

COMUNE DI BARBERINO DI MUGELLO



PROGETTO DI REALIZZAZIONE PUNTO RISTORO E SERVIZI IGIENICI PRESSO IL CAMPO SPORTIVO S.BANTI - PROGETTO ESECUTIVO

Tavola n° 2.2

Proprietà: COMUNE DI BARBERINO DI MUGELLO

Il R.U.P.: Arch Alessandro Bertaccini

Il geologo: Francesco Calderini

Oggetto: RELAZIONE GEOTECNICA

Data: Dicembre 2017

Aggiornamento 06/11/2017

RELAZIONE GEOTECNICA

REALIZZAZIONE DI UN FABBRICATO ADIBITO A ZONA RISTORO E SERVIZI IGIENICI E DI UNA RECINZIONE

REGIONE TOSCANA
CITTA' METROPOLITANA DI FIRENZE
COMUNE DI BARBERINO DI
MUGELLO
LOCALITA' CAPOLUOGO, CAMPO
SPORTIVO COMUNALE "S. BANTI"
via del Pozzo



giugno 2017

dott. geol. Francesco Calderini



Committenza:
Comune di Barberino di Mugello

INDICE

PARAGRAFI

RELAZIONE GEOTECNICA (parte)

1. Premessa	pg. 3
2. Parametrizzazione geotecnica di progetto	3
3. Verifiche geotecniche	4
4. Osservazioni conclusive	7

1. Premessa

Su incarico ricevuto dalla Committenza è stata condotta un'indagine geologica nel Comune di Barberino di Mugello (FI), in località capoluogo, dove nell'ambito del progetto di riqualificazione ed adeguamento della struttura sportiva "campo sportivo comunale S. Banti", si prevede di realizzare, previa rimozione dell'esistente, un nuovo fabbricato destinato a ristoro e servizi igienici ed un nuovo cordolo di fondazione della recinzione che separa il campo di gioco dalla tribuna.

Il fabbricato in progetto, ad un solo piano fuori terra, ha un volume di circa 420 m³.

Per qualsiasi riferimento non esplicitato si rimanda alla documentazione progettuale ed alla relazione geologica-sismica di cui all'allegato A5.

2. Parametrizzazione geotecnica di progetto

Posto che per le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico; in considerazione che il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva tabella, tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi ai diversi tipi di opera;

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	C'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{c_u}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,00	1,00
(Rocce) Resistenza a compressione uniassiale	q_u	γ_{q_u}	1,60	1,60

sviluppando le seguenti formule:

$$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_{\phi'}$$

$$C'_d = C'_k / \gamma_{c'}$$

$$c_{ud} = c_{uk} / \gamma_{c_u}$$

$$\gamma_d = \gamma_k / \gamma_{\gamma}$$

richiamati i valori caratteristici individuati nell'ambito del modello geologico semplificato di riferimento:

Unità litotecnica	Formazione	Spessore	N _{spt}	Q _c (kg/cm ²)	Litologia	Addensamento/consistenza/fratturazione	Mo' (modulo edometrico) kN/m ²	γ'_k (peso di volume, saturo) kN/m ³	Cu' _k (coesione non drenata) kN/m ²	ϕ'_k (angolo di resistenza al taglio) °
0	hn	0,6			Riporto	-	-	-	-	-
A1	SIV2	1,2	(7)	10,57	Limo sabbioso argilloso talora con ghiaia	poco addensato	2'073,13	17,65 20,59	(34,32)	21,75
A2	SIV2	3,20	-	50,03	Limo sabbioso talora con	addensato	8'340,56	17,65 20,59	(163,77)	39,46

					ghiaia					
B	SIV2	>0,40	(R)	84,33	Sabbia	molto addensato	14'058,81	18,63 21,57	(275,57)	45,00
C	AQR3	>23	-	-	Silti e arenarie torbiditiche	litoide	-	-	-	-

Considerando cautelativamente rappresentativa l'unità litotecnica A1 per la verifica della capacità portante dell'intervento, si ottengono i **parametri geotecnici di progetto M1**:

Unità litotecnica	Formazione	Spessore	γ_d (peso di volume) kN/m^3	c_{ud} (coesione non drenata) kN/m^2	φ'_d (angolo di attrito) °
A1	SIV2	1,20	17,65	(34,32)	21,75

e i **parametri geotecnici di progetto M2**:

Unità litotecnica	Formazione	Spessore	γ_d (peso di volume) kN/m^3	c_{ud} (coesione non drenata) kN/m^2	φ'_d (angolo di attrito) °
A1	SIV2	1,20	17,65	(24,51)	17,70

Il progettista Strutturista potrà utilizzare i parametri così individuati in funzione della strategia di progettazione individuata.

3. Verifiche geotecniche

Verifica dello Stato Limite Ultimo - Capacità portante del terreno di fondazione in camp statico e dinamico

Nel caso in esame le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite e scorrimento sul piano di posa.

La verifica della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" di sicurezza tramite l'equazione: **$R_d \geq E_d$** (dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico). Rimandando al lavoro dello Strutturista le valutazioni inerenti le azioni di progetto, il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M indicato nel paragrafo precedente e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi ai diversi tipi di opera secondo quanto indicato nella successiva tabella relativa al caso di fondazioni superficiali.

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

Più in generale tali verifiche possono essere condotte seguendo almeno uno dei due approcci indicati di seguito:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1);
- Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2);

Approccio 2:

- Combinazione unica (STR) (A1+M1+R1);
- Combinazione unica (GEO) (A1+M1+R3).

Su indicazione del Progettista Strutturista le verifiche sono condotte con l'**Approccio 2- Combinazione unica-GEO (A1+M1+R3)**.

Il piano di posa della fondazione del fabbricato è stato individuato a - 0,60 m dal p.c. in modo da superare il livello superficiale di riporto con incerte caratteristiche geotecniche.

Sulla base delle considerazioni sopraesposte, individuato il piano di posa della fondazione, si considera cautelativamente il sottosuolo di fondazione costituito **dall'unità litotecnica A1**, i cui parametri sono utilizzati per il calcolo della capacità portante.

Le verifiche di capacità portante sono eseguite in condizioni drenate in termini di tensioni efficaci (si omette la verifica in termini di tensioni totali in quanto meno cautelativa). La capacità portante limite può essere stimata attraverso la formula di Brinch-Hansen (1970) modificata considerando gli effetti legati alla sismicità del sito:

$$r_d = (1/2 * \gamma' * B * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} * b_{\gamma} * g_{\gamma} * z_{\gamma} + cu' * N_c * s_c * d_c * i_c * b_c * g_c * z_c + q' * N_q * s_q * d_q * i_q * b_q * g_q * z_q)$$

dove:

- N_{γ} , N_c ed N_q sono i fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio di progetto;
- s_{γ} , s_c ed s_q sono dei fattori di forma funzioni del rapporto tra i lati della fondazione;
- d_c e d_q sono fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa della fondazione;
- i_{γ} , i_c e i_q sono fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico e sono trascurati nel caso specifico;
- b_{γ} , b_c e b_q sono fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione e sono trascurati nel caso specifico;
- g_{γ} , g_c e g_q sono fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna e sono trascurati nel caso specifico;
- z_{γ} , z_c e z_q sono i fattori correttivi per gli effetti inerziali dovuti a sisma (Paolucci & Pecker, 1997);
- ϕ'_d è l'angolo di resistenza al taglio di progetto;
- cu'_d è la coesione non drenata di progetto;
- γ'_{0d} è il peso di volume di progetto del terreno al di sopra della fondazione, **che nel caso specifico si trascura**;
- γ'_{1d} è il peso di volume di progetto del terreno al di sotto della fondazione;
- γ'_{1d} è il peso di volume di progetto del terreno saturo al di sotto della fondazione;
- q' è la tensione efficace agente sul piano di posa della fondazione.

Posto per il **fabbricato ristoro** in oggetto:

- le fondazioni **a platea**;
- B è la larghezza minore della fondazione pari a **11,00 m**;
- L è la lunghezza maggiore della fondazione pari a **18,00 m**;
- Z è la profondità del piano di posa della fondazione pari a **0,60 m**;
- D è la profondità di incastro della fondazione pari a **0,30 m** (ed equivale alla profondità di posa della fondazione al netto dello spessore del letto di spezzato di cava e dello spessore del magrone posti nel sottofondo). **Si precisa che tale profondità, avendo considerato nullo il peso di volume del terreno sopra la fondazione, diventa irrilevante ai fini della presente verifica.**

- Si considera cautelativamente la presenza di una falda coincidente con il piano di posa delle fondazioni.

Si ottengono così in funzione delle caratteristiche fondazionali fornite dallo Strutturista i valori di resistenza r_d :

- nel caso di categoria sismica di sottosuolo B

B (m) Larghezza della fondazione	D (m dal p.c.) Profondità di incastro della fondazione	Approccio- combinazione progettuale	r _{s,d} Resistenza statica unitaria di progetto del sistema geotecnico (kN/m ²)	r _{d,d} Resistenza dinamica unitaria di progetto del sistema geotecnico (kN/m ²)
11,00	0,30	(A1+)M1+R3	109,564 (1,117 kg/cm ²) (0,110 N/mm ²)	101,907 (1,039 kg/cm ²) (0,102 N/mm ²)

- nel caso di categoria sismica di sottosuolo E

B (m) Larghezza della fondazione	D (m dal p.c.) Profondità di incastro della fondazione	Approccio- combinazione progettuale	r _{s,d} Resistenza statica unitaria di progetto del sistema geotecnico (kN/m ²)	r _{d,d} Resistenza dinamica unitaria di progetto del sistema geotecnico (kN/m ²)
11,00	0,30	(A1+)M1+R3	109,564 (1,117 kg/cm ²) (0,110 N/mm ²)	99,310 (1,013 kg/cm ²) (0,099 N/mm ²)

Posto per la **rete** del campo sportivo in oggetto:

- la fondazione **nastriforme**;
- γ_{0d} è il peso di volume di progetto del terreno al di sopra della fondazione, **che nel caso specifico non si trascura**;
- B è la larghezza minore della fondazione;
- L è la lunghezza maggiore della fondazione pari a **110,00 m**;
- Z è la profondità del piano di posa della fondazione pari a **0,60 m**;
- D è la profondità di incastro della fondazione pari a **0,30 m** (ed equivale alla profondità di posa della fondazione al netto dello spessore del letto di spezzato di cava e dello spessore del magrone posti nel sottofondo). **Si precisa che tale profondità, avendo considerato nullo il peso di volume del terreno sopra la fondazione, diventa irrilevante ai fini della presente verifica.**

- Si considera cautelativamente la presenza di una falda coincidente con il piano di posa delle fondazioni.

Si ottengono così in funzione delle caratteristiche fondazionali ipotizzate dallo Strutturista i valori di resistenza r_d:

- nel caso di categoria sismica di sottosuolo B

B (m) Larghezza della fondazione	D (m dal p.c.) Profondità di imposta della fondazione	Approccio- combinazione progettuale	r _{s,d} Resistenza statica unitaria di progetto del sistema geotecnico (kN/m ²)	r _{d,d} Resistenza dinamica unitaria di progetto del sistema geotecnico (kN/m ²)
0,30	0,30	(A1+)M1+R3	25,755 (0,263 kg/cm ²) (0,026 N/mm ²)	23,955 (0,244 kg/cm ²) (0,024 N/mm ²)
0,70	0,30	(A1+)M1+R3	26,121 (0,266 kg/cm ²) (0,026 N/mm ²)	24,296 (0,248 kg/cm ²) (0,024 N/mm ²)
1,00	0,30	(A1+)M1+R3	28,064 (0,286 kg/cm ²) (0,028 N/mm ²)	26,103 (0,266 kg/cm ²) (0,026 N/mm ²)

- nel caso di categoria sismica di sottosuolo E

B (m) Larghezza della fondazione	D (m dal p.c.) Profondità di imposta della fondazione	Approccio- combinazione progettuale	r _{s,d} Resistenza statica unitaria di progetto del sistema geotecnico (kN/m ²)	r _{d,d} Resistenza dinamica unitaria di progetto del sistema geotecnico (kN/m ²)
0,30	0,30	(A1+)M1+R3	25,755 (0,263 kg/cm ²) (0,026 N/mm ²)	23,345 (0,238 kg/cm ²) (0,023 N/mm ²)
0,70	0,30	(A1+)M1+R3	26,121	23,677

			(0,266 kg/cm ²) (0,026 N/mm ²)	(0,241 kg/cm ²) (0,024 N/mm ²)
1,00	0,30	(A1+)M1+R3	28,064 (0,286 kg/cm ²) (0,028 N/mm ²)	25,438 (0,259 kg/cm ²) (0,025 N/mm ²)

Verifica dello Stato Limite d'Esercizio – Cedimenti

Le opere ed i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione **Cd ≥ Ed** (dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni).

Non si effettuano stime sui cedimenti per la fondazione della rete in quanto si ritengono trascurabili i carichi della stessa. Anche la struttura “ristoro” di fatto ne sostituisce una simile pertanto è lecito aspettarsi che le litologie in esame abbiano già esaurito il loro percorso di consolidazione.

In ogni caso si conduce una verifica considerando cautelativamente le litologie interessate come prevalentemente coesive.

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici.

Al fine di avere un riscontro analitico sull'entità dei cedimenti assoluti, è stata condotta una verifica (orientativa) della loro compatibilità con lo stato di sollecitazione ammissibile per la struttura. Per tale operazione è stato utilizzato il metodo semplificato di Terzaghi (o edometrico, o monodimensionale, 1943), in questi casi infatti tale cedimento corrisponde al cedimento totale.

$$\Delta H = H \Delta P / Mo$$

dove:

ΔH = cedimento

H = spessore dello strato sottoposto a calcolo

ΔP = incremento di pressione relativo allo spessore H , ottenuto seguendo le indicazioni di Boussinesq (1885, teoria dell'elasticità)

Mo = modulo di deformazione edometrico ricavato dalla elaborazione dei dati penetrometrici

Il cedimento totale si ricava poi operando la sommatoria dei cedimenti ottenuti (al centro dell'area di carico) nei singoli strati per tutta la profondità indagata (volume significativo).

Per la struttura in progetto il calcolo è stato eseguito per una profondità di incastro delle fondazioni pari a - 0,30 m dal p.c., ipotizzando come carico di esercizio il valore di circa 11,77 kN/m² fornito dal Progettista strutturale.

Si ottiene così:

	Carico (kN/m²)
	11,77
ΔH tot. – SLE Cedimenti totali (cm)	0,339

Tenendo conto i cedimenti ammissibili per varie parti e tipologia di opere.

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
cedimento	collegamento a reti di servizi accesso	15 ÷ 30 cm 30 ÷ 60 cm
	probab. di cedimenti differenziali • murature portanti • strutture intelaiate • ciminiera, silos	2,5 ÷ 5 cm 5 ÷ 10 cm 7,5 ÷ 30 cm
rotazione rigida (tilt)	stabilità al ribaltamento	dipende dall'altezza e dal peso 0,04 H
	rotazione di ciminiera, torri operatività di macchine • macchine tessili • turbogeneratori binari di carro ponte drenaggio di sup. pavimentate	0,003 L 0,0002 L 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.

Fig. 1 – Cedimenti ammissibili (Sowers, 1972)

Considerando inoltre che secondo Skempton e MacDonald (1956) il massimo cedimento tollerabile, per fondazioni a platea su sabbie è dell'ordine dei 40-65 mm e quello relativo a cedimenti differenziali è pari a 25 mm. Anche assimilando cautelativamente i cedimenti massimi a quelli differenziali, è possibile osservare che i cedimenti ottenuti risultano compatibili con le tipologie di opera in esame.

Coefficiente di sottofondazione K_w di Winkler

Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione. Per coefficiente di sottofondazione si definisce la relazione che esiste tra la pressione di contatto p in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno S : $K_w = p / S$

Nel caso in esame relativo alla platea di fondazione del fabbricato “ristoro”, può essere applicata l'equazione empirica di Terzaghi (1955) che ha suggerito di correlare il coefficiente di sottofondazione con il valore del modulo di reazione K_b calcolato con una prova su piastra di lato (b) uguale a 30 cm. La correlazione proposta per litotipi incoerenti immersi di bassa resistenza è la seguente:

$$K_w = K_b \cdot (b + B/2B)^2$$

Per la platea con dimensione B pari a 11 m, assumendo K_b pari a 8 MN/m³ si ottiene:

K_w
Coefficiente di sottofondazione (kN/m ³)
3177,35
(0,324 kg/cm³)

4. Osservazioni conclusive

Con i presupposti di cui alla relazione geologica-sismica è stato definito un modello geotecnico capace di fornire i parametri fisico-meccanici del sottosuolo ed indirizzare opportunamente le scelte progettuali. I parametri ottenuti potranno essere utilizzati dal Progettista nell'ambito delle verifiche volte al dimensionamento degli interventi di cui trattasi.

Le verifiche eseguite hanno confermato che il litotipo interessato dalle fondazioni dell'edificio (e da quelle della recinzione) abbia caratteristiche geotecniche medio-basse, comunque in grado di sopportare i modesti carichi introdotti dagli interventi in progetto.


Si ricorda che il piano di posa delle fondazioni deve essere posizionato a - 0,60 m dal p.c., in modo da superare il livello superficiale di riporto con incerte caratteristiche geotecniche.

Nella tabella che segue si presenta una sintesi dei valori geotecnici di interesse per l'opera in oggetto.

Descrizione dell'unità geotecnica A1 di riferimento	limo sabbioso argilloso talora con ghiaie	
Comportamento geotecnico dell'unità geotecnica A1 di riferimento	incoerente	
Addensamento/coerenza dell'unità geotecnica A1 di riferimento	poco addensato	
Peso unità di volume caratteristico dell'unità geotecnica A1 di riferimento	17,65 kN/m³	17650 N/m³
Angolo di resistenza al taglio caratteristico dell'unità geotecnica A1 di riferimento	21,75°	21,75°
Coefficiente di amplificazione topografica	1	
Categoria sismica di sottosuolo	B	

Durante l'esecuzione dei lavori deve essere accertata in loco la rispondenza delle indagini geologiche e delle previsioni di progetto con lo stato effettivo dei terreni, ed adottati di conseguenza ogni ulteriore modifica progettuale e/o accorgimento operativo necessari ad assicurare la stabilità dei terreni stessi e delle opere. Si prega pertanto il Committente e il Direttore dei Lavori di avvisare il sottoscritto con congruo anticipo di tempo sulla data d'inizio dei lavori.

Castellina Marittima, 01 giugno 2017

 dott. geol. Francesco Calderini

