



Regione Toscana

TERZA TORRE

Novoli, Firenze
nuovo edificio della Regione Toscana

CONCORSO DI PROGETTAZIONE

www.regione.toscana.it

RELAZIONE GEOTECNICA





REGIONE TOSCANA
DIREZIONE GENERALE BILANCIO E FINANZE
SETTORE PATRIMONIO E LOGISTICA

IDENTIFICAZIONE CATASTALE

Foglio n° 42

Particelle n° 57-1739 - 2410 - 2550 - 2551 - 2552
2553 - 2554 - 2555

COMUNE DI FIRENZE

Complesso Direzionale Sede della Giunta Regionale
- Via di Novoli n. 26 - Firenze

PROGETTO DEFINITIVO PER LA COSTRUZIONE DI
UN ASILO NIDO DI INFANZIA

RELAZIONE GEOTECNICA

TAVOLA

5A

Data: ottobre 2010

IL RESPONSABILE DEL
SETTORE PATRIMONIO E LOGISTICA

Dott.ssa Susanna Trambusti

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Geom. Franco Fei

FUNZIONARIO PER IL TERRITORIO

Dott.ssa Geol. Manuela Germani

GRUPPO DI LAVORO

Geom. Pietro Ribezzo

Premessa

La presente **Relazione Geotecnica** contiene tutte le verifiche progettuali (SLU; SLE; SLV; SLD, etc.), previste dalle NTC2008 e nella Circolare esplicativa n. 617 del 2/2/2009.

Per la redazione dei calcoli ci si è avvalsi dell'analisi geologica effettuata con l'ausilio dei necessari approfondimenti geognostici, che ha permesso la redazione delle stratigrafie geologiche e geotecniche (**Tav. 5B-5C**) e la valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dall'opera.

Tali analisi è contenuta nel volume **Relazione Geologica (Tav. 5)** a cui si fa riferimento anche per la caratterizzazione sismica del sito.

Come prevede la normativa in materia, le valutazioni sulle azioni di progetto (Ed) sono state fornite dagli ingeneri strutturisti e sono state messa in confronto con la resistenza di progetto (Rd) stimata in base ai seguenti calcoli geotecnici.

Caratteristiche geometriche della fondazione

Come tipologia fondazionale, gli strutturisti hanno progettato una fondazione superficiale tipo platea dalla forma irregolare assimilabile a un rettangolo con le seguenti dimensioni:

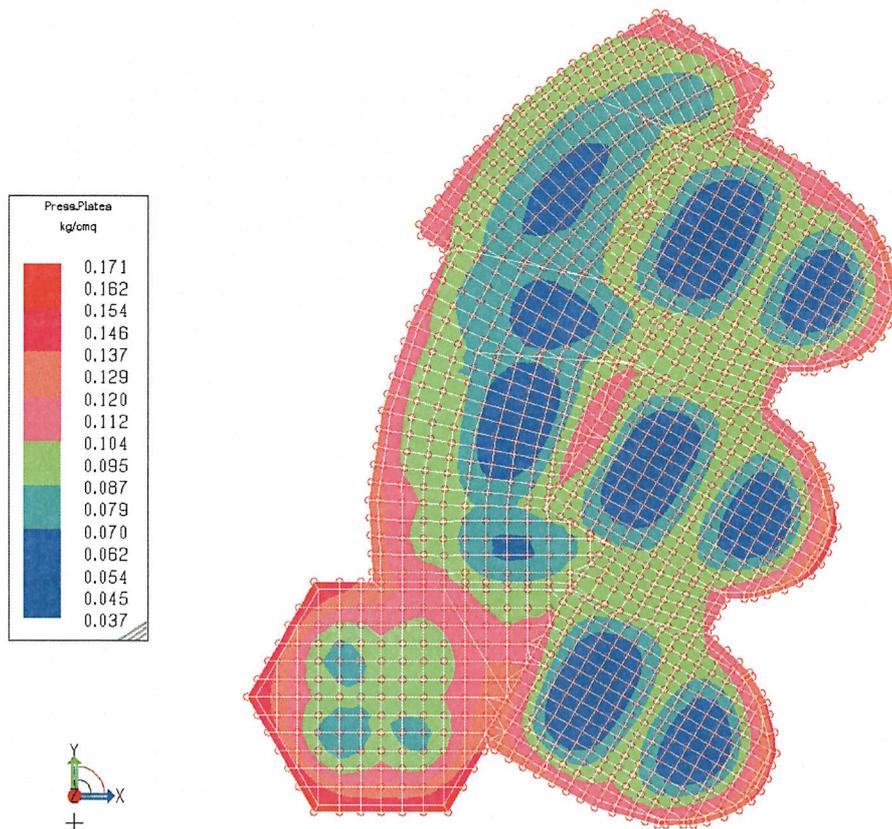
B' (Larghezza) = 23 m

L' (lunghezza) = 45 m

D (profondità del piano di posa) = 2,0 m

A_r (area reale) = 1000 m²

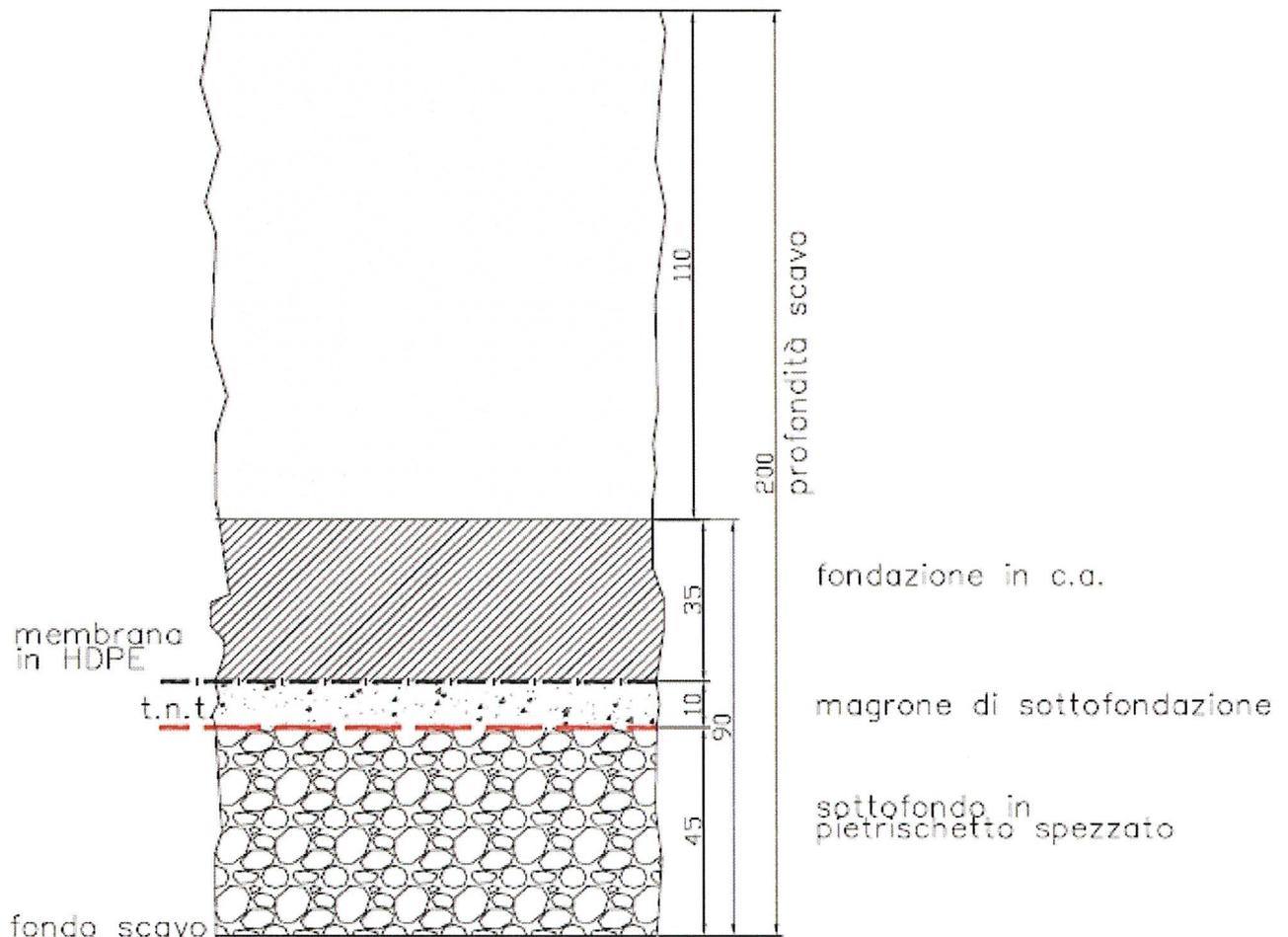
Di seguito si riporta fuori scala la rappresentazione areale della distribuzione dei carichi, in condizioni statiche fornita dagli strutturisti.



Gli strutturisti hanno scelto l'Approccio 2 (A1+M1+R3) delle NTC2008 e il valore di E_d che hanno determinato per le verifiche in condizioni statiche è pari a

$$E_d = 37605 \text{ kN}$$

A tale valore (che considera già l'amplificazione dovuta all'applicazione dei coefficienti parziali γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Q1} , ...) và aggiunto il peso del magrone ed il peso del sottofondo in pietrisco; di seguito si riporta fuori scala uno schema della fondazione.



Pertanto sempre in base ai dati fornitici dagli strutturisti:

- Peso Magrone

Magrone (spessore 10 cm) $240 \text{ kg/m}^2 = 240000 \text{ kg} = 2354 \text{ kN}$

- Peso sottofondo (45 cm di pietrisco)

$1600 \text{ kg/m}^3 * 450 \text{ m}^3 = 720000 \text{ kg} = 7061 \text{ kN}$

Totale 9415 kN che và moltiplicato per il coefficiente parziale γ_{G1} corrispettivo all'approccio prescelto

Pertanto in base alla definizione delle azioni data nelle NTC2008 (cfr. 2.5.1.3) l' E_d in condizioni statiche, seguendo l'Approccio 2 è pari a:

$$E_d = 49844 \text{ kN}$$

Verifiche in condizioni statiche

Come già accennato in precedenza su indicazione degli strutturisti, per le verifiche SLU a lungo ed a breve termine, è stato scelto l'Approccio 2 (DA2) delle NTC2008 che prevede una combinazione unica:

$$(A1 + M1 + R3) \text{ con}$$

A = Azioni (γF)

M = resistenza dei materiali (terreno - γM)

R = resistenza globale del sistema (γR)

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γF	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Pertanto si è visto che l'Ed calcolato in base alle indicazioni degli strutturisti è pari a: **49844 kN**

Le verifiche agli SLU, saranno soddisfatte nel caso in cui

$$Ed \leq Rd$$

Calcolo Rd in condizioni statiche

Come già accennato in premessa, per la redazione dei calcoli della resistenza del terreno alle azioni di progetto, sono stati utilizzati i parametri elaborati e descritti nella **Relazione Geologica (Tav. 5)**.

Si rimanda a tale volume per ogni chiarimento sulla metodologia usata per la determinazione dei parametri.

Di seguito si riporta una sintesi in tabella delle caratteristiche geotecniche dei terreni che saranno interessati dall'opera.

Tabelle dei parametri geotecnici dei terreni

Valori di laboratorio e da prove in posto

- sondaggio di riferimento S1, profilo n.2 di sismica a rifrazione e MASW 1a, MASW 2

Prof. m	litologia	γ kN/m ³	ϕ	c' KPa	c_u KPa	M MPa	c_v cm ² /s	Vs m/s
0-2.0	riporto	16.67	21°					175
2.0-3.9	Limo argilloso	19.8	19°	48	310	5.792	4.79*10 ⁻⁴	175
3.9-6.5	Sabbie limose	19.5	32°	20	39	4.232	2.91*10 ⁻⁴	276
6.5-9.8	Ciottoli e ghiaia	20.0	35°			24.8		388
9.8-16.80	Argille limose	20.9	23°	28	192	3.827	2.76*10 ⁻⁴	388
16.80-18.2	Sabbia con ghiaia	19.5	37°		19	30.99		370
18.20-20	Argille limose	19.3	19°	57	142	4.485	3.74*10 ⁻⁴	370

M e c_v per $\sigma_v = 200$ kPa

Valori caratteristici f_k

$$\phi_k = \phi_m (1 + X * V\phi)$$

$$c_k = c_m (1 + X * Vc)$$

con $X = -1.645$ da Eurocodice 7

Prof. m	litologia	ϕ_k	c'_k KPa	c_{uk} KPa
0-2.0	riporto	17°		
2.0-3.9	Limo argilloso	17°	31	242
3.9-6.5	Sabbie limose	29°	13	34
6.5-9.8	Ciottoli e ghiaia in	33°		
9.8-16.80	Argille limose	20°	22	151
16.80-18.2	Sabbia con ghiaino	31°		
18.20-20	Argille limose	17°	40	141

Valori di progetto fd

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_t	1,0	1,0

$\text{tg}\phi_d = \text{tg}\phi_k/1.25$
 $c'_d = c'_k/1.25$
 $c_{ud} = c_{uk}/1.4$

Prof. m	litologia	ϕ_d	c'_d KPa	c_{ud} KPa
0-2.0	riporto	14°		
2.0-3.9	Limo argilloso	14°	25	173
3.9-6.5	Sabbie limose	24°	10	24
6.5-9.8	Ciottoli e ghiaia in	27°		
9.8-16.80	Argille limose	16°	17	108
16.80-18.2	Sabbia con ghiaino	25°		
18.20-20	Argille limose	14°	32	100

Poiché è stato scelto l'Approccio 2 si utilizzeranno i parametri geotecnici caratteristici f_k

Condizioni statiche - Verifiche SLU a lungo termine

**APPROCCIO 2 - (A1 + M1 + R3)
COMBINAZIONE UNICA**

Utilizzando i coefficienti parziali γ_R come indicati nella Tab. 6.4.1 delle NTC2008

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

ed utilizzando la Formula di Brinch-Hansen:

$$Q_{LIM} = (c_k \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q + 0,5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma) \cdot A'$$

con

s_c, s_q e s_γ fattori di forma della fondazione

i_c, i_q e i_γ fattori di inclinazione del carico

dc,dq e dy fattori di profondità della fondazione

gc,gq e gy fattori di inclinazione del terreno

bc,bq e by fattori di inclinazione del piano di fondazione

Considerando che la zona dove sarà realizzato l'asilo è pianeggiante, che la fondazione sarà in pari ed i carichi non sono inclinati, trascurando il fattore relativo alla profondità e con

$$s_q = 1 + (B'/L') * \tan \phi' = 1,15$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4*(B'/L') = 0,80$$

$$s_c = 0,2 (B'/L') = 0,1$$

$$Q_{LIM} = (31 \text{ kN/m}^2 * 12,34 * 0,1) + (16,67 \text{ kN/m}^3 * 2,0 \text{ m} * 4,77 * 1,15) + 0,5 * 19,8 \text{ kN/m}^3 * 23 \text{ m} * 3,53 * 0,80) * A'$$

$$Q_{LIM} = (38,54 \text{ kN/m}^2 + 182,89 \text{ kN/m}^2 + 643,02 \text{ kN/m}^2) * 1000 \text{ m}^2$$

$$Q_{LIM} = 864 \text{ kN/m}^2 * 1000 \text{ m}^2 = 864000 \text{ kN}$$

Costante di Winkler (Bowles, 1988) = **11520 kN/m³**

$$R_d = Q_{LIM} / \gamma_R = 864000 \text{ kN} / 2,3 = 375652 \text{ kN}$$

$$E_d \leq R_d$$

$$49844 \text{ kN} \leq 375652 \text{ kN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta con un FS = 7 ca.

Condizioni statiche - Verifiche scorrimento a lungo e breve termine

Le verifiche a scorrimento a lungo e breve termine in condizioni statiche, previste dalle NTC2008, non sono state effettuate in quanto gli strutturisti, vista la tipologia fondazionale, le hanno ritenute non necessarie.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00
1	5.38	1.09	0.07
2	5.63	1.20	0.15
3	5.90	1.31	0.24
4	6.19	1.43	0.34
5	6.49	1.57	0.45
6	6.81	1.72	0.57
7	7.16	1.88	0.71
8	7.53	2.06	0.86
9	7.92	2.25	1.03
10	8.35	2.47	1.22
11	8.80	2.71	1.44
12	9.28	2.97	1.69
13	9.81	3.26	1.97
14	10.37	3.59	2.29
15	10.98	3.94	2.65
16	11.63	4.34	3.06
17	12.34	4.77	3.53
18	13.10	5.26	4.07
19	13.93	5.80	4.68
20	14.83	6.40	5.39
21	15.82	7.07	6.20
22	16.88	7.82	7.13
23	18.05	8.66	8.20
24	19.32	9.60	9.44
25	20.72	10.66	10.88
26	22.26	11.85	12.54
27	23.94	13.20	14.47
28	25.80	14.72	16.72
29	27.86	16.44	19.34
30	30.14	18.40	22.40
31	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	30.22
33	38.64	26.09	35.19
34	42.16	29.44	41.06
35	46.12	33.30	48.03
36	50.59	37.75	56.31
37	55.63	42.92	66.19
38	61.35	48.93	78.03
39	67.87	55.96	92.25
40	75.31	64.20	109.41
41	83.86	73.90	130.22
42	93.71	85.38	155.55
43	105.11	99.02	186.54
44	118.37	115.31	224.64
45	133.88	134.88	271.76
46	152.10	158.51	330.35
47	173.64	187.21	403.67
48	199.26	222.31	496.01
49	229.23	265.51	613.16
50	266.89	319.07	762.89

Tabella 8.14 Fattori di capacità portante (Vesic, 1975).

Verifiche SLU a breve termine

APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE UNICA - (STR -GEO)

$$Q_{LIM} = (c_{uk} * 5,14 + q) * A'$$

$$R_d = (242 \text{ kN/m}^2 * 5,14 + 16,67 \text{ kN/m}^3 * 2,0 \text{ m}) * A'$$

$$(1244 \text{ kN/m}^2 + 33,34 \text{ kN/m}^2) * 1000 \text{ m}^2 = 1277340 \text{ kN}$$

$$R_{dSTR} = R_d / \gamma_R = 1277340 \text{ kN} / 2,3 = 555365 \text{ kN}$$

$$E_d \leq R_d$$

$$49844 \text{ kN} \leq 555365 \text{ kN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta con un FS = 11 ca.

Verifiche in condizioni dinamiche

Considerando la categoria di sottosuolo (Terreno di tipo B) emersa dalla campagna geognostica e considerando che l'area è pianeggiante, rifacendosi alle tabelle delle NTC2008,

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

il valore di coefficiente di amplificazione sismica è pari a

$$S = S_s \cdot S_T = 1,2$$

mentre i coefficienti sismici puntuali per gli SLV sono (vedere **Relazione Geologica** - Tav. 5):

K_h = coefficiente sismico orizzontale 0,044

K_v = coefficiente sismico verticale 0,022

Le verifiche in condizioni sismiche vanno effettuate per gli SLV

Seguendo sempre l'APPROCCIO 2 (A1+M1+R3), in base alle indicazioni degli strutturisti, considerando che ai carichi permanenti e variabili va aggiunta l'azione sismica E in base alla puntuale accelerazioni sismica stimata, e che alle azioni vanno applicati dei coefficienti parziali pari ad 1:

$$E = (G_1+Q) \cdot 0,022 = 38020 \cdot 0,022 = 836 \text{ kN}$$

per cui considerando che l'Ed che gli strutturisti hanno determinato per le verifiche in condizioni dinamiche è pari a

$$Ed = 28605 \text{ kN}$$

Calcolo Rd in condizioni dinamiche

Per il calcolo in condizioni dinamiche, considerando che il terreno in condizioni sismiche comunque subisce un degrado delle sue caratteristiche ed a favore della sicurezza, si è scelto di utilizzare i parametri geotecnici di progetto f_d .

Verifiche SLV

$$Q_{LIM} = (c' * N_c * s_c * z_c + q * N_q * s_q * z_q + 0,5 \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * z_\gamma) * A'$$

Applicando i fattori correttivi di Paolucci e Pecker (1997) come riduzione sismica

$$z_q = (1 - Kh/tg\phi)^{0,35} = 0,93$$

$$z_c = 1 - 0,32Kh = 0,98$$

$$z_\gamma = z_q = 0,93$$

e con

$$s_q = 1 + (B'/L') * \tan \phi' = 1,13$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * (B'/L') = 0,80$$

$$s_c = 0,2 (B'/L') = 0,1$$

$$Q_{LIM} = (25 \text{ kN/m}^2 * 10,37 * 0,1 * 0,98 + 16,67 \text{ kN/m}^3 * 2,0 \text{ m} * 3,59 * 1,13 * 0,93 + 0,5 * 19,8 \text{ kN/m}^3 * 23 \text{ m} * 2,29 * 0,80 * 0,93) * A'$$

$$Q_{LIM} = 539,14 \text{ kN/m}^2 * 1000 \text{ m}^2 = 539140 \text{ kN}$$

$$R_d = 539140 \text{ kN} / 2,3 = 234408 \text{ kN}$$

$$38856 \text{ kN} \leq 234408 \text{ kN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta con un FS = 6 ca.

Verifiche scorrimento in condizioni dinamiche

Per le verifiche a scorrimento in condizioni sismiche si deve considerare l'amplificazione dovuta all'accelerazione orizzontale (kh) in caso di sisma (E) per cui:

$$E = 38020 \text{ kN} * 0,044 = 1673 \text{ kN}$$

$$E_d = 1901 \text{ kN} + 1673 \text{ kN} = 3574 \text{ kN}$$

e considerando:

$$F_r = N t g \delta_f + c_a * A'$$

$$\delta_f = 11,3^\circ$$

$$c_a = 0,155 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_r = 38020 \text{ kN} * 0,199 + 15,2 \text{ kN/m}^2 * 1000 \text{ m}^2$$

$$F_r = 7566 \text{ kN} + 15200 \text{ kN} = 22766 \text{ kN}$$

$$R_d = F_r / \gamma_R = 22766 \text{ kN} / 1,1 = 20696 \text{ kN}$$

$$E_d = 3574 \text{ kN} \leq R_d = 20696 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta con Fs = 6 ca.

Verifiche SLE

Le verifiche SLE corrispondono all'individuazione dei cedimenti attesi considerando i carichi in fondazione. La verifica è soddisfatta se le deformazioni attese possono essere tollerate dalla struttura:

$$E_d \leq C_d$$

Per il calcolo è stato usato il software Carl 10.0 della Aztec.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti preceduti da una sintesi dei metodi di calcolo utilizzati.

Metodo Edometrico

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fina, proposto da Terzaghi negli anni '20.

L'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

Tuttavia il metodo risulta dotato di ottima approssimazione anche nei casi di strati deformabili di grande spessore.

L'implementazione del metodo è espressa secondo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \Delta z_i$$

dove:

$\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;

E_{ed} è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato i -esimo;

Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq per il calcolo delle tensioni indotte considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove: $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$;

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la

tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

Calcolo secondo: **Approccio 2 N.T.C. 2008**

Analisi in condizioni drenate

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il metodo Edometrico utilizzando il modulo edometrico.

Per il calcolo dei cedimenti è stata impostata un'altezza dello strato compressibile pari a: 6,50 [m]

Cedimento complessivo

Simbologia adottata

Comb Identificativo della combinazione

w_f cedimento finale espresso in [cm]

H spessore strato compressibile espresso in [m]

X coordinata X punto di calcolo cedimento espressa in [m]

Y coordinata Y punto di calcolo cedimento espressa in [m]

Fondazione 1

Comb	w_f	H	X	Y
1	3,92	8,50	0,00	0,00

Cedimento dei singoli strati

Simbologia adottata

Strato Identificativo dello strato

Terreno Terreno dello strato

ΔH Spessore dello strato espresso in [m]

Δw Cedimento dello strato espresso in [cm]

Fondazione 1 (Combinazione n° 1)

Strato	Terreno	ΔH	Δw
2	Limo Argilloso	1,70	1,4124
3	Sabbie limose	2,80	2,1451
Totale		6,50	3,9193

Dettagli sui cedimenti dei singoli strati

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dell'i-esimo strato
z	quota media dell'i-esimo strato espresso in [m]
ΔH	spessore dello strato i-esimo espresso in [m]
$\Delta\sigma_v$	incremento di tensione verticale dell'i-esimo strato espresso in [kg/cmq]
E_{ed}	modulo edometrico dell'i-esimo strato espresso in [kg/cmq]
Δw	cedimento dell'i-esimo strato espresso in [cm]

Fondazione 1 (Combinazione n° 1)

n°	z	ΔH	$\Delta\sigma_v$	E_{ed}	Δw
1	-2,17	0,34	0,37	45,07	0,2826
2	-2,51	0,34	0,37	45,07	0,2826
3	-2,85	0,34	0,37	45,07	0,2825
4	-3,19	0,34	0,37	45,07	0,2824
5	-3,53	0,34	0,37	45,07	0,2823
6	-3,98	0,56	0,37	48,43	0,4322
7	-4,54	0,56	0,37	48,43	0,4311
8	-5,10	0,56	0,37	48,43	0,4296
9	-5,66	0,56	0,37	48,43	0,4275
10	-6,22	0,56	0,37	48,43	0,4248
11	-6,70	0,40	0,36	198,84	0,0734
12	-7,10	0,40	0,36	198,84	0,0729
13	-7,50	0,40	0,36	198,84	0,0724
14	-7,90	0,40	0,36	198,84	0,0718
15	-8,30	0,40	0,35	198,84	0,0712
Totale		6,50			3,9193

Un cedimento di 3,9 cm risulta ammissibile con la struttura in progetto per cui la verifica è soddisfatta. In ogni caso, così come è prescritto nella **Relazione Geologica (Tav.5)** per preparare il terreno di imposta delle fondazioni e renderlo omogeneo si eseguirà un costipamento meccanico tramite rullo liscio e le caratteristiche risultanti saranno verificate tramite prove in posto ed in laboratorio.

Con l'azione di costipamento si miglioreranno le caratteristiche del terreno di imposta ed una parte dei cedimenti attesi potrà svilupparsi già in fase di cantierizzazione.

Nella Relazione Geotecnica, da effettuarsi a livello di Progettazione Esecutiva, dovranno essere valutati tali aspetti ed analizzati i risultati ottenuti.

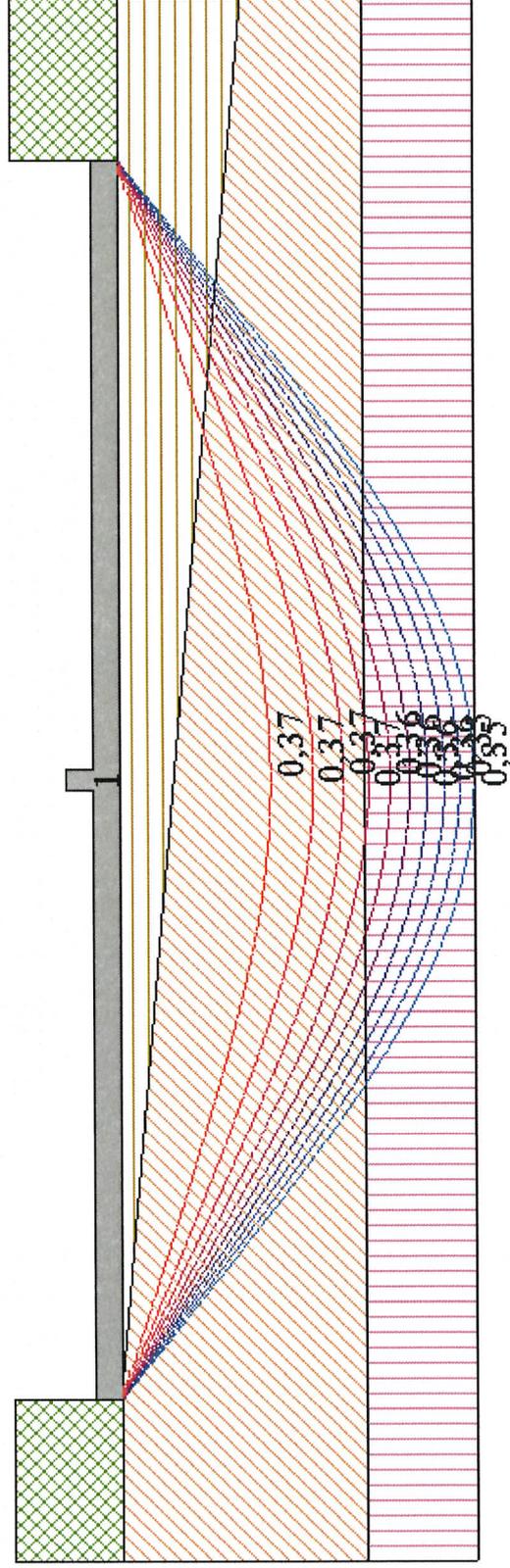
<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
Cedimento	Collegamento a reti di servizi Accesso	15 ÷ 30 cm 30 ÷ 60 cm
	Probab. di cedimenti differenziali <ul style="list-style-type: none"> • murature portanti • strutture intelaiate • ciminiera, silos 	2,5 ÷ 5 cm 5 ÷ 10 cm 7,5 ÷ 30 cm
Rotazione rigida (<i>tilt</i>)	Stabilità al ribaltamento	Dipende dall'altezza e dal peso 0,04 H 0,003 L 0,0002 L
	Rotazione di ciminiera, torri operatività di macchine <ul style="list-style-type: none"> • macchine tessili • turbogeneratori Binari di carro ponte Drenaggio di sup. pavimentate	0,003 L 0,01 ÷ 0,02 L
Cedimenti differenziali	Murature portanti multipiano	0,0005 ÷ 0,001 L
	Murature portanti ad un piano	0,001 ÷ 0,02 L
	Lesioni di intonaci	0,001 L
	Telai in c.a.	0,0025 ÷ 0,004 L
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003 L
	Telaio in acciaio	0,002 L
Strutture semplici in acciaio	0,005 L	

L = distanza fra due pilastri adiacenti.

I valori ammissibili più elevati si riferiscono a strutture più flessibili ed a condizioni di sottosuolo uniformi; i più ridotti a strutture rigide e condizioni di sottosuolo irregolari.

E' opportuno precisare che in base alle analisi di laboratorio effettuate, i terreni presentano un fuso granulometrico tale da poter escludere la liquefazione in caso di evento sismico.

Pertanto le verifiche in condizione dinamiche non sono state svolte in quanto sostanzialmente i cedimenti attesi sono equivalenti a quelli relativi alle condizioni statiche, visti anche i modesti carichi di esercizio della struttura.



Bulbo delle pressioni

Cedimenti nel tempo

Al fine di verificare l'andamento nel tempo dei cedimenti attesi è stata effettuata anche un'analisi utilizzando le prove di laboratorio effettuate.

Tabella 2.4 Fattori temporali corrispondenti alle distribuzioni di pressioni indicate.

$U = \Delta H / \Delta H(t = \infty), \%$	Caso 1	Caso 2
0	0.000	0.000
10	0.008	0.048
20	0.031	0.090
30	0.071	0.115
40	0.126	0.207
50	0.197	0.281
60	0.287	0.371
70	0.403	0.488
80	0.567	0.652
90	0.848	0.933
100	∞	∞

Distribuzione della pressione nei pori nel caso 1, abitualmente utilizzata anche nel caso 1a [Taylor (1948)]

Distribuzione della pressione nei pori nel caso 2

**Tabella fattori temporali da J.E.Bowles
"Fondazioni – Progetto" e analisi giugno 1991**

$$t_i = (T_v * H^2) / c_v$$

$$U = 50\% \quad T_v = 0.197$$

$$U = 80\% \quad T_v = 0.567$$

Limo Argilloso $H = 1,90 \text{ m}$ $\Delta w = 1,70 \text{ cm}; c_v = 4,79 * 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$

50% ced:

$$t_i = 0.197 * (190 \text{ cm})^2 / 4,79 * 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$t_i = \mathbf{171 \text{ gg}}$$

80% ced:

$$t_i = 0.567 * (190 \text{ cm})^2 / 4,79 * 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$t_i = \mathbf{494 \text{ gg}}$$

Sabbie Limose $H = 2,60 \text{ m}$ $\Delta w = 2,8 \text{ cm}; c_v = 2,9 * 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$

50% ced:

$$t_i = 0.197 * (260 \text{ cm})^2 / 2,9 * 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$t_i = \mathbf{531 \text{ gg}}$$

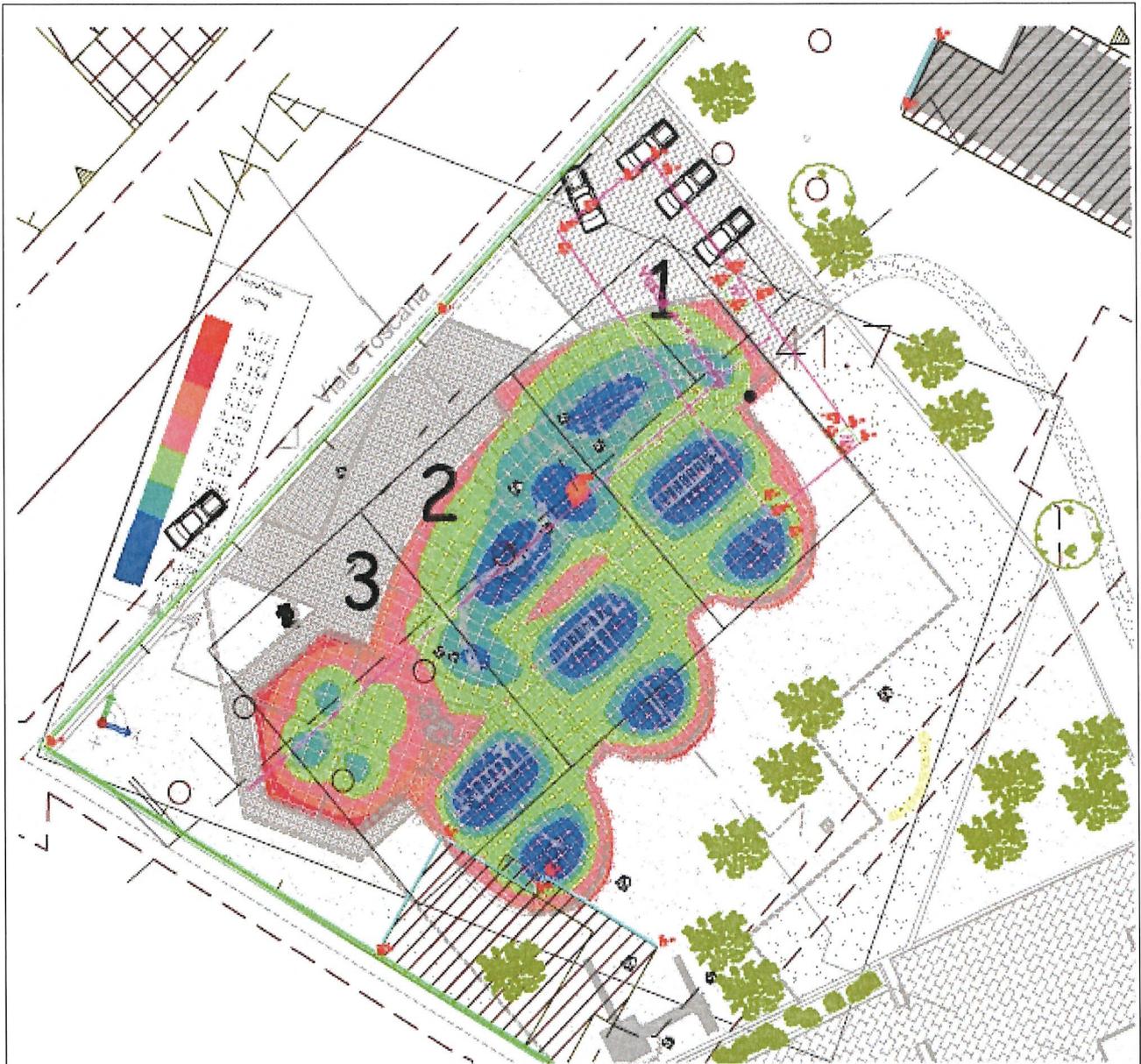
80% ced:

$$t_i = 0.567 * (260 \text{ cm})^2 / 2,9 * 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$t_i = \mathbf{1530 \text{ gg}}$$

Cedimenti differenziali

Per avere una stima dei cedimenti differenziali che potrebbero interessare la platea ed avere un'idea della distorsione angolare che potrebbe verificarsi, la fondazione è stata suddivisa in tre rettangoli di uguale dimensione ($B=15\text{m}$, $L=24\text{m}$) ma con differenti carichi, valutati in base alla distribuzione areale fornita dagli strutturisti e con le stratigrafie geotecniche in linea con l'analisi geologica condotta.



Il cedimento differenziale che ne è derivato è minimo, dell'ordine dei 0,5 cm, e mettendo a confronto il rettangolo 1 con il 3 si arriva ad una distorsione angolare di circa $1/3000$; che risulta più accettabile per la struttura in progetto.

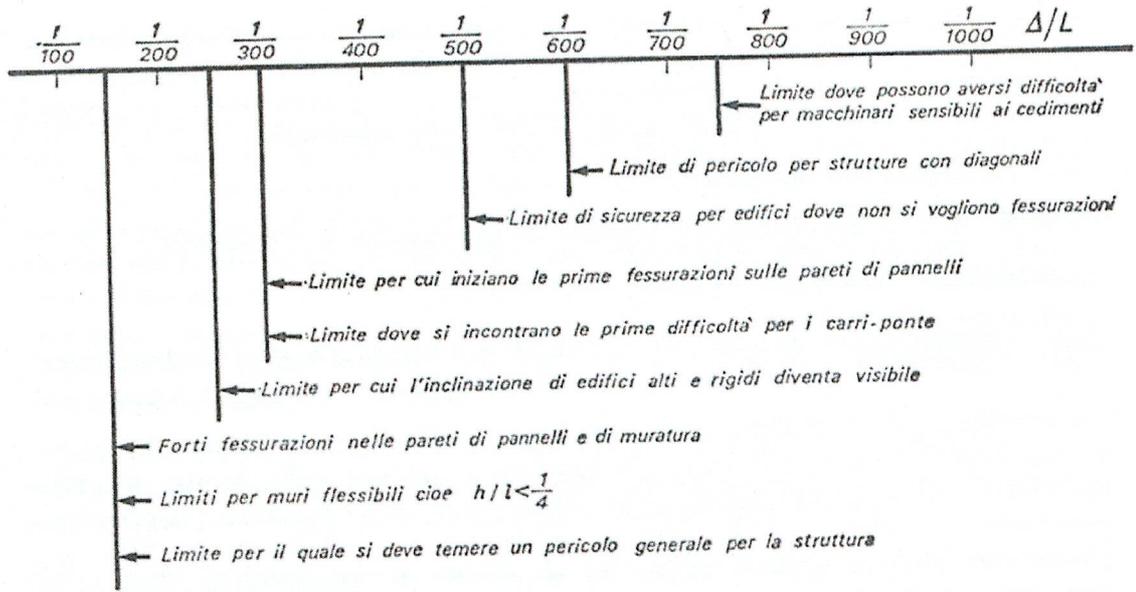


Fig. 13.16.

Conclusioni

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle verifiche geotecniche effettuate, che risultano tutte soddisfatte.

Schema riassuntivo delle verifiche effettuate		CONDIZIONI	PARAMETRI GEOTECNICI	γ_R	Risultato	Rd ^e	Ed ^s	Fs
Verifica	APPROCCIO							
SLU	APPROCCIO 2 COMBINAZIONE UNICA	Statiche a LUNGO termine	CARATTERISTICI	2,3		375652 kN	49844 kN	7
SCORRIMENTO	APPROCCIO 2	*N.N.	.	1,1		-	-	-
SLU	APPROCCIO 2 COMBINAZIONE UNICA	Statiche a BREVE termine	CARATTERISTICI	2,3		555365 kN	49844 kN	11
SLV	APPROCCIO 2	Dinamiche a LUNGO termine	**DI PROGETTO	2,3		234408 kN	38856 kN	6
SCORRIMENTO	APPROCCIO 2	Dinamiche a LUNGO termine	CARATTERISTICI	1,1		20696 kN	3574 kN	6
SLE		*** Statiche	CARATTERISTICI		3.9 cm			
SLE		Differenziale: 3 platee a carico diversificato	CARATTERISTICI		1/3000			

*N.N. : Le verifiche a scorrimento a lungo e breve termine in condizioni statiche, previste dalle NTC2008, non sono state effettuate in quanto gli **strutturisti, vista la tipologia fondazionale, le hanno ritenute non necessarie.**

** Il valore di progetto è stato scelto a favore della sicurezza, considerando che in condizioni sismiche c'è sempre un decadimento delle caratteristiche geotecniche del terreno

*** In base alle **analisi di laboratorio i terreni non sono liquefacibili** per cui non si sono da attendersi fenomeni di amplificazione delle deformazioni dovute a tale fenomeno. Le verifiche in condizione dinamiche non sono state svolte in quanto sostanzialmente i cedimenti attesi sono equivalenti a quelli relativi alle condizioni statiche, visti i modesti carichi di esercizio della struttura.

Dott.Geol. Manuela Germani

Premessa.....	1
Caratteristiche geometriche della fondazione	1
Verifiche in condizioni statiche.....	3
Calcolo Rd in condizioni statiche.....	3
Condizioni statiche - Verifiche SLU a lungo termine	5
Condizioni statiche - Verifiche scorrimento a lungo termine.....	7
Verifiche SLU a breve termine.....	7
Verifiche in condizioni dinamiche	8
Calcolo Rd in condizioni dinamiche.....	10
Verifiche scorrimento in condizioni dinamiche	10
Verifiche SLE.....	11
Cedimenti nel tempo	16
Cedimenti differenziali.....	17
Conclusioni	19