

# COMUNE DI GRIGNASCO (NO)



**ACQUA  
NOVARA.VCO  
S.p.A.**

Via Triggiani, 9 - 28100 NOVARA (NO)  
Tel. 0321 413111 - Fax. 0321 458729  
@mail: info@acquanovaravco.eu  
@pec: segreteria@pec.acquanovaravco.eu

**TITOLO COMMESSA:**

**Interventi preliminari finalizzati alla riduzione delle perdite idriche nei Comuni di Arona, Castelletto Sopra Ticino, Grignasco, Novara e Pieve Vergonte**

**OGGETTO:**

**Relazione di calcolo**

**SCALA:**

-

**AVANZAMENTO PROGETTO:  
DEFINITIVO**

**Data Rev. N° - :  
AGOSTO 2022**

Rev. N°	Modifiche	Data
1	AGGIORNAMENTO PER VALIDAZIONE	APRILE 2023
2	AGGIORNAMENTO PER VALIDAZIONE	GIUGNO 2024
3	-	-/-
4	-	-/-

**Rif. N° Commessa:**

**Y00M - 10037681**

**CUP:**

**D19E17000010009**

**RUP:**

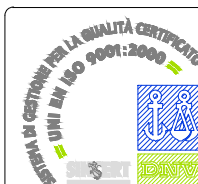
**Ing. Giuseppe Caranti**

**Il Progettista**



**Elaborato N°:**

**GR.S.01**



**PROPRIETA' RISERVATA**

**QUESTO DISEGNO NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO NE' COMUNICATO A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE DI ACQUA NOVARA.VCO s.p.a.**

## **INDICE**

1. PREMESSA
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO
3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO
4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO (2.4)
5. AZIONI AGENTI SULLE STRUTTURE (2.5)
  - 5.1. GENERALITÀ
  - 5.2. CARICHI PERMANENTI
  - 5.3. SOVRACCARICHI (3.1.4)
  - 5.4. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI
  - 5.5. COMBINAZIONE DELLE AZIONI
  - 5.6. AZIONE SISMICA (3.2)
  - 5.7. ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI
  - 5.8. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
6. MATERIALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE
7. MODALITÀ DI CALCOLO E AZIONI INTERNE
8. VERIFICHE
9. VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ CON LE STRUTTURE PREFABBRICATE
10. VALIDAZIONE DEI RISULTATI
11. DICHIARAZIONE

## RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE GETTATE IN OPERA

### 1. PREMESSA

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo delle strutture gettate in opera del progetto *“Interventi preliminari finalizzati alla riduzione delle perdite idriche nei Comuni di Arona, Castelletto Sopra Ticino, Grignasco, Novara e Pieve Vergonte”* – CUP: D19E17000010009 che nel dettaglio riguardano l'intervento di nuova realizzazione di n°2 stazioni di rilancio in Grignasco (NO) località Ca' Marietta.

Nel presente progetto definitivo sono previste la realizzazione di due platee di fondazione in c.a. gettato in opera sulle quali verranno posizionati:

- “Ca' Marietta” 1: manufatto prefabbricato ospitante un locale tecnico/impiantistico;
- “Ca' Marietta” 2: un manufatto prefabbricato ospitante un locale tecnico/impiantistico affiancato ad un secondo che verrà utilizzato come vasca di accumulo acqua.

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito si riporta la normativa di riferimento:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- DM. LL.PP. 14/2/1992 n. 55: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- DM. LL.PP. 16/1/1996 n. 19: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 4 LUGLIO 1996, N. 156AA.GG./STC: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996;
- DM. LL.PP. 16/1/1996 n. 19: Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;
- Legge 01/02/1974 n. 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- DM LL.PP. 16/1/1996 n. 19: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;
- CNR-UNI 10024/86 del 23/7/1986: Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo;
- EC 0 UNI-EN 1990 Eurocodice 0 –Criteri generali di progettazione strutturale;
- EC 1 UNI-EN 1991 Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture;
- EC 2 UNI-EN 1992 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- EC 3 UNI-EN 1993 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio;
- EC 4 UNI-EN 1994 Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo;
- EC 6 UNI-EN 1996 Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura;
- EC 7 UNI-EN 1997 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica;
- EC 8 UNI-EN 1998 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;
- Norme Tecniche per le Costruzioni – DM 17-1-2018 a seguito denominato NTC18;
- C. S. LL. PP. Circolare n° 7 del 21 gennaio 2019 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17-1-2018.

Al fine di illustrare compiutamente le analisi condotte, si riportano i riferimenti alla normativa utilizzata (Norme Tecniche per le Costruzioni) indicati tra parentesi: es. (3.1.1) intendendo in questo modo riferirsi

al Capitolo 3.1.1 del DM 17-1-2018.

### **3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO**

Gli interventi in progetto sono localizzati in Comune di Grignasco (NO), in località Ca' Marietta, in posizione nord-est rispetto al paese, lungo il versante esposto a sud del Monte Lovagone. La stazione 1 sarà posizionata a 470m s.l.m. mentre la stazione 2 a 365m s.l.m..

Le opere in progetto oggetto della presente possono essere così brevemente riassunte:

- scavo di sbancamento;
- bonifica del piano di appoggio della nuova costruzione mediante riporto di materiale idoneo;
- realizzazione di nuova platea di fondazione in c.a. gettato in opera posta a sostegno dei manufatti prefabbricati fuoriterra.

Le caratteristiche geometriche dei manufatti, come meglio descritte nelle tavole di progetto alle quali si rimanda, prevedono dimensioni pari a:

- Ca' Marietta 1: dim. 2,90 x 2,40m – altezza 40cm;
- Ca' Marietta 2: dim. 5,65 x 2,90m – altezza 40cm;

#### 4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO (2.4)

La vita nominale adottata per la progettazione dell'opera è stata assunta pari a:

TIPO DI COSTRUZIONE		VITA NOMINALE $V_N$ [anni]
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50

Si precisa che  $V_N$  è da intendersi come numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata (cap. 2.4.1 “Vita nominale” – (2)).

Dato che la destinazione d'uso prevista dal progetto è di tipo “impiantistico”, la classe d'uso di riferimento da considerare per l'opera è (cap. 2.4.2 “Classi d'uso” – (2)):

TIPO DI COSTRUZIONE	CLASSE D'USO
Opere infrastrutturali connesse con l'accumulo e l'approvvigionamento di acquedotti aventi rilievo sovra comunale	III

In funzione di quest'ultima scelta si ottiene il seguente coefficiente d'uso  $C_U$  (tab. 2.4.II “Valori del coefficiente d'uso  $C_U$ ” – (2)):

CLASSE D'USO	COEFFICIENTE D'USO $C_u$
III	1,5

Pertanto il periodo di riferimento  $V_R$  assunto per la progettazione è il seguente:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ [anni]}$$

## 5. AZIONI AGENTI SULLE STRUTTURE (2.5)

### 5.1 GENERALITÀ

Secondo quanto stabilito dalla normativa le azioni applicabili a una struttura possono essere classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo.

Nel dimensionamento delle opere di progetto dovranno considerarsi le azioni come di seguito descritte.

### 5.2 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti sono le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione d'intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità. Nel caso in esame sono considerati:

- peso proprio dei materiali strutturali (3.1.2) a cui appartengono i carichi dovuti al peso proprio delle strutture che così come definito alla tabella 3.1.I delle NTC2018 vengono considerati un peso per unità di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$  per gli elementi in calcestruzzo armato, per quelli in carpenteria metallica  $78,5 \text{ kN/m}^3$ , e per quelli in legno  $4,0 \text{ kN/m}^3$ . Saranno considerate anche le azioni trasmesse dal terreno con le caratteristiche individuate nella specifica relazione geologica ed in quella geotecnica;
- carichi permanenti non strutturali (3.1.3) tengono in considerazione tutti quegli elementi che non hanno rilevanza ai fini delle strutture, in particolare saranno considerati tutti i materiali a contatto con le strutture, le apparecchiature elettro-meccaniche, ed ogni altro elemento cui peso agisce sulle opere in esame. Per la sabbia, così come definito nella tabella 3.1.I delle NTC2018, è stato considerato un peso specifico di  $17 \text{ kN/m}^3$ , mentre per il calcestruzzo con cui è realizzato il magrone è stato considerato un peso specifico di  $24 \text{ kN/m}^3$ .

Nella seguente tabella vengono sintetizzati i carichi associati ai principali elementi costituenti l'edificio.

ELEMENTO	PESI PROPRI STRUTTURALI	PERMANENTI NON STRUTTURALI
Copertura lignea	$200 \text{ N/m}^2$	$2500 \text{ N/m}^2$
Muretti perimetrali sottotetto	$1000 \text{ N/m}^2$	-
Soletta prefabbricata di copertura	$4000 \text{ N/m}$	-
Muri perimetrali alla vasca prefabbricata	$12000 \text{ N/m}$	-

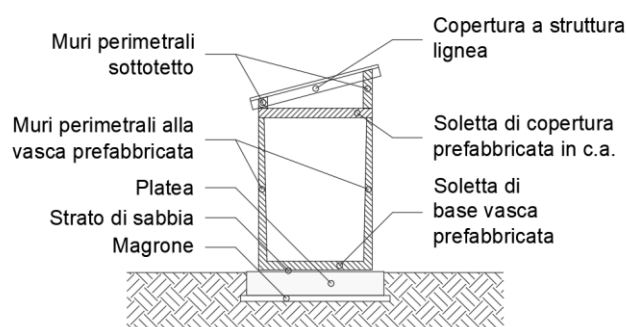


Soletta di base della vasca prefabbricata	3000 N/m <sup>2</sup>	-
Strato di sabbia per la posa del manufatto	-	510 N/m <sup>2</sup>
Platea gettata in opera h40cm	10000 N/m <sup>2</sup>	

Di seguito schema illustrativo della disposizione dei carichi permanenti per i due elementi oggetto della presente.

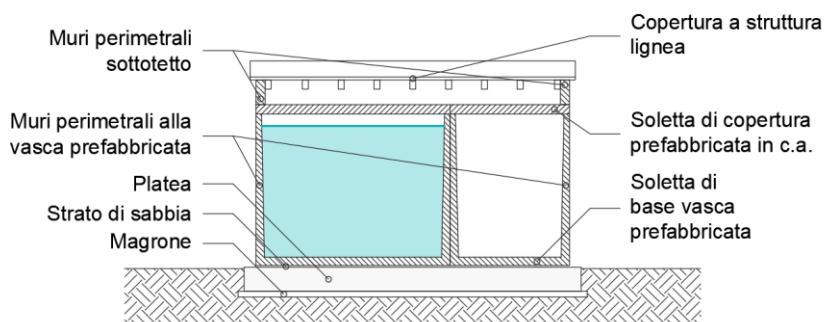
### **SEZIONE LONGITUDINALE** **CARICHI PERMANENTI**

#### **CA' MARIETTA 1**



### **SEZIONE LONGITUDINALE** **CARICHI PERMANENTI**

#### **CA' MARIETTA 2**



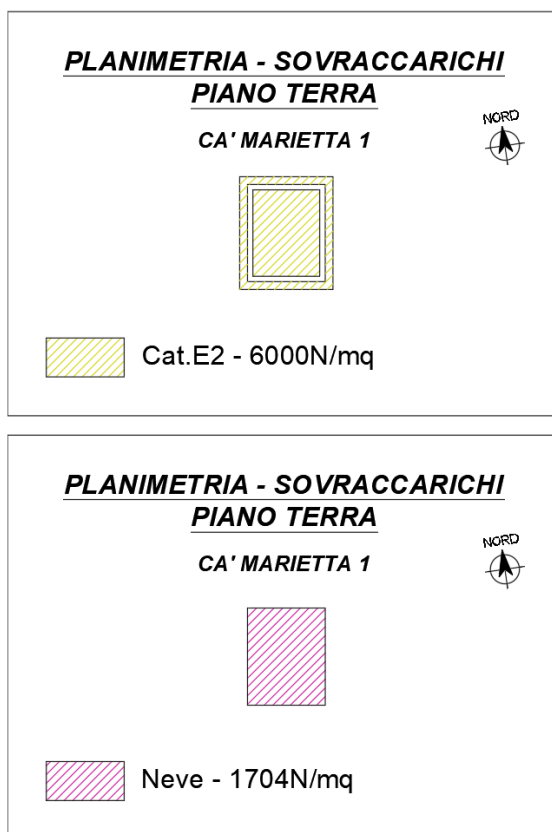
### 5.3 SOVRACCARICHI (3.1.4)

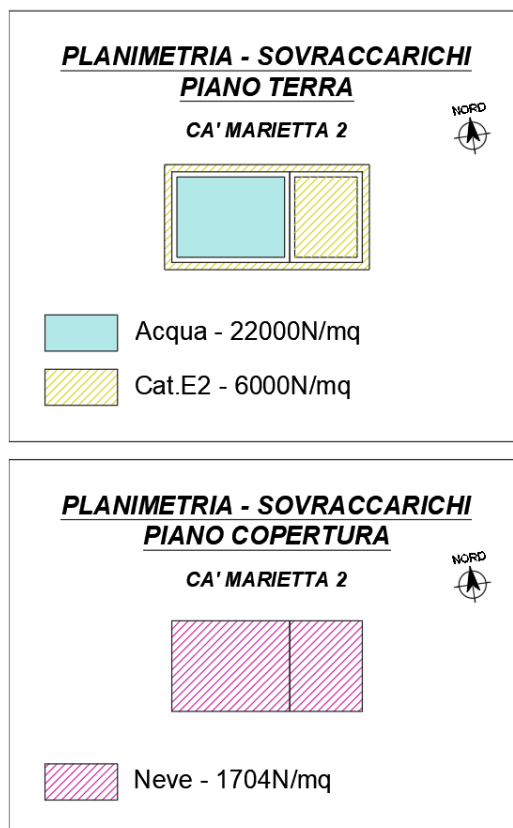
I sovraccarichi sono le azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura. Saranno considerati carichi variabili quelli rappresentativi dalla neve e quelli associati all'utilizzo dei locali tecnici equiparati ad ambienti industriali Cat. E2. Saranno altresì considerate le azioni idrostatiche e sismiche dei liquidi.

Nella seguente tabella vengono sintetizzati i carichi associati ai principali elementi costituenti l'edificio.

ELEMENTO	SOVRACCARICHI
Copertura (neve)	1704 N/m <sup>2</sup>
Locale tecnico Cat.E2	6000 N/m <sup>2</sup>
Vasca accumulo acqua	22000 N/m <sup>2</sup>

Di seguito schema illustrativo della disposizione dei sovraccarichi per i due interventi in oggetto.





Si specifica che per la vasca di accumulo acqua sono state prese in considerazione, nelle combinazioni dei carichi, sia la configurazione a vasca vuota che vasca piena.

#### 5.4 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si rende necessaria la combinazione dei carichi secondo le metodologie identificate al capitolo 2.5.2 delle NTC2018.

I coefficienti parziali di combinazione sono i seguenti:

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0

Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ : il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente  $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$ : il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore di combinazione  $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$ : il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale.

## 5.5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni vengono classificate secondo normativa in relazione alla variazione della loro intensità nel tempo come segue:

- Permanenti (G) con le sotto categorie ( $G_1$ ) per i permanenti strutturali e ( $G_2$ ) per i permanenti non strutturali;
- Variabili (Q)
- Sismiche (E)

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono dati nella seguente tabella.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
(1) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.					

## 5.6 AZIONE SISMICA (3.2)

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

L'area oggetto di intervento è ubicata in Zona Sismica 4.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite alla Tab. 3.2.I della norma, e al periodo di riferimento  $V_R$ .

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono:

Stati limite	P <sub>V<sub>R</sub></sub> : probabilità di superamento nel periodo di riferimento V <sub>R</sub>	
Stati limite di esercizio	SLO	81%

	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, dai valori dei seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il sito in oggetto è caratterizzato dalle seguenti coordinate di riferimento:

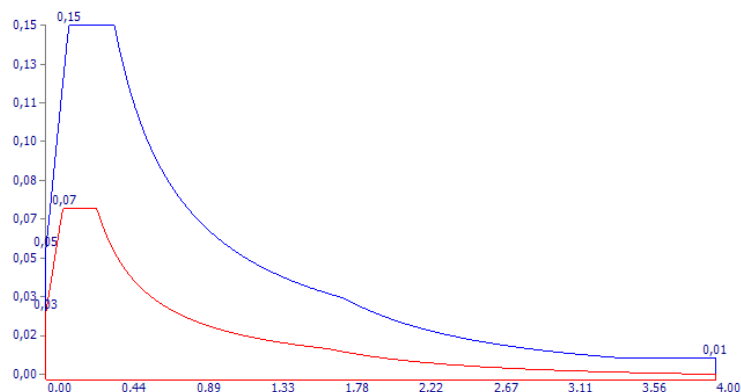
lat. 45°,6807 – long. 8°,3441

I corrispondenti parametri di riferimento sono:

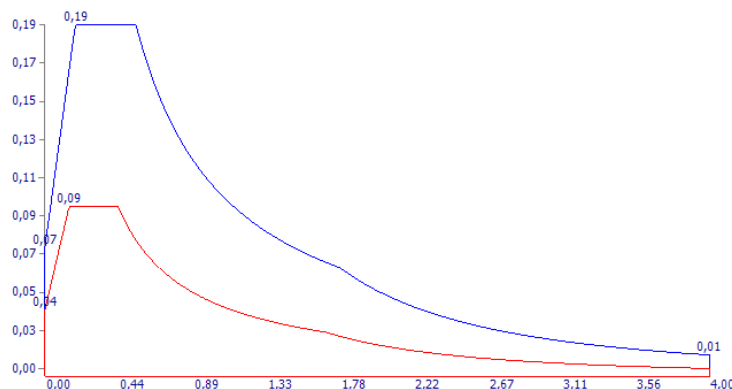
Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$
SLO	45	0,019	2,569	0,167
SLD	75	0,023	2,562	0,200
SLV	712	0,044	2,735	0,295
SLC	1462	0,052	2,826	0,310

Per i due manufatti in progetto lo studio geologico-tecnico ha definito due tipi di terreno differenti e pertanto i due manufatti saranno caratterizzati da spettri di progetto differenti. Le caratteristiche delle strutture in progetto e le modalità di installazione dei soprastanti vani prefabbricati (semplice appoggio su letto di sabbia) hanno cautelativamente determinato l'adozione di un fattore di struttura  $q = 1,0$  associando al basamento un comportamento non dissipativo. Di seguito si riportano gli spettri di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita.

- Ca' Marietta 01: tipo di terreno B; categoria topografica T1



- Ca' Marietta 02: tipo di terreno E; categoria topografica T1



L'analisi sismica condotta è del tipo "lineare dinamica", nel seguito descritta, e consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare;
- nel calcolo degli effetti della azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i E_j}$$



Con:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo j;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j}(\beta_{ij}\xi_i + \xi_j)\beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2) + 4\xi_i \xi_j \beta_{ij}(1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2)\beta_{ij}^2}$$

$\xi_{i,j}$  smorzamento dei modi i e j;

$\beta_{ij}$  rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ )

A commento delle modalità di determinazione delle azioni sismiche va detto che la rigidezza dei manufatti oggetto di analisi determinerà azioni sismiche equivalenti definite secondo l'approccio sopra descritto che avranno una ordinata dello spettro di risposta prossima a quella della PGA a causa delle frequenze di vibrazione molto elevate.

## 5.7 ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI

Per quanto riguarda gli aspetti geologici e geotecnici, si rimanda ai risultati delle indagini e agli studi condotte da Dott. Geol. Millemaci Paolo e Dott. Geol. Viviani Claudio dello studio AMBIENTE & PAESAGGIO di piazza Matteotti n°20, 28921 Verbania (VB) -p.iva 02005650037.

Le caratteristiche geologico-tecniche incidenti sulla progettazione dei manufatti in c.a. gettati in opera oggetto della presente sono sintetizzabili come segue.

### Ca' Marietta 01

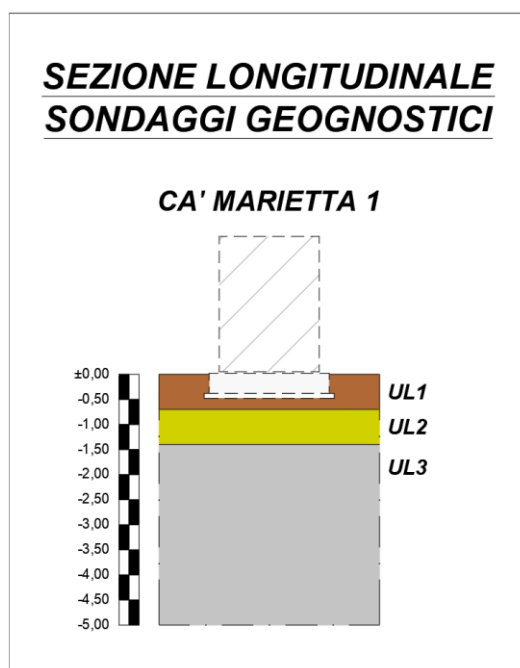
L'opera sarà posizionata a 470 m s.l.m. e la classe di pericolosità è IIIa relativa a territori ineditati che presentano caratteri geomorfologici o idrologici che li rendono inidonei a nuovi insediamenti (aree dissestate, in frana, potenzialmente dissestabili o soggette a pericolo di valanghe, aree alluvionabili da acque di esondazione ad elevata energia).

Le indagini in sito hanno rilevato la presenza di terreno eluvio colluviale avente pessime caratteristiche geotecniche da piano campagna a -0,70m. Da -0,70m a -1,40 inizia ad essere presente roccia molto frantumata e degradata con presenza di livelli di tufiti molto degradate o caolinizzate. A partire da -1,40m il grado di fessurazione diminuisce e la roccia si presenta più compatta.

La classificazione sismica del sito prevede un tipo di terreno B e una categoria topografica T1.

<b>UL3 - CARATTERISTICHE</b>	<b>Basamento roccioso magmatico effusivo alterato</b>
Peso di volume secco ( $\text{kN/m}^3$ )	21÷22
Resistenza alla compressione $E_d$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	620÷1000
Resistenza al taglio ( $\text{kg/cm}^2$ )	80÷90
$\varphi$	31°

Di seguito viene riportata la sezione stratigrafica con successione dei litotipi, falda acquifera o sorgenti non presenti.



Il primo e il secondo strato dovranno essere integralmente asportati in quanto fortemente cedevoli.

La natura del materiale di riporto sarà misto stabilizzato (ghiaioso, sabbioso, ciottoloso).

Lo spessore del materiale di riporto sarà pari a 1,02m circa per la zona sottostante la platea in progetto.

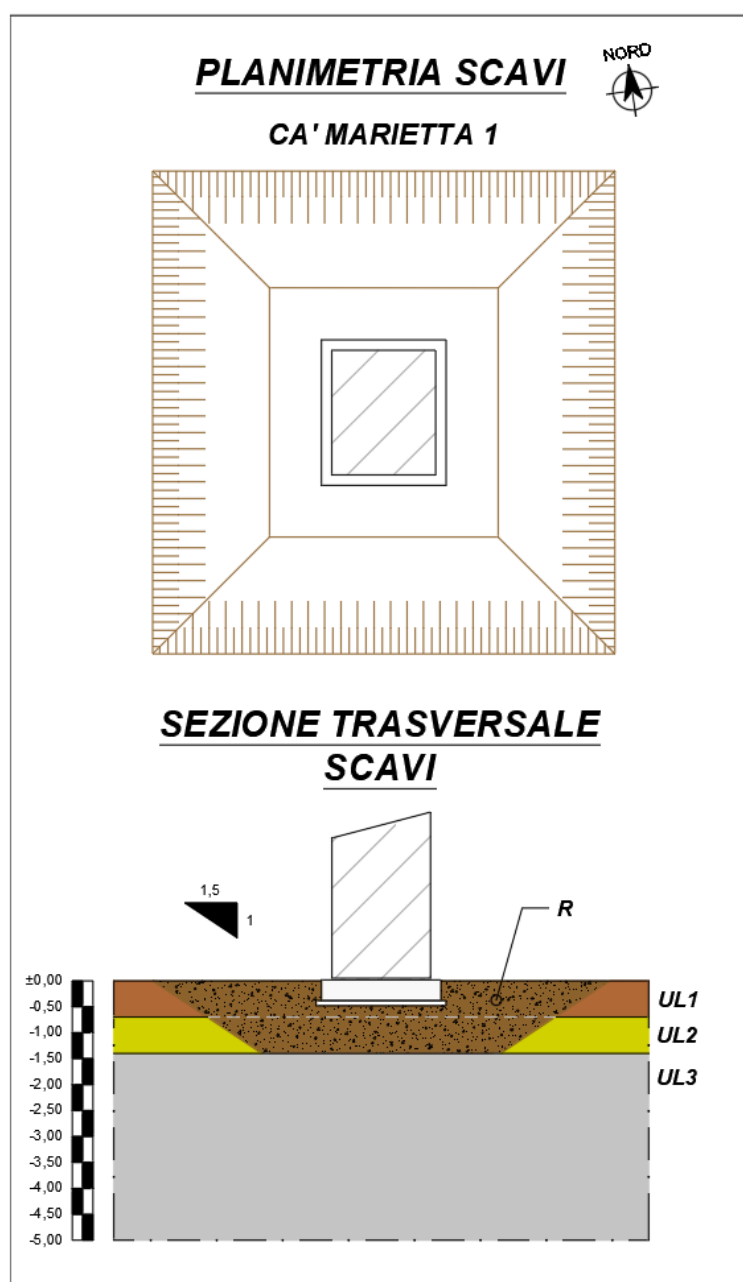
Il materiale di riporto dovrà essere spianato e costipato con mezzi di adeguato peso mediante bagnatura e ricarichi procedendo per strati non superiori a 50cm. Lo strato dovrà conseguire i seguenti parametri geotecnici.

<b>R - CARATTERISTICHE</b>	<b>Materiale di riporto misto stabilizzato (ghiaioso, sabbioso, ciottoloso)</b>
Peso di volume ( $\text{kN/m}^3$ )	19
Angolo di attrito interno	30°
Coesione ( $\text{kg/cm}^2$ )	0
Modulo elastico ( $\text{kg/cm}^2$ )	900

Di seguito planimetria e sezione della geometria dello scavo.

Lo studio geologico-tecnico prescrive l'utilizzo di una fondazione a platea con asportazione del terreno fino a profondità opportuna e riportare terreno avente buone – ottime caratteristiche geotecniche (gruppo A1 – A1-b delle norme CNR-UNI 10006). Il raggiungimento di un adeguato livello di costipamento potrà essere valutato mediante l'esecuzione di prove su piastra secondo CNR BU n. 146/92 verificando  $M_d/M'_d \geq 0,95$ .

Il franco tra impronta in pianta della platea e il ciglio inferiore dello scavo dovrà essere pari a 1,00m.



### Ca' Marietta 02

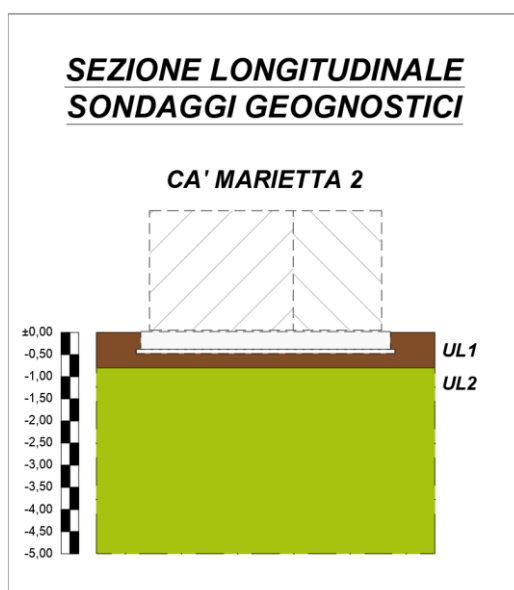
L'opera sarà posizionata a 365 m s.l.m. e la classe di pericolosità è IIIb relativa a territori nei quali sono presenti o possibili più condizioni di pericolosità geomorfologica, idrologica o idraulica che comunque possono essere superate attraverso l'adozione ed il rispetto degli accorgimenti tecnici esplicitati a livello di norme di attuazione al D.M. 11/03/88 e s.m.i.

Le indagini in sito hanno rilevato la presenza di suolo agrario e di terreno eluvio colluviale avente pessime caratteristiche geotecniche da piano campagna a -0,80m. A partire da -0,80m inizia la presenza di terreno formato da sabbie limose argillose.

La classificazione sismica del sito prevede un tipo di terreno E e una categoria topografica T1.

<b>UL2 - CARATTERISTICHE</b>	<b>Sabbie limose argillose</b>
Peso di volume secco ( $\text{kN/m}^3$ )	13÷14
Porosità (%)	30÷35
Coesione ( $\text{kg/cm}^2$ )	0,0÷0,1
Angolo di attrito interno	25°÷26°

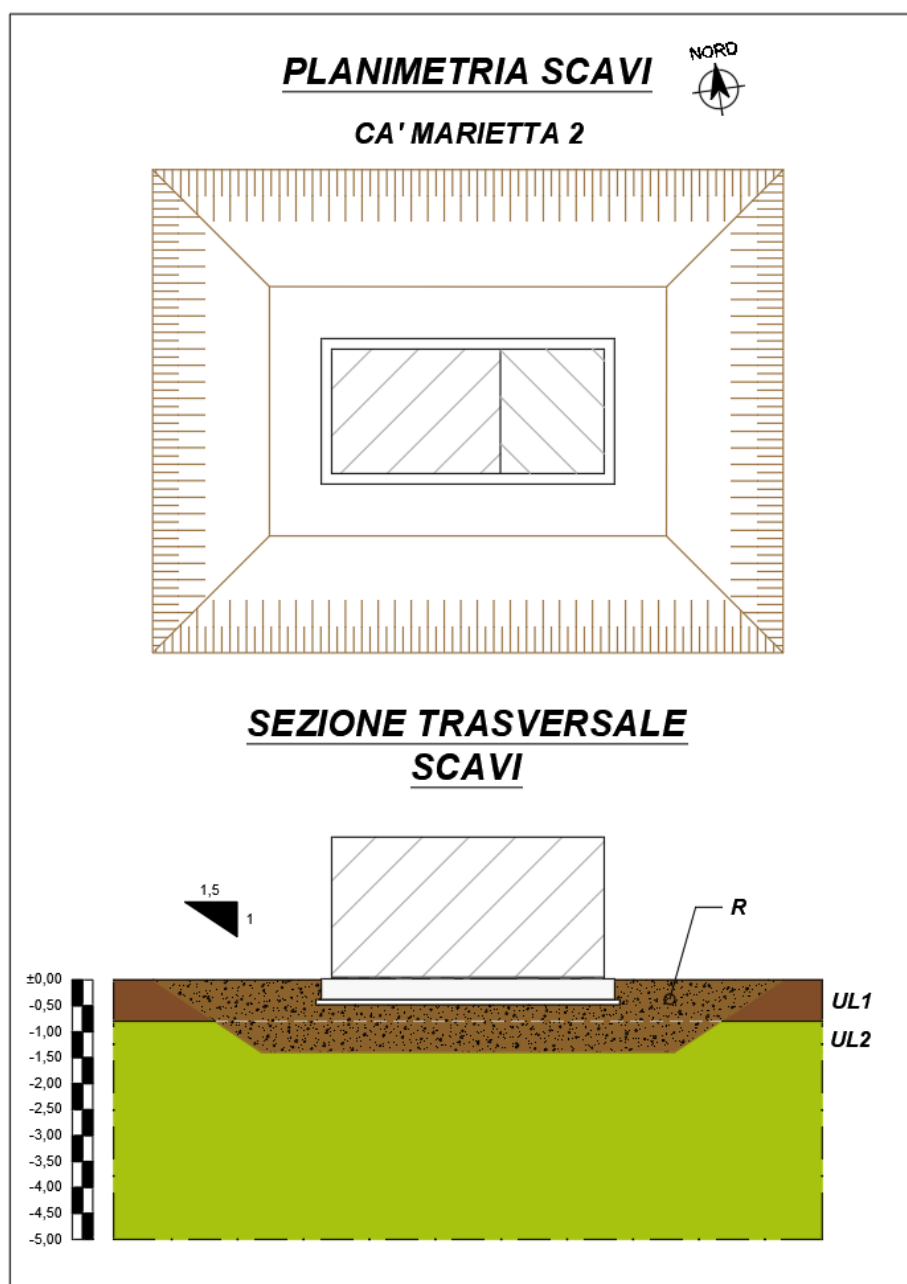
Di seguito viene riportata la sezione stratigrafica con successione dei litotipi, falda acquifera o sorgenti non presenti.



Di seguito planimetria e sezione della geometria dello scavo.

Lo studio geologico-tecnico prescrive l'utilizzo di una fondazione a platea con asportazione del terreno fino a profondità opportuna e riportare terreno avente buone – ottime caratteristiche geotecniche (gruppo A1 – A1-b delle norme CNR-UNI 10006). Il raggiungimento di un adeguato livello di costipamento potrà essere valutato mediante l'esecuzione di prove su piastra secondo CNR BU n. 146/92 verificando  $M_d/M'_d \geq 0,95$ .

Il franco tra impronta in pianta della platea e il ciglio inferiore dello scavo dovrà essere pari a 1,00m.



## 5.8 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Per quanto riguarda gli aspetti geotecnici, rimandando alle risultanze degli studi geologici prima descritti, vengono ora definiti i carichi verticali di portata e i cedimenti attesi.

### Ca' Marietta 1

In via cautelativa il calcolo della capacità portante della platea viene determinato considerando un unico strato litologico dotato di caratteristiche pari a quello R prima descritto relative allo stato di bonifica. Di seguito vengono riportati i principali calcoli atti a determinare la pressione limite all'interfaccia terreno-fondazione. La teoria utilizzata nelle elaborazioni è quella di Hansen introducendo i coefficienti parziali dettati dalle NTC2018.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI - GEO					
Valutazione della capacità portante di opere di fondazione secondo formula di Hansen e NTC2018 con " <b>Approccio 2 (A1+M1+R3)</b> "					
$\varphi_k =$	30,0000	[°]	→	0,5236	[rad]
$\gamma_{\tan\varphi} =$	1,00	[-]		↓	
$\varphi_d =$	30,0000	[°]	←	0,5236	[rad]
$\pi =$	180,0000	[°]	←	3,1416	[rad]
$\pi/4 =$	45,0000	[°]	←	0,7854	[rad]
$\gamma_k =$	18,00	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\gamma_w =$	10,00	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\gamma'_k =$	8,00	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\gamma_\gamma =$	1,00	[-]			
$\gamma'_d =$	8,00	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$N_q =$	18,4011	[-]	Meyerhof		
$N_\gamma =$	15,0698	[-]	Hansen		
$c =$	0	(calcoli validi per coesione nulla)			
$D =$	0,00	[m]	(profondità di posa piano fondazione)		
$q =$	0	[kN/m <sup>2</sup> ]	(sovraccarico laterale)		
$B =$	2,40	[m]	(larghezza fondazione)		
$L =$	2,90	[m]	(lunghezza fondazione)		

$s_q =$	1,48	[-]			
$k =$	0,00	[-]			
$d_q =$	1,00	[-]			
$s_y =$	0,67	[-]			
$d_y =$	1	[-]			
$q_{ult} =$	0,00	+	217,75	=	217,75 [kN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma_R =$	2,30				
$q_{Rd} =$	94,68	[kN/m <sup>2</sup> ]	=	9,47	[N/cm <sup>2</sup> ]
$Q_{Rd} =$	658,94	[kN]	(capacità portante di progetto)		

Sebbene cautelative, le verifiche eseguite, anticipando i risultati che verranno ampiamente descritti nel seguito, portano alla determinazione di un coefficiente di sicurezza prossimo a 2.

In merito alla stima dei cedimenti attesi si riportano di seguito le principali elaborazioni riguardanti il calcolo secondo la teoria del semispazio elastico. Le caratteristiche dello strato di riempimento vengono assunte cautelativamente pari a quelle di un terreno scarsamente addensato.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI - <b>GEO</b>				
Valutazione dei cedimenti nel centro di una fondazione rettangolare posta sulla superficie di uno semispazio elastico in base alla teoria della elasticità				
<b>B</b>	=	2400	[mm]	(larghezza fondazione)
<b>L</b>	=	2900	[mm]	(lunghezza fondazione)
<b>B'</b>	=	1200	[mm]	(=B/2 per cedimenti nel centro della fondazione)
<b>L'</b>	=	1450	[mm]	(=L/2 per cedimenti nel centro della fondazione)
<b>q<sub>0</sub></b>	=	0,05	[N/mm <sup>2</sup> ]	(pressione sollecitante di esercizio)
<b>N<sub>spt</sub></b>	=	4	[-]	(n° standard penetration test)
<b>E<sub>s</sub></b>	=	6	[N/mm <sup>2</sup> ]	(modulo sforzi deformazioni per N<15)
<b>μ</b>	=	0,3	[-]	(modulo poisson)
<b>H</b>	=	1000	[mm]	(spessore dello strato)

$H/B'$	=	0,83	[-]	
$L/B$	=	1,21	[-]	
	↓			
$l_1$	=	0,1	[-]	(coeff. Steinbrenner p.270 tabella 5.2)
$l_2$	=	0,09	[-]	(coeff. Steinbrenner p.270 tabella 5.2)
	↓			
$l_s$	=	0,1514	[-]	
				(profondità del piano di posa)
$D$	=	400	[mm]	
$D/B$	=	0,17	[-]	
$L/B$	=	1,21	[-]	
$\mu$	=	0,3	[-]	(modulo poisson)
	↓			
$I_F$	=	0,80	[-]	(coeff. influenza p.269 figura 5.9)
$\Delta H$	=	1,10	[mm]	

I cedimenti stimati sono ampiamente inferiori a quelli limite pari a 2".

### Ca' Marietta 2

In via cautelativa il calcolo della capacità portante della platea viene determinato considerando un unico strato litologico dotato di caratteristiche pari a quello UL2 prima descritto. Di seguito vengono riportati i principali calcoli atti a determinare la pressione limite all'interfaccia terreno-fondazione. La teoria utilizzata nelle elaborazioni è quella di Hansen introducendo i coefficienti parziali dettati dalle NTC2018.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI - GEO					
Valutazione della capacità portante di opere di fondazione secondo formula di Hansen e NTC2018 con " <b>Approccio 2 (A1+M1+R3)</b> "					
$\varphi_k$	=	25,0000	[°]	→	0,4363 [rad]
$\gamma_{\tan\varphi}$	=	1,00	[-]		↓
$\varphi_d$	=	25,0000	[°]	←	0,4363 [rad]



$\pi$	=	180,0000	[°]	←	3,1416	[rad]
$\pi/4$	=	45,0000	[°]	←	0,7854	[rad]
$\gamma_k$	=	13,00	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\gamma_w$	=	10,00	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\gamma'_k$	=	3,00	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\gamma_y$	=	1,00	[-]			
$\gamma'_d$	=	3,00	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$N_q$	=	10,6621	[-]	Meyerhof		
$N_y$	=	6,7583	[-]	Hansen		
$c$	=	0	(calcoli validi per coesione nulla)			
$D$	=	0,40	[m]	(profondità di posa piano fondazione)		
$q$	=	5,2	[kN/m <sup>2</sup> ]	(sovraccarico laterale)		
$B$	=	2,90	[m]	(larghezza fondazione)		
$L$	=	5,65	[m]	(lunghezza fondazione)		
$s_q$	=	1,24	[-]			
$k$	=	0,14	[-]			
$d_q$	=	1,07	[-]			
$s_y$	=	0,79	[-]			
$d_y$	=	1	[-]			
$q_{ult}$	=	73,82	+	101,24	=	175,06 [kN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma_R$	=	2,30				
$q_{Rd}$	=	76,11	[kN/m <sup>2</sup> ]	=	7,61	[N/cm <sup>2</sup> ]
$Q_{Rd}$	=	1247,08	[kN]	(capacità portante di progetto)		

Le verifiche eseguite, anticipando i risultati che verranno ampiamente descritti nel seguito, sono soddisfatte. In merito alla stima dei cedimenti attesi si riportano di seguito le principali elaborazioni riguardanti il calcolo secondo la teoria del semispazio elastico. Le caratteristiche dello strato di riempimento vengono assunte cautelativamente pari a quelle del terreno sottostante.

## CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI - GEO

Valutazione dei cedimenti nel centro di una fondazione rettangolare posta sulla superficie di uno semispazio elastico in base alla teoria della elasticità

<b>B</b>	=	<b>2900</b>	[mm]	(larghezza fondazione)
<b>L</b>	=	<b>5650</b>	[mm]	(lunghezza fondazione)
<b>B'</b>	=	1450	[mm]	(=B/2 per cedimenti nel centro della fondazione)
<b>L'</b>	=	2825	[mm]	(=L/2 per cedimenti nel centro della fondazione)
<b>q<sub>0</sub></b>	=	<b>0,07</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]	(pressione sollecitante di esercizio)
<b>N<sub>spt</sub></b>	=	<b>3</b>	[-]	(n° standard penetration test)
<b>E<sub>s</sub></b>	=	5,4	[N/mm <sup>2</sup> ]	(modulo sforzi deformazioni per N<15)
<b>μ</b>	=	<b>0,3</b>	[-]	(modulo poisson)
<b>H</b>	=	<b>14500</b>	[mm]	(spessore dello strato)
<b>H/B'</b>	=	10,00	[-]	
<b>L/B</b>	=	1,95	[-]	
↓				
<b>I<sub>1</sub></b>	=	<b>0,642</b>	[-]	(coeff. Steinbrenner p.270 tabella 5.2)
<b>I<sub>2</sub></b>	=	<b>0,031</b>	[-]	(coeff. Steinbrenner p.270 tabella 5.2)
↓				
<b>I<sub>s</sub></b>	=	0,6597	[-]	
<b>D</b>	=	<b>400</b>	[mm]	(profondità del piano di posa)
<b>D/B</b>	=	0,14	[-]	
<b>L/B</b>	=	1,95	[-]	
<b>μ</b>	=	0,3	[-]	(modulo poisson)
↓				
<b>I<sub>F</sub></b>	=	<b>0,80</b>	[-]	(coeff. influenza p.269 figura 5.9)
<b>ΔH</b>	=	9,03	[mm]	

I cedimenti stimati sono ampiamente inferiori a quelli limite pari a 2".



## 6. MATERIALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE

### Calcestruzzo

I materiali previsti per la realizzazione dell'opera e le relative classi di aggressività ambientale adottate sono riportati nella seguente tabella:

ELEMENTO COSTRUTTIVO	CLASSI DI ESPOSIZIONE	SPECIFICA DEL CLS	COPRIFERRI MINIMI
Opere di fondazione	XC2 (I)	classe di resistenza <b>C25/30</b> classe di consistenza <b>S4</b> massimo rapporto a/c <b>0,60</b> contenuto minimo di cemento <b>300 kg/m<sup>3</sup></b> diametro massimo aggregato <b>32 mm</b> eventuali additivi -	35+10 mm

In aggiunta alle precedenti indicazioni, inerenti alla “specificazione del calcestruzzo a prestazione garantita”, bisognerà comunque procedere al soddisfacimento delle indicazioni aggiuntive fornite dalle normative vigenti NTC 2018.

Allo scopo di eseguire un corretto controllo di accettazione si dovrà procedere al prelievo e confezionamento del numero di cubetti in calcestruzzo prescritti dalla normativa vigente (2).

La fornitura di calcestruzzo preconfezionato dovrà essere accompagnata da certificazione FPC.

Si potrà fare utile riferimento alle norme “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive” pubblicato dal C.S.LL.PP. con decreto n.361 del 26-09-2017 al fine di garantire la corretta preparazione, forma, dimensioni e stagionatura dei provini. Si ricorda che le prove dovranno essere effettuate al 28° giorno di maturazione. Nel caso in cui non possa essere garantita tale scadenza si dovrà comunque procedere alla esecuzione delle stesse entro qualche settimana dal prelievo.

### Acciaio in barre

L'acciaio per cemento armato laminato a caldo in barre o rotoli di cui è previsto l'impiego nella sopracitata opera è definito dalla sigla B450C e caratterizzato dalle seguenti tensioni nominali di

snervamento e rottura:

$f_{y \text{ nom}}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t \text{ nom}}$	540 N/mm <sup>2</sup>

Tali materiali dovranno soddisfare i requisiti identificati dalla normativa vigente NTC 2018.

Ciascuna fornitura in cantiere, proveniente da centri di trasformazione, di elementi presaldati, presagomati o preassemblati deve essere accompagnata:

- da dichiarazione, su documento di trasporto, degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;
- dall'attestazione inerente all'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal Direttore Tecnico del centro di trasformazione, con l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione (massimo 30 t), in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

## 7. MODALITA' DI CALCOLO E AZIONI INTERNE

Le due platee di fondazione in c.a. gettato in opera sono state analizzate mediante codice di calcolo ad elementi finiti. Il programma utilizzato è “Travilog Titanium versione 2019.19” prodotto da Logical Soft Srl con sede in piazza Garibaldi 253 – 20832 Desio (MB). Si rimanda al sito del produttore [www.logical.it](http://www.logical.it) per il relativo manuale di validazione dei calcoli.

Gli elementi di fondazione a platea sono stati modellati con elementi bi-dimensionali di tipo lastra-piastra su suolo elastico del tipo alla Winkler. La costante di Winkler è stata ricavata da letteratura tecnica consolidata (rif. Bowles Joseph E. – Fondazioni) e modellata con mediante i seguenti valori:

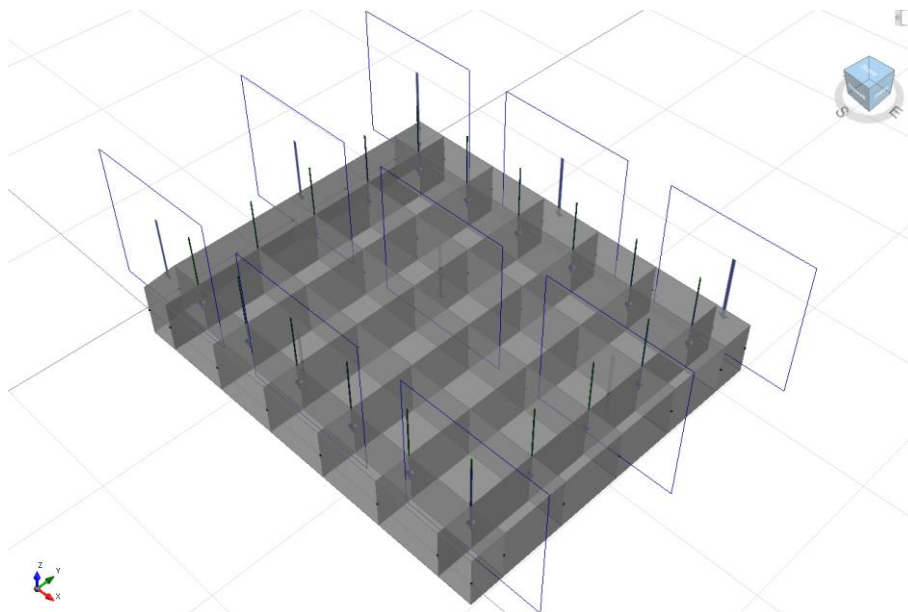
- Ca' Marietta 1 - valori compresi tra a 14,71 e 49,05 N/cm<sup>3</sup>. A verifica dei valori proposti si verifica la prossimità al valore determinato in via approssimata mediante la formula proposta da Vesic così determinato:  $k = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} = 40,42 \quad [\text{N/cm}^3]$
- Ca' Marietta 2 – la determinazione del modulo di reazione ha necessitato della stima del valore di N<sub>SPT</sub> cautelativamente pari 3. Il modulo sforzi-deformazioni è stato stimato mediante le formule da consolidata letteratura tecnica (J.E.Bowles), per sabbia argillosa  $E_s = 320(N + 15) = 5760$  e per sabbia limosa  $E_s = 300(N + 6) = 2700$  [kPa]. Conseguentemente, valutando per la tipologia di terreno un angolo di attrito pari a 0,30, vengono stimati i seguenti valori del modulo di reazione con la formula proposta da Vesic  $k = 2,18 \div 1,02$  [N/cm<sup>3</sup>]. Confrontando i risultati ottenuti con i valori suggeriti dalla letteratura tecnica, si sceglie di far variare il parametro  $k$  entro i valori 4,80 e 32,00 N/cm<sup>3</sup>.

Date le geometrie e le caratteristiche del piano di appoggio prima descritte, il parametro  $k$  viene mantenuto costante lungo l'asse della platea per entrambe gli interventi.

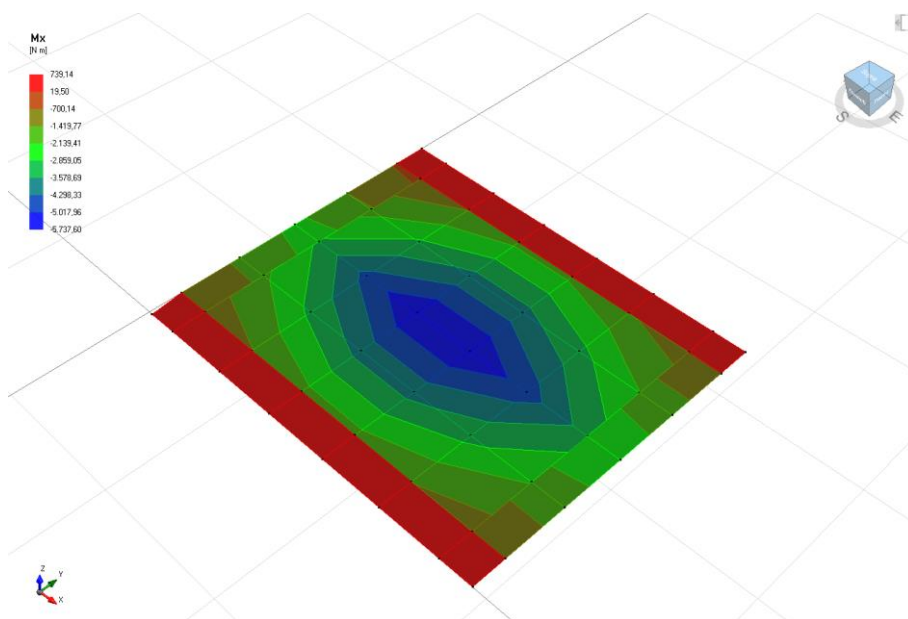
La modellazione ha previsto l'inserimento nella mesh di calcolo una traccia lungo la mezzeria, in proiezione verticale, delle murare dei vani poggiati al di sopra della platea. In tal modo è stato possibile introdurre un carico lineare localizzato lungo il perimetro delle vasche rappresentativo delle sovrastrutture. Sono inoltre stati introdotti i carichi di superficie uniformemente distribuiti descritti nel precedente capitolo.

Di seguito vengono riportate le principali viste riguardanti la modellazione e i relativi risultati di calcolo.

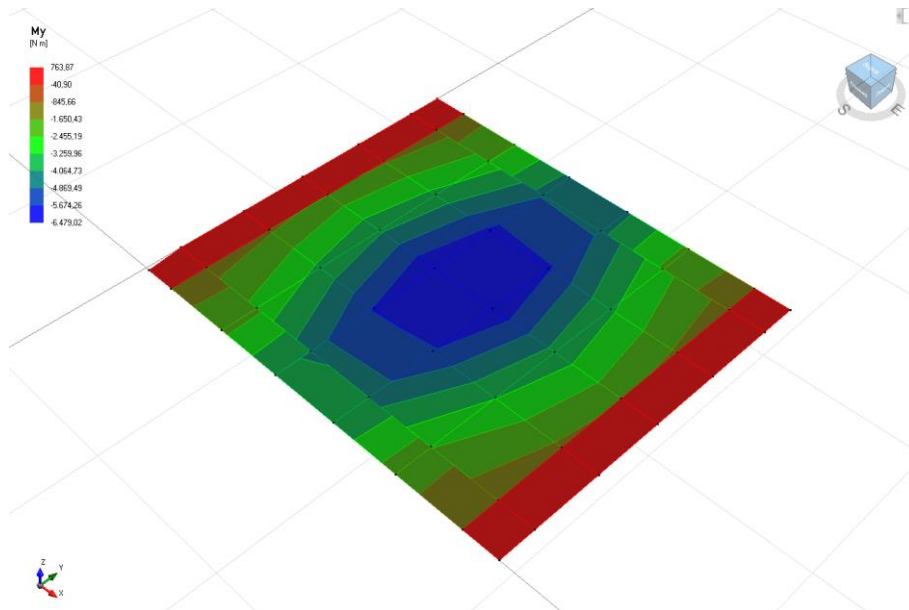
### Ca' Marietta 01



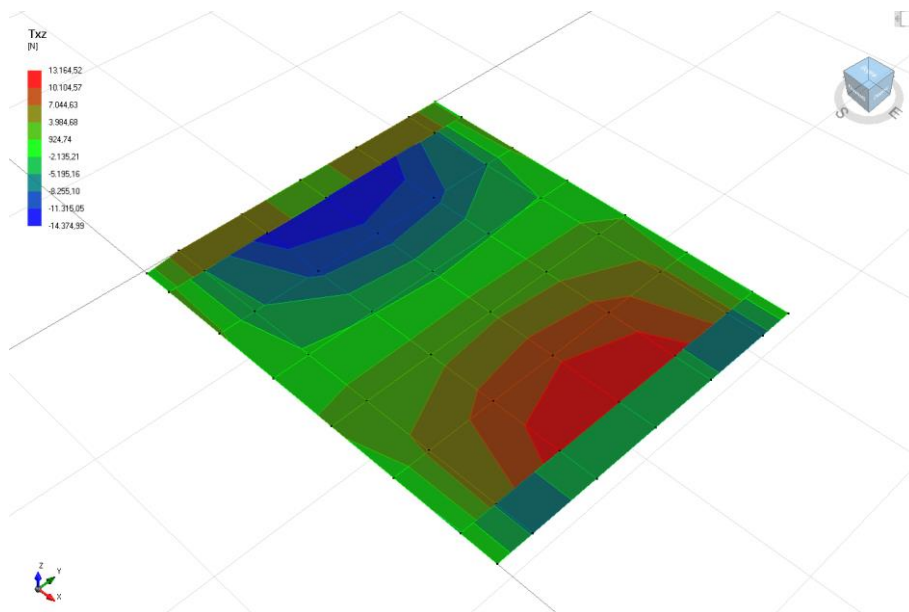
MODELLO DI CALCOLO



$$M_x - \text{SLU} - M_{x, \max} = 5738 \text{ [Nm/m]}$$

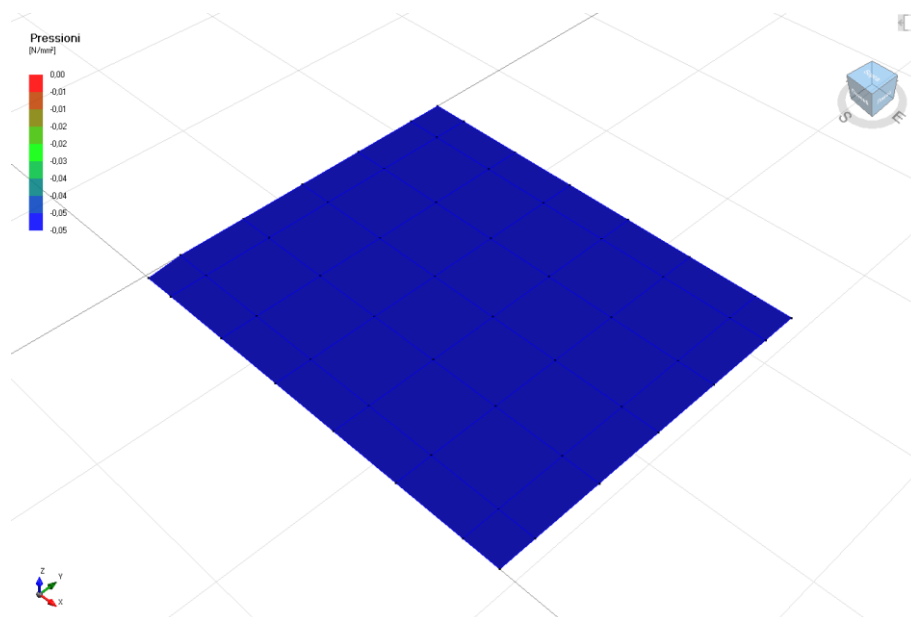


$$M_y - \text{SLU} - M_{y, \max} = 6479 \text{ [Nm/m]}$$



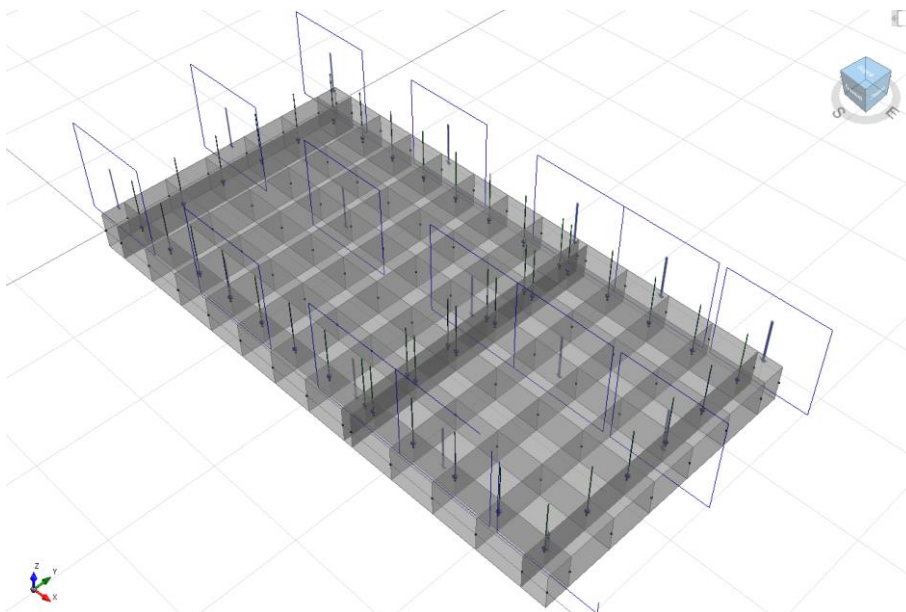
$$T_{xz} - \text{SLU} - T_{xz, \max} = 14375 \text{ [N/m]}$$



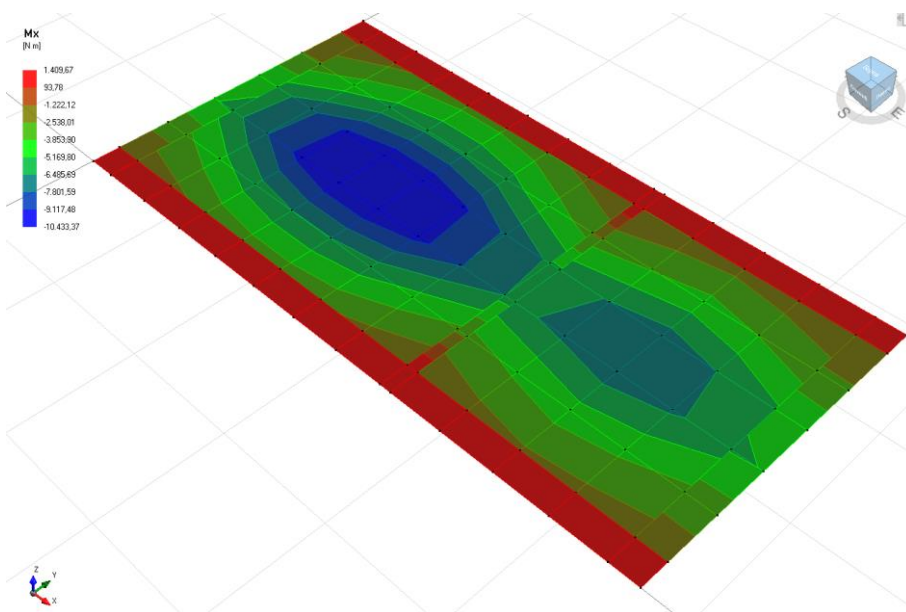


PRESSIONE – SLU –  $p_{sd} = 0,05 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

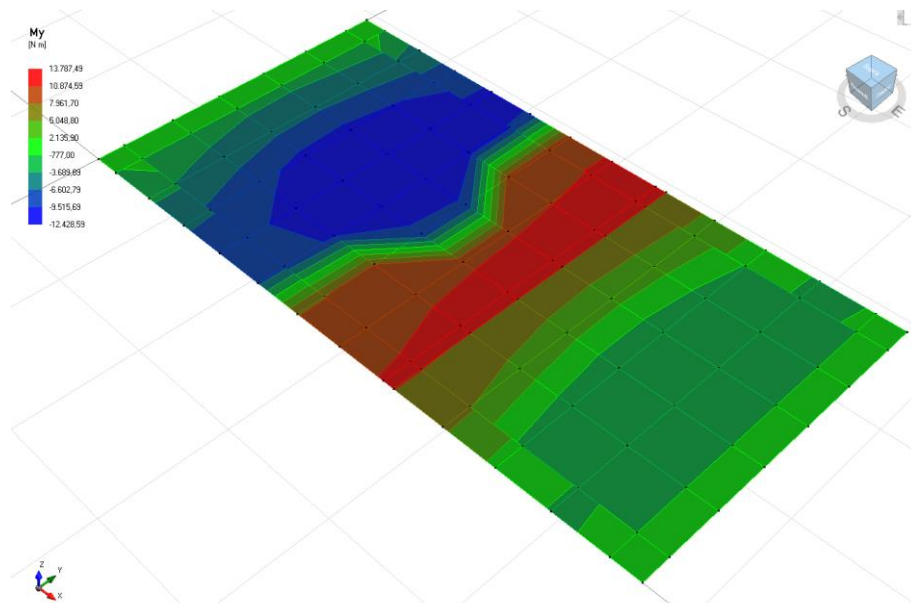
Ca' Marietta 02



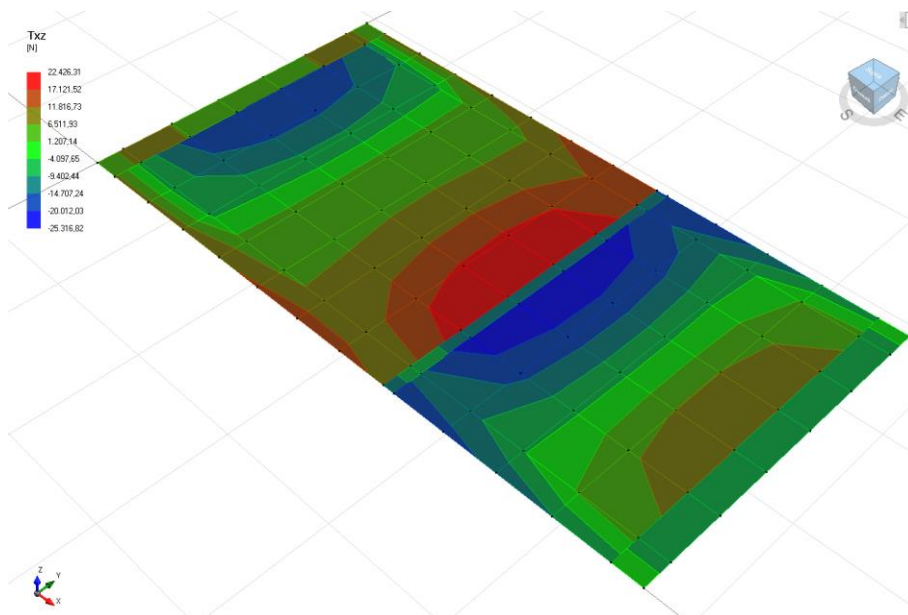
MODELLO DI CALCOLO



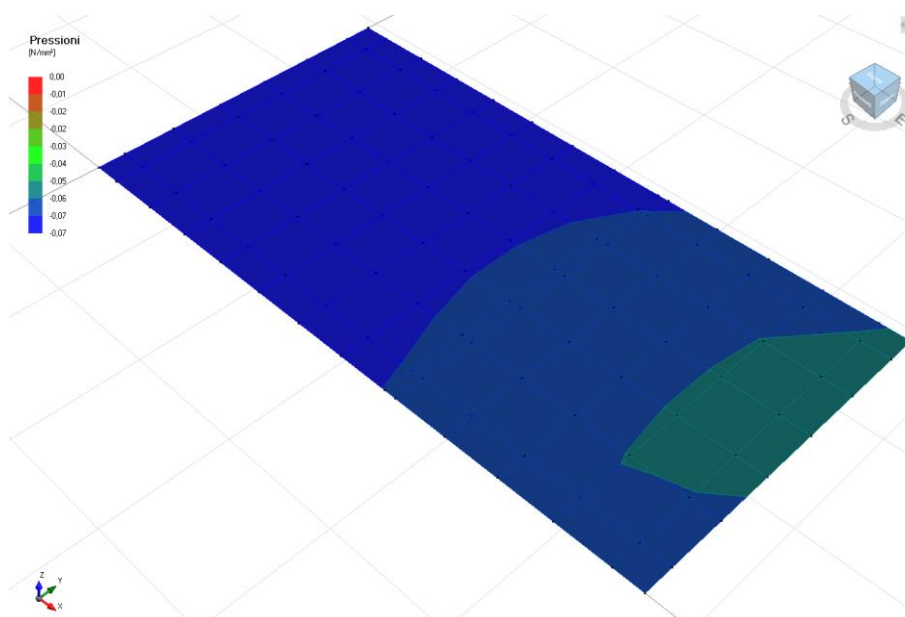
$$M_x - \text{SLU} - M_{x, \max} = 10433 \text{ [Nm/m]}$$



$$M_y - \text{SLU} - M_{y, \max} = 13787 \text{ [Nm/m]}$$



$$T_{xz} - \text{SLU} - T_{xz, \max} = 25317 \text{ [N/m]}$$



PRESSIONE – SLU –  $p_{sd} = 0,07 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

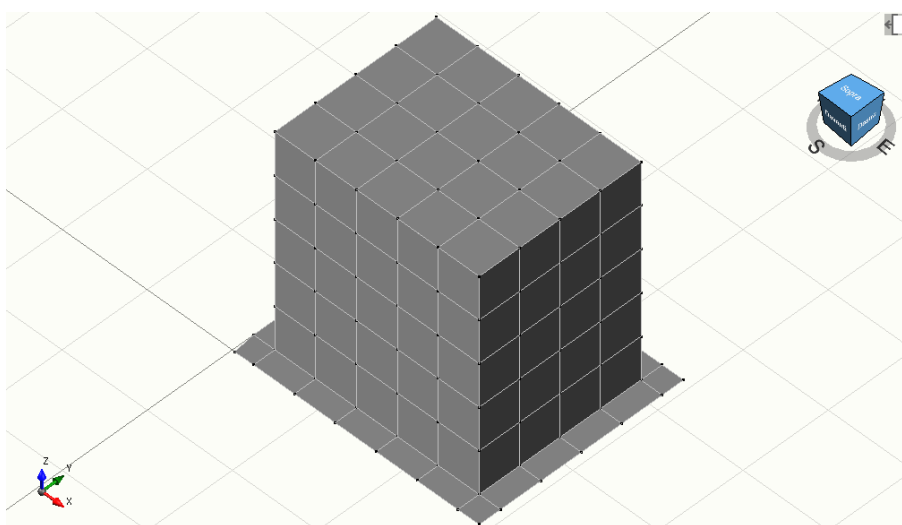
Per meglio indagare gli effetti del sisma sulle platee di fondazione vengono di seguito descritti i principali risultati ottenuti mediante una simulazione dinamica lineare, eseguita secondo le modalità descritte nei precedenti capitoli, inclusiva dei manufatti prefabbricati presenti fuoriterra. Va osservato che i manufatti prefabbricati fuoriterra hanno uno schema statico approssimabile a scatolare – rigido (si rimanda alla relativa relazione di calcolo del prefabbricatore per indicazioni di maggior dettaglio), quindi caratterizzati da periodo di vibrazione molto basso e grande dispersione delle masse partecipanti in numerosi modi di vibrare. Ciò che di interesse nella progettazione delle platee di supporto, oggetto della presente, sono gli effetti legata alla eventuale localizzazione dei carichi conseguenti ad esempio a comportamenti flessionali del sistema supportato. Si stima che gli stessi possano determinare effetti prodotti conseguenti alla combinazione dei carichi (E), descritta nel relativo capitolo, inferiori a quelli valutati nella combinazione dei carichi statica agli stati limite ultimi (SLU).

### Ca' Marietta 1

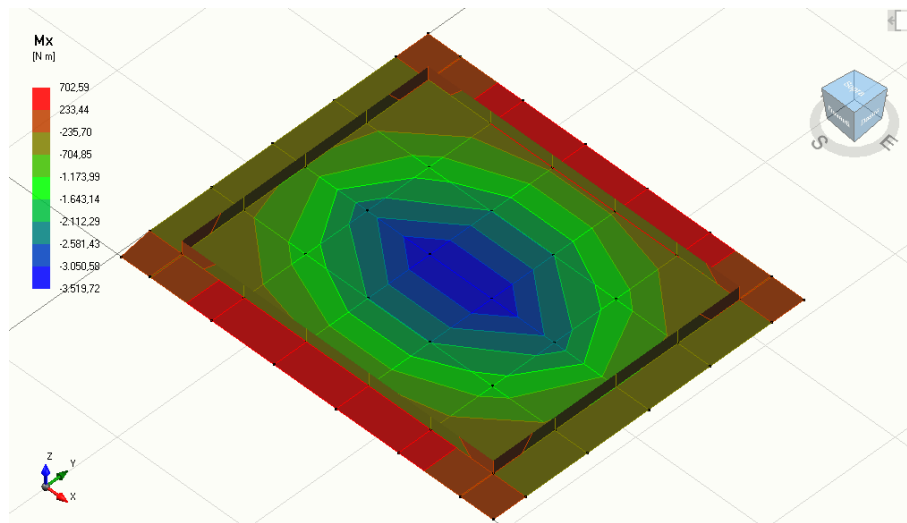
I modi di vibrare considerati per rappresentare il modello sono stati n°50. I primi modi di vibrare sono indicati nella seguente tabella contenente frequenza e periodo proprio di vibrazione nelle direzioni principali e relativa massa partecipante. Infondo vengono indicate le sommatorie delle masse partecipanti ( $\geq 85\%$ ) mentre la massa complessiva del modello ha raggiunto 24447kg. Non sono stati inseriti piani rigidi, quindi, non sono vengono indicati baricentro delle masse e delle rigidezze oltretutto di scarsa rilevanza

vista la tipologia scatolare costituente la costruzione. Ribadendo che l'oggetto della presente è la platea di supporto, in merito allo stato limite di contenimento del danno, osservando che le evidenze numeriche descritte nel seguito portano ad azioni del sisma nella combinazione SLD meno impegnative rispetto a quelle in condizione statiche SLE, non si rendono necessarie ulteriori verifiche.

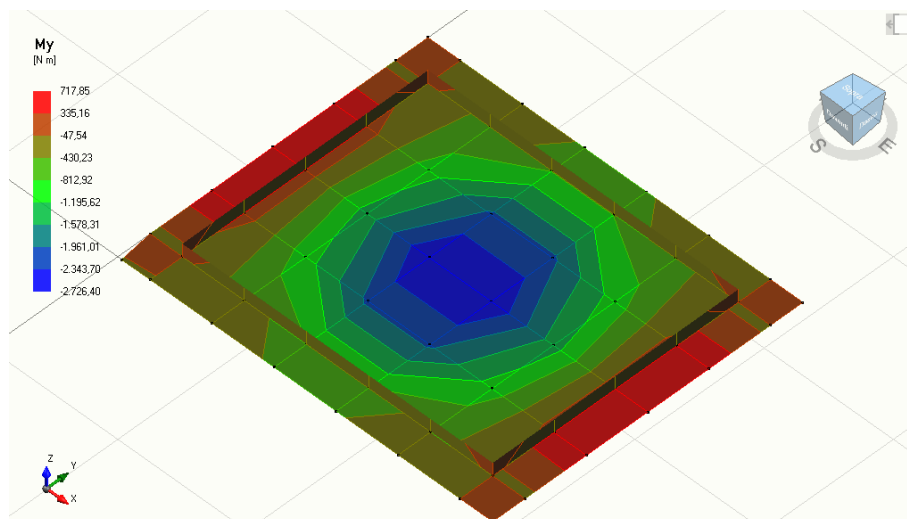
	f [Hz]	T [s]	X [%]	Y [%]	Z [%]
1	8,4	0,119	0	34,06	0
2	9,68	0,103	30,99	0	0
3	18,75	0,053	0	0	99,99
4	123,63	0,008	0	0	0
5	145,09	0,007	0	0	0
6	150,77	0,007	0	9,05	0
7	154,98	0,006	0	0	0
8	176,01	0,006	15,42	0	0
9	195,09	0,005	0	4,85	0
10	202,63	0,005	0	0	0
11	206,74	0,005	7,07	0	0
12	218,37	0,005	0	0	0
13	228,76	0,004	0	0	0
14	243,76	0,004	0,23	0	0
15	263,18	0,004	0	22,46	0
16	291,74	0,003	0	0	0
17	293,32	0,003	19,24	0	0
18	301,53	0,003	0	4,42	0
19	314,77	0,003	0	10,99	0
20	315,55	0,003	0	0,02	0
	Totale		90,12	87,9	100



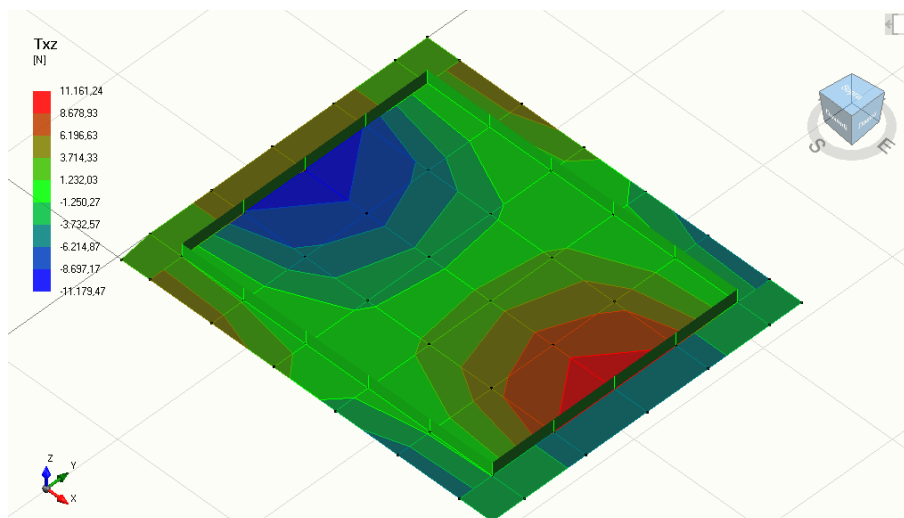
**MODELLO DI CALCOLO**



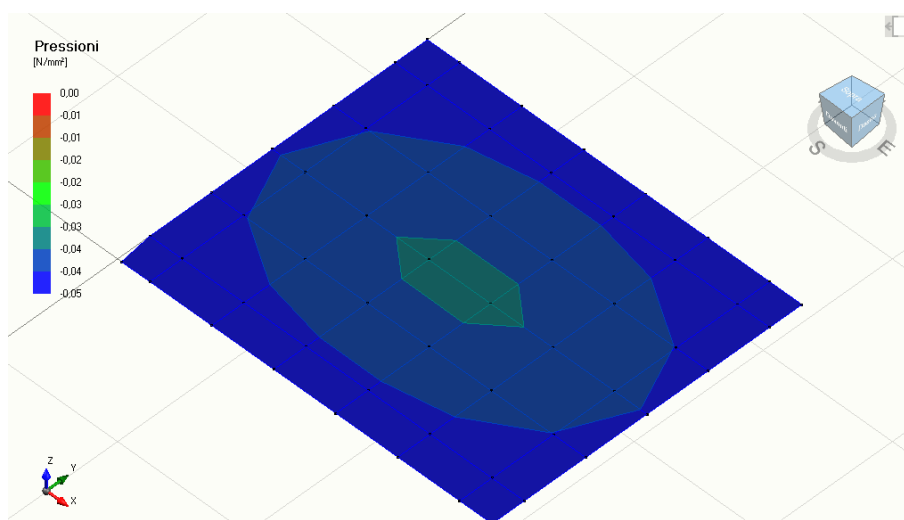
$$M_x - \text{SLV} - M_{x, \max} = 3520 \text{ [Nm/m]}$$



$$M_y - \text{SLV} - M_{y, \max} = 2726 \text{ [Nm/m]}$$



$$T_{xz} - \text{SLV} - T_{xz,\max} = 11179 \text{ [N/m]}$$



$$\text{PRESSIONE} - \text{SLV} - p_{sd} = 0,05 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

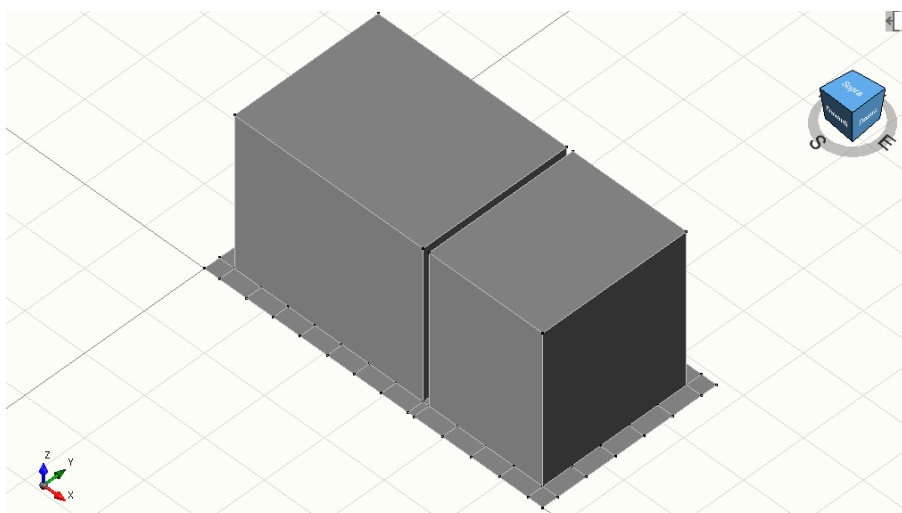
### Ca' Marietta 2

I modi di vibrare considerati per rappresentare il modello sono stati n°100. I primi modi di vibrare sono indicati nella seguente tabella contenente frequenza e periodo proprio di vibrazione nelle direzioni principali e relativa massa partecipante. Infondo vengono indicate le sommatorie delle masse partecipanti ( $\geq 85\%$ ) mentre la massa complessiva del modello ha raggiunto 84215kg. Non sono stati inseriti piani rigidi, quindi, non sono vengono indicati baricentro delle masse e delle rigidezze oltretutto di scarsa rilevanza vista la tipologia scatolare costituente la costruzione. Ribadendo che l'oggetto della presente è la platea di supporto, in merito allo stato limite di contenimento del danno, osservando che le evidenze numeriche



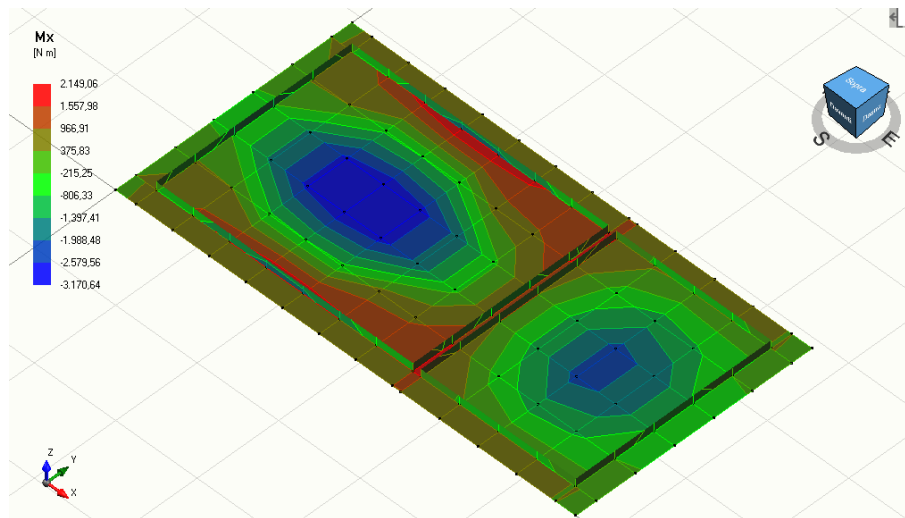
descritte nel seguito portano ad azioni del sisma nella combinazione SLD meno impegnative rispetto a quelle in condizione statiche SLE, non si rendono necessarie ulteriori verifiche.

	f [Hz]	T [s]	X [%]	Y [%]	Z [%]
1	8,55	0,117	0	26,57	0
2	12,32	0,081	14,15	0	8,65
3	15,74	0,064	1,3	0	90,96
4	20,27	0,049	0,2	0	0,38
5	51,08	0,02	0	0,13	0
6	72,26	0,014	0,08	0	0,01
7	85,38	0,012	0	10,13	0
8	88,15	0,011	3,64	0	0
9	90,21	0,011	20,76	0	0
10	102,41	0,01	0,16	0	0
11	111,93	0,009	2,67	0	0
12	114,77	0,009	0	0	0
13	123,6	0,008	0	0	0
14	125,55	0,008	0	6,86	0
15	130,21	0,008	7,64	0	0
16	138,43	0,007	0,83	0	0
17	142,9	0,007	0,71	0	0
18	146,9	0,007	0,08	0	0
19	150,45	0,007	0	0,27	0
20	154,94	0,006	0	5,81	0
	Totale		92,42	93,14	100

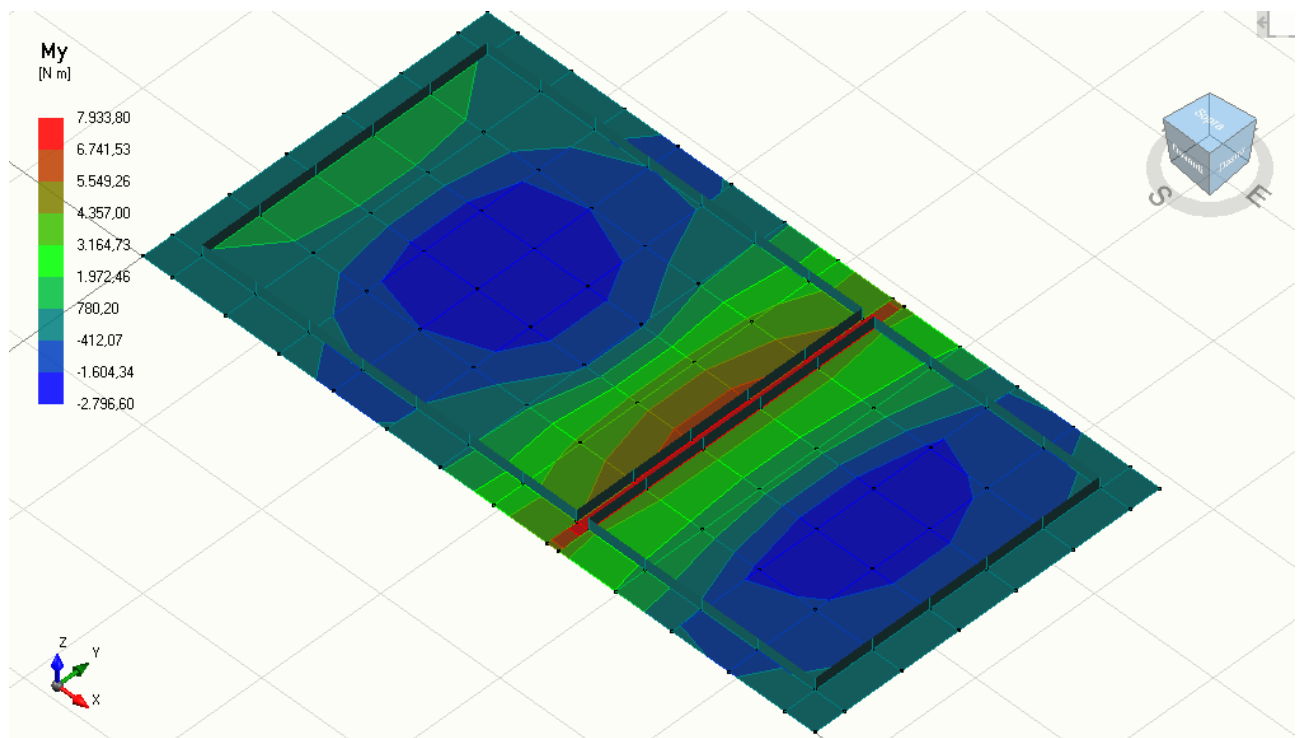


**MODELLO DI CALCOLO**

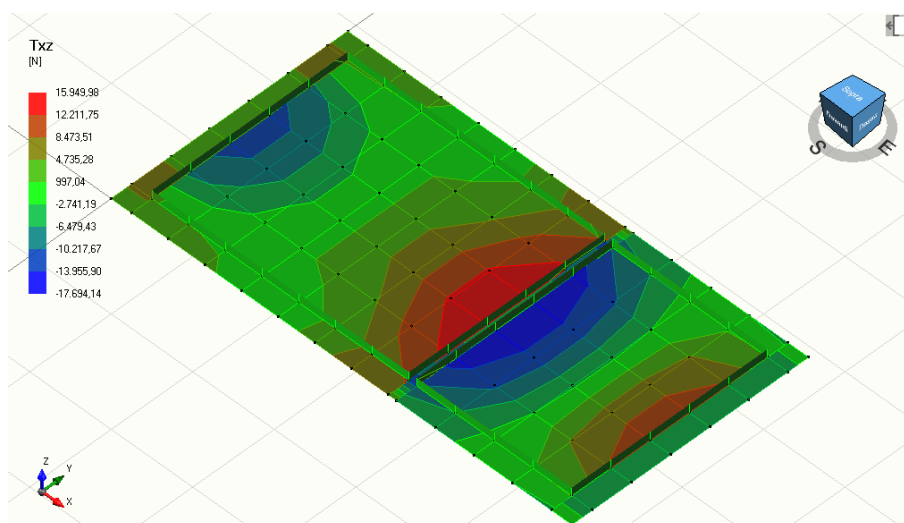




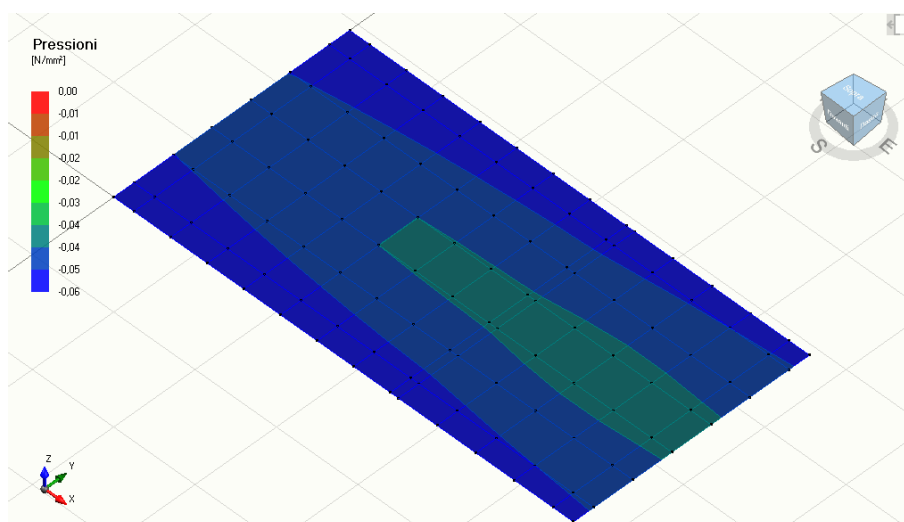
$$M_x - \text{SLV} - M_{x, \max} = 3171 \text{ [Nm/m]}$$



$$M_y - \text{SLV} - M_{y, \max} = 7934 \text{ [Nm/m]}$$



$$T_{xz} - \text{SLU} - T_{xz,\max} = 17694 \text{ [N/m]}$$



$$\text{PRESSIONE} - \text{SLU} - p_{sd} = 0,06 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

## 8. VERIFICHE

Le platee prima analizzate dovranno essere quantomeno dotate della armatura minima da normativa che al cap.7.2.5 prescrive di inserire su ciascun lato almeno il 0,1% della sezione trasversale della platea. Per il caso in esame si sceglie di inserire almeno 1Φ12/25cm su ciascuna faccia in entrambe le direzioni.

Le conseguenti verifiche a flessione risultano verificate in quanto:

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° strati barre **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	4,52	6,3
			2	4,52	33,7

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐  
 N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**B450C** **C25/30**  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

**M** xRd 66,19 kNm  
 σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 34,86 ‰  
 d 33,7 cm  
 x 3,075 x/d 0,09124  
 δ 0,7

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso

$$M_{rd,max} = 66190 \text{ [Nm/m]} > M_{sd,max} = 13787 \text{ [Nm/m]} \rightarrow \text{Verificato}$$

Le verifiche a taglio, non prevedendo specifiche armature, risultano essere le seguenti:

### **TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI** secondo D.M. 17-01-2018

E' consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo sproviste di armature trasversali resistenti a taglio.

Larghezza minima della sezione:

$$b_w = 1000 \text{ [mm]}$$

Altezza della sezione:

$$h = 400 \text{ [mm]}$$

Altezza utile della sezione:

$$d = 0,825 \times h = 330 \text{ [mm]}$$

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo:

$$f_{ck} = 25 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Coefficiente:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1,7785 \leq 2$$

Resistenza unitaria minima al taglio:

$$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = 0,415067 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Area delle barre d'armatura longitudinali tese:

$$A_{sl} = 452 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \times d) = 0,0014 \text{ [adim]} \leq 0,02$$

Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo (funzione dello stato limite considerato):

$$\gamma_c = 1,5$$

Resistenza al taglio:

$$V_{rd} = (0,18 \times k (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) \times b_w \times d \geq v_{min} \times b_w \times d$$

$$V_{rd} = 106,15 \text{ [kN]} \geq 136,97 \text{ [kN]}$$

$$V_{rd} = 136,97 \text{ [kN]}$$

$$V_{rd,max} = 136970 \text{ [N/m]} > V_{sd,max} = 25317 \text{ [N/m]} \rightarrow \text{Verificato}$$

Le verifiche in esercizio, oltre alla limitazione delle tensioni, prevedono la limitazione della apertura nelle combinazioni di carico frequente e quasi permanente. Sulla base delle azioni interne sollecitanti, di seguito riportiamo le rispettive verifiche.

## S.L.FESSURAZIONE secondo NTC2018 + CIRC. ESPLICATIVA

Caratterizzazione geometrica della sezione:

$h =$	400	[mm]	altezza della sezione rettangolare
$b =$	1000	[mm]	base della sezione rettangolare
$c =$	45	[mm]	copriferro
$\Phi_{st} =$	12	[mm]	diametro della staffatura
$n'_{barre} =$	4	[adim]	n° barre disposte al lembo superiore
$\Phi' =$	12	[mm]	diametro delle barre longitudinali disposte al lembo superiore
$A_s' =$	452	[mm <sup>2</sup> ]	area complessiva delle armature disposte al lembo superiore
$d' =$	63	[mm]	altezza utile barre d'armatura superiori
$\beta =$	1,00	[adim]	rapporto tra $A_s'$ e $A_s$
$n_{barre} =$	4	[adim]	n° barre disposte al lembo inferiore
$\Phi =$	12	[mm]	diametro delle barre longitudinali disposte al lembo inferiore
$A_s =$	452	[mm <sup>2</sup> ]	area complessiva delle armature disposte al lembo inferiore
$d =$	337	[mm]	altezza utile barre d'armatura inferiori
$\rho_s =$	0,0011	[adim]	rapporto geometrico di armatura appartenente al lembo inferiore

Caratterizzazione meccanica sezione:

$\alpha_e =$	15	[adim]	coefficiente di omogeneizzazione
$f_{ck} =$	25	[N/mm <sup>2</sup> ]	resistenza caratteristica a compressione cilindrica
$f_{ctm} =$	2,56	[N/mm <sup>2</sup> ]	resistenza media a trazione semplice per classi $\leq$ C50/60
$E_s =$	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]	modulo elastico delle barre d'armatura

Posizione dell'asse neutro - flessione semplice - sezione parzializzata:

$$y_n = 61 \quad [\text{mm}]$$

Momento d'inerzia della sezione parzializzata omogeneizzata calcolato rispetto all'asse neutro:

$$I_{y_n}^* = 5,92\text{E}+08 \quad [\text{mm}^4]$$

Momento sollecitante:

$$M_{freq} = 9,475 \quad [\text{kN/m}] \quad M_{qperm} = 9,15 \quad [\text{kN/m}]$$

Tensione nelle barre d'armatura inferiori:

$$\sigma_{s,freq} = 66 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \sigma_{s,qperm} = 64 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Fattore dipendente dalla durata dei carichi

$$k_t = 0,4 \quad [\text{adim}] \quad (0,6 \text{ per carichi di breve durata; } 0,4 \text{ per carichi di lunga durata})$$

Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria:

$$2,5 (h - d) = 157,5 \quad [\text{mm}]$$

$$(h - y_n) / 3 = 113 \quad [\text{mm}]$$

$$h / 2 = 200 \quad [\text{mm}]$$

$$h_{c,eff} = 113 \quad \text{altezza efficace dell'area di calcestruzzo attorno alle barre}$$

$$A_{c,eff} = 112888 \quad [\text{mm}^2]$$

Rapporto geometrico d'armatura efficace tesa:

$$\rho_{eff} = 0,0040 \quad [\text{adim}]$$

Tensione nell'armatura all'atto della fessurazione:

$$\sigma_{s,cr} = 271,54 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Valutazione della differenza tra lo stato deformativo medio delle barre d'armatura sotto la combinazione di carico pertinente e la deformazione media del calcestruzzo tra le fessure:

$$\text{Combinazione frequente:} \quad \epsilon_{sm} = -0,000978 \geq 0,000189$$

$$\text{Combinazione quasi permanente:} \quad \epsilon_{sm} = -0,000989 \geq 0,000182$$

$$\text{Distanza reciproca tra i baricentri delle barre di armatura tese:} \quad 295,3333 \quad [\text{mm}]$$

Distanza limite tra le barre d'armatura tese affinché le si possa considerare "con baricentri ragionevolmente vicini":

$$5 (c + \Phi/2) = 255 \quad [\text{mm}]$$

Distanza massima tra le fessure

$$k_3 = 3,4 \quad [\text{adim}]$$

$$k_1 = 0,8 \quad [\text{adim}] \quad \text{per barre ad aderenza migliorata}$$

$$k_2 = 0,5 \quad [\text{adim}] \quad (0,5 \text{ per flessione; } 1,0 \text{ per trazione pura)}$$

$$k_4 = 0,425 \quad [\text{adim}]$$

$$\text{per barre vicine:} \quad \Delta_{sm} = 662 \quad [\text{mm}]$$

$$\text{per barre spaziate:} \quad \Delta_{sm} = 440 \quad [\text{mm}]$$

**Ampiezza delle fessure:**

$$\begin{array}{ccccc} \Delta_{sm} & & \epsilon_{sm} & & w_{k,req} & & w_3 \\ [\text{mm}] & & [\text{adim}] & & [\text{mm}] & & [\text{mm}] \\ 440 & \times & 0,000189 & = & 0,141 & \leq & 0,40 \quad \text{ok} \end{array}$$

$$\begin{array}{ccccc} \Delta_{sm} & & \epsilon_{sm} & & w_{k,qperm} & & w_2 \\ [\text{mm}] & & [\text{adim}] & & [\text{mm}] & & [\text{mm}] \\ 440 & \times & 0,000182 & = & 0,137 & \leq & 0,30 \quad \text{ok} \end{array}$$

## 9. VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ CON LE STRUTTURE PREFABBRICATE

Le elaborazioni prima descritte vengono ora verificate in relazione ai carichi di progetto delle strutture prefabbricate fuori terra. La relazione di calcolo del prefabbricatore presa a riferimento è quella prodotta dalla ditta “Gazebo S.p.a.” di via Molino Vecchio n°9 – Gatteo (FC) a firma del ing. Lucchi Stefano datata 25.10.2022.

Analizzate le relazioni tecniche e i tabulati di calcolo si evince che i carichi presi in considerazione nel progetto, relativi alle strutture fuori terra, sono i seguenti:

- peso della vasca: 16000 kg
- peso della cabina: 9500 kg
- parti elettromeccaniche 300 kg
- acqua: 15700 kg

Le capacità portanti della soletta di copertura sono:

CABINA (325x250cm)

- permanenti: 400 kg/m<sup>2</sup>
- accidentali: 2000 kg/m<sup>2</sup>

VASCA (200x250cm)

- permanete: 500 kg/m<sup>2</sup>
- accidentale: 2000 kg/m<sup>2</sup>

Nella descrizione dei carichi accidentali viene associato alle solette di copertura la carrabilità dei manufatti. Questa specifica è da ricondurre alla standardizzazione delle procedure di prefabbricazione. Il progetto prevede la realizzazione di una copertura a struttura lignea.

Per quanto sopra descritto è possibile affermare che i sovraccarichi previsti ai capitoli 5.3 sono congrui alle specifiche di progetto e che i pesi propri strutturali e quelli permanenti non strutturali risultano essere cautelativi rispetto a quelli specificati dal prefabbricatore.

## 10. VALIDAZIONE DEI RISULTATI

Le elaborazioni prima descritte sono state verificate manualmente parzializzando la struttura e compiendo semplificazioni comunque capaci di rappresentare la costruzione in condizioni limite. Il programma di calcolo utilizzato è corredato da un proprio manuale di validazione reperibile online sul sito della software house Logical Soft Srl - piazza Garibaldi 253 – 20832 Desio (MB).

### Ca' Marietta 1

Al fine di verifica la bontà della soluzione proposta viene ora estratto dallo schema strutturale una striscia ideale di platea ordita nella direzione trasversale a quella di maggiori dimensioni. Idealizzando un flusso dei carichi unicamente governato dai muri perimetrali della vasca e una pressione di contatto approssimata ad uniformemente distribuita, viene, in via ampiamente cautelativa, valutato il momento negativo in mezzera alla platea.

$$M_{sd} = (0,05 \cdot 10^6) \frac{2,00^2}{8} = 25000 \quad [\text{Nm/m}]$$

Il valore ottenuto è da ritenersi come limite superiore. Verificato che quello determinato mediante la modellazione f.e.m. è inferiore a quello determinato con la schematizzazione appena descritta e osservato che le armature nella platea sono comunque in grado di offrire un momento resistente superiore a quello limite, è possibile ritenere valide le elaborazioni effettuate.

### Ca' Marietta 2

Con metodologia del tutto analoga a quella descritta per Ca' Marietta 1, si determina il seguente momento negativo sollecitante limite:

$$M_{sd} = (0,07 \cdot 10^6) \frac{2,50^2}{8} = 54687 \quad [\text{Nm/m}]$$

Anche in questo caso il valore determinato dalla modellazione f.e.m. è inferiore a quello limite stimato manualmente ed inoltre le armature presenti nella platea sono comunque in grado di offrire un momento resistente superiore a quello limite.



## **11. DICHIARAZIONE**

Si attesta che le presenti strutture sono state calcolate e verificate a norma delle vigenti disposizioni di legge D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni” e che gli elaborati grafici allegati alla presente sono completi e permetteranno la realizzazione delle strutture in progetto in tutte le loro parti.

Milano, giugno 2024

**IL PROGETTISTA**

Dott. Ing. Giovanni Battista Peduzzi

Ha collaborato:

Dott. Ing. Chiara Moscardini