



COMUNE DI PANDINO

PROVINCIA DI CREMONA



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU

NUOVA SCUOLA DELL'INFANZIA "LA CHIOCCIOLA"

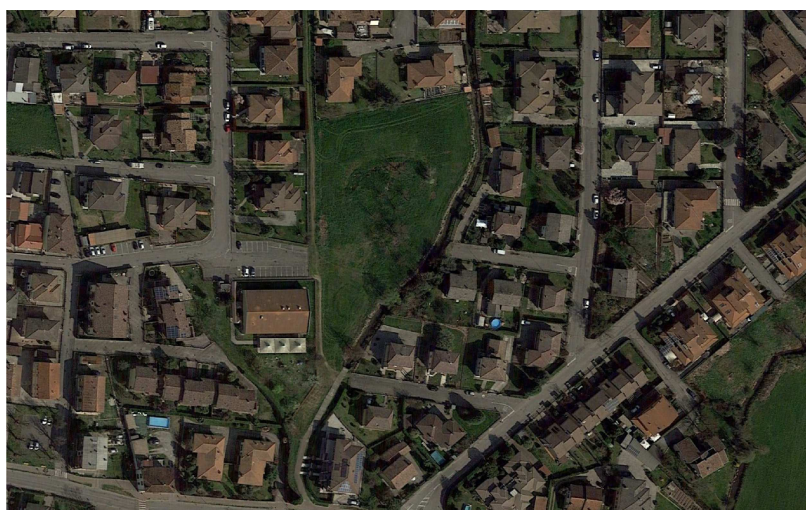
INTERVENTO PNRR FINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA NEXTGENERATIONUE _ MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 - Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università

Investimento 1.1: Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia.

CUP: G55E22000230006

CIG: 9783574CA9



Via Francesco Baracca

Committente:

COMUNE DI PANDINO

Responsabile del Procedimento:

Geom. TERSILIO TONETTI

Studio geologico:

Dott. Geol. GIOVANNI BASSI

RELAZIONI TECNICHE E SPECIALISTICHE RELAZIONE GEOLOGICA

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO

B.01

Scala	Data	Aggiornamento
-	marzo 2023	-

Regione Lombardia

COMUNE DI PANDINO

(Zona sismica 3 - D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129)

Provincia di Cremona

NUOVA SCUOLA DELL'INFANZIA

RELAZIONE GEOLOGICA DI FATTIBILITA'

(R3 ex D.G.R. IX/2616/2011)

RELAZIONE GEOLOGICA

(R1 ex D.M. 17/01/18)

RELAZIONE GEOTECNICA

(R2 ex D.M. 17/01/18)



IL GEOLOGO
DR GIOVANNI BASSI

Febbraio 2023

INDICE:

PREMESSA	3
RELAZIONE GEOLOGICA DI FATTIBILITA'	4
RELAZIONE GEOLOGICA	5
1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	5
2. CARATTERISTICHE LITOLOGICHE E GEOTECNICHE DEI TERRENI	8
3. PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	10
4. MODELLO GEOLOGICO	15
RELAZIONE GEOTECNICA	16
5. MODELLO GEOTECNICO	16
6. VERIFICA IPOTESI DI FONDAZIONE	16
7. VERIFICA POTENZIALE LIQUEFAZIONE	20
8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	21

ALLEGATI:

- 1 - Corografia;
- 2 - Estratti mappa con ubicazione prove penetrometriche e HVSR;
- 3 - Elaborazione prove penetrometriche.

PREMESSA

Si eseguono le seguenti relazioni per la costruzione di una nuova scuola per l'infanzia, via F. Baracca (Fig. 1). L'ubicazione dell'area in esame è evidenziata in Allegato 1 - Corografia e in Allegato 2 - Estratto mappa. Si considerano le indagini geognostiche eseguite in corrispondenza dell'area in esame il 22.2.23 al fine di determinare il modello geologico e geotecnico di riferimento.

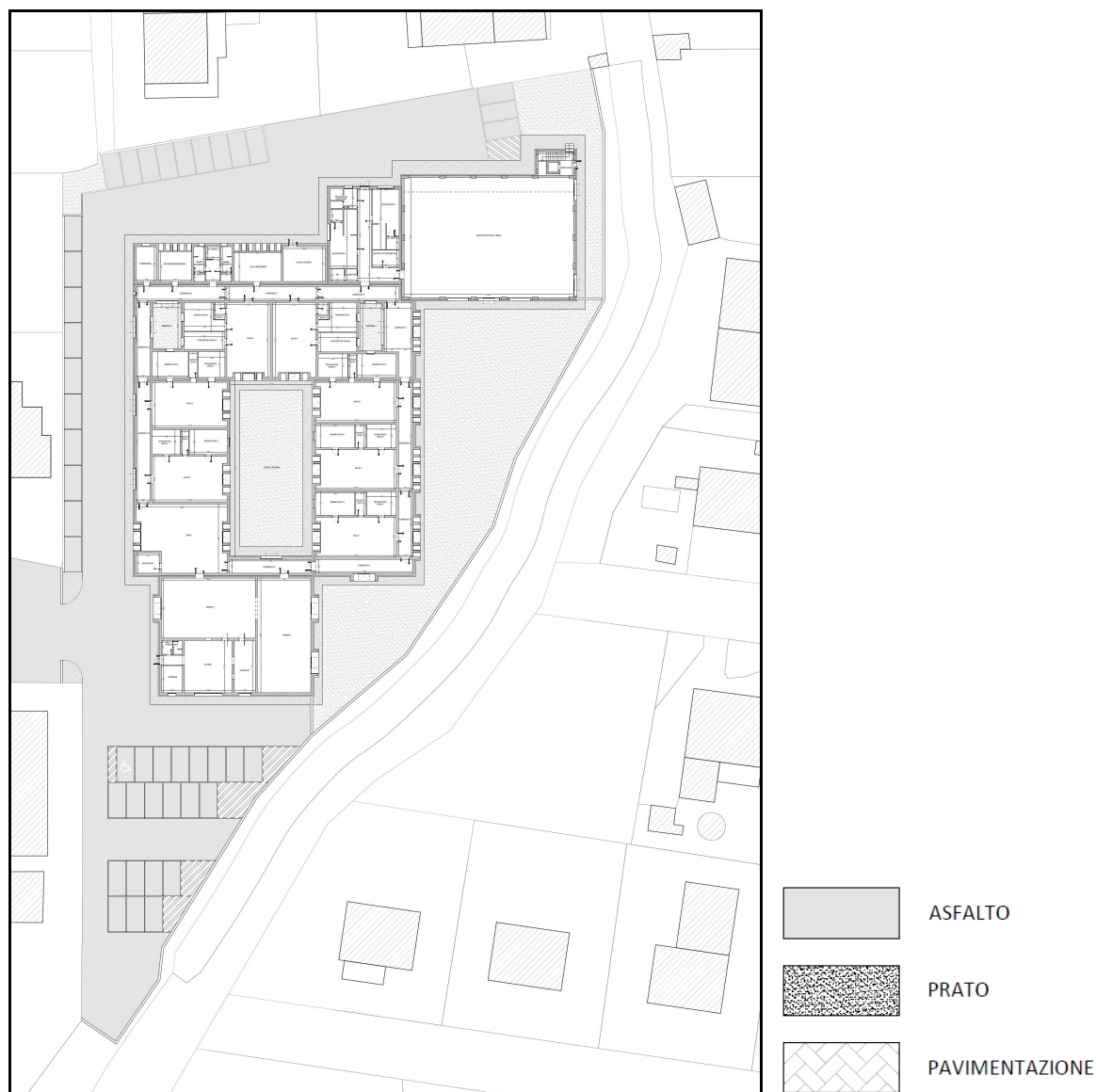


Figura 1 - Progetto nuova scuola infanzia.

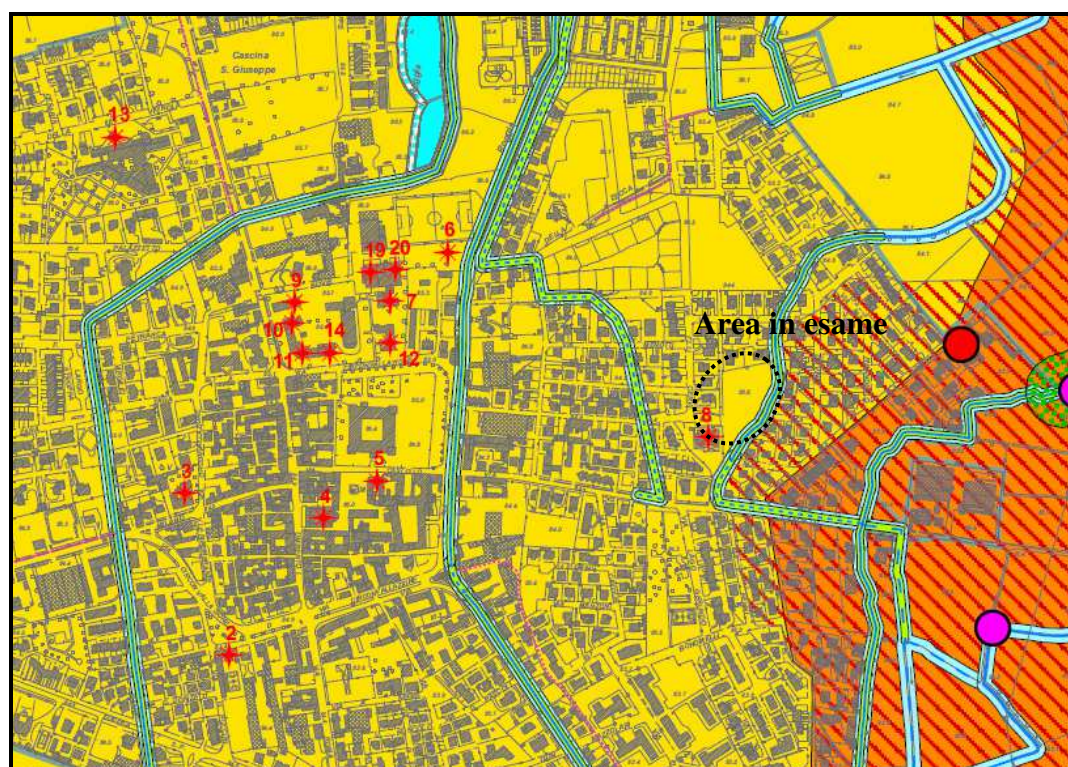
La seguente perizia è eseguita avendo come riferimento le seguenti norme:

- DPR 380/2001 - Testo unico per le costruzioni;
- DM 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni;
- LR 33/2015 - Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche;

- DGR 5001/2016 - Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica;
- LR 12/2005 - Legge per il governo del territorio;
- DGR 2616/2011 - Aggiornamento dei 'Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio;
- Norme Geologiche di Piano (PGT).

RELAZIONE GEOLOGICA DI FATTIBILITA'

Il territorio di Pandino è inserito in Zona sismica 3 (medio pericolo sismico); il Comune è dotato di PGT come da norma regionale vigente. L'area in esame ricade in zona a fattibilità geologica 3a con consistenti limitazioni (fig. 2). Inoltre si segnala la presenza di una roggia, sul lato est dell'area, con fascia di rispetto inedificabile di 5 m (vincolo idraulico Roggia Raffreddo). L'area studiata è ad est del centro storico di Pandino (fig. 3) prevalentemente urbanizzata.



CLASSE 3 - Fattibilità con consistenti limitazioni:





- 3a**  Area con profondità minima della falda tra 0.5 e 2 m
- 3b**  Area con falda costantemente inferiore a 1 m e/o con addensamento del reticolo idrografico
- 3e**  Corso d'acqua e relativa fascia di rispetto (10 m)
-  In area urbana fascia di rispetto (5 m)

Figura 2 - Estratto da PGT: carta di fattibilità geologica.



Figura 3 - Immagine Google Earth con coordinate geografiche WGS84 GD in corrispondenza dell'area in esame.

RELAZIONE GEOLOGICA

1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

L'evoluzione geologica di tutto il settore della Pianura Padana in cui è inserito il territorio in esame è legata allo sviluppo della catena alpina inizialmente, e successivamente di quella appenninica, rappresentando all'inizio l'avanfossa del sistema alpino e poi di quello appenninico. Questa depressione è caratterizzata da un profilo asimmetrico con minore inclinazione del lato settentrionale rispetto a quello meridionale. Dal Pliocene (5.3 milioni di anni fa) ad oggi, questa depressione è stata progressivamente colmata da sedimenti in parte marini ed in parte continentali, di elevato spessore, mostrando un'elevata subsidenza.

L'assetto geologico dell'area è determinato dal succedersi di cicli erosivo-deposizionali che nel corso del Quaternario continentale contribuirono al colmamento ed alla modellazione dell'area della Pianura Padana. Le sezioni AGIP (1981) hanno mostrato una superficie erosiva netta che tronca i depositi marini dell'avanfossa padana sui quali si sono sedimentati i depositi pleistocenici di facies transizionale e successivamente i depositi continentali del Pleistocene medio superiore dell'Olocene. Durante il Quaternario continentale (inizio 1.75 milioni di anni fa) la coltre deposizionale è stata originata con fasi alterne di accrescimenti ed erosioni, strettamente correlate all'alternanza di cicli glaciali ed interglaciali che di conseguenza hanno comportato variazioni del livello del mare, determinando superfici di discordanza e terrazzamento presenti in molte aree della pianura cremonese. La dinamica fluviale è il principale fattore della formazione del settore della pianura di cui fa parte l'area in esame, pur con significativi condizionamenti ad opera delle glaciazioni, di fenomeni di subsidenza differenziale in corrispondenza delle strutture negative del substrato, rappresentate da sinclinali sepolte, e dei relativi movimenti neotettonici.

La geologia di questo tratto di pianura a ovest di Crema, fra Adda e Serio, è strettamente influenzata dall'alternanza delle azioni di deposito ed erosione dei corsi d'acqua, connessi ai fenomeni climatici che si sono susseguiti dal Pleistocene ai nostri giorni.

Nella pianura in esame sono riconoscibili una serie di terrazzi fluviali la cui successione altimetrica risponde ad una precisa regola: la quota è tanto maggiore quanto più antica è l'età del terrazzo; inoltre tanto più antica è l'età del terrazzo più ridotta è la sua estensione attuale, in quanto sottoposto all'azione erosiva negli stadi interglaciali successivi.

La successione generale dei terrazzi nella pianura è la seguente:

- Fluviale Mindel: superfici più antiche e poste a quote maggiori,
- Fluviale Riss: superfici intermedie per quota ed età,
- Fluviale Würm: superfici più recenti e disposte a quote inferiori.

Quest'ultima costituisce il "Livello fondamentale della pianura o piano generale terrazzato (PGT)", risultato dell'ultima fase di esteso colmamento della pianura. Successivamente a tale colmamento alluvionale, nel corso del cataglaciale (fase di ripresa termica dopo il periodo freddo) würmiano, ha avuto inizio un ciclo prevalentemente erosivo protrattosi nell'Olocene, che ha determinato la formazione delle alte scarpate morfologiche che, incidendo il PGT, delimitano le valli dei principali fiumi occupate, a loro volta, dai successivi depositi alluvionali medio recenti.

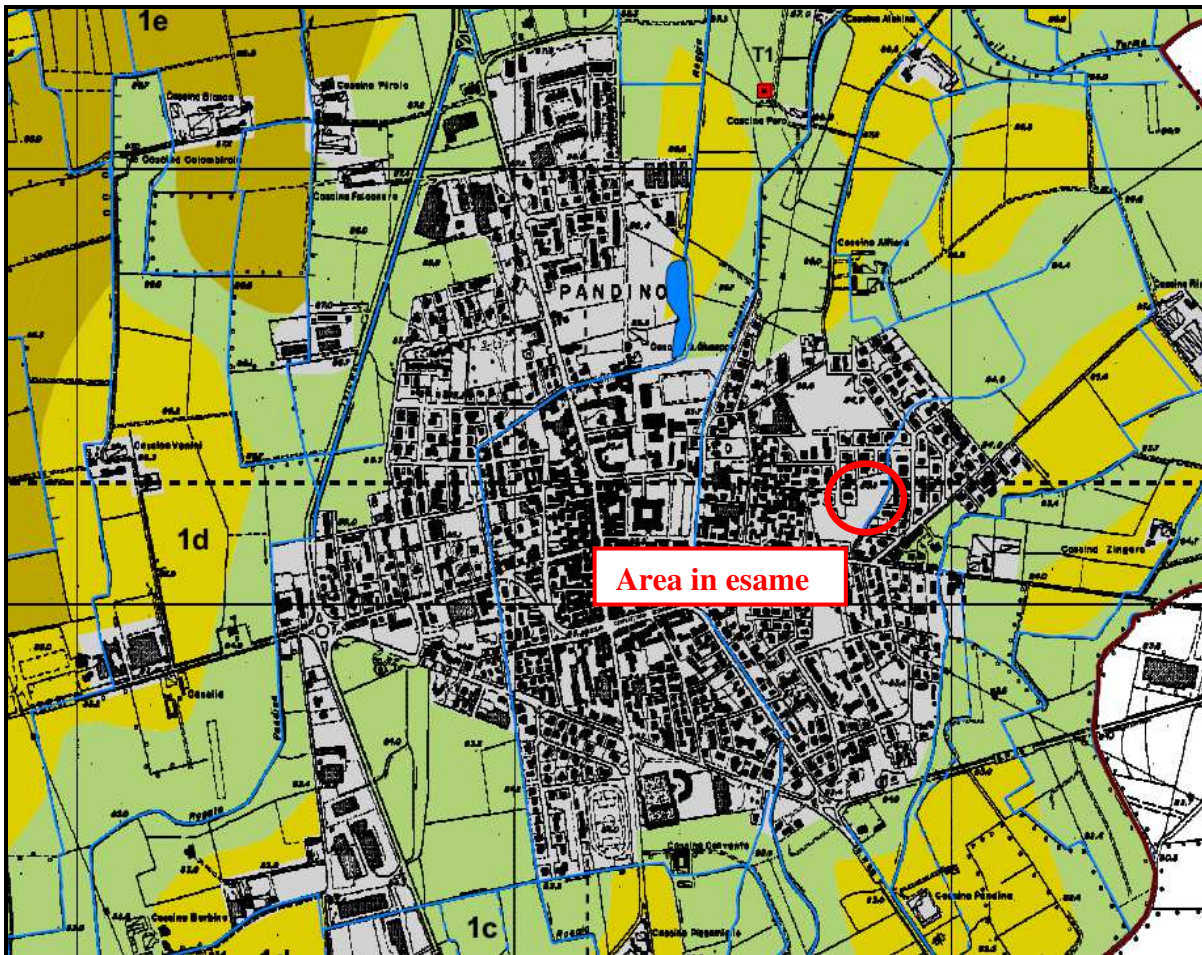
Nel territorio di Pandino dominano le alluvioni oloceniche deposte dal fiume Tormo (paleoalveo abbandonata del fiume Brembo), delimitate ad est dall'orlo di terrazzo morfologico principale (Würm), situato fuori comune. Localmente è possibile suddividere il sottosuolo in 2 litozone:

Litozona superficiale: sede di falda freatica o semifreatica, costituita da facies a sabbie prevalenti con ghiaie. La litozona è potente 40-45 m, l'alimentazione dell'acquifero sotterraneo diretta, dalla superficie immanente, per infiltrazione di acqua meteorica o irrigua. Vulnerabilità molto elevata. La litologia, sabbioso ghiaiosa con subordinate lenti di limi sabbiosi, talora con materia organica, è associata ad una dinamica deposizionale tipica del regime fluviale di media-alta pianura.

- **Litozona profonda**: ospita falde semiartesiane verso il tetto, decisamente artesiane al letto della litozona, che può essere collocato a 100-120 m. Sabbie alternate a livelli argillosi con torba denunciano un ambiente di deposizione di transizione tra continente e mare. Le falde sono sufficientemente ricche di acque ed alimentate per infiltrazione da zone remote o dalla falda soprastante. Buona protezione costituita dalla successione di acquichiusi potenti 10-20 m.

Il sito in esame (Fig. 2), è situato a est dell'abitato di Pandino, in zone caratterizzate da superfici terrazzate intermedie della valle alluvionale del fiume Adda, corrispondenti ai

piani di divagazione dell'antico affluente dell'Adda (Paleo-Brembo – unità 1c e 1d).
Le alluvioni terrazzate sono delimitate da scarpate di posizione intermedia tra il L.F.d.P. (ad est del territorio comunale) e quelle più recenti (ad ovest), hanno una composizione ghiaioso sabbiosa prevalente con suoli da sottili a profondi (Olocene antico).



SUPERFICI TERRAZZATE INTERMEDIE DELLA VALLE DELL'ADDA

corrispondenti ai piani di divagazione dell'antico corso dell'Adda : alluvioni terrazzate delimitate da scarpate di posizione intermedia tra le alluvioni del L.F.d.P. (a est del territorio comunale) e quelle recenti della Valle dell'Adda (ad ovest). Composizione ghiaiosa sabbiosa prevalentesuoli da sottili a profondi (Olocene antico).

- | | |
|-----------|---|
| 1c | <p>Aree debolmente depresse, nastriformi, sedi di antichi paleoalvei e prive di reticolo idrografico attivo. Presenza di livelli di depositi fini (sabbie fini limi) negli strati più superficiali. Suoli moderatamente profondi, delimitati dal substrato sabbioso o sabbioso limoso. Permeabilità media, drenaggio buono, falda a profondità non inferiore a 1.5 m.</p> |
| 1d | <p>Superfici pianeggianti o debolmente ondulate, di raccordo tra le aree depresse e quelle più stabili e rilevate, localmente delimitate da scarpate erosive. Suoli moderatamente profondi delimitati dal substrato ghiaioso sabbioso. Permeabilità elevata, drenaggio buono, falda generalmente tra 1 e 2 m.</p> |

Figura 4 – Estratto carta geomorfologica da PGT

Dalla Figura 5 si nota che la soggiacenza media della falda superficiale è compresa tra 1.0 e 1.50 m con direzione di flusso circa NNO-SEE drenata localmente dalla Roggia Raffreddo, affluente del fiume Tormo, e dal sotto scorrente Canale Vacchelli.

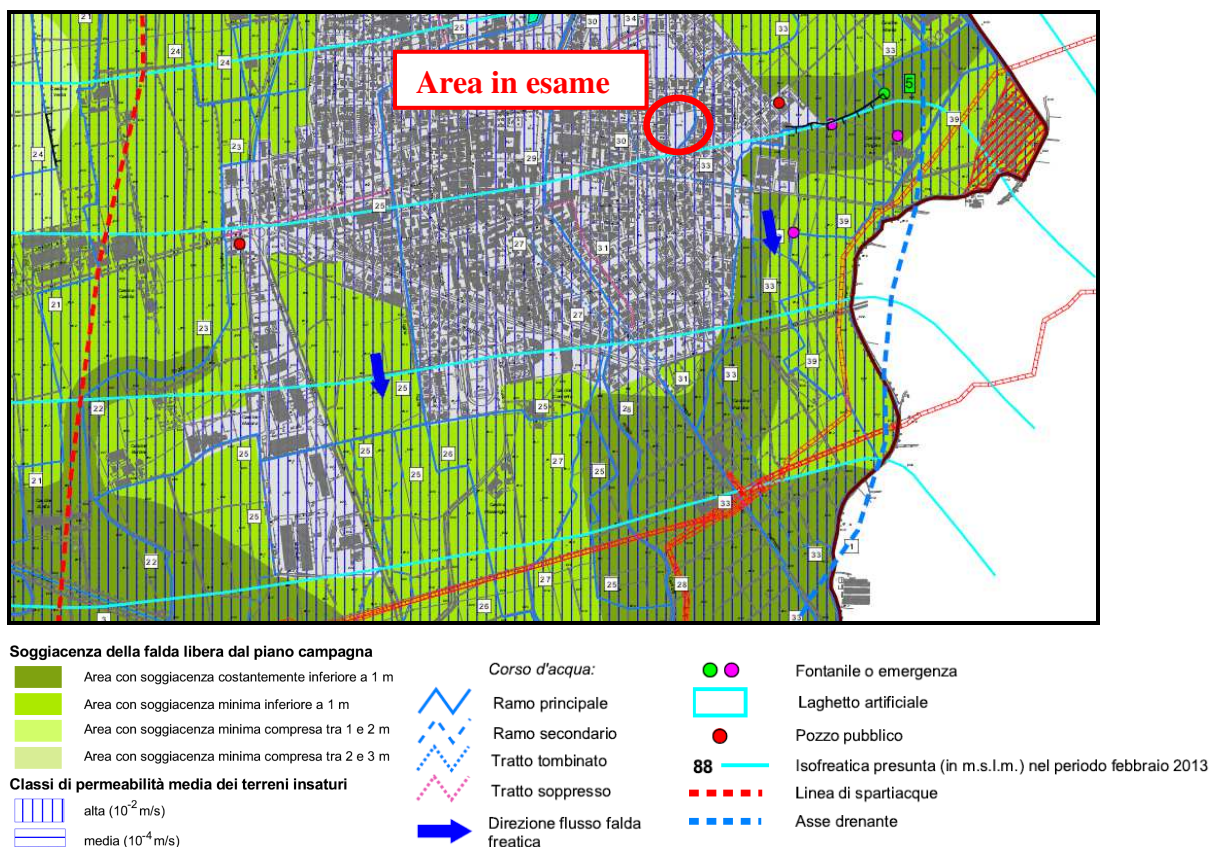


Figura 5 – Carta idrogeologica da PGT.

2. CARATTERISTICHE LITOLOGICHE E GEOTECNICHE DEI TERRENI

Si descrivono, nel capitolo che qui segue, le caratteristiche geotecniche del sito. Al fine di qualificare la natura del sottosuolo dell'area in esame, si considerano 3 prove penetrometriche ivi eseguite (fig. 6). La falda il 22/02/23 era a -0.60 m da p.c. nella parte “bassa” del sito in esame prossima a roggia raffreddo, e a circa 1,80 nella parte “alta” confinante con via Baracca.

Le prove penetrometriche sono qui di seguito analizzate e descritte evidenziando gli strati (spessore d'influenza) che governano la scelta della grandezza relativa della potenziale superficie di rottura e del valore caratteristico da assumere, in relazione alle dimensioni delle fondazioni superficiali di progetto.

Le elaborazioni delle prove penetrometriche sono riportate in **Allegato 3**.



Figura 6 - Modello Penetrometro superpesante per prove dinamiche.

SCPT1 (quota 78 m s.l.m.)			
Profondità	Litologia	Np medio	ϕ
0,00-1,60	riporto limoso sabbioso	6	27°
1,60-3,20	sabbia con ghiaia	22	33°
3,20-6,20	limo sabbioso	6	27°
6,20-9,80	sabbia con ghiaietto	14	31°
9,80-10,20	ghiaia e sabbia addensata	35	37°
Livello falda: -1,80 da p.c.			

SCPT2 (quota 77 m s.l.m.)			
Profondità	Litologia	Np medio	ϕ
0,00-1,20	limo	3	26°
1,20-6,00	sabbia media	10	30°
6,00-6,40	ghiaia e sabbia addensata	41	39°
foro occluso			

SCPT3 (quota 77.20 m s.l.m.)			
Profondità	Litologia	Np medio	ϕ
0,00-0,80	riporto limoso sabbioso	3	26°
0,80-4,40	Sabbia, sabbia fine con ghiaia	12	31°
4,40-8,40	Alternanza di sabbia e ghiaia	20	33°
Livello falda: -0,60 da p.c.			

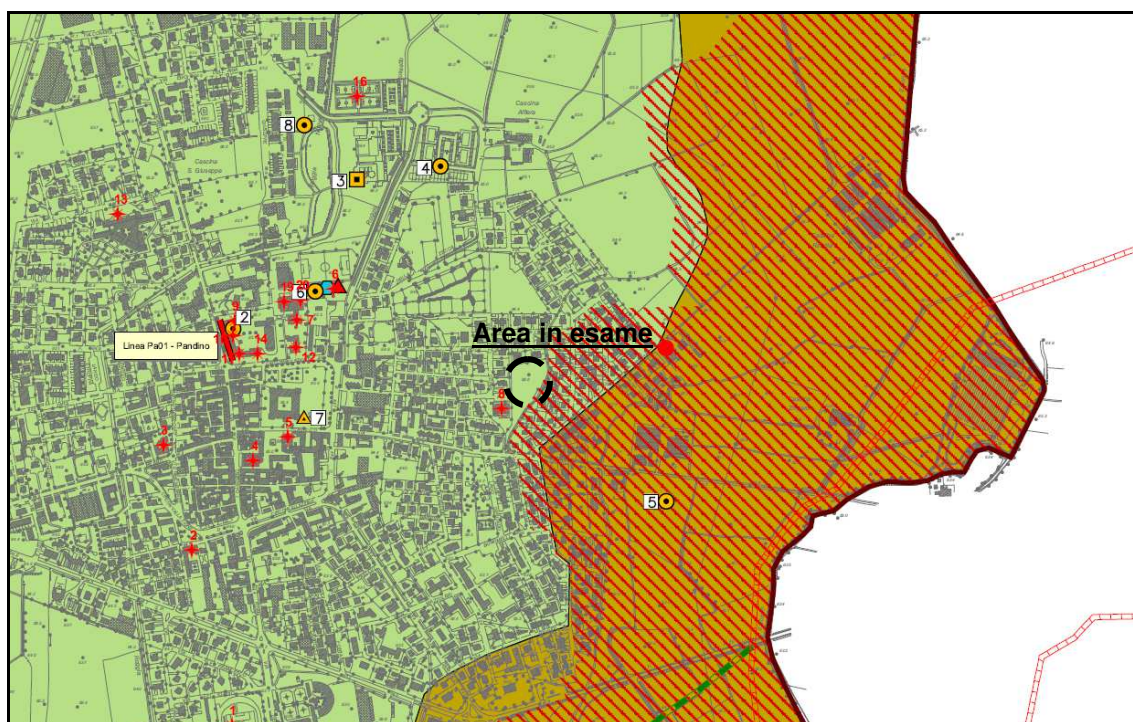
In prima analisi si nota che le prove sono caratterizzate, in superficie, da riporto antropico disomogeneo piuttosto fine identificabile fino a -1.60 m da p.c. in corrispondenza di SCPT1; nelle altre prove si hanno depositi superficiali prevalentemente limosi fino - 0.80/1.20 m da p.c.; al di sotto è presente alternanza di sabbia fine o limosa con livelli sabbiosi con ghiaietto fino a 4.40/6.20 m da p.c.; i depositi più profondi sono

prevalentemente ghiaioso sabbiosi addensati.

3. PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

Il territorio comunale in esame è inserito in Zona sismica 3 (pericolo sismico basso) associato allo Scenario PSL Z4a: zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi (fig. 7).

Quindi gli effetti possibili degli scenari di pericolosità sismica locale evidenziati dallo studio geologico sono amplificazioni litologiche e geometriche.



Prima caratterizzazione geotecnica:

- Con profondità minima della falda tra 0.5 e 2 m di soggiacenza da p.c.; copertura sabbioso ghiaiosa poco addensata ($\gamma=1.5$, $\phi=26^\circ$, $Dr=20\%$) su basamento ghiaioso sabbioso con ciottoli, ben addensato ($\gamma=1.9$, $\phi=33^\circ$, $Dr=45\%$).
- Con falda costantemente inferiore a 1 m da p.c. e/o emergente; copertura sabbioso ghiaiosa poco addensata ($\gamma=1.5$, $\phi=26^\circ$, $Dr=20\%$) su basamento ghiaioso sabbioso con ciottoli, ben addensato ($\gamma=1.9$, $\phi=33^\circ$, $Dr=45\%$).

Classe di pericolosità sismica locale:

- Z4A, zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi. Possibili effetti: amplificazioni litologiche.
- Z2b, zone con depositi granulari fini saturi. Possibili effetti: liquefazioni.

Figura 7 – Carta di Pericolosità sismica Locale, con elementi di geotecnica da PGT.

Definizione dell'accelerazione orizzontale propria del sito (A_g):

Applicando le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 18), per definire principalmente l'accelerazione orizzontale propria del sito, si introduce un sisma di progetto, considerando punti di ancoraggio (nodi) di una rete di 4 km di lato. Sono introdotti gli Stati Limite sismici probabilistici e

l'intensità della componente orizzontale del sisma è trattata come campo aleatorio (in ogni punto del territorio il sisma è rappresentato da una variabile aleatoria).

Qui di seguito sono definiti i parametri da inserire nella NUOVA VERSIONE SPETTRI DI RISPOSTA VER.1.03 del programma sperimentale che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale, fornito dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti per la verifica geotecnica in aree sismiche e secondo le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

Classifica la struttura e il sito in esame:

- categoria topografica T1 (orizzontale);
- edificio con vita nominale della struttura $V_n = 50$ anni;
- classe d'uso (classe di importanza secondo EC8): III;
- coefficiente d'uso $C_u = 1.5$;
- periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_r = V_n \times C_u = 50 \times 1.5 = 75$ (anni);
- coordinate geografiche del sito: (WGS84 GD) 9.559546 E, 45.406286 N.

Di seguito sono trascritti i dati utili per i calcoli relativi all'ipotesi di fondazione (Tabella 1).

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.033	2.519	0.210
SLD	75	0.040	2.548	0.227
SLV	712	0.093	2.543	0.290
SLC	1462	0.119	2.545	0.298

Tabella 1

Dove si ha che:

A_g : accelerazione orizzontale massima al sito (0.119g);

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c : periodo di inizio tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

SLO: stato limite di operatività;

SLD: stato limite di danno;

SLV: stato limite di salvaguardia della vita;

LC: stato limite di prevenzione del collasso.

Determinazione V_{sEq} e degli effetti litologici (fattore di amplificazione, metodo Regione Lombardia).

Si considerano le indagini sismiche (down-hole) su un'area poco più a nord di quella in esame, su terreno

appartenente allo stesso scenario di pericolosità sismica dell'area in esame in territorio comunale oltre ai dati della caratterizzazione sismica dello studio della componente geologica del PGT e al confronto con i risultati dell'indagine geognostica eseguita per l'area in esame. La prova sismica, è stata eseguita per rilevare la velocità delle onde di taglio (onde S) nel sottosuolo. Successivamente si è proceduto all'elaborazione dei dati con la finalità di ricostruire il periodo di vibrazione del sito ed il fattore di amplificazione sismica ai sensi della L.R. 12-2005. È stata eseguita anche una misura HVSR in corrispondenza dell'area in esame.

L'approfondimento geofisico è finalizzato all'analisi del rischio sismico, misura le velocità nel sottosuolo delle onde di taglio ($V_{s,eq}$). Successivamente alla rilevazione di campagna si è proceduto all'elaborazione dei dati con ricostruzione del periodo naturale di oscillazione del sito in discussione e del fattore di amplificazione sismica locale (F_a), utilizzando i metodi indicati dalla Regione Lombardia e dal D.M. 17.01.18.

L'elaborazione dei risultati persegue la finalità di ricostruire il periodo naturale del sito indagato e determina il fattore di amplificazione sismica locale (F_a), come indicato dai criteri attuativi geologici, idrogeologici e sismici approvati (D.G.R. 30.11.11 N. IX/2616 e s.m.i).

La metodologia applicata prevede la rilevazione della velocità delle onde di taglio (onde S) nel sottosuolo, per definire i fattori di amplificazione sismica locale (F_a) per i due periodi caratteristici $0.1 < T \leq 0.5$ (edifici bassi e rigidi), e $T > 0.5s$ (edifici alti ed elastici).

La tabella seguente riassume i risultati di tali prove; in essa sono sintetizzati i valori di $V_{s,eq}$ (velocità media delle V_s nei primi 30 m), il tipo di suolo di fondazione, il periodo proprio del sito (T_p) calcolato dalle V_s ed i valori calcolati del Fattore di amplificazione (F_a) per le due tipologie di edifici: $0.1 < T \leq 0.5$ s e $T > 0.5$ s. Per velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati nei primi metri di profondità dal piano di posa della fondazione, secondo la relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

Dove N è il numero di strati individuabili nei primi metri di suolo, ciascuno caratterizzato dallo spessore $h(strato)$ e dalla velocità delle onde S $V_s(strato)$. Per H si intende la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,eq}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Il down-hole è finalizzato a definire il rischio sismico mediante la misura delle velocità delle onde di taglio trasversali ($v_{s,eq}$). Successivamente si è proceduto all'elaborazione dei dati, con la finalità di ricostruire il periodo naturale di oscillazione dei siti in discussione ed il fattore di amplificazione sismica locale, utilizzando la velocità media delle onde s (V_s) calcolata e riportata in tabella 1:

Modello geofisico				
strato sismico n°	profondità (m)		Velocità media onda taglio dello strato Vs	periodo T (singolo strato)
	da	a		
1	0	2	145	0.055
2	2	4	260	0.031
3	4	5	273	0.015
4	5	12	375	0.075
5	12	14	437	0.018
6	14	17	477	0.025
7	17	18	390	0.010
8	18	19	637	0.006
9	19	21	456	0.018
10	21	24	570	0.021
11	24	26	922	0.009
12	26	30	749	0.021

Tabella 2

È stato determinato il fattore di amplificazione F_a approssimato alla prima cifra decimale, con gli abachi della scheda regionale di valutazione per litologia ghiaiosa, scegliendo la curva più appropriata in funzione della velocità sismica e dello spessore del primo strato, ottenendo dalle curve di correlazione $T-F_{a0.1\div0.5}$ (curva 1 e 2) e $F_{a0.5\div1.5}$ (curva unica):

Ottenendo:

$F_{a0.1\div0.5} = 1.8$ curva 1

$F_{a0.1\div0.5} = 1.6$ curva 2

$F_{a0.5\div1.5} = 1.1$ curva unica

La valutazione del grado di protezione è effettuata, in termini di contenuto energetico, confrontando il valore F_a , ottenuto con analogo procedimento calcolato per ciascun comune della regione e valido per ciascuna zona sismica (zona 2,3,4) e per le diverse categorie di suolo di sismico, soggette ad amplificazione litologica (B, C, D ed E), per ciascuno degli intervalli di periodo considerati:

“0.1÷0.5” appropriato per la maggior parte degli edifici presenti sul territorio regionale
(edifici con strutture “rigide” e sviluppo strutturale verticale max 5 piani)¹

“0.5÷1.5” rappresentativo del periodo proprio di alcuni edifici dei centri urbani maggiori
(edifici con strutture “flessibili” e sviluppo verticale fra 5÷15 piani)

$V_{s30} = 392$ m/s, suolo B

¹ La struttura di progetto rientra negli edifici rigidi a sviluppo verticale inferiore ai 5 piani.

Qui di seguito si riporta il profilo Vs derivante dall'analisi HVSR, eseguita il 22.2.23) (fig. 9) che conferma quanto elaborato con il down-hole.

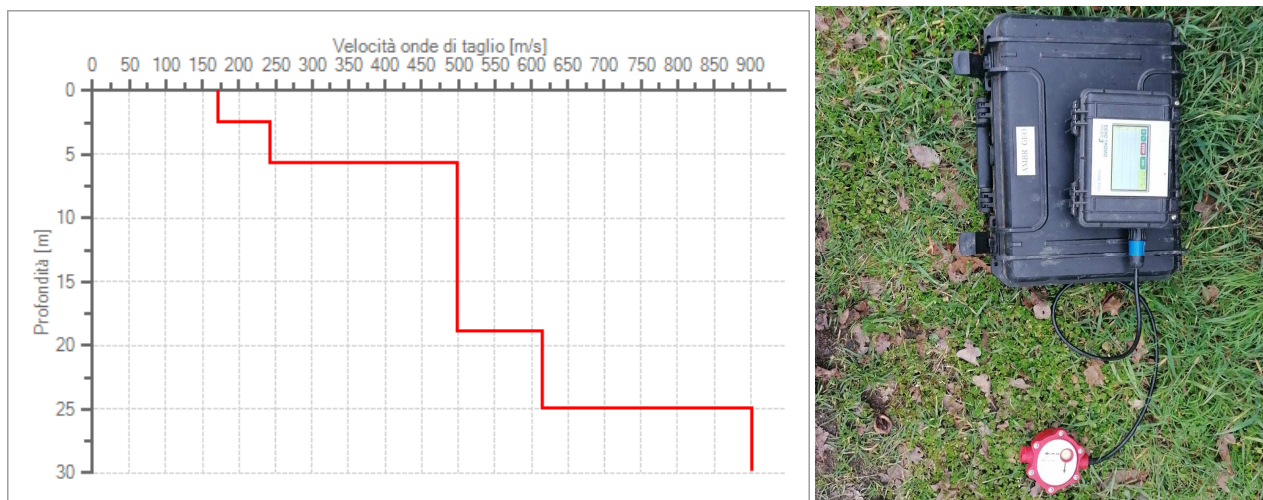


Figura 8 – Profilo Vs da indagine HVSR.

Dal modello stratigrafico prodotto dall'indagine HVSR si deduce il valore di Vs,eq uguale a 389.91 m/s da p. c. attuale. In base al modello ottenuto il sito ricade nella categoria di sottosuolo B, confermando il risultato dell'indagine down-hole.

Frequenza del picco del rapporto H/V: 6.95 Hz ± 0.21 Hz.

Qui di seguito si riporta il modello sismostratigrafico prodotta dall'indagine sismica.

Valore di soglia, attribuito dalle disposizioni vigenti:

	Valori di soglia per T 0.1÷0.5		
Comune	Suolo A	Suolo B, C, E	Suolo D
Pandino	0.7	0.9	1.0

	Valori di soglia per T 0.5÷1.5		
Comune	Suolo A	Suolo B, C, E	Suolo D
Pandino	1.0	1.5	2.5

Comparando tali valori di soglia con quelli calcolati si evince che:

$F_{a0.1\div0.5} = 1.8 > \text{valore di soglia}$ curva 1

$F_{a0.1\div0.5} = 1.6 > \text{valore di soglia}$ curva 2

$F_{a0.5\div1.5} = 1.1 < \text{valore di soglia}$ curva unica

Quindi si ricava che per edifici “flessibili” (periodo 0.5÷1.5) la soglia non è superata, mentre per edifici, con periodo 0.1÷0.5, come quello di progetto, caratteristico di edifici “rigidi”, sia per la curva 1 che 2, il valore Fa calcolato **è superiore al valore soglia**, quindi quest'ultima è insufficiente a sopportare i possibili effetti di

amplificazione litologica e si dovrà adottare il **suolo sismico 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).

4. MODELLO GEOLOGICO

Il **modello geologico** relativo al sito in discussione, considerando il contesto geologico locale in cui si inserisce, è definito come qui segue.

L'area in esame è caratterizzata da alluvioni oloceniche deposte dal fiume Tormo, delimitate ad est dall'orlo di terrazzo morfologico principale (Wurm) situato fuori comune.

La falda è stata rilevata a -0.60 m da p.c durante la campagna geognostica. Il flusso generale della falda superficiale ha direzione di flusso circa NNO-SSE, influenzata in modo diretto dall'azione drenante del Fiume Tormo.

RELAZIONE GEOTECNICA

Sulla base delle indagini eseguite ed analizzate per la Relazione Geologica si definisce il modello geotecnico da utilizzare per la verifica strutture e opere di contenimento.

5. MODELLO GEOTECNICO

Il **modello geotecnico** è qui di seguito definito.

Sono state individuate le seguenti litozone:

- Depositi antropici (1.00-1.40 m area prova 1);

- **Litozona A**: limo, limo-sabbioso presenti al letto dei depositi antropici fino a profondità tra -0.80/1.60 m (componente granulare $\phi \approx$ da 26° - 27°);

- **Litozona B**: dal letto della litozona A fino ad almeno -4.40/6.20 m da p.c., rappresentata prevalentemente da alternanza di sabbia fine o limosa e ghiaia ($\phi \approx$ da 27° a 31°);

- **Litozona C**: dal letto della litozona B fino a fine prova -10.20 m da p.c., rappresentata prevalentemente da ghiaia o sabbia e ghiaia ($\phi \approx 37^\circ$ - 39°). Sono presenti possibili lenti decimatrice di sabbia fine.

Sulla base dei dati geognostici e di quelli prodotti dall'analisi geofisica si definisce, nella seguente Tabella 4, il **modello geotecnico di riferimento**, con evidenziate le litozone, i relativi angoli di attrito interno e la velocità $V_{s,30}$ e il suolo sismico:

Profondità (m)	Litozona	$\Delta \phi$	$V_{s,30}$ (m/s)	Suolo sismico	Ag (SLV)
0.00-1.00/1.40	Riporto	—	389-392	C per verifica SLU	0.119 g
1.00/1.40-1.60	A	25° - 26°			
1.60-4.40/6.20	B	27° - 31°			
4.40/6.20-10.20	C	37° - 39°			

Tabella 3 - Modello geotecnico.

6. VERIFICA IPOTESI DI FONDAZIONE

Qui di seguito è trattata, al fine di valutare la capacità portante dei terreni superficiali caratterizzati con la campagna geognostica, la seguente ipotesi di fondazione.

Fondazione a platea 5.00 x 10.00 m², piano di posa ~ -0.60 m da p.c., capacità portante indicativa da verificare $E_d = 0.50 \text{ Kg/cm}^2$.

Si discute, con il metodo degli stati limite².

La verifica, relativa all'ipotesi di fondazione considerata, si riferisce alle loro "condizioni normali", che non necessitano di alcun rinforzo strutturale ed hanno come solo riferimento la portanza del terreno. S'ipotizza che la fondazione risponda in modo solidale alle sollecitazioni della struttura gravante su di essa.

La verifica della capacità portante della fondazione che segue è costituita dalle seguenti **4 fasi**:

- 1) definizione statistica del valore di progetto dell'angolo di attrito ϕ , e del peso del terreno γ , per le litozone individuate nel modello geologico di riferimento, che sono coinvolte nell'iterazione fra fondazione e terreno di fondazione; essendo piccolo il volume basale interessato si ha che la conseguente superficie di rottura potrebbe svilupparsi interamente all'interno di una zona di strati deboli, non ottenendo compensazione delle fluttuazioni della resistenza del terreno. La valutazione statistica adottata tiene nel dovuto conto questo rischio e ad esso si adegua abbassando sensibilmente il valore dell'angolo di attrito interno (5° percentile della distribuzione normale, per la litozona A dove sarà posta la fondazione);
- 2) determinazione del carico verticale di progetto (E_d) applicato sulla fondazione da verificare;
- 3) calcolo della capacità portante della fondazione;
- 4) verifica agli stati limiti ultimo, secondo la seguente disequazione: **$E_d < R_d$** , dove E_d è la componente della risultante delle forze normali agenti sulla fondazione e R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno in relazione alla fondazione di progetto.

Per la verifica allo stato limite ultimo si adotta per entrambi i casi l'**Approccio 2**, combinazione unica, (A1, M1, R3). Ai carichi (A1) si applica il coefficiente moltiplicativo γ_f pari a 1.3, ai parametri geotecnici (M1) si applicano i coefficienti riduttivi γ_m , tutti pari all'unità, al risultato della verifica della capacità portante si applica il coefficiente riduttivo γ_R , pari a 2.3. Qui di seguito si riassumono i coefficienti parziali per le azioni (A), per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R):

Approccio 2 (DA1) combinazione unica		
A1= 1.3	M1= 1	R3=2.3

² Le nuove norme antisismiche, abbandonando il metodo delle tensioni ammissibili, introducono la verifica agli stati limite, estendono la zonazione sismica a tutto il territorio nazionale. La distinzione sostanziale tra calcolo a rottura e metodo semiprobabilistico agli stati limite è la seguente: il primo accerta che le sollecitazioni d'esercizio non siano superiori a quelle di rottura, divise per l'unico coefficiente di sicurezza ($n=3$), con il metodo semiprobabilistico si scinde l'unico coefficiente di sicurezza n in più coefficienti. Affinché una fondazione sia verificata, nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo Stato Limite Ultimo (SLU), deve essere soddisfatta la disuguaglianza: $E_d \leq R_d$, dove E_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre R_d (o Q_{amm}) è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali e dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Il carico di progetto (SLU), fornito dal progettista, rappresenta il carico reale della costruzione; questo carico deve essere minore del carico limite della fondazione. Nel caso in discussione, si utilizza un carico di primo intento progettuale. Nella formula generale per il calcolo del carico limite, sono indicati 3 fattori correttivi sismici Z_γ , Z_c , Z_q (Paolucci e Pecker), dipendenti dall'azione sismica, con relativo livello di pericolosità e dal tipo di terreno di fondazione, ricavati dalla valutazione dell'azione sismica.

1) Definizione statistica del valore di progetto dell'angolo di attrito ϕ per le litozone specifiche individuate nel modello geologico di riferimento.

Applicando il metodo indicato nelle NTC, si ricavano valori caratteristici applicando l'analisi statistica per parametri geotecnici rilevati e che seguono una distribuzione normale. Considerando le fondazioni di progetto, l'ipotetica superficie di rottura sarà piccola; di conseguenza si ricava il seguente valore di progetto "Xd" da utilizzare nella verifica per gli stati limite. Qui di seguito è illustrato il calcolo del **valore di progetto "Xd" dell'angolo di attrito interno ϕ** mediante analisi statistica.

Valori caratteristico e di progetto di ϕ (profondità indicativa 0.20-2.00 m):

5° percentile distribuzione della media

Per grandi volumi di rottura e distribuzione normale (Φ)

(ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è grande)

Parametro ϕ			
dati	media dati	Xk	Valore caratteristico
26	26.33	25.1	
27	COV Φ %	Xd	Valore di progetto
27	5	20.5	
	n° dati		
	3		

σ : deviazione standard Formula indicativa: $X_k = \bar{x} - 1.645 \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$
 COV: coefficiente di variazione

Si assume come angolo di attrito ϕ il valore di **25.1°**, (valore caratteristico) ottenuto dall'analisi statistica dei dati, in quanto risulta essere scelta la platea come fondazione, tipologia che produce compensazione di appoggio.

2) Determinazione del carico verticale di progetto (Ed) da applicare alla fondazione da verificare: si applica il coefficiente moltiplicativo γ_f ai carichi applicati che è pari all'unità.

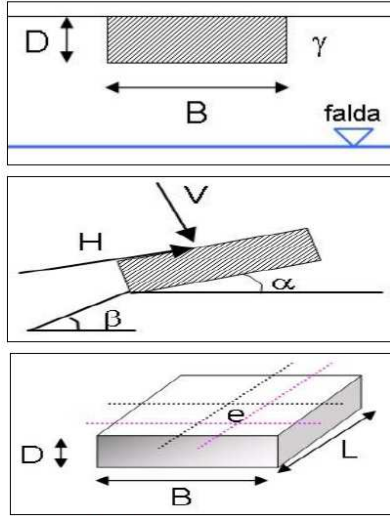
$$Ed = E_d \times \gamma_f = 0.5 \times 1.3 = \underline{\underline{0.65 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (DA VERIFICARE IN FASE ESECUTIVA)}}}$$

3) Calcolo della capacità portante della fondazione:

DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE NEL CASO DI TERRENI GRANULARI (Generalizzazione di Brinch-Hansen, EC8)

Formula generale:

$$Q_{lim} = 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$



FORMULE INDICATIVE:

$$N_q = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_q = s_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c \cdot \cot g \phi} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c \cdot \cot g \phi} \right]^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$\text{Se } D \leq B \Rightarrow d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2$$

$$\text{Se } D > B \Rightarrow d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$z_\gamma = z_q = (1 - k_h / t g \phi)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 k_h$$

$$k_h = (S \times a_e) / r$$

Dati d'ingresso		
Terreno di fondazione		
Coesione (c')	0	kPa
Angolo di attrito di progetto (ϕ')	20.5	°
Peso di volume terreno di fondazione (γ_1)	13.0	kN/m ³
Peso di volume terreno sopra fondazione (γ_2)	13.0	kN/m ³
Inclinazione piano campagna	0	°
Fondazione		
Larghezza (B)	5.00	m
Lunghezza (L)	10.00	m
Profondità piano di posa (D)	0.60	
Eccentricità dei carichi (e)	0.0	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Carichi inclinati		
Componente orizzontale (H)	0	t
Componente verticale (N) (da verificare)	0.65	Kg/cm ²
Fattori sismici (EC8)		
Coeff. di suolo (A=1; B,C,E=1,25; D=1,35)	1.25	
Accelerazione di progetto	0.119	g

Fattori capacità portante	
N_γ	5.78
N_c	15.31
N_q	6.73
Fattori forma della fondazione	
s_γ	1.10
s_c	1.21
s_q	1.10
Fattori inclinazione del carico	
i_γ	1.00
i_c	1.00
i_q	1.00
Fattori inclinazione piano di posa	
b_γ	1.00
b_c	1.00
b_q	1.00
Fattori inclinazione piano campagna	
g_γ	1.00
g_c	1.00
g_q	1.00
Fattori profondità piano di posa	
d_c	1.04
d_q	1.04
Fattori sismici (EC8)	
z_γ	0.84
z_c	0.95
z_q	0.84

Risultato		
Pressione limite (Q_{lim})	223.9 kPa	2.239 kg/cm ²
Coefficiente di sicurezza parziale (γ_r)	2.3	
Pressione ammissibile (Q_{amm})	101.7 kPa	1.017 kg/cm ²
$Q_{amm} = [(Q_{lim} - Q_0) / F_s] + Q_0$		

Dove γ_r rappresenta il coefficiente di sicurezza parziale per la verifica agli stati limite ultimi della capacità portante di fondazioni superficiali. **NON SI APPLICA AL PESO DEL TERRENO SOPRA IL PIANO DI FONDAZIONE**

Il carico ammissibile (pressione ammissibile, Rd) **$Q_{amm} = 1.01 \text{ Kg/cm}^2$**

4) Verifica agli stati limiti ultimi: $E_d < R_d$

Dove E_d (componente delle risultanti delle forze agenti sulla fondazione) = 0.65 Kg/cm^2 ;

R_d (valore di progetto della resistenza del terreno per la fondazione trattata) = 1.01 Kg/cm^2

→ $E_d (0.65 \text{ Kg/cm}^2) < R_d (1.01 \text{ Kg/cm}^2)$ **VERIFICATA**

La capacità portante ultima (SLU) della platea considerata con piano di fondazione a -0,60 m da p.c. è 1.01 Kg/cm^2 .

STIMA DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONE SUPERFICIALE (SLE)

Il calcolo dei cedimenti (di consolidazione) riferito alle ipotesi di fondazione, qui di seguito riportato, è relativo alle verticali di prova, ed ha valore indicativo. Il fattore $\Delta\sigma$ è il prodotto del carico ammissibile Q_a per un coefficiente di riduzione K che è funzione della larghezza minima della fondazione e del baricentro dello strato considerato e si ricava con il metodo Bousinessq; α è un coefficiente correttivo in funzione della litologia dello strato considerato; M_v è il coefficiente di compressibilità volumetrica, R_{pm} è la resistenza dinamica ipotizzata per gli strati di sottofondazione (Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977), mentre per il calcolo dei cedimenti è considerata la verticale di prova 1.

Strato (m)		$h \text{ (m)}^3$	$R_{pm} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	α	$M_v \text{ (Kg/cm}^2\text{)}^{-1}$	$\Delta\sigma \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	$\Delta h_c \text{ (cm)}^4$
0.60	1.60	1.0	24	3.40	0.0123	0.52	0.64
1.60	3.10	1.5	88	1.44	0.0079	0.455	0.54
Cedimenti trascurabili per profondità maggiori.					Cedimento totale (cm):		
					1.18		

I cedimenti massimi sono nella tolleranza; aumentando anche di poco il carico sulle fondazioni, considerando la natura poco addensata e poco omogenea degli strati superficiali di probabile origine antropica si potrebbero avere dei cedimenti imprevisti, non compatibili con le strutture di progetto.

Tabella sinottica capacità portante fondazione trattata:

Fondazione	Profondità (m)	R_d (capacità portante)	Cedimento immediato
Platea 5.00 m x 10.00 m	0.60	1.01 Kg/cm^2	1.18 cm

7. VERIFICA POTENZIALE LIQUEFAZIONE

Si valuta la probabilità di liquefazione per gli strati di fondazione per la struttura in esame. Usualmente la liquefazione si verifica in depositi recenti di sabbia e sabbia siltosa, depositi che si trovano spesso vicino a fiumi e in presenza di falda (quindi saturi) e sono suscettibili

³ Potenza strato considerato.

⁴ Cedimento per ogni singolo strato considerato.

alla liquefazione soprattutto suoli non coesivi (sabbie e limi) con basso contenuto di fini plastici (meno del 15 %).

Nel caso in esame è possibile non eseguire la verifica alla liquefazione in quanto l'accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) per l'area in esame è minore di 0,1 g (Ag max).

8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il sito in discussione è stato indagato sia sotto l'aspetto geologico che sismico e se ne riassume, qui di seguito e in Tabella A, il modello geologico e geotecnico.

L'area in esame è caratterizzata da alluvioni oloceniche deposte dal fiume Tormo, delimitate ad est dall'orlo di terrazzo morfologico principale (Wurm) situato fuori comune.

La falda è stata rilevata a -0.60 m da p.c durante la campagna geognostica. Il flusso generale della falda superficiale ha direzione di flusso circa NNO-SSE, influenzata in modo diretto dall'azione drenante del Fiume Tormo.

Durante la campagna geognostica sono state individuate le seguenti litozone:

- Depositi antropici (1.00-1.40 m area prova 1);

- **Litozona A**: limo, limo-sabbioso presenti al letto dei depositi antropici fino a tra - 0.80/1.60 m (componente granulare $\phi \approx$ da 26°-27°);

- **Litozona B**: presente dal letto della litozona A fino ad almeno -4.40/6.20 m da p.c., rappresentata prevalentemente da alternanza di sabbia fine o limosa e ghiaia ($\phi \approx$ da 27° a 31°);

- **Litozona C**: presente dal letto della litozona B fino ad almeno -10.20 m da p.c., rappresentata prevalentemente da ghiaia o sabbia e ghiaia ($\phi \approx$ 37°-39°). Sono presenti possibili lenti decimetriche di sabbia fine.

Profondità (m)	Litozona	$\Delta \phi$	V_{seq} (m/s)	Suolo sismico	Ag (SLV)	Profondità media falda
0.00-1.00/1.40	Riporto	—	389-392	C per verifica SLU	0.119 g	-0.60 m
1.00/1.40-1.60	A	25°-26°				
1.60-4.40/6.20	B	27°-31°				
4.40/6.20-10.20	C	37°-39°				

Tabella A - Modello geologico – geotecnico.

Il modello geologico generale, oltre a considerare profondità e potenza caratteristica delle litozone individuate, considera anche alcune proprietà geotecniche e geofisiche. Dal punto di vista sismico per la verifica agli SLU si dovrà adottare il suolo sismico C.

È stata considerata, in prima approssimazione, l'ipotesi di fondazione superficiale a platea

per valutare la capacità portante degli strati superficiali e i relativi cedimenti complessivi. Nella seguente Tabella B si sintetizzano le caratteristiche relative alla tipologia di fondazione trattata.

Fondazione superficiale	Profondità (m)	Rd (capacità portante ultima)	Cedimento massimo
Platea 5.00 m x 10.00 m	0.60	1.01 Kg/cm ²	1.18 cm

Tabella B

I carichi evidenziati sono da considerare riferiti, principalmente, all'iterazione di una determinata fondazione, contraddistinta da caratteristiche progettuali precise (geometria, piano di posa, dimensioni, ecc.) e il terreno. Non sono quindi da considerare come carichi relativi alla capacità portante dei terreni in senso stretto. Cambiando le caratteristiche progettuali di fondazione, varieranno anche i carichi evidenziati.

I carichi verificati ipotizzano che la fondazione analizzata agisca sul terreno in modo solidale; questo implica che la struttura di base sia sufficientemente rigida in modo tale che le sollecitazioni sul terreno avvengano in modo uniforme, creando compensazione per quelle zone di appoggio in cui il terreno è caratterizzato da minor addensamento e conseguente minor capacità portante.

Durante la fase esecutiva si dovrà verificare la natura del primo sottosuolo anche con assaggi locali con escavatore al fine di verificare direttamente la natura dei depositi e l'assenza di vuoti o di materiale organico ed eventualmente risanare localmente.

Si dovrà inoltre uniformare il piano di appoggio eliminando il riporto in eccesso e in caso di risanamento si consiglia l'utilizzo di geocomposto a contatto con il terreno naturale per risalire con materiale granulare riportato e rullocompattato.

Per le opere di sbancamento e gli scavi dei condotti di drenaggio, se presenti, si consiglia di operare in periodo invernale, quando la falda è alla sua maggior soggiacenza e la probabilità di incorrere in falde sospese è minima.

Sarà necessario lamare e distribuire omogeneamente il riporto accatastato sul lato ovest e rimuovere il terreno agrario presente sul lato est.

Il fondo dello sbancamento generale, a quota fondazione, dovrà essere rullato e steso su di esso un geocomposto quale separazione dal terreno naturale.

E' probabile si debba importare inerte di cava per portarsi in quota e stendervi sopra il geocomposto.

Probabilmente si disporrà di terreno agrario di buona qualità utilizzabile per il recupero ambientale.

Non si dovrebbe verificare la necessità di esportare materiale, pertanto non si dovrà eseguire accertamenti sulle terre di scavo.

E' obbligatorio osservare il vincolo di inedificabilità dalla roggia di 5 m, misurati in orizzontale dalla sommità della sponda.

L'area è a rischio idraulico per la possibile esondazione dalla roggia Raffreddo dal canale in terra che è da spurgare e con sponde da stabilizzare.

La stabilizzazione delle sponde sarà assai ardua in sponda sinistra dove le recinzioni in muratura dei privati si sono troppo avvicinate al fosso.

Consiglio che il piano di calpestio e i servizi del nuovo edificio siano posti alla quota di quelli dell'asilo esistente e comunque superiori di circa 0,30 m da piano di via F. Baracca.

Ai fini di invarianza idraulica dovranno mantenersi a verde l'area al bordo settentrionale della proprietà e le due aree ad oriente dell'edificio di progetto fino alla recinzione, da collocare a 1,50 m dalla roggia in materiale permeabile ed amovibile.

Le tre aree a verde serviranno per raccogliere l'acqua spiovente dal nuovo edificio e saranno provviste di scarico del troppo pieno (20 l/he) che sarà autorizzato dall'Autorità Idraulica.

Da considerare l'opportunità di provvedere di una griglia l'imbocco tombinato della roggia.

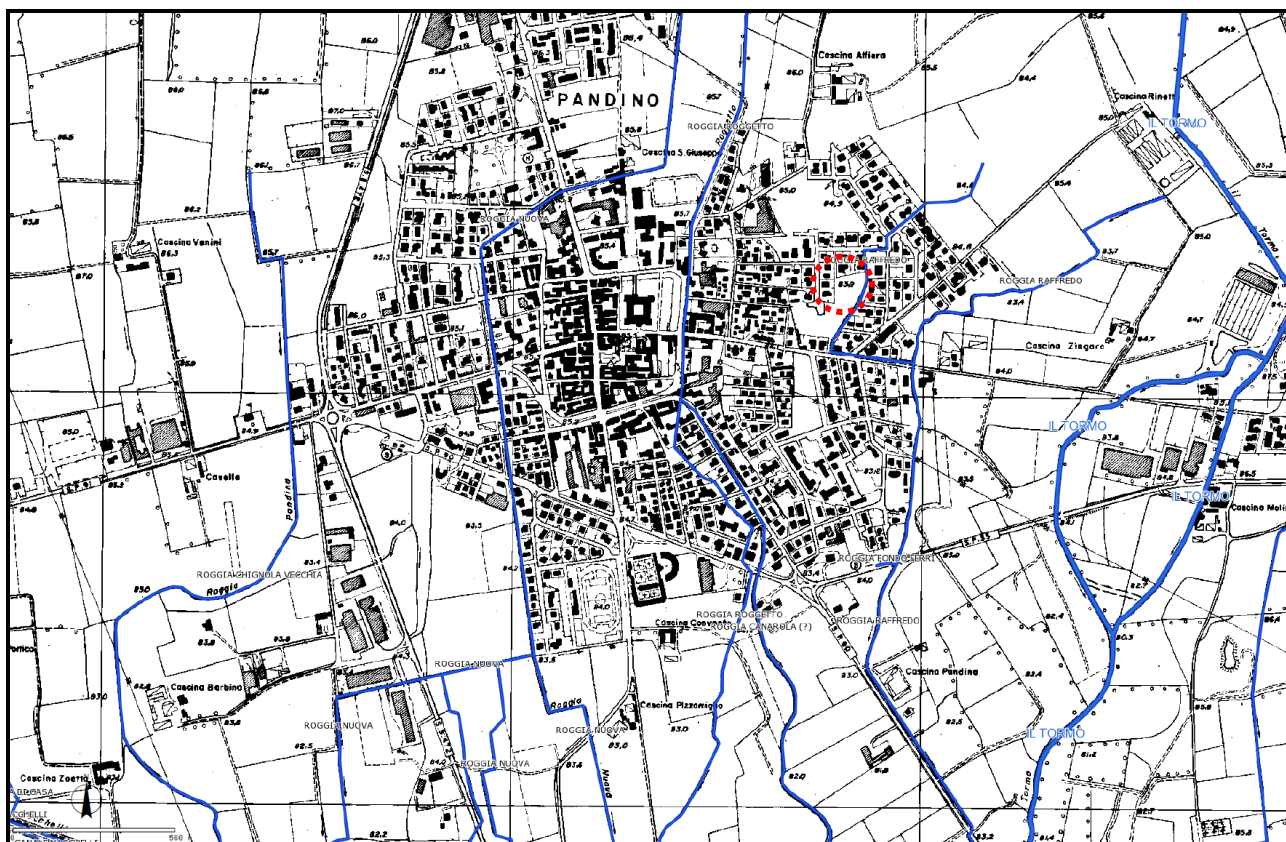
IL GEOLOGO

dott. Giovanni Bassi

febbraio 2023

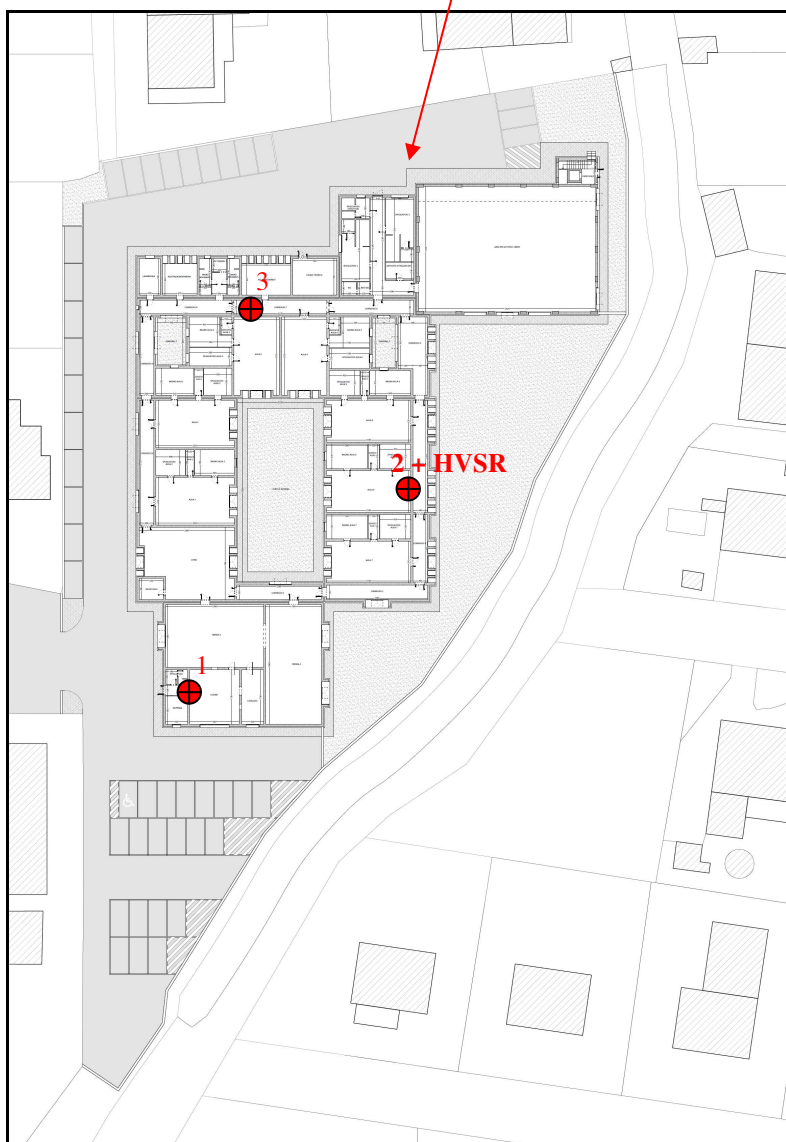


ALLEGATO 1 - COROGRAFIA



Area in esame

ALLEGATO 2 - ESTRATTO MAPPA



● Ubicazione prova penetrometrica.

ALLEGATO 3 - RAPPORTO PROVE PENETROMETRICHE

LOCALITA'	Pandino
DATA	22/02/2023

massa maglio 63,5 kg
altezza caduta maglio 75 cm
aste Ø esterno = 32 mm
lunghezza asta 1 m, passo 20 cm
massa asta 6,2 kg

Prove

m da p.c.		1	2	3
da	a	n. colpi punta	n. colpi punta	n. colpi punta
0.0	0.2	7	1	2
0.2	0.4	7	1	2
0.4	0.6	7	1	1
0.6	0.8	6	6	5
0.8	1.0	5	4	13
1.0	1.2	4	7	12
1.2	1.4	4	10	7
1.4	1.6	7	14	7
1.6	1.8	14	2	13
1.8	2.0	21	4	17
2.0	2.2	24	6	22
2.2	2.4	17	15	21
2.4	2.6	22	11	8
2.6	2.8	35	7	11
2.8	3.0	20	7	18
3.0	3.2	21	8	12
3.2	3.4	8	14	10
3.4	3.6	6	20	11
3.6	3.8	6	22	6
3.8	4.0	11	9	7
4.0	4.2	7	3	14
4.2	4.4	2	6	11
4.4	4.6	4	11	20
4.6	4.8	6	10	39
4.8	5.0	11	7	39
5.0	5.2	3	8	30
5.2	5.4	2	8	29
5.4	5.6	2	8	27
5.6	5.8	3	7	26
5.8	6.0	4	15	15
6.0	6.2	8	31	15
6.2	6.4	22	rif.	9
6.4	6.6	21		9
6.6	6.8	9		21
6.8	7.0	15		20
7.0	7.2	15		20
7.2	7.4	16		13
7.4	7.6	17		10
7.6	7.8	18		13
7.8	8.0	10		15
8.0	8.2	9		16
8.2	8.4	10		17
8.4	8.6	13		
8.6	8.8	14		
8.8	9.0	10		
9.0	9.2	16		
9.2	9.4	16		
9.4	9.6	15		
9.6	9.8	12		
9.8	10.0	20		
10.0	10.2	rif.		
10.2	10.4			
10.4	10.6			

Soggiacenza falda da p.c. 1.8 f.o. 0.6

Litologia indicativa

	Limo - limo argilloso
	Sabbia fine o media
	Ghiaia e sabbia