



CITTA' DI GROTTAMMARE

(Provincia di Ascoli Piceno)

Via Matteotti, 69 - Tel. 0735 739218 - comune.grottammare.protocollo@emarhce.it

Area Gestione del Patrimonio - Responsabile Arch. Liliana Ruffini

MESSA IN SICUREZZA CONTRO IL RISCHIO SISMICO: RIFACIMENTO SOLAI SCUOLA "G. SPERANZA"

Progetto Definitivo - Esecutivo

Stato di Progetto

Relazione Geotecnica

(art.33 co.1 lett.b e art.35 del D.P.R. 05.10.2010, n.207)

Elab. E

NOVEMBRE 2019

Responsabile del progetto
Arch. Bernardino Novelli

Responsabile del Procedimento
Arch. Liliana Ruffini

Supporto al progetto strutturale
Ing. Carlo Cesaroni



Collaboratori:
Geom. Sante Cocci
Geom. Stefania Pulcini
Geom. Rosa Benassati

RELAZIONE GEOTECNICA

(art.33 co.1 lett.b e art.35 del D.P.R. 05.10.2010, n.207)

L'intervento di miglioramento sismico, ai sensi del punto §8.4.2 del D.M.17.01.2018 e del punto C8.4.2 della Circolare del 21.01.2019 n°7 C.S.LL.PP., inerente alla scuola primaria "Giuseppe Speranza" sita in via Giuseppe Garibaldi n°39 nel comune di Grottammare (AP), viene ampiamente descritto nella relazione generale (art.24 co.2 lett.a e art.25 del D.P.R. 05.10.2010, n.207).

Per quanto concerne la caratterizzazione geologica del sito, la norma attualmente vigente afferma quanto segue (§6.2.2 - D.M.17.01.2018):

"Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il progettista.

Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità. Deve inoltre essere specificato se la resistenza caratteristica si riferisce alle discontinuità o all'ammasso roccioso.

Per la verifica delle condizioni di sicurezza e delle prestazioni di cui al successivo § 6.2.4, la scelta dei valori caratteristici delle quote piezometriche e delle pressioni interstiziali deve tenere conto della loro variabilità spaziale e temporale.

Le prove di laboratorio, sulle terre e sulle rocce, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di prova di cui all'art. 59 del DPR 6 giugno 2001, n. 380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su preesistenti indagini e prove documentate, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali."

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidità offerte dai manufatti di fondazione che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno.

PERICOLOSITÀ SISMICA

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe d'uso dell'edificio e la vita nominale.

VITA NOMINALE

Nel definire il grado di sicurezza per una costruzione occorre tenere conto anche dell'importanza che può avere un suo collasso o danneggiamento. La normativa italiana prevede tre tipi di costruzione, per ciascuna delle quali è assegnata una vita nominale V_N , ossia il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per l'edificio in esame si assume una vita nominale V_N di **50 anni** (opere ordinarie di importanza normale).

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U;$$

Il coefficiente d'uso viene determinato sulla base della classe d'uso a cui la struttura appartiene (§2.4.2 – D.M.17.01.18):

“In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe III: “Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.”

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per l'edificio in esame si assume una classe d'uso C_{IV} , con un coefficiente d'uso C_U pari a **1,5**. Il periodo di riferimento V_R in funzione del quale valutare le azioni sismiche è di **75 anni**.

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per valutare l'effetto della risposta sismica locale si utilizzano specifiche analisi, in assenza delle quali si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento esposte nella tabella 3.2.II del DM17.01.2018.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per configurazioni topografiche semplici, può essere adottata la classificazione riportata in tabella 3.2.IV. e 3.2.VI.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Secondo quanto riportato dalla relazione geologica redatta dal geologo dott. Pierluigi Bartolini, nel caso in esame la categoria di sottosuolo e la categoria topografica a cui occorre fare riferimento sono rispettivamente la **B** (*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*) e la **T1** (*pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$, S_T pari a 1*).

VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**Approccio 2** (Combinazione A1+M1+R3), sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente. Per ognuna di esse vengono elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = q N_q Y_q i_q d_q b_q g_q s_q + c N_c Y_c i_c d_c b_c g_c s_c + \frac{1}{2} G B' N_g Y_g i_g b_g s_g$$

dove

Caratteristiche geometriche della fondazione:

q = carico sul piano di fondazione

B = lato minore della fondazione

L = lato maggiore della fondazione

D = profondità della fondazione

α = inclinazione base della fondazione

G = peso specifico del terreno

B' = larghezza di fondazione ridotta = $B - 2 e_B$

L' = lunghezza di fondazione ridotta = $L - 2 e_L$

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

H = risultante delle forze orizzontali

N = risultante delle forze verticali

e_B = eccentricità del carico verticale lungo B

e_L = eccentricità del carico verticale lungo L

F_{hB} = forza orizzontale lungo B

F_{hL} = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione:

β = inclinazione terreno a valle

$c = c_u$ = coesione non drenata (condizioni U)

Dott. Ing. Carlo Cesaroni, Via San Giuseppe n. 5, 63066 Grottammare (AP)

Tel/Fax: 0735500557 – mobile: 3358121816 – e-mail: carlo_ cesaroni@libero.it – posta certificata: carlo.cesaroni2@ingpec.eu

$c = c' = \text{coesione drenata (condizioni D)}$
 $\Gamma = \text{peso specifico apparente (condizioni U)}$
 $\Gamma = \Gamma' = \text{peso specifico sommerso (condizioni D)}$
 $\phi = 0 = \text{angolo di attrito interno (condizioni U)}$
 $\phi = \phi' = \text{angolo di attrito interno (condizioni D)}$

Fattori di capacità portante:

(Prandtl-Cauchy-Meyerhof)

$$N_g = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic})$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad \text{in condizioni D} \quad (\text{Reissner-Meyerhof})$$

$$N_c = 5,14 \text{ in condizioni U}$$

Indici di rigidezza (condizioni D):

$$I_r = \frac{G}{c' + q' \tan \phi} = \text{indice di rigidezza}$$

$$q' = \text{pressione litostatica efficace alla profondità } D + \frac{B}{2}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \text{modulo elastico tangenziale}$$

$E = \text{modulo elastico normale}$

$\mu = \text{coefficiente di Poisson}$

$$I_{cr} = \frac{1}{2} \exp \left[\frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})} \right] = \text{indice di rigidezza critico}$$

Coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$Y_q = Y_g = \exp \left[\left(0,6 \frac{B}{L} - 4,4 \right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2I_r)}{1 + \sin \phi'} \right] \text{ in condizioni drenate, per } I_r \leq I_{cr}$$

$$Y_c = Y_q - \frac{1 - Y_q}{N_q \times \tan \phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

$$i_g = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \text{ang} \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \tan \phi'} \quad \text{in condizioni D}$$

$$i_c = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times c_u \times N_c} \quad \text{in condizioni U}$$

essendo:

$$m = m_B \cos^2 \Theta + m_L \sin^2 \Theta$$

$$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

$$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$$

$$\Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen):

$$dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctg \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B'$$

$$dq = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{per } D \leq B'$$

$$dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan \phi} \quad \text{in condizioni D}$$

$$dc = 1 + 0,4 \arctan \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B' \text{ in condizioni U}$$

$$dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni U}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2,7 \alpha \tan \phi)$$

$$bc = bq = \exp(-2 \alpha \tan \phi) \quad \text{in condizioni D}$$

$$bc = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$bq = 1 \quad \text{in condizioni U)}$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} \quad \text{in condizioni D}$$

$$gc = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$gq = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

$$sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

$$sq = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$$

$$sc = 1 + \frac{B' Nq}{L' Nc}$$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati Khi e Igk, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico Khi e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. Nel caso in cui sia stato attivato il flag per tener conto degli effetti cinematici il valore Igk modifica invece il solo coefficiente Ng; il fattore Ng viene infatti moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Il calcolo viene eseguito sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

$$\mu = \int \frac{\sigma(z)}{E} dz$$

essendo

Dott. Ing. Carlo Cesaroni, Via San Giuseppe n. 5, 63066 Grottammare (AP)

Tel/Fax: 0735500557 – mobile: 3358121816 – e-mail: carlo_ cesaroni@libero.it – posta certificata: carlo.cesaroni2@ingpec.eu

E = modulo elastico o edometrico

$\sigma(z)$ = tensione verticale nel sottosuolo dovuta all'incremento di carico q

La distribuzione delle tensioni verticali viene valutata secondo l'espressione di *Steinbrenner*, considerando la pressione agente uniformemente su una superficie rettangolare di dimensioni B e L:

$$\sigma(z) = \frac{q}{4\pi} \left[\frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)}{V(V+V1)} + \left| \arctan \frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V}}{V-V1} \right| \right]$$

con:

$$M = B / z$$

$$N = L / z$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V1 = (M \times N)^2$$

Si rimanda agli elaborati N.3.1 e N.3.2. inerenti ai risultati delle verifiche geotecniche eseguite sulla modellazione strutturale dell'edificio rispettivamente allo stato di fatto ed allo stato modificato.

Grottammare, lì Novembre 2019

Il Tecnico: Ing. CARLO CESARONI

