

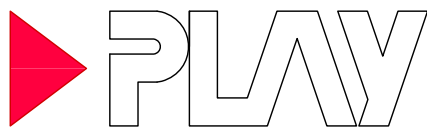
Comune di Nole  
Città Metropolitana di Torino

**Lavori di ampliamento del cimitero del capoluogo  
con nuova costruzione di loculi ed edicole  
funerarie e relative opere di recinzione e  
complementari**

**PROGETTO DEFINITIVO -ESECUTIVO**

**Relazione geotecnica**

**PROGETTISTA**



STUDIO TECNICO  
ASSOCIATO

Arch. Roberta Maggio

Ing. Nicola Mordà

Geom. Giandomenico Pison

Ing. Fabio Sessa

Via Maggiovetto, 11 - 10010 Bairo (TO)

tel. +39 0124 570455 - fax +39 0124 570211 -

mail info@playprogetti.it



**DATA: Novembre 2018**

**ELABORATO**

**3**

E' vietata qualsiasi riproduzione non autorizzata.

## **Indice**

1.	Premessa .....	2
2.	Riferimenti legislativi .....	2
3.	Descrizione dell'intervento .....	3
4.	Modellazione della struttura.....	4
5.	Precisazioni sul codice di calcolo utilizzato .....	4
6.	Azione del terreno e parametri geotecnici .....	5
7.	Combinazioni di carico .....	6
8.	Verifica a scorrimento sul piano di posa .....	6
9.	Verifica a capacità portante.....	7
10.	ALLEGATO 1 – tabulato calcolo .....	12

---

## 1. Premessa

La presente relazione ai sensi del C.10.1 delle NTC18 ha per oggetto la redazione delle verifiche statiche delle fondazioni relative all'ampliamento dell'area cimiteriale del cimitero del comune di Nole (TO)

## 2. Riferimenti legislativi

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare delle seguenti norme:

Legge 05/11/1971, n.1086

*"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."*

Legge 02/02/74, n.64

*"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche."*

D.M. del 17/01/2018

*"Norme tecniche per le costruzioni."*

Ulteriori riferimenti tecnici sono costituiti

Eurocodice 2 – *"Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali"*

Eurocodice 3 – *"Progettazione delle strutture in acciaio"*

Eurocodice 8 – *"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica"*

### 3. Descrizione dell'intervento

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione di una serie di maniche contenenti loculi realizzati con struttura in conglomerato cementizio armato. La struttura è costituita da pareti e pilastri in c.a. Di seguito sono riportati degli stralci degli elaborati grafici.

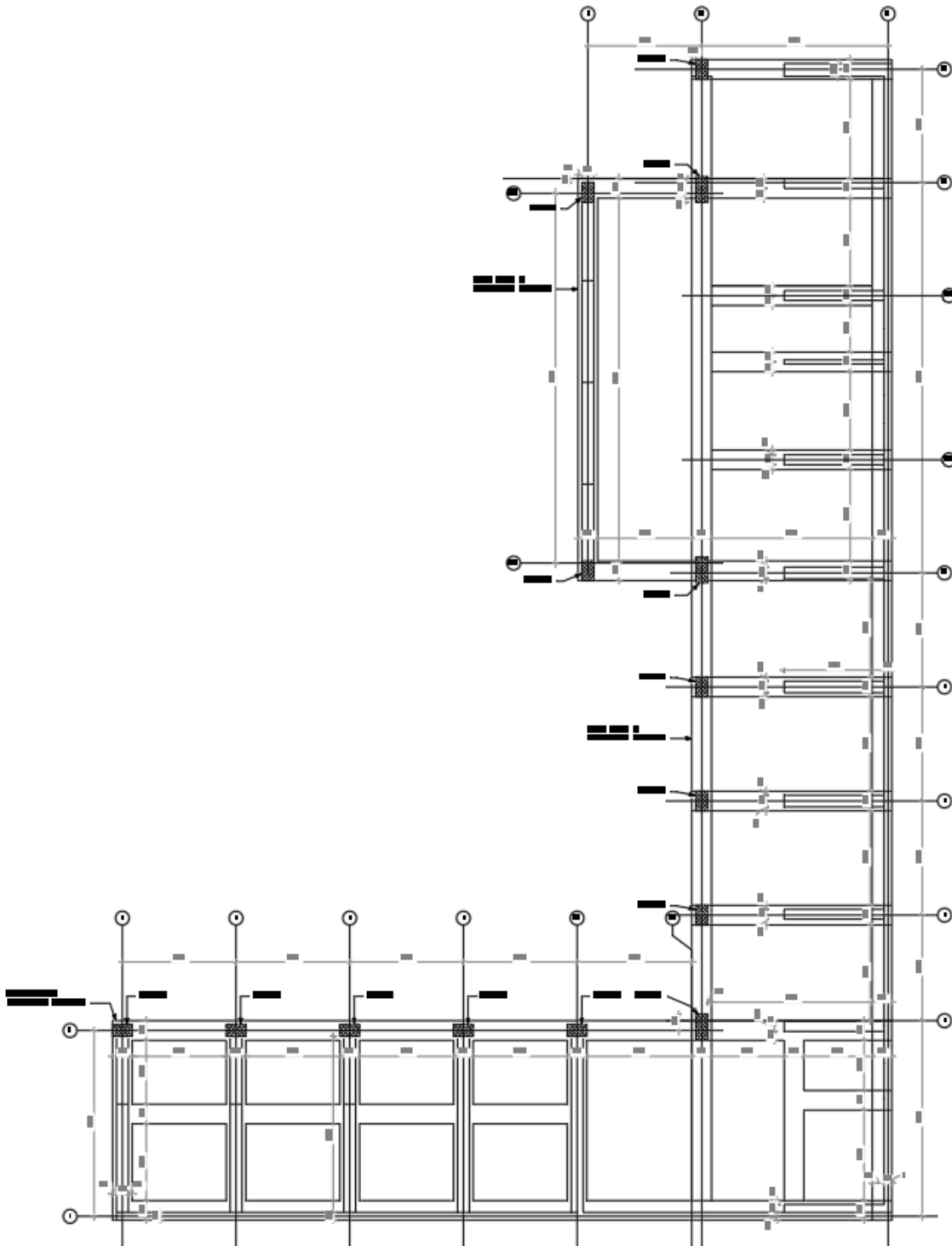
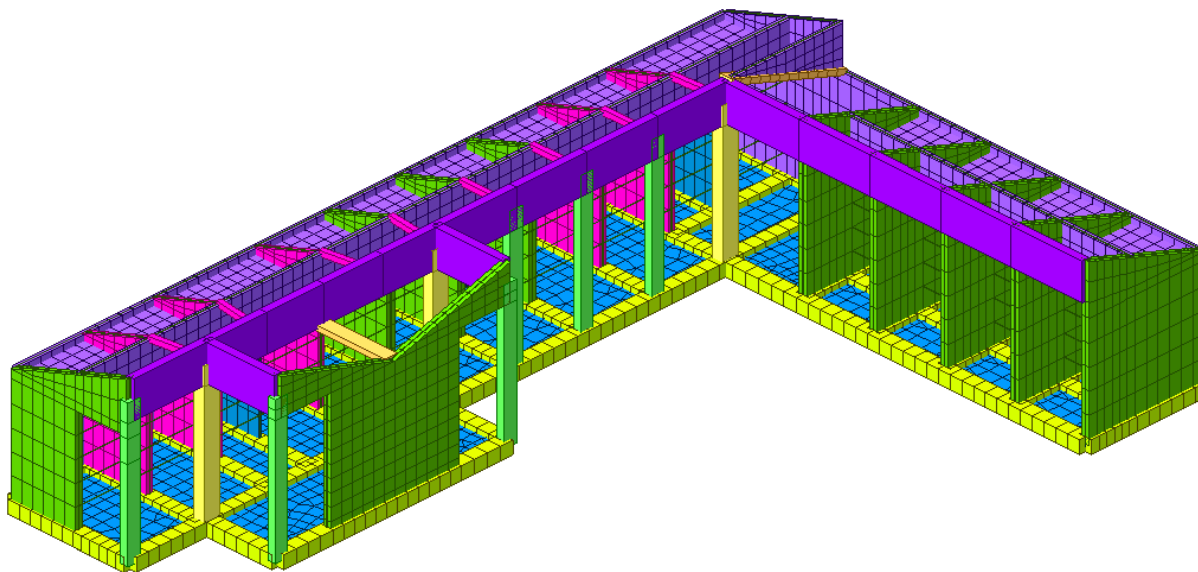


Figura 1 - Pianta fondazioni

#### 4. Modellazione della struttura

La modellazione della struttura è stata effettuata tramite il software Midas Gen 2019. Le pareti e le solette piene sono modellate attraverso elementi bidimensionali. Travi di fondazione, copertura e pilastri sono modellati attraverso elementi monodimensionali. L'iterazione terreno-struttura è schematizzata attraverso un approccio alla Winkler tramite un letto di molle elastiche la cui costante di sottofondo è posta in fase statica pari a 0.5 kg/cmc, in fase sismica pari a 5 kg/cmc. Di seguito è riportato il modello numerico della struttura.



*Figura 2 - Modello di calcolo*

#### 5. Precisazioni sul codice di calcolo utilizzato

Si forniscono di seguito le ulteriori indicazioni richieste dal punto 10.2 del testo unico delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018)

L'analisi è stata condotta utilizzando il codice di calcolo MidasGen2019, versione (v2.1)

Il programma MidasGen è un codice di calcolo specifico per l'analisi e la verifica di strutture multipiano in cemento armato, che consente una modellazione tridimensionale della struttura. Il programma è prodotto dalla MIDAS Information Technology Co. Ltd ed è distribuito sul territorio nazionale dalla Harpaceas s.r.l. e specificamente indirizzata alla produzione di software per l'ingegneria civile. La casa produttrice cura direttamente il servizio di assistenza tecnica e rende disponibili sul suo sito Internet manuali operativi e documentazioni tecniche complete relativi a casi di prova, liberamente scaricabili, che consentono un controllo ed un riscontro sull'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo.

Lo scrivente ha avuto modo di valutare, in base ad uno studio della documentazione fornita ed all'esame dei risultati ottenuti su strutture test significative, la robustezza ed affidabilità del codice utilizzato, di cui fa proprie le ipotesi di base e le modalità operative, che ritiene adeguate al contesto di utilizzo.

Lo scrivente fa inoltre propri i risultati forniti dal codice ed inseriti nella presente relazione di calcolo, che ha avuto modo di controllare sia attraverso le restituzioni sintetiche tabellari e grafiche ed i filtri di autodiagnostica offerti dal codice, sia mediante riscontri di massima eseguiti a campione sui risultati delle analisi.

Ulteriori informazioni sulla Società produttrice possono ricavarsi dal sito ufficiale <http://midasuser.com/>

---

## 6. Azione del terreno e parametri geotecnici.

Indicazioni sulla tipologia di terreno presente in sito sono riportate nello studio geologico ed idrogeologico del Piano regolatore cimiteriale redatto dal Dott. Geol. Edoardo Rabajoli.

### 3. ASSETTO GEOLOGICO

#### 3.1 Cimitero del capoluogo

Come accennato in precedenza il cimitero del capoluogo si colloca nell'ambito della piana alluvionale del fondovalle del T. Stura di Lanzo e, sotto il profilo geologico, insiste su una superficie terrazzata di origine fluvio-glaciale o fluviale, di epoca rissiana (Pleistocene).

Trattasi di depositi sciolti incoerenti, a prevalente componente ghiaioso-sabbiosa grossolana in abbondante matrice fine siltoso-limosa, sormontati da un paleosuolo di colore rosso-arancio, di spessore mediamente pari a 1+1,5 m, in parte modificato nella sua composizione originaria dalle partecchie agricole che ne hanno trasformato la porzione più superficiale in terreno agrario-vegetale.

Il complesso ghiaioso-sabbioso è caratterizzato da un buon grado di addensamento dei granuli e da conseguenti discrete caratteristiche geotecniche.

Per contro, al paleosuolo costituente la coltre superficiale, caratterizzato da una significativa componente limoso-argillosa, sono associabili scadenti caratteristiche geotecniche, in virtù del basso grado di addensamento, e scarsa capacità drenante che, ai nostri fini, riveste una certa importanza.

Strato di imposta della fondazione:

Angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 25^\circ$
Coesione drenata	$c' = 0 \text{ kg/cm}^2$ .
Peso unità di volume saturo	$\gamma' = 1.75 \text{ kN/m}^3$ .

## 7. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico per le verifiche geotecniche adottate in accordo al D.M.17/01/2018 sono le seguenti.

Verifica a Scorrimento → (A1+M1+R3)

Verifica capacità portante → (A1+M1+R3)

I calcoli sono svolti ipotizzando una platea rettangolare di dimensioni equivalenti a quelle della platea oggetto di verifica.

Di seguito sono riportate le reazioni vincolari ottenute dal modello di calcolo e le relative azioni di verifica.

	FX [kg]	FY [kg]	FZ [kg]
G1	0	0	1002837
G2	0	0	141543
Q	0	0	155550
N	0	0	36478
X(RS)	169622	64637	0
Y(RS)	64098	162728	0

NSLU= 17484 kN

NSLU1= 16591 kN

NSLV= 12377 kN

Hx 1815 kN

Hy 1749 kN

## 8. Verifica a scorrimento sul piano di posa

I taglianti alla base sono dedotti dalle reazioni vincolari del modello di calcolo.

**Verifica a Scorrimento fondazione** A1+M1+R3 sisma X

H =	1815.0	kN	Azione orizzontale applicata dalla struttura
N =	0.0	kN	Azione verticale applicata dalla struttura
N <sub>f</sub> =	0	kN	Carichi direttamente applicati in fondazione
N <sub>tot</sub> =	12377.0	kN	Carico verticale totale
A <sub>b</sub> =	249.9	mq	Area impronta fondazione
f =	25.0	°	angolo di resistenza a taglio in fondazione
g <sub>f</sub> =	1.00		f.p.s. su angolo f
g <sub>R</sub> =	1.00		f.p.s. su verifica scorrimento
m <sub>Rd</sub> =	0.466		coefficiente di attrito di calcolo
F <sub>Rd</sub> =	5771.5	kN	azione massima di attrito

**Verifica**  $F_{Rd}/V_b = 3.18 > 1$  **verificato**

## Verifica a Scorrimento fondazione

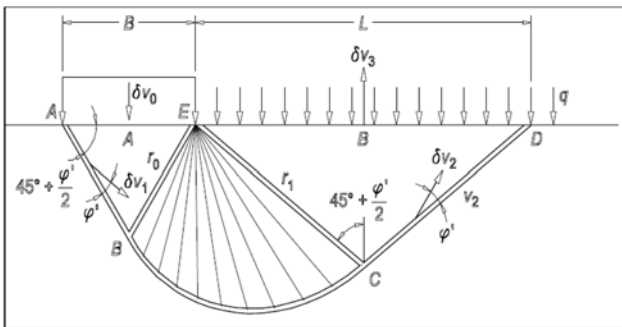
A1+M1+R3 sisma y

H =	1749.0	kN	Azione orizzontale applicata dalla struttura
N =	0.0	kN	Azione verticale applicata dalla struttura
N <sub>f</sub> =	0	kN	Carichi direttamente applicati in fondazione
N <sub>tot</sub> =	12377.0	kN	Carico verticale totale
A <sub>b</sub> =	249.9	m <sup>2</sup>	Area impronta fondazione
f =	25.0	°	angolo di resistenza a taglio in fondazione
g <sub>f</sub> =	1.00		f.p.s. su angolo f
g <sub>R</sub> =	1.00		f.p.s. su verifica scorrimento
m <sub>Rd</sub> =	0.466		coefficiente di attrito di calcolo
F <sub>Rd</sub> =	5771.5	kN	azione massima di attrito

**Verifica**  $F_{Rd}/V_b = 3.30 > 1$  **verificato**

## 9. Verifica a capacità portante

Il calcolo della capacità portante è eseguito utilizzando i metodi di routine della Meccanica dei terreni. In particolare si utilizzerà il metodo di Brinch- Hansen , che prevede l'utilizzo del seguente cinematiso di collasso della fondazione. La verifica viene svolta sulla trave maggiormente sollecitata.



Con il precedente cinematiso la capacità portante della fondazione è ottenuta dalla seguente formula

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

I coefficienti ivi riportati hanno, tra l'altro anche la funzione di passare dalle condizioni di deformazione piana dello schema teorico base a quello di strutture tridimensionali, quali i plinti.

Le espressioni dei vari coefficienti sono di seguito riportate.

Coefficienti di capacità portante	Coefficienti di profondità
$N_q = \frac{1 + \text{sen} \phi'_d}{1 - \text{sen} \phi'_d} e^{\pi \tan \phi'_d}$ $N_{\gamma} = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi'_d$ $N_c = (N_q - 1) \cot \phi'_d$	$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \phi'_d (1 - \text{sen} \phi'_d)^2 \quad \text{se } D \leq B$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi'_d (1 - \text{sen} \phi'_d) a \tan(D/B) \quad \text{se } D > B$ $d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'_d}$ $d_{\gamma} = 1$



<b>COEFFICIENTI DI FORMA</b>	
$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \frac{1 + \text{sen} \varphi'_d}{1 - \text{sen} \varphi'_d}$	
$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \frac{1 + \text{sen} \varphi'_d}{1 - \text{sen} \varphi'_d}$	

<p><b>Coefficienti di INCLINAZIONE DEL CARICO</b></p> $i_q = \left[ 1 - \frac{V_d}{N_d + BLc'_d \cot \varphi'_d} \right]^m \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'_d}$ $i_\gamma = \left[ 1 - \frac{V_d}{N_d + BLc'_d \cot \varphi'_d} \right]^{m+1} \quad m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ <p><b>COEFFICIENTI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA (□)</b></p> $b_q = (1 - \alpha \tan \varphi'_d)^2$ $b_\gamma = b_q$ $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'_d}$	<p><b>COEFFICIENTI DI INCLINAZIONE DEL PIANO CAMPAGNA (□)</b></p> $g_q = (1 - \tan \omega)^2$ $g_\gamma = g_q$ $g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'_d}$
---	--

La verifica è svolta calcolando la capacità portante della platea e confrontandola con la pressione agente sul terreno dedotta dal modello di calcolo. Non è inserita l'eccentricità nel calcolo della capacità portante in quanto già considerata dal codice nel calcolo delle pressioni.

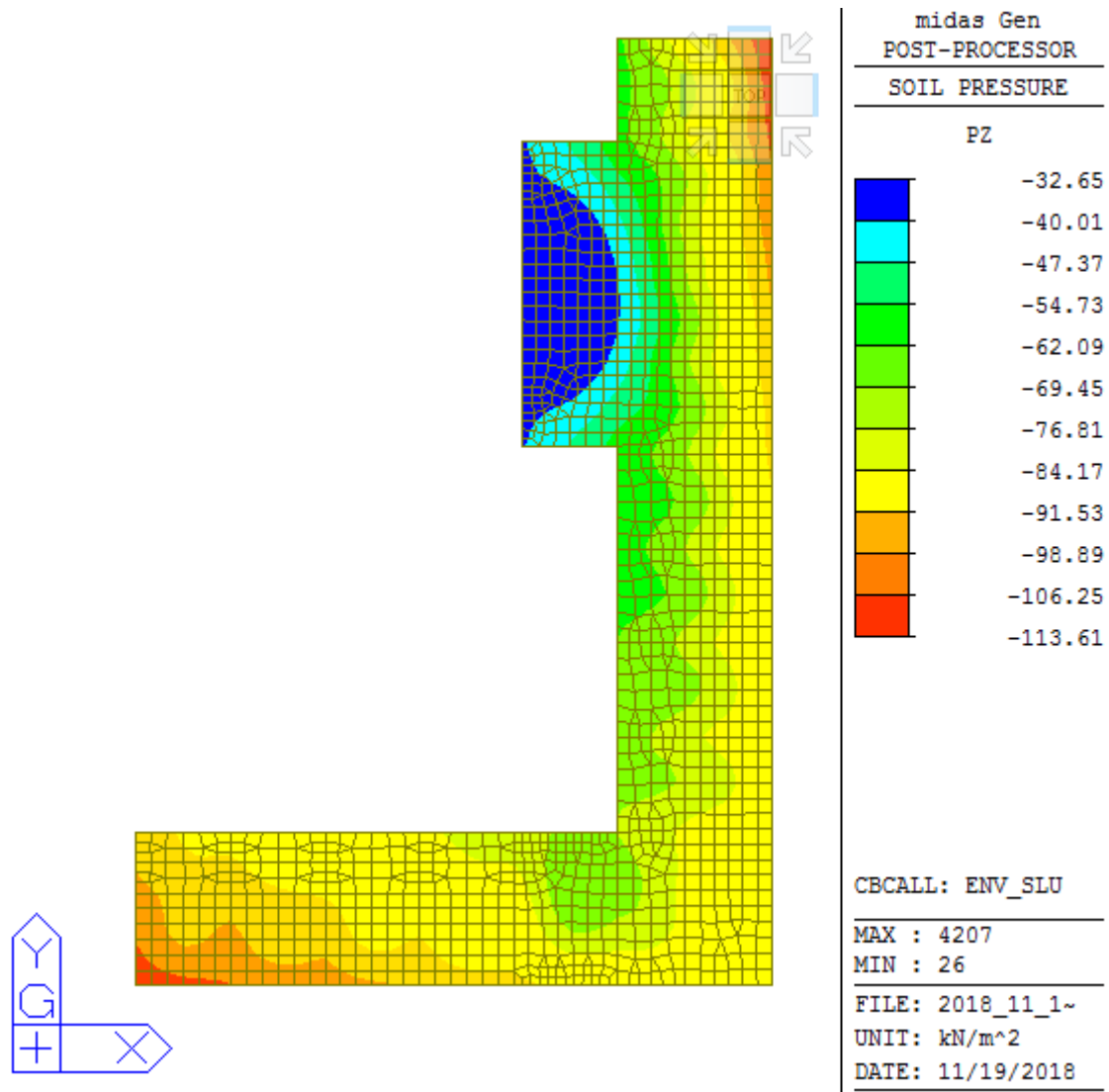


Figura 3 - Pressioni agenti SLU

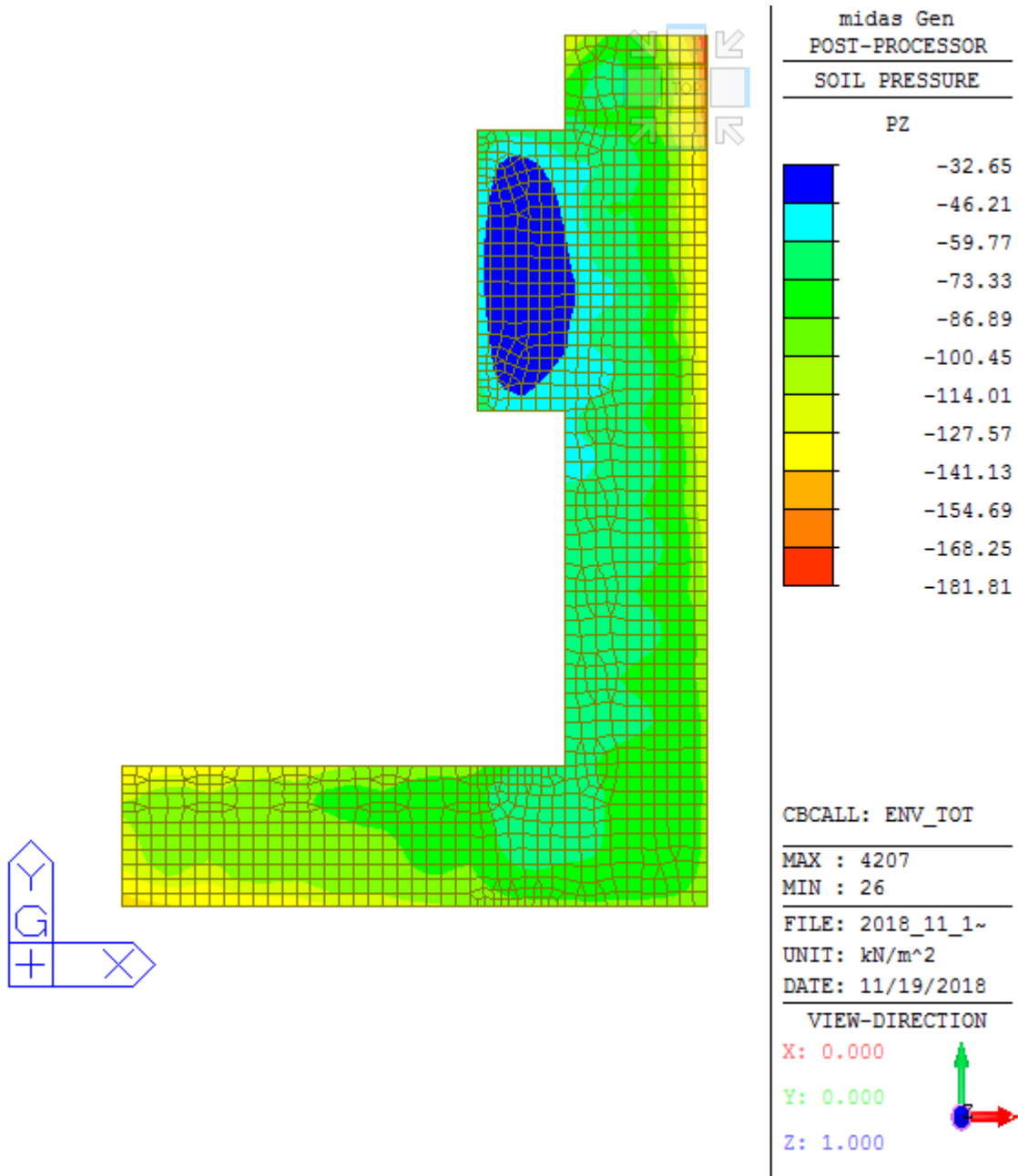


Figura 4 - Pressioni agenti SLV

**DATI GLOBALI**

c =	0 kN/m <sup>2</sup>	Coesione
g <sub>t</sub> =	18 kN/m <sup>3</sup>	Densità terreno
f =	25 °	Angolo di attrito terreno
D =	0.60 m	Approfondimento piano di fondazione
B =	8.33 m	Base fondazione
L =	30.00 m	Larghezza fondazione

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE**

<b>A1+M1+R3</b>	<b>A1+M1+R3 sisma x</b>	<b>A1+M1+R3 sisma y</b>
g <sub>f</sub> = 1.00 SLU	g <sub>f</sub> = 1.00 SLU	g <sub>f</sub> = 1.00 SLU
g <sub>c</sub> = 1.00 SLU	g <sub>c</sub> = 1.00 SLU	g <sub>c</sub> = 1.00 SLU
g <sub>R</sub> = 2.30 SLU	g <sub>R</sub> = 2.30 SLU	g <sub>R</sub> = 2.30 SLU
g <sub>cu</sub> = 1.00 SLU	g <sub>cu</sub> = 1.00 SLU	g <sub>cu</sub> = 1.00 SLU
E(B)= 0.00 m	E(B)= 0.00 m	E(B)= 0.00 m
E(L)= 0.00 m	E(L)= 0.00 m	E(L)= 0.00 m
N <sub>tot</sub> = 17484 kN	N <sub>tot</sub> = 12377 kN	N <sub>tot</sub> = 12377 kN
p <sub>n</sub> = 69.96 kN/mq	p <sub>n</sub> = 49.53 kN/mq	p <sub>n</sub> = 49.53 kN/mq
H= 0.00 kN	H= 1815 kN	H= 1749 kN
p <sub>h</sub> = 0.00 kN/mq	p <sub>h</sub> = 7.26 kN/mq	p <sub>h</sub> = 7.00 kN/mq
Q = 0 kN/m <sup>2</sup>	Q = 0 kN/m <sup>2</sup>	Q = 0 kN/m <sup>2</sup>
q <sub>lim</sub> = 290 kN/mq	q <sub>lim</sub> = 193 kN/mq	q <sub>lim</sub> = 196 kN/mq
q= 115 kN/mq	q= 183 kN/mq	q= 183 kN/mq
<b>FS= 2.52 &gt;1</b>	<b>FS= 1.05 &gt;1</b>	<b>FS= 1.07 &gt;1</b>

Le verifiche geotecniche sono soddisfatte.

## 10. ALLEGATO 1 – tabulato calcolo

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE		A1+M1+R3		
Peso specifico del terreno		$g_t =$	18.00 kN/m <sup>3</sup>	$c =$ 0 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito del terreno		$f_d =$	25.00 °	$f =$ 25 °
Coazione del terreno		$c_d =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	$g_f =$ 1.00 SLU
Angolo di inclinazione del piano campagna		$w =$	0.00 °	$g_c =$ 1.00 SLU
				$g_R =$ 2.30 SLU
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE				
Profondita' di imposta della fondazione		$D =$	0.60 m	$c_u =$ 0.00 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di inclinazione piano di fondazione ( $\leq \phi$ )		$a =$	0.00 °	$g_{cu} =$ 1.00 SLU
				$c_{ud} =$ 0.00 kN/m <sup>2</sup>
Larghezza fondazione		$B =$	8.33 m	
Lunghezza fondazione		$L =$	30.00 m	$A =$ 249.9 mq
Eccentricità carico verticale in direzione B		$E(B) =$	0.00 m	
Eccentricità carico verticale in direzione L		$E(L) =$	0.00 m	
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$B(EQ) =$	8.33 m	
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$L(EQ) =$	30 m	
DATI RELATIVI AI CARICHI				
Tensione media normale alla fondazione		$p_n =$	69.96 kN/m <sup>2</sup> =	0.70 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione media tangenziale alla fondazione		$p_h =$	0.00 kN/m <sup>2</sup> =	0.00 kg/cm <sup>2</sup>
Carico normale alla fondazione		$N =$	17484 kN =	1748400 kg
Carico tangenziale alla fondazione		$T =$	0 kN =	0 kg
Sovraccarico sul piano campagna		$Q =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	0.00 kg/cm <sup>2</sup>
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA				
Coefficienti di Brinch-Hansen		$g$	$q$	$c$
Fattori principali (kN/m <sup>2</sup> )	$F$	74.97	10.80	0.00
Fattori di capacità portante	$N$	6.76	10.66	20.72
Fattori di forma fondazione	$s$	1.07	1.07	1.14
Fattori di profondità del piano di fondazione	$d$	1.00	1.02	1.02
Fattori di inclinaz. del carico	$i$	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	$b$	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	$g$	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	$F N s d i b q$	541	125.78	0.00
Pressione limite totale normale al piano di fondazione		$q_{lim} =$	290 kN/m <sup>2</sup> =	2.90 kg/cm <sup>2</sup>

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE		A1+M1+R3 sisma x		
Peso specifico del terreno		$g_t =$	18.00 kN/m <sup>3</sup>	$c =$ 0 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito del terreno		$f_d =$	25.00 °	$f =$ 25.00 °
Coesione del terreno		$c_d =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	$g_f =$ 1.00 SLU
Angolo di inclinazione del piano campagna		$w =$	0.00 °	$g_c =$ 1.00 SLU
				$g_R =$ 2.30 SLU
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE				
Profondita' di imposta della fondazione		$D =$	0.60 m	$c_u =$ 0.00 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di inclinazione piano di fondazione ( $\leq \phi$ )		$a =$	0.00 °	$g_{cu} =$ 1.00 SLU
				$c_{ud} =$ 0.00 kN/m <sup>2</sup>
Larghezza fondazione		$B =$	8.33 m	
Lunghezza fondazione		$L =$	30.00 m	$A =$ 249.9 mq
Eccentricità carico verticale in direzione B		$E(B) =$	0.00 m	
Eccentricità carico verticale in direzione L		$E(L) =$	0.00 m	
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$B(EQ) =$	8.33 m	
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$L(EQ) =$	30.00 m	
DATI RELATIVI AI CARICHI				
Tensione media normale alla fondazione		$p_n =$	49.53 kN/m <sup>2</sup> = 0.50 kg/cm <sup>2</sup>	
Tensione media tangenziale alla fondazione		$p_n =$	7.26 kN/m <sup>2</sup> = 0.073 kg/cm <sup>2</sup>	
Carico normale alla fondazione		$N =$	12377 kN = 1237700 kg	
Carico tangenziale alla fondazione		$T =$	1815 kN = 181500 kg	
Sovraccarico sul piano campagna		$Q =$	0.00 kN/m <sup>2</sup> = 0.00 kg/cm <sup>2</sup>	
Accelerazione di picco		$a_g =$	0 g	
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA				
Coefficienti di Brinch-Hansen		$g$	$q$	$c$
Fattori principali (kN/m <sup>2</sup> )	$F$	74.9700	10.80	0.00
Fattori di capacità portante	$N$	6.76	10.66	20.72
Fattori di forma fondazione	$s$	1.07	1.07	1.14
Fattori di profondità del piano di fondazione	$d$	1.00	1.02	1.02
Fattori di inclinaz. del carico	$i$	0.64	0.75	0.75
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	$b$	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	$g$	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	$F N s d i b q$	348.20	94.81	0.00
Pressione limite totale normale al piano di fondazione		$q_{lim} =$	193 kN/m <sup>2</sup> = 1.93 kg/cm <sup>2</sup>	

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE		A1+M1+R3 sisma y		
Peso specifico del terreno		$g_t = 18.00$ kN/m <sup>3</sup>		$c = 0$ kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito del terreno		$f_d = 25.00$ °		$f = 25.00$ °
Coesione del terreno		$c_d = 0.00$ kN/m <sup>2</sup>		$g_f = 1.00$ SLU
Angolo di inclinazione del piano campagna		$w = 0.00$ °		$g_c = 1.00$ SLU
				$g_R = 2.30$ SLU
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE				
Profondita' di imposta della fondazione		$D = 0.60$ m		$c_u = 0.00$ kN/m <sup>2</sup>
Angolo di inclinazione piano di fondazione ( $\leq \phi$ )		$a = 0.00$ °		$g_{cu} = 1.00$ SLU
				$c_{ud} = 0.00$ kN/m <sup>2</sup>
Larghezza fondazione		$B = 8.33$ m		
Lunghezza fondazione		$L = 30.00$ m	$A =$	$249.9$ mq
Eccentricità carico verticale in direzione B		$E(B) = 0.00$ m		
Eccentricità carico verticale in direzione L		$E(L) = 0.00$ m		
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$B(EQ) = 8.33$ m		
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$L(EQ) = 30.00$ m		
DATI RELATIVI AI CARICHI				
Tensione media normale alla fondazione		$p_n = 49.53$ kN/m <sup>2</sup> =		$0.50$ kg/cm <sup>2</sup>
Tensione media tangenziale alla fondazione		$p_n = 7.00$ kN/m <sup>2</sup> =		$0.070$ kg/cm <sup>2</sup>
Carico normale alla fondazione		$N = 12377$ kN =		$1237700$ kg
Carico tangenziale alla fondazione		$T = 1749$ kN =		$174900$ kg
Sovraccarico sul piano campagna		$Q = 0.00$ kN/m <sup>2</sup>		$0.00$ kg/cm <sup>2</sup>
Accelerazione di picco		$a_g = 0$ g		
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA				
Coefficienti di Brinch-Hansen		$g$	$q$	$c$
Fattori principali (kN/m <sup>2</sup> )	$F$	74.9700	10.80	0.00
Fattori di capacità portante	$N$	6.76	10.66	20.72
Fattori di forma fondazione	$s$	1.07	1.07	1.14
Fattori di profondità del piano di fondazione	$d$	1.00	1.02	1.02
Fattori di inclinaz. del carico	$i$	0.65	0.76	0.76
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	$b$	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	$g$	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	$F N s d i b q$	354.28	95.87	0.00
Pressione limite totale normale al piano di fondazione		$q_{lim} =$	$196$ kN/m <sup>2</sup> =	$1.96$ kg/cm <sup>2</sup>