

RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Indice del Contenuto

1. Premesse	pag. 2
2. Inquadramento geologico e geomorfologico	pag. 2
3. Indagini eseguite.....	pag. 3
3.1. Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT	pag. 3
4. Caratteristiche geotecniche e litostratigrafiche del terreno di fondazione	pag. 6
5. Sismicità dell'area	pag. 7
5.1 Classificazione sismica del sito secondo l'EUROCODICE8	pag. 8
5.2 Caratterizzazione sismica del terreno attraverso prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT, ai sensi della OPCM 3274	pag. 8
6. Verifica della capacità portante (tensione ammissibile Q_{amm}) e tipo di fondazioni consigliate.....	pag. 9
7. Verifica dello stato limite ultimo (SLU).....	pag. 10
8. Verifica dei cedimenti	pag. 12
9. Modulo di sottofondo	pag. 13
10. Verifica alla liquefazione	pag. 14
11. Considerazioni conclusive	pag. 17

Tavole

Tav. n. 1: "Carta corografica",	scala 1: 25.000;
Tav. n. 2: "Carta topografica",	scala 1: 10.000;
Tav. n. 3: "Planimetria catastale",	scala 1: 2.000;
Tav. n. 4: "Carta della litologia di superficie"	scala 1: 5.000;
Tav. n. 5: "Indagini geotecniche"	scala grafica.

Allegati

- N. 1** Prove penetrometriche statiche CPT corredate di interpretazione geotecnica;
- N. 2** Verifiche geotecniche;
- N. 3** Classificazione sismica del sito secondo l'EUROCODICE 8 e secondo l'OPCM 3274;
- N. 4** Verifica alla liquefazione;
- N. 5** Documentazione fotografica.

1. PREMESSE

Su incarico della Proprietà, e in accordo con il tecnico progettista, nel mese di Luglio 2007, è stato eseguito il presente studio geologico-geotecnico.

Lo scopo di tale studio è stato quello di accertare le caratteristiche litostratigrafiche-geotecniche del terreno di fondazione che sarà interessato dall'ampliamento della Scuola elementare "Don Milani" di Manzolino, nel comune di Castelfranco Emilia, provincia di Modena.

L'area oggetto di studi è ubicata all'interno del centro abitato di Manzolino, come visibile nella "Carta Corografica" (**tav. n. 1**) in scala 1: 25.000 – tavola n. 220 NO, nella "Carta topografica" (**tav. n. 2**) in scala 1:5.000, sezione CTR n. 220020 – Manzolino e il lotto su cui verrà l'ampliamento è compreso all'interno del N.C.T. del Comune di Castelfranco nel Foglio 59- Mappale 212, come si osserva nella "Planimetria catastale" (**tav. n. 3**), le tavole sono presenti in allegato.

La presente relazione è stata redatta ai sensi della OPCM 3274 e delle Norme Tecniche per le costruzioni DM delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14/09/2005 e D.R. Emilia Romagna n° 1677/05 del 24/10/2005.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Il terreno oggetto di studi si colloca alla quota topografica media di circa 33.0 m s.l.m., su di un'area sub-pianeggiante, all'interno dell'abitato di Manzolino, la zona si presenta antropizzata.

Da quanto si evince dalla "Carta della litologia di superficie", scala 1: 5.000, (**tav. n. 4**) tratta dalla "Carta geologica - Progetto CARG" a cura della Regione Emilia Romagna, nell'area oggetto di studi affiorano le seguenti litologie:

- **AES8 – Subsistema di Ravenna:** Ghiaie e ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. A tetto suoli a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente fino a 150 cm e parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. Contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. Potenza fino a oltre 25 m. (Età: *Olocene; età radiometrica della base: 11.000 - 8.000 anni*). Tale litologia, con litofacies in prevalenza limo-sabbiosa

affiora nel lotto oggetto di studio e in un'ampia area circostante a questo. Si osservano ad est e a sud-est rispetto al lotto in studio depositi prevalentemente argilloso-limosi della stessa litologia.

Nell'area mancano evidenze geomorfologiche degne di nota, l'area è completamente pianeggiante, con una leggera inclinazione verso nord- est, in concordanza con l'andamento generale della Pianura Padana.

3. INDAGINI ESEGUITE

Al fine di individuare le caratteristiche litostratigrafiche e geologico-geotecniche del terreno di fondazione dell'area in studio sono state effettuate le seguenti indagini geotecniche:

- n. 2 prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT

L'ubicazione di tale prova è indicata nella **tav. n. 4** "Indagini geotecniche", mentre i tabulati e i diagrammi relativi alle CPT, comprensivi dell'interpretazione geotecnica e litostratigrafica, sono riportati in **allegato n. 1**.

3.1. Prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT

Le prove penetrometriche statiche CPT sono state eseguite a partire entrambe da -1.00 m dal piano campagna esistente e spinte fino alla profondità di -15.00 m per la CPT n. 1 e di -13.40 m per la CPT n. 2.

In ognuna delle due prove penetrometriche CPT è stato realizzato un preforo della profondità di -1.00 m rispetto al piano campagna, per oltrepassare il livello superficiale costituito dal sottofondo dell'area cortiliva interessata dal nuovo ampliamento.

Per l'esecuzione di tale prova è stato utilizzato un penetrometro statico PAGANI TG63 da 100 kN di spinta montato su cingoli della Pagani Equipment di Piacenza che permette l'inversione strumentale da configurazione prova statica a prova dinamica e viceversa.

Il dispositivo di misura consiste in una centralina di acquisizione digitale. Il segnale elettrico generato dalla cella di pressione durante l'infissione della CPT viene opportunamente condizionato e amplificato dalla centralina di acquisizione e visualizzato su di un display digitale a quattro cifre.

Le caratteristiche dello strumento impiegato per i sondaggi sono le seguenti:

- punta meccanica	Begemann;
- spinta	100 kN;
- intervalli di misura	20 cm;
- parametri registrati:	R_p (resistenza alla punta);
	R_I (resistenza attrito-laterale);
	R_{lt} (resistenza laterale totale);
- area punta	10 cm²;
- angolo alla punta	60°.

In allegato sono riportati i grafici e le tabelle riguardanti la prova eseguita.

La prova penetrometrica statica CPT (Cone Penetration Test) viene realizzata infiggendo nel terreno, alla velocità di 2 cm/sec, la punta meccanica Begemann. La punta presenta alla sua estremità inferiore un cono avente un angolo al vertice di 60°, un diametro alla base di 36 mm e quindi un area di base di 10 cm². Esso supporta lungo il suo stelo un manicotto d'attrito, la cui superficie laterale è di 150 cm².

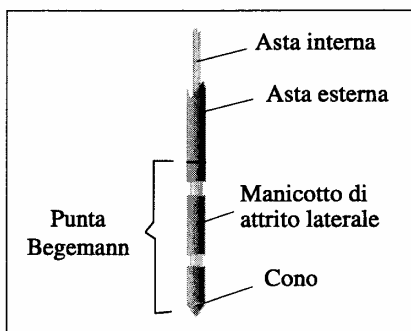


Figura 1

I valori degli sforzi di reazione che il suolo oppone alla penetrazione della punta, allo scorrimento del manicotto laterale e l'avanzamento dell'insieme punta più aste, verranno registrati ogni 20 cm di avanzamento in profondità.

L'esecuzione della prova avviene tramite il seguente schema di avanzamento (fig. 2):

- 1) posizione di riposo con punta completamente chiusa;
- 2) spinta esercitata sulle aste interne con avanzamento di 4 cm del solo cono; visualizzazione dello sforzo di punta (R_p);
- 3) spinta esercitata sulle aste interne con avanzamento di 4 cm di cono + manicotto; visualizzazione dello sforzo di punta + attrito laterale (R_I);

- 4) spinta esercitata sulle aste esterne con avanzamento di 12 cm e ritorno alla posizione di riposo con punta completamente chiusa; visualizzazione dello sforzo di punta + attrito + attrito della batteria di aste (Rt).

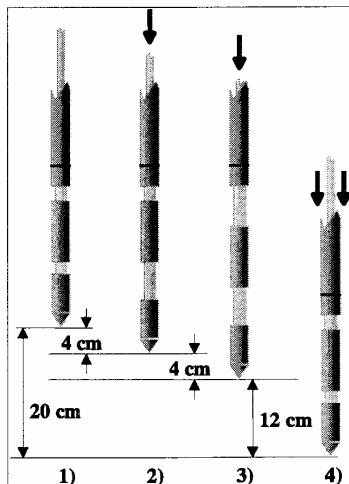


Figura 2

Nella fase di avanzamento in cui viene letta la resistenza alla punta, il display restituisce automaticamente il carico unitario di resistenza (R_p) tenuto conto della superficie di infissione di circa 10 cm^2 . Nella fase di avanzamento in cui viene letta la somma delle resistenze alla punta ed al manicotto di frizione il display visualizza il carico assoluto espresso in kg diviso per 10 (RI).

Ad ogni profondità di misura (x), i valori reali della resistenza alla penetrazione della punta " q_c " e dell'attrito laterale locale " f_s " possono essere calcolati tramite le seguenti formule:

$$q_c(x) = R_p(x) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

dove:

$$AP \text{ (Area Punta)} = 10 \text{ cm}^2$$

$$AM \text{ (Area Manicotto Laterale)} = 150 \text{ cm}^2$$

$$f_s(X) = (RI(x+1) - R_p(x+1)) \cdot (AP/AM) = (RI(x+1) - R_p(x+1)) / 15$$

La particolare punta utilizzata per la perforazione "Friction Jacket Cone" è servita a determinare, oltre al carico di rottura, anche la litologia dei terreni investigati: dal rapporto tra la resistenza penetrometrica alla punta e la resistenza laterale locale è infatti possibile risalire, attraverso l'esperienza di **Begemann**, modificata da **Schmertmann**, alla granulometria, e di conseguenza alla litologia, dei terreni attraversati dall'indagine.

4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E LITOSTRATIGRAFICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica dell'indagine geognostica eseguita, illustrata nell'**allegato n. 1**, si evince quanto segue:

- le verticali delle prove effettuate hanno evidenziato che il terreno investigato presenta una buona omogeneità geotecnica e litostratigrafica, sia in senso verticale che orizzontale;
- Nelle CPT eseguite, al di sotto di un primo strato di terreno sovraconsolidato del primo sottosuolo dello spessore di circa 1.00 m, è stato rilevato un livello costituito da argille e argille limose a media consistenza presenti fino a circa -3.40 m da p.c., seguito da depositi limoso-argillosi a scarsa consistenza che si approfondiscono fino alla quota di -5.40 m da p.c., da tale quota si rileva la presenza di un livello limo-sabbioso a medio-elevata consistenza fino a circa -6.60 m da p.c. nella sola CPT n.1 mentre nella CPT n. 2 a tale quota sono presenti litotipi coesivi a medio-elevata consistenza. Da -6.60 m a -11.20/11.40 m da p.c. siamo in presenza di argille limose a scarsa consistenza, mentre da -11.40 m a -15.00 m da p.c. si rilevano terreni coesivi costituiti da argille e limi a medio-elevata consistenza;
- i parametri geotecnici variano in base ai depositi investigati e alla profondità: in particolare i terreni coesivi a scarsa consistenza, sono dotati di valori di resistenza alla punta del penetrometro statico **Qc** compresi fra 0.20 MPa e 0.98 MPa, i depositi argillosi-limosi a consistenza media sono dotati di valori di resistenza alla punta del penetrometro **Qc** compresi tra 0.69 MPa e 1.37 MPa e i depositi argillosi-limosi a consistenza medio-elevata sono dotati di valori di resistenza alla punta del penetrometro **Qc** compresi tra 1.18 MPa e 3.04 MPa;
- per quanto riguarda il grado di consolidazione dei depositi coesivi abbiamo riscontrato la presenza di terreni sovraconsolidati **SC** con **OCR > 4** sino a -6,60/7.00 m; e terreni leggermente sovraconsolidati **LC** con **OCR** compreso tra **2 e 4** si spingono sino alla quota di -8.40 m da p.c. Da tale quota sino a -11.20 m si osservano terreni normalconsolidati **NC** con **OCR** compreso tra **1 e 2** e sottoconsolidati, mentre ricompaiono sino a quota di fondo foro (-15.00 m da p.c.) i terreni **LC** leggermente sovraconsolidati;
- al termine della prova CPT è stata rilevata la soggiacenza della falda freatica all'interno del foro di sondaggio alla quota rispetto al piano campagna di -3.30 m per la CPT n.1 e

di -3.40 m per la CPT n. 2, la misurazione è stata eseguita mediante freatimetro elettroacustico.

5. SISMICITA' DELL'AREA

In base alla normativa riguardante la situazione sismica del territorio, con riferimento al D.M. Min. LLPP 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", il Comune di Castelfranco Emilia (MO), ricadeva in una zona non classificata (N.C.).

Nel mese di Marzo 2003 è stata redatta una bozza al fine di definire un sistema normativo per la progettazione antisismica e acquisire dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.

In riferimento a tale bozza il Comune di Castelfranco Emilia ricadeva in **classe 3**, indicativa di zona a **bassa pericolosità sismica**.

Con l'entrata in vigore, il 23/10/2005, **dell'OPCM n. 3274/2003 e successive modifiche**, in materia di classificazione sismica del territorio nazionale e del **D.M. 14/10/2005** recante "Norme tecniche per le costruzioni", il Comune di Castelfranco Emilia è stato classificato ex-novo in **classe di sismicità 3** (zona a bassa sismicità).

Nelle nostre verifiche geotecniche consideriamo la classificazione ora vigente che definisce l'area di studio appartenente alla classe di sismicità 3, pertanto il grado di sismicità è pari a **S = 6**.

Si procede ora alla verifica del coefficiente di intensità sismica C mediante la formula:

$$C = (S - 2)/100 = (6 - 2)/100 = 0.04 = 4\%$$

Il coefficiente di intensità sismica **C = 4%**, viene applicato nelle successive verifiche di capacità portante del terreno di fondazione.

Secondo la classificazione del suolo, sulla base della nuova normativa sismica per gli edifici (**O.P.C.M. 3274** 20 Marzo 2003) in base ai dati ottenuti dalle indagini geognostiche in sito si classifica il terreno di fondazione del fabbricato come appartenente alla categoria **D**, corrispondente a terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure depositi coesivi da poco a mediamente consistenti, con valori di **V_{s30} < 180 m/s (N_{SPT} < 15, c_u < 70 kPa)**.

Inoltre sulla base della classificazione nazionale che fa ricadere l'area in esame in **classe 3**, i valori di **a_g**, espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g, da adottare in tale classe sono pari ad **a_g = 0.15g**.

5.1 Classificazione sismica del sito secondo l'EUROCODICE 8

All'interno dell'**EUROCODICE 8** è prevista una classificazione del sito in funzione sia delle velocità delle onde S nella copertura, sia dello spessore della stessa. In particolare vengono identificate 3 classi, come si osserva nella figura presente nell'**allegato n. 3**: la classe **A** (a sua volta suddivisa in due sottoclassi: A1 e A2), la **B** e la **C**. Ad ognuna di tali classi è associato uno spettro di risposta elastico. In generale il fenomeno dell'amplificazione sismica diventa più accentuato passando dalla classe A1 alla classe C.

Nel caso in esame, il sito sede del progetto ricade in classe **C**, indicativa di **terreni sciolti/teneri**.

5.2 Caratterizzazione sismica del terreno attraverso prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT, ai sensi della OPCM 3274

La caratterizzazione del terreno attraverso le prove penetrometriche statiche CPT è stata condotta attraverso l'utilizzo di relazioni empiriche che collegano q_c (resistenza alla punta) con la velocità delle onde "s" (v_s) nel terreno. In particolare, nel presente lavoro è stata utilizzata la formula di Barrow e Stokoe (1983), per la zonazione dei rischi geotecnici.

La relazione, valida per tutti i tipi di terreni, ha la seguente forma:

$$v_s \text{ (m/s)} = \alpha + \beta q_c$$

dove " α " e " β " sono due coefficienti che valgono, rispettivamente, **50,6** e **2,1**.

I valori della velocità delle onde sismiche, che caratterizzano i depositi investigati, alle diverse profondità, sono illustrate in **allegato n. 3**.

Tali valori hanno permesso di determinare la velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m (V_{s30}), che è risultata pari a:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum h_i / v_{si}} = 151,6 \text{ m/s}$$

Tale dato trova corrispondenza nella classificazione del sito secondo l'Ordinanza 3274, (**allegato n. 3**) infatti, in base ai dati ottenuti dalle indagini geognostiche si classifica il sito come appartenente alla categoria **D**, corrispondente a terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure depositi coesivi da poco a mediamente consistenti, con valori di $V_{s30} < 180 \text{ m/s}$ ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70 \text{ kPa}$).

6. VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE (TENSIONE AMMISSIBILE Q_{amm}) E TIPO DI FONDAZIONI CONSIGLIATE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione dell'indagine geotecnica eseguita e in relazione alla tipologia dell'intervento in progetto, relativo all'ampliamento della scuola materna parrocchiale, si sono ipotizzate fondazioni dirette superficiali nastriformi (travi rovesce in c.a.).

Per il calcolo della capacità portante del terreno si sono utilizzati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione delle prove penetrometriche statiche CPT eseguite. Al solo fine di verificare la capacità portante del terreno si sono ipotizzate per l'intervento in progetto fondazioni tipo a trave "T" rovescia approfondite alla quota **D = - 1.00 m da p.c.**

I parametri geotecnici del terreno e le dimensioni delle fondazioni ipotizzate sono riportati nella seguente tabella:

Ampliamento scuola materna parrocchiale

Fondazioni superficiali nastriformi (IPOTESI)

- larghezza della base	B = 1.20 m
- lunghezza della fondazione	B' = 5.00 m
- profondità della quota di imposta	D = -1.00 m dal piano campagna
- peso specifico terreno sopra quota d'imposta	$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 \approx 18.0 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico terreno sotto quota d'imposta	$\gamma' = 1.8 \text{ t/m}^3 \approx 18.0 \text{ kN/m}^3$
- coesione non drenata	$C_u = 5.0 \text{ t/m}^2 \approx 50.0 \text{ kN/m}^2$
- profondità falda acquifera	Dw = -3.30 m da p.c.
- pendenza del terreno	$\beta = 0$
- classe di sismicità	Cs = 3

Il calcolo della pressione ammissibile è stato eseguito utilizzando l'equazione di **Terzaghi** per fondazioni superficiali nastriformi, con la condizione a breve termine dove **$C_u \neq 0$** e **$\phi = 0$** (condizione più gravosa).

Considerando, inoltre, un fattore di sicurezza **Fs = 3** si ottengono i seguenti risultati :

Pressione ammissibile (Verifica a breve termine $C_u \neq 0$ e $\phi = 0$)

Quota di imposta da p.c.	Pressione limite	Pressione ammissibile
1.00 m	3.13 Kg/cm ² \approx 313 KN/m ²	1.01 Kg/cm ² \approx 101 KN/m ²

7. VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU).

In relazione a quanto esposto nel Testo Unico Norme Tecniche per le costruzioni in zona sismica, redatto dal Ministero delle infrastrutture e dei trasporti edito nel Marzo 2005, si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).

In ogni caso deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ dove E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno.

La resistenza R_d del terreno è determinata:

- 1) in modo analitico con riferimento ai parametri geotecnici di resistenza divisi per il coefficiente di sicurezza γ_m specificato nella seguente tabella dei coefficienti parziali per i parametri del terreno :

Parametro	Parametro cui applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_m	
		M 1	M 2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'} = 1.00$	$\gamma_{\phi'} = 1.25$
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'} = 1.00$	$\gamma_{c'} = 1.25$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu} = 1.00$	$\gamma_{cu} = 1.40$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma_\gamma = 1.00$	$\gamma_\gamma = 1.00$

Per le rocce e i materiali lapidei non fratturati la resistenza del terreno può essere rappresentata dalla resistenza a compressione uniassiale Q_u . Al valore caratteristico dovrà essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{Q_u} = 1.60$.

Per le rocce e per i terreni a struttura complessa il valore di progetto della resistenza deve essere rappresentativo dell' ammasso.

L'estrapolazione dei risultati delle prove su modello deve essere accompagnata dalla verifica della corrispondenza delle condizioni di prova a quelle reali.

Per quanto riguarda le azioni e i relativi coefficienti parziali γ_f sono indicati nella seguente tabella:

AZIONE	SIMBOLO γ_f	Coeff. Parziale (A_1)	Coeff. Parziale (A_2)
Permanente sfavorevole	γ_G	1,4	1,0
Permanente favorevole		1,0	1,0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
Variabile favorevole		0	0

Si precisa che i coefficienti della colonna A2 combinati con quelli della colonna M2 sono quelli da utilizzare al fine di procedere con il dimensionamento geotecnico.

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione delle indagini geotecniche e in relazione ai carichi trasmessi sul terreno dalla realizzazione dell'ampliamento in progetto, appare possibile ipotizzare delle fondazioni dirette superficiali nastriformi (travi rovesce in c.a.).

Per il calcolo della capacità portante del terreno sono stati utilizzati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione delle prove penetrometriche CPT eseguite.

Il calcolo del carico limite ultimo **SLU** è stato eseguito solo in condizioni **non drenate** (condizione più gravosa) dove **$C_u \neq 0$ e $\phi = 0$** e utilizzando l'equazione di **Terzaghi** per fondazioni superficiali nastriformi.

Utilizzando i valori dei parametri meccanici ridotti, esposti nella precedente tabella e adottando i nuovi coefficienti desunti dalle nuove norme per le costruzioni in zona sismica (*Costruzioni in zone sismiche di nuova classificazione Ordinanza n. 3274 della Protezione Civile – Norme tecniche per le costruzioni del 23/10/2005*):

- Coefficiente di sicurezza parziale per la tangente l'angolo di resistenza al taglio **$\gamma_{\phi'} = 1.25$** ;
- Coeff. di sicurezza parziale per la coesione **$\gamma_{cu} = 1.40$** ;
- Accelerazione sismica orizzontale **classe 3** dove **acc.orr. = 0.15g**.

Ampliamento fabbricato

Il carico limite ultimo in condizioni "**non drenate**" dove **$C_u \neq 0$ e $\phi = 0$** è risultato per l'intervento in progetto pari a **$Q_{SLU} = 2.31 \text{ Kg/cm}^2 \approx 231 \text{ kN/m}^2$** .

Profondità di imposta	Dimensioni fondazioni nastriformi	Carico limite ultimo SLU
1.00 m da p.c.	1.20 m X 5.00 m	$2.31 \text{ Kg/cm}^2 \approx 231 \text{ kN/m}^2$

8. VERIFICA DEI CEDIMENTI

E' stato eseguito il calcolo della distribuzione delle tensioni indotte al terreno di fondazione dalla realizzazione dell'ampliamento in progetto secondo il metodo di Newmark (**all. n. 2**).

Il metodo di Newmark si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi-infinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo.

Per la verifica dei cedimenti, calcolati sulla base della prova eseguita, è stato considerato, per l'ampliamento del fabbricato, un incremento netto di carico sul terreno pari a $\Delta p = 1.00 \text{ Kg/cm}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2$.

Utilizzando il metodo di calcolo di Steinbrenner per terreni coesivi sono stati ottenuti i seguenti risultati:

Cedimenti intorno alla CPT n. 1

Ipotesi di fondazioni superficiali nastriformi

Calcolo dei cedimenti immediati secondari e di consolidazione	
Metodo di calcolo dei cedimenti degli strati coesivi Steinbrenner	
Quota di imposta D = - 1.00 m da piano campagna Carico applicato sul terreno $\Delta P = 1.00 \text{ Kg/cm}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2$	
Cedimento minimo della fondazione	S = 3.06 cm
Cedimento totale degli strati coesivi	S = 3.06 cm
<u>Cedimento totale del terreno di fondazione</u>	S = 3.06 cm

Cedimenti intorno alla CPT n. 2

Ipotesi di fondazioni superficiali nastriformi

Calcolo dei cedimenti immediati secondari e di consolidazione	
Metodo di calcolo dei cedimenti degli strati coesivi Steinbrenner	
Quota di imposta D = - 1.00 m da piano campagna Carico applicato sul terreno $\Delta P = 1.00 \text{ Kg/cm}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2$	
Cedimento minimo della fondazione	S = 3.20 cm
Cedimento totale degli strati coesivi	S = 3.20 cm
<u>Cedimento totale del terreno di fondazione</u>	S = 3.20 cm

9. MODULO DI SOTTOFONDO

E' stato determinato il modulo di sottofondo mediante l' equazione di Bowles :

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \times Q_{lim} \times f_c$$

dove f_c = cedimento della fondazione (cm) / 2.5

Considerando un cedimento di riferimento per la CPT n.1 pari a **S = 3.06 cm** ed un incremento di carico pari a **Q = 1.00 Kg/cm² ≈ 100 kN/m²** il modulo di sottofondo o costante di Winkler è risultato pari a **K = 1.00 Kg/cm³**.

10. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano i **depositi sabbiosi saturi** e dipendono da:

- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Un **terreno incoerente saturo**, in assenza di sollecitazioni sismiche è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e con superficie piana).

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza.

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Di conseguenza, maggiore è la **durata di un terremoto** (maggior numero di cicli), più alta è la possibilità che si arrivi alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'**ampiezza della vibrazione** e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

Il terreno può essere però soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie o alla sua particolare posizione (per es. al di sotto di un versante). In questo caso l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma, anche dal rapporto che si stabilisce tra le tensioni di taglio indotte da quest'ultimo e quelle statiche preesistenti al terremoto.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

Tanto minore è il **grado di addensamento** del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Anche la **distribuzione**, la **forma delle particelle** e il **grado di uniformità** influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

Per quanto riguarda la **storia delle sollecitazioni sismiche**, si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di riliquefazione.

I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo.

Inoltre, la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile e omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

Dopo aver caratterizzato il terreno attraverso l'interpretazione di dati dalla prova penetrometrica statica CPT eseguita, è stata eseguita una stima del rischio di liquefazione di terreni sotto falda in condizioni sismiche, mediante il metodo semplificato di "**Robertson e Wride**".

I metodi semplificati richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'*accelerazione sismica orizzontale massima* in superficie e della *magnitudo di riferimento*.

I dati del sisma di progetto sono stati ricavati attraverso l'analisi probabilistica dei dati del Catalogo Sismico Nazionale.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la **resistenza al taglio mobilizabile nello strato (R)** e lo **sforzo tangenziale indotto dal sisma (T)**. In pratica si avrà:

$$F_s = \frac{R}{T}.$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione se il coefficiente di sicurezza F_s sarà minore di 1.

La grandezza **T** dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). **R** è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche statiche.

La grandezza **T** viene ricavata attraverso la relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \frac{1}{MSF};$$

dove:

- a_{\max} = accelerazione sismica massima;
 g = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s²;
 σ_{v0} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
 σ'_{v0} = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
 r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema:
 $r_d = 1 - 0.00765z$ per $z \leq 9.15$ m
 $r_d = 1.174 - 0.0267z$ per $9.15 < z \leq 23$ m
 $r_d = 0.774 - 0.008z$ per $23 < z \leq 30$ m
 $r_d = 0.5$ per $z > 30$ m

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma.

Il metodo di Robertson e Wride permette di correlare la resistenza al taglio **R** mobilizzata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica (CPT). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$R = 0.883 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{per } (q_{c1n})_{cs} < 50 \text{ e}$$

$$R = 93 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160.$$

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.

Viene considerato **non** liquefacibile un deposito in cui sia $F_s > 1$.

Calcolo dell'indice di liquefacibilità

Una stima del rischio di liquefazione complessivo lungo una verticale di calcolo viene fornita dal parametro indice di liquefazione **IL**. Tale indice viene definito dalla seguente relazione:

$$IL = \sum_{i=1}^n FW(z) \Delta z$$

dove:

n = numero degli intervalli di calcolo di F_s lungo la verticale;

F = $1 - F_s$ per $F_s \leq 1$ e $F = 0$ per $F_s > 1$;

Δz = spessore dell'intervallo di calcolo;

$W(z) = 10 - 0,5z$, con z = profondità di calcolo (massimo 20 m).

In base al valore di **IL** ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la seguente tabella:

IL	Rischio di liquefazione
IL=0	Molto basso
0<IL≤5	Basso
5<IL≤15	Alto
15<IL	Molto alto

Nel caso studiato è stato ottenuto un valore di **IL = 0**, indice di un **rischio di liquefazione "molto basso"** e il fattore di sicurezza calcolato ed esposto nel grafico è risultato sempre **$F_s > 1$** considerando una magnitudo **M = 5** e una accelerazione sismica **$A_g = 0.15g$** .

11. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione delle indagini in sito e in relazione alle verifiche eseguite, il terreno di fondazione è risultato **idoneo** da un punto di vista geologico-geotecnico all'ampliamento dell'edificio della Scuola elementare "Don Milani" di Manzolino, nel comune di Castelfranco Emilia, in provincia di Modena.

La presente relazione è stata redatta ai sensi della **OPCM 3274** e delle Norme Tecniche per le costruzioni DM delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14/09/2005 e D.R. Emilia Romagna n° 1677/05 del 24/10/2005.

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione delle indagini geotecniche eseguite, si può affermare che si potranno adottare, per l'intervento in progetto, fondazioni dirette superficiali nastriformi (travi rovesce in c.a.), che, se approfondite alla quota **D = - 1.00 m** dal p.c. potranno utilizzare una pressione ammissibile sul terreno pari a **Q_{amm} = 1.01 Kg/cm² ≈ 101 kN/m²**.

Tali dati sono stati ricavati utilizzando un fattore di sicurezza **F_s = 3** imposto dal D.M. 11/03/1988 per fondazioni superficiali. I cedimenti per consolidazione primari e secondari del terreno di fondazione si manterranno entro valori modesti e ammissibili per l'intervento in progetto, come visibile nel paragrafo n. 8, tuttavia si consiglia di inserire un giunto strutturale tra l'edificio esistente ed il nuovo ampliamento.

Sempre in allegato è presente la "Documentazione fotografica" (**allegato n. 5**) dell'area e dell'edificio in oggetto, le immagini risalgono al Luglio 2007, si osserva come la scuola e la maggior parte degli edifici al contorno presentano evidenti lesioni nella propria struttura.

Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche CPT, la soggiacenza della falda freatica è stata rilevata alla quota di Dw= -3.30 m da p.c. nella CPT n.1 e di Dw= -3.40 m da p.c. nella CPT n.2.

In relazione a quanto esposto nel Testo Unico Norme Tecniche per le costruzioni in zona sismica redatto dal Ministero delle infrastrutture e dei trasporti edito nel Marzo 2005 si è proceduto alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU). Il carico limite ultimo in condizioni "**non drenate**", per l'ipotesi di fondazioni nastriformi, dove $C_u \neq 0$ e $\phi = 0$, è risultato pari a **Q_{SLU} = 2.31 Kg/cm² ≈ 231 kN/m²**.

In base alla nuova classificazione sismica, redatta al fine di definire un sistema normativo per la progettazione antisismica e acquisire dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, il Comune di Castelfranco ricade in **classe 3**, indicativa di zona a **bassa pericolosità sismica**.

Secondo la classificazione del suolo, sulla base della nuova normativa sismica per gli edifici (**O.P.C.M. 3274** 20 Marzo 2003) in base ai dati ottenuti dalle indagini geognostiche in sito si classifica il terreno di fondazione del fabbricato come appartenente alla categoria **D**, corrispondente a terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure depositi coesivi da poco a mediamente consistenti, con valori di $V_{s30} < 180 \text{ m/s}$ ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70 \text{ kPa}$).

Inoltre sulla base della classificazione nazionale che fa ricadere l'area in esame in **classe 3**, i valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in tale classe sono pari ad $a_g = 0.15g$.

Il profilo litologico individuato dalla nostra indagine corrisponde a un fattore stratigrafico del suolo di fondazione **S = 1.35**; in base a questi dati si può calcolare l'accelerazione massima A_{max} .

Da cui :

$$A_{max} = S \times a_g = 1.35 \times 0.15g = 0.2025g$$

La verifica alla liquefazione (**allegato n. 4**), eseguita secondo il metodo di **Robertson e Wride**, ha fornito valore di "indice di liquefacibilità" **IL = 0**, segno di un **rischio di liquefazione "molto basso"**.

A disposizione per ulteriori chiarimenti, cogliamo l'occasione per porgere distinti saluti.

Modena, 16 Luglio 2007