta.

9.3.5 VERIFICHE DELLA STRUTTURA IN C.A.

Alla quota della sezione di base del muro (397,00 m s.m.), dove questo emerge dalla struttura massiccia di fondazione, agiscono le azioni riportate in Tabella 87, Tabella 88 e Tabella 89. Si tratta delle azioni di progetto, quindi già comprensive dei coefficienti parziali γ_G e γ_Q .

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	360	123
Spinta statica del terreno	120	319
Incremento spinta per sovraccarico	75	300
Spinta idrostatica	159	372

Tabella 87 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 397 m s.m. in condizioni statiche

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	360	123
Spinta statica del terreno	92	246
Incremento spinta per sovraccarico	58	230
Spinta idrostatica	63	104
Sisma orizzontale struttura	175	595
Sisma verticale struttura	±87	±84
Sovraspinta sismica terreno e acqua	586	2 269

Tabella 88 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 397 m s.m. in condizioni sismiche all'SLV

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	360	123
Spinta statica del terreno	92	246
Incremento spinta per sovraccarico	58	230
Spinta idrostatica	63	104
Sisma orizzontale struttura	70	238
Sisma verticale struttura	±35	±33
Sovraspinta sismica terreno e acqua	234	908

Tabella 89 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 397 m s.m. in condizioni sismiche all' SLD

In Tabella 90 si riporta il riepilogo delle azioni assiali, dei momenti e dei tagli per le combinazioni di carico considerate.

	N	M	V
	[kN]	[kNm]	[kN]
SLU	360	1113	354
SLV +	447	3651	973
SLV -	273	3483	973
SLE	360	703	212
SLD +	395	1882	516
SLD -	325	1815	516

Tabella 90 - Valori di progetto delle azioni risultanti per le verifiche della sezione a quota 397 m s.m.

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (in condizioni statiche e sismiche)

Verifiche a pressoflessione

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2,6 m, armata con 4 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo lato vaso):

Ø20 /20 cm	(A=15,71 cm ² /m)	d = 7 cm
Ø20 /40 cm	(A=7,85 cm ² /m)	d = 89 cm
Ø20 /40 cm	(A=7,85 cm ² /m)	d = 171 cm
2Ø20 /20 cm	(A=31,42 cm ² /m)	d = 253 cm

In Tabella 91 si riportano i momenti resistenti per le combinazioni di carico agli stati limite ultimi, calcolati considerando l'azione assiale agente indicata in Tabella 90.

	N_d	M_d	M_R
	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU	360	1113	4257
SLV +	447	3651	4363
SLV -	273	3483	4152

Tabella 91 – Verifica a pressoflessione della sezione a quota 397 m s.m.

Siccome risulta che il momento resistente è sempre maggiore rispetto a quello agente, le verifiche a pressoflessione sono soddisfatte.

Verifiche a taglio

La resistenza di progetto a taglio della sezione senza armature trasversali specifiche resistenti a taglio, è calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Per le combinazioni agli stati limite ultimi, i valori di V_{Rd} sono riportati in Tabella 92.

	N_d	V_d	V_{Rd}
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU	360	354	780
SLV +	447	973	793
SLV -	273	973	767

Tabella 92 – Verifica a taglio della sezione a quota 397 m s.m. – Calcolo del taglio resistente in assenza di armature specifiche a taglio

Il taglio agente di progetto è quindi superiore, per le due combinazioni in condizioni sismiche all'SLV, al taglio resistente calcolato in assenza di armature specifiche a taglio. Nel muro sono disposte file verticali di staffe Ø12 a 2 braccia con passo di 20 cm ed interasse tra le file di 80 cm, il tutto come indicato nella tavola di armatura di progetto. Le resistenze di calcolo a "taglio trazione" e a "taglio compressione", prendendo in conto il contributo delle staffe vengono calcolate con le formule 4.1.27 e 4.1.28 delle NTC2018, con questi dati:

$b_w = 100$ cm	(larghezza della sezione)
$d = 253$ cm	(altezza utile della sezione)
$A_{sw} = 226$ mm ²	(armatura trasversale, costituita da staffe Ø 12 a 2 bracci)
$s = 200$ mm	(interasse tra due armature trasversali consecutive)
$\alpha = 90^\circ$	(inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave)

Inoltre, siccome $N = 273$ kN, si ha:

$$\sigma_{cp} = 0,11 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_c = 1,01$$

Il valore dell'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave che massimizza la resistenza di calcolo a taglio risulta pari a $21,80^\circ$ ($\text{ctg}(\theta) = 2,5$), per cui si ha:

$$V_{Rsd} = 2.519 \text{ kN} ; V_{Rcd} = 7.161 \text{ kN}$$

e quindi, in definitiva, la verifica è soddisfatta essendo la resistenza a taglio di progetto $V_{Rd} = 2.519$ kN, maggiore del taglio agente.

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (in condizioni statiche e sismiche)

Le più gravose coppie M-N sollecitanti agli Stati Limite di Esercizio sono:

$$\text{SLD +: } M_{Ed,SLE} = 1882 \text{ kNm} \quad \text{con} \quad N_{Ed,SLE} = 395 \text{ kNm}$$

$$\text{SLD -: } M_{Ed,SLE} = 1815 \text{ kNm} \quad \text{con} \quad N_{Ed,SLE} = 325 \text{ kNm}$$

Verifica di fessurazione

Per la verifica a fessurazione (§ 4.1.2.2.4 delle NTC2018) deve risultare che il valore di calcolo dell'apertura della fessura w_d deve essere:

$$w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm per la combinazione frequente}$$

$$w_d \leq w_1 = 0,2 \text{ mm per la combinazione quasi permanente}$$

Il momento di prima fessurazione M_f è il momento flettente limite della sezione inflessa o presso-inflessa, tale per cui la tensione al lembo teso risulti non maggiore di:

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

Per la sezione in esame, considerando a favore di sicurezza $N=0$, si ha che il momento di prima fessurazione è pari a $M_f = 2.986$ kNm

Siccome i momenti di prima fessurazione sono sempre maggiori di quelli sollecitanti, sia in fondazione che nel paramento, non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

Verifica delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio (§ 4.1.2.2.5 NTC2018) viene condotta controllando il rispetto delle seguenti limitazioni per le tensioni di calcestruzzo (σ_c) e acciaio (σ_s):

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 19,2 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

Per la sezione in esame si ha:

$$\text{SLD +: } \sigma_c = 3,43 \text{ N/mm}^2 \quad \text{e} \quad \sigma_s = 176,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{SLD -: } \sigma_c = 3,31 \text{ N/mm}^2 \quad \text{e} \quad \sigma_s = 177,0 \text{ N/mm}^2$$

I valori delle tensioni in esercizio sono ampiamente entro i limiti da Normativa, quindi le verifiche sono soddisfatte.

9.4. MURO IN SINISTRA – CONCIO 2

9.4.1 GEOMETRIA DI CALCOLO

La geometria adottata nei calcoli è riportata in Figura 157.

La superficie di fondazione di calcolo (linea spessa tratteggiata in figura) è un piano orizzontale a quota 396,80 m s.m.; si trascura pertanto, a favore di sicurezza, la

presenza del dente lato invasivo. Il getto massivo di fondazione ha sommità a quota 400,00 m s.m., quota da cui emerge il muro che presenta spessore di 2,00 m alla base e di 1,00 m in sommità.

Il calcolo è riferito alla struttura di profondità unitaria, per cui tutti i valori di seguito riportati delle azioni agenti si intendono al metro di profondità di struttura.

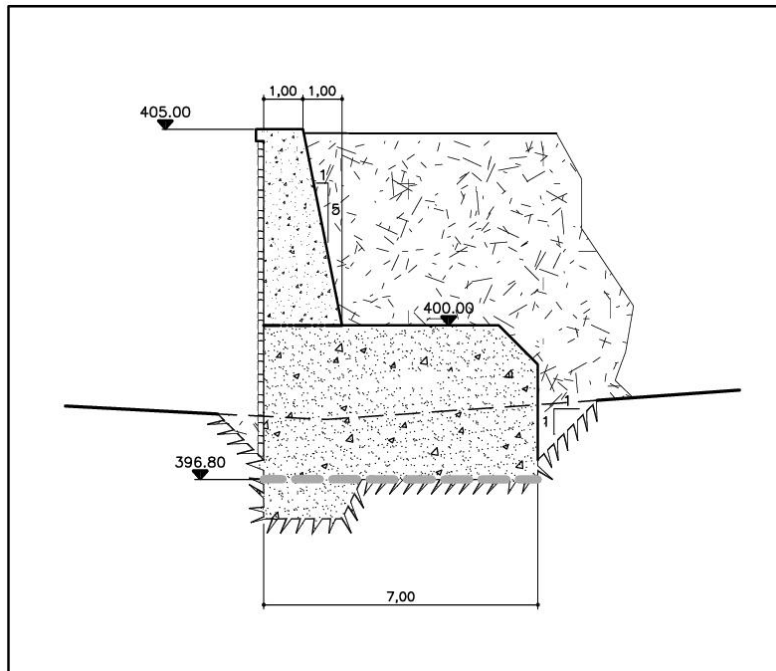


Figura 157 - Geometria di calcolo del concio 2 del muro in sinistra

9.4.2 CARICHI AGENTI

Sul muro agiscono, oltre al peso proprio del calcestruzzo ed a quello del terreno gravante sulla fondazione lato monte, anche la spinta del terreno e dell'acqua in esso contenuta. L'acqua dell'invaso non è mai presa in conto nelle verifiche: in questo modo si simula la condizione di gran lunga più gravosa a cui può essere soggetto il muro, corrispondente ad uno svasso istantaneo del serbatoio.

Peso proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato assegnando un peso per unità di volume di 25 kN/m³.

Peso del terreno a monte

Il peso del terreno a monte, gravante sulla fondazione in c.a., viene tenuto in conto assegnando al terreno un peso per unità di volume di 18 kN/m³.

Spinta del terreno

Il terreno a tergo del muro è in condizioni di spinta attiva; la spinta orizzontale al variare della profondità z è pertanto:

$$p_{\text{terreno}} = K_a \times \gamma' \times z$$

essendo $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^2$ e $K_a = 0,22$.

Sovraccarichi accidentali a monte del muro

Si è considerato agente sul terrapieno a monte del muro (piazzale di servizio), un sovraccarico accidentale verticale uniformemente distribuito, il cui valore caratteristico è di 20 kN/m^2 . È stato considerato l'incremento della spinta orizzontale del terreno dovuto a questo (si è trascurato, in quanto stabilizzante, il contributo verticale del sovraccarico).

Spinta dell'acqua a tergo del muro

In corrispondenza del dente di fondazione lato invasore dei muri, è previsto uno schermo di impermeabilizzazione; inoltre le pareti laterali dell'imbocco sono dotate di drenaggi. Pertanto, in analogia a quanto illustrato per l'opera di imbocco (v. § 6.6.3), il carico idrostatico a tergo del muro è stato assunto al di sopra dell'ammasso roccioso con forma triangolare, ma ridotto con coefficiente 0,5. Dal contatto roccia-calcestruzzo verso il basso, il carico dovuto alle residue filtrazioni si incrementa con la profondità, con un coefficiente riduttivo pari a 0,25.

Sottopressioni

Sulla superficie di fondazione agisce la sottopressione dell'acqua, modellata come un carico trapezoidale. Il carico a monte (lato invasore) è assunto pari alla differenza tra la quota di invasore considerata (404 o 402 m s.m.) e la quota della fondazione; quello a valle (lato roccia) pari al valore della spinta idrostatica, calcolata come indicato al punto precedente.

Azioni sismiche

In accordo con il § 7.11.1 delle NTC2018, le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV); quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD).

I parametri di pericolosità sismica per il sito su cui verrà costruita l'opera sono definiti al § 4. Inoltre, per la struttura di imbocco si assume:

- categoria topografica T_2 ; siccome l'opera si trova alla base del pendio (v., ad esempio, precedente Figura 79), eventuali effetti di focalizzazione topografica delle onde sismiche sono assai limitati, per cui si assume cautelativamente un coefficiente di amplificazione $S_T=1,10$;
- categoria del suolo A in accordo con la relazione geologico-geomeccanica (v. § 3.5.1 dell'All. A.03 del progetto), quindi $S_S=1,00$.

In definitiva, i parametri sismici per il muro in esame sono quelli di Tabella 93.

	SLV (T _R = 1898)	SLD (T _R = 201)
a _{max} [g]	0,485	0,194
F _o [-]	2,413	2,384
T _c [s]	0,368	0,308

Tabella 93 – Parametri sismici per le verifiche dei muri di sostegno dei piazzali

In accordo con il § 7.11.6.2.1 delle NTC2018 l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è eseguita mediante i metodi pseudostatici. Nella definizione dell'azione sismica, si tiene in conto delle azioni sismiche sulla struttura e delle azioni sismiche del terreno.

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è:

$$\beta_m = 0,38 \text{ per le verifiche all'SLV}$$

$$\beta_m = 0,47 \text{ per le verifiche all'SLD}$$

pertanto:

$$K_H = 0,184 \text{ e } K_V = \pm 0,092 \quad \text{per le verifiche all'SLV}$$

$$K_H = 0,091 \text{ e } K_V = \pm 0,046 \quad \text{per le verifiche all'SLD}$$

Per le sole verifiche a ribaltamento, il coefficiente β_m viene incrementato del 50% (v. § 7.11.6.2.1 NTC2018), per cui si ha:

$$K_H = 0,276 \text{ e } K_V = \pm 0,138 \quad \text{per le verifiche a ribaltamento all'SLV}$$

$$K_H = 0,137 \text{ e } K_V = \pm 0,068 \quad \text{per le verifiche a ribaltamento all'SLD}$$

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 mensola di monte.

La spinta sismica del terreno, in condizioni di spinta attiva, è ricavata dalla formulazione di Mononobe e Okabe per terreni saturi molto permeabili (condizioni di acqua libera):

$$S_{ae} = \frac{1}{2} \gamma' (1 - k_v) K_{ae} H^2$$

dove K_{ae} è il coefficiente di spinta, calcolato con la nota formula di Mononobe e Okabe ponendo:

$$\theta = \arctan \frac{\gamma_d k_h}{\gamma' (1 - k_v)}$$

Alla spinta S_{ae} così calcolata, che comprende anche la quota parte statica, va aggiunta la spinta idrodinamica dell'acqua contenuta nel terreno, calcolata come:

$$P_w = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2$$

applicata ad una distanza dal piede della parete pari a 0,4 H_w .

9.4.3 COMBINAZIONI DI CARICO E SITUAZIONI PROGETTUALI

Gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (muro in calcestruzzo armato).

Vista la geometria del pendio e le buone caratteristiche della roccia entro cui il muro è immerso, non è significativa la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

Le verifiche si intendono soddisfatte se viene rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione e $R_d = R/\gamma_R$ il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

In condizioni statiche (v. § 6.5.3.1.1 NTC2018), le verifiche sono effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 94, Tabella 95 e Tabella 96.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 94 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I NTC2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Tabella 95 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II NTC 2018)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 96 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno (Tab. 6.5.I NTC 2018)

In condizioni sismiche (v. § 7.11.6.2 NTC 2018) sono posti pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e sono impiegate le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati in Tabella 97.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 97 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite (SLV) dei muri di sostegno (Tab. 7.11.III NTC 2018)

Le situazioni progettuali prese in esame sono le seguenti:

- Per le verifiche degli stati limite ultimi in condizioni statiche:
 - o l'acqua contenuta nel terreno a tergo dei muri è alla quota 404,00 m s.m. (massimo invaso);
 - o il valore della sottopressione lato invaso corrisponde al carico che si avrebbe con l'invaso a quota 404,00 m s.m.
 - o non si introduce l'effetto stabilizzante dell'acqua dell'invaso (vaso istantaneo).
- Per le verifiche degli stati limite ultimi e di esercizio in condizioni sismiche: le ipotesi sono le medesime rispetto a quelle in condizioni statiche, considerando però l'acqua a quota 402,00 m s.m. (massima regolazione, anziché 404,00 m s.m.), sia per il calcolo della spinta dell'acqua contenuta nel terreno sia per il calcolo delle sottopressioni.

9.4.4 VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO

Di seguito (Tabella 98 e Tabella 99) si riportano i valori delle forze agenti e dei relativi momenti rispetto al punto estremo di monte (lato invaso) della fondazione, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche all'SLV. Si tratta delle azioni di progetto, quindi già comprensive dei coefficienti parziali γ_G e γ_Q .

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	188	146
Peso proprio della fondazione	560	1 960
Peso del terreno a monte	495	2 100
Spinta statica del terreno	56	254
Incremento spinta per sovraccarico	46	263
Spinta idrostatica	166	570
Sottoppressione	478	1 465

Tabella 98 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche in condizioni statiche

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	188	146
Peso proprio della fondazione	560	1 960
Peso del terreno a monte	495	2 100
Spinta statica del terreno	43	195
Incremento spinta per sovraccarico	31	176
Spinta idrostatica	66	182
Sottoppressione	262	800
Sisma orizzontale struttura	138	489
Sisma verticale struttura	±69	±194
Sovraspinta sismica terreno e acqua	172	783

Tabella 99 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche in condizioni sismiche all'SLV

Essendo il piano di fondazione inclinato in direzione trasversale al muro di 26° rispetto all'orizzontale (v. Sezione A-A delle tavole di progetto dei muri), la forza risultante in direzione verticale viene scomposta in una componente parallela al piano di fondazione (N_{\parallel}) ed una componente ad esso perpendicolare (N_{\perp}); la componente parallela è sommata vettorialmente alla forza orizzontale T , in modo da ricavare la forza parallela al piano di fondazione $F_{\parallel}^2 = N_{\parallel}^2 + T^2$. In Tabella 100 si riportano, per le combinazioni di carico prese in esame, le forze perpendicolari ($F_{\perp} = N_{\perp}$) e quelle parallele così ricavate (F_{\parallel}), oltre al rapporto $F_{\perp} \text{tg}(\phi) / F_{\parallel}$.

	F_∥	F_⊥	F_⊥tg(φ)/F_∥
	[kN]	[kN]	
SLU	429	687	1.34
SLV +	643	943	1.23
SLV -	565	819	1.22

Tabella 100 - Verifiche a scorrimento

Siccome risulta che $F_{\perp} \text{tg}(\phi) / F_{\parallel} \geq \gamma_r$ (con $\gamma_r = 1,10$ in condizioni statiche e $\gamma_r = 1,00$ in condizioni sismiche) le verifiche allo scorrimento sono soddisfatte.

9.4.5 VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

In Tabella 101 si riportano i valori delle forze agenti e dei relativi momenti (valori di progetto) rispetto al punto estremo di monte (lato invaso) della fondazione, in condizioni sismiche all'SLV per le verifiche a ribaltamento che si differenziano a quelle del precedente paragrafo in quanto, come detto, è stato assunto il coefficiente β_m maggiorato del 50%. Per le condizioni statiche, i valori sono quelli di Tabella 98.

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	188	146
Peso proprio della fondazione	560	1 960
Peso del terreno a monte	495	2 100
Spinta statica del terreno	43	195
Incremento spinta per sovraccarico	31	176
Spinta idrostatica	66	182
Sottoppressione	262	800
Sisma orizzontale struttura	206	734
Sisma verticale struttura	±103	±291
Sovrappinta sismica terreno e acqua	302	1 323

Tabella 101 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche a ribaltamento in condizioni sismiche all'SLV (β_m maggiorato)

In Tabella 102 si riportano i rapporti M_S/M_R tra i momenti stabilizzanti e quelli ribaltanti.

	M_S	M_R	M_S / M_R
	[kNm]	[kNm]	
SLU	4206	2552	1.65
SLV + R	4496	3411	1.32
SLV - R	3915	2803	1.40

Tabella 102 - Verifiche a ribaltamento

Siccome $M_S/M_R \geq \gamma_r$ (con $\gamma_r = 1,15$ in condizioni statiche e $\gamma_r = 1,00$ in condizioni sismiche) le verifiche allo scorrimento sono soddisfatte.

9.4.6 VERIFICHE DEL CARICO LIMITE IN FONDAZIONE

In Tabella 103 si riportano il momento baricentrico agente sulla sezione di fondazione (M_b), il carico verticale (N), la relativa eccentricità (e) ed il calcolo delle sollecitazioni agli estremi di valle (lato invaso, σ_v) e di monte (σ_m). Le tensioni in fondazione risultano sempre molto basse (massimo 0,41 N/mm²) se messe in relazione con le caratteristiche della roccia in esame, pertanto le verifiche del carico limite in fondazione sono soddisfatte.

	M_b	N	e	σ_v	σ_m	
	[kNm]	[kN]	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
SLU	1023	765	1.34	0.236	0.000	Sezione parzializzata
SLV +	1897	1049	1.81	0.413	0.000	Sezione parzializzata
SLV -	1580	911	1.73	0.344	0.000	Sezione parzializzata

Tabella 103 – Calcolo delle tensioni in fondazione

9.4.7 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Alla quota della sezione di base del muro (400,00 m s.m.), dove questo emerge dalla struttura massiccia di fondazione, agiscono le azioni riportate in Tabella 104, Tabella 105 e Tabella 106. Si tratta delle azioni di progetto, quindi già comprensive dei coefficienti parziali γ_G e γ_Q .

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	188	42
Spinta statica del terreno	29	48
Incremento spinta per sovraccarico	46	114
Spinta idrostatica	52	69

Tabella 104 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 400 m s.m. in condizioni statiche

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	188	42
Spinta statica del terreno	22	37
Incremento spinta per sovraccarico	35	88
Spinta idrostatica	10	7
Sisma orizzontale struttura	35	77
Sisma verticale struttura	±17	±13
Sovraspinta sismica terreno e acqua	88	146

Tabella 105 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 400 m s.m. in condizioni sismiche all' SLV

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	188	42
Spinta statica del terreno	22	37
Incremento spinta per sovraccarico	35	88
Spinta idrostatica	10	7
Sisma orizzontale struttura	17	38
Sisma verticale struttura	±9	±7
Sovrappinta sismica terreno e acqua	57	100

Tabella 106 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 400 m s.m. in condizioni sismiche all'SLD

In Tabella 107 si riporta il riepilogo delle azioni assiali, dei momenti e dei tagli per le combinazioni di carico considerate.

	N	M	V
	[kN]	[kNm]	[kN]
SLU	188	273	126
SLV +	205	409	189
SLV -	170	341	164
SLE	188	173	67
SLD +	196	317	142
SLD -	179	290	133

Tabella 107 - Valori di progetto delle azioni risultanti per le verifiche della sezione a quota 400 m s.m.

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (in condizioni statiche e sismiche)

Verifiche a pressoflessione

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 2 m, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo lato invasato):

$$\begin{aligned} \varnothing 16 / 20 \text{ cm} & \quad (A=10,05 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 7 \text{ cm} \\ \varnothing 16 / 20 \text{ cm} & \quad (A=10,05 \text{ cm}^2/\text{m}) & \quad d = 193 \text{ cm} \end{aligned}$$

In Tabella 108 si riportano i momenti resistenti per le combinazioni di carico agli stati limite ultimi.

	N_d	M_d	M_R
	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU	188	273	939
SLV +	205	409	955
SLV -	170	341	922

Tabella 108 – Verifica a pressoflessione della sezione a quota 400 m s.m.

Siccome risulta che il momento resistente è sempre maggiore rispetto a quello agente, le verifiche a pressoflessione sono soddisfatte.

Verifiche a taglio

La resistenza di progetto a taglio della sezione senza armature trasversali specifiche resistenti a taglio, è calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_C} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Per le combinazioni agli stati limite ultimi, i valori di V_{Rd} sono riportati in Tabella 109.

	N_d	V_d	V_{Rd}
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU	188	126	609
SLV +	205	189	612
SLV -	170	164	606

Tabella 109 – *Verifica a taglio della sezione a quota 400 m s.m.*

Il taglio agente di progetto è quindi inferiore, per le due combinazioni in condizioni sismiche all'SLV, al taglio resistente calcolato in assenza di armature specifiche a taglio. Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (in condizioni statiche e sismiche)

Le più gravose coppie M-N sollecitanti agli Stati Limite di Esercizio sono:

$$\begin{aligned} \text{SLD +: } M_{Ed,SLE} &= 317 \text{ kNm} & \text{con } N_{Ed,SLE} &= 196 \text{ kNm} \\ \text{SLD -: } M_{Ed,SLE} &= 290 \text{ kNm} & \text{con } N_{Ed,SLE} &= 179 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Verifica di fessurazione

Per la verifica a fessurazione (§ 4.1.2.2.4 delle NTC2018) il valore di calcolo dell'apertura della fessura w_d deve essere:

$$\begin{aligned} w_d &\leq w_2 = 0,3 \text{ mm per la combinazione frequente} \\ w_d &\leq w_1 = 0,2 \text{ mm per la combinazione quasi permanente} \end{aligned}$$

Il momento di prima fessurazione M_f è il momento flettente limite della sezione inflessa o presso-inflessa, tale per cui la tensione al lembo teso risulti non maggiore di:

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

Per la sezione in esame, considerando a favore di sicurezza $N=0$, si ha che il momento di prima fessurazione è pari a $M_f = 1.716 \text{ kNm}$

Siccome i momenti di prima fessurazione sono sempre maggiori di quelli sollecitanti, sia in fondazione che nel paramento, non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

Verifica delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio (§ 4.1.2.2.5 NTC2018) viene condotta controllando il rispetto delle seguenti limitazioni per le tensioni di calcestruzzo (σ_c) e acciaio (σ_s):

$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 19,2 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione caratteristica (rara)
 $\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione quasi permanente
 $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione caratteristica (rara)

Per la sezione in esame si ha:

SLD +: $\sigma_c = 1,34 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_s = 80,3 \text{ N/mm}^2$
SLD -: $\sigma_c = 1,23 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_s = 73,6 \text{ N/mm}^2$

I valori delle tensioni in esercizio sono ampiamente entro i limiti da Normativa, quindi le verifiche sono soddisfatte.

9.4.8 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI

La previsione degli spostamenti indotti dal sisma all'SLD viene condotta attraverso la correlazione empirica proposta da Richards & Elms (1979):

$$d = 0,087 \times v_{\max}^2 \times a_h^3 / a_c^4$$

dove:

- v_{\max} è la massima velocità orizzontale del terreno, calcolata attraverso la formula 3.2.12 delle NTC2018, che con i parametri all'SLD vale 0,094 m/s;
- a_h è l'accelerazione orizzontale massima, pari all'SLD a $0,194 \times 9,81 = 1,90 \text{ m/s}^2$;
- a_c è l'accelerazione critica, cioè quel valore dell'accelerazione sismica per la quale il sistema muro-terreno è in condizioni di equilibrio limite, che per il muro in esame vale $0,281g = 2,76 \text{ m/s}^2$.

Si ricava che lo spostamento indotto dal sisma all'SLD è dell'ordine dei 10^{-4} m, quindi assolutamente trascurabile.

9.5. MURO IN SINISTRA – CONCIO 3

9.5.1 GEOMETRIA DI CALCOLO

La geometria adottata nei calcoli è riportata in Figura 158.

La superficie di fondazione di calcolo (linea spessa tratteggiata in figura) è un piano orizzontale a quota 400,00 m s.m.; si trascura pertanto, a favore di sicurezza, la presenza del dente lato invasore. Il getto di fondazione ha sommità a quota 401,00 m s.m., quota da cui emerge il muro che presenta spessore costante di 1,00 m.

Il calcolo è riferito alla struttura di profondità unitaria, per cui tutti i valori di seguito riportati delle azioni agenti si intendono al metro di profondità di struttura.

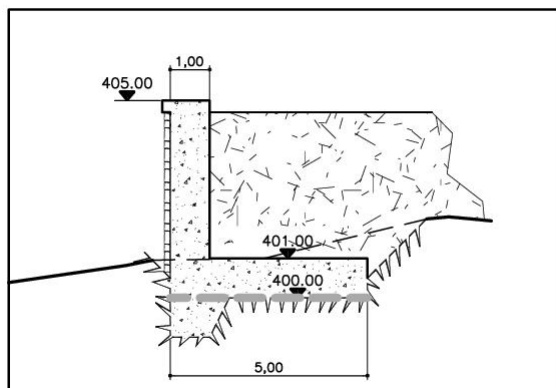


Figura 158 - Geometria di calcolo del concio 3 del muro in sinistra

9.5.2 CARICHI AGENTI

I carichi agenti sono gli stessi illustrati per il concio 2 del muro in sinistra al § 9.4.2, al quale si rimanda.

9.5.3 COMBINAZIONI DI CARICO E SITUAZIONI PROGETTUALI

Le combinazioni di carico e le situazioni progettuali sono le stesse illustrate per il concio 2 del muro in sinistra al § 9.4.3, al quale si rimanda.

9.5.4 VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO

Di seguito (Tabella 110 e Tabella 111) si riportano i valori delle forze agenti e dei relativi momenti rispetto al punto estremo di monte (lato invaso) della fondazione, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche all'SLV. Si tratta delle azioni di progetto, quindi già comprensive dei coefficienti parziali γ_G e γ_Q .

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	100	50
Peso proprio della fondazione	125	313
Peso del terreno a monte	288	864
Spinta statica del terreno	23	46
Incremento spinta per sovraccarico	30	82
Spinta idrostatica	52	69
Sottopressione	191	420

Tabella 110 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche in condizioni statiche

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	100	50
Peso proprio della fondazione	125	313
Peso del terreno a monte	288	864
Spinta statica del terreno	18	36
Incremento spinta per sovraccarico	20	54
Spinta idrostatica	10	7
Sottopressione	72	156
Sisma orizzontale struttura	41	67
Sisma verticale struttura	±21	±33
Sovrappinta sismica terreno e acqua	71	142

Tabella 111 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche in condizioni sismiche all'SLV

Essendo il piano di fondazione inclinato in direzione trasversale al muro di 31,2° rispetto all'orizzontale (v. Sezione A-A delle tavole di progetto dei muri), la forza risultante in direzione verticale viene scomposta in una componente parallela al piano di fondazione (N_{\parallel}) ed una componente ad esso perpendicolare (N_{\perp}); la componente parallela è sommata vettorialmente alla forza orizzontale T , in modo da ricavare la forza parallela al piano di fondazione $F_{\parallel}^2 = N_{\parallel}^2 + T^2$. In Tabella 112 si riportano, per le combinazioni di carico prese in esame, le forze perpendicolari ($F_{\perp} = N_{\perp}$) e quelle parallele così ricavate (F_{\parallel}), oltre al rapporto $F_{\perp} \text{tg}(\phi) / F_{\parallel}$.

	F_∥	F_⊥	F_⊥tg(φ)/F_∥
	[kN]	[kN]	
SLU	197	275	1.17
SLV +	288	395	1.15
SLV -	259	360	1.17

Tabella 112 - Verifiche a scorrimento

Siccome risulta che $F_{\perp} \text{tg}(\phi) / F_{\parallel} \geq \gamma_r$ (con $\gamma_r = 1,10$ in condizioni statiche e $\gamma_r = 1,00$ in condizioni sismiche) le verifiche allo scorrimento sono soddisfatte.

9.5.5 VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

In Tabella 113 si riportano i valori delle forze agenti e dei relativi momenti (valori di progetto) rispetto al punto estremo di monte (lato invaso) della fondazione, in condizioni sismiche all'SLV per le verifiche a ribaltamento che si differenziano a quelle del precedente paragrafo in quanto, come detto, è stato assunto il coefficiente β_m maggiorato del 50%. Per le condizioni statiche, i valori sono quelli di Tabella 110.

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	100	50
Peso proprio della fondazione	125	313
Peso del terreno a monte	288	864
Spinta statica del terreno	18	36
Incremento spinta per sovraccarico	20	54
Spinta idrostatica	10	7
Sottoppressione	72	156
Sisma orizzontale struttura	62	100
Sisma verticale struttura	±31	±50
Sovrappinta sismica terreno e acqua	110	214

Tabella 113 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche a ribaltamento in condizioni sismiche all'SLV (β_m maggiorato)

In Tabella 114 si riportano i rapporti M_S/M_R tra i momenti stabilizzanti e quelli ribaltanti.

	M_S	M_R	M_S / M_R
	[kNm]	[kNm]	
SLU	1227	617	1.99
SLV + R	1277	567	2.25
SLV - R	1176	473	2.49

Tabella 114 - Verifiche a ribaltamento

Siccome $M_S/M_R \geq \gamma_r$ (con $\gamma_r = 1,15$ in condizioni statiche e $\gamma_r = 1,00$ in condizioni sismiche) le verifiche allo scorrimento sono soddisfatte.

9.5.6 VERIFICHE DEL CARICO LIMITE IN FONDAZIONE

In Tabella 115 si riportano il momento baricentrico agente sulla sezione di fondazione (M_b), il carico verticale (N), la relativa eccentricità (e) ed il calcolo delle sollecitazioni agli estremi di valle (lato invaso, σ_v) e di monte (σ_m). Le tensioni in fondazione risultano sempre molto basse (inferiori a 0,2 N/mm²) se messe in relazione con le caratteristiche della roccia in esame, pertanto le verifiche del carico limite in fondazione sono soddisfatte.

	M_b	N	e	σ_v	σ_m	
	[kNm]	[kN]	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
SLU	196	322	0.61	0.111	0.017	Sezione interamente compressa
SLV +	356	462	0.77	0.178	0.007	Sezione interamente compressa
SLV -	279	420	0.66	0.151	0.017	Sezione interamente compressa

Tabella 115 - Calcolo delle tensioni in fondazione

9.5.7 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Alla quota della sezione di base del muro (401,00 m s.m.) agiscono le azioni riportate in Tabella 116, Tabella 117 e Tabella 118. Si tratta delle azioni di progetto, quindi già

comprehensive dei coefficienti parziali γ_G e γ_Q .

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	100	0
Spinta statica del terreno	18	24
Incremento spinta per sovraccarico	46	92
Spinta idrostatica	29	29

Tabella 116 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 401,00 m s.m. in condizioni statiche

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	100	0
Spinta statica del terreno	14	19
Incremento spinta per sovraccarico	35	70
Spinta idrostatica	3	1
Sisma orizzontale struttura	18	37
Sisma verticale struttura	±9	±5
Sovrappinta sismica terreno e acqua	56	75

Tabella 117 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 401,00 m s.m. in condizioni sismiche all'SLV

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	100	0
Spinta statica del terreno	14	19
Incremento spinta per sovraccarico	35	70
Spinta idrostatica	3	1
Sisma orizzontale struttura	9	18
Sisma verticale struttura	±5	±2
Sovrappinta sismica terreno e acqua	38	52

Tabella 118 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 401,00 m s.m. in condizioni sismiche all'SLD

In Tabella 119 si riporta il riepilogo delle azioni assiali, dei momenti e dei tagli per le combinazioni di carico considerate.

	N	M	V
	[kN]	[kNm]	[kN]
SLU	100	145	93
SLV +	109	206	126
SLV -	91	176	110
SLE	100	90	52
SLD +	105	162	99
SLD -	95	150	94

Tabella 119 - Valori di progetto delle azioni risultanti per le verifiche della sezione a quota 401,00 m s.m.

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (in condizioni statiche e sismiche)

Verifiche a pressoflessione

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 1 m, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo lato invasato):

$$\begin{aligned} \varnothing 16 / 20 \text{ cm} \quad (A=10,05 \text{ cm}^2/\text{m}) \quad d = 7 \text{ cm} \\ \varnothing 16 / 20 \text{ cm} \quad (A=10,05 \text{ cm}^2/\text{m}) \quad d = 93 \text{ cm} \end{aligned}$$

In Tabella 120 si riportano i momenti resistenti per le combinazioni di carico agli stati limite ultimi.

	N_d	M_d	M_R
	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU	100	145	418
SLV +	109	206	422
SLV -	91	176	414

Tabella 120 – Verifica a pressoflessione della sezione a quota 401,00 m s.m.

Siccome risulta che il momento resistente è sempre maggiore rispetto a quello agente, le verifiche a pressoflessione sono soddisfatte.

Verifiche a taglio

La resistenza di progetto a taglio della sezione senza armature trasversali specifiche resistenti a taglio, è calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Per le combinazioni agli stati limite ultimi, i valori di V_{Rd} sono riportati in Tabella 121.

	N_d	V_d	V_{Rd}
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU	100	93	341
SLV +	109	126	342
SLV -	91	110	340

Tabella 121 – Verifica a taglio della sezione a quota 401,00 m s.m.

Il taglio agente di progetto è quindi inferiore, per le due combinazioni in condizioni sismiche all'SLV, al taglio resistente calcolato in assenza di armature specifiche a taglio. Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (in condizioni statiche e sismiche)

Le più gravose coppie M-N sollecitanti agli Stati Limite di Esercizio sono:

$$\text{SLD +: } M_{Ed,SLE} = 162 \text{ kNm} \quad \text{con} \quad N_{Ed,SLE} = 105 \text{ kNm}$$

$$\text{SLD -: } M_{Ed,SLE} = 150 \text{ kNm} \quad \text{con} \quad N_{Ed,SLE} = 95 \text{ kNm}$$

Verifica di fessurazione

Per la verifica a fessurazione (§ 4.1.2.2.4 delle NTC2018) il valore di calcolo dell'apertura della fessura w_d deve essere:

$$w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm per la combinazione frequente}$$

$$w_d \leq w_1 = 0,2 \text{ mm per la combinazione quasi permanente}$$

Il momento di prima fessurazione M_f è il momento flettente limite della sezione inflessa o presso-inflessa, tale per cui la tensione al lembo teso risulti non maggiore di

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

Per la sezione in esame, considerando a favore di sicurezza $N=0$, si ha che il momento di prima fessurazione è pari a $M_f = 451 \text{ kNm}$

Siccome i momenti di prima fessurazione sono sempre maggiori di quelli sollecitanti, sia in fondazione che nel paramento, non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

Verifica delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio (§ 4.1.2.2.5 NTC2018) viene condotta controllando il rispetto delle seguenti limitazioni per le tensioni di calcestruzzo (σ_c) e acciaio (σ_s):

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 19,2 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

Per la sezione in esame si ha:

$$\text{SLD +: } \sigma_c = 2,29 \text{ N/mm}^2 \quad \text{e} \quad \sigma_s = 133,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{SLD -: } \sigma_c = 2,12 \text{ N/mm}^2 \quad \text{e} \quad \sigma_s = 124,7 \text{ N/mm}^2$$

I valori delle tensioni in esercizio sono ampiamente entro i limiti da Normativa, quindi le verifiche sono soddisfatte.

9.5.8 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI

La previsione degli spostamenti indotti dal sisma all'SLD viene condotta attraverso la correlazione empirica proposta da Richards & Elms (1979):

$$d = 0,087 \times v_{\max}^2 \times a_h^3 / a_c^4$$

dove:

- v_{\max} è la massima velocità orizzontale del terreno, calcolata attraverso la formula 3.2.12 delle NTC2018, che con i parametri all'SLD vale 0,094 m/s;
- a_h è l'accelerazione orizzontale massima, pari all'SLD a $0,194 \times 9,81 = 1,90 \text{ m/s}^2$;
- a_c è l'accelerazione critica, cioè quel valore dell'accelerazione sismica per la quale il sistema muro-terreno è in condizioni di equilibrio limite, che per il muro in esame vale $0,293 \text{ g} = 2,87 \text{ m/s}^2$.

Si ricava che lo spostamento indotto dal sisma all'SLD è dell'ordine dei 10^{-5} m , quindi assolutamente trascurabile.

9.6. MURO IN DESTRA - CONCIO 1

9.6.1 GEOMETRIA DI CALCOLO

La geometria adottata nei calcoli è riportata in Figura 159.

La superficie di fondazione di calcolo (linea spessa tratteggiata in figura) è un piano orizzontale a quota 397,75 m s.m.; si trascura pertanto, a favore di sicurezza, la presenza del dente lato invasivo. Il getto massivo di fondazione ha sommità a quota 401,50 m s.m., quota da cui emerge il muro che presenta spessore di 1,70 m alla base e di 1,00 m in sommità.

Il calcolo è riferito alla struttura di profondità unitaria, per cui tutti i valori di seguito riportati delle azioni agenti si intendono al metro di profondità di struttura.

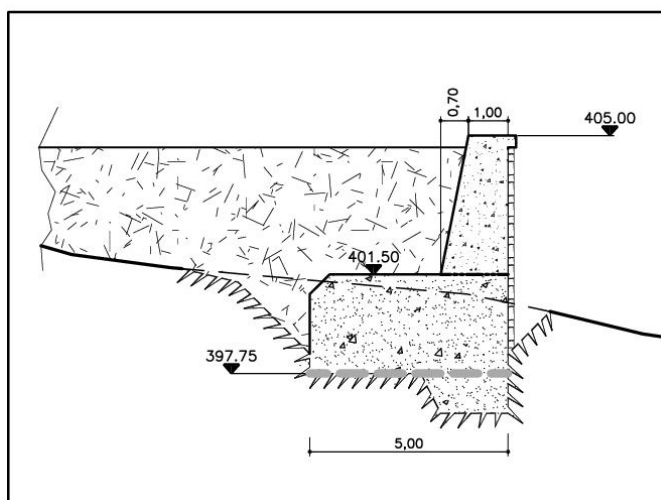


Figura 159 - Geometria di calcolo del concio 1 del muro in destra

9.6.2 CARICHI AGENTI

I carichi agenti sono gli stessi illustrati per il concio 2 del muro in sinistra al § 9.4.2, al quale si rimanda.

9.6.3 COMBINAZIONI DI CARICO E SITUAZIONI PROGETTUALI

Le combinazioni di carico e le situazioni progettuali sono le stesse illustrate per il concio 2 del muro in sinistra al § 9.4.3, al quale si rimanda.

9.6.4 VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO

Di seguito (Tabella 122 e Tabella 123) si riportano i valori delle forze agenti e dei relativi momenti rispetto al punto estremo di monte (lato invaso) della fondazione, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche all'SLV. Si tratta delle azioni di progetto, quindi già comprensive dei coefficienti parziali γ_G e γ_Q .

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	118	82
Peso proprio della fondazione	469	1 172
Peso del terreno a monte	230	729
Spinta statica del terreno	29	112
Incremento spinta per sovraccarico	33	157
Spinta idrostatica	119	258
Sottoppressione	286	616

Tabella 122 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche in condizioni statiche

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	118	82
Peso proprio della fondazione	469	1 172
Peso del terreno a monte	230	729
Spinta statica del terreno	22	86
Incremento spinta per sovraccarico	22	105
Spinta idrostatica	39	59
Sottoppressione	145	307
Sisma orizzontale struttura	108	278
Sisma verticale struttura	±54	±115
Sovraspinta sismica terreno e acqua	88	343

Tabella 123 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche in condizioni sismiche all'SLV

Essendo il piano di fondazione inclinato in direzione trasversale al muro di 30,5° rispetto all'orizzontale (v. Sezione A-A delle tavole di progetto dei muri), la forza risultante in direzione verticale viene scomposta in una componente parallela al piano di fondazione ($N_{||}$) ed una componente ad esso perpendicolare (N_{\perp}); la

componente parallela è sommata vettorialmente alla forza orizzontale T , in modo da ricavare la forza parallela al piano di fondazione $F_{\parallel}^2 = N_{\parallel}^2 + T^2$. In Tabella 124 si riportano, per le combinazioni di carico prese in esame, le forze perpendicolari ($F_{\perp} = N_{\perp}$) e quelle parallele così ricavate (F_{\parallel}), oltre al rapporto $F_{\perp} \operatorname{tg}(\phi) / F_{\parallel}$.

	F_{\parallel}	F_{\perp}	$F_{\perp} \operatorname{tg}(\phi) / F_{\parallel}$
	[kN]	[kN]	
SLU	324	457	1.18
SLV +	462	625	1.14
SLV -	403	532	1.11

Tabella 124 – Verifiche a scorrimento

Siccome risulta che $F_{\perp} \operatorname{tg}(\phi) / F_{\parallel} \geq \gamma_r$ (con $\gamma_r = 1,10$ in condizioni statiche e $\gamma_r = 1,00$ in condizioni sismiche) le verifiche allo scorrimento sono soddisfatte.

9.6.5 VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

In Tabella 125 si riportano i valori delle forze agenti e dei relativi momenti (valori di progetto) rispetto al punto estremo di monte (lato invaso) della fondazione, in condizioni sismiche all' SLV per le verifiche a ribaltamento che si differenziano a quelle del precedente paragrafo in quanto, come detto, è stato assunto il coefficiente β_m maggiorato del 50%. Per le condizioni statiche, i valori sono quelli di Tabella 122.

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	118	82
Peso proprio della fondazione	469	1 172
Peso del terreno a monte	230	729
Spinta statica del terreno	22	86
Incremento spinta per sovraccarico	22	105
Spinta idrostatica	39	59
Sottoppressione	145	307
Sisma orizzontale struttura	162	417
Sisma verticale struttura	±81	±173
Sovraspinta sismica terreno e acqua	140	537

Tabella 125 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche a ribaltamento in condizioni sismiche all' SLV (β_m maggiorato)

In Tabella 126 si riportano i rapporti M_s / M_R tra i momenti stabilizzanti e quelli ribaltanti.

	M_s	M_R	M_s / M_R
	[kNm]	[kNm]	
SLU	4206	2552	1.65
SLV + R	4496	3411	1.32
SLV - R	3915	2803	1.40

Tabella 126 – Verifiche a ribaltamento

Siccome $M_s/M_R \geq \gamma_r$ (con $\gamma_r = 1,15$ in condizioni statiche e $\gamma_r = 1,00$ in condizioni sismiche) le verifiche allo scorrimento sono soddisfatte.

9.6.6 VERIFICHE DEL CARICO LIMITE IN FONDAZIONE

In Tabella 127 si riportano il momento baricentrico agente sulla sezione di fondazione (M_b), il carico verticale (N), la relativa eccentricità (e) ed il calcolo delle sollecitazioni agli estremi di valle (lato invaso, σ_v) e di monte (σ_m). Le tensioni in fondazione risultano sempre molto basse (massimo $0,38 \text{ N/mm}^2$) se messe in relazione con le caratteristiche della roccia in esame, pertanto le verifiche del carico limite in fondazione sono soddisfatte.

	M_b	N	e	σ_v	σ_m	
	[kNm]	[kN]	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
SLU	487	530	0.92	0.224	0.000	Sezione parzializzata
SLV +	895	726	1.23	0.382	0.000	Sezione parzializzata
SLV -	757	618	1.23	0.323	0.000	Sezione parzializzata

Tabella 127 - Calcolo delle tensioni in fondazione

9.6.7 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Alla quota della sezione di base del muro (401,50 m s.m.), dove questo emerge dalla struttura massiccia di fondazione, agiscono le azioni riportate in Tabella 128, Tabella 129 e Tabella 130. Si tratta delle azioni di progetto, quindi già comprensive dei coefficienti parziali γ_G e γ_Q .

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	118	19
Spinta statica del terreno	14	16
Incremento spinta per sovraccarico	46	80
Spinta idrostatica	20	17

Tabella 128 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 401,50 m s.m. in condizioni statiche

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	118	19
Spinta statica del terreno	11	13
Incremento spinta per sovraccarico	35	62
Spinta idrostatica	1	0
Sisma orizzontale struttura	22	35
Sisma verticale struttura	±11	±7
Sovraspinta sismica terreno e acqua	43	50

Tabella 129 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 401,50 m s.m. in condizioni sismiche all' SLV

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	118	19
Spinta statica del terreno	11	13
Incremento spinta per sovraccarico	35	62
Spinta idrostatica	1	0
Sisma orizzontale struttura	11	17
Sisma verticale struttura	±5	±4
Sovrappinta sismica terreno e acqua	30	35

Tabella 130 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 401,50 m s.m. in condizioni sismiche all'ILD

In Tabella 131 si riporta il riepilogo delle azioni assiali, dei momenti e dei tagli per le combinazioni di carico considerate.

	N	M	V
	[kN]	[kNm]	[kN]
SLU	118	132	80
SLV +	129	185	111
SLV -	107	156	99
SLE	118	93	47
SLD +	124	149	87
SLD -	113	137	83

Tabella 131 - Valori di progetto delle azioni risultanti per le verifiche della sezione a quota 401,50 m s.m.

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (in condizioni statiche e sismiche)

Verifiche a pressoflessione

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 1,70 m, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo lato vaso):

$$\begin{aligned} \text{Ø16 /20 cm} \quad (A=10,05 \text{ cm}^2/\text{m}) \quad d &= 7 \text{ cm} \\ \text{Ø16 /20 cm} \quad (A=10,05 \text{ cm}^2/\text{m}) \quad d &= 163 \text{ cm} \end{aligned}$$

In Tabella 132 si riportano i momenti resistenti per le combinazioni di carico agli stati limite ultimi.

	N_d	M_d	M_R
	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU	118	132	739
SLV +	129	185	747
SLV -	107	156	730

Tabella 132 – Verifica a pressoflessione della sezione a quota 401,50 m s.m.

Siccome risulta che il momento resistente è sempre maggiore rispetto a quello

agente, le verifiche a pressoflessione sono soddisfatte.

Verifiche a taglio

La resistenza di progetto a taglio della sezione senza armature trasversali specifiche resistenti a taglio, è calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Per le combinazioni agli stati limite ultimi, i valori di V_{Rd} sono riportati in Tabella 109.

	N_d	V_d	V_{Rd}
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU	118	80	524
SLV +	129	111	526
SLV -	107	99	522

Tabella 133 – Verifica a taglio della sezione a quota 401,50 m s.m.

Il taglio agente di progetto è quindi inferiore, per le due combinazioni in condizioni sismiche all'SLV, al taglio resistente calcolato in assenza di armature specifiche a taglio. Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (in condizioni statiche e sismiche)

Le più gravose coppie M-N sollecitanti agli Stati Limite di Esercizio sono:

$$\begin{aligned} \text{SLD +: } M_{Ed,SLE} &= 149 \text{ kNm} & \text{con } N_{Ed,SLE} &= 124 \text{ kNm} \\ \text{SLD -: } M_{Ed,SLE} &= 137 \text{ kNm} & \text{con } N_{Ed,SLE} &= 113 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Verifica di fessurazione

Per la verifica a fessurazione (§ 4.1.2.2.4 delle NTC2018) il valore di calcolo dell'apertura della fessura w_d deve essere:

$$\begin{aligned} w_d \leq w_2 &= 0,3 \text{ mm per la combinazione frequente} \\ w_d \leq w_1 &= 0,2 \text{ mm per la combinazione quasi permanente} \end{aligned}$$

Il momento di prima fessurazione M_f è il momento flettente limite della sezione inflessa o presso-inflessa, tale per cui la tensione al lembo teso risulti non maggiore di

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

Per la sezione in esame, considerando a favore di sicurezza $N=0$, si ha che il momento di prima fessurazione è pari a $M_f = 1.244 \text{ kNm}$

Siccome i momenti di prima fessurazione sono sempre maggiori di quelli sollecitanti, sia in fondazione che nel paramento, non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

Verifica delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio (§ 4.1.2.2.5 NTC2018) viene condotta controllando il rispetto delle seguenti limitazioni per le tensioni di calcestruzzo (σ_c) e

acciaio (σ_s):

$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 19,2 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione quasi permanente

$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ per la combinazione caratteristica (rara)

Per la sezione in esame si ha:

SLD +: $\sigma_c = 0,80 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_s = 39,0 \text{ N/mm}^2$

SLD -: $\sigma_c = 0,74 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_s = 36,3 \text{ N/mm}^2$

I valori delle tensioni in esercizio sono ampiamente entro i limiti da Normativa, quindi le verifiche sono soddisfatte.

9.6.8 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI

La previsione degli spostamenti indotti dal sisma all'SLD viene condotta attraverso la correlazione empirica proposta da Richards & Elms (1979):

$$d = 0,087 \times v_{\max}^2 \times a_h^3 / a_c^4$$

dove:

- v_{\max} è la massima velocità orizzontale del terreno, calcolata attraverso la formula 3.2.12 delle NTC2018, che con i parametri all'SLD vale 0,094 m/s;
- a_h è l'accelerazione orizzontale massima, pari all'SLD a $0,194 \times 9,81 = 1,90 \text{ m/s}^2$;
- a_c è l'accelerazione critica, cioè quel valore dell'accelerazione sismica per la quale il sistema muro-terreno è in condizioni di equilibrio limite, che per il muro in esame vale $0,278 \text{ g} = 2,73 \text{ m/s}^2$.

Si ricava che lo spostamento indotto dal sisma all'SLD è dell'ordine dei 10^{-4} m, quindi assolutamente trascurabile.

9.7. MURO IN DESTRA – CONCIO 2

9.7.1 GEOMETRIA DI CALCOLO

La geometria adottata nei calcoli è riportata in Figura 160.

La superficie di fondazione di calcolo (linea spessa tratteggiata in figura) è un piano orizzontale a quota 396,80 m s.m.; si trascura pertanto, a favore di sicurezza, la presenza del dente lato invasivo. Il getto di fondazione ha sommità a quota 402,00 m s.m., quota da cui emerge il muro che presenta spessore costante di 1,00 m.

Il calcolo è riferito alla struttura di profondità unitaria, per cui tutti i valori di seguito riportati delle azioni agenti si intendono al metro di profondità di struttura.

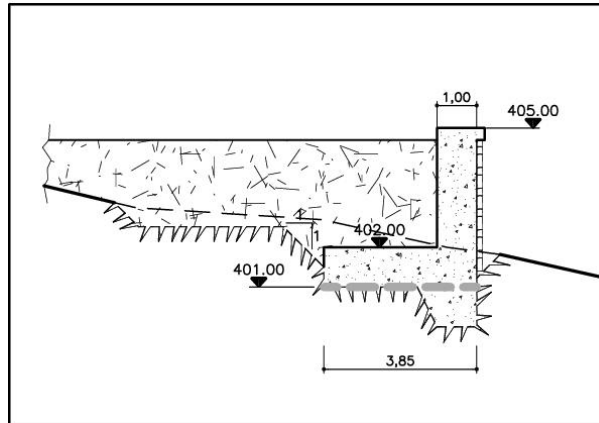


Figura 160 - Geometria di calcolo del concio 2 del muro in destra

9.7.2 CARICHI AGENTI

I carichi agenti sono gli stessi illustrati per il concio 2 del muro in sinistra al § 9.4.2, al quale si rimanda.

9.7.3 COMBINAZIONI DI CARICO E SITUAZIONI PROGETTUALI

Le combinazioni di carico e le situazioni progettuali sono le stesse illustrate per il concio 2 del muro in sinistra al § 9.4.3, al quale si rimanda.

9.7.4 VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO

Di seguito (Tabella 134 e Tabella 135) si riportano i valori delle forze agenti e dei relativi momenti rispetto al punto estremo di monte (lato invaso) della fondazione, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche all'SLV. Si tratta delle azioni di progetto, quindi già comprensive dei coefficienti parziali γ_G e γ_Q .

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	75	38
Peso proprio della fondazione	96	185
Peso del terreno a monte	154	373
Spinta statica del terreno	18	24
Incremento spinta per sovraccarico	26	53
Spinta idrostatica	29	29
Sottopressione	113	193

Tabella 134 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche in condizioni statiche

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	75	38
Peso proprio della fondazione	96	185
Peso del terreno a monte	154	373
Spinta statica del terreno	14	19
Incremento spinta per sovraccarico	18	35
Spinta idrostatica	2	1
Sottopressione	29	49
Sisma orizzontale struttura	32	43
Sisma verticale struttura	±16	±20
Sovrappinta sismica terreno e acqua	56	75

Tabella 135 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche in condizioni sismiche all'SLV

Essendo il piano di fondazione inclinato in direzione trasversale al muro di 29,5° rispetto all'orizzontale (v. Sezione A-A delle tavole di progetto dei muri), la forza risultante in direzione verticale viene scomposta in una componente parallela al piano di fondazione (N_{\parallel}) ed una componente ad esso perpendicolare (N_{\perp}); la componente parallela è sommata vettorialmente alla forza orizzontale T , in modo da ricavare la forza parallela al piano di fondazione $F_{\parallel}^2 = N_{\parallel}^2 + T^2$. In Tabella 136 si riportano, per le combinazioni di carico prese in esame, le forze perpendicolari ($F_{\perp} = N_{\perp}$) e quelle parallele così ricavate (F_{\parallel}), oltre al rapporto $F_{\perp} \operatorname{tg}(\phi) / F_{\parallel}$.

	F_∥	F_⊥	F_⊥tg(φ)/F_∥
	[kN]	[kN]	
SLU	128	185	1.21
SLV +	196	272	1.16
SLV -	174	244	1.18

Tabella 136 – Verifiche a scorrimento

Siccome risulta che $F_{\perp} \operatorname{tg}(\phi) / F_{\parallel} \geq \gamma_r$ (con $\gamma_r = 1,10$ in condizioni statiche e $\gamma_r = 1,00$ in condizioni sismiche) le verifiche allo scorrimento sono soddisfatte.

9.7.5 VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

In Tabella 137 si riportano i valori delle forze agenti e dei relativi momenti (valori di progetto) rispetto al punto estremo di monte (lato invaso) della fondazione, in condizioni sismiche all'SLV per le verifiche a ribaltamento che si differenziano a quelle del precedente paragrafo in quanto, come detto, è stato assunto il coefficiente β_m maggiorato del 50%. Per le condizioni statiche, i valori sono quelli di Tabella 134.

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	75	38
Peso proprio della fondazione	96	185
Peso del terreno a monte	154	373
Spinta statica del terreno	14	19
Incremento spinta per sovraccarico	18	35
Spinta idrostatica	2	1
Sottoppressione	29	49
Sisma orizzontale struttura	47	65
Sisma verticale struttura	±24	±31
Sovraspinta sismica terreno e acqua	85	110

Tabella 137 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche a ribaltamento in condizioni sismiche all'SLV (β_m maggiorato)

In Tabella 138 si riportano i rapporti M_S/M_R tra i momenti stabilizzanti e quelli ribaltanti.

	M_S	M_R	M_S / M_R
	[kNm]	[kNm]	
SLU	596	299	1.99
SLV + R	627	279	2.25
SLV - R	565	231	2.44

Tabella 138 - Verifiche a ribaltamento

Siccome $M_S/M_R \geq \gamma_r$ (con $\gamma_r = 1,15$ in condizioni statiche e $\gamma_r = 1,00$ in condizioni sismiche) le verifiche allo scorrimento sono soddisfatte.

9.7.6 VERIFICHE DEL CARICO LIMITE IN FONDAZIONE

In Tabella 139 si riportano il momento baricentrico agente sulla sezione di fondazione (M_b), il carico verticale (N), la relativa eccentricità (e) ed il calcolo delle sollecitazioni agli estremi di valle (lato invaso, σ_v) e di monte (σ_m). Le tensioni in fondazione risultano sempre molto basse (massimo 0,17 N/mm²) se messe in relazione con le caratteristiche della roccia in esame, pertanto le verifiche del carico limite in fondazione sono soddisfatte.

	M_b	N	e	σ_v	σ_m	
	[kNm]	[kN]	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
SLU	112	213	0.53	0.101	0.010	Sezione interamente compressa
SLV +	206	312	0.66	0.165	0.000	Sezione parzializzata
SLV -	165	281	0.59	0.140	0.006	Sezione interamente compressa

Tabella 139 - Calcolo delle tensioni in fondazione

9.7.7 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Alla quota della sezione di base del muro (402,00 m s.m.) agiscono le azioni riportate in Tabella 140, Tabella 141 e Tabella 142. Si tratta delle azioni di progetto, quindi già

comprehensive dei coefficienti parziali γ_G e γ_Q .

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	75	0
Spinta statica del terreno	10	10
Incremento spinta per sovraccarico	46	69
Spinta idrostatica	13	9

Tabella 140 - Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 402 m s.m. in condizioni statiche

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	75	0
Spinta statica del terreno	8	8
Incremento spinta per sovraccarico	35	53
Spinta idrostatica	0	0
Sisma orizzontale struttura	14	21
Sisma verticale struttura	± 7	± 3
Sovrappinta sismica terreno e acqua	31	31

Tabella 141 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 402 m s.m. in condizioni sismiche all'SLV

	F	M
	[kN]	[kNm]
Peso proprio del muro	75	0
Spinta statica del terreno	8	8
Incremento spinta per sovraccarico	35	53
Spinta idrostatica	0	0
Sisma orizzontale struttura	7	10
Sisma verticale struttura	± 3	± 2
Sovrappinta sismica terreno e acqua	22	22

Tabella 142 – Valori di progetto delle azioni per le verifiche di resistenza della sezione a quota 402 m s.m. in condizioni sismiche all'SLD

In Tabella 143 si riporta il riepilogo delle azioni assiali, dei momenti e dei tagli per le combinazioni di carico considerate.

	N	M	V
	[kN]	[kNm]	[kN]
SLU	75	88	69
SLV +	82	116	88
SLV -	68	100	79
SLE	75	61	43
SLD +	78	95	72
SLD -	72	88	69

Tabella 143 - Valori di progetto delle azioni risultanti per le verifiche della sezione a quota 402 m s.m.

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (in condizioni statiche e sismiche)

Verifiche a pressoflessione

Si verifica la sezione di larghezza 1 m, altezza 1 m, armata con 2 file di barre (d indica la distanza dell'asse del ferro dal lembo lato invasato):

$$\begin{aligned} \text{\textcircled{O}}16 / 20 \text{ cm} \quad (A=10,05 \text{ cm}^2/\text{m}) \quad d = 7 \text{ cm} \\ \text{\textcircled{O}}16 / 20 \text{ cm} \quad (A=10,05 \text{ cm}^2/\text{m}) \quad d = 93 \text{ cm} \end{aligned}$$

In Tabella 144 si riportano i momenti resistenti per le combinazioni di carico agli stati limite ultimi.

	N_d	M_d	M_R
	[kN]	[kNm]	[kNm]
SLU	75	88	407
SLV +	82	116	410
SLV -	68	100	404

Tabella 144 – Verifica a pressoflessione della sezione a quota 402,00 m s.m.

Siccome risulta che il momento resistente è sempre maggiore rispetto a quello agente, le verifiche a pressoflessione sono soddisfatte.

Verifiche a taglio

La resistenza di progetto a taglio della sezione senza armature trasversali specifiche resistenti a taglio, è calcolata con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Per le combinazioni agli stati limite ultimi, i valori di V_{Rd} sono riportati in Tabella 145.

	N_d	V_d	V_{Rd}
	[kN]	[kN]	[kN]
SLU	75	69	337
SLV +	82	88	338
SLV -	68	79	336

Tabella 145 – Verifica a taglio della sezione a quota 402,00 m s.m.

Il taglio agente di progetto è quindi inferiore, per le due combinazioni in condizioni sismiche all'SLV, al taglio resistente calcolato in assenza di armature specifiche a taglio. Pertanto le verifiche a taglio sono soddisfatte.

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (in condizioni statiche e sismiche)

Le più gravose coppie M-N sollecitanti agli Stati Limite di Esercizio sono:

$$\text{SLD +: } M_{Ed,SLE} = 95 \text{ kNm} \quad \text{con} \quad N_{Ed,SLE} = 78 \text{ kNm}$$

$$\text{SLD -: } M_{Ed,SLE} = 88 \text{ kNm} \quad \text{con} \quad N_{Ed,SLE} = 72 \text{ kNm}$$

Verifica di fessurazione

Per la verifica a fessurazione (§ 4.1.2.2.4 delle NTC2018) il valore di calcolo dell'apertura della fessura w_d deve essere:

$$w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm per la combinazione frequente}$$

$$w_d \leq w_1 = 0,2 \text{ mm per la combinazione quasi permanente}$$

Il momento di prima fessurazione M_f è il momento flettente limite della sezione inflessa o presso-inflessa, tale per cui la tensione al lembo teso risulti non maggiore di:

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

Per la sezione in esame, considerando a favore di sicurezza $N=0$, si ha che il momento di prima fessurazione è pari a $M_f = 437 \text{ kNm}$

Siccome i momenti di prima fessurazione sono sempre maggiori di quelli sollecitanti, sia in fondazione che nel paramento, non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

Verifica delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio (§ 4.1.2.2.5 NTC2018) viene condotta controllando il rispetto delle seguenti limitazioni per le tensioni di calcestruzzo (σ_c) e acciaio (σ_s):

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 19,2 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

Per la sezione in esame si ha:

$$\text{SLD +: } \sigma_c = 1,33 \text{ N/mm}^2 \quad \text{e} \quad \sigma_s = 70,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{SLD -: } \sigma_c = 1,23 \text{ N/mm}^2 \quad \text{e} \quad \sigma_s = 65,7 \text{ N/mm}^2$$

I valori delle tensioni in esercizio sono ampiamente entro i limiti da Normativa, quindi le verifiche sono soddisfatte.

9.7.8 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI

La previsione degli spostamenti indotti dal sisma all'SLD viene condotta attraverso la correlazione empirica proposta da Richards & Elms (1979):

$$d = 0,087 \times v_{\max}^2 \times a_h^3 / a_c^4$$

dove:

- v_{\max} è la massima velocità orizzontale del terreno, calcolata attraverso la formula 3.2.12 delle NTC2018, che con i parametri all'SLD vale 0,094 m/s;
- a_h è l'accelerazione orizzontale massima, pari all'SLD a $0,194 \times 9,81 = 1,90$ m/s²;
- a_c è l'accelerazione critica, cioè quel valore dell'accelerazione sismica per la quale il sistema muro-terreno è in condizioni di equilibrio limite, che per il muro in esame vale $0,287 g = 2,82$ m/s².

Si ricava che lo spostamento indotto dal sisma all'SLD è dell'ordine dei 10^{-4} m, quindi assolutamente trascurabile.

10. GALLERIA

10.1. PREMESSE

La galleria di scarico ha sezione policentrica di 9 m di diametro e sviluppo di circa 270 m. La roccia in cui verrà scavata è un ammasso calcareo dolomitico costituente un dosso in sponda sinistra rispetto alla diga di Barcis.

Lo studio geomeccanico illustrato nella Relazione geologico-geomeccanica (All. A.03 di progetto) ha consentito di definire essenzialmente di classe III (RMR – System) la maggior parte della roccia che verrà interessata dalla galleria, mentre indica che saranno attraversate anche zone di classe IV, oltre a zone di faglia, queste ultime valutate al 14% dell'intero sviluppo.

Gli interventi di sostegno provvisorio dello scavo sono definiti in base alla qualità della roccia attraversata e consistono in uno spritz-beton armato con fibre metalliche, in una chiodatura, in centine metalliche con aggiunta, nelle condizioni più sfavorevoli, di infilaggi in calotta ed anche al fronte.

Il rivestimento definitivo è costituito da un getto con spessore di 60 cm di calcestruzzo armato con fibre metalliche ed è previsto non per ragioni statiche, ma per assicurare nel tempo la durata di quest'opera soggetta al transito, saltuario, di corrente particolarmente veloce. Infatti, le ottime caratteristiche medie degli ammassi rocciosi attraversati, uniti alle valutazioni ed ai calcoli che seguono, rassicurano nei confronti della stabilità della galleria, anche a lungo termine, con i soli interventi di presostegno previsti. Il getto del rivestimento definitivo avverrà, da valle verso monte, solo quando tutto lo scavo sarà completato ed in particolare, secondo il programma lavori di progetto, non prima di 2÷3 mesi dal termine dello scavo.

Considerazioni di carattere cantieristico hanno imposto lo scavo dalla galleria da monte verso valle.

10.2. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

La campagna di indagini geologico-geotecniche svolta tra la fine del 2006 e i primi mesi del 2007, e gli aggiornamenti contenuti nella Relazione geologico-geomeccanica di progetto, hanno permesso di caratterizzare l'ammasso roccioso nel quale verrà realizzata la galleria.

I principali parametri di progetto per quanto attiene la galleria, desunti dalla Relazione geologico-geomeccanica, sono riassunti in Tabella 146.

Classificazione degli ammassi rocciosi		Copertura sopra la calotta	Parametri di matrice			Parametri dell'ammasso			
classe	GSI	z [m]	m _i	σ _{ci} [MPa]	E _i [GPa]	c' [kPa]	φ' [°]	σ _{cm} [MPa]	E _m [GPa]
III	52	70	13	61	65	508	51	9,3	10,9
		45				420	54		
IV	45	70	12	22	12	257	40	2,7	1,3
		45				198	44		
IV	32	70	12	22	12	186	35	1,8	0,6
		45				141	38		
V	15	70	8	14	10	110	28	0,8	0,4
		45				83	31		

Tabella 146 – Parametri geomeccanici per la progettazione della galleria (da *Relazione geologico-geomeccanica di progetto*)

Le percentuali di rinvenimento attese sono:

- 52% (sviluppo 140 m) per la classe III
- 17% (sviluppo 46 m) per la classe IV – GSI = 45
- 17% (sviluppo 46 m) per la classe IV – GSI = 32 (zone di maggiore disturbo tettonico)
- 14% (sviluppo 38 m) per la classe V (attraversamento di faglie)

10.3. OPERE DI SOSTEGNO PREVISTE

Di seguito sono indicati gli interventi che si intendono adottare per le varie zone della galleria, individuate dalle diverse classi dell'ammasso roccioso.

Ammasso di classe III, GSI 52

E' prevista una chiodatura generalizzata della calotta con bulloni Swellex lunghi 5,5 m. L'interasse delle raggieri è di 1,5 m, con 6 o 7 chiodi per ciascuna sezione trattata.

Seguirà uno strato di 10 cm di spritz-beton armato con fibre metalliche.

In assenza di altri vincoli, l'avanzamento potrà raggiungere i 4,5 m per volata.

Ammasso di classe IV, GSI 45

E' prevista l'installazione di centine costituite da due putrelle IPE 200 accoppiate, con passo di 1,5 m, accompagnate da uno strato di 10 cm di spritz-beton armato con fibre metalliche.

L'avanzamento sarà di 1,5 m per ciascun tiro.

Ammasso di classe IV, GSI 32

E' prevista la realizzazione di un intervento di presostegno degli scavi costituito da un ombrello di infilaggi formato da bulloni lunghi 9 m. Seguirà una volata di 1,5 m e l'installazione di una centina con lo stesso passo di 1,5 m, realizzata con profili HE 240

A accoppiati. Infine, verrà spruzzato uno strato di spritz-beton di 20 cm.

Ammasso di classe V, GSI 15

In corrispondenza delle zone di maggiore disturbo tettonico e/o di carsismo, è previsto l'ombrello di infilaggi sopra descritto, oltre al precontenimento del fronte attraverso chiodi autoperforanti L=9 m, disposti a quinconce di 3 m², e barre in vetroresina L=5,5 m, anch'esse a quinconce di 3 m².

E' prevista una centina ogni 1,5 m, costituita da due HE 240 A accoppiate, e uno strato di 20 cm di spritz-beton armato con fibre.

L'avanzamento è di 1,5 m. L'ombrello di infilaggi verrà eseguito ad ogni avanzamento, mentre il precontenimento del fronte verrà messo in opera ogni 3 m per quanto riguarda le barre in vetroresina, ogni 6 m per quanto riguarda i chiodi, e comunque in funzione della lunghezza della zona oggetto di disturbo geologico.

Rivestimento definitivo

Il rivestimento definitivo sarà costituito da un getto in calcestruzzo con classe di resistenza C30/37, armato con fibre metalliche aventi lunghezza nominale di 35-40 mm, diametro di 0,5-0,6 mm, tensione a snervamento \geq di 1.100 N/mm². Il dosaggio delle fibre sarà di 40 Kg di fibre al metro cubo di calcestruzzo. Lo spessore sarà di circa 60 cm.

Le scelte della classe di resistenza C30/37 e dell'armature con fibre sono state dettate da ragioni di durabilità. Infatti, come detto nelle premesse, il rivestimento definitivo non ha funzione strutturale in quanto il cavo risulta stabile con gli interventi di presostegno previsti.

Caratteristiche dei materiali

Lo spritz-beton del rivestimento di prima fase avrà una resistenza caratteristica a compressione a 1 giorno maggiore di 10 N/mm² e sarà armato con fibre metalliche, aventi lunghezza nominale di 35-40 mm, diametro di 0,5-0,6 mm, tensione a snervamento \geq di 1.100 N/mm². Il dosaggio delle fibre sarà di 60 Kg di fibre al metro cubo di spritz.

I chiodi saranno di tipo Swellex standard; il tubo originario avrà un diametro di 41 mm con spessore 2 mm; le teste sono formate da un collare di 30-36 mm di diametro in acciaio. Il carico a rottura del chiodo sarà maggiore di 100 kN.

Le centine metalliche saranno costituite da profilati metallici sagomati, in acciaio S355.

Le barre in vetroresina saranno del tipo Duroglass Y55F della Sireg, o altro prodotto di tipo equivalente, previa approvazione della D.L., con dimensione 55 mm.

Caratteristiche dei profilati metallici utilizzati per la centinatura

Profilo IPE 200

- altezza del profilo:	h = 200 mm
- larghezza del profilo:	b = 100 mm
- spessore dell'anima:	t _w = 5,6 mm
- spessore delle ali:	t _f = 8,5 mm
- sezione trasversale:	A = 28,48 cm ²
- massa:	P = 22,4 kg/m
- momento di inerzia (asse forte):	J = 1.943 cm ⁴
- momento resistente elastico (asse forte):	W _{el} = 194,3 cm ³
- area resistente al taglio:	A _v = 14,00 cm ²

Profilo HE 240 A

- altezza del profilo:	h = 230 mm
- larghezza del profilo:	b = 240 mm
- spessore dell'anima:	t _w = 7,5 mm
- spessore delle ali:	t _f = 12 mm
- sezione trasversale:	A = 76,84 cm ²
- massa:	P = 60,3 kg/m
- momento di inerzia (asse forte):	J = 7.763 cm ⁴
- momento resistente elastico (asse forte):	W _{el} = 675,1 cm ³
- area resistente al taglio:	A _v = 25,18 cm ²

10.4. TIPO DI ANALISI SVOLTA

I calcoli sono svolti con l'ausilio di un codice di calcolo automatico, con il metodo delle differenze finite.

L'ammasso roccioso è modellato con comportamento alla Mohr-Coulomb, elasto-plastico perfettamente fragile. Il criterio di rottura adottato è quello di Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi$$

Poiché la resistenza a trazione della roccia è inferiore alla resistenza a trazione di Mohr-Coulomb, si è introdotta una resistenza limite a trazione (tension cutoff).

Si fa riferimento ad un modello geotecnico "continuo equivalente", in cui la risposta tenso-deformativa dell'ammasso roccioso dipende dalle caratteristiche globali del sistema roccia intatta-discontinuità grazie alla parametrizzazione effettuata scalando i parametri della roccia intatta in ragione dell'indice GSI.

10.5. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

L'analisi di ciascuna delle sezioni calcolate si articola in due fasi, sviluppate attraverso due differenti modelli di calcolo alle differenze finite:

- A) analisi assialsimmetrica del processo di scavo

B) analisi della sezione trasversale della galleria

Nell'analisi A) si è costruito un modello di calcolo assialsimmetrico tridimensionale, nel quale l'asse di simmetria coincide con l'asse longitudinale della galleria. Date le limitazioni dovute alle condizioni di simmetria, la sezione della galleria è circolare. Questa prima analisi consente di simulare l'avanzamento del fronte e la successiva messa in opera del rivestimento di prima fase, ad una prefissata distanza dal fronte e permette una stima delle convergenze del cavo in funzione della distanza dal fronte. Inoltre, il modello fornisce l'estensione delle zone plastiche al fronte.

Nell'analisi B) viene studiata la sezione trasversale della galleria con la sua reale geometria e con le opere di presostegno. Il modello di calcolo è bidimensionale, in condizioni di deformazioni piane. Il principio su cui si basa l'analisi è il medesimo del metodo delle curve caratteristiche, in cui la tensione radiale σ_r applicata al contorno della galleria diminuisce dal valore iniziale σ_0 (prima dello scavo) fino a 0 nel caso in cui non si mettano in opera sostegni provvisori. La tensione radiale σ_r simula quindi l'effetto di sostegno fornito dal fronte della galleria, che diminuisce con l'allontanamento del fronte.

Di seguito vengono verificate le sezioni della galleria di maggior sviluppo, e cioè quelle in classe III (GSI=52) e IV (GSI=45 e GSI=32); siccome i parametri dell'ammasso dipendono anche dalla copertura, per ciascuna classe è stato studiato sia il caso con copertura massima (70 m) che quello con copertura minima (45 m). La sezione in classe V attiene a zone di possibile disturbo tettonico e/o carsico: i relativi interventi sono stati progettati sulla base dell'esperienza e della letteratura di settore; in queste condizioni sono previste metodologie di scavo particolarmente attente, con tecniche di precontenimento del fronte ed infilaggi in calotta.

I casi di calcolo sono riassunti in Tabella 147.

Caso di calcolo	Classe dell'ammasso	GSI	Copertura [m]
A1	III	52	70
A2	III	52	45
B1	IV	45	70
B2	IV	45	45
C1	IV	32	70
C2	IV	32	45

Tabella 147 - Casi di calcolo della galleria

In base alle indicazioni del § 6.7.5 delle NTC2018, le verifiche agli Stati Limite Ultimi devono essere eseguite con l'Approccio 1, considerando le due combinazioni di coefficienti:

- o Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- o Combinazione 2: (A2+M2+R2)

con i valori dei coefficienti parziali di Tabella 148 e Tabella 149 e con coefficienti parziali γ_R dei gruppi R1 e R2 pari all'unità.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(a)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

^(a) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2}

Tabella 148 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 149 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II NTC2018)

Le verifiche strutturali degli elementi di rinforzo devono essere eseguite utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Nel seguito vengono eseguite tutte le analisi con i parametri geotecnici caratteristici (Approccio 1, Combinazione 1); i risultati consentono di valutare realisticamente le condizioni di stabilità del fronte, la curva di convergenza del cavo con o senza priverivestimento e le azioni sugli elementi strutturali di supporto.

Per le verifiche degli elementi strutturali, le azioni così determinate vengono moltiplicate per il coefficiente $\gamma_G = 1,3$.

In ottemperanza alla richiesta normativa, per alcune sezioni significative vengono inoltre calcolate le curve di convergenza del cavo anche con i parametri geotecnici di progetto (Approccio 1, Combinazione 2).

10.6. MODELLI DI CALCOLO

10.6.1 CODICE DI CALCOLO ADOTTATO

Le analisi numeriche sono state eseguite utilizzando il codice di calcolo FLAC 2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua), versione 5.0, 2005, sviluppata da Itasca Consulting Group Inc.; il distributore del software è HARPACEAS S.r.l. di Milano; il numero di licenza è 213.039.0217.26520 ed il titolare della licenza è la Ing. Claudio Marcello S.r.l. Si rimanda al precedente § 5.5.1 per la descrizione del software e la valutazione della sua affidabilità.

In tutte le figure che rappresentano i modelli ed i relativi risultati, le unità di misura sono i metri per le lunghezze e i Newton per le forze.

10.6.2 ANALISI ASSIALSIMMETRICHE

L'analisi assialsimmetrica delle fasi di scavo ha come scopo la valutazione delle deformazioni che si producono durante e dopo l'apertura del cavo.

Le principali semplificazioni di questa prima fase sono:

- la galleria ha sezione circolare, con raggio di scavo pari a 5,2 m;
- il campo tensionale è omogeneo, cioè le componenti orizzontali e verticali degli sforzi nella roccia sono uguali;
- non viene valutato l'effetto delle chiodature previste in calotta.

Il modello è costituito da 31 elementi in orizzontale, cioè in senso radiale, corrispondenti a 50 m, per 200 elementi in verticale, cioè lungo l'asse longitudinale della galleria, corrispondenti a 100 m di sviluppo (Figura 161 e Figura 162).

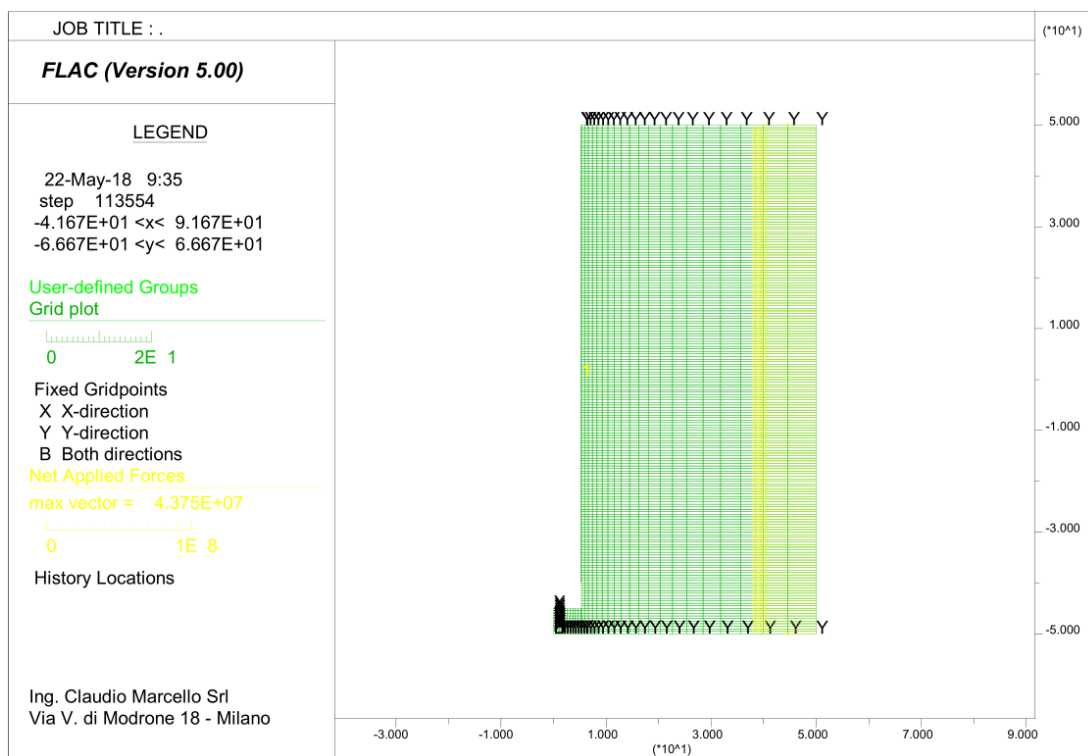


Figura 161 – Geometria del modello assialsimmetrico (nella fase finale del calcolo, con scavo già simulato)

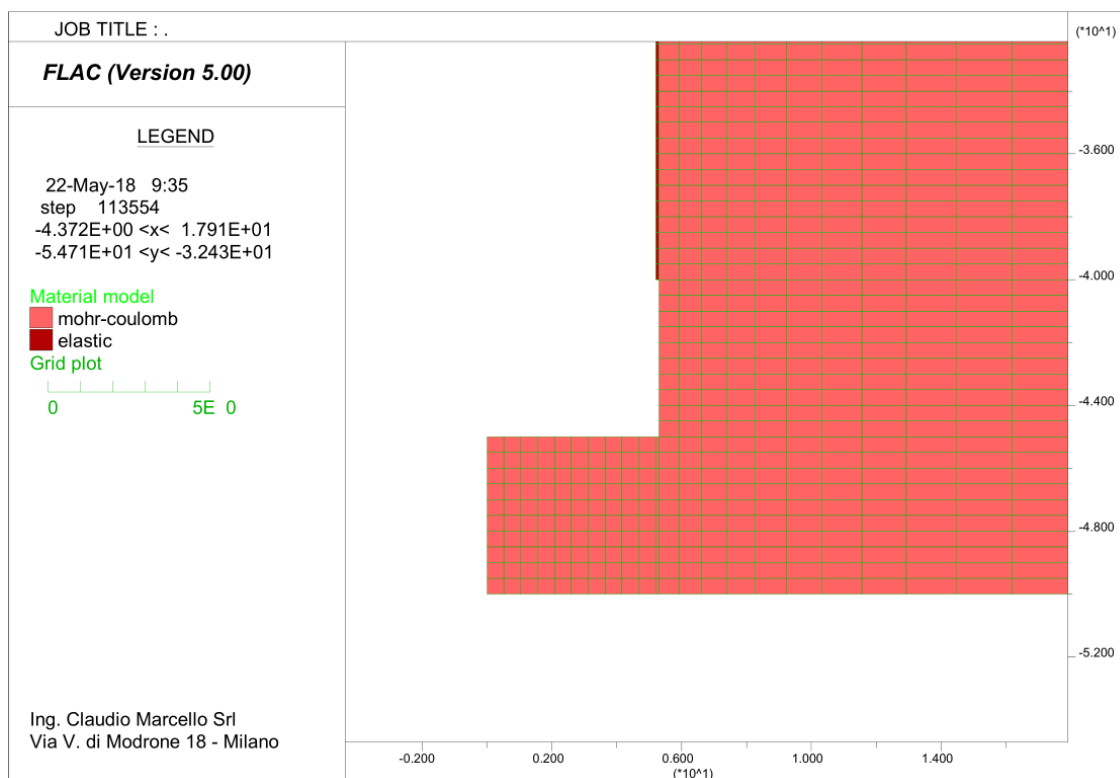


Figura 162 – Geometria del modello assialsimmetrico - dettaglio in corrispondenza del fronte di scavo (nella fase finale del calcolo, con scavo già simulato)

Una volta determinata la condizione geostatica di partenza, lo scavo viene effettuato con passi pari a 5 m per l'ammasso di classe III e di 2 m per quello di classe IV. Nel modello, lo scavo avviene a partire dalla parte alta.

Viene eseguita dapprima un'analisi senza introdurre interventi di sostegno dello scavo. Successivamente il calcolo viene nuovamente eseguito simulando l'introduzione degli elementi di presostegno, e cioè:

- per la classe III (casi A1 e A2): uno strato di spritz-beton dello spessore di 10 cm;
- per la classe IV-GSI45 (casi B1 e B2): uno strato di materiale avente il modulo elastico dell'acciaio, con spessore equivalente alle centine introdotte (2 IPE200 con interasse 1,5 m) pari a $h_{eq} = 6,7$ cm; si trascura nel calcolo dello spessore equivalente la presenza dello spritz-beton, visto che la differenza di modulo elastico con l'acciaio lo rende praticamente ininfluenza ai fini dell'analisi;
- per la classe IV-GSI32: (casi C1 e C2): analogamente al caso precedente, ma essendo previste 2 HE 240 A ogni 1,5 m, lo spessore equivalente risulta $h_{eq} = 10,7$ cm.

Durante la simulazione dello scavo, vengono monitorati gli spostamenti radiali di un punto della griglia del modello posto al bordo del cavo (coordinata radiale 5,2 m), a metà dello sviluppo longitudinale della galleria.

I principali risultati ottenibili da questo tipo di analisi sono:

- i contour degli spostamenti e delle zone plasticizzate in corrispondenza del fronte

- al termine dello scavo;
- il diagramma degli spostamenti radiali del cavo in funzione della distanza dal fronte, in assenza di sostegni;
 - il diagramma degli spostamenti radiali del cavo in funzione della distanza dal fronte, avendo introdotto nel calcolo il prerivestimento previsto, come sopra descritto.

10.6.3 ANALISI DELLE SEZIONI TRASVERSALI

Viene modellata la reale geometria della galleria, con e senza l'effetto degli interventi di prerivestimento.

Le analisi sono condotte in condizioni di deformazione piana. Il modello è costituito da elementi a quattro nodi, per i quali vengono risolte le equazioni di equilibrio e di moto, sino a trovare una soluzione congruente ed equilibrata in termini di tensioni e di spostamenti. Si fa riferimento ad un modello geotecnico "continuo equivalente", in cui la risposta tenso-deformativa dell'ammasso roccioso dipende dalle caratteristiche globali del sistema roccia intatta-discontinuità grazie alla parametrizzazione effettuata scalando i parametri della roccia intatta in ragione dell'indice GSI.

La geometria del modello completo è rappresentata in Figura 163. La modellazione si estende per 80 m in orizzontale e 80 m in verticale, di cui 25 m al di sotto dell'asse della galleria. Queste dimensioni fanno ritenere trascurabili gli effetti di disturbo indotti dai vincoli al contorno. Per le analisi con copertura di 70 m, sul contorno superiore è assegnato un carico uniformemente distribuito di $20\text{m}\cdot 25\text{kN/m}^3=500\text{ kPa}$ per tenere in conto della copertura di 70 m sopra la calotta della galleria.

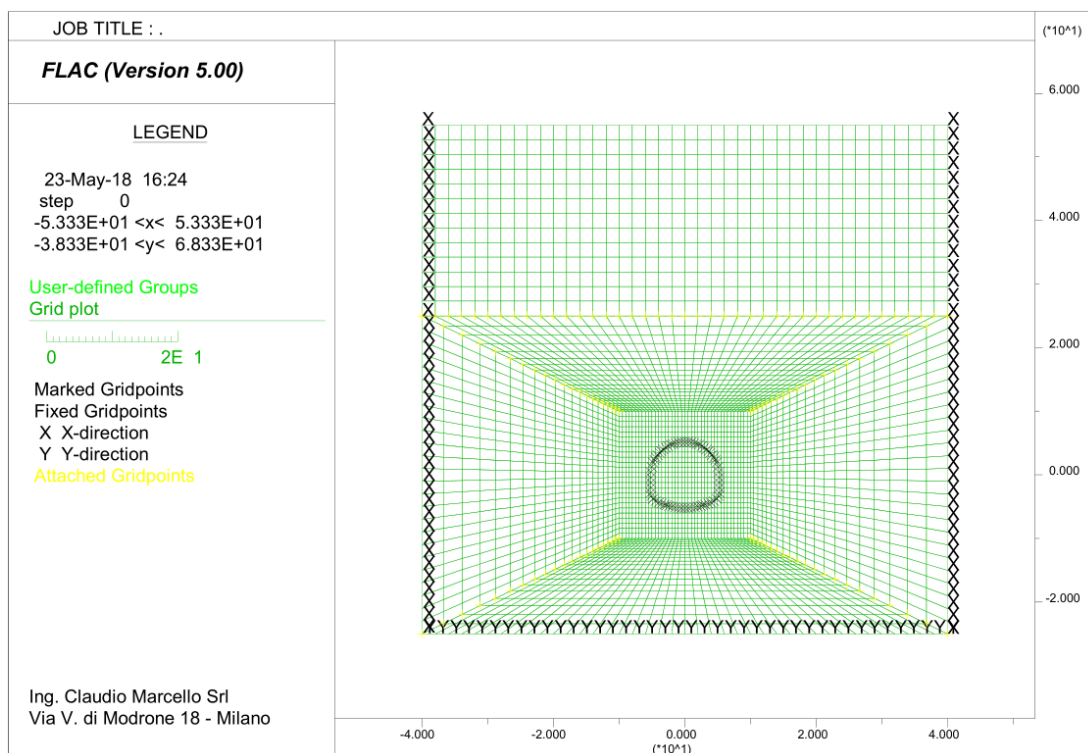


Figura 163 – Geometria del modello della sezione trasversale

Nella prima fase del calcolo si ricercano le condizioni tensionali iniziali, definite dal peso proprio e della deformabilità della roccia costituente l'ammasso.

Si calcola quindi la curva di convergenza dell'ammasso in assenza delle opere di sostegno di prima fase previste. Per simulare le condizioni di deconfinamento dell'ammasso all'intorno del cavo, viene dapprima rimosso il materiale all'interno del cavo e viene sostituito da pressioni σ_r corrispondenti allo stato di sforzo precedente. Queste pressioni sono quindi gradualmente diminuite fino a 0, mentre vengono monitorati gli spostamenti radiali delle pareti del cavo.

Si passa infine all'analisi tensionale e deformativa della sezione della galleria e delle opere di sostegno di prima fase. Il calcolo si articola nelle seguenti fasi:

- 1) Sostituzione della roccia all'interno del cavo con pressioni σ_r corrispondenti.
- 2) Diminuzione delle σ_r fino al 30%.
- 3) Installazione dei supporti di prima fase.
- 4) Diminuzione delle σ_r fino 0, per simulare le condizioni a lungo termine, con fronte lontano.

I principali risultati ottenibili da questo tipo di analisi sono:

- la curva convergenza in assenza di sostegni di prima fase, che lega la pressione di contenimento (riportata in ordinata in percentuale rispetto alla pressione iniziale), allo spostamento radiale al contorno del cavo, ed in particolare al vertice della calotta (riportata in ascissa);

- la curva convergenza ottenuta considerando gli interventi di sostegno di prima fase;
- le azioni sugli interventi di sostegno di prima fase.

10.6.4 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Nella sequenza iterativa di calcolo, il software valuta la massa m per ogni nodo della griglia, la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni, ecc.), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, ed infine determina la forza squilibrata agente sul nodo F_u (denominata "*unbalanced force*", $F_u = F_e - F_i$); affinché il sistema sia in equilibrio, tale forza deve essere nulla, o comunque molto piccola rispetto alle forze applicate e comunque decrescente con il procedere dei passi di calcolo.

La *unbalanced force* è quindi un utile parametro che permette di controllare se il modello ha raggiunto l'equilibrio statico; il sistema, infatti, si considera in equilibrio quando la massima forza non bilanciata è piccola rispetto a quelle applicate. Se l'*unbalanced force* si attesta ad un valore costante non nullo significa che, probabilmente, si stanno verificando rotture o deformazioni plastiche all'interno del modello.

Si è verificato che per tutti i casi di calcolo l'andamento dell'*unbalanced force* è regolare e corretto; inoltre, il campo delle deformazioni è per tutte le analisi uniforme e logico, ed i valori delle velocità dei nodi a fine analisi è sempre ridottissimo.

I risultati ottenuti, in particolare in termini di convergenza del cavo, sono stati confrontati con quelli ottenuti in via speditiva attraverso il metodo delle linee caratteristiche, che fornisce utili informazioni circa la convergenza radiale del cavo di una galleria in funzione della pressione di contenimento applicata alle pareti della galleria stessa. I risultati delle analisi numeriche sono sempre risultati in ottimo accordo con quelli derivanti da questo metodo analitico.

Tutti questi aspetti dimostrano che i calcoli sono stati svolti correttamente e quindi i risultati ottenuti sono da ritenersi validi ed accettabili.

10.7. CASO A1 – CLASSE III – GSI=52 – Z=70 M

10.7.1 ANALISI ASSIALSIMMETRICA

In Figura 164 e Figura 165 si riportano i grafici degli spostamenti radiali calcolati in funzione della distanza del fronte di scavo, rispettivamente senza e con il rivestimento provvisorio composto da uno strato di spritz-beton di 10 cm. I valori significativi sono riassunti in Tabella 150.

Distanza dal fronte [m]	Spostamento radiale in assenza di sostegni di prima fase [mm]	Spostamento radiale con sostegni di prima fase [mm]
0	2,5	2,5
45	11,4	10,9

Tabella 150 – Risultati dei calcoli dell'analisi assialsimmetrica: spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte

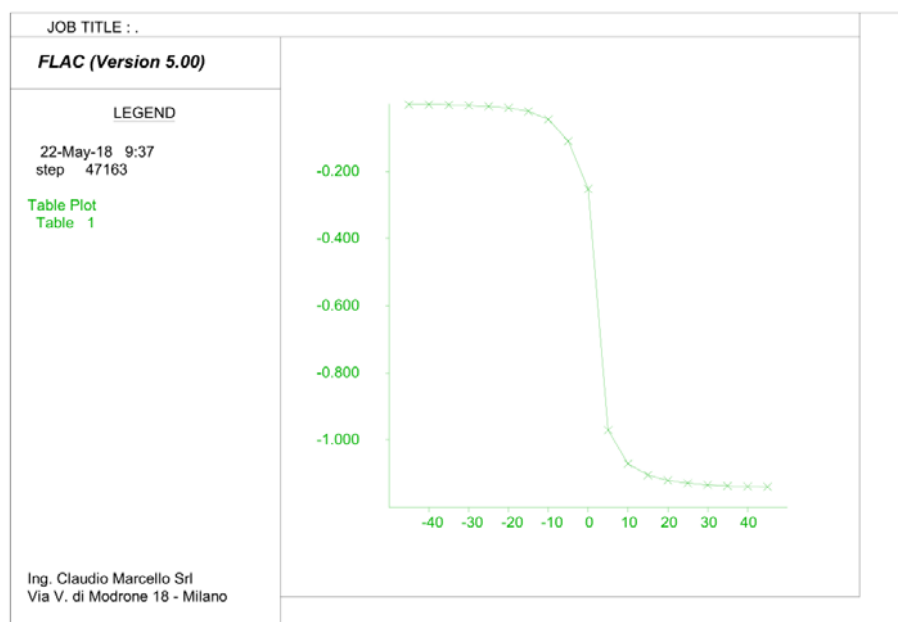


Figura 164 – Spostamenti radiali (asse y, valori in millimetri) in funzione della distanza dal fronte (asse x, valori in metri) – In assenza di sostegni di prima fase

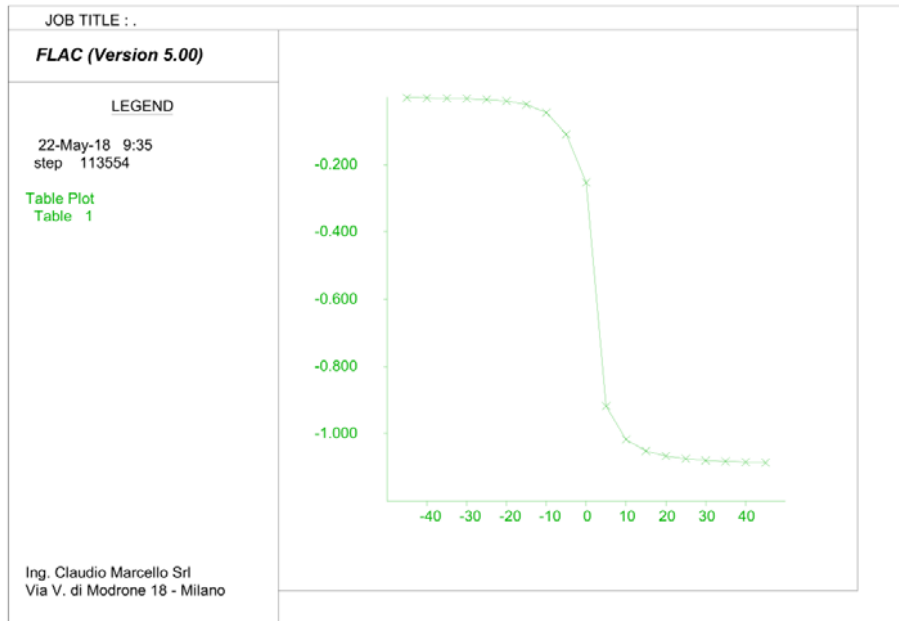


Figura 165 – *Spostamenti radiali (asse y, valori in millimetri) in funzione della distanza dal fronte (asse x, valori in metri) – In presenza di sostegni di prima fase*

In Figura 166 è riportato il contour degli spostamenti calcolati in corrispondenza del fronte di scavo, avendo simulato i sostegni di prima fase. In Figura 167 sono indicate le zone plasticizzate in corrispondenza del fronte.

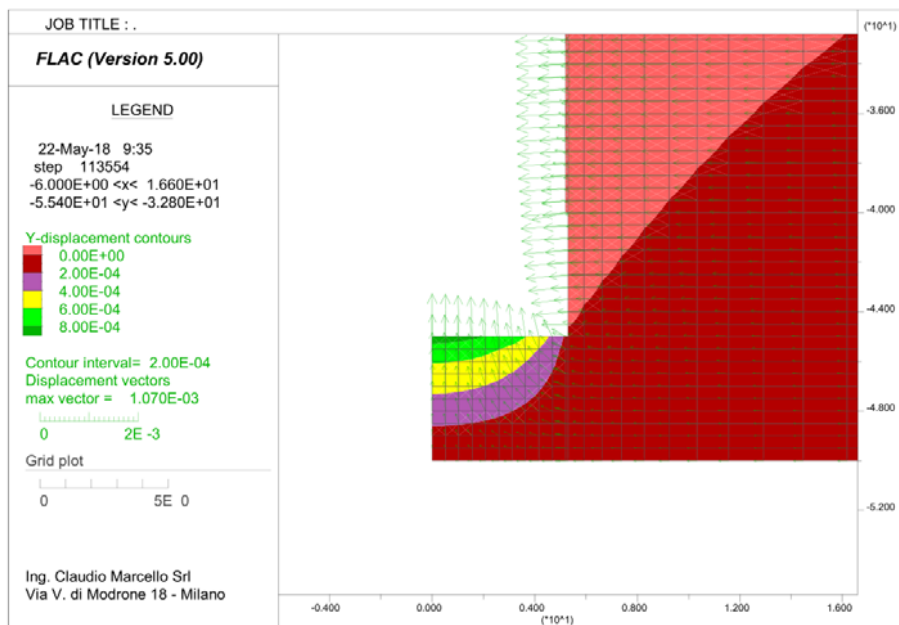


Figura 166 – *Spostamenti al fronte*

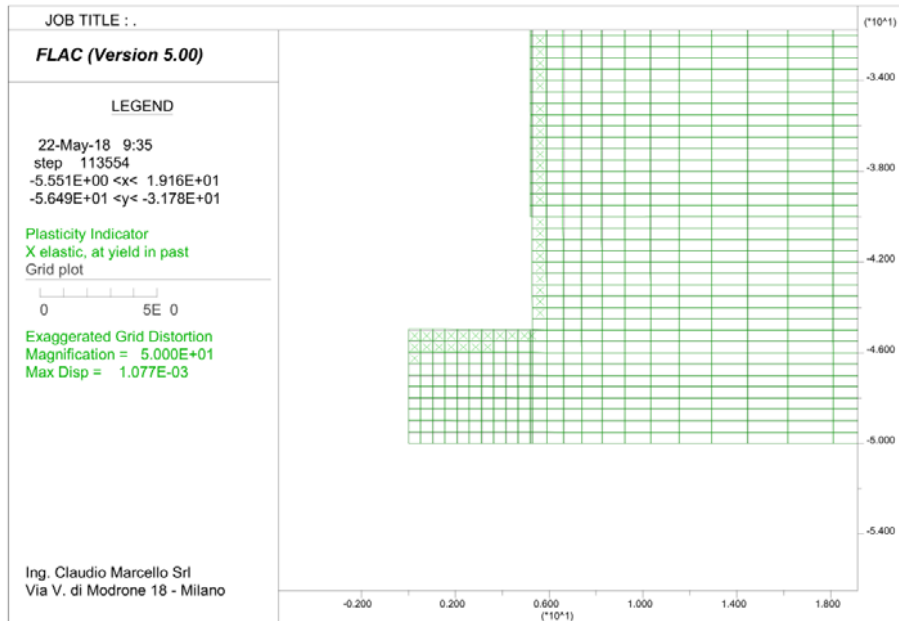


Figura 167 – Zone plasticizzate al fronte

10.7.2 ANALISI DELLA SEZIONE TRASVERSALE

In Figura 168 e Figura 169 si riportano le curve di convergenza calcolate rispettivamente senza e con il rivestimento provvisorio; in Figura 170 il contour delle deformate a fine analisi con interventi di presostegno.

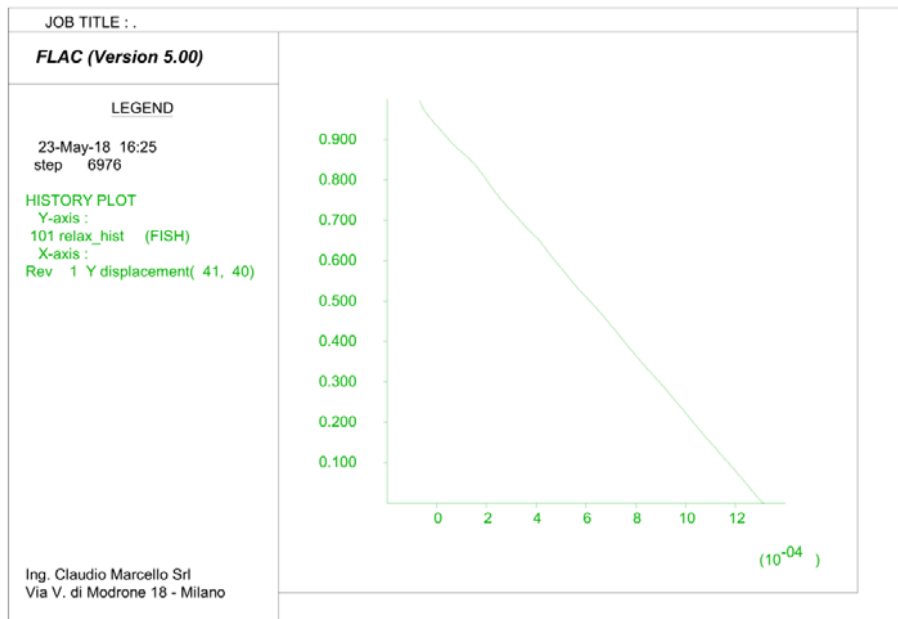


Figura 168 – Curva di convergenza senza interventi di sostegno di prima fase

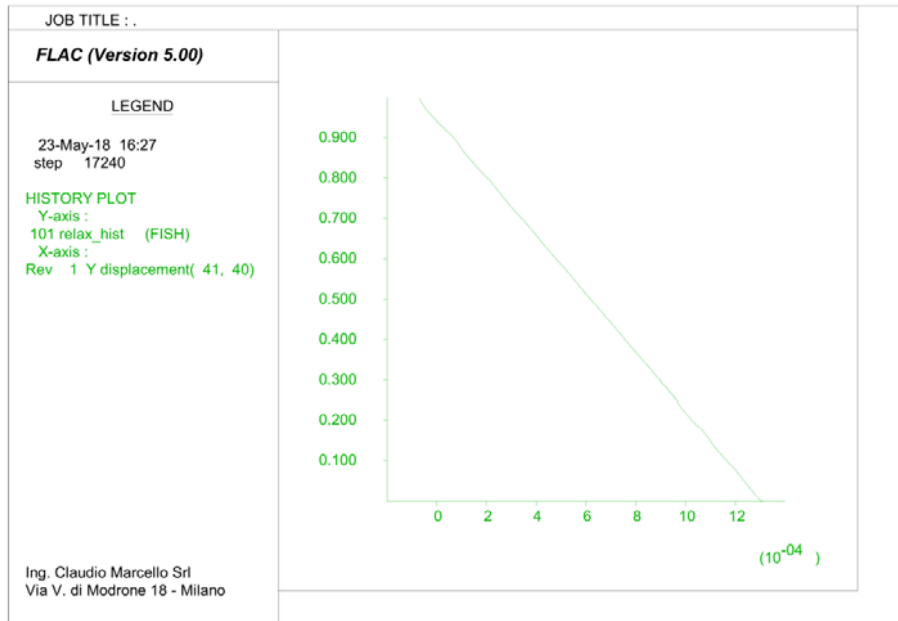


Figura 169 – Curva di convergenza con gli interventi di sostegno di prima fase previsti

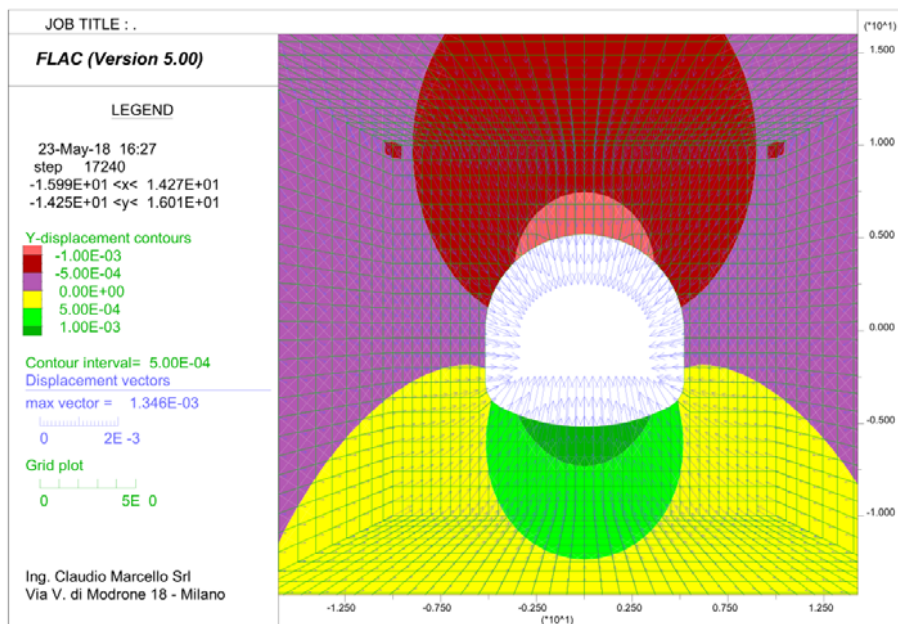


Figura 170 – Contour delle deformazioni a fine analisi

L'analisi assialsimmetrica e quella della sezione trasversale sono del tutto coerenti tra loro, e permettono di concludere quanto segue:

- le curve di convergenza ottenute sono praticamente identiche nei casi con e senza priverivestimento;
- il fronte di scavo è stabile; lo stato tensionale al contorno del cavo si mantiene in campo prevalentemente elastico;
- il comportamento del cavo è stabile e si mantiene in campo assolutamente lineare;
- le deformazioni attese al fronte e le convergenze sono di piccolissima entità,

praticamente trascurabili, cioè dell'ordine del millimetro.

In queste condizioni, non sarebbero necessari interventi di sostegno dello scavo in prima fase, se non localizzati; si prevede comunque l'intervento in progetto, composto da chiodatura sistematica in calotta e spritz-beton da 10 cm, visto anche che il rivestimento definitivo non verrà gettato prima di 2÷3 mesi dal termine dello scavo.

Infine, in Figura 171 si riporta la curva di convergenza, in assenza di prerinvestimento, ottenuta con la Combinazione 2 dei parametri, e cioè con i parametri della roccia ridotti dei coefficienti γ_M : la deformazione massima risulta di 1,36 mm, di pochissimo superiore rispetto alla combinazione con parametri caratteristici; il cavo si mantiene in campo elastico ed assolutamente stabile.

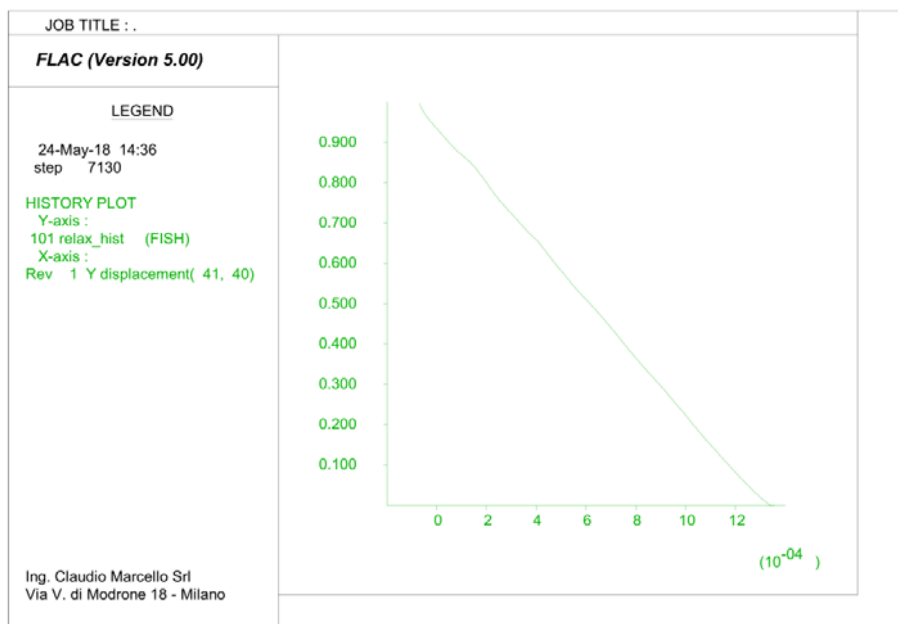


Figura 171 – Curva di convergenza con parametri geotecnici di progetto

10.7.3 VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI SOSTEGNO

In Figura 172 e Figura 173 si riportano azioni assiali e momenti flettenti negli elementi di rinforzo previsti.

In linea con le considerazioni espresse in precedenza, i valori ricavati sono estremamente ridotti, tali da rendere superflue le specifiche verifiche strutturali.

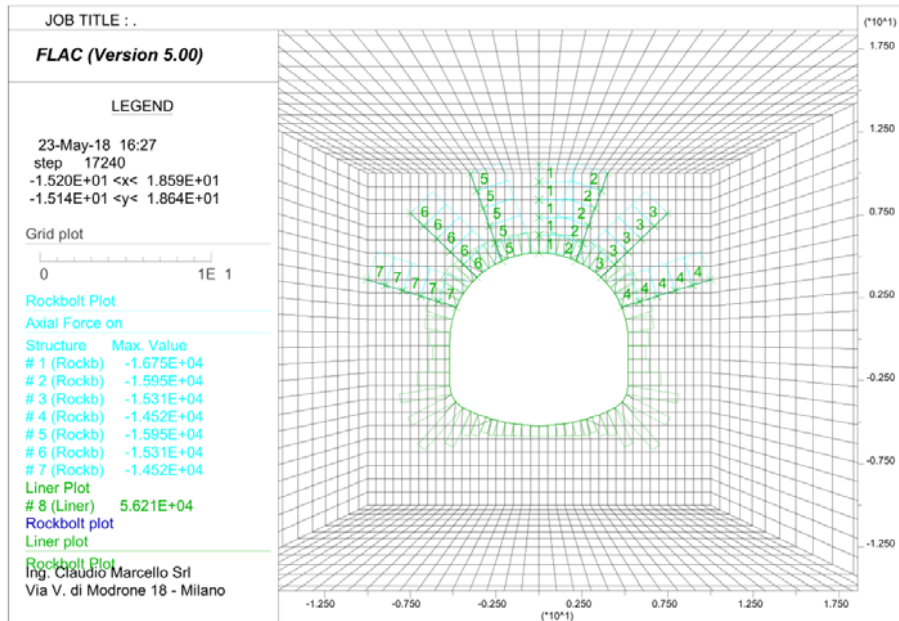


Figura 172 – Azioni assiali sugli interventi di supporto (chiodi in calotta e spritz-beton)

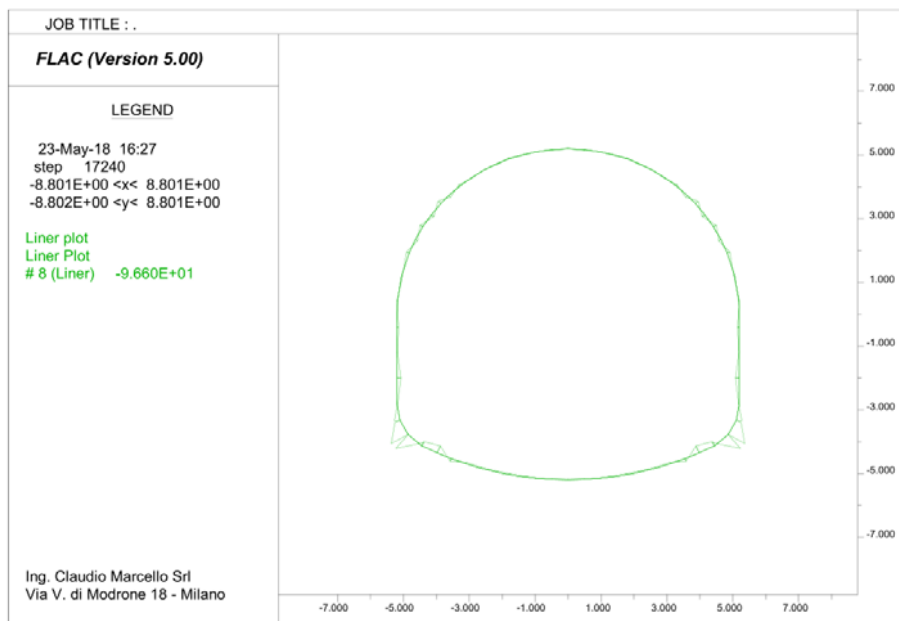


Figura 173 – Momenti flettenti nello spritz-beton

10.8. CASO A2 – CLASSE III – GSI=52 – Z=45 M

10.8.1 ANALISI ASSIALSIMMETRICA

In Figura 174 e Figura 175 si riportano i grafici degli spostamenti radiali calcolati in funzione della distanza del fronte di scavo, rispettivamente senza e con il rivestimento provvisorio composto da uno strato di spritz-beton di 10 cm. I valori significativi sono riassunti in Tabella 151.

Distanza dal fronte [m]	Spostamento radiale in assenza di sostegni di prima fase [mm]	Spostamento radiale con sostegni di prima fase [mm]
0	1,6	1,6
45	7,3	7,0

Tabella 151 – Risultati dei calcoli dell'analisi assialsimmetrica: spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte

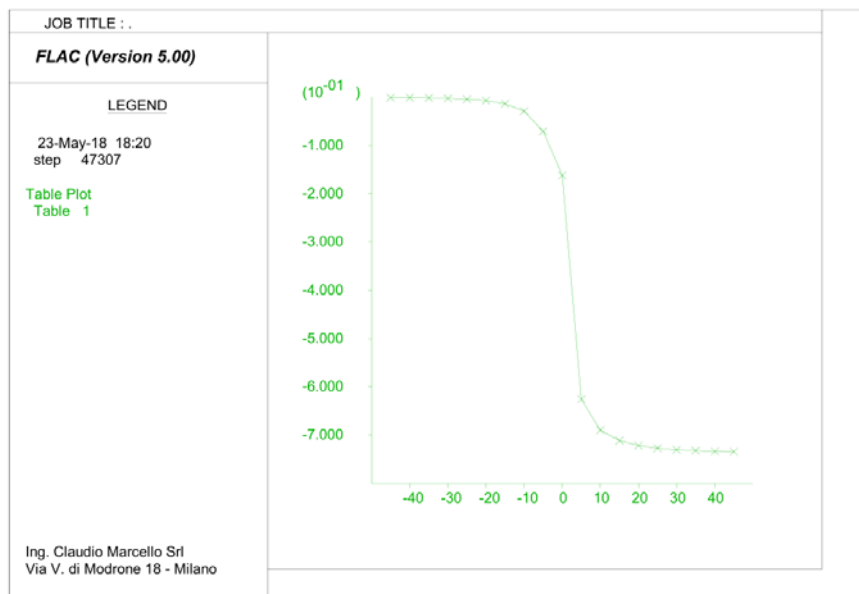


Figura 174 – Spostamenti radiali (asse y, valori in millimetri) in funzione della distanza dal fronte (asse x, valori in metri) – In assenza di sostegni di prima fase

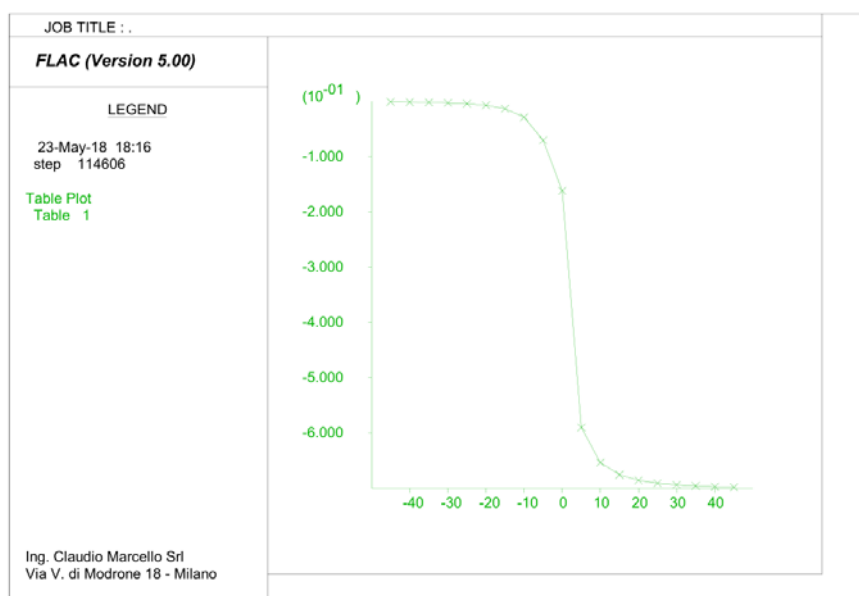


Figura 175 – Spostamenti radiali (asse y, valori in millimetri) in funzione della distanza dal fronte (asse x, valori in metri) – In presenza di sostegni di prima fase

10.8.2 ANALISI DELLA SEZIONE TRASVERSALE

In Figura 176 e Figura 177 si riportano le curve di convergenza calcolate rispettivamente senza e con il rivestimento provvisorio.

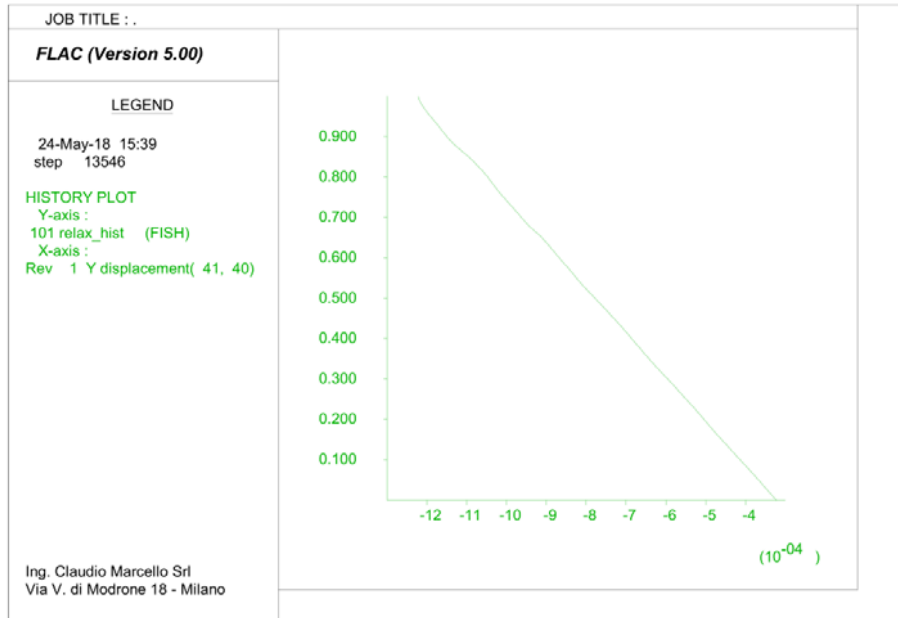


Figura 176 – Curva di convergenza senza interventi di sostegno di prima fase

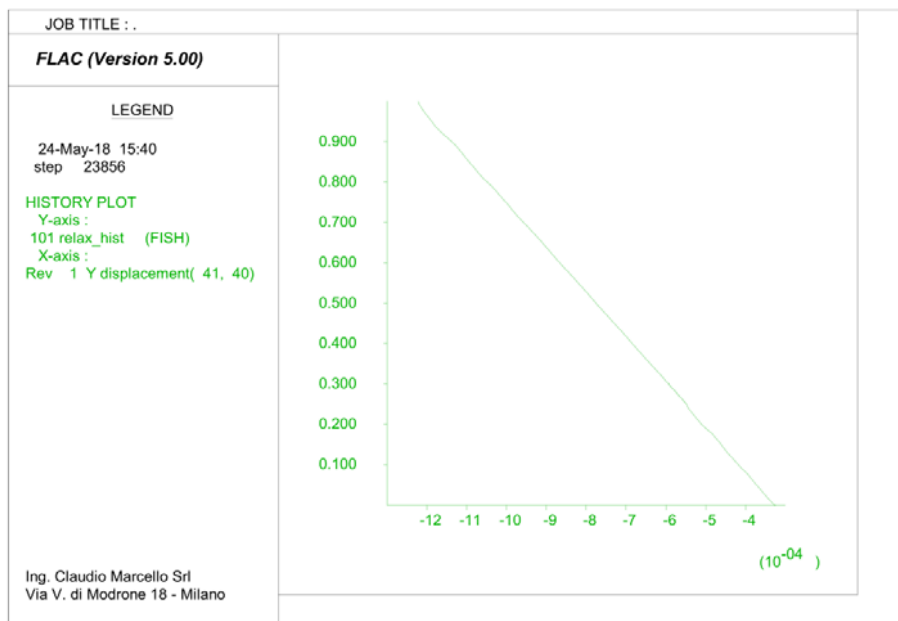


Figura 177 – Curva di convergenza con gli interventi di sostegno di prima fase previsti

I risultati esposti sia dell'analisi assialsimmetrica che di quella della sezione trasversale, messi a confronto con quelli del caso precedente (caso A1, §10.7), dimostrano che il caso in esame, con copertura di 45 m, è meno gravoso rispetto a quello con copertura di 70 m, già calcolato; si omettono pertanto ulteriori verifiche.

10.9. CASO B1 – CLASSE IV – GSI=45 – Z=70 M

10.9.1 ANALISI ASSIALSIMMETRICA

In Figura 178 e Figura 179 si riportano i grafici degli spostamenti radiali calcolati in funzione della distanza del fronte di scavo, rispettivamente senza e con il rivestimento provvisorio composto da uno strato di spritz-beton di 10 cm e centine costituite da 2 IPE 200 accoppiate, ad interasse di 1,5 m. I valori significativi sono riassunti in Tabella 152.

Distanza dal fronte [m]	Spostamento radiale in assenza di sostegni di prima fase [mm]	Spostamento radiale con sostegni di prima fase [mm]
0	2,9	2,3
34	11,9	5,2

Tabella 152 – Risultati dei calcoli dell'analisi assialsimmetrica: spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte

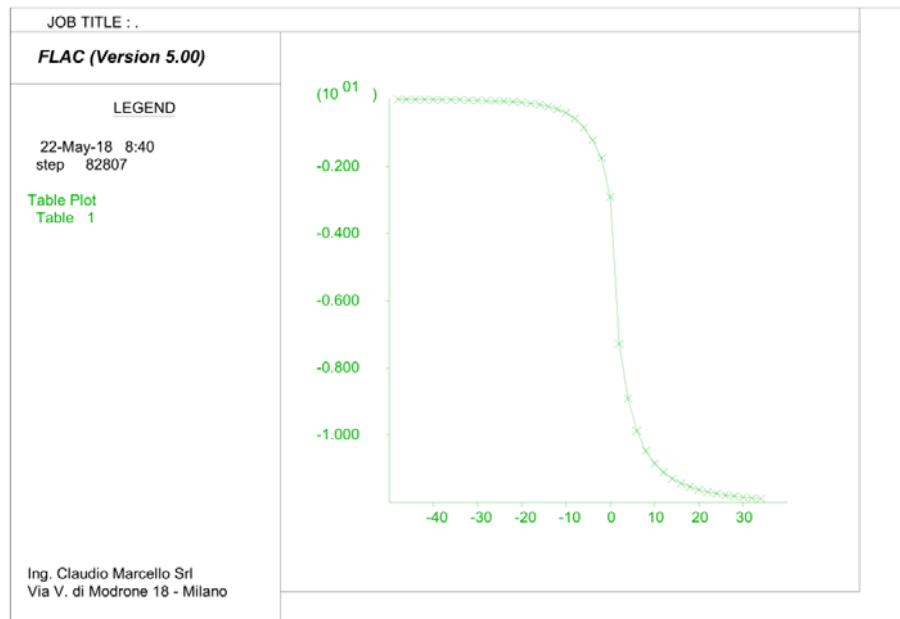


Figura 178 – Spostamenti radiali (asse y, valori in millimetri) in funzione della distanza dal fronte (asse x, valori in metri) – In assenza di sostegni di prima fase

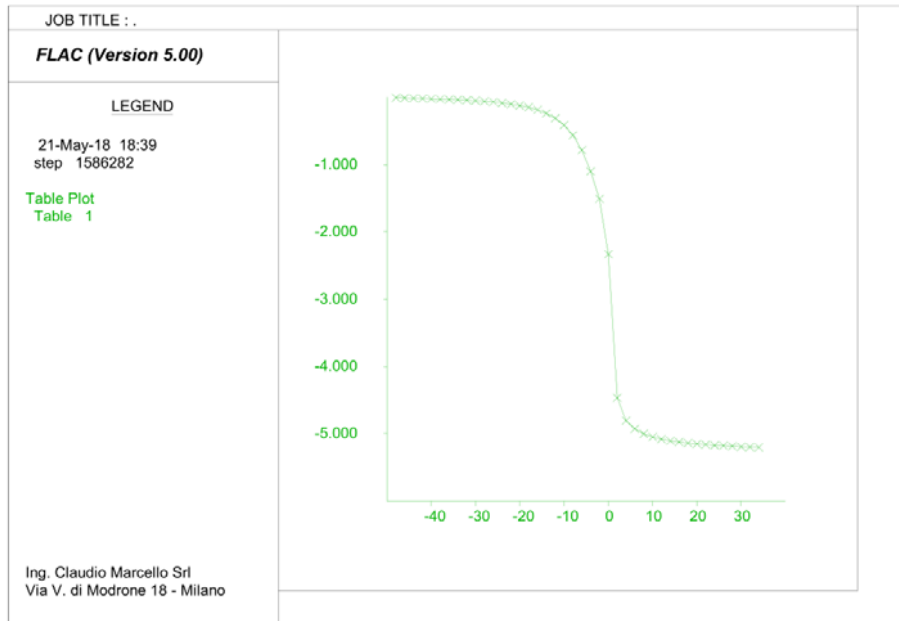


Figura 179 – *Spostamenti radiali (asse y, valori in millimetri) in funzione della distanza dal fronte (asse x, valori in metri) – In presenza di sostegni di prima fase*

In Figura 180 è riportato il contour degli spostamenti calcolati in corrispondenza del fronte di scavo, avendo simulato i sostegni di prima fase. In Figura 181 sono indicate le zone plasticizzate in corrispondenza del fronte.

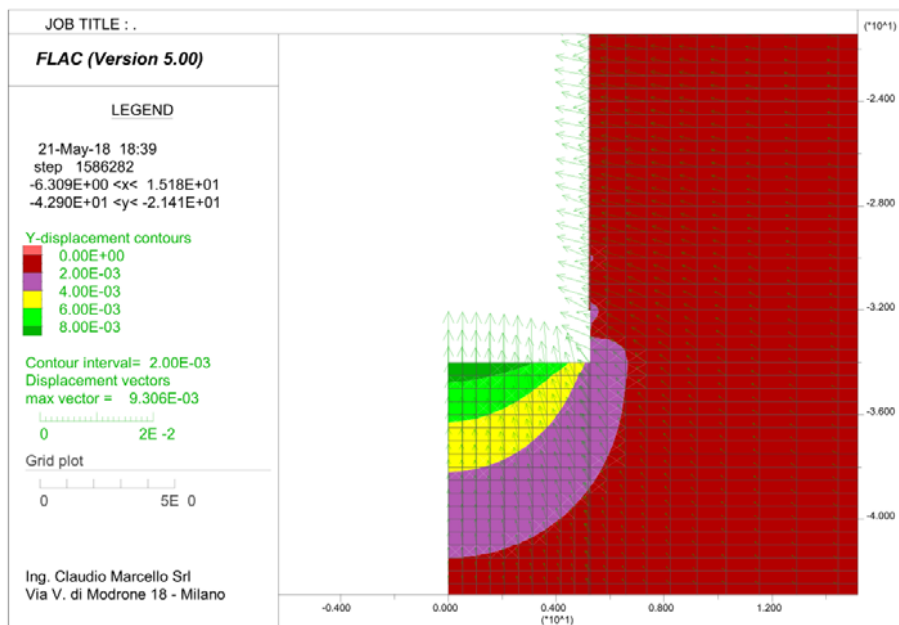


Figura 180 – *Spostamenti al fronte*

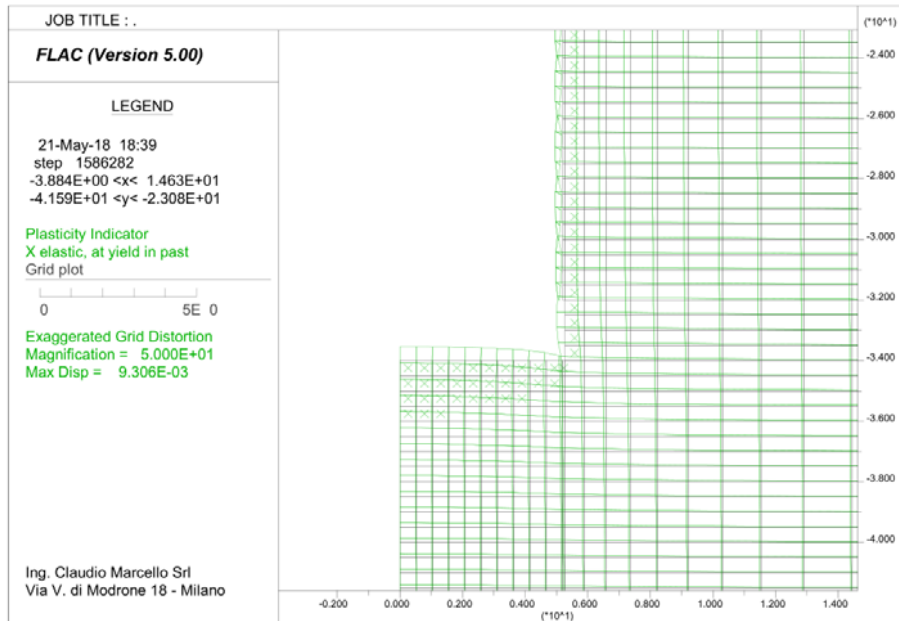


Figura 181 – Zone plasticizzate al fronte

10.9.2 ANALISI DELLA SEZIONE TRASVERSALE

In Figura 182 e Figura 183 si riportano le curve di convergenza calcolate rispettivamente senza e con il rivestimento provvisorio; in Figura 184 il contour delle deformate a fine analisi con interventi di presostegno.

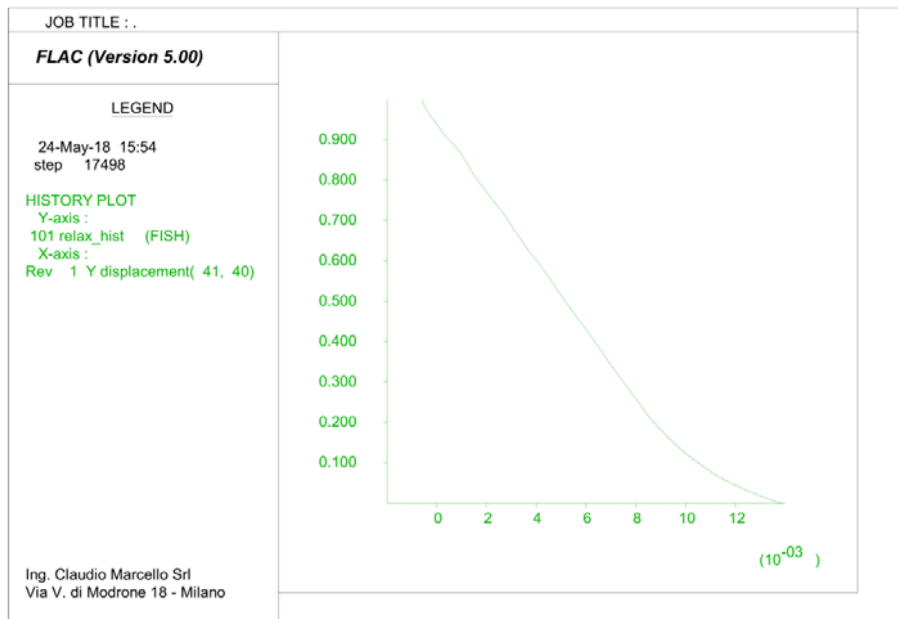


Figura 182 – Curva di convergenza senza interventi di sostegno di prima fase

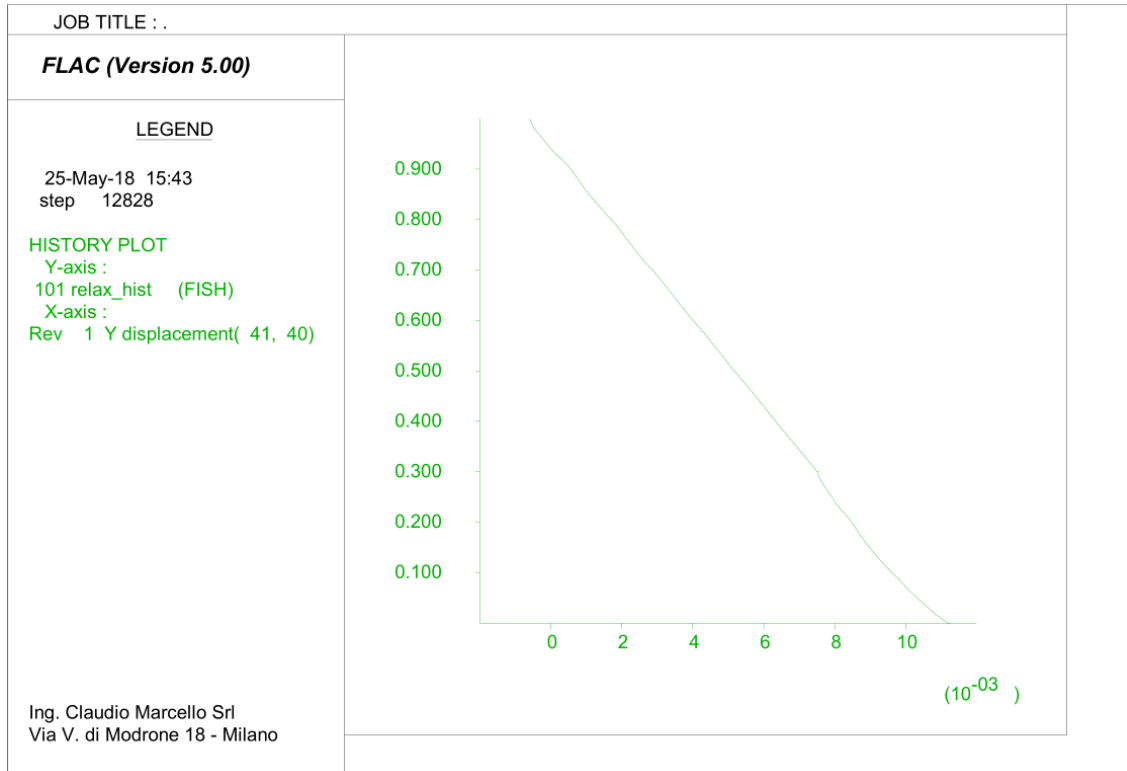


Figura 183 – Curva di convergenza con gli interventi di sostegno di prima fase previsti

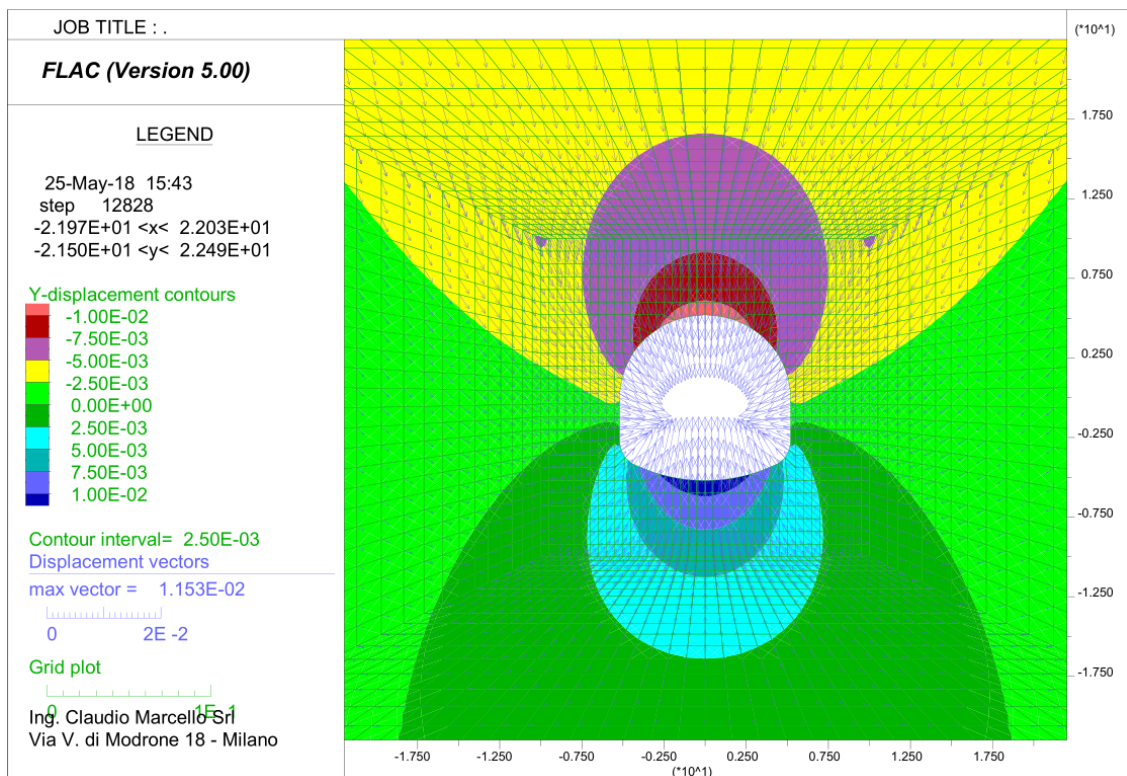


Figura 184 – Contour delle deformazioni a fine analisi

L'analisi assialsimmetrica e quella della sezione trasversale sono del tutto coerenti tra loro, e permettono di concludere quanto segue:

- il fronte di scavo è stabile; le zone plasticizzate sono estremamente limitate;
- il comportamento del cavo è stabile; le analisi in assenza di interventi mostrano una leggera plasticizzazione una volta avvenuto circa l'80% dello scarico, pur rimanendo le deformazioni entro valori modesti (meno di 15 mm);
- le deformazioni attese al fronte e le convergenze sono sempre di modesta entità, cioè dell'ordine del centimetro in presenza di interventi di prima fase.

Infine, in Figura 185 e Figura 186 si riportano le curve di convergenza, in assenza ed in presenza di priverivestimento, ottenute con la Combinazione 2 dei parametri, e cioè con i parametri della roccia ridotti dei coefficienti γ_M : la deformazione massima risulta di 18 mm in assenza di sostegni e di 11,5 mm con gli interventi previsti; il cavo si mantiene pertanto assolutamente stabile.

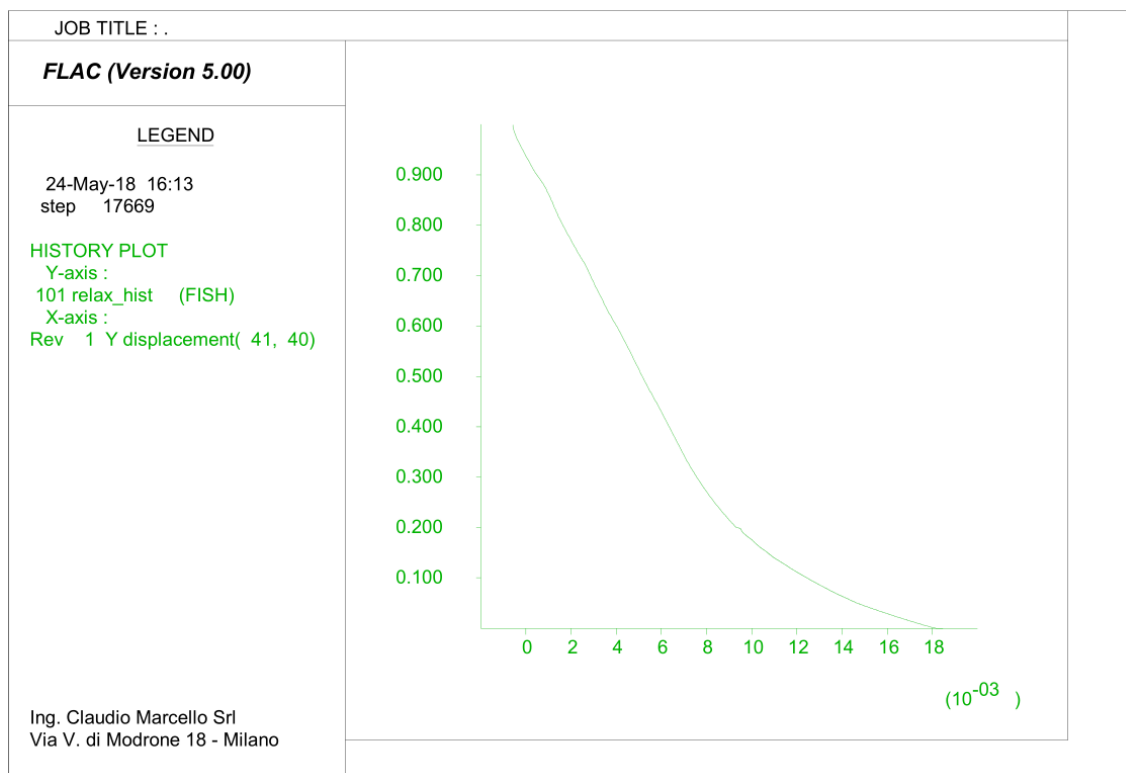


Figura 185 – *Curva di convergenza con parametri geotecnici di progetto – In assenza di sostegni*

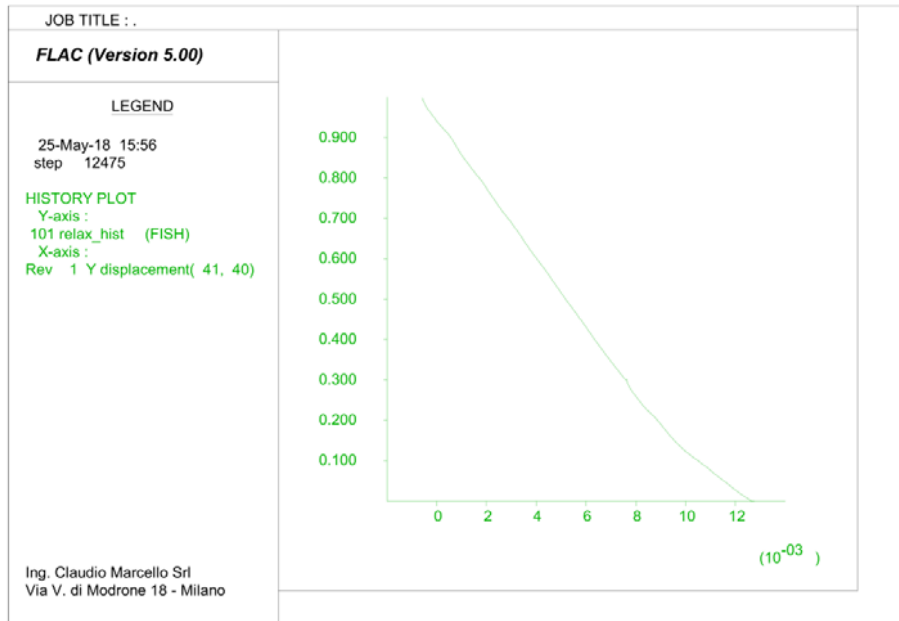


Figura 186 – Curva di convergenza con parametri geotecnici di progetto – Con i sostegni di prima fase

10.9.3 VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI SOSTEGNO

In Figura 187 e Figura 188 si riportano azioni assiali, i momenti flettenti ed i tagli negli elementi di rinforzo previsti.

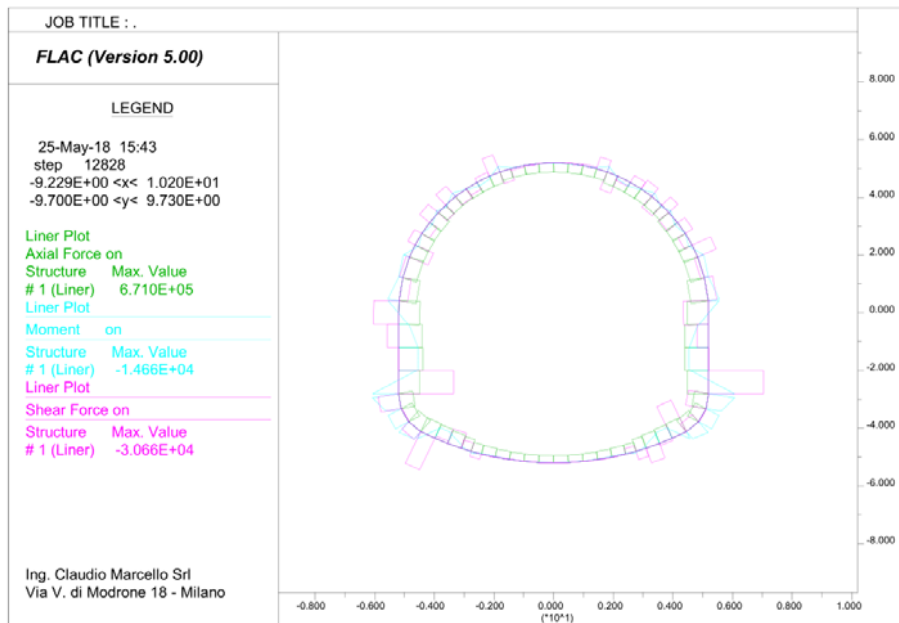


Figura 187 – Azioni sulle centine

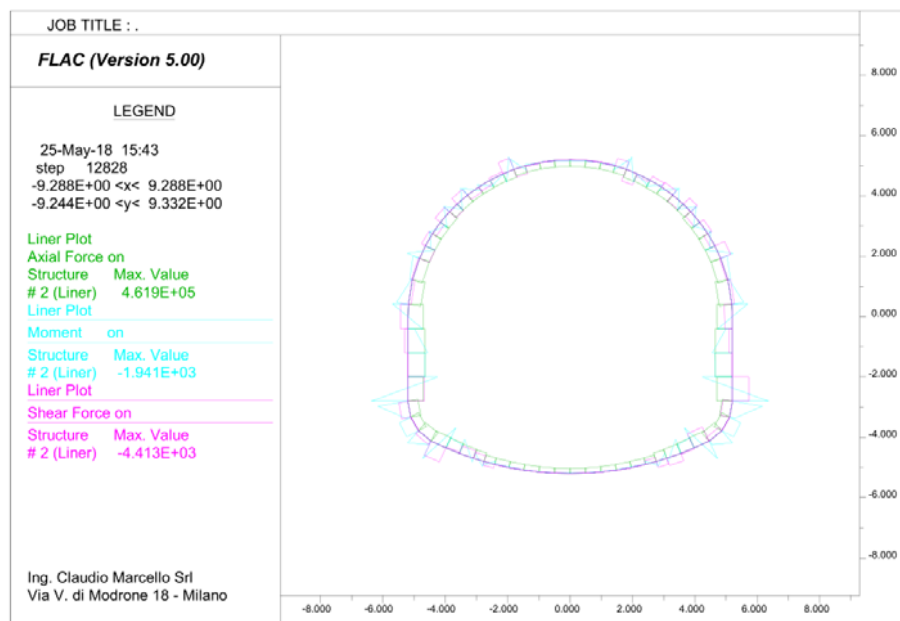


Figura 188 – Azioni sullo spritz-beton

L'elemento delle centine più sollecitato è quello alle reni, dove dal calcolo si ottiene (valori al metro di sviluppo di galleria):

$$N = 6,71 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$M = 1,10 \cdot 10^4 \text{ Nm}$$

$$V = 1,88 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Pertanto, le azioni di progetto su ciascuna delle due IPE 200 si ricavano moltiplicando per 1,5 m (interasse di ciascuna coppia di centine), dividendo per 2 (numero di centine accoppiate) e moltiplicando per 1,3 (coefficiente parziale γ_G):

$$N_{Ed} = 654 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 11 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 0,2 \text{ kN}$$

Si ottengono conseguentemente le seguenti tensioni nell'acciaio:

$$\sigma_{max} = N_{Ed} / A + M_{Ed} / W = 285 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = V_{Ed} / A_v \approx 0$$

$$\sigma_{eq} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0,5} = 285 \text{ N/mm}^2$$

Essendo $\sigma_{eq} < f_{yk}/\gamma_{M0} = 388 \text{ N/mm}^2$ la verifica di resistenza delle centine è soddisfatta.

Analogamente, per l'elemento più sollecitato dello spritz-beton:

$$N = 4,62 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$M = 9,30 \cdot 10^2 \text{ Nm}$$

ed il massimo taglio è:

$$V = 4,41 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Pertanto, le azioni di progetto sono:

$$N_{Ed} = 600 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 6 \text{ kN}$$

Si ottengono conseguentemente le seguenti tensioni nello spritz-beton:

$$\sigma_1 = N_{Ed} / A + M_{Ed} / W = +5,05 \text{ N/mm}^2 \text{ (di compressione)}$$

$$\sigma_2 = N_{Ed} / A - M_{Ed} / W = +3,96 \text{ N/mm}^2 \text{ (di compressione)}$$

$$\tau = V_{Ed} / A_v = 0,05 \text{ N/mm}^2$$

Valori ammissibili per lo spritz-beton armato con fibre previsto; pertanto la verifica di resistenza è soddisfatta.

10.10. CASO B2 – CLASSE IV – GSI=45 – Z=45 M

10.10.1 ANALISI ASSIALSIMMETRICA

In Figura 189 e Figura 190 si riportano i grafici degli spostamenti radiali calcolati in funzione della distanza del fronte di scavo, rispettivamente senza e con il rivestimento provvisorio composto da uno strato di spritz-beton di 10 cm e da centine IPE 200 accoppiate, ad interasse di 1,5 m. I valori significativi sono riassunti in Tabella 153.

Distanza dal fronte [m]	Spostamento radiale in assenza di sostegni di prima fase [mm]	Spostamento radiale con sostegni di prima fase [mm]
0	1,6	1,3
34	6,7	3,2

Tabella 153 – Risultati dei calcoli dell'analisi assialsimmetrica: spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte

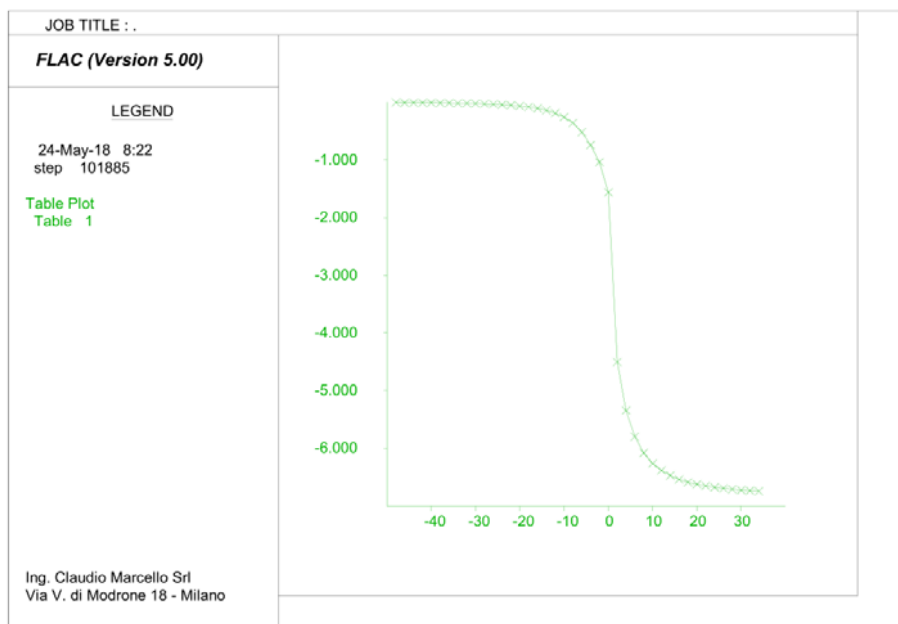


Figura 189 – *Spostamenti radiali (asse y, valori in millimetri) in funzione della distanza dal fronte (asse x, valori in metri) – In assenza di sostegni di prima fase*

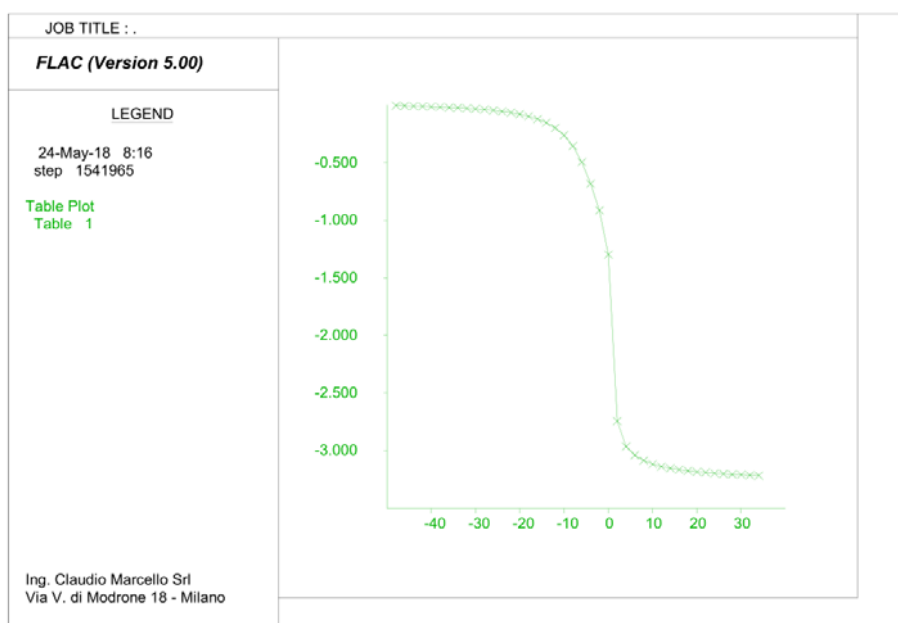


Figura 190 – *Spostamenti radiali (asse y, valori in millimetri) in funzione della distanza dal fronte (asse x, valori in metri) – In presenza di sostegni di prima fase*

10.10.2 ANALISI DELLA SEZIONE TRASVERSALE

In Figura 191 e Figura 192 si riportano le curve di convergenza calcolate rispettivamente senza e con il rivestimento provvisorio.

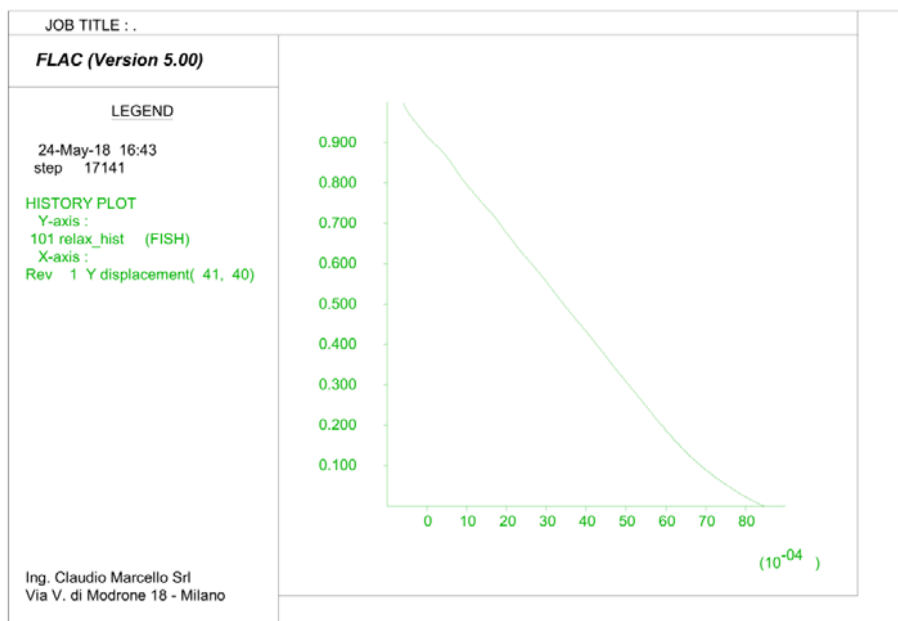


Figura 191 – Curva di convergenza senza interventi di sostegno di prima fase

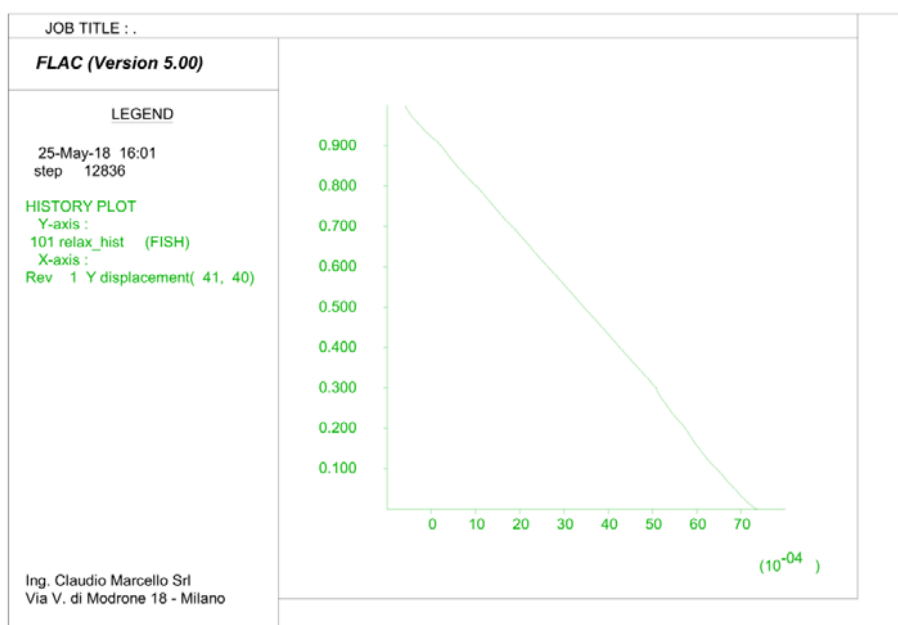


Figura 192 – Curva di convergenza con gli interventi di sostegno di prima fase previsti

I risultati esposti sia dell'analisi assialsimmetrica che di quella della sezione trasversale, messi a confronto con quelli del caso precedente (caso B1, §10.9), dimostrano che il caso in esame, con copertura di 45 m, è meno gravoso rispetto a quello con copertura di 70 m, già calcolato; si omettono pertanto ulteriori verifiche.

10.11. CASO C1 – CLASSE IV – GSI=32 – Z=70 M

10.11.1 ANALISI ASSIALSIMMETRICA

In Figura 193 e Figura 194 si riportano i grafici degli spostamenti radiali calcolati in

funzione della distanza del fronte di scavo, rispettivamente senza e con il rivestimento provvisorio composto da uno strato di spritz-beton di 20 cm e centine costituite da 2 HE 240 A accoppiate, ad interasse di 1,5 m. I valori significativi sono riassunti in Tabella 154.

Distanza dal fronte [m]	Spostamento radiale in assenza di sostegni di prima fase [mm]	Spostamento radiale con sostegni di prima fase [mm]
0	9,2	6,5
34	35,4	9,4

Tabella 154 – Risultati dei calcoli dell'analisi assialsimmetrica: spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte

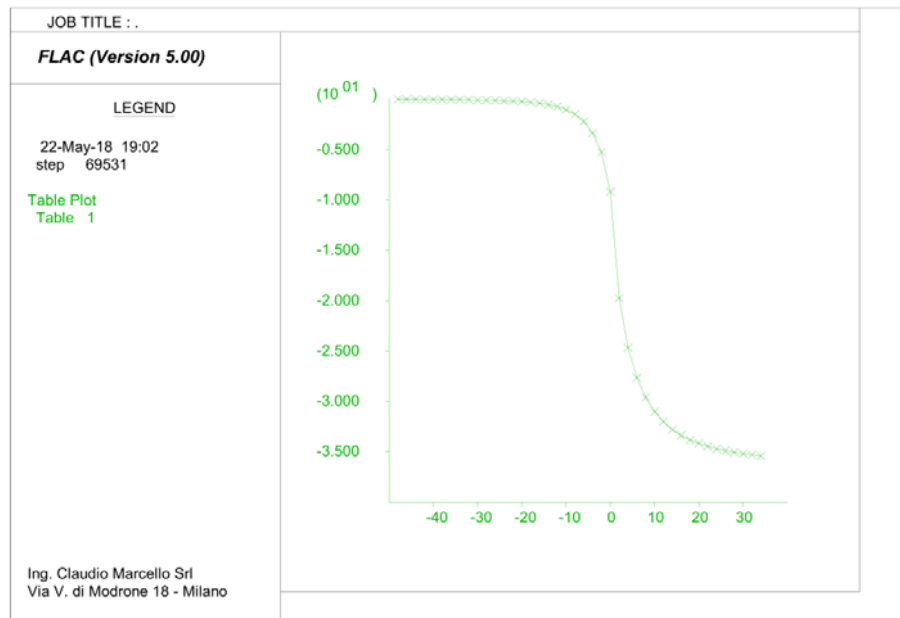


Figura 193 – Spostamenti radiali (asse y, valori in millimetri) in funzione della distanza dal fronte (asse x, valori in metri) – In assenza di sostegni di prima fase

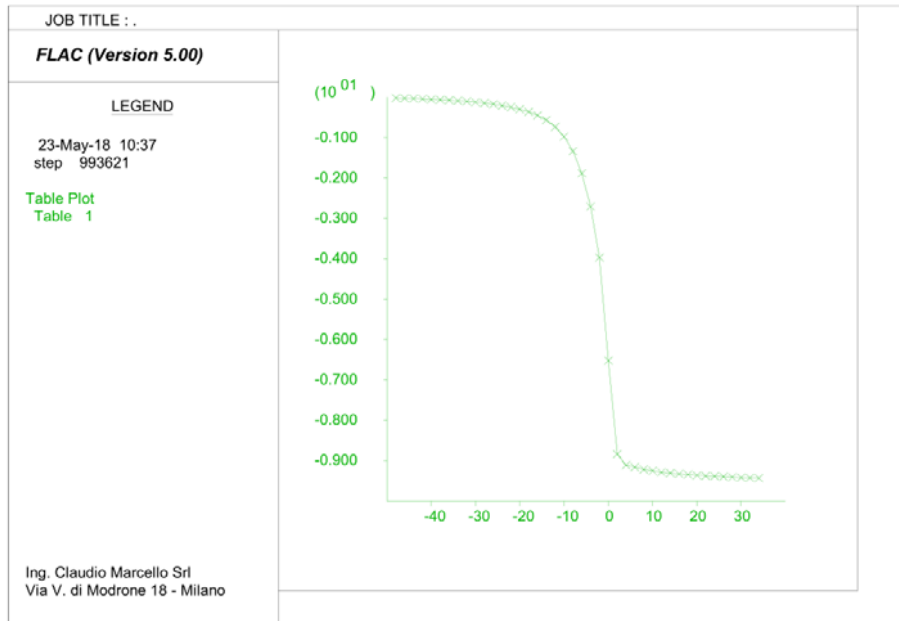


Figura 194 – Spostamenti radiali (asse y, valori in millimetri) in funzione della distanza dal fronte (asse x, valori in metri) – In presenza di sostegni di prima fase

In Figura 195 e Figura 196 è riportato il contour degli spostamenti calcolati in corrispondenza del fronte di scavo, avendo simulato i sostegni di prima fase. In Figura 196 sono indicate le zone plasticizzate in corrispondenza del fronte.

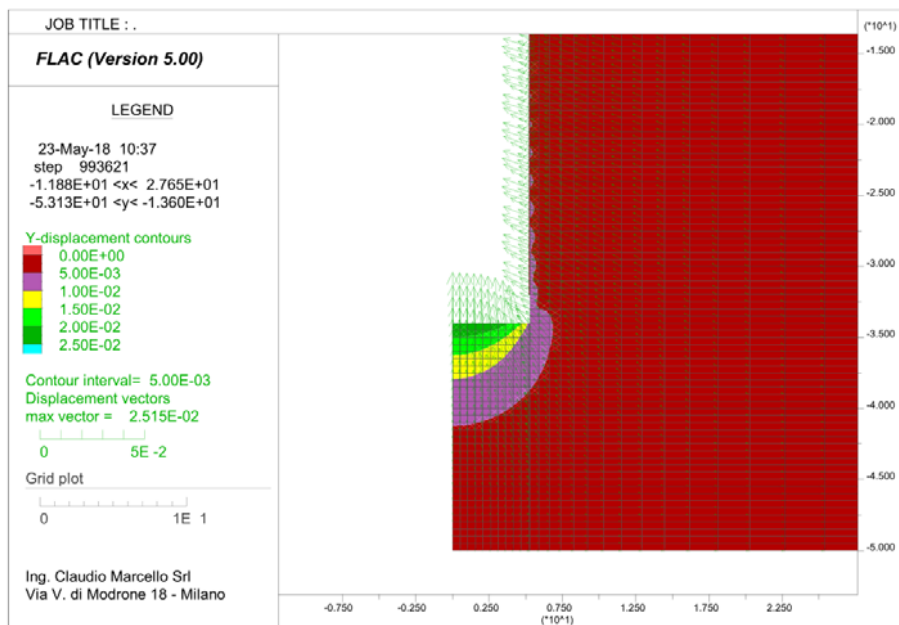


Figura 195 – Spostamenti al fronte

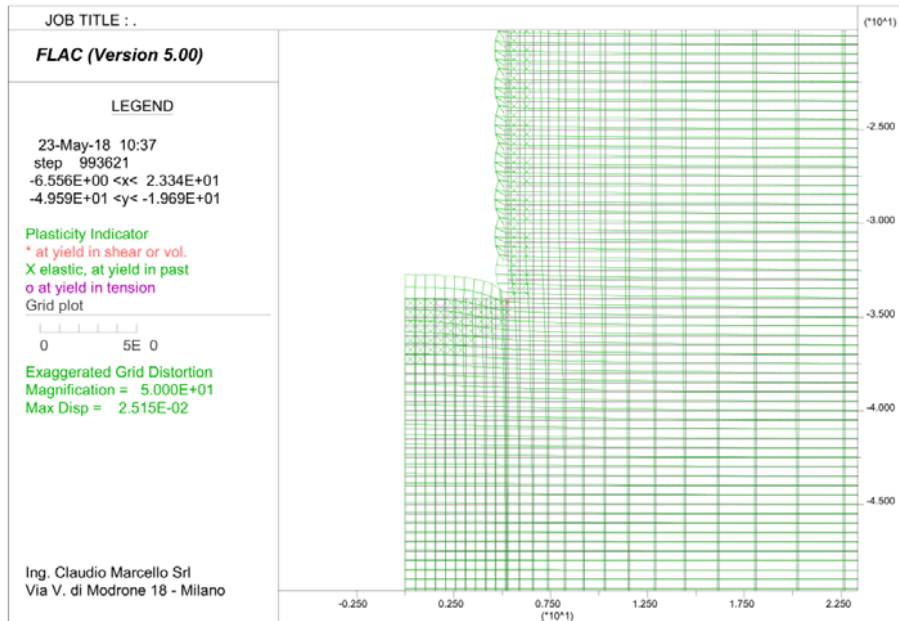


Figura 196 – Zone plasticizzate al fronte

10.11.2 ANALISI DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Nell'analisi della sezione trasversale non è stato introdotto il previsto intervento di chiodatura ad ombrello in calotta, difficilmente modellabile in una analisi bidimensionale, se non ricorrendo ad un incremento forfetario delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso interessato. La sua presenza comporta una sicura riduzione delle convergenze calcolate e delle azioni trasmesse al prerivestimento.

In Figura 197 e Figura 198 si riportano le curve di convergenza calcolate rispettivamente senza e con il rivestimento provvisorio; in Figura 199 il contour delle deformate a fine analisi con interventi di presostegno.

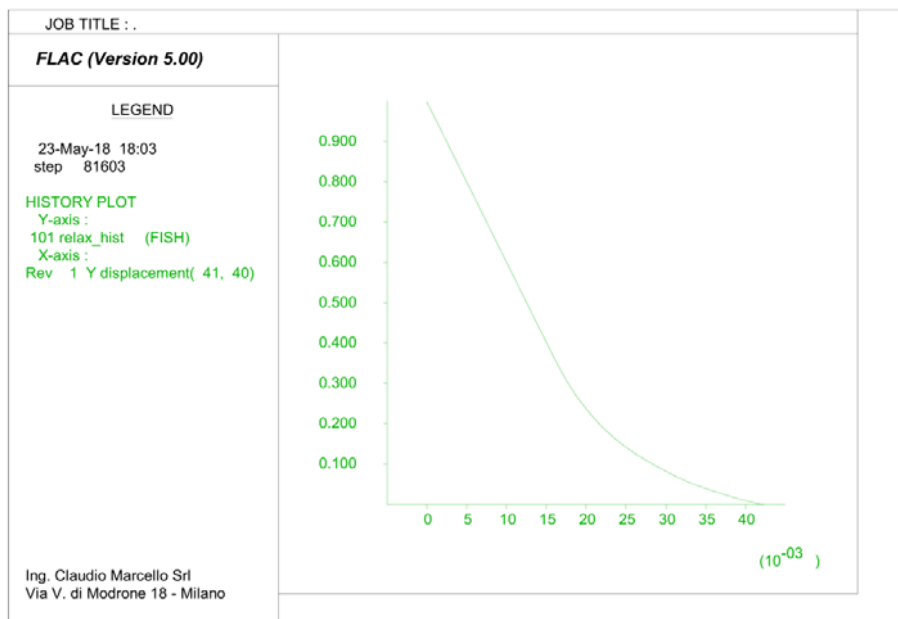


Figura 197 – Curva di convergenza senza interventi di sostegno di prima fase

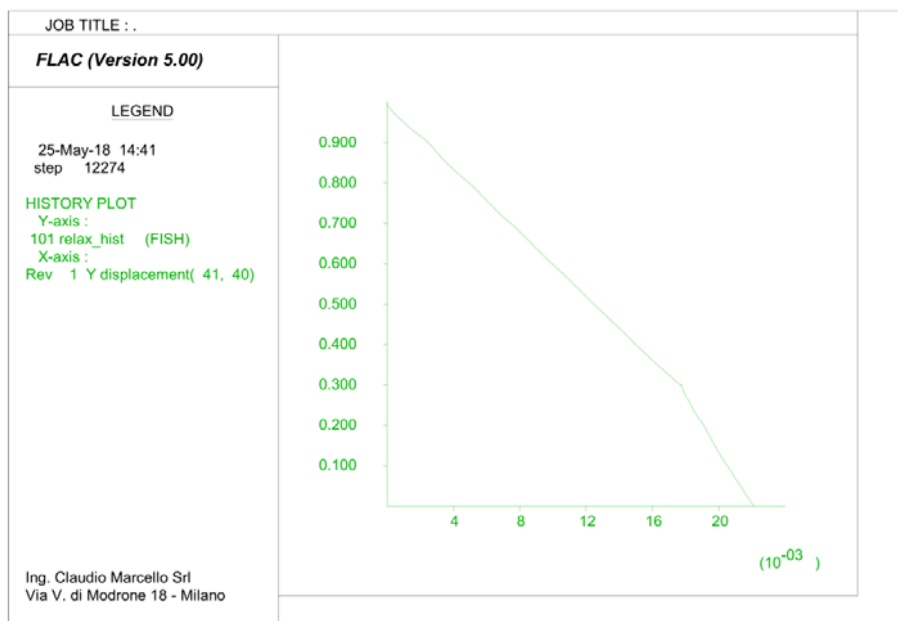


Figura 198 – Curva di convergenza con gli interventi di sostegno di prima fase previsti

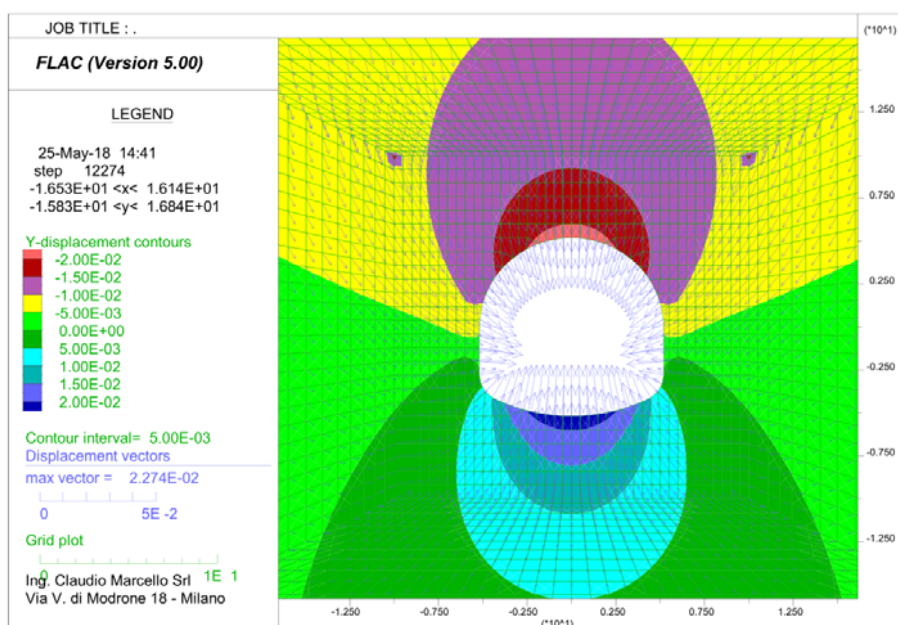


Figura 199 – Contour delle deformazioni a fine analisi

L'analisi assialsimmetrica e quella della sezione trasversale sono del tutto coerenti tra loro, e permettono di concludere quanto segue:

- le zone plasticizzate al fronte si estendono ad una distanza massima di circa 6 m, ma si mantengono limitate; le deformazioni del fronte sono dell'ordine dei 2,5 cm; il comportamento del fronte si può considerare stabile, almeno a breve termine;
- in assenza di interventi, il comportamento del cavo mostra una plasticizzazione una volta avvenuto circa il 70% dello scarico; sempre in assenza di rivestimenti, la massima deformata rimane comunque inferiore a 5 cm in entrambe le analisi;

- con gli interventi previsti, la massima deformata è meno di 2 cm e l'andamento della curva di confinamento è pressoché lineare; questo dimostra la stabilità del cavo.

Infine, in Figura 200 e Figura 201 si riportano le curve di convergenza, in assenza ed in presenza di prerivestimento, ottenute con la Combinazione 2 dei parametri, e cioè con i parametri della roccia ridotti dei coefficienti γ_M : la deformazione massima risulta di 63 mm in assenza di sostegni e di 21 mm con gli interventi previsti; in questo secondo caso l'andamento della curva di convergenza è assolutamente lineare. Il cavo si mantiene pertanto stabile anche con questa combinazione dei parametri.

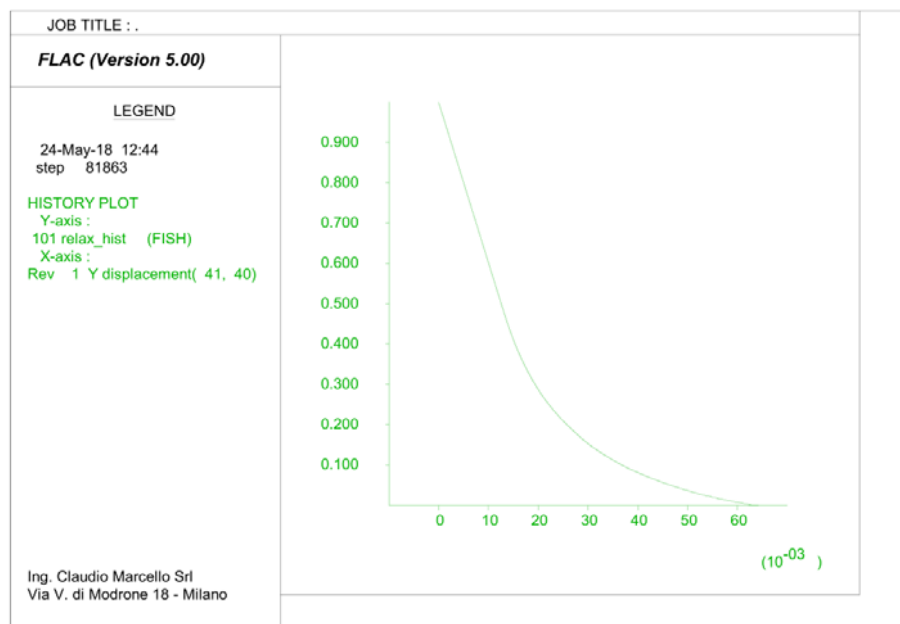


Figura 200 – *Curva di convergenza con parametri geotecnici di progetto – In assenza di sostegni*

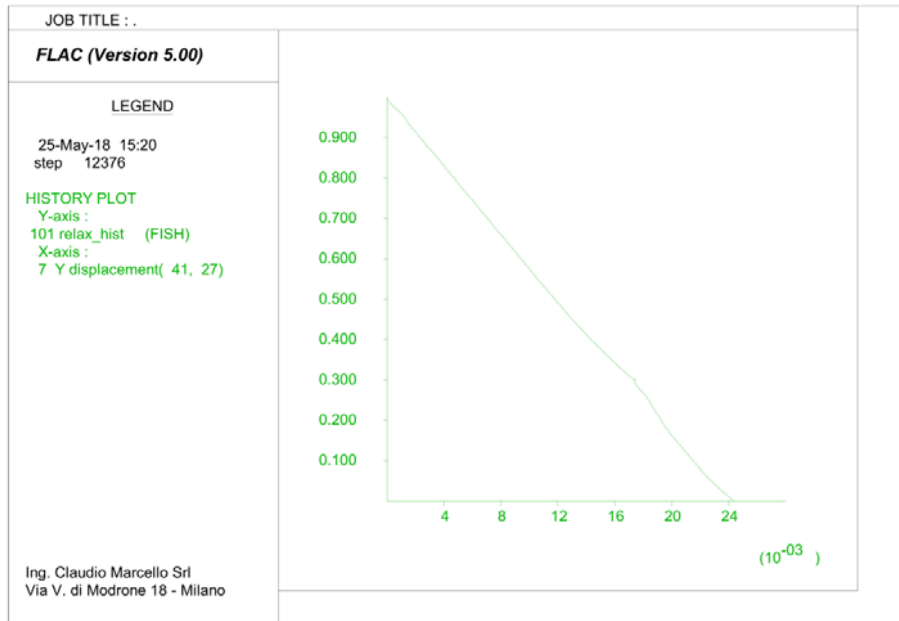


Figura 201 – Curva di convergenza con parametri geotecnici di progetto – Con i sostegni di prima fase

10.11.3 VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI SOSTEGNO

In Figura 202, Figura 203 si riportano azioni assiali, momenti flettenti e tagli calcolati nelle centine e nello spritz-beton.

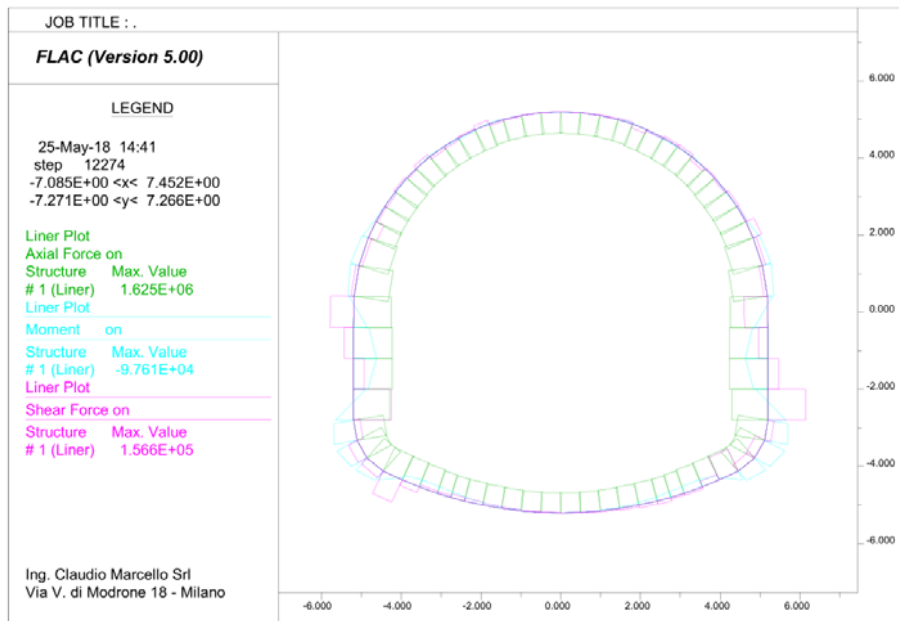


Figura 202 – Azioni agenti sulle centine

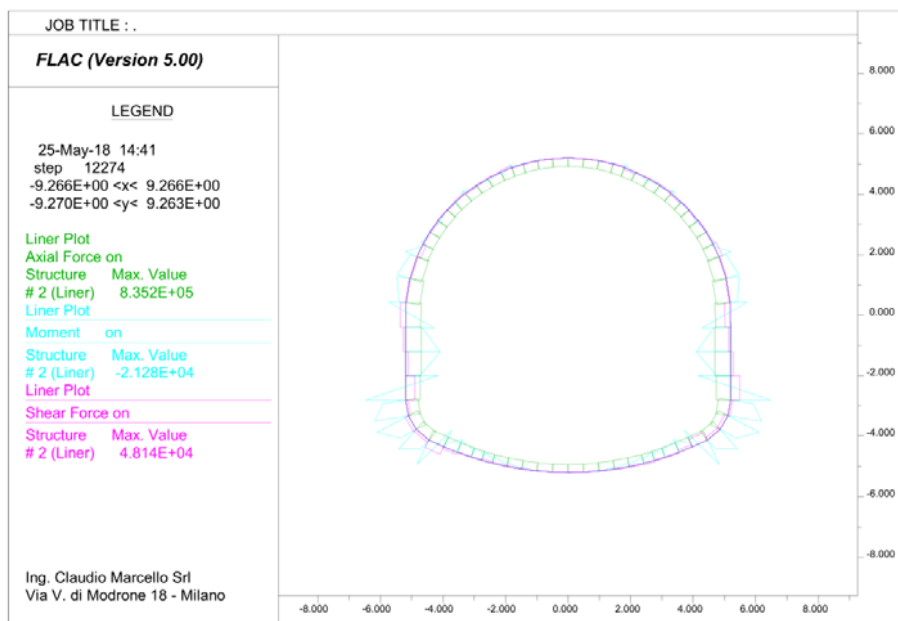


Figura 203 – Azioni agenti sullo spritz-beton

L'elemento delle centine più sollecitato è quello alle reni, dove dal calcolo si ottiene (valori al metro di sviluppo di galleria):

$$N = 1,62 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$M = 9,50 \cdot 10^4 \text{ Nm}$$

$$V = 6,00 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Pertanto, le azioni di progetto su ciascuna delle due HE 240 A si ricavano moltiplicando per 1,5 m (interasse di ciascuna coppia di centine), dividendo per 2 (numero di centine accoppiate) e moltiplicando per 1,3 (coefficiente parziale γ_G):

$$N_{Ed} = 1.580 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 93 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 59 \text{ kN}$$

Si ottengono conseguentemente le seguenti tensioni nell'acciaio:

$$\sigma_{max} = N_{Ed} / A + M_{Ed} / W = 343 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = V_{Ed} / A_v = 23 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eq} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0,5} = 345 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della sollecitazione di progetto equivalente è di poco superiore a quello limite, essendo $\sigma_{eq} / f_{yk}/\gamma_{M0} = 345/338 = 1,02$. Questo risultato è sicuramente accettabile, vista la forte semplificazione di calcolo che consiste nel non aver considerato la presenza dell'ombrello di infilaggi in calotta, che ha il sicuro effetto benefico di ridurre il carico trasmesso sulle centine.

Analogamente, per l'elemento più sollecitato dello spritz-beton:

$$N = 8,35 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$M = 1,85 \cdot 10^4 \text{ Nm}$$

ed il massimo taglio è:

$$V = 4,81 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Pertanto, le azioni di progetto sono:

$$N_{Ed} = 1.086 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 24 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 63 \text{ kN}$$

Si ottengono conseguentemente le seguenti tensioni nello spritz-beton:

$$\sigma_1 = N_{Ed} / A + M_{Ed} / W = +6,78 \text{ N/mm}^2 \text{ (di compressione)}$$

$$\sigma_2 = N_{Ed} / A - M_{Ed} / W = +1,37 \text{ N/mm}^2 \text{ (di compressione)}$$

$$\tau = V_{Ed} / A_v = 0,27 \text{ N/mm}^2$$

Valori ammissibili per lo spritz-beton armato con fibre previsto; pertanto la verifica di resistenza è soddisfatta.

10.12. CASO C2 – CLASSE IV – GSI=32 – Z=45 M

10.12.1 ANALISI ASSIALSIMMETRICA

In Figura 204 e Figura 205 si riportano i grafici degli spostamenti radiali calcolati in funzione della distanza del fronte di scavo, rispettivamente senza e con il rivestimento provvisorio composto da uno strato di spritz-beton di 20 cm e centine HE 240 A accoppiate con interasse 1,5 m. I valori significativi sono riassunti in Tabella 155.

Distanza dal fronte [m]	Spostamento radiale in assenza di sostegni di prima fase [mm]	Spostamento radiale con sostegni di prima fase [mm]
0	4,8	3,4
34	18,6	5,5

Tabella 155 – Risultati dei calcoli dell'analisi assialsimmetrica: spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte

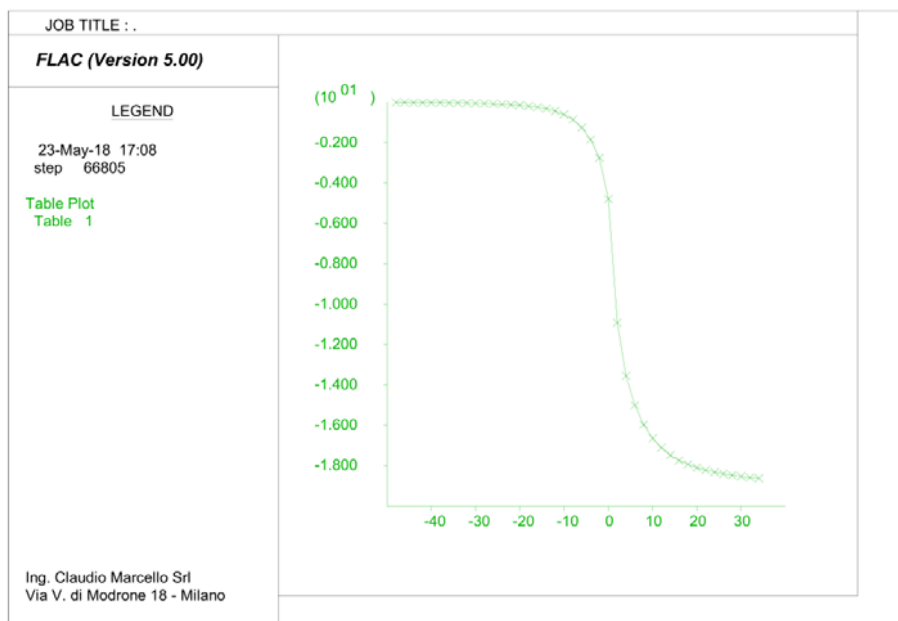


Figura 204 – *Spostamenti radiali (asse y, valori in millimetri) in funzione della distanza dal fronte (asse x, valori in metri) – In assenza di sostegni di prima fase*

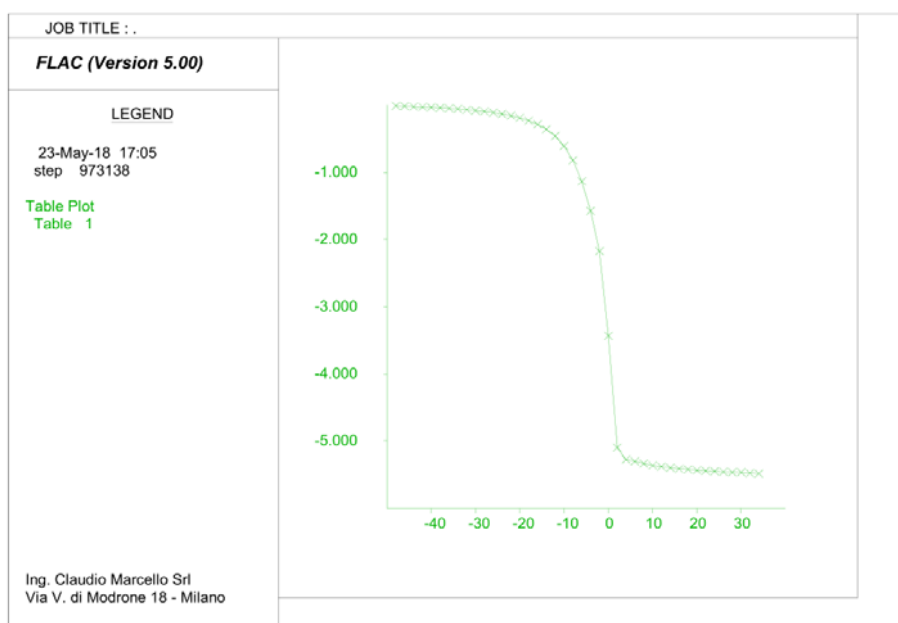


Figura 205 – *Spostamenti radiali (asse y, valori in millimetri) in funzione della distanza dal fronte (asse x, valori in metri) – In presenza di sostegni di prima fase*

10.12.2 ANALISI DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Come per il caso precedente, nell'analisi della sezione trasversale non è stato introdotto il previsto intervento di chiodatura ad ombrello in calotta, difficilmente modellabile in una analisi bidimensionale, se non ricorrendo ad un incremento forfetario delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso interessato. La sua presenza comporta certamente una riduzione delle convergenze calcolate e delle azioni trasmesse al prinvestimento.

In Figura 206 e Figura 207 si riportano le curve di convergenza calcolate rispettivamente senza e con il rivestimento provvisorio; in Figura 208 il contour delle deformate a fine analisi con interventi di presostegno.

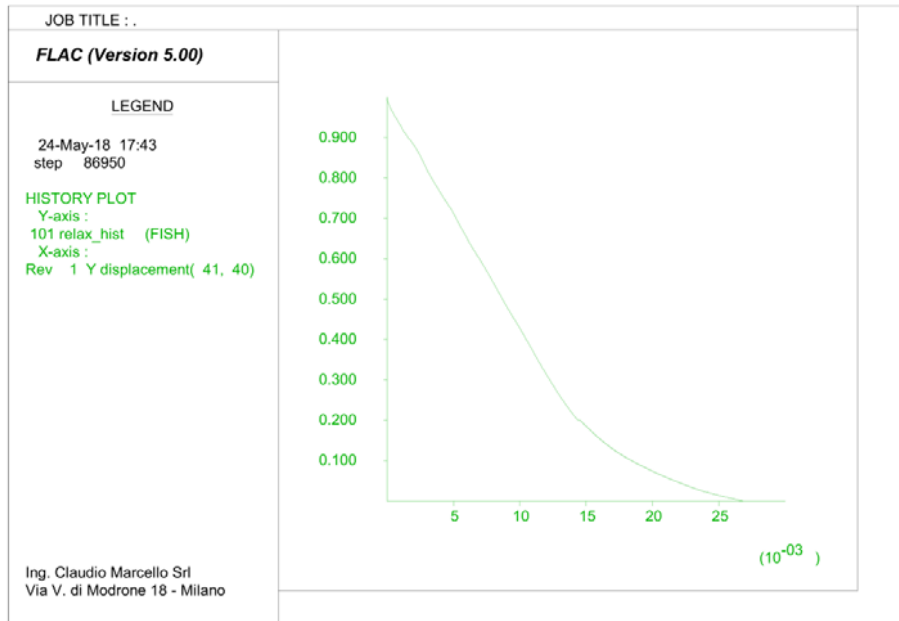


Figura 206 – Curva di convergenza senza interventi di sostegno di prima fase

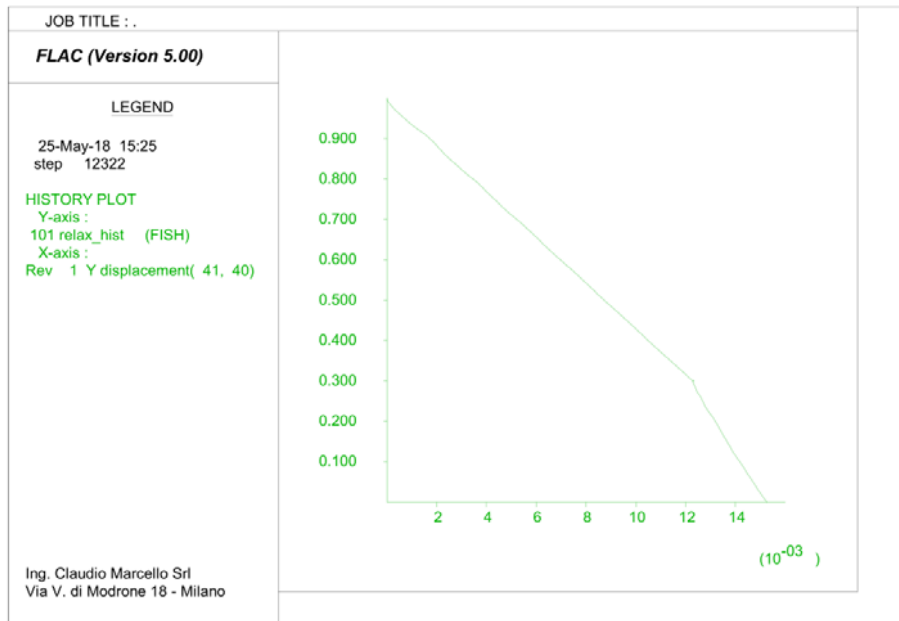


Figura 207 – Curva di convergenza con gli interventi di sostegno di prima fase previsti

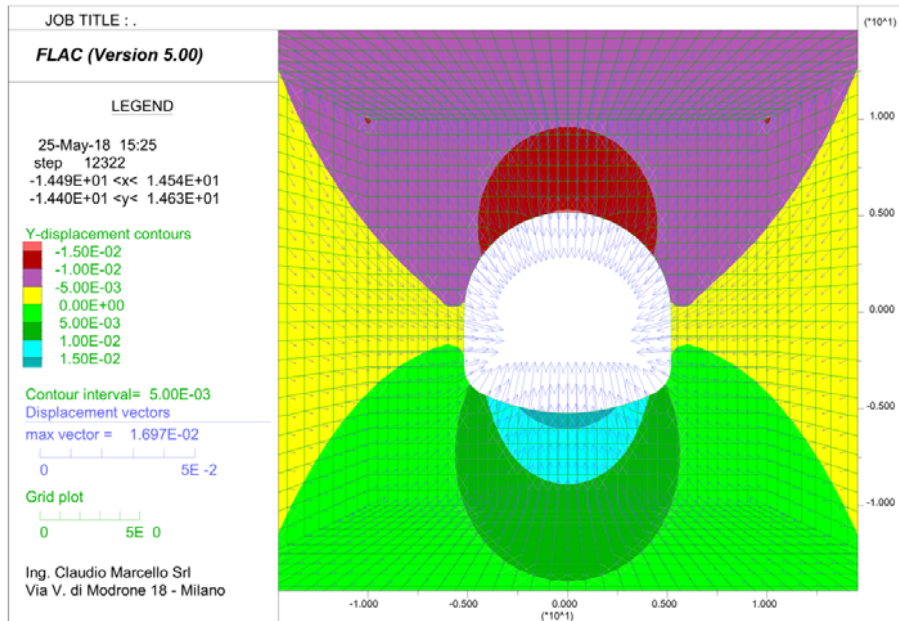


Figura 208 – Contour delle deformazioni a fine analisi

L'analisi assialsimmetrica e quella della sezione trasversale sono del tutto coerenti tra loro, e dimostrano che il caso in esame, con copertura di 45 m, porta a risultati analoghi ma meno gravosi rispetto a quello con copertura di 70 m, già calcolato (caso C1, § 10.11).

10.12.3 VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI SOSTEGNO

In Figura 209 e Figura 210 si riportano azioni assiali, i momenti flettenti ed i tagli negli elementi di rinforzo previsti.

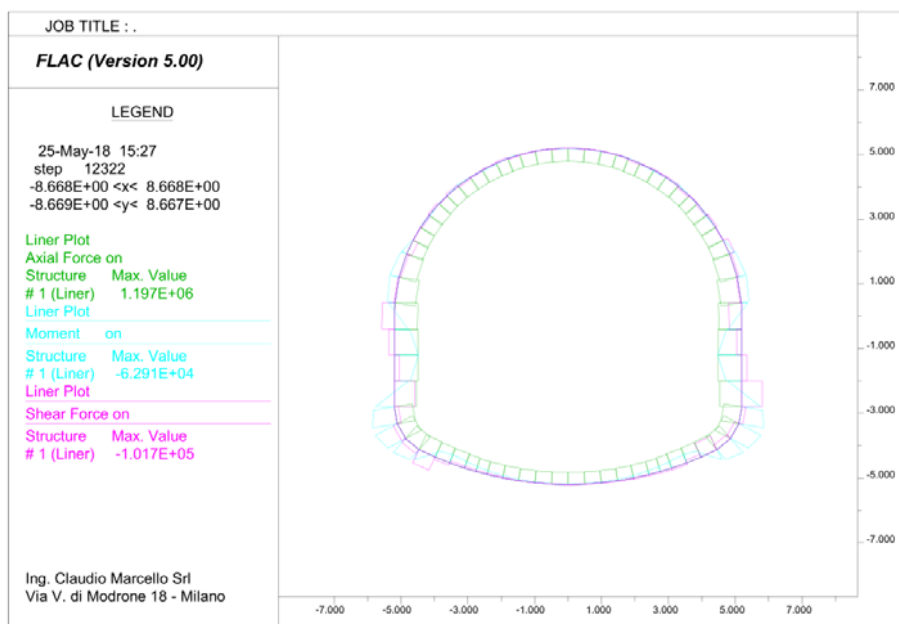


Figura 209 – Azioni agenti sulle centine

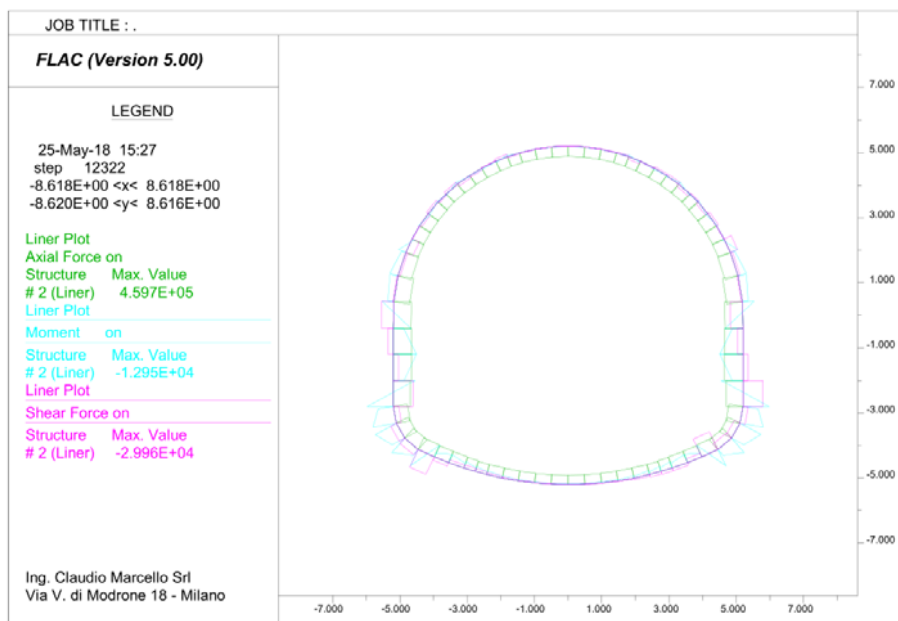


Figura 210 – Azioni agenti sullo spritz-beton

L'elemento delle centine più sollecitato è quello alle reni, dove dal calcolo si ottiene (valori al metro di sviluppo di galleria):

$$N = 1,20 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$M = 6,00 \cdot 10^4 \text{ Nm}$$

$$V = 2,50 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Pertanto, le azioni di progetto su ciascuna delle due HE 240 A si ricavano moltiplicando per 1,5 m (interasse di ciascuna coppia di centine), dividendo per 2 (numero di centine accoppiate) e moltiplicando per 1,3 (coefficiente parziale γ_G):

$$N_{Ed} = 1.167 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 59 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 24 \text{ kN}$$

Si ottengono conseguentemente le seguenti tensioni nell'acciaio:

$$\sigma_{max} = N_{Ed} / A + M_{Ed} / W = 152 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = V_{Ed} / A_v = 87 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eq} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0,5} = 239 \text{ N/mm}^2$$

Essendo $\sigma_{eq} < f_{yk} / \gamma_{M0} = 388 \text{ N/mm}^2$ la verifica di resistenza delle centine è soddisfatta.

Analogamente, per l'elemento più sollecitato dello spritz-beton:

$$N = 4,60 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$M = 1,14 \cdot 10^4 \text{ Nm}$$

ed il massimo taglio è:

$$V = 3,00 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Pertanto, le azioni di progetto sono:

$$N_{Ed} = 598 \text{ kN}$$

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

$$V_{Ed} = 39 \text{ kN}$$

Si ottengono conseguentemente le seguenti tensioni nello spritz-beton:

$$\sigma_1 = N_{Ed} / A + M_{Ed} / W = +3,91 \text{ N/mm}^2 \text{ (di compressione)}$$

$$\sigma_2 = N_{Ed} / A - M_{Ed} / W = +0,57 \text{ N/mm}^2 \text{ (di compressione)}$$

$$\tau = V_{Ed} / A_v = 0,17 \text{ N/mm}^2$$

Valori ammissibili per lo spritz-beton armato con fibre previsto; pertanto la verifica di resistenza è soddisfatta.

10.13. RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Il presente paragrafo viene redatto in risposta alla prescrizione contenuta nella nota di approvazione del progetto definitivo dell'allora Registro Italiano Dighe (prot. 6793/UCCE del 25.09.2007), che chiede di considerare una percentuale cautelativa di carico litostatico trasferita dall'ammasso roccioso al rivestimento.

Come detto, il rivestimento definitivo della galleria, costituito da un getto con spessore di 60 cm di calcestruzzo armato con fibre metalliche, è previsto non tanto per ragioni statiche, ma per assicurare nel tempo la durata di quest'opera soggetta al transito, saltuario, di corrente particolarmente veloce.

Infatti, le ottime caratteristiche medie degli ammassi rocciosi attraversati, uniti alle valutazioni ed ai calcoli fin qui esposti, assicurano nei confronti della stabilità della galleria, anche a lungo termine, con i soli interventi di presostegno previsti.

Inoltre, il getto del rivestimento definitivo avverrà, da valle verso monte, solo quando tutto lo scavo sarà completato ed in particolare, secondo il programma lavori di progetto, non prima di 2÷3 mesi dal termine dello scavo.

In definitiva, alla luce delle curve di convergenza calcolate e visto l'intervallo di tempo che trascorrerà tra il termine dello scavo ed il getto del rivestimento definitivo, si prevede che l'ammasso sia completamente detensionato al momento del getto definitivo.

Non è di conseguenza prevedibile che il rivestimento definitivo possa venire sollecitato da una quota parte del carico litostatico dell'ammasso.

In ogni caso, in risposta alla prescrizione del Registro Italiano Dighe, si sono condotte le valutazioni quantitative riportate di seguito.

Le valutazioni riguardano la sezione del caso C1, cioè con roccia di classe IV, GSI = 32 e copertura di 70 m, che risulta quello in condizioni di gran lunga più gravose. Al termine della simulazione numerica è stato introdotto il rivestimento definitivo ed è stata aumentato il ricoprimento della galleria del 20%, così da sollecitare (irrealisticamente) il nuovo strato di calcestruzzo.

In Figura 211 si riportano le azioni sul rivestimento definitivo derivanti dal calcolo così condotto, in termini di azione assiale (N), momento flettente (Nm) e taglio (N).

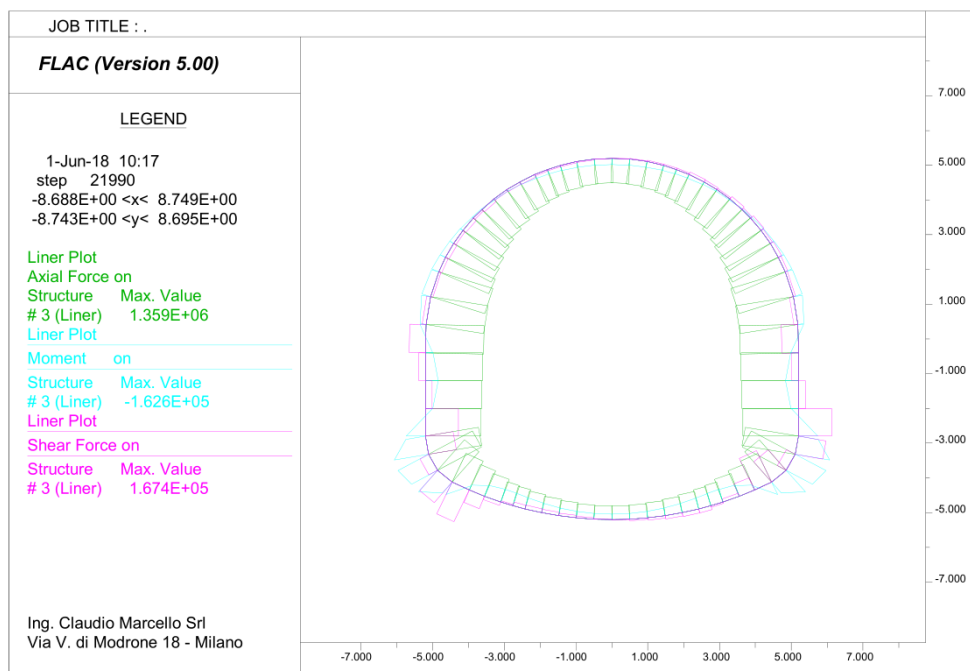


Figura 211 – Azioni sul rivestimento definitivo avendo aumentato del 20% lo spessore del ricoprimento della galleria

Le massime azioni risultanti sono (valori al metro di sviluppo della galleria):

$$N = 1.359 \text{ kN}$$

$$M = 163 \text{ kNm}$$

$$V = 167 \text{ kN}$$

La verifica a pressoflessione della sezione con 100 cm di base e 50 cm di altezza porta alle seguenti sollecitazioni nel calcestruzzo:

$$\sigma_1 = 6,63 \text{ N/mm}^2 \text{ (di compressione)}$$

$$\sigma_2 = -1,19 \text{ N/mm}^2 \text{ (di trazione)}$$

Quindi le sollecitazioni sono inferiori rispetto ai valori di compressione e trazione di calcolo del solo calcestruzzo ($f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$ e $f_{ctd} = 1,35 \text{ N/mm}^2$), anche non considerando il contributo delle fibre metalliche.

Anche applicando alle azioni ottenute il coefficiente parziale moltiplicativo $\gamma_G = 1,3$, e con il calcestruzzo non reagente a trazione, senza considerare la presenza delle fibre metalliche si ottiene uno sforzo massimo di compressione nel calcestruzzo pari a:

$$\sigma_{\max} = 9,06 \text{ N/mm}^2$$

minore della resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo.

La resistenza a taglio per una sezione 100x50 cm, sprovvista di armature specifiche a taglio (sempre senza considerare la presenza delle fibre) e con $N_{Ed} = 1.359 \times 1,3 = 1.767 \text{ kN}$, risulta $V_{Rcd} = 415 \text{ kN}$, ben superiore a $V_{Ed} = 167 \times 1,3 = 217 \text{ kN}$.

Risulta pertanto che le verifiche del calcestruzzo del getto del rivestimento definitivo sarebbero soddisfatte anche considerando le seguenti ipotesi cautelative:

- assenza nel modello di calcolo del contributo della prevista chiodatura ad ombrello in calotta, con conseguente incremento delle azioni sul rivestimento;
- introduzione di un ricoprimento maggiorato del 20% rispetto alla massima copertura della galleria;
- assenza nelle verifiche del contributo offerto al calcestruzzo dalla presenza delle fibre metalliche.

Dott. Ing. Carlo Claudio MARCELLO