**COMMITTENTI:**

- SIG.RA MODICA FIAMMETTA;
VIA FOSCOLO 1 – 20060 MEDIGLIA (MI)
- SIG. MODICA VITTORIO
VIA FOSCOLO 1 – 20060 MEDIGLIA (MI)
- SIG.RA VERCELLONI FLAVIA
VIA MENOTTI 9 – 20060 MEDIGLIA (MI)
- SIG. VILLA GIUSEPPE
VIA BATTISTI 2 – 20060 MEDIGLIA (MI)

ALLEGATO A:

Relazione Geologica
Comparto di intervento ATR8
Comune di Mediglia (MI)

LE CASE NEL VERDE SOCIETA' COOPERATIVA



RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

*PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO EDIFICIO RESIDENZIALE
IN VIA ROMA NEL COMUNE DI MEDIGLIA (MI)*

Monza, luglio 2015

A cura di: Dott. Geol. R. Cortiana
Dott. Geol. F. Valentini

INDICE

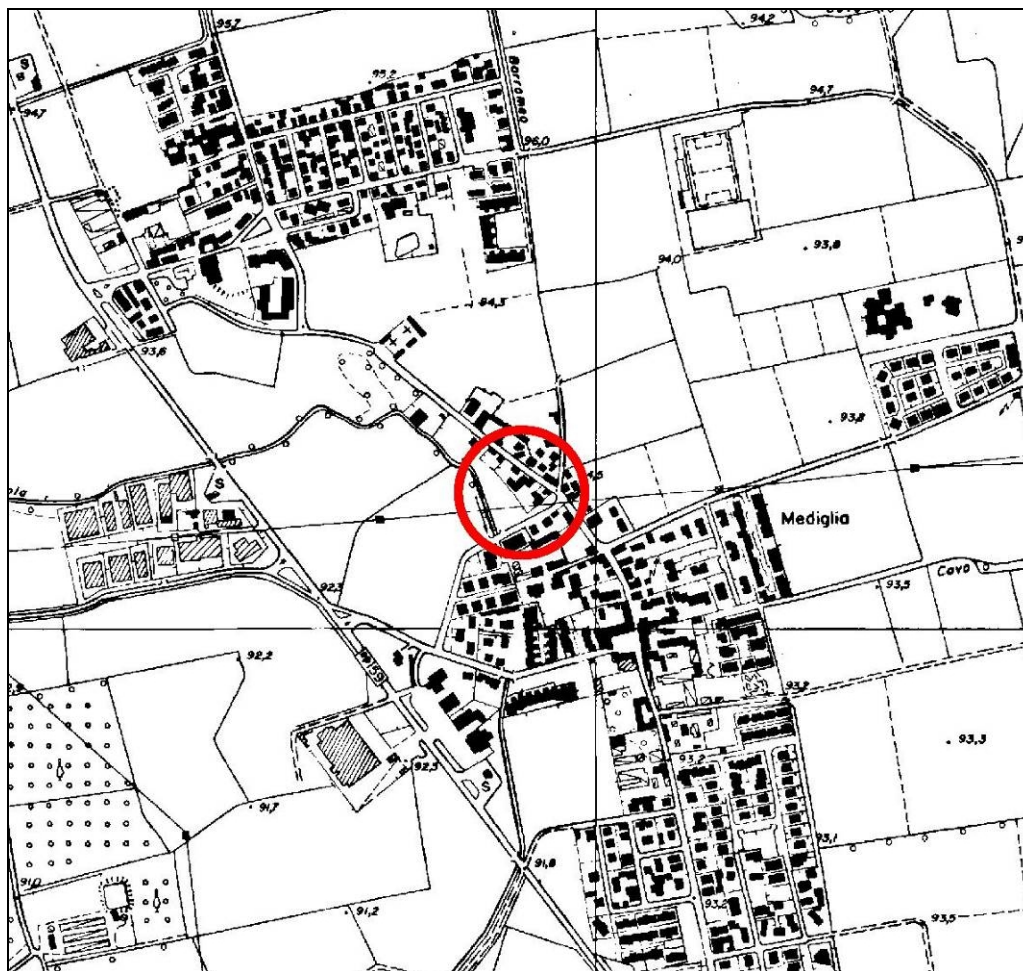
1.	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO.....	3
2.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO	5
3.	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	6
4.	CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	9
5.	INDAGINE GEOGNOSTICA	13
6.	PARAMETRI GEOTECNICI	14
7.	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI.....	15
8.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	20
9.	CONCLUSIONI	22

ALLEGATI

- UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE

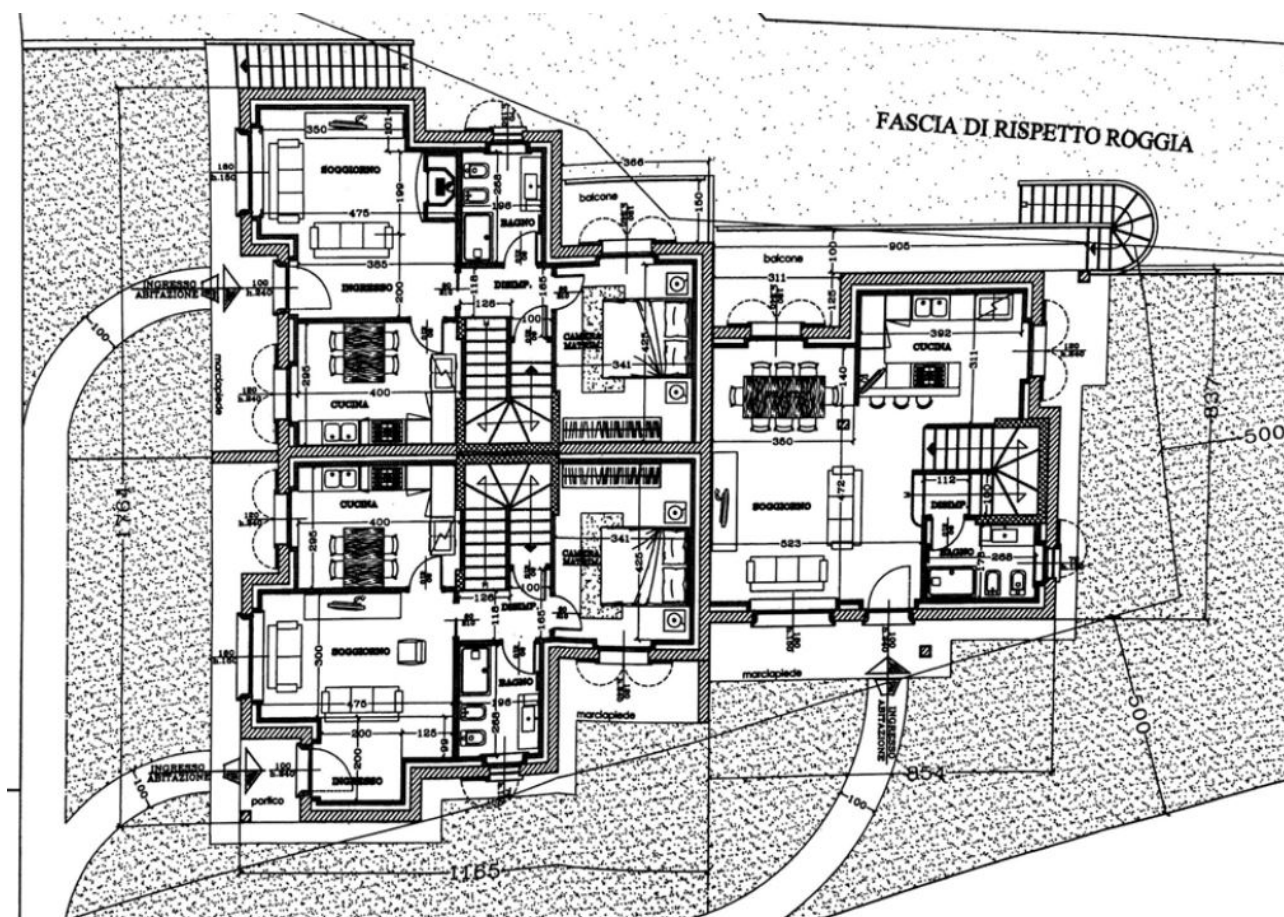
1. PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta su incarico della società Le Case Nel Verde Società Cooperativa (P.I. 09114870968), con sede in via della Resistenza 15/A nel comune di San Giuliano Milanese (MI), illustra i risultati di una campagna di indagini geognostiche realizzata in un'area situata tra via Roma e via Ciro Menotti nel comune di Mediglia (MI), in previsione della realizzazione di un nuovo intervento edilizio.



Corografia area d'indagine (estratta da Carta Tecnica Regionale)

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo edificio residenziale, di forma trapezoidale costituito da 2 piani fuori terra e da un piano parzialmente interrato; il piano campagna attuale risulta infatti ribassato di circa 1.50 m rispetto al piano stradale.



Planimetria opera in progetto

Si ipotizza l'utilizzo di fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia impostate ad una profondità di 2.0 m rispetto al piano campagna attuale il quale risulta ribassato di circa 1.5 m rispetto la quota 0.0 di progetto, coincidente all'incirca con il piano stradale.

Nel mese di luglio 2015 è stata condotta un'indagine geognostica consistita nell'esecuzione di 3 prove penetrometriche di tipo dinamico (S.C.P.T.).

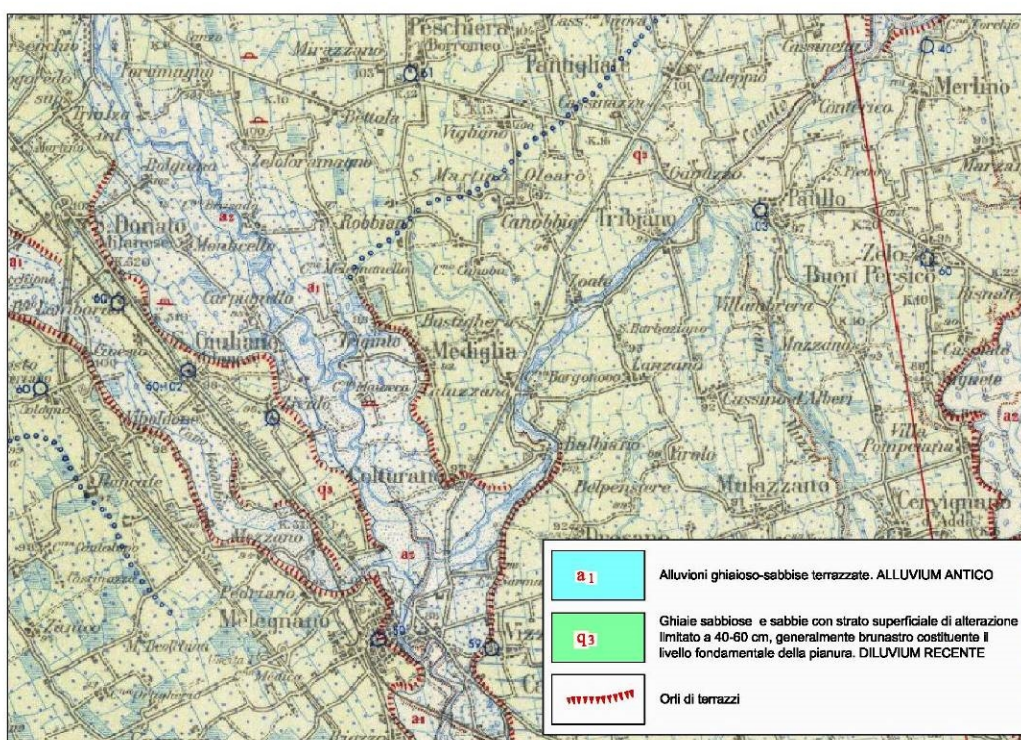
La seguente relazione è stata redatta, ai sensi delle nuove NTC (D.M. 14/01/2008) e della Circ. 617/09, sulla base dei risultati delle suddette indagini.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO

L'area milanese ha subito importanti trasformazioni in un'epoca geologicamente recente, dal Miocene Superiore, infatti, hanno avuto inizio intense fasi erosive culminate con la genesi di profondi canyons scavati allo sbocco nella Pianura Padana dai corpi glaciali che percorrevano le vallate alpine. Ciò è avvenuto in concomitanza con l'alternanza di episodi di trasgressione e regressione marina che si sono succeduti in questo periodo. In seguito, nel Pliocene Superiore, si è avuta una definitiva regressione marina con la deposizione di sedimenti di tipo fluvio-lacustre e deltizio; tale fase è durata fino a tutto il Pleistocene Inferiore. Con il Pleistocene Superiore si è avuta la sedimentazione di depositi di origine glaciale e fluvioglaciale apportati dai corpi glaciali provenienti dalla catena alpina; si è così formata una spessa coltre di sedimenti di origine glaciale (nelle aree pedemontane) e fluvioglaciale ed alluvionale (nelle aree di pianura). Si è quindi assistito ad un susseguirsi di cicli di erosione e di deposito corrispondenti ad un'alternanza di fasi glaciali e interglaciali che si sono succedute fino ai giorni nostri; questo ha dato origine ad una tipica morfologia a cordoni morenici (visibili nella zona dell'alta pianura lombarda) e a terrazzi (visibile nella media e alta pianura lombarda).

Nella zona oggetto di studio, ubicata nella media pianura lombarda, tali forme non sono più visibili e la morfologia che si osserva è data da una superficie pianeggiante che costituisce il cosiddetto Livello Fondamentale della Pianura.

Nell'area in esame i depositi fluvioglaciali formano una coltre dello spessore di alcune centinaia di metri e sono costituiti da ghiaie e sabbie con subordinata matrice limosa e rare intercalazioni argillose; frequenti sono i ciottoli di dimensioni centimetriche, generalmente con un grado elevato di arrotondamento.



Stralcio Carta geologica d'Italia – foglio 45 - Milano

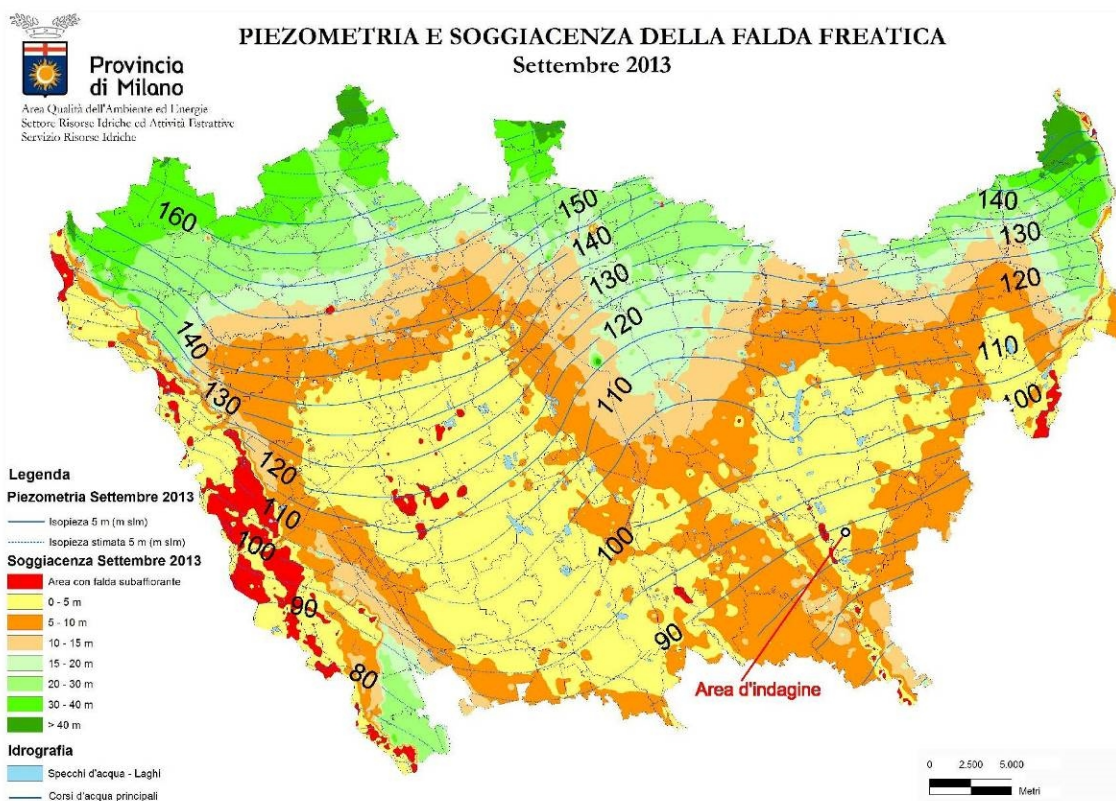
Il comune di Mediglia, come si osserva dalla Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 (Foglio 45 - Milano) e dalla Carta Geologica della Lombardia in scala 1:250.000, è caratterizzato dalla presenza di depositi appartenenti alle alluvioni fluvioglaciali del periodo Würm (DILUVIUM RECENTE).

Il fluvioglaciale Würm è generalmente caratterizzato da ghiaie e sabbie con subordinata matrice limosa e rare intercalazioni argillose; frequenti sono i ciottoli di dimensioni centimetriche, generalmente con un grado elevato di arrotondamento.

3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dai dati reperiti presso il Sistema Informativo Falda della Provincia di Milano si ricava che la quota della superficie freatica è inferiore a 5 m di profondità rispetto alla quota di piano campagna, pertanto l'intervento in progetto potrebbe interferire con la falda freatica.

La falda presenta, nella zona in oggetto, una direzione di flusso prevalente in direzione NNW - SSE con gradiente medio pari a 0.1 %; i dati idrogeologici sono stati reperiti presso il SIF (Sistema Informativo Falda della Provincia di Milano) e sono relativi ai comuni limitrofi della provincia di Milano.

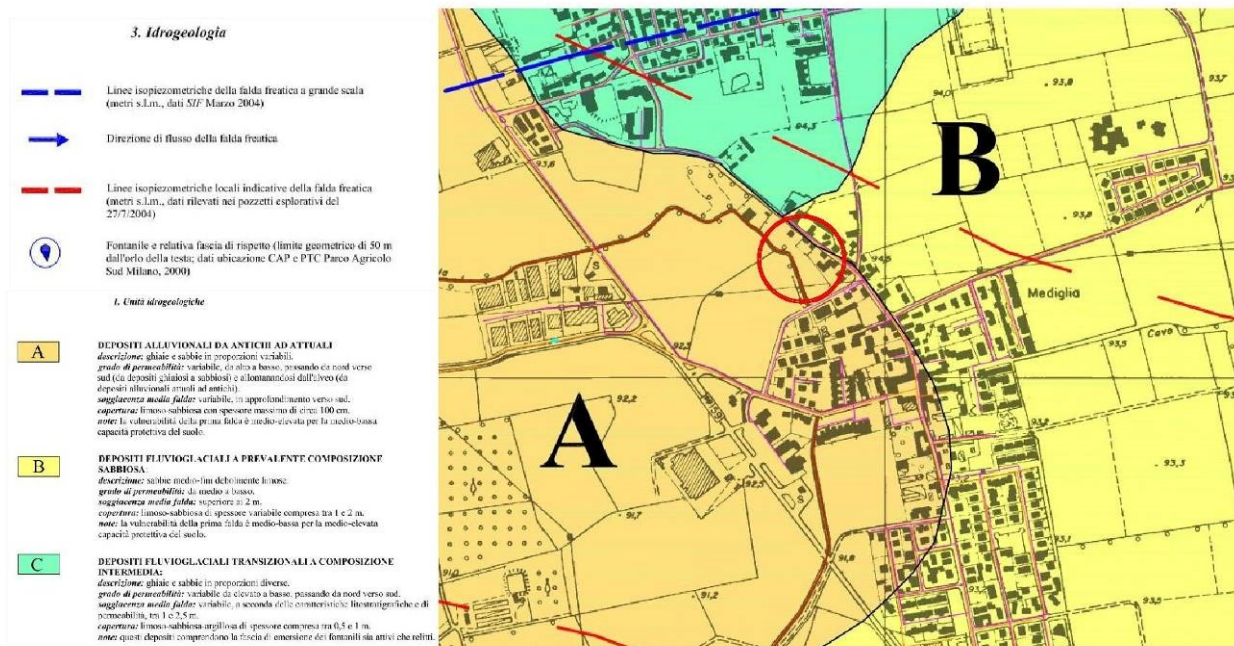


Secondo questi dati la superficie piezometrica si approfondisce passando da nord (95 m s.l.m.) verso sud (85 m s.l.m.). Per identificare nel dettaglio locale la superficie piezometrica del territorio di Mediglia si riporta la carta idrogeologica allegata allo studio geologico del territorio comunale di Mediglia realizzato dal Dott. Geol. Serra nel mese di febbraio 2008.

Nella tavola 3 Carta Idrogeologica allegata al PGT vigente del comune di Mediglia la superficie della falda freatica nella zona di indagine è posta ad una profondità compresa tra 3.0 e circa 4.0 m.

Secondo questa carta nell'area oggetto di studio è presente l'unità idrogeologica denominata:

A – Depositi alluvionali da antichi ad attuali: costituiti da ghiaie e sabbie in proporzioni variabili con una copertura limoso sabbiosa con spessore massimo di circa 1.0 m; sono contraddistinti da un grado di permeabilità variabile da alto a basso, man mano che si passa da nord a sud, ovvero da porzioni della pianura a prevalenza ghiaiosa a zone a prevalenza sabbiosa e allontanandosi dall'alveo dei corsi idrici principali (F. Lambro e colatore Addetta). La soggiacenza della falda risulta variabile, in approfondimento da nord verso sud.



Nel corso dell'indagine è stato posizionato un piezometro della profondità di 3.0 m da piano campagna, lasciato poi in loco; in data 15 luglio nella tubazione piezometrica non è stata rilevata la presenza di acqua.

Durante le indagini è stata comunque riscontrata la presenza di acqua di falda ad una profondità di circa 3.5 m da inizio prova (quota piano campagna attuale).



Tubazione piezometrica PZ1

Per quanto attiene alle oscillazioni stagionali del livello della falda i dati riportati in letteratura indicano che l'area oggetto di indagine presenta valori minimi di soggiacenza nella tarda estate e massimi in primavera. Questo andamento sembra in diretta relazione con gli effetti di ricarica indotti dalla presenza della rete irrigua.

I dati a disposizione confermano il quadro generale: nell'anno la falda è soggetta ad oscillazioni stagionali, che vedono in genere un periodo di innalzamento da aprile a ottobre, ed un abbassamento nel periodo successivo; le escursioni annue del livello piezometrico risultano comprese nel range 0,20÷2,20 m.

Da quanto sopra riportato si capisce quindi che in corrispondenza dello scavo per le fondazioni si potrà avere presenza di acqua di falda nei periodi di minima soggiacenza (fine estate quando c'è il massimo innalzamento specie se dovesse verificarsi una fine primavera-estate particolarmente piovosa); si dovrà quindi tenere conto della sottospinta dell'acqua considerando un valore massimo di 1 t al m². Si dovrà inoltre prevedere, in tale periodo, un intervento puntuale di abbassamento della falda mediante utilizzo di pompe sommerse per permettere la realizzazione delle fondazioni.

4. CLASSIFICAZIONE SISMICA

Le azioni sismiche attese in un certo sito si prevedono, su base probabilistica, tramite la pericolosità sismica che è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche; la valutazione della pericolosità sismica porta poi alla valutazione del rischio sismico di un sito in termini di danni attesi a cose e persone come prodotto degli effetti di un evento sismico.

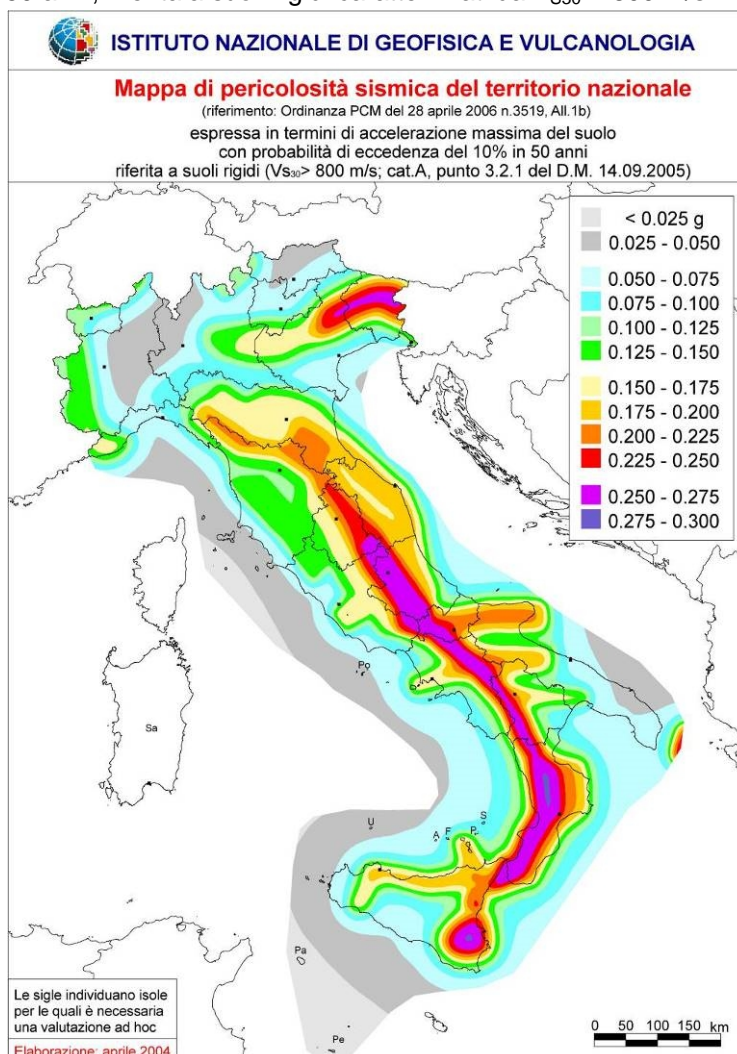
La pericolosità sismica valutata all'interno di un sito deve essere stimata come l'accelerazione orizzontale massima al suolo in un dato periodo di tempo, definendo i requisiti progettuali antisismici per le nuove costruzioni nel sito stesso.

4.1 OPCM 28 aprile 2006

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28/04/06 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'11/05/06 Serie Generale Anno 147° - n. 108 (*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*) adotta come riferimento ufficiale una nuova mappa di pericolosità sismica e definisce i criteri generali per la classificazione delle zone sismiche. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

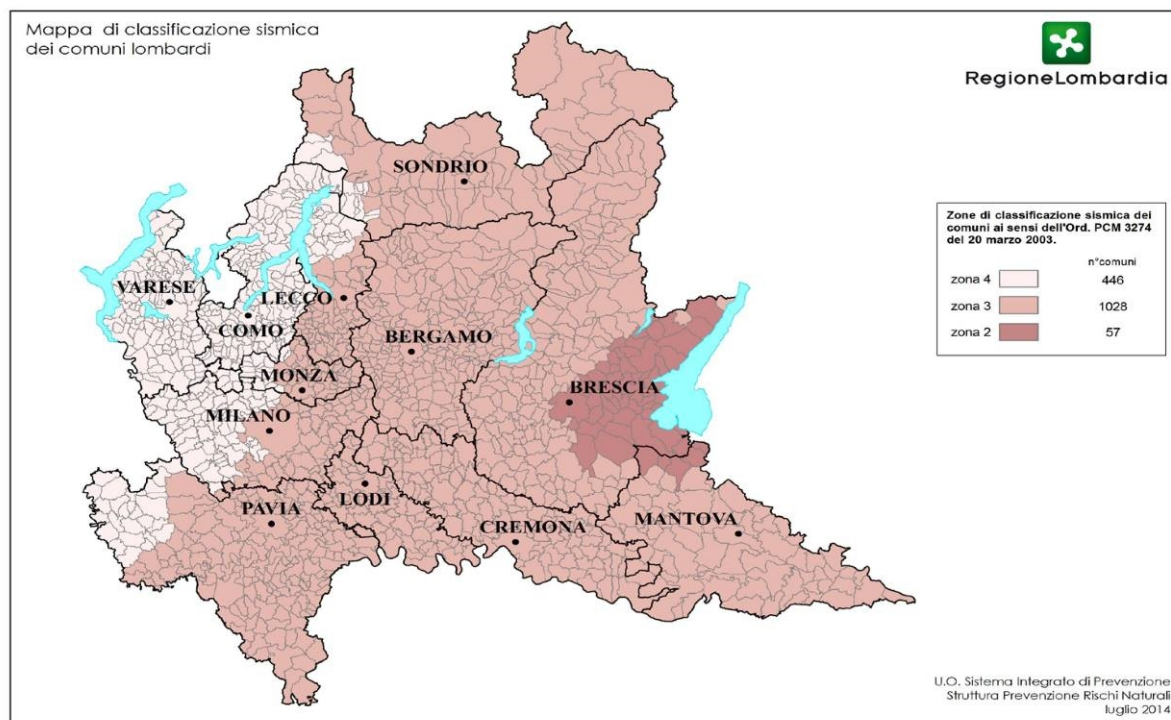
- ❖ Allegato 1A - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ❖ Allegato 1B - *Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.*

La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ($V_{S30} > 800$ m/s).



4.2 Normativa regionale D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129

La Regione Lombardia con D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129 *Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia* (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d) e pubblicata sul Bollettino Ufficiale della Regione in data 16 luglio 2014 ha provveduto alla nuova classificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia così come previsto dall'ordinanza **O.P.C.M. 3519/06** *“Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”*.



La Regione Lombardia con **D.G.R. 10 ottobre 2014 – n. X/2489** - *Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con d.g.r. 21 luglio 2014, n. 2129* «*Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)*» - ha deliberato di differire al 14 ottobre 2015 il termine dell'entrata in vigore della D.G.R. 21 luglio 2014, n.2129.

La Regione Lombardia ha inoltre deliberato *di disporre che nelle more dell'entrata in vigore della nuova classificazione sismica, nei Comuni che saranno riclassificati dalla Zona 4 alla Zona 3 e dalla Zona 3 alla Zona 2, tutti i progetti delle strutture riguardanti nuove costruzioni – pubbliche e private siano redatti in linea con le norme tecniche vigenti, rispettivamente, nelle Zone 3 e 2.*

Secondo la nuova classificazione che entrerà in vigore il 14 ottobre 2015 il comune di Mediglia si trova in zona 3 caratterizzata da una $AgMax$ pari a 0,062384.

4.3 D.M. 14 Gennaio 2008

Dal 1° luglio 2009 la progettazione antisismica in Italia, per tutte le zone sismiche e per tutte le tipologie di edifici è regolata dal D.M. 14/01/08.

Il D.M. 14 gennaio 2008 (*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*), pubblicato sulla G.U. n. 29 del 04/02/08, in vigore dal 5 marzo 2008, sostituisce il precedente D.M. 14 settembre 2005, fatto salvo il periodo di monitoraggio di 18 mesi di cui al comma 1 dell'art. 20 della L. 28 febbraio 2008, n. 31.

Queste nuove Norme Tecniche per la Costruzioni definiscono i criteri definitivi per la classificazione sismica del territorio nazionale in recepimento del Voto 36 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 27 luglio 2007 (*Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale*); tali criteri prevedono la valutazione dell'azione sismica definita puntualmente al variare del sito e del periodo di ritorno

considerati, in termini di accelerazione del suolo a_g e di forma dello spettro di risposta. Costituiscono parte integrante del decreto:

- Allegato A - *Pericolosità sismica*
- Allegato B - *Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.*

Diversamente dalla precedente normativa l'azione sismica non viene più valutata riferendosi ad una zona sismica (territorialmente coincidente con più entità amministrative), ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni ma viene valutata sito per sito e costruzione per costruzione.

Secondo l'allegato A l'azione sismica sulle costruzioni viene valutata a partire da una pericolosità sismica di base in condizioni ideali di sito di riferimento rigido (categoria di sottosuolo A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1).

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta con sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; i risultati dello studio di pericolosità devono essere forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata in funzione delle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo e morfologiche della superficie; tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

4.4 Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo indicate nella tabella 3.2.II, di cui al punto 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*, capitolo 3 *Azioni sulle costruzioni* del D.M. 14/01/2008.

Sono state definite cinque classi di terreni (A, B, C, D, E) identificabili in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. In mancanza di misure di V_s , l'identificazione della categoria di sottosuolo può essere effettuata sulla base dei valori di altre grandezze geotecniche, quali il numero dei colpi della prova penetrometrica dinamica (N_{SPT}) per depositi di terreni prevalentemente a grana grossa e la resistenza non drenata (c_u) per depositi di terreni prevalentemente a grana fine.

In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti le categorie di sottosuolo di riferimento:

- A) Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione 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*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- C) Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- D) Depositati di terreni grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà

meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

- E) *Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).*

La classificazione è effettuata sulla base del parametro $V_{s,30}$ che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità e calcolata utilizzando la seguente espressione, riportata nel D.M. 14.09.2005 e nel D.M. 14.01.2008 (NTC):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

In base ai risultati emersi nel corso di una serie di indagini sismiche e indagini geotecniche da noi eseguite nelle vicinanze dell'area in esame, si può affermare che il sottosuolo della stessa ricade all'interno della **categoria C**.

4.5 Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione, di cui al punto 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante pendii e rilievi 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 $i > 30^\circ$

Tabella 3.2.IV - Categorie topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

L'area di esame presenta configurazioni superficiali semplici, pertanto è possibile adottare la classificazione riportata in tabella 3.2.IV.

Sulla base dei dati topografici disponibili (riportati in cartografia), l'area rientra mediamente nella categoria **T1** ovvero *Superficie pianeggiante, con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* .

5. INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geognostica di campagna è stata condotta mediante l'esecuzione di 3 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T.

Le indagini sono state eseguite con penetrometro superpesante tipo Meardi AGI avente le seguenti caratteristiche:

peso del maglio	73	kg
altezza di caduta	75	cm
angolo al vertice della punta conica	60	°
diametro del cono	50.8	mm
peso delle aste	4.6	kg/ml



Penetrometro utilizzato tipo Meardi A.G.I.

L'ubicazione delle prove eseguite è riportata nella planimetria schematica allegata. La distribuzione dei punti di prova garantisce una corretta ricostruzione stratigrafica dell'area in esame.

Il terreno è stato indagato a partire dalla quota di piano campagna attuale fino alla profondità di 9.9 m da piano campagna, quota ritenuta sufficiente per il tipo di intervento in progetto.

6. PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base del grado di addensamento rilevato nel corso delle indagini, possono essere riconosciute le seguenti litozone:

- LITOZONA A: grado di addensamento basso con caratteristiche geotecniche modeste ($N_{scpt} < 10$).
- LITOZONA B: grado di addensamento medio-alto con caratteristiche geotecniche da discrete a buone ($N_{scpt} > 10$).

La seguente tabella indica la successione delle litozone precedentemente individuate nelle prove eseguite, le profondità indicate si riferiscono alla quota di piano campagna.

SCPT 1 - 3

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	$\gamma(T/m^3)$	Φ (°)	E (Kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
A	0.0 – 4.8/6.3	7 – 8	12 – 14	1.75 – 1.80	30 – 30.5	225 – 270	$19.5 – 24.0 \times 10^3$
B	4.8/6.3 – 9.9	12 – 15	21 – 26	1.85	33 – 34.5	345 – 385	$41.5 – 49.5 \times 10^3$

dove:

N_{SCPT} = numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento di 30 cm in una prova SCPT

N_{SPT} = numero di colpi SPT correlato

γ = peso di volume del terreno (T/m³)

Φ = angolo di attrito del terreno (°)

E = modulo di deformazione (o di Young) in kg/cm²

K's = stima del modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler) in kN/m³

Le indagini hanno evidenziato la presenza di sedimenti dal modesto/discreto grado di addensamento fino alla profondità di 4.8/6.3 m da p.c. (litozona A). Inferiormente si osserva un miglioramento delle caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati e la presenza della litozona B fino alla massima profondità indagata.

Durante l'esecuzione dell'indagine è stata riscontrata presenza di acqua di falda ad una profondità media di 3.5 m da piano campagna.

7. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI SOTTOFONDO E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI

Secondo le NTC (D.M. 14/01/2008) la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- **sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):** capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.
- **robustezza nei confronti di azioni eccezionali:** capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini.

7.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi (SLU) richiedono il rispetto della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione (o dell'effetto delle azioni)

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (ovvero la sua capacità portante)

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right],$$

con $\gamma_E = \gamma_F$ e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Effetto delle azioni (E_d) e resistenza (R_d) sono espressi in funzione di:

- azioni di progetto $\gamma_F F_k$
- parametri di progetto X_k/γ_M
- geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione (Combinazione 1) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione (Combinazione 2) è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

La verifica di stabilità globale in questo caso viene effettuata secondo l'Approccio 2 e sarà quindi effettuata solamente nei confronti dello SLU di tipo geotecnico (GEO) e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta.

Approccio 2: A1+M1+R3

dove:

A rappresenta le azioni

M rappresenta la resistenza dei materiali (terreno)

R rappresenta la resistenza globale del terreno.

Azioni (A)

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella *Tab. 6.2.I* (Cap. 6 D.M. 14/01/2008). Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Resistenze (M)

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva *Tab. 6.2.II* e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi. La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nel caso in esame i valori caratteristici vengono ricavati utilizzando la seguente formula:

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove:

x_k è il valore caratteristico desiderato

\bar{x} (**con barra**), il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione;

t è il valore della distribuzione di student ad $n-1$ gradi di libertà con probabilità $u = 95\%$

s è la deviazione standard del campione

n è il numero di dati

Profondità di scavo (m)	Tipo di fondazione	Lato fondazione (m)	Φ_m (°)	Φ_k (°)	γ_m (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
2.0	Trave rovescia	1.5	30.5	30.0	1.80	1.75

dove

Φ_m e γ_m rappresentano i valori medi

Φ_k e γ_k i valori caratteristici.

Valori di progetto dei parametri geotecnici

Nel calcolo della capacità portante saranno utilizzati i parametri geotecnici di progetto ottenuti dividendo i valori caratteristici per i coefficienti parziali riportati nella colonna M1 (vedasi Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni).

Profondità di scavo (m)	Tipo di fondazione	Lato fondazione (m)	Φ_k (°)	Φ_d (°)	γ_k (T/m ³)	γ_d (T/m ³)
2.0	Trave rovescia	1.5	30.0	30.0	1.75	1.75

dove

Φ_d e γ_d rappresentano i valori di progetto.

Calcolo della capacità portante

Per il calcolo della capacità portante è stata utilizzata la formula di Meyerhof che, nel caso di carico verticale su un terreno prevalentemente incoerente con angolo di attrito $\Phi > 10^\circ$, presenta la seguente espressione:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + c N_c S_c d_c + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

dove:

Sc Sq Sy sono fattori di forma

dc dq dy sono fattori di profondità

Nc Nq Ny sono fattori di portata

Nel caso in esame il valore della coesione **c** è uguale a zero, in quanto si tratta di un terreno a comportamento prevalentemente frizionale, per cui l'espressione della capacità portante si riduce a:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

Nei calcoli effettuati si è valutata la capacità portante per fondazioni dirette continue impostate ad una profondità di circa – 2.0 m da p.c..

Introducendo i valori dei parametri geotecnici di progetto nella formula di Meyerhof e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella 6.4.I si ottengono i seguenti valori di progetto della resistenza del sistema geotecnico (R_d):

Trave rovescia $B = 1.5 \text{ m}$ $R_d = 1.35 \text{ kg/cm}^2$.

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

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

Nel prossimo paragrafo si procederà alla verifica delle pressioni di contatto agenti sui terreni di fondazione in termini di cedimenti ammissibili. Tale trattazione viene sviluppata in relazione alla geometria della fondazione e alle caratteristiche geotecniche del terreno in esame, al fine di ottenere il valore di pressione che le nuove opere potranno esercitare sul terreno fondale senza determinare cedimenti superiori ai valori ammissibili per l'opera stessa.

Tale trattazione consentirà di ricavare il valore di pressione allo stato limite d'esercizio.

7.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri. Pertanto, si assegnano valori unitari ai coefficienti delle azioni (A) e dei parametri di resistenza (M).

La combinazione delle azioni (SLE, Stato Limite d'Esercizio) da considerare è la Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$N_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

dove:

Gi-esimo = azioni permanenti

P = precompressione

Q = azioni variabili

Ψ = coefficienti di combinazione che dipendono dalla natura dell'azione e della categoria dell'edificio.

Allo stato attuale non sono noti i carichi dell'opera in progetto e quindi risulta impossibile sviluppare la verifica degli Stati Limite d'Esercizio, per la quale occorre conoscere i carichi che verranno a prodursi sugli strati di fondazione per ricavare l'entità dei cedimenti attesi e procedere alla verifica e confronto con i cedimenti ammissibili d'esercizio per l'opera in esame. Occorrerà, una volta noti i carichi, che il Progettista strutturale dell'opera ricavi la combinazione delle azioni di progetto tenendo conto delle condizioni di carico più severe, considerando distintamente l'incidenza dei carichi permanenti e variabili, ai quali attribuirà i rispetti coefficienti di riduzione previsti dal D.M. 14/01/008.

In questa fase si è proceduto alla determinazione della pressione massima esercitabile dalle opere di fondazione in progetto sui terreni affinché i cedimenti totali (a 50 anni dalla costruzione) risultino inferiori a 30 mm, (valore di riferimento per strutture in c.a. come quelle in progetto) e affinché i cedimenti differenziali risultino inferiori a 10 mm.

Calcolo dei cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla relazione di Burland e Burbidge.

$$S = f_s f_h f_t [\sigma_{vo} B^{0.7} I_c/3 + (q' - \sigma_{vo}) B^{0.7} I_c]$$

dove:

f_s f_h f_t sono fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

B è la larghezza delle fondazioni

I_c è l'indice di compressibilità (tiene conto dei valori NSPT ricavati nel corso delle prove)

q' è la pressione efficace lo Rda (kPa)

σ_{vo} è la tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta delle fondazioni (kPa)

Utilizzando il valore di pressione limite ricavato con il fattore di sicurezza γ_R = 2.3 previsto dalla normativa, pari a **1.35 kg/cm²**, per fondazioni dirette continue si ottengono cedimenti immediati e totali compatibili con le strutture in progetto.

In particolare si avranno cedimenti immediati assoluti compresi tra 10 e 14 mm e cedimenti totali (a 50 anni) compresi tra 15 e 20 mm.

Va sottolineato che, nel corso dell'indagine, la superficie freatica è stata rilevata ad una profondità di 3.5 m rispetto al piano campagna; essendo prevista la realizzazione di uno scavo per la posa delle fondazioni di circa 2.0 m di profondità (sempre rispetto al piano campagna attuale), ne deriva che vi è un franco di 1.5 metri circa.

Tuttavia, considerando i dati idrogeologici consultati, si è evidenziato che esiste una escursione della quota della superficie freatica che può raggiungere i 2.20 m e pertanto, considerando che il minimo di soggiacenza (massimo innalzamento della falda freatica) si verifica tra fine settembre ed i primi di ottobre, si consiglia a titolo prudenziale di provvedere all'impermeabilizzazione delle strutture da realizzare per un'altezza non inferiore ad 1 metro rispetto alla quota di appoggio delle fondazioni.

In tale logica va anche valutata una possibile sottospinta idraulica che potrà raggiungere il valore di 1 t/m².

Si consiglia infine, al fine della decisione sulla tempistica di esecuzione dello scavo, di tenere in considerazione le oscillazioni della falda freatica e programmare tali operazioni nella stagione invernale/primaverile.

8. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Secondo il D.M. 14/01/2008 (articolo 7.11.3.4.2 “Esclusione della verifica a liquefazione”) è possibile non effettuare la verifica alla liquefazione quando si manifesta almeno una delle seguenti condizioni:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

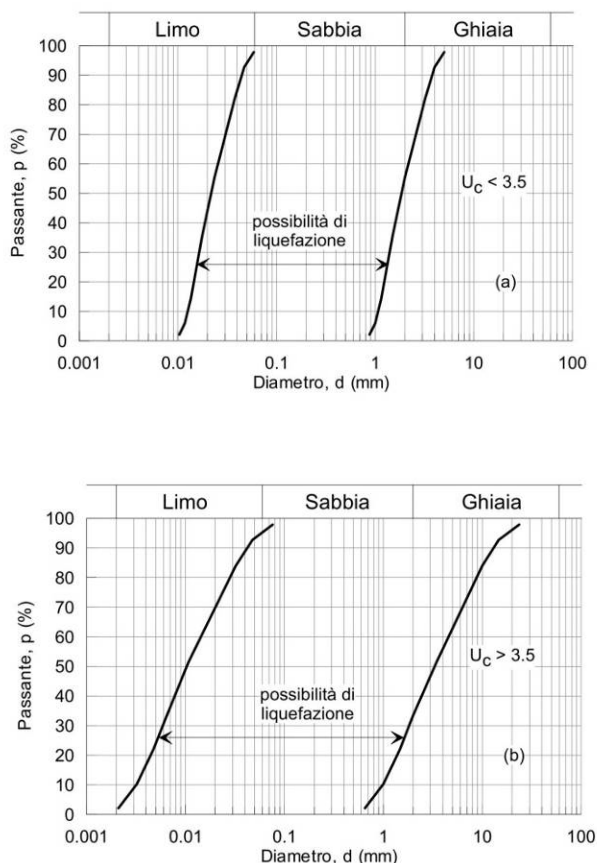
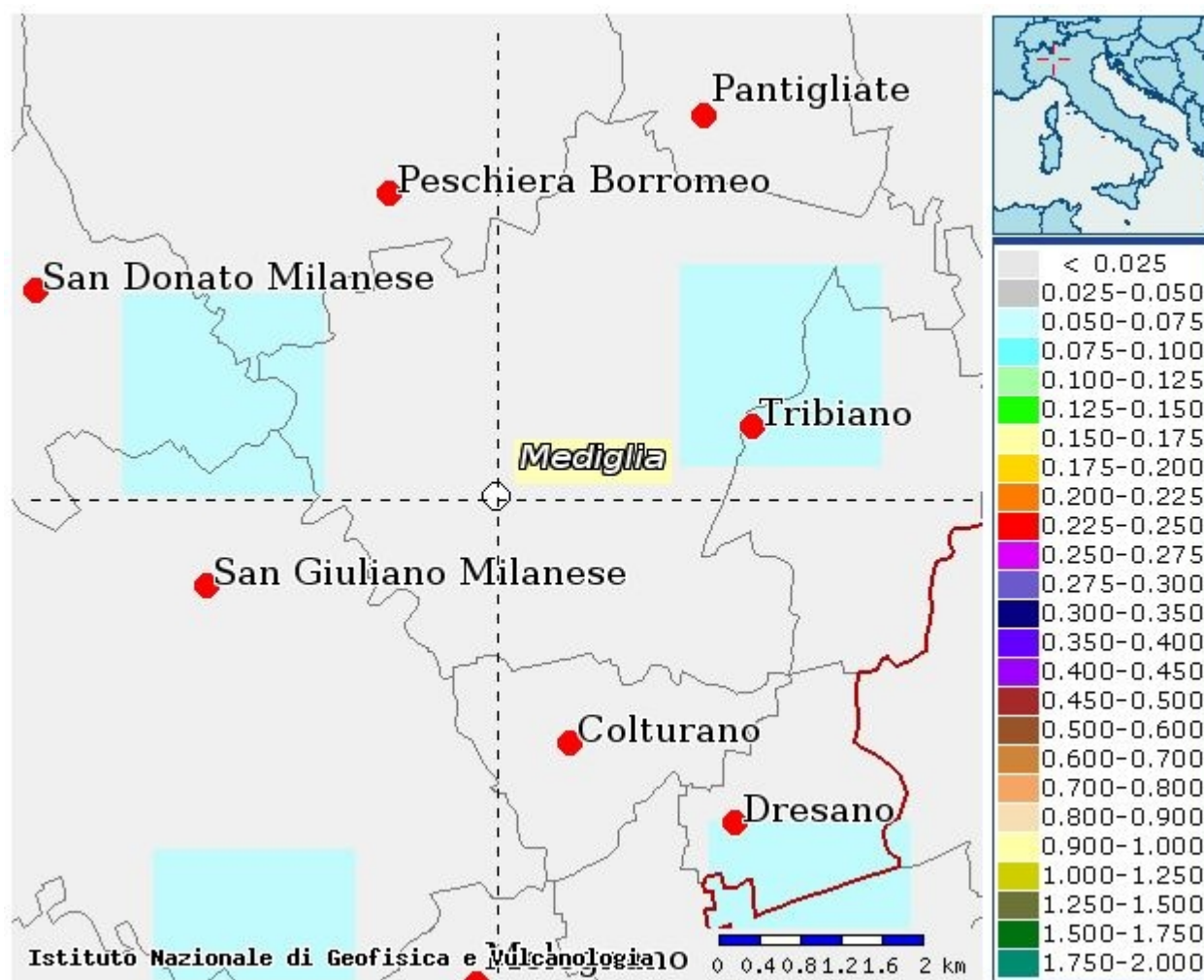


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nell'area in esame le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risulta minore di 0,1g.



Il manifestarsi di tale condizione esclude, per l'area oggetto di studio, la verifica alla liquefazione.

9. CONCLUSIONI

Le indagini eseguite presso l'area posta in via Ciro Menotti a Mediglia (MI) evidenziano la presenza di depositi riferibili al fluvioglaciale di età Wurm (Pleistocene Superiore): si tratta di litologie a granulometria grossolana (ghiaia e sabbia) a cui si alternano, in percentuale ridotta, livelli a granulometria fine (sabbie fini e limi).

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo edificio residenziale, di forma trapezoidale e dato da 2 piani fuori terra e un piano parzialmente interrato.

I calcoli effettuati hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette continue impostate alla profondità di progetto utilizzando il valore di pressione di esercizio riportato nel capitolo 7.

L'intervento in progetto non interferirà con la falda freatica situata, secondo i dati idrogeologici rilevati nel corso dell'indagine, ad una profondità di circa 3.5 metri da piano campagna.

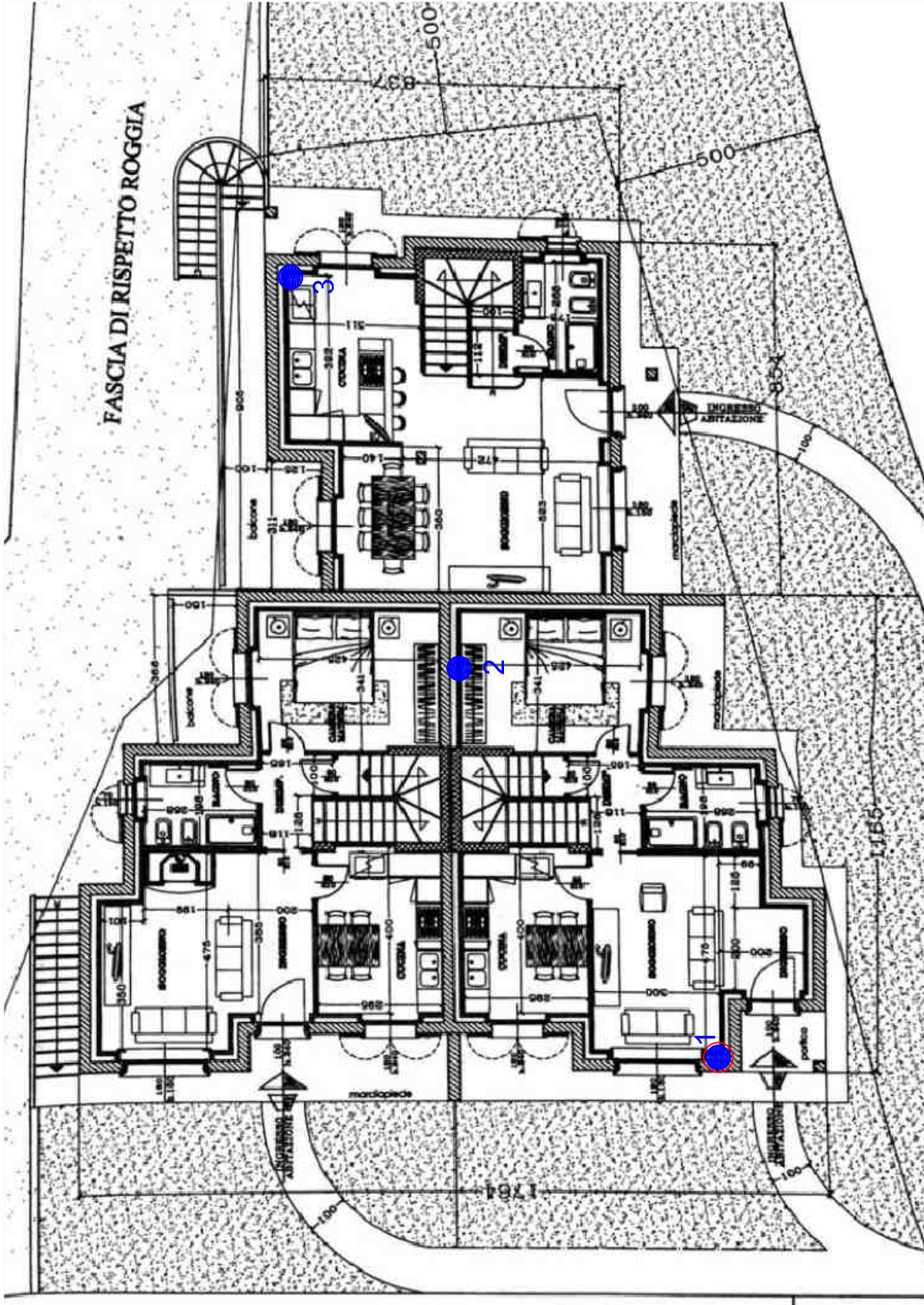
Tuttavia, dall'analisi dei dati idrogeologici storici del territorio comunale di Mediglia, si evince che la superficie freatica presenta delle oscillazioni stagionali che possono raggiungere anche 2.20 metri e pertanto andranno osservati alcuni accorgimenti che sono stati descritti nel capitolo 7.



Il tecnico incaricato

Dott. Geol. Filippo Valentini

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



● S.C.P.T. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

● S.C.P.T. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ATTREZZATA CON PIEZOMETRO

COMMITTENTE: Le Case Nel Verde Società Cooperativa

CANTIERE: Mediglia (MI) - via Ciro Menotti/via Roma

DATA: Lug. '15

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE: **Le Case Nel Verde Società Cooperativa**

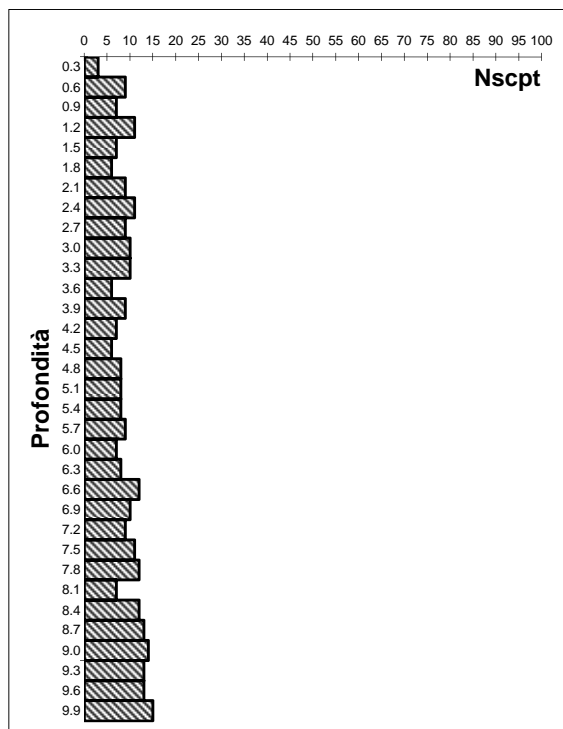
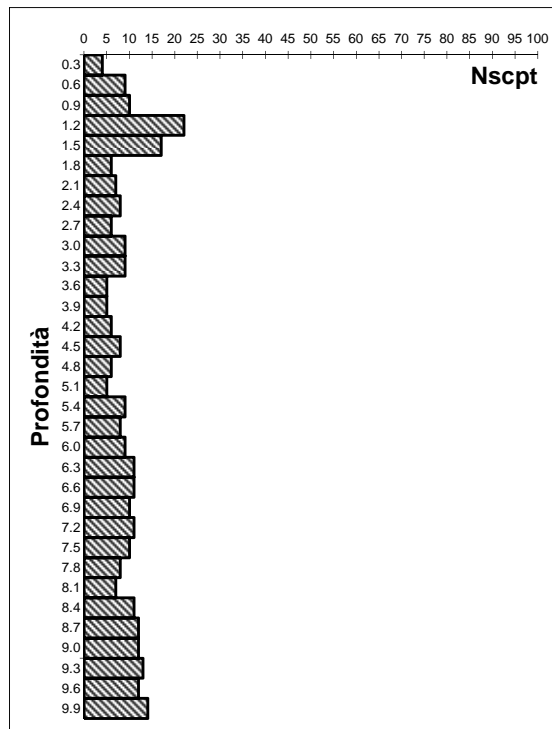
CANTIERE: **Mediglia (MI) - via Roma**

QUOTA DI RIFERIMENTO: **piano campagna** DATA **luglio-15**

Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	S.C.P.T. 3	S.C.P.T. 4	Profondità (m)
0.3	3	4	3		0.3
0.6	9	9	4		0.6
0.9	7	10	5		0.9
1.2	11	22	8		1.2
1.5	7	17	8		1.5
1.8	6	6	8		1.8
2.1	9	7	13		2.1
2.4	11	8	7		2.4
2.7	9	6	5		2.7
3.0	10	9	8		3.0
3.3	10	9	10		3.3
3.6	6	5	13		3.6
3.9	9	5	7		3.9
4.2	7	6	7		4.2
4.5	6	8	11		4.5
4.8	8	6	8		4.8
5.1	8	5	11		5.1
5.4	8	9	10		5.4
5.7	9	8	9		5.7
6.0	7	9	11		6.0
6.3	8	11	11		6.3
6.6	12	11	11		6.6
6.9	10	10	16		6.9
7.2	9	11	12		7.2
7.5	11	10	11		7.5
7.8	12	8	13		7.8
8.1	7	7	14		8.1
8.4	12	11	14		8.4
8.7	13	12	12		8.7
9.0	14	12	14		9.0
9.3	13	13	13		9.3
9.6	13	12	12		9.6
9.9	15	14	13		9.9

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

(Penetrometro super pesante tipo Meardi - A.G.I.)

COMMITTENTE: Le Case Nel Verde Società Cooperativa**LOCALITA':** Mediglia (MI) - via Roma**DATA:** lug-15**S.C.P.T. 1****S.C.P.T. 2****S.C.P.T. 3**