

ALLEGATO 2

VERIFICHE GEOTECNICHE DI SICUREZZA VASCA ACQUE METEORICHE

VERIFICHE GEOTECNICHE VASCA DELLE ACQUE METEORICHE

In questo allegato sono riportate le verifiche geotecniche di sicurezza del manufatto vasca di raccolta delle acque meteoriche, condotte alle tensioni ammissibili, come consentito dal punto 2.7 delle NTC per la "zona 4" sismica. Sono stati seguiti quindi i riferimenti tecnici contenuti nel D.M. 11.03.1988, nel D.M. 16.01.1996 e nelle loro circolari applicative.

Le verifiche sono state effettuate per una fondazione a platea, sulla quale poggerà la vasca, con dimensioni di 2,5 m x 2,5 m e spessore di 0,2 m.

Il carico di progetto, pari a 200 kN, eserciterà una pressione massima al piede della fondazione di 32 kPa.

1. CAPACITÀ PORTANTE

Le verifiche nei confronti della capacità portante dei terreni di fondazione hanno riguardato:

- il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- il collasso per scorrimento del piano di posa.

La verifica al collasso per carico limite è stata ottenuta determinando il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione (R_d), determinato utilizzando la formula trinomia originariamente sviluppata da Terzaghi (1943) sulla base della teoria della plasticità e dagli studi precedenti di Prandtl (1920), che esprime il carico limite del terreno (q_{lim}) come la somma di tre fattori:

- il contributo delle forze di attrito dovute al peso proprio del terreno interno alla superficie di scorrimento;
- il contributo delle forze di coesione agenti lungo la superficie di rottura;
- l'effetto stabilizzante del sovraccarico agente ai lati della fondazione.

In particolare è stata utilizzato l'approccio razionale proposto da Vesic (1975), attualmente il più accreditato nella comunità internazionale (Poulos et al., 2000), e pertanto il maggiormente utilizzato. Per ovviare alle limitazioni che stanno alla base del metodo, sono stati applicati una serie di coefficienti correttivi, riscrivendo la formula così come riportata in Bruschi (2010):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \zeta_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma t} \zeta_{\gamma g} + c' N_c \zeta_{cr} \zeta_{cs} \zeta_{cd} \zeta_{ci} \zeta_{ct} \zeta_{cg} + q' N_q \zeta_{qr} \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qi} \zeta_{qt} \zeta_{qg}$$

dove:

- B : larghezza della fondazione;
- γ : peso di volume del terreno;
- c' : coesione del terreno;
- q' : tensione efficace nel terreno alla profondità di imposta;
- N_γ N_c N_q : fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio (N_γ da Davis e Booker, 1971; N_c e N_q da Prandtl 1921 e Reisner 1924);
- ζ_γ ζ_{cr} ζ_{qr} : fattori dipendenti dalla rigidità del terreno (da Vesic, 1973);
- ζ_γ ζ_{cs} ζ_{qs} : fattori di forma della fondazione (da Vesic, 1973);
- ζ_γ ζ_{cd} ζ_{qd} : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa (da Vesic, 1973);
- ζ_γ ζ_{ci} ζ_{qi} : fattori dipendenti dall'inclinazione del carico (da Vesic, 1973);
- ζ_γ ζ_{ct} ζ_{qt} : fattori dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione (da Vesic, 1973 e da Eurocodice, 1974);
- ζ_γ ζ_{cg} ζ_{qg} : fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (da Vesic, 1973).

Gli effetti sismici sono stati modellizzati con un'analisi statica ai sensi del D.M. 16.01.1996, mediante l'introduzione di un coefficiente sismico orizzontale $K_{hi} = 0,030$, dato dalla seguente relazione:

$$K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I$$

dove:

- $C = 0,03$ è il coefficiente di intensità sismica relativo ad un grado di sismicità $S = 5$;
- $R = 1,0$ è il coefficiente di risposta;
- $e = 1,0$ è il coefficiente di fondazione;
- $b = 1,0$ è il coefficiente di struttura;
- $I = 1,0$ è il coefficiente di protezione sismica.

Il valore della capacità portante ammissibile viene poi ottenuto applicando al valore calcolato un fattore di sicurezza pari a 3, come previsto dal D.M. 11.03.1988:

$$q_{\text{AMM}} = \frac{q_{\text{LIM}}}{3}$$

La verifica al collasso per scorrimento del piano di posa è stata ottenuta utilizzando la nota relazione:

$$H_{\text{LIM},d} < H_d \tan \delta_d + P_{pd}$$

dove:

- $H_d \tan \delta_d$ è la resistenza per attrito lungo la base;
- P_{pd} è un parametro legato alla resistenza passiva;
- H_d è il carico orizzontale di progetto applicato.

1.1 Assunzioni

Nella verifiche sono state assunte le seguenti ipotesi, che dove necessario andranno verificate in fase esecutiva:

- la fondazione è stata considerata come isolata, con superficie scabra e profondità di influenza per la superficie di rottura calcolata con il metodo del cuneo di rottura;
- poiché i terreni di fondazione sono di natura prevalentemente non coesiva, si è assunto che le sovrappressioni interstiziali generate dall'applicazione dei carichi si dissipino contemporaneamente all'applicazione stessa dei carichi o in un breve lasso di tempo, e pertanto le verifiche sono state eseguite in condizioni drenate, in termini di tensioni efficaci;
- i carichi sono stati assunti come verticali e centrati;
- cautelativamente sono stati utilizzati i valori caratteristici dei parametri geotecnici riportati in tab. 12.1 della *Relazione geologica tecnica*, relativamente al litotipo “copertura superficiale (ghiaione riolitico”;
- si è considerato un confinamento laterale minimo della fondazione di 1 m, relativo al minimo immersione nel terreno naturale, anche se cautelativamente non sono stati considerati i fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
- è stato assunto il seguente fattore di riduzione di B , suggerito da Bowles (1991) per fondazioni larghe:

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \log \left(\frac{B}{2} \right)$$

- data la conformazione del sito, i terreni sono stati assunti come non saturi;
- nelle verifiche al collasso per scorrimento del piano di posa non è stato considerato cautelativamente il contributo della resistenza passiva.

1.2 Dati di input

Nelle verifiche al collasso per carico limite è stato utilizzato il valore dell'angolo di resistenza al taglio di picco (φ'), mentre nella verifica al collasso per scorrimento del piano di posa il valore dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante (φ_{cv}), in accordo con quanto riportato al punto C.6.2.2 della Circolare applicativa alle NTC.

1.3 Risultati ottenuti

Dai calcoli effettuati, riportati alla fine dell'Allegato, sono stati ottenuti i seguenti risultati.

Verifica al collasso per carico limite:

- capacità portante ammissibile = 226,38 kPa;
- pressione di progetto = 32,00 kPa.

Verifica al collasso per scorrimento del piano di posa:

- resistenza allo scorrimento = 129,88 kN;
- carico orizzontale = 6,00 kN.

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto:

- la capacità portante ammissibile è maggiore della pressione di progetto;
- la resistenza allo scorrimento è maggiore del carico orizzontale esercitato.

2. CEDIMENTI

Le verifiche nei confronti dei cedimenti consistono nello stimare i cedimenti attesi dall'applicazione del carico di progetto, e nel verificare che tali valori siano inferiori ad un valore soglia di progetto, qui assunto pari a 10,0 mm, affinché venga garantito l'esercizio dell'opera per tutta la durata della sua vita nominale.

Per la stima dell'entità dei cedimenti "*immediati*", cioè quelli che si sviluppano per deformazioni di natura elasto-plastica non appena il sovraccarico viene applicato o comunque in un breve lasso di tempo, e dei cedimenti secondari, è stata utilizzata la teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier 1951) assumendo un modello di comportamento del terreno di tipo elastico-lineare, con l'adozione della seguente formula:

$$\Delta H = q' B' \frac{1 - \nu^2}{E_s} I_s I_F$$

dove:

- B' : minima dimensione laterale dell'area reagente della base;
- I_F : coefficiente di influenza che deriva dalle equazioni di Fox (1948), che stabiliscono che il cedimento venga ridotto quando ci si pone ad una certa profondità del terreno, in dipendenza del valore di ν e del rapporto L/B;
- I_s : coefficiente di influenza che deriva dalle equazioni di Steinbrenner (1934).

Per il calcolo dei relativi coefficienti, sono state utilizzate le equazioni riportate in Bowles (1991).

2.1 Risultati ottenuti

Dai calcoli effettuati, riportati alla fine dell'Allegato, sono stati ottenuti i seguenti risultati.

Cedimenti immediati:

- al centro della fondazione = 0,8 mm;
- allo spigolo della fondazione = 0,4 mm.

Cedimenti differenziali: 0,5 mm.

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto i valori calcolati sono inferiori al valore soglia di progetto.

VERIFICHE AL COLLASSO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Analisi in condizioni drenate in termini di tensioni efficaci

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI (come da p.to 2.7 DM 14.01.08)

Analisi statica [rif. normativi DM 11.03.88, DM 16.01.1996 e Circolari esplicative]

Committente: Azienda Agricola Carlone Davide

Cantiere: Via della Traversagna – Prato Sesia

DATI

VASCA ACQUE METEORICHE

Caratteristiche della fondazione

B	2,50	[m]	larghezza
L	2,50	[m]	lunghezza
D_f	1,00	[m]	profondità di incastro efficace
α	0	[gradi]	inclinazione del piano fondazionale
ω	0	[gradi]	inclinazione del pendio

B_R	2,50	[m]
L_R	2,50	[m]
A_f	6,25	[m²]
r_γ	0,98	coeff. di Bowles
fondazione	scabra	

Carichi di progetto

N_d	200,00	[kN]	carico verticale di progetto agente sulla fondazione (da 2.5.2)
H_d	6,00	[kN]	componente orizzontale del carico di progetto trasmesso dalla fondazione
M_{x,d}	0,00	[kN*m]	momento rispetto all'asse x
M_{y,d}	0,00	[kN*m]	momento rispetto all'asse y
q'	16,00	[kPa]	tensione verticale del terreno alla profondità di imposta
q'(D=B/2)	748,00	[kPa]	

Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

φ'	35,0	[gradi]	angolo di resist. al taglio
φ'_{cv}	33,0	[gradi]	angolo di resist. al taglio a volume costante
γ	17,0	[kN/m³]	peso di volume del terreno di fondazione
c'	2,0	[kPa]	coesione
E	34.970	[kPa]	modulo elastico
ν	0,32	[ad]	coefficiente di Poisson
G	13.246	[kPa]	modulo di taglio

Componente sismica

K_{hi}	0,030	coefficiente sismico
-----------------------	-------	----------------------

Falda: terreni non saturi

CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE LIMITE

Formula generale di Brinch-Hansen (1970)

$$q_{LIM} = c' N_c \zeta_{cr} \zeta_{cs} \zeta_{cd} \zeta_{ci} \zeta_{ct} \zeta_{cg} + q' N_q \zeta_{qr} \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qi} \zeta_{qt} \zeta_{qg} + 1/2 \gamma' B_R N_\gamma \zeta_{\gamma r} \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma t} \zeta_{\gamma g} \gamma$$

Calcolo dei fattori di capacità portante (N_c e N_q: Prandtl 1921 e Reisner 1924; N_γ: Davis e Booker 1971):

N_c	46,12	N_q	33,30	N_γ	37,13
----------------------	-------	----------------------	-------	----------------------	-------

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla rigidità del terreno (Vesic 1973):

I_r	25,19	I_r critico	119,3	Utilizzo fattori correttivi
ζ_{cr}	0,45	ζ_{qr}	0,47	ζ_{γr} 0,47

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione (Vesic 1973):

kp	3,69	resistenza passiva		ka	0,27	resistenza attiva		
ζcs	1,72	1,72	ζqs	1,70	1,70	ζys	0,60	0,60

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa (Vesic 1973):

ζ_{cd}	1,11	1,00	ζ_{qd}	1,10	ζ_{γd}	1,00	1,00
-----------------------	------	------	-----------------------	------	-----------------------	------	------

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic 1973):

n	1,50			<table><tr><td>c_a</td><td>2,00</td></tr></table>	c_a	2,00	[kPa] aderenza base		
c_a	2,00								
ζ_{ci}	0,96	0,96	ζ_{qi}	0,96	0,96	ζ_{yi}	0,93	0,93	

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione (Vesic 1973 ed Eurocodice 1974):

ζ_{ct}	1,00	1,00	ζ_{qt}	1,00	ζ_{yt}	1,00	1,00
-----------------------	------	------	-----------------------	------	-----------------------	------	------

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Vesic 1973):

ζ_{cg}	1,00	1,00	ζ_{qg}	1,00	ζ_{yg}	1,00	1,00
-----------------------	------	------	-----------------------	------	-----------------------	------	------

q'_{LIM}	679,14	[kPa]
-------------------------	--------	-------

CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE

FS	3	Fattore di Sicurezza
q_{AMM}	226,38	[kPa] capacità portante ammissibile

VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Condizioni di verifica:

$$q_{AMM} > q_d \text{ \& } N_{AMM} > N_d$$

Capacità portante ammissibile

Capacità portante di progetto

q_{AMM}	226,38	[kPa]
q_d	32,00	[kPa]

Carico ammissibile

Carico di progetto

VERIFICATA	
N_{AMM}	1.414,88
N_d	200,00

CALCOLO RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO DEL PIANO DI POSA

$$H_{LIM,d} = (V_d \tan \delta_d) + \text{contributo resistenza passiva}$$

k	0	% contributo resistenza passiva
H_{LIM,d}	129,88	[kN] resistenza allo scorrimento del piano di posa
fondazione	scabra	
δd	33,00	[gradi]

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Condizioni di verifica:

Resistenza allo scorrimento > Carico orizzontale

VERIFICATA

VERIFICHE ALLO STATO DI ESERCIZIO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Calcolo dei cedimenti attesi

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

[rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617]

Committente: Azienda Agricola Carlone Davide

Cantiere: Via della Traversagna – Prato Sesia

DATI

VASCA ACQUE METEORICHE

Caratteristiche della fondazione.

B	2,50	[m]	larghezza
L	2,50	[m]	lunghezza
D	1,00	[m]	profondità

Carico di progetto Ed

N_d	200,00	[kN]	carico per cedimenti immediati
----------------------	--------	------	--------------------------------

Pressione di progetto

q'	32,00	[kPa]	pressione efficace lorda di progetto
σ'_{vo}	16,00	[kPa]	tensione verticale efficace alla quota di imposta
q_a	16,00	[kPa]	pressione netta di contatto trasmessa dalla fondazione

Caratteristiche geotecniche del litotipo di fondazione

E	34.970	[kPa]	modulo di elasticità (media pesata)
v	0,32	[ad]	coefficiente di Poisson
H	12,50	[m]	profondità di influenza cedimenti

CALCOLO CEDIMENTI

Metodo basato sulla teoria dell'elasticità di Timoshenko e Goodier (1951) – come illustrato in Bowles (1991)

Fondazione flessibile posta sulla superficie di uno semispazio elastico

$$\Delta H = q_0 B' (1 - \nu^2) I_s I_F / E_s$$

dove: DH : cedimento dello spigolo di una fondazione rettangolare

$$I_s = [I_1 + (1 - 2\mu) I_2 / (1 - \mu)] I_F$$

I_F : coefficiente di influenza che deriva dalle equazioni di Fox (1948)

I₁ e I₂ : coefficienti di influenza che derivano dalle equazioni di Steinbrenner (1934)

L/B	1,00
D/B	0,40
I _F	0,81

	centro	spigolo	fondazione
B'	1,25	2,50	
L'	1,25	2,50	
M	1,00	1,00	
N	10,00	5,00	
I ₁	0,498	0,437	
I ₂	0,016	0,031	
I _s	0,506	0,453	
DH	0,000	0,000	[m]

CONDIZIONI DI VERIFICA ALLO STATO DI ESERCIZIO: Sd ≤ Sc

VERIFICA STATO DI ESERCIZIO

Cedimenti immediati al centro

Cedimenti immediati allo spigolo

Cedimenti differenziali della fondazione

Sd	0,8	[mm]
Sd	0,4	[mm]

Sc	10,0	[mm]
Sc	10,0	[mm]

VERIFICATA
VERIFICATA

Sd	0,5	[mm]
-----------	-----	------

Sc	10,0	[mm]
-----------	------	------

VERIFICATA
