



Regione Lombardia

Est Ticino Villoresi

Consorzio di Bonifica



PROGETTAZIONE DEFINITIVA DI UNA VASCA DI LAMINAZIONE DELLE PIENE DEL TORRENTE MOLGORA IN COMUNE DI CARNATE (MB)

DIRETTORE GENERALE

arch. Laura Burzilleri

ELABORATO

A.3.8

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

dott. ing. Stefano Burchielli

DIRETTORE ESECUZIONE CONTRATTO

ing. Alessandro Di Leo

ATI PROGETTAZIONE

CAPOGRUPPO:

ETATEC

STUDIO PAOLETTI



ETATEC STUDIO PAOLETTI S.r.l. – SOCIETA' DI INGEGNERIA

MANDANTI:

**FABRIZIO MONZA
ARCHITETTO**

Studio Associato di Geologia Spada



STUDIO PAOLETTI
INGEGNERI ASSOCIATI



dott. sa. Ilaria Frontori

DESCRIZIONE

RELAZIONE SISMICA E DELLE STRUTTURE

SCALA

–

DATA

08/2020

REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTROLL.	APPROVATO
00	08/2020	PRIMA EMISSIONE	P.M	S.C	S.C

Est Ticino Villoresi



Consorzio di Bonifica

CONSORZIO DI BONIFICA EST TICINO VILLORESI

Via Ludovico Ariosto, 30

20145 - Milano

tel. 02 48561301

e.mail: info@etvilloresi.it - PEC: etvilloresi@pec.it



I N D I C E

1. PREMESSA	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	3
3.1 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE.....	3
3.2 CALCESTRUZZO	4
3.3 ACCIAIO DI ARMATURA	5
3.4 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE.....	5
4. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	7
5. MANUFATTO DI REGOLAZIONE.....	10
5.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	10
5.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO.....	11
5.2.1 CRITERI DI VERIFICA	11
5.2.2 CARICHI E SOVARCCARICHI AGENTI.....	12
5.3 COMBINAZIONI DI CARICO	14
5.4 MODELLO DI CALCOLO	18
5.4.1 CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO	18
5.4.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	19
5.5 AZIONI AGENTI	21
5.6 CONVENZIONI DI SEGNO	24
5.7 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	25
5.8 VERIFICHE.....	31
5.8.1 SOLETTA SUPERIORE.....	31
5.8.2 MURI LATERALI	35
5.8.3 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	38
6. SCATOLARE 4,00 X 2,00 M	40
6.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	40
6.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO.....	40
6.2.1 CRITERI DI VERIFICA	40
6.2.2 PARAMENTRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	41
6.2.3 CARICHI E SOVARCCARICHI.....	41
6.2.4 COMBINAZIONI DI CARICO	43
6.3 MODELLO DI CALCOLO	44
6.3.1 CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO	44
6.3.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	44
6.4 AZIONI AGENTI	46



6.5	RISLUTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	48
6.6	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	51
6.6.1	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE.....	52
6.6.2	VERIFICHE A TAGLIO.....	52
6.7	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	54
6.7.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	54
6.7.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE	54
6.7.3	VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.....	55
7.	SCATOLARE 2,00 X 2,00 M	56
7.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	56
7.2	CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO.....	56
7.3	MODELLO DI CALCOLO	57
7.3.1	CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO	57
7.3.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	57
7.4	AZIONI AGENTI	58
7.5	RISLUTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	60
7.6	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	63
7.6.1	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE.....	64
7.6.2	VERIFICHE A TAGLIO.....	64
7.7	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	66
7.7.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	66
7.7.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE	66
7.7.3	VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.....	67
8.	MURI DEL CANALE DI RESITUZIONE.....	68
8.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	68
8.2	CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO.....	69
8.2.1	CRITERI DI VERIFICA	69
8.2.2	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	69
8.2.3	CARICHI E SOVRACCARICHI.....	69
8.2.4	AZIONI SISMICHE.....	70
8.3	AZIONI AGENTI	71
8.4	VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR).....	73
8.4.1	STATO LIMITE ULTIMO	73
8.4.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	75



1. PREMESSA

La presente relazione sismica e sulle strutture è redatta a supporto della progettazione definitiva della realizzazione della vasca di laminazione delle piene del Torrente Molgora nel Comune di Carnate (MB).

I criteri per la definizione delle azioni sismiche di progetto sono illustrati al § 4 avendo assunto per le opere in progetto una vita nominale di 50 anni ed una classe d'uso II.

Vengono di seguito illustrate ed analizzate le verifiche di carattere strutturale che consentono il dimensionamento delle opere in progetto, ed in particolare:

- il manufatto di regolazione (§ 5) viene analizzato con l'impiego di un modello numerico ad elementi finiti al fine di ricavare le azioni sollecitanti nelle diverse parti della struttura ed eseguire le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi e le verifiche agli stati limite di esercizio;
- i due scatolari di scarico (§ 6 e § 7) sono calcolati per la sezione con maggior ricoprimento modellandoli come telai piani su suolo elastico, risolti attraverso modelli ad elementi finiti;
- i muri del canale di restituzione (§ 8) sono verificati agli stati limite di tipo strutturale, mentre si rimanda alla relazione geotecnica per le verifiche di tipo geotecnico.



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche sono conformi alle norme:

- D.M. 17 gennaio 2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (di seguito NTC);
- Circolare Ministeriale del 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018» (di seguito: Circolare NTC);
- D.M. 26 giugno 2014 – “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)” (di seguito NTD).

Si fa inoltre riferimento a:

- UNI EN 1992-1-1:2015, Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1997-1:2013, Eurocodice 7: Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-1:2013, Eurocodice 8: Progettazione delle Strutture per la Resistenza Sismica, Parte 1: Regole Generali, Azioni Sismiche e Regole per gli Edifici.



3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE

Per tutte le strutture armate previste in progetto, 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.

I manufatti in progetto sono strutture armate in cui i meccanismi di degrado sono quelli della carbonatazione e degli attacchi da cicli gelo-disgelo. Le parti a contatto con l'acqua sono infatti soggette ad alternanza di asciutto e bagnato, con conseguente pericolo di degrado nelle zone di bagnasciuga derivante dalla corrosione dei ferri per effetto dell'anidride carbonica atmosferica. Inoltre, essendo l'opera in una zona a clima rigido (area "Pianura padana" della UNI 11104:2016), queste parti della struttura possono degradarsi per effetto dei cicli gelo/disgelo. Sulla base della UNI EN 206:2016, le strutture in progetto sono quindi in classe di esposizione XC (corrosione indotta da carbonatazione) ed XF (attacco dei cicli gelo/disgelo). Nello specifico:

- platee di fondazione (totalmente immerse): XC2;
- muri laterali, elementi in elevazione, pile: XC4 e XF3;
- impalcati, solette superiori, ecc.: XC4 e XF1.

Si sottolinea che le pareti, pur essendo verticali, dal punto di vista dei cicli gelo-disgelo vengono trattate come elementi orizzontali (quindi XF3 e non XF1) per via dell'elevato grado di saturazione che le caratterizza.

In definitiva, per tutte le strutture armate in progetto si scelgono conseguentemente le classi di esposizione XC4 e XF3 e, in accordo con quanto sopra riportato e con la UNI 11104:2016, per il mix-design dell'unica miscela di calcestruzzo strutturale, si prevede:

classe di esposizione ambientale	XC4 + XF3
classe di resistenza	C32/40
minimo contenuto di cemento	340 kg/m ³



massimo rapporto acqua/cemento	0,50
contenuto minimo di aria	4%
impiego di aggregati non gelivi	

In considerazione all'appartenenza alla classe XF3, il mix-design della miscela del calcestruzzo prevederà gli accorgimenti di seguito elencati.

- Impiego di additivi aeranti conformi al prospetto 5 della UNI EN 934-2:2012 capaci, attraverso la formazione di un sistema di microbolle omogeneamente disperso in cui la pressione dell'acqua liquida sospinta dalla formazione del ghiaccio nei pori capillari possa scaricarsi prima di attingere alla resistenza del materiale.
- Utilizzo di aggregati non gelivi, e cioè (in alternativa) aggregati con assorbimento d'acqua inferiore all'1% o di classe F₂ o MS₂₅, rispettivamente in accordo con la norma UNI EN 1367-1:2007 o con la UNI EN 1367-2:2010.
- Adozione di un rapporto acqua/cemento relativamente basso, in modo da limitare il grado di saturazione del calcestruzzo e ridurre il volume di acqua potenzialmente congelabile.

In base alla Tabella 4.1.III delle NTC, l'opera è in condizioni ambientali "aggressive" ed i limiti di apertura delle fessure ammessi sono (Tabella 4.1.IV NTC):

- per la combinazione frequente: $w \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$
- per la combinazione quasi permanente: $w \leq w_1 = 0,2 \text{ mm}$

3.2 CALCESTRUZZO

Per la realizzazione delle opere in c.a. si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C(32/40), che presenta le seguenti caratteristiche:



Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}		=	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}		=	32	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	$= f_{ck} + 8$	=	40	MPa
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	f_{ctk}	$= 0,7 \cdot f_{ctm}$	=	2.11	MPa
Resistenza media a trazione semplice (assiale)	f_{ctm}	$= 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	=	3.02	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	$= 1,2 \cdot f_{ctm}$	=	3.62	MPa
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	=	18.1	MPa
Resistenza di progetto a trazione	f_{ctd}	$= f_{ctk} / \gamma_c$	=	1.41	MPa
Compressione massima per combinazione caratteristica	$\sigma_{c,max}$	$= 0,60 \cdot f_{ck}$	=	19.2	MPa
Compressione massima per combinazione quasi perm.	$\sigma_{c,max}$	$= 0,45 \cdot f_{ck}$	=	14.4	MPa
Modulo elastico istantaneo	E_{cm}	$= 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$	=	33 346	MPa

Tabella 1 – Caratteristiche del calcestruzzo C(32/40) per tutte le strutture armate

3.3 ACCIAIO DI ARMATURA

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 450$ MPa
- Tensione a rottura caratteristica $f_{tk} \geq 540$ MPa
- Allungamento totale al carico massimo $A_{gt} \geq 7,5\%$
- Rapporto $(f_t/f_y)_k \geq 1,15$ e $< 1,35$
- Rapporto $(f_y / f_{ynom})_k \leq 1,25$
- Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ MPa
- Tensione ammissibile in condizione di esercizio (comb. rara) $\sigma_s = 0,80 \cdot f_{yk} = 360$ MPa

3.4 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE

Al fine 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” (c_{nom}), che è la 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, sulla base della



tabella C4.1.IV della Circolare NTC, per barre da c.a. in elementi “a piastra”, il copriferro minimo è di 30 mm. In considerazione dell’azione abrasiva dalla corrente in alcune strutture (ad esempio, manufatto regolatore e scatolari di scarico), si prevede cautelativamente un incremento del copriferro per formare uno strato sacrificale di 5 mm, quantificato in accordo alle UNI EN 1992-1-1:2015 per la classe abrasiva XM1.

In definitiva, per tutte le nuove strutture armate previste in progetto si impone:

- copriferro minimo: 35 mm
- tolleranza: ± 10 mm
- copriferro nominale: 45 mm



4. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali previste dalle NTC 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 NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento (P_{VR}) e sono 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 tutte le opere in progetto si ha:

- Vita Nominale $V_N = 50$ anni ("Opere ordinarie, ponti opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", v. Tabella 2.4.I NTC e § C.7.7.2 NTD);
- Classe d'uso II, quindi $c_u=1,0$ ("Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. [...] v. § 2.4.2 NTC e § C.7.7.2 NTD);

e quindi il periodo di riferimento dell'azione sismica è $V_R = 50$ anni.

Le verifiche allo SLU vengono eseguite con i criteri delle NTC riferiti allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV); quelle agli SLE allo Stato Limite di Danno (SLD). Quindi, essendo all'SLV $P_{VR} = 10\%$ e all'SLD $P_{VR} = 63\%$, le verifiche devono essere condotte assumendo:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica all'SLV: $T_R = 475$ anni.
- Periodo di ritorno dell'azione sismica all'SLD: $T_R = 50$ anni.



I valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche in vigore prima dell'introduzione delle NTC 2018). I punti del reticolo di riferimento sono definiti in funzione della località dove è ubicata l'opera che, nel caso in esame, è ubicata alle coordinate:

- Longitudine: 9,3843
- Latitudine: 45,6596

I valori di a_g , F_0 e T_c^* , in funzione dei tempi di ritorno T_R dell'azione sismica, sono riportati in Tabella 2.

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLO	30	0,022	2,546	0,180
SLD	50	0,028	2,523	0,200
SLV	475	0,065	2,584	0,282
SLC	975	0,083	2,584	0,292

Tabella 2 – Parametri sismici in funzione del tempo di ritorno

Con questi dati considerando inoltre:

- Categoria topografica T1 (quindi $S_T = 1,0$);
- Categoria del suolo D (vds. Relazione Geologica di progetto)

è possibile ricavare, per il sito in esame, i parametri necessari alla valutazione dell'azione sismica e gli spettri di risposta elastici orizzontali per gli stati limite presi in esame nel seguito (Tabella 3 e Figura 1).

STATO LIMITE	a_g (g)	S_s	C_c	S_T	T_B (s)	T_c (s)	T_D (s)	$S_d(T=0)$ (g)	$S_d(T=T_B)$ (g)
SLD	0,028	1,80	2,796	1,00	0,186	0,559	1,712	0,050	0,127
SLV	0,065	1,80	2,356	1,00	0,221	0,664	1,860	0,117	0,302

Tabella 3 – Parametri degli spettri elastici orizzontali

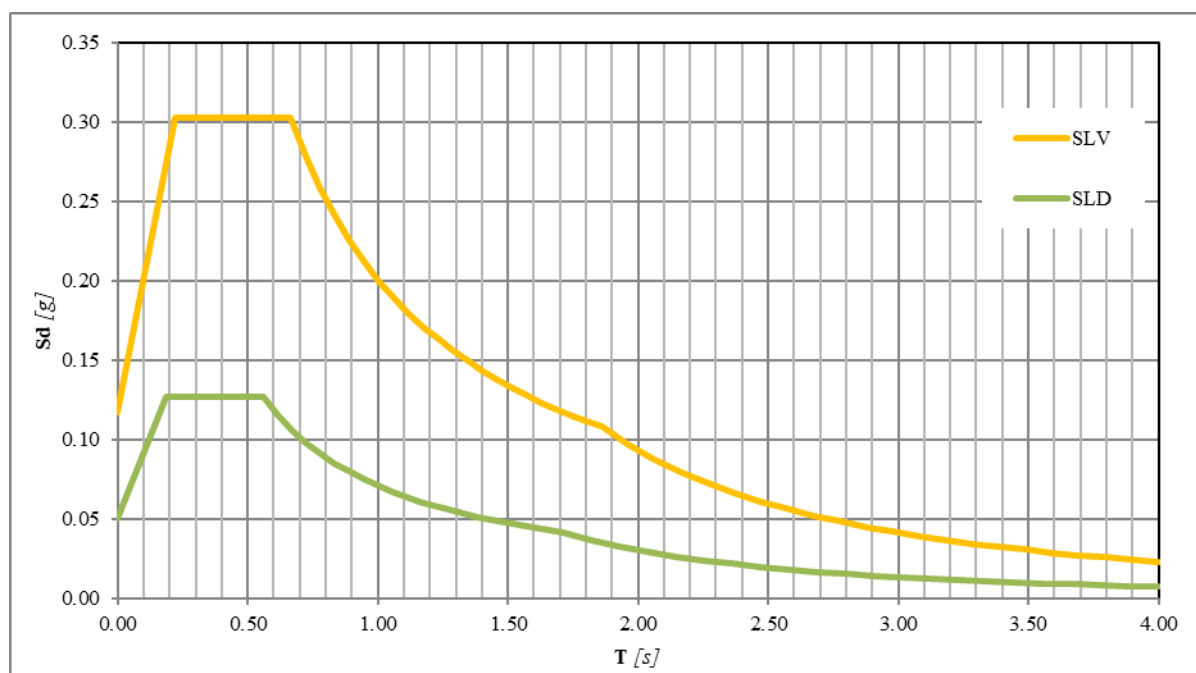


Figura 1 – Spettri di risposta elastici orizzontali

I parametri per la costruzione degli spettri elastici verticali sono riportati in Tabella 4.

STATO LIMITE	a_{gv} (g)	S_s	S_T	F_v	T_B (s)	T_c (s)	T_D (s)	$S_d(T=0)$ (g)	$S_d(T=T_B)$ (g)
SLD	0,006	1,00	1,00	0,572	0,05	0,15	1,00	0,006	0,016
SLV	0,022	1,00	1,00	0,889	0,05	0,15	1,00	0,022	0,058

Tabella 4 – Parametri degli spettri elastici verticali



5. MANUFATTO DI REGOLAZIONE

5.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il manufatto di regolazione è una struttura scatolare in calcestruzzo armato gettato in opera, che sbarra il Torrente Molgora ed ospita due luci di fondo governate da paratoie piane e due luci libere.

Le dimensioni interne dello scatolare sono di 13,40 m in larghezza alla base (14,80 m in sommità) per 6,00 m in altezza ed il suo sviluppo, lungo l'asse del corso d'acqua, è di 6,00 m; lo spessore della soletta di fondazione è di 1,00 m, quello della soletta superiore di 0,80 m e quello dei muri laterali varia da 1,50 m alla base a 0,80 m in sommità. La luce è divisa da una pila centrale, di spessore 0,50 m.

La fondazione dell'opera è a q. 225,00 m s.m., l'estradosso della soletta superiore a q. 232,80 m s.m.; la battuta delle paratoie delle luci di fono è a q. 226,00 m s.m., il ciglio di sfioro delle luci libere a q. 230,50 m s.m.

La geometria dell'opera è illustrata nei disegni di progetto e riportata in Figura 2 (sezione trasversale) e Figura 3 (sezione longitudinale).

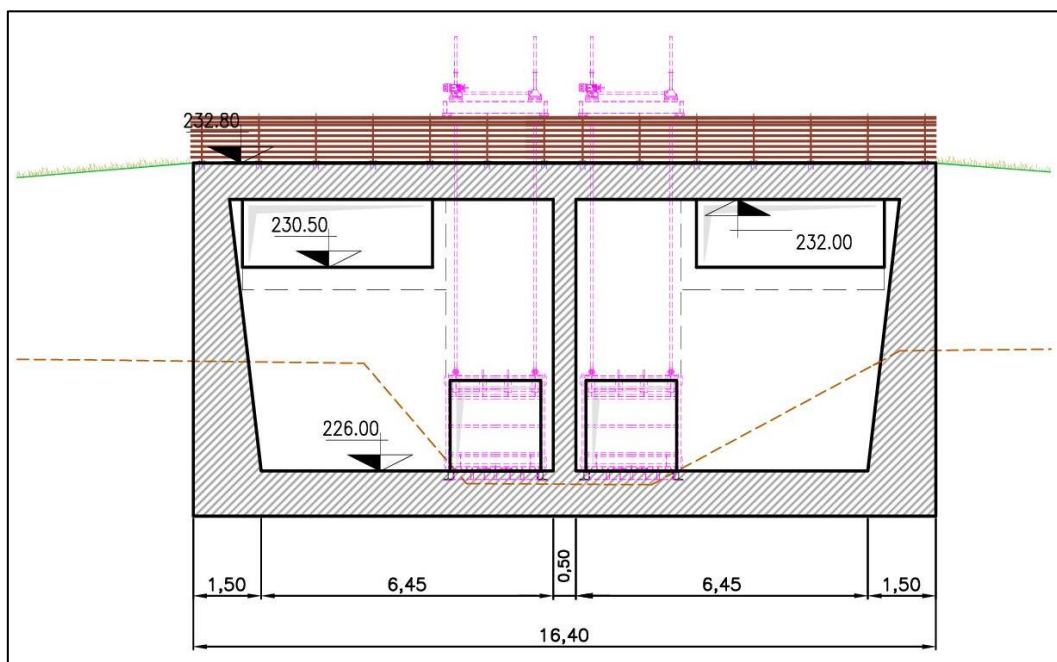


Figura 2 – Manufatto di regolazione: sezione trasversale

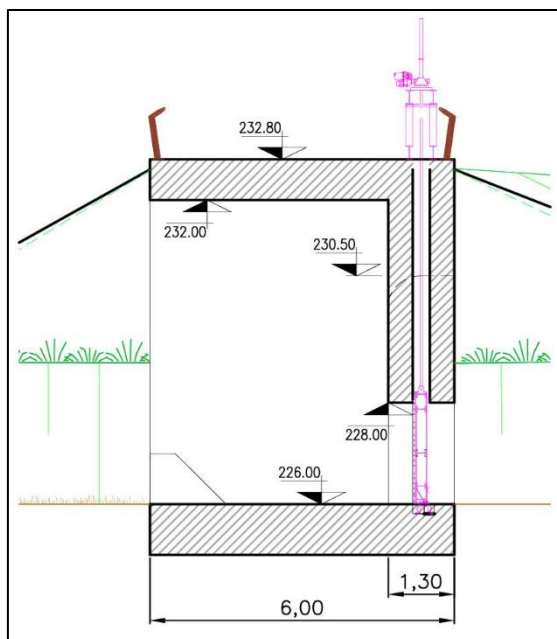


Figura 3 – Manufatto di regolazione: sezione longitudinale

5.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

5.2.1 CRITERI DI VERIFICA

La sicurezza dell'opera è garantita attraverso la verifica dei seguenti stati limite:

SLU stati limite ultimi (capacità di evitare crolli e dissesti gravi, anche parziali, che possono compromettere l'incolumità delle persone, provocare danni ambientali e sociali ovvero mettere fuori servizio l'opera).

Gli SLU da verificare sono quelli geotecnici e quelli strutturali. I medesimi stati limite ultimi dovranno esser rispettati anche in concomitanza delle azioni sismiche all'SLV (stato limite di salvaguardia della vita).

Per l'opera in esame, gli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO) sono:

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa

e sono trattati nella relazione geotecnica di progetto, dove viene inoltre verificata l'opera nei confronti dello stato limite di sollevamento.



Gli Stati Limite Ultimi di tipo strutturale (STR) riguardano il raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali; le verifiche relative sono riportate in questa relazione.

SLE stati limite di esercizio (capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio).

Gli SLE da verificare per ogni situazione di esercizio riguardano la verifica di danneggiamenti locali che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto. I medesimi stati limite di esercizio dovranno esser rispettati anche in concomitanza delle azioni sismiche all'SLD (stato limite di danno).

Gli stati limite di esercizio di tipo strutturale, trattati nel seguito, riguardano la deformabilità, la limitazione delle tensioni in esercizio ed il controllo dell'apertura delle fessure.

5.2.2 CARICHI E SOVARCCARICHI AGENTI

Di seguito si illustrano le ipotesi ed i criteri assunti per la determinazione dei carichi agenti. L'analisi dettagliata dei carichi introdotti nel modello di calcolo è riportata al successivo § 5.5.

Spinte idrostatiche

Nei calcoli e nelle verifiche che seguono si considera cautelativamente l'acqua a monte a q. 231 m s.m. (quota idrica massima di progetto, corrispondente ad un tempo di ritorno di 3000 anni), che genera una spinta idrostatica sulla parete frontale del manufatto.

A valle si assume che il livello idrico sia alla quota 228,60 m s.m.; per massimizzare le sollecitazioni, in questa fase della progettazione la presenza dell'acqua all'interno del manufatto è modellata solamente come un peso sulla platea di fondazione ed un carico idrostatico sui muri laterali (in condizioni statiche, la spinta sulla pila è equilibrata); non viene considerata, irrealisticamente ed a favore di sicurezza, la spinta da valle verso monte sulla parete frontale del manufatto.

Nelle successive fasi della progettazione verranno analizzate in dettaglio le



differenti configurazioni in cui potrà trovarsi il manufatto; in questa fase, le ipotesi cautelative sopra descritte consentono il corretto dimensionamento dell'opera coerentemente con il livello definitivo della progettazione.

Sovraccarichi accidentali sulla soletta superiore

Sulla soletta superiore si considera agente il sovraccarico accidentale verticale definito dalle NTC per le azioni variabili da traffico sui ponti stradali. In particolare, si introduce nel calcolo lo schema di carico 1 definito al § 5.1.3.3.3 delle NTC, costituito da carichi concentrati su due assi tandem e da un carico uniformemente distribuito di 9 kN/m^2 . I carichi concentrati si riconducono a n. 4 carichi pressoché puntuali (come descritto nel seguito, ciascuno sarà distribuito su quattro nodi del modello ad elementi finiti), ciascuno di intensità 150 kN, distanti tra loro 2 m longitudinalmente (lungo il senso di percorrenza del veicolo) e 1,2 m trasversalmente, come indicato nella Fig. 5.1.2 delle NTC. Come si evince al successivo § 5.3 relativo alle combinazioni di carico, i 4 carichi verticali sono considerati agenti sia su una sola metà del manufatto, sia su entrambe le metà (a destra ed a sinistra della pila).

Spinta laterale del terreno

Il terreno di rinfranco è costituito dal rilevato arginale. Nella determinazione della spinta laterale di questo terreno, lo scatolare può essere considerato come una struttura indeformabile, pertanto il terreno può essere considerato in uno stato di spinta a riposo, con coefficiente di spinta $K_0 = 1 - \sin(26^\circ) = 0,56$.

Per massimizzare le azioni interne, nelle combinazioni di carico si considerano anche alcune combinazioni in cui la spinta sui piedritti è calcolata in condizioni di spinta attiva, con $K_a = [1 - \sin(26^\circ)] / [1 + \sin(26^\circ)] = 0,39$. Come indicato al successivo § 5.3, si considerano infatti le seguenti condizioni alternative:

- Spinta a riposo su entrambi i piedritti
- Spinta attiva su entrambi i piedritti
- Spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta attiva sul piedritto destro

La condizione b. massimizza le sollecitazioni di momento e taglio nella soletta superiore; la condizione c. è introdotta per tenere in conto di eventuali carichi asimmetrici.

Si considera inoltre l'incremento di spinta del terreno (a riposo) dovuta al



sovraccarico accidentale sul terreno laterale pari a 20 kN/m^2 , nella direzione più sfavorevole.

Azioni sismiche

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte mediante analisi di tipo pseudostatico, in cui le forze statiche equivalenti sono:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove W è il peso di volume coinvolto e con:

$$k_h = \beta \cdot a_{\max}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

essendo β il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito, posto pari a 1 in quanto la struttura può considerarsi indeformabile.

La spinta del terreno in condizioni sismiche viene valutata con il metodo di Wood (1973), per terreni in condizioni di spinta a riposo.

L'incremento di spinta dell'acqua (e la corrispondente depressione, ove significativa) è valutata attraverso la formula proposta dall'Eurocodice 8, Parte 5, appendice E:

$$q_{wd}(z) = 7/8 \cdot k_h \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (H \cdot z)^{0,5}$$

essendo H l'altezza totale dell'acqua e z la quota generica a partire dal pelo libero.

5.3 COMBINAZIONI DI CARICO

In Tabella 5 si riporta l'elenco delle condizioni di carico elementari considerate nelle analisi che seguono.



Carichi permanenti:	
1	Peso proprio e carichi permanenti
Carichi permanenti portati:	
2	Spinta a riposo terreno SX
3	Spinta a riposo terreno DX
4	Spinta attiva terreno SX
5	Spinta attiva terreno DX
Carichi accidentali:	
6	Acqua interna a q. 228,60
7	Acqua a monte a q. 231,00
8	Incremento spinta terreno SX per sovraccarico
9	Carico da traffico su soletta SX
10	Carico da traffico su soletta DX
Azioni sismiche - Componente H:	
SLV1 e SLD1	Peso proprio e carichi permanenti
SLV2 e SLD2	Terreno SX (Wood)
SLV3 e SLD3	Acqua interna (depressione SX + Sovrapressione DX)
SLV4 e SLD4	Acqua a monte
Azioni sismiche - Componente V:	
SLV5 e SLD5	Peso proprio
SLV6 e SLD6	Acqua interna (peso su soletta fondazione)

Tabella 5 – Elenco dei carichi elementari

In Tabella 6 sono riportate le combinazioni di carico considerate per le verifiche agli stati limite ultimi, in Tabella 7 quelle per gli stati limite di esercizio.

I coefficienti parziali delle azioni variabili da traffico sono in accordo con le tabelle 5.1.V e 5.1.VI delle NTC.

Visto il numero ridotto dei carichi accidentali, si considera, per lo stato limite di esercizio in condizioni statiche, una sola serie di combinazioni di carico che involuppa gli stati limite di esercizio. Nello specifico, si considera la condizione di carico “rara”, ottenuta imponendo pari ad 1 i coefficienti parziali delle azioni variabili sfavorevoli e pari a 1 tutti i coefficienti di combinazione. Pertanto, anche le verifiche che le NTC prevedono per le condizioni di carico “frequente” e “quasi permanente” verranno condotte considerando la combinazione “rara”.



	Perm. strutt.	Permanenti portati				Accidentali					Azioni sismiche Componente H				Azioni sismiche Componente V	
	Peso proprio	Spinta a riposo terreno SX	Spinta a riposo terreno DX	Spinta attiva terreno SX	Spinta attiva terreno DX	Acqua interna a q. 228,60 m s.l.m.	Acqua a monte	Sovraccarico su terreno a SX	Sovraccarico su soletta SX	Sovraccarico su soletta DX	Peso proprio	Terreno SX	Acqua interna	Acqua a monte	Peso proprio	Acqua interna
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4	SLV5	SLV6
SLU1	1.3	1.3	1.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU2	1.3	1.3	1.3	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU3	1.3	1.3	1.3	0	0	0	0	1.5	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU4	1.3	1.3	1.3	0	0	0	0	1.5	1.35	0	0	0	0	0	0	0
SLU5	1.3	1.3	1.3	0	0	0	0	1.5	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU6	1.3	1.3	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU7	1.3	1.3	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU8	1.3	1.3	0	0	1	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU9	1.3	1.3	0	0	1	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0
SLU10	1.3	1.3	0	0	1	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU11	1.3	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU12	1.3	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU13	1.3	0	0	1	1	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU14	1.3	0	0	1	1	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0
SLU15	1.3	0	0	1	1	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU16	1.3	1.3	1.3	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU17	1.3	1.3	1.3	0	0	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU18	1.3	1.3	1.3	0	0	1.5	1.5	1.5	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU19	1.3	1.3	1.3	0	0	1.5	1.5	1.5	1.35	0	0	0	0	0	0	0
SLU20	1.3	1.3	1.3	0	0	1.5	1.5	1.5	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU21	1.3	1.3	0	0	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU22	1.3	1.3	0	0	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU23	1.3	1.3	0	0	1	1.5	1.5	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU24	1.3	1.3	0	0	1	1.5	1.5	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0
SLU25	1.3	1.3	0	0	1	1.5	1.5	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU26	1.3	0	0	1	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU27	1.3	0	0	1	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU28	1.3	0	0	1	1	1.5	1.5	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU29	1.3	0	0	1	1	1.5	1.5	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0
SLU30	1.3	0	0	1	1	1.5	1.5	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU31	1	1.3	1.3	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU32	1	1.3	0	0	1	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLV1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	1	0	0	0.3	0
SLV2	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	1	0	0	0.3	0
SLV3	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	1	0	0	0.3	0
SLV4	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0.3	0.3
SLV5	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0.3	0.3
SLV6	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0.3	0.3
SLV7	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0.3	0.3	0	0	1	0
SLV8	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0.3	0.3	0	0	1	0
SLV9	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0.3	0.3	0	0	1	0
SLV10	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1
SLV11	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1
SLV12	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1

Tabella 6 - Combinazioni di carico all'SLU



	Perm. strutt.	Permanenti portati					Accidentali					Azioni sismiche - Componente H			Azioni sismiche - Componente V	
	Peso proprio	Spinta a riposo terreno SX	Spinta a riposo terreno DX	Spinta attiva terreno SX	Spinta attiva terreno DX	Acqua interna a q. 228,60 m s.l.m.	Acqua a monte	Sovraccarico su terreno a SX	Sovraccarico su soletta SX	Sovraccarico su soletta DX	Peso proprio	Terreno SX	Acqua interna	Acqua a monte	Peso proprio	Acqua interna
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4	SLV5	SLV6
SLE1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE2	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE3	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0
SLE4	1	1	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0
SLE5	1	1	1	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE6	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE7	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE8	1	1	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
SLE9	1	1	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SLE10	1	1	0	0	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE11	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE12	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE13	1	0	0	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
SLE14	1	0	0	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SLE15	1	0	0	1	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE16	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE17	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE18	1	1	1	0	0	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0
SLE19	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
SLE20	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE21	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE22	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE23	1	1	0	0	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0
SLE24	1	1	0	0	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SLE25	1	1	0	0	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE26	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE27	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE28	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0
SLE29	1	0	0	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SLE30	1	0	0	1	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0
SLD1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	1	0	0	0.3	0
SLD2	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	1	0	0	0.3	0
SLD3	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	1	0	0	0.3	0
SLD4	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0.3	0.3
SLD5	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0.3	0.3
SLD6	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0.3	0.3
SLD7	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0.3	0.3	0	0	1	0
SLD8	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0.3	0.3	0	0	1	0
SLD9	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0.3	0.3	0	0	1	0
SLD10	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1
SLD11	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1
SLD12	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1

Tabella 7 - Combinazioni di carico all'SLE

Relativamente alle combinazioni sismiche, in questa fase della progettazione (vista anche la modesta entità delle azioni sismiche di progetto) si è considerato il sisma agente contemporaneamente nelle due direzioni orizzontali, con



coefficiente moltiplicativo 1. Le combinazioni sismiche si riducono quindi alle seguenti combinazioni, che portano ad un modesto incremento delle sollecitazioni nella struttura rispetto alle richieste normative:

$$1,00 \cdot E_X + 1,00 \cdot E_Y + 0,30 \cdot E_Z \quad (\text{SLV1} \div \text{SLV6} \text{ e } \text{SLD1} \div \text{SLD6})$$

$$0,30 \cdot E_X + 0,30 \cdot E_Y + 1,00 \cdot E_Z \quad (\text{SLV7} \div \text{SLV12} \text{ e } \text{SLD7} \div \text{SLD12})$$

Nelle successive fasi della progettazione si valuterà l'affinamento di questo aspetto.

5.4 MODELLO DI CALCOLO

5.4.1 CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO

Il codice di calcolo utilizzato per la modellazione e l'analisi della struttura è MIDAS GEN 2020 vers. 2.1 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.

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.

5.4.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello schematizza il manufatto attraverso 6660 elementi finiti di tipo “plate”, come rappresentato in Figura 4, Figura 5 e Figura 8. Ogni elemento ha forma pressoché quadrata, con lato di circa 25 cm; a ciascun elemento è stato assegnato il materiale calcestruzzo (con comportamento elastico lineare) ed il suo reale spessore.

La porzione del muro frontale in cui alloggiavano le paratoie piane è stata modellata attraverso due distinte pareti di elementi “plate”, una lato monte ed una lato valle. Il loro collegamento con le pareti piene vicine (quelle sotto gli sfioratori) è modellato con elementi di collegamento infinitamente rigidi, così da simulare la continuità strutturale.

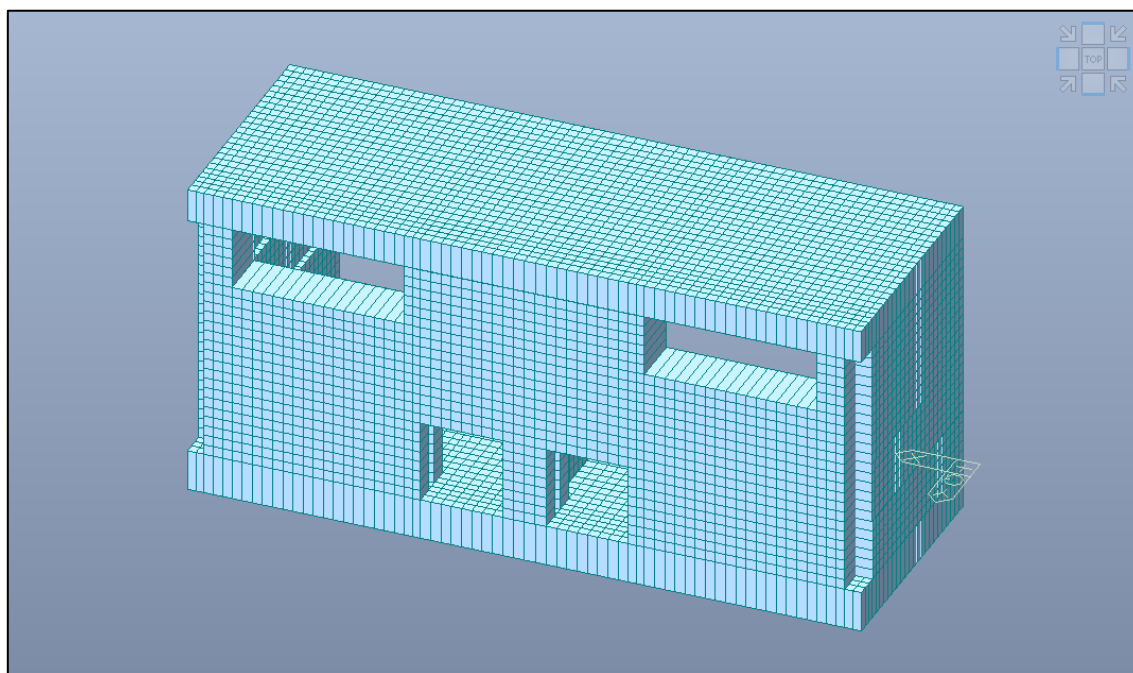


Figura 4 - Modello di calcolo: vista assonometrica da monte degli elementi estrusi

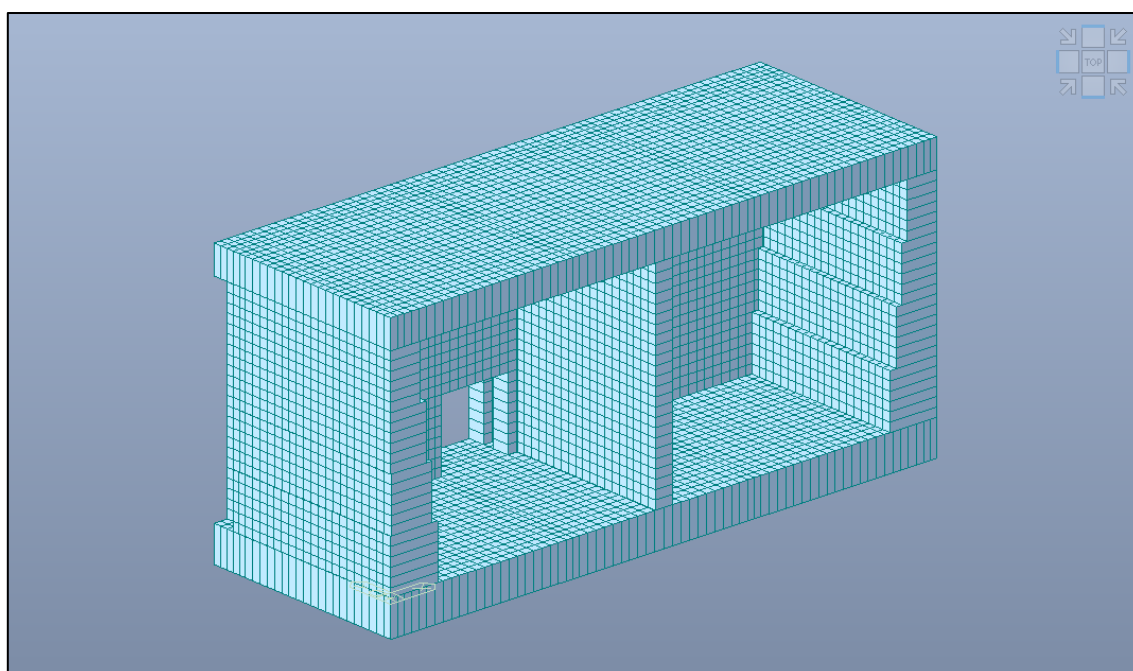


Figura 5 - Modello di calcolo: vista assonometrica da valle degli elementi estrusi

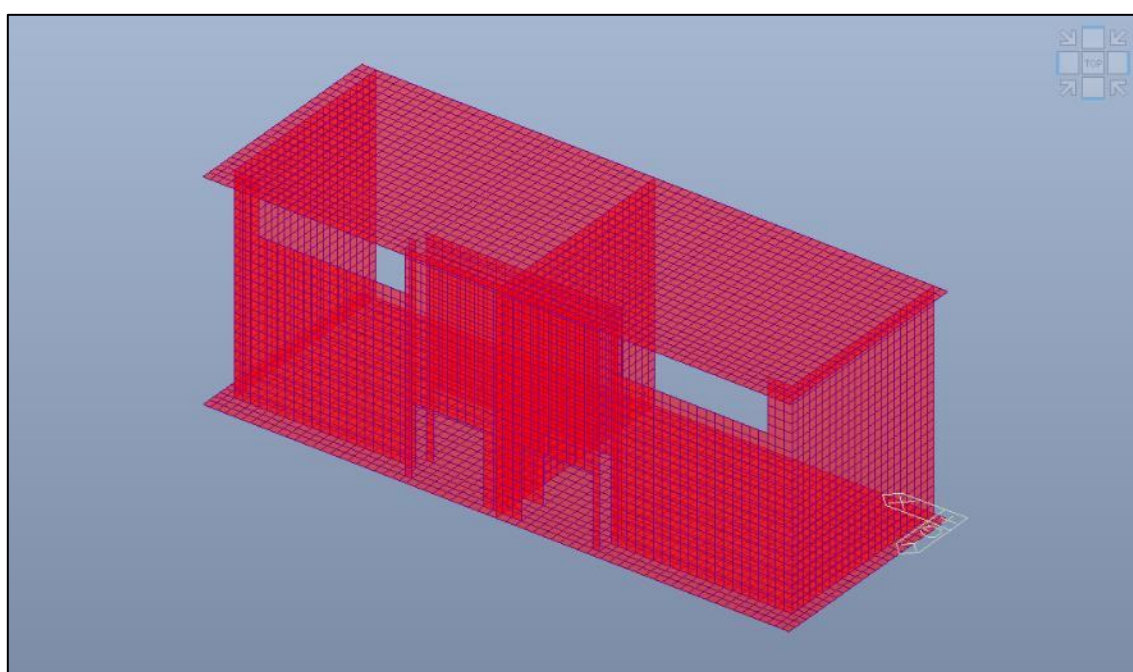


Figura 6 - Modello di calcolo: vista assonometrica da monte (asse degli elementi)

A tutti i nodi della soletta inferiore sono assegnate molle alla traslazione verticale per simulare il terreno di fondazione alla Winkler, con costante di sottofondo di 30.000 kN/m^3 .

L'asse globale Z del modello è diretto verso l'alto; l'asse X in direzione trasversale (destra-sinistra del corso d'acqua).



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. Nessun errore o avvertimento è indicato nell'output del software.

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 azioni interne e 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 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.

5.5 AZIONI AGENTI

Peso proprio

Il peso proprio della struttura in c.a. è tenuto automaticamente in conto dal software di calcolo, avendo assegnato agli elementi "plate" il loro reale spessore ed il peso di volume di 25 kN/m^3 .

Il carico permanente portato sulla soletta superiore (considerato nelle combinazioni di carico compitamente definito) è assunto pari a 4 kN/m^2 .

Spinta a riposo terreno laterale

Sui muri laterali agisce un carico distribuito variabile tra i seguenti due valori,



rispettivamente alla quota della soletta superiore e di quella inferiore:

$$p_{lat,sup} = 0$$

$$p_{lat,inf} = 0,56 \cdot 7,80 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 87,4 \text{ kN/m}^2$$

Spinta attiva terreno laterale

In alternativa alla spinta a riposo (v. precedenti §§ 5.2.2 e 5.3), sui muri laterali agisce un carico uniformemente distribuito variabile tra i seguenti due valori, rispettivamente alla quota della soletta superiore e di quella inferiore:

$$p_{lat,sup} = 0$$

$$p_{lat,inf} = 0,39 \cdot 7,80 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 60,8 \text{ kN/m}^2$$

Acqua all'interno dello scatolare

Considerando l'acqua all'interno del manufatto a q. 228,60 m s.m., sulla soletta inferiore agisce il peso dell'acqua contenuta pari a:

$$p_{acqua,inf} = (228,60 - 226,00) \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 26 \text{ kN/m}^2$$

mentre sui piedritti agisce il carico distribuito variabile da 0 a quota 228,60 m s.m. fino a 26 kN/m² alla quota della soletta inferiore (226,00 m s.m.).

Spinta dell'acqua a monte

Si considera la spinta idrostatica dell'acqua a monte a quota 231,00 m s.m.

Sovraccarico accidentale sul terreno

Si considera agente sul terreno di rinfranco il sovraccarico di 20 kN/m².

Questo sovraccarico genera un incremento della spinta del terreno (spinta a riposo) sui muri laterali di:

$$q_{lat} = 0,56 \cdot 20 \text{ kN/m}^2 = 11,2 \text{ kN/m}^2$$

Sovraccarico sulla soletta superiore

In accordo con lo schema di carico 1 definito al § 5.1.3.3.5 delle NTC per i ponti, si considerano agenti sulla soletta superiore:

- un carico uniformemente distribuito di 9 kN/m²;
- quattro carichi concentrati da 150 kN ciascuno, disposti longitudinalmente ad interasse di 1,2 m circa e trasversalmente di 2,0 m circa; ciascuno dei quattro carichi è suddiviso su n. 4 nodi del modello, come rappresentato in Figura 6.

Nelle successive fasi della progettazione verranno dettagliate ulteriori verifiche per studiare differenti posizioni dei carichi mobili (ad esempio, vicino agli



appoggi), così da massimizzare le sollecitazioni negli elementi strutturali.

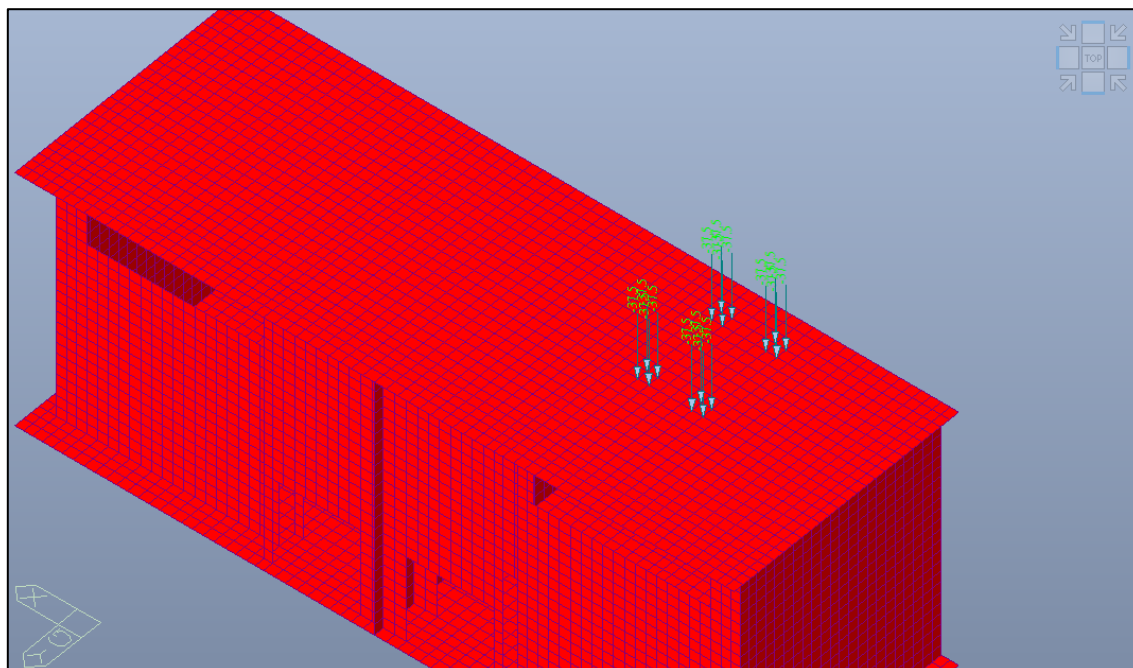


Figura 7 – Sovraccarico sulla soletta superiore: disposizione dei carichi concentrati sulla parte in destra (per la parte in sinistra, la disposizione è simmetrica)

Azioni sismiche

Peso proprio e permanenti portati

Le forze inerziali sulle masse strutturali sono calcolate moltiplicando le masse per i coefficienti:

- all'SLV: $k_h = 0,117$ e $k_v = \pm 0,059$
- all'SLD: $k_h = 0,050$ e $k_v = \pm 0,025$

Al sovraccarico permanente sulla soletta superiore sono applicati gli stessi coefficienti.

Terreno

La sovraspinta del terreno laterale, da sommare alla spinta in condizioni statiche, è calcolata con la formulazione di Wood (1973) e vale:

- all'SLV: $\Delta p_d = a_{max}/g \cdot \gamma \cdot h_{tot} = 18,3 \text{ kN/m}^2$
- all'SLD: $\Delta p_d = a_{max}/g \cdot \gamma \cdot h_{tot} = 7,8 \text{ kN/m}^2$

essendo $h_{tot} = 7,8 \text{ m}$.

Acqua

Il peso dell'acqua contenuta nello scatolare, agente come carico verticale sulla



soletta inferiore, viene moltiplicato per il coefficiente k_v :

- all'SLV: $26 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,059 = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- all'SLD: $26 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,025 = 0,7 \text{ kN/m}^2$

La sovraspinta sul piedritto destro e la corrispondente alla depressione sul sinistro, è calcolata con l'espressione:

$$q_{wd}(z) = 7/8 \cdot k_h \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (H \cdot z)^{0,5}$$

essendo $H = 2,60 \text{ m}$ l'altezza d'acqua contenuta e z la quota generica a partire da q. 228,60 m s.m.

5.6 CONVENZIONI DI SEGNO

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

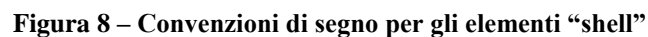
Gli assi locali degli elementi shell sono così diretti:

- per gli elementi orizzontali (fondazione e soletta superiore): il piano x-y giace sul piano dell'elemento, con l'asse x in direzione trasversale rispetto all'asse del corso d'acqua;
- per gli elementi verticali (muri laterali e pila): il piano x-y giace sul piano dell'elemento, con l'asse x orizzontale.

Le convenzioni di segno delle forze interne negli elementi shell sono indicate in Figura 8.

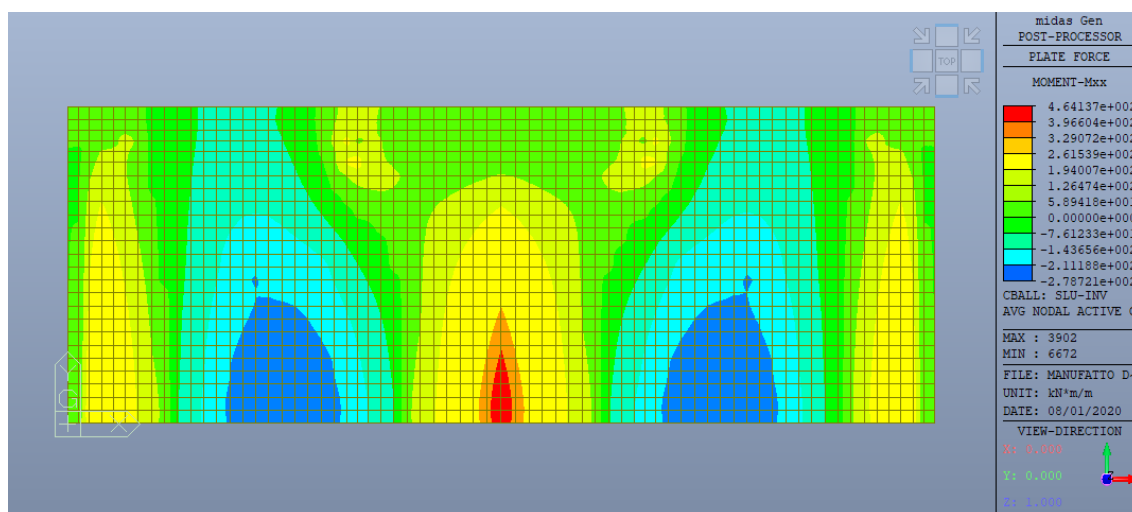
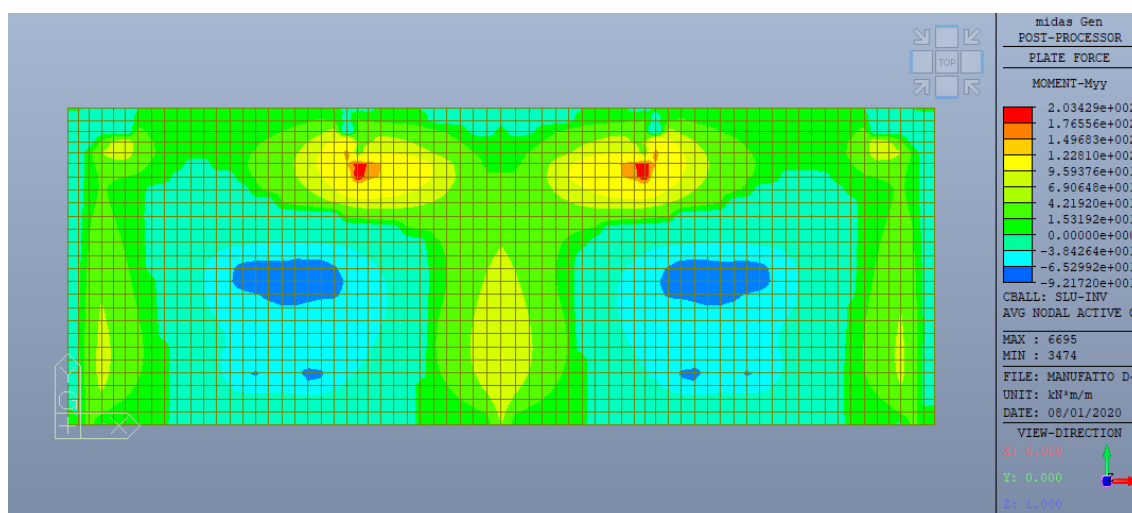
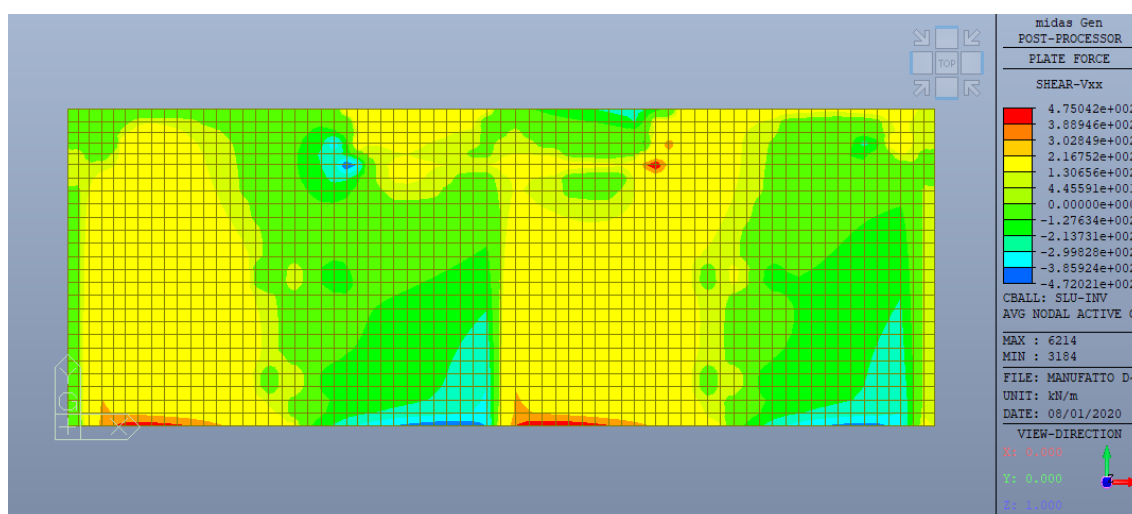
Con queste convenzioni di segno si ha quindi:

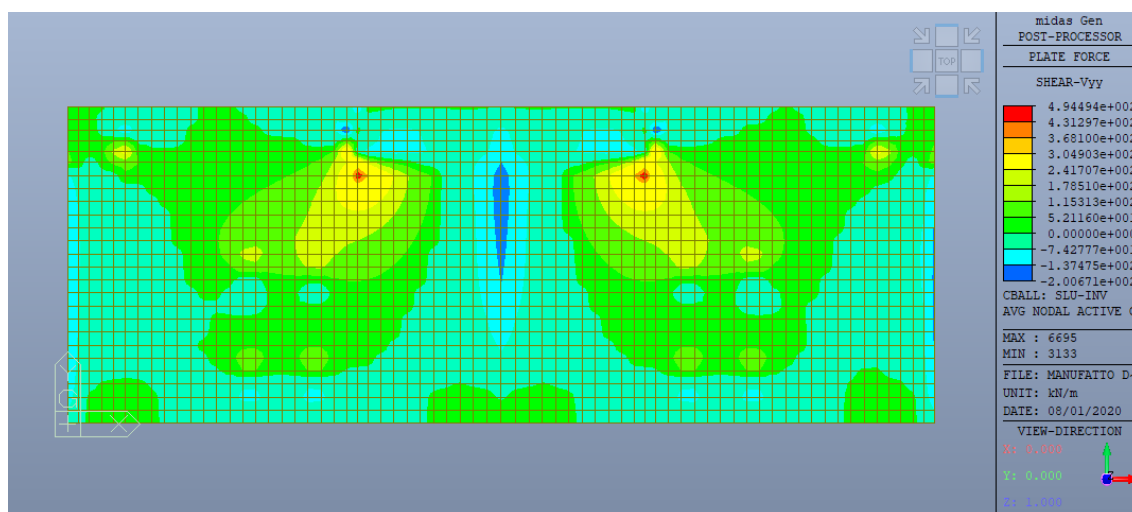
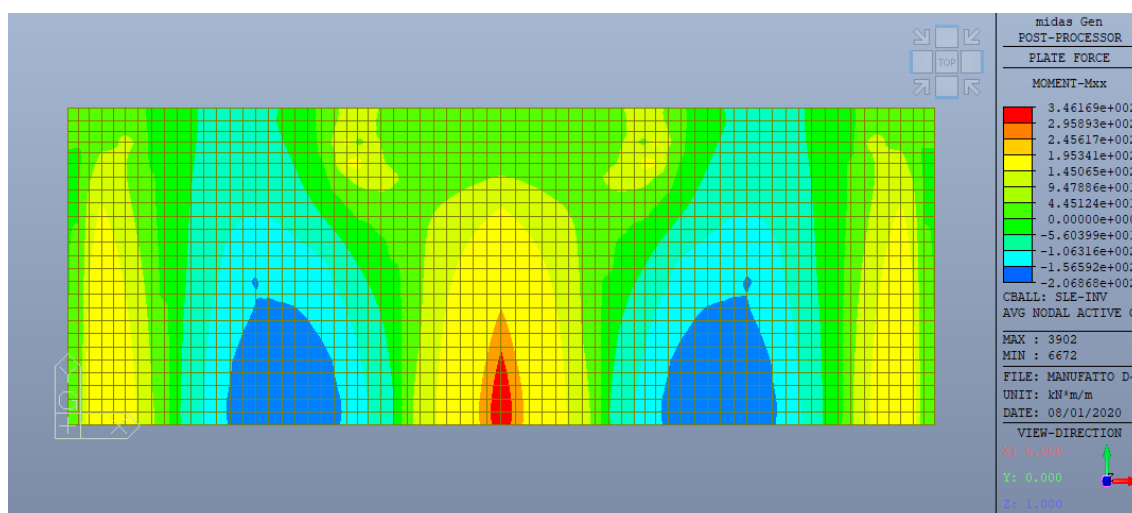
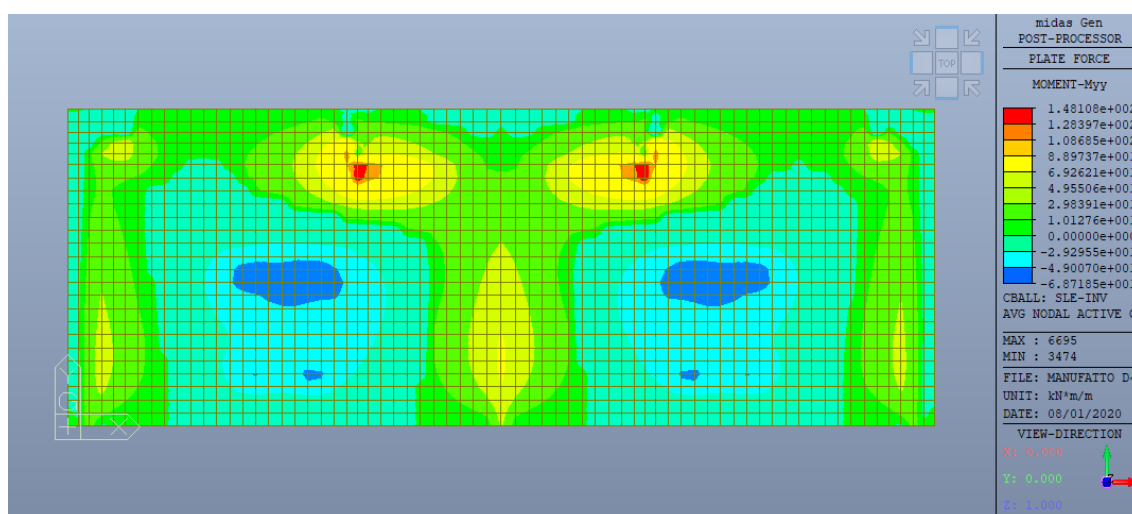
- per le solette: i momenti M_{xx} sono quelli dimensionanti per le armature disposte trasversalmente rispetto all'asse del corso d'acqua;
- per i muri: i momenti M_{xx} sono quelli dimensionanti per le armature orizzontali e M_{yy} per quelle verticali.



Si riportano di seguito i diagrammi involuppo delle azioni interne all'SLU ed all'SLE degli elementi strutturali più significativi, che consentono di dimostrare il corretto dimensionamento strutturale del manufatto, tenendo conto dell'attuale livello di progettazione.

- SLU - Momenti M_{xx} – inviluppo dei massimi in valore assoluto
- SLU - Momenti M_{yy} – inviluppo dei massimi in valore assoluto
- SLU – Tagli V_{xx} – inviluppo dei massimi in valore assoluto
- SLU – Tagli V_{yy} – inviluppo dei massimi in valore assoluto
- SLE - Momenti M_{xx} – inviluppo dei massimi in valore assoluto
- SLE - Momenti M_{yy} – inviluppo dei massimi in valore assoluto

Figura 9 – Soletta superiore – SLU – Inviluppo momenti M_{xx} Figura 10 – Soletta superiore – SLU – Inviluppo momenti M_{yy} Figura 11 – Soletta superiore – SLU – Inviluppo tagli V_{xx}

Figura 12 – Soletta superiore – SLU – Involuppo tagli V_{yy} Figura 13 – Soletta superiore – SLE – Involuppo momenti M_{xx} Figura 14 – Soletta superiore – SLE – Involuppo momenti M_{yy}



Muri laterali e frontali (da Figura 15 a Figura 24)

- SLU - Momenti M_{xx} – involucro dei massimi in valore assoluto
- SLU – Tagli V_{xx} – involucro dei massimi in valore assoluto
- SLU - Momenti M_{yy} – involucro dei massimi in valore assoluto
- SLU – Tagli V_{yy} – involucro dei massimi in valore assoluto
- SLU – Azioni assiali N_{yy} – involucro dei massimi
- SLU – Azioni assiali N_{yy} – involucro dei minimi
- SLE - Momenti M_{xx} – involucro dei massimi in valore assoluto
- SLE – Azioni assiali N_{xx} – involucro dei massimi
- SLE – Azioni assiali N_{xx} – involucro dei minimi
- SLE - Momenti M_{yy} – involucro dei massimi in valore assoluto

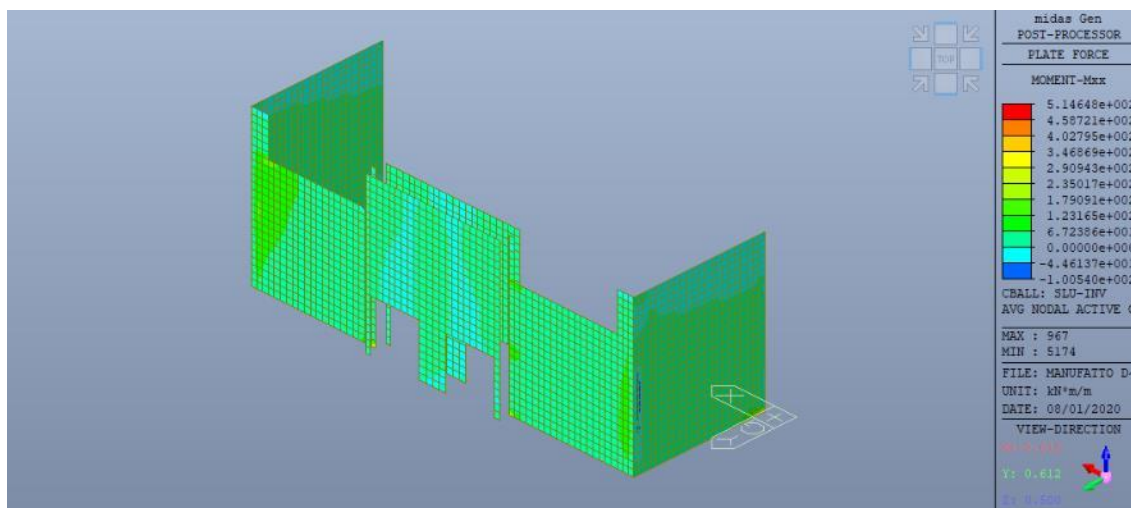


Figura 15 – Muri laterali e frontali – SLU – Involucro dei momenti M_{xx}

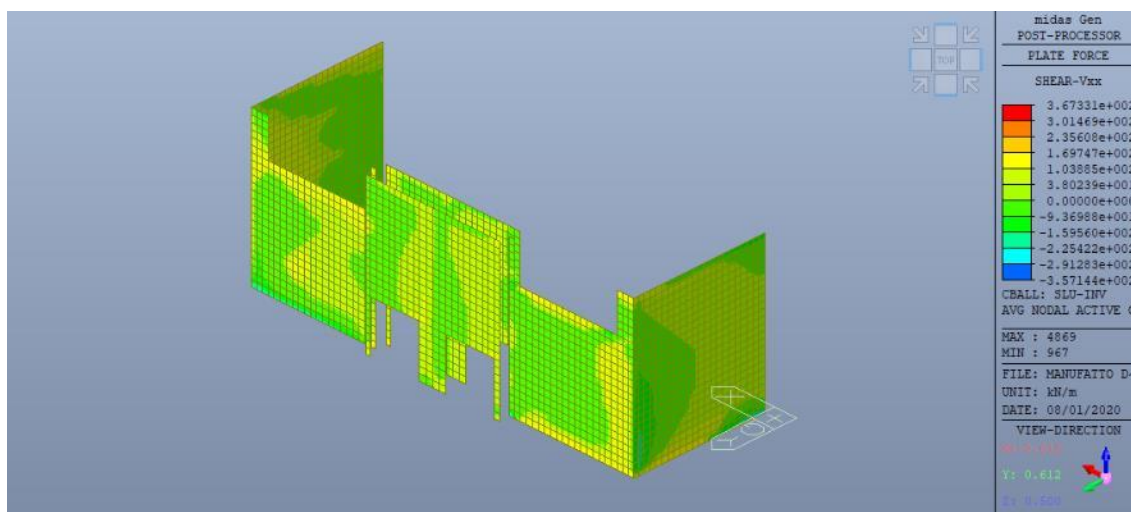
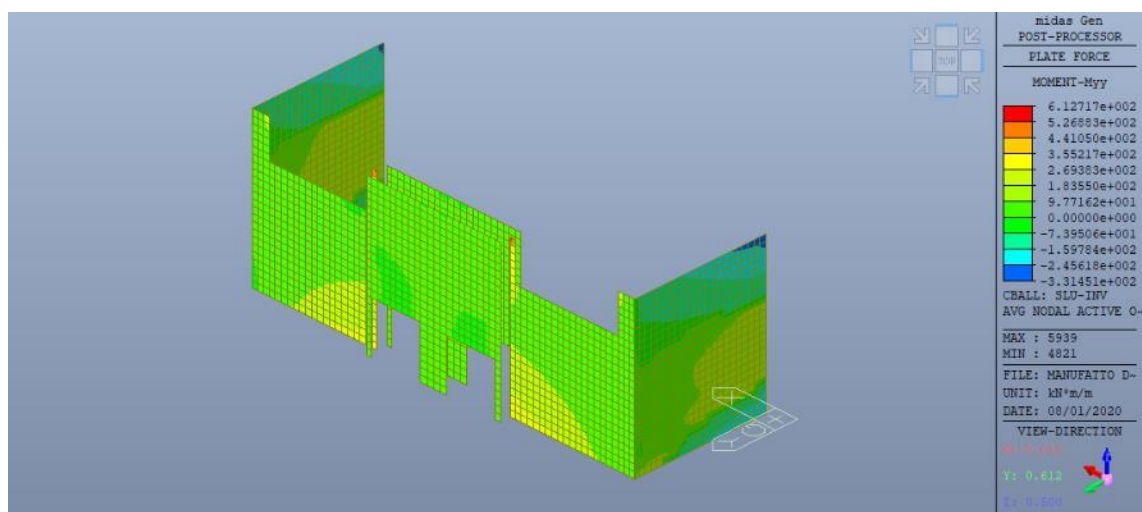
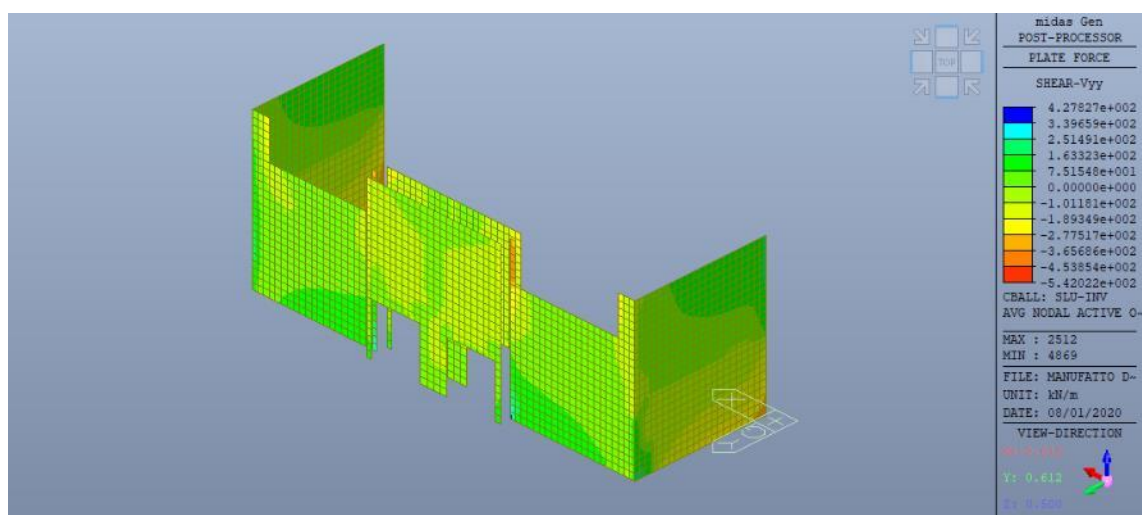
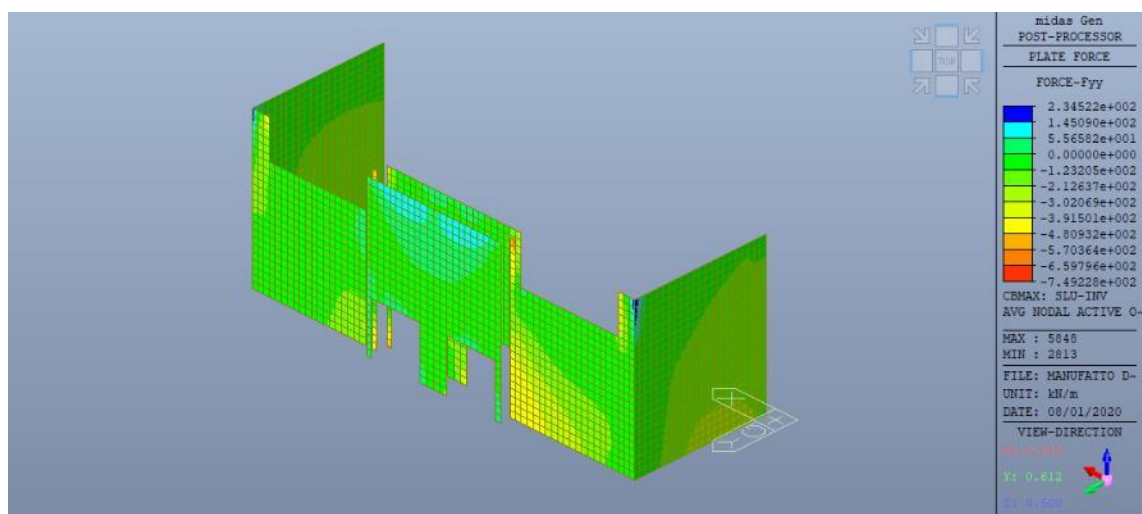
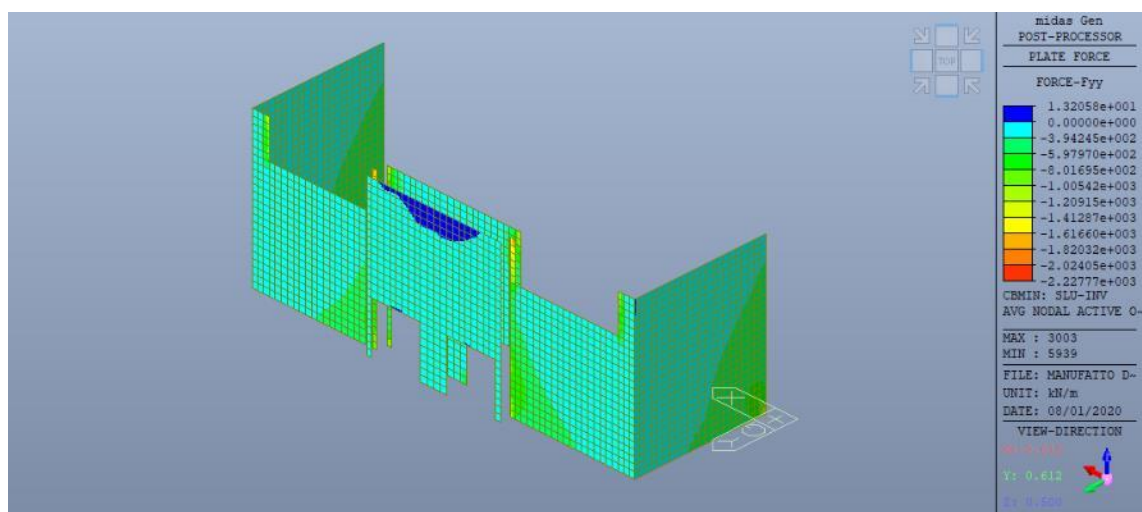
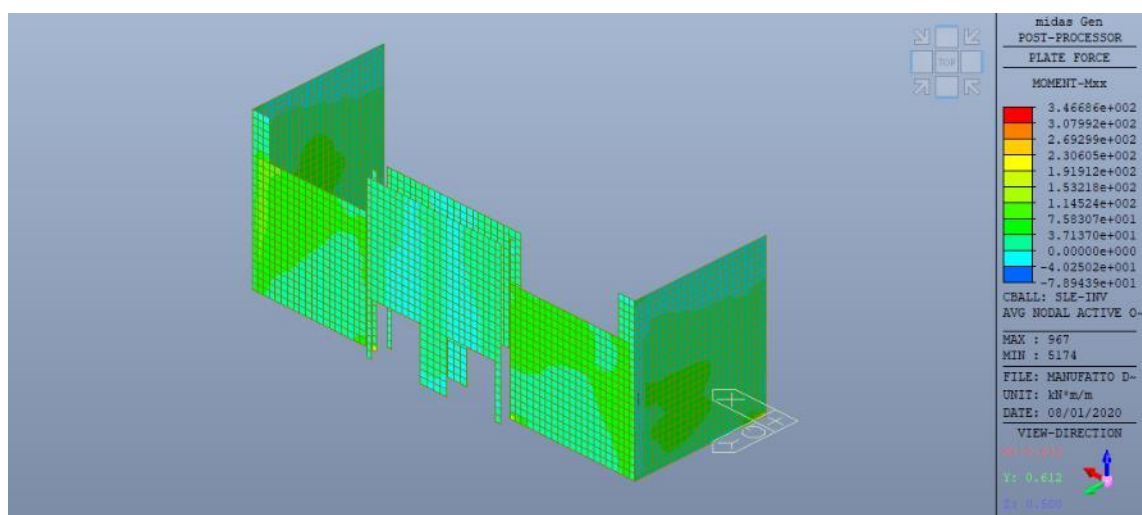
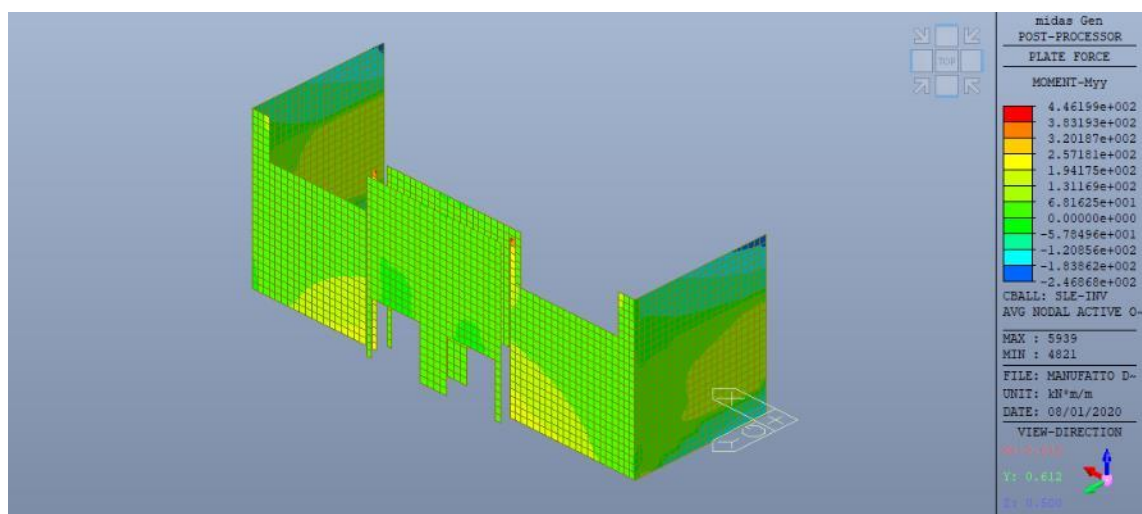


Figura 16 – Muri laterali e frontali – SLU – Involucro dei tagli V_{xx}

Figura 17 – Muri laterali e frontali – SLU – Involuppo dei momenti M_{yy} Figura 18 – Muri laterali e frontali – SLU – Involuppo dei tagli V_{yy} Figura 19 – Muri laterali e frontali – SLU – Involuppo delle azioni assiali N_{yy} massime

Figura 20 – Muri laterali e frontali – SLU – Involuppo delle azioni assiali N_{yy} minimeFigura 21 – Muri laterali e frontali – SLE – Involuppo dei momenti M_{xx} Figura 22 – Muri laterali e frontali – SLE – Involuppo dei momenti M_{yy}

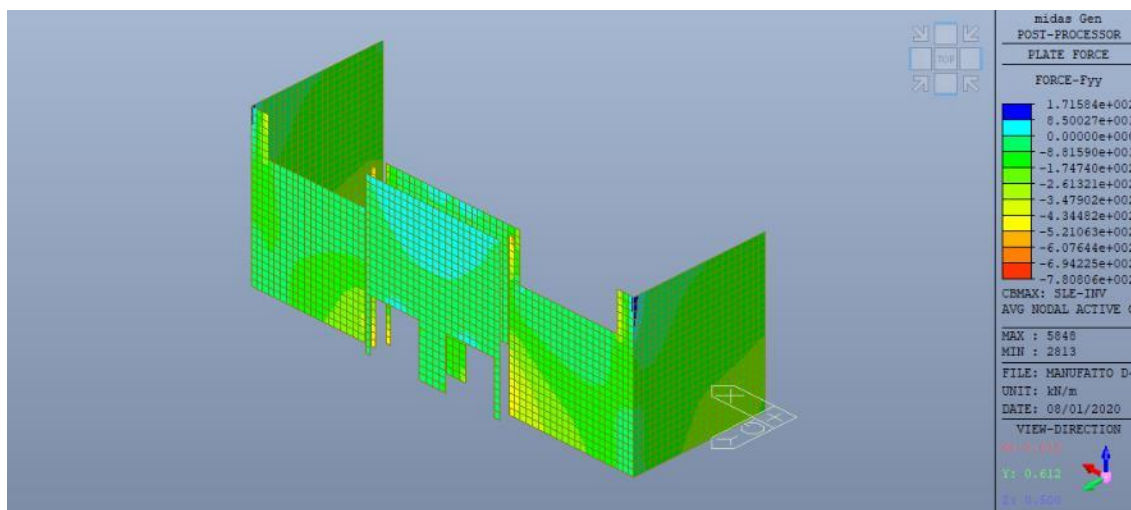


Figura 23 – Muri laterali e frontali – SLE – Involuppo delle azioni assiali N_{yy} massime

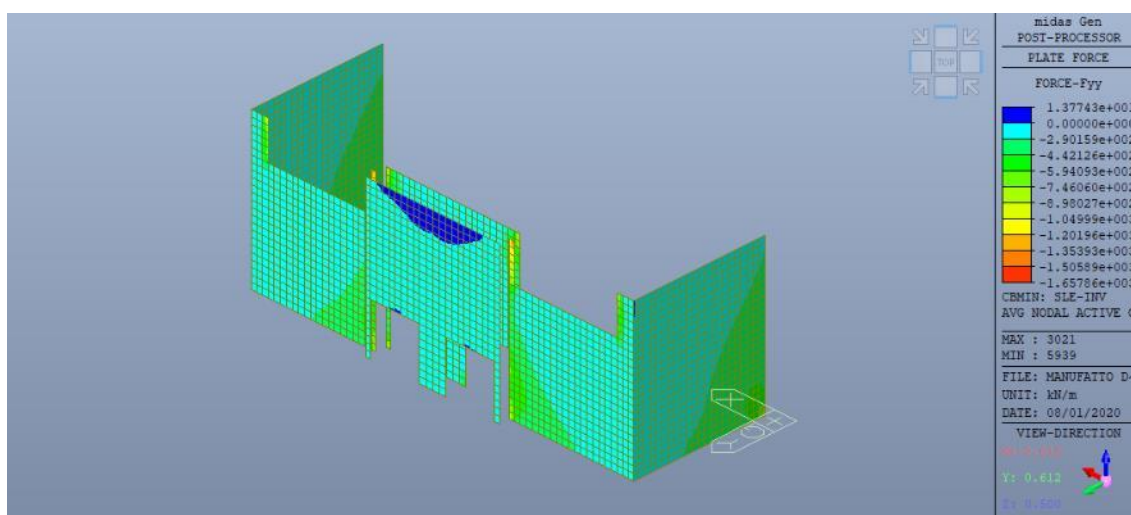


Figura 24 – Muri laterali e frontali – SLE – Involuppo delle azioni assiali N_{yy} minime

5.8 VERIFICHE

Si riportano di seguito alcune verifiche significative degli elementi strutturali principali.

5.8.1 SOLETTA SUPERIORE

La soletta superiore ha spessore di 80 cm ed è armata con 5+5 Ø20 (armatura simmetrica) al metro, in direzione trasversale rispetto all'asse del corso d'acqua. In corrispondenza della pila centrale, è prevista un'armatura aggiuntiva all'estradosso costituita da 5 Ø20.

Anche l'armatura secondaria, in direzione longitudinale del corso d'acqua, è



costituita da 5+5 Ø20.

In direzione X, nelle zone maggiormente sollecitate a taglio, sono previste staffe Ø8 a 4 bracci, con interasse di 20 cm.

Verifiche a flessione allo SLU

In direzione X (armature principali, trasversali al corso d'acqua)

I valori massimo e minimo del momento flettente agli Stati Limite Ultimi sono:

$$M_{Ed} = -279 \text{ kNm} \quad (\text{involuppo dei minimi, in campata})$$

$$M_{Ed} = +464 \text{ kNm} \quad (\text{involuppo dei massimi, sopra la pila centrale})$$

Dal calcolo a rottura della sezione si ottengono i momenti resistenti di progetto:

$$\text{- in campata:} \quad M_{Rd} = -447 \text{ kNm}$$

$$\text{- in corrispondenza della pila centrale:} \quad M_{Rd} = +868 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

In direzione Y

Il massimo (in valore assoluto) momento flettente agli Stati Limite Ultimi è:

$$M_{Ed} = 203 \text{ kNm}$$

Dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 447 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

Verifiche a taglio

In direzione X

Il massimo taglio agente (in valore assoluto) all'SLU è:

$$V_{Ed} = 475 \text{ kN}$$

Il taglio resistente è calcolato con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.2 delle NTC.

Il valore dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo che massimizza la resistenza a taglio della sezione è pari a $\alpha = 21.80^\circ$. Le resistenze di progetto a "taglio trazione" ed a "taglio compressione" sono, rispettivamente:

$$V_{Rsd} = 654,3 \text{ kN} \quad [0,9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \text{sen } \alpha]$$

$$V_{Rcd} = 2078,4 \text{ kN} \quad [0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg } 2\theta)]$$

dove:

$d = 74 \text{ cm}$: altezza utile della sezione

$A_{sw} = 201 \text{ mm}^2$: area dell'armatura trasversale



$s = 200 \text{ mm}$: interasse tra due armature trasversali consecutive

$\alpha = 90^\circ$: angolo di inclinazione dell'armatura trasversale

$\nu = 0.5$

$\alpha_c = 1,000$: coefficiente maggiorativo

In definitiva, la resistenza a taglio di progetto è:

$$V_{Rd} = 654 \text{ kN}$$

maggiore del taglio agente, quindi la verifica è soddisfatta.

In direzione Y

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula [4.1.23] delle NTC. Con:

b_w	=	100 cm	Larghezza minima della sezione
d	=	74 cm	Altezza utile della sezione
A_{sl}	=	1571 mm ²	Area dell'armatura longitudinale tesa
ρ_1	=	0,0021 -	Rapporto geometrico armatura tesa
σ_{cp}	=	0 MPa	Tensione media di compressione
k	=	1,5199 -	$[1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$
v_{min}	=	0,3710 MPa	$[0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 255,6 \text{ kN}$$

Il massimo taglio agente (in valore assoluto) all'SLU è

$$V_{Ed} = 495 \text{ kN}$$

Questo valore è però estremamente puntuale, in corrispondenza di un punto singolare del modello (sopra la parete frontale, nella zona a tra lo sfioratore e la luce di fondo), come ben visibile nella precedente Figura 12. Tralasciando questa singolarità il taglio agente V_{yy} risulta sempre inferiore a circa 250 kN, minore del taglio resistente, quindi la verifica a taglio è soddisfatta.

Verifica delle tensioni in esercizio

Si riportano di seguito i massimi momenti flettenti agenti agli SLE nella soletta superiore ed i conseguenti valori delle sollecitazioni nel calcestruzzo e nell'acciaio:

- direzione X, intradosso in campata:

$$M_{Ed} = -207 \text{ kNm}$$



$$\rightarrow \sigma_c = 3,3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 192 \text{ N/mm}^2$$

- direzione X, estradosso in corrispondenza della pila: $M_{Ed} = +346 \text{ kNm}$

$$\rightarrow \sigma_c = 4,3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 163 \text{ N/mm}^2$$

- direzione Y (massimo in valore assoluto): $M_{Ed} = 148 \text{ kNm}$

$$\rightarrow \sigma_c = 2,4 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 137 \text{ N/mm}^2$$

Siccome i valori degli sforzi nel calcestruzzo e nell'acciaio sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC ($\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_{s,max} = 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$), le verifiche sono soddisfatte.

Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione viene eseguita senza calcolo diretto, in accordo con le indicazioni del § C4.1.2.2.4.5 della Circolare NTC, riferendosi ai limiti di tensione nell'acciaio di armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare NTC e riportate rispettivamente nelle successive Tabella 8 e Tabella 9.

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella 8 – Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione
(Tabella C4.4.II Circolare NTC)**

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

**Tabella 9 – Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione
(Tabella C4.4.III Circolare NTC)**

Con le sollecitazioni nell'acciaio sopra calcolate (minori di $\sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2$), essendo il diametro delle barre previste in progetto pari a 20 mm e la loro



spaziatura di 200 mm, la verifica a fessurazione è soddisfatta per via indiretta.

5.8.2 MURI LATERALI

I muri laterali disposti longitudinalmente al canale hanno spessore variabile da 150 cm alla base a 80 cm in sommità e sono armati con 5+5 Ø20 al metro sia in direzione orizzontale che verticale.

Verifiche a pressoflessione allo SLU

Armatura orizzontale

Il valore massimo del momento flettente agli Stati Limite Ultimi è alla base, per la combinazione SLV4:

$$M_{Ed} = 228 \text{ kNm}$$

Il minimo momento resistente di tutti i muri si ha in sommità (sezione di minimo spessore), dove:

$$M_{Rd} = 447 \text{ kNm}$$

M_{Rd} risulta sempre maggiore M_{Ed} , anche con l'approccio cautelativo di considerare la sezione a spessore minore. Quindi, la verifica a pressoflessione è ovunque soddisfatta.

Armatura verticale – in sommità

La combinazione M-N più sfavorevole si ha per la combinazione di carico SLU3, in cui:

$$M_{Ed,yy} = 276 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,yy} = -369 \text{ kN (di compressione)}$$

Dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 575 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

Armatura verticale – alla base

La combinazione M-N più sfavorevole si ha per la combinazione di carico SLU19, in cui:

$$M_{Ed,yy} = 295 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,yy} = -696 \text{ kN (di compressione)}$$

Dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:



$$M_{Rd} = 1360 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

Verifiche a taglio

In direzione orizzontale

Il massimo taglio agente (in valore assoluto) all'SLU è alla base (combinazione SLV1):

$$V_{Ed} = 221 \text{ kN}$$

Si calcola la resistenza a taglio per la sezione in sommità, avente spessore minore. La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula [4.1.23] delle NTC. Con:

b_w	=	100 cm	Larghezza minima della sezione
d	=	74 cm	Altezza utile della sezione
A_{sl}	=	1571 mm ²	Area dell'armatura longitudinale tesa
ρ_1	=	0,0021 -	Rapporto geometrico armatura tesa
σ_{cp}	=	0 MPa	Tensione media di compressione
k	=	1,5199 -	$[1 + (200/d)1/2 \leq 2]$
v_{min}	=	0,3710 MPa	$[0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 255,6 \text{ kN}$$

Quindi la verifica a taglio in direzione orizzontale per i muri laterali è ovunque soddisfatta.

In direzione verticale – alla base

La combinazione V-N più sfavorevole all'SLU si ha per la combinazione SLV1, alla base della parete, dove:

$$V_{Ed} = 489 \text{ kN con } N_{Ed} = -458 \text{ kN (di compressione)}$$

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula [4.1.23] delle NTC. Con:

b_w	=	100 cm	Larghezza minima della sezione
d	=	145 cm	Altezza utile della sezione
A_{sl}	=	3142 mm ²	Area dell'armatura longitudinale tesa (2 strati)
ρ_1	=	0,0022 -	Rapporto geometrico armatura tesa



$$\sigma_{cp} = 0,3159 \text{ MPa} \quad \text{Tensione media di compressione}$$

$$k = 1,3714 - [1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$$

$$v_{min} = 0,3180 \text{ MPa} \quad [0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 524 \text{ kN}$$

Quindi la verifica a taglio in direzione orizzontale per i muri laterali è ovunque soddisfatta.

In direzione verticale – in sommità

La combinazione V-N più sfavorevole all'SLU in sommità si ha per la combinazione SLV1, dove:

$$V_{Ed} = 168 \text{ kN} \text{ con } N_{Ed} = -99 \text{ kN (di compressione)}$$

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula [4.1.23] delle NTC. Con:

$$b_w = 100 \text{ cm} \quad \text{Larghezza minima della sezione}$$

$$d = 74 \text{ cm} \quad \text{Altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 1571 \text{ mm}^2 \quad \text{Area dell'armatura longitudinale tesa (2 strati)}$$

$$\rho_l = 0,0021 - \quad \text{Rapporto geometrico armatura tesa}$$

$$\sigma_{cp} = 0,1338 \text{ MPa} \quad \text{Tensione media di compressione}$$

$$k = 1,5199 - [1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$$

$$v_{min} = 0,3710 \text{ MPa} \quad [0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 271 \text{ kN}$$

Quindi la verifica a taglio in direzione orizzontale per i muri laterali è ovunque soddisfatta.

Verifica delle tensioni in esercizio

Si riportano di seguito i massimi momenti flettenti agenti agli SLE nei muri laterali ed i conseguenti valori delle sollecitazioni nel calcestruzzo e nell'acciaio:

$$- \text{ direzione orizzontale: } M_{Ed} = 215 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow \sigma_c = 3,5 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 199 \text{ N/mm}^2$$

(calcolo eseguito con il massimo momento flettente sollecitante e sezione in sommità)



- direzione verticale, in sommità: $M_{Ed} = 206 \text{ kNm}$ con $N_{Ed} = 276 \text{ kN}$
 → $\sigma_c = 3,4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 111 \text{ N/mm}^2$
- direzione verticale, alla base: $M_{Ed} = 215 \text{ kNm}$ con $N_{Ed} = 508 \text{ kN}$
 → $\sigma_c = 0,9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 5 \text{ N/mm}^2$

Siccome i valori degli sforzi nel calcestruzzo e nell'acciaio sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC ($\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_{s,max} = 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$), le verifiche sono soddisfatte.

Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione viene eseguita senza calcolo diretto, in accordo con le indicazioni del § C4.1.2.2.4.5 della Circolare NTC, riferendosi ai limiti di tensione nell'acciaio di armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare NTC e riportate rispettivamente nelle precedenti Tabella 8 e Tabella 9.

Con le sollecitazioni nell'acciaio sopra calcolate (massima $\sigma_s = 199 \text{ N/mm}^2$), essendo il diametro delle barre previste in progetto pari a 20 mm e la loro spaziatura di 200 mm, la verifica a fessurazione è soddisfatta per via indiretta.

5.8.3 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Il massimo spostamento orizzontale a livello della soletta superiore, calcolato per le combinazioni SLE, è pari a 0,7 mm. In direzione verticale, al netto dello spostamento verticale dovuto alla presenza delle molle modellate sotto la soletta di fondazione, la massima freccia calcolata della soletta superiore è di circa 1,3 mm (v. Figura 25 e Figura 26).

I valori calcolati sono del tutto ammissibili per l'opera in esame, quindi le verifiche di deformabilità sono soddisfatte.

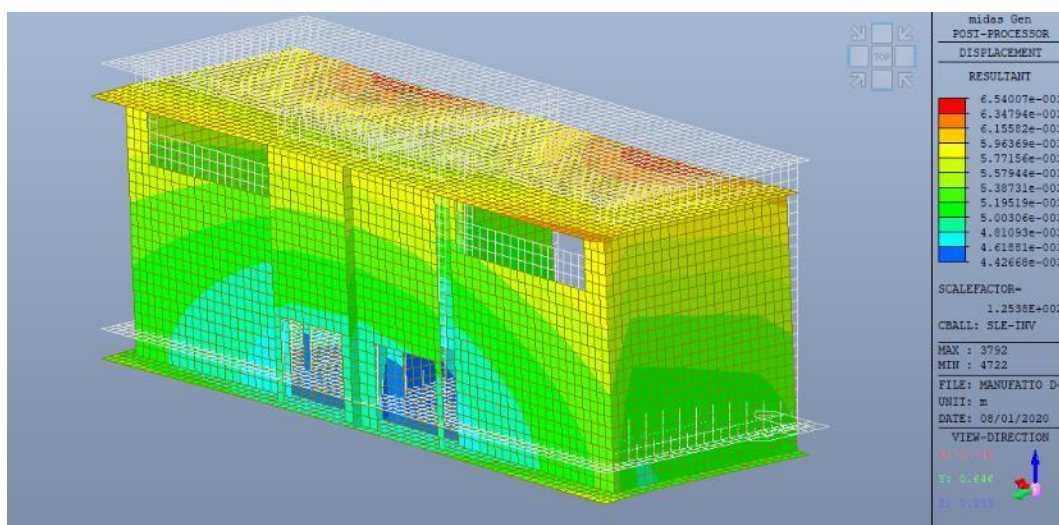


Figura 25 – Contour degli spostamenti massimi (involuppo degli SLE)

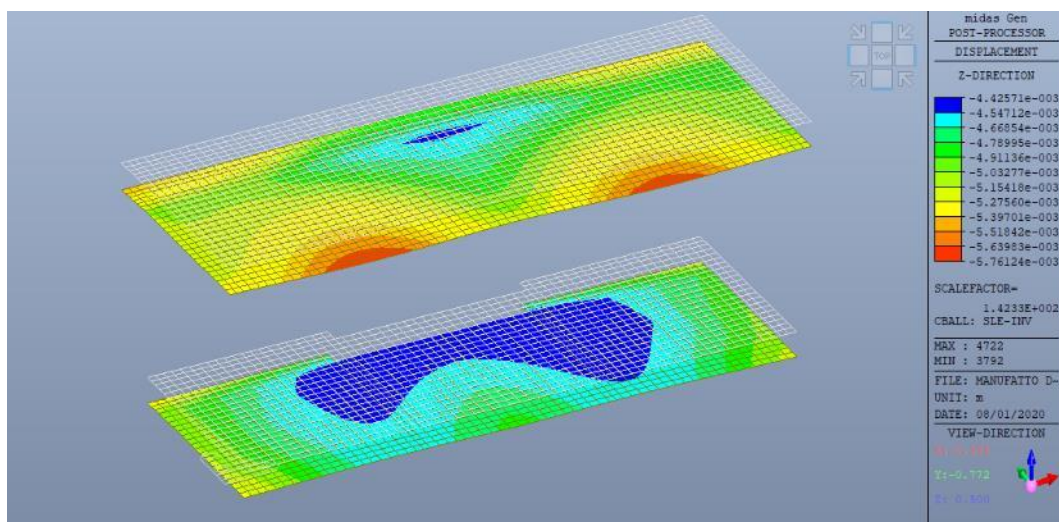


Figura 26 – Contour degli spostamenti verticali delle solette (involuppo degli SLE)



6. SCATOLARE 4,00 X 2,00 M

6.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il manufatto in esame è lo scatolare con funzione di scarico di fondo della vasca ubicato in destra idraulica rispetto al manufatto di scarico. Le dimensioni interne sono di 4,00 m di larghezza per 2,00 m di altezza; lo spessore delle solette è di 70 cm, quello dei piedritti di 50 cm. Il massimo spessore del terreno di ricoprimento è di circa 6,00 m rispetto all'estradosso della soletta superiore.

La geometria dello scatolare è illustrata in Figura 27, in cui sono anche indicate, in rosso, le dimensioni degli assi utilizzate per il calcolo.

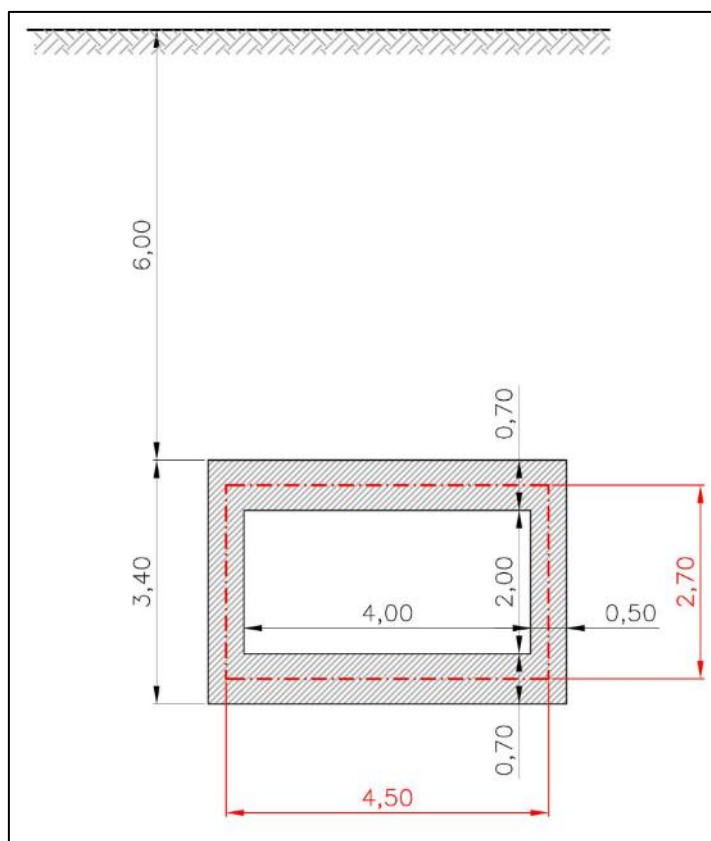


Figura 27 – Geometria di calcolo dello scatolare

6.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

6.2.1 CRITERI DI VERIFICA

La sicurezza strutturale dell'opera è garantita attraverso la verifica dei seguenti



stati limite:

SLU stati limite ultimi (capacità di evitare crolli e dissesti gravi, anche parziali, che possono compromettere l'incolumità delle persone, provocare danni ambientali e sociali ovvero mettere fuori servizio l'opera). Gli SLU da verificare sono quelli relativi alla resistenza degli elementi strutturali. I medesimi stati limite ultimi dovranno esser rispettati anche in concomitanza delle azioni sismiche all'SLV (stato limite di salvaguardia della vita).

SLE stati limite di esercizio (capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio). Gli SLE da verificare per ogni situazione di esercizio riguardano la verifica di danneggiamenti locali che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto (limitazione delle tensioni di esercizio, dell'apertura delle fessure e della deformabilità degli elementi strutturali). I medesimi stati limite di esercizio dovranno esser rispettati anche in concomitanza delle azioni sismiche all'SLD (stato limite di danno).

6.2.2 PARAMENTRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Il terreno costituente il rinfranco laterale ed il ricoprimento superiore è quello utilizzato per la realizzazione del nuovo rilevato arginale di cui si riportano, in Tabella 10, i parametri geotecnici caratteristici.

<i>Livelli</i>	<i>Caratterizzazione litologica</i>	<i>Cu (kPa)</i>	<i>C' (kPa)</i>	<i>Φ'</i>	<i>γ (kN/mc)</i>	<i>γ_s (kN/mc)</i>
<i>Nuovo rilevato arginale</i>	<i>Limi e limi sabbiosi non plastici</i>	65	10	26	18	20

Tabella 10 - Parametri geotecnici caratteristici

Si assume inoltre, per il terreno di fondazione, un coefficiente di sottofondazione alla Winkler pari a $k = 30.000 \text{ kN/m}^3$.

6.2.3 CARICHI E SOVARCCARICHI

In Tabella 11 si riporta l'elenco delle condizioni di carico elementari considerate nelle analisi che seguono.



Si considera, sulla soletta superiore dello scatolare, il peso del terreno con lo spessore fino alla sommità arginale. Si considera inoltre il sovraccarico accidentale sulla sommità arginale pari a $q = 20 \text{ kN/m}^2$.

Nella determinazione della spinta laterale del terreno di rinfranco, lo scatolare può essere considerato come una struttura indeformabile. Pertanto il terreno può essere considerato in uno stato di spinta a riposo, con coefficiente di spinta $K_0 = 0,56$.

Carichi permanenti:	
1	Peso proprio
Carichi permanenti portati:	
2	Terreno superiore
3	Spinta a riposo sx
4	Spinta a riposo dx
5	Spinta attiva sx
6	Spinta attiva dx
Carichi accidentali:	
7	Acqua interna
8	Sovraccarico sup
9	Sovraccarico sx
Azioni sismiche - Componente H	
SLV1 - SLD1	Peso proprio
SLV2 - SLD2	Terreno sx
SLV3 - SLD3	Acqua interna
Azioni sismiche - Componente V	
SLV4 - SLD4	Peso proprio
SLV5 - SLD5	Terreno superiore
SLV6 - SLD6	Acqua interna

Tabella 11 – Elenco dei carichi elementari

Per massimizzare le azioni interne, nelle combinazioni di carico si considerano anche alcune combinazioni di carico in cui la spinta sui piedritti è calcolata in condizioni di spinta attiva, con $K_a = 0,39$. Come indicato al successivo § 6.2.4, si considerano infatti le seguenti condizioni alternative:

- Spinta a riposo su entrambi i piedritti
- Spinta attiva su entrambi i piedritti
- Spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta attiva sul piedritto destro

La condizione b. massimizza le sollecitazioni di momento e taglio nella soletta



superiore; la condizione c. è introdotta per tenere in conto di eventuali carichi asimmetrici.

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte mediante l'analisi di tipo pseudostatico, in cui le forze statiche equivalenti sono:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove W è il peso di volume coinvolto e con:

$$k_h = \beta \cdot a_{\max}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

essendo β il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito, posto pari a 1 in quanto la struttura può considerarsi indeformabile.

La spinta del terreno in condizioni sismiche viene valutata con il metodo di Wood (1973), per terreni in condizioni di spinta a riposo.

6.2.4 COMBINAZIONI DI CARICO

In Tabella 12 sono riportate le combinazioni di carico considerate per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio.

Visto il numero ridotto dei carichi accidentali, si considera, per lo stato limite di esercizio in condizioni statiche, una sola serie di combinazioni di carico che involupa gli stati limite di esercizio. Nello specifico, si considera la condizione di carico “rara”, ottenuta imponendo pari ad 1 i coefficienti parziali delle azioni variabili sfavorevoli e pari a 1 tutti i coefficienti di combinazione. Pertanto, anche le verifiche che le NTC prevedono per le condizioni di carico “frequente” e “quasi permanente” verranno condotte considerando la combinazione “rara”. Nelle combinazioni “SLV1”÷“SLV4” le azioni sismiche che concorrono sono quelle calcolate all’SLV; analogamente, nelle combinazioni “SLD1”÷“SLD4” si considerano le azioni sismiche all’SLD.



	Carichi perma- nenti	Carichi permanenti portati					Carichi accidentali			Azioni sismiche					
										Orizzontale			Verticale		
	Peso proprio	Terreno superiore	Spinta a riposo sx	Spinta a riposo dx	Spinta attiva sx	Spinta attiva dx	Acqua interna	Sovraccarico sup	Sovraccarico sx	Peso proprio	Terreno sx	Acqua interna	Peso proprio	Terreno superiore	Acqua interna
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	SLV1 SLD1	SLV2 SLD2	SLV3 SLD3	SLV4 SLD4	SLV5 SLD5	SLV6 SLD6
SLU1	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU2	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0
SLU3	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU4	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	0	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU5	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU6	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0
SLU7	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU8	1,3	1,3	1,3	1,3	0	0	1,5	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU9	1,3	1,3	1,3	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU10	1,3	1,3	1,3	0	0	1	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0
SLU11	1,3	1,3	1,3	0	0	1	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU12	1,3	1,3	1,3	0	0	1	0	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU13	1,3	1,3	1,3	0	0	1	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU14	1,3	1,3	1,3	0	0	1	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0
SLU15	1,3	1,3	1,3	0	0	1	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU16	1,3	1,3	1,3	0	0	1	1,5	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU17	1,3	1,3	0	0	1	1	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0
SLU18	1	1	1,3	1,3	0	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU19	1	1	1,3	1,3	0	0	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU20	1	1	1,3	0	0	1	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLU21	1	1	1,3	0	0	1	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0
SLV1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0,3	0,3	0,3
SLV2	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	-0,3	-0,3	-0,3
SLV3	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,3	0,3	0,3	1	1	1
SLV4	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,3	0,3	0,3	-1	-1	-1
SLE1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE2	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
SLE3	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SLE4	1	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0
SLD1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0,3	0,3	0,3
SLD2	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	-0,3	-0,3	-0,3
SLD3	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,3	0,3	0,3	1	1	1
SLD4	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0,3	0,3	0,3	-1	-1	-1

Tabella 12 - Combinazioni di carico

6.3 MODELLO DI CALCOLO

6.3.1 CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO

Il codice di calcolo è MIDAS GEN 2020 vers. 2.1 della MIDAS IT Co, Ltd, per la cui descrizione si rimanda al precedente § 5.4.1.

6.3.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello schematizza la struttura dello scatolare come un portale formato da n. 4 elementi “beam”, come rappresentato in Figura 28. Le dimensioni del portale



modellato sono di 4,50 m di larghezza per 2,70 m di altezza, corrispondente agli assi degli elementi del manufatto reale.

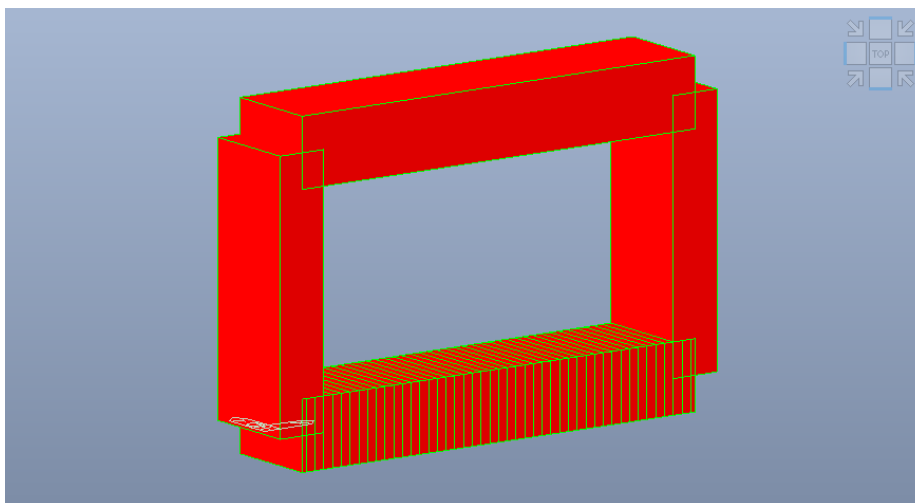


Figura 28 - Modello di calcolo: vista assonometrica

A tutti i nodi della soletta inferiore sono assegnate molle alla traslazione verticale per simulare il terreno di fondazione alla Winkler.

L'asse globale Z del modello è diretto verso l'alto; l'asse X in direzione trasversale.

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.

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. Nessun errore o avvertimento è indicato nell'output del software.

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 azioni interne e 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 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.

6.4 AZIONI AGENTI

Peso proprio

Il peso proprio della struttura in c.a. è tenuto automaticamente in conto dal software di calcolo, avendo assegnato agli elementi “beam” il loro reale spessore ed il peso di volume di 25 kN/m³.

Peso del terreno superiore

Il peso del terreno sulla soletta superiore, con spessore massimo di 6 m, è:

$$p_t = 6 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 120,0 \text{ kN/m}^2$$

Spinta a riposo terreno laterale

Sui piedritti agisce un carico uniformemente distribuito variabile tra i seguenti due valori, rispettivamente alla quota della soletta superiore e di quella inferiore:

$$p_{\text{lat,sup}} = 0,56 \cdot 6,00 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 67,2 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{lat,inf}} = 0,56 \cdot 9,40 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 105,3 \text{ kN/m}^2$$

Spinta attiva terreno laterale

Sui piedritti agisce un carico uniformemente distribuito variabile tra i seguenti due valori, rispettivamente alla quota della soletta superiore e di quella inferiore:

$$p_{\text{lat,sup}} = 0,39 \cdot 6,00 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 46,8 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{lat,inf}} = 0,39 \cdot 9,40 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 73,3 \text{ kN/m}^2$$

Acqua all'interno dello scatolare

Considerando cautelativamente lo scatolare completamente pieno, sulla soletta inferiore agisce il peso dell'acqua contenuta pari a:

$$p_{\text{acqua,inf}} = 2,0 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 20 \text{ kN/m}^2$$

mentre sui piedritti agisce il carico distribuito variabile da 0 alla quota della



soletta superiore fino a 20 kN/m^2 alla quota della soletta inferiore.

Sovraccarico accidentale sulla testa del rilevato

Si considera agente sulla soletta superiore il sovraccarico di

$$q = 20 \text{ kN/m}^2.$$

Questo sovraccarico genera un incremento della spinta del terreno (spinta a riposo) sui piedritti di:

$$q_{\text{lat}} = 0,56 \cdot 20 \text{ kN/m}^2 = 11,2 \text{ kN/m}^2$$

Azioni sismiche

Le forze inerziali sulle masse strutturali e sul carico permanente portato sulla soletta superiore (peso del terreno di ricoprimento) sono calcolate moltiplicando le masse per i coefficienti:

- all'SLV:

$$k_h = 0,117$$

$$k_v = \pm 0,059$$

- all'SLD:

$$k_h = 0,050$$

$$k_v = \pm 0,025$$

La sovraspinta del terreno laterale (da sommare alla spinta in condizioni statiche), calcolata con la formulazione di Wood (1973), è:

$$\text{- all'SLV: } \Delta p_d = a_{\text{max}}/g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}} = 22,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- all'SLD: } \Delta p_d = a_{\text{max}}/g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}} = 9,4 \text{ kN/m}^2$$

essendo $h_{\text{tot}} = 9,4 \text{ m}$.

Il peso dell'acqua contenuta nello scatolare, agente come carico verticale sulla soletta inferiore, viene moltiplicato per il coefficiente k_v . La sovraspinta sul piedritto destro, corrispondente alla depressione sul sinistro, è calcolata con l'espressione:

$$q_{\text{wd}}(z) = 7/8 \cdot k_h \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (H \cdot z)^{0,5}$$

essendo $H = 2,00 \text{ m}$ l'altezza d'acqua contenuta e z la quota generica a partire dal fondo dello scatolare.



6.5 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO

Si riportano di seguito i diagrammi involuppo delle azioni interne all'SLU ed all'SLE:

- Figura 29: SLU - momenti flettenti
- Figura 30: SLU - azioni assiali
- Figura 31: SLU - tagli
- Figura 32: SLE - momenti flettenti
- Figura 33: SLE - azioni assiali
- Figura 34: SLE - tagli

In Figura 35 si riporta infine la deformata calcolata all'SLE.

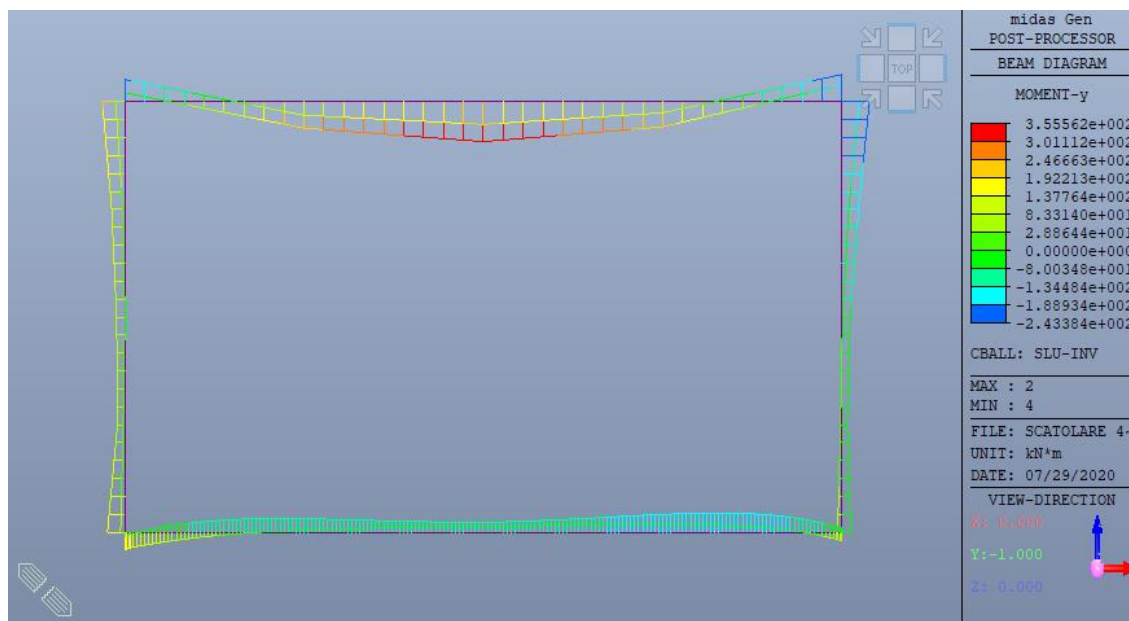


Figura 29 – Momenti flettenti all'SLU

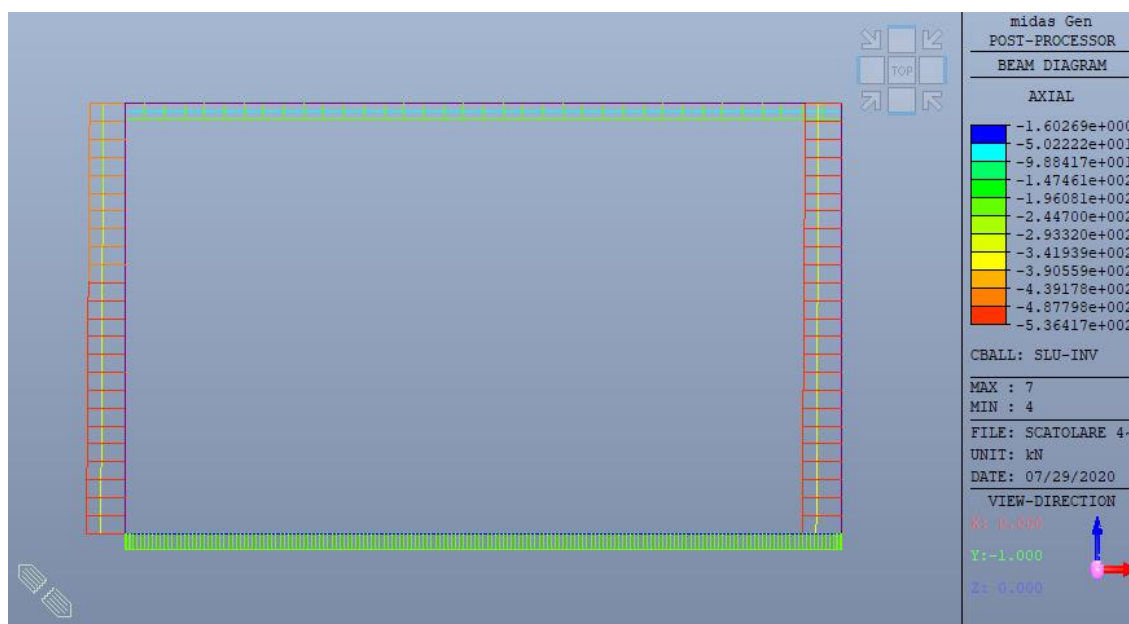


Figura 30 – Azioni assiali all'SLU

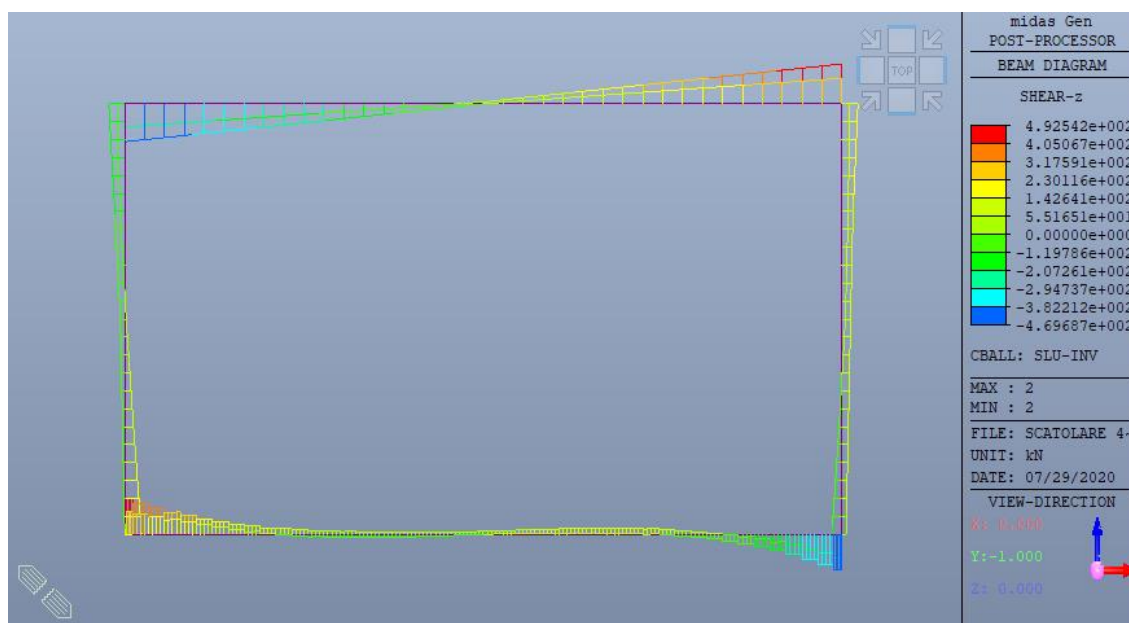


Figura 31 – Azioni di taglio all'SLU

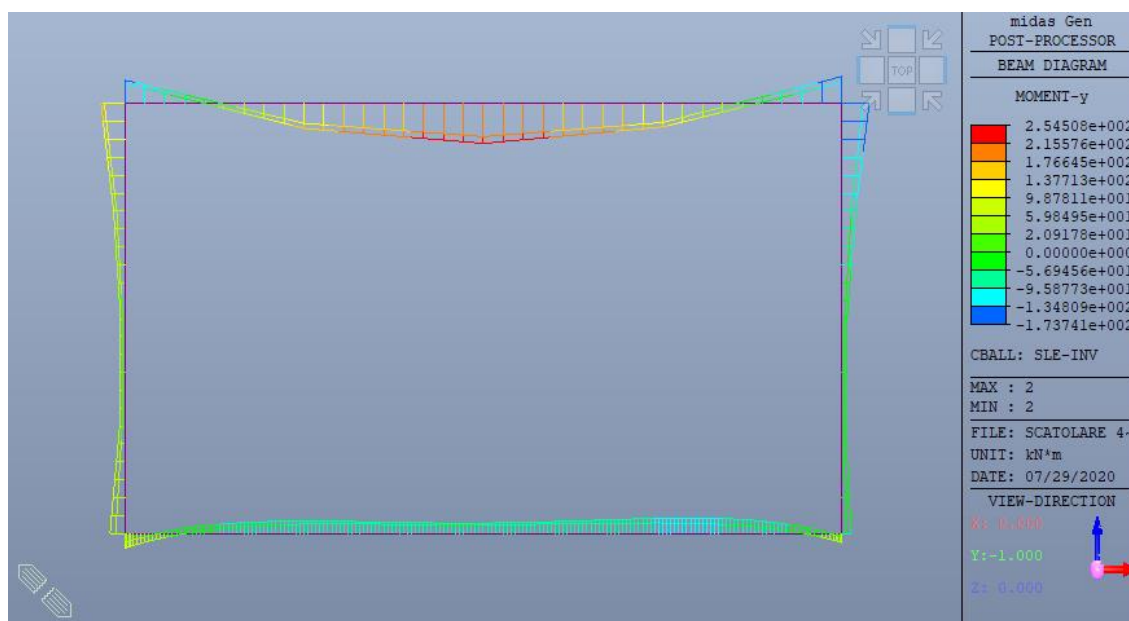


Figura 32 – Momenti flettenti all'SLE

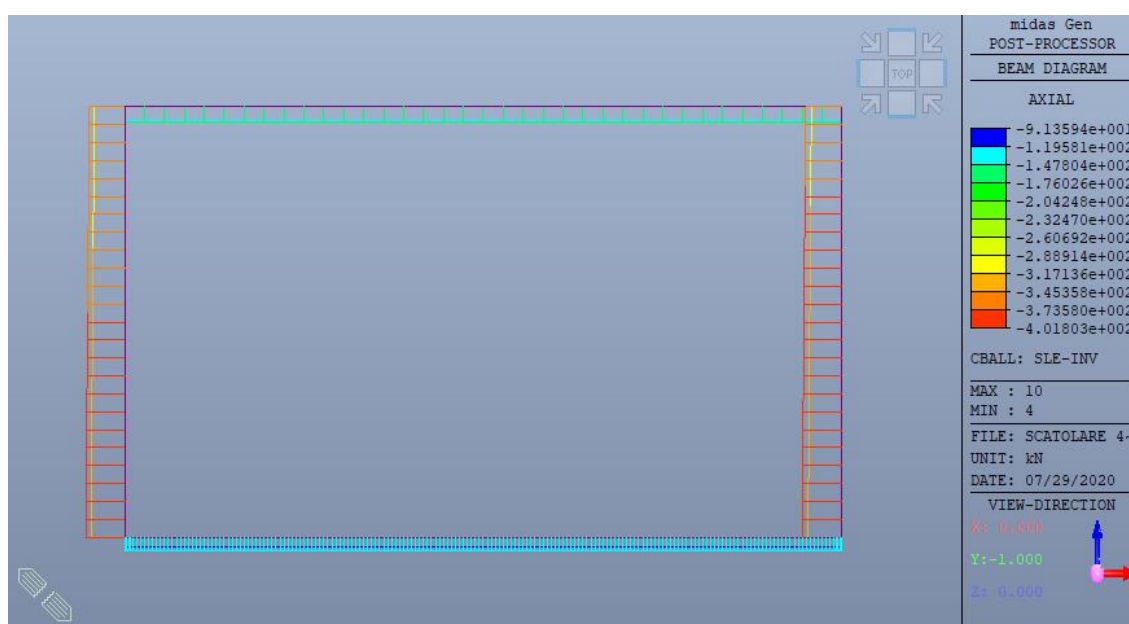


Figura 33 – Azioni assiali all'SLE

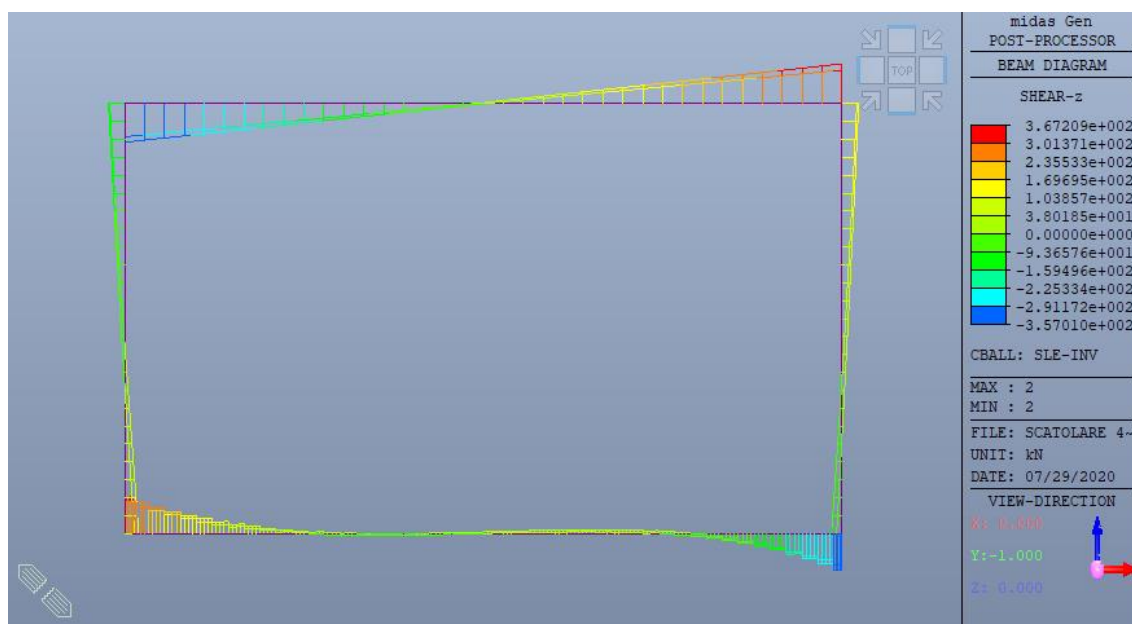


Figura 34 – Azioni di taglio all'SLE

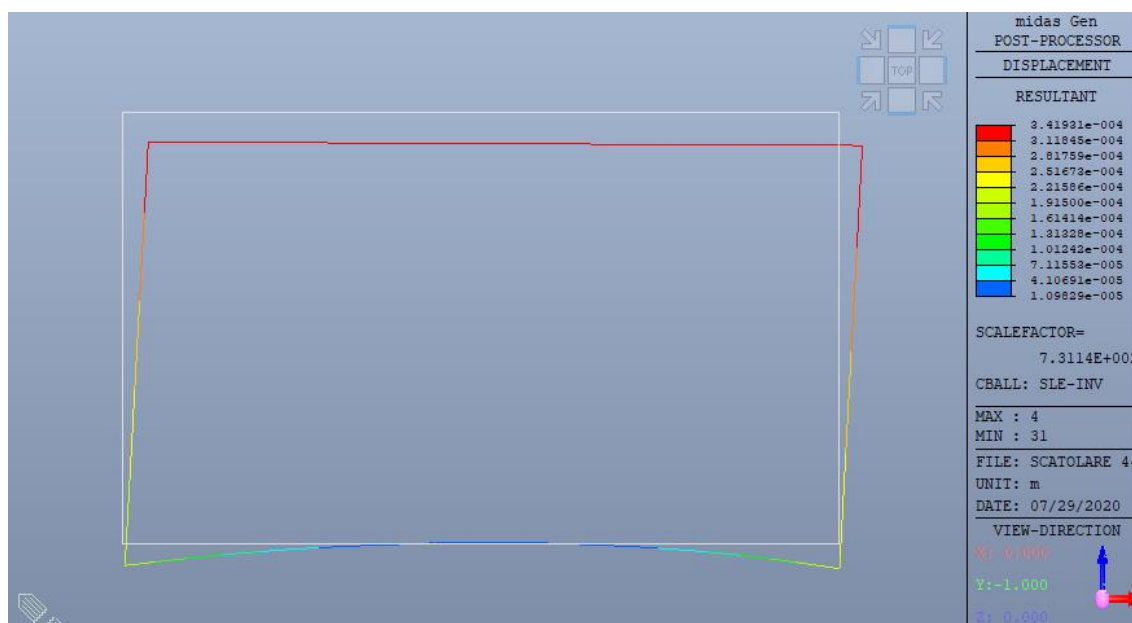


Figura 35 – Deformata all'SLE

6.6 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Le solette hanno spessore di 70 cm ed sono armate con 5+5 Ø20.

I piedritti hanno spessore di 50 cm e sono armati con 5+5 Ø20.

Nelle solette sono previste staffe Ø8 a 4 bracci con interasse di 20 cm; nei piedritti non sono previste armature specifiche a taglio.

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza allo SLU.



(nel seguito, tutte le azioni assiali sono considerate positive se di compressione)

6.6.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE

Solette

Le combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli sono:

$$M_{Ed} = -243,4 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 158,2 \text{ kN} \quad (\text{soletta superiore, combinazione SLU12})$$

$$M_{Ed} = 355,6 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 95,5 \text{ kN} \quad (\text{soletta superiore, combinazione SLU17})$$

Dal calcolo a rottura della sezione si ottengono i momenti resistenti di progetto:

- con $N_{Ed} = 158,2 \text{ kN}$: $M_{Rd} = 432,7 \text{ kNm}$
- con $N_{Ed} = 95,5 \text{ kN}$: $M_{Rd} = 414,2 \text{ kNm}$

Quindi, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

Piedritti

Le combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli sono:

$$M_{Ed} = -243,4 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 492,5 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLU12})$$

$$M_{Ed} = 198,6 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 470,0 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLU2})$$

Dal calcolo a rottura della sezione si ottengono i momenti resistenti di progetto:

- con $N_{Ed} = 492,5 \text{ kN}$: $M_{Rd} = 358,7 \text{ kNm}$
- con $N_{Ed} = 470,0 \text{ kN}$: $M_{Rd} = 354,4 \text{ kNm}$

Quindi, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

6.6.2 VERIFICHE A TAGLIO

La resistenza di progetto degli elementi in esame, senza armature trasversali specifiche a taglio, si calcola con la formula 4.1.23 delle NTC.

Solette

La combinazione taglio – azione assiale più sfavorevole è:

$$V_{Ed} = 492,5 \text{ kN} \quad N_{Ed} = 146,2 \text{ kN} \quad (\text{soletta superiore, combinazione SLU16})$$

Il taglio resistente è calcolato con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.2 delle NTC.



Il valore dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo che massimizza la resistenza a taglio della sezione è pari a $\alpha = 21.80^\circ$. Le resistenze di progetto a “taglio trazione” ed a “taglio compressione” sono, rispettivamente:

$$V_{Rsd} = 565.9 \text{ kN} \quad [0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha]$$

$$V_{Rcd} = 1820.2 \text{ kN} \quad [0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg } 2\theta)]$$

dove:

$d = 64 \text{ cm}$: altezza utile della sezione

$A_{sw} = 201 \text{ mm}^2$: area dell'armatura trasversale

$s = 200 \text{ mm}$: interasse tra due armature trasversali consecutive

$\alpha = 90^\circ$: angolo di inclinazione dell'armatura trasversale

$v = 0.5$

$\alpha_c = 1.013$: coefficiente maggiorativo

In definitiva, la resistenza a taglio di progetto è:

$$V_{Rd} = 566 \text{ kN}$$

maggiore del taglio agente, quindi la verifica è soddisfatta.

Piedritti

La combinazione taglio – azione assiale più sfavorevole è:

$$V_{Ed} = 208.7 \text{ kN} \quad N_{Ed} = 320.3 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLV2})$$

Con:

$b_w = 100 \text{ cm}$ Larghezza minima della sezione

$d = 44 \text{ cm}$ Altezza utile della sezione

$A_{sl} = 1005 \text{ mm}^2$ Area dell'armatura longitudinale tesa

$\rho_l = 0.0036$ - Rapporto geometrico armatura tesa

$\sigma_{cp} = 0.7280 \text{ MPa}$ Tensione media di compressione

$k = 1.6742$ - $[1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$

$v_{min} = 0.4289 \text{ MPa}$ $[0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 247.1 \text{ kN}$$

In definitiva, siccome $V_{Rd} > V_{Ed}$, la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.



6.7 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

6.7.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Il massimo spostamento orizzontale a livello della soletta superiore, calcolato per le combinazioni SLE, è pari a 0,2 mm. In direzione verticale, il massimo spostamento calcolato è di 0,3 mm.

I valori calcolati sono del tutto ammissibili per l'opera in esame.

6.7.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

Solette

Le combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli all'SLE nelle solette sono:

$$M_{Ed} = -173,7 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 152,8 \text{ kN} \quad (\text{soletta superiore, combinazione SLD1})$$

$$M_{Ed} = 254,5 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 144,9 \text{ kN} \quad (\text{soletta superiore, combinazione SLD3})$$

Per la sezione in esame, con $N_{Ed,SLE} = 144,9 \text{ kN}$ (minima azione assiale tra quelle sopra elencate), si ha che il momento di prima fessurazione è pari a:

$$M_f = 252,4 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore coincide praticamente con la massima azione flettente sollecitante all'SLE, non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

Piedritti

Le combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli all'SLE nella soletta inferiore sono:

$$M_{Ed} = -173,7 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 366,0 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLD1})$$

$$M_{Ed} = 150,4 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 354,4 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLE3})$$

Per la sezione in esame, con $N_{Ed,SLE} = 366,0 \text{ kN}$ si ha che il momento di prima fessurazione è pari a:

$$M_f = 154,6 \text{ kNm}$$

minore rispetto al momento flettente sollecitante. Si verifica pertanto l'apertura



delle fessure. La verifica a fessurazione viene eseguita senza calcolo diretto, in accordo con le indicazioni del § C4.1.2.2.4.5 della Circolare NTC, riferendosi ai limiti di tensione nell'acciaio di armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare NTC e riportate rispettivamente nelle precedenti Tabella 8 e Tabella 9.

Con le azioni sopra calcolate ($M_{Ed} = -173,7 \text{ kNm}$ e $N_{Ed} = 366,0 \text{ kN}$), la sollecitazione nell'acciaio risulta:

$$\sigma_s = 168,1 \text{ N/mm}^2$$

Essendo il diametro delle barre previste in progetto pari a 20 mm e la loro spaziatura di 200 mm, la verifica a fessurazione è soddisfatta per via indiretta.

6.7.3 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Con riferimento alle combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli riportate al precedente § 6.7.2 relativo alle verifiche a fessurazione, si ha:

- Solette:

$$\begin{array}{llll} M_{Ed} = -173,7 \text{ kNm} & N_{Ed} = 152,8 \text{ kN} & \rightarrow & \\ & \sigma_c = 3,6 \text{ N/mm}^2 & \sigma_s = 142 \text{ N/mm}^2 & \\ M_{Ed} = 254,5 \text{ kNm} & N_{Ed} = 144,9 \text{ kN} & \rightarrow & \\ & \sigma_c = 5,3 \text{ N/mm}^2 & \sigma_s = 231 \text{ N/mm}^2 & \end{array}$$

- Piedritti:

$$\begin{array}{llll} M_{Ed} = -173,7 \text{ kNm} & N_{Ed} = 366,0 \text{ kN} & \rightarrow & \\ & \sigma_c = 6,6 \text{ N/mm}^2 & \sigma_s = 168 \text{ N/mm}^2 & \\ M_{Ed} = 150,4 \text{ kNm} & N_{Ed} = 354,4 \text{ kN} & \rightarrow & \\ & \sigma_c = 5,7 \text{ N/mm}^2 & \sigma_s = 136,3 \text{ N/mm}^2 & \end{array}$$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC ($\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_{s,max} = 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$), le verifiche sono soddisfatte.



7. SCATOLARE 2,00 X 2,00 M

7.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il manufatto in esame è lo scatolare con funzione di scarico di fondo della vasca ubicato in destra idraulica rispetto al manufatto di scarico. Le dimensioni interne sono di 2,00 m di larghezza per 2,00 m di altezza; lo spessore delle solette e dei piedritti è di 50 cm. Il massimo spessore del terreno di ricoprimento è di circa 6,20 m rispetto all'estradosso della soletta superiore.

La geometria dello scatolare è illustrata in Figura 36, in cui sono anche indicate, in rosso, le dimensioni degli assi utilizzate per il calcolo.

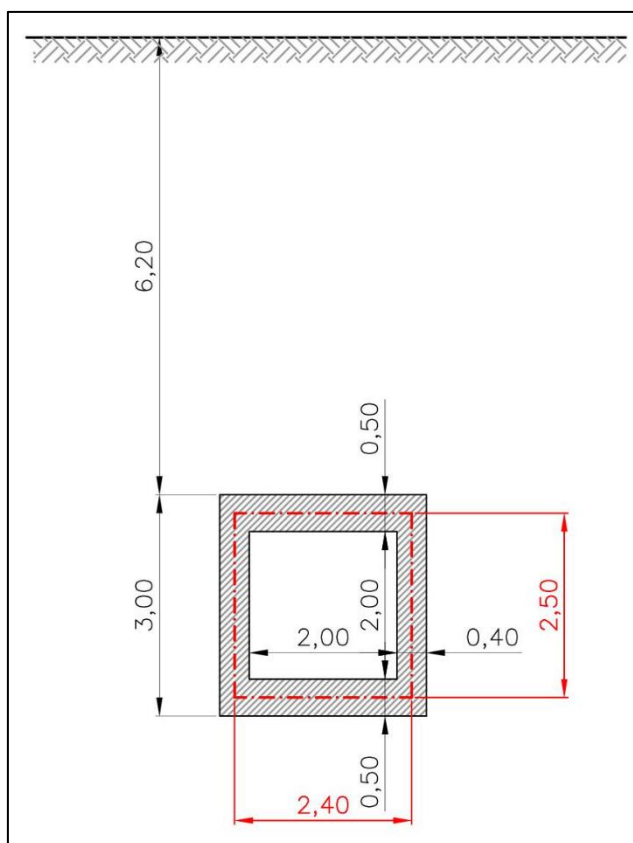


Figura 36 – Geometria di calcolo dello scatolare

7.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

Relativamente ai criteri di verifica, ai parametri geotecnici caratteristici, ai carichi e sovraccarichi ed alle combinazioni di carico si rimanda al precedente § 6.2 dell'analogo scatolare 4,00 x 2,00 m.



7.3 MODELLO DI CALCOLO

7.3.1 CODICE DI CALCOLO FEM ADOTTATO

Il codice di calcolo è MIDAS GEN 2020 vers. 2.1 della MIDAS IT Co, Ltd, per la cui descrizione si rimanda al precedente § 5.4.1.

7.3.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello schematizza la struttura dello scatolare come un portale formato da n. 4 elementi “beam”, come rappresentato in Figura 28. Le dimensioni del portale modellato sono di 2,50 m di larghezza per 2,50 m di altezza, corrispondente agli assi degli elementi del manufatto reale.

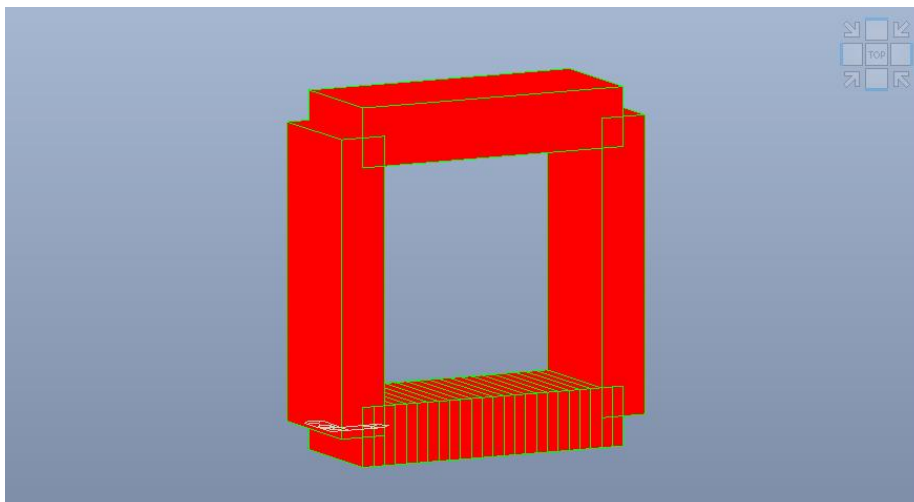


Figura 37 - Modello di calcolo: vista assonometrica

A tutti i nodi della soletta inferiore sono assegnate molle alla traslazione verticale per simulare il terreno di fondazione alla Winkler.

L'asse globale Z del modello è diretto verso l'alto; l'asse X in direzione trasversale.

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.

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. Nessun errore o avvertimento è indicato nell'output del software.

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 azioni interne e 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 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.

7.4 AZIONI AGENTI

Peso proprio

Il peso proprio della struttura in c.a. è tenuto automaticamente in conto dal software di calcolo, avendo assegnato agli elementi "beam" il loro reale spessore ed il peso di volume di 25 kN/m³.

Peso del terreno superiore

Il peso del terreno sulla soletta superiore, con spessore massimo di 6 m, è:

$$p_t = 6,2 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 124,0 \text{ kN/m}^2$$

Spinta a riposo terreno laterale

Sui piedritti agisce un carico uniformemente distribuito variabile tra i seguenti due valori, rispettivamente alla quota della soletta superiore e di quella inferiore:

$$p_{\text{lat,sup}} = 0,56 \cdot 6,20 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 69,4 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{lat,inf}} = 0,56 \cdot 9,20 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 103,0 \text{ kN/m}^2$$

Spinta attiva terreno laterale

Sui piedritti agisce un carico uniformemente distribuito variabile tra i seguenti



due valori, rispettivamente alla quota della soletta superiore e di quella inferiore:

$$p_{\text{lat,sup}} = 0,39 \cdot 6,20 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 48,4 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{lat,inf}} = 0,39 \cdot 9,20 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 71,8 \text{ kN/m}^2$$

Acqua all'interno dello scatolare

Considerando cautelativamente lo scatolare completamente pieno, sulla soletta inferiore agisce il peso dell'acqua contenuta pari a:

$$p_{\text{acqua,inf}} = 2,0 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 20 \text{ kN/m}^2$$

mentre sui piedritti agisce il carico distribuito variabile da 0 alla quota della soletta superiore fino a 20 kN/m^2 alla quota della soletta inferiore.

Sovraccarico accidentale sulla testa del rilevato

Si considera agente sulla soletta superiore il sovraccarico di

$$q = 20 \text{ kN/m}^2.$$

Questo sovraccarico genera un incremento della spinta del terreno (spinta a riposo) sui piedritti di:

$$q_{\text{lat}} = 0,56 \cdot 20 \text{ kN/m}^2 = 11,2 \text{ kN/m}^2$$

Azioni sismiche

Le forze inerziali sulle masse strutturali e sul carico permanente portato sulla soletta superiore (peso del terreno di ricoprimento) sono calcolate moltiplicando le masse per i coefficienti:

- all'SLV:

$$k_h = 0,117$$

$$k_v = \pm 0,059$$

- all'SLD:

$$k_h = 0,050$$

$$k_v = \pm 0,025$$

La sovraspinta del terreno laterale (da sommare alla spinta in condizioni statiche), calcolata con la formulazione di Wood (1973), è:

$$\text{- all'SLV: } \Delta p_d = a_{\text{max}}/g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}} = 21,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- all'SLD: } \Delta p_d = a_{\text{max}}/g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}} = 9,2 \text{ kN/m}^2$$

essendo $h_{\text{tot}} = 9,2 \text{ m}$.

Il peso dell'acqua contenuta nello scatolare, agente come carico verticale sulla



soletta inferiore, viene moltiplicato per il coefficiente k_v . La sovraspinta sul piedritto destro, corrispondente alla depressione sul sinistro, è calcolata con l'espressione:

$$q_{wd}(z) = 7/8 \cdot k_h \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (H \cdot z)^{0.5}$$

essendo $H = 2,00$ m l'altezza d'acqua contenuta e z la quota generica a partire dal fondo dello scatolare.

7.5 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO

Si riportano di seguito i diagrammi involuppo delle azioni interne all'SLU ed all'SLE:

- Figura 29: SLU - momenti flettenti
- Figura 30: SLU - azioni assiali
- Figura 31: SLU - tagli
- Figura 32: SLE - momenti flettenti
- Figura 33: SLE - azioni assiali
- Figura 34: SLE - tagli

In Figura 35 si riporta infine la deformata calcolata all'SLE.

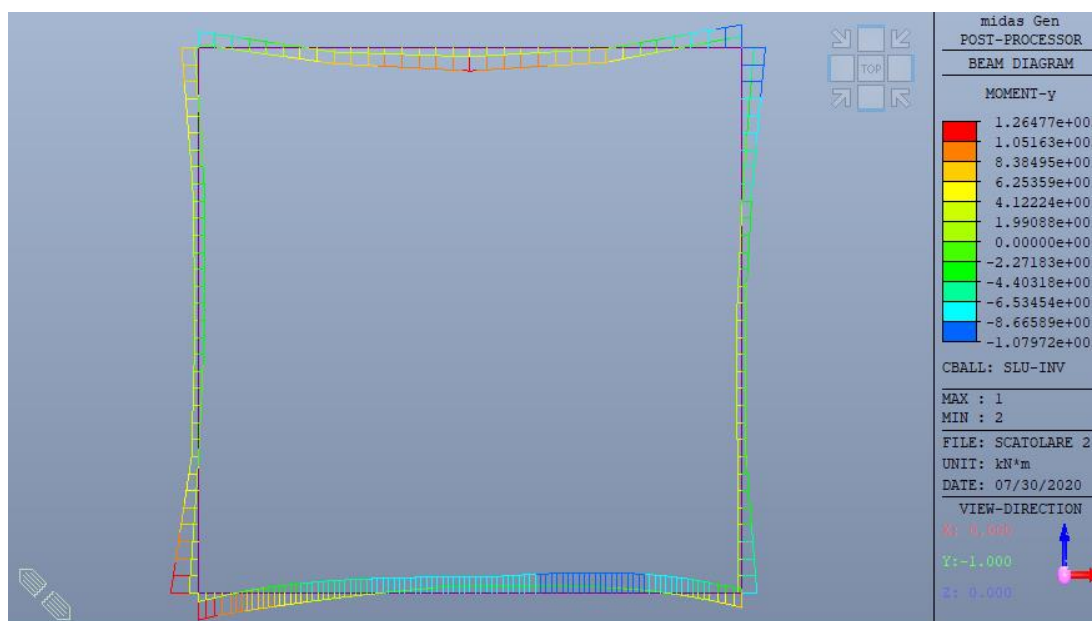


Figura 38 – Momenti flettenti all'SLU

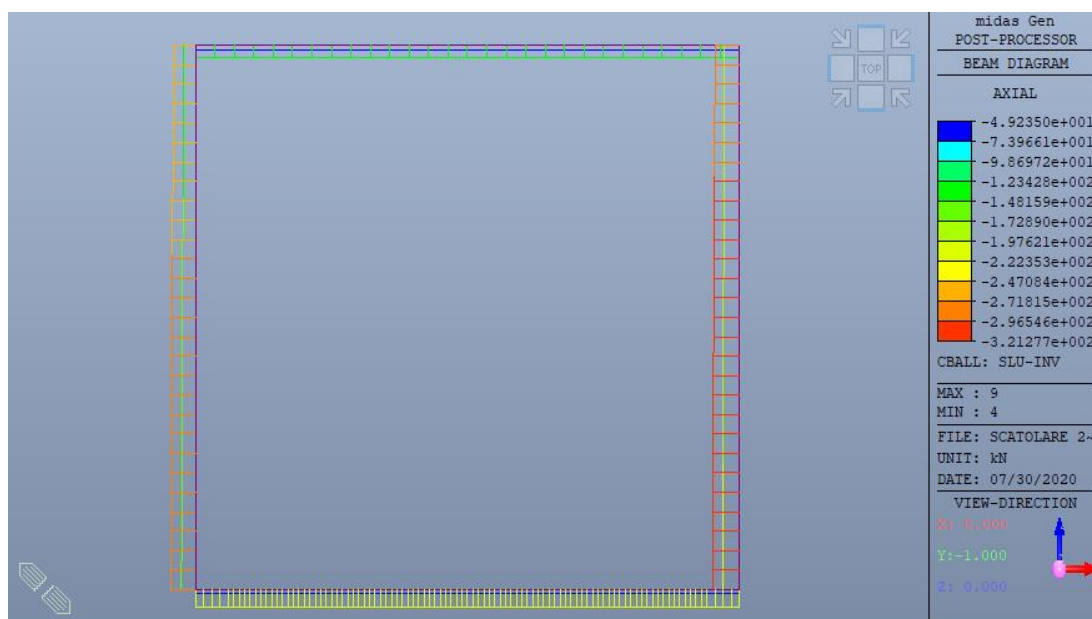


Figura 39 – Azioni assiali all'SLU

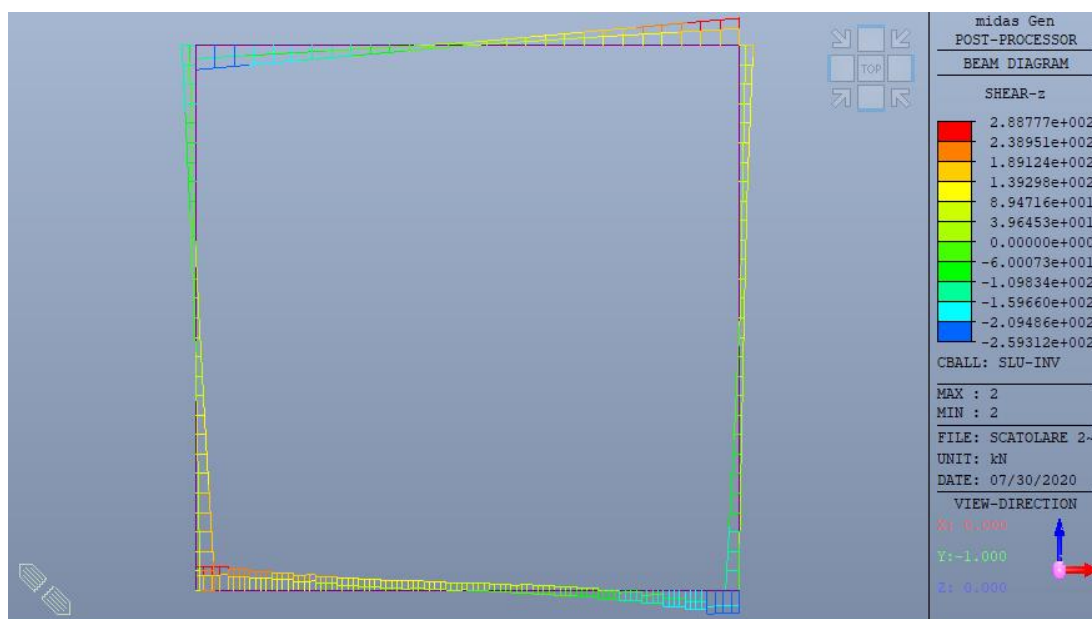


Figura 40 – Azioni di taglio all'SLU

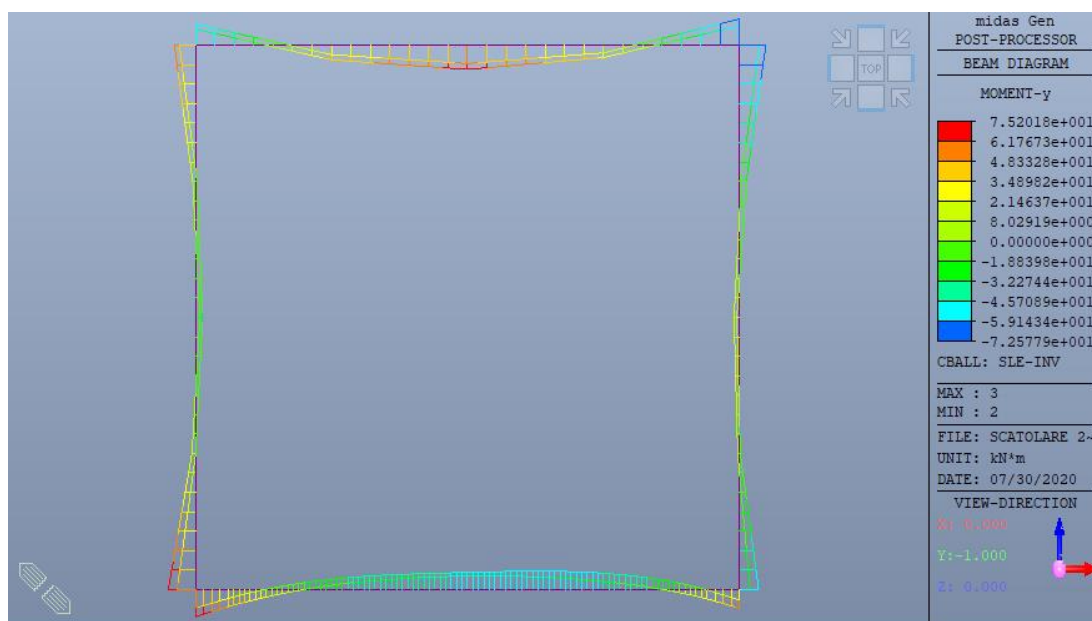


Figura 41 – Momenti flettenti all'SLE

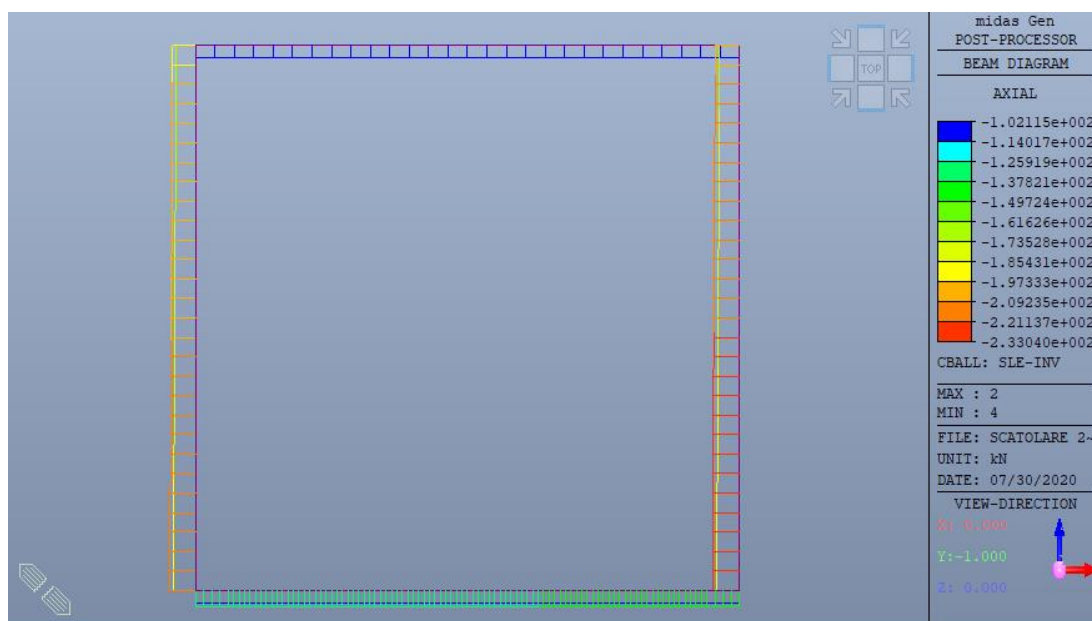


Figura 42 – Azioni assiali all'SLE

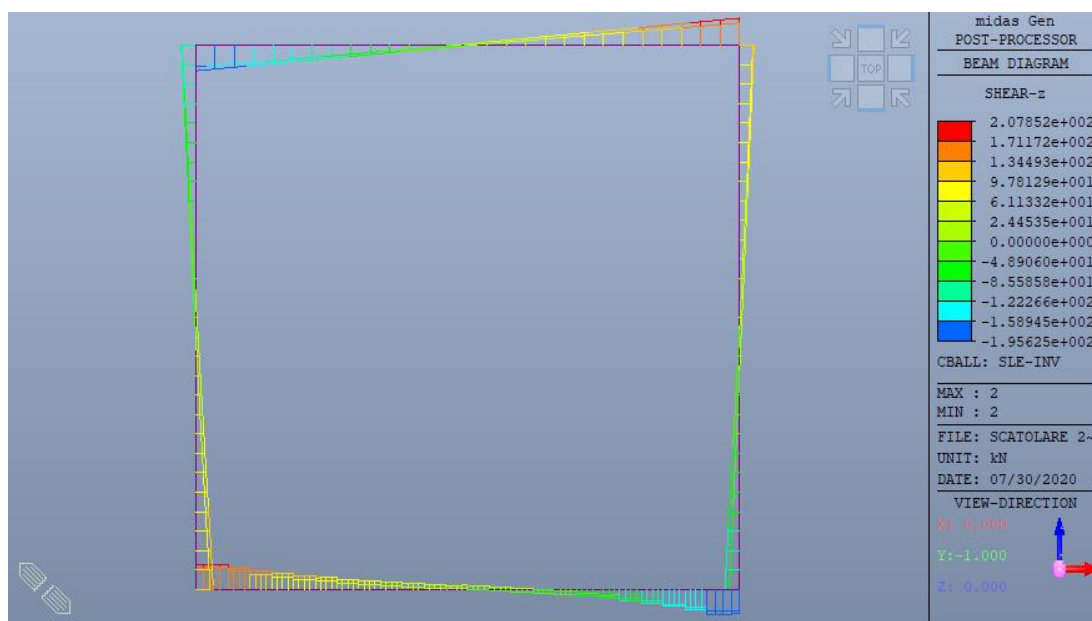


Figura 43 – Azioni di taglio all'SLE

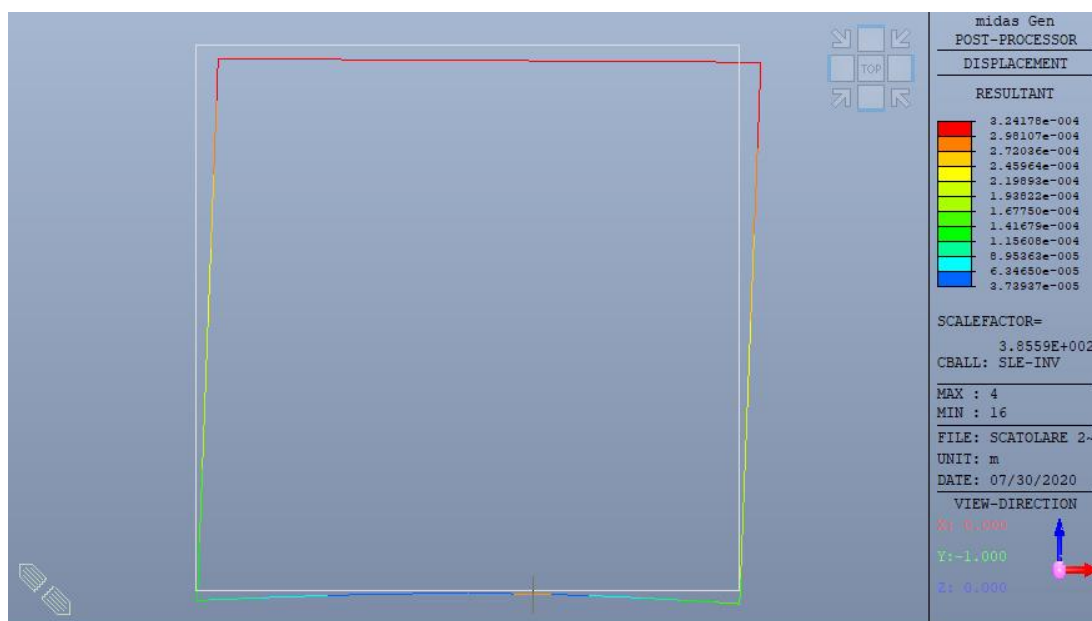


Figura 44 – Deformata all'SLE

7.6 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Le solette hanno spessore di 50 cm ed sono armate con 5+5 Ø20.

I piedritti hanno spessore di 50 cm e sono armati con 5+5 Ø20.

Nelle solette sono previste staffe Ø8 a 4 bracci con interasse di 20 cm; nei piedritti non sono previste armature specifiche a taglio.

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza allo SLU.



(nel seguito, tutte le azioni assiali sono considerate positive se di compressione)

7.6.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE

Solette

Le combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli sono:

$$M_{Ed} = -108,0 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 115,2 \text{ kN} \quad (\text{soletta superiore, combinazione SLU12})$$

$$M_{Ed} = 106,9 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 63,3 \text{ kN} \quad (\text{soletta superiore, combinazione SLU17})$$

$$M_{Ed} = 126,5 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 206,6 \text{ kN} \quad (\text{soletta inferiore, combinazione SLU12})$$

Dal calcolo a rottura della sezione si ottengono i momenti resistenti di progetto:

- con $N_{Ed} = 115,0 \text{ kN}$: $M_{Rd} = 285,5 \text{ kNm}$
- con $N_{Ed} = 63,2 \text{ kN}$: $M_{Rd} = 275,4 \text{ kNm}$
- con $N_{Ed} = 206,6 \text{ kN}$: $M_{Rd} = 303,4 \text{ kNm}$

Quindi, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

Piedritti

Le combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli sono:

$$M_{Ed} = -108,0 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 288,8 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLU12})$$

$$M_{Ed} = 126,5 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 262,4 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLU12})$$

Dal calcolo a rottura della sezione si ottengono i momenti resistenti di progetto:

- con $N_{Ed} = 288,8 \text{ kN}$: $M_{Rd} = 319,4 \text{ kNm}$
- con $N_{Ed} = 262,4 \text{ kN}$: $M_{Rd} = 314,3 \text{ kNm}$

Quindi, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

7.6.2 VERIFICHE A TAGLIO

La resistenza di progetto degli elementi in esame, senza armature trasversali specifiche a taglio, si calcola con la formula 4.1.23 delle NTC.

Solette

La combinazione taglio – azione assiale più sfavorevole è:

$$V_{Ed} = 288,8 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 105,5 \text{ kN} \quad (\text{soletta superiore, combinazione})$$



SLU16)

Il taglio resistente è calcolato con l'approccio indicato al § 4.1.2.3.5.2 delle NTC.

Il valore dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo che massimizza la resistenza a taglio della sezione è pari a $\alpha = 21.80^\circ$. Le resistenze di progetto a “taglio trazione” ed a “taglio compressione” sono, rispettivamente:

$$V_{Rsd} = 389,0 \text{ kN} \quad [0,9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha]$$

$$V_{Rcd} = 1252,2 \text{ kN} \quad [0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg} 2\theta)]$$

dove:

$d = 44 \text{ cm}$: altezza utile della sezione

$A_{sw} = 201 \text{ mm}^2$: area dell'armatura trasversale

$s = 200 \text{ mm}$: interasse tra due armature trasversali consecutive

$\alpha = 90^\circ$: angolo di inclinazione dell'armatura trasversale

$v = 0.5$

$\alpha_c = 1,013$: coefficiente maggiorativo

In definitiva, la resistenza a taglio di progetto è:

$$V_{Rd} = 389 \text{ kN}$$

maggiore del taglio agente, quindi la verifica è soddisfatta.

Piedritti

La combinazione taglio – azione assiale più sfavorevole è:

$$V_{Ed} = 209,1 \text{ kN} \quad N_{Ed} = 166,2 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLU20})$$

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula [4.1.23] delle NTC. Con:

$b_w = 100 \text{ cm}$ Larghezza minima della sezione

$d = 44 \text{ cm}$ Altezza utile della sezione

$A_{sl} = 1571 \text{ mm}^2$ Area dell'armatura longitudinale tesa

$\rho_l = 0,0036$ - Rapporto geometrico armatura tesa

$\sigma_{cp} = 0,3777 \text{ MPa}$ Tensione media di compressione

$k = 1,6742$ - $[1 + (200/d)^{1/2} \leq 2]$

$v_{min} = 0,4289 \text{ MPa}$ $[0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 224,0 \text{ kN}$$



In definitiva, siccome $V_{Rd} > V_{Ed}$, la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.

7.7 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

7.7.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Il massimo spostamento orizzontale a livello della soletta superiore, calcolato per le combinazioni SLE, è pari a 0,3 mm. In direzione verticale, il massimo spostamento calcolato è di 0,2 mm.

I valori calcolati sono del tutto ammissibili per l'opera in esame.

7.7.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

Solette

Le combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli all'SLE nelle solette sono:

$M_{Ed} = -72,6 \text{ kNm}$	$N_{Ed} = 108,6 \text{ kN}$	(soletta superiore, combinazione SLD1)
$M_{Ed} = 66,7 \text{ kNm}$	$N_{Ed} = 103,9 \text{ kN}$	(soletta superiore, combinazione SLD3)
$M_{Ed} = 75,2 \text{ kNm}$	$N_{Ed} = 136,8 \text{ kN}$	(soletta inferiore, combinazione SLD1)

Per la sezione in esame, con $N_{Ed,SLE} = 103,9 \text{ kN}$ (minima azione assiale tra quelle sopra elencate), si ha che il momento di prima fessurazione è pari a:

$$M_f = 131,3 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore è maggiore della massima azione flettente sollecitante all'SLE, non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

Piedritti

Le combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli all'SLE nella soletta inferiore sono:

$$M_{Ed} = -72,6 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 207,9 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLD1})$$



$$M_{Ed} = 72,5 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 211,1 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLD1})$$

Per la sezione in esame, con $N_{Ed,SLE} = 207,9 \text{ kN}$ si ha che il momento di prima fessurazione è pari a:

$$M_f = 140,6 \text{ kNm}$$

Siccome questo valore è maggiore della massima azione flettente sollecitante all'SLE, non si ha formazione di fessure e le verifiche a fessurazione sono conseguentemente soddisfatte.

7.7.3 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Con riferimento alle combinazioni momento flettente – azione assiale più sfavorevoli riportate al precedente § 6.7.2 relativo alle verifiche a fessurazione, si ha:

- Solette:

$M_{Ed} = -72,6 \text{ kNm}$	$N_{Ed} = 108,6 \text{ kN}$	→
	$\sigma_c = 2,8 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 83 \text{ N/mm}^2$
$M_{Ed} = 66,7 \text{ kNm}$	$N_{Ed} = 103,9 \text{ kN}$	→
	$\sigma_c = 2,5 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 75 \text{ N/mm}^2$
$M_{Ed} = 75,2 \text{ kNm}$	$N_{Ed} = 136,8 \text{ kN}$	→
	$\sigma_c = 2,9 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 79 \text{ N/mm}^2$

- Piedritti:

$M_{Ed} = -72,6 \text{ kNm}$	$N_{Ed} = 207,9 \text{ kN}$	→
	$\sigma_c = 2,7 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 56 \text{ N/mm}^2$
$M_{Ed} = 72,5 \text{ kNm}$	$N_{Ed} = 211,1 \text{ kN}$	→
	$\sigma_c = 2,7 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 55 \text{ N/mm}^2$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC ($\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_{s,max} = 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$), le verifiche sono soddisfatte.



8. MURI DEL CANALE DI RESITITUZIONE

8.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

I muri in esame sono quelli del canale a valle del manufatto di restituzione. Si tratta di muri a mensola in c.a. gettato in opera. La geometria di calcolo del muro è quella della sezione con altezza maggiore (Figura 45):

- Larghezza totale della fondazione: 6,50 m
- Spessore della fondazione: 1,70 m
- Larghezza fondazione a monte: 3,95 m
- Larghezza fondazione a valle: 1,00 m
- Altezza paramento: 9,70 m
- Spessore paramento alla base: 1,55 m
- Spessore paramento in sommità: 1,55 m

Il piano di fondazione è a q. 220,60 m s.m.

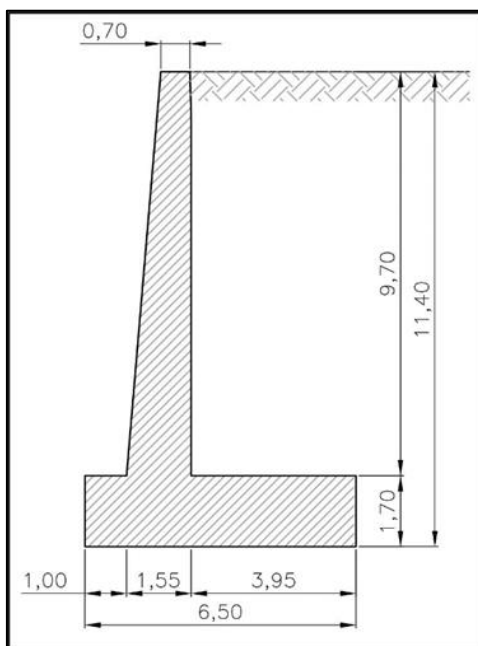


Figura 45 – Geometria di calcolo dei muri del canale di restituzione

Su un tratto dei muri grava l'impalcato del ponte che attraversa il canale di restituzione. Questo carico non viene, in questa fase, preso in conto in quanto stabilizzante e quindi generalmente a favore di sicurezza.



8.2 CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

8.2.1 CRITERI DI VERIFICA

Le analisi sono condotte su sezioni trasversali, con modellazione bidimensionale dei fenomeni, e riguardano le verifiche sia di tipo geotecnico che di tipo strutturale.

Le verifiche vengono eseguite con riferimento ai seguenti stati limite (v. § 6.5.3.1.1 NTC):

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - scorrimento sul piano di posa
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno
 - ribaltamento
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Le verifiche di tipo geotecnico sono riportate nella “Relazione geotecnica” di progetto.

8.2.2 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Con riferimento alla caratterizzazione geotecnica contenuta al § 3 della “Relazione geotecnica” di progetto, la fondazione del muro in esame si trova completamente nel Livello 3. Il terreno a tergo del muro è costituito dal rilevato arginale. In Tabella 13 si riportano, per comodità di lettura, i parametri geotecnici caratteristici di questi due terreni, tratti dalla relazione citata.

<i>livelli</i>	<i>Caratterizzazione litologica</i>	<i>Cu (kPa)</i>	<i>C' (kPa)</i>	<i>Φ'</i>	<i>γ (kN/mc)</i>	<i>γ_s (kN/mc)</i>
<i>Livello 3</i>	<i>Ghiaie e sabbie</i>	-	-	36	18	21
	<i>Rilevato arginale</i>	65	10	26	18	20

Tabella 13 - Parametri geologico-tecnici caratteristici dei terreni coinvolti

8.2.3 CARICHI E SOVRACCARICHI

I coefficienti di spinta del terreno, in condizioni di spinta attiva, sono:

- in condizioni statiche: $K_a = 0,235$



- in condizioni sismiche:

sopra falda $K_{aE,up} = 0,297$ e $K_{aE,down} = 0,294$ (Mononobe-Okabe)

sotto falda $K_{aE,up} = 0,261$ e $K_{aE,down} = 0,260$ (Mononobe-Okabe)

Sul terreno a tergo del muro si considera un sovraccarico uniformemente distribuito di 20 kN/m^3 .

Come si evince dalla “Relazione geotecnica” di progetto, l’argine della vasca non viene mai saturato. Per il dimensionamento del muro si considera comunque il livello della falda a 3 m dal piano di fondazione a monte e a 1,70 m a valle (coincidente con l’estradosso della fondazione). La presenza di acqua nel canale a valle del muro è stabilizzante, quindi non viene presa in conto la condizione di canale pieno.

Nelle verifiche non è considerata, a favore di sicurezza, la resistenza passiva del terreno di valle costituito dalla scogliera sul fondo del canale.

8.2.4 AZIONI SISMICHE

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte mediante l’analisi di tipo pseudostatico, in cui le forze statiche equivalenti sono:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove W è il peso di volume coinvolto e con:

$$k_h = \beta \cdot a_{max}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

essendo β il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito.

Il coefficiente β è quello indicato al § 7.11.6.2.1 NTC per i muri e, per le verifiche che seguono, vale:

$$\beta = 0,38$$

In definitiva, i coefficienti sismici adottati nelle verifiche sono:

$$k_h = 0,117 \cdot 0,38 = 0,445$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot 0,445 = \pm 0,222$$

Solamente per le verifiche a ribaltamento, il coefficiente β va incrementato del 50%.



8.3 AZIONI AGENTI

Si riportano di seguito le azioni di progetto agenti nelle combinazioni di carico considerate nelle verifiche.

Combinazione statica (A1+M1+R3)

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	549.1	549.1	0.0	0.0	1 432.7
Peso terreno su fondazione	766.3	766.3	0.0	0.0	3 467.5
Sovraccarico terreno a tergo	39.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta terreno	456.5	136.1	435.8	655.7	0.0
Spinta idrostatica da monte	58.5	0.0	58.5	58.5	0.0
Spinta idrostatica da valle	14.5	0.0	-14.5	0.0	8.2
Sottospinta	182.0	-182.0	0.0	669.0	0.0
Risultanti:		1 269.4	479.9	1 383.2	4 908.4

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3)

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	549.1	549.1	0.0	0.0	1 432.7
sisma verticale	-12.2	-12.2	0.0	0.0	-32.0
sisma orizzontale	24.4	0.0	24.4	82.6	0.0
Peso terreno su fondazione	766.3	766.3	0.0	0.0	3 467.5
sisma verticale	-17.1	-17.1	0.0	0.0	-77.3
sisma orizzontale	34.1	0.0	34.1	223.4	0.0
Sovraccarico terreno a tergo	39.5	0.0	0.0	0.0	0.0
sisma verticale	-0.9	0.0	0.0	0.0	0.0
sisma orizzontale	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta terreno	363.5	108.3	347.0	444.7	0.0
Spinta idrostatica da monte	46.1	0.0	46.1	46.4	0.0
Spinta idrostatica da valle	13.6	0.0	-13.6	0.0	7.7
Sottospinta	151.0	-151.0	0.0	541.9	0.0
Risultanti:		1 243.4	438.1	1 338.9	4 798.7



Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3)

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	549.1	549.1	0.0	0.0	1 432.7
sisma verticale	12.2	12.2	0.0	0.0	32.0
sisma orizzontale	24.4	0.0	24.4	82.6	0.0
Peso terreno su fondazione	766.3	766.3	0.0	0.0	3 467.5
sisma verticale	17.1	17.1	0.0	0.0	77.3
sisma orizzontale	34.1	0.0	34.1	223.4	0.0
Sovraccarico terreno a tergo	39.5	0.0	0.0	0.0	0.0
sisma verticale	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0
sisma orizzontale	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta terreno	383.1	114.2	365.7	478.5	0.0
Spinta idrostatica da monte	48.2	0.0	48.2	48.4	0.0
Spinta idrostatica da valle	14.2	0.0	-14.2	0.0	8.1
Sottospinta	157.8	-157.8	0.0	566.1	0.0
Risultanti:		1 301.1	458.2	1 398.9	5 017.6

Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso l'alto (M1+R3) – Per verifica a ribaltamento

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	549.1	549.1	0.0	0.0	1 432.7
sisma verticale	-18.4	-18.4	0.0	0.0	-47.9
sisma orizzontale	36.7	0.0	36.7	123.8	0.0
Peso terreno su fondazione	766.3	766.3	0.0	0.0	3 467.5
sisma verticale	-25.6	-25.6	0.0	0.0	-116.0
sisma orizzontale	51.2	0.0	51.2	335.0	0.0
Sovraccarico terreno a tergo	39.5	0.0	0.0	0.0	0.0
sisma verticale	-1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
sisma orizzontale	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta terreno	389.0	115.9	371.3	458.4	0.0
Spinta idrostatica da monte	46.7	0.0	46.7	47.1	0.0
Spinta idrostatica da valle	13.1	0.0	-13.1	0.0	7.4
Sottospinta	150.1	-150.1	0.0	541.8	0.0
Risultanti:		1 237.2	492.7	1 506.0	4 743.8



Combinazione sismica – Sisma verticale diretto verso il basso (M1+R3) – Per verifica a ribaltamento

Azione	F	F _v	F _h	M _{rib}	M _{stab}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Peso proprio muro	549.1	549.1	0.0	0.0	1 432.7
sisma verticale	18.4	18.4	0.0	0.0	47.9
sisma orizzontale	36.7	0.0	36.7	123.8	0.0
Peso terreno su fondazione	766.3	766.3	0.0	0.0	3 467.5
sisma verticale	25.6	25.6	0.0	0.0	116.0
sisma orizzontale	51.2	0.0	51.2	335.0	0.0
Sovraccarico terreno a tergo	39.5	0.0	0.0	0.0	0.0
sisma verticale	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
sisma orizzontale	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0
Spinta terreno	418.1	124.6	399.1	509.7	0.0
Spinta idrostatica da monte	49.7	0.0	49.7	50.1	0.0
Spinta idrostatica da valle	14.1	0.0	-14.1	0.0	8.0
Sottospinta	160.3	-160.3	0.0	578.0	0.0
Risultanti:		1 323.7	522.6	1 596.6	5 072.1

8.4 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR)

8.4.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le azioni sollecitanti di progetto per le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono riportate in Tabella 14.

	M _{Ed}	N _{Ed}	V _{Ed}
	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>Alla base del paramento:</u>			
Combinazione statica	783.4	370.7	324.4
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	597.9	342.1	262.1
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	636.6	358.6	276.4
<u>Nella fondazione, a filo con il paramento:</u>			
Combinazione statica	743.6	-	303.3
Combinazione sismica - sisma verticale verso l'alto	686.1	-	291.0
Combinazione sismica - sisma verticale verso il basso	721.4	-	305.1

Tabella 14 – Muro laterale 1 - Azioni di progetto all'SLU

Paramento - Sezione alla base - Verifica a pressoflessione

La sezione alla base del paramento ha spessore di 1,55 m ed è armata con un'armatura principale costituita da 5+5 Ø20, oltre ad uno strato intermedio di Ø20 /40 cm, quindi:

$$\text{strato 1:} \quad A_s = 15,71 \text{ cm}^2 \quad d = 6 \text{ cm}$$

$$\text{strato 2:} \quad A_s = 7,85 \text{ cm}^2 \quad d = 78 \text{ cm}$$



$$\text{strato 3:} \quad A_s = 15,71 \text{ cm}^2 \quad d = 149 \text{ cm}$$

Con la minima azione assiale di progetto $N_{Ed} = 342,1 \text{ kN}$, dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 1.376 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

Paramento - Sezione alla base - Verifica a taglio

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula [4.1.23] delle NTC. Con la minima azione assiale di progetto ($N_{Ed} = 342,1 \text{ kN}$) e con:

$$\begin{aligned} b_w &= 100 \text{ cm} && \text{Larghezza minima della sezione} \\ d &= 151 \text{ cm} && \text{Altezza utile della sezione} \\ A_{sl} &= 2356 \text{ mm}^2 && \text{Area dell'armatura longitudinale tesa} \\ \rho_1 &= 0,0016 - && \text{Rapporto geometrico armatura tesa} \\ \sigma_{cp} &= 0,2266 \text{ MPa} && \text{Tensione media di compressione} \\ k &= 1,3639 - && [1 + (200/d)^{1/2} \leq 2] \\ v_{min} &= 0,3154 \text{ MPa} && [0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}] \end{aligned}$$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 474 \text{ kN}$$

In definitiva, siccome $V_{Rd} > V_{Ed}$, la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.

Fondazione - Sezione a filo del paramento - Verifica a flessione

La sezione fondazione ha spessore di 1,70 m ed è armata con un'armatura principale costituita da 5+5 Ø20 e da due strati intermedi composti da Ø20 /40 cm, quindi:

$$\begin{aligned} \text{strato 1:} \quad A_s &= 15,71 \text{ cm}^2 && d = 6 \text{ cm} \\ \text{strato 2:} \quad A_s &= 7,85 \text{ cm}^2 && d = 59 \text{ cm} \\ \text{strato 3:} \quad A_s &= 7,85 \text{ cm}^2 && d = 111 \text{ cm} \\ \text{strato 4:} \quad A_s &= 15,71 \text{ cm}^2 && d = 164 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dal calcolo a rottura della sezione si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = 1.488 \text{ kNm}$$

Quindi, essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$, la verifica a flessione è soddisfatta.



Fondazione - Sezione a filo del paramento - Verifica a taglio

La resistenza di progetto dell'elemento senza armature trasversali a taglio si calcola con la formula [4.1.23] delle NTC. Con:

$$\begin{aligned}
 b_w &= 100 \text{ cm} && \text{Larghezza minima della sezione} \\
 d &= 164 \text{ cm} && \text{Altezza utile della sezione} \\
 A_{sl} &= 3142 \text{ mm}^2 && \text{Area dell'armatura longitudinale tesa} \\
 \rho_l &= 0,0019 && \text{Rapporto geometrico armatura tesa} \\
 \sigma_{cp} &= 0 \text{ MPa} && \text{Tensione media di compressione} \\
 k &= 1,3492 && [1 + (200/d)^{1/2} \leq 2] \\
 v_{min} &= 0,3103 \text{ MPa} && [0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}]
 \end{aligned}$$

si ottiene la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd} = 486,0 \text{ kN}$$

In definitiva, siccome $V_{Rd} > V_{Ed}$, la verifica a taglio dell'elemento senza armature specifiche a taglio è soddisfatta.

8.4.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le azioni sollecitanti di progetto allo SLE, ottenute ponendo pari a 1 tutti i coefficienti parziali delle azioni, sono riportati in Tabella 15.

	M_{Ed}	N_{Ed}
	[kNm]	[kN]
Alla base del paramento	573.4	346.7
Nella fondazione, a filo con il paramento	520.3	-

Tabella 15 – Muro laterale 1 - Azioni di progetto all'SLE

Verifica delle tensioni in esercizio

Alla base del paramento si ha:

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= 573,4 \text{ kNm} & N_{Ed} &= 346,7 \text{ kN} & \rightarrow \\
 \sigma_c &= 3,1 \text{ N/mm}^2 & \sigma_s &= 146 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Nella fondazione si ha:

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= 520,3 \text{ kNm} & N_{Ed} &= 0 & \rightarrow \\
 \sigma_c &= 2,4 \text{ N/mm}^2 & \sigma_s &= 173 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Siccome i valori calcolati sono minori dei valori limite indicati al § 4.1.2.2.5 delle NTC ($\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 14,4 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_{s,max} = 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$), le



verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione viene eseguita senza calcolo diretto, in accordo con le indicazioni del § C4.1.2.2.4.5 della Circolare NTC, riferendosi ai limiti di tensione nell'acciaio di armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare NTC.

Con le sollecitazioni nell'acciaio sopra calcolate (minori di $\sigma_s = 173 \text{ N/mm}^2$), essendo il diametro delle barre previste in progetto pari a 20 mm e la loro spaziatura di 200 mm, la verifica a fessurazione è soddisfatta per via indiretta.

Milano, agosto 2020

Dott. Ing. Stefano Croci