



PROVINCIA DI CAMPOBASSO

4° DIPARTIMENTO - 1° SERVIZIO

PROGETTO PER IL COMPLETAMENTO DELL'ADEGUAMENTO
ALLE NORMATIVE DI SICUREZZA ANTINCENDI
DELL'ISTITUTO PROFESSIONALE PER L'INDUSTRIA E L'ARTIGIANATO
SITO IN VIA SAN GIOVANNI A CAMPOBASSO

PROGETTO ESECUTIVO

Approvazioni:



Allegati:

PROGETTO STRUTTURALE
SCALA DI EMERGENZA UFFICI
- Relazione geotecnica e sulle fondazioni

IDENTIFICATIVO DI TAVOLA

ST-01

DATA: Settembre 2013

REVISIONE:

SCALA: -

PROGETTAZIONE:

Ing. Gianpiero DI STEFANO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Il Dirigente del 4° Dipartimento 1° Servizio
Arch. Giovanna Iannelli

COMUNE DI CAMPOBASSO

Oggetto: *relazione geotecnica e sulle fondazioni relativa al progetto per la realizzazione di una scala anticendio servizio dell'I.P.I.A. di Campobasso*

Committente: **PROVINCIA DI CAMPOBASSO**

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Legge n. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge n. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. INFRASTRUTTURE TRASPORTI 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)
"Norme tecniche per le Costruzioni"
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008".

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI:

- C. CESTELLI GUIDI (1991) - *"Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni"*, Vol. 1 e Vol. 2 – Hoepli.
- J. E. BOWLES (1988) *"Fondazioni – Progetto e Analisi"*, Mc GRAW-HILL.
- C. VIGGIANI (1993) *"Fondazioni"*, CUEN srl, Napoli.
- POULOS H.G. & DAVIS E.H. (1980) – *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley & Sons.
- TERZAGHI K. & PECK R.B. (1967) – *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons.
- LANCELOTTA R. (1987) – *Geotecnica*. Zanichelli, Bologna.
- DE SIMONE P. (1981) – *Fondazioni*. Liguori Editore, Napoli.
- LAMBE W.L., WHITMAN R. V. (1979) – *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons.
- ZIENKIEWICZ O.C. (1977) – *The Finite Element Method*. McGraw-Hill.
- COMO M., LANNI G. (1979) – *Elementi di costruzioni antisismiche*. E.S.A.C., Roma.

1) DATI DI CARATTERE GENERALE DELL'AREA DI SEDIME:

1.1 – località: l'opera in oggetto è ubicata nel Comune di Campobasso alla via San Giovanni dei Gelsi, nel settore nord-est del centro abitato, in adiacenza all'istituto IPIA. La scala di sicurezza è posta sul lato nord, all'esterno dell'edificio scolastico quale via di esodo alternativa alle altre uscite di emergenza.

Il luogo di indagine ricade in una zona avente caratteristiche lito-stratigrafiche note e sufficientemente esplorata, in quanto oltre ad essere sviluppata una notevole attività edificatoria è stata ulteriormente investigata con indagini geognostiche e prospezioni geofisiche.

A supporto dell'attività progettuale dell'opera di fondazione, il geologo dispone delle risultanze desunte dalla relazione sugli effetti di amplificazione locale e risultanze dello studio geologico e analisi relativa alle indagini e verifiche finalizzate alla certificazione di idoneità sismico-statica commissionata dalla Provincia di Campobasso nel 2004.

1.2 – morfologia: in base ai riferimenti geografici, topografici e morfologici l'area di intervento è individuata topograficamente nella Carta d'Italia dell'I.G.M., scala 1:25000, Foglio n.162 tavola IV S.E., ad una altitudine s.l.m. di circa 680 m.

Il sito interessa l'area appartenente alla fascia medio-alta di un ampio rilievo collinare della zona, degradante in maniera molto regolare verso sud-est, caratterizzato da pendenze modeste e mediamente dell'ordine del 5-10%.

La superficie direttamente investita dalla realizzanda costruzione risulta poco influenzata da fenomeni di dissesto locali. La rete idrografica naturale è localmente drenata da piccoli solchi e fossi naturali di origine impluviale e stagionali, che versano nel Vallone Ruviato, situato a poche centinaia di metri a sud-est, più a valle.

1.3 – acque superficiali: l'area di intervento ricade in un settore geologico avente caratteristiche lito-stratigrafiche note e sufficientemente esplorata, in quanto in questa zona si è sviluppata una notevole attività edificatoria. Il deflusso delle acque meteoriche è regolato dalla rete fognate cittadina.

1.4 – manufatti esistenti nelle vicinanze: si constata che gli edifici nelle immediate vicinanze, sia in muratura sia in c.a., sia recenti sia di vecchia costruzione, non evidenziano cedimenti e/o degradamento delle loro strutture di fondazione. Si rileva inoltre che non esistono ammaloramenti e/o deformazioni delle sedi stradali circostanti o comunque fenomeni visibili che possano indurre dubbi circa potenziali fenomeni di dissesto idrogeologico e sulla stabilità d'insieme del sito.

2) CARATTERISTICHE DELLE OPERE DI PROGETTO

L'intervento prevede la realizzazione di una scala di sicurezza antincendio posta all'esterno dell'edificio scolastico con il fine di migliorare le condizioni di esodo in condizione di emergenza.

La struttura della scala, opportunamente giuntata all'edificio cui serve, è costituita da un'ossatura portante interamente in acciaio. In particolare saranno realizzate 6 colonne costituite da profili laminati a caldo tipo HEA 180 alle quali saranno collegate travi costituite da profili laminati a caldo tipo HEA 140. Su queste poggieranno i cosciali costituiti da UNP 180 opportunamente collegati mediante piastre e bullonature. Per conseguire un irrigidimento complessivo agli spostamenti laterali dell'intero corpo di fabbrica saranno inoltre inseriti dei controventi costituiti da profili UNP 100.

La zona dove sarà fondata la scala è costituito da un rinterro di circa 3.0 e pertanto, è previsto un approfondimento delle strutture di fondazione fino al piano di fondazione dell'edificio.

In particolare sarà realizzata una platea dello spessore di 40 cm poggiante su un getto di calcestruzzo magro di sottofondazione dello spessore minimo di 15 cm dalla quale partiranno 6 pilastri in c.a. aventi sezione 50x50 cm. Tale sistema sarà successivamente interrato mediante un riempimento in materiale arido e sarà realizzata una soletta in c.a. dello spessore di 15 cm al di sopra del rinterro.

Nei pilastri in c.a. saranno lasciati i tirafondi per il collegamento delle soprastanti strutture in acciaio. Maggiori dettagli circa l'organizzazione planimetrica delle strutture.

3) TERRENO DI FONDAZIONE

Il luogo di indagine ricade in una zona avente caratteristiche lito-stratigrafiche note e abbastanza esplorata con indagini geognostiche, in quanto già investigata "più volte in sede di redazione degli strumenti urbanistici (P.R.G., varie urbanizzazioni, ecc.) e lavori riferiti a committenza privata". Il geologo ha pertanto cercato inquadrare l'assetto geologico del sito, non solo dal punto di vista della caratterizzazione lito-stratigrafica ma anche sotto l'aspetto di eventuali variazioni intervenute nel territorio circostante.

La campagna delle indagini geologiche e geognostiche espletata è stata finalizzata all'accertamento delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni direttamente impegnati dal sistema di fondazioni.

A supporto dell'attività progettuale delle opere di fondazione, lo stesso professionista ha ritenuto sufficiente indagare sulla litologia affiorante al piano di posa delle fondazioni: 1) da ricognizioni sulle aree di interesse progettuale e di una ampia

fascia di contorno per la definizione delle problematiche geologiche e geomorfologiche; 2) da rilevamenti geologici, geolitologici e geomorfologici; 3) dal raffronto di correlazioni di parametri geomeccanici rilevati in precedenza e su terreni simili, documentati in letteratura; 4) dall'assetto litostratigrafico affiorante da affioramenti e fronti di scavo presenti in zone circostanti al lotto di intervento; 5) dalle risultanze emerse da precedenti campagna geognostiche e geofisiche, eseguite proprio nel lotto di intervento.

Con specifico riferimento all'opera da realizzare, alla luce dei risultati dell'indagine geologica, si sono individuati gli strati di terreno nel volume interessato dalle variazioni tensionali indotti dall'opera in oggetto.

La successione stratigrafica significativa ai fini progettuali, per tutto lo sviluppo della costruzione, può essere così sintetizzata:

- **Unità litotecnica A:** strato superficiale umifero costituito da residui organici e frusti vegetali, con spessore variabile e di circa 3,0 m;
- **Unità litotecnica B:** strato di argille marnose di media plasticità, rilevate dalla quota di 3.0 dal p.c. fino alla quota 8.00 m circa.
- **Unità litotecnica C:** strato di argille marnose di media consistenza sovrastanti a marne arenacee. Lo spessore dello strato è intercettato fino alla quota di 10,6 m dal p.c.

Oltre la profondità di 10,6 m si rinvennero marne argillose di buona consistenza.

Dai sondaggi non è stata riscontrata la presenza di falda idrica superficiale.

4) CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la valutazione delle condizioni di stabilità e dei cedimenti massimi delle strutture di fondazione, si è ritenuto opportuno, in accordo con le indicazioni del geologo, utilizzare i parametri geotecnici relativi ai singoli strati interessati, indicati nella relazione geologica e che fanno riferimento alle indagini espletate e di seguito riportate:

I carichi trasmessi dalla sovrastruttura sono tali da far ritenere che le tensioni indotte si smorzano nella parte più superficiale del terreno di fondazione esaurendo quasi completamente il loro effetto ad una profondità non superiore ai 3-5 m dalla quota di imposta della fondazione.

Pertanto per la valutazione delle pressioni massime ammissibili sul terreno di fondazione e per la determinazione delle azioni litostatiche, si è ritenuto opportuno, in

accordo con le indicazioni del geologo, utilizzare i parametri geotecnici medi relativi alla stratificazione di terreno indicata come **Unità Litotecnica B**, indicati nella relazione geologica e di seguito riportati:

$$\begin{aligned}\gamma &= 1.93 \text{ t/m}^3 \\ \phi' &= 17^\circ \\ c' &= 0.10 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Il coefficiente di sottofondo K (costante di winkler) adottato per l'analisi delle fondazioni è stato assunto cautelativamente pari a $2,0 \text{ kg/cm}^3$ come indicato dalla letteratura scientifica (C. CESTELLI GUIDI (1991) – “Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni”, Vol. 1 – Hoepli – par. 10.2.1.2).

5) CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

L'effetto della risposta sismica locale è stato valutato dal Geologo e sono riportate nella relazione geologica allegata alla presente.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto l'edificio è progettato per una **Vita Nominale 50 anni** e per **Classe d'Uso III**, esso risulterà ubicato alle coordinate **Lat. 41°42'29.04"N - Long. 15°43'27.58"E**.

Il suolo di fondazione è assimilato alla **categoria di tipo B**.

Ai fini dell'analisi si sono utilizzati i coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s e C_c così come definiti nella Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e C_c delle NTC 2008.

Dalla relazione geologica risulta inoltre che il fabbricato sarà realizzato su superficie con pendenza inferiore a 15° , ovvero di **categoria topografica T1**, permettendo l'adozione di un coefficiente di amplificazione topografico S_T pari a **1.0**.

6) VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE FONDAZIONI

Le verifiche di sicurezza della fondazione sono condotte nel rispetto delle **NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14 gennaio 2008**, in ottemperanza al p.to 6.2.3.

In relazione alla esatta geometria della struttura di fondazione, al sistema costruttivo adottato e ai terreni impegnati, nonché alle sollecitazioni su di essa agenti, si sono opportunamente individuate e considerate le situazioni più sfavorevoli per la stabilità del complesso terreno-struttura.

Per la valutazione della sicurezza è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ .

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni agenti sulle strutture di fondazione, è stato seguito l'**approccio 1** così come definito al punto 6.4.2.1 – Verifiche agli stati limite ultimi delle NTC 2008.

Per tale metodo sono previste due combinazioni (GEO A1 e GEO A2) di gruppi di coefficienti **A1+M1+R1** e **A2+M2+R2**, da adottare per le verifiche strutturali e per le verifiche geotecniche. Inoltre è stata condotta la verifica sismica così come prevista al punto 7.11.1 – Requisiti nei confronti degli stati limite delle NTC 2008 - ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto così come definite al capitolo 6 delle NTC 2008.

La resistenza di progetto del terreno R_d è determinata in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera e i cui valori sono riportati nella Tab. 6.4.I:

Tabella 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	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	1,0	1,0

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

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

Maggiori dettagli sulle tipologie di verifica condotte e sul modello adottato per la definizione della interazione terreno struttura sono riportati nella Relazione di calcolo allegata al progetto.

Verifica di stabilità

Considerato la natura granulare del terreno di fondazione la verifica di stabilità è stata determinata secondo il metodo di Terzaghi con la formula:

$$p_{ult} = \alpha \cdot c \cdot N_c + \gamma_1 \cdot h \cdot N_q + \beta \cdot \gamma_2 \cdot B/2 \cdot N_\gamma$$

in cui:

h è l'approfondimento dal p.c. della fondazione, che si assume pari a 2.50 m;

B è la larghezza della base della platea limitata a 2,50 m;

γ_1 è il peso specifico del terreno di riporto affianco alla fondazione;

γ_2' è il peso specifico bagnato del terreno di fondazione;

α coefficiente di forma pari a 1.0;

β coefficiente di forma pari a 1.0.

La verifica per l'intero sistema di fondazione viene eseguita nel secondo strato di terreno riscontrato in fase di indagine, in quanto il primo strato verrà completamente rimosso.

Considerando, a favore di sicurezza, la posizione della quota di falda al p.c., la verifica della portanza è effettuata per il valore massimo della pressione esercitata dalla platea nella combinazione di carico più gravosa.

Adottando i coefficienti parziali γ_M :

param. A1+M1

$$N_c = 14.6$$

$$N_q = 5.5$$

$$N_\gamma = 3.4$$

$$p_{1,ult} = 3.12 \text{ kg/cm}^2$$

param. A2+M2

$$N_c = 11.9$$

$$N_q = 3.9$$

$$N_\gamma = 3.2$$

$$p_{2,ult} = 2.35 \text{ kg/cm}^2$$

Il confronto, di tali pressioni ultime, ridotte del coefficiente parziale γ_R (1.0 e 1.80 rispettivamente ottenendo 3.12 e 1.30) con il valore delle pressioni massime esercitate dalla tettoia, risultante dai calcoli eseguiti nelle due condizioni analizzate, evidenzia:

$$p_{max} = 0,398 \text{ kg/cm}^2 < p_{1,ult} \quad \text{per la Comb GEO1}$$

$$p_{max} = 0,315 \text{ kg/cm}^2 < p_{2,ult} \quad \text{per la Comb GEO2}$$

$$p_{max} = 0.439 \text{ kg/cm}^2 < p_{2,ult} \quad \text{per la Comb SISMICA}$$

Le verifiche di portanza sono soddisfatte.

6) CONCLUSIONI

L'analisi delle strutture di fondazione, nella conformazione geometrica descritta, ha evidenziato che non sussistono condizioni di instabilità per le condizioni di carico a cui

sono assoggettate. Si rileva che in tutti i casi sono ampiamente rispettati i coefficienti di sicurezza imposti dalla normativa vigente.

In particolare si rileva che:

- *nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) risulta sempre $E_d < R_d$*
- *in condizioni di esercizio (SLE) i cedimenti massimi della struttura di fondazione, assoluti e differenziali, sono modesti e certamente compatibili con la funzionalità della struttura esaminata.*

Per cui alla luce di quanto sopra esposto si ritiene che tutte le verifiche eseguite sono soddisfatte con un buon margine di sicurezza.