

RELAZIONE DI CALCOLO – VASCA ANTINCENDIO



PROGETTO DEFINITIVO

REALIZZAZIONE DI UN HUB DI RICERCA, SVILUPPO, PRODUZIONE, STOCCAGGIO, RICONVERSIONE E DISTRIBUZIONE DELL'IDROGENO, ALIMENTATO DA UN IMPIANTO FOTOVOLTAICO DA 8,982 MWp E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN SITO NEL COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO (BO), LOCALITÀ SAN MATTEO DELLA DECIMA.

Committente:

TOZZIgreen

Tozzi Green S.p.A.
Via Brigata Ebraica, 50
48123 Mezzano (RA)
P.IVA 02132890399
R.E.A. n. RA-174504
Tel. (+39) 0544 525311
pec: tozzi.re@legalmail.it
mail: info@tozzigreen.com
web: www.tozzigreen.com

Progettista:



ArchLivIng s.r.l
Via Monsignor Maverna, 4 - 44122
Ferrara (FE)
Tel: (+39) 0532 733683 - Fax:
(+39) 0532 692608
web: www.archliving.it

Coordinamento di progetto:



ambiente s.p.a.
Via Frassina, 21, 54033
Carrara (MS)

1	24/09/2021	Ing. Pierpaolo Boselli	Ing. Gessica Grossi		Prima emissione
REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DESCRIZIONE
Codice elaborato: P.6.1.10		Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO – VASCA ANTINCENDIO			

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	3
1.1. Individuazione del sito in cui sorge l'opera	3
1.2. Descrizione dell'opera	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3. MATERIALI UTILIZZATI.....	7
3.1. Calcestruzzo strutturale	7
3.2. Acciaio per barre di armatura	7
4. INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	8
4.1. Ricostruzione stratigrafica	8
4.2. Risultati indagini sismiche	9
4.2.1. MASW/ESAC	9
4.2.2. HVSr.....	10
4.2.3. Verifica di possibilità di fenomeni di liquefazione	11
5. PROGETTO DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE.....	13
5.1. Analisi dei carichi	13
5.1.1. Peso proprio e permanenti portati.....	13
5.1.2. Carichi dovuti all'acqua accumulata.....	13
5.1.3. Carichi dovuti al terreno.....	13
5.1.4. Carichi accidentale	14
5.1.5. Carico neve	14
5.1.6. Analisi dei carichi solaio	15
5.2. Definizione dell'azione sismica	15
5.3. Combinazioni delle azioni	18
6. MODELLO STRUTTURALE	19
6.1. Modellazione geometrica.....	19
6.2. Implementazione carichi	21
7. PROGETTO SOLAIO DI COPERTURA	23

7.1.	Risultati dell'analisi.....	23
7.2.	Verifiche strutturali soletta di copertura	25
7.2.1.	Verifica a flessione soletta	26
7.2.2.	Verifica a taglio soletta	27
7.3.	Verifica allo SLE solaio di copertura	28
8.	PROGETTO VASCA INTERRATA	30
8.1.	Risultati dell'analisi allo SLU e allo SLV	31
8.2.	Verifiche strutturali	37
8.2.1.	Verifica a flessione pareti	37
8.2.2.	Verifica a taglio parete.....	39
8.2.3.	Verifica a flessione platea.....	41
8.2.4.	Verifica a taglio platea	42
8.2.5.	Verifica a flessione soletta di copertura - SLV.....	43
8.2.6.	Verifica a taglio soletta di copertura - SLV.....	45
8.3.	Calcolo della capacità portante e dei cedimenti	47
8.3.1.	Verifica di resistenze terreno – Verifiche GEO	47
8.3.1.	Verifica dei cedimenti del terreno	52
9.	CONCLUSIONI	59
	INDICE DELLE FIGURE	60
	INDICE DELLE TABELLE	63

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La presente relazione di calcolo tratta il progetto strutturale del nuovo complesso di ricerca di proprietà di Tozzi Green, la cui ubicazione sarà a San Matteo della Decima, frazione di San Giovanni in Persiceto, in provincia di Bologna, territorio è a una quota di circa 21 m s.l.m. in zona sismica III.

1.1. Individuazione del sito in cui sorge l'opera

Il complesso sarà realizzato in provincia di Bologna a San Matteo della Decima frazione di San Giovanni in Persiceto, si affaccia sulla strada provinciale, circa al km 32. Catastralmente è individuato al foglio 22, mappale 15, 143 e 147. La costruzione sorgerà insieme ad un impianto fotovoltaico volto alla produzione e distribuzione dell'idrogeno, i cui impianti circonda la struttura. Frontalmente ci sarà un altro distributore di carburante anch'esso circondato da campi coltivabili.



Figura 1. Ortofoto: area dell'intero intervento

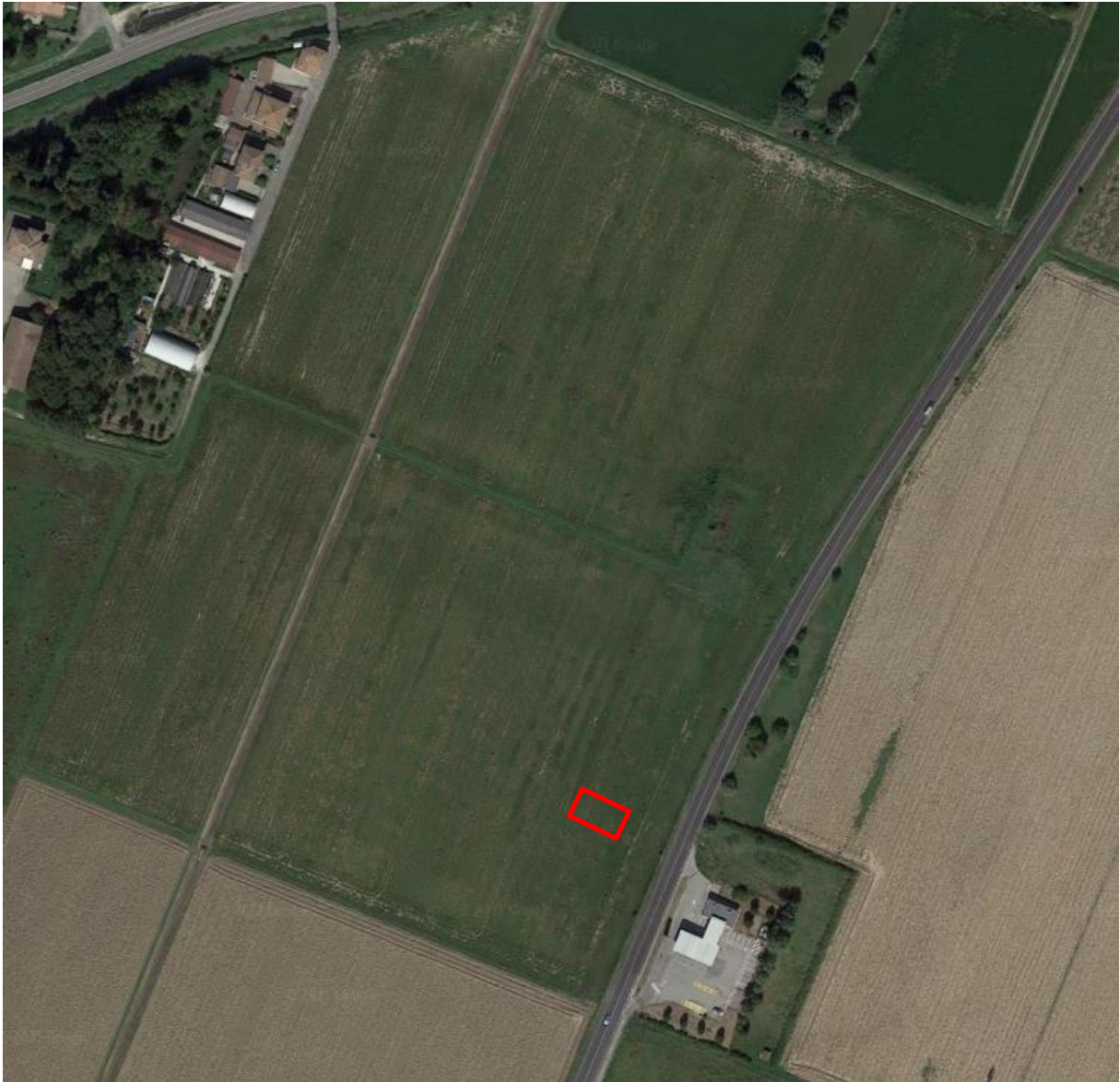


Figura 2. *Individuazione della posizione della struttura*

1.2. Descrizione dell'opera

Oggetto della presente relazione è l'analisi strutturale della vasca di accumulo antincendio. La struttura in esame è una struttura interrata caratterizzata dalle seguenti componenti:

- piastra di fondazione di forma rettangolare di dimensioni planimetriche pari a $7,00 \times 7,90$ m avente uno spessore di 50 cm;
- pareti verticali perimetrali di contenimento di spessore costante e pari a 45 cm;
- soletta di copertura a caratterizzata da uno spessore di 20 cm;

Le analisi riportate di seguito, sia statiche che sismiche, fanno riferimento alla struttura nel suo complesso o, ove opportuno, alle singole componenti strutturali considerando di volta in volta le più gravose condizioni e combinazioni di carico.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è basato sul metodo degli stati limite.

- D.M. 17 Gennaio 2018 - "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare 27 Luglio 2018 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- UNI-EN 1993-1-1: 2005 Eurocodice 3 – "Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

3. MATERIALI UTILIZZATI

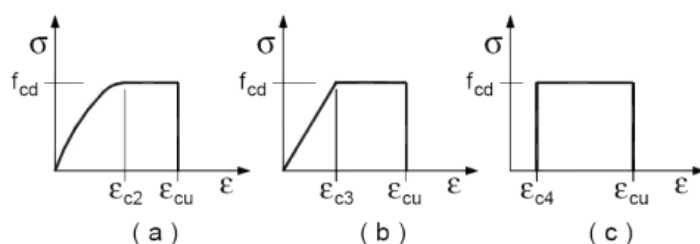
I materiali utilizzati per la realizzazione delle strutture portanti sono:

3.1. Calcestruzzo strutturale

Classe di resistenza C30/37

- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 30 / 1.5 = 17 \text{ MPa}$
- $E = 32836 \text{ MPa}$
- Classe di esposizione XC2 per strutture di fondazione
- Copriferro minimo 35mm, dimensione max inerte 16 mm
- Classe di consistenza (slump) S4

Il calcestruzzo utilizzato rispetta le prescrizioni del D.M. 17 gennaio 2018 sui materiali riportate al §11.2. Per rappresentare il legame costitutivo del calcestruzzo si fa riferimento al modello semplificato parabola-rettangolo riportato al §4.1.2.1.2.1 e nella seguente figura (a):

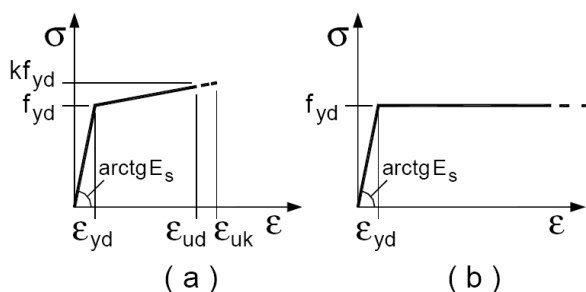


3.2. Acciaio per barre di armatura

Tipo B450C

- $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ (Valore caratteristico della tensione di snervamento)
- $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$ (Valore della resistenza da utilizzare nel calcolo)
- $E = 200000 \text{ MPa}$ (Modulo elastico)

Per rappresentare il legame costitutivo dell'acciaio si fa riferimento al modello semplificato elastico-perfettamente plastico indefinito riportato al §4.1.2.1.2.2 e nella seguente figura (b):



4. INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Ai fini delle caratteristiche geotecniche e sismica dei terreni oggetto di intervento è stata effettuata:

- n. 1 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 15 m da p.c.;
- n. 1 piezometri per il controllo della soggiacenza della falda sotterranea;
- n.3 prove penetrometriche CPTU spinti a 15,0 m di profondità
- n.1 prova penetrometrica CPTU spinta a 20,0 m di profondità
- n.8 prova penetrometrica CPT spinta a 5,0 m di profondità
- prove di laboratorio geotecnico su 3 campioni di terreno indisturbato (prove edometriche);
- indagine sismica M.A.S.W. e ESARC

L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini permette di fornire:

1. la caratterizzazione ai fini geotecnici e sismici della serie litostratigrafica;
2. il calcolo della capacità portante delle fondazioni;
3. la verifica del rischio di liquefazione dei terreni.

4.1. Ricostruzione stratigrafica

Sono stati realizzate prove penetrometriche a varie profondità ed un sondaggio a carotaggio continuo con l'installazione di un piezometro di monitoraggio delle acque sotterranee. Le prove CPTU ed il sondaggio sono state eseguite al di sotto dell'impronta delle nuove strutture di progetto le prove CPT nell'area di installazione dei pannelli fotovoltaici. I risultati delle prove hanno permesso la ricostruzione del modello geologico schematizzato in tabella successiva:

Tabella 1. stratigrafia e caratteristiche geotecniche

Profondità M dal p.c.	litologia	Qc Kg/cmq	γ t/mc	Cu _k Kg/cmq	Ø Gradi	Mo Kg/cmq
0,0 ÷ 1,20	Terreno agrario limoso	20	1,92	0,80	28	60
1,20 ÷ 2,80	Limo argilloso poco compatto debolmente sabbioso	7	1,89	0,40	23	32
2,80 ÷ 4,30	Limo argilloso debolmente sabbioso mediamente compatto	12	1,85	0,55	20	38
4,30 ÷ 11,10	Limo argilloso poco compatto	7	1,85	0,40	15	35
11,10 ÷ 13,00	Limo argilloso debolmente sabbioso mediamente compatta	12	1,85	0,66	-	46
13,00 ÷ 15,50	Argilla limosa debolmente sabbiosa compatta	16	1,85	0,80	15	45
15,50 ÷ 20,00	Argilla limosa mediamente compatta	13	1,85	0,65	-	45

I risultati delle prove eseguite indicano la presenza di terreni poco compatti al di sotto del primo strato agrario fino a circa 2,50 metri di profondità per poi aumentare le caratteristiche geomeccaniche fino alla profondità di 4,30 da piano campagna. Oltre fino a 11,00m i risultati indicano terreni con basse caratteristiche geomeccaniche. Al di sotto le caratteristiche migliorano con la presenza di argille da mediamente compatte a compatte.

4.2. Risultati indagini sismiche

4.2.1. MASW/ESAC

La conoscenza dell'andamento nel primo sottosuolo della velocità di propagazione delle onde di taglio è, come noto, importante negli studi di microzonazione sismica dedicati alla stima di possibili effetti di sito, capaci di amplificare il moto del terreno durante un terremoto.

Negli ultimi anni hanno avuto ampio sviluppo tecniche geofisiche basate sull'analisi della propagazione delle onde superficiali e, in particolare, delle onde di Rayleigh. Le proprietà dispersive di tali onde in mezzi stratificati, nonché la stretta relazione esistente tra la loro velocità di propagazione e quella delle onde di taglio, consentono di risalire al profilo di velocità delle onde S.

Il metodo di indagine attivo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è basato su una artificiale energizzazione sismica del suolo e sull'analisi spettrale delle onde superficiali presenti nel segnale (Nazarian e Stokoe, 1984; Park et al., 1999).

La curva di dispersione delle onde di Rayleigh rappresenta la variazione di velocità di fase che tali onde hanno al variare della frequenza. Tali valori di velocità sono intimamente legati alle proprietà meccaniche del mezzo in cui l'onda si propaga (velocità delle onde S, delle onde P e densità). Tuttavia, diversi studi hanno in realtà messo in evidenza che la velocità delle onde P e la densità sono parametri di second'ordine rispetto alle onde S nel determinare la velocità di fase delle onde di Rayleigh. Quindi, dato che le onde superficiali campionano una porzione di sottosuolo che cresce in funzione del periodo dell'onda e che la loro velocità di fase è fortemente condizionata in massima parte dalle velocità delle onde S dello strato campionato, la forma di questa curva è essenzialmente condizionata dalla struttura del sottosuolo ed in particolare dalle variazioni con la profondità delle velocità delle onde S.

Pertanto, utilizzando appositi formalismi è possibile stabilire una relazione (analiticamente complessa ma diretta) fra la forma della curva di dispersione e la velocità delle onde S nel sottosuolo. Tale relazione consente il calcolo di curve di dispersione teoriche a partire da modelli del sottosuolo a strati piano-paralleli.

L'operazione di inversione, quindi, consiste nella minimizzazione, attraverso una procedura iterativa, degli scarti tra i valori di velocità di fase sperimentali delle curve di dispersione e quelli teorici relativi ad una serie di modelli di prova "velocità delle onde S - profondità".

A differenza del MASW, l'ESAC registra i rumori di fondo esistenti in natura: la sorgente in questo caso non è più il martello, ma ogni fonte di vibrazione o rumore. Il vantaggio dell'utilizzo di tale metodologia di indagine è un segnale più ricco e con frequenze più basse, mentre lo svantaggio

consiste nella scarsità della conoscenza circa la direzione da cui provengono le fonti di rumore registrate. Per tale motivo si dispongono i geofoni con array bidimensionale, detto appunto antenna sismica.

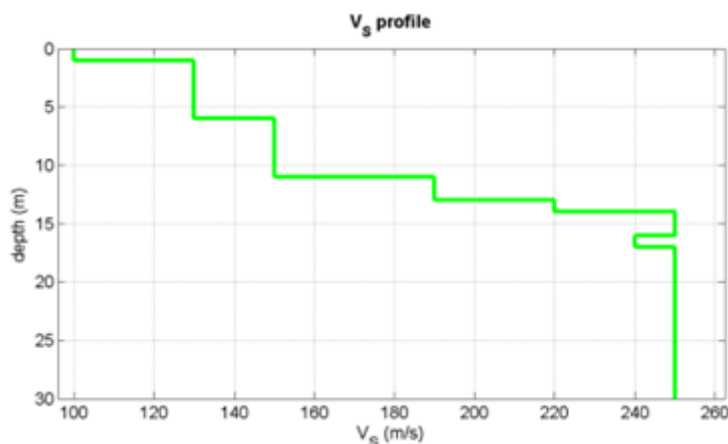


Figura 3. Profilo delle velocità delle onde

Mean model

Vs (m/s): 100, 130, 150, 190, 220, 250, 250, 240, 250, 250, 250

Thickness (m): 1.0, 5.0, 5.0, 2.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0

Density (gr/cm3) (approximate values): 1.66 1.74 1.77 1.83 1.87 1.90 1.90 1.86 1.84 1.83 1.83

Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 17 29 40 66 90 118 118 107 115 114 114

Vs30 (m/s): 186

4.2.2. HVSR

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso.

Le basi teoriche dell'HVSR sono relativamente semplici in un sistema stratificato in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D). Consideriamo un sistema dove gli strati si distinguono per diverse densità e velocità delle onde sismiche (V1 e V2). Un'onda che viaggia nel primo mezzo viene (parzialmente) riflessa dall'orizzonte che separa i due strati. L'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore h del primo strato.

In altre parole la frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a :

$$f_r = VP1/(4 h)$$

mentre quella relativa alle onde S è

$$f_r = VS1/(4 h)$$

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. Questo, insieme ad una stima delle velocità, è in grado di fornire previsioni sullo spessore h degli strati.

Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto ma la prassi di usare il rapporto tra gli spettri orizzontali e quello verticale, piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) il contenuto in frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

Dall'analisi sismica acquisita non è stato individuato un substrato sismico (formazione costituita da roccia o terreno molto rigido caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec) nei primi 30 m; il valore di V_{Seq} è risultato il seguente:

$$V_{Seq} = V_s 30 = 186 \text{ m/sec.}$$

Dall'analisi sismica effettuata è possibile classificare i terreni nella seguente categoria di sottosuolo:

CATEGORIA D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.

4.2.3. Verifica di possibilità di fenomeni di liquefazione

Il D.M. 17 gennaio 2018 (paragrafo 7.11.3.4) e successiva Circolare esplicativa n. 7/2019 (paragrafo C7.11.3.4) impongono che sia valutata la stabilità nei confronti della liquefazione mediante il ricorso a metodologie analitiche o a carattere semi-empirico.

Tali verifiche devono essere condotte tutte le volte che il manufatto in progetto interagisce con terreni saturi a prevalente componente sabbiosa ed in presenza, ovviamente, di sollecitazioni cicliche e dinamiche per le quali il sottosuolo tende a comportarsi come un sistema idraulicamente chiuso, ovvero come un sistema non drenato. Allo stesso tempo, al fine di facilitare le procedure di analisi, al paragrafo 7.11.3.4.2 è ribadito che tali analisi possono essere omesse in presenza di uno dei seguenti casi:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$ ($a < 1 \text{ m/s}^2$);
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove

penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

4. elevata presenza, nel fuso granulometrico, di terreni a componente fine (limi e argille) o di ghiaie.

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

Per quanto riguarda l'area di intervento, la verifica a liquefazione viene omessa ai sensi del punto 4 in quanto, i terreni indagati risultano avere curve granulometriche esterne a quelle liquefacibili indicate dalle NTC 2018.

5. PROGETTO DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

La struttura portante è realizzata interamente in calcestruzzo armato ordinario.

Lo schema statico di calcolo adottato per analizzare la struttura, ovvero per determinare le sollecitazioni agenti sui vari elementi strutturali, è schematizzabile con uno schema piano con un telaio verticale individuato dal piano contenente la presunta deformata cilindrica ed utilizzato per determinare le sollecitazioni negli orizzontamenti e nelle pareti. Le sollecitazioni così ottenute sono poi assunte valide, in assoluto favore di sicurezza, per tutti gli elementi strutturali facenti parte della stessa struttura in quanto in un modello piano si trascura l'effetto irrigidente delle pareti trasversali.

5.1. Analisi dei carichi

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il metodo Semi Probabilistico agli Stati Limite (rif. D.M. 2018). I carichi elementari sono cumulati secondo le azioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo SLU (Stato Limite Ultimo) e allo SLE (Stato Limite di Esercizio).

Le azioni elementari considerate ai fini del progetto strutturale sono:

- Peso proprio degli elementi strutturali G_{k1}
- Carichi permanenti non strutturali G_{k2}
- Carichi permanenti dovuti al terreno G_{k2}
- Carichi permanenti dovuti all'acqua contenuta nella vasca G_{k2}
- Carico variabile da neve (NTC § 3.3) Q_{k3}
- Sisma E

5.1.1. *Peso proprio e permanenti portati*

Il peso del calcestruzzo è determinato in base all'effettiva geometria delle sezioni ed utilizzando un peso per unità di volume pari a 25 kN/m³.

5.1.2. *Carichi dovuti all'acqua accumulata*

Per la vasca in esame si prevede l'accumulo di acqua fino ad un'altezza di 2,50 m dal fondo. Sulla platea di fondazione l'azione permanente portata massima rappresentativa dell'acqua è pari a:

$$F_{v,acq} = \gamma_w \cdot h' = 10 \cdot 2,50 = 25 \text{ kN/m}^2$$

Inoltre, il fluido esercita una pressione sulle pareti laterali secondo un diagramma delle pressioni di forma triangolare. Il valore dell'intensità variabile è esprimibile mediante la seguente espressione:

$$F_{h,acq} = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot z' \text{ kN/m per metro di profondità}$$

Nel quale z' rappresenta la profondità a partire dal pelo libero dell'acqua all'interno della vasca.

5.1.3. *Carichi dovuti al terreno*

Il terreno, oltre a gravare come carico verticale sulle porzioni di platea perimetrali esercita una pressione orizzontale sulle pareti di forma triangolare. Tale spinta è calcolata considerando un angolo di attrito interno $\varphi=20^\circ$, e facendo riferimento al coefficiente di spinta a riposo " k_0 " (struttura

interrata "indeformabile"). La quota del livello di falda è stata individuata durante le indagini geotecniche a quota -2,00 m dal p.c. nello stato di fatto ovvero a quota -3,00 m dal p.c. nello stato di progetto. Data l'altezza della struttura interrata, comprensiva dello spessore della platea di fondazione, pari a 3,50 m, si può trascurare la valutazione della spinta del terreno al di sotto del livello di falda.

La tipologia di terreno presente fino alla quota del piano di posa della fondazione presenta in media un valore del grado di sovraconsolidazione (OCR) pari a 10. Adottando l'espressione di *Jacky* si ottiene un valore del coefficiente di spinta a riposo pari a $k_0=2,08$. Assumendo un diagramma delle tensioni orizzontali di forma triangolare si ha un'intensità variabile della di spinta esprimibile tramite la seguente espressione:

$$F_{h,terr\ sopra\ falda} = k_0 \cdot \gamma \cdot z = 2,08 \cdot 19 \cdot z = 39,52 \cdot z \text{ kN/m per metro di profondità}$$

Nella quale z rappresenta la quota a partire dal piano campagna nello stato di progetto.

5.1.4. Carichi accidentale

Ai fini delle verifiche svolte si fa riferimento, per la definizione dei sovraccarichi variabili, alle NTC 2018. I sovraccarichi assunti nelle verifiche rispecchiano la destinazione degli ambienti. Per il solaio di copertura della vasca, essendo consentito il passaggio e l'accesso per la sola manutenzione degli impianti di spinta dell'acqua si fa riferimento alla tipologia H – Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione.

La tabella di seguito, estrapolata dalla Tab.3.1.II delle NTC, riepiloga i carichi di progetto.

Tabella 2. Tab. 3.1.II NTC18 - Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
H	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0.50	1.20	1.00

5.1.5. Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione (§ 3.4.1, NTC 2018):

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²];

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

La provincia di Bologna si trova in Zona I- Mediterranea , per la quale il valore caratteristico di riferimento del carico

neve al suolo vale:

$$q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

essendo la quota del suolo sul livello del mare $a_s = 21 \text{ m s.l.m} < 200 \text{ m}$.

Si hanno quindi i seguenti valori:

quota $a_s = 21 \text{ m s.l.m.}$

carico neve carat. $q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$

coeff. di esposizione $CE = 1$

coeff. termico $C_t = 1$

coeff. di forma delle falde $\mu_1 = 0,8$

carico neve di progetto $q_s = 1,20 \text{ kN/m}^2$

5.1.6. Analisi dei carichi solaio

Sul solaio di copertura si considerano agenti i carichi derivanti dalla seguente analisi dei carichi:

ANALISI DEI CARICHI COPERTURA HUB				
G1	Soletta piena in c.a.	s=20 cm	5.00	kN/m ²
	Massetto delle pendenze	s=6 cm	1.20	kN/m ²
G2	Manto di copertura		0.10	kN/m ²
	Locale Impianti	(un'area 2,50x3,10 m in corrispondenza del foro sul solaio)	2.00	kN/m ²
Q	Neve		1.20	kN/m ²
	Manutenzione		0.80	kN/m ²

5.2. Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata calcolata in riferimento agli spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione orizzontale come definito al punto §3.2 del DM 2018. Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove T e S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale, inoltre:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido, determinata per il sito in cui sorge l'opera, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S=S_S \cdot S_T$, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta=10/(5+\xi) \geq 0,55$, dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T^*_C$ dove T^*_C è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante $T_B = T_C/3$
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D=4,0 \cdot a_g/g + 1,6$.

La categoria di sottosuolo in oggetto è la "D", come illustrato al § 4.2

I coefficienti S_S e C_C allo SLV valgono, quindi:

$$S_S = 1.785$$

$$C_C = 2.376$$

Al fine di determinare il tempo di ritorno (TR) per il quale viene definito lo spettro di progetto sono stati adottati i seguenti valori di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, scelti in accordo a quanto prescritto al § 2.4.3 delle NTC 2018.

- V_N : vita nominale di 50 anni;
- C_U : Classe d'uso II
- V_R : periodo di riferimento pari a 50 anni.

Gli spettri elastici di riferimento sono illustrati Figura 4

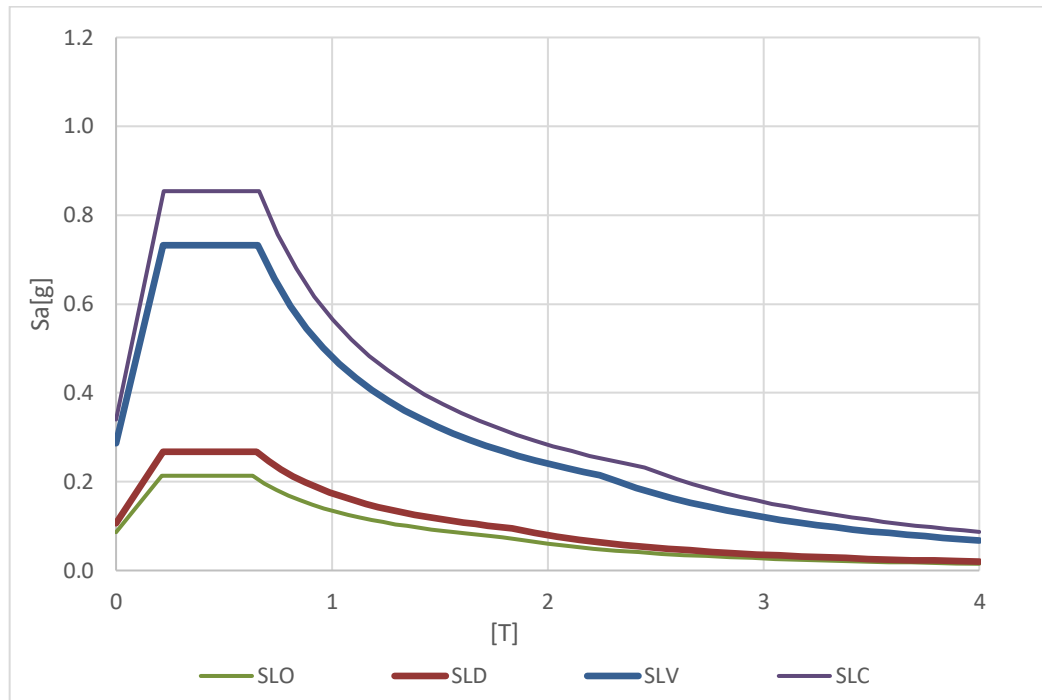


Figura 4. Spettri di risposta elastici ($q=1$) – SLO, SLD, SLV, SLC

La struttura risulta essere completamente interrata e assimilabile ad un “rigid foundation box”. Lo scuotimento sismico produce degli effetti dinamici sul terreno (sovraspinta sismica del terreno).

Per quanto concerne il terreno, in accordo con quanto prescritto dalla normativa ed in relazione alla tipologia di struttura (opera rigida interrata) si considera l’azione sismica facendo riferimento al metodo pseudostatico considerando una pseudo accelerazione orizzontale equivalente pari a:

$$\frac{a_h}{g} = \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) = \alpha \cdot \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right) = 1 \cdot 1 \cdot 1,7842 \cdot 1,00 \cdot 0,1608 = 0,287$$

In questo caso, l’incremento di spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood, valida per strutture rigide completamente vincolate, è pari a:

$$\Delta H_{Wood} = \frac{a_h}{g} \cdot \gamma \cdot h^2 = 0,287 \cdot 19 \cdot 3,00^2 = 49,08 \text{ kN/m di profondità}$$

Sommando a tale incremento la forza inerziale della struttura in c.a. (pareti e solaio di copertura) pari a:

$$H_{iner,par} = \frac{a_h}{g} \cdot W_{str} = 0,287 \cdot [(6,50 \cdot 0,20) + (3,00 \cdot 0,45)] \cdot 25 = 19,02 \text{ kN/m di profondità}$$

si ottiene un’azione sismica risultante pari a:

$$H_{sism} = \Delta H_{Wood} + H_{iner,par} = 49,08 + 19,02 = 68,10 \text{ kN/m di profondità}$$

Tale combinazione risulta essere predominante rispetto alla condizione per carichi statici.

5.3. Combinazioni delle azioni

Combinazione allo STATO LIMITE ULTIMO:

Le verifiche allo SLU vengono condotte considerando la combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove il coefficiente di sicurezza γ_G vale generalmente 1,3 per i carichi permanenti e per i carichi permanenti non strutturali ben definiti, mentre il coefficiente di sicurezza per le azioni variabili γ_Q vale 1.5.

Combinazione allo STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA:

Le verifiche allo SLV vengono condotte considerando le combinazioni simiche:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

- G_1 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali, il peso proprio del terreno quando pertinente, le forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), le forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P : rappresenta pretensione e precompressione;
- Q_{ki} : rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;
- ψ_{2i} : sono coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici;
- E : rappresenta l'azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame.

I valori di riferimento per i coefficienti di combinazione sono rilevati dalla tabella 2.5. I delle NTC 2018:

Tabella 3. NTC 2018: tabella 2.5.I – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Categoria / Azioni variabili	Ψ_{01}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0.0	0.0	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura sono state determinata al capitolo precedente ed applicate alla struttura mediante un'analisi pseudostatica.

6. MODELLO STRUTTURALE

6.1. Modellazione geometrica

L'analisi della vasca è effettuata in condizioni di stato di deformazione piano. Sotto tale ipotesi la determinazione delle sollecitazioni nella vasca è ottenuta tramite un opportuno modello di calcolo risolto con apposito programma di calcolo agli elementi finiti (Midas Gen). Con tale programma si schematizza un telaio trasversale con fondazioni, pareti e solaio di chiusura modellate mediante elementi *plate*.

Per un'analisi più accurata del solaio a soletta piena in c.a. di copertura è stato invece implementato un modello tridimensionale completo al fine di valutare eventuali concentrazioni di tensioni in corrispondenza del foro di dimensione 1,20x1,20 m per il passaggio delle vertical pumps.

Per entrambe le modellazioni, le caratteristiche delle sezioni sono tali da riprodurre le opportune rigidzze elastiche delle sezioni considerate interamente reagenti.

Nella modellazione è stata implementata la relativa iterazione con il terreno sottostante mediante dei vincoli elastici caratterizzati da una rigidzza estensionale finita funzione della costante di sottofondo k e della larghezza della fondazione.

Tale coefficiente di reazione del terreno k è stato valutato facendo riferimento a test di comprovata validità ("Fondazioni" Prof. Viggiani), secondo il quale non ha alcun senso far riferimento a valori tipici per tipo di terreno. In caso di sottosuolo omogeneo, è lecito ricavare il k di Winkler secondo la seguente espressione di Vesic:

$$K_w = [(E/B)]/(1-\nu^2) = 0,08 \text{ kg/cm}^3$$

in cui:

- E è il modulo medio del terreno pari a 38 kg/cm^2 ;
- B è la larghezza della fondazione $5,95 \text{ m}$;
- ν è il coefficiente di Poisson pari a $0,40$.

Una rappresentazione grafica qualitativa dei modelli strutturali adottati è riportata nelle figure sottostanti.

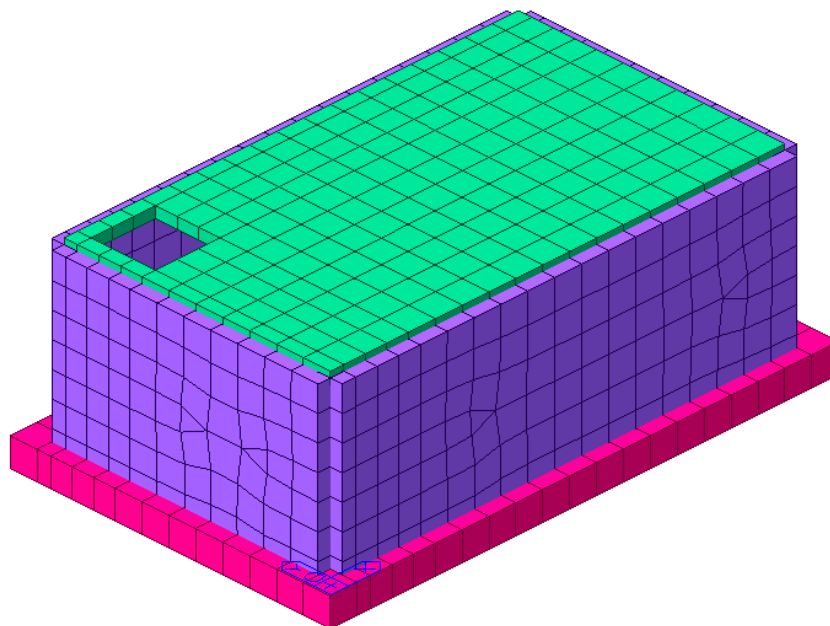


Figura 5. Modello 3D – Analisi solaio di copertura

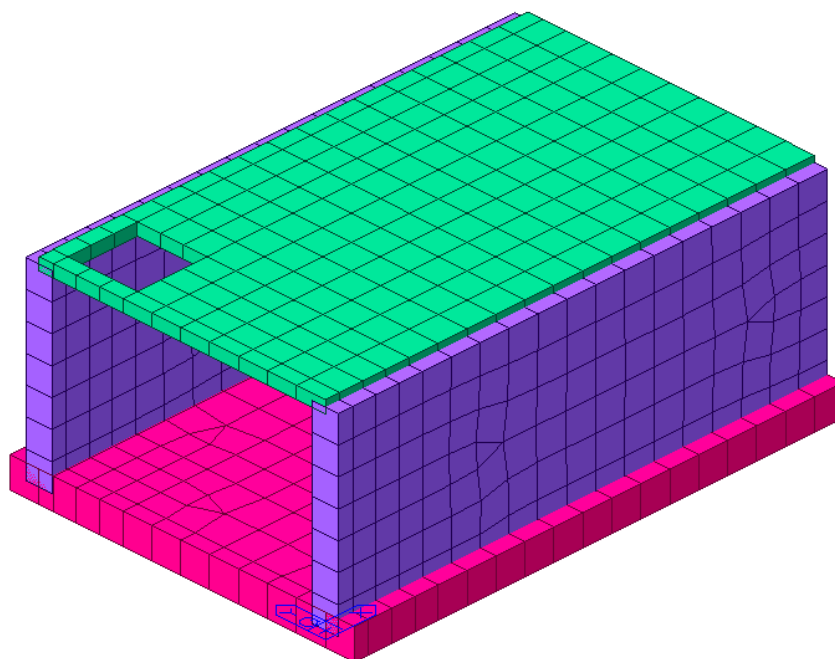


Figura 6. Modello piano – Analisi pareti-fondazioni

6.2. Implementazione carichi

Il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato in automatico dal programma. Come indicato al capitolo 3.1.2 delle Norme Tecniche, il carico viene calcolato considerando un peso per unità di volume del calcestruzzo.

I solai, essendo elementi pieni in c.a. e rappresentando la chiusura orizzontale superiore della struttura scatolare, è stata modellata come elemento *plate*.

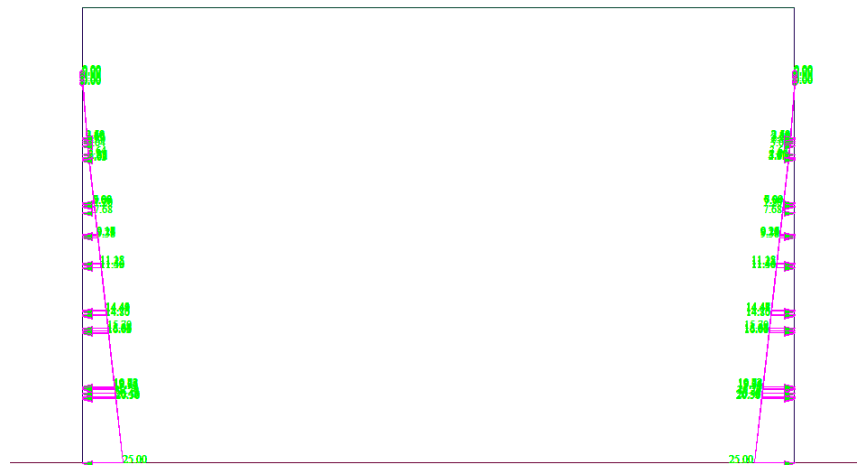


Figura 7. Modello piano – Spinta dell’acqua

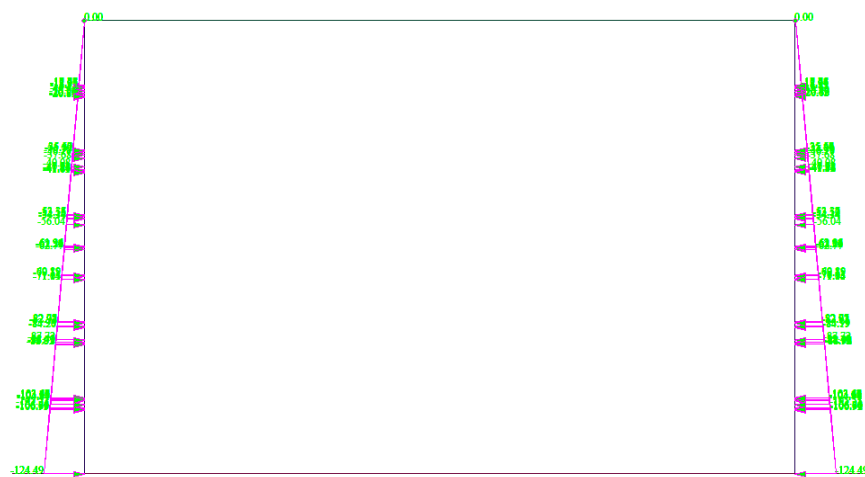


Figura 8. Modello piano – Spinta delle terre

Realizzazione di un hub di ricerca, sviluppo, produzione, stoccaggio, riconversione e distribuzione dell'idrogeno, alimentato da un impianto fotovoltaico da 8.982 MWp e relative opere di connessione alla RTN.

RELAZIONE DI CALCOLO – VASCA ANTINCENDIO

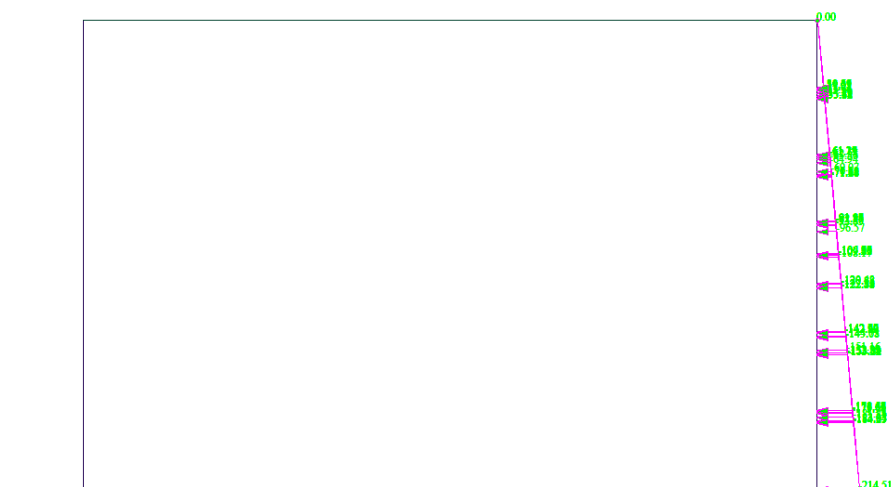


Figura 9. Modello piano – Sovrappinta sismica delle terre

7. PROGETTO SOLAIO DI COPERTURA

Per il progetto del solaio di copertura realizzato a soletta piena in c.a. di spessore di 20 cm è stato realizzato un modello tridimensionale implementando unicamente i carichi verticali agenti sul solaio ed eseguendo le verifiche per carichi verticali allo SLU. Inoltre tale elemento sarà verificato nel modello piano impiegato per lo studio del sistema pareti-fondazione nel quale rappresenta l'elemento di chiusura orizzontale superiore. Nei paragrafi a seguire si riportano i risultati dell'analisi strutturale e le relative verifiche di sicurezza.

7.1. Risultati dell'analisi

Come precedentemente illustrato, la metodologia di analisi impiegata per lo studio della struttura è l'analisi statica lineare, tramite la quale è possibile analizzare lo stato sollecitativo della struttura ed eseguire le relative verifiche degli elementi strutturali.

Nelle immagini seguenti si riportano gli involuppi delle sollecitazioni delle combinazioni analizzate secondo normativa delle DM 17.01.2018.

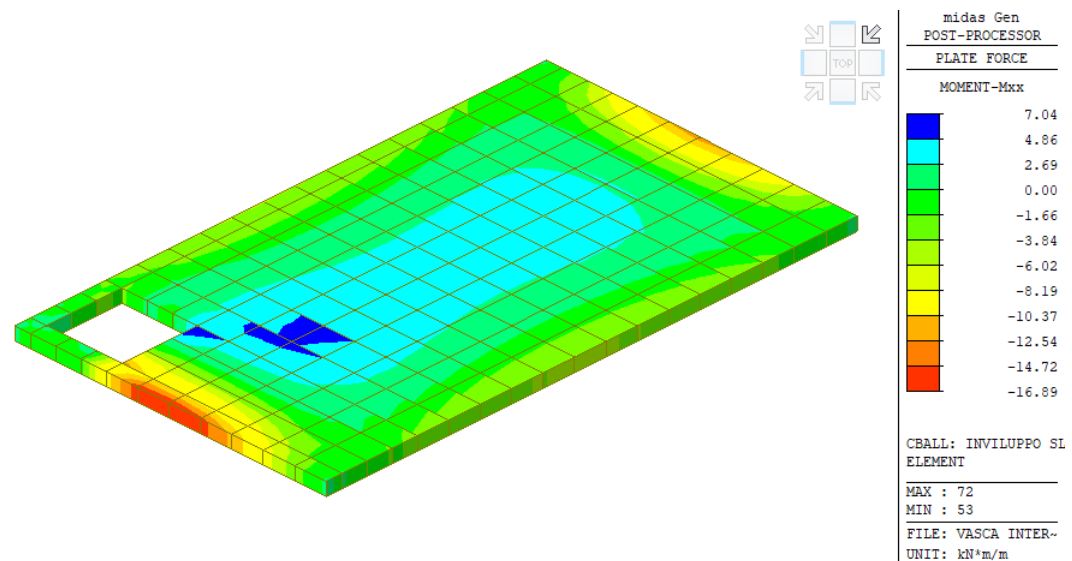


Figura 10. Diagramma di involucro delle sollecitazioni flessionali generalizzate Mxx – SLU

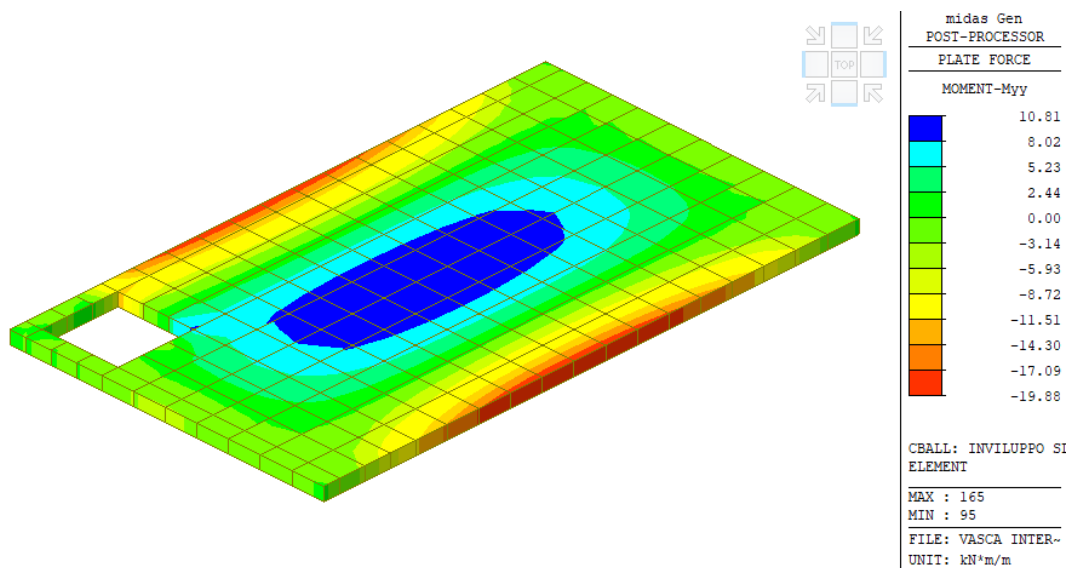


Figura 11. Diagramma di involuppo delle sollecitazioni flessionali generalizzate Myy – SLU

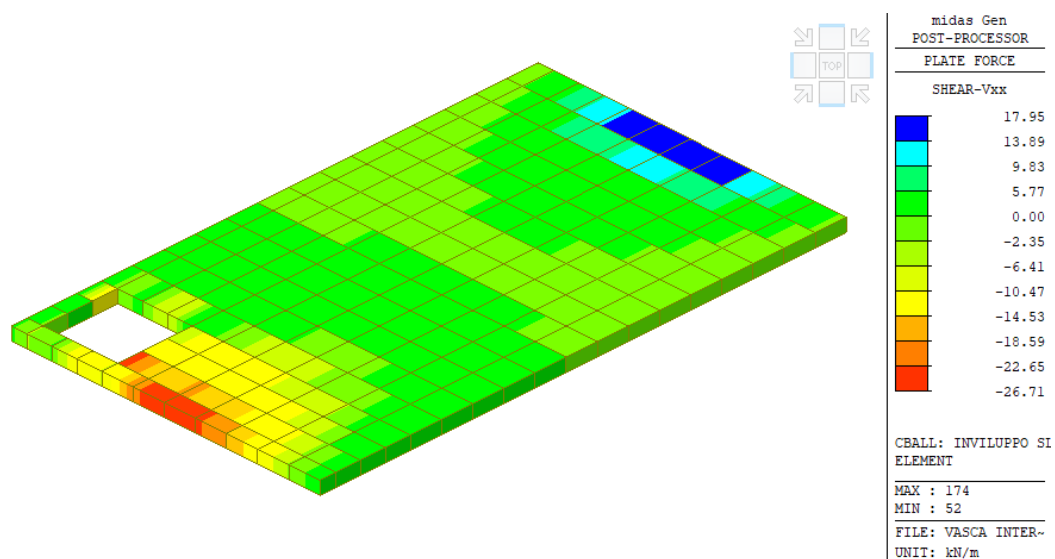


Figura 12. Diagramma di involuppo delle sollecitazioni taglianti generalizzate Vxx – SLU

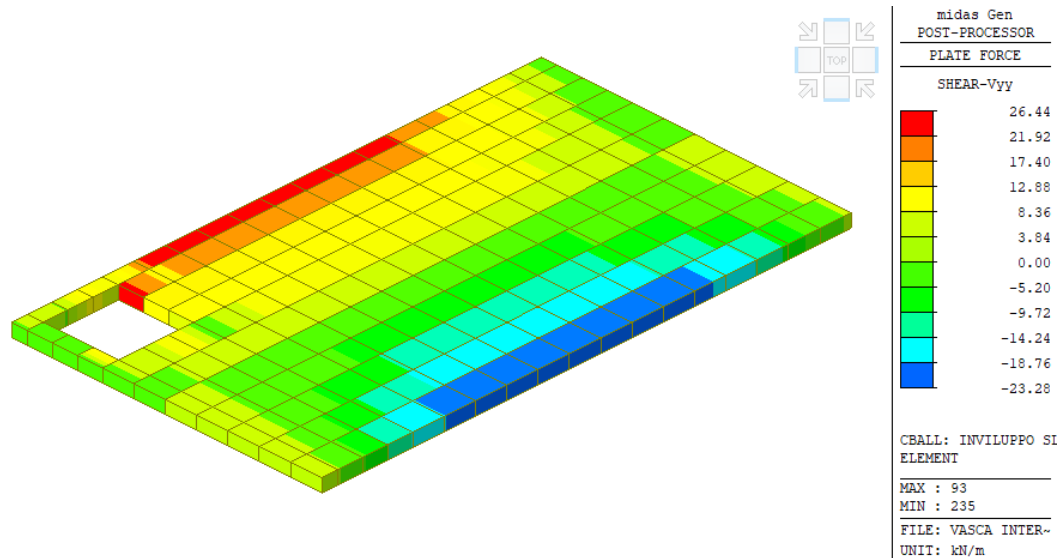


Figura 13. Diagramma di involuppo delle sollecitazioni taglianti generalizzate V_{yy} – SLU

Come si osserva dalle precedenti figure per combinazione allo SLU, si notano delle concentrazioni di sollecitazioni in corrispondenza degli appoggi della soletta. La verifica strutturale è stata condotta per le sezioni più sollecitate a momento flettente e taglio.

Si riporta di seguito la tabella delle combinazioni di carico esaminate.

Tabella 4. Tabella combinazioni di carico (SLU, SLE)

LOAD COMBINATION LIST				
No.	Gk1	Gk2	Qk-neve	Qk-Imp
SLU 1	1,3	1,5	0,75	1,5
SLU 2	1,3	1,5	1,5	0
SLE	1,0	1,0	1,0	1,0

Si riportano nei paragrafi a seguire le verifiche di dettaglio, degli elementi strutturali, per la combinazione più gravosa tra tutte quelle esaminate.

7.2. Verifiche strutturali soletta di copertura

Dopo aver analizzato lo stato sollecitativo della struttura di copertura si procede con la relativa progettazione e verifica.

7.2.1. Verifica a flessione soletta

Si riporta di seguito la distribuzione di sollecitazione a flessione della platea di fondazione per la combinazione più gravosa.

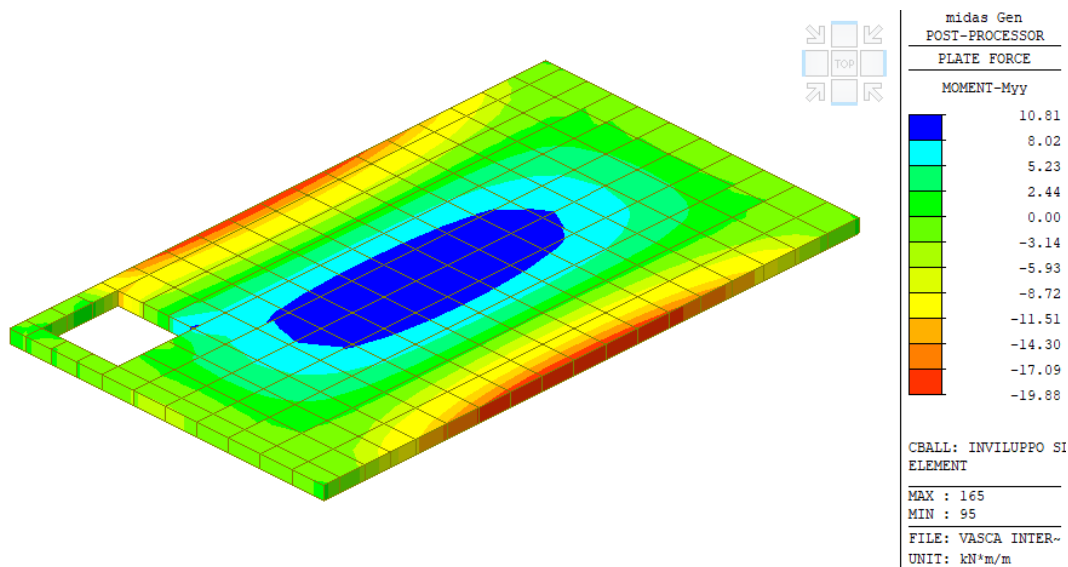


Figura 14. Diagramma di inviluppo delle sollecitazioni flessionali generalizzate M_{xx} – SLU

La verifica a flessione della soletta viene condotta considerando la sezione trasversale maggiormente sollecitata per la combinazione di carico più gravosa, assumendo una porzione di platea di larghezza pari a 1,0 m armata da doppio layer di armatura costituito da barre di armatura $\varnothing 12$ passo 20 cm nelle due direzioni.

Si può osservare che il valore di momento generalizzato assume valore massimo in corrispondenza degli appoggi laterali sulle pareti. A favore di sicurezza si assume un valore di momento flettente per la fascia di larghezza di 1,0 m il massimo valore letto dall'analisi: $M_{Ed,x} = -16,89 \text{ kNm}$, $M_{Ed,y} = -19,98 \text{ kNm}$. Avendo spessori e quantitativo di armatura analogo si esegue la verifica a flessione per la direzione con valore maggiore.

Titolo : _____

N° strati barre 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	4
2	5,65	16

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N **kN**
M **kNm**
M **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C25/30**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M **kN m**
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d **cm**
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ **cm** **Col. modello**

☐ Precompresso

Figura 15. Verifica di resistenza a flessione della soletta – SLU

La verifica a flessione risulta soddisfatta in quanto $M_{Ed,y} = -19,98 \text{ kNm} < M_{Rd} = -36,05 \text{ kNm}$.

7.2.2. Verifica a taglio soletta

La verifica a taglio della platea viene condotta con riferimento al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. La resistenza a taglio di progetto è valutata secondo la relazione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i calcoli eseguiti per la verifica a taglio della platea.

Tabella 5. Verifica a taglio soletta – SLU

Verifica a taglio elementi senza armature trasversali										
k	Φ_s [mm]	n°	ρ_1	k1	σ_{cp} [MPa]	b_w [mm]	D [mm]	V_{\min}	V_{Rd} [kN]	V_{Ed} [kN]
2,00	12	5	0,00377	0,15	0,00	1000	150	0,408	66,87	26,71 Verificato

7.3. Verifica allo SLE solaio di copertura

Ai fini delle verifiche allo SLE del solaio di copertura si fa riferimento alla combinazione di carico rara. Essendo tale elemento una mera copertura di una vasca di accumulo idrica il limite per lo spostamento ortogonale all'asse dell'elemento si assume pari a:

$$- \frac{\delta_{max}}{L} = \frac{1}{200}$$

$$- \frac{\delta_2}{L} = \frac{1}{250}$$

Nella figura seguente si riporta l'andamento della deformata del solaio di copertura in combinazione SLE rara.

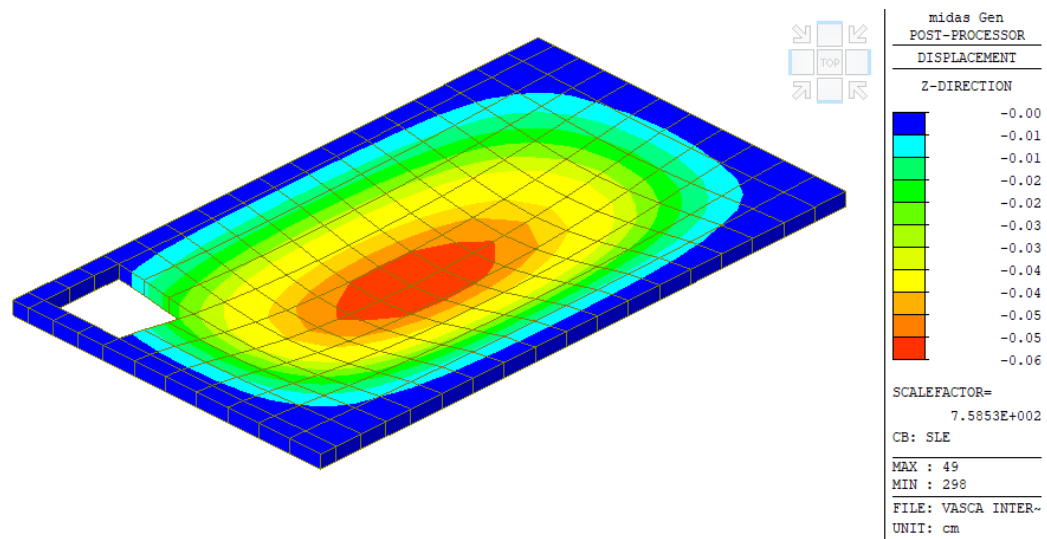


Figura 16. Deformata δ_{max} della soletta – SLE rara

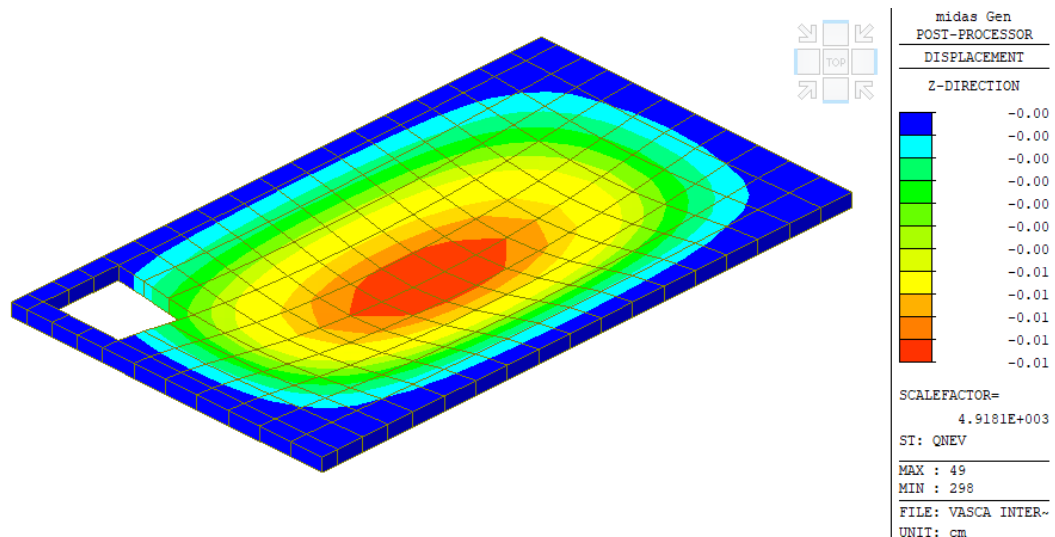


Figura 17. Deformata δ_2 della soletta – SLE rara

Si può osservare che la deformata è inferiore al limite normativo:

$$- \delta_{max} = \frac{L}{200} = \frac{495}{200} = 2,48 \text{ cm} > 0,06 \text{ cm}$$

$$- \delta_2 = \frac{L}{250} = \frac{495}{250} = 1,98 \text{ cm} > 0,01 \text{ cm}$$

8. PROGETTO VASCA INTERRATA

Come indicato nei capitoli precedenti, per il progetto della vasca interrata è stato implementato un modello piano al fine di trascurare a favore di sicurezza il contributo irrigidente delle pareti trasversali. Il modello, interamente realizzato impiegando elementi plate, è costituito da due pareti perimetrali e gli elementi orizzontali di chiusura inferiore e superiore al fine di costituire una maglia chiusa. Su tale modello sono state eseguite analisi allo SLU e allo SLV considerando le due condizioni limite di esercizio dell'opera:

- Spinta del terreno con vasca piena;
- Spinta del terreno con vasca vuota.

La condizione maggiormente gravosa per gli elementi strutturali è rappresentata dalla condizione di vasca vuota e spinta del terreno, sia per le condizioni SLU quanto per le condizioni SLV. In quest'ultimo caso alla spinta statica del terreno si somma la sovraspinta sismica calcolata mediante il metodo di *Wood*.

Si riporta di seguito la tabella delle combinazioni di carico esaminate.

Tabella 6. Tabella combinazioni di carico (SLU,SLV,SLE)

LOAD COMBINATION LIST							
No.	Gk1	Gk2	Qk-neve	Qk man	Gk acqua	Gk terreno	Fh sisma terreno+peso proprio
SLU 1	1,3	1,5	0,75	1,5	1,5	1,5	
SLU 2	1,3	1,5	0,75	1,5	1,5		
SLU 3	1,3	1,5	0,75	1,5		1,5	
SLU 4	1,3	1,5	1,5		1,5	1,5	
SLU 5	1,3	1,5	1,5		1,5		
SLU 6	1,3	1,5	1,5			1,5	
SLV 1	1,0	1,0			1,0	1,0	1,0
SLV 2	1,0	1,0				1,0	1,0
SLE 1	1,0	1,0	1,0		1,0	1,0	
SLE 2	1,0	1,0	1,0		1,0		
SLE 3	1,0	1,0	1,0			1,0	

Nei paragrafi a seguire si riportano i risultati dell'analisi strutturale e le relative verifiche di sicurezza.

8.1. Risultati dell'analisi allo SLU e allo SLV

Come precedentemente illustrato, la metodologia di analisi impiegata per lo studio della struttura è l'analisi statica lineare di un modello piano, tramite la quale è possibile analizzare lo stato sollecitativo della struttura ed eseguire le relative verifiche degli elementi strutturali.

Nelle immagini seguenti si riportano gli involuppi delle sollecitazioni delle combinazioni analizzate secondo normativa delle DM 17.01.2018.

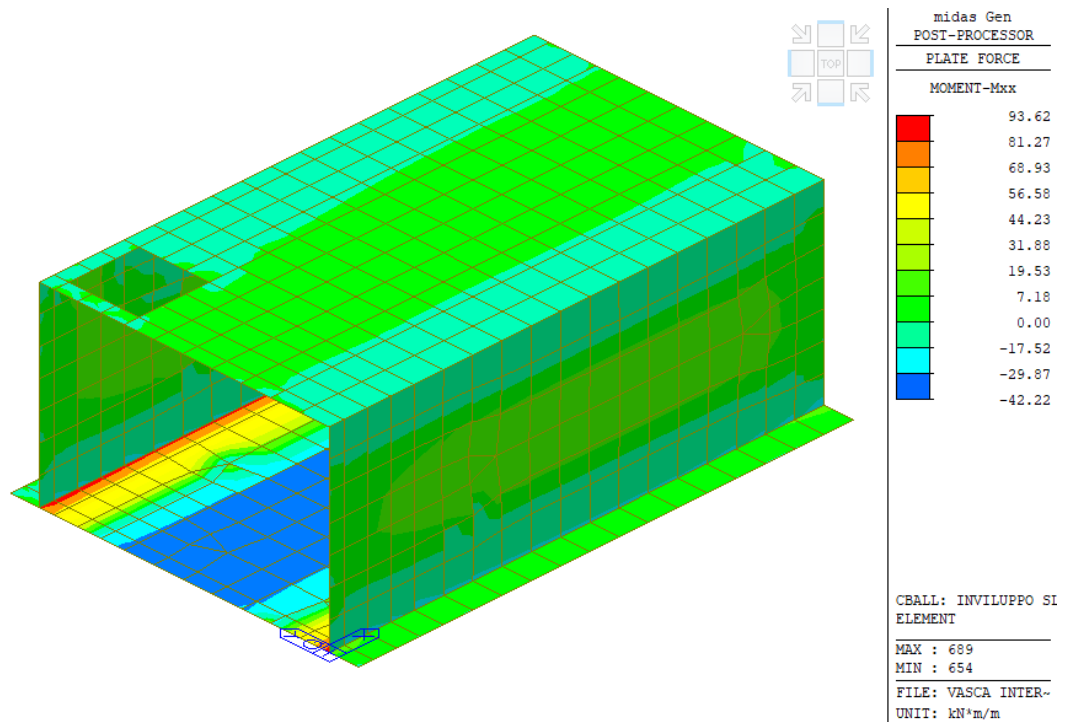


Figura 18. Diagramma di involuppo delle sollecitazioni flessionali generalizzate Mxx – SLU

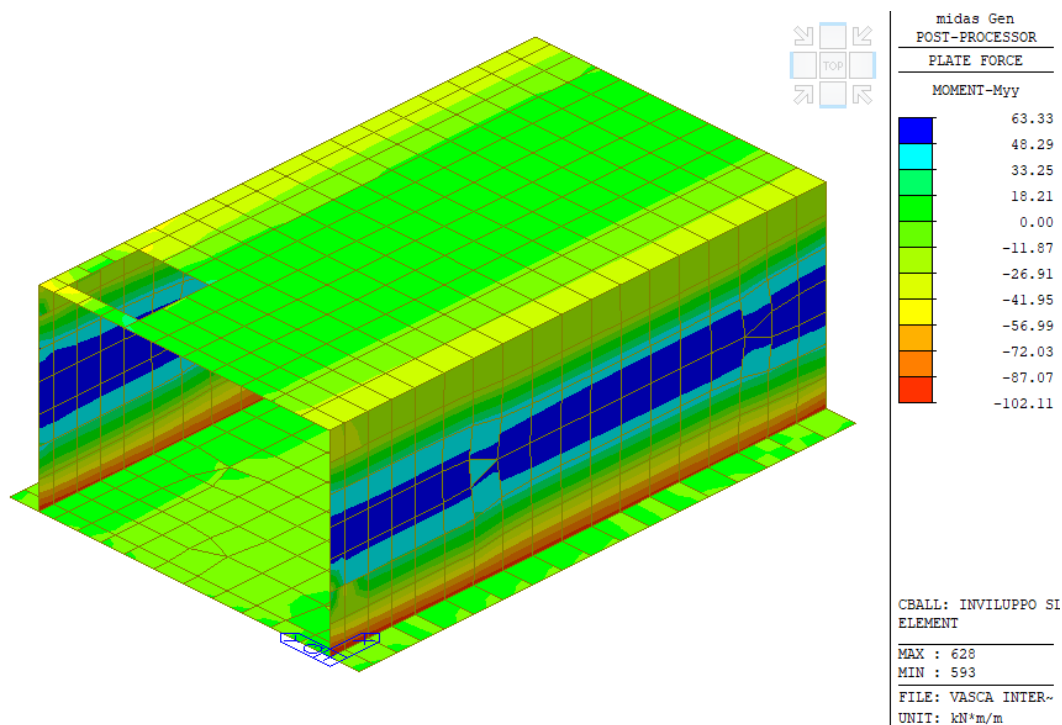


Figura 19. Diagramma di involucro delle sollecitazioni flessionali generalizzate Myy – SLU

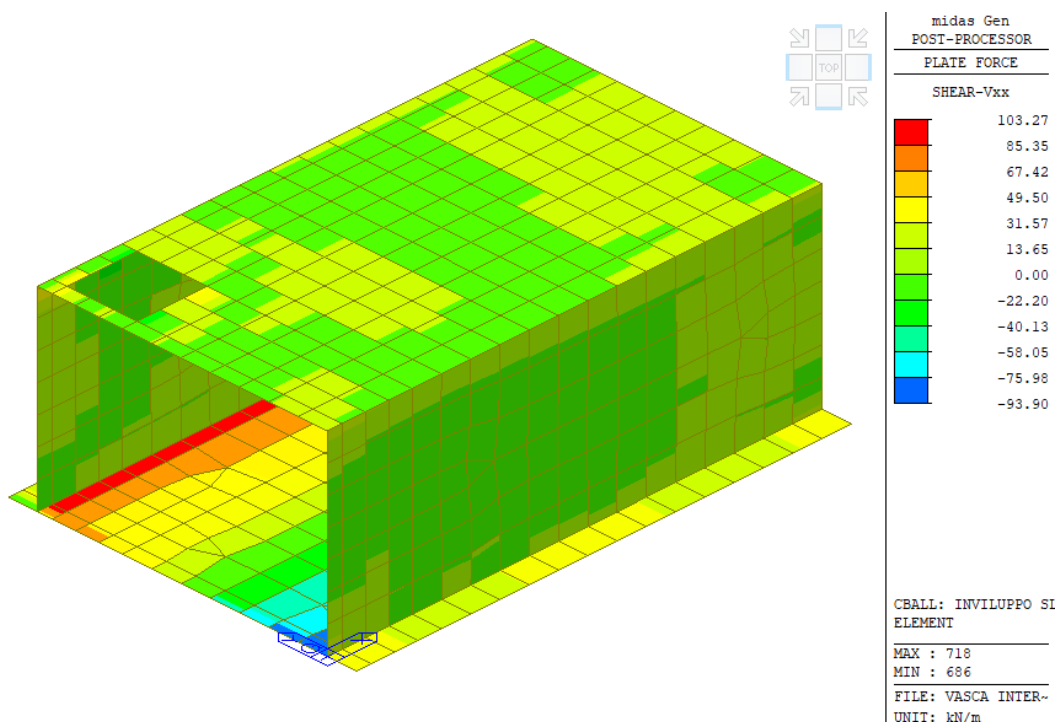


Figura 20. Diagramma di involucro delle sollecitazioni taglianti generalizzate Vxx – SLU

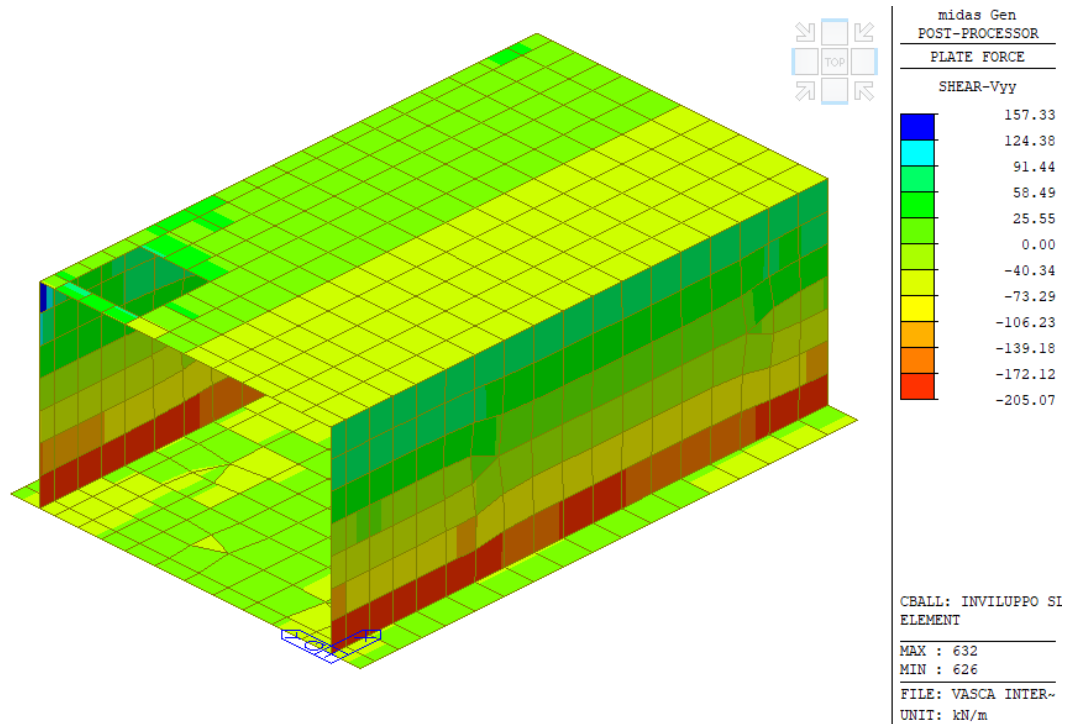


Figura 21. Diagramma di involucro delle sollecitazioni taglianti generalizzate Vyy – SLU

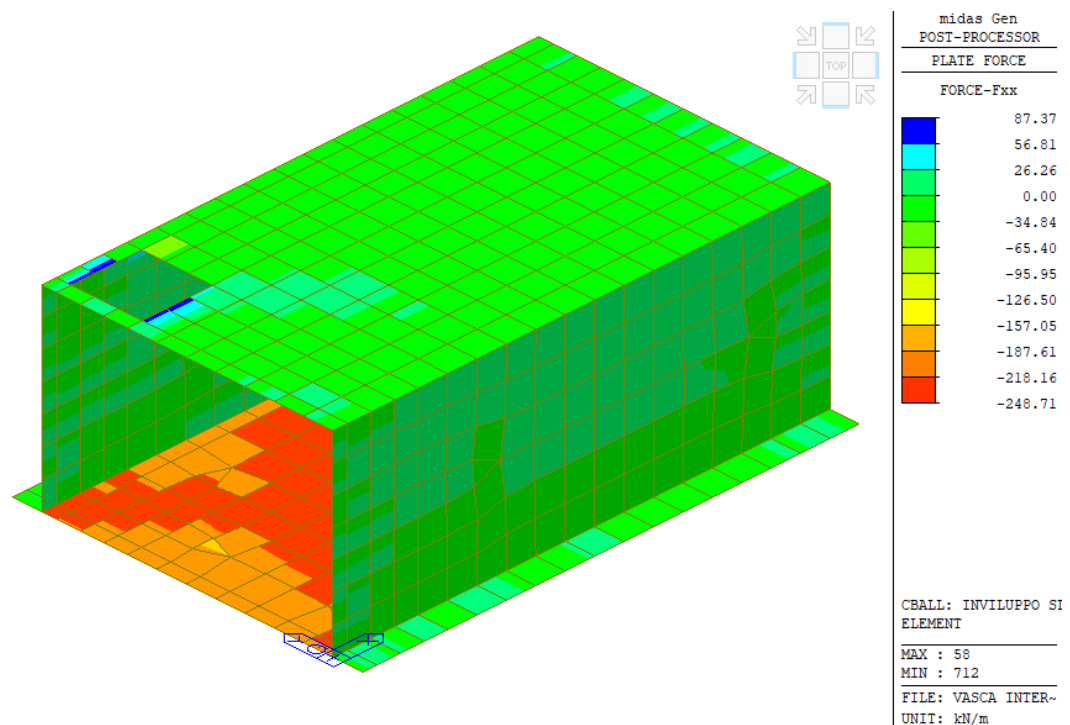


Figura 22. Diagramma di involucro delle sollecitazioni assiali generalizzate Fxx – SLU

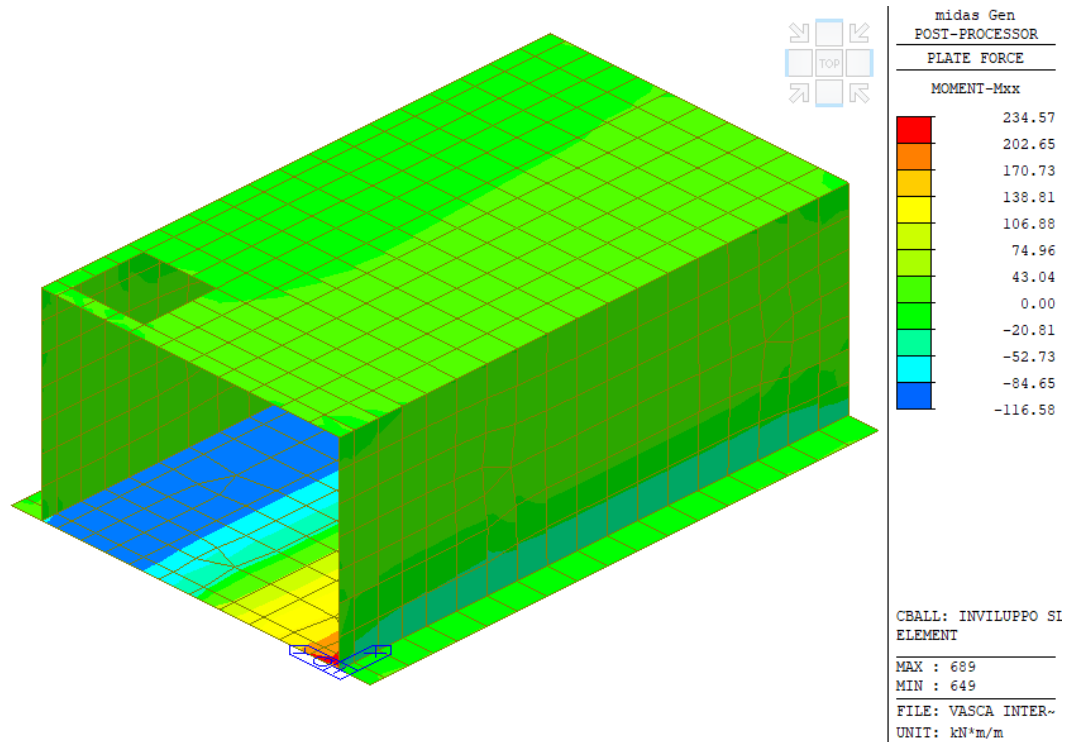


Figura 23. Diagramma di involucro delle sollecitazioni flessionali generalizzate Mxx – SLV

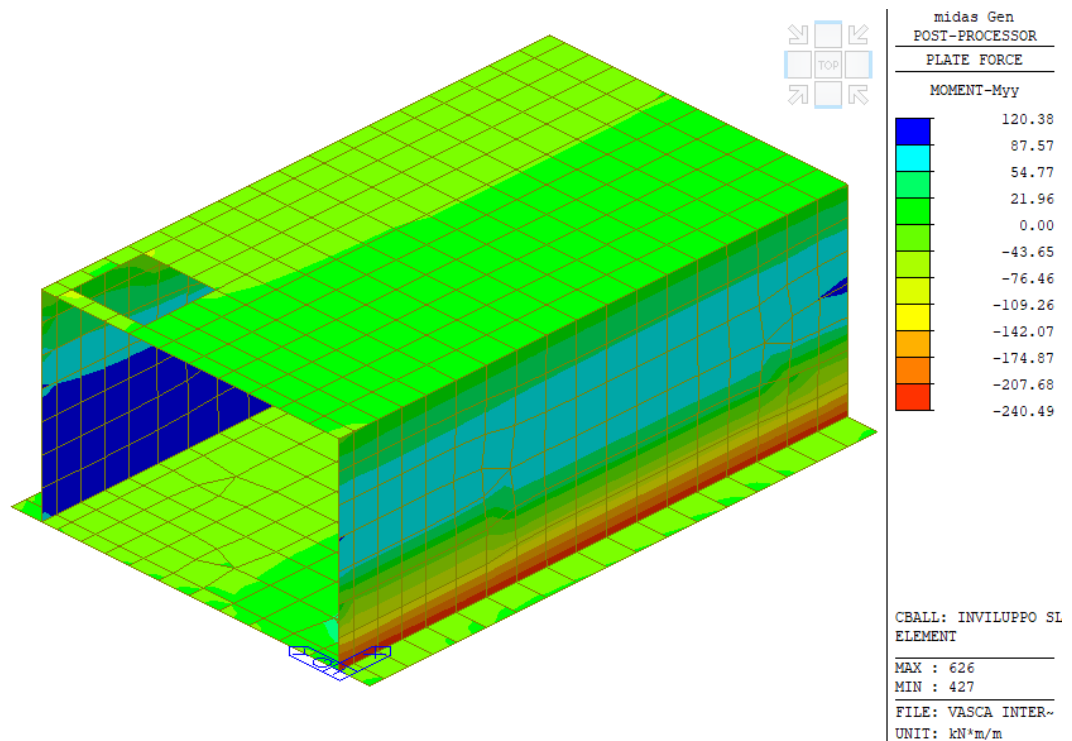


Figura 24. Diagramma di involucro delle sollecitazioni flessionali generalizzate Myy – SLV

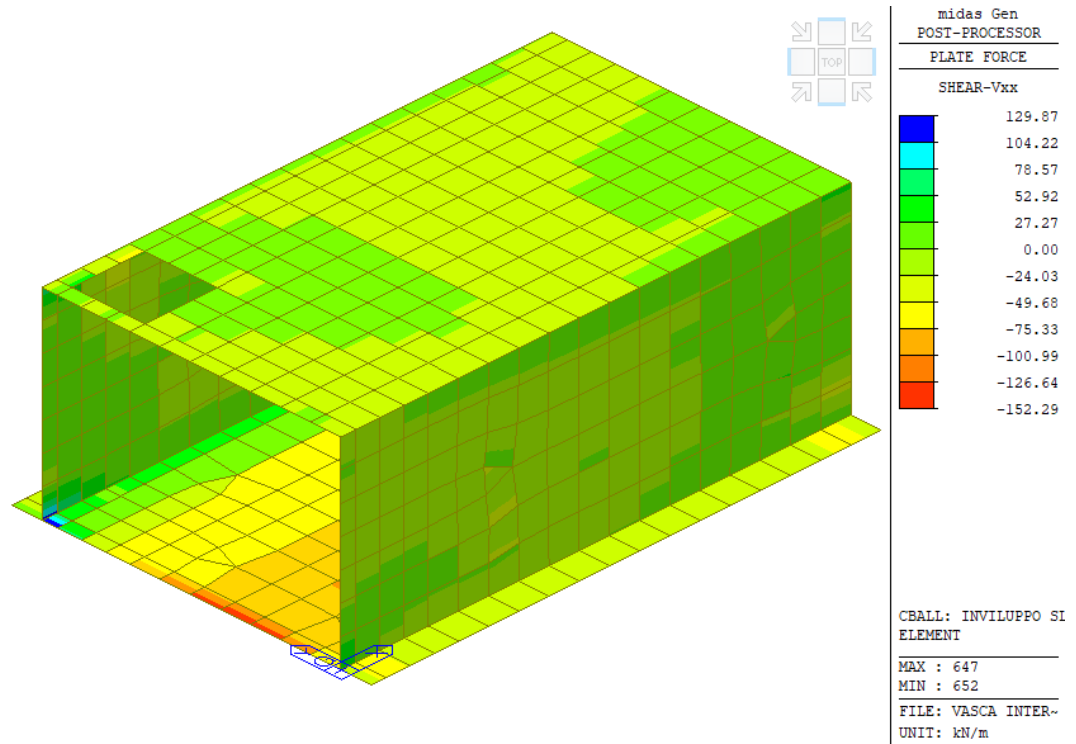


Figura 25. Diagramma di involucro delle sollecitazioni taglianti generalizzate Vxx – SLV

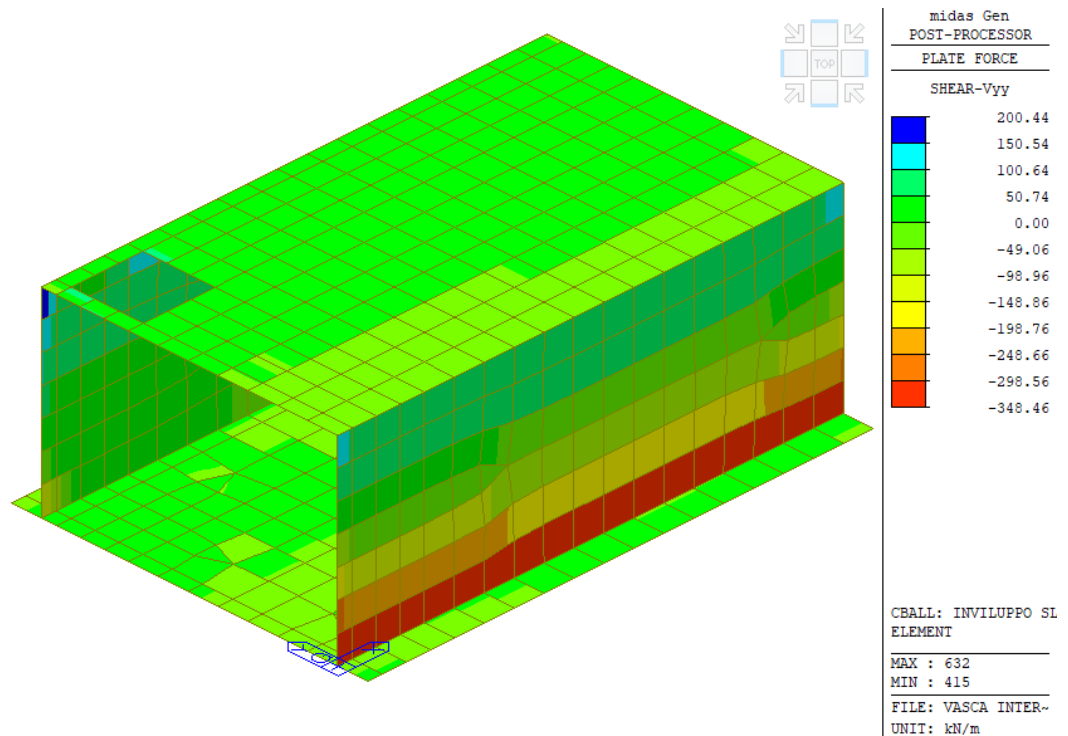


Figura 26. Diagramma di involucro delle sollecitazioni taglianti generalizzate Vyy – SLV

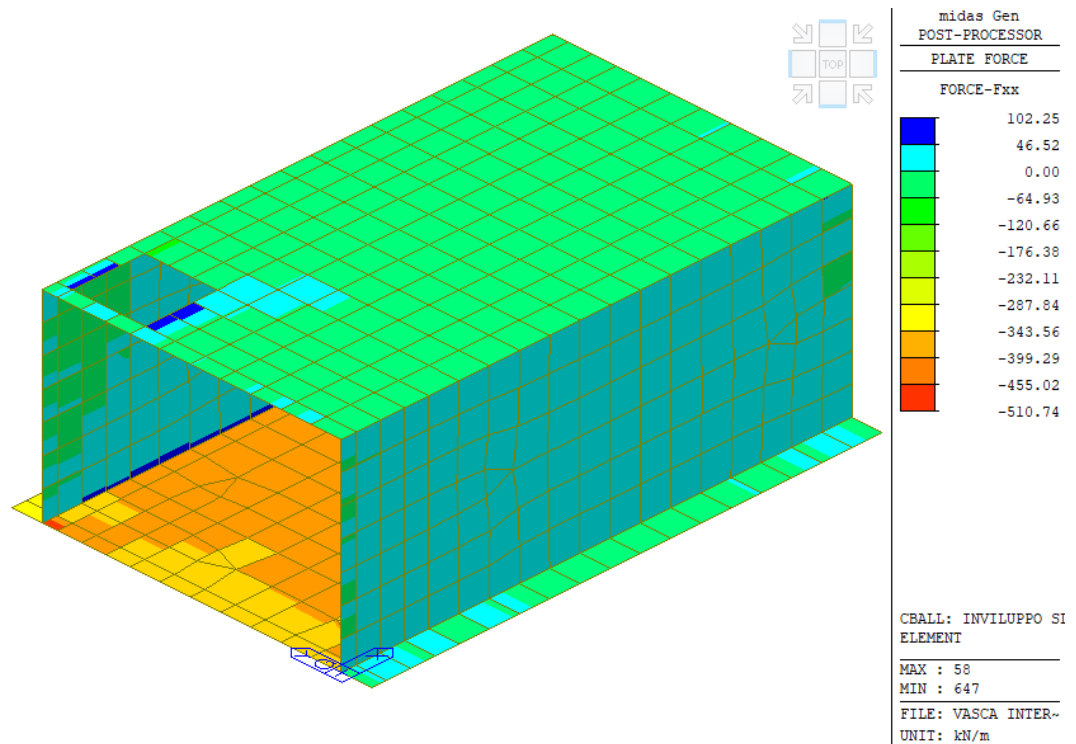


Figura 27. Diagramma di involuppo delle sollecitazioni assiali generalizzate Fxx – SLV

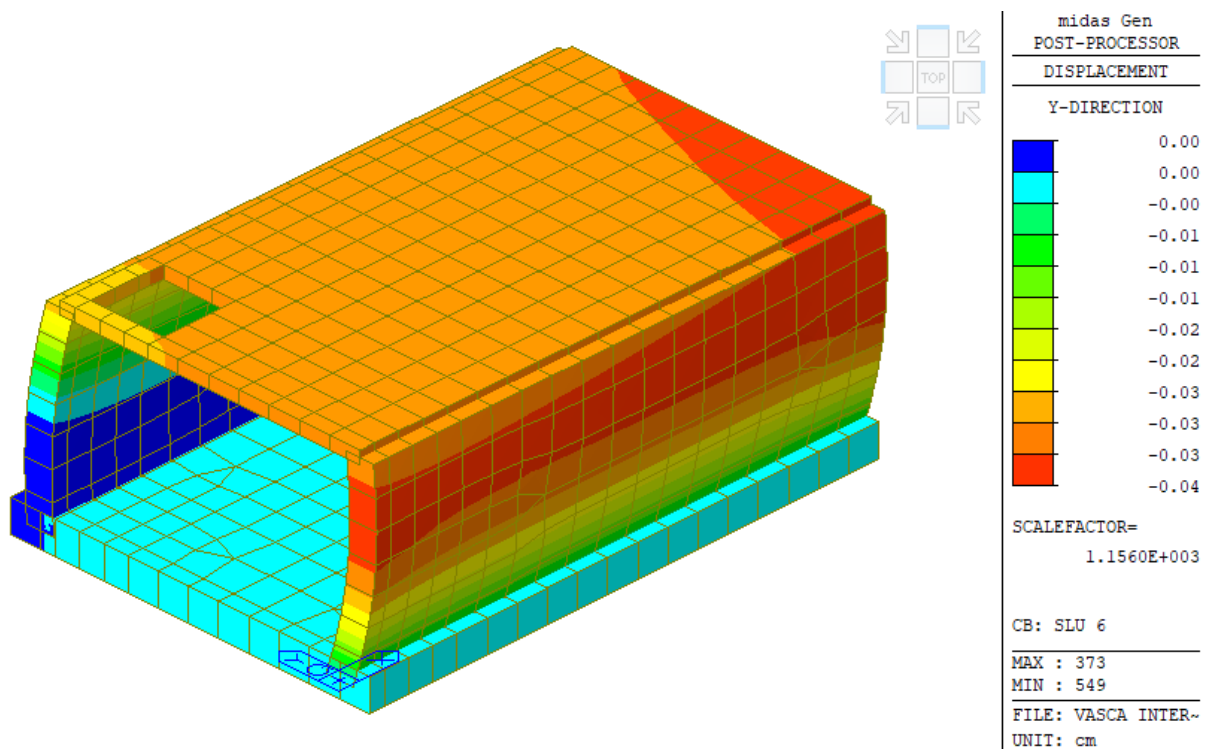


Figura 28. Deformata per effetto della spinta dell'acqua – SLU

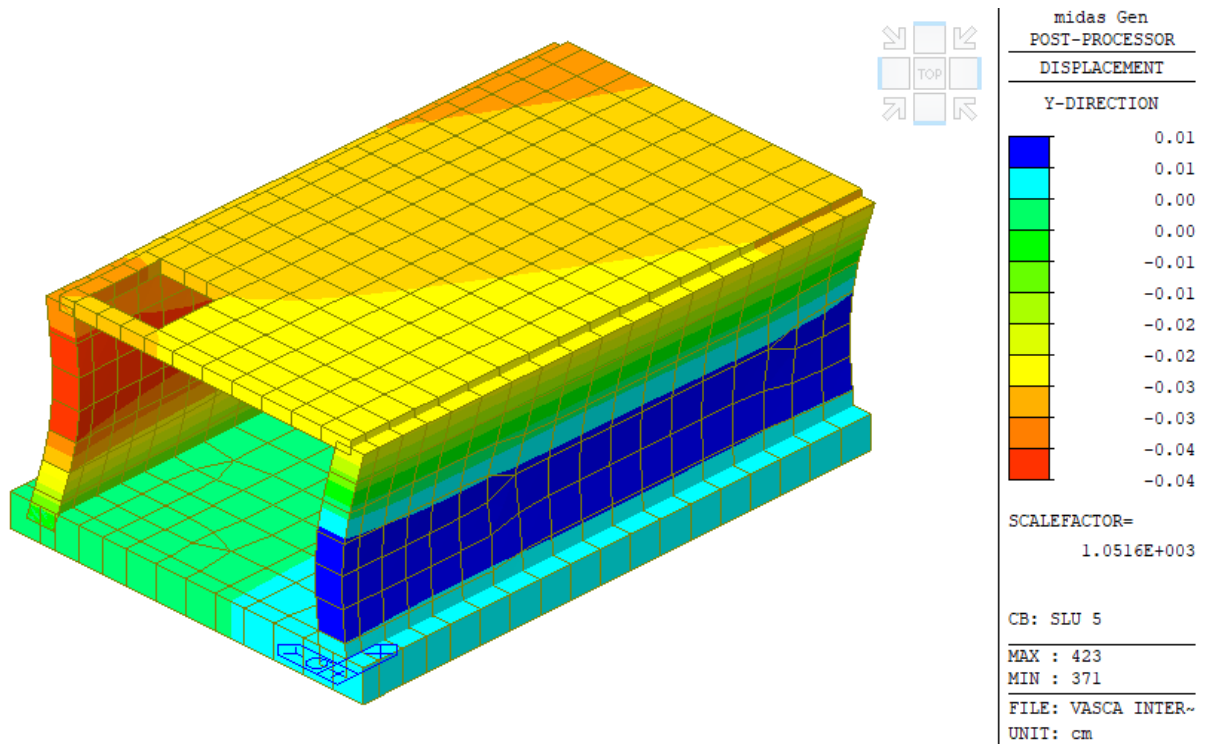


Figura 29. Deformata per effetto della spinta del terreno – SLU

Come si osserva dalle precedenti figure le combinazioni allo SLV producono sollecitazioni maggiori rispetto allo SLU; pertanto, gli elementi strutturali si dimensionano con riferimento a condizioni sismiche. La verifica strutturale è stata condotta per le sezioni più sollecitate a momento flettente e taglio.

Si riportano nei paragrafi a seguire le verifiche di dettaglio, degli elementi strutturali, per la combinazione più gravosa tra tutte quelle esaminate.

8.2. Verifiche strutturali

Dopo aver analizzato lo stato sollecitativo della struttura interrata si procede con la relativa progettazione e verifica.

8.2.1. Verifica a flessione pareti

Si riporta di seguito la distribuzione di sollecitazione a flessione delle pareti di contenimento per la combinazione più gravosa.

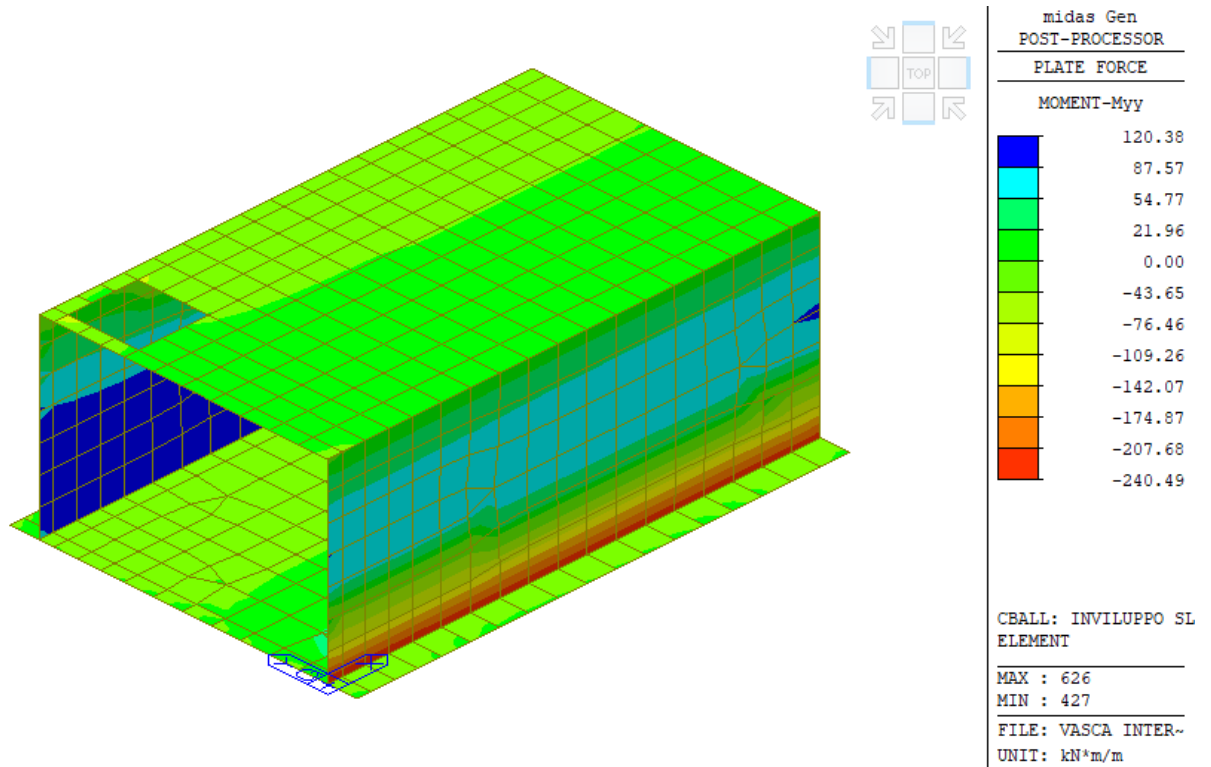


Figura 30. Diagramma di involucro delle sollecitazioni flessionali generalizzate Myy – SLV

La verifica a flessione della parete viene condotta considerando la sezione trasversale maggiormente sollecitata per la combinazione di carico più gravosa, assumendo una porzione di larghezza pari a 1,0 m armata da doppio layer di armatura con barre $\varnothing 20$ verticali con passo 15 cm e barre $\varnothing 16$ orizzontali di ripartizione.

Si può osservare che il valore di momento generalizzato assume valore massimo in corrispondenza dell'incastro alla base con la platea. A favore di sicurezza si assume un valore di momento flettente per la fascia di larghezza di 1,0 m il massimo valore letto dall'analisi: $M_{Ed,y} = -240,49 \text{ kNm}$ trascurando lo sforzo assiale di compressione in quanto di ridotta entità.

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	45

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18,85	6
2	18,85	39

Sollecitazioni **S.L.U.** **Metodo n**

N_{Ed} **kN**
M_{xEd} **kNm**
M_{yEd} **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C30/37**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Figura 31. Verifica di resistenza a flessione della parete – SLV

La verifica a flessione risulta soddisfatta in quanto $M_{Ed,y} = -240,49 \text{ kNm} < M_{Rd} = -272,00 \text{ kNm}$.

8.2.2. Verifica a taglio parete

La verifica a taglio della parete viene condotta con riferimento al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. La resistenza a taglio di progetto è valutata secondo la relazione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i calcoli eseguiti per la verifica a taglio.

Tabella 7. Verifica a taglio soletta – SLU

Verifica a taglio elementi senza armature trasversali										
k	Φ_s [mm]	n°	ρ_1	k1	σ_{cp} [MPa]	b_w [mm]	D [mm]	V_{\min}	V_{Rd} [kN]	V_{Ed} [kN]
1,72	20	6	0,00483	0,15	0,10	1000	390	0,324	167,78	348,46
										Non Verificato

La verifica a taglio senza armatura trasversale non risulta soddisfatta pertanto occorre dimensionare l'armatura trasversale resistente a taglio considerando una fascia di parete di larghezza 1 m.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
1000	450	50	400

Staffe	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	12	4	452.39	150	391.30	45	90	424.85
Calcestruzzo	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	1000	400	1.00	0.5	17.00	45	90	1530.00

VERIFICA			
V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
1530.00	424.85	424.85	348.46
VERIFICA SODDISFATTA			

In base a quanto riportato, si dispongono staffe a 4 braccia $\phi 12/15$ cm in corrispondenza delle sezioni di incastro delle pareti fino ad una quota pari a 1,80 m dal piede della parete. Nella parte superiore della parete nel quale il taglio agente risulta inferiore al taglio resistente senza armatura trasversale, si disporranno barre di armatura di ripartizione $\phi 12/15$ cm.

8.2.3. Verifica a flessione platea

Si riporta di seguito la distribuzione di sollecitazione a flessione della platea per la combinazione più gravosa.

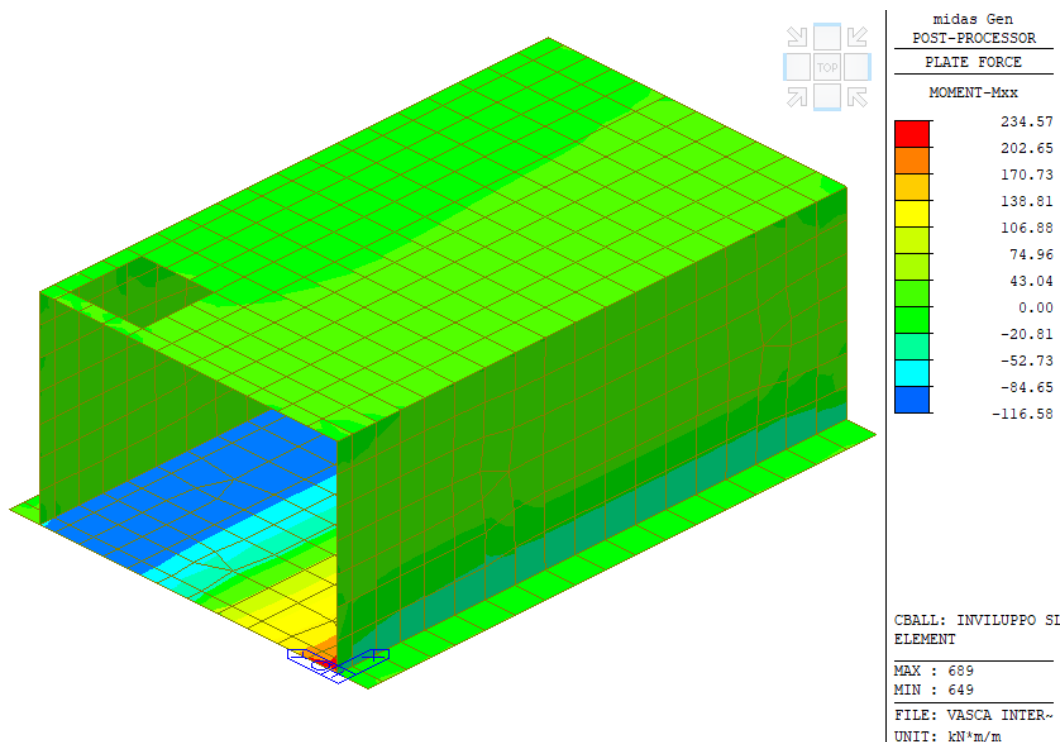


Figura 32. Diagramma di involucro delle sollecitazioni flessionali generalizzate Myy – SLV

La verifica a flessione della platea viene condotta considerando la sezione trasversale maggiormente sollecitata per la combinazione di carico più gravosa, assumendo una porzione di larghezza pari a 1,0 m armata da doppio layer di armatura con barre $\varnothing 20$ in entrambe le direzioni con passo 15 cm.

Si può osservare che il valore di momento generalizzato assume valore massimo in corrispondenza dell'innesto della parete perimetrale. A favore di sicurezza si assume un valore di momento flettente per la fascia di larghezza di 1,0 m il massimo valore letto dall'analisi: $M_{Ed,x} = 234,57 \text{ kNm}$. Avendo uno schema statico di una maglia chiusa, in combinazione sismica, la platea assolve la funzione di puntone, assorbendo le azioni orizzontali. Tale contributo di sforzo normale, incrementando il momento resistente della sezione, si trascura a favore di sicurezza.

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18,85	6,5
2	18,85	43,5

Sollecitazioni **S.L.U.** **Metodo n**

N_{Ed} **kN**
M_{Ed} **kNm**
M_{yEd} **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C30/37**
ε_{su} ‰ **ε_{c2}** ‰
f_{yd} N/mm² **ε_{cu}** ‰
E_s N/mm² **f_{cd}** N/mm²
E_s/E_c **f_{cc}/f_{cd}** ?
ε_{syd} ‰ **σ_{c,adm}** N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² **τ_{co}** **τ_{c1}**

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x **x/d**
δ

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Figura 33. Verifica di resistenza a flessione della platea – SLV

La verifica a flessione risulta soddisfatta in quanto $M_{Ed,x} = 234,54 \text{ kNm} < M_{Rd} = 306,10 \text{ kNm}$.

8.2.4. Verifica a taglio platea

La verifica a taglio della platea viene condotta con riferimento al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. La resistenza a taglio di progetto è valutata secondo la relazione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i calcoli eseguiti per la verifica a taglio.

Tabella 8. Verifica a taglio soletta – SLU

Verifica a taglio elementi senza armature trasversali										
k	Φ _s [mm]	n°	ρ ₁	k ₁	σ _{cp} [MPa]	b _w [mm]	D [mm]	V _{min}	V _{Rd} [kN]	V _{Ed} [kN]
1,68	20	6	0,00433	0,15	0,00	1000	435	0,314	170,44	152,29
										Verificato

La verifica a taglio senza armatura trasversale risulta soddisfatta pertanto non occorre dimensionare eventuale armatura trasversale.

8.2.5. Verifica a flessione soletta di copertura - SLV

In condizioni sismiche la platea di copertura assolve la funzione, come per la platea, di assorbire le azioni orizzontali. La presenza del foro in copertura per il passaggio delle vertical pumps comporta delle concentrazioni di tensioni sul perimetro del foro stesso. Di seguito si riporta la distribuzione di sollecitazione a flessione della soletta con alle zone perimetrale del foro sulla soletta.

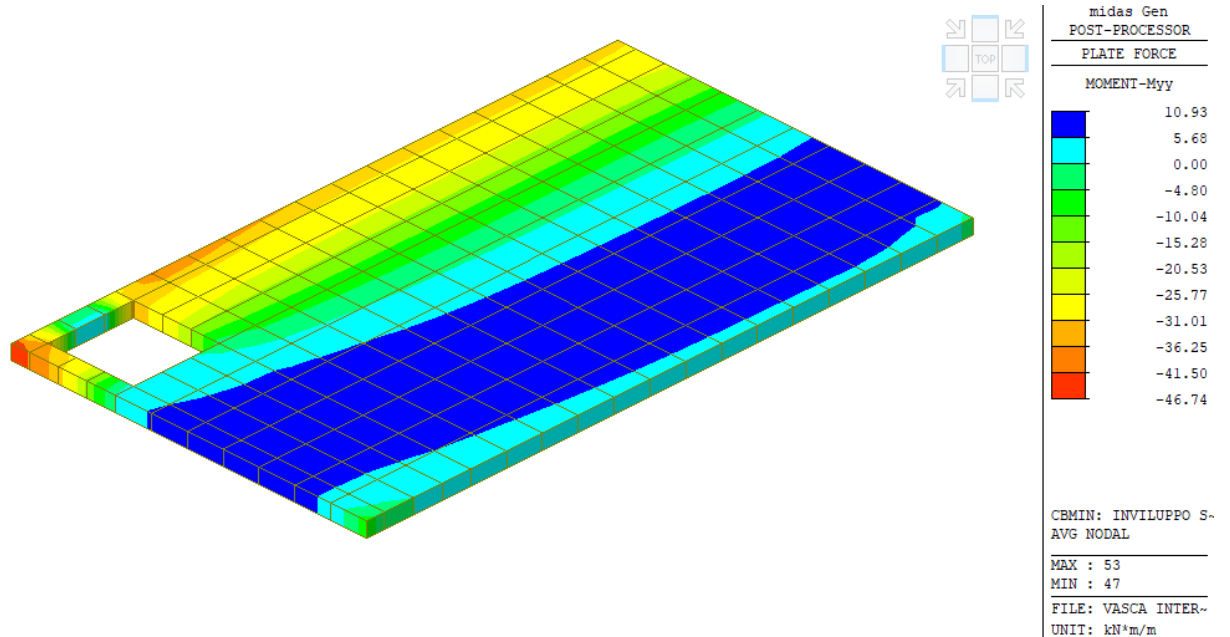


Figura 34. Diagramma di inviluppo delle sollecitazioni flessionali generalizzate Myy – SLV

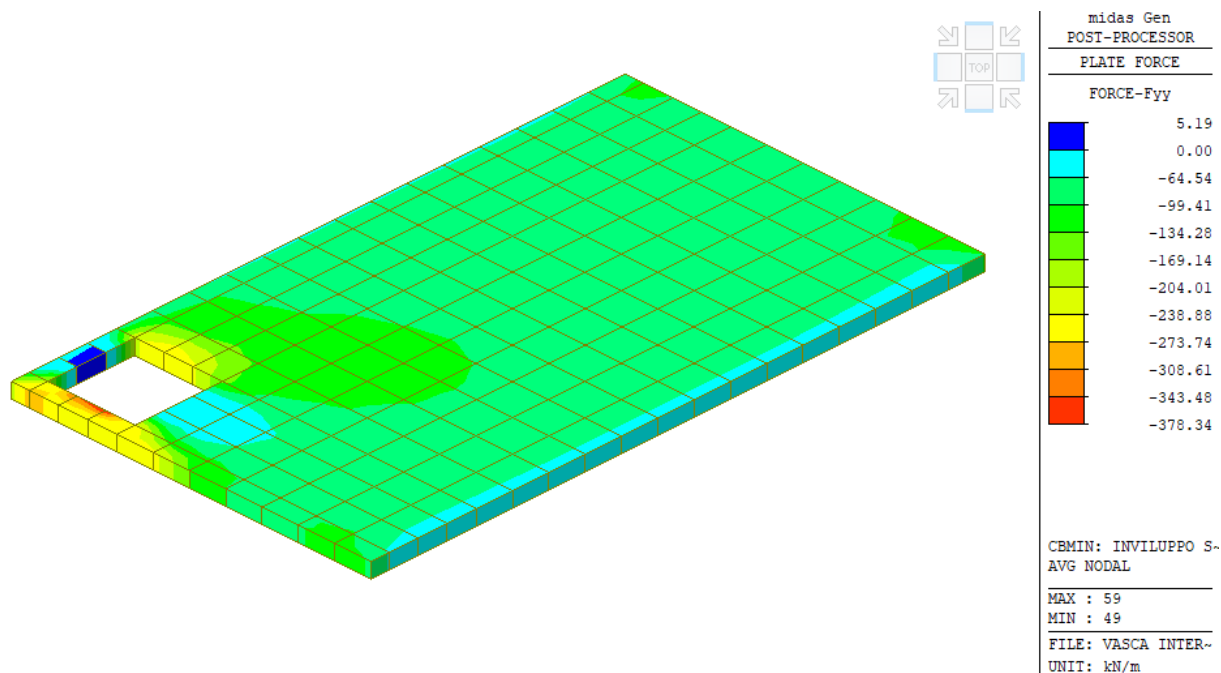


Figura 35. Diagramma di involucro delle sollecitazioni assiali generalizzate Fyy – SLV

Per tali verifiche si fa riferimento ad un cordolo perimetrale della soletta di larghezza di 50 cm. Date le sollecitazioni maggiori in tali punti, si assume per tali fasce un doppio layer di armatura con barre $\varnothing 12$ in entrambe le direzioni con passo 10 cm.

A favore di sicurezza si assume un valore di momento flettente per la fascia di larghezza di 0,50 m il massimo valore letto dall'analisi: $M_{Ed,x} = -46,74 \text{ kNm}$, $N_{Ed} = -378,34 \text{ kN}$.

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	4
2	5,65	16

Sollecitazioni **S.L.U.** **Metodo n**

N_{Ed} **0** kN
M_{Ed} **0** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="14,17"/> N/mm²
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="9,75"/> N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0,6"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1,829"/>

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Figura 36. Verifica di resistenza a flessione della platea – SLV

La verifica a flessione risulta soddisfatta in quanto $M_{Ed,x} = -46,74 \text{ kNm} < M_{Rd} = 53,24 \text{ kNm}$.

8.2.6. Verifica a taglio soletta di copertura - SLV

La verifica a taglio della fascia di soletta perimetrale del foro viene condotta con riferimento al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. La resistenza a taglio di progetto è valutata secondo la relazione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

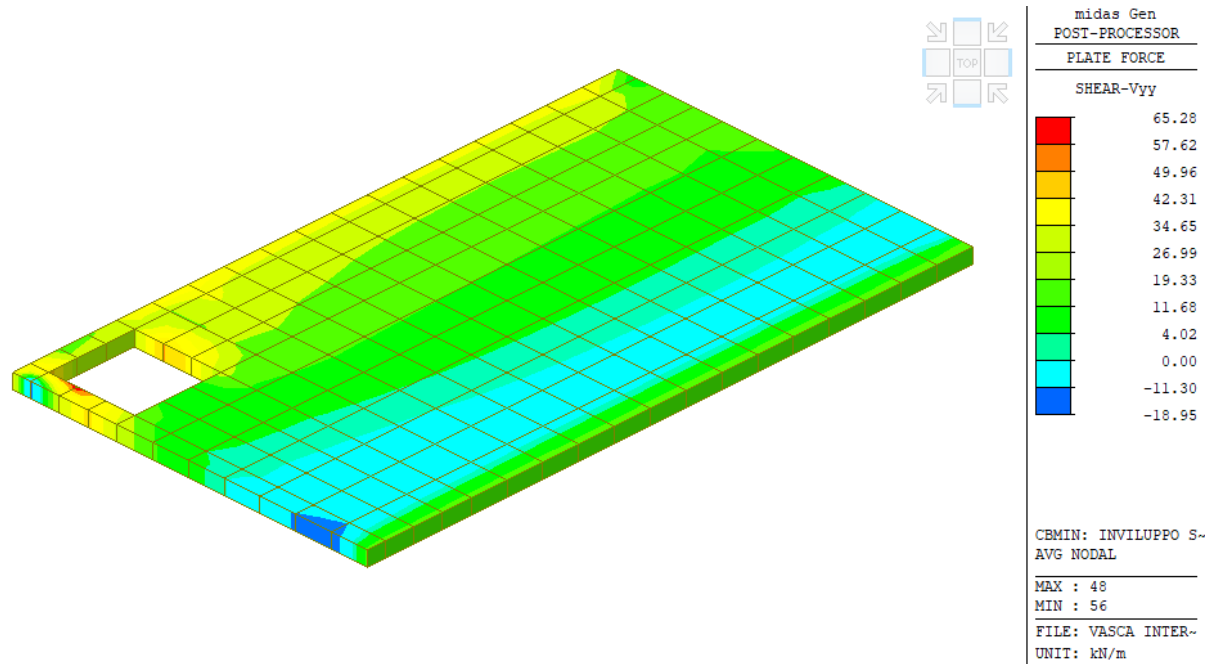


Figura 37. Diagramma di involucro delle sollecitazioni taglianti generalizzate Vyy – SLV

Di seguito si riportano in forma tabellare i calcoli eseguiti per la verifica a taglio.

Tabella 9. Verifica a taglio soletta – SLU

Verifica a taglio elementi senza armature trasversali										
k	Φ_s [mm]	n°	ρ_1	k1	σ_{cp} [MPa]	b_w [mm]	D [mm]	V_{min}	V_{Rd} [kN]	V_{Ed} [kN]
2,00	12	5	0,00754	0,15	0,00	500	150	0,408	42,13	65,28
										Non Verificato

La verifica a taglio senza armatura trasversale non risulta soddisfatta pertanto occorre dimensionare l'armatura trasversale resistente a taglio.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
500	200	50	150

Staffe	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	8	4	201.06	150	391.30	45	90	70.81
Calcestruzzo	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	500	150	1.00	0.5	17.00	45	90	286.88

VERIFICA			
V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
286.88	70.81	70.81	65.28
VERIFICA SODDISFATTA			

In base a quanto riportato, si dispongono staffe a 4 braccia $\phi 8/15$ cm lungo il perimetro del foro.

8.3. Calcolo della capacità portante e dei cedimenti

Nei capitoli a seguire si illustrano le procedure di verifica del sistema terreno-fondazione.

8.3.1. Verifica di resistenze terreno – Verifiche GEO

Le verifiche geotecniche effettuate sono riferite ad una porzione della fondazione in progetto (platea) poggianti sul terreno ad una profondità di 3,50 m dalla quota di piano campagna allo stato di progetto.

Nell'immagine seguente si riportano i valori, in scala cromatica, delle pressioni di contatto sul terreno, secondo la combinazione SLV che risulta più gravosa delle combinazioni allo SLU:

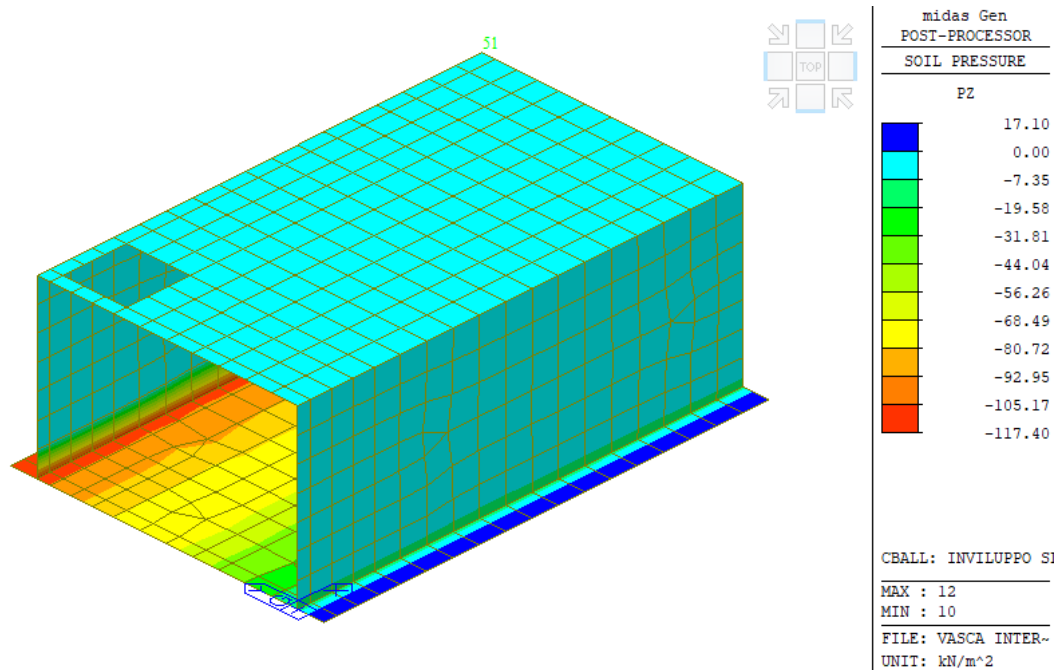


Figura 38. Diagramma di involucro delle pressioni agenti sul terreno - SLV

Di seguito si riporta la verifica del carico limite del terreno di sottofondazione, eseguita con foglio di calcolo Excel di testata affidabilità. In merito a tale verifica geotecnica (GEO), le norme richiedono che debba essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**Approccio 2** (combinazione **A1+M1+R3**) sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nei paragrafi precedente

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati

Tabella 10. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

La resistenza di progetto del complesso fondazione terreno per le **fondazioni superficiali** si ottiene applicando i coefficienti parziali di sicurezza delle caratteristiche geotecniche di resistenza del terreno, desunti dalla seguente tabella.

Tabella 11. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_f	γ_f	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 12. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

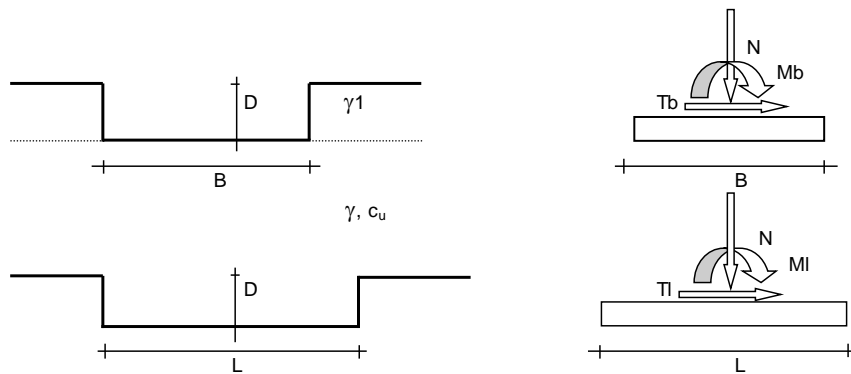
Data la natura del terreno in questione (Grana fine) e la velocità di applicazione del carico in fondazione, secondo le consuete tempistiche di cantiere, la verifica per carico limite viene eseguita in condizioni a breve termine (Condizione Non Drenata) ed il relativo calcolo viene eseguito in termini di tensioni totali. E' stato calcolato utilizzando la formula di Brinch-Hansen ottenuta dall'elaborazione di quella di Terzaghi. In tal caso, il calcolo della resistenza di progetto R_d (finalizzata al dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione) viene effettuata considerando: carico verticale centrato, base del piano di posa della fondazione non inclinata, terreno laterale non inclinato, e poiché il bulbo d'influenza si sviluppa all'interno di terreni essenzialmente coesivi, si considera un angolo di attrito del terreno nullo. In funzione di ciò la relazione di calcolo che si ottiene è la seguente:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q \cdot s_q$$

in cui:

c: coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \times D$: pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;
 γ : peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;
 D = profondità del piano di posa della fondazione;
 B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;
 L = Lunghezza della fondazione;
 γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
 N_c, N_q : fattori di capacità portante;
 s : coefficienti correttivi che tengono conto della forma della fondazione e fattori di profondità del carico.



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

$B = 6.40$ (m)
 $L = 9.90$ (m)
 $D = 3.50$ (m)

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 40.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 40.00$ (kN/mq)

$B^* = 3.20$ (m)
 $L^* = 11.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 66.50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.13$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.61$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.39$$

$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.61$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1.00$$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per D/B* ≤ 1; d_c = 1 + 0.4 D / B*

per D/B* > 1; d_c = 1 + 0.4 arctan (D / B*)

$$d_c = 1.22$$

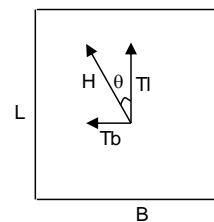
b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$



g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = \quad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 349.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = \quad 0.02 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 151.94$$

Il valore massimo di pressione ottenuto dall'analisi è pari a $q_{Ed} = 117,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < q_{lim} = 151,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ pertanto la verifica geotecnica per carico limite è soddisfatta.

8.3.1. Verifica dei cedimenti del terreno

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo di seguito riportato vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante le formulazioni di Poulos & Davis 1974 che definiscono lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite.

Le formulazioni adoperate fanno riferimento alla teoria di Boussinesq, adoperando però opportune correzioni tenendo conto dell'elevata rigidezza della fondazione nei confronti del terreno e della forma. Le formulazioni adoperate, sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{ot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per la combinazione di carico allo SLE, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo.

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, considerando il terreno in esame di tipo a grana fine.

Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

La tensione di progetto massima è stata valutata considerando i carichi agenti al piano di fondazione in combinazione SLE.

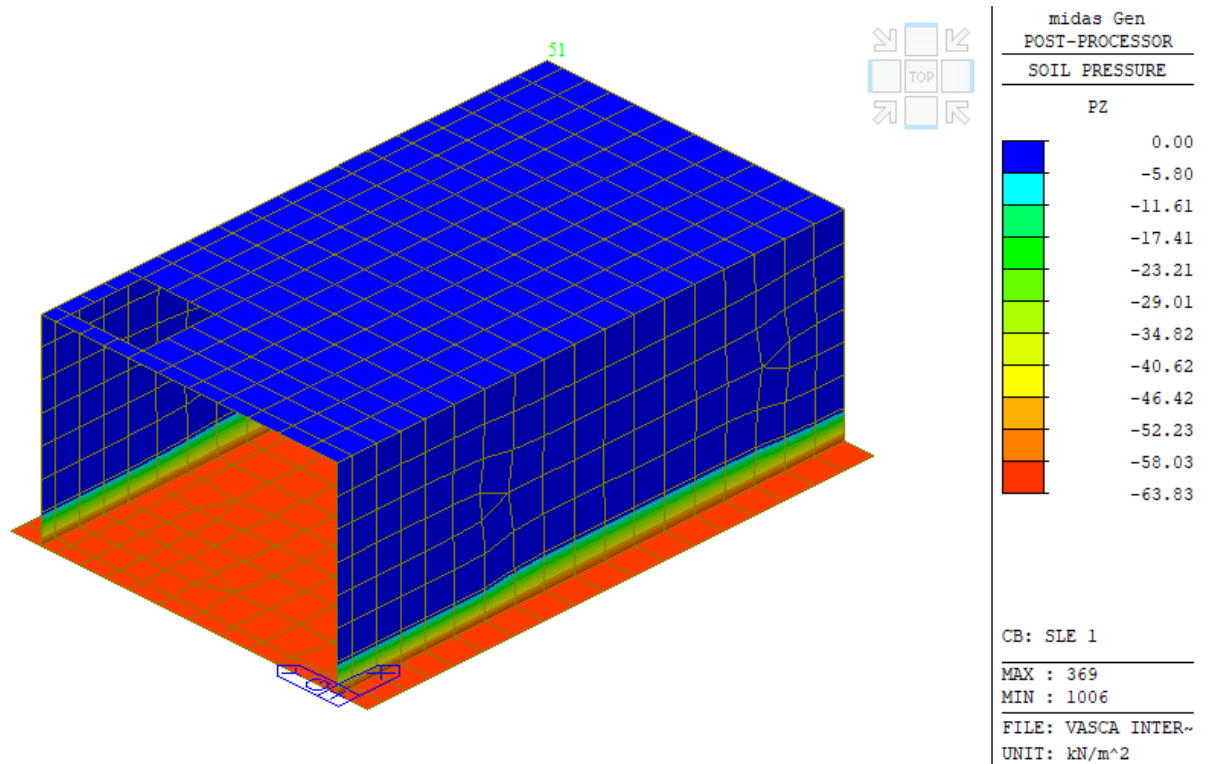


Figura 39. Diagramma di involucro delle pressioni agenti sul terreno - SLE

Si riporta di seguito le tabelle di calcolo per i cedimenti assoluti:

DATI DI INPUT:

B = 6.40 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 9.90 (m) (Lunghezza della Fondazione)

q = 63.83 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(B \cdot L)$))

ns = 6 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δc_i
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Limo argilloso	0.30	0.0	0.3	0.5	3200	0.40	0.00
2	Limo argilloso	1.50	0.3	1.8	0.5	3800	0.30	1.59
3	Limo argilloso	6.80	1.8	8.6	0.5	3500	0.30	5.89
4	Limo argilloso	1.90	8.6	10.5	0.5	4600	0.30	0.59
5	Argilla limosa	2.50	10.5	13.0	0.5	4500	0.30	0.54
6	Argilla limosa	4.50	13.0	17.5	0.5	4500	0.30	0.6366

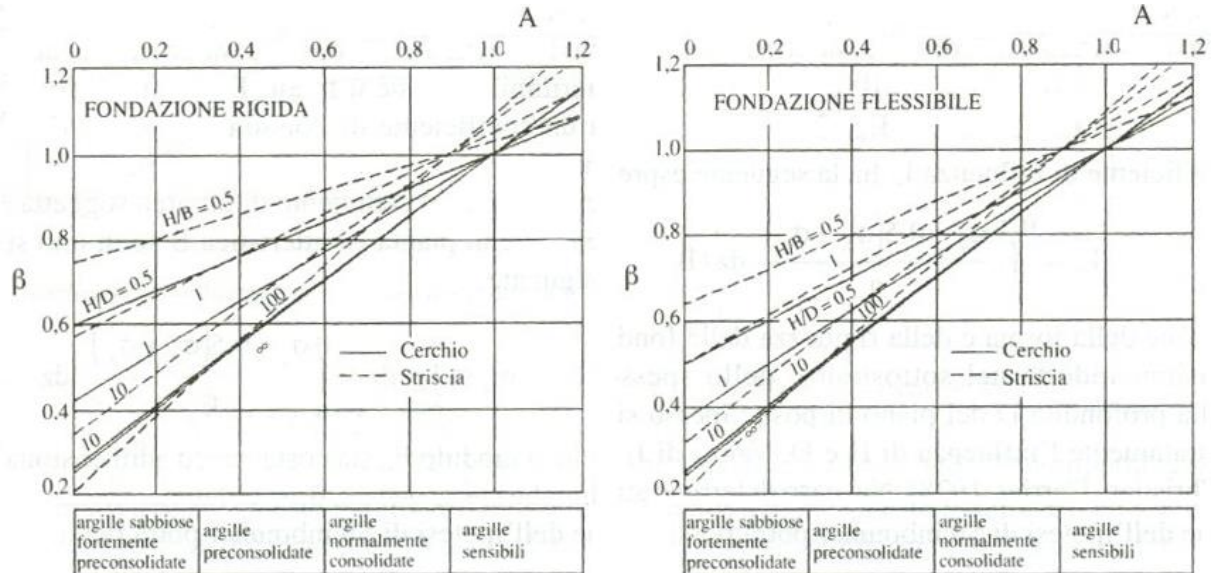
RELAZIONE DI CALCOLO – VASCA ANTINCENDIO

z	Δzi	Terreno	R1	R2	R3	Δσzi	Δσxi	Δσyi	E	v	δi	Σδi
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)
0.00	0.5	1							3200	0.40		
0.50	0.5	2	4.96	3.21	5.90	60.10	55.23	53.70	3800	0.30	0.36	0.36
1.00	0.5	2	5.01	3.29	5.94	53.76	9.94	8.87	3800	0.30	0.63	0.99
1.50	0.5	2	5.11	3.44	6.03	49.37	6.95	5.41	3800	0.30	0.60	1.59
2.00	0.5	3	5.25	3.65	6.15	46.20	4.78	3.00	3500	0.30	0.63	2.22
2.50	0.5	3	5.44	3.91	6.31	43.44	3.23	1.42	3500	0.30	0.60	2.82
3.00	0.5	3	5.66	4.22	6.50	40.71	2.11	0.41	3500	0.30	0.57	3.39
3.50	0.5	3	5.92	4.56	6.73	37.92	1.31	-0.21	3500	0.30	0.54	3.93
4.00	0.5	3	6.21	4.93	6.99	35.10	0.74	-0.57	3500	0.30	0.50	4.43
4.50	0.5	3	6.52	5.32	7.27	32.34	0.34	-0.77	3500	0.30	0.46	4.89
5.00	0.5	3	6.86	5.73	7.57	29.70	0.06	-0.88	3500	0.30	0.43	5.32
5.50	0.5	3	7.22	6.15	7.89	27.22	-0.14	-0.91	3500	0.30	0.39	5.72
6.00	0.5	3	7.59	6.58	8.23	24.92	-0.27	-0.91	3500	0.30	0.36	6.08
6.50	0.5	3	7.97	7.02	8.59	22.81	-0.35	-0.89	3500	0.30	0.33	6.41
7.00	0.5	3	8.37	7.47	8.96	20.90	-0.41	-0.85	3500	0.30	0.30	6.71
7.50	0.5	3	8.78	7.92	9.34	19.16	-0.44	-0.81	3500	0.30	0.28	6.99
8.00	0.5	3	9.20	8.38	9.74	17.59	-0.45	-0.76	3500	0.30	0.26	7.25
8.50	0.5	3	9.62	8.85	10.14	16.18	-0.46	-0.71	3500	0.30	0.24	7.48
9.00	0.5	4	10.05	9.32	10.55	14.91	-0.45	-0.67	4600	0.30	0.17	7.65
9.50	0.5	4	10.49	9.79	10.97	13.76	-0.44	-0.63	4600	0.30	0.15	7.80
10.00	0.5	4	10.93	10.26	11.39	12.73	-0.43	-0.58	4600	0.30	0.14	7.94
10.50	0.5	4	11.38	10.74	11.82	11.80	-0.41	-0.55	4600	0.30	0.13	8.08
11.00	0.5	5	11.83	11.22	12.26	10.95	-0.40	-0.51	4500	0.30	0.12	8.20
11.50	0.5	5	12.29	11.70	12.70	10.19	-0.38	-0.48	4500	0.30	0.12	8.32
12.00	0.5	5	12.75	12.18	13.15	9.50	-0.36	-0.45	4500	0.30	0.11	8.42
12.50	0.5	5	13.21	12.66	13.59	8.87	-0.35	-0.42	4500	0.30	0.10	8.53
13.00	0.5	5	13.68	13.15	14.05	8.30	-0.33	-0.40	4500	0.30	0.09	8.62
13.50	0.5	6	14.14	13.63	14.50	7.78	-0.32	-0.37	4500	0.30	0.09	8.71
14.00	0.5	6	14.61	14.12	14.96	7.30	-0.30	-0.35	4500	0.30	0.08	8.79
14.50	0.5	6	15.09	14.60	15.42	6.87	-0.29	-0.33	4500	0.30	0.08	8.87
15.00	0.5	6	15.56	15.09	15.88	6.47	-0.27	-0.31	4500	0.30	0.07	8.94
15.50	0.5	6	16.03	15.58	16.35	6.10	-0.26	-0.30	4500	0.30	0.07	9.01
16.00	0.5	6	16.51	16.07	16.82	5.76	-0.25	-0.28	4500	0.30	0.07	9.08
16.50	0.5	6	16.99	16.56	17.29	5.45	-0.24	-0.27	4500	0.30	0.06	9.14
17.00	0.5	6	17.47	17.05	17.76	5.16	-0.23	-0.25	4500	0.30	0.06	9.20
17.50	0.5	6	17.95	17.54	18.23	4.89	-0.22	-0.24	4500	0.30	0.06	9.26

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$w_c = \beta \cdot w_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	A _{Skempton}
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il terreno si presenta in generale molto sovraconsolidato. A tale indice si può associare un coefficiente di Skempton a favore di sicurezza pari a $A=0,5$, si ottiene un valore del coefficiente β pari a 0,70.

Il cedimento iniziale w_0 è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

E_u è il modulo di elasticità NON drenato;

q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;

B è la larghezza caratteristica della fondazione,

I_w è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz/B$$

in cui H è lo spessore dello strato deformabile e le σ_x e σ_y sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0.5.

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_o + w_c.$$

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile infine calcolare le distorsioni angolari come:

$$\beta_{ij} = \frac{\Delta w_{ij}}{L_{ij}}$$

dove:

Δw_{ij} è il cedimento differenziale tra i punti i e j ;

L_{ij} è la distanza tra la coppia di punti i e j .

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei valori di calcolo dei cedimenti

CONDIZIONI DI CARICO	w_{ED} (cm)	w_o (cm)	w_c (cm)	w_f (cm)
SLE	9,26	0,19	6,48	6,67

I cedimenti attesi risultano essere compatibili con le funzionalità della struttura interrata in quanto i valori calcolati rientrano nei target di ammissibilità. A tal proposito, si riportano di seguito alcune tabelle di riferimento (Holtz 1991) in cui vengono indicati i cedimenti assoluti e differenziali ammissibili per vari tipi di struttura.

Valori ammissibili riferiti alle tipologie strutturali e di danno (*Holtz, 1991*)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione		Valore ammissibile
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi		15 ÷ 30
	Accessibilità		30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	<i>Murature portanti</i>	2.5 ÷ 5
		<i>Strutture intelaiate</i>	5 ÷ 10
Inclinazione δ/L	Stabilità al ribaltamento Rotazione di ciminiere e torri Drenaggio di superfici pavimentate		Da verificare $\delta/H \leq 0.04$ 0.01 ÷ 0.02
	Operatività macchine	<i>Macchine tessili</i>	0.003
		<i>Turbogeneratori</i> <i>Gru a ponte</i>	0.0002 0.003
Rotazione relativa β	Murature portanti multipiano		0.0005 ÷ 0.001
	Murature portanti ad un piano		0.001 ÷ 0.02
	Lesione intonaci		0.001
	Telai in c. a.		0.0025 ÷ 0.004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.		0.003
	Telai in acciaio		0.002
	Strutture semplici di acciaio		0.005

9. CONCLUSIONI

La presente relazione tecnica illustra i criteri adottati per la progettazione della vasca interrata di accumulo per antincendio, facente parte del progetto del nuovo complesso di ricerca di proprietà di Tozzi Green. La vasca è progettata al fine di garantire un volume di accumulo idrico almeno pari a 70 m³.

L'opera in esame è costituita da una vasca di forma rettangolare in pianta di dimensioni interne di 4,50x9,00 m ed un'altezza complessiva pari a 3,50 m, di cui 2,80 m di altezza utile interna. La copertura della vasca sarà realizzata mediante una soletta piena in calcestruzzo armato di spessore 20 cm sulla quale sarà previsto un foro in un angolo per garantire il passaggio delle vertical pumps e per l'accesso di operatori per eseguire interventi di manutenzione.

Sono previste unicamente pareti perimetrali di spessore 45 cm le quali, nella condizione più gravosa costituita dalla vasca vuota, assolvono la funzione di muri di sostegno. Il sistema è chiuso nella zona inferiore, a formare uno schema statico di una maglia chiusa, dalla platea di fondazione di spessore 50 cm.

Tutti gli elementi strutturali costituenti l'intera opera interrata rispondono ai requisiti imposti dalle vigenti Normative NTC 2018.

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 1. ORTOFOTO: AREA DELL'INTERO INTERVENTO.....	3
FIGURA 2. INDIVIDUAZIONE DELLA POSIZIONE DELLA STRUTTURA	4
FIGURA 3. PROFILO DELLE VELOCITÀ DELLE ONDE	10
FIGURA 4. SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI (Q=1) – SLO, SLD, SLV, SLC.....	17
FIGURA 5. MODELLO 3D – ANALISI SOLAIO DI COPERTURA	20
FIGURA 6. MODELLO PIANO – ANALISI PARETI-FONDAZIONI	20
FIGURA 7. MODELLO PIANO – SPINTA DELL'ACQUA.....	21
FIGURA 8. MODELLO PIANO – SPINTA DELLE TERRE.....	21
FIGURA 9. MODELLO PIANO – SOVRASPINTA SISMICA DELLE TERRE	22
FIGURA 10. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MXX – SLU	23
FIGURA 11. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MYY – SLU.....	24
FIGURA 12. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VXX – SLU	24
FIGURA 13. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VYY – SLU	25
FIGURA 14. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MXX – SLU	26
FIGURA 15. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA SOLETTA – SLU.....	27
FIGURA 16. DEFORMATA Δ_{MAX} DELLA SOLETTA – SLE RARA.....	28
FIGURA 17. DEFORMATA Δ_2 DELLA SOLETTA – SLE RARA	28
FIGURA 18. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MXX – SLU	31
FIGURA 19. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MYY – SLU.....	32
FIGURA 20. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VXX – SLU	32

FIGURA 21. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VYY – SLU	33
FIGURA 22. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI GENERALIZZATE FXX – SLU	33
FIGURA 23. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MXX – SLV.....	34
FIGURA 24. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MYY – SLV.....	34
FIGURA 25. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VXX – SLV	35
FIGURA 26. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VYY – SLV	35
FIGURA 27. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI GENERALIZZATE FXX – SLV	36
FIGURA 28. DEFORMATA PER EFFETTO DELLA SPINTA DELL'ACQUA – SLU	36
FIGURA 29. DEFORMATA PER EFFETTO DELLA SPINTA DEL TERRENO – SLU	37
FIGURA 30. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MYY – SLV.....	38
FIGURA 31. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA PARETE – SLV.....	39
FIGURA 32. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MYY – SLV.....	41
FIGURA 33. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA PLATEA – SLV.....	42
FIGURA 34. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MYY – SLV.....	43
FIGURA 35. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI GENERALIZZATE FYY – SLV.....	44
FIGURA 36. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA PLATEA – SLV	45
FIGURA 37. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VYY – SLV	46

FIGURA 38. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE PRESSIONI AGENTI SUL TERRENO

- SLV 48

FIGURA 39. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE PRESSIONI AGENTI SUL TERRENO

- SLE 54

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 1. STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	8
TABELLA 2. TAB. 3.1.II NTC18 - VALORI DEI CARICHI D'ESERCIZIO PER LE DIVERSE CATEGORIE DI EDIFICI.....	14
TABELLA 3. NTC 2018: TABELLA 2.5.I – VALORI DEI CARICHI D'ESERCIZIO PER LE DIVERSE CATEGORIE DI EDIFICI	18
TABELLA 4. TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO (SLU,SLE).....	25
TABELLA 5. VERIFICA A TAGLIO SOLETTA – SLU.....	27
TABELLA 6. TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO (SLU,SLV,SLE).....	30
TABELLA 7. VERIFICA A TAGLIO SOLETTA – SLU.....	39
TABELLA 8. VERIFICA A TAGLIO SOLETTA – SLU.....	42
TABELLA 9. VERIFICA A TAGLIO SOLETTA – SLU.....	46
TABELLA 10. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI [CFR. D.M. 2018]	48
TABELLA 11. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO [CFR. D.M. 2018]	49
TABELLA 12. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI.	49