



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



Settore Edilizia Scolastica e Patrimonio

Servizio Programmazione e Progettazione

LAVORI DI SOSTITUZIONE EDILIZIA DEL CORPO PALESTRA DELLA SEDE DEL LICEO CLASSICO
“DANTE ALIGHIERI” SITO IN PIAZZA ANITA GARIBALDI N. 2 RAVENNA

CUP J61B22001420006

Missione 4 - Componente 1 - Investimento. 3.3

Piano di messa in sicurezza e riqualificazione dell'edilizia scolastica

PROGETTO ESECUTIVO

Presidente: Michele de Pascale	Consigliere delegato Pubblica Istruzione - Edilizia Scolastica - Patrimonio: Maria Luisa Martinez
Dirigente responsabile del Settore: Ing. Marco Conti	Responsabile del Servizio: Arch.Giovanna Garzanti
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:	Arch. Giovanna Garzanti firmato digitalmente
Professionisti esterni:	
PROGETTISTA COORDINATORE:	Arch. Matteo Battistini firmato digitalmente
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE:	Arch. Matteo Battistini
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE:	Arch. Davide Agostini
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE:	Arch. Francesco Ceccarelli
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE:	Arch. Roberta Alessandrini
PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI:	Ing. Marco Peroni
PROGETTISTA OPERE ACUSTICHE:	Per.ind. Enrico Zattoni
COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:	Arch. Davide Agostini
PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI:	Per. Ind. Gianpaolo Silvagni
PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI E IDRICO-SANITARI:	Per. Ind. Mirco Bondi
PROGETTAZIONE ANTINCENDIO:	Per. Ind. Enrico Zattoni

Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
0	EMISSIONE				07/07/2023
1					
2					
3					

TITOLO
ELABORATO: RELAZIONE GEOTECNICA

PROFESSIONISTA RESPONSABILE:
Arch. Matteo Battistini (capogruppo RTP)
FIRMATO DIGITALMENTE
Timbro e firma del Professionista

Elaborato num: S_B_5.2	Revisione:	Data: LUG 2023	Scala:	Nome file: s_b_5.2_Relazione geotecnica
----------------------------------	------------	-------------------	--------	---

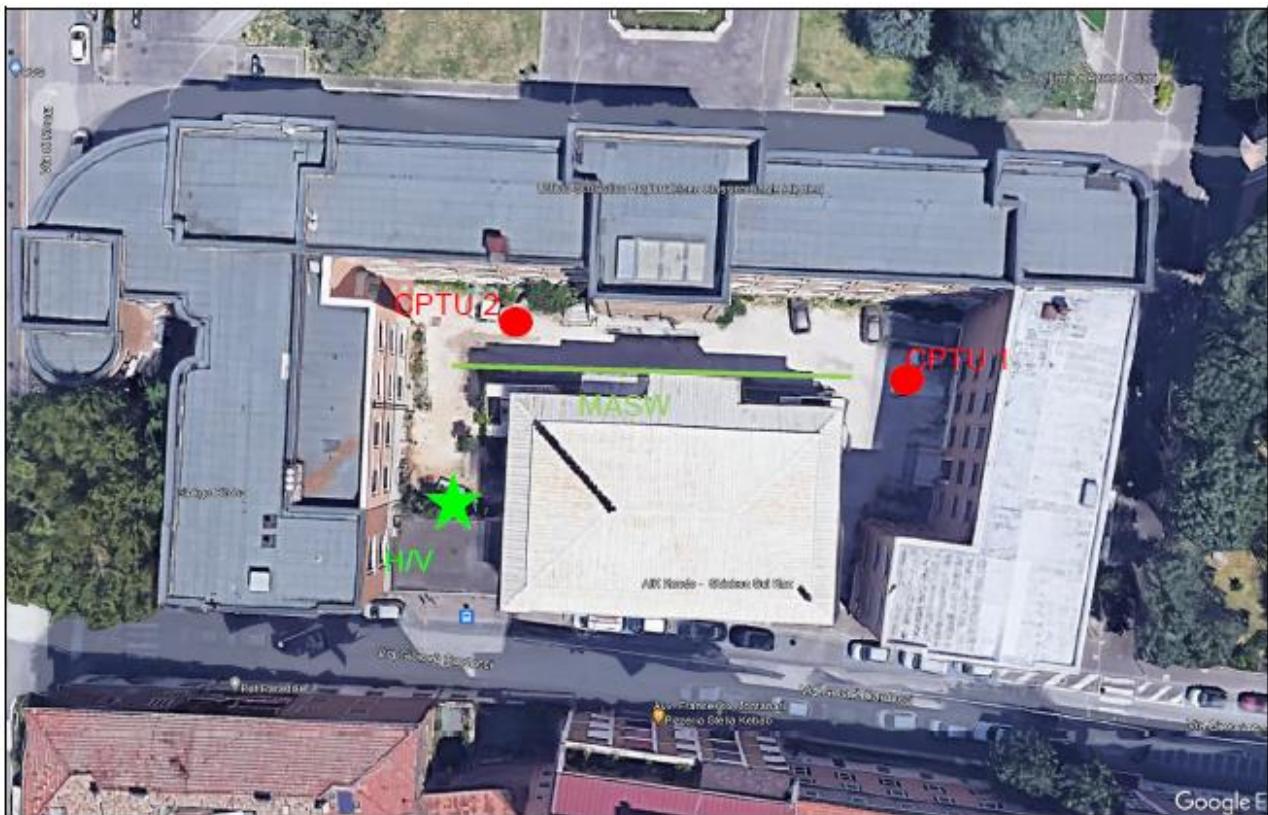
5.2 RELAZIONE GEOTECNICA

In merito alle caratteristiche geologiche, morfologiche ed idrogeologiche del sito in oggetto di intervento si fa riferimento alla Relazione geotecnica redatta dal dott. Geologo Oberdan Drapelli, che descrive approfonditamente le indagini eseguite ai fini della caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno.

Come espresso dal geologo non sussistono impedimenti di tipo geologico alla realizzazione dell'opera in progetto, per la quale si esprime giudizio favorevole alla fattibilità, nel rispetto delle indicazioni contenute nella presente relazione.

La caratterizzazione geotecnica consiste nella formulazione di un modello geomecanico dei terreni di fondazione, tale da ricondurre la complessa situazione naturale a schemi più semplici facilmente utilizzabili per i calcoli del progetto; essa è stata esplicitata mediante indagini in situ ed altre ricavate dalla bibliografia.

Sono state programmate ed eseguite contestualmente sondaggi geognostici, prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono CPTU, mentre per la caratterizzazione sismica è stata realizzata una misura con tromografo digitale (HSVR) come di seguito inquadrato.



Dalle indagini geognostiche effettuate e dai dati recepiti dalla bibliografia, è stato possibile stilare la seguente stratigrafia e ricavare le annesse sezioni geologiche, allegate alla presente relazione, al fine di raggiungere una sufficiente definizione del quadro litologico e stratigrafico del sottosuolo in esame.

In sintesi, di seguito è rappresentata la stratigrafica

6. STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

In questo studio si sono svolti approfondimenti in merito alla stratigrafia locale utilizzando le recenti prove penetrometriche CPTU, eseguite al piano di campagna attuale e così schematizzate.

1. DA - 0.00 A 1.00 METRI CIRCA: TERRENO DI RIPORTO ARGILLOSO SABBIOSO CON MACERIE.
2. DA - 1.00 A 3.00 METRI CIRCA: RIPORTO ARGILLOSO LIMOSO CON MACERIE
3. DA – 3.00 A 5.00 METRI CIRCA: LIMO ARGILLOSO
4. DA – 5.00 A 17.00 METRI CIRCA: SABBIA A TRATTI LIMOSA DA MEDIA A ADDENSATA
5. DA -17.00 A 30.00 METRI CIRCA: SABBIA ADDENSATA.

Il livello della falda è stato rilevato nei fori della prova ad una profondità di circa 2.00/2.60 dal piano campagna.

Dalle prove la falda è stata individuata a circa 2.00/2.60m, mentre a livello storico la falda si impostava a circa 1.80-2.50 m dal p.c.

Di conseguenza nel calcolo del sifonamento a seguito dell'installazione dei diaframmi si utilizzerà il dato più cautelativo pari a -1.80m rispetto al piano campagna

Il quadro riassuntivo dei parametri geotecnici attribuiti ai terreni individuati, desunti dalle prove in situ e dalla bibliografia, è il seguente:

Prof. da m a m.	qc	qc/fs	$\gamma(t/mc)$	$\gamma (t/mc)$	\varnothing_m	\varnothing_k	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	E_d Kg/cmq	E_y Kg/cmq	Ni
0.00-1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.00-3.00	32.0	11.5	1.90	1.96	24	22	65	60	88	45	0.30
3.00-5.00	8.00	14.5	1.88	1.94	20	18	48	45	50	45	0.35
5.00-17.00	106	58.3	2.00	2.06	33	31	--	--	140	98	0.30
17.00-30.00	137.4	78.7	2	2.05	34	32	--	--	185	98	0.30

Verifica diaframmi in c.a.

Sulle pareti in c.a. che delimitano lo scavo graverà anche la spinta del terreno, nonché eventuali sovraccarichi insistenti sulla porzione di terreno limitrofa (stimati in 5000 daN/mq).

Trattandosi di parete vincolata alla traslazione in sommità, non si innesca il meccanismo del cuneo di spinta attiva e si utilizza pertanto ai fini del calcolo il coefficiente di spinta a riposo:

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen}\phi$$

I carichi da tenere in considerazione sono:

- La spinta a riposo del terreno "St"
- La spinta "Sq" dovuta ad un eventuale sovraccarico $q=5000$ kg/mq

Parametri del terreno:

$\phi=22^\circ$ angolo di attrito del terreno

- $\delta = 0^\circ$ attrito tra terreno e parete
 $\gamma_t = 1930 \text{ daN/mc}$ peso per unità di volume del terreno
 $q = 5000 \text{ daN/mq}$ sovraccarico accidentale agente a tergo del muro
 $\alpha = 0^\circ$ inclinazione pendio a monte

Parametri muro:

altezza 2m=200cm

spessore 0,40m=40cm

$\beta = 90^\circ$ inclinazione paramento a monte

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,41 \cdot 1,0 \cdot 0,190 = 0,268g$$

$$k_h = 0,268$$

$$k_v = 0,134$$

Coefficiente di spinta $K_0 = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 22^\circ = 0,625$

La spinta dovuta all'azione del terreno è pari a:

$$S_T = \frac{1}{2} \cdot (1 + k_v) \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot k_p = \frac{1}{2} \cdot (1 + 0,134) \cdot 0,00193 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \cdot 200^2 \text{cm}^2 \cdot 0,268 = 11,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

L'azione della spinta dovuta al sovraccarico è pari a:

$$S_q = k_p \cdot q \cdot H \cdot (1 + k_v) = 0,625 \cdot (1 + 0,134) \cdot 0,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 200 \text{cm} = 70,88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

La spinta complessiva $S = ST + Sq$ è pari a 35.0875kg/cm applicata a una quota di:

$$b = \frac{\left(\frac{200}{2} \text{cm} \cdot 70,88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right) + \left(\frac{200}{3} \text{cm} \cdot 11,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right)}{82,58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}} = 95,28 \text{cm}$$

Si considera uno schema statico mensola in cui il momento sollecitante massimo è alla base ed è pari a:

$$M_{soll} = S \cdot b = 8258 \cdot 95,28 \text{m} = 786822 \text{kgcm}$$

Tale momento richiede un'armatura AS:

$$A_s = \frac{M_{soll}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{786822 \text{kgcm}}{0,9 \cdot 35 \text{cm} \cdot 3913 \text{kg/cm}^2} = 6,38 \text{cm}^2 / \text{m}$$

L'armatura prevista è verificata in quanto si prevede un'armatura con $\Phi 22/20''$ che in 1m saranno 5 $\Phi 22$ pari a $15.21\text{cm}^2/\text{m}$.

Verifica sifonamento

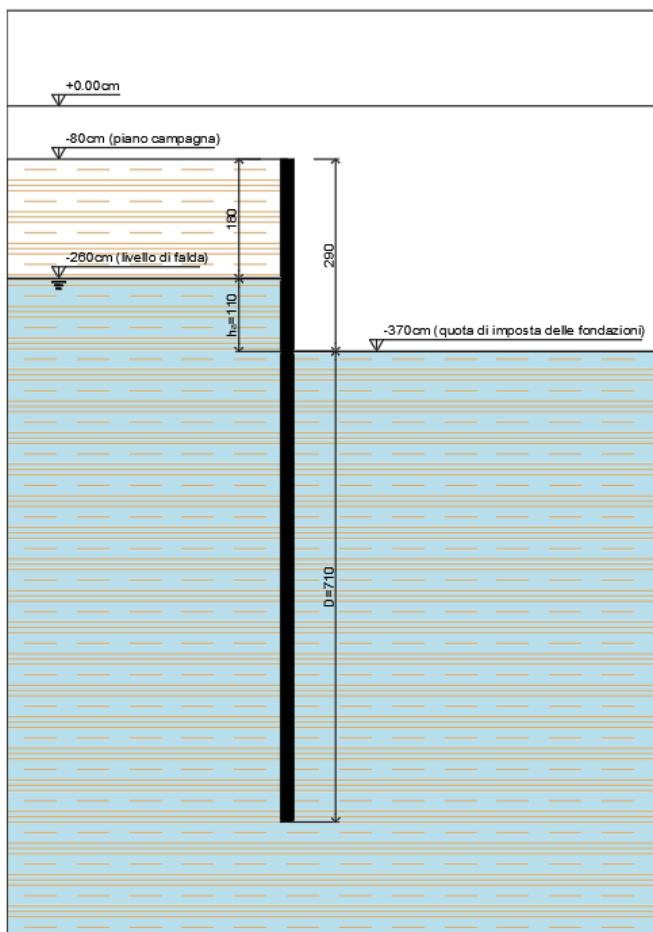
Di seguito viene eseguita la verifica a sifonamento.

Come riportato in relazione geologica il livello di falda oscilla tra i -1.8m e i -2.5m rispetto al piano campagna.

I dati geotecnici vengono di seguito riportati

Prof. da m a m.	qc	qc/fs	$\gamma(t/mc)$	γ (t/mc)	\varnothing_m	\varnothing_k	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	E_d Kg/cm^2	E_y Kg/cm^2	Ni
0.00-1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.00-3.00	32.0	11.5	1.90	1.96	24	22	65	60	88	45	0.30
3.00-5.00	8.00	14.5	1.88	1.94	20	18	48	45	50	45	0.35
5.00-17.00	106	58.3	2.00	2.06	33	31	--	--	140	98	0.30
17.00-30.00	137.4	78.7	2	2.05	34	32	--	--	185	98	0.30

Di seguito è rappresentato lo schema dei diaframmi



Si valuta il fattore di sicurezza a sifonamento F

$$F = \frac{D\gamma'}{\gamma_w h_a} = \frac{7.1 \cdot 18}{1.1 \cdot 10} = 11.6$$

Cautelativamente, viene considerato un peso del terreno pari a 18kN/mc (inferiore a quello indicato nella tabella precedente) e uniformato a tutti gli strati sottostanti.

Risulta quindi verificato essendo F superiore a 2.5 limite cautelativo presente in letteratura.

Stati limite di tipo geotecnico GEO e strutturale STR

Le verifiche sono state effettuate secondo l'APPROCCIO 2 (A1+M1+R3).

Nella valutazione relativa al dimensionamento strutturale (STR) delle fondazioni sono stati utilizzati i seguenti coefficienti:

Per le azioni E_a sono stati applicati i seguenti coefficienti

(Effetto sfavorevole):

(A1) STR = Permanent = $\gamma_{g1} = 1.3$

(A1) STR = Permanent non strutturali = $\gamma_{g2} = 1.5$

(A1) STR = Variabili = $\gamma_{qi} = 1.5$

Il valore di progetto della resistenza del terreno R_d è stato determinato in modo analitico (formula di Terzaghi), con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, invariati in quanto i coefficienti M1 sono tutti pari a γ_M :

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\gamma_{\phi'} = 1,0$

Coesione efficace $\gamma_c = 1,0$

Resistenza non drenata $\gamma_{cu} = 1,0$

Peso dell'unità di volume $\gamma_Y = 1,0$

e suddividendo la portanza del terreno per un ulteriore coefficiente parziale (R3) che ai fini del dimensionamento strutturale non deve essere portato in conto, ossia $\gamma_R = 1,0$ in modo da ottenere la capacità portante in condizioni dinamiche R.

Nelle verifiche per gli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) il valore di progetto della resistenza del terreno è stato suddiviso per il coefficiente parziale (R3) $\gamma_R = 2,3$ in modo da ottenere la capacità portante di progetto R_d .

Faenza, Luglio 2023

Ing. Marco Peroni

(documento firmato digitalmente)