



COMUNE DI NAPOLI

# COMUNE DI NAPOLI

AREA INFRASTRUTTURE

Servizio Strade e Grandi Reti Tecnologiche

**PROGETTO ESECUTIVO**

## Estensione della rete di pubblica illuminazione di alcune strade cittadine

Tavola n.

15

Titolo elaborato

**RELAZIONE GEOTECNICA – SULLE  
FONDAZIONI**

Codice

RGF

Responsabile Unico del Procedimento

Ing. Edoardo Fusco

Progettista

Ing. Gianfranco Stellato

Data

2022

Revisione

# **RELAZIONE GEOTECNICA - FONDAZIONI**

## **GENERALITÀ**

Per il calcolo geotecnico della struttura in fondazione dei pali per la Pubblica Illuminazione, da realizzarsi nel Comune di Napoli (NA) nell'ambito del Progetto approvato con Deliberazione di G. C. n. 274/2020, avente ad oggetto "*Estensione della rete di pubblica illuminazione di alcune strade cittadine*", gli elementi di giudizio sono stati dedotti dalla Relazione Geologica del Dott. Geol. Maurizio Cice, cui si rimanda ad ogni buon fine.

Le fondazioni saranno del tipo diretto, costituite da plinti in cls armato di dimensioni cm 100x100x100, realizzati su idoneo magrone di spessore cm 10; si rimanda ad ogni buon fine, per una migliore comprensione della presente, agli allegati elaborati grafici.

## **NORMATIVA**

Il progetto e la verifica delle strutture in esame sono stati condotti secondo le prescrizioni dettate dalle seguenti norme:

- D.M. Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>>";
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.".

La normativa D.M. 17 Gennaio 2018 indica per le fondazioni superficiali le seguenti verifiche allo stato limite ultimo:

- SLU di tipo strutturale (STR)
- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
  - collasso per scorrimento sul piano di posa
  - stabilità globale

### ***VERIFICHE STRUTTURALI***

Le verifiche strutturali sono state effettuate, come indicato dalla normativa, secondo l'Approccio 2 assumendo quindi la Combinazione (A1+M1+R3), e sono riportate nella Relazione Tecnica – di Calcolo, cui si rimanda ad ogni buon fine.

### ***VERIFICHE GEOTECNICHE***

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche si è proceduto in questa Relazione solo alla verifica di carico limite e scorrimento, poiché trattasi di opere di modesta rilevanza, ed inoltre si possono effettuare le seguenti osservazioni:

- i siti presso i quali sono ubicati i manufatti in oggetto devono essere stabili nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate;
- nei casi in esame, per quanto riguarda la possibilità che in occasione di eventi sismici si possa verificare il fenomeno della “liquefazione” si può af-

fermare che la natura e l'assortimento granulometrico dei terreni, nonché la profondità elevata del pelo libero della falda portano ad escludere il verificarsi del predetto fenomeno.

Per quanto riguarda la verifica di carico limite si è proceduto secondo l'Approccio 2 assumendo quindi la Combinazione (A1+M1+R3).

I coefficienti moltiplicativi dei carichi indicati nella condizione A1 corrispondono a quelli adottati nel calcolo della sovrastruttura, pertanto si rimanda alla Relazione Tecnica - di Calcolo; i coefficienti moltiplicativi M1 per le caratteristiche del terreno sono tutti unitari come indicato dalla tabella 6.2.II della normativa, e quindi i valori assunti sono quelli già indicati; il coefficiente di sicurezza globale R3 è pari a 2,3 per il carico limite e 1,1 per lo scorrimento, come da tabella 6.4.I delle NTC 2018.

Si procede quindi alla determinazione del carico limite.

### ***CAPACITÀ PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE***

Il calcolo del carico limite viene effettuato mediante la teoria della plasticità; fissata la geometria della fondazione, per il calcolo si utilizza la formula introdotta dal Terzaghi:

$$\sigma_{lim} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot 1/2 B$$

dove:

- D è la profondità del piano di posa della fondazione;
- B è la larghezza della fondazione;
- $\gamma_1$  e  $\gamma_2$ , sono i pesi dell'unità di volume rispettivamente del terreno posto al di sopra ed al di sotto del piano di posa;
- c è la coesione del terreno posto al di sotto della fondazione;

- $N_q$ ,  $N_c$  ed  $N_\gamma$  sono dei coefficienti adimensionali dipendenti dall'angolo di attrito del terreno posto al di sotto della fondazione.

La formula, così come enunciata, presuppone però le seguenti ipotesi:

- fondazione isolata a forma di striscia indefinita;
- piano di campagna orizzontale;
- piano di posa orizzontale;
- carico verticale e centrato;
- terreno omogeneo ed isotropo;
- rottura del terreno per carico limite secondo il meccanismo di “rottura generale”.

Nel caso in cui ciascuna delle suddette ipotesi venga a mancare, si introducono opportuni fattori correttivi per i coefficienti  $N_q$ ,  $N_c$  ed  $N_\gamma$ .

Si precisa infine, che il verificarsi o meno del meccanismo di “rottura generale” viene fatto dipendere, come consiglia il Vesic, dal valore dell'indice di rigidità  $I_r$ , a sua volta funzione delle caratteristiche fisiche del terreno in questione: verrà ipotizzata una “rottura per punzonamento” se risulta  $I_r \leq I_{rc}$ , essendo quest'ultimo l'indice di rigidità critico, anch'esso funzione delle caratteristiche fisiche del terreno posto al di sotto del terreno di fondazione.

Di seguito si riportano i tabulati riepilogativi dei calcoli eseguiti per l'ipotesi geometrica considerata di comportamento globale a plinto; tali risultati saranno confrontati con le sollecitazioni di progetto.

Plinto via Torciolano				
FALDA ASSENTE		Nq	Nc	Nγ
		18,40	30,14	22,40
Fattore di FORMA		1,58	1,61	0,60
Fattore di INCLINAZIONE P. CAMP.		1,00	1,00	1,00
Fattore di INCLINAZIONE P. POSA		1,00	1,00	1,00
Fattore di INCLINAZIONE CARICO		1,00	1,00	1,00
Fattore di PUNZONAMENTO		1,00	1,00	1,00
Ir = 192,45	Irc = 69,63	ROTTURA GENERALE <b>Rd = QV,lim = 4,75 daNcm<sup>-2</sup> = 0,48 MPa</b>		

### *Verifica*

Di seguito si riportano le verifiche effettuate sulle strutture di fondazione; dall'analisi dei risultati riportati nella Relazione Tecnica – di Calcolo, cui si rimanda ad ogni buon fine, si evince che la pressione massima per via Torciolano è pari a 0,84 daNcm<sup>-2</sup>, da cui si ottiene:

$$R_d / \gamma R \geq E_d$$

### *Cedimenti*

Come è noto, il cedimento di una fondazione di larghezza “B”, soggetta ad un carico unitario “q”, per un mezzo elastico omogeneo può essere espresso come:

$$w = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) I$$

dove “I” è un coefficiente d’influenza che dipende dalla forma della fondazione e dallo spessore dello strato deformabile; secondo il metodo di Winkler, in via di prima approssimazione può assumersi:

$$w = \frac{qB}{E_{ed}}$$

con  $k = E_{ed} / B$  costante di Winkler; nel nostro caso, per  $E_{ed} = 8.000 \text{ kNm}^{-2}$  e  $B = 1,00 \text{ m}$ , si ottiene:

cedimento plinto                       $w = 1,05 \text{ cm}$

Plinto via Fasano				
FALDA ASSENTE		Nq	Nc	Nγ
		13,20	23,94	14,47
Fattore di FORMA		1,51	1,55	0,60
Fattore di INCLINAZIONE P. CAMP.		1,00	1,00	1,00
Fattore di INCLINAZIONE P. POSA		1,00	1,00	1,00
Fattore di INCLINAZIONE CARICO		1,00	1,00	1,00
Fattore di PUNZONAMENTO		1,00	1,00	1,00
Ir = 109,93	Irc = 52,33	ROTTURA GENERALE <b>Rd = QV,lim = 3,26 daNcm<sup>-2</sup> = 0,33 MPa</b>		

### *Verifica*

Di seguito si riportano le verifiche effettuate sulle strutture di fondazione; dall’analisi dei risultati riportati nella Relazione Tecnica – di Calcolo, cui si rimanda

ad ogni buon fine, si evince che la pressione massima per via Fasano è pari a 0,84 daNcm<sup>-2</sup>, da cui si ottiene:

$$R_d / \gamma R \geq E_d$$

### ***Cedimenti***

Come è noto, il cedimento di una fondazione di larghezza “B”, soggetta ad un carico unitario “q”, per un mezzo elastico omogeneo può essere espresso come:

$$w = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) I$$

dove “I” è un coefficiente d’influenza che dipende dalla forma della fondazione e dallo spessore dello strato deformabile; secondo il metodo di Winkler, in via di prima approssimazione può assumersi:

$$w = \frac{qB}{E_{cd}}$$

con  $k = E_{cd} / B$  costante di Winkler; nel nostro caso, per  $E_{cd} = 4.000 \text{ kNm}^{-2}$  e  $B = 1,00 \text{ m}$ , si ottiene:

cedimento plinto                       $w = 2,09 \text{ cm}$

<b>Plinto via Feo</b>			
FALDA ASSENTE	<b>Nq</b>	<b>Nc</b>	<b>N<sub>γ</sub></b>
	29,44	42,16	41,06
Fattore di FORMA	1,67	1,70	0,60
Fattore di INCLINAZIONE P. CAMP.	1,00	1,00	1,00



Fattore di INCLINAZIONE P. POSA		1,00	1,00	1,00
Fattore di INCLINAZIONE CARICO		1,00	1,00	1,00
Fattore di PUNZONAMENTO		1,00	1,00	1,00
Ir = 363,08	Irc = 106,37	ROTTURA GENERALE <b>Rd = QV,lim = 8,10 daNcm<sup>-2</sup> = 0,81 MPa</b>		

### *Verifica*

Di seguito si riportano le verifiche effettuate sulle strutture di fondazione; dall'analisi dei risultati riportati nella Relazione Tecnica – di Calcolo, cui si rimanda ad ogni buon fine, si evince che la pressione massima per via Feo è pari a 0,18 daNcm<sup>-2</sup>, da cui si ottiene:

$$R_d / \gamma R \geq E_d$$

### *Cedimenti*

Come è noto, il cedimento di una fondazione di larghezza “B”, soggetta ad un carico unitario “q”, per un mezzo elastico omogeneo può essere espresso come:

$$w = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) I$$

dove “I” è un coefficiente d'influenza che dipende dalla forma della fondazione e dallo spessore dello strato deformabile; secondo il metodo di Winkler, in via di prima approssimazione può assumersi:

$$w = \frac{qB}{E_{ed}}$$

con  $k = E_{ed} / B$  costante di Winkler; nel nostro caso, per  $E_{ed} = 18.000 \text{ kNm}^{-2}$  e  $B = 1,00 \text{ m}$ , si ottiene:

cedimento plinto  $w = 0,10 \text{ cm}$

### ***VERIFICA A SCORRIMENTO (GEO)***

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3); si calcolano la forza di scorrimento  $F_{scorr}$ , dovuta all'azione del vento, e la forza stabilizzante  $F_{stab}$ , dovuta all'attrito tra terreno e plinto, pari a:

$$F_{stab} = [\gamma G_{1,f} * P * \tan(\delta / \gamma \phi')] / \gamma R$$

Per la positiva verifica occorre che  $F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$ ; si utilizzano i seguenti coefficienti:

Coefficiente A1 carichi permanenti  $\gamma G = 1,00$  (favorevoli)

Coefficiente A2 carichi accidentali  $\gamma Q = 1,50$  (sfavorevoli)

Coefficiente M1 parametri geotecnici  $\gamma \phi' = 1,00$

Coefficiente R3 scorrimento  $\gamma R = 1,10$ .

Risulta:

<u>Parametro</u>	<u>u.m.</u>	<u>Sito</u>		
		<u>Palo rastremato via Torciolano – via Fasano</u>	<u>Palo conico via Fasano / Co- munale Sanseve- rino</u>	<u>Palo conico via Feo</u>
Fscorr	(N)	1482	1361	862
Fstab	(N)	11377	10003	12857

Fstab/Fscorr		7,7	7,3	14,9
		Verificato	Verificato	Verificato

### **ANALISI DEI RISULTATI - CONCLUSIONI**

Considerato tutto quanto esposto sinora, i margini di sicurezza rimangono complessivamente quindi tali da considerare l'opera nella sua complessità (interazione terreno-struttura) dotata di buona resistenza alle azioni.

Si conclude, pertanto, che la struttura risulta verificata ai sensi della L. 05/11/1971, n. 1086, delle Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17/01/2018, della L.R. n. 9/1983 e della normativa sopra richiamata, e che tutte le strutture sono idonee per la funzione cui sono destinate.

Tanto dovuto per incarico ricevuto.

Napoli, lì 09/12/2022

Il progettista  
*Dott. Ing. Gianfranco Stellato*