

INDICE

1. <u>PREMESSA</u>	3
2. <u>UBICAZIONE</u>	4
3. <u>COMPONENTE GEOMORFOLOGICA GEOLOGICA ED IDROGEOLOGICA</u>	7
4. <u>INDAGINE GEOTECNICA</u>	11
4.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT.....	11
5. <u>SISMICITA'DELL'AREA</u>	18
5.1 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO.....	18
5.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI - CARICO LIMITE.....	21
5.3 INDAGINE GEOFISICA M.A.S.W.	25
5.4 ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	30
6. <u>CONCLUSIONI</u>	31

1. PREMESSA

Nel seguente rapporto verranno illustrati i risultati delle indagini e degli studi di carattere geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico condotte su un terreno sito nel territorio comunale di Scanzorosciate (BG), in Via Acquaroli dove è prevista la realizzazione di più edifici residenziali plurifamiliari.

Finalità degli studi e delle indagini eseguite, illustrate nel seguente documento, è definire in modo puntuale le caratteristiche dei terreni di sottofondo dell'area di intervento, a supporto dell'istanza di autorizzazione per l'intervento come da oggetto.

L'assetto geologico, geomorfologico ed idrogeologico dei terreni oggetto di studio è stato desunto dalla documentazione esistente presente nel PGT di Scanzorosciate (BG) e dai sopralluoghi e rilievi eseguiti in sito. Per la definizione delle caratteristiche geotecniche e sismiche degli orizzonti più superficiali dei terreni, sono state eseguite specifiche indagini in sito ovvero **n° 5 prove penetrometriche dinamiche SPT e n°1 indagine sismica MASW** per la caratterizzazione del parametro Vs30.

Lo studio è stato redatto in conformità ai contenuti nella Deliberazione della Giunta Regionale della Lombardia 30 novembre 2011 - n. IX/2616 aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12", approvati con D.G.R. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con D.G.R. 28 maggio 2008, n. 8/7374.

Sono state adottate, inoltre, i riferimenti normativi ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, recante "Norme Tecniche per le Costruzioni", che raccolgono in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità in modo da determinare e verificare la costituzione geologica dell'area interessata dal progetto come in oggetto;

- ✓ studiare le caratteristiche geomorfologiche, con particolare riguardo alle condizioni di stabilità dei versanti;
- ✓ definire l'assetto idrogeologico, con riguardo alla circolazione idrica superficiale e sotterranea;
- ✓ indicare le caratteristiche tecniche dei terreni, con particolare interesse a quelle che più riguardano il terreno su cui poggiano le fondazioni.

A tale scopo sono state effettuate le seguenti attività:

- ✓ Rilevamento geologico di superficie per il riconoscimento dei litotipi affioranti, loro identificazione e la definizione dei reciproci rapporti stratigrafici;
- ✓ Rilevamento geomorfologico per l'individuazione dell'eventuale presenza di aree caratterizzate da precaria stabilità, di frane attive e/o incipienti e/o di zone a rischio esondazione e/o liquefazione.

Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni di sedime sono state prese in considerazione i dati presenti in letteratura, inoltre è stato, investigato il terreno con indagini per poter determinare i parametri geotecnici e sismici dell'area oggetto di studio, come riportato negli allegati.

Ritenuto i dati acquisiti più che sufficienti per gli scopi del presente lavoro è stata redatta la relazione geologica, corredata da:

- ✓ Corografia; All. 1
- ✓ Carta della Pericolosità Sismica Locale; All. 2
- ✓ Carta della Fattibilità Geologica; All. 3
- ✓ Carta Geolitologica; All. 4
- ✓ Carta Idrogeologica; All. 5
- ✓ Ubicazione delle indagini; All. 6

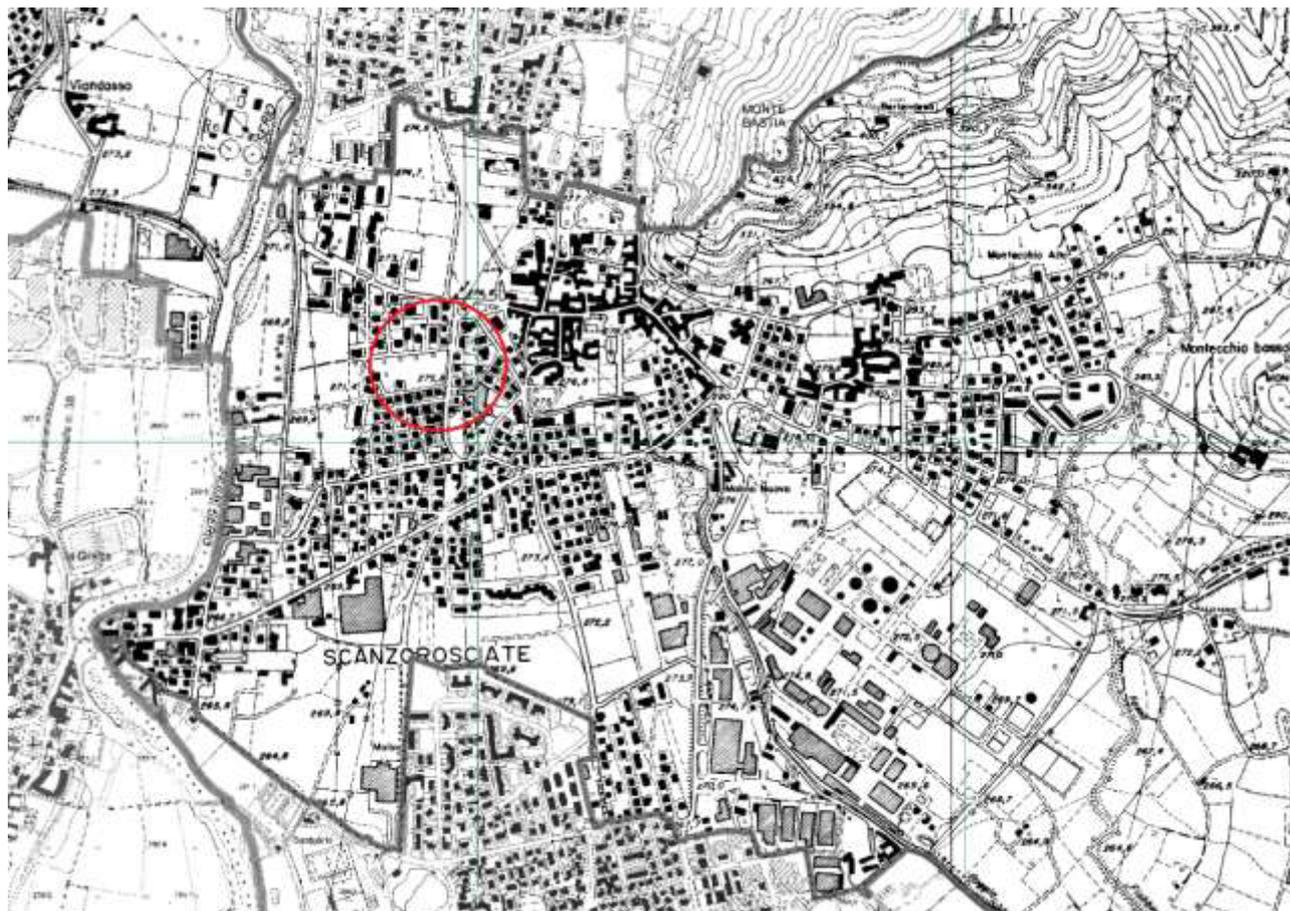
2. UBICAZIONE

In riferimento alla cartografia catastale l'area oggetto d'interesse risulta identificata sulla CTR della Lombardia in scala 1:10.000, ai Fogli C5C2 di Alzano Lombardo (BG) e censita presso Ufficio Provinciale di Bergamo – Territorio Servizi Catastali.

Utilizzando il sistema GPS si è rilevato che l'area su cui si dovrà effettuare l'intervento si attesta ad una quota altimetrica media di circa 275 metri s.l.m. e le coordinate geografiche medie sono le seguenti:

Latitudine Nord 45°42'38.39"N

Longitudine Est 9°43'52.32"E



ALL. 1 – Corografia

Secondo la normativa regionale (L.R. 12/05) il territorio comunale di Scanzorosciate (BG) è sottoposto ad azzonamento in base alle caratteristiche geologiche, idrogeologiche, morfologiche e geotecniche, le quali permettono di determinare la classe di fattibilità geologica e di cui lo stralcio della relativa carta viene qui di seguito riportata.

Nel dettaglio l'area di nostro interesse rientra nell'ambito della classe di **fattibilità geologica 2a** "Fattibilità con modeste limitazioni". La sottoclasse 2a individua le aree localizzate nel settore occidentale del comune di Scanzorosciate formate da terreni con discrete, buone proprietà meccaniche. L'utilizzo dei terreni ricadenti in questa sottoclasse necessita di un minimo accertamento delle proprietà meccaniche ed idrogeologiche. Tali accertamenti potranno essere realizzati mediante indagini geognostiche ad hoc oppure basarsi sulla conoscenza della situazione geologica ed idrogeologica locale derivante dall'esperienza del tecnico incaricato (Allegato 3).

Secondo quanto stabilito con D.G.R. n. 2129 del 11 luglio 2014 il territorio comunale di Scanzorosciate (BG) appartiene alla **zona sismica 3**, con **PSL Z4a**, "zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi".

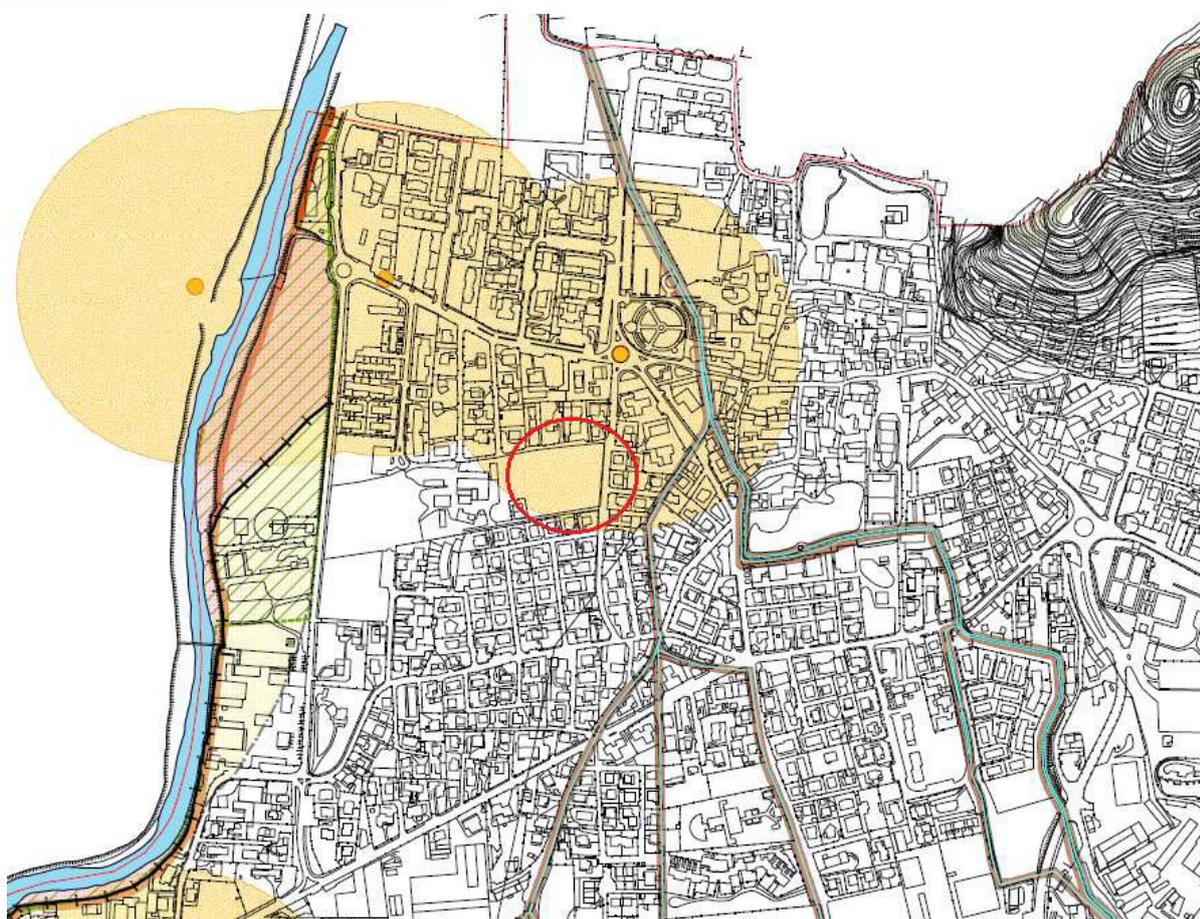
In tali aree, nel caso di progetti di opere classificate come strategiche o rilevanti, secondo il D.d.u.o n. 19904/03 della Regione Lombardia, analizzati gli aspetti derivanti dalla pericolosità sismica locale si dovrà passare a successivi livelli di approfondimento, in conformità alle vigenti disposizioni nazionali (D.M. 17.01.2018) e regionali (allegato 5 della D.G.R. n. 9/2616 del 2011), che prevedono:

a) analisi sismica di 2° livello (fase pianificatoria) per caratterizzare in modo semiquantitativo gli effetti di amplificazione sismica attesi, verificando se in tali aree la normativa nazionale risulta sufficiente o insufficiente a tenere in considerazione gli effetti sismici locali; la valutazione va effettuata confrontando il valore di Fa ottenuto dalle Schede di valutazione con i valori soglia St e Ss previsti dalle NTC18;

b) analisi sismica di 3° livello (fase progettuale) per caratterizzare in modo quantitativo gli effetti di amplificazione sismica attesi, quando per le aree indagate con il 2° livello il fattore di amplificazione Fa calcolato supera il valore soglia corrispondente.

L'analisi della Carta di Sintesi non evidenzia per l'area oggetto di studio situazioni di criticità geologica quali aree in frana, aree potenzialmente instabili ed aree a scarse caratteristiche geotecniche, siamo però in presenza di un'elevata vulnerabilità idrogeologica.

Il lotto in esame risulta in parte sottoposto a salvaguardia delle captazioni ad uso potabile (d.lgs.258/2000 art. 5 comma 4 e d.lgs. 152/99 e s.m.i.)



D.L. 152/99, D.L. 258/00, D.G.R. 7-12963/03: aree di salvaguardia delle captazioni idropotabili

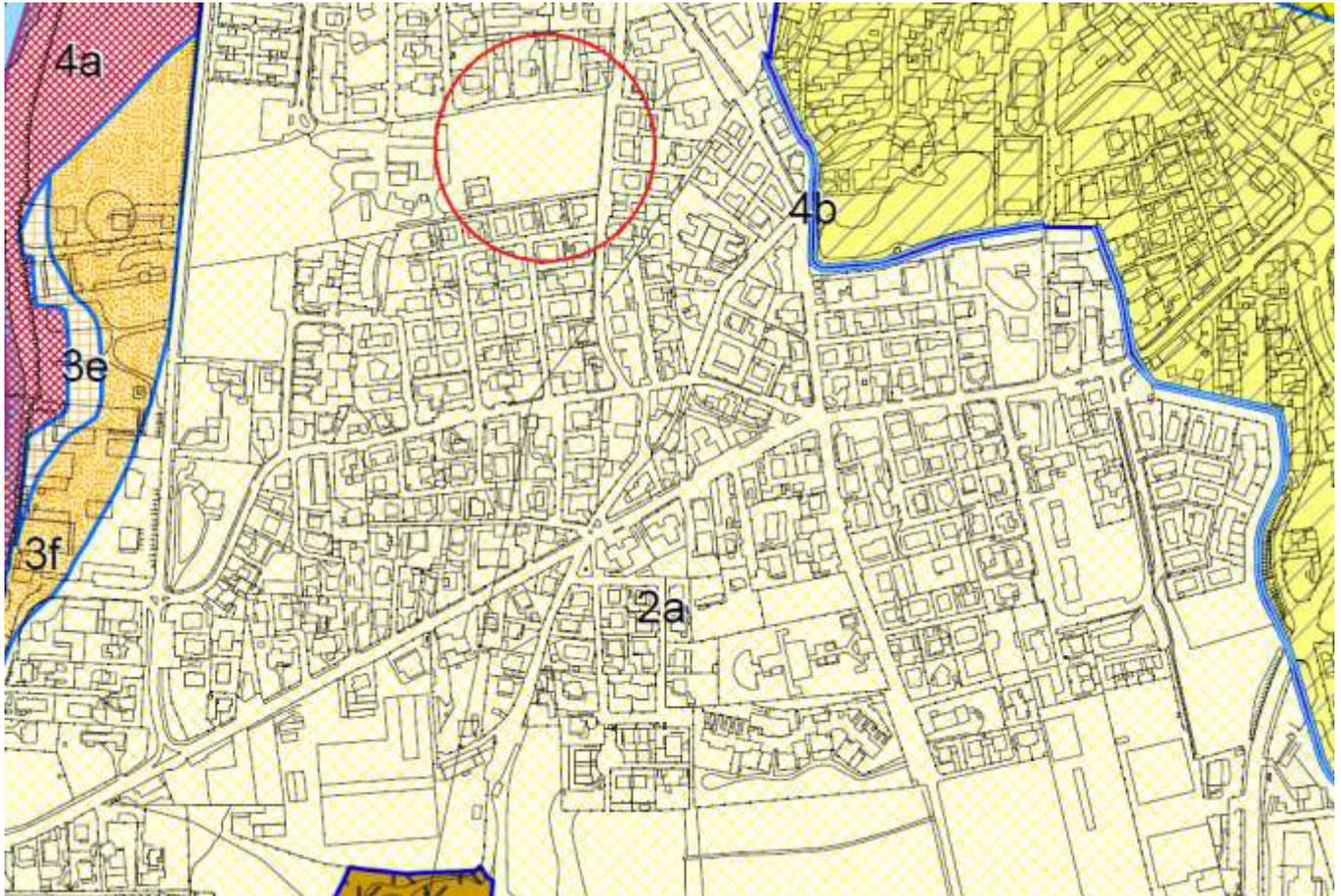


Area di tutela assoluta captazioni idropotabili: 10 m



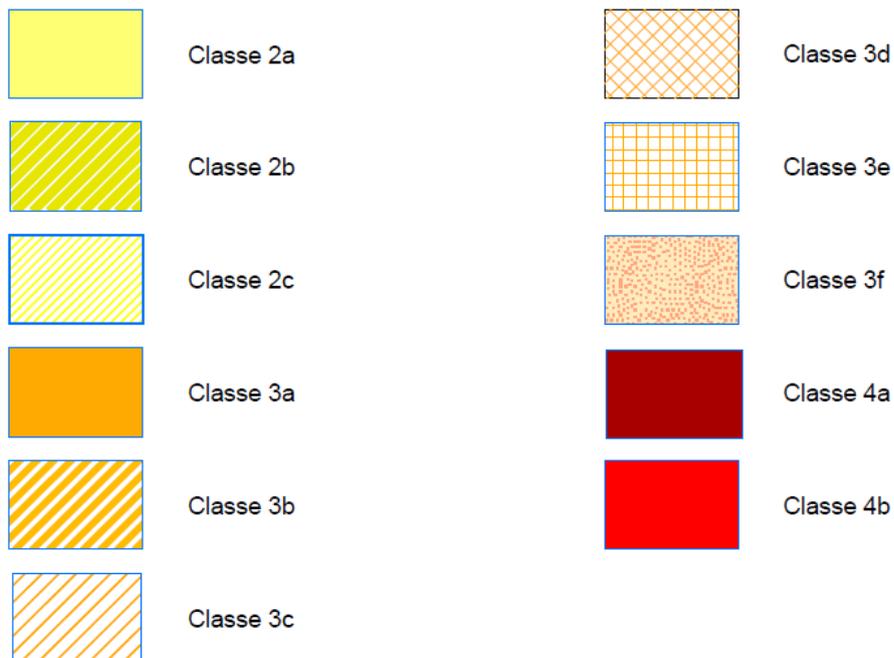
Zona di rispetto captazioni idropotabili: 200 m

ALL. 2 – Carta dei vincoli



Legenda

Classi di terreni con caratteristiche omogenee



ALL. 3 – Carta della Fattibilità Geologica

3. COMPONENTE GEOMORFOLOGICA, GEOLOGICA ED IDROGEOLOGICA

CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE DEI TERRENI

Il territorio comunale di Scanzorosciate si estende per 10,8 kmq nella zona di raccordo tra i rilievi più meridionali della Catena Alpina e l'ampio bacino alluvionale della Pianura Padana. Si tratta di un territorio morfologicamente vario, caratterizzato a nord da un paesaggio collinare tipico delle aree prealpine e a sud da morfologie pianeggianti tipiche dell'ambiente padano.

Le colline che ne costituiscono i rilievi appartengono ad un ampio dominio conosciuto con il nome di Alpi Meridionali, all'interno del quale sono distinti cinque settori che presentano similitudini di associazioni tettoniche:

1. La zona del basamento orobico, compresa tra la linea Insubrica e la linea Orobica (un'altra importante superficie di sovrascorrimento che attraversa in senso est-ovest la Valle Brembana);
2. La zona delle anticlinali orobiche; delimitata tra la linea Orobica a nord e la faglia Valtorta-Valcanale e costituita da un sistema di pieghe e sovrascorrimenti nella copertura Permiana;
3. La zona delle scaglie Valtorta-Valcanale e dell'autoctono Camuno, costituita da sovrascorrimenti prevalentemente nella copertura del Triassico medio;
4. La zona del Parautoctono e delle Unità Alloctone superiori; questo settore è collocato sia a sud delle scaglie di Valtorta-Valcanale che a diretto contatto con l'Anticlinale Orobica ed è costituito dalla duplice o triplice ripetizione delle successioni carbonatiche Triassiche;
5. La zona a pieghe e faglie delle Alpi; costituisce il settore più meridionale delle Prealpi, formato da unità prevalentemente Giurassiche e Cretacee e da uno stile a pieghe con asse est-ovest.

L'assetto strutturale della catena Sudalpina è il risultato di diversi episodi tettonici:

- Due fasi tettonico-metamorfiche principali prealpine, presenti nel basamento metamorfico; Tettonica distensiva che ha caratterizzato l'intervallo di tempo tra il Permiano e il Giurassico medio; in questa fase si aprì l'oceano ligurepiemontese e il Sudalpino ricoprì il ruolo di margine continentale passivo nel cui ambito si individuò il "Bacino Lombardo";
- Tettonica compressiva iniziata nel Cretacico superiore, che causò la chiusura del Bacino Lombardo, e perdurata sino al Neogene. Gli eventi che hanno maggiormente influenzato il rilievo topografico sono quelli relativi alle fasi compressive alpine, che hanno prodotto una catena a pieghe e thrust pellicolari. Un ruolo fondamentale nella determinazione delle attuali geometrie è stato svolto dalle discontinuità generate durante la fase distensiva.

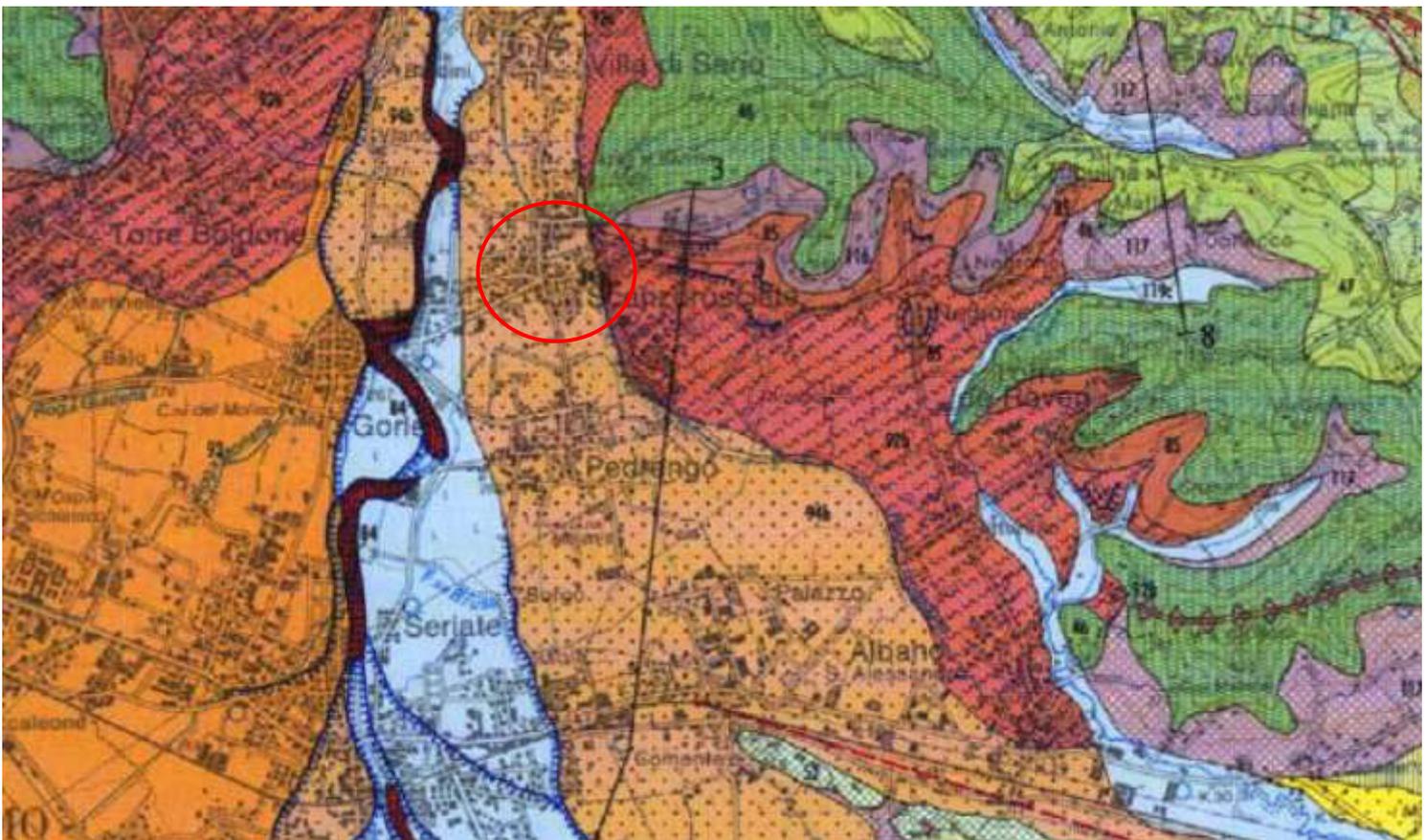
L'assetto tettonico del territorio di Scanzorosciate è caratterizzato dalla presenza di un sistema a pieghe e pieghe faglie con allineamento est-ovest. La struttura più evidente è una sinclinale rovescia che si sviluppa lungo tutto il versantesettentrionale della Valle del Gavarno. Verso sud le pieghe diventano più blande e senza dislocazioni fino ad assumere la forma di una caratteristica monoclinale immergente verso sud.

È così possibile distinguere i depositi legati alla fase glaciale del bacino del Serio dai depositi successivi alla fase glaciale (Unità Postglaciale). Si riconoscono:

- Conglomerato di Seriate: è costituita da depositi fluvioglaciali formati da conglomerati con clasti prevalentemente carbonatici fortemente cementati. Pleistocene superiore - Pleistocene medio.
- Unità di Valtesse: l'unità è formata da una facies di depositi alluvionali ed una facies di depositi colluviali. I depositi alluvionali sono formati da ghiaie a supporto di matrice argillosa, pedogenizzate. Le ghiaie sono moderatamente selezionate, da medio-grossolane a grossolane; arrotondate e subarrotondate. La stratificazione non è definibile. I ciottoli sono per la maggior parte residuali di natura sia terrigena che cristallina. Gli elementi carbonatici risultano pressoché assenti, si rinvengono piccole masse argillificate e rari ciottoli totalmente decarbonatati che tuttavia conservano una consistenza propria. Pleistocene inferiore.
- Complesso di Ponte della Selva – Unità di Torre Boldone: è costituita da depositi fluvioglaciali formati da ghiaie poligeniche a supporto di matrice pedogenizzate; la matrice è limoso argilloso; le ghiaie sono da grossolane a molto grossolane, moderatamente selezionate e da arrotondate a discoidali. Non è definibile la stratificazione. I ciottoli sono per la maggior parte elementi siliceo-quarzosi terrigeni e non: metamorfiti in generale (prevalentemente alterate), Verrucano, Collio (parzialmente alterato), quarziti, selci. Mancano

totalmente gli elementi calcarei: si rinvengono solamente passerelle inconsistenti di calcari e calcari marnosi argillificati e arenarie ormai totalmente decarbonatate. Pleistocene medio.

- **Complesso del Serio – Unità di Cologno:** è costituita da depositi fluvioglaciali formati da ghiaie poligeniche a supporto clastico, da arrotondate a subarrotondate e discoidali con matrice sabbiosa calcarea. Presenta una scarsa e diffusa cementazione, localmente è coperta da limi di esondazione. Il limite superiore dell'unità è caratterizzato da morfologie terrazzate ben conservate con gli orli di terrazzo evidenti che scompaiono gradualmente verso sud. Il limite inferiore dell'unità è marcato dalla presenza di un paleosuolo e localmente dai Conglomerati di Seriate. **Complesso Alteritico:** depositi colluviali formati da argille limose con rari clasti residuali, in appoggio ai paleosuoli su substrato. Generalmente la morfologica di questi depositi è terrazzata. Litologicamente sono formati prevalentemente da limi argillosi e argille-limose massive, con clasti residuali molto rari. Derivano soprattutto dalla movimentazione di paleosuoli sviluppati sul substrato roccioso terrigeno o carbonatico a seconda della composizione della roccia su cui poggiano.
- **Complesso di Palazzago:** depositi di versante con clasti carbonatici e terrigeni delle formazioni locali, matrice derivante anche dal rimaneggiamento di suoli preesistenti. I depositi di versante sono dei diamicton massivi e stratificati a ciottoli e blocchi da spigolosi a subspigolosi, matrice sabbiosa o limoso argillosa, supporto di matrice o clastico localmente di tipo "open work", locale cementazione. I clasti delle varie facies sono carbonatici e terrigeni appartenenti alle formazioni locali, la matrice deriva dal rimaneggiamento di suoli preesistenti. I clasti presentano alterazione estremamente variabile. La pedogenesi è variabile, le morfologie sono in erosione. Pleistocene medio-superiore.



ALL. 4 – Carta Geolitologica

IDROGRAFIA SUPERFICIALE

Nel territorio comunale di Scanzorosciate il reticolo idrografico naturale è ben rappresentato. Oltre al Fiume Serio troviamo infatti il Torrente Zerra, il Torrente Gavarnia, il Fosso Gambarone e il Fosso Fiobbio.

Il Fiume Serio ha un bacino imbrifero di 957 km² e una lunghezza di 124 Km. Il fiume segna il confine amministrativo con i comuni di Ranica e Gorle e all'altezza della località La Gratta descrive una stretta ansa che si raccorda con un meandro più ampio localizzato nel territorio di Pedrengo, prima di proseguire decisamente verso sud con orientazione nord-nordovest sud-sudest ed andamento rettilineo. Il deciso cambio di orientazione in corrispondenza di Scanzorosciate è dovuto al cambio di pendenza allo sbocco nei territori di pianura.

Il Fiume Serio confluisce nel Fiume Adda in località Bocca di Serio. Il torrente Zerra è un corso d'acqua minore, ha origine come recapito delle acque di displuvio delle colline poste alle spalle delle località Tribulina e Torre dei Roveri. Nel primo tratto si sviluppa con direzione est-ovest, fino alla confluenza con il fosso Gambarone, che, dopo aver raccolto le acque di scolo delle colline a monte della frazione Negrone, si immette nel corso d'acqua principale in destra orografica.

A valle di tale confluenza il torrente Zerra prosegue il suo tracciato con direzione nord-sud fino all'immissione in sinistra del torrente Valle di Albano che raccoglie le acque dell'omonima valle, posta ad est di Torre dei Roveri. Immediatamente a valle di tale confluenza il torrente Zerra si sviluppa attraverso l'abitato di Albano Sant'Alessandro, con un percorso piuttosto tortuoso, caratterizzato da diverse curve e cambi di direzione, all'interno del nucleo urbano.

Nell'abitato di Albano, riceve il contributo della roggia Borgogna, che si immette nel torrente in destra con una curva secca, all'altezza dell'incrocio di via Carbonera con via C. Colombo. Il Torrente Zerra ha uno sviluppo lineare di circa 30 Km e si esaurisce, spagliandosi in canali minori, nelle campagne di Cortenuova e Martinengo. Il Torrente Gavarnia nasce ad est della frazione Gavarno in località Bocche del Gavarno e raccoglie le acque degli impluvi del Costone del Gavarno e della Foppa del Laghetto. Il corso d'acqua ha orientazione sudest, nordovest e confluisce nel Fiume Serio in Comune di Nembro.

L'orientazione est ovest dei torrenti Zerra e Gavarnia nei tratti collinari è fortemente voluto dall'assetto strutturale di questa parte del territorio, caratterizzato dalla presenza di un sistema a pieghe e pieghe fraglie con allineamento est-ovest. Il Fosso Gambarone ed il Fosso Fiobbio non hanno questo condizionamento e dopo aver raccolto le acque della fascia collinare meridionale, sviluppandosi con direzione nord sud, confluiscono rispettivamente nel Torrente Zerra e nella Roggia Borgogna.

Caratteri idrogeologici - Permeabilità superficiale dei terreni

La presenza di depositi di origine fluvioglaciale caratterizzati dalla predominanza di ghiaie e ghiaie sabbiose con permeabilità da elevata a buona ($k > 10^{-2}$ cm/s) determina un'alta vulnerabilità dell'acquifero freatico, mitigata almeno in parte dall'elevata soggiacenza della falda (settore occidentale) e dalla presenza di suoli limoso argillosi derivati dall'alterazione del substrato roccioso e dei depositi quaternari (settore sud-orientale).

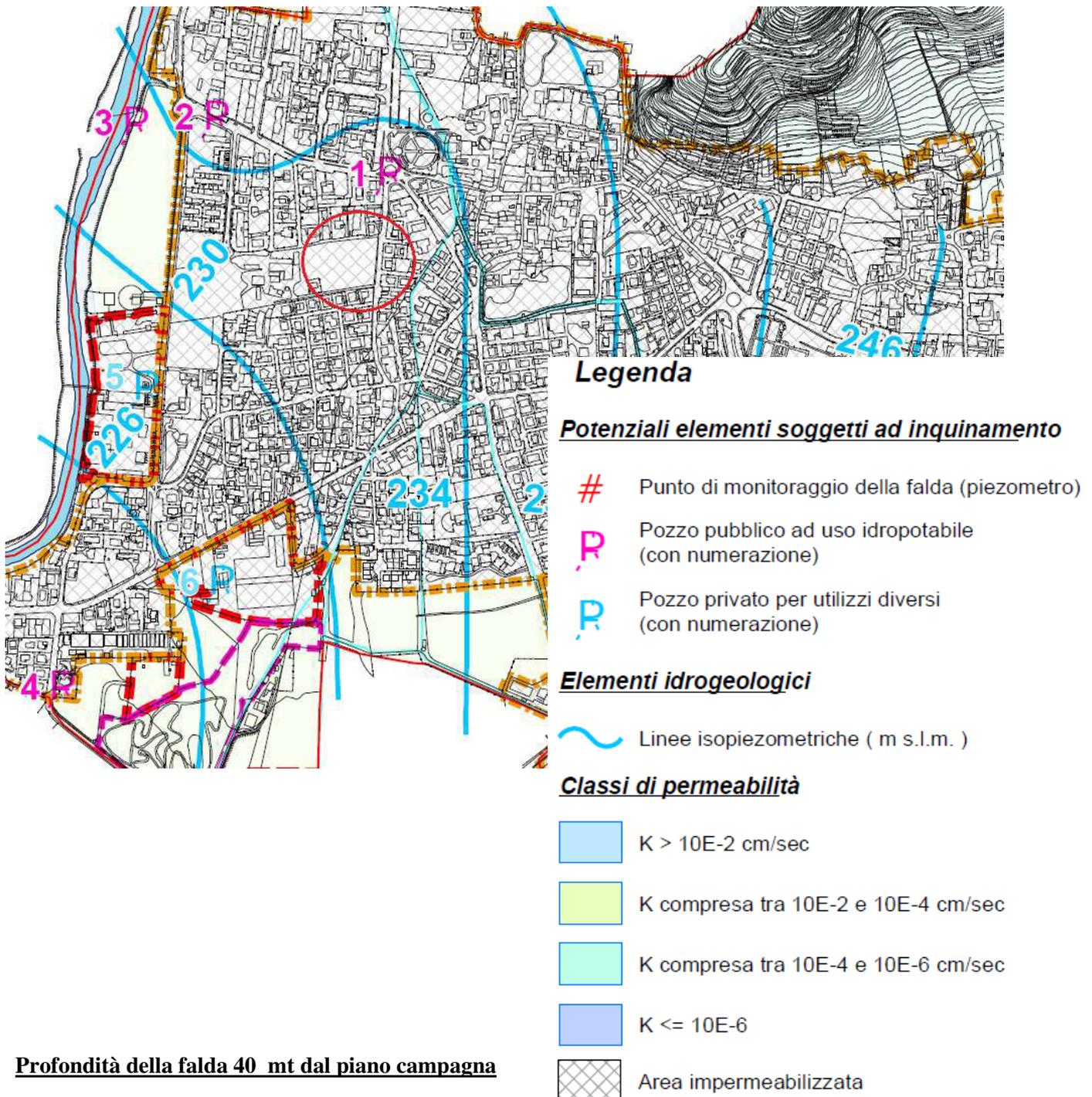
La superficie piezometrica

La superficie piezometrica rappresentata nella Tavola E1 è stata ottenuta mediante l'elaborazione dei rilievi piezometrici effettuati nel corso dell'attività di censimento dei pozzi svolta fra il 22 ed il 29 aprile 2008. La campagna di misurazione dei livelli locali della falda e censimento delle opere di captazione (pozzi e piezometri) ha interessato 18 pozzi per un totale di 17 misure raccolte. La distribuzione non uniforme dei manufatti di captazione nel territorio di Scanzorosciate, ha reso necessario estendere la raccolta dati anche alle captazioni dei comuni limitrofi. I pozzi esaminati sono in maggioranza attivi, quasi tutti ad uso industriale e irriguo ed intercettano la falda superficiale. Le opere di captazione presenti nel territorio di Scanzorosciate sono in totale sette e raggiungono mediamente la profondità di 60, 70 metri. Alcune profondità dei pozzi censiti non è stato possibile accertare, è certo invece che il pozzo 6 di via XXV Aprile raggiunge i 93 metri di profondità.

Quattro di questi pozzi, due ubicati in via F.lli Cervi, uno in via XXV Aprile e uno in via Manzoni, sono utilizzati per l'approvvigionamento di acqua potabile. All'interno del territorio comunale il dislivello piezometrico raggiunge i 30 metri passando da circa 256 m s.l.m. nel settore orientale a 224 m s.l.m. nel settore sud occidentale. L'andamento generale delle curve isopiezometriche concorda con quanto descritto da

carte a scala maggiore per questa zona. Il flusso idrico sotterraneo è diretto nord est verso sud ovest con un gradiente idraulico compreso tra l'1 ed il 1,5 ‰. Nel settore sud-occidentale le linee isopiezometriche piegano leggermente verso sud ovest a causa del flusso in entrata al sistema idrogeologico proveniente dal Fiume Serio.

La soggiacenza è compresa tra 10 metri del settore orientale, prossimo ai rilievi ed i 40-45 metri del settore occidentale prossimo al fiume Serio. Non è stato possibile, per mancanza di opere di captazione rilevare il livello della falda nelle aree prossime ai rilievi cretacici anche se è possibile ipotizzare che la soggiacenza sia bassa e che sia dovuta ad una circolazione idrica subsuperficiale all'interno dei depositi che formano la fascia colluviale. L'eterogeneità tessiturale di questi terreni favorisce lo sviluppo di correnti sotterranee lungo direzioni preferenziali caratterizzate da una maggior permeabilità dei terreni, e caratterizzate da un regime discontinuo e fortemente connesso al regime pluviometrico.



ALL. 5 – Carta Idrogeologica

4. INDAGINE GEOTECNICA

4.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT

Al fine di approfondire le conoscenze geotecniche del sito oggetto di futura edificazione e per definire una caratterizzazione geotecnica dello stesso, anche in considerazione dei carichi a cui esso sarà sottoposto in seguito alla nuova edificazione in progetto, è stata disposta l'esecuzione di una campagna di indagini geognostiche rappresentata da **n. 4 Prove Penetrometriche Dinamiche SCPT** eseguite a partire dal piano campagna e spinte fino alla profondità massima di 8,00 mt.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi misurando il numero di colpi N necessari ad infiggere l'asta sul terreno di 30 cm. Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona. Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) δ ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (light)	M < 10	8
Medio	DPM (Medium)	10 < M < 40	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	40 ≤ M < 60	25
Super pesante	DPSH	M ≥ 60	25

Le prove penetrometriche dinamiche SCPT (Standard Penetration Test) sono state eseguite con penetrometro dinamico SUPER PESANTE DPSH DEEP DRILL, le cui caratteristiche sono:

CARATTERISTICHE TECNICHE :	DPSH SG63M DEEP DRILL (60°)
PESO MASSA BATTENTE	M=63.50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H=0.75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms= kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D= 35.60 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A=20.40cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α =60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La=0.90 mt
PESO ASTE PER METRO	Ma = 5.50 kg
PROF. GIUNZIONE 1-ASTA	P1=0.30mt
AVANZAMENTO PUNTA	δ =0.1mt
NUMERO DI COLPI PUNTA	N=N(30) => Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q=(MH)/(A δ)=6,00kg/cm ² (prova SPT:Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEF. TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t=Q/Q_{spt} = 0,383$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt}. Il passaggio viene dato da:

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M	peso massa battente.
M'	peso aste.
H	altezza di caduta.
A	area base punta conica.
δ	passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd}

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

R _{pd}	resistenza dinamica punta (area A).
e	infissione media per colpo (cm/N).
M	peso massa battente (altezza caduta H).
P	peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della GeoStru Software.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981).

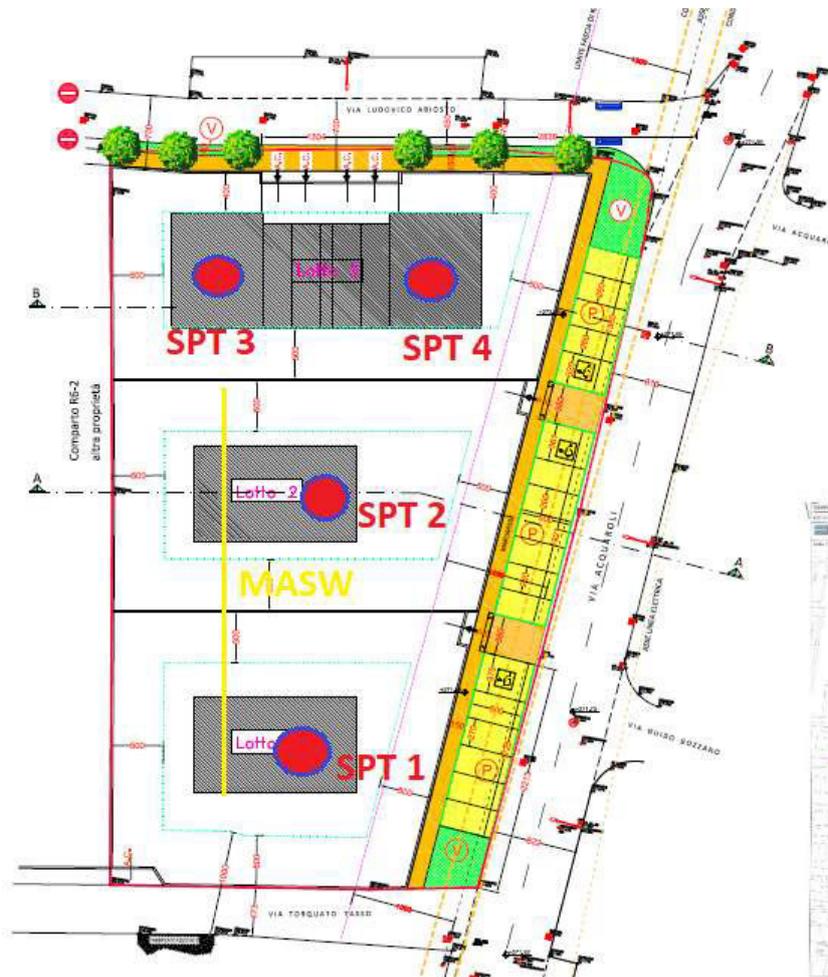
Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,

- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta



ALL. 6 – Ubicazione delle indagini



Fig 1 Prova Penetrometrica Dinamica SPT

N. PROVA	PROFONDITÀ IN MT DA PIANO CAMPAGNA
SPT 1	6,90
SPT 2	5,70
SPT 3	4,80
SPT 4	6,30

La natura litologica dei materiali indagati è stata definita sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT (Standard Penetration Test) eseguite. In allegato 6 alla presente relazione si allegano i diagrammi della sola **prova penetrometrica SPT 1** scelta come rappresentativa in cui è ricostruito l'andamento dei colpi con la penetrazione del sottosuolo.

PROVA SPT 1

Strumento utilizzato... DPSH 63 DEEP DRILL
Prova eseguita in data 23/05/2019
Profondità prova 6,90 mt
Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,30	3	0,853	18,16	21,30	0,91	1,06
0,60	4	0,847	22,29	26,32	1,11	1,32
0,90	11	0,842	60,91	72,38	3,05	3,62
1,20	12	0,836	66,03	78,96	3,30	3,95
1,50	12	0,831	61,15	73,57	3,06	3,68
1,80	16	0,776	76,15	98,09	3,81	4,90
2,10	14	0,772	66,23	85,83	3,31	4,29
2,40	14	0,767	61,64	80,35	3,08	4,02
2,70	12	0,813	55,98	68,87	2,80	3,44
3,00	15	0,759	65,31	86,09	3,27	4,30
3,30	18	0,755	73,28	97,10	3,66	4,86
3,60	14	0,751	56,71	75,52	2,84	3,78
3,90	15	0,747	57,04	76,34	2,85	3,82
4,20	24	0,694	84,73	122,14	4,24	6,11
4,50	23	0,690	80,80	117,05	4,04	5,85
4,80	22	0,687	72,80	105,96	3,64	5,30
5,10	21	0,684	69,18	101,14	3,46	5,06
5,40	21	0,681	68,88	101,14	3,44	5,06
5,70	28	0,678	91,46	134,86	4,57	6,74
6,00	26	0,675	80,28	118,85	4,01	5,94
6,30	30	0,673	92,27	137,14	4,61	6,86
6,60	32	0,620	90,75	146,28	4,54	7,31
6,90	32	0,618	86,02	139,20	4,30	6,96

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA SPT 1

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Argilla	3,95	0,00-0,60	3,95	Skempton 1986	17,98
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	13,74	0,60-3,90	13,74	Skempton 1986	40,67
Strato (3) ghiaia	25,59	3,90-6,90	25,59	Skempton 1986	58,67

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Argilla	3,95	0,00-0,60	3,95	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATIO	22,7
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	13,74	0,60-3,90	13,74	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATIO	29,36
Strato (3) ghiaia	25,59	3,90-6,90	25,59	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATIO	34,59

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (1) Argilla	3,95	0,00-0,60	3,95	Terzaghi	---
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	13,74	0,60-3,90	13,74	Terzaghi	264,58
Strato (3) ghiaia	25,59	3,90-6,90	25,59	Terzaghi	361,08

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) Argilla	3,95	0,00-0,60	3,95	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	55,62
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	13,74	0,60-3,90	13,74	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	99,28
Strato (3) ghiaia	25,59	3,90-6,90	25,59	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	152,13

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Argilla	3,95	0,00-0,60	3,95	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	13,74	0,60-3,90	13,74	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (3) ghiaia	25,59	3,90-6,90	25,59	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
Strato (1) Argilla	3,95	0,00-0,60	3,95	Terzaghi-Peck 1948	1,40
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	13,74	0,60-3,90	13,74	Terzaghi-Peck 1948	1,52
Strato (3) ghiaia	25,59	3,90-6,90	25,59	Terzaghi-Peck 1948	1,65

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m³)
Strato (1) Argilla	3,95	0,00-0,60	3,95	Terzaghi-Peck 1948	1,87
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	13,74	0,60-3,90	13,74	Terzaghi-Peck 1948	1,95
Strato (3) ghiaia	25,59	3,90-6,90	25,59	Terzaghi-Peck 1948	2,03

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Argilla	3,95	0,00-0,60	3,95	(A.G.I.)	0,35
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	13,74	0,60-3,90	13,74	(A.G.I.)	0,33
Strato (3) ghiaia	25,59	3,90-6,90	25,59	(A.G.I.)	0,3

PROVA SPT 2

Strumento utilizzato...

DPSH 63 DEEP DRILL

Prova eseguita in data

23/05/2019

Profondità prova

5,70 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,30	6	0,853	36,32	42,60	1,82	2,13
0,60	9	0,847	50,16	59,22	2,51	2,96
0,90	14	0,792	72,91	92,12	3,65	4,61
1,20	12	0,836	66,03	78,96	3,30	3,95
1,50	14	0,781	67,05	85,83	3,35	4,29
1,80	17	0,776	80,91	104,22	4,05	5,21
2,10	12	0,822	60,45	73,57	3,02	3,68
2,40	11	0,817	51,59	63,13	2,58	3,16
2,70	12	0,813	55,98	68,87	2,80	3,44
3,00	15	0,759	65,31	86,09	3,27	4,30
3,30	22	0,705	83,63	118,68	4,18	5,93
3,60	24	0,701	90,74	129,47	4,54	6,47
3,90	25	0,697	88,70	127,23	4,44	6,36
4,20	30	0,694	105,91	152,67	5,30	7,63
4,50	32	0,640	104,28	162,85	5,21	8,14
4,80	28	0,687	92,66	134,86	4,63	6,74
5,10	28	0,684	92,24	134,86	4,61	6,74
5,40	32	0,631	97,26	154,12	4,86	7,71
5,70	34	0,628	102,87	163,75	5,14	8,19

PROVA SPT 3

Strumento utilizzato... DPSH 63 DEEP DRILL
Prova eseguita in data 23/05/2019
Profondità prova 4,80 mt
Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,30	6	0,853	36,32	42,60	1,82	2,13
0,60	11	0,847	61,31	72,38	3,07	3,62
0,90	12	0,842	66,45	78,96	3,32	3,95
1,20	11	0,836	60,53	72,38	3,03	3,62
1,50	12	0,831	61,15	73,57	3,06	3,68
1,80	8	0,826	40,53	49,05	2,03	2,45
2,10	9	0,822	45,34	55,18	2,27	2,76
2,40	10	0,817	46,90	57,39	2,34	2,87
2,70	14	0,763	61,29	80,35	3,06	4,02
3,00	12	0,809	55,69	68,87	2,78	3,44
3,30	11	0,805	47,75	59,34	2,39	2,97
3,60	18	0,751	72,91	97,10	3,65	4,86
3,90	24	0,697	85,16	122,14	4,26	6,11
4,20	25	0,694	88,26	127,23	4,41	6,36
4,50	25	0,690	87,83	127,23	4,39	6,36
4,80	28	0,687	92,66	134,86	4,63	6,74

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA SPT 3

TERRENI INCOERENT I

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) terreno vegetale	5,93	0,00-0,30	5,93	Skempton 1986	23,27
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	10,87	0,30-3,30	10,87	Skempton 1986	34,88
Strato (3) ghiaia	23,71	3,30-4,80	23,71	Skempton 1986	56,35

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) terreno vegetale	5,93	0,00-0,30	5,93	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	24,43
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	10,87	0,30-3,30	10,87	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	27,77
Strato (3) ghiaia	23,71	3,30-4,80	23,71	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	33,86

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	5,93	0,00-0,30	5,93	Terzaghi	---
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	10,87	0,30-3,30	10,87	Terzaghi	235,33
Strato (3) ghiaia	23,71	3,30-4,80	23,71	Terzaghi	347,57

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	5,93	0,00-0,30	5,93	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	64,45
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	10,87	0,30-3,30	10,87	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	86,48
Strato (3) ghiaia	23,71	3,30-4,80	23,71	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	143,75

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) terreno vegetale	5,93	0,00-0,30	5,93	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	10,87	0,30-3,30	10,87	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (3) ghiaia	23,71	3,30-4,80	23,71	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	5,93	0,00-0,30	5,93	Terzaghi-Peck 1948	1,42
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	10,87	0,30-3,30	10,87	Terzaghi-Peck 1948	1,49
Strato (3) ghiaia	23,71	3,30-4,80	23,71	Terzaghi-Peck 1948	1,64

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	5,93	0,00-0,30	5,93	Terzaghi-Peck 1948	1,89
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	10,87	0,30-3,30	10,87	Terzaghi-Peck 1948	1,93
Strato (3) ghiaia	23,71	3,30-4,80	23,71	Terzaghi-Peck 1948	2,02

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) terreno vegetale	5,93	0,00-0,30	5,93	(A.G.I.)	0,34
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	10,87	0,30-3,30	10,87	(A.G.I.)	0,33
Strato (3) ghiaia	23,71	3,30-4,80	23,71	(A.G.I.)	0,31

PROVA SPT 4

Strumento utilizzato...

DPSH 63 DEEP DRILL

Prova eseguita in data

23/05/2019

Profondità prova

6,30 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,30	4	0,853	24,22	28,40	1,21	1,42
0,60	5	0,847	27,87	32,90	1,39	1,64
0,90	11	0,842	60,91	72,38	3,05	3,62
1,20	12	0,836	66,03	78,96	3,30	3,95
1,50	11	0,831	56,06	67,44	2,80	3,37
1,80	15	0,776	71,39	91,96	3,57	4,60
2,10	14	0,772	66,23	85,83	3,31	4,29
2,40	12	0,817	56,28	68,87	2,81	3,44
2,70	12	0,813	55,98	68,87	2,80	3,44
3,00	18	0,759	78,38	103,31	3,92	5,17
3,30	24	0,705	91,24	129,47	4,56	6,47
3,60	27	0,701	102,09	145,66	5,10	7,28
3,90	26	0,697	92,25	132,32	4,61	6,62
4,20	31	0,644	101,55	157,76	5,08	7,89
4,50	32	0,640	104,28	162,85	5,21	8,14
4,80	32	0,637	98,19	154,12	4,91	7,71
5,10	30	0,684	98,83	144,49	4,94	7,22
5,40	29	0,681	95,12	139,67	4,76	6,98
5,70	34	0,628	102,87	163,75	5,14	8,19
6,00	32	0,625	91,49	146,28	4,57	7,31
6,30	30	0,673	92,27	137,14	4,61	6,86

MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO SONDAGGIO SPT 1

Profondità dello strato (m)	Angolo d'attrito (°)	Modulo di Young (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Poisson	Classificazione AGI
0,00-0,60	22,7	---	55,62	1,40	1,87	---	0,35	POCO ADDENSATO
0,60-3,90	29,36	264,58	99,28	1,52	1,95	---	0,33	MODERATAMENTE ADDENSATO
3,90-6,90	34,59	361,08	152,13	1,65	2,03	---	0,3	MODERATAMENTE ADDENSATO

MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO SONDAGGIO SPT 3

Profondità dello strato (m)	Angolo d'attrito (°)	Modulo di Young (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Poisson	Classificazione AGI
0,00-0,30	24,43	---	64,45	1,42	1,89	---	0,34	POCO ADDENSATO
0,30-3,30	27,77	235,33	86,48	1,49	1,93	---	0,33	MODERATAMENTE ADDENSATO
3,30-4,80	33,86	347,57	143,75	1,64	2,02	---	0,31	MODERATAMENTE ADDENSATO

Il modello geotecnico di riferimento evidenzia un terreno a comportamento prevalentemente incoerente, con discrete caratteristiche geotecniche in superficie che tendono a migliorare andando in profondità.

Tale modello andrà, a cura della DL, attentamente valutato e verificato in fase di esecuzione degli scavi, per confermare la presenza al piano di posa e per i volumi di terreni coinvolti dalle fondazioni, di orizzonti che autorizzano, ad estendere il modello stratigrafico caratteristico concettuale di riferimento, desunto dalle indagini in situ esistenti, a tutto l'ambito da edificare.

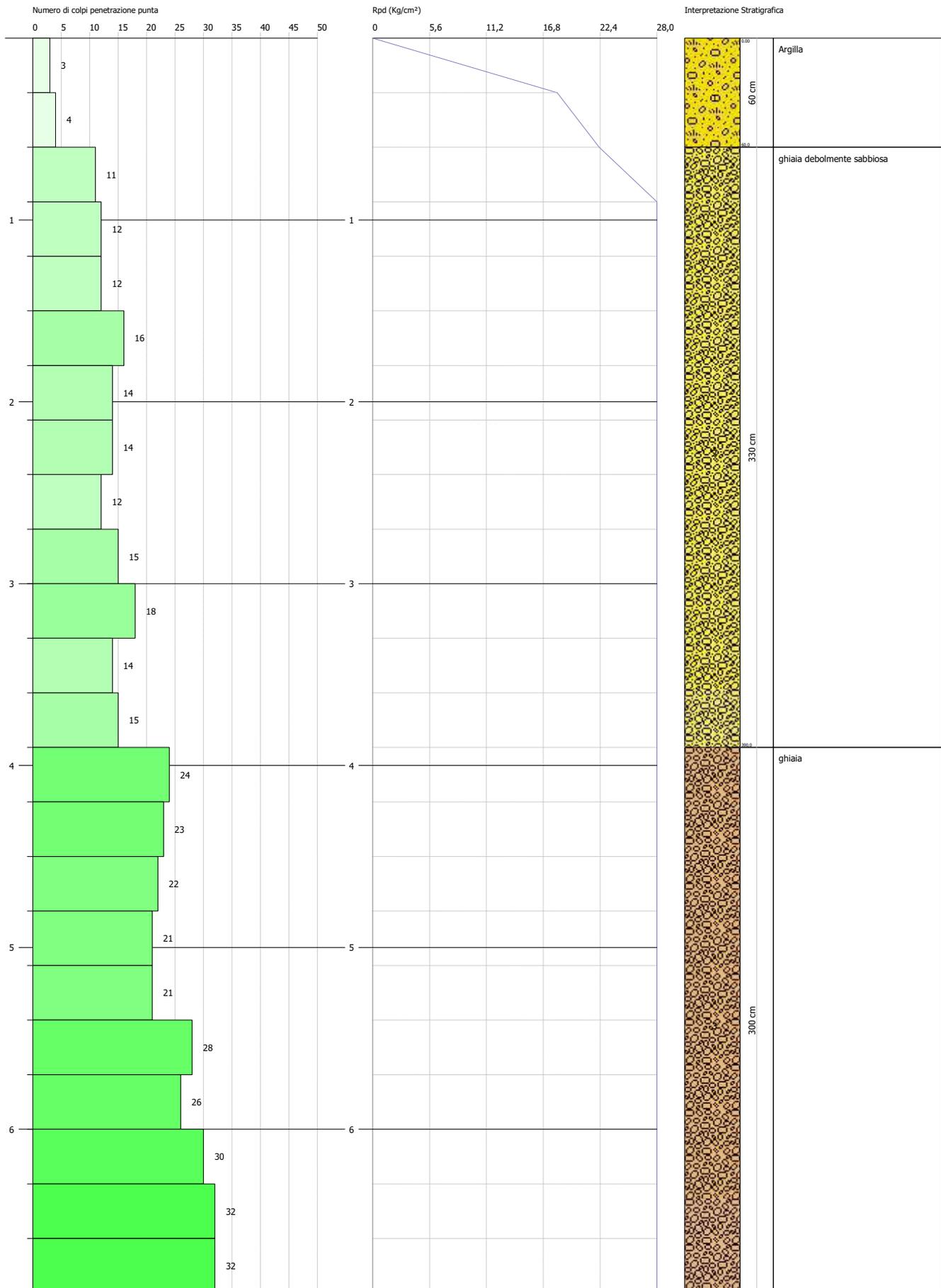
In ogni caso si raccomanda alla DL la massima attenzione in fase di scavo, dal punto di vista presenza di cavità o parti di suolo visibilmente scadenti al di sotto del piano di posa delle fondazioni. Qualora siano presenti tali condizioni andranno adeguatamente bonificate ed in casi estremi andranno valutate differenti tipologie di fondazioni.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT 1
Strumento utilizzato... DPSH 63 DEEP DRILL

Committente:
 Descrizione:
 Località:

Data: 23/05/2019

Scala 1:31

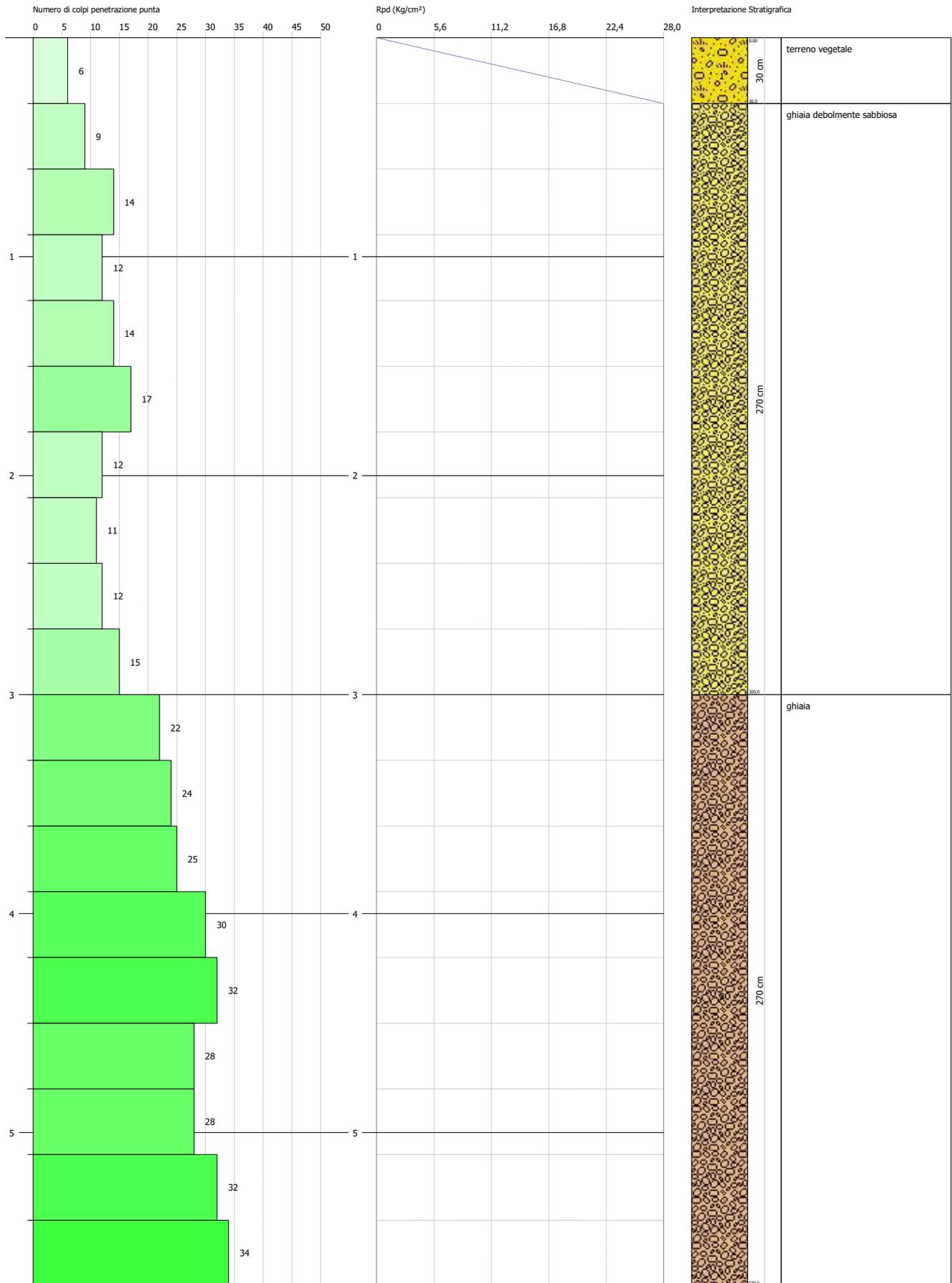


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT 2
Strumento utilizzato... DPSH 63 DEEP DRILL

Committente:
 Descrizione:
 Località:

Data: 23/05/2019

Scala 1:26

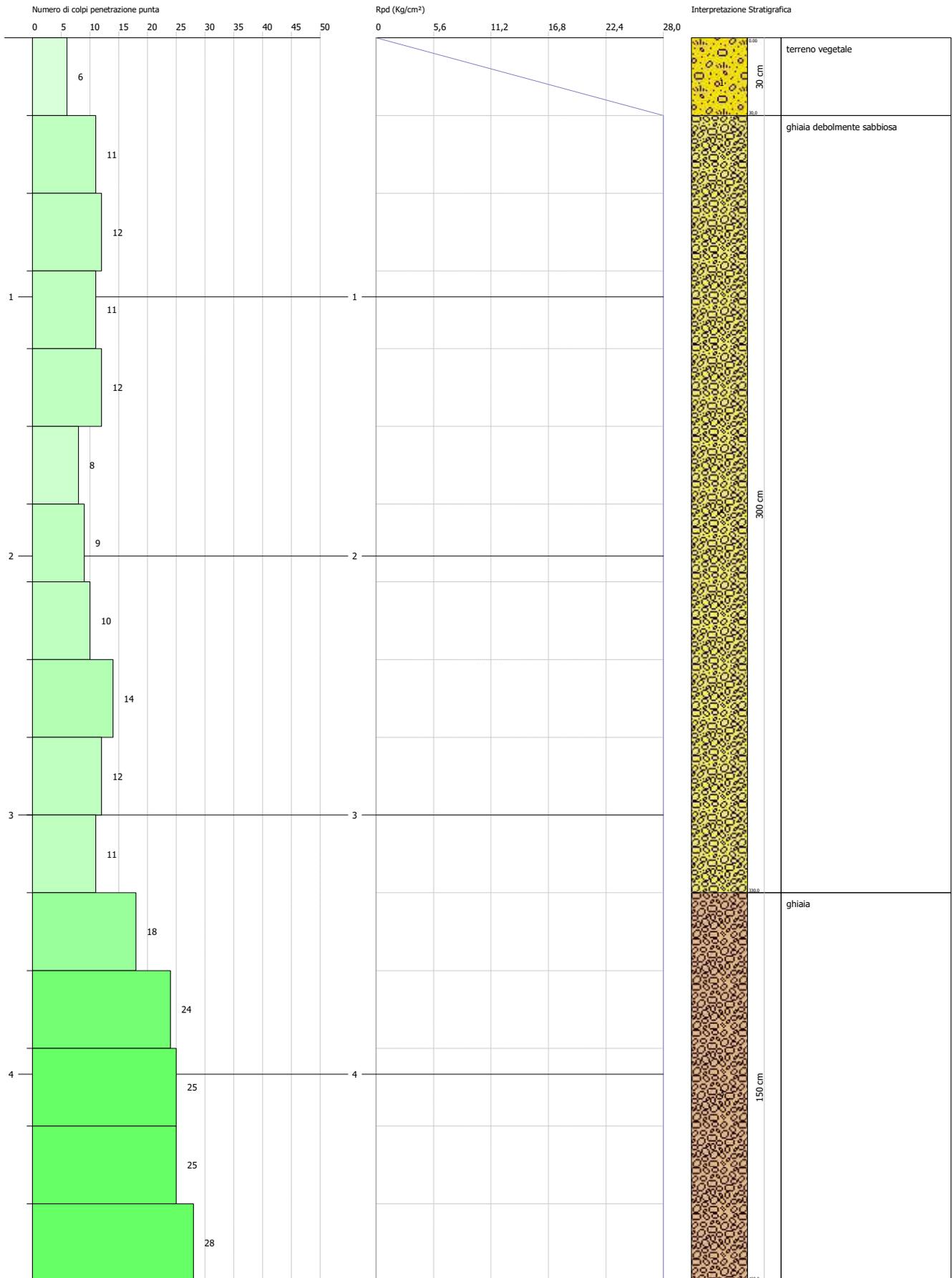


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT 3
Strumento utilizzato... DPSH 63 DEEP DRILL

Committente:
 Descrizione:
 Località:

Data: 23/05/2019

Scala 1:22

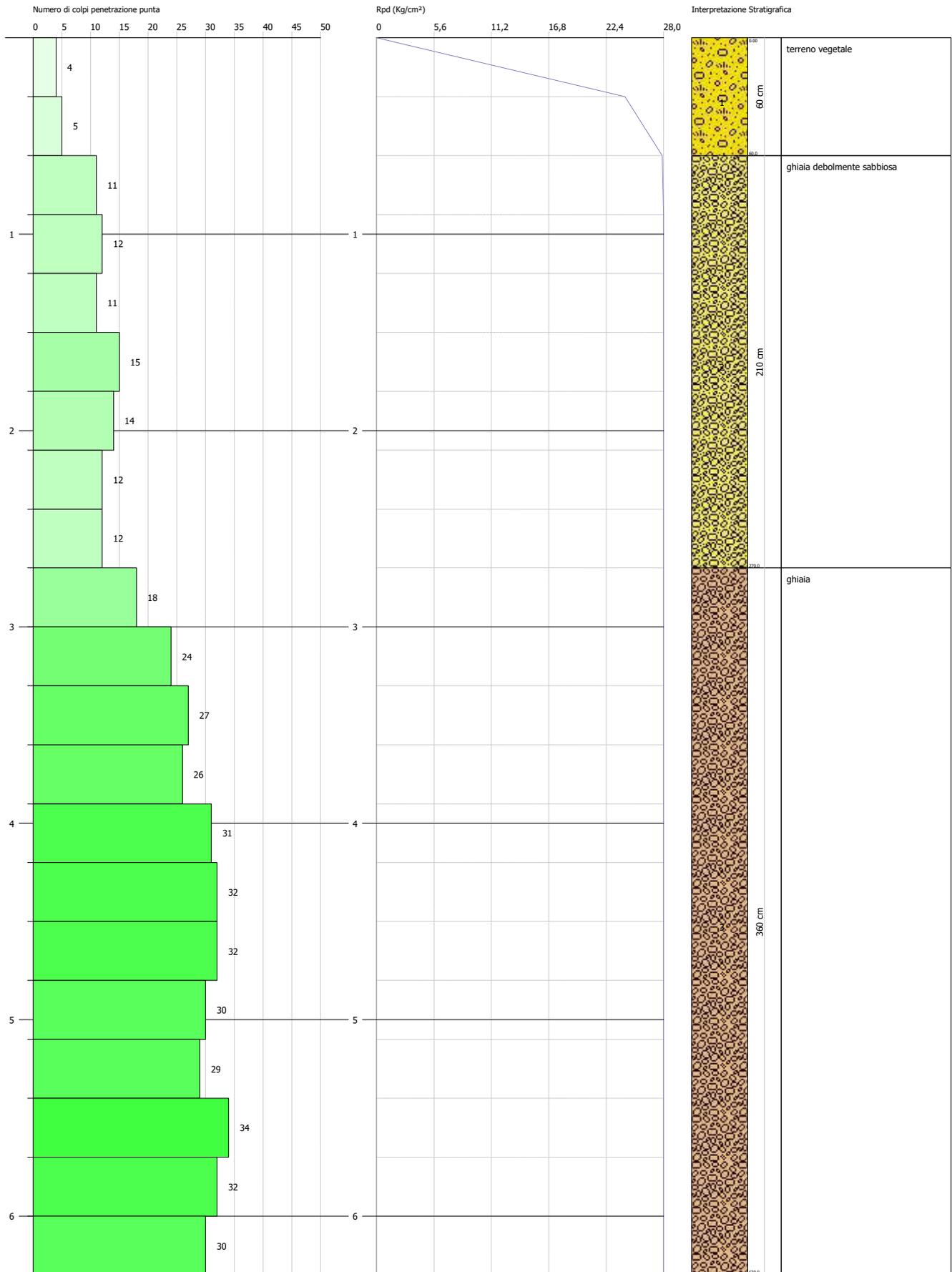


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT 4
Strumento utilizzato... DPSH 63 DEEP DRILL

Committente:
 Descrizione:
 Località:

Data: 23/05/2019

Scala 1:29



5. SISMICITA' DELL'AREA

5.1 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

La normativa vigente (D.M. 17 Gennaio 2018) implica l'individuazione del sito di studio all'interno di un reticolo formato da 4 punti distanti tra loro non più di 4 Km. L'individuazione del reticolo di riferimento risulta indispensabile per la determinazione dei valori di accelerazione sismica (a_g) attesa sul sito e per l'individuazione di tutti gli altri parametri necessari alla verifica degli stati limite in azione sismica. Si individuano quindi i parametri intrinseci del sito:

- Coordinate Geografiche del sito (Latitudine, Longitudine)
- Coefficiente Topografico (T)
- Categoria del Suolo

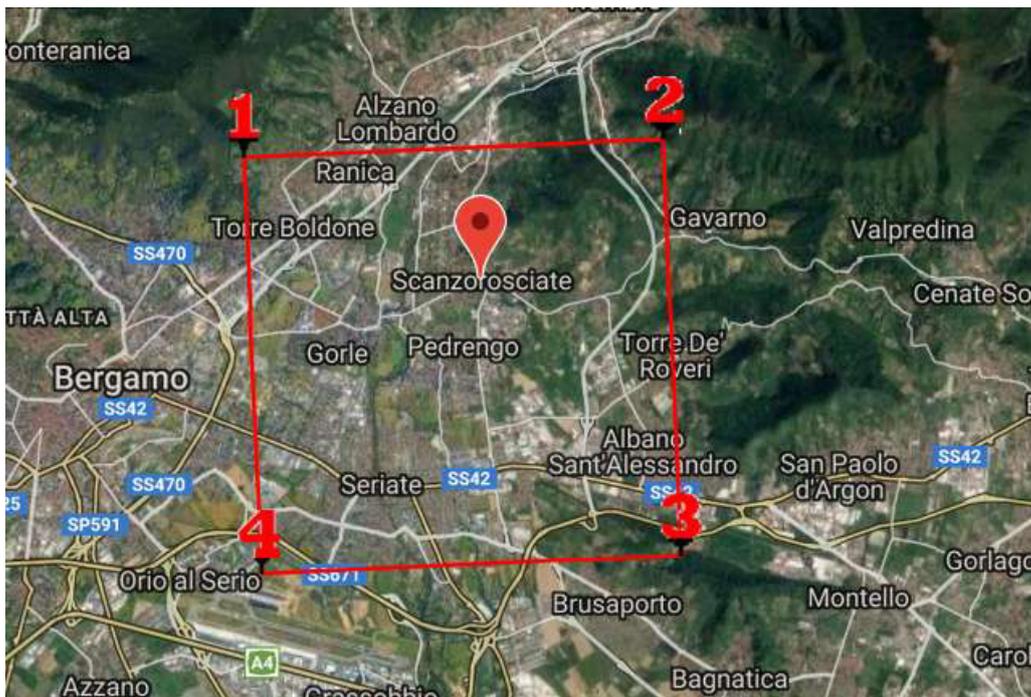


Fig 2 - Localizzazione della maglia di appartenenza dell' area con indicazione dei vertici di riferimento

Secondo le prescrizioni del D.M. 17.01.2018 si identifica il parametro (S) di amplificazione dell'azione sismica di progetto, dipendente dalla categoria del suolo di fondazione e dalla situazione topografica del sito.

$$S = S_s \times S_t$$

Dove:

S_s = Coefficiente di amplificazione stratigrafica determinato per ogni categoria di suolo tramite la seguente tabella:

Tab. 3.2.IV

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot A_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot A_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot A_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot A_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

S_t = Coefficiente di amplificazione topografica desunta dalla seguente tabella:

Tab. 3.2.V

CATEGORIA TOPOGRAFICA		S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$	1
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ (valore alla sommità del pendio)	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ (valore della cresta del rilievo)	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ (valore della cresta del rilievo)	1,4

Le sovraespresse categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

- Vita Nominale (V_N) • Classe d'Uso dell'opera • Coefficiente d'Uso (C_u) • Vita di Riferimento (V_r)
- Smorzamento e fattore di struttura

Vita nominale (§ 2.4.1 NTC-18)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle NTC-18 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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

Classi d'uso (§ 2.4.2 NTC-18)

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

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Vita di riferimento (§ 2.4.3 NTC-18)

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

$$V_r = V_n \times C_u$$

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II delle NTC-18.

Tabella 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso C_u

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0,7	1	1,5	2

Se $V_r \leq 35$ anni si pone comunque $V_r = 35$ anni.

Parametri sismici

determinati con **GeoStru PS**

Le coordinate geografiche espresse in questo file sono in ED50

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

Sito in esame.

latitudine: 45,710855 [°]

longitudine: 9,739896 [°]

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

Vita nominale: 50 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	11158	45,725620	9,699125	3565,7
Sito 2	11159	45,727830	9,770541	3036,9
Sito 3	11381	45,677890	9,773620	4505,2
Sito 4	11380	45,675670	9,702266	4883,5

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,031	2,430	0,198
Danno (SLD)	63	50	0,041	2,460	0,219
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,117	2,419	0,271
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,153	2,470	0,276

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,200	1,520	1,000	0,008	0,004	0,371	0,200
SLD	1,200	1,490	1,000	0,010	0,005	0,481	0,200
SLV	1,200	1,430	1,000	0,034	0,017	1,380	0,240
SLC	1,200	1,420	1,000	0,044	0,022	1,797	0,240

Geostru

5.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI E CARICO LIMITE

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e circolare.

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale. La verifica della condizione fondamentale considerata dagli Eurocodici e dalle NTC 2018 (D.M. 17 gennaio 2018) è la seguente:

$$R_d \geq E_d$$

Tale verifica può essere effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle di riferimento:

Coefficienti A(6.2.I), M(6.2.II), R(6.4.I) delle Norme Tecniche delle Costruzioni, seguendo per la verifica a rottura per carico limite e per scorrimento almeno uno dei due approcci:

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Approccio 1:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1) [STR] - Combinazione 2 (A2+M2+R2) [GEO]

Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3) [GEO]

- A = Coefficiente di amplificazione dei carichi;
- M = Coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici;
- R = Coefficienti di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento, etc.).

Gli Stati Limite rappresentano la frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità. Nella definizione di stato limite si distinguono:

Stati Limite Ultimi (SLU): associati al valore estremo della capacità portante o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Alcuni esempi delle cause che possono condurre agli SLU sono: a) perdita di stabilità di parte o dell'insieme della struttura; b) rottura di sezioni critiche della struttura; c) trasformazione della struttura in un meccanismo; d) instabilità in seguito a deformazione eccessiva; e) deterioramento in seguito a fatica; f) deformazioni di fluage o fessurazioni, che producono un cambiamento di geometria tale da richiedere la sostituzione della struttura. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Nei confronti delle azioni sismiche (SLU dinamici) gli stati limite ultimi si suddividono in (D.M. 17.01.2019):

- ✓ **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):** a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- ✓ **Stato limite di prevenzione del collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi danni e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Stati Limite di Esercizio (SLE): sono stati oltre i quali non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile: nel primo caso i danni o le deformazioni sono reversibili e cessano non appena sia eliminata la causa che ha portato al superamento dello SLE; nel secondo caso si manifestano danneggiamenti o deformazioni

permanenti inaccettabili e ineliminabili per mezzo della soppressione della causa che le ha generate. Nei confronti delle azioni sismiche (SLE dinamici), gli stati limite di esercizio si suddividono in (D.M. 17.01.2019):

- ✓ Stato Limite di operatività (SLO): a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, ecc.) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- ✓ Stato limite di danno (SLD): a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, apparecchiature rilevanti, ecc.) subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Nelle tabelle di seguito si riportano i coefficienti parziali con cui calcolare le diverse combinazioni, tratte dalle NTC.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(a)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

^(a) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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	γ_γ	1,0	1,0

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

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La misura del grado di sicurezza si ottiene con il “Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali” di sicurezza tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd \text{ oppure } Rd - Ed \geq 0$$

con:

- R_d = valore di progetto della resistenza del terreno (di pertinenza del geotecnico);
- E_d = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista).

La resistenza del terreno R_d è determinata:

- Analiticamente (i valori di progetto si ottengono dai valori caratteristici divisi per il coefficiente parziale γ_M);
- Con misure dirette, utilizzando le tabelle sopra citate per i coefficienti parziali.

L'azione E_d è determinata dal valore caratteristico amplificato mediante i coefficienti parziali γ_F e deve essere fornita dallo strutturista.

Secondo le NTC il primo step è il calcolo della resistenza di progetto del terreno R_d secondo il metodo di Terzaghi descritto nel capitolo successivo o secondo il metodo di Brinch-Hansen. Il valore di R_d è il prodotto tra la capacità portante limite e l'area della fondazione. Per eseguire il secondo step il progettista deve fornire il valore delle azioni dei carichi per poter calcolare il valore di progetto dell'azione E_d . Come terzo e ultimo stadio si deve verificare se la condizione iniziale

$$E_d \leq R_d$$

sia soddisfatta. Questi step vanno effettuati per le tre combinazioni esistenti e viene scelto il valore più cautelativo. Per il fabbricato da realizzare, nelle verifiche geotecniche relative alla resistenza dei terreni, sono state considerate fondazioni di tipo continua generale con le seguenti caratteristiche:

- Fondazione continua $B = 1,00$ m $H = 0,60$ m
- piano di posa delle fondazioni = - 1,00 m dal p.c. incastro = - 0,80 m
- combinazione fondamentale statica SLU (GEO) **approccio 2** (A1+M1+R3) autore Terzaghi
- R_d = resistenza di progetto (resistenza del terreno di fondazione)
- E_d = combinazione delle azioni sulle fondazioni (tensione massima di esercizio)

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Altezza di incastro	0,8 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,037
Effetto sismico secondo	NTC 2018

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	1,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	1,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	1,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizion e di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3	TERZAGHI (1955)	3,82	1,66	1,30	3,0	Verificata	* Rottura generale; Ir=1450,529; Icrit=130,668	1,53
SISMA	TERZAGHI (1955)	3,82	2,12	1,30	3,0	Verificata	* Rottura generale; Ir=1450,529; Icrit=130,6	1,53

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto 1,27 Kg/cm²
 Spessore strato 1,0 m
 Profondità substrato roccioso 15,0 m
 Modulo Elastico 264,58 Kg/cm²
 Coefficiente di Poisson 0,33

Coefficiente di influenza I1 0,26
 Coefficiente di influenza I2 0,14
 Coefficiente di influenza Is 0,33

Cedimento al centro della fondazione 1,98 mm

Coefficiente di influenza I1 0,11
 Coefficiente di influenza I2 0,12
 Coefficiente di influenza Is 0,17
 Cedimento al bordo 0,52 mm

PIANO DI POSA -1,00 MT

FONDAZIONE TIPO PLATEA	Q_{ult} kg/cm ²	R_d kg/cm ²	E_d kg/cm ²	$F_s = \frac{Q_{ult}}{E_d}$	Costante di sottofondo (Winkler) (Kg/cm ³)	VERIFICA $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$	CEDIMENTI TOTALI IN MM
B = 1,00 MT H = 0,60	3,82	1,66	1,30	3,00	1,53	VERIFICATA	1,98 < 25

PIANO DI POSA -2.70 MT

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3	TERZAGHI (1955)	3,92	1,71	1,30	3,0	Verificata	* Rottura generale; Ir=1450,529; Icrit=130,668	1,57
SISMA	TERZAGHI (1955)	3,92	2,18	1,30	3,0	Verificata	* Rottura generale; Ir=1450,529; Icrit=130,668	1,57

FONDAZIONE TIPO PLATEA	Q_{ult} kg/cm ²	R_d kg/cm ²	E_d kg/cm ²	$F_s = \frac{Q_{ult}}{E_d}$	Costante di sottofondo (Winkler) (Kg/cm ³)	VERIFICA $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$	CEDIMENTI TOTALI IN MM
B = 1,00 MT H = 0,60	3,92	1,71	1,30	3,00	1,57	VERIFICATA	1,32 < 25

Sarà cura dello strutturista verificare la congruenza di tali dati con le azioni effettivamente agenti sulle fondazioni del fabbricato e qualora necessario, saranno ripetute nuove verifiche sulla base delle azioni di progetto.

5.3 INDAGINE GEOFISICA M.A.S.W.

In data 23 Maggio 2019 è stata effettuata un'indagine geosismica M.A.S.W. nell'area di futura edificazione con stendimento posizionato come illustrato in allegato 5.

Configurazione sismografo:

Strumentazione	Geofoni Verticali	Cavi	Sorgente	Base	Data
GEA 24 Pasi	12	24 mt	Mazza battente	Piattello metallico	23/05/2019
Profilo	Tipo di indagine	Tempo di campionamento	N. campioni	Tempo di registrazione	N. Stacks
S1	MASW	125µs	4096	2000 ms	3
Lunghezza stesa	Numero geofoni	Off set sorgente	Distanza 1° geofono	12° geofono	Equidistanza fra i geofoni
26 mt	12 (4.5 Hz)	2 mt	0 mt	24 mt	2 mt

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a

contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Modello sismico e strumentazione

Il modello sismico monodimensionale costituisce l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito (risposta sismica locale - RSL) che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni stratigrafiche nella modifica della pericolosità sismica di base (definizione della categoria di sottosuolo).

Ciò permette una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni (O.P.C.M. 3274 e s.m.i; D.M. 17.01.2018; D.G.R. n. 8/7374 e D.G.R. IX/2616/2011). La strumentazione è costituita da un compatto sismografo PASI a 24 canali della serie GEA24 e da un software "EasyMasw" della GEOSTRU utilizzato per l'interpretazione.

Committente: Tekno Costruzioni Srl
Località: Via Acquaroli - Scanzorosciate (BG)
Data: 25/07/2019

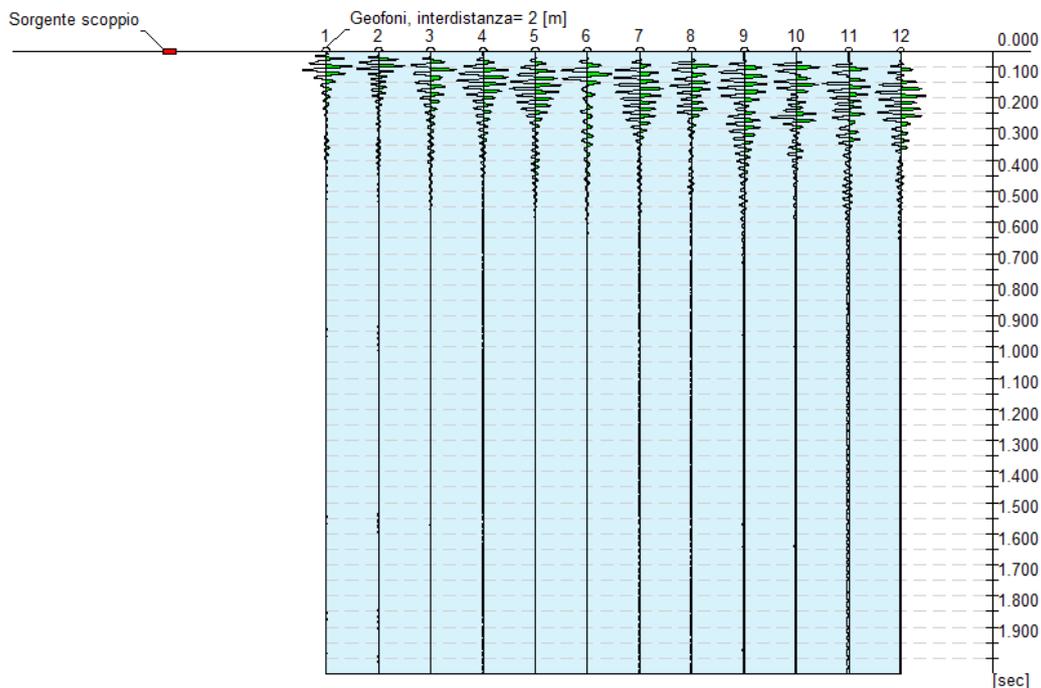


Fig. 3 - Immagine grafico delle tracce

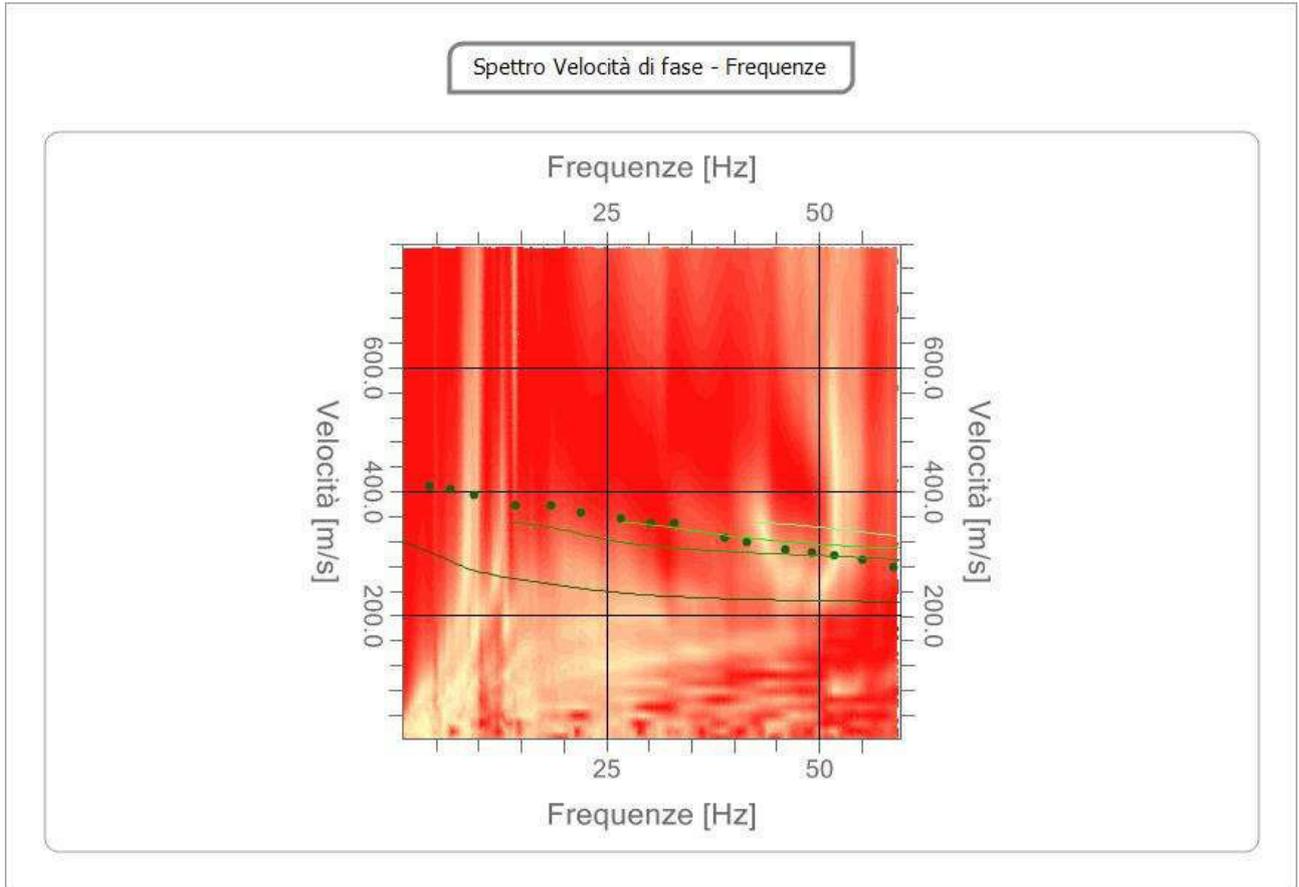


Fig. 4 - Spettro velocità di fase

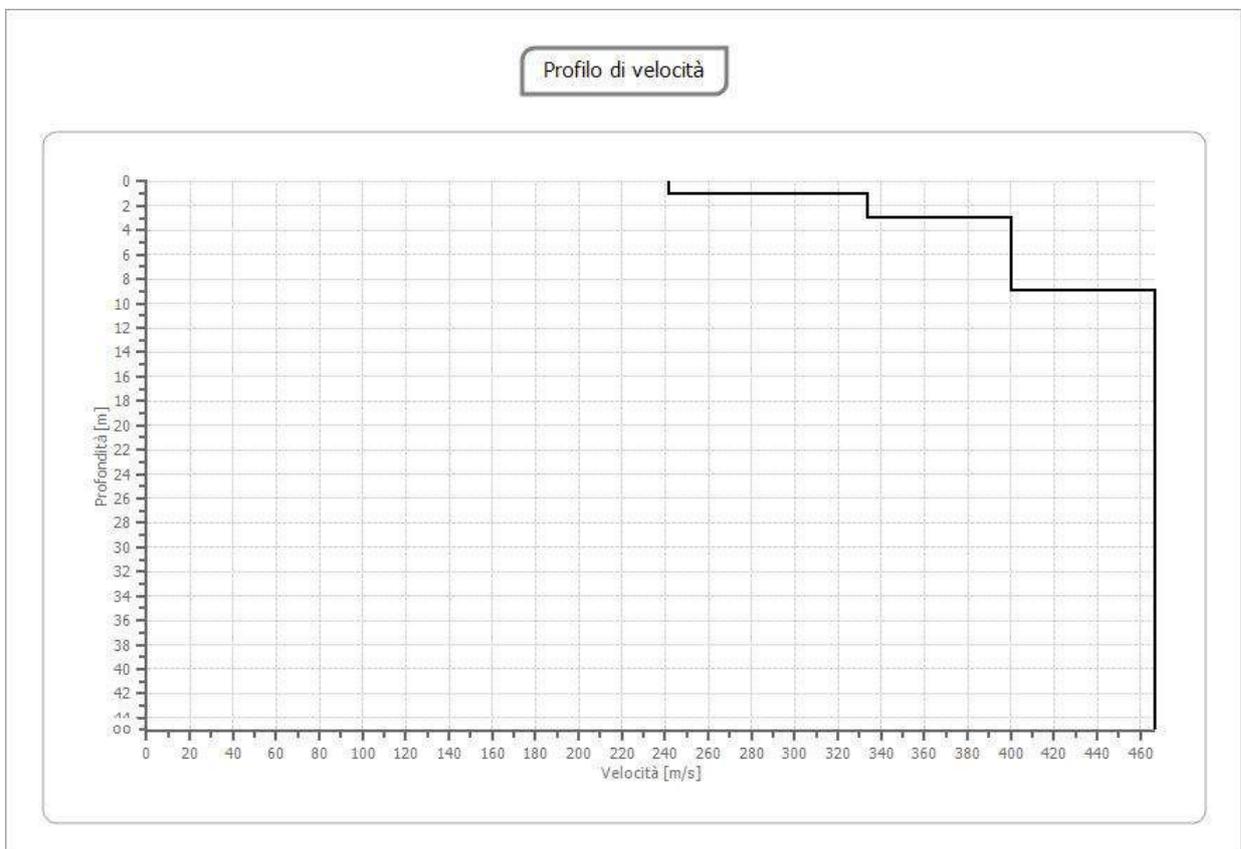


Fig. 5 - Profilo di velocità

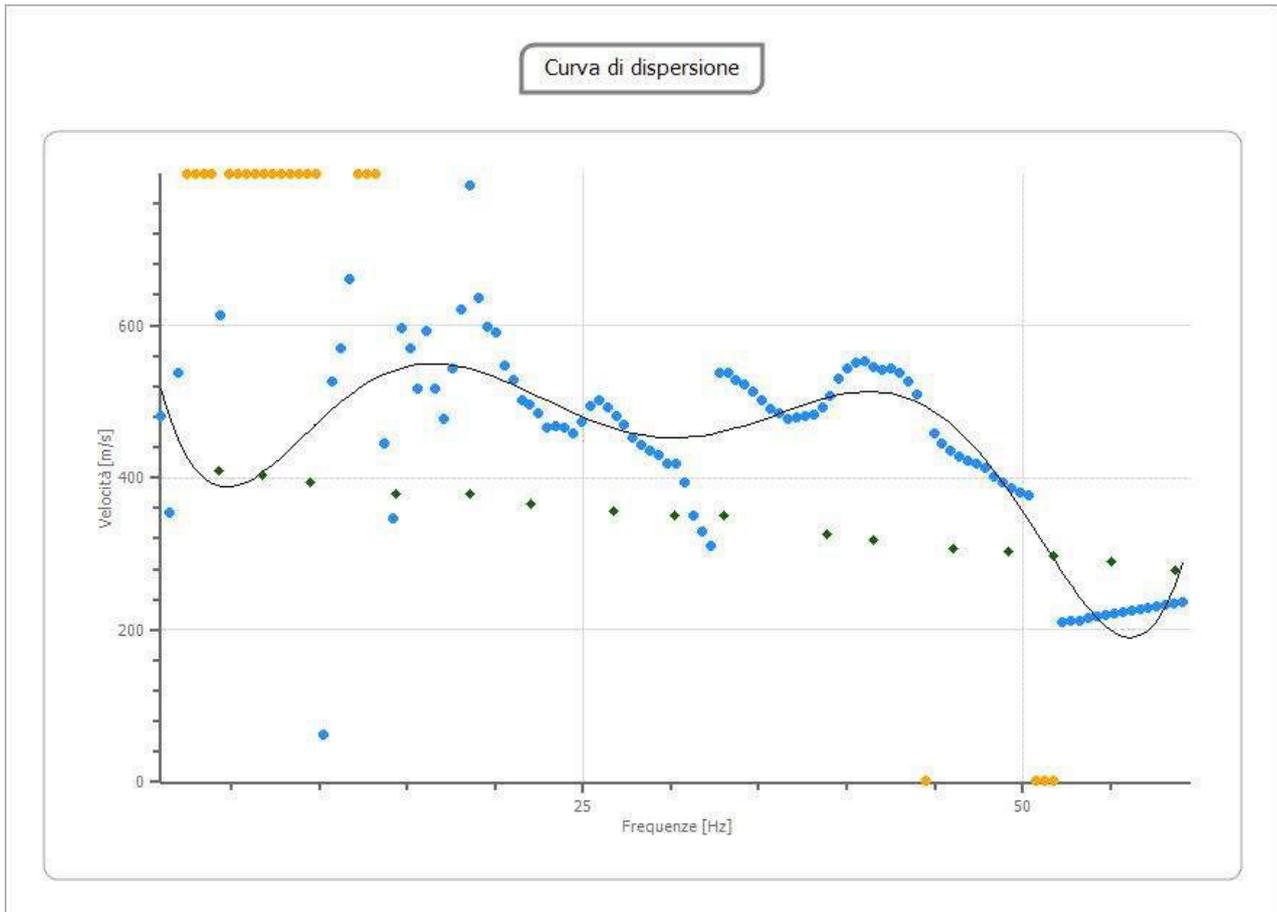


Fig. 6 - Dispersione



Fig. 7 - Immagine fotografica

Inversione

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficient e Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		1.00	1.00	1800.0	0.3	No	451.9	241.6
2		3.00	2.00	1800.0	0.3	No	623.6	333.3
3		9.00	6.00	1800.0	0.3	No	748.2	399.9
4		oo	oo	1800.0	0.3	No	873.1	466.7

Tipo di analisi: onde di Rayleigh VS30 (m/s): 437,67

Questo fa sì che in applicazione della normativa sismica vigente (D.M. 17.01.2018 e successive modifiche - Circolare C.S.LL.PP. 617 del 02/02/2009) il sito rientra nella **categoria B di sottosuolo** così come si evince dalla allegata tabella:

Categoria	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		Vs30 (m/s)	NSPT	Cu (kPa)
	Classificazione del tipo di suolo secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC 17/01/2018			
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>	> 800	-	-
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 Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).	360-800	>50	>250
C	Depositi 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 Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).	180-360	15-50	70-250
D	<i>Depositi di terreni a 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 Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).</i>	<180	<15	<70
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).</i>	-	-	-

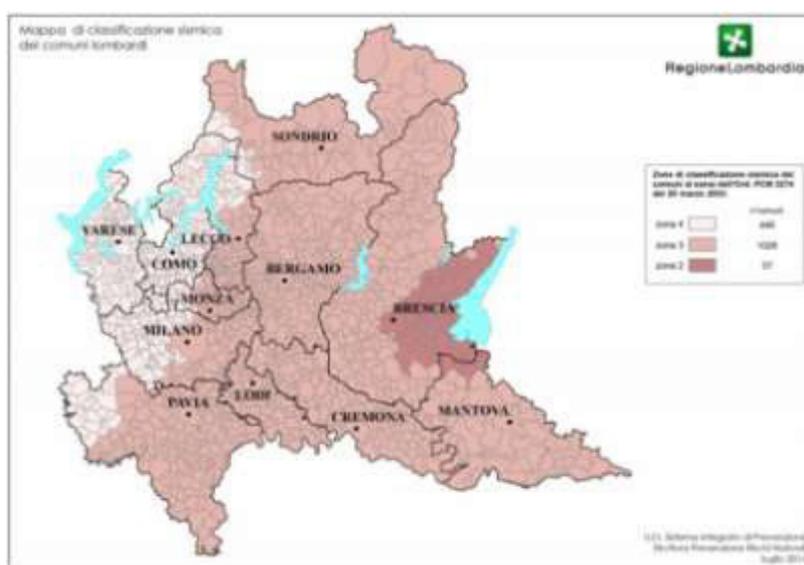


Fig. 8 - Classificazione sismica della Lombardia

5.4 ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Con il termine “liquefazione” viene definita «la circostanza, causata dall’aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, caratterizzata da deformazioni permanenti significative o dall’annullamento degli sforzi efficaci nel terreno». In particolare, con il termine “liquefazione” si definisce il fenomeno per cui un terreno incoerente saturo, sottoposto ad una sollecitazione sismica, assume un comportamento meccanico simile a quello dei liquidi, con l’annullamento quasi totale della sua resistenza al taglio τ in seguito ad un aumento istantaneo della pressione interstiziale dell’acqua presente nei vuoti intergranulari. A parità di altre condizioni, esso si verifica con maggiore probabilità in materiali incoerenti sabbiosi e/o sabbioso – limosi con elevato grado di saturazione e basso grado di addensamento, ossia bassa densità relativa D_r (%) ed elevato indice dei vuoti.

La vigente normativa, rappresentata dal D.M. 17 gennaio 2018 (NTC18), stabilisce che in fase di progettazione di nuove opere deve essere valutata la stabilità del sito di costruzione nei confronti della liquefazione, che determina potenziali effetti di instabilità nei confronti delle strutture di fondazione e delle strutture in elevazione.

Per condurre a liquefazione un terreno suscettibile al fenomeno è necessaria non solo l’occorrenza di un forte sisma, sia in termini di magnitudo che durata, ma anche di particolari condizioni litostratigrafiche, idrogeologiche e geomeccaniche dei terreni di fondazione. La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzata (specifiche analisi di risposta sismica locale e prove dinamiche di laboratorio) oppure mediante metodi semplificati, in funzione dell’importanza dell’opera e della sismicità dell’area di intervento.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle circostanze indicate nel par. 7.11.3.4.2 delle NTC18, tra le quali eventi sismici attesi di magnitudo $M_w < 5$ e valori di $a_{max} < 0,100g$ in condizioni di free field (riferiti allo stato limite S.L.V.).

Deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

Nell’area in studio viene omessa la verifica a liquefazione poiché la profondità media stagionale della falda è superiore a 15 m dal piano campagna.

6. CONCLUSIONI

Nel seguente rapporto sono stati illustrati i risultati delle indagini e degli studi di carattere geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico condotte su un terreno sito nel territorio comunale di Scanzorosciate (BG), in Via Acquaroli dove è prevista la realizzazione di più edifici residenziali plurifamiliari.

Nel dettaglio l'area di nostro interesse rientra nell'ambito della classe di **fattibilità geologica 2a** "Fattibilità con modeste limitazioni". La sottoclasse 2a individua le aree localizzate nel settore occidentale del comune di Scanzorosciate formate da terreni con discrete, buone proprietà meccaniche. L'utilizzo dei terreni ricadenti in questa sottoclasse necessita di un minimo accertamento delle proprietà meccaniche ed idrogeologiche. Tali accertamenti potranno essere realizzati mediante indagini geognostiche ad hoc oppure basarsi sulla conoscenza della situazione geologica ed idrogeologica locale derivante dall'esperienza del tecnico incaricato (Allegato 3).

Secondo quanto stabilito con D.G.R. n. 2129 del 11 luglio 2014 il territorio comunale di Scanzorosciate (BG) appartiene alla **zona sismica 3**, con **PSL Z4a**, "zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi".

In applicazione alla normativa sismica vigente (D.M. 17.01.2018 e successive modifiche - Circolare C.S.LL.PP. 617 del 02/02/2009) il sito rientra nella **categoria B di sottosuolo**.

Sulla base delle indagini in situ eseguite e sulle successive interpretazioni ed elaborazioni sono stati condotti i calcoli relativi agli aspetti geotecnici e sismici per fornire agli Enti competenti gli strumenti necessari al rilascio dei relativi pareri e concessioni ed ai progettisti gli elementi per il dimensionamento delle strutture di fondazione: **MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO SONDAGGIO SPT 1**

Profondità dello strato (m)	Angolo d'attrito (°)	Modulo di Young (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Poisson	Classificazione AGI
0,00-0,60	22,7	---	55,62	1,40	1,87	---	0,35	POCO ADDENSATO
0,60-3,90	29,36	264,58	99,28	1,52	1,95	---	0,33	MODERATAM ADDENSATO
3,90-6,90	34,59	361,08	152,13	1,65	2,03	---	0,3	MODERATAM ADDENSATO

Il modello geotecnico di riferimento evidenzia un terreno a comportamento prevalentemente incoerente, con discrete caratteristiche geotecniche in superficie che tendono a migliorare andando in profondità. Nelle verifiche geotecniche relative alla resistenza dei terreni sono state considerate fondazioni continue, con i seguenti carichi di esercizio ipotizzati:

FONDAZIONE TIPO PLATEA	Q_{ult} kg/cm ²	R_d kg/cm ²	E_d kg/cm ²	$F_s = \frac{Q_{ult}}{E_d}$	Costante di sottofondo (Winkler) (Kg/cm ³)	VERIFICA $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$	CEDIMENTI TOTALI IN MM
B = 1,00 MT H = 0,60	3,82	1,66	1,30	3,00	1,53	VERIFICATA	1,98 < 25

Si raccomanda di adottare un valore di tensione massima di esercizio E_d non superiore a 1,66 kg/cm², qualora necessario si rimane a disposizione per la verifica di altre configurazioni fondazionali.

Le indicazioni di carattere geologico, geomorfologico ed idrogeologico emerse dallo studio delle aree di intervento e dai sopralluoghi in sito non hanno evidenziato la presenza di processi geomorfologici relitti, quiescenti o in atto, che possano, a seguito della realizzazione delle opere di progetto, evolvere verso forme di dissesto idrogeologico o che possano in qualche modo interferire con esse; pertanto l'intervento di progetto, eseguendo i lavori a regola d'arte, risulta fattibile.

Vaprio d'Adda 16/07/2019

Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando

