



Comune di Brandizzo



**PNRR- Missione 4 - Istruzione e Ricerca -
Componente 1 - Potenziamento dell'offerta dei servizi
di istruzione: dagli asili nido alle università -
Investimento 1.1: "Piano per asili nido e scuole
dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la
prima infanzia -
"AMPLIAMENTO ASILO NIDO "PAJETTA"**

Progetto di fattibilità tecnico - economica

ELABORATO : RELAZIONE GEOTECNICA

CODIFICA : ALL.003.PFTE.00

SETTORE PROGRAMMAZIONE E GESTIONE DEL TERRITORIO

Arch. Laura Panicucci

Arch. jr Francesco Merlo

R.U.P.: Arch. Laura Panicucci

**Città Metropolitana di Torino
Comune di Brandizzo**

**Costruzione di padiglione per ampliamento Scuola
dell'infanzia Pajetta-Andersen**

RELAZIONE GEOTECNICA

Adempimenti normativi: DM 17/01/2018 – NTA PRG vigente

Committente: comune di Brandizzo
via Torino 121
10032 BRANDIZZO

**IL GEOLOGO
Marco Novo**



2 Febbraio 2023



di Marco Novo Geologo

Via Carducci 15, 13044 CRESCENTINO (VC)

Tel. 0161-842055/348-2443334

e-mail: marco.novo@geologipiemonte.it

marco.novo@studioprogea.com

www.studioprogea.com

Domicilio Fiscale: via Piazzone 21 10020 BROZOLO (To)
PIVA 07633500017 CF NVOMRC62B13L219H

1. PREMESSA

In ottemperanza al DM 17/01/2018 ed alle NTA PRG vigente viene redatta una Relazione Geotecnica a supporto del progetto di costruzione di padiglione per ampliamento scuola dell'Infanzia Pajetta-Andersen in via Morandi, comune di Brandizzo

Nell'ambito della presente relazione, utilizzando la ricostruzione del modello geologico, geotecnico e sismico del sito prodotti nell'ambito della Relazione Geologica e a cui si rimanda per i dettagli, sulla base dei carichi di progetto forniti dal progettista strutturale, vengono prodotte le richieste verifiche agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio delle fondazioni in progetto, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche (capacità portante e cedimenti attesi).

2 LE INDAGINI GEOGNOSTICHE REALIZZATE

Al fine di determinare le caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo e di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dall'opera in progetto, sono state realizzate in data 21 Dicembre 2022 con penetrometro Pagani TG 63-100, n. 3 prove penetrometriche dinamiche super pesanti (DPSH); le prove, localizzate sulla planimetria di tavola 1 allegata alla Relazione Geologica, sono state interrotte alla profondità di 7,20 m dal piano campagna, senza aver raggiunto il rifiuto alla penetrazione.

Caratteristiche tecniche del penetrometro Pagani TG 63-100:

Massa battente: **63,50 Kg**

Altezza caduta: **0,75 m**

Angolo punta: **90°**

Area punta: **20 cm²**

Perimetro punta: **50,5 mm**

Nei fori di prova sono state rinvenute acque sotterranee della falda freatica alla profondità di 3,0-3,5 m.

3 IL MODELLO GEOLOGICO, GEOTECNICO E SISMICO DEL SITO

Sulla base dei dati ottenuti dalle prove penetrometriche, è stato ricostruito il modello geologico e geotecnico del sito indagato, che risulta essere rappresentato dalla presenza di tre orizzonti sovrapposti, come graficamente rappresentato sulla sezione di tavola 1 fuori testo.

A partire dalla superficie e con addensamento variabile con la profondità si riconoscono:

Strato 1 = Terreni a granulometria prevalentemente limosa e/o sabbiosa - depositi granulari fini da poco a moderatamente addensati.

Strato 2 = Terreni ghiaiosi - depositi granulari grossolani addensati.

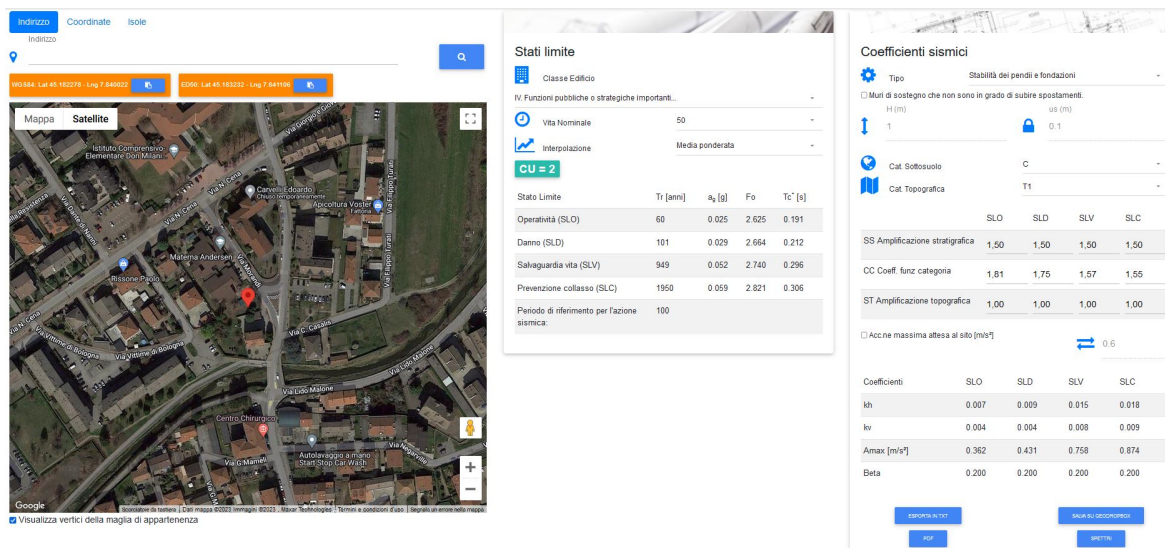
Strato 3 = Terreni prevalentemente sabbiosi con ghiaietto - depositi granulari grossolani moderatamente addensati.

I parametri geotecnici caratteristici per ognuno dei tre strati individuati sono sintetizzati nella seguente tabella:

	N _{SPT}	DR (%)	Φ'	γ _{sat} (t/m ³)	CLASSIFICAZIONE AGI		
STRATO 1	13	40	29°	1,9	moderatamente addensati		
STRATO 2	36	50	35°	2	addensati		
STRATO 3	10	36	27°	1,8	moderatamente addensati		

Sulla base delle indagini sismiche dirette prodotte (prova MASW-HVRS) è stata individuata una categoria di sottosuolo di tipo "C".

I parametri sismici del sito sono stati determinati utilizzando il software on-line sul sito Geostru.eu (figura 1).



4 LE FONDAZIONI IN PROGETTO

Sulla base delle indicazioni fornite dal Progettista strutturale, è prevista la realizzazione di fondazioni continue a platea con piano di appoggio a profondità diversificate

- 1) Platea 1 = piano di appoggio a -1,16 m
- 2) Platea 2 = piano di appoggio a -1,85 m

Tali settori sono evidenziati sulla pianta di figura 2.

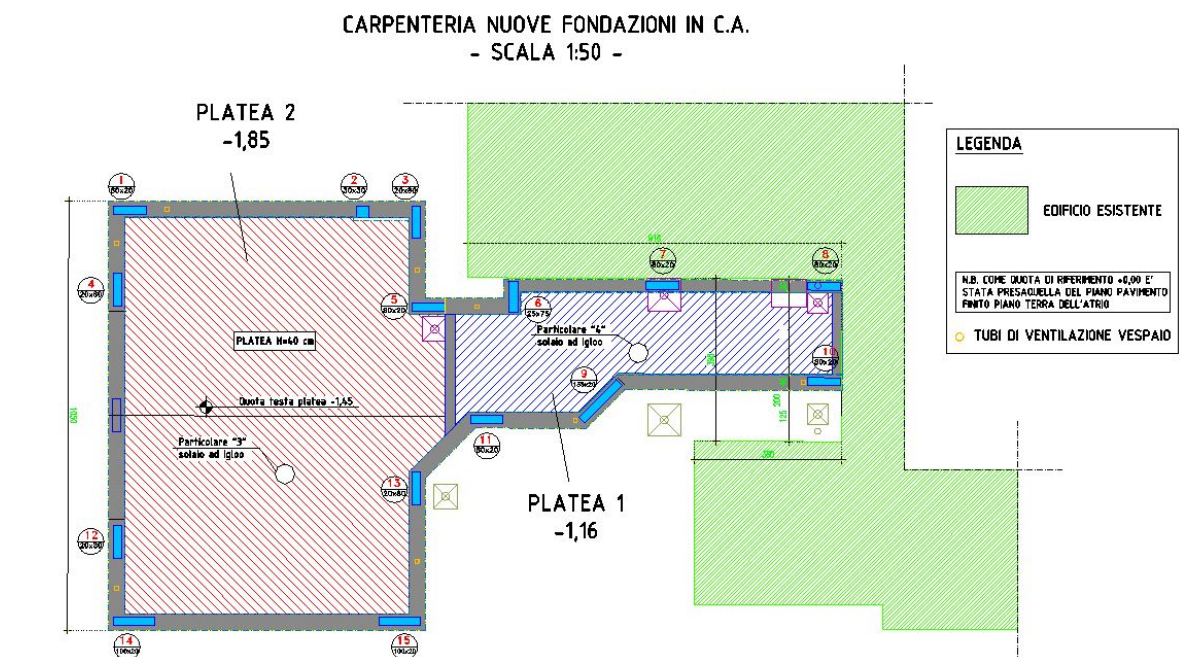


Figura 2 – nuove fondazioni

Le sollecitazioni al piede agli SLU, sono state desunte dalle pressioni del modello strutturale fornite dal Progettista (figure 3 e 4).

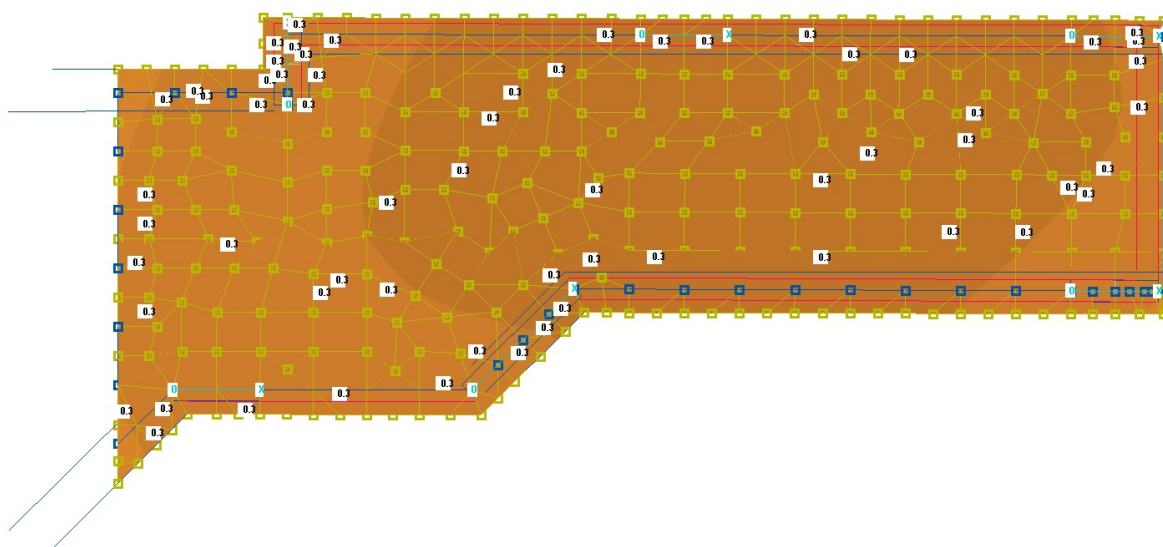


Figura 3 – pressioni Platea 1

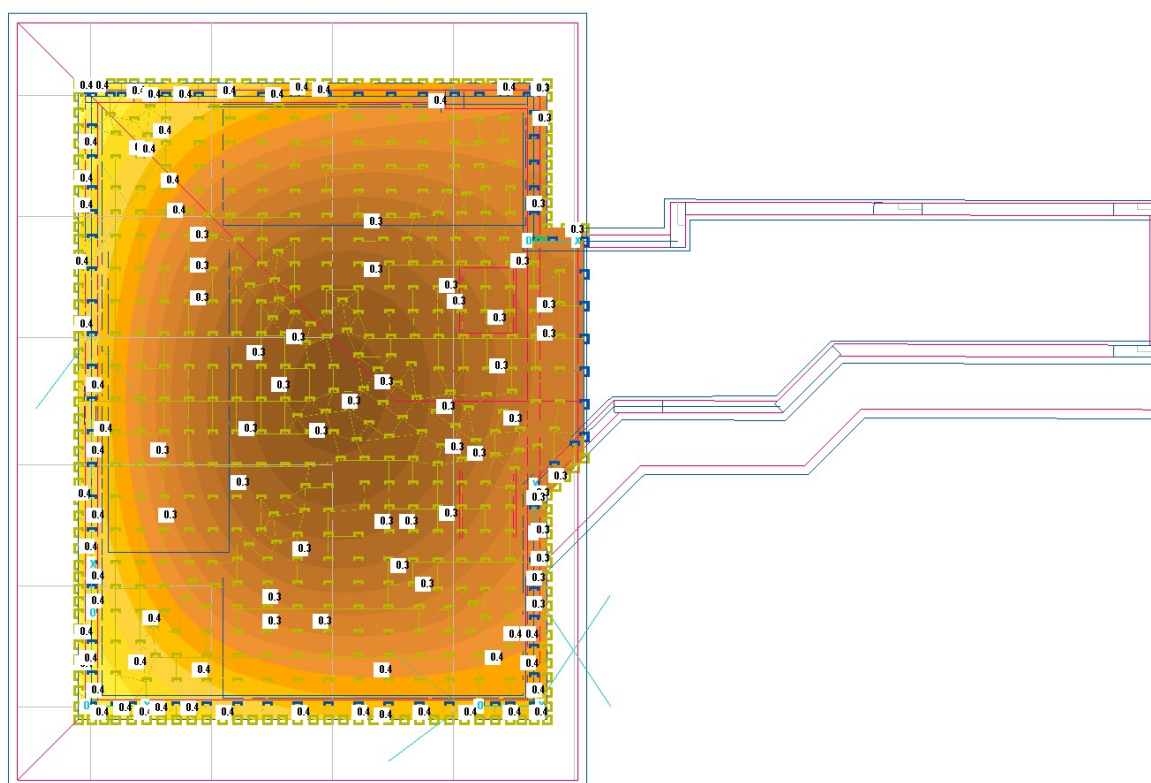


Figura 4 – pressioni Platea 2

5 FONDAZIONI: VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La verifica geotecnica delle strutture di fondazione ai sensi delle NTC 2018, viene prodotta agli stati limite ultimi, valutando, che le resistenze del terreno (R_d) risultino superiori alle azioni di progetto derivanti dai carichi imposti dalla nuova costruzione (E_d).

Gli stati limite ultimi determinati dalla resistenza del terreno interagente con le fondazioni riguardano principalmente il collasso per carico limite nei terreni di fondazione.

La valutazione della pressione limite per le fondazioni in progetto è stata prodotta in condizioni drenate in termini di tensioni efficaci, utilizzando la formulazione di Brinch-Hansen:

$$q'_{LIM} = 0,5 \gamma B N_\gamma + q' N_q \quad \text{fondazioni a platea}$$

in cui:

γ = peso di volume (kN/m^3)

B = larghezza fondazione (m)

N_γ, N_q = fattori di capacità portante dipendenti da ϕ' (Vesic 1973)

$q' = \gamma d$ = sovraccarico laterale agente alla profondità D

Per tener conto dell'eventuale eccentricità del carico è stato utilizzato il criterio delle dimensioni equivalenti (Meyerhof, 1953), corrispondente alla minima superficie rispetto alla quale la risultante del carico risulta centrata, valutando pertanto il valore della larghezza di fondazione ridotta

$$B_R = B - 2e$$

Dove l'eccentricità $e = M_d/N_d$

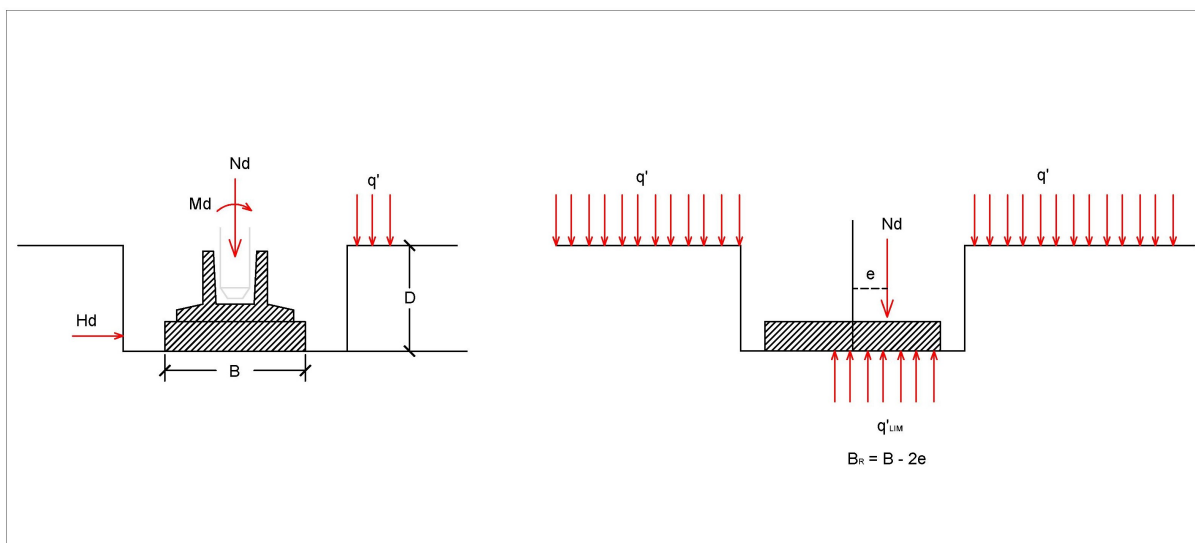


FIGURA 5: schema di calcolo della capacità portante

Per il calcolo sono stati utilizzati i dati di carichi al piede e momenti forniti dal progettista strutturale ed i seguenti parametri:

Terreni

(Strato Geotecnico 1)

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 29^\circ$$

$$c' = 0$$

$$N_\gamma = 19,34$$

$$N_q = 16,04$$

(Strato Geotecnico 2)

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 35^\circ$$

$$c' = 0$$

$$N_\gamma = 48,03$$

$$N_q = 33,3$$

La verifica agli SLU effettuata tramite fogli di calcolo appositamente predisposti con l'Approccio 2 (A1+M1+R3), risulta positiva sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche. Di seguito il dettaglio di calcolo.

a) CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - PLATEA 1 SLU
(APPROCCIO 2 - A1+M1+R3) CONDIZIONI STATICHE

RESISTENZE (Rd)						
γ (kN/m³)	ϕ'k	Nγ	Nq	d	B	L
19	29	19,34	16,44	1,16	3	9,58
q'						
22,04						
Nd (kN)	Mx (kNm)	e _x			B	B _R
1194	0,00	0,00			B _R = B - 2 e _x	3,00
3,00						
Nd (kN)	My (kNm)	e _y			L	L _R
1194	0,00	0,00			L _R = L - 2 e _y	9,58
9,58						
sin ϕ'						
B (1+sin ϕ')		L (1-sin ϕ')		B (1+sin ϕ')		L (1-sin ϕ')
0,90		0,90		s _γ = s _q		1,090
s _γ = s _q = 1+0,1 * $\frac{B (1+\sin \phi')}{L (1-\sin f')}$						
0,48		4,45		4,94		0,90
1,090						

VERIFICA SLU

RESISTENZE						AZIONI (da carichi e componenti forniti da Progettista Strutturale)			
Brinch-Hansen									
$q'_{lim} = 0,5 \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} + q' N_q s_q$									
γ (kN/m³)	ϕ^*k	B	N_{γ}	N_q	d				
19	29	3,00	19,34	16,44	1,16				
		B_R	L_R		q'				
		3,00	9,58		22,04				
<div>q'_{LIM} (kPa)</div> <div>996,0</div>									
						carico	<div>N_d</div> <div>1194</div> <div>kN</div>	momento	<div>M_x</div> <div>0</div> <div>kN m</div>
								momento	<div>M_y</div> <div>0</div> <div>kN m</div>

a) CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - PLATEA 2 SLU
(APPROCCIO 2 - A1+M1+R3) CONDIZIONI STATICHE

RESISTENZE (Rd)						
γ (kN/m³)	ϕ'k	Nγ	Nq	d	B	L
19	35	48,03	33,3	1,85	7,75	10,5
				q'		
				35,15		
Nd (kN)	Mx (kNm)	e _x		B		B _R
4467	0,00	0,00		B _R = B - 2 e _x		7,75
7,75						
Nd (kN)	My (kNm)	e _y		L		L _R
4467	0,00	0,00		L _R = L - 2 e _y		10,50
				10,50		10,50
				sin ϕ'	B (1+sin ϕ')	L (1-sin ϕ')
						$\frac{B (1+\sin \phi')}{L (1-\sin \phi')}$
sγ = sq =	1+0,1 *	$\frac{B (1+\sin \phi')}{L (1-\sin \phi')}$		sin ϕ'	B (1+sin ϕ')	L (1-sin ϕ')
				0,57	12,20	4,48
						$\frac{B (1+\sin \phi')}{L (1-\sin \phi')}$
						2,72
						1,272

VERIFICA SLU

RESISTENZE							AZIONI (da carichi e componenti forniti da Progettista Strutturale)		
Brinch-Hansen									
q' lim = 0,5 γ B Nγ sγ + q' Nq sq		γ (kN/m³)	ϕ'k	B	Nγ	Nq	d		
		19	35	7,75	48,03	33,3	1,85		
				B _R	L _R		q' 35,15	carico	Nd 4467 kN
				7,75	10,50			momento	Mx 0 kN m
								momento	My 0 kN m
q' LIM (kPa) 5988,7									
γR = 2,3		Q' LIM =		$\frac{q' \lim B_R L_R}{\gamma_R}$		Q' LIM (kN) Rd 211881,7		Ed (kN) 4467	Ed<Rd VERIFICATO

CONDIZIONI SISMICHE

b) CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - PLATEA 2
(APPROCCIO 2 - A1+M1+R3) CONDIZIONI SISMICHE

VERIFICA SLU

RESISTENZE						AZIONI (da carichi e componenti forniti da Progettista Strutturale)								
γ (kN/m³)	ϕ'k	Nγ	Nq	d		carico	Nd	kN	momento	Mx	kN m	momento	My	kN m
19	35	48,03	33,3	1,85			4400		0			0		
					q'									
					35,15									
Zγ = Zq = (1-kh/tg ϕ)0,35					kh (SLV)									
kh = S ag / g		Categoria sottosuolo C		0,015	0,700207538	0,021422	0,992449398							
Nd (kN)	Mx (kNm)	ex		B	BR									
4400	0,00	0,00	BR = B - 2 ex	7,75	7,75									
Nd (kN)	My (kNm)	ey		L	LR									
4400	0,00	0,00	LR = L - 2 ey	10,50	10,50									
					sin ϕ'	B (1+sin ϕ')	L (1-sin ϕ')	B (1+sin ϕ') L (1-sin ϕ')						
sγ = sq =					1+0,1 *	B (1+sin ϕ') L (1-sin ϕ')	0,57	12,20	4,48	2,72	sγ = sq 1,272			
Brinch-Hansen (con fattori correttivi effetti inerziali secondo Paolucci & Pecker 1997)														
q' lim = 0,5 γ B Nγ sγ Zγ + q' Nq sq Zq														
					q' lim (kPa) 5943									
					Q' LIM =		q' lim BR LR γR		Q' LIM (kN) Rd 210282		Ed (kN) 4400,0		Ed<Rd VERIFICATO	
γR = 2,3														

6 FONDAZIONI: VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE) in considerazione dei cedimenti attesi è stata prodotta con il metodo di Burland & Burbridge (1985) ed implementata tramite foglio di calcolo appositamente predisposto.

Il metodo si basa sui dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche, prevedendo la correlazione con l'indice di compressibilità I_c . L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s , f_H , f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{av} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S , f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$
$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$
$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

La verifica è stata condotta valutando una profondità di influenza z_i con valori costanti con la profondità ($z_i = B^{0.7}$).

I risultati evidenziano una positiva verifica agli SLE con valori massimi di cedimento totale immediato e a 30 anni di pochi millimetri.

VERIFICA SLE (PLATEA 1)

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI
Metodo di Burland & Burbidge 1985

$$z_i = B^{0,7}$$

B z_i

32,16

valori costanti

PROVA DPSH tipo		
N20	N _{SPT}	Profondità
13	19,5	-0,2
9	13,5	-0,4
18	27,0	-0,6
9	13,5	-0,8
9	13,5	-1
9	13,5	-1,2
7	10,5	-1,4
19	28,5	-1,6
23	34,5	-1,8
21	31,5	-2
17	25,5	-2,2
12	18,0	-2,4
22	33,0	-2,6
23	34,5	-2,8
24	36,0	-3
22	33,0	-3,2
27	40,5	-3,4
33	49,5	-3,6
37	55,5	-3,8
33	49,5	-4
34	51,0	-4,2
23	34,5	-4,4
15	22,5	-4,6
12	18,0	-4,8
11	16,5	-5
19	28,5	-5,2
8	12,0	-5,4
10	15,0	-5,6
12	18,0	-5,8
17	25,5	-6
23	34,5	-6,2
33	49,5	-6,4
35	52,5	-6,6
29	43,5	-6,8
25	37,5	-7
32	48,0	-7,2

$$N_{av} = 19,5$$
$$I_c = \frac{1,706}{N_{AV}^{1,4}}$$
$$I_c = 0,026664$$

Cedimenti a fine costruzione

$$w_0 = f_s f_H [\sigma_{vo} B^{0,7} I_c/3 + (q' - \sigma_{vo}) B^{0,7} I_c]$$

$$\sigma_{vo} = \gamma z = 19 \times 1,16 = 22 \text{ kPa}$$

$$q' = N_d / B \cdot B = 853 / 29 = 29,7 \text{ kPa}$$

$$f_s = 1,34$$

$$f_H = 1,00$$

Cedimenti immediati

$$w_0 = 1,0 \text{ mm}$$

Cedimenti dopo 30 anni

$$w_{30} = w_0 \times f_t$$

carichi ciclici

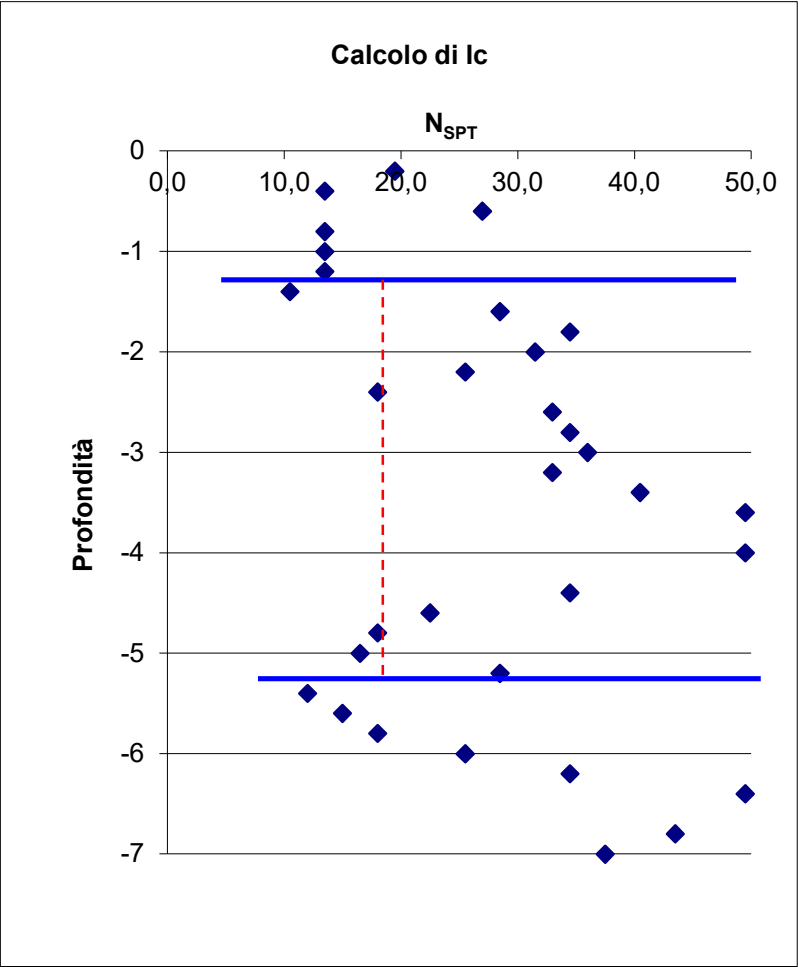
$R = 0,8$

$R_3 = 0,7$

$f_t = (1 + R_3 + R \log t/3)$

$f_t = (1 + 0,7 + 0,8 \log 30/3) = 2,5$

$$w_{30} = 2,5 \text{ mm}$$



VERIFICA SLE (PLATEA 2)

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Metodo di Burland & Burbidge 1985

$$z_i = B^{0,7}$$

B z_i

7,754,19

valori costanti

PROVA DPSH tipo

N20	N _{SPT}	Profondità
13	19,5	-0,2
9	13,5	-0,4
18	27,0	-0,6
9	13,5	-0,8
9	13,5	-1
9	13,5	-1,2
7	10,5	-1,4
19	28,5	-1,6
23	34,5	-1,8
21	31,5	-2
17	25,5	-2,2
12	18,0	-2,4
22	33,0	-2,6
23	34,5	-2,8
24	36,0	-3
22	33,0	-3,2
27	40,5	-3,4
33	49,5	-3,6
37	55,5	-3,8
33	49,5	-4
34	51,0	-4,2
23	34,5	-4,4
15	22,5	-4,6
12	18,0	-4,8
11	16,5	-5
19	28,5	-5,2
8	12,0	-5,4
10	15,0	-5,6
12	18,0	-5,8
17	25,5	-6
23	34,5	-6,2
33	49,5	-6,4
35	52,5	-6,6
29	43,5	-6,8
25	37,5	-7
32	48,0	-7,2

$$N_{av} = 30,9$$
$$I_c = \frac{1,706}{N_{AV}^{1,4}}$$
$$I_c = 0,014024$$

Cedimenti a fine costruzione

$w_0 = f_s f_H [\sigma_{vo} B^{0,7} I_c/3 + (q' - \sigma_{vo}) B^{0,7} I_c]$

$\sigma_{vo} = \gamma z = 19 \times 1,85 = 36,3 \text{ kPa}$

$q' = N_d / B \cdot B = 2952 / 81,4 = 36,3 \text{ kPa}$

$f_s = 1,11$

$f_H = 1,00$

Cedimenti immediati

$w_0 = 0,8 \text{ mm}$

Cedimenti dopo 30 anni

$w_{30} = w_0 \times f_t$ carichi ciclici

$R = 0,8$

$f_t = (1 + R_3 + R \log t/3)$ $R_3 = 0,7$

$f_t = (1 + 0,7 + 0,8 \log 30/3) = 2,5$

$w_{30} = 1,9 \text{ mm}$

