

RELAZIONE GEOLOGICA

ALLEGATO 14

PIANO ATTUATIVO DENOMINATO P4-1

AREA SITA IN COMUNE DI SCANZOROSCIATE

VIA C.A. DALLA CHIESA – VIA ALDO MORO

Il progettista

Ing. Zanga Bianca Maria

La proprietà

Immobiliare Cornelio s.r.l.



ASACERT
ISO 9001:2008
QUALITY MANAGEMENT SYSTEM



PROVINCIA: BERGAMO

COMUNE: SCANZOROSCIATE

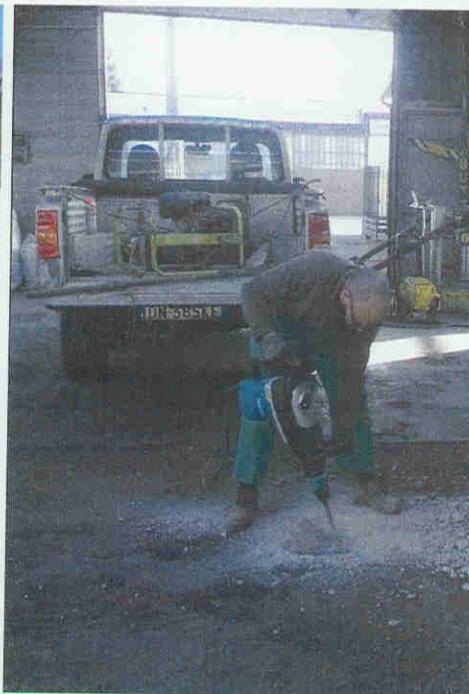
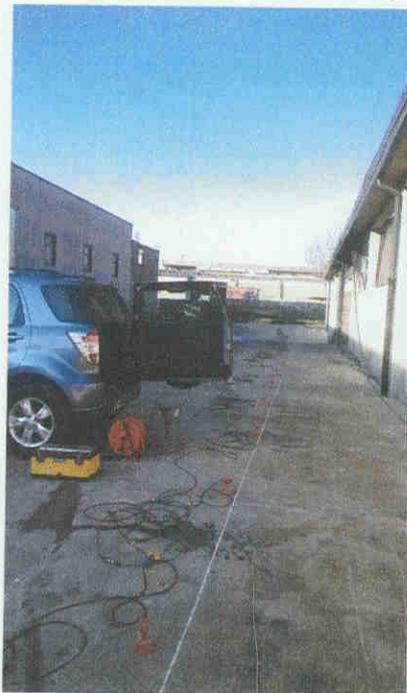
LOCALITA': Via GENERALE DALLA CHIESA n° 32

COMMITTENTE: CANTINI ALESSANDRO srl

OGGETTO: INDAGINE GEOGNOSTICA PER
DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE
FABBRICATO PRODUTTIVO
ARTIGIANALE

**RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA
RELAZIONE GEOTECNICA**

DATA: NOVEMBRE 2015



La presente relazione ha esclusiva finalità geologiche e geotecniche. Si scoraggia ogni altro uso od interpretazione impropria (ambientale, tecnico economica, ecc)
E' vietata la riproduzione non autorizzata di questo documento ed ogni sua divulgazione incompleta



INDICE

1.0 RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA		Pag. 2
1.1	Premessa	Pag. 2
1.2	Attrezzatura usata e metodologia dell'indagine in sito	Pag. 2
	1.2.1 Prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT	Pag. 2
	1.2.2 Prospezione geosismica con metodo MASW	Pag. 3
1.3	Analisi sismica di II° livello	Pag. 10
1.4	Inquadramento geologico	Pag. 12
1.5	Inquadramento idrogeologico	Pag. 15
1.6	Cartografia della componente geologica comunale e del PTCP provinciale	Pag. 18
1.7	Sismicità dell'area	Pag. 27
	1.7.1 Normativa	Pag. 27
	1.7.2 Il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008- parametri sismici di calcolo	Pag. 27
	1.7.3 Spettri di risposta elastici	Pag. 33
1.8	Litostratigrafia del sottosuolo	Pag. 36
2.0 RELAZIONE GEOTECNICA		Pag. 38
2.1	Modello geotecnico del sottosuolo	Pag. 38
2.2	Condizioni di fondazione	Pag. 43
	2.2.1 Premessa	Pag. 43
	2.2.2 Calcolo della portanza	Pag. 43
	2.2.3 Verifiche di sicurezza di tipo geotecnico agli stati limite ultimi (SLU-SLV)	Pag. 45
	2.2.4 Verifica allo slittamento (scorrimento)	Pag. 50
	2.2.5 Verifiche di sicurezza agli stati limite di esercizio (SLE)-calcolo dei cedimenti	Pag. 52
	2.2.6 Calcolo del coefficiente di sottofondo	Pag. 55

INDAGINE GEOGNOSTICA

1.0 RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

1.1 PREMESSA

Per incarico della committente è stata eseguita una indagine geognostica sui terreni di prossima demolizione e ricostruzione di un edificio produttivo artigianale in comune di Scanzorosciate (BG), Via Generale Dalla Chiesa.n°32

L'indagine è consistita nella esecuzione di:

- una prospezione geofisica con metodo MASW per determinare velocità delle onde Vs30, parametri sismici e categoria del sottosuolo;
- n° 8 prove penetrometriche dinamiche continue del tipo SCPT.

L'ubicazione delle prove è riportata in allegato 1.

1.2 ATTREZZATURA USATA E METODOLOGIA DELL'INDAGINE IN SITO

1.2.1 Prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT

La prova consiste nell'infissione a battitura di aste di \varnothing 34 mm.

L'infissione avviene mediante battitura con un maglio di 73,5 kg di peso che cade automaticamente da un'altezza di 75 cm.

Il numero N di colpi che rappresenta la resistenza alla penetrazione a qualsiasi profondità misurata per ogni affondamento della punta di 30 cm viene riportato in un diagramma continuo di penetrazione.

In ascissa è indicato il numero di colpi necessario per un avanzamento dell'utensile di 30 cm, in ordinata la profondità.

Si riportano i diagrammi penetrometrici in allegato n° 2.

1.2.2 Prospezione geosismica con metodo MASW

1.2.2.1 Analisi multicanale delle onde superficiali

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

L'intero processo comprende tre passi successivi: l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .

Per ottenere un profilo V_s bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.

Dei valori approssimati per il rapporto di Poisson e per la densità sono necessari per ottenere il profilo verticale V_s dalla curva di dispersione e vengono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le

tipologie dei materiali.

Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Reyleigh vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (back scattered) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane.

Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) e fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni).

Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane.

Le onde superficiali riverberate (back scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento. Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente. Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno.

La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza indipendentemente dalla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione. La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale. Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza.

La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili (x ; y) il cui legame costituisce la curva di dispersione. E' anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma. In questo caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N. Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo V_s di inversione.

Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente. La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a riflessione (CMP). Però alcune regole operative per MASW sono incompatibili con l'ottimizzazione della riflessione. Questa similitudine permette di ottenere, con la procedura MASW, delle sezioni superficiali di velocità che possono essere utilizzate per accurate correzioni statiche dei profili a riflessione. MASW può essere efficace con anche solo dodici canali di registrazione, meglio a ventiquattro canali, collegati a geofoni singoli a bassa frequenza ($<10\text{Hz}$).

Per quanto riguarda le proprietà di dispersione delle onde di superficie: le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori) sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S (V_s) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

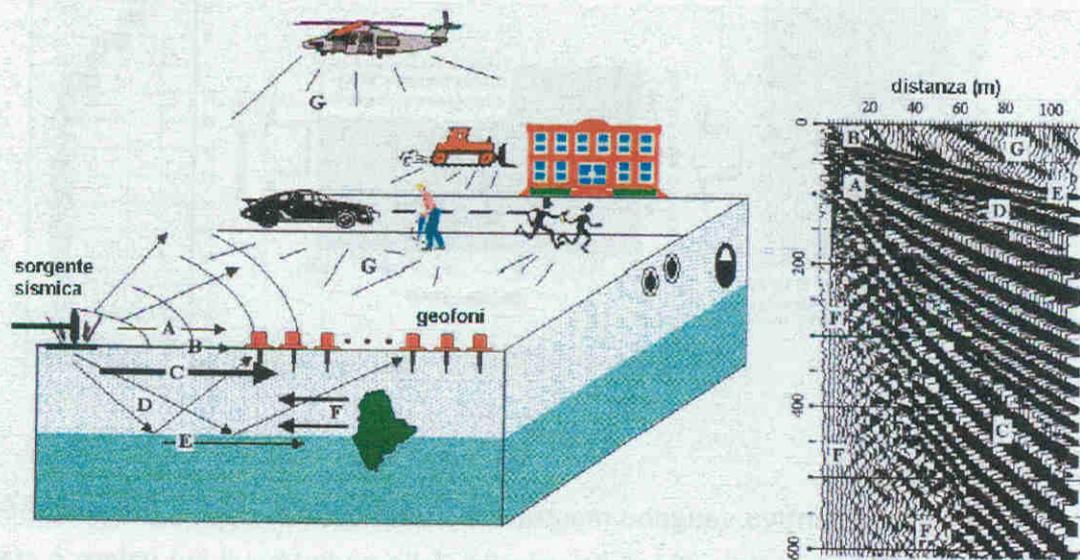
La strumentazione utilizzata per la acquisizione dei dati è costituita da:

- Un sismografo Sara Electronic Instruments a 24 canali;
- 24 geofoni a 4.5 Hz;
- Una mazza da 6 Kg con relativa piastra di battuta

VANTAGGI DELLA REGISTRAZIONE MULTICANALE

Acquisizione multicanale

Sismogramma multicanale



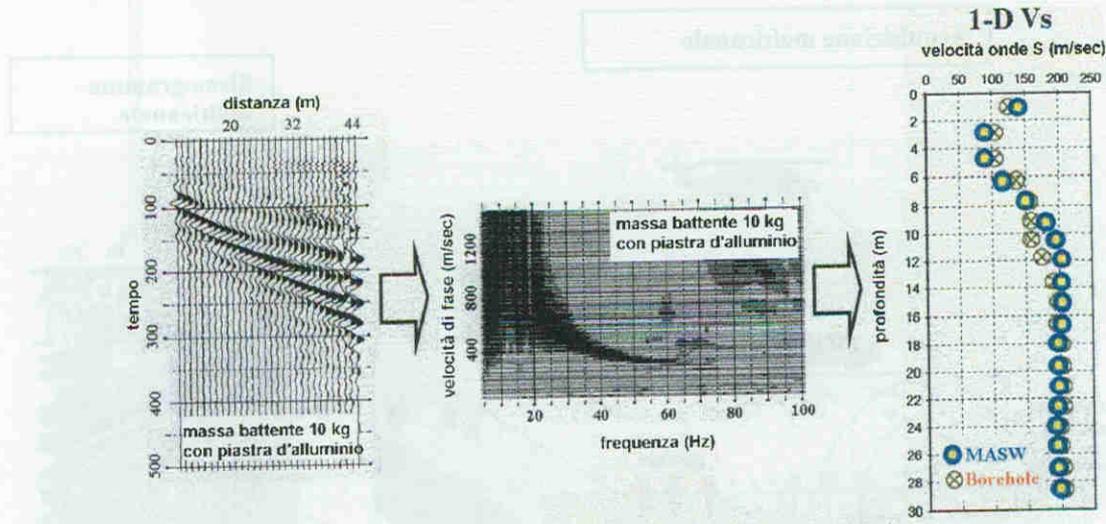
- | | |
|-----------------------|----------------------|
| A: onde in aria | E: onde rifratte |
| B: onde dirette | F: onde riverberate |
| C: onde di superficie | G: rumore ambientale |
| D: onde riflesse | |

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipi di onde sismiche. Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali. Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

1. acquisizione dei dati di campo;
2. estrazione della curva di dispersione;
3. inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale

delle Vs (profilo 1-D) che descrive la variazione di Vs con la profondità.



1.2.2.2 Risultati

Nel report riassuntivo vengono mostrate la curva di dispersione, lo spettro f-k, il sismogramma ed il profilo delle velocità delle onde Vs₃₀ il cui valore è stato calcolato utilizzando la formula

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

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

Il sito verrà classificato sulla base del valore di Vs₃₀ come riportato nella seguente tabella.

A	<i>Ammassi rocciosi o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreno 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_{s30} compresi fra 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 fine)</i>
C	<i>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 V_{s30} compresi tra 180 m/s 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)</i>
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 V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} < 70$ KPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Nell'indagine eseguita si sono riscontrati i seguenti valori calcolati:

$$V_{s30} = 508,8 /s$$

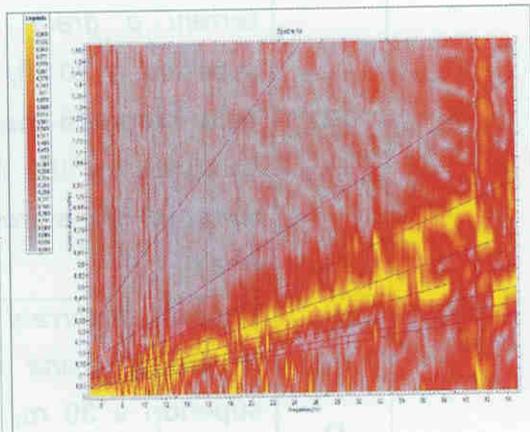
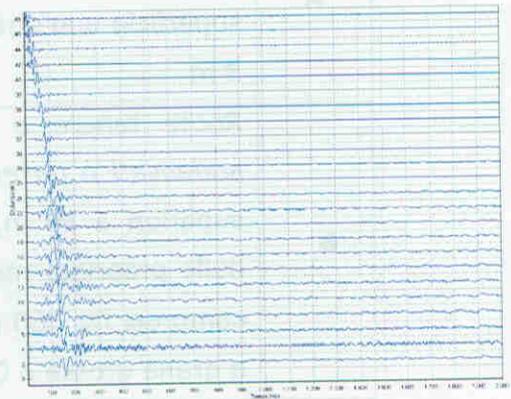
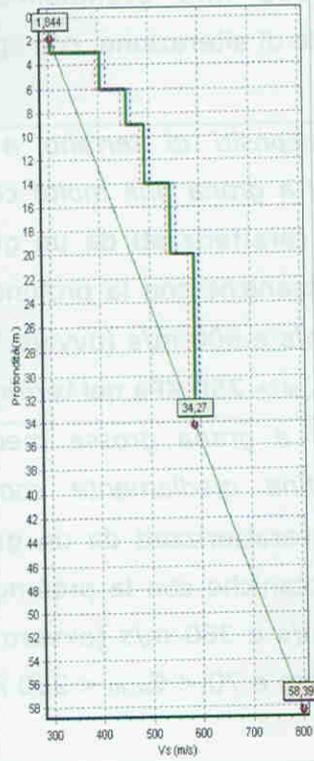
La tipologia stratigrafica risulta quindi la seguente:

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO DI TIPO B

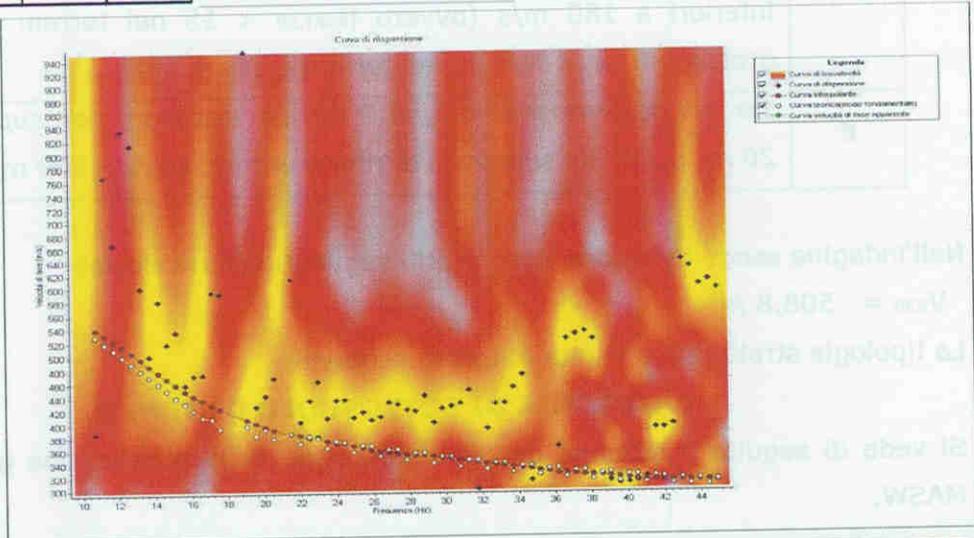
Si veda di seguito il tabulato dell'interpretazione della prospezione geofisica MASW.

RIASSUNTO interpretazione MASW Scanzorosciate (BG) - Via Dalla Chiesa

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	3,0	303,0
2	6,0	404,0
3	9,0	455,0
4	14,0	492,0
5	20,0	542,0
6	32,0	588,0



Vs media
 Vs min
 Vs max
 Trend esponenziale
 Profondità maxi indagata
 Classe sito: B - Vs30 (m/s) >= 508,5



1.3 ANALISI SISMICA DI II° LIVELLO

Sulla base ai risultati ottenuti dalle prospezioni sismiche M.A.S.W. è stato possibile calcolare il valore del Fattore di Amplificazione (**Fa**) atteso per l'area in esame.

Il valore ottenuto è stato utilizzato per valutare il grado di protezione raggiunto al sito dall'applicazione della normativa sismica vigente. La valutazione del grado di protezione viene effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il valore di Fa ottenuto dalle schede di valutazione con un parametro di analogo significato calcolato per ciascun comune e valido per ciascuna zona sismica (zona 2, 3 e 4) e per le diverse categorie di suolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D ed E) e per i due intervalli di periodo 0.1-0.5s (relativo a strutture basse, regolari e piuttosto rigide) e 0.5-1.5s (per strutture alte e più flessibili).

Il parametro calcolato per ciascun Comune della Regione Lombardia è riportato nella banca dati on line della Regione Lombardia e rappresenta il valore di soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione del sito.

La procedura prevede pertanto di valutare il valore di Fa con le schede di valutazione e di confrontarlo con il corrispondente valore di soglia, considerando una variabilità di ± 0.1 che tiene conto della variabilità del valore di Fa ottenuto dalla procedura semplificata.

Per il comune di Scanzorosciate (zona sismica 3) e con un suolo in Classe B (determinato con la prospezione MASW) i valori di *Fa soglia* risultano:

$$\mathbf{Fa (0.1-0.5 s) = 1.5}$$

$$\mathbf{Fa (0.5-1.5 s) = 1.7}$$

Per procedere con il calcolo del valore di Fa per il sito in esame si è scelto di applicare, tra quelle disponibili, la scheda litologica sabbiosa in quanto unica tra quelle disponibili per la quale l'andamento delle Vs risulta compatibile.

All'interno della suddetta scheda litologica si è scelta, in funzione della profondità e della velocità V_s dello strato superficiale, la curva n° 3 per la valutazione del valore di F_a nell'intervallo 0.1-0.5 s e nell'intervallo 0.5-1.5 s, in base al valore del periodo proprio del sito T .

Il periodo proprio del sito T necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione è stato calcolato considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità V_s uguale o superiore a 800 m/s utilizzando la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

Nel caso in esame con l'indagine Masw non è stata raggiunta la velocità di 800 m/s ed è stato quindi estrapolato un opportuno andamento delle V_s con la profondità fino al raggiungimento dello stesso che è stato valutato a circa 58.4 m da p.c.

E' stato prolungato l'ultimo strato rilevato dall'indagine fino a quota 40 m da p.c. e sono stati aggiunti due ulteriori sismostrati corrispondenti ai punti della retta che mostra il trend esponenziale di estrapolazione completando nel modo seguente la tabella profondità- V_s (in carattere rosso i valori corrispondenti al tratto estrapolato):

Profondità (m)	Vs (m/s)
3.0	303
6.0	404
9.0	455
14.0	492
20.0	542
40.0	588
50.0	638
58.4	726

I valori di T e di Fa così determinati vengono approssimati alla prima cifra decimale e per il sito in esame risultano:

$$T = 0.39 \text{ s}$$

$$Fa (0.1-0.5s) = 1.3$$

$$Fa (0.5-1.5s) = 1.6$$

In entrambi i casi valori riscontrati sono risultati inferiori ai valori soglia per il comune di Scanzorosciate: la normativa è quindi da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche dei possibili effetti di amplificazione litologica del sito.

Viene pertanto **confermata la categoria di suolo "B"**.

1.4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in esame risulta ubicata in zona pianeggiante ad una quota di circa 264 m slm. Si veda la corografia in allegato n° 1.

Il territorio in esame risulta caratterizzato dalla presenza esclusiva di depositi quaternari e l'attuale configurazione del territorio è in larga parte legata alla

successione dei fenomeni erosivi e di deposizione avvenuti durante le varie fasi glaciali e postglaciali.

Dal punto di vista geologico il territorio risulta caratterizzato dalla presenza dei depositi alluvionali fluviali e fluvioglaciali quaternari testimonianti le diverse fasi di colmamento della pianura ad opera delle acque di fusione dei ghiacciai alpini.

La distribuzione areale delle diverse unità geologiche presenti nell'ambito dell'area di indagine è illustrata in figura n° 1, estratta dalla Carta Geologica della Provincia di Bergamo a scala 1: 50.000.

Di seguito vengono brevemente descritte le caratteristiche salienti delle diverse unità affioranti.

Unità Postglaciale (Pleistocene Superiore-Olocene)

Depositi alluvionali -119c-

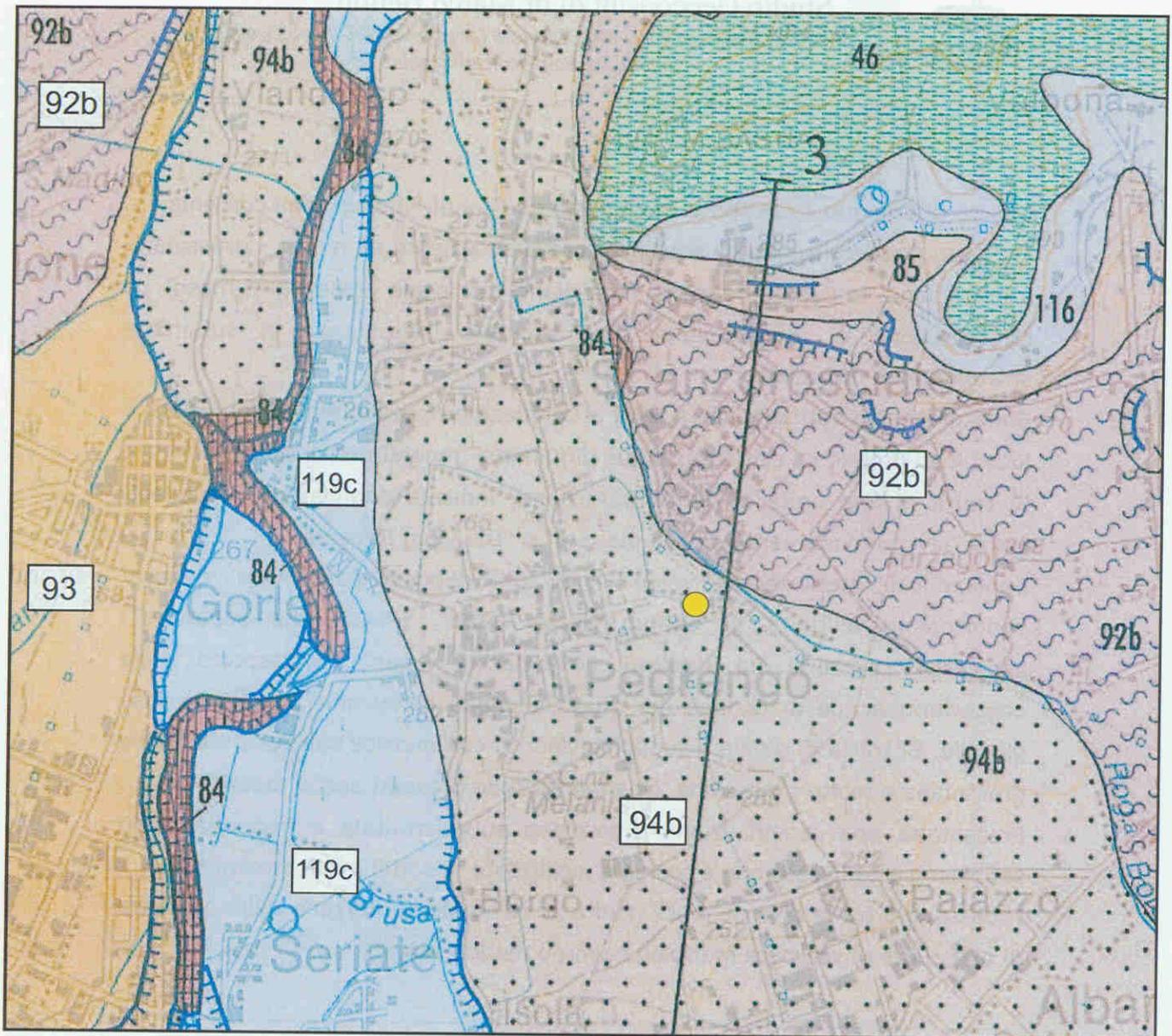
Risultano costituiti da ghiaie da fini a grossolane con matrice sabbiosa, a supporto clastico, in prevalenti strati planari con matrice fine limoso argillosa scarsa o assente. Si tratta di una unità di nuova istituzione; in letteratura i depositi corrispondenti all'Unità Postglaciale sono stati generalmente cartografati come "Alluvioni attuali, recenti, antiche e tardive"

Nell'ambito delle sponde dell'alveo attuale del F. Serio è visibile in affioramento l'unità del "Conglomerato di Seriate" -84- (Pliocene superiore - Pleistocene medio). Si tratta di conglomerati grossolani a prevalente supporto clastico, matrice arenacea con ciottoli subarrotondati, ben cementati, costituenti una unità di nuova istituzione indicata dagli autori precedenti come Ceppo di varia età - Conglomerati del Serio -.

Tali depositi sono la testimonianza di almeno due cicli deposizionali di natura fluviale che hanno riempito l'antica valle del Serio originando una sequenza localmente molto spessa, in seguito erosa e ricoperta dai depositi più recenti.

Spostandosi verso Ovest i depositi dell'unità Postglaciale fanno passaggio ai depositi alluvionali fluvioglaciali dell'"Unità di Cologno" - 94b, (Pleistocene superiore) appartenente al Complesso del Serio.

L'area in esame si inserisce, sulla base della Carta Geologica citata, nell'ambito di tale unità.



CARTA GEOLOGICA scala 1:20.000

Stralcio dalla Carta Geologica della Provincia di Bergamo a scala 1:50.000
 Servizio Territorio della Provincia di Bergamo - Dipartimento di Scienze della
 Terra dell'Università di Milano - Centro Studi per la Geodinamica Alpina

 Area in esame

- 119c** **Unità postglaciale** (Pleistocene sup. Olocene) *depositi fluvio-glaciali*
- 116** **Complesso alteritico** (Neogene? - Pleistoc.inf) paleosuoli su substrate terrigeno
- 94b** **Unità di Cologno** Depositi alluvionali fluvio-glaciali (Pleistocene sup.)
- 93** **Unità di Comun Nuovo** - Depositi alluvionali fluvio-glaciali (Pleistocene sup)
- 92b** **Unità di Torre Boldone** Depositi alluvionali fluvio-glaciali (Pleistocene medio)
- 85** **Unità di Valtesse** Depositi alluvionali e colluviali (Pleistocene inferiore)
- 46** **Formazione del Sass De La Luna** (Albiano superiore)
alternanza di calcari e calcari marnosi
- 47** **Unità Cenomaniane** (Cenomaniano) marne e calcareniti
con banchi calcarei ad intercalazioni di peliti e arenarie

FIGURA n° 1

L'Unità di Cologno è costituita da depositi alluvionali fluvioglaciali con ghiaie a supporto clastico in matrice sabbiosa, prevalentemente da medio - grossolane a grossolane, in subordine molto grossolane con locale presenza di massi. La stratificazione è generalmente suborizzontale grossolana; in subordine stratificazione incrociata.

Sono presenti strati sabbiosi e lenti a laminazione orizzontale ed incrociata e locali lenti di limi. La cementazione è diffusa ma generalmente debole.

Si tratta di una unità di nuova istituzione, indicata dagli autori precedenti come "Livello fondamentale della pianura" o "Diluvium Recente".

Spostandosi ulteriormente verso Ovest tali depositi passano ai depositi appartenenti all'Unità di Comun Nuovo -92b-, (Pleistocene superiore?) anch'essa costituita da depositi fluvioglaciali legati al trasporto delle abbondanti acque di fusione dei ghiacciai alpini al termine dell'ultima fase glaciale. Si tratta di ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa, da medio grossolane a molto grossolane, localmente sono presenti anche massi.

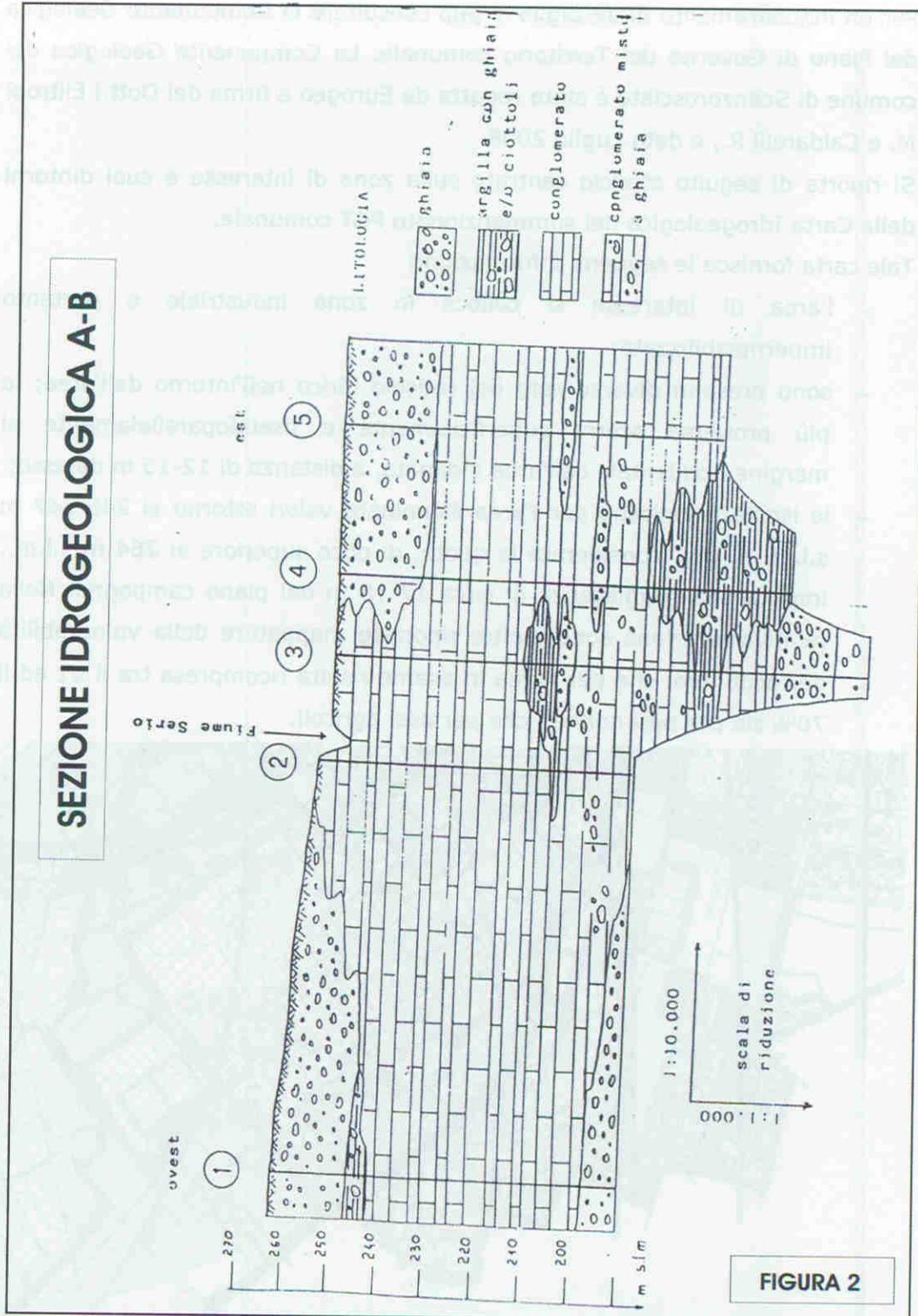
Presentano una stratificazione grossolana suborizzontale e frequenti strati sabbiosi. La cementazione è scarsa e localizzata in sottili livelli discontinui.

Il passaggio tra le diverse unità risulta sottolineato sul terreno dalla presenza di blandi orli di scarpata morfologica più o meno evidenti.

1.5 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

La struttura idrogeologica in senso Est-Ovest realizzata sulla base di stratigrafie di pozzi profondi, è visualizzata, molto schematicamente, nella sezione idrogeologica A-B, illustrata in figura 2 e che si sviluppa a Sud-Ovest rispetto all'area in esame.

In essa si individua la presenza di una unità prevalentemente ghiaiosa presente in spessori dai circa 15.0 ai 20.0 metri che, in corrispondenza del settore centrale della sezione, ove scorre il fiume Serio, risulta assente e costituita da conglomerati.

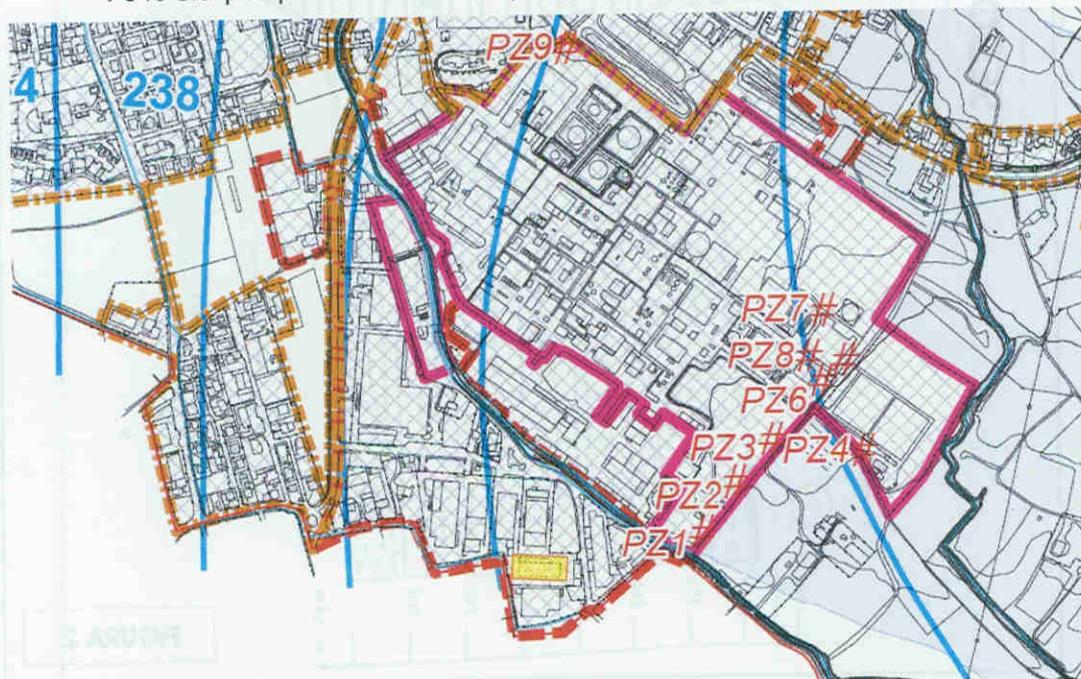


Per un inquadramento di dettaglio si può consultare la Componente Geologica del Piano di Governo del Territorio comunale. La Componente Geologica del comune di Scanzorosciate è stata redatta da Eurogeo a firma dei Dott. i Elitropi M. e Caldarelli R., e data Luglio 2008.

Si riporta di seguito stralcio centrato sulla zona di interesse e suoi dintorni della Carta Idrogeologica del summenzionato PGT comunale.

Tale carta fornisce le seguenti informazioni:

- l'area di interesse si colloca in zona industriale e pertanto impermeabilizzata;
- sono presenti diverse aste del reticolo idrico nell'intorno dell'area; la più prossima scorre superficialmente e pseudoparallelamente al margine occidentale dell'area indagata, a distanza di 12-15 m da esso;
- le isopieze indicano per l'area esaminata valori attorno ai 246-247 m s.l.m., il che, considerata la quota, di poco superiore ai 264 m s.l.m., implica una soggiacenza di circa 17-18 m dal piano campagna. Nella relativa relazione sono inoltre riportate mappature della vulnerabilità dell'acquifero, che per l'area in esame risulta ricompresa tra il 61 ed il 70% sia per pesi normali che per pesi agricoli.



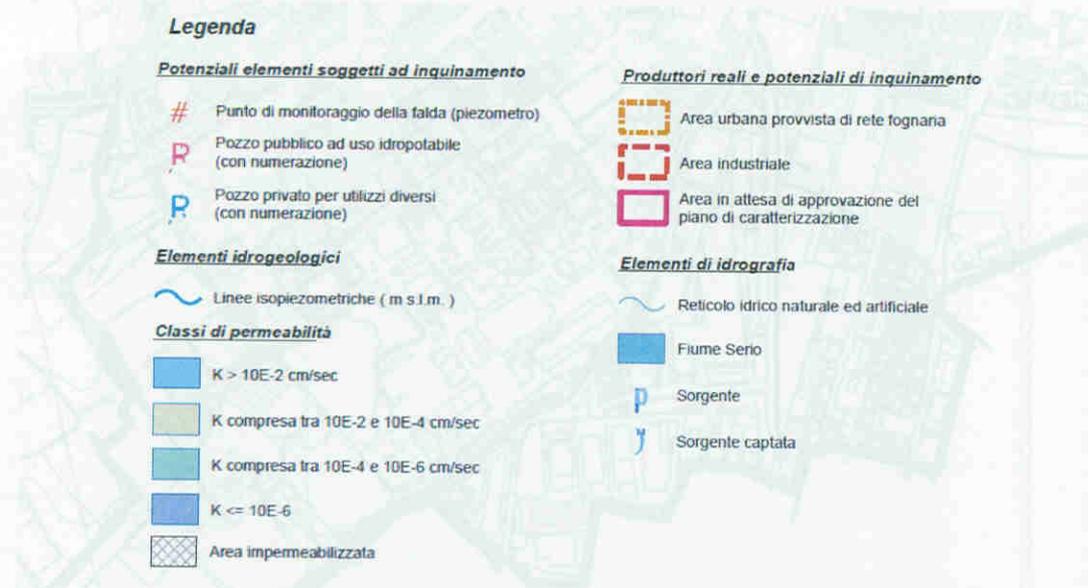


Figura 3: Carta Idrogeologica e del Sistema Idrografico del PGT comunale

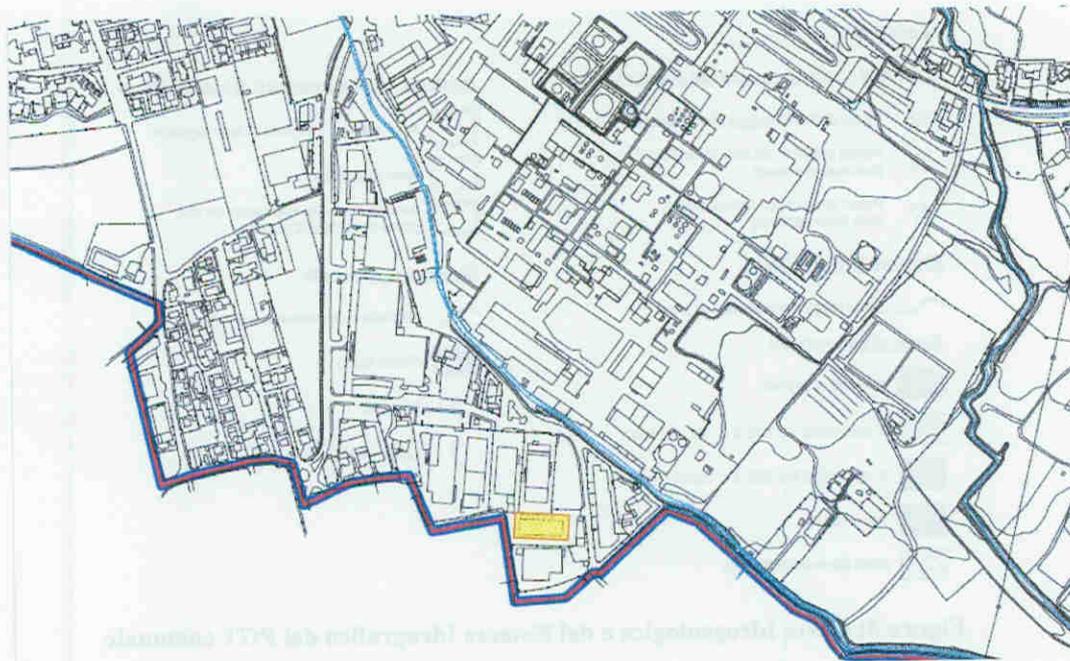
area in esame

1.6 CARTOGRAFIA DELLA COMPONENTE GEOLOGICA COMUNALE E DEL PTCP PROVINCIALE

Si esamina di seguito la cartografia della Componente Geologica del Piano di Governo del Territorio comunale per verificare la presenza di particolari criticità o prescrizioni.

La Componente Geologica fornisce diverse carte della Pericolosità Sismica.

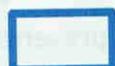
Dallo stralcio della prima carta, riportato di seguito, si veda che l'area in esame ricade in classe Z4a, dunque con possibilità di amplificazioni litologiche e/o geometriche per presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali di fondovalle.



Legenda

Pericolosità sismica locale (ai sensi della D.G.R. 8/1566 e successive integrazioni)

- 

Classe Z3b - Pericolosità H2: zona di cresta rocciosa o cocuzzolo.
 Applicazione del livello 2 di approfondimento sismico
 in fase di progettazione di edifici sensibili e/o strategici
 (così come definito dai d.d.u.o. 19904/03).
- 

Classe Z4a - Pericolosità H2: zona di fondovalle con presenza
 di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali.
 Applicazione del livello 2 di approfondimento sismico
 in fase di progettazione di edifici sensibili e/o strategici
 (così come definito dai d.d.u.o. 19904/03).

Figura 4: Carta della Pericolosità Sismica Locale  **area in esame**

Si veda anche lo stralcio della seconda carta, riportato di seguito. Nell'ambito dello studio è stato anche calcolato il Fattore di Amplificazione mediante analisi di secondo livello: per l'intorno esaminato esso risulta compreso tra 1.0 e 1.1 e dunque inferiore al valore soglia.



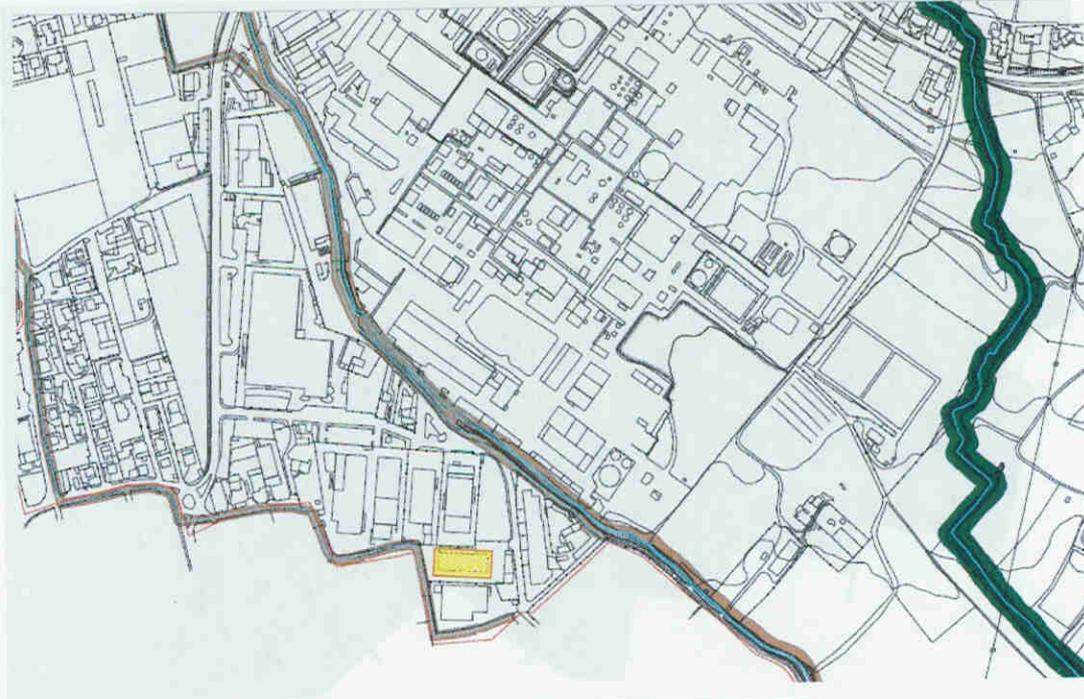
Legenda

Pericolosità sismica locale (ai sensi della D.G.R. 8/1566 e successive integrazioni)

- 
 Classe Z4a - Pericolosità H2: zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali.
 Fa soglia=1,6
 Fa compresa tra 1,0 e 1,1.
-  GF1
 Prospezioni sismica MASW
- 
Fattore di amplificazione calcolato
 Colore ciano= verificato valore soglia della normativa per i suoli di tipo B e C presenti nel territorio comunale.

Figura 5: Carta della Pericolosità Sismica Locale  **area in esame**

La Carta dei Vincoli Geologici non segnala restrizioni per l'area in oggetto, in quanto essa non interferisce con alcuna delle fasce di rispetto segnalate.



Legenda

R.D. 3267/1972: vincolo idrogeologico

Aree perimetrate ai sensi art. 1: vincolo idrogeologico

L. 183/89, art. 17: delimitazione fasce fluviali P.A.I. - Fiume Serio

Limite esterno fascia A - fascia di deflusso della piena

Limite esterno fascia C - area di inondazione per piena catastrofica

Limite di progetto tra la fascia B e la fascia C

R.D. 523/1904, R.D. 368/1904, D.G.R. 7868/2002 e succ. integrazioni

Fasce di rispetto Reticolo Idrico Corsorile (10-5 m)

Fasce di rispetto Reticolo Idrico Minore (10 m)

Fasce di rispetto Reticolo Idrico Principale (10 m)

Parco Locale di Interesse Sovracomunale (L.R. 86/83 art. 34)

Parco del Serio Nord

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

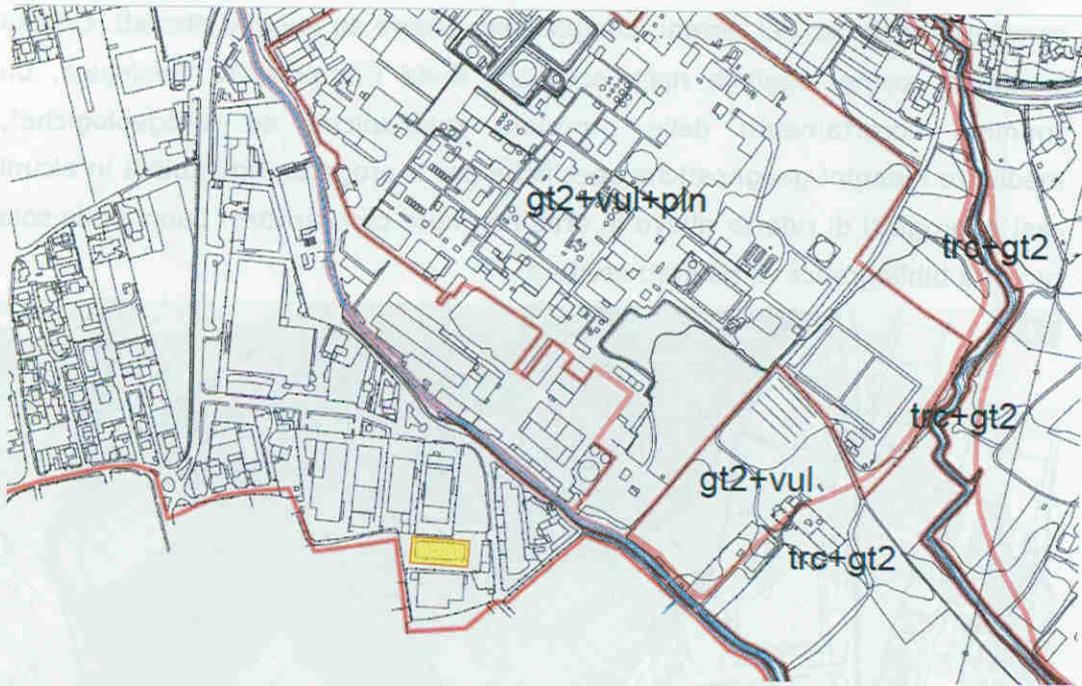
Area di tutela assoluta captazioni idropotabili: 10 m

Zona di rispetto captazioni idropotabili: 200 m

Figura 6: Carta dei Vincoli

area in esame

La Carta di Sintesi segnala per l'area la presenza di terreni con scadenti caratteristiche geotecniche. Nello specifico tuttavia la classifica, mediante la sigla Gt1, come appartenente alla categoria delle "aree prevalentemente ghiaioso-sabbiose con buona o discreta capacità portante".



Legenda

aree pericolose dal punto di vista dell'instabilità dei versanti

- cr1** Aree soggette a prevalente distacco di blocchi di roccia
- cr2** Aree soggette a prevalente transito ed accumulo di blocchi di roccia
- fq** Aree di frana quiescente
- cnq** Aree di conoidi quiescenti
- aei** Aree estrattive inattive
- sl1** Aree a pericolosità potenziale legata alla possibilità di innesco di scivolamenti di coperture detritiche con tessitura fine e spessore modesto, su pendii fortemente acclivi
- sl2** Aree a pericolosità conclamata e/o potenziale legata alla possibilità di innesco di scivolamenti di coperture detritiche con tessitura fine su pendii mediamente acclivi
- sl3** Aree a pericolosità potenziale legata alla possibilità di innesco di scivolamenti di coperture detritiche con tessitura fine e spessore modesto, su pendii mediamente acclivi
- sl4** Aree a pericolosità potenziale legata alla possibilità di innesco di scivolamenti di coperture detritiche con tessitura media su pendii mediamente acclivi
- sl5** Versanti e/o parti di pendio da mediamente acclivi a poco acclivi formati da coperture detritiche con tessitura fine con scarsa capacità di drenaggio
- fl** Aree di pertinenza fluvio torrentizia

aree pericolose dal punto di vista idrogeologico

- vul** Aree ad alta vulnerabilità
- pln** Aree interessate alla presenza di centri di pericolo: Polytet S.p.A.
- apr** Aree interessate da possibile presenza di centri di pericolo: area Via XXV Aprile

aree pericolose dal punto di vista idrologico

- in1** Aree di pertinenza dell'alveo attuale e recente del Fiume Serio comprese la fascia A e B del PAI e la zona di rischio idraulico elevato (R4) esterna alla fascia B di progetto
- in2** Aree frequentemente inondabili poste in adiacenza al Fiume Serio in classe a rischio idraulico elevato (R3) esterne alla fascia B di progetto
- trc** Aree con moderato rischio di inondazione per trascinazione compresa tra la fascia C del PAI e le aree individuali con criteri geomorfologici adiacenti i corsi d'acqua principali

aree che presentano scadenti caratteristiche geotecniche

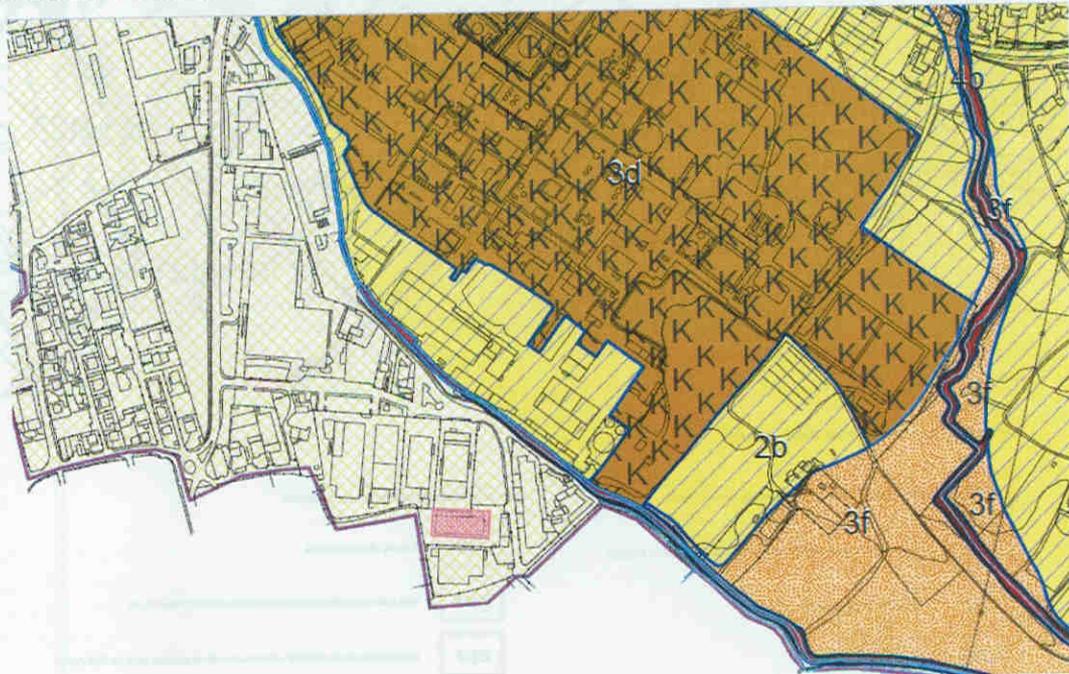
- gt1** Aree prevalentemente ghiaioso-sabbiose con buona-discreta capacità portante
- gt2** Aree prevalentemente argilloso-limose con discreta-scarso capacità portante
- gt3** Aree con consistenti disomogeneità tessiture verticali e laterali

Figura 7: Carta di Sintesi

area in esame

La Carta di Fattibilità assegna all'area oggetto di studio la classe di fattibilità 2, sottoclasse a, in quanto presenta modeste (in quanto puntuali o ridotte)

limitazioni alla modifica della destinazione d'uso dei terreni, derivate dai caratteri geotecnici dei terreni, che possono essere da buoni a discreti. Questo comporta, come leggibile nella relazione della Componente Geologica, un "minimo accertamento delle proprietà meccaniche ed idrogeologiche", mediante indagini geognostiche specifiche per il progetto, sostituibili in alcuni casi di progetti di ridotto rilievo in aree ben note con caratteri buoni dalla sola raccolta bibliografica di risultati esistenti.



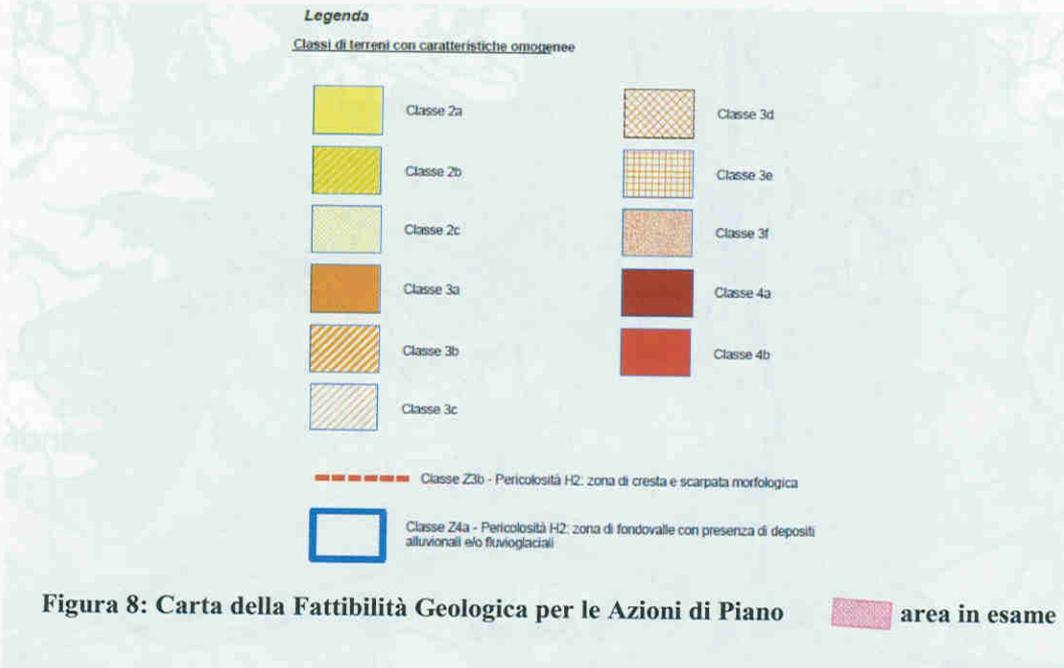
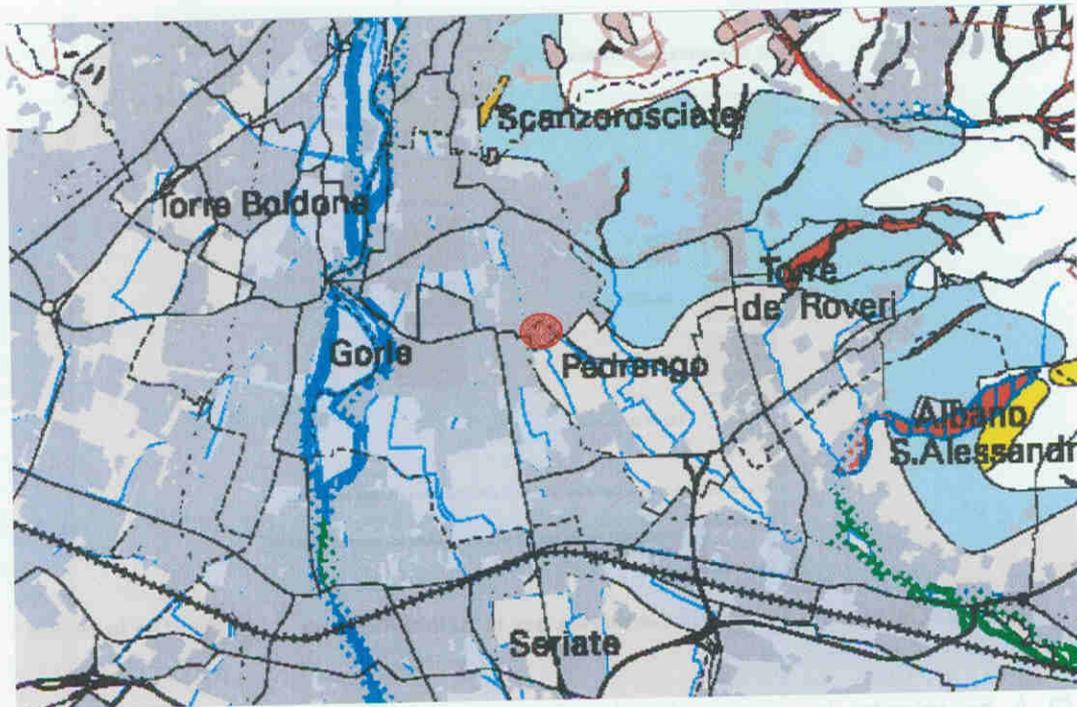


Figura 8: Carta della Fattibilità Geologica per le Azioni di Piano

Si è esaminata la cartografia del PTCP provinciale relativa agli ambiti di pianura, quale quello indagato. La Carta degli Elementi di Pericolosità e Criticità non risulta particolarmente leggibile per l'area in oggetto, tuttavia viste le condizioni litologiche ed idrogeologiche sopra descritte, l'area esaminata dovrebbe ragionevolmente collocarsi nell'ambito dei territori così definiti: "Ambiti di pianura nei quali gli interventi di trasformazione territoriale devono mantenere come soglia minimale le condizioni geologiche ed idrauliche esistenti". Tale classificazione è legata, come si legge nelle Norme di Attuazione all'art.44, alla presenza di falda sì profonda, ma tuttavia vulnerabile a causa delle litologie superficiali e/o della abbondante presenza di pozzi. Sempre secondo le prescrizioni delle NdA in tali aree è necessario "garantire interventi che non riducano le condizioni di assetto idrogeologico esistenti", pertanto evitando la messa in opera di pozzi per quanto possibile, mentre qualora l'opera risulti necessaria eseguendola a regola d'arte ed attenendosi al D.L. 258/2000 per la gestione.



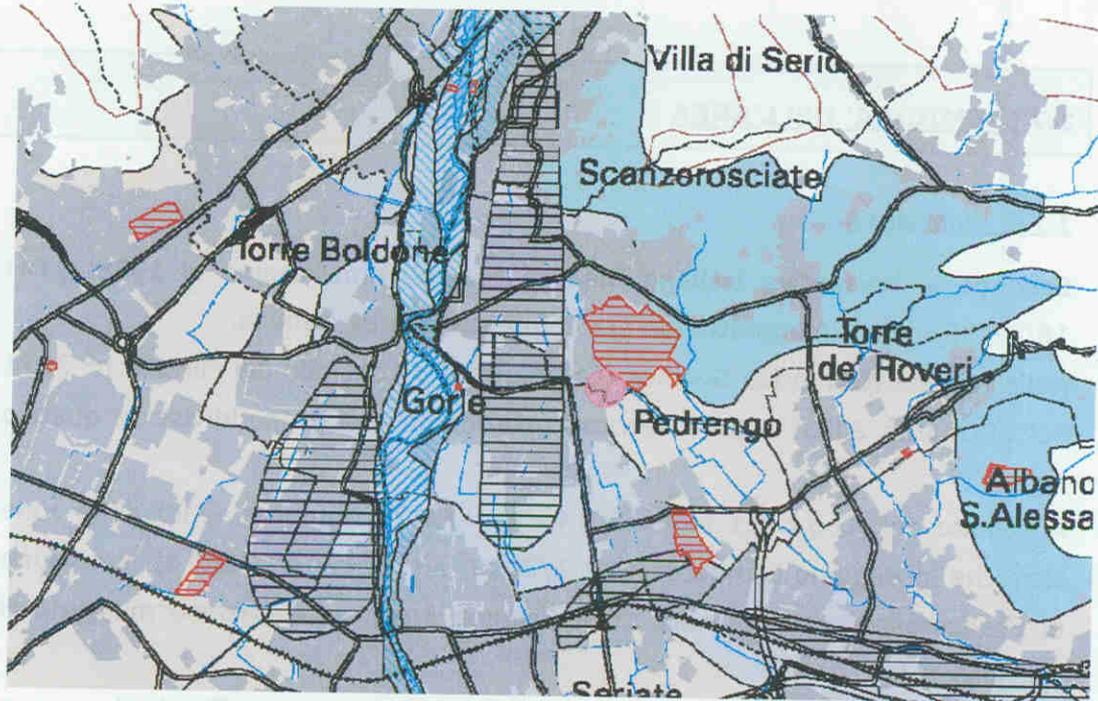
LEGENDA

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> Perimetrazioni individuato nell'Allegato 4.1 dell' "Atto dei rischi idraulici ed idrologici" - Modifiche e integrazioni al P.A.I., approvate con deliberazione del Comitato istituzionale n.18 del 26 aprile 2001 (aree verdi) Perimetrazioni individuato nell'Allegato 4.2 dell' "Atto dei rischi idraulici ed idrologici" - Modifiche e integrazioni al P.A.I., approvate con deliberazione del Comitato istituzionale n.18 del 26 aprile 2001 (aree rosse) Delimitazione dello "fasce fluviali" individuato nella Tavola del P.A.I. (ex P.S.F.F.) e nelle successive modifiche e integrazioni. Il perimetro comprende le fasce A e B Aree valanghivo che gravano su strutture/infrastrutture (centri abitati, strade, beni s.i.). Per i restanti ambiti montani si rimanda alla carta di localizzazione probabile delle valanghe pubblicata dalla Regione Lombardia Aree che non consentono trasformazioni territoriali a causa di gravi situazioni dovute alla presenza di ambiti a forte rischio idrogeologico (frane/condizioni) (art. 43) Aree provvisoriamente inidonee nelle quali la compatibilità' dagli interventi di trasformazione territoriale e' condizionata ad approfondimenti e studi di dettaglio di carattere idrogeologico ed idraulico che accertino la propensione dell'area all'intervento proposto. Ambiti urbani che per particolari condizioni geomorfologiche o idrogeologiche richiedono verifiche delle condizioni al contorno e spiccate attenzione negli interventi di modificazione edilizie e di nuova costruzione (art. 43) | <ul style="list-style-type: none"> Aree nelle quali gli interventi di trasformazione territoriale sono ammissibili previa approfondimenti finalizzati alla miglior definizione delle condizioni al contorno e delle caratteristiche geotecniche dei terreni (art. 43) Aree di possibile fragilita' nelle quali gli interventi sono ammessi solo previa verifiche di tipo geotecnico (art. 43) Ambiti di pianura nei quali gli interventi di trasformazione territoriale devono essere assoggettati a puntuali verifiche di compatibilita' geologica ed idraulica (art. 44) Ambiti di pianura nei quali gli interventi di trasformazione territoriale devono mantenere come soglia minima le condizioni geologiche ed idrauliche esistenti (art. 44) Ambiti di pianura nei quali gli interventi di trasformazione territoriale devono garantire il mantenimento delle condizioni geologiche ed idrauliche esistenti (art. 44) Limite superiore delle aree interessate da fontanili per i quali si dovra' verificare a garantire l'equilibrio idraulico e naturalistico (art. 44) Aree ad elevata vulnerabilita' per le risorse idriche sotterranee (art. 37) <p>Per tutte le aree montane non interessate da perimetrazioni, all'interno di questa carta, occorre comunque fare riferimento agli art. 41 e 42 dello N.d.A. del Piano</p> |
|--|---|

Figura 9: PTCP – Sez 1. Suolo e acque – Tav 1: Elementi di pericolosità e di criticità; compatibilità degli interventi di trasformazione del territorio – tavola d'insieme

area in esame

La Carta degli Elementi di Criticità in Ambito di Pianura è anch'essa difficilmente leggibile, e tuttavia visto tutto quanto sopra detto l'area dovrebbe ragionevolmente collocarsi nell'ambito delle aree a vulnerabilità idrogeologica media.



LEGENDA

COMPONENTI NATURALI DI CRITICITÀ

VULNERABILITÀ DELLA FALDA

- Vulnerabilità idrogeologica elevata
 - presenza di aree ative
 - rinvenimento della falda freatica nelle porzioni più superficiali dell'aquifero (bassi valori di soggiacenza)
 - assenza o scarsa persistenza dell'orizzonte impermeabile superficiale
- Vulnerabilità idrogeologica media
 - presenza di litologie superficiali impermeabili non troppo persistenti, ma con falda profonda rispetto al piano di campagna
- Vulnerabilità idrogeologica bassa
 - presenza di un esteso e potente livello litologico superficiale impermeabile e falda assente nelle porzioni più superficiali dell'aquifero
 - falda molto profonda rispetto al piano campagna
- Limite superiore fascia fontanili aggiornato al 1999
- Ambito dei fontanili attivi

ESONDABILITÀ

- Fascia A e B del P.A.I. (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico)
- Fascia C del P.A.I.
- Aree soggette a possibili inondazioni

RISCHIO SISMICO

- Ambienti soggetti a rischio sismico

COMPONENTI ANTROPICHE DI CRITICITÀ

SITI CONTAMINATI

- Aree interessate da fenomeni di inquinamento delle acque sotterranee di particolare rilevanza
- Aree destinate allo smaltimento dei rifiuti di vario tipo

Figura 10: PTCP – Sez D1: Geologia ed idrogeologia - Tav 1.3.A.: Carta degli elementi di criticità in ambito di pianura area in esame

1.7 SISMICITA' DELL'AREA

1.7.1 Normativa

Secondo la Normativa Italiana Sismica (decreti emessi sino al 1988 e DM 16/01/96) l'area in oggetto non era compresa in area sismica.

Nella recente Normativa Sismica (Ordinanza del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003) tutto il territorio Nazionale è stato suddiviso in quattro zone.

A seguito del: 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), il comune di Scanzorosciate risulta nella zona Sismica 3 con accelerazione massima di 0,054655 m/s².

Nel settembre 2005 è stato pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale la nuova Normativa Italiana sulle Costruzioni, il cosiddetto Testo Unico (DM 14/09/2005); poi successivamente viene realizzata una nuova versione (DM 14/01/2008) pubblicata in Gazzetta Ufficiale n°29 del 4 febbraio con successiva pubblicazione della Circolare n° 617 del 02/02/2009, Gazzetta ufficiale n°47 del 27 febbraio 2009-Suppl. Ordinario n°27: Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 la determinazione delle azioni sismiche non deve più essere fatta sulla base della zona sismica territorialmente definita ma sito per sito secondo l'allegato B del D.M..

Tutte le verifiche vanno fatte con il metodo degli stati limite in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche.

1.7.2 Il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008-parametri sismici di calcolo

Nel D.M. 14 gennaio 2008 viene proposto uno spettro di risposta elastico dell'accelerazione, per la componente orizzontale del moto, caratterizzato dal seguente andamento:

$$a(g) = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right] \text{ per } 0 \leq T < T_b \quad a(g) = a_g S \eta F_0 \text{ per } T_b \leq T < T_c$$

$$a(g) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_c}{T} \right) \text{ per } T_c \leq T < T_d \quad a(g) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_c T_d}{T^2} \right) \text{ per } T_d \leq T$$

La grandezza a_g esprime l'accelerazione di picco nel bedrock in g, ricavabile dalle tabelle allegate al D.M. 14 gennaio 2008 (allegato B).

Il parametro η è il fattore di correzione per lo smorzamento viscoso ed è dato

da:
$$\eta = \left[\frac{10}{5 + \xi} \right]^{0.5} \geq 0.55$$

S è una grandezza data dal prodotto: $S = S_s S_t$

dove S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_t il coefficiente di amplificazione topografico, ricavabili dalle tabelle che seguono.

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_0 a_g \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 a_g \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 F_0 a_g \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 F_0 a_g \leq 1,60$

Le classi A, B, C, D e E si riferiscono alla classificazione del sito da un punto di vista stratigrafico e litologico secondo il D.M. 14 gennaio 2008.

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.	-	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.	Sommità del pendio	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,20

T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,40
----	--	--------------------	------

F_0 è l'amplificazione spettrale massima, su bedrock orizzontale, e ha un valore minimo di 2,2; si ricava, come a_g , dalla tabella allegata al D.M.14 gennaio 2008 (allegato B).

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_c = C_c T_c^*$ in cui T_c^* è un parametro fornito nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008, mentre C_c si ottiene, in funzione della categoria del sottosuolo, con la seguente tabella:

Categoria sottosuolo	C_c
A	1,00
B	$1,10(T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,05(T_c^*)^{-0,33}$
D	$1,25(T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,15(T_c^*)^{-0,40}$

I parametri T_b e T_d sono correlati a T_c attraverso le seguenti relazioni:

$$T_b = \frac{T_c}{3}; T_d = 4,0a_g + 1,6$$

Dallo spettro di risposta elastico dell'accelerazione si ricava lo spettro di risposta dello spostamento, applicando, per ogni periodo T , la relazione:

$$u = a(g)g \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

dove g è l'accelerazione di gravità (981 cm/s^2).

Lo spettro di risposta elastico verticale si ottiene con le stesse relazioni viste per quello orizzontale, sostituendo il parametro F_0 con la grandezza F_v , data

da:
$$F_v = 1,35F_0 a_g^{0,5}$$

Si ricorda che i parametri a_g , F_0 e T_c^* vanno ricavati dall'allegato B del D.M. in funzione del tempo di ritorno (T_r) preso in considerazione. Il parametro T_r

viene ricavato dalla seguente relazione:
$$T_r(\text{anni}) = -\frac{V_r}{1 - P_{V_r}}$$

in cui V_r è la vita di riferimento dell'opera e P_{V_r} la probabilità di superamento legata allo stato limite di calcolo.

La vita di riferimento (V_r) dell'opera si ottiene con la formula:

$$V_r(\text{anni}) = C_u V_n$$

dove V_n è la vita nominale dell'opera (Tabella I) e C_u un fattore moltiplicativo funzione della classe d'uso della struttura in progetto (Tabella II e III).

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella I

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe 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.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: 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.

Tabella II

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella III

Il parametro P_{vr} è invece funzione dello stato limite considerato, secondo la seguente tabella:

Stati Limite	P_{vr}
Stato Limite di Operatività (SLO):	0,81
Stato Limite di Danno (SLD):	0,63
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):	0,10
Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):	0,05

Tabella IV

Il coefficiente sismico orizzontale del terreno si ottiene moltiplicando il valore di a_g per un fattore correttivo β : $k_{hk} = \beta a_g$

Il parametro β , secondo le istruzioni per l'applicazione del D.M.14/01/2008, va ricavato dalla seguente tabella:

	Categoria del sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β	β
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.20

Per quanto riguarda il coefficiente sismico orizzontale della struttura (k_{hi}) va considerato che la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza, nell'ipotesi che in condizioni statiche il carico sia perfettamente verticale, può essere valutata in modo conservativo con la relazione: $\theta = \arctg(a_g)$ dove:

a_g = accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni;

Un modo più corretto di valutare l'inclinazione del carico dovuta al sisma è quello che passa per la stima dello spettro di progetto dell'opera. Inizialmente si calcola il periodo di vibrazione fondamentale della struttura con la relazione: $T_1(s) = C_1 H^{\frac{3}{4}}$

in cui C_1 è un fattore che dipende dalla tipologia costruttiva e H l'altezza dell'edificio rispetto al piano di posa delle fondazioni.

Tipologia	C_1
Costruzioni con struttura a telaio in acciaio	0,085
Costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato	0,075
Costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura	0,050

La relazione è valida per edifici con H non superiore ai 40 metri e massa distribuita, approssimativamente, in maniera uniforme lungo l'altezza.

Quindi si entra nello spettro di progetto orizzontale, leggendo sull'asse delle ordinate il valore di k_{hi} che corrisponde al periodo T_1 lungo l'asse delle ascisse. L'inclinazione del carico dovuto al sisma è dato, in questo caso, dalla

relazione: $\theta = \arctg(k_{hi})$

Va considerata nel calcolo l'eccentricità del carico dovuta alla presenza dei momenti indotti dal sisma lungo il lato B e lungo il lato L della fondazione.

L'eccentricità si calcola con la relazione:
$$e = \frac{M}{N}$$

dove M è il momento e N la componente verticale del carico applicato sulla fondazione. Qualora non nota, a favore della sicurezza si può impiegare in via preliminare, un valore prossimo a B/6, ove B è la larghezza della fondazione.

1.7.3 Spettri di risposta elastici

Al fine della valutazione dell'azione sismica sono stati calcolati gli spettri di risposta elastici della componente sia verticale che orizzontale agli stati limite ultimi (SLV e SLC con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R rispettivamente del 5% e del 10%) e agli stati limite di esercizio (SLO e SLD con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R rispettivamente del 81% e del 63%). Per le verifiche è stato utilizzato il programma di calcolo della PROGRAMGEO "SISMA" aggiornato alle verifiche proposte dal DM 14 gennaio 2008.

Si vedano di seguito i relativi tabulati di calcolo con indicati i principali parametri ricavati per i diversi stati limite: accelerazione al bedrock(g) della componente orizzontale e verticale, fattore di amplificazione spettrale max, periodo inizio tratto velocità costante.

0,050	Costazioni con quilibrio tipo di struttura
-------	--

Parametri sismici secondo il D.M.14 gennaio

Longitudine del sito (°):	9,7414
Latitudine del sito (°):	45,7013
Periodo di riferimento (anni):	50
Probabilità di superamento (%):	5
ID primo nodo d'interpolazione:	11381
ID secondo nodo d'interpolazione:	11159
ID terzo nodo d'interpolazione:	11380
ID quarto nodo d'interpolazione:	11158
Accelerazione sismica orizzontale massima al sito (g):	0,1567
Categoria sottosuolo:	Classe B
Fattore di amplificazione stratigrafico:	1,2
Categoria topografica:	T1
Fattore di amplificazione topografico:	1
Coefficiente di smorzamento (%):	5
Fattore massimo di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale:	2,47
Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione c	0,28
Periodo di ritorno del sisma (anni):	975

Parametri sismici secondo il D.M.14 gennaio

Longitudine del sito (°):	9,7414
Latitudine del sito (°):	45,7013
Periodo di riferimento (anni):	50
Probabilità di superamento (%):	10
ID primo nodo d'interpolazione:	11381
ID secondo nodo d'interpolazione:	11159
ID terzo nodo d'interpolazione:	11380
ID quarto nodo d'interpolazione:	11158
Accelerazione sismica orizzontale massima al sito (g):	0,1204
Categoria sottosuolo:	Classe B
Fattore di amplificazione stratigrafico:	1,2
Categoria topografica:	T1
Fattore di amplificazione topografico:	1
Coefficiente di smorzamento (%):	5
Fattore massimo di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale:	2,42
Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione c	0,27
Periodo di ritorno del sisma (anni):	475



Parametri sismici secondo il D.M.14 gennaio

Longitudine del sito (°):	9,7414
Latitudine del sito (°):	45,7013
Periodo di riferimento (anni):	50
Probabilità di superamento (%):	63
ID primo nodo d'interpolazione:	11381
ID secondo nodo d'interpolazione:	11159
ID terzo nodo d'interpolazione:	11380
ID quarto nodo d'interpolazione:	11158
Accelerazione sismica orizzontale massima al sito (g):	0,0421
Categoria sottosuolo:	Classe B
Fattore di amplificazione stratigrafico:	1,2
Categoria topografica:	T1
Fattore di amplificazione topografico:	1
Coefficiente di smorzamento (%):	5
Fattore massimo di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale:	2,45
Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione c:	0,22
Periodo di ritorno del sisma (anni):	50

Parametri sismici secondo il D.M.14 gennaio

Longitudine del sito (°):	9,7414
Latitudine del sito (°):	45,7013
Periodo di riferimento (anni):	50
Probabilità di superamento (%):	81
ID primo nodo d'interpolazione:	11381
ID secondo nodo d'interpolazione:	11159
ID terzo nodo d'interpolazione:	11380
ID quarto nodo d'interpolazione:	11158
Accelerazione sismica orizzontale massima al sito (g):	0,0323
Categoria sottosuolo:	Classe B
Fattore di amplificazione stratigrafico:	1,2
Categoria topografica:	T1
Fattore di amplificazione topografico:	1
Coefficiente di smorzamento (%):	5
Fattore massimo di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale:	2,43
Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione c:	0,2
Periodo di ritorno del sisma (anni):	30

Per quanto riguarda specificatamente la struttura in progetto di realizzazione viene di seguito proposto, sulla base di quanto precedentemente relazionato, il grafico dello spettro di progetto orizzontale di cui alla successiva figura, assumendo:

- Zona sismica 3 con vita nominale dell'opera: 50 anni
- Altezza media della costruzione metri 10
- Fattore di struttura $q = 2,5$

Si ottiene il seguente spettro di progetto orizzontale:

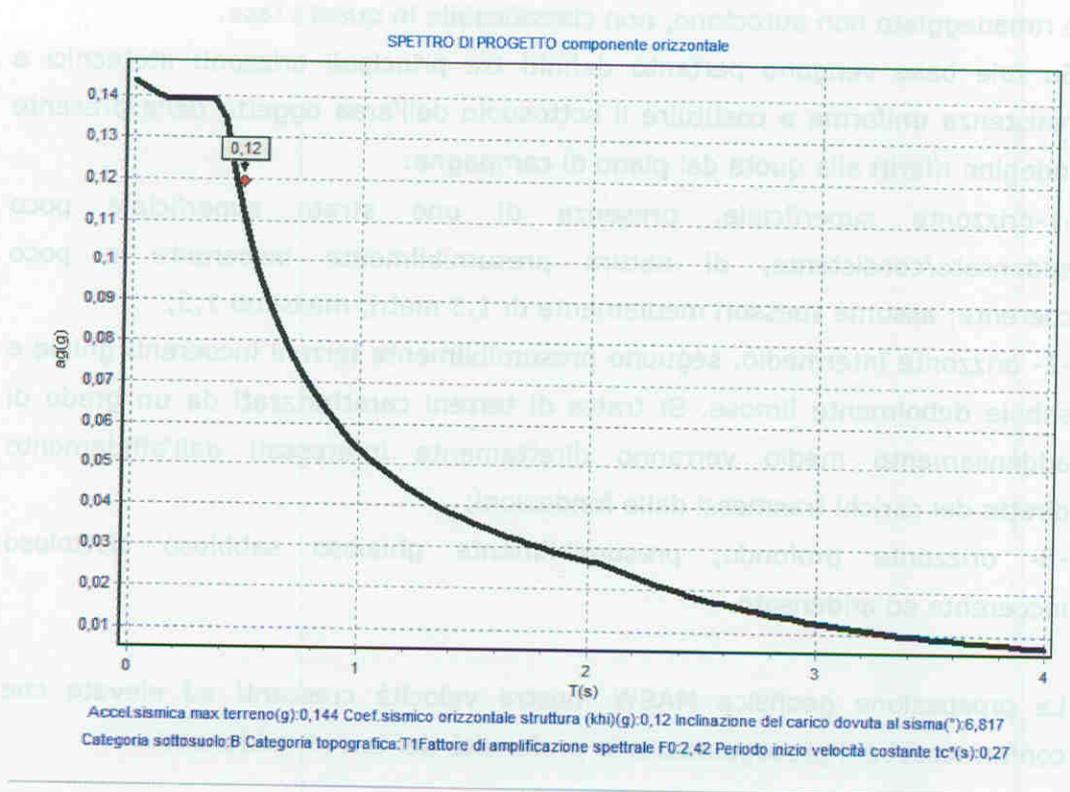


Figura 11: Spettro di risposta orizzontale

1.8 LITOSTRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Si premette che le prove penetrometriche non forniscono riscontri diretti sulla litologia del sottosuolo, determinabile solo con verifiche stratigrafiche di tipo diretto, nel caso specifico non previsti dalla committenza, ma permettono di determinare le caratteristiche di resistenza dei terreni e di conseguenza di

suddividere il sottosuolo in orizzonti a resistenza "comparabile" e nel caso dei terreni incoerenti o poco coerenti di determinare con buona approssimazione i principali parametri geotecnici.

La litostratigrafia del sottosuolo viene di conseguenza valutata sulla base di riscontri bibliografici, suffragati da conoscenza della zona da parte dello scrivente per altre indagini esperite. Si assume il terreno di naturale deposizione di natura "incoerente" e litologia ghiaioso sabbioso limosa, ricoperto da un orizzonte superficiale di alterazione o più facilmente di riporto o rimaneggiato non autoctono, non classificabile in questa fase.

Su tale base vengono pertanto definiti tre principali orizzonti litotecnici a resistenza uniforme a costituire il sottosuolo dell'area oggetto della presente indagine riferiti alla quota del piano di campagna:

- 1- orizzonte superficiale, presenza di uno strato superficiale poco addensato/consistente, di natura presumibilmente incoerente o poco coerente; assume spessori mediamente di 1,3 metri, massimo 1,5;
- 2- orizzonte intermedio, seguono presumibilmente terreni incoerenti ghiaie e sabbie debolmente limose. Si tratta di terreni caratterizzati da un grado di addensamento medio verranno direttamente interessati dall'affidamento diretto dei carichi trasmessi dalle fondazioni;
- 3- orizzonte profondo, presumibilmente ghiaioso sabbioso ciottoloso incoerente ed addensato.

La prospezione geofisica MASW mostra velocità crescenti ed elevate che confermerebbe il proseguimento in profondità dei terreni addensati.

2.0 RELAZIONE GEOTECNICA

2.1 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

In base alle resistenze misurate del terreno dalle prove penetrometriche il sottosuolo è stato suddiviso in orizzonti stratigrafici e geotecnici (litotecnici), definendo il modello geotecnico con attribuzione di valori ai principali parametri geotecnici.

Si veda di seguito la tabella n°1 che riassume le resistenze degli orizzonti litotecnici individuati.

Prove SCPT	Orizzonte 1			Orizzonte 2			Orizzonte 3			rifiuto (prof. m)
	Spess m	Nscpt media	Nspt-media	Spess m	Nscpt media	Nspt-media	Spess m	Nscpt media	Nspt-media	
1	0,6	9,0	10,4	1,2	16,4	18,9	3,3	39,7	45,7	5,7
2	1,2	2,9	3,3	1,8	20,2	23,2	1,5	44,2	50,8	devia
3	-	-	-	2,7	20,8	23,9	2,1	45,7	52,6	5,4
4	-	-	-	2,1	23,9	27,5	23,4	49,4	56,8	devia
5	-	-	-	1,8	15,0	17,2	2,7	39,5	45,4	devia
6	1,5	6,2	7,2	2,4	14,0	16,1	0,6	28,3	32,5	4,8
7	1,5	7,1	8,2	1,8	17,1	19,7	2,1	47,6	54,7	devia
8	1,5	3,7	4,2	3,6	11,4	13,1	0,6	45,2	51,9	6,0
Media	1,3	5,8	6,7	2,2	17,3	19,9	4,5	42,4	48,8	/
Nspt media normalizzato			7			23			46	
Nspt min. normalizzato			4			18			31	

Va specificato che per quanto riguarda le prove penetrometriche SCPT le resistenze vengono correlate allo standard SPT applicando un coefficiente β che viene determinato sulla base di: dati bibliografici (Tissoni 1987, S.G.I., Meardi, Pagani, Cestari, ecc.), della esperienza dello scrivente, della energia strumentale, della litologia. Nel caso specifico avendo a disposizione valori di Nspt direttamente determinati in foro di sondaggio si è scelto il valore di correlazione $\beta=1,15$.

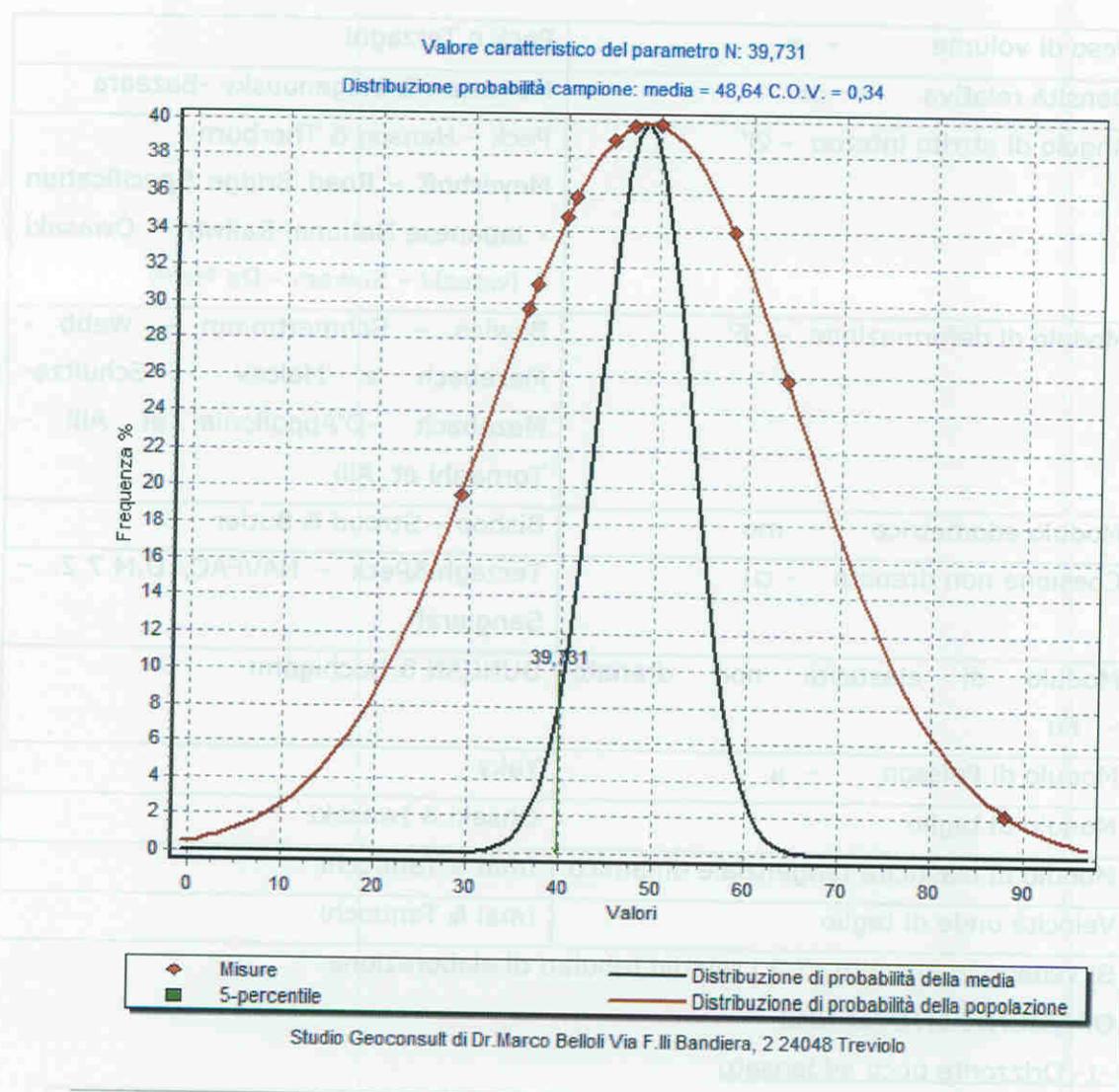
I parametri geotecnici del terreno vengono valutati come caratteristici (k) con metodo statistico a partire dalle resistenze penetrometriche misurate in modo diretto. Nell'approccio statistico la probabilità di non superamento da utilizzare deve essere quella del 5% come specificato sia nell'EC1 che nell' EC7 ed è coerente con quanto indicato nella Normativa Nazionale.

Trattandosi di campioni poco numerosi ($N < 30$) si è ritenuto utilizzare la distribuzione di Student applicata al valore di N inteso come valore di resistenza SPT (correlato ad esso nel nostro caso per le prove SCPT come specificato in seguito); nel caso di campione unitario o molto piccolo si può operare introducendo un coefficiente di variazione (C.O.V.) dedotto dalla letteratura scientifica.

Si procede quindi calcolando il valore caratteristico della media e ove ritenuto opportuno viene quindi ricavato il valore medio dei caratteristici calcolati per ogni orizzonte e per ogni verticale di prova.

Il valore medio è indicato ad utilizzarsi quando siano coinvolti elevati volumi di terreno (quando si origina una compensazione delle eterogeneità del terreno - ad esempio: fondazioni estese e rigide, opere di contenimento, portata laterale di pali, ecc.-). Il valore minimo misurato è indicato ad utilizzarsi ove si abbiano resistenze non compensate (ad esempio, coinvolgimento di modesti volumi di terreno con concentrazione delle superfici di rottura nelle porzioni meno resistenti del volume significativo: in scavi o plinti isolati o portate di punta di pali, o insufficiente rigidità delle strutture).

Si è calcolato quindi considerato in presenza di fondazioni isolate il valore caratteristico minimo. Si allega di seguito un esempio di curva di distribuzione statistica calcolata.



Prova 1 orizzonte 3

Nella attribuzione di valori ai parametri geotecnici, le valutazioni espresse si basano sui risultati delle prove eseguite, tenuto conto della litologia dei terreni e facendo riferimento agli Autori indicati di seguito ed all'esperienza dello scrivente.

Peso di volume - γ	Peck e Terzaghi
Densità relativa - d_r	Marcuson & Bieganousky - Bazaara
Angolo di attrito interno - ϕ'	Peck - Hanson & Thorburn - Meyerhoff - Road Bridge Specification - Japanese National Railway - Owasaki & Iwasaki - Sowers - De Mello
Modulo di deformazione - E'	Bowles - Schmertmann - Webb - Mezebach e Malcev - Schultze- Mezebach - D'Appollonia et Alii - Tornaghi et Alii
Modulo edometrico - m_o	Bishop - Stroud & Butler
Coesione non drenata - c_u	Terzaghi & Peck - NAVFAC, D.M.7.2. - Sanglerat
Modulo di elasticità non drenato - E_u	DUNCAN & Buchigami
Modulo di Poisson - μ	Yaky
Modulo di taglio	Ohsaki & Iwasaki
Modulo di elasticità tangenziale dinamico	Imai & Tanuochi
Velocità onde di taglio	Imai & Tanuochi

Si vedano in allegato n° 3 i relativi tabulati di elaborazione.

ORIZZONTI LITOTECNICI

-1- Orizzonte poco addensato

parametro	simbolo	U.M.	Valore medio	Valore minimo
Peso di volume naturale	γ_{wk}	t/m ³	1,75	1,70
Peso di volume saturo	γ_{satk}	t/m ³	1,90	1,87
Densità relativa	d_r	%	30	25
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,35	0,36
Numero di colpi	N_{sptk}	-	7	4

Condizioni drenate

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	27,5	26
Coesione drenata	c'_k	Kg/cm ²	0	0
Modulo di deformazione drenato	E_k	Kg/cm ²	60	30

-2- Orizzonte medio addensamento

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore medio</i>	<i>Valore minimo</i>
Peso di volume naturale	γ_{wk}	t/m ³	1,85	1,80
Peso di volume saturo	γ_{satk}	t/m ³	2,01	1,95
Densità relativa	d_r	%	60	50
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,31	0,32
Numero di colpi correlato SPT	N_{ck}	-	23	18

Condizioni drenate

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	33,5	32
Coesione drenata	c'_k	Kg/cm ²	0	0
Modulo di deformazione drenato	E'_k	Kg/cm ²	310	250

-3- Orizzonte

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore medio</i>	<i>Valore minimo</i>
Peso di volume naturale	γ_{wk}	t/m ³	1,95	1,90
Peso di volume saturo	γ_{satk}	t/m ³	2,1	2,06
Densità relativa	d_r	%	85	70
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,28	0,30
Numero di colpi correlato	N_{ck}	-	46	31

SPT				
Condizioni drenate				
Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	40	35,5
Coesione drenata	c'_k	Kg/cm ²	0	0
Modulo di deformazione drenato	E'_k	Kg/cm ²	550	400

2.2 CONDIZIONI DI FONDAZIONE

2.2.1 Premessa

Il progettista prevede la realizzazione di fondazioni a plinto che risulteranno avere come quota piano imposta la profondità di circa 2,0 metri. Si dà prescrizione che in ogni caso, in fase esecutiva di scavo, si dovrà verificare l'appoggio delle fondazioni sui terreni portanti di naturale deposizione corrispondenti all'orizzonte -2-. Tale profondità potrà essere conseguita anche mediante una bonifica per asportazione dei terreni poco addensati e sostituzione con magrone nello spessore utile.

2.2.2 Calcolo della portanza

Sulla base delle prescrizioni date nel precedente paragrafo e dei parametri geotecnici precedentemente determinati viene calcolata la portanza del terreno allo Stato Limite Ultimo. Viene applicata la formula del Brinch Hansen elaborando i calcoli avvalendosi del programma QSB2 di PROGRAMGEO DI Castenedolo(BS).

La formula proposta da Brinch Hansen deriva a sua volta da quella di Meyerhoff differendo per i fattori correttivi di forma, approfondimento, inclinazione dei carichi, e per il fattore di portanza N_y e per l'introduzione di fattori correttivi relativi al caso di fondazioni su pendio o con base ruotata.

Ha la seguente espressione per $\Phi > 0$

$$Q_{lim} = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + s_q \times y_1 \times D \times N_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0.5 \times y_2 \times B \times N_y \times s_y \times d_y \times i_y \times b_y \times g_y$$

E per $\Phi = 0$

- $Q_{lim} = 5.14 \times C_u \times (1+sc+dc-ic-bc-gc) + \gamma_1 \times D$
- In cui: N_c, N_q, N_y = fattori adimensionali di portanza.
- $N_q = \exp[\text{PixTg}(\Phi)] \times Tg2(45+\Phi/2)$
- $N_c = (N_q-1) \times \text{Cotg}(\Phi)$
- $N_y = 2 \times (N_q-1) \times Tg(\Phi);$
- sc, sq, sy = fattori di forma dati da:
- $sc = 0.2 \times B/L$ per $\Phi = 0$
- $sc = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L)$ per $\Phi > 0$
- $sq = 1 + (B/L) \times \text{sen}(\Phi)$
- $sy = 1 - 0.4 \times (B/L);$
- dc, dq, dy = fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:
- $dc = 0.4 \times K$ per $\Phi = 0$
- dove $K = D/B$ per $D/B \leq 1$ e $K = \text{arctang}(D/B)$ per $D/B > 1$
- $dc = 1 + 0.4 \times k$
- $dq = 1 + 2 \times \text{tg}(\Phi) \times [1-\text{sen}(\Phi)]^2 \times K$
- $dy = 1$
- ic, iq, iy = fattori correttivi per carichi inclinati, dati da:
- $ic = 0.5 - 0.5 \times \text{srq}[1-H/(A \times c)]$ per $\Phi = 0$
- $ic = iq - (1- iq)/(N_q-1)$ per $\Phi > 0$
- $iq = [1 - 0.5 \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\Phi))]^5;$
- $iy = [1 - 0.7 \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\Phi))]^5$ per $b^\circ=0$
- $iy = [1-(0.7-b^\circ/450) \times H/(V + A \times c \times \text{cotg} \Phi)]^5$ per $b^\circ > 0$
- dove H = componente longitudinale del carico;
- V = componente assiale del carico;
- b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale;
- A = area effettiva della fondazione;
- bc, bq, by = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:
- $bc = b^\circ/147$ per $\Phi = 0;$
- $bc = 1-b^\circ/147$ per $\Phi > 0;$
- $bq = \exp[-2 \times b(\text{rad}) \times \text{tg}(\Phi)]$
- $by = \exp[-2.7 \times b(\text{rad}) \times \text{tg}(\Phi)];$

inoltre in ambedue le formule in condizione sismica vengono applicati i seguenti:

z_c, z_q, z_γ = fattori correttivi per gli effetti cinematici dovuti al sisma (Paolucci & Pecker -1997) con $z_q = 1, z_c = 1,$

$$z_\gamma = (1 - Khk / tg \varnothing)^{0.35}$$

ove Khk = coeff. Sismico orizzontale riferito al piano di posa delle fondazioni.

2.2.3 Verifiche di sicurezza di tipo geotecnico agli stati limite ultimi (SLU e SLV)

Per quanto riguarda la verifica agli Stati Limite Ultimi occorre fare riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale. Essa viene effettuata sia nella condizione fondamentale (*allo SLU*) che sismica (*allo SLV*). Si tenga presente che il calcolo della portanza viene effettuato nella condizione sismica adottando una inclinazione del carico verticale costante (secondo il metodo di Paolucci e Pecker visto in precedenza) e carico centrato sulla fondazione, quindi in assenza di momenti flettenti (questo anche in condizioni statiche).

La verifica finale dovrà tenere conto della inclinazione dei carichi verticali e della riduzione della fondazione per effetto delle sollecitazioni flettenti, se necessario, sulla base dei risultati del calcolo strutturale.

Le verifiche vengono effettuate nei confronti degli stati limite ultimi per diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1 e R2 e R3). Nel caso della verifica allo stato limite ultimo in condizioni statiche e dinamiche di tipo geotecnico GEO per carico limite e per scorrimento dell'insieme fondazione terreno la verifica deve essere effettuata secondo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- combinazione 1 (A1+ M1+ R1)
- combinazione 2 (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- unico (A1+M1+R3)

Nel caso dell'Approccio 2 (A1+M1+R3) (ove sono fattorizzate le azioni e NON i parametri), dimensionante per la verifica geotecnica, come indicato nelle istruzioni del DM 14/01/08, si è ottenuto per le di geometria indicata dal progettista :

fondazione a plinto di altezza 0,7 metri e lato 2,5X2,5 metri:

Carico limite condizione fondamentale SLU: 3,25 kg/cm²

come risulta dal seguente calcolo.

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: fondamentale

Fondazione			
Larghezza della fondazione (m):			2,5
Lunghezza della fondazione (m):			2,5
Altezza della fondazione (m):			0,7
Profondità di posa (m):			2
Metodo di calcolo:		Brinch Hansen stato limite ultimo	
Sc:	1,73	Sq:	Fattori di forma
			1,71 Sy: 0,6
Dc:	1,11	Dq:	Fattori di profondità
			1,07 Dy: 1
Ic:	1	Iq:	Fattori inclinazione carico da sisma
			1 Iy: 1
Gc:	1	Gq:	Fattori inclinazione pendio
			1 Gy: 1
Bc:	1	Bq:	Fattori inclinazione base
			1 By: 1
Zc:	1	Zq:	Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma
			1 Zy: 1
RISULTATO			
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:		1	
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:		1	
Coefficiente di sicurezza globale:.....		2,3	
Correzione di Terzaghi:		non applicata	
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):		3,25	
Profondità del cuneo efficace (m):		2,26	

Carico limite condizione sismica SLV: 2,28 kg/cm²

come risulta dal seguente calcolo.

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione			
Larghezza della fondazione (m):			2,5
Lunghezza della fondazione (m):			2,5
Altezza della fondazione (m):			0,7
Profondità di posa (m):			2
Metodo di calcolo:		Brinch Hansen stato limite ultimo	
Sc:	1,73	Sq:	Fattori di forma
			1,52 Sy: 0,74
Dc:	1,11	Dq:	Fattori di profondità
			1,07 Dy: 1
Ic:	0,73	Iq:	Fattori inclinazione carico da sisma
			0,73 Iy: 0,64
Gc:	1	Gq:	Fattori inclinazione pendio
			1 Gy: 1
Bc:	1	Bq:	Fattori inclinazione base
			1 By: 1
Zc:	1	Zq:	Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma
			1 Zy: 0,98
RISULTATO			
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:		1	
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:		1	
Coefficiente di sicurezza globale:.....		2,3	
Correzione di Terzaghi:		non applicata	
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):		2,28	
Profondità del cuneo efficace (m):		2,26	
Accelerazione sismica orizzontale (a):		0,144	

fondazione a plinto di altezza 0,7 metri e lato 3,0 X 3,0 metri:

Carico limite condizione fondamentale SLU: 3,45 kg/cm²

come risulta dal seguente calcolo.

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: fondamentale

Fondazione						
Larghezza della fondazione (m):				3		
Lunghezza della fondazione (m):				3		
Altezza della fondazione (m):				0,7		
Profondità di posa (m):				2		
Metodo di calcolo:					Brinch Hansen stato limite ultimo	
Sc:	1,73	Sq:	Fattori di forma	1,71	Sy:	0,6
Dc:	1,09	Dq:	Fattori di profondità	1,06	Dy:	1
Ic:	1	Iq:	Fattori inclinazione carico	1	Iy:	1
Gc:	1	Gq:	Fattori inclinazione pendio	1	Gy:	1
Bc:	1	Bq:	Fattori inclinazione base	1	By:	1
Zc:	1	Zq:	Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma	1	Zy:	1
RISULTATO						
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito: 1						
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione: 2,3						
Coefficiente di sicurezza globale:..... non applicata						
Correzione di Terzaghi: 3,45						
Capacità portante S.L.U. (kg/cm ²): 2,71						
Profondità del cuneo efficace (m):						

Carico limite condizione sismica SLV: 2,44 kg/cm²

come risulta dal seguente calcolo.

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione						
Larghezza della fondazione (m):				3		
Lunghezza della fondazione (m):				3		
Altezza della fondazione (m):				0,7		
Profondità di posa (m):				2		
Metodo di calcolo:					Brinch Hansen stato limite ultimo	
Sc:	1,73	Sq:	Fattori di forma	1,52	Sy:	0,74
Dc:	1,09	Dq:	Fattori di profondità	1,06	Dy:	1
Ic:	0,73	Iq:	Fattori inclinazione carico	0,73	Iy:	0,64
Gc:	1	Gq:	Fattori inclinazione pendio	1	Gy:	1
Bc:	1	Bq:	Fattori inclinazione base	1	By:	1
Zc:	1	Zq:	Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma	1	Zy:	0,98
RISULTATO						
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito: 1						
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione: 2,3						
Coefficiente di sicurezza globale:..... non applicata						
Correzione di Terzaghi: 2,44						
Capacità portante S.L.U. (kg/cm ²): 2,71						
Profondità del cuneo efficace (m): 0,144						
Accelerazione sismica orizzontale (g):						

fondazione a plinto di altezza 0,7 metri e lato 3,5 X 3,5 metri:

Carico limite condizione fondamentale SLU: 3,66 kg/cm²

come risulta dal seguente calcolo.

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: fondamentale

Fondazione

Larghezza della fondazione (m):					3,5
Lunghezza della fondazione (m):					3,5
Altezza della fondazione (m):					0,7
Profondità di posa (m):					2

Metodo di calcolo: Brinch Hansen stato limite ultimo

Sc:	1,73	Sq:	Fattori di forma	Sy:	0,6
Dc:	1,08	Dq:	Fattori di profondità	Dy:	1
Ic:	1	Iq:	Fattori inclinazione carico da sisma	Iy:	1
Gc:	1	Gq:	Fattori inclinazione pendio	Gy:	1
Bc:	1	Bq:	Fattori inclinazione base	By:	1
Zc:	1	Zq:	Fattori correttivi per gli effetti cinematicidel sisma	Zy:	1

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	3,66
Profondità del cuneo efficace (m):	3,16

Carico limite condizione sismica SLV: 2,60 kg/cm²

come risulta dal seguente calcolo.

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione

Larghezza della fondazione (m):					3,5
Lunghezza della fondazione (m):					3,5
Altezza della fondazione (m):					0,7
Profondità di posa (m):					2

Metodo di calcolo: Brinch Hansen stato limite ultimo

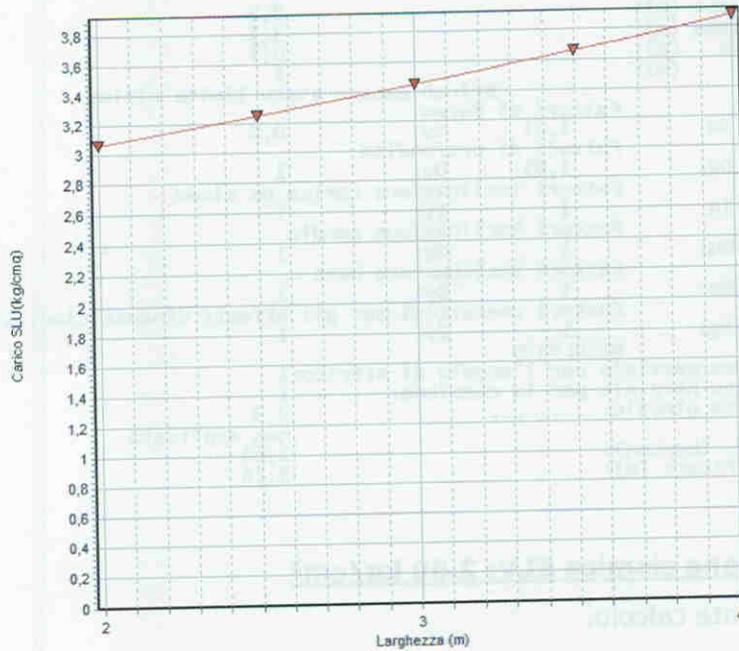
Sc:	1,73	Sq:	Fattori di forma	Sy:	0,74
Dc:	1,08	Dq:	Fattori di profondità	Dy:	1
Ic:	0,73	Iq:	Fattori inclinazione carico da sisma	Iy:	0,64
Gc:	1	Gq:	Fattori inclinazione pendio	Gy:	1
Bc:	1	Bq:	Fattori inclinazione base	By:	1
Zc:	1	Zq:	Fattori correttivi per gli effetti cinematicidel sisma	Zy:	0,98

RISULTATO

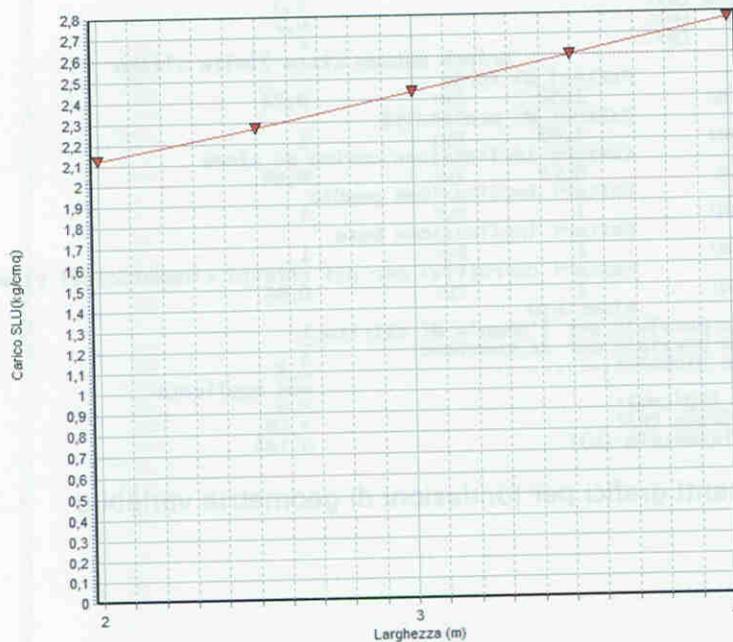
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	2,6
Profondità del cuneo efficace (m):	3,16
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,144

Si vedano anche i seguenti grafici per fondazioni di geometria variabile

In condizione fondamentale



In condizione sismica



Per la valutazione dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU si faccia riferimento alla Tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008, impiegando la colonna A1.

La **Valutazione della sicurezza** prevede che per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Ove:

Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione sulle varie combinazioni di carico (di pertinenza del progettista);

Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno)

In questa verifica vanno assunti i risultati di portanza ottenuti nelle più sfavorevoli condizioni drenate.

2.2.4 Verifica allo slittamento (scorrimento)

Per quanto riguarda la verifica di sicurezza allo scorrimento sul piano di posa, nelle situazioni in cui la fondazione si trova sollecitata da forze orizzontali, per esempio per azione del sisma, in generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$H \leq S + E$$

dove H è la forza orizzontale esterna applicata, S è resistenza di taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed E è la forza corrispondente alla spinta passiva che agisce sul lato a valle, rispetto al verso di applicazione di H , della fondazione stessa. Normalmente E viene trascurata, perché le deformazioni necessarie per la sua mobilitazione sono spesso incompatibili con l'integrità dell'opera.

Nel caso in cui la fondazione poggia su terreni incoerenti ($\varphi > 0$), in condizioni drenate,, S viene calcolata come segue:

$S = V \tan \delta$ V è la risultante dei carichi verticali esterni agenti sulla fondazione e δ è l'angolo d'attrito terreno-fondazione; il valore di δ può essere ricavato sulla base del seguente schema:

Tipologia	Valore di δ
Fondazioni di calcestruzzo gettato in opera	$\delta = \varphi$
Fondazioni prefabbricate di calcestruzzo	$\delta = 2/3 \varphi$

Il parametro φ rappresenta l'angolo di resistenza al taglio dello strato di terreno di appoggio della fondazione. La coesione drenata, se presente, deve essere trascurata.

Nel caso di carichi orizzontali dovuti esclusivamente al sisma, la forza H agente sulla fondazione è data da $H = V k_{hi}$

dove k_{hi} è il coefficiente sismico orizzontale della struttura. In terreni incoerenti quindi il coefficiente di sicurezza allo slittamento si ricava

semplicemente dalla relazione:

$$F_s = \frac{S}{H} = \frac{tg \delta}{k_{hi}}$$

Nel caso in cui la fondazione poggia su terreni coerenti ($\varphi=0$), in condizioni non drenate, S viene calcolata come segue:

$$S = A c_u$$

dove c_u è la coesione non drenata dello strato di appoggio e A è la superficie efficace della base della fondazione data da:

$$A = B L \cos \omega$$

con ω = inclinazione della base rispetto all'orizzontale.

Secondo il D.M. 14.01.2008 il rapporto S/H (coefficiente di sicurezza allo scorrimento) deve essere maggiore o uguale a 1,1. Si è ottenuto, per qualunque dimensione della fondazione:

Coeff. di sicurezza per verifica allo slittamento: 5,21

Come risulta dal seguente calcolo:

Riassunto verifica allo scorrimento
Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: sismica
Fondazione gettata in opera

Larghezza della fondazione (m):	3
Lunghezza della fondazione (m):	3
Altezza della fondazione (m):	0,7
Profondità di posa lato sinistro (m):	2,5-3-3,5

AZIONI SULLA FONDAZIONE

Fattore di sicurezza di Legge:	1,1
Coefficiente sismico orizzontale della struttura (khi):	0,12

RISULTATO

Fattore di sicurezza allo scorrimento: 5,21

Quindi esso risulta verificato.

2.2.5 Verifiche di sicurezza agli stati limiti di esercizio (SLE)- calcolo dei cedimenti

Per quanto riguarda Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata condotta la verifica dei cedimenti in via teorica per fondazioni isolate avvalendosi del metodo di Burland e Burbridge.

I dati sono stati elaborati con programma di calcolo QSB2 di Programgeo.

Il metodo di Burland e Burbridge è un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento; - non sono stati commissionati sondaggi e analisi di laboratorio su campioni.

Il metodo di Burland e Burbridge permette di calcolare il cedimento immediato e secondario di una fondazione direttamente dai dati di una prova penetrometrica dinamica (da prendere ovviamente in via indicativa, poiché le prove penetrometriche danno i valori di resistenza del terreno e non riflettono la storia tensionale).

Ha la seguente espressione:

$$Stot = FsxFhx[PfxB^{0.7}x(Ic/3)+(Q-Pf)x(B^{0.7})xIc]xFt;$$

in cui Ft = 1+R3+R0xLog (T/3):

dove R3=0.3 e R0=0.2 per carichi statici

dove R3=0.7 e R0=0.8 per carichi dinamici,

T=anni di calcolo del cedimento secondario (maggiore di 3);

$$Fs=[1.25 x (L/B)/(L/B+0.25)]^2;$$

Ic=fattore che tiene conto della probabilità che il cedimento reale superi quello calcolato; viene calcolato come segue:

$Ic_{50} = 1.706 / (Nspt)^{1.4}$ (probabilità del 50% che il cedimento reale non superi quello calcolato) con $Nspt$ = numero di colpi medio dello strato;

$Ic_2 = 5.47 / (Nspt)^{1.4}$ (probabilità del 2% che il cedimento reale non superi quello calcolato);

P_f = pressione efficace al piano di posa della fondazione;

Q = carico applicato alla fondazione;

B = lato corto della fondazione;

F_h = fattore che tiene conto dello spessore dello strato maggiormente compressibile (S_p) ed è dato da:

$F_h = 1$ se $S_p > Z_i$;

$F_h = (S_p / Z_i) \times (2 - (S_p / Z_i))$ se $S_p < Z_i$ con

$Z_i = 1.025 + 0.4286 \times B - 9.91 \times 10^{-4} \times B^2$

Generalmente nel calcolo si utilizza il valore di Ic_{50} , in quanto con Ic_2 si ottengono valori eccessivamente cautelativi.

Questo metodo fornisce valori relativi a fondazioni rigide.

Viene in prima ipotesi considerato un incremento netto di carico sul terreno pari a $1,8 \text{ Kg/cm}^2$.

Con fondazione a plinto di altezza 0,7 metri e lato $2,5 \times 2,5$ metri,
viene calcolato il seguente **cedimento: 1,87 cm**

Riassunto del calcolo dei cedimenti	
Verifica allo Stato Limite d'Esercizio	
Larghezza della fondazione (m):	2,5
Lunghezza della fondazione (m):	2,5
Carico applicato sulla fondazione (kg/cm ²):	1,8
Livelli incoerenti	
Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli incoerenti:	Burland e Burbridge
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni):	30
Carico statico o pulsante (Burland e Burbridge):	Carico statico
$Nspt$ crescente o decrescente (Burland e Burbridge):	$Nspt$ crescente
Punto centrale	
Cedimento immediato (mm):	10,6
Cedimento secondario (mm):	8,1
Somma ced. incoerenti (mm):	18,7
Fondazione rigida o flessibile:	Fondazione rigida

Con fondazione a plinto di altezza 0,7 metri e lato 3 x 3 metri, viene calcolato il seguente **cedimento : 2,13 cm**

Riassunto del calcolo dei cedimenti	
Verifica allo Stato Limite d'Esercizio	
Larghezza della fondazione (m):	3
Lunghezza della fondazione (m):	3
Carico applicato sulla fondazione (kg/cm ²):	1,8
Livelli incoerenti	
Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli incoerenti:	Burland e Burbridge
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni):	30
Carico statico o pulsante (Burland e Burbridge):	Carico statico
Nspt crescente o decrescente (Burland e Burbridge):	Nspt crescente
Punto centrale	
Cedimento immediato (mm):	12,1
Cedimento secondario (mm):	9,2
Somma ced. incoerenti (mm):	21,3
Fondazione rigida o flessibile:	Fondazione rigida

Con fondazione a plinto di altezza 0,7 metri e lato 3,5 x 3,5 metri, viene calcolato il seguente **cedimento : 2,37 cm**

Riassunto del calcolo dei cedimenti	
Verifica allo Stato Limite d'Esercizio	
Larghezza della fondazione (m):	3,5
Lunghezza della fondazione (m):	3,5
Carico applicato sulla fondazione (kg/cm ²):	1,8
Livelli incoerenti	
Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli incoerenti:	Burland e Burbridge
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni):	30
Carico statico o pulsante (Burland e Burbridge):	Carico statico
Nspt crescente o decrescente (Burland e Burbridge):	Nspt crescente
Punto centrale	
Cedimento immediato (mm):	13,5
Cedimento secondario (mm):	10,2
Somma ced. incoerenti (mm):	23,7
Fondazione rigida o flessibile:	Fondazione rigida

Si veda anche il seguente grafico per fondazioni di geometria variabile:

2.3.4 Calcolo del cedimento di sottofondazione

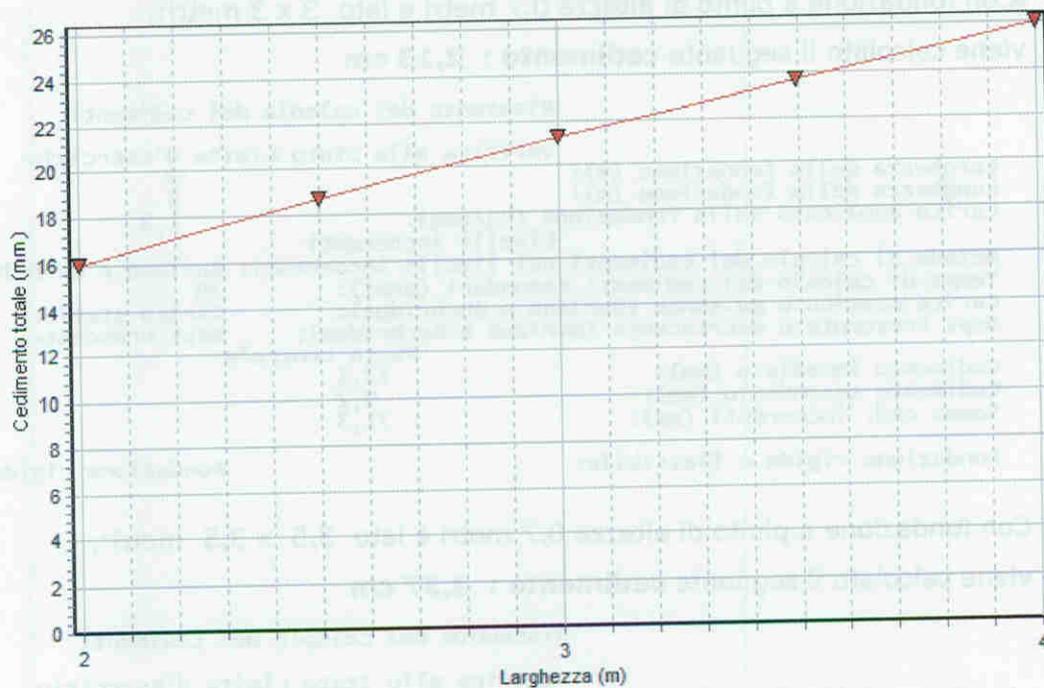
Per quanto riguarda il modulo di Winkler o coefficiente di sottofondazione statica viene applicato per il calcolo il metodo di Bowles che ha proposto la seguente relazione:

$$k \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 40 \cdot \text{diam.} \cdot \text{fc}$$

Ove $\text{fc} = 0,025$ (coefficiente della fondazione)

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

Per fondazioni di lato 3,5 x 3,5 metri:



Il progettista potrà valutare l'ammissibilità dei cedimenti in relazione agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese dall'opera ed operare la verifica : $E_d \leq C_d$

Ove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore minimo dell'effetto delle azioni.

Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

2.2.6 Calcolo del coefficiente di sottofondo

Per quanto riguarda il modulo di Winkler o coefficiente di sottofondo statico viene applicato per il calcolo il metodo di Bowles che ha proposto la seguente relazione

$$K \text{ (Kg/cm}^3\text{)} = 40 \cdot Q_{lim} \cdot f_c$$

Ove $f_c = 0.025 / \text{cedimento della fondazione}$

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- Per Fondazioni di lato 2,5 X 2,5 metri:

Coefficiente di sottofondo statico $K = 2,83 \text{ Kg/cm}^3$

come risulta dal seguente calcolo.

Modulo di reazione del terreno di fondazione	
Fondazione	
Larghezza della fondazione (m):	2,5
Lunghezza della fondazione (m):	2,5
Metodo di Bowles	
Cedimento del terreno di fondazione (cm):	1,9
Carico applicato sulla fondazione (kg/cm ²):	1,8
RISULTATI	
Metodo di calcolo utilizzato:	Metodo di Bowles
Modulo di reazione (kg/cm ²):	2,83

Per Fondazioni di lato 3,0 X 3,0 metri:

Coefficiente di sottofondo statico $K = 2,53 \text{ Kg/cm}^3$

come risulta dal seguente calcolo.

Modulo di reazione del terreno di fondazione	
Fondazione	
Larghezza della fondazione (m):	3
Lunghezza della fondazione (m):	3
Metodo di Bowles	
Cedimento del terreno di fondazione (cm):	2,13
Carico applicato sulla fondazione (kg/cm ²):	1,8
RISULTATI	
Metodo di calcolo utilizzato:	Metodo di Bowles
Modulo di reazione (kg/cm ²):	2,53

Per Fondazioni di lato 3,5 X 3,5 metri:

Coefficiente di sottofondo statico $K = 2,24 \text{ Kg/cm}^3$

come risulta dal seguente calcolo.

Modulo di reazione del terreno di fondazione	
Fondazione	
Larghezza della fondazione (m):	3,5
Lunghezza della fondazione (m):	3,5
Metodo di Bowles	
Cedimento del terreno di fondazione (cm):	2,4
Carico applicato sulla fondazione (kg/cm ²):	1,8
RISULTATI	
Metodo di calcolo utilizzato:	Metodo di Bowles
Modulo di reazione (kg/cm ²):	2,24



Allegato n° 1

CERTIFICATI COROGRAFIA ED UBICAZIONE

Committente: Studio Geoconsult di Marco Belloni **Località:** Via C.A. Dalla Chiesa
Comune di: Scanzorosciate (BG) **Coord.:** 45,7013 N 9,74148 E

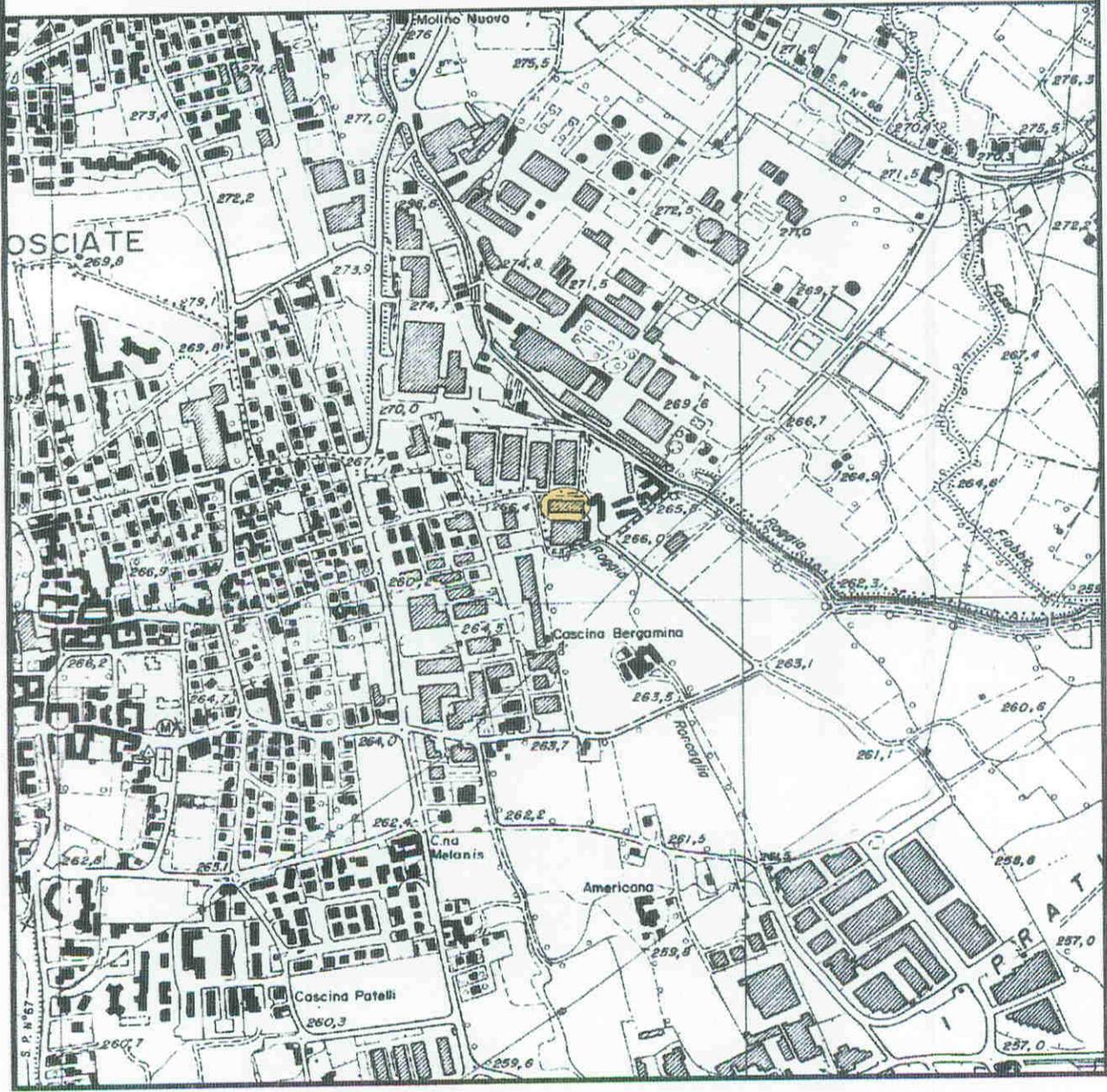
Società autorizzata con Decreto n° 156 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geostatiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

certificato n°81.CORO-2015 del 17/11/2015 **Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015**

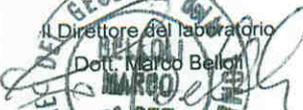
COROGRAFIA scala 1: 10.000

Foglio C5c3-d1 della Carta Tecnica Regionale


 Area in esame
 Scanzorosciate (Bg) - Via Dalla Chiesa



Responsabile tecnico di sito
 Dott. Michele Bertasa


Il Direttore del laboratorio
 Dott. Marco Belloni





LEGENDA

- S.C.P.T. Prova penetrometrica dinamica
- - - Tracciato Indagine sismica M.A.S.W.

Responsabile tecnico di sito

Dott. Michele Bertasa

M. Bertasa

Il Direttore del laboratorio
 Dott. Marco Belloli


Allegato n° 2

CERTIFICATI DIAGRAMMI PENETROMETRICI

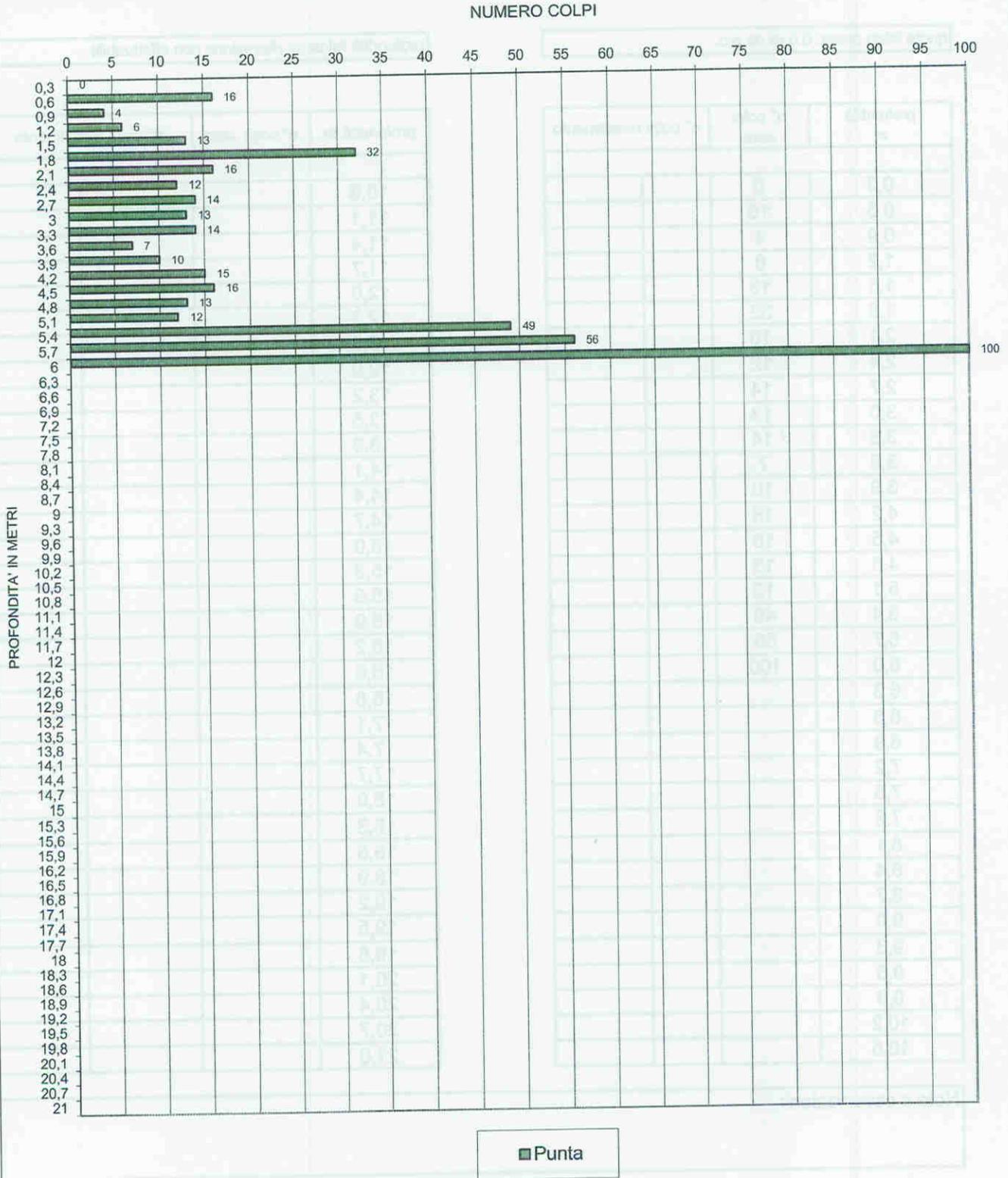
Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 360/01
 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200

Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm

certificato n° 81.DPSH8-2015 del 17/11/2015

Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015



Responsabile tecnico in sito
 Dott. Michele Bertasa

Il Direttore del laboratorio
 Dott. Marco Belloli



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH



Prova n°: 8 **Eseguita il:** 12/11/2015
Committente: Studio Geoconsult di Marco Belloli
Comune di: Scanzorosciate (BG) **Località:** Via C.A. Dalla Chiesa

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 390/01
 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200
Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm
certificato n° 81.DPSH8-2015 del 17/11/2015 **Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015**

quota inizio prova: 0.0 m da p.c.

profondità falda m: rilevazione non effettuabile

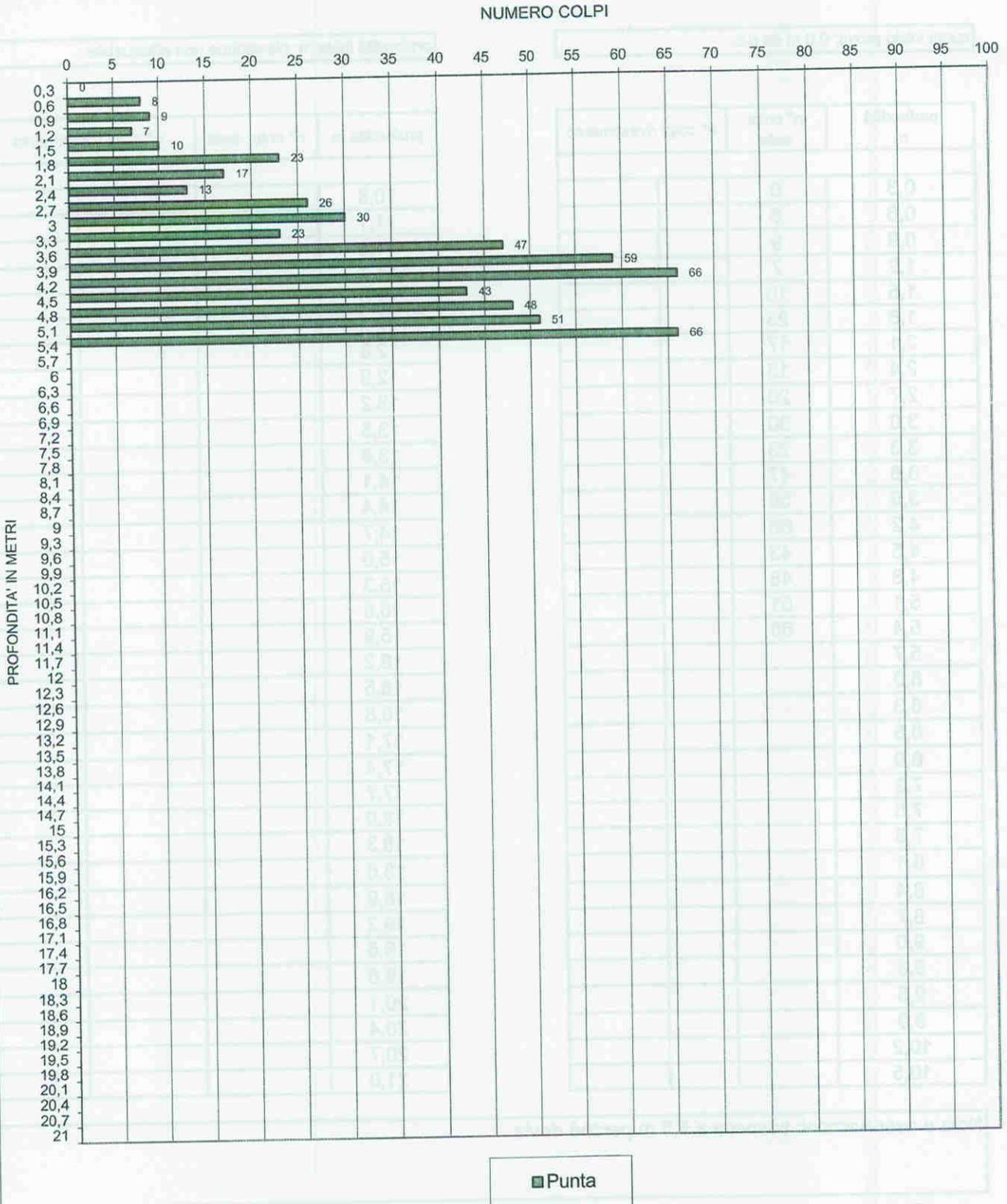
profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
0,3	0	
0,6	16	
0,9	4	
1,2	6	
1,5	13	
1,8	32	
2,1	16	
2,4	12	
2,7	14	
3,0	13	
3,3	14	
3,6	7	
3,9	10	
4,2	15	
4,5	16	
4,8	13	
5,1	12	
5,4	49	
5,7	56	
6,0	100	
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		
18,3		
18,6		
18,9		
19,2		
19,5		
19,8		
20,1		
20,4		
20,7		
21,0		

Note e osservazioni:



[Faint handwritten signature and text]



Responsabile tecnico in sito
 Dott. Michele Bertasa

Il Direttore del laboratorio
 Dott. Marco Belloli

 n° 355

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH



Prova n°: 7 **Eseguita il:** 12/11/2015
Committente: Studio Geoconsult di Marco Belloli
Comune di: Scanzorosciate (BG) **Località:** Via C.A. Dalla Chiesa

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazioni indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 50 del D.P.R. n. 360/01
 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200
Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm
certificato n° 81.DPSH7-2015 del 17/11/2015 **Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015**

quota inizio prova: 0.0 m da p.c.

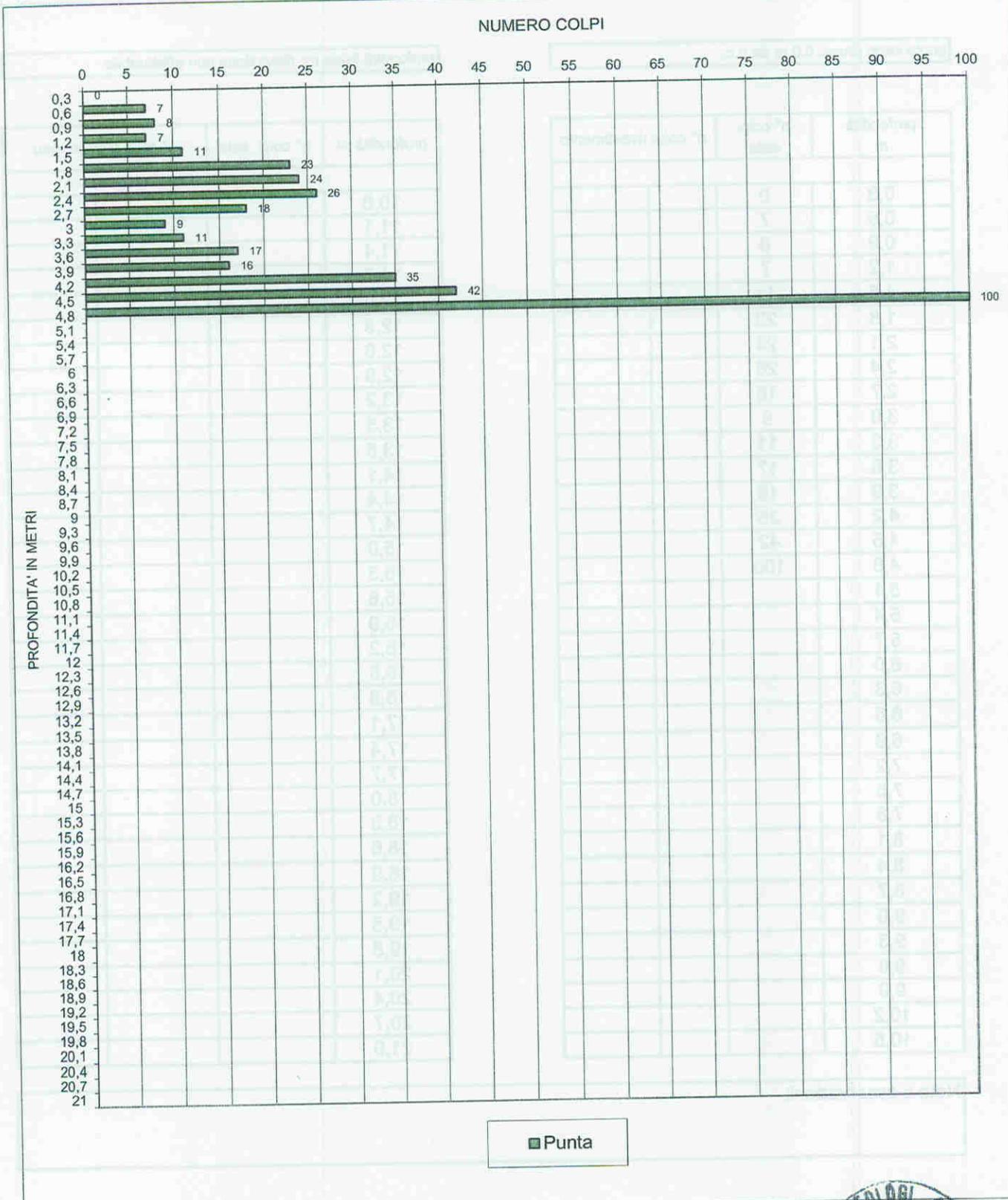
profondità falda m: rilevazione non effettuabile

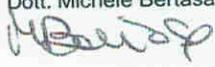
profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
0,3	0	
0,6	8	
0,9	9	
1,2	7	
1,5	10	
1,8	23	
2,1	17	
2,4	13	
2,7	26	
3,0	30	
3,3	23	
3,6	47	
3,9	59	
4,2	66	
4,5	43	
4,8	48	
5,1	51	
5,4	66	
5,7		
6,0		
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		
18,3		
18,6		
18,9		
19,2		
19,5		
19,8		
20,1		
20,4		
20,7		
21,0		

Note e osservazioni: sospesa a 5,5 m perché devia

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione o certificazione indagini geotecniche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01
 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC



Responsabile tecnico in sito
 Dott. Michele Bertasa


Il Direttore del laboratorio
 Dott. Marco Belloli






PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH



Prova n°: 6 **Eseguita il:** 12/11/2015
Committente: Studio Geoconsult di Marco Belloli
Comune di: Scanzorosciate (BG) **Località:** Via C.A. Dalla Chiesa

Società autorizzata con Decreto n° 155 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geotecniche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01
 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/GTC

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200
Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm
certificato n° 81.DPSH6-2015 del 17/11/2015 | **Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015**

quota inizio prova: 0.0 m da p.c.

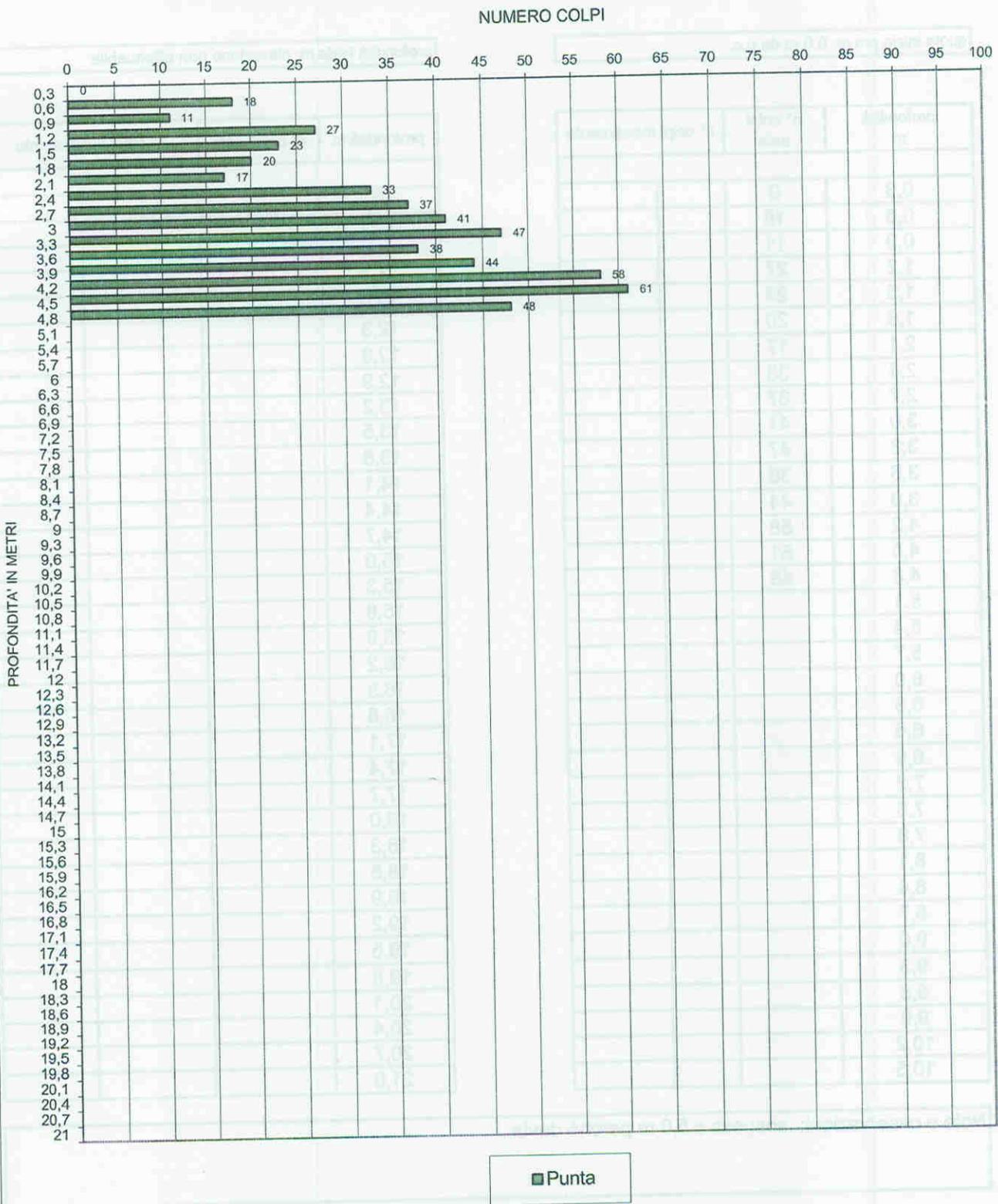
profondità falda m: rilevazione non effettuabile

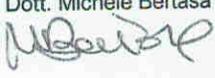
profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
0,3	0	
0,6	7	
0,9	8	
1,2	7	
1,5	11	
1,8	23	
2,1	24	
2,4	26	
2,7	18	
3,0	9	
3,3	11	
3,6	17	
3,9	16	
4,2	35	
4,5	42	
4,8	100	
5,1		
5,4		
5,7		
6,0		
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		
18,3		
18,6		
18,9		
19,2		
19,5		
19,8		
20,1		
20,4		
20,7		
21,0		

Note e osservazioni:

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01
 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC



Responsabile tecnico in sito
 Dott. Michele Bertasa


Il Direttore del laboratorio
 Dott. Marco Belloli





PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH



Prova n°: 5 **Eseguita il:** 12/11/2015
Committente: Studio Geoconsult di Marco Belloli
Comune di: Scanzorosciate (BG) **Località:** Via C.A. Dalla Chiesa
Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200
Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm
certificato n° 81.DPSH5-2015 del 17/11/2015 **Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015**

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 50 del D.P.R. n. 380/01
 Circolare 09 settembre 2010 n° 7619/STC

quota inizio prova: 0.0 m da p.c.

profondità falda m: rilevazione non effettuabile

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
0,3	0	
0,6	18	
0,9	11	
1,2	27	
1,5	23	
1,8	20	
2,1	17	
2,4	33	
2,7	37	
3,0	41	
3,3	47	
3,6	38	
3,9	44	
4,2	58	
4,5	61	
4,8	48	
5,1		
5,4		
5,7		
6,0		
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		
18,3		
18,6		
18,9		
19,2		
19,5		
19,8		
20,1		
20,4		
20,7		
21,0		

Note e osservazioni: sospesa a 5,0 m perché devia



[Faint signature or stamp]

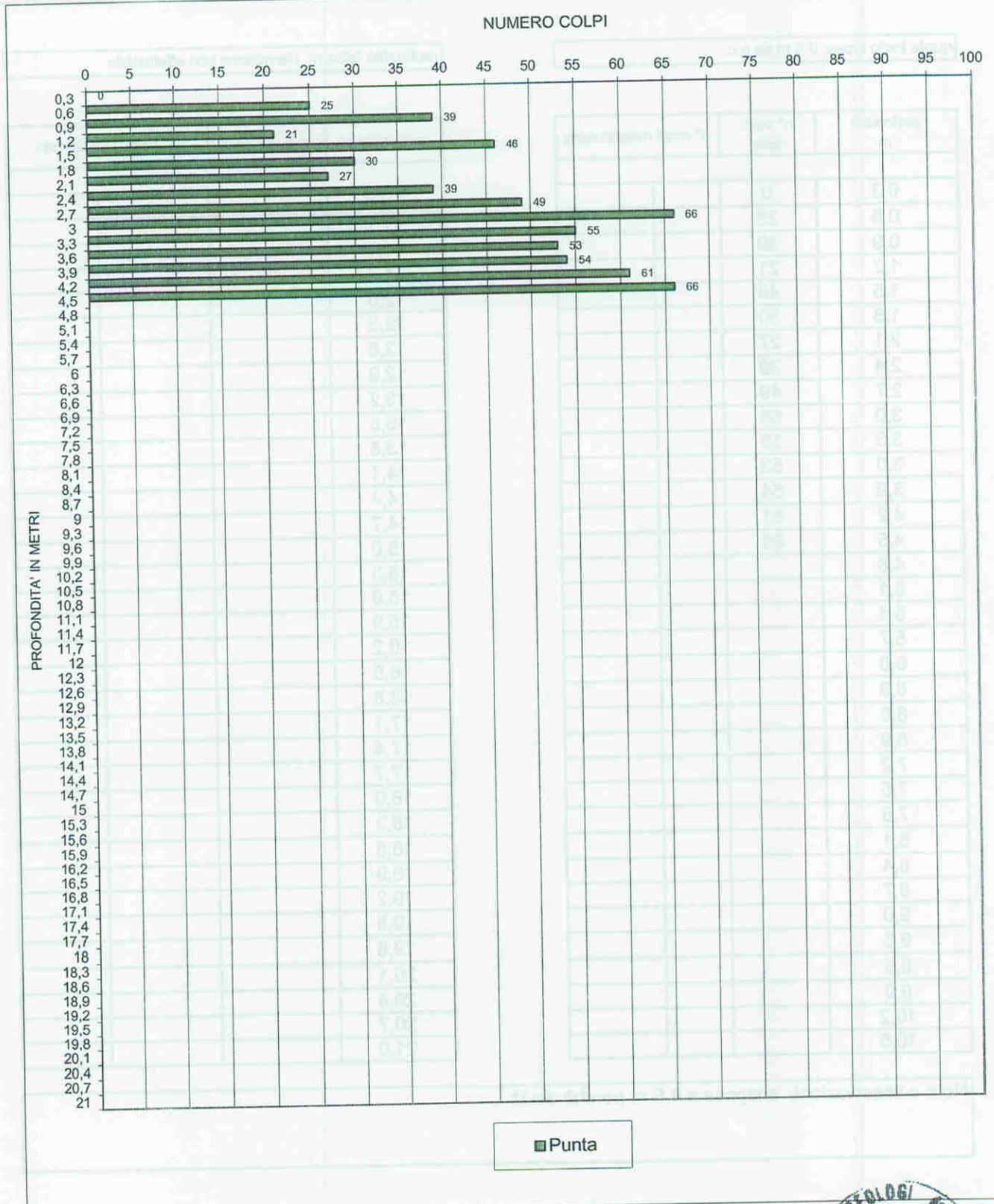


Prova n°: 4 **Eseguita il:** 12/11/2015
Committente: Studio Geoconsult di Marco Belloli
Comune di: Scanzorosciate (BG) **Località:** Via C.A. Dalla Chiesa

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200
Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm

certificato n° 81.DPSH4-2015 del 17/11/2015 **Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015**

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 330/01
 Circolare 06 settembre 2010 n° 7619/STC



Responsabile tecnico in sito
 Dott. Michele Bertasa

Il Direttore del laboratorio
 Dott. Marco Belloli

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH****Prova n°:** 4**Eseguita il:** 12/11/2015**Committente:** Studio Geoconsult di Marco Belloli**Comune di:** Scanzorosciate (BG)**Località:** Via C.A. Dalla Chiesa

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01
Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200**Caratteristiche strumentazione:** peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm**certificato n° 81.DPSH4-2015 del 17/11/2015****Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015**

quota inizio prova: 0.0 m da p.c.

profondità falda m: rilevazione non effettuabile

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
0,3	0	
0,6	25	
0,9	39	
1,2	21	
1,5	46	
1,8	30	
2,1	27	
2,4	39	
2,7	49	
3,0	66	
3,3	55	
3,6	53	
3,9	54	
4,2	61	
4,5	66	
4,8		
5,1		
5,4		
5,7		
6,0		
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		

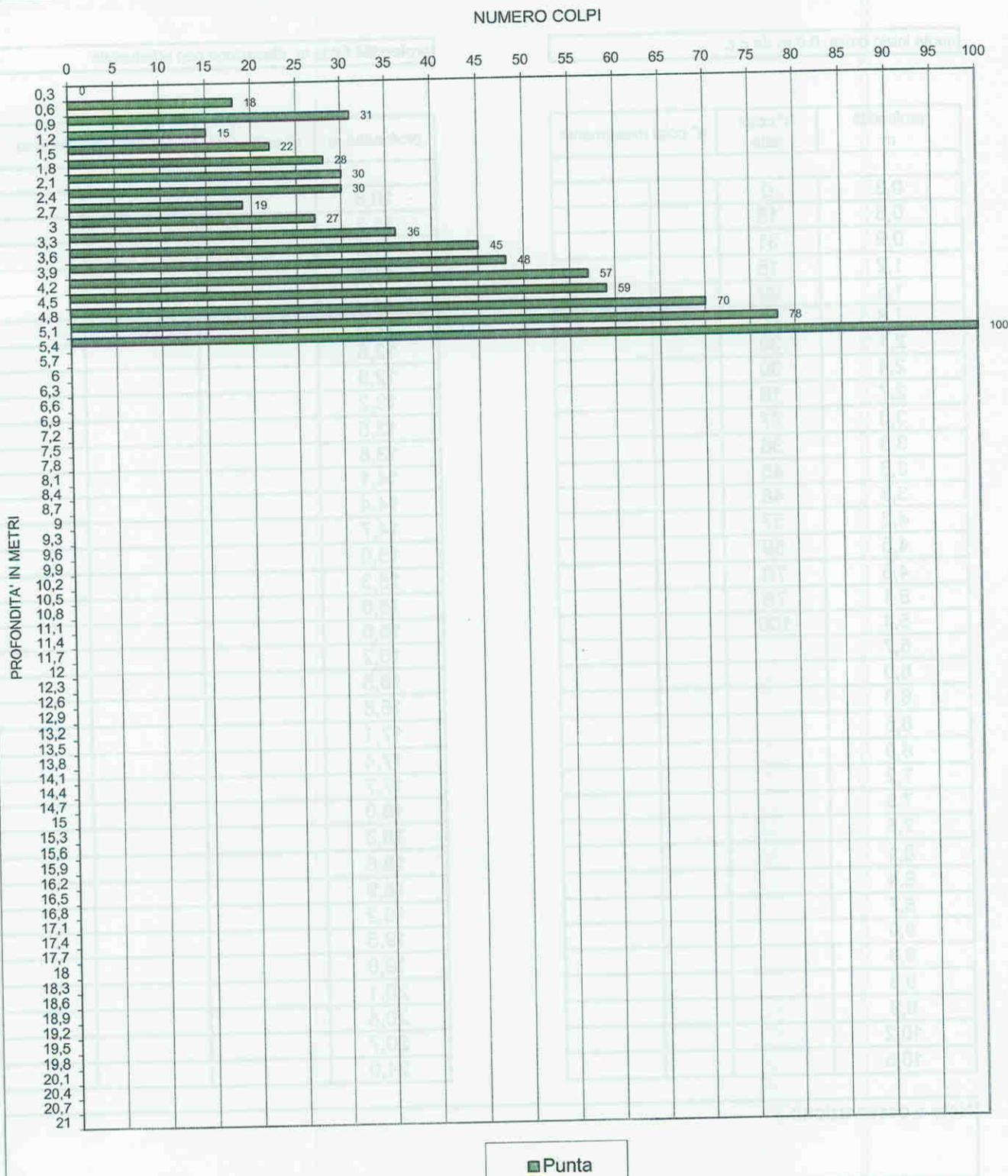
profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		
18,3		
18,6		
18,9		
19,2		
19,5		
19,8		
20,1		
20,4		
20,7		
21,0		

Note e osservazioni: sospesa a 4,5 m perché devia

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 10/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 350/01

Circolare 08 settembre 2010 n° 7019/STC

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200
Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm
certificato n° 81.DPSH3-2015 del 17/11/2015 **Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015**



Responsabile tecnico in sito

Dott. Michele Bertasa

Direzione del Laboratorio
 Dott. Marco Belloli
 n° 355



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH



Prova n°: 3 **Eseguita il:** 12/11/2015
Committente: Studio Geoconsult di Marco Belloli
Comune di: Scanzorosciate (BG) **Località:** Via C.A. Dalla Chiesa

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo al laboratorio per esecuzione e certificazione indagini geotecniche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01
 Circolare 09 settembre 2010 n° 7018/STC

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200
Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm
certificato n° 81.DPSH3-2015 del 17/11/2015 **Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015**

quota inizio prova: 0.0 m da p.c.

profondità falda m: rilevazione non effettuabile

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
0,3	0	
0,6	18	
0,9	31	
1,2	15	
1,5	22	
1,8	28	
2,1	30	
2,4	30	
2,7	19	
3,0	27	
3,3	36	
3,6	45	
3,9	48	
4,2	57	
4,5	59	
4,8	70	
5,1	78	
5,4	100	
5,7		
6,0		
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		
18,3		
18,6		
18,9		
19,2		
19,5		
19,8		
20,1		
20,4		
20,7		
21,0		

Note e osservazioni:



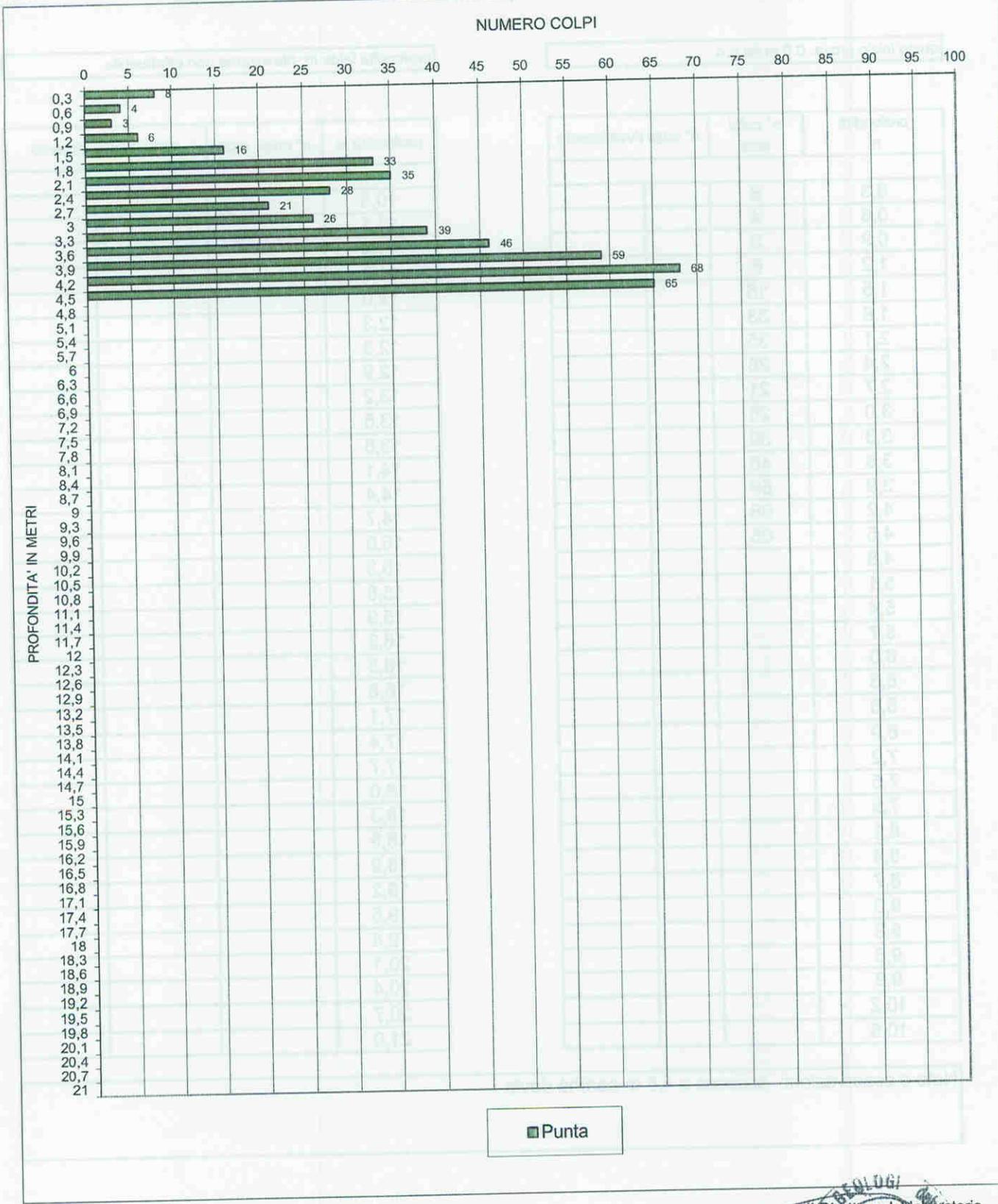
Prova n°: 2
 Committente: Studio Geoconsult di Marco Belloli
 Comune di: Scanzorosciate (BG)

Eseguita il: 12/11/2015
 Località: Via C.A. Dalla Chiesa



Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 360/01
 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200
 Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm
 certificato n° 81.DPSH2-2015 del 17/11/2015 Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015



Responsabile tecnico in sito
 Dott. Michele Bertasa
M. Bertasa

Il Direttore del laboratorio
 Dott. Marco Belloli



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH



Prova n°: 2 **Eseguita il:** 12/11/2015
Committente: Studio Geoconsult di Marco Belloli
Comune di: Scanzorosciate (BG) **Località:** Via C.A. Dalla Chiesa

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01
 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200
Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm
certificato n° 81.DPSH2-2015 del 17/11/2015 **Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015**

quota inizio prova: 0.0 m da p.c.

profondità falda m: rilevazione non effettuabile

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
0,3	8	
0,6	4	
0,9	3	
1,2	6	
1,5	16	
1,8	33	
2,1	35	
2,4	28	
2,7	21	
3,0	26	
3,3	39	
3,6	46	
3,9	59	
4,2	68	
4,5	65	
4,8		
5,1		
5,4		
5,7		
6,0		
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		
18,3		
18,6		
18,9		
19,2		
19,5		
19,8		
20,1		
20,4		
20,7		
21,0		

Note e osservazioni: sospesa a 4,8 m perché devia



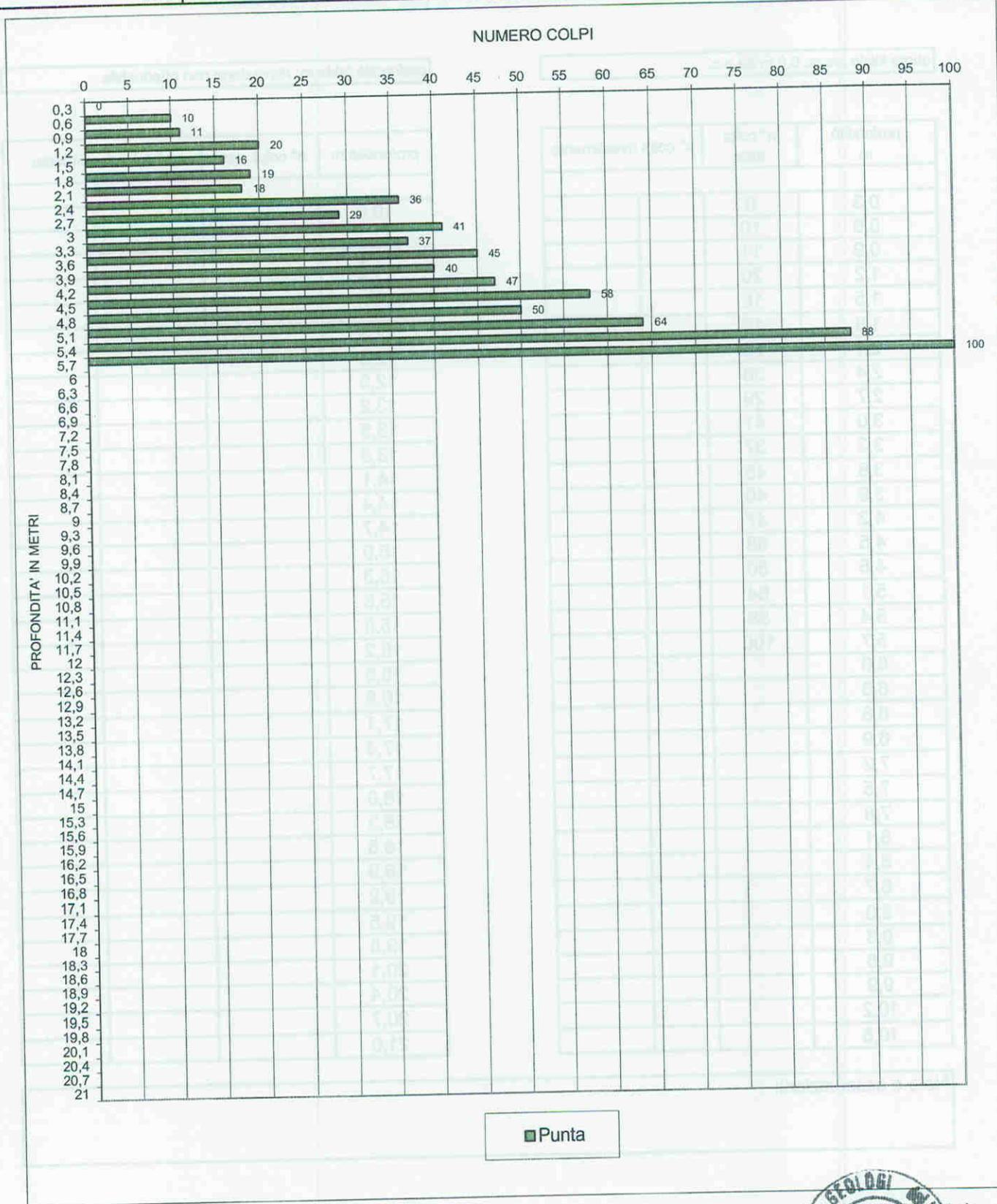
società con certificazione di qualità
 ASACERT

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH



Prova n°: 1 **Eseguita il:** 12/11/2015
Committente: Studio Geoconsult di Marco Belloli
Comune di: Scanzorosciate (BG) **Località:** Via C.A. Dalla Chiesa
Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200
Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm
certificato n° 81.DPSH1-2015 del 17/11/2015 **Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015**

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01
 Circolare 08 settembre 2010 n° 7019/STC



Responsabile tecnico in sito
 Dott. Michele Bertasa

Il Direttore del laboratorio
 Dott. Marco Belloli

 ORDINE DEI GEOLOGI
 MARCO BELLOLI
 n° 355
 MI 2014/0001



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH



Prova n°: 1 **Eseguita il:** 12/11/2015
Committente: Studio Geoconsult di Marco Belloli
Comune di: Scanzorosciate (BG) **Località:** Via C.A. Dalla Chiesa

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200

Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm

certificato n° 81.DPSH1-2015 del 17/11/2015

Commessa n° 81/GD/15 del 10/11/2015

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 69 del D.P.R. n. 380/01
 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

quota inizio prova: 0.0 m da p.c.

profondità falda m: rilevazione non effettuabile

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
0,3	0	
0,6	10	
0,9	11	
1,2	20	
1,5	16	
1,8	19	
2,1	18	
2,4	36	
2,7	29	
3,0	41	
3,3	37	
3,6	45	
3,9	40	
4,2	47	
4,5	58	
4,8	50	
5,1	64	
5,4	88	
5,7	100	
6,0		
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		
18,3		
18,6		
18,9		
19,2		
19,5		
19,8		
20,1		
20,4		
20,7		
21,0		

Note e osservazioni:

Allegato n° 3

PARAMETRI GEOTECNICI

ORIZZONTE: 1 valore medio

CONDIZIONI DRENATE

SPT =

INPUT	ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE
	Peck -Hanson & Thornburn	29,2	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof < 5% limo	32,5	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof > 5% limo	27,4	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
	Road Bridge Specification	25,2	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
7	Japanese National Railway	29,1	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
	Owasaki & Iwasaki	26,8	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
	Sowers	30,0	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
	De Mello	36,0	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
DENSITA' RELATIVA (%)			
	Marcuson & Bieganousky	54,4	sabbie normalconsolidate
	Marcuson & Bieganousky	54,3	sabbie sovraconsolidate
	Bazaara (1967)	32,9	pressione efficace >= 0.732Kg/cm²

MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)

Tornaghi et Alii	188,9	Inattendibile per SPT bassi o alti
Shmertmann	56,0	SABBIA FINE
Shmertmann	84,0	SABBIA MEDIA
Shmertmann	140,0	SABBIA GROSSOLANA
Schultze-Mezebach	112,9	SABBIA SOTTO FALDA
D'appolonia et Alii	245,0	GHIAIA +SABBIA
D'appolonia et Alii	449,4	SABBIA SC
Webb	107,1	SABBIA SATURA
Webb	38,5	SABBIA ARGILLOSA
Mezebach e Malcev	62,8	SABBIA FINE
Mezebach e Malcev	69,2	SABBIA MEDIA
Mezebach e Malcev	111,2	SABBIA +GHIAIA
Mezebach e Malcev	120,9	SABBIA GHIAIOSA
Bowles	112,2	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
Bowles	56,1	SABBIA SATURA
Bowles	159,1	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
Bowles	39,8	SABBIA LIMOSA
Bowles	71,8	SABBIA ARGILLOSA
Bowles per N<=15	79,5	

MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)

Ohsaki & Iwasaki	404,9	SABBIE PULITE
Ohsaki & Iwasaki	518,7	SABBIE CON FINE PLASTICO

MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)

Imai & Tanuochi 1982	540,8	
----------------------	-------	--

VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)

Imai & Tanuochi 1982	178,7	
----------------------	-------	--

COEFFICIENTE di POISSON

Jaky 1942	0,351	
-----------	-------	--

PESO DI VOLUME

Terzaghi e Peck	1,90	SATURO
-----------------	------	--------

ORIZZONTE: 1 valore minimo

CONDIZIONI DRENATE

SPT =

INPUT	ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE
	Peck -Hanson & Thornburn	28,3	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof < 5% limo	31,2	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof > 5% limo	25,9	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
	Road Bridge Specification	22,7	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
4	Japanese National Railway	28,2	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
	Owasaki & Iwasaki	23,9	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
	Sowers	29,1	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
	De Mello	31,1	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
DENSITA' RELATIVA (%)			
	Marcuson & Bieganousky	49,6	sabbie normalconsolidate
	Marcuson & Bieganousky	49,6	sabbie sovraconsolidate
	Bazaara (1967)	24,8	pressione efficace >= 0.732Kg/cm²

MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)

Tornaghi et Alii	142,8	Inattendibile per SPT bassi o alti
Shmertmann	32,0	SABBIA FINE
Shmertmann	48,0	SABBIA MEDIA
Shmertmann	80,0	SABBIA GROSSOLANA
Schultze-Mezebach	97,1	SABBIA SOTTO FALDA
D'appolonia et Alii	221,8	GHIAIA +SABBIA
D'appolonia et Alii	417,5	SABBIA SC
Webb	92,5	SABBIA SATURA
Webb	28,9	SABBIA ARGILLOSA
Mezebach e Malcev	52,2	SABBIA FINE
Mezebach e Malcev	55,8	SABBIA MEDIA
Mezebach e Malcev	79,8	SABBIA +GHIAIA
Mezebach e Malcev	85,4	SABBIA GHIAIOSA
Bowles	96,9	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
Bowles	48,4	SABBIA SATURA
Bowles	122,4	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
Bowles	30,6	SABBIA LIMOSA
Bowles	62,0	SABBIA ARGILLOSA
Bowles per N<=15	61,2	

MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)

Ohsaki & Iwasaki	239,2	SABBIE PULITE
Ohsaki & Iwasaki	339,0	SABBIE CON FINE PLASTICO

MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)

Imai & Tanuochi 1982	369,6	
----------------------	-------	--

VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)

Imai & Tanuochi 1982	149,9	
----------------------	-------	--

COEFFICIENTE di POISSON

Jaky 1942	0,360	
-----------	-------	--

PESO DI VOLUME

Terzaghi e Peck 1,87 SATURO

ORIZZONTE: 2 valore medio

CONDIZIONI DRENATE

SPT =

INPUT	ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE
	Peck -Hanson & Thornburn	33,6	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof < 5% limo	37,9	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof > 5% limo	33,6	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
	Road Bridge Specification	33,6	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
23	Japanese National Railway	33,9	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
	Owasaki & Iwasaki	36,4	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
	Sowers	34,4	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
	De Mello	46,4	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
DENSITA' RELATIVA (%)			
	Marcuson & Bieganousky	73,9	sabbie normalconsolidate
	Marcuson & Bieganousky	73,6	sabbie sovraconsolidate
	Bazaara (1967)	59,6	pressione efficace >= 0.732Kg/cm²

MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)

Tornaghi et Alii	342,3	Inattendibile per SPT bassi o alti
Shmertmann	184,0	SABBIA FINE
Shmertmann	276,0	SABBIA MEDIA
Shmertmann	460,0	SABBIA GROSSOLANA
Schultze-Mezebach	197,2	SABBIA SOTTO FALDA
D'appolonia et Alii	368,3	GHIAIA +SABBIA
D'appolonia et Alii	619,5	SABBIA SC
Webb	185,0	SABBIA SATURA
Webb	90,1	SABBIA ARGILLOSA
Mezebach e Malcev	119,4	SABBIA FINE
Mezebach e Malcev	140,6	SABBIA MEDIA
Mezebach e Malcev	278,6	SABBIA +GHIAIA
Mezebach e Malcev	310,3	SABBIA GHIAIOSA
Bowles	193,7	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
Bowles	96,9	SABBIA SATURA
Bowles	354,9	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
Bowles	88,7	SABBIA LIMOSA
Bowles	124,0	SABBIA ARGILLOSA
Bowles per N<=15	177,4	

MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)

Ohsaki & Iwasaki	1238,6	SABBIE PULITE
Ohsaki & Iwasaki	1280,9	SABBIE CON FINE PLASTICO

MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)

Imai & Tanuochi 1982	1214,3	
----------------------	--------	--

VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)

Imai & Tanuochi 1982	259,6	
----------------------	-------	--

COEFFICIENTE di POISSON

Jaky 1942	0,308	
-----------	-------	--

PESO DI VOLUME

Terzaghi e Peck	2,01	SATURO
-----------------	------	--------

ORIZZONTE: 2 valore minimo

CONDIZIONI DRENATE

SPT =

INPUT	ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE
	Peck -Hanson & Thornburn	32,2	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof < 5% limo	36,5	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof > 5% limo	32,0	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
	Road Bridge Specification	31,4	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
18	Japanese National Railway	32,4	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
	Owasaki & Iwasaki	34,0	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
	Sowers	33,0	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
	De Mello	44,2	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
DENSITA' RELATIVA (%)			
	Marcuson & Bieganousky	68,6	sabbie normalconsolidate
	Marcuson & Bieganousky	68,3	sabbie sovraconsolidate
	Bazaara (1967)	52,7	pressione efficace >= 0.732Kg/cm ²

MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)

Tornaghi et Alii	302,8	Inattendibile per SPT bassi o alti
Shmertmann	144,0	SABBIA FINE
Shmertmann	216,0	SABBIA MEDIA
Shmertmann	360,0	SABBIA GROSSOLANA
Schultze-Mezebach	170,9	SABBIA SOTTO FALDA
D'appolonia et Alii	329,8	GHIAIA +SABBIA
D'appolonia et Alii	566,3	SABBIA SC
Webb	160,7	SABBIA SATURA
Webb	74,0	SABBIA ARGILLOSA
Mezabach e Malcev	101,7	SABBIA FINE
Mezabach e Malcev	118,3	SABBIA MEDIA
Mezabach e Malcev	226,3	SABBIA +GHIAIA
Mezabach e Malcev	251,1	SABBIA GHIAIOSA
Bowles	168,3	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
Bowles	84,1	SABBIA SATURA
Bowles	293,7	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
Bowles	73,4	SABBIA LIMOSA
Bowles	107,7	SABBIA ARGILLOSA
Bowles per N<=15	146,8	

MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)

Ohsaki & Iwasaki	983,7	SABBIE PULITE
Ohsaki & Iwasaki	1063,2	SABBIE CON FINE PLASTICO

MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)

Imai & Tanuochi 1982	1027,9	
----------------------	--------	--

VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)

Imai & Tanuochi 1982	240,4	
----------------------	-------	--

COEFFICIENTE di POISSON

Jaky 1942	0,320	
-----------	-------	--

PESO DI VOLUME

Terzaghi e Peck	1,98	SATURO
-----------------	------	--------

ORIZZONTE: 3 valore medio

CONDIZIONI DRENATE

SPT =

INPUT	ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE
	Peck -Hanson & Thornburn	40,1	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof < 5% limo	42,2	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof > 5% limo	37,2	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
	Road Bridge Specification	41,3	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
46	Japanese National Railway	40,8	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
	Owasaki & Iwasaki	45,3	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
	Sowers	40,9	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
	De Mello	52,4	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
DENSITA' RELATIVA (%)			
	Marcuson & Bieganousky	94,3	sabbie normalconsolidate
	Marcuson & Bieganousky	93,7	sabbie sovraconsolidate
	Bazaara (1967)	84,3	pressione efficace >= 0.732Kg/cm ²

MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)

Tornaghi et Alii	484,1	Inattendibile per SPT bassi o alti
Shmertmann	368,0	SABBIA FINE
Shmertmann	552,0	SABBIA MEDIA
Shmertmann	920,0	SABBIA GROSSOLANA
Schultze-Mezebach	318,4	SABBIA SOTTO FALDA
D'appolonia et Alii	545,7	GHIAIA +SABBIA
D'appolonia et Alii	864,0	SABBIA SC
Webb	297,0	SABBIA SATURA
Webb	164,1	SABBIA ARGILLOSA
Mezebach e Malcev	200,8	SABBIA FINE
Mezebach e Malcev	243,2	SABBIA MEDIA
Mezebach e Malcev	519,2	SABBIA +GHIAIA
Mezebach e Malcev	582,6	SABBIA GHIAIOSA
Bowles	311,0	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
Bowles	155,5	SABBIA SATURA
Bowles	636,3	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
Bowles	159,1	SABBIA LIMOSA
Bowles	199,0	SABBIA ARGILLOSA
Bowles per N<=15	318,1	

MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)

Ohsaki & Iwasaki	2376,3	SABBIE PULITE
Ohsaki & Iwasaki	2169,3	SABBIE CON FINE PLASTICO

MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)

Imai & Tanuochi 1982	1945,5	
----------------------	--------	--

VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)

Imai & Tanuochi 1982	322,8	
----------------------	-------	--

COEFFICIENTE di POISSON

Jaky 1942	0,283	
-----------	-------	--

PESO DI VOLUME

Terzaghi e Peck	2,10	SATURO
-----------------	------	--------

ORIZZONTE: 3 valore minimo

CONDIZIONI DRENATE

SPT =

ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE
Peck -Hanson &Thornburn	35,9	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
Meyerhof < 5% limo	39,9	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
Meyerhof > 5% limo	35,6	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
Road Bridge Specification	36,6	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
Japanese National Railway	36,3	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
Owasaki & Iwasaki	39,9	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
Sowers	36,7	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
De Mello	49,0	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
DENSITA' RELATIVA (%)		
Marcuson & Bieganousky	81,7	sabbie normalconsolidate
Marcuson & Bieganousky	81,3	sabbie sovraconsolidate
Bazaara (1967)	69,2	pressione efficace >= 0.732Kg/cm ²

MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)

Tornaghi et Alii	397,4	Inattendibile per SPT bassi o alti
Shmertmann	248,0	SABBIA FINE
Shmertmann	372,0	SABBIA MEDIA
Shmertmann	620,0	SABBIA GROSSOLANA
Schultze-Mezebach	239,4	SABBIA SOTTO FALDA
D'appolonia et Alii	430,0	GHIAIA +SABBIA
D'appolonia et Alii	704,5	SABBIA SC
Webb	224,0	SABBIA SATURA
Webb	115,8	SABBIA ARGILLOSA
Mezebach e Malcev	147,7	SABBIA FINE
Mezebach e Malcev	176,3	SABBIA MEDIA
Mezebach e Malcev	362,3	SABBIA +GHIAIA
Mezebach e Malcev	405,0	SABBIA GHIAIOSA
Bowles	234,5	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
Bowles	117,3	SABBIA SATURA
Bowles	452,7	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
Bowles	113,2	SABBIA LIMOSA
Bowles	150,1	SABBIA ARGILLOSA
Bowles per N<=15	226,4	

MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)

Ohsaki & Iwasaki	1639,8	SABBIE PULITE
Ohsaki & Iwasaki	1607,1	SABBIE CON FINE PLASTICO

MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)

Imai & Tanuochi 1982	1487,6	
----------------------	--------	--

VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)

Imai & Tanuochi 1982	285,1	
----------------------	-------	--

COEFFICIENTE di POISSON

Jaky 1942	0,295	
-----------	-------	--

PESO DI VOLUME

Terzaghi e Peck	2,06	SATURO
-----------------	------	--------