

COMUNE DI CALTAVUTURO

REGIONE SICILIANA

Titolo progetto

PROGETTO DI COMPLETAMENTO DEL CAMPO
SPORTIVO DI CALTAVUTURO

Titolo elaborato

RELAZIONE GEOTECNICA

N.Elab.

2.4

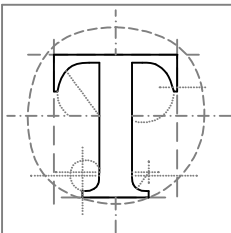


DATA

dicembre 2018

Tipo di prestazione

PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO



Technoside s.r.l.
SERVIZI DI INGEGNERIA

via Madonna di Fatima 14
95030 Gravina di Catania

tel 095.7500609
fax 095.8360370

Info@technoside.it
www.technoside.it



Visto il R.U.P.



AGGIORNAMENTI	
REV.	CAUSALE
00	

REDATTO:

VERIFICATO:

APPROVATO:

Il presente documento è proprietà della Technoside s.r.l.
E' vietata ogni riproduzione non autorizzata ai sensi di legge

1. Premessa

La presente relazione descrive gli studi di natura geotecnica svolti nell'ambito del progetto delle opere da eseguirsi per il completamento del campo sportivo del Comune di Caltavuturo (PA) e le relative verifiche sotto il profilo geotecnico.

La relazione geotecnica è stata redatta ai sensi del D.M. 17/01/2018 ed espone i risultati delle indagini, degli studi e dei calcoli geotecnici.

Le opere strutturali che hanno rilevanza geotecnica contemplate nel progetto di cui in epigrafe consistono in:

- Realizzazione di una nuova tribuna in prosecuzione della tribuna esistente;
- Realizzazione di opere di fondazione per le torri faro poste ai lati (vertici) dei campi da gioco.

Per ciascuna opera in progetto è stato condotto uno studio finalizzato alla verifica geotecnica; tale studio è basato sulle informazioni contenute nella relazione geologica e sulle risultanze delle indagini in sito ed in laboratorio effettuate sull'area di sedime delle opere.

Come già richiamato in sede di relazione tecnica illustrativa le verifiche sono condotte con riferimento alla vigente normativa tecnica ed, in particolare, per quanto concerne le verifiche di natura geotecnica sulla scorta del capitolo 6 del decreto ministeriale 17 gennaio 2018 "*Norme tecniche per le costruzioni*".

2. Inquadramento dell'area di intervento

L'area di intervento ricade nel Comune di Caltavuturo ed è ubicata in zona mediamente acclive ad una quota sul livello del mare di circa 700 m.

L'area non è tra quelle soggette a rischio di dissesto idrogeologico individuate dal P.A.I. (Piano di Assetto Idrogeologico).

Sotto il profilo geomorfologico, non vi sono nell'area segni evidenti di fenomeni franosi in atto.

La falda freatica superficiale è assente secondo quanto riportato in relazione geologica ed accertato con le indagini effettuate in sito.

3. Indagini geognostiche

La natura dei terreni presenti nell'area di interesse è stata accertata mediante una campagna di indagini di tipo diretto (sondaggi geognostici con prelievo di campioni) e di tipo indiretto (ricostruzione dei profili stratigrafici mediante prova sismica di superficie del tipo *MASW*), definite di concerto tra il Progettista, il Geologo e l'Amministrazione Comunale.

In particolare sono state eseguite tre indagini sismiche, denominate in relazione geologica S1, S2 ed S3; le indagini sono state eseguite secondo la metodologia *MASW* (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) che consente di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s mediante la misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di sensori denominati accelerometri o geofoni. Definito il

profilo delle onde di taglio verticali V_s è possibile procedere al calcolo del $V_{s,30}$ individuando la categoria sismica del suolo. In relazione alla classificazione sismica del sottosuolo, sulla scorta delle indagini sismiche di superficie di tipo MASW eseguite sull'area di sedime, **il suolo è classificabile in tipologia B** ($V_{s,30} = 625-676 \text{ m s}^{-1}$). E' stata inoltre eseguita una perforazione di profondità 27.0 m mediante carotaggio continuo che ha consentito il rilievo visivo della natura dei terreni. Durante il carotaggio sono stati prelevati tre campioni a profondità di 13.70 m, 19.30m e 24.60m dal piano campagna (+11.50m rispetto alla quota di progetto del campo sportivo). La natura dei campioni prelevati è la seguente:

- campione 1A (da 13.70 a 13.90 m): argilla limosa marnosa, umida finemente scagliettata, consistente, di colore marrone rossastro, con minuti inclusi calcarei, marnoso-calcarei e marnosi, di varia forma e geometria;
- campione 2A (da 19.30 a 19.50 m): argilla limosa marnosa, umida e/o poco umida, scagliettata, molto consistente di colore marrone rossastro, con minuti inclusi argillitici, calcarei, marnoso-calcarei e marnosi, di varia forma e geometria;
- campione 3A (da 24.50 a 24.80 m): limo argilloso con presenza di sabbie di colore grigio-verde, umido, molto consistente, con frequenti inclusi prevalentemente calcarei.

I tre campioni sono stati sottoposti a prove di laboratorio; in particolare in primo campione è stato sottoposto sia a prova di taglio diretto (C.D.) e sia a prova di espansione laterale libera (E.L.L.); il secondo campione è stato sottoposto a prova di taglio diretto, il terzo campione è stato caratterizzato sotto il profilo della natura del terreno. Sulla scorta delle indagini di tipo meccanico eseguite sui due campioni (1A e 2A) sono stati ottenuti i seguenti parametri:

Campione 1A

- peso di volume naturale $\gamma = 20.26 \text{ kN m}^{-3} = 2026 \text{ kg m}^{-3}$
- angolo di resistenza al taglio $\varphi = 21.31^\circ$
- coesione drenata $c' = 0.203 \text{ kNm}^{-2} = 0.020 \text{ kg cm}^{-2}$
- coesione non drenata $c_u = 280.0 \text{ kN}^{-2} = 2.80 \text{ kg cm}^{-2}$

Campione 2A

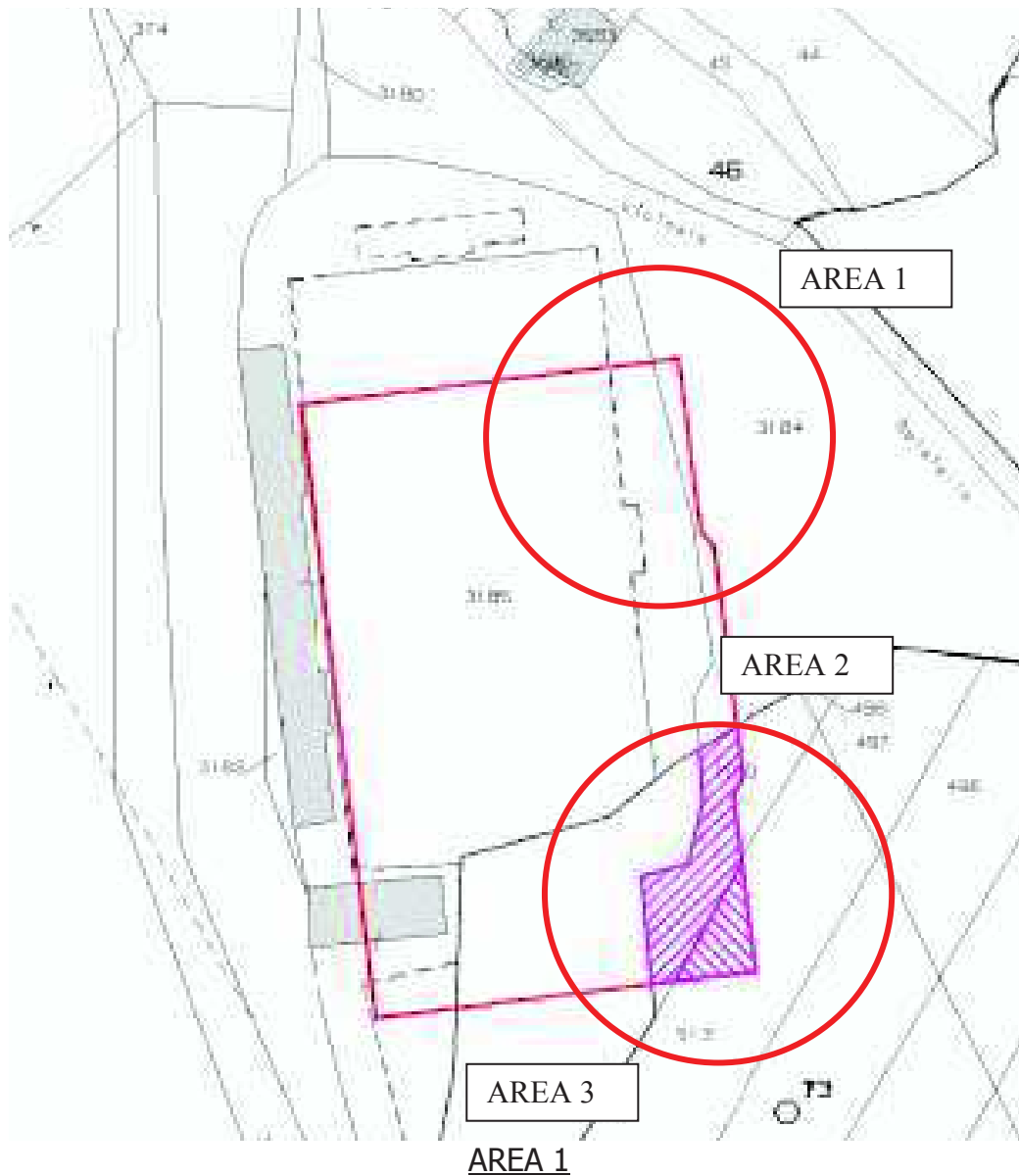
- peso di volume naturale $\gamma = 20.21 \text{ kN m}^{-3} = 2021 \text{ kg m}^{-3}$
- angolo di resistenza al taglio $\varphi = 30.55^\circ$
- coesione drenata $c' = 0.203 \text{ kNm}^{-2} = 0.002 \text{ kg cm}^{-2}$

I dati iniziali sono state integrati con ulteriori prove in sito ed indagini in laboratorio che hanno consentito una rappresentazione geologico-geotecnica dettagliata dell'area di intervento. Le indagini integrative svolte sono le seguenti:

- n. 2 indagini sismiche;
- 3 carotaggi di profondità totale pari a 50 m lineari;
- installazione di 2 piezometri su due fori di sondaggio;
- prelievo di 3 campioni di terreno;
- prove di laboratorio sui 3 campioni prelevati;
- 4 prove penetrometriche per una profondità totale di 24 ml.

4. Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Dalle indagini allegate alla relazione geologica, è emersa la seguente situazione litostratigrafica, differenziata tra l'area prossima alla sede stradale a nord-est (area 1) e quella prossima alla palestra provinciale a sud-est (area 2):



Strato 1

da p.c. a -4.00 m dal piano del campo

- peso specifico $\gamma = 18.63 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno..... $\phi' = 25^\circ$
- coesione $c' = 0.010 \text{ MPa}$

Strato 2

da p.c. da -4.00 m a -20.00 m dal piano del campo

- peso specifico $\gamma = 18.63 \text{ kN m}^{-3}$

- angolo d'attrito interno..... $\phi' = 28^\circ$
- coesione $c' = 0.0290 \text{ MPa}$

Strato 3

da p.c. da -20.00 m dal piano del campo

- peso specifico $\gamma = 20.00 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno..... $\phi' = 30^\circ$
- coesione $c' = 0.010 \text{ MPa}$

AREA 2

Strato 1

da p.c. a -5.00 m dal piano del campo

- peso specifico $\gamma = 18.63 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno..... $\phi' = 25^\circ$
- coesione $c' = 0.010 \text{ MPa}$

Strato 2

da p.c. da -5.00 m a -20.00 m dal piano del campo

- peso specifico $\gamma = 18.63 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno..... $\phi' = 28^\circ$
- coesione $c' = 0.0290 \text{ MPa}$

Strato 3

da p.c. da -20.00 m dal piano del campo

- peso specifico $\gamma = 20.00 \text{ kN m}^{-3}$
- angolo d'attrito interno..... $\phi' = 30^\circ$
- coesione $c' = 0.010 \text{ MPa}$

Sulla scorta dei parametri indicati in relazione geologica sono stati derivati tutti quelli direttamente correlabili mediante la bibliografia tecnica ed in particolare, in via cautelativa, sono stati assunti in sede di calcolo i seguenti valori:

- costante di sottofondo (costante di *Winckler*)..... $k = 0.50 \text{ MPa}$
- aderenza $a = 0.005 \text{ MPa}$

5. Criteri generali di verifica geotecnica

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) sono state effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

5.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo è stata rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = \gamma_E E [F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d]$$

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = 1/\gamma_R R [\gamma_F F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \times \gamma_E$.

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema. La verifica della suddetta condizione è effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Per quanto concerne le azioni, il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità. I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella tabella 6.2.I sottostante.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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 e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

5.2 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le opere e 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

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

6. Criteri di verifica geotecnica per le opere di fondazione

6.1 Aspetti generali

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali è stata verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante è trascurabile.

La profondità del piano di posa delle fondazioni superficiali fondazione è stata scelta in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni richieste, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali. Il piano di fondazione è situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

Non sono previsti fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale.

6.2 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza sono stati presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati

dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione

$$E_d \leq R_d$$

sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale è stata essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali, desunte dal D.M. 17/01/2018 e riportate di seguito.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione 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	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Le rimanenti verifiche sono state effettuate, applicando la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I

6.3 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione

$$E_d \leq C_d$$

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

8. Verifiche geotecniche per le altre opere strutturali

Le verifiche geotecniche condotte sulle altre opere in progetto (nuova tribuna) sono state eseguite valutando carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch-Hansen.

Si rimanda per i dettagli ai fascicoli di verifica geotecnica.