

# Impianto eolico “Monte Pranu”

## Progetto definitivo

Oggetto:

**VIL.004 - Relazione di calcolo preliminare opere edili**

Proponente:



**Sardeolica Srl**  
Sesta Strada Ovest  
09068 Uta; ZI Macchiareddu  
Italy

Progettista:



**Stantec S.p.A.**  
Centro Direzionale Milano 2, Palazzo Canova  
Segrate (Milano)

Rev. N.	Data	Descrizione modifiche	Redatto da	Rivisto da	Approvato da
00	06/10/2023	Prima Emissione	A. Filiberti	L. Rossi	P. Polinelli
Fase progetto: <b>Definitivo</b>			Formato elaborato: <b>A4</b>		

Nome File: VIL.004.00 - Relazione di calcolo preliminare opere edili.docx

# Indice

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
1.1	DESCRIZIONE DEL PROPONENTE.....	3
1.2	CONTENUTI DELLA RELAZIONE.....	4
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO TERRITORIALE .....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO E FONTI CONSULTATE .....</b>	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI .....</b>	<b>8</b>
4.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	8
4.2	PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	9
4.3	CARICHI DI PROGETTO .....	11
4.3.1	Carichi permanenti.....	11
4.3.2	Sovraccarichi (Q) .....	11
4.4	MATERIALI .....	18
4.4.1	Calcestruzzo armato .....	18
4.4.2	Acciaio di armatura .....	18
4.5	SOFTWARE IMPIEGATO PER LE ANALISI FEM.....	20
4.5.1	Sistemi di riferimento .....	20
4.5.2	Elementi plate .....	20
4.5.3	Gradi di libertà degli elementi e ECS .....	21
4.5.4	Output delle azioni interne.....	22
4.6	ANALISI STRUTTURALE.....	26
4.6.1	Analisi strutturale tramite modello FEM .....	26
4.6.2	Geometria del modello .....	26
4.6.3	Vincoli 26	
4.6.4	Modalità di applicazione dei carichi .....	27
4.7	RISULTATI .....	30
4.8	VERIFICHE STRUTTURALI.....	33
4.9	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	35
4.9.1	Verifica a ribaltamento.....	35
4.9.2	Verifica a scorrimento .....	37
4.9.3	Verifica di capacità portante .....	39
<b>5</b>	<b>CONCLUSIONI GENERALI .....</b>	<b>40</b>

# Indice delle figure

Figura 2-1: Inquadramento territoriale dell'impianto eolico Monte Pranu .....	5
Figura 2-2: Inquadramento su ortofoto dell'area dell'impianto eolico Monte Pranu .....	6
Figura 4-1: Definizione degli elementi plate e rispettivi ECS.....	22
Figura 4-2: Convenzione dei segni per le forze nodali degli elementi plate .....	23
Figura 4-3: Convenzione dei segni per l'output delle forze per unità di lunghezza.....	24
Figura 4-4: Convenzione dei segni per le azioni flessionali fuori dal piano .....	24
Figura 4-5: Convenzione dei segni per le tensioni agenti .....	25
Figura 4-6: Determinazione delle principali componenti di tensione .....	25
Figura 4-7: Modello FEM, vista isometrica.....	26
Figura 4-8: Modello FEM – vincoli di appoggio .....	27
Figura 4-9: Modello FEM – vincoli a molla.....	27
Figura 4-10: Applicazione carico permanente non strutturale – peso del cabinato e apparecchiature (G2) .....	28
Figura 4-11: Applicazione carico permanente non strutturale – peso del terreno di ricoprimento (G2).....	28
Figura 4-12: Applicazione carico da vento (W) .....	28
Figura 4-13: Applicazione carico da neve (S) .....	29
Figura 4-14: Applicazione azione sismica 100% direzione X (Ex) .....	29
Figura 4-15: Applicazione azione sismica 100% direzione Y (Ey).....	29
Figura 4-16: Sollecitazioni flettenti $M_{xx}$ – Involuppo SLU [kN; m] .....	30
Figura 4-17: Sollecitazioni flettenti $M_{yy}$ – Involuppo SLU [kN; m] .....	30
Figura 4-18: Sollecitazioni taglianti $V_{xx}$ – Involuppo SLU [kN] .....	31
Figura 4-19: Sollecitazioni taglianti $V_{yy}$ – Involuppo SLU [kN] .....	31
Figura 4-20: Pressioni – Involuppo SLU [kPa] .....	32
Figura 4-21: Cedimenti – Involuppo SLU [cm] .....	32

# 1 PREMESSA

La società Sardeolica S.r.l., d'ora in avanti il proponente, intende realizzare un impianto di produzione di energia elettrica da fonte eolica nella provincia del Sud Sardegna, in agro del comune di Villaperuccio.

L'impianto in questione comprende 10 aerogeneratori, tutti situati nel comune di Villaperuccio. Ogni aerogeneratore è caratterizzato da un'altezza all'hub di 119 m ed un diametro fino a 162 m, arrivando a raggiungere un'altezza massima pari a 200 m. Gli aerogeneratori hanno potenza unitaria fino a 7,2 MW, per 72 MW di potenza totale. L'impianto verrà connesso alla RTN a 150 KV mediante cavidotto a 36 kV, il punto di connessione è ubicato lungo la linea RTN esistente S. Giovanni Suergiu - Villaperuccio.

I progetti del tipo in esame rispondono a finalità di interesse pubblico (riduzione dei gas ad effetto serra, risparmio di fonti fossili scarse ed importate) ed in quanto tali sono indifferibili ed urgenti, come stabilito dalla legge 1° giugno 2002, n. 120, concernente "Ratifica ed esecuzione del Protocollo di Kyoto alla Convenzione quadro delle Nazioni Unite sui cambiamenti climatici, fatto a Kyoto l'11 dicembre 1997" e dal D.Lgs. 29 dicembre 2003, n.387 "Attuazione della direttiva 2001/77/CE relativa alla promozione dell'energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili nel mercato interno dell'elettricità" e s.m.i..

L'utilizzo di fonti rinnovabili comporta infatti beneficio a livello ambientale, in termini di tonnellate equivalenti di petrolio (TEP) risparmiate e mancate emissioni di gas serra, polveri e inquinanti. Per il progetto in esame si stima una producibilità del parco eolico superiore a 145 GWh/anno (Produzione Media Annuale P50), che consente di risparmiare almeno 27.000 TEP/anno (fonte ARERA: 0,187 TEP/MWh) e di evitare almeno 57.700 ton/anno di emissioni di CO<sub>2</sub>(fonte ISPRA, 2022: 397,6 gCO<sub>2</sub>/kWh).

## 1.1 DESCRIZIONE DEL PROPONENTE

La Società che presenta il progetto è la Sardeolica S.r.l., con sede legale in VI strada Ovest, Z. I. Macchiareddu 09068 Uta (Cagliari) e sede amministrativa in Milano, c/o Saras S.p.A., Galleria Passarella 2, 20122 – Milano.

La Sardeolica S.r.l., costituita nel 2001, fa parte del Gruppo Saras ed ha come scopo la produzione di energia elettrica, lo studio e la ricerca sulle fonti di energia rinnovabili, la realizzazione e la gestione di impianti atti a sfruttare l'energia proveniente da fonti alternative.

È operativa dal 2005 con un Parco eolico composto da 57 aerogeneratori per una potenza totale installata di 128,4MW limitata a 126 MW, nei comuni di Ulassai e Perdasdefogu. La produzione a

regime è di circa 250 GWh/anno, corrispondenti al fabbisogno annuale di circa 85.000 famiglie e a 162.000 tonnellate di emissioni di CO<sub>2</sub> evitate all'anno.

A giugno 2021 è stata completata l'acquisizione del parco eolico di Macchiarèddu, battezzato "Amalteja", attraverso la formalizzazione dell'acquisto da parte di Sardegnaolica delle 2 società proprietarie, Energia Verde S.r.l. ed Energia Alternativa S.r.l. Il parco "Amalteja" ha una potenza complessiva di 45 MW ed è suddiviso nei due impianti di Energia Verde 21 MW (14 turbine) in esercizio dal 2008, e di Energia Alternativa da 24 MW (16 turbine) in esercizio dal 2012.

La produzione dei due parchi eolici è pari a circa 56 GWh/anno e consente di evitare emissioni di CO<sub>2</sub> per circa 36.000 ton/anno, provvedendo al fabbisogno elettrico annuo di circa 40.000 persone.

Sardegolica gestisce direttamente l'esercizio e la manutenzione dei Parchi eolici e assicura i massimi livelli produttivi di energia elettrica, adottando le migliori soluzioni del settore in cui opera, garantendo la salvaguardia della Salute e della Sicurezza sul Lavoro, dell'Ambiente, nonché della Qualità dei propri processi produttivi.

La società ha certificato il proprio Sistema di Gestione secondo gli standard ISO 45001 (Salute e Sicurezza sul Lavoro), ISO 14001 (Ambiente) e ISO 9001 (Qualità) e ISO 50001 (Energia). Inoltre è accreditata EMAS.

## **1.2 CONTENUTI DELLA RELAZIONE**

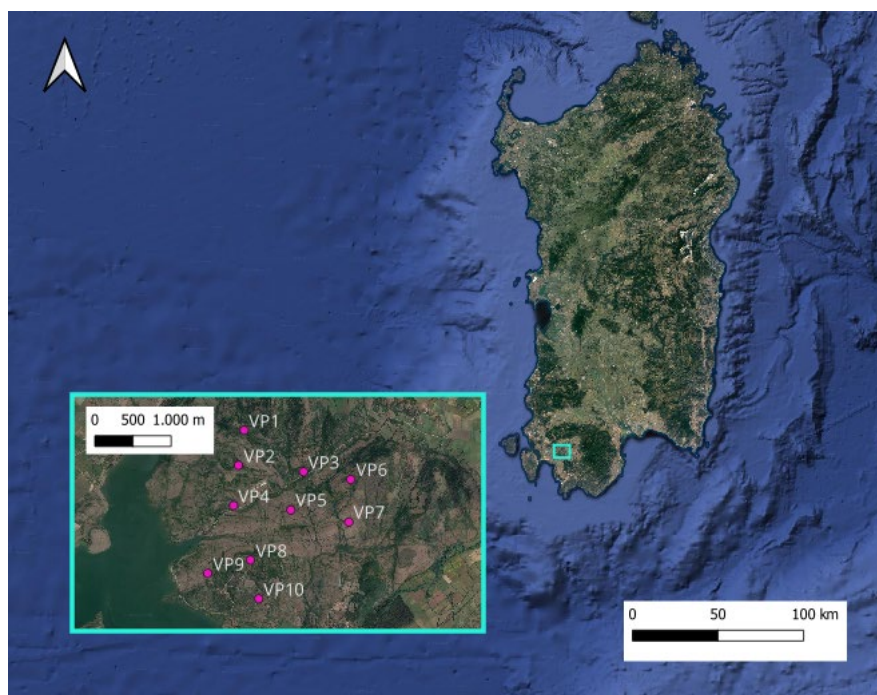
La presente relazione ha l'obiettivo di illustrare lo studio delle strutture necessarie a garantire i requisiti di sicurezza e di funzionalità dell'opera. In particolare, il presente elaborato il dimensionamento preliminare della fondazione della cabina di raccolta.

Nella valutazione dell'apparato fondale si è fatto riferimento allo studio preliminare geologico e geotecnico (elaborato "VIL.039 – Relazione geologica e geotecnica"), le assunzioni fatte dovranno essere verificate ed aggiornate nella progettazione esecutiva.

## 2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito in cui sarà ubicato il parco eolico di nuova costruzione è collocato nel comune di Villaperuccio, nella provincia del Sud Sardegna, in Sardegna.

L'impianto eolico denominato "Monte Pranu" è localizzato a circa 45 km dal capoluogo, a circa 4 km dal centro urbano del comune di Villaperuccio, ed a circa 4 km in direzione ovest e sud rispettivamente dai centri abitati dei comuni di Tratalias e Giba.



**Figura 2-1: Inquadramento territoriale dell'impianto eolico Monte Pranu**

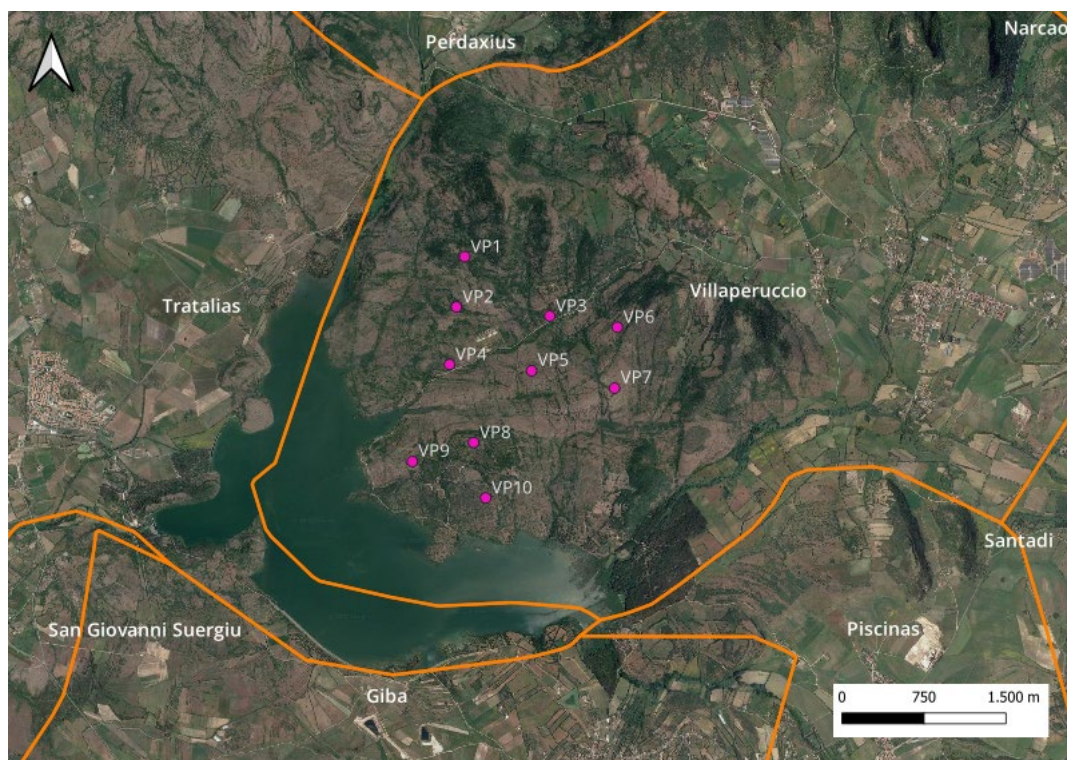
L'impianto eolico denominato "Monte Pranu" è situato in una zona prevalentemente collinare non boschiva caratterizzata da un'altitudine media pari a circa 100 m s.l.m., con sporadiche formazioni di arbusti e la presenza di terreni seminativi/incolti.

Il parco eolico ricade all'interno dei seguenti fogli catastali:

- Fogli 3,4,6,7 nel comune di Villaperuccio

In Figura 2-2 è riportato l'inquadramento territoriale dell'area nel suo stato di fatto e nel suo stato di progetto, con la posizione degli aerogeneratori su ortofoto.





**Figura 2-2: Inquadramento su ortofoto dell'area dell'impianto eolico Monte Pranu**

Si riporta in formato tabellare un dettaglio sulla localizzazione delle turbine eoliche di nuova costruzione, in coordinate Gauss-Boaga (EPSG 3003):

**Tabella 1: Localizzazione geografica degli aerogeneratori di nuova costruzione**

ID	Comune	Est	Nord	Quota (slm)
<b>VP1</b>	Villaperuccio	1467281,72	4329642,03	128
<b>VP2</b>	Villaperuccio	1467206,57	4329183,01	103
<b>VP3</b>	Villaperuccio	1468058,81	4329100,03	78
<b>VP4</b>	Villaperuccio	1467142,90	4328657,79	54
<b>VP5</b>	Villaperuccio	1467892,66	4328599,64	79
<b>VP6</b>	Villaperuccio	1468676,6	4328997,54	145
<b>VP7</b>	Villaperuccio	1468651,37	4328441,09	139
<b>VP8</b>	Villaperuccio	1467363,36	4327944,06	115
<b>VP9</b>	Villaperuccio	1466803,48	4327769,96	70
<b>VP10</b>	Villaperuccio	1467473,24	4327437,77	76

### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E FONTI CONSULTATE

Di seguito sono elencati i principali riferimenti Normativi a cui si farà riferimento nella presente relazione.

- [1] D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”
- [2] Circolare n.7 Reg. Atti Int. CONSUP del 21.01.2019 “Istruzioni per l'applicazione dello “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- [3] CNR-DT 207 R1/2018: “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”
- [4] UNI EN 1990. Criteri generali di progettazione strutturale.
- [5] UNI EN 1991-1-1 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- [6] UNI EN 1992-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici
- [7] UNI EN 1993-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici
- [8] UNI EN 1993-1-8 Parte 1-8: Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti
- [9] UNI EN 1997-1 Parte 1: Progettazione geotecnica. Regole generali
- [10] UNI EN 206-1. Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- [11] UNI 11104 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206



## 4 DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI

### 4.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere in progetto sono costituite da un basamento di fondazione per la cabina di raccolta. Tale struttura, realizzata in CAV (Calcestruzzo Armato Vibrato) di dimensioni in pianta 15 m x 8 m ed altezza 4 m, con una vasca inferiore per il passaggio dei cavi di altezza circa 1 m, è destinata a contenere le apparecchiature ed i quadri elettrici.

Si ipotizza come tipologia di opera fondazionale, una fondazione di tipo diretto, costituita da una platea in calcestruzzo armato gettata in opera, di dimensioni 16 x 9 m e spessore 0.30 m, su cui verrà appoggiata la vasca inferiore del cabinato. Al di sotto della fondazione, a contatto con il terreno, si prevede di interporre uno strato di calcestruzzo magro di spessore pari a 0.10 m. In fase esecutiva si provvederà a verificare ed eventualmente aggiornare il dimensionamento effettuato.

Si riportano planimetria, prospetti e sezioni della cabina di raccolta, estratte dall'elaborato "VIL.052 – Cabina di raccolta utente, planimetrie, prospetti e sezioni".

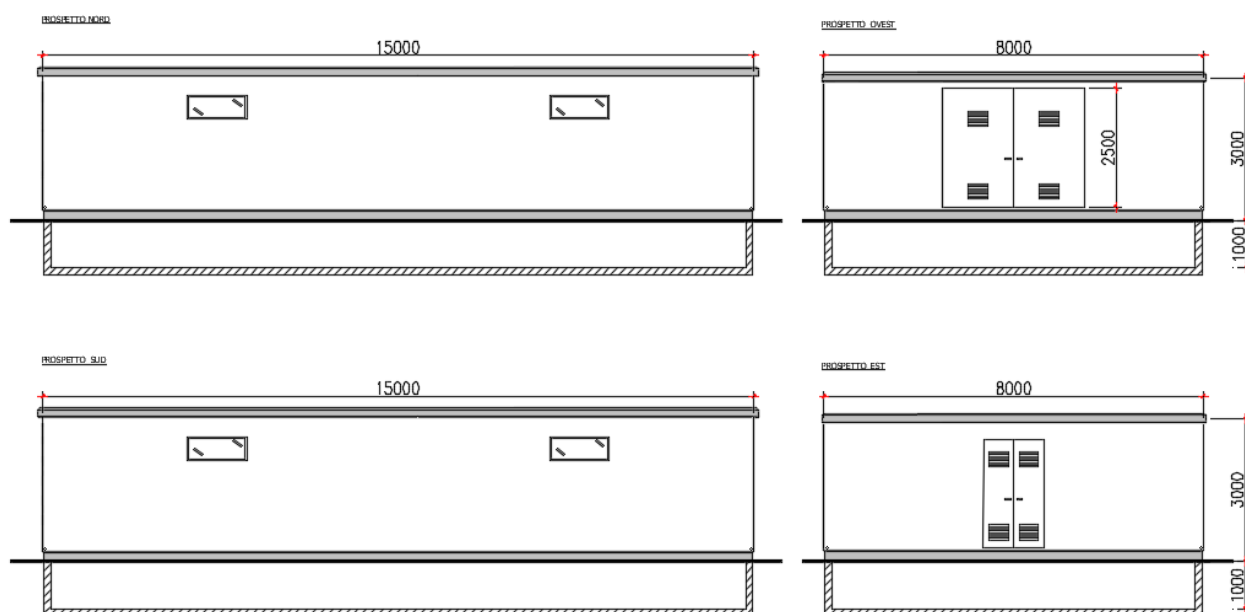
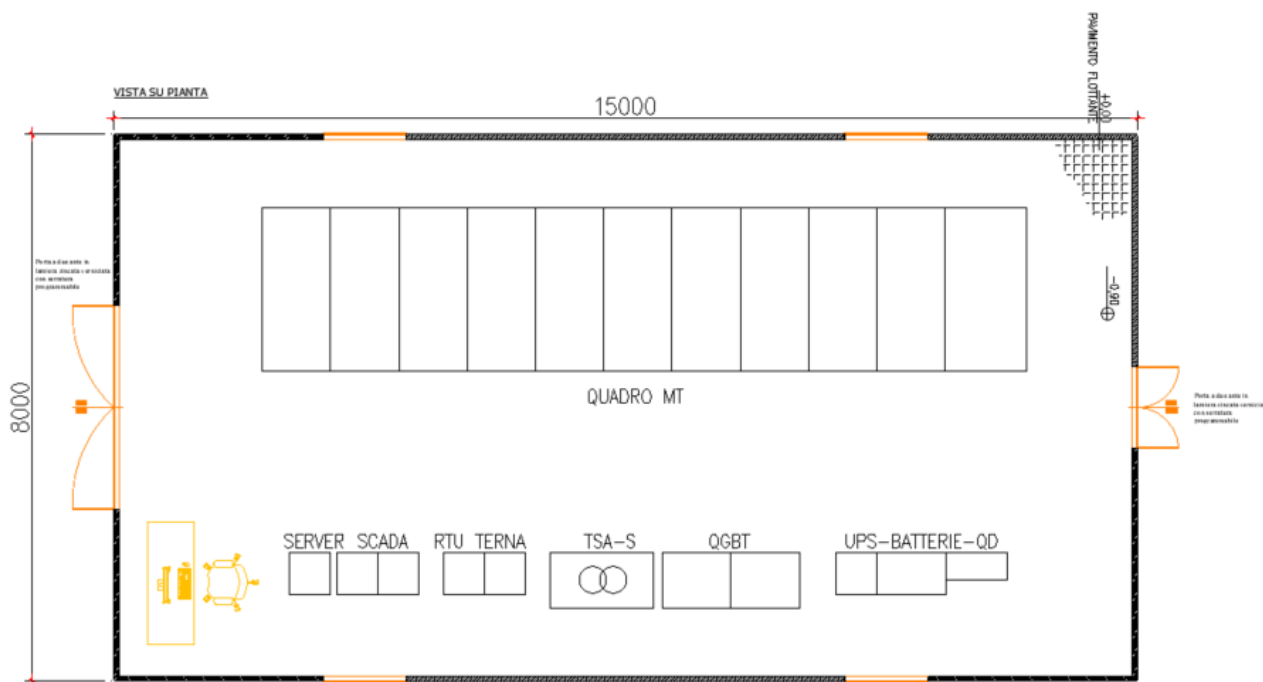


Figura 4-1 Cabina di raccolta: prospetti



**Figura 4-2 Cabina di raccolta: planimetria**

## 4.2 PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Sulla base delle proprietà dei terreni forniti dalla relazione geologica e geotecnica (elaborato "VIL.039 – Relazione geologica e geotecnica") è possibile individuare la seguente stratigrafia di progetto:

- 0 - 30 m da p.c.: litologie andesitico – basaltiche con differente grado di fratturazione

I relativi parametri geotecnici sono sintetizzati nella sottostante tabella 2:

**Tabella 2: Sintesi dei parametri geotecnici di progetto**

Strato	Peso di volume saturo ( $\gamma_{sat}$ ) (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c'$ (KPa)
Andesiti alterate	21	35	0

In cui:

$\gamma$ : peso di volume saturo

$\phi'$ : angolo di resistenza al taglio efficace

$c'$ : coesione efficace

Il grado di fratturazione dei litotipi è molto variabile in sito, con un RDQ (Rock Quality Designation) variabile tra 30% e 90%.

Infine, la falda di progetto è individuata entro la profondità di 10 m da p.c. per la turbina VP4; per le altre turbine di impianto si prevede che la soggiacenza della falda possa collocarsi a profondità maggiori di 30 m da p.c. Per il dimensionamento delle opere si assumerà la condizione più cautelativa, ovvero falda con soggiacenza a 10 m da p.c.

Data la natura del terreno e la sua massima portanza, si è deciso di dimensionare le platee di fondazione come “struttura su suolo alla Winkler” con valore di rigidezza da letteratura (Pozzati)  $k_w = 200000 \text{ kN/m}^3$ .

Nei capitoli successivi sono riportati i valori delle azioni sollecitanti derivanti dal calcolo con modello ad Elementi Finiti che fanno riferimento a quanto sopra descritto.

## 4.3 CARICHI DI PROGETTO

Per il dimensionamento preliminare della fondazione si è fatto riferimento a carichi usualmente compatibili con il cabinato e gli elementi in esso contenuti. In fase esecutiva occorrerà verificare il dimensionamento effettuato.

### 4.3.1 Carichi permanenti

#### 4.3.1.1 Pes permanenti strutturali e non strutturali (G1 + G2)

I carichi permanenti strutturali comprendono il peso proprio del basamento, calcolato in automatico dal software a elementi finiti, tenuto conto dei volumi degli elementi strutturali e del peso specifico dei materiali assegnati agli elementi. Per gli elementi in calcestruzzo armato si è considerato un peso specifico pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

I carichi permanenti non strutturali sono rappresentati dal peso proprio del cabinato e dal peso delle apparecchiature in esso contenute. I carichi stimati in questa fase, da verificare ed aggiornare in fase esecutiva, sono i seguenti:

Peso totale del cabinato, comprensivo di vasca: 23000 kg

Peso delle apparecchiature installate:

- Quadro MT = 14000 kg;
- Trasformatore MT/BT = 1000 kg;
- Quadro di bassa = 500 kg;
- UPS = 500 kg;
- Quadri automazione = 600 kg.

I pesi del cabinato e delle apparecchiature verranno applicati come distribuiti sulla rispettiva area di impronta.

Tra i carichi permanenti non strutturali si configura anche il peso del terreno di ricoprimento, con un peso specifico pari a 21 kN/mc. Tale carico viene applicato come uniformemente distribuito nelle porzioni di platea esterne al cabinato.

### 4.3.2 Sovraccarichi (Q)

#### 4.3.2.1 Carichi indotti dal vento (W)

L'azione del vento viene calcolata sulla base di quanto riportato nelle norme D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" e CNR-DT 207 R1/2018: "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

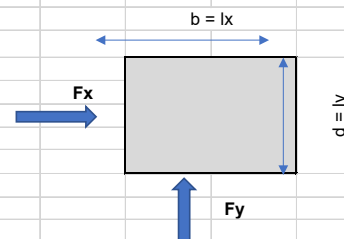
Nota la posizione geografica e l'altezza sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione si procede alla determinazione della pressione di picco del vento.

### DM 2018 - Capitolo 3.3 Azione del vento

ZONA		6_Sardegna (zona a occidente)	
$a_s$	m	75	quota sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione
$a_0$	m	500	quota s.l.m. di riferimento
$v_{b,0}$	m/s	28	velocità di riferimento del vento
$k_s$		0.36	
$c_a$		1	coefficiente d'altitudine
$v_b$	$c_a v_{b,0}$	28	velocità di riferimento del vento per $T_R = 50$ anni
$T_R$	anni	50	periodo di ritorno di progetto dell'azione del vento
$\alpha_R$	$0.75 \cdot [1 - 0.2 \cdot \ln(-\ln(1 - 1/T_R))]$	1.00	coefficiente legato al periodo di ritorno di progetto
$v_r$	$\alpha_R v_b$	28.00	velocità di riferimento del vento associata al tempo di ritorno di progetto
$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	1.25	densità dell'aria
$q_r$	$\frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2$	0.49	pressione cinetica di riferimento
CLASSE DI RUGOSITÀ DEL TERRENO		D	Aree prive di ostacoli
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DEL SITO		I	
$k_r$		0.17	fattore di terreno
$z_0$	m	0.01	altezza di rugosità
$z_{min}$	m	2	altezza minima
$c_t$		1	coefficiente di topografia
$c_{e,min}(z)$	$c_e(z_{min})$	1.883	coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$

L'azione del vento a cui sono soggette le strutture viene valutata facendo riferimento alla trattazione per edificio rettangolare secondo quanto indicato dalla norma CNR-DT 207 R1/2018: "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" e riportandone gli effetti in fondazione. La forza massima risultante dalla somma delle forze sulla parete sopravvento e sottovento è pari a 24.5 kN. Se ne riporta il calcolo:

Simbolo		u.m.	grandezza	descrizione	
$h$		m	3	altezza dell'edificio	
$h_{SLM}$		m	75	quota del sito sul livello del mare	
$b$		m	15	dimensione dell'edificio in direzione X	
$d$		m	8	dimensione dell'edificio in direzione Y	
$q_r$		kN/m <sup>2</sup>	0.49		
$k_r$			0.17	fattore di terreno	
$z_0$		m	0.01	altezza di rugosità	
$z_{min}$		m	2	altezza minima	
$c_t$			1	coefficiente di topografia	
$c_{e,min}$	$c_e(z_{min})$	m	1.883	coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$	
$cf$	Scabra (cemento a faccia scabra, catrame, ...)		0.02	coefficiente d'attrito	
$cd$			1	coefficiente dinamico	



VENTO DIREZIONE Y			Criterio di calcolo		Edificio basso				
$z_{e,BOT}$			$m$	3.00					
$p_{SOP}$			0.72	coefficiente di pressione sulla faccia sopravento					
$p_{SOT}$			-0.34	coefficiente di pressione sulla faccia sottovento					
$C_{P,L}$			-0.66	coefficiente di pressione sulla faccia laterale					
$p_{COP}$			-0.80	coefficiente di pressione per coperture piane					
FORZE SU PARETE SOPRAVENTO									
LIVELLO	$z_{REL}$	$z_{SLM}$	$z_{e,SOP}$	$h_{LIV}$	$ce(z)$	$qp$	$p_{SOP}$	$A_{SOP}$	$F_{SOP}$
	$m$	$m$	$m$	$m$		$kN/m^2$	$kN/m^2$	$m^2$	$kN$
LCO	3	78	3	1.5	2.094	1.026	0.739	22.50	16.62
L02	0	75	3	1.5	2.094	1.026	0.739	22.50	16.62

FORZE SU PARETE SOTTOVENTO									
LIVELLO	$z_{REL}$	$z_{SLM}$	$z_{e,SOT}$	$h_{LIV}$	$ce(z)$	$qp$	$p_{SOT}$	$A_{SOT}$	$F_{SOT}$
	$m$	$m$	$m$	$m$		$kN/m^2$	$kN/m^2$	$m^2$	$kN$
LCO	3	78	3	1.5	2.094	1.026	-0.349	22.50	-7.85
L02	0	75	3	1.5	2.094	1.026	-0.349	22.50	-7.85

Tale forza, risultante ad un'altezza pari a 1.5 m (metà dell'altezza fuori terra del cabinato), viene riportata in fondazione, unita al momento flettente che genera (36.8 kNm), ed applicata in un nodo centrale alla platea.

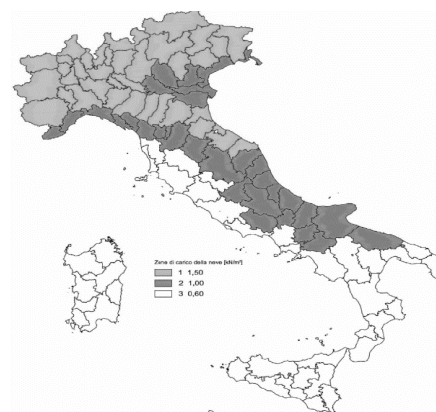
#### 4.3.2.2 Carichi indotti dalla neve (S)

Si riportano di seguito i parametri per il calcolo dell'azione della neve per il sito in esame:

##### AZIONI DELLA NEVE NTC2018 § 3.4

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

	<b>Zona III</b>		
$a_s$	$m$	75	altitudine di riferimento del sito di costruzione
$q_{sk}$	$kN/m^2$	0.60	valore di riferimento del carico della neve al suolo
$C_E$	Normale	1.00	coefficiente di esposizione
$C_t$		1.00	coefficiente termico



Il valore di carico da neve si considera agente come distribuito sul perimetro del cabinato per ottenere una forza risultante pari a ( $q_{sk} \cdot \text{Area cabinato} = 72 \text{ kN}$ ).



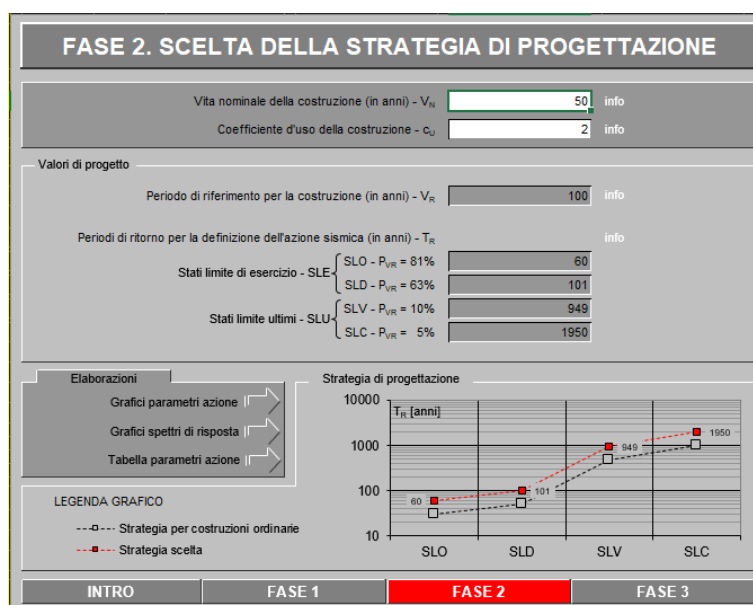
#### 4.3.2.3 Azione sismica (E)

L'azione sismica è tradotta da spettri in accelerazione. Si persegue l'obiettivo di una progettazione non dissipativa, le valutazioni sismiche verranno quindi eseguite su spettri di progetto elastici, adottando un fattore di comportamento  $q=1$ .

Si definisce una vita nominale per la struttura  $V_N = 50$  anni e una classe d'uso IV. In queste condizioni si ottiene un periodo di riferimento per la costruzione pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

Da cui ne deriveranno i periodi di ritorno determinati nella seguente figura.



Per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono stati considerati i parametri di azione sismica della regione Sardegna, uniformi su tutto il territorio regionale:

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	60	0.025	2.685	0.299
Danno (SLD)	101	0.031	2.730	0.307
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.060	2.976	0.371
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.071	3.061	0.393

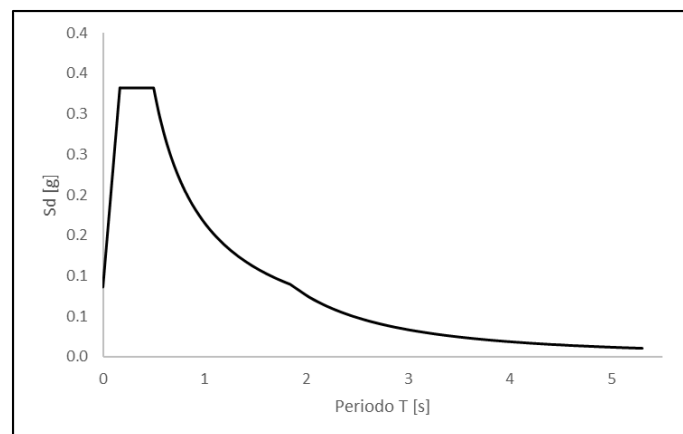
Dalle relazioni geologica e geotecnica è stato rilevato che la Categoria di Sottosuolo che interessa il sito di progetto è la **B** mentre la Categoria Topografica è **T2**.

Si riportano di seguito le espressioni ed i parametri caratterizzanti lo spettro di risposta orizzontale allo SLV:

Espressioni dei parametri dipendenti	
$S = S_s \cdot S_T$	(NTC-08 Eq. 3.2.5)
$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$	(NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)
$T_B = T_C / 3$	(NTC-07 Eq. 3.2.8)
$T_C = C_C \cdot T_C^*$	(NTC-07 Eq. 3.2.7)
$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$	(NTC-07 Eq. 3.2.9)
Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)	
$0 \leq T < T_B$	$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
$T_C \leq T < T_D$	$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

Accelerazione al suolo					$a_g =$	0.060	[g]	
Fattore di amplificazione dello spettro					$F_0 =$	2.976	[-]	
					$T_C^* =$	0.371	[s]	
					$g$	9.81	m/s <sup>2</sup>	
Categoria di sottosuolo						B		
Categoria topografica						T2		
Coefficiente amplificazione stratigrafica					$S_s =$	1.2		
Coefficiente di amplificazione topografica					$S_T =$	1.2		
Coefficiente S			$S = S_s \cdot S_T$		$S$	1.4		
Coefficiente $C_C$					$C_C$	1.3		
Smorzamento Convenzionale						SI		
Coefficiente di smorzamento viscoso non convenzionale					$\zeta$	1.00		
Fattore che altera lo spettro			$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)}$		$\eta$	1.0		
$T_C$			$T_C = C_C \cdot T_C^*$		$T_C$	0.498	[s]	
$T_B$			$T_B = T_C/3$		$T_B$	0.166	[s]	
$T_D$			$T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$		$T_D$	1.840	[s]	

Si riporta l'andamento dello spettro di risposta orizzontale SLV:



**Figura 4-3 Spettro di risposta SLV**

Per una stima approssimativa del periodo di vibrazione fondamentale si fa riferimento alla formula riportata nel paragrafo C7.3.2 della Circolare n.7 Reg. Atti Int. CONSUP del 21.01.2019 "Istruzioni per l'applicazione dello "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, attraverso l'espressione  $T_1 = C_1 * H^{3/4}$ . Si ottiene  $T_1 = 0.050 * (4)^{3/4} = 0.14$  s.

Per tale periodo di vibrazione si ha  $S_e = 0.23$  [g]

Considerando una massa sismica pari alla somma dei pesi propri strutturali e non strutturali si ottiene:

$$m = 150459 \text{ kg}$$

Noti l'accelerazione sismica, il periodo di vibrazione fondamentale e la massa sismica è possibile determinare la forzante sismica. Si ottiene:

$$F_h = 339.5 \text{ kN}$$

Tale forza si assume preliminarmente ripartita in parti uguali in corrispondenza delle masse presenti nel cabinato. Si assume preliminarmente applicata ad un'altezza pari a 1.5 m (metà dell'altezza fuori terra del cabinato), viene riportata in fondazione, unita al momento flettente che genera.

#### 4.3.2.4 Combinazioni di carico

Le azioni precedentemente descritte per ciascuna struttura vengono successivamente combinate attraverso gli opportuni coefficienti previsti dalla Normativa.

Combinazione fondamentale SLU:

$$\gamma G_1 * G_1 + \gamma G_2 * G_2 + \gamma P * P + \gamma Q_1 * Q_{k1} + \gamma Q_2 * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma Q_3 * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica:

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

**Tabella 3: Carichi e combinazioni di carico**

Casi di carico	
Cat.	
G1	pesi permanenti strutturali
G2	pesi permanenti non strutturali
W	carico da vento
S	carico da neve
Ex	sisma direzione X
Ey	sisma direzione Y

COMBO	ACTIVE		$G_1$	$G_2$	$W$	$S$	$E_x$	$E_y$
SLU1	Active	Add	1.30	1.50	1.50	0.75		
SLU2	Active	Add	1.30	1.50	0.90	1.50		
SLU3	Active	Add	1.00	0.80	1.50			
SISMAx	Active	Add	1.00	1.00			1.00	0.30
SISMAy	Active	Add	1.00	1.00			0.30	1.00

Inoltre, è stata introdotta una combinazione di involucro delle combinazioni di carico "SLU", "SISMAx" e "SISMAy", dove per "SISMA" è stata considerata la forza  $F_h$  (con accelerazione relativa al tempo di ritorno dello Stato Limite di Vita) calcolata nel precedente paragrafo 4.3.2.3 e il relativo momento flettente che ne genera.

## **4.4 MATERIALI**

### **4.4.1 Calcestruzzo armato**

#### **4.4.1.1 Magrone**

Il getto di magrone posto al fine di realizzare il piano di posa dei plinti è realizzato con calcestruzzo di classe di resistenza C12/15 che presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 27000 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 12 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 6.8 \text{ MPa } (0.85f_{ck}/1.5)$$

#### **4.4.1.2 Basamento**

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione del basamento di fondazione è di classe di resistenza C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 33300 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 18.13 \text{ MPa } (=0.85f_{ck}/1.5)$$

Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC4 (Bagnato, raramente asciutto)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

#### **4.4.2 Acciaio di armatura**

L'acciaio impiegato per le armature di strutture in CA deve essere di tipo B450C e presentare le seguenti caratteristiche:

$$E = 200000 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.30;$$

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6};$$

$$\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa};$$

$$f_{uk} = 540 \text{ Mpa}.$$



## 4.5 SOFTWARE IMPIEGATO PER LE ANALISI FEM

Le sollecitazioni di progetto utili per la verifica delle strutture sono state desunte da un modello agli elementi finiti tridimensionale elaborato con il codice di calcolo Midas Gen di Midas Information Technology di estesa commercializzazione.

I modelli strutturali sono stati realizzati congruentemente alle geometrie strutturali e alle caratteristiche dei materiali rappresentate negli elaborati strutturali di progetto.

### 4.5.1 Sistemi di riferimento

In Midas Gen sono definiti i seguenti sistemi di coordinate

- Global Coordinate System (GCS)
- Element Coordinate System (ECS)
- Node local Coordinate System (NCS)

Il GCS usa le lettere maiuscole X, Y e Z per definire un sistema di coordinate cartesiane globale, che segue la regola della mano destra. È utilizzato per la maggior parte della definizione degli input, compreso ad esempio la definizione dei nodi e la restituzione di risultati globali ad essi associati, quali spostamenti e reazioni vincolari.

Il GCS definisce la posizione geometrica della struttura da analizzare e il suo punto di riferimento (l'origine) è automaticamente fissata al set di coordinate (0,0,0). Dal momento che la direzione verticale è rappresentata dall'asse Z è convenzionale modellare le strutture nel loro sviluppo verticale lungo questo asse.

L'ECS usa le lettere minuscole x,y e z per definire un sistema di riferimento cartesiano, che segue la regola della mano destra, associati a un elemento. I risultati delle analisi in termini di forze interne e tensioni e la maggior parte degli input associati al singolo elemento sono espressi in questo sistema di coordinate locali.

### 4.5.2 Elementi plate

Gli elementi planari a 3 o 4 nodi sono definiti come elementi plate (i nodi che definiscono l'elemento saranno chiamati N1, N2, N3 e, nel caso di elemento a 4 nodi, N4). Questa tipologia di elemento è capace di tener conto di tensioni e compressioni nel piano, sforzi di taglio dentro e fuori dal piano e sollecitazioni di momento flettente nel piano.

Questo elemento può essere utilizzato per modellare strutture in cui sono permesse sia flessioni nel piano sia fuori dal piano, ad esempio per definire serbatoi in pressioni, muri di contenimento, impalcati da ponte, impalcati di edifici, fondazioni continue.

I carichi di pressione possono essere applicati sulle superfici degli elementi secondo i sistemi di riferimento GCS o ECS.

Un elemento plate può avere forma quadrilatera o triangolare, con rigidità assiale e a taglio nel piano e rigidità flessionale e a taglio fuori dal piano di riferimento.

Il comportamento flessionale degli elementi plate è descritto secondo due approcci: DKT/DKQ (Discrete Kirchhoff elements) e DKMT/DKMQ (Discrete Kirchhoff-Mindlin elements). DKT/DKQ è sviluppato sulla base della teoria della teoria di Kirchhoff per elementi bidimensionali sottili, DKMT/DKMQ è sviluppata sulla base della teoria Mindlin-Reissner per elementi bidimensionali moderatamente spessi.

Il comportamento nel piano è formulato in accordo alla teoria LST (Linear Strain Triangle) per gli elementi a 3 nodi e in accordo alla formulazione degli elementi isoparametrici a tensione piana con aggiunta di modi incompatibili per gli elementi a 4 nodi.

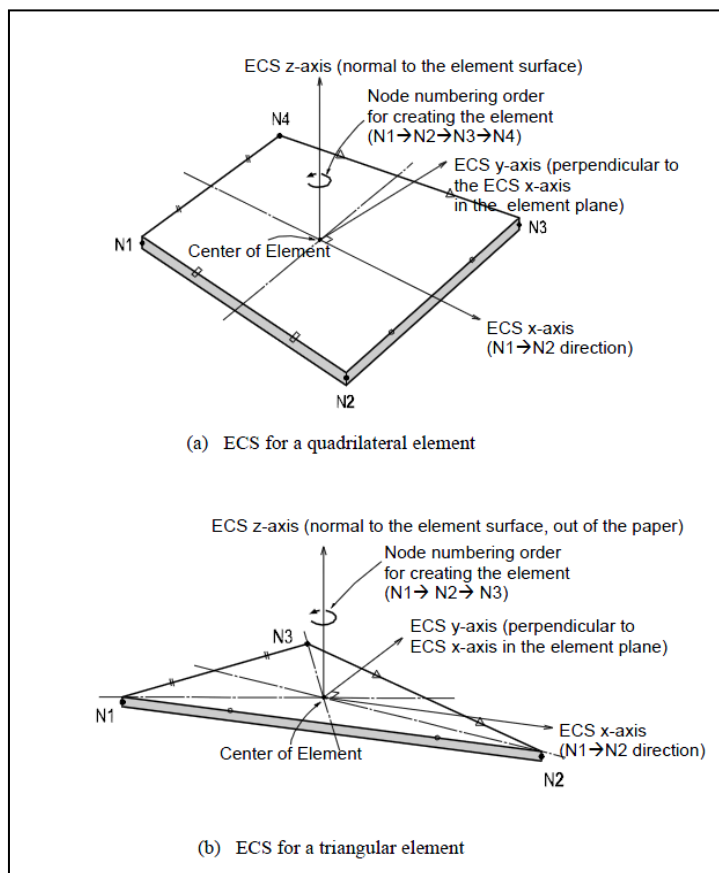
In generale, la rigidità è valutata in maniera automatica dal software a partire dallo spessore e dai parametri meccanici definiti dall'utente per gli elementi; il peso proprio strutturale e la massa strutturale di un elemento plate sono valutati in maniera automatica dal software a partire dallo spessore assegnato all'elemento e da peso nell'unità di volume e densità di massa definita per il materiale assegnati all'elemento.

#### **4.5.3 Gradi di libertà degli elementi e ECS**

Il sistema di riferimento ECS di ogni elemento è utilizzato quando il programma calcola la matrice di rigidità per l'elemento. Gli output grafici delle componenti di sollecitazione sono riportate anche nell'ECS nella fase di post-processing.

I gradi di libertà traslazionali esistono nell'ECS come direzioni XYZ e le rotazioni sono definite rispetto agli assi x e y dell'ECS. Le direzioni degli assi dell'ECS sono rappresentate nella Figura 4-1: Definizione degli elementi plate e rispettivi ECS. In caso di elementi quadrilateri, la direzione del pollice rispetto alla regola della mano destra definisce l'asse Z dell'ECS. La direzione di rotazione (N1, N2, N3, N4) segue la regola della mano destra e definisce la direzione del verso positivo. L'asse Z dell'ECS ha origine dal centro della superficie dell'elemento e ha direzione perpendicolare a essa. La linea che connette il punto medio tra N1 e N4 e il punto medio tra N2 e N3 definisce la direzione dell'asse x. La direzione perpendicolare all'asse x diventa la direzione dell'asse y dell'ECS con verso stabilito dalla regola della mano destra.

Per un elemento triangolare, la linea parallela alla direzione che va da N1 a N2, passante per il centro dell'elemento diventa l'asse X dell'ECS. Le direzioni y e z sono definite come per gli elementi a 4 lati prima descritti.



**Figura 4-1: Definizione degli elementi plate e rispettivi ECS**

#### 4.5.4 Output delle azioni interne

La convenzione dei segni per le azioni interne di un elemento plate e per le sollecitazioni è definita sia dall'ECS che dal GCS.

I seguenti risultati di output sono definiti con riferimento all'ECS:

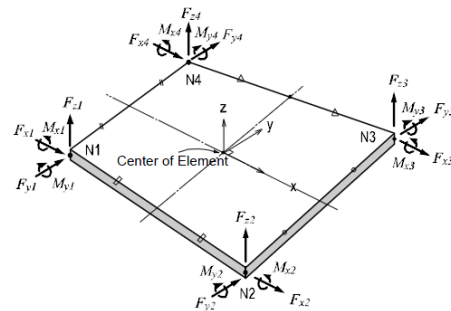
- Azioni sui nodi di connessione
- Azioni per unità di lunghezza sui nodi di connessione e sul baricentro dell'elemento
- Tensioni sulla superficie superiore e inferiore in corrispondenza dei nodi di connessione

In ogni nodo, moltiplicando ogni componente di spostamento nodale per la corrispondente componenti di rigidezza viene determinata l'azione dell'elemento sul nodo.

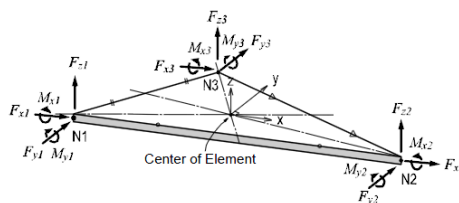
Per calcolare le forze per unità di lunghezza in un nodo di connessione o nel baricentro di un elemento, le tensioni sono calcolate separatamente per il comportamento nel piano e quello fuori dal piano e integrate nella direzione dello spessore.

Nelle figure successive sono mostrate le convenzioni secondo le quali sono esplicitate le sollecitazioni sugli elementi plate. Le frecce indicano il verso positivo delle forze.

\* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.



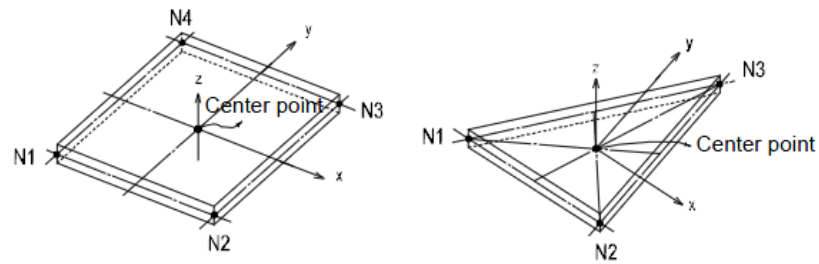
(a) Nodal forces for a quadrilateral element



(b) Nodal forces for a triangular element

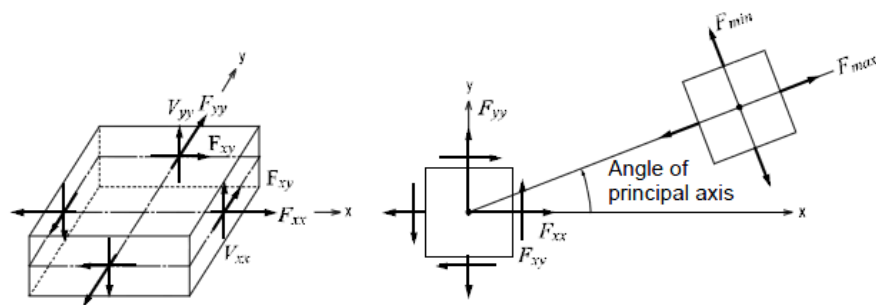
**Figura 4-2: Convenzione dei segni per le forze nodali degli elementi plate**

\* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.



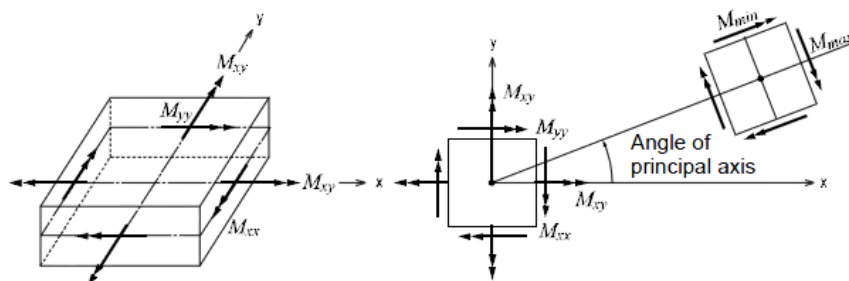
•: Out put locations of element forces per unit length

(a) Output locations of element forces



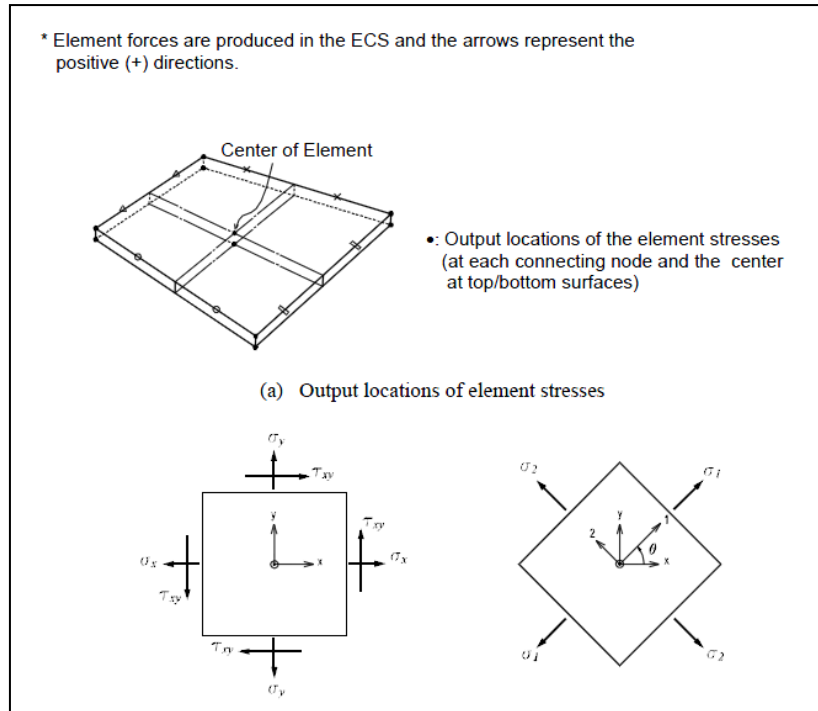
(b) Forces per unit length due to in-plane actions at the output locations

**Figura 4-3: Convenzione dei segni per l'output delle forze per unità di lunghezza**

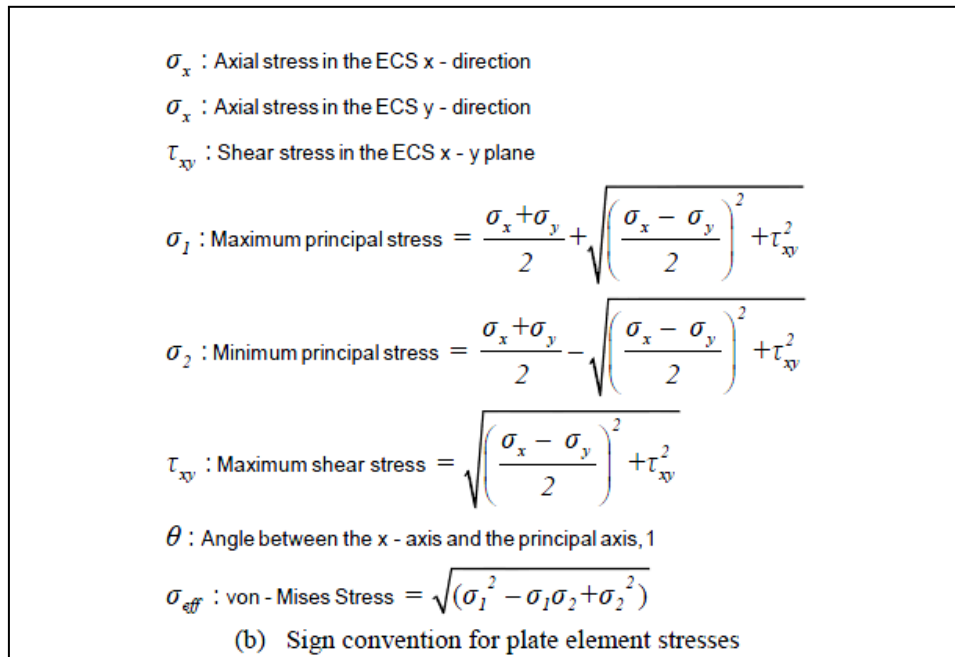


(c) Moments per unit length due to out-of-plane bending actions at the output locations

**Figura 4-4: Convenzione dei segni per le azioni flessionali fuori dal piano**



**Figura 4-5: Convenzione dei segni per le tensioni agenti**



**Figura 4-6: Determinazione delle principali componenti di tensione**



## 4.6 ANALISI STRUTTURALE

### 4.6.1 Analisi strutturale tramite modello FEM

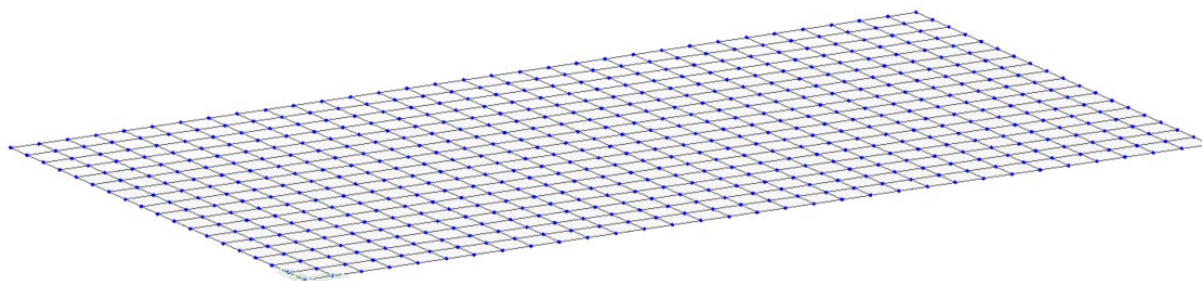
L'analisi strutturale è stata effettuata utilizzando il software MidasGen 2023, realizzando un modello ad elementi finiti tridimensionale. Gli elementi strutturali sono stati schematizzati mediante elementi finiti di tipo plate, introducendo le condizioni di vincolo esterno.

Le azioni di vento e sisma verranno applicate con approccio statico equivalente, secondo la determinazione dei loro effetti calcolati nei capitoli precedenti.

Nei successivi paragrafi vengono riportati con maggiore dettaglio le ipotesi poste alla base delle analisi.

### 4.6.2 Geometria del modello

Il basamento è stato discretizzato attraverso una mesh di elementi plate assegnando lo spessore effettivo della platea. Il modello segue quindi con la variazione di peso e rigidezza della sezione resistente e la forma del basamento.



*Figura 4-7: Modello FEM, vista isometrica*

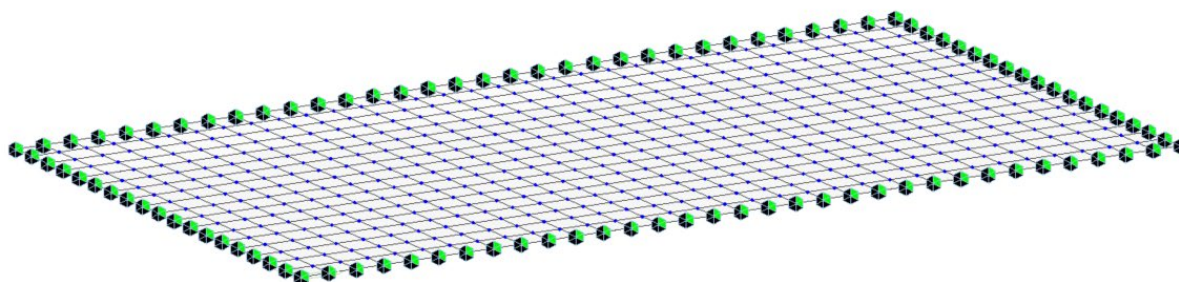
### 4.6.3 Vincoli

Le fondazioni del cabinato sono realizzate mediante platee di fondazione in calcestruzzo armato. La resistenza alla traslazione orizzontale dovrà essere garantita mediante l'attrito tra il blocco di fondazione e la superficie di appoggio. In questa sede si è provveduto a bloccare orizzontalmente le traslazioni degli elementi che riguardano le fondazioni.

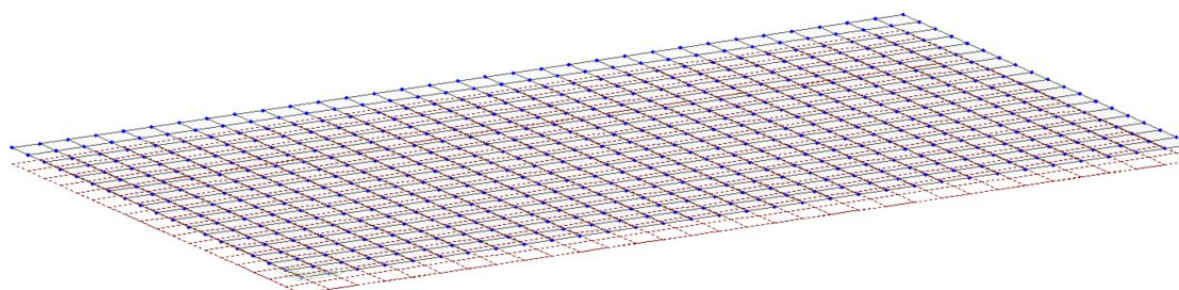
In relazione alla deformabilità del piano fondazione si è invece pensata da deformabilità del terreno rispetto alla verticale in modo da vincolare verticalmente il modello FEM. Per fare ciò sono state

assegnate ai nodi della platea delle molle verticali in modo da emulare un comportamento alla Winkler. A scopo cautelativo è stata assunto un valore di costante di rigidezza da letteratura pari a  $k_w = 200000 \text{ kN/m}^3$ .

Si riportano immagini rappresentative delle condizioni di vincolo introdotte.



*Figura 4-8: Modello FEM – vincoli di appoggio*



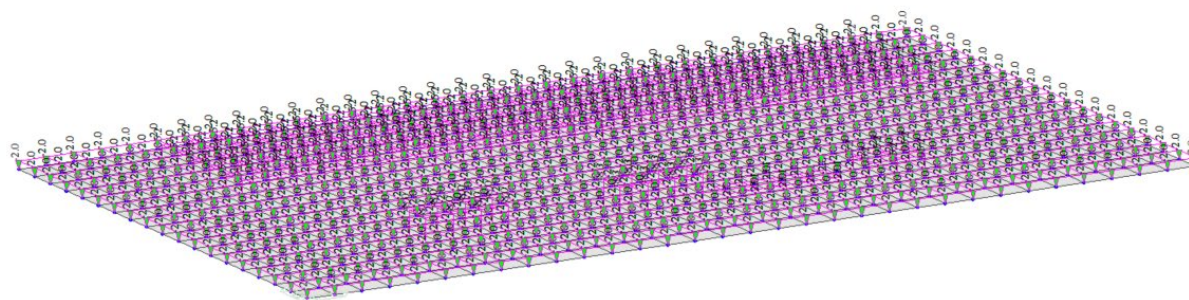
*Figura 4-9: Modello FEM – vincoli a molla*

#### **4.6.4 Modalità di applicazione dei carichi**

Si riportano nel presente paragrafo le modalità di applicazione dei carichi di progetto descritti nel precedente paragrafo 4.3.

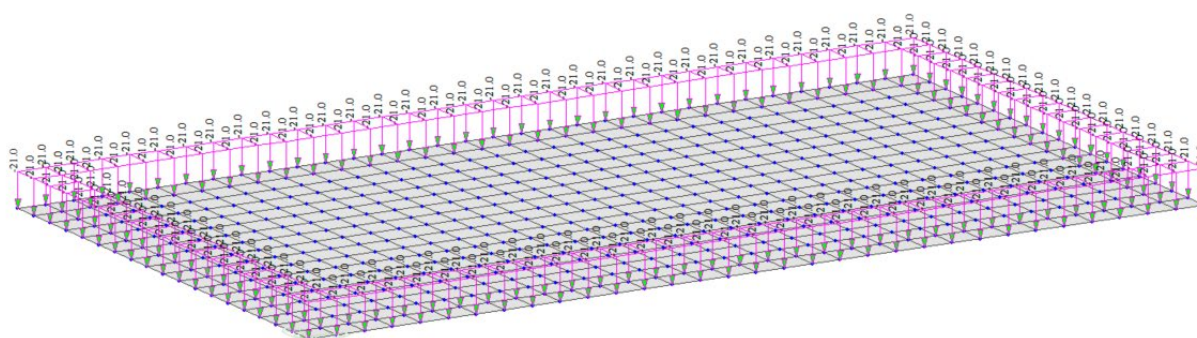
##### **Carichi permanenti non strutturali (G2)**

Peso del cabinato e delle apparecchiature.



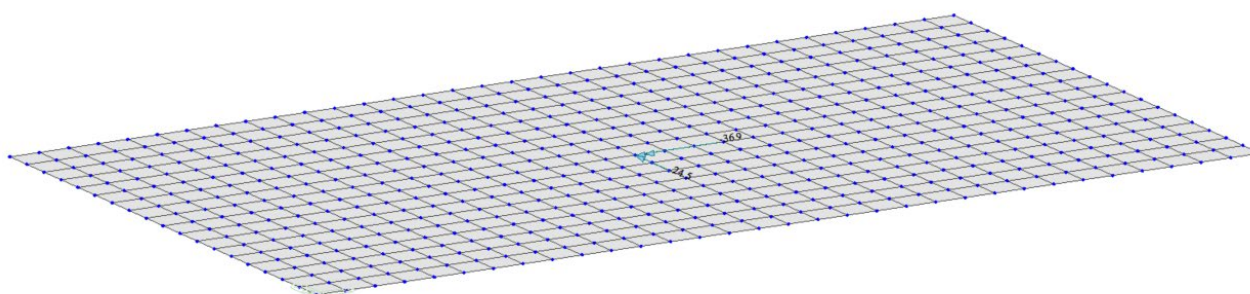
**Figura 4-10: Applicazione carico permanente non strutturale – peso del cabinato e apparecchiature (G2)**

### Peso del terreno di ricoprimento (G2)



**Figura 4-11: Applicazione carico permanente non strutturale – peso del terreno di ricoprimento (G2)**

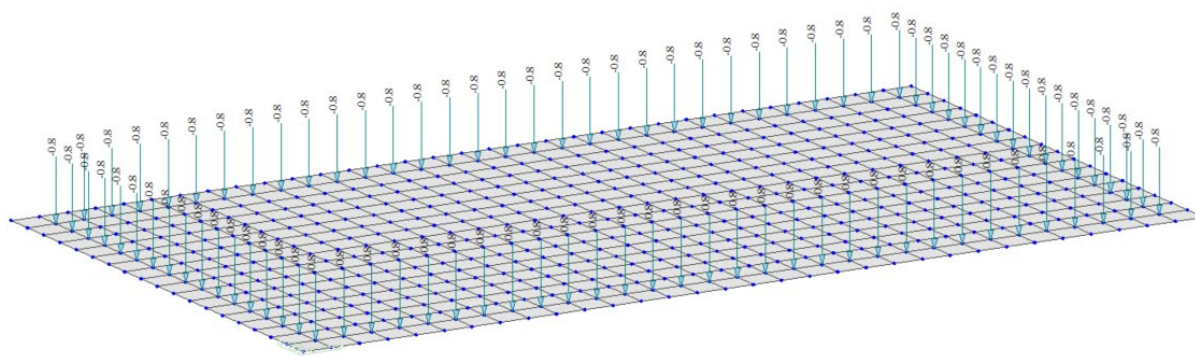
### Carico da vento (W)



**Figura 4-12: Applicazione carico da vento (W)**

### Carico da neve (S)

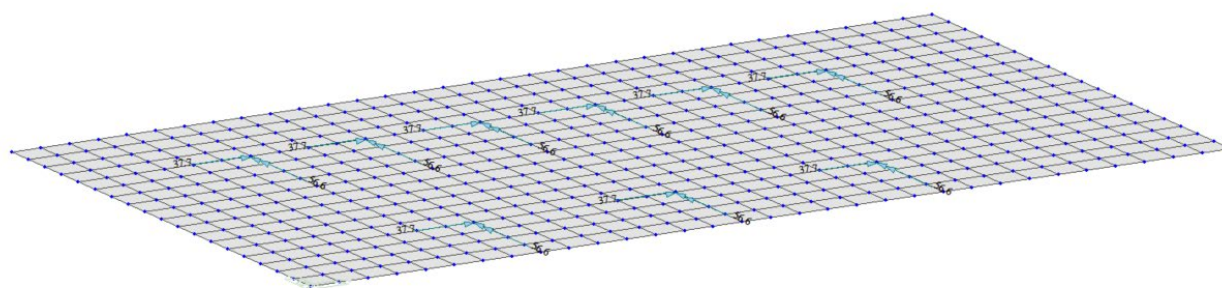




**Figura 4-13: Applicazione carico da neve (S)**

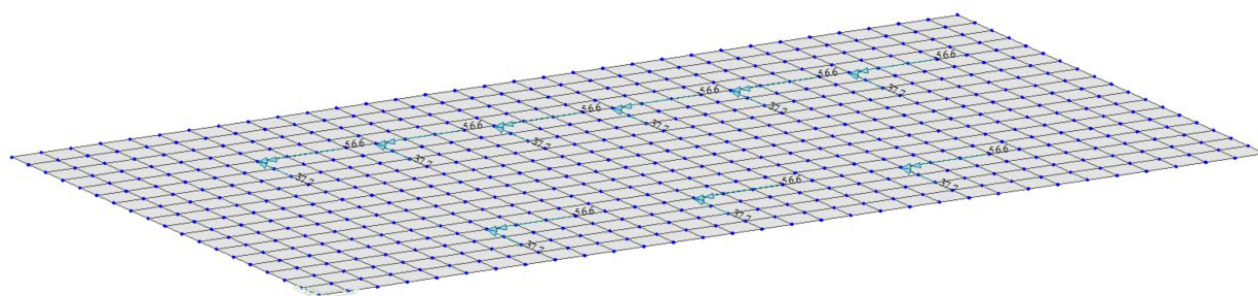
### Azione sismica (E)

Carichi per azione sismica agente nella direzione prevalente X (100%).



**Figura 4-14: Applicazione azione sismica 100% direzione X (Ex)**

Carichi per azione sismica agente nella direzione prevalente Y (100%).



**Figura 4-15: Applicazione azione sismica 100% direzione Y (Ey)**

## 4.7 RISULTATI

Di seguito si riportano le immagini rappresentative delle massime sollecitazioni flettenti, nelle due direzioni principali X ed Y, per l'involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.

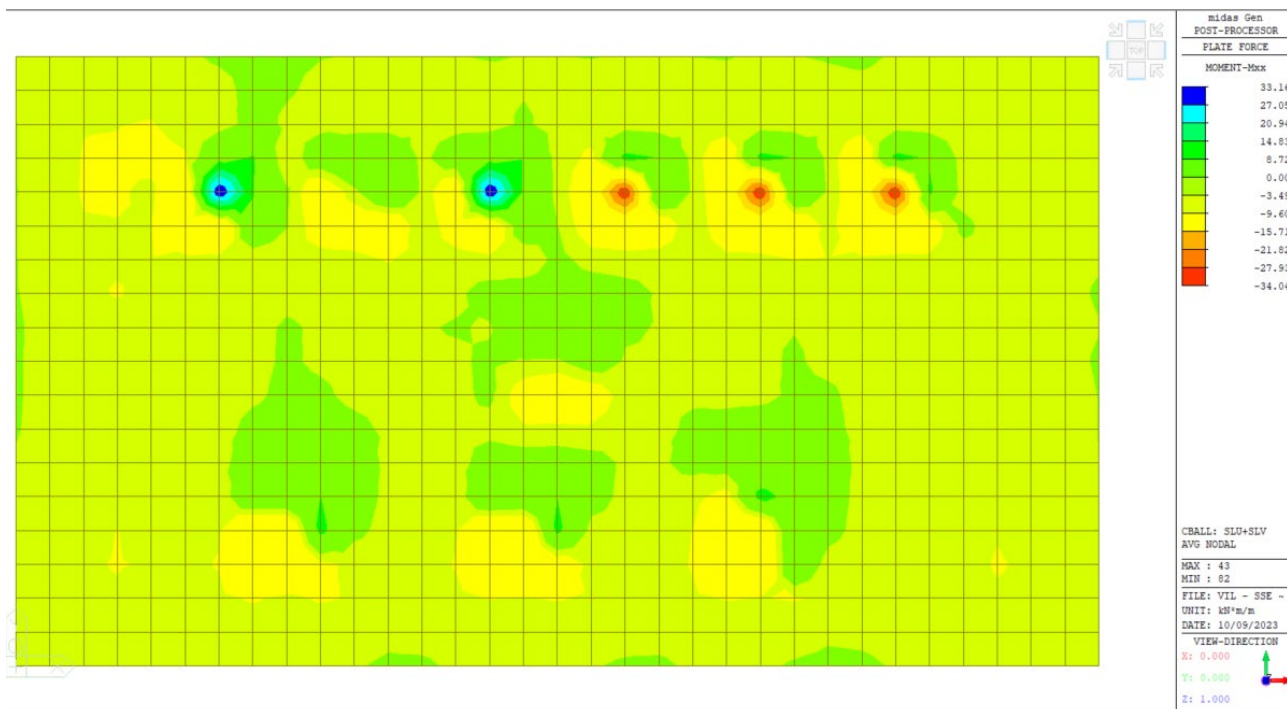


Figura 4-16: Sollecitazioni flettenti Mxx – Involuppo SLU [kN; m]

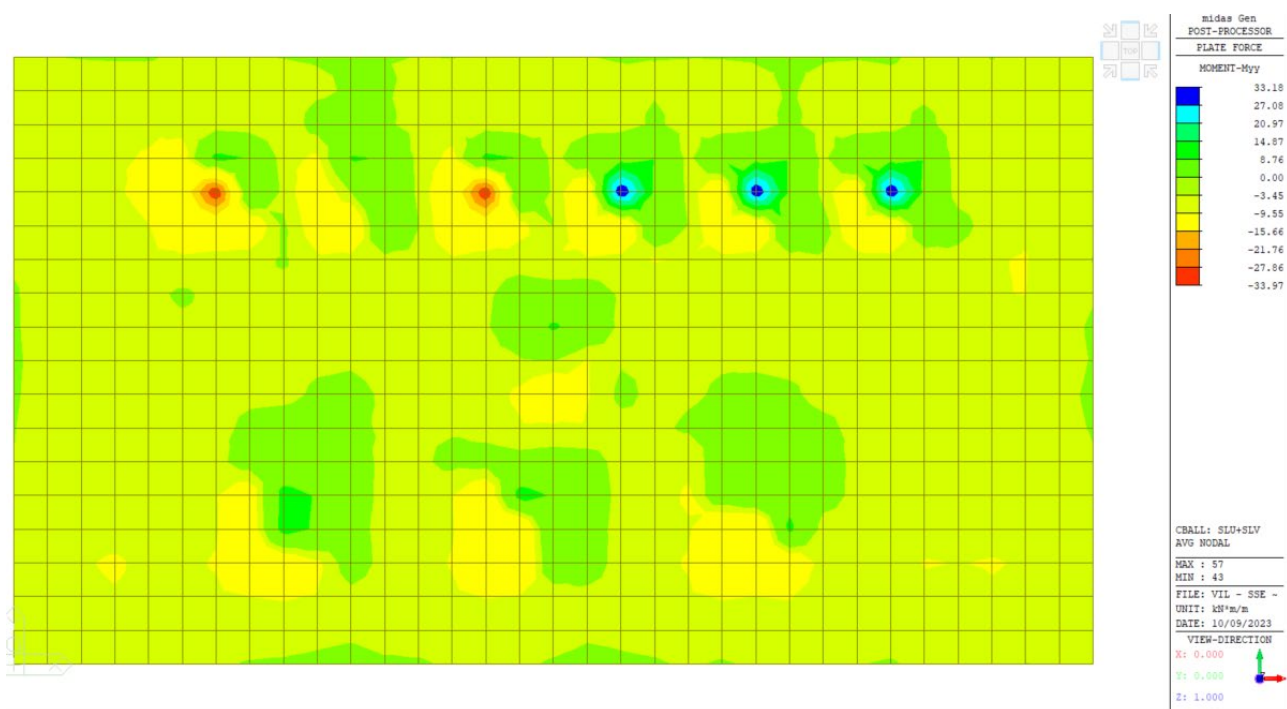
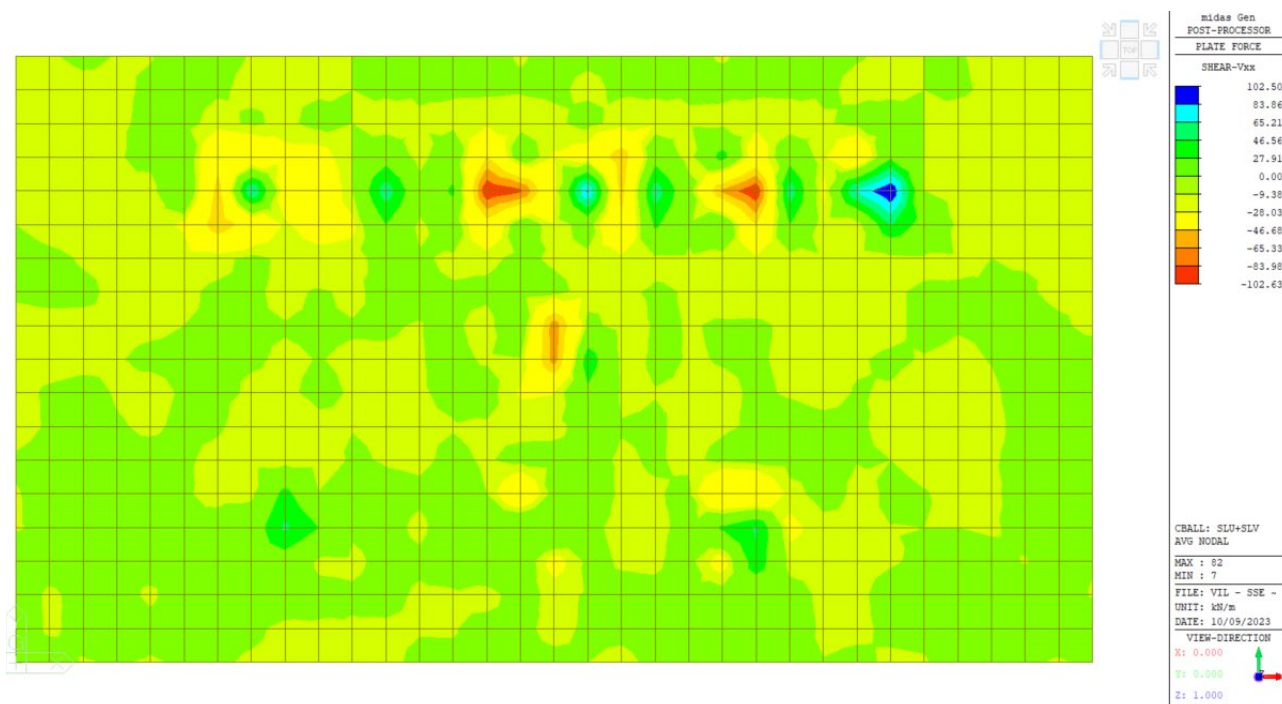
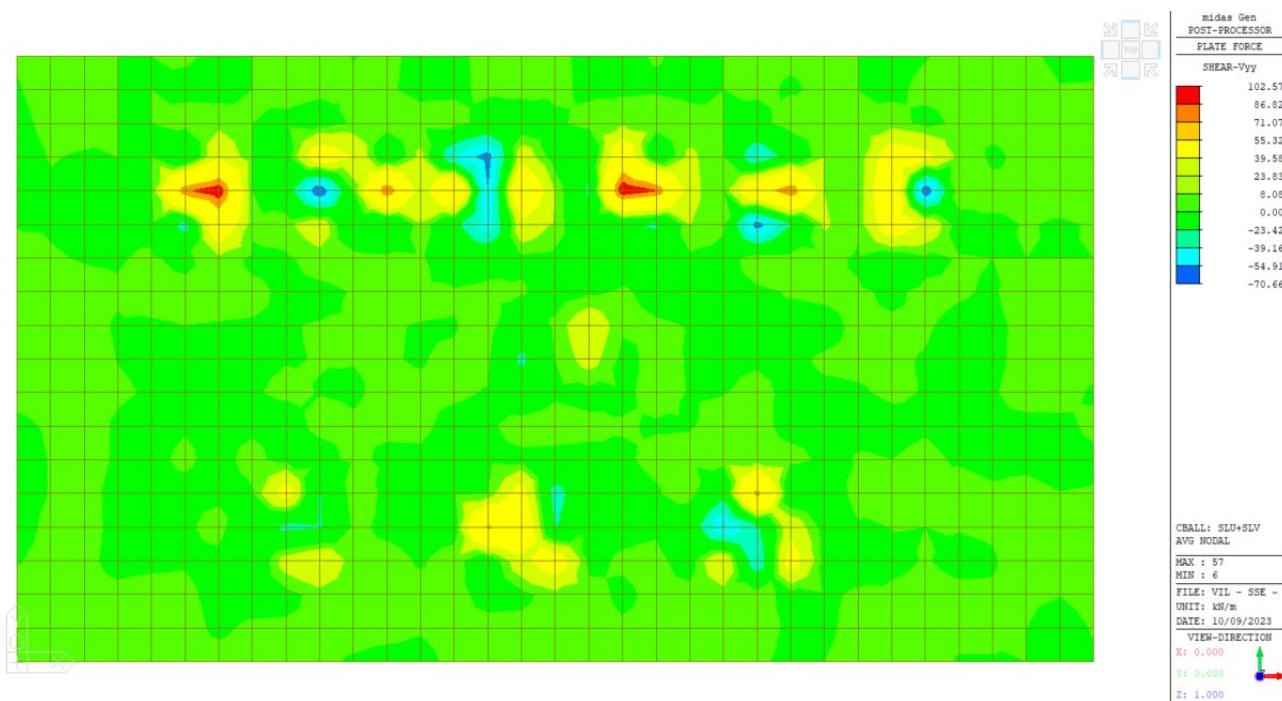


Figura 4-17: Sollecitazioni flettenti Myy – Involuppo SLU [kN; m]

Di seguito si riportano le immagini rappresentative delle sollecitazioni taglienti, nelle due direzioni principali X ed Y, per l'involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.



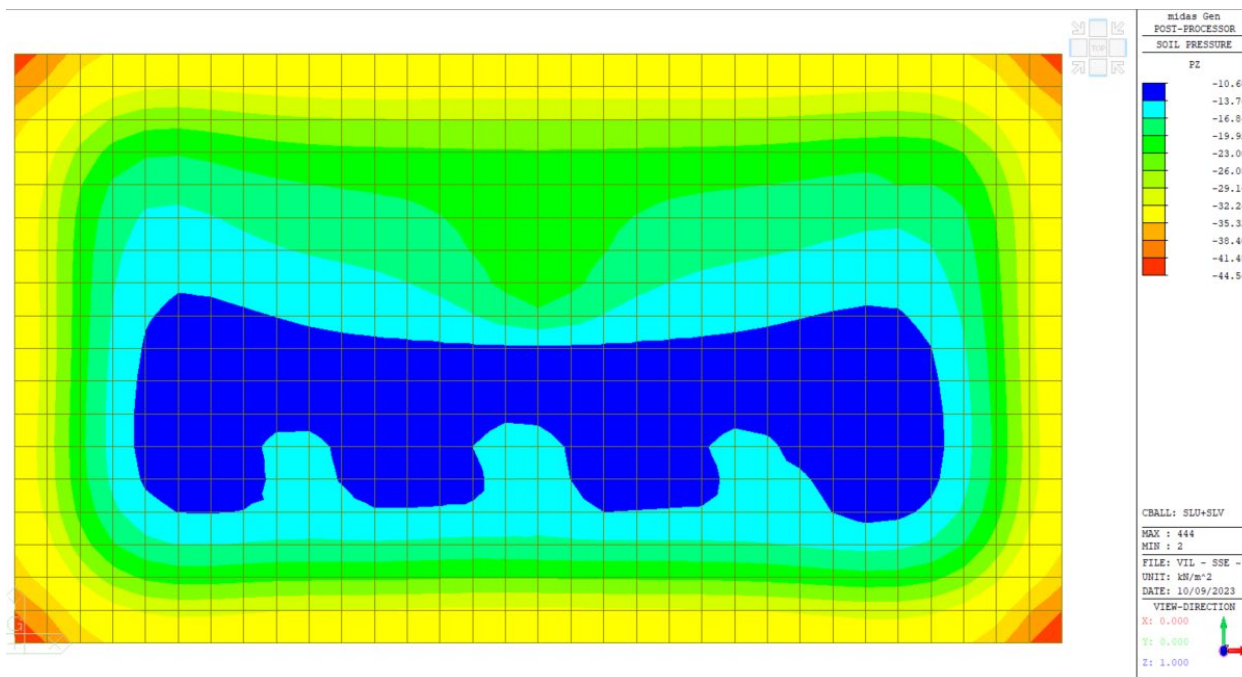
**Figura 4-18: Sollecitazioni taglienti Vxx – Involuppo SLU [kN]**



**Figura 4-19: Sollecitazioni taglienti Vyy – Involuppo SLU [kN]**



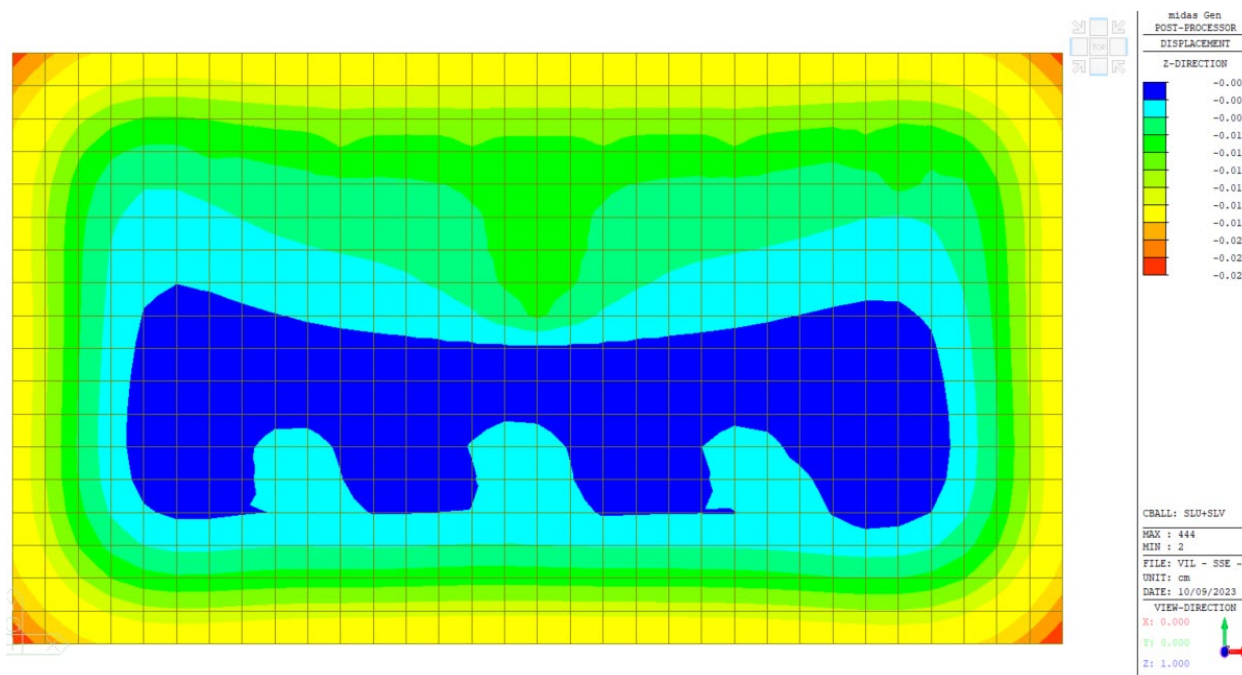
Si riportano nel seguito le massime pressioni agenti sul terreno per l'involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.



**Figura 4-20: Pressioni – Involuppo SLU [kPa]**

La massima pressione al suolo è pari a 44.56 kPa.

Si riportano nel seguito i massimi cedimenti della fondazione per l'involuppo delle combinazioni SLU ed SLV.



**Figura 4-21: Cedimenti – Involuppo SLU [cm]**

I massimi cedimenti risultano pari a 0.024 cm, compatibili con le condizioni di esercizio della struttura.

## 4.8 VERIFICHE STRUTTURALI

Disponendo armatura diffusa  $\Phi 12/20$  in entrambe le direzioni, sia superiormente che inferiormente si ottiene un momento resistente pari a  $M_{Rd} = 60.14$  kNm, di cui si riporta il calcolo.

Con riferimento alla massima sollecitazione riscontrata  $M_{Ed} = 34$  kNm si ottiene un coefficiente di sicurezza  $C.S. = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.57$ .

**Titolo:** Platea

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4
2	5.65	26

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

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>Ed</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 C32/40  
 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> 18.13 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> 12.25 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
 τ<sub>c1</sub> 2.114

M<sub>Rd</sub> 60.14 kN m  
 σ<sub>c</sub> -18.13 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 29.71 ‰  
 d 26 cm  
 x 2.74 x/d 0.1054  
 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  
 M-curvatura  
☐ Precompresso

Tale quantitativo di armatura è superiore al minimo indicato da Normativa, pari allo 0.1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente (§7.2.5 delle NTC2018).

INPUT									
<b>Geometria</b>									
Base						b =	100.00	cm	
Altezza						h =	30.00	cm	§13.4.3
Copri ferro						c =	4.00	cm	
Altezza utile						d =	23.80	cm	
Resistenza media a trazione calcestruzzo						f <sub>ctm</sub> =	3.10	MPa	
Resistenza a snervamento dell'acciaio						f <sub>yk</sub> =	450.00	MPa	
Armatura tesa disposta						A <sub>s</sub>	5.65	cm²	
<b>CALCOLO AREA MINIMA</b>									
<b>Parametri calcolati</b>									
Area di calcestruzzo						A <sub>c</sub> =	3,000.00	cm²	
Percentuale di armatura disposta						ρ =	0.2	%	

Si verifica che non è necessario disporre armatura a taglio, la sezione di calcestruzzo è adeguata a garantire la necessaria resistenza all'elemento:

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018					
Caratteristiche dei materiali					
$f_{ck}$		MPa	32		
$\alpha_{cc}$			0.85		
$\gamma_c$			1.5		
$f_{cd}$	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	18.13		$a_{cc} \cdot f_{cd} / g_c$
$\gamma_s$			1.15		
$f_{y,wd}$		MPa	391.30		$f_{yd} / g_s$
Caratteristiche della sezione resistente					
$V_{Ed}$	taglio sollecitante di progetto	kN	85		
$b_w$	larghezza della sezione	cm	100		
$h$	altezza totale della sezione	cm	30		
$c$	copriferro netto	cm	4.8		
$d$	altezza utile della sezione	cm	25.2		$h - c$
$d^*$		cm	22.68		0.9 d
$k$			1.891		$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
$A_{sl}$	area di armatura longitudinale tesa	cm <sup>2</sup>	5.65		
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0019		
$A_{sw}$	area di armatura a taglio disposta	cm <sup>2</sup>	0		
$s$	spaziatura staffe	cm	0		
Controllo necessità di armatura a taglio					
$V_{Rdc1}$		kN	104.06	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{(1/3)}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$	
$V_{Rdc2}$		kN	129.73	$[0.035 \cdot k^{(3/2)} \cdot \sqrt{(f_{ck})}] \cdot b_w \cdot d$	
$V_{Rdc}$	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	129.73	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	non è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} > V_{Ed}$				

## 4.9 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 4.9.1 Verifica a ribaltamento

Si riporta di seguito la verifica a ribaltamento per le combinazioni SLU ed SLV.

Combinazione SLU:

Si fa riferimento ai coefficienti propri della colonna (EQU) 6.2.l.

In tale verifica si considerano come carichi variabili i carichi da vento.

VERIFICHE GEOTECNICHE PLATEA DI FONDAZIONE		
Ribaltamento - Combinazione SLU		
<b>GEOMETRIA</b>		
<b>h</b>	altezza fondazione	0.3 m
<b>b</b>	larghezza fondazione	9 m
<b>l</b>	lunghezza fondazione	16 m
<b>PARAMETRI MATERIALI</b>		
$\gamma_{cls}$	peso specifico calcestruzzo	25 kN/mc
<b>CARICHI</b>		
<b>G1</b>	Carichi permanenti strutturali	1080 kN
<b>G2</b>	Carichi permanenti non strutturali	396 kN
<b>Q</b>	Carichi variabili	24 kN
$\gamma_{G1}$	Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali	0.9
$\gamma_{G2}$	Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali	0.8
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale carichi variabili	1.5
<b>G1<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	972 kN
<b>G2<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	316.8 kN
<b>Q<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	36 kN
<b>VERIFICA</b>		
<b>M<sub>rib</sub></b>	momento flettente ribaltante	54 kNm
<b>M<sub>stab</sub></b>	momento flettente stabilizzante	5800 kNm
<b>c.s.</b>	coefficiente di sicurezza	107.4
<b>c.s. &gt; 1 VERIFICA SODDISFATTA</b>		

Ne consegue un coefficiente di sicurezza pari a 107.4, la verifica è quindi soddisfatta.

### Combinazione SLV:

Nella verifica si è considerato il caso di azione sismica prevalente agente lungo la direzione Y, parallela al lato corto della platea.

VERIFICHE GEOTECNICHE PLATEA DI FONDAZIONE		
Ribaltamento - Combinazione SLV		
<b>GEOMETRIA</b>		
<b>h</b>	altezza fondazione	0.3 m
<b>b</b>	larghezza fondazione	9 m
<b>l</b>	lunghezza fondazione	16 m
<b>PARAMETRI MATERIALI</b>		
$\gamma_{cls}$	peso specifico calcestruzzo	25 kN/mc
<b>CARICHI</b>		
<b>G1</b>	Carichi permanenti strutturali	1080 kN
<b>G2</b>	Carichi permanenti non strutturali	396 kN
<b>E</b>	Azione sismica	339.5 kN
$\gamma_{G1}$	Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali	1.0
$\gamma_{G2}$	Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali	1.0
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale azione sismica	1.0
<b>G1<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	1080 kN
<b>G2<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	396 kN
<b>Q<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	339.5 kN
<b>VERIFICA</b>		
<b>M<sub>rib</sub></b>	momento flettente ribaltante	509.25 kNm
<b>M<sub>stab</sub></b>	momento flettente stabilizzante	6642 kNm
<b>c.s.</b>	coefficiente di sicurezza	13.0
<b>c.s. &gt; 1 VERIFICA SODDISFATTA</b>		

Ne consegue un coefficiente di sicurezza pari a 13.0, la verifica è quindi soddisfatta.

#### 4.9.2 Verifica a scorrimento

Si riporta di seguito la verifica a scorrimento per le combinazioni SLU ed SLV.

Combinazione SLU:

Per la combinazione SLU tale verifica viene condotta secondo quanto indicato al §6.4.2 delle NTC2018 applicando la combinazione A1+M1+R3 di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I. Si verifica che:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \tan \phi}{V_{Ed}} \geq 1.1$$

In tale verifica si considerano come carichi variabili i carichi da vento.

VERIFICHE GEOTECNICHE PLATEA DI FONDAZIONE		
Scorrimento - Combinazione SLU		
<b>GEOMETRIA</b>		
<b>h</b>	altezza fondazione	0.3 m
<b>b</b>	larghezza fondazione	9 m
<b>l</b>	lunghezza fondazione	16 m
<b>PARAMETRI MATERIALI</b>		
$\gamma_{cls}$	peso specifico calcestruzzo	25 kN/mc
$\tan \phi$	tangente angolo di attrito terreno	0.70 [-]
<b>CARICHI</b>		
<b>G1</b>	Carichi permanenti strutturali	1080 kN
<b>G2</b>	Carichi permanenti non strutturali	396 kN
<b>Q</b>	Carichi variabili	24 kN
$\gamma_{G1}$	Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali	1.0
$\gamma_{G2}$	Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali	0.8
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale carichi variabili	1.5
<b>G1<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	1080 kN
<b>G2<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	316.8 kN
<b>Q<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	36 kN
<b>VERIFICA</b>		
<b>N<sub>Ed</sub></b>	azione assiale	1396.8 kNm
<b>V<sub>Ed</sub></b>	azione tagliante	36 kNm
<b>c.s.</b>	coefficiente di sicurezza	27
<b>c.s. &gt; 1.1 VERIFICA SODDISFATTA</b>		

Ne consegue un coefficiente di sicurezza pari a 27 la verifica è quindi soddisfatta.

### Combinazione SLV:

Per la combinazione SLV tale verifica viene condotta secondo quanto riportato al §7.11.1. Si ottiene:

VERIFICHE GEOTECNICHE PLATEA DI FONDAZIONE		
Scorrimento - Combinazione SLV		
<b>GEOMETRIA</b>		
<b>h</b>	altezza fondazione	0.3 m
<b>b</b>	larghezza fondazione	9 m
<b>l</b>	lunghezza fondazione	16 m
<b>PARAMETRI MATERIALI</b>		
$\gamma_{cls}$	peso specifico calcestruzzo	25 kN/mc
$\tan \varphi$	tangente angolo di attrito terreno	0.70 [-]
<b>CARICHI</b>		
<b>G1</b>	Carichi permanenti strutturali	1080 kN
<b>G2</b>	Carichi permanenti non strutturali	396 kN
<b>E</b>	Azione sismica	24 kN
$\gamma_{G1}$	Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali	1.0
$\gamma_{G2}$	Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali	1.0
$\gamma_Q$	Coefficiente parziale azione sismica	1.0
<b>G1<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	1080 kN
<b>G2<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	396 kN
<b>Q<sub>amp</sub></b>	Carico con applicazione coefficiente	339 kN
<b>VERIFICA</b>		
<b>N<sub>Ed</sub></b>	azione assiale	1476 kNm
<b>V<sub>Ed</sub></b>	azione tagliante	339 kNm
<b>c.s.</b>	coefficiente di sicurezza	3
<b>c.s &gt; 1.1 VERIFICA SODDISFATTA</b>		

Ne consegue un coefficiente di sicurezza pari a 3, la verifica è quindi soddisfatta.

### 4.9.3 Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante viene condotta per la combinazione SLU in corrispondenza della quale si ha la massima pressione sul terreno. La verifica viene condotta secondo quanto indicato al paragrafo 6.4.2.1 delle NTC2018 ovvero applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I.

VERIFICHE GEOTECNICHE PLINTO DI FONDAZIONE					
Verifica di CAPACITA' PORTANTE					
Combinazione			SLU		
GEOMETRIA					
B	Larghezza fondazione			9	[m]
L	Lunghezza fondazione			16	[m]
s	Spessore			0.3	[m]
D	profondità del piano di posa			1.3	[m]
f <sub>ck</sub>	resistenza a compressione di progetto cls			18.13	[MPa]
PARAMETRI GEOTECNICI					
φ <sub>1</sub>	angolo di attrito			35	[°]
γ <sub>1</sub>	peso per unità di volume			21	[kN/mc]
γ <sub>2</sub>	peso per unità di volume materiale di ricoprimento			21	[kN/mc]
c'	coesione			0	[MPa]
h <sub>w</sub>	quota della falda da p.c.			10	[m]
CARICHI AGENTI					
G1	Peso proprio del basamento			1080	[kN]
G2 <sub>TERRENO</sub>	Peso del terreno di ricoprimento			504	[kN]
Q <sub>k</sub>	Carichi variabili vento				
	F <sub>x</sub>			24.5	[kN]
	M <sub>k</sub>			36.8	[kNm]
COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI/RIDUTTIVI					
		Coefficiente γ <sub>i</sub>	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G1	Favorevoli		0.9	1	1
	Sfavorevoli	γ <sub>G1</sub>	1.1	1.3	1
Carichi permanenti non strutturali G2	Favorevoli		0.8	0.8	0.8
	Sfavorevoli	γ <sub>G2</sub>	1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevoli		0	0	0
	Sfavorevoli	γ <sub>Q</sub>	1.5	1.5	1.3
	Verifica	Coefficiente γ <sub>r</sub> (R3)			
	Carico limite	2.3			
	Scorrimento	1.1			
CARICHI AGENTI FATTORIZZATI					
G1	Peso proprio del basamento			1404	[kN]
G2 <sub>TERRENO</sub>	Peso del terreno di ricoprimento			756	[kN]
Q <sub>k</sub>	Carichi variabili vento				
	F <sub>x</sub>			36.8	[kN]
	M <sub>k</sub>			55.1	[kNm]
N <sub>ed</sub>	Azione assiale sollecitante			2160.00	[kN]
M <sub>edX</sub>	Momento flettente sollecitante direzione X			36.75	[kNm]
q <sub>lim</sub>	valore limite di resistenza			9981.91	[kN/m <sup>2</sup> ]
q <sub>amm</sub>	valore ammissibile di resistenza			4339.96	[kN/m <sup>2</sup> ]
VERIFICA					
q <sub>agente</sub>	valore di pressione massima agente			44.56	[kN/m <sup>2</sup> ]
c.s.	coefficiente di sicurezza			97	
c.s > 1			VERIFICA SODDISFATTA		

La capacità portante del terreno, calcolata sopra, è compatibile con la massima pressione riportata al paragrafo [4.7].



## 5 CONCLUSIONI GENERALI

Il presente elaborato riporta i calcoli preliminari del basamento di fondazione della cabina di raccolta. Il pre-dimensionamento delle opere è stato effettuato considerando carichi usuali per la tipologia di opera in esame e i parametri geotecnici più conservativi presenti nel documento "VIL.039 – Relazione geologica e geotecnica".

I valori dei cedimenti calcolati preliminarmente, sono risultati tali da non compromettere la funzionalità dell'impianto durante la sua fase operativa.

In fase esecutiva si dovrà procedere ad una verifica del predimensionamento effettuato ed eventualmente aggiornarlo.