



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI TRIBUNE PER LO STADIO DI PONTASSIEVE



PROGETTO STRUTTURALE – A6 RELAZIONE GEOTECNICA

COMUNE DI: Pontassieve (FI)

COMMITTENTE:

Comune di Pontassieve

PROGETTISTA

Ing. Vincenzo Mammuccini

DIRETTORE DEI LAVORI

Ing. Vincenzo Mammuccini

Generalità

La caratterizzazione geologica dei terreni è stata desunta dalla Relazione Geologica a firma del da Dott. Geol. Luca Pagliuzzi, dalla quale sono state estrapolate le necessarie informazioni per eseguire le seguenti verifiche geotecniche utilizzate nel programma di calcolo SISMICAD. Per il calcolo strutturale dell'edificio vengono assunti i seguenti parametri:

- a) **Calcolo della pressione limite del terreno per schiacciamento fondazioni superficiali.**
Calcolo eseguito con i coefficienti dell'Approccio 2, ovvero A1, M1, R3. La capacità portante è stata calcolata con il metodo di Hansen, esposto qui di seguito.
- b) **Calcolo della capacità portante delle fondazioni, dei cedimenti (allo SLU ed allo SLE), della verifica a scorrimento.**

Tali verifiche sono state eseguite direttamente dal Programma di Calcolo conto tenuto dei parametri di progetto, in relazione alla stratigrafia adottata successivamente verranno riportate i risultati estrapolati dal Fascicolo dei Calcoli A9. Considerando sempre i coefficienti dell'Approccio 2. Relativamente ai valori di calcolo dei cedimenti, conto tenuto che la normativa non fornisce alcun riferimento a riguardo, in quanto si parla unicamente di "compatibilità (dei cedimenti) con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione", si rileva che i valori di calcolo siano compatibili con l'uso della struttura.

Quanto riportato è stato redatto in conformità al D.M. 17/01/2018. Il modello geologico, illustrato nella relazione geologica e geotecnica allegata al progetto, ha posto in evidenza quanto segue:

- a - Il sito nel complesso è da ritenere stabile nei confronti di fenomeni gravitativi.
- b – Il profilo litostratigrafico previsto è essenzialmente quello definito da un modello stratigrafico che comprende i seguenti livelli, ottenuti dai sondaggi eseguiti in loco con i relativi valori caratteristici.

Orizzonte 1 - Suolo e/o Terreno di riporto

Spessore: 0.6 m circa

Orizzonte 2 - Depositi alluvionali recenti - Limi argillosi

Depositi alluvionali recenti, costituiti da limi e limi argillosi compatti; si tratta di materiali con caratteristiche geotecniche buone, a comportamento intermedio, da assimilare a coesivo.

Spessore: 1.9 m

Profondità: 0.6 - 2.5 m

$\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$

$\phi'_k = 25^\circ$

$c'_k = 17 \text{ kPa}$

$c_{uk} = 125 \text{ kPa}$

$M_{0k} = 8 \text{ MPa}$

Orizzonte 3 - Depositi alluvionali recenti - Sabbie e sabbie limose

Depositi alluvionali recenti, costituiti da sabbie, sabbie limose e, in subordinate, limi con trovanti; si tratta di materiali da poco a mediamente compatti, con caratteristiche geotecniche medie, a comportamento intermedio, da assimilare a granulare.

Spessore: 1.9 m

Profondità: 2.5 - 4.4 m

$\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$

$\phi'_k = 28^\circ$

$c'_k = 16 \text{ kPa}$

$c_{uk} = 50 \text{ kPa}$

$E' = 20 \text{ MPa}$

Orizzonte 4 - Depositi alluvionali recenti - Ghiaie e sabbie

Depositi alluvionali recenti, costituiti da ghiaie e sabbie, da sciolte a mediamente addensate; si tratta di materiali con caratteristiche geotecniche buone, a comportamento granulare, scarsamente compressibili.

Spessore: 2.4 m

Profondità: 4.4 - 6.8 m

$\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_{\text{sat}k} = 22 \text{ kN/m}^3$

$\gamma'_k = 12 \text{ kN/m}^3$

$\phi'_k = 35-45^\circ$

$c'_k = 0 \text{ kPa}$

$c_{uk} = 0 \text{ kPa}$

$E' = 40 \text{ MPa}$

$M_0 = 15 \text{ MPa}$

Orizzonte 5 - Substrato litoide

Substrato litoide costituito da argilliti alterate e fratturate.

Profondità: oltre 6.8 m

In relazione a quanto qui sopra riportato vengono presi in considerazione i seguenti parametri per i calcoli geotecnici, considerando l'Approccio 2. Inoltre vengono presi in considerazione i seguenti parametri sismici del sito in oggetto:

Categoria di suolo B

Categoria topografica T1

Le fondazioni verranno quindi impostate sullo strato sottostante i terreni vegetali antropici comunque ad una profondità non minore di c.a. 100 cm (estradosso della fondazione), impostate ove gli strati di terreno risultano essere più consistenti.

Verrà considerata, per il calcolo della pressione limite allo schiacciamento, un impronta di fondazione pari a 10,50 m x 5,50 m per l'Edificio, 21,70 m x 5,50 m per la Tribuna 1, 16,00 m x 5,50 m per la Tribuna 2, 13,80 m x 5,50 m per la Tribuna 3

Il calcolo viene eseguito secondo Hansen esposto qui di seguito eseguito in condizioni solo coesive ed in condizioni drenate:

Edificio solo coesivo fondazione 10,50 x 5,50 m

DATI DI CALCOLO:

L = 10,5 m, lunghezza della fondazione
B = 5,5 m, larghezza della fondazione
H = 0,8 m, altezza di rinterro dal piano di fondazione
G1 = 2000 daN/m³, peso specifico del terreno di rinterro
cu = 1,25 daN/cm² (bar), coesione non drenata del terreno di fondazione

In condizioni non drenate il fattore di portanza, $N_c = 5,14$

Si calcola il carico limite:

CARICO DI ROTTURA: $q_R = 5,14 \cdot cu \cdot (1 + 0,2 \cdot B/L) + 1,2 \cdot G1 \cdot H = 72900 \text{ daN/m}^2$

$q_R = 7,29 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

Adottando un coefficiente parziale di sicurezza, $Y_R = 2,3$

Si ottiene il carico limite di progetto allo SLU, secondo Approccio 2:

$q_d = q_R / Y_R = 3,16 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

Edificio drenato/attrito fondazione 10,50 x 5,50 m

DATI DI CALCOLO:

L = 10,5 m, lunghezza della fondazione
B = 5,5 m, larghezza della fondazione
H = 0,8 m, altezza di rinterro dal piano di fondazione
 ϕ' = 25 gradi, angolo attrito del terreno di fondazione
 c' = 0,17 daN/cm² (bar), coesione drenata del terreno di fondazione
G = 2000 daN/m³, peso specifico del terreno di fondazione
G1 = 2000 daN/m³, peso specifico del terreno di rinterro

La fondazione non e' interessata da falda d'acqua

Con i dati di cui sopra si calcolano i seguenti valori:

z1 = tang(ϕ') 0,4663079
z2 = e^[3,14*tang(ϕ')] 4,323921
z3 = (tang(45+ $\phi'/2$))² 2,459589
n1 = 1.5*z1(z2*z3 -1) 6,739361
n2 = z2*z3 10,63507
n3 = (1/z1)*(z2*z3 -1) 20,66246
s1 = 1 - 0.4 B/L 0,7904762
s2 = 1 +(B/L)*z1 1,244256
s3 = 1 +(n2*B)/(n3*L) 1,269607
d2 = 1+2*z1(1-sin(ϕ'))²*(H/B) 1,045223
d3 = 1+0.4*H/B 1,058182

Risultano i seguenti fattori di portanza:

Nq = n2 = 10,63507
NY = 1,5x(Nq-1)tang(ϕ') 6,739361
Nc = (Nq-1)/tang(ϕ') 20,66246

Risultano i seguenti contributi di portanza, corretti:

q1 = G1*H*Nq*s2*d2 (contributo rinterro) 22129
q2 = (1/2)G*B*NY*s1 (contributo attrito) 29300
q3 = c'*Nc*s3*d3 (contributo coesione) 47191

CARICO DI ROTTURA: qR 98620 daN/m²

qR = 9,86 daN/cm² (bar)

Adottando un coeff. parziale di sicurezza, YR = 2,3

Si ottiene il carico limite di progetto allo SLU, secondo Approccio 2:

qd = qR / YR = 4,28 daN/cm² (bar)

DATI DI CALCOLO:

L = 21,7 m, lunghezza della fondazione
B = 5,5 m, larghezza della fondazione
H = 0,8 m, altezza di rinterro dal piano di fondazione
G1 = 2000 daN/m³, peso specifico del terreno di rinterro
cu = 1,25 daN/cm² (bar), coesione non drenata del terreno di fondazione

In condizioni non drenate il fattore di portanza, Nc = 5,14

Si calcola il carico limite:

CARICO DI ROTTURA: $q_R = 5,14 \cdot cu \cdot (1 + 0,2 \cdot B/L) + 1,2 \cdot G1 \cdot H = 69400$ daN/m²

$q_R = 6,94$ daN/cm² (bar)

Adottando un coefficiente parziale di sicurezza, YR = 2,3

Si ottiene il carico limite di progetto allo SLU, secondo Approccio 2:

$q_d = q_R / YR = 3,01$ daN/cm² (bar)

Tribuna 1 drenato/atrito fondazione 21,70 x 5,50 m

DATI DI CALCOLO:

L = 21,7 m, lunghezza della fondazione
 B = 5,5 m, larghezza della fondazione
 H = 0,8 m, altezza di rinterro dal piano di fondazione
 \varnothing' = 25 gradi, angolo attrito del terreno di fondazione
 c' = 0,17 daN/cm² (bar), coesione drenata del terreno di fondazione
 G = 2000 daN/m³, peso specifico del terreno di fondazione
 G1 = 2000 daN/m³, peso specifico del terreno di rinterro

La fondazione non e' interessata da falda d'acqua

Con i dati di cui sopra si calcolano i seguenti valori:

z1 = tang(\varnothing') 0,4663079
 z2 = e^[3,14*tang(\varnothing')] 4,323921
 z3 = (tang(45+ $\varnothing'/2$))² 2,459589
 n1 = 1.5*z1(z2*z3 -1) 6,739361
 n2 = z2*z3 10,63507
 n3 = (1/z1)*(z2*z3 -1) 20,66246
 s1 = 1 - 0.4 B/L 0,8986175
 s2 = 1 +(B/L)*z1 1,118189
 s3 = 1 +(n2*B)/(n3*L) 1,130455
 d2 = 1+2*z1(1-sin(\varnothing'))²*(H/B) 1,045223
 d3 = 1+0.4*H/B 1,058182

Risultano i seguenti fattori di portanza:

Nq = n2 = 10,63507
 NY = 1,5x(Nq-1)tang(\varnothing') 6,739361
 Nc = (Nq-1)/tang(\varnothing') 20,66246

Risultano i seguenti contributi di portanza, corretti:

q1 = G1*H*Nq*s2*d2 (contributo rinterro) 19887
 q2 = (1/2)G*B*NY*s1 (contributo attrito) 33308
 q3 = c'*Nc*s3*d3 (contributo coesione) 42018

CARICO DI ROTTURA: qR 95213 daN/m²

qR = 9,52 daN/cm² (bar)

Adottando un coeff. parziale di sicurezza, YR = 2,3

Si ottiene il carico limite di progetto allo SLU, secondo Approccio 2:

qd = qR / YR = 4,13 daN/cm² (bar)

DATI DI CALCOLO:

L = 16 m, lunghezza della fondazione
B = 5,5 m, larghezza della fondazione
H = 0,8 m, altezza di rinterro dal piano di fondazione
G1 = 2000 daN/m³, peso specifico del terreno di rinterro
cu = 1,25 daN/cm² (bar), coesione non drenata del terreno di fondazione

In condizioni non drenate il fattore di portanza, $N_c = 5,14$

Si calcola il carico limite:

CARICO DI ROTTURA: $q_R = 5,14 * cu * (1 + 0,2 * B/L) + 1,2 * G1 * H = 70500 \text{ daN/m}^2$

$q_R = 7,05 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

Adottando un coefficiente parziale di sicurezza, $Y_R = 2,3$

Si ottiene il carico limite di progetto allo SLU, secondo Approccio 2:

$q_d = q_R / Y_R = 3,06 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

Tribuna 2 drenato/attrito fondazione 16,00 x 5,50 m

DATI DI CALCOLO:

L = 16 m, lunghezza della fondazione
 B = 5,5 m, larghezza della fondazione
 H = 0,8 m, altezza di rinterro dal piano di fondazione
 ϕ' = 25 gradi, angolo attrito del terreno di fondazione
 c' = 0,17 daN/cm² (bar), coesione drenata del terreno di fondazione
 G = 2000 daN/m³, peso specifico del terreno di fondazione
 G1 = 2000 daN/m³, peso specifico del terreno di rinterro

La fondazione non e' interessata da falda d'acqua

Con i dati di cui sopra si calcolano i seguenti valori:

z1 = tang(ϕ') 0,4663079
 z2 = e^[3,14*tang(ϕ')] 4,323921
 z3 = (tang(45+ $\phi'/2$))² 2,459589
 n1 = 1.5*z1(z2*z3 -1) 6,739361
 n2 = z2*z3 10,63507
 n3 = (1/z1)*(z2*z3 -1) 20,66246
 s1 = 1 - 0.4 B/L 0,8625
 s2 = 1 + (B/L)*z1 1,160293
 s3 = 1 + (n2*B)/(n3*L) 1,17693
 d2 = 1+2*z1(1-sin(ϕ'))²*(H/B) 1,045223
 d3 = 1+0.4*H/B 1,058182

Risultano i seguenti fattori di portanza:

Nq = n2 = 10,63507
 NY = 1,5x(Nq-1)tang(ϕ') 6,739361
 Nc = (Nq-1)/tang(ϕ') 20,66246

Risultano i seguenti contributi di portanza, corretti:

q1 = G1*H*Nq*s2*d2 (contributo rinterro) 20636
 q2 = (1/2)G*B*NY*s1 (contributo attrito) 31969
 q3 = c'*Nc*s3*d3 (contributo coesione) 43746

CARICO DI ROTTURA: qR 96351 daN/m²

qR = 9,63 daN/cm² (bar)

Adottando un coeff. parziale di sicurezza, YR = 2,3

Si ottiene il carico limite di progetto allo SLU, secondo Approccio 2:

qd = qR / YR = 4,18 daN/cm² (bar)

DATI DI CALCOLO:

L = 13,8 m, lunghezza della fondazione
B = 5,5 m, larghezza della fondazione
H = 0,8 m, altezza di rinterro dal piano di fondazione
G1 = 2000 daN/m³, peso specifico del terreno di rinterro
cu = 1,25 daN/cm² (bar), coesione non drenata del terreno di fondazione

In condizioni non drenate il fattore di portanza, Nc = 5,14

Si calcola il carico limite:

CARICO DI ROTTURA: $q_R = 5,14 \cdot cu \cdot (1 + 0,2 \cdot B/L) + 1,2 \cdot G1 \cdot H = 71200 \text{ daN/m}^2$

$q_R = 7,12 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

Adottando un coefficiente parziale di sicurezza, YR = 2,3

Si ottiene il carico limite di progetto allo SLU, secondo Approccio 2:

$q_d = q_R / YR = 3,09 \text{ daN/cm}^2 \text{ (bar)}$

DATI DI CALCOLO:

L = 13,8 m, lunghezza della fondazione
 B = 5,5 m, larghezza della fondazione
 H = 0,8 m, altezza di rinterro dal piano di fondazione
 ϕ' = 25 gradi, angolo attrito del terreno di fondazione
 c' = 0,17 daN/cm² (bar), coesione drenata del terreno di fondazione
 G = 2000 daN/m³, peso specifico del terreno di fondazione
 G1 = 2000 daN/m³, peso specifico del terreno di rinterro

La fondazione non e' interessata da falda d'acqua

Con i dati di cui sopra si calcolano i seguenti valori:

z1 = tang(ϕ') 0,4663079
 z2 = e^[3,14*tang(ϕ')] 4,323921
 z3 = (tang(45+ $\phi'/2$))² 2,459589
 n1 = 1.5*z1(z2*z3 -1) 6,739361
 n2 = z2*z3 10,63507
 n3 = (1/z1)*(z2*z3 -1) 20,66246
 s1 = 1 - 0.4 B/L 0,8405797
 s2 = 1 +(B/L)*z1 1,185847
 s3 = 1 +(n2*B)/(n3*L) 1,205136
 d2 = 1+2*z1(1-sin(ϕ'))²*(H/B) 1,045223
 d3 = 1+0.4*H/B 1,058182

Risultano i seguenti fattori di portanza:

Nq = n2 = 10,63507
 NY = 1,5x(Nq-1)tang(ϕ') 6,739361
 Nc = (Nq-1)/tang(ϕ') 20,66246

Risultano i seguenti contributi di portanza, corretti:

q1 = G1*H*Nq*s2*d2 (contributo rinterro) 21091
 q2 = (1/2)G*B*NY*s1 (contributo attrito) 31157
 q3 = c'*Nc*s3*d3 (contributo coesione) 44794

CARICO DI ROTTURA: qR 97042 daN/m²

qR = 9,7 daN/cm² (bar)

Adottando un coeff. parziale di sicurezza, YR = 2,3

Si ottiene il carico limite di progetto allo SLU, secondo Approccio 2:

qd = qR / YR = 4,21 daN/cm² (bar)

Inoltre come coefficiente di sottofondo viene assunto il valore $W = 3 \text{ kg/cm}^3$, valore desunto anche dalla letteratura corrente ed in particolare il "Cestelli Guidi per la "Terreno coerente normal consolidato".

Alcuni dati sperimentali del sottofondo, portano alla seguente tabella di validità limitata, piastra standard e quindi di validità limitata, portano alla seguente tabella:

Terreno coerente normal consolidato	$1 \div 5 \text{ kg/cm}^3$	
Terreno coerente sovra consolidato	$15 \div 25$	»
Sabbia molto compatta	> 15	»
» compatta	$15 \div 7,5$	»
» mediamente compatta	$7,5 \div 3$	»
» mediamente sciolta	$3 \div 1,25$	»
» sciolta	$1,25 \div 0,4$	»
» molto sciolta	$< 0,4$	»
» e ghiaia compatta	$10 \div 30$	»

Estratto "Cestelli-Guidi"

N.B. si vuole sottolineare che agli stati limite non si può imporre una tensione (pressione) massima sul terreno e ritenere valido ai sensi della normativa vigente confrontare come verifica ufficiale i valori di calcolo con quelli di progetto, in quanto non richiesto dalla norma. Tale valore viene assunto dal progettista come valore di riferimento puramente indicativi per avere un metodo di confronto.

Ai sensi della normativa vigente il programma di calcolo strutturale SISMICAD calcola la resistenza del terreno espressa come risultante (forza) e riportato nell'elaborato di verifica della trave alla voce "verifica geotecnica di capacità portante sul piano di posa", nelle diverse condizioni e combinazioni di carico previste nell'analisi dei carichi, ivi comprese le azioni sismiche, conto tenuta della sia della effettiva stratigrafia del terreno associata all'elemento di fondazione che alle dimensioni "efficaci" dell'elemento di fondazione, Pertanto si rimanda allo elaborato A9 la consultazione delle verifiche della capacità portante della fondazione.