



**studio associato**

Via Giorgio e Guido Paglia, n° 21 – 24122 BERGAMO – e-mail: bergamo@eurogeo.net  
Tel. +39 035 248689 – Fax +39 035 271216

REL.1-28/11/2018

## **FABRICA REAL ESTATE S.R.L.**

*Piazza Confraternita SNC – Canonica d'Adda (Bg)*



### **INTERVENTO EDILIZIO ATTUATIVO ATi3 VIA NAZARIO SAURO - BERGAMO**

#### ***Relazione geotecnica***

---

Bergamo, 14 dicembre 2018





## Sommario

<b>1. PREMESSA E INTRODUZIONE.....</b>	<b>4</b>
<b>2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO .....</b>	<b>5</b>
<b>3. INDAGINI GEOGNOSTICHE E PROSPEZIONI GEOFISICHE .....</b>	<b>11</b>
3.1 Prove penetrometriche dinamiche continue (S.C.P.T.).....	11
3.2 Sondaggi a carotaggio continuo .....	12
3.2.1 Attrezzatura utilizzata .....	12
3.2.2 Metodologie di lavoro seguite .....	12
3.2.3 Stratigrafia.....	16
3.3 Prospezione geofisica con il metodo della sismica a rifrazione.....	17
3.3.1 Sismica a rifrazione con onde di volume longitudinali (P) .....	17
3.3.2 Stratigrafia sismica.....	18
3.4 Stratigrafia geotecnica e modello idrogeologico del sottosuolo.....	20
<b>4. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E RISPOSTA SISMICA LOCALE .....</b>	<b>28</b>
4.1 Vita Nominale e classi d'uso .....	28
4.2 Risposta sismica locale.....	30
4.2.1 Amplificazione litologica .....	30
4.2.1.1 Indagine geofisica .....	31
4.2.1.2 Analisi di secondo livello .....	34
4.2.2 Amplificazione topografica .....	35
<b>5. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE .....</b>	<b>37</b>
5.1 Introduzione.....	37
5.2 Magnitudo di riferimento .....	38
5.3 Verifica del potenziale di liquefazione.....	43
<b>6. PARAMETRI SISMICI.....</b>	<b>46</b>
<b>7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE.....</b>	<b>47</b>
7.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) .....	47
7.1.1 Introduzione .....	47
7.1.2 Calcolo della resistenza di progetto .....	47
7.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) .....	49
7.2.1 Introduzione .....	49
7.2.2 Cedimenti elastici.....	50
7.3 Resistenza di progetto e di esercizio .....	51
<b>8. CONSIDERAZIONI FINALI E RACCOMANDAZIONI .....</b>	<b>57</b>

## Allegati

1. Prove penetrometriche dinamiche continue;
2. Stratigrafie sondaggi geognostici;
3. Velocità delle onde S, prova MASW  $V_{Seq}$ ;
4. Verifica del potenziale di liquefazione.

**STUDIO GEOLOGICO**



## 1. PREMESSA E INTRODUZIONE

Su incarico della società FABRICA REAL ESTATE è stata realizzata un'indagine geognostica in via N. Sauro, in comune di Bergamo, con l'obiettivo di individuare e descrivere il modello geologico del sottosuolo e rilevare eventuali problematiche connesse all'intervento edilizio denominato Ambito "At i3".

Il piano di indagine è stato articolato in 9 prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT) spinte fino alla profondità di 10 metri dal piano campagna, o a "rifiuto", tre sondaggi a carotaggio continuo attrezzati con piezometro e tre linee di sismica a rifrazione elaborate con metodo tomografico.

Infine, in accordo con quanto previsto dal D.P.C.M 3274 e dalle "Norme tecniche per le costruzioni" ai fini della caratterizzazione di "sito", è stata acquisita l'indagine geofisica a rifrazione di tipo MASW (Multi-Channel Analysis of Surface Waves), per la caratterizzazione sismica del sottosuolo

Ai fini di questa indagine si è fatto riferimento alla Carta Geologia d'Italia (Foglio 098 – Bergamo), alla Carta Geologia della provincia di Bergamo e alla Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica redatta a supporto del PGT (2010/agg. 2017).

Nel capitolo seguente sono ripresi brevemente i caratteri geologici generali dell'area già oggetto di uno studio geologico ad hoc redatto a supporto del titolo abilitativo dell'intervento edilizio.



## **2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO**

L'Ambito "ATi3" di via N. Sauro/via Baioni ricade sul terrazzo alluvionale del Morla, tra i colli di Città Alta a sud ed i rilievi di Monterosso a nord, all'interno della valle attuale del Torrente. Si tratta di un territorio geologicamente e morfologicamente articolato dove l'alta pianura si insinua tra i rilievi collinari.

Dal punto di vista geologico l'assetto strutturale dell'area è dominato da una coppia di pieghe sinclinale-anticlinale a scala chilometrica, seguite a sud da pieghe sinclinali ed anticlinali sud vergenti che coinvolgono in affioramento una successione di strati rocciosi di età cretacea (*Figura 1*).

Tra le unità costituenti il substrato pre-quadernario affioranti sui rilievi adiacenti il comparto dell'ex colorificio troviamo il Conglomerato di Sirone (U.C. CSH). Unità litologicamente rappresentata da conglomerati massivi disorganizzati, oppure in banchi lateralmente discontinui, a gradazione sia normale che inversa, talora organizzati in intervalli plurimetrici arenacei verso l'alto. Lo spessore dell'unità è compreso tra 50 a 250 m (età Santoniano).

L'Arenaria di Sarnico che precede stratigraficamente il Conglomerato di Sirone (Unità Cartografica SAR) è rappresentata da arenarie grigie torbiditiche in strati da sottili a molto spessi, alternate a peliti in orizzonti al massimo decimetrici. Lo spessore dell'unità è 400 metri (età Coniaciano).

L'area dell'ex Colorificio Migliavacca insiste in gran parte sul terrazzo alluvionale del Morla, geologicamente attribuito al Supersistema del Morla (Unità Cartografica OR). Unità di nuova istituzione, precedentemente cartografata come unità postglaciale (FERLIGA et alii, 2000). Età Pleistocene medio - XIV secolo.

La particolare sensibilità litologica, idrogeologica e idraulica dell'ambito studiato trova espressione nelle carte tematiche allegate all'aggiornamento della componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T..



**Legenda**




 OR	<p><b>SUPERSINTEMA DELLA MORLA</b></p> <p>Ghiaie a ciottoli arrotondati con prevalenti clasti della successione cretacea e di poco subordinati silicoclasti con evidenze di alterazione, intercalazioni sabbiose (depositi alluvionali); argille, limi e sabbie (depositi lacustri). Profilo di alterazione di spessore variabile; morfologie conservate.</p> <p><b>PLEISTOCENE MEDIO - XIV SECOLO</b></p>
 CSH CSH <sub>1</sub>	<p><b>CONGLOMERATO DI SIRONE</b></p> <p>Conglomerati in strati da medi a spessi lateralmente discontinui, distribuiti in intervalli plurimetrici arenacei verso l'alto; sono conglomerati poligenici a supporto clastico, massivi e disorganizzati, oppure a gradazione normale e da inversa a normale, talora con laminazioni oblique. Storiche segnalazioni di faune ad <i>Ippuriti</i> e <i>Acteonelle</i>; nannoflora calcarea relativa alle zone <i>Reinardtites anthophorus</i> e <i>Calculites obscurus</i>. Spessore: 50-80 m.</p> <p><b>Membro di Colle Brianza (CSH<sub>1</sub>):</b> peliti ed arenarie sottilmente stratificate in alternanza: peliti marnoso-argillose talora calcaree ed arenarie in strati discontinui laminati al massimo di 15 cm, in rapporto da 1/1 a 1/2. Nannoplancton calcareo della zona <i>Reinardtites anthophorus</i>. Spessore: 0-40 m. Corpi di conoide torbiditica progredante. <b>SANTONIANO</b></p>
 SAR	<p><b>ARENARIA DI SARNICO</b></p> <p>Arenarie grigie torbiditiche in strati da sottili a molto spessi, alternate a peliti in orizzonti al massimo decimetrici, le arenarie, in strati talora amalgamati, formano sequenze negative all'interno di intervalli plurimetrici. Nelle intercalazioni pelitiche si segnalano foraminiferi planctonici e nannoplancton calcareo relativo alle zone a <i>Marthasterites furcatus</i> e <i>Broinsonia lacunosa</i>. Spessore: 400 m. Lobi torbiditici.</p> <p><b>CONIACIANO</b></p>

Figura 1: Stralcio della Carta Geologica d'Italia Foglio 098 - Bergamo (CarG).



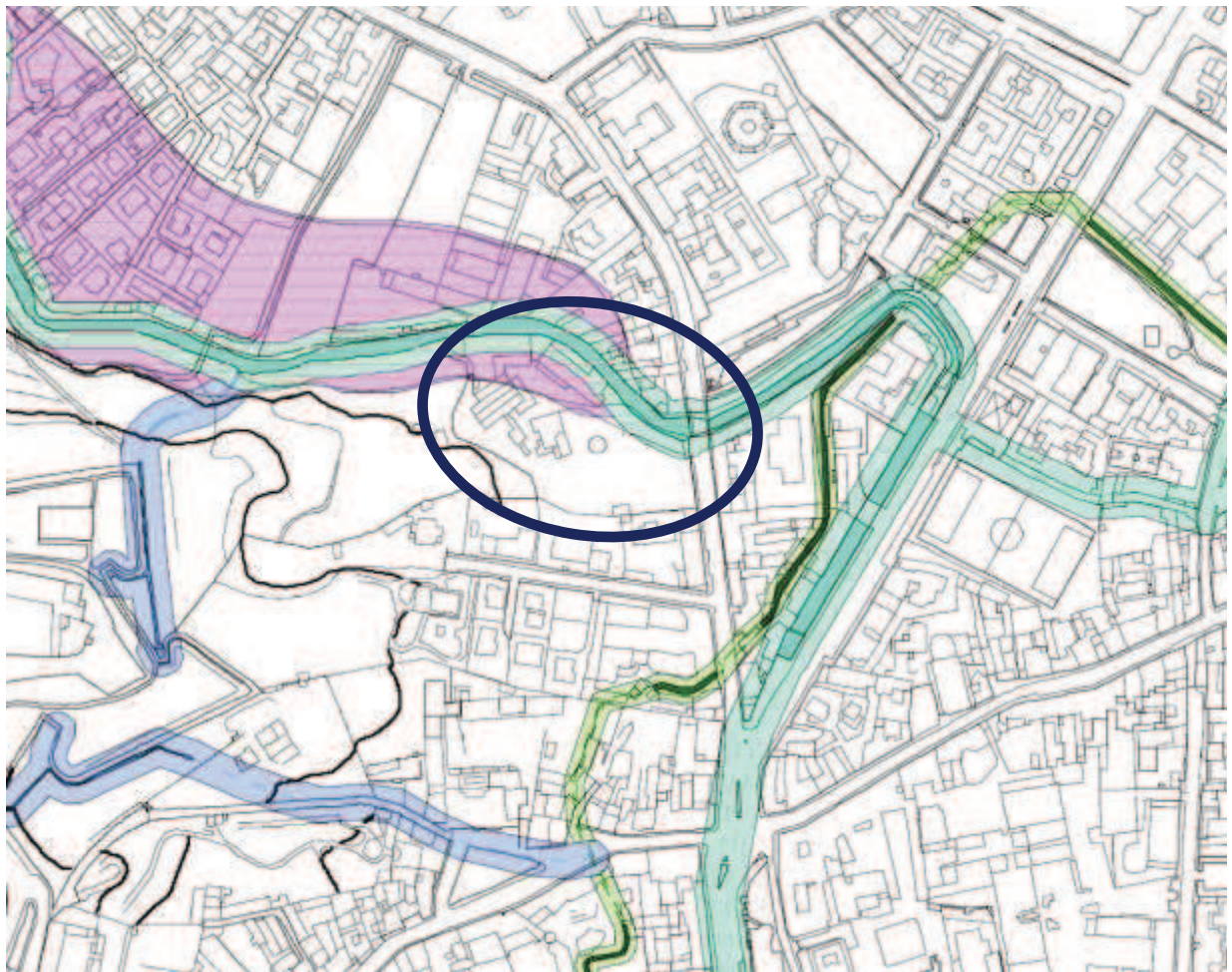
Nella Carta dei Vincoli, dove sono rappresentate le limitazioni d'uso del territorio derivanti dalle normative in vigore di contenuto prettamente idrogeologico e/o ambientale – paesaggistico (Figura 2), è individuata una fascia di terreno soggetta al Vincolo di Polizia Idraulica sul reticolo idrografico identificato ai sensi del R.D. n. 523/1904 art.96 e della D.G.R. 9/4229 del 23 ottobre 2015.

Il Documento di Polizia Idraulica (approvato con Delibera n. 152 Reg. CC / 97 Prop.), individua il reticolo idrico superficiale che attraversa il territorio comunale, lo classifica in Principale, Minore e Consortile e lo regola attraverso le Norme Tecniche di Attuazione. In questo caso la fascia di rispetto del Torrente Morla è da considerare ampia 10 metri dalla sommità di ciascuna sponda. Ad essa è associata una fattibilità geologica di classe 4 (*fattibilità con gravi limitazioni*), sottoclasse c.

Il Piano Gestione del Rischio Alluvioni, in recepimento della Direttiva Alluvioni della Comunità Europea 2007/60/CE individua un'area a bassa pericolosità di allagamento (P1/L) in adiacenza al Torrente Morla. L'area rientra negli scenari che prevedono *scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi* per ambiti territoriali di Reticolo Secondario Collinare Montano. A tale area è associata una fattibilità geologica di classe 3 (*fattibilità con consistenti limitazioni*), sottoclasse d.


**TABELLA 1: TABELLA RIEPILOGATIVA SCENARI DI INONDAZIONE (PGRA)**


Direttiva Alluvioni		Pericolosità	Tempo di ritorno individuato per ciascun ambito territoriale (anni)				
Scenario	TR (anni)		RP	RSCM (legenda PAI)	RSP	ACL	ACM
Elevata probabilità di alluvioni (H = high)	20-50 (frequente)	P3 elevata	10-20	Ee, Ca RME per conoide ed esondazione	Fino a 50 anni	15 anni	10 anni
Media probabilità di alluvioni (M = medium)	100-200 (poco frequente)	P2 media	100-200	Eb, Cp	50-200 anni	100 anni	100 anni
Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi (L = low)	Maggiore di 500 anni, o massimo storico registrato (raro)	P1 bassa	500	Em, Cn		Massimo storico registrato	>> 100 anni



**Legenda**

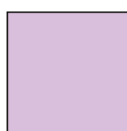
**R.D. 523/1904, art. 96: reticolo idrico principale e fasce di rispetto**

 Reticolo idrico principale e relative fasce di rispetto - tratto scoperto

 Reticolo idrico principale e relative fasce di rispetto - tratto coperto

**P.G.R.A.**

RETICOLO SECONDARIO COLLINARE E MONTANO (RSCM)

 Area P1/L - Area interessata da alluvioni rare, vigono le limitazioni e le prescrizioni stabilite nelle N.d.A. del PAI all'art. 9, comma 6bis, per le aree Em

*Figura 2: Stralcio della Carta dei Vincoli allegata alla componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. (Studio Associato Eurogeo, 2017).*



Tale problematica è stata oggetto di uno studio idraulico di approfondimento commissionato dalla proprietà a propri consulenti. A seguito della verifica idraulica del tratto di Torrente Morla limitrofo il comparto oggetto di indagine, i progettisti dell'intervento edilizio hanno ritenuto di prevedere alcuni accorgimenti costruttivi, quali l'innalzamento del piano campagna e la formazione di una scogliera lungo l'asta del Morla per porre a riparo l'ambito dalle esondazioni del torrente.

La restante parte dell'area facente parte dell'ex colorificio è associata a una fattibilità geologica di classe 3 (*fattibilità con consistenti limitazioni*), sottoclasse a, per problematiche di tipo geotecnico (*Figura 3*). *L'utilizzo delle aree ricadenti in questa sottoclasse è subordinato alla realizzazione di approfondimenti geognostici necessari per la caratterizzazione puntuale dei parametri meccanici del sottosuolo, nonché della situazione idrogeologica locale.*





### 3. INDAGINI GEOGNOSTICHE E PROSPEZIONI GEOFISICHE

Il piano di indagine è stato articolato in 9 prove penetrometriche dinamiche continue e 3 sondaggi geognostici a carotaggio continuo e completato da tre linee di sismica a rifrazione acquisite ed elaborate con il metodo tomografico.

#### 3.1 Prove penetrometriche dinamiche continue (S.C.P.T.)

La prova penetrometrica permette di rilevare la resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta d'acciaio energizzata dalla caduta di una massa. La strumentazione e le procedure seguono standard definiti proprie di ciascuna tipologia di penetrometro.

Le prove sono state realizzate con un penetrometro dinamico, superpesante, con maglio da 73 kg seguendo la metodologia AGI (Associazione Geotecnica Italiana) con rilevazione del numero di colpi per avanzamenti unitari delle aste di 30 cm.

La prova 7 è stata realizzata all'interno di un capannone utilizzando un penetrometro medio tipo SUNDA DL030, con maglio da 30 kg, e rilevando il numero di colpi per avanzamenti di 10 cm.

Il risultato di ciascuna prova è rappresentato da un diagramma nel quale sono correlati il numero di colpi, rilevati per avanzamenti unitari e la profondità d'indagine e costituisce l'elaborato base dal quale sono estrapolate le proprietà fisiche del terreno attraversato.

Nelle tabelle allegate ai profili penetrometrici sono riportati (Allegato 1), accanto ai colpi rilevati in situ, i valori di resistenza dinamica per ogni tratto di avanzamento ( $R_d$ ), ottenuti applicando la formula degli Olandesi:

$$R_d = \frac{M^2 \cdot h}{A \cdot e(M + nP)}$$

dove:

$M$  è il peso del maglio = 73 Kg      30 Kg;

$h$  è l'altezza di caduta di M = 75 cm;      20 cm

$A$  è la sezione della punta conica = 20.43 cm<sup>2</sup>      10 cm<sup>2</sup>;

$e$  è, con N corrispondente, il n. dei colpi per ogni approfondimento di 30/10 cm = 30/N      10/N;

$P$  è il peso delle aste = 6,31 Kg/m      2,40 Kg/m;

$n$  è il numero delle aste infisse.



### **3.2 Sondaggi a carotaggio continuo**

Sono stati effettuati tre sondaggi geognostici a carotaggio continuo profondi rispettivamente 6 metri (Pz1), 3 metri (Pz2) e 5 metri (Pz3). I sondaggi sono stati interrotti quando si è avuta evidenza della presenza della roccia in posto.

In ciascun foro è stato installato un piezometro microfessurato per la rilevazione del livello dell'acqua.

A fine indagine la rete di monitoraggio è risultata composta dai tre nuovi piezometri e dal piezometro Pz6 realizzato dalla proprietà nel 2016 nel corso dei lavori di caratterizzazione ambientale del sito (*Figura 4*).

#### **3.2.1 Attrezzatura utilizzata**

Per l'esecuzione dei sondaggi geognostici è stata utilizzata una sonda cingolata GEOMARC GM600.

La perforazione è stata effettuata a rotazione con l'impiego di un carotiere semplice avente diametro esterno di 101 mm e lunghezza di 3000 mm, equipaggiato con una corona a prismi in Widia serie H 1. Sono state utilizzate aste di perforazione con manicotto conico e diametro esterno 76 mm e lunghezza di 1500 mm.

#### **3.2.2 Metodologie di lavoro seguite**

I sondaggi sono stati realizzati utilizzando il sistema tradizionale ad aste ed avanzando a carotaggio continuo.

Ogni manovra di carotaggio è stata eseguita avanzando a secco o con acqua, cercando di mantenere costanti i parametri di perforazione in maniera da ridurre il disturbo meccanico dei terreni.

Le carote di terreno campionate nel corso della perforazione sono state riposte in apposite cassette catalogatrici in plastica, munite di scomparti della lunghezza di 1 m e coperchio. Ogni singola cassetta catalogatrice contenente 5 metri di terreno è stata descritta separatamente.

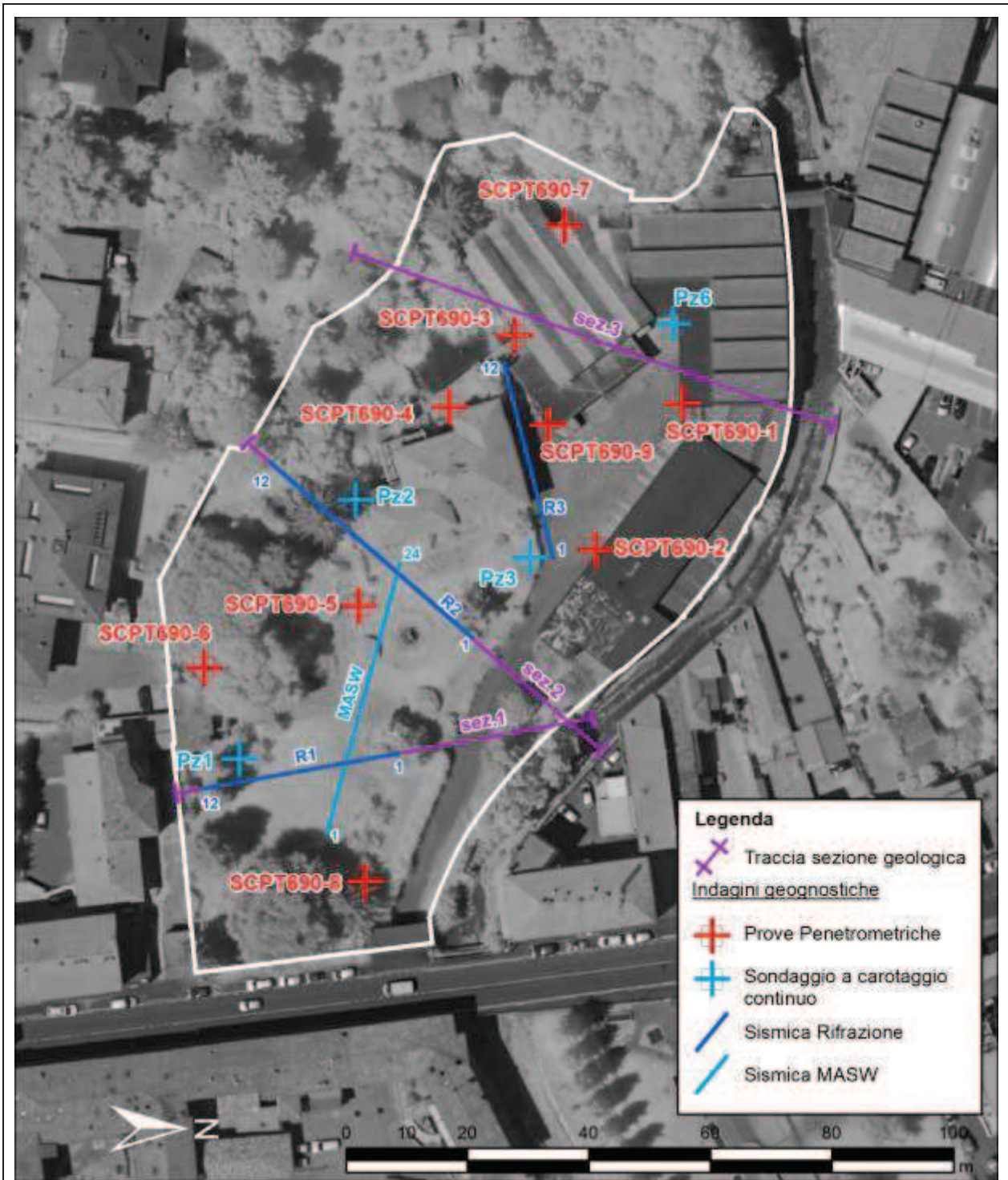


Figura 4: Planimetria dello stato di fatto e ubicazione delle indagini geognostiche

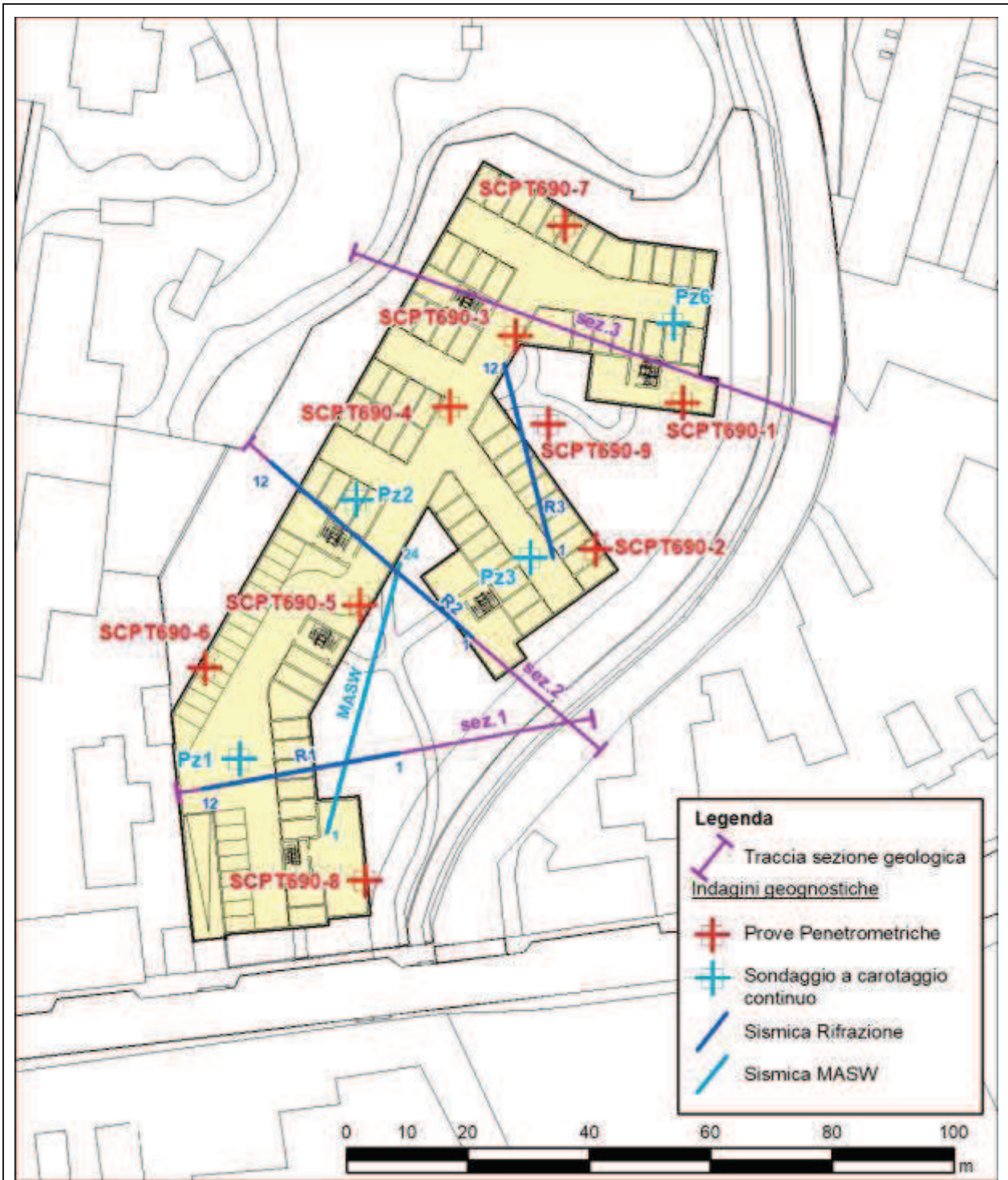


Figura 5: Planimetria di progetto, interrato e ubicazione delle indagini geognostiche



Foto 1: S1



Foto 2: Pz1



Foto 3: S2



Foto 4: Pz2



Foto 5: S3



Foto 6: Pz3



La relativa stratigrafia è presentata sotto forma di certificato comprendente nella parte superiore le informazioni di riferimento del sondaggio e i dati del cantiere.

Nelle colonne sono indicate le profondità da piano campagna e la rappresentazione grafica dei terreni campionati con la descrizione stratigrafica (Allegato 2).

### 3.2.3 Stratigrafia

Nella stratigrafia del sondaggio S1 si riconoscono:

- da piano campagna fino a 1,20 metri di profondità: limi sabbiosi, sabbie limose con clasti e frammenti lateritici;
- da 1,2 m a 2,1 metri: argille limose di colore marrone;
- da 2,1 a 4,4 metri di profondità: limi argillosi/argille limose di colore marrone ocraceo;
- da 4,4 a 6 metri: arenarie e peliti a stratificazione centimetrica (Arenaria di Sarnico).

A fine perforazione è stato installato un piezometro microfessurato da 5 metri fino a 1 metro di profondità dal piano campagna.

Nella stratigrafia del sondaggio SG2 si riconoscono:

- da piano campagna fino alla profondità di 1,4 metri: limi sabbiosi/limi argillosi di colore marrone;
- da 1,40 a 2,5 metri: limi argillosi/argille limose di colore marrone ocraceo con clasti alterati;
- da 2,5 a 3 metri: arenarie e peliti a stratificazione centimetrica (Arenaria di Sarnico).

A fine perforazione è stato installato un piezometro microfessurato da 3 metri fino a piano campagna.

Nella stratigrafia del sondaggio S3 si riconoscono:

- da piano campagna fino a 1,10 metri di profondità: sabbie limose con frammenti lateritici;
- da 1,1 m a 2,0 metri: limi debolmente sabbiosi di colore marrone/grigio con screziature ocracee con clasti alterati;



- da 2,0 a 3,8 metri di profondità troviamo argille marroni;
- da 3,4 a 5 metri: arenarie e peliti a stratificazione centimetrica (Arenaria di Sarnico).

A fine perforazione è stato installato un piezometro microfessurato da 5 metri fino a 1 metro di profondità dal piano campagna.

### **3.3 Prospezione geofisica con il metodo della sismica a rifrazione**

Ad integrazione del piano di indagine geognostico è stata ricavato il modello geofisico del sottosuolo mediante la tecnica della sismica a rifrazione con onde di volume longitudinali (P). Con tale metodologia è possibile ricavare la stratigrafia del terreno lungo sezioni 2D ed estendere l'interpretazione stratigrafia a profondità maggiori rispetto a quanto ottenuto con le prove penetrometriche e i sondaggi geognostici.

#### **3.3.1 Sismica a rifrazione con onde di volume longitudinali (P)**

La sismica a rifrazione consente di definire gli spessori dei litotipi presenti rilevando le differenti velocità di trasmissione di onde longitudinali generate artificialmente.

Data una sorgente di onde elastiche, lungo uno stendimento di geofoni (sensori) giungeranno in superficie onde dirette, onde riflesse ed onde birifratte. Le onde analizzate sono quelle birifratte. Sono le onde che raggiungono la superficie di separazione con un angolo di incidenza critico e si propagano parallelamente alla superficie rifrangente venendo nuovamente rifratte verso la superficie con lo stesso angolo di incidenza.

I contrasti di proprietà tra due sismostrati possono essere legati a cause stratigrafiche, strutturali, idrogeologiche. La profondità totale di indagine è legata alla lunghezza dello stendimento di geofoni.

#### **Acquisizione onde P**

Sono state acquisite tre linee sismiche disposte all'incirca trasversalmente rispetto allo direzione lungo cui si sviluppa il piano d'ambito (*Figura 4*).



Ciascuna linea è stata ottenuta posizionando 12 geofoni a distanza variabile di 3/4 metri l'uno dall'altro per una lunghezza totale di 33/44 metri (la lunghezza di ogni profilo si misura tra i due shots estremi, adiacenti alla base sismica, escludendo quindi gli shots esterni ad essa).

L'energizzazione del terreno (shots) è stata ottenuta impiegando una mazza del peso di 8 Kg fatta collidere col suolo. Per avere un dettaglio ed una risoluzione quanto più possibile elevati, sono stati acquisiti i dati relativi a 7 shots regolarmente distribuiti lungo lo stendimento a partire dalle due estremità. Ad ognuno di questi punti di battuta corrisponde una dromocrona, ossia una curva tragitto-tempo.

Il sismografo utilizzato per l'acquisizione dei dati in campagna è il modello ECHO 24/2002 prodotto dalla ditta *Ambrogeo S.r.l.*

L'interpretazione dei dati è stata effettuata con il metodo tomografico che, tramite l'utilizzo di algoritmi tomografici complessi implementati all'interno del software utilizzato (Plotrefa della OYO Corporation), fornisce un modello 2D del sottosuolo nel quale le varie velocità di propagazione delle onde sismiche generate sono rappresentate tramite variazioni cromatiche.

### 3.3.2 Stratigrafia sismica

Tramite amplificazione ed equalizzazione delle tracce del sismogramma acquisito in campagna è stato estratto il sismogramma utilizzato per l'elaborazione del modello interpretativo.

Le sezioni geofisiche interpretative ottenute scegliendo un modello a tre strati hanno individuato, dall'alto verso il basso:

- un sismostrato caratterizzato da valori medi di  $V_p$  inferiori a 500 m/sec, di tonalità magenta, che può essere accostato a materiale di riporto, eluvio e/o alluvioni limose sciolte; nelle linee 1 e 3 si apprezza la chiusura verso monte dell'unità a seguito della risalita di livelli più addensati;
- un secondo sismostrato caratterizzato da velocità comprese tra 500 e 800 m/sec, di tonalità rossa fino all'arancione e formato da materiale più addensato;
- un terzo sismostrato caratterizzato da  $V_p$  maggiori di 800 m/sec che può essere attribuito all'alterazione del flysch nelle tonalità dal verde chiaro fino a verde scuro ed a litologie più compatte dai 1400 m/sec a seguire (colore blu).

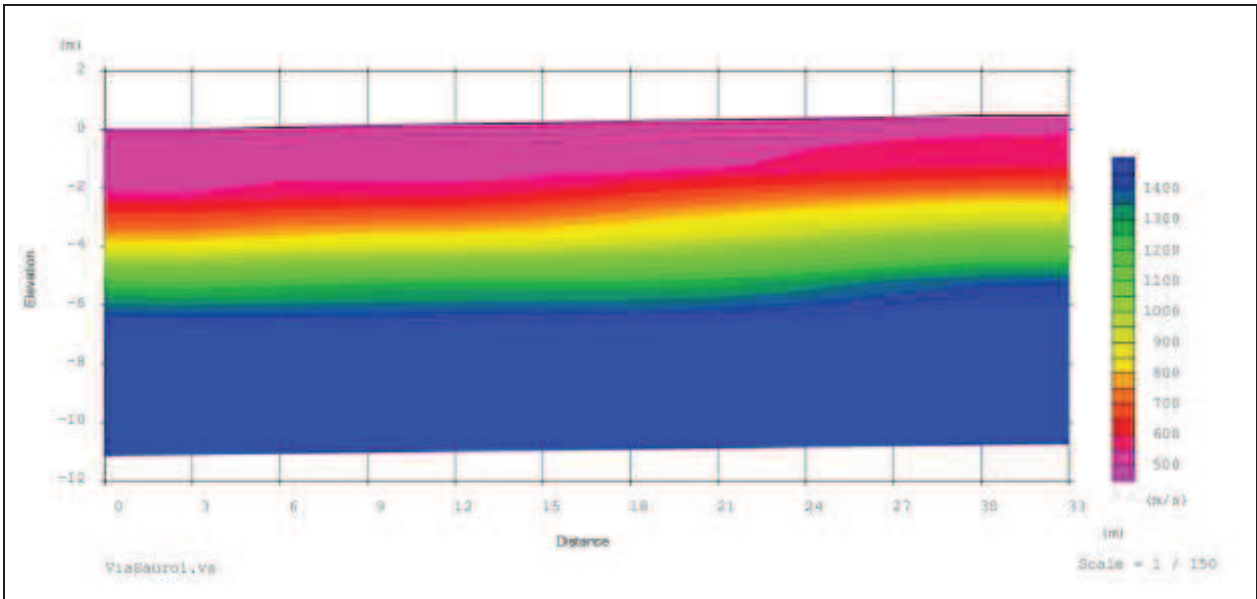


Figura 6: Tomografia sismica – Linea 1

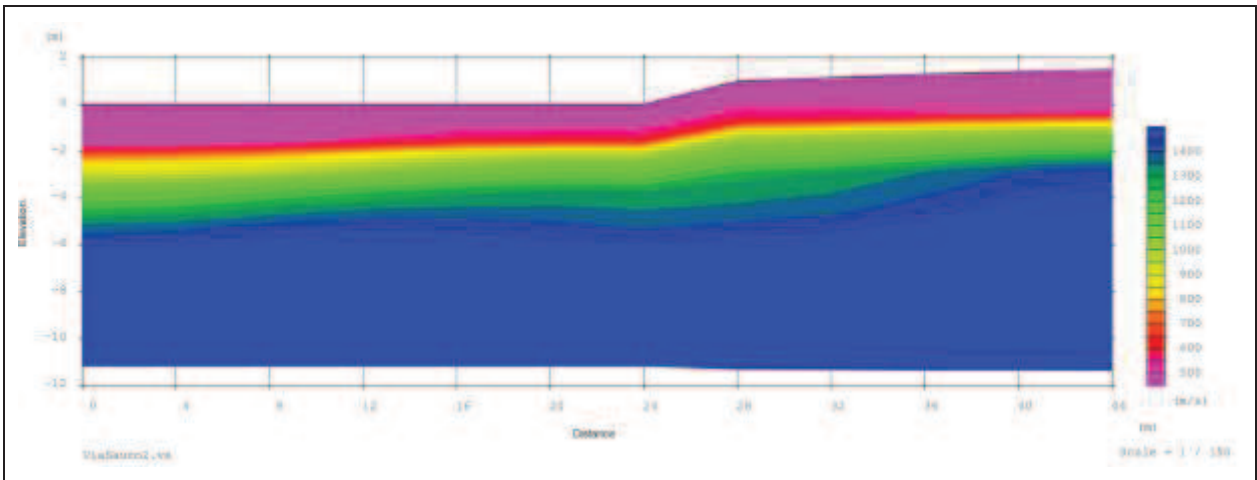


Figura 7: Tomografia sismica – Linea 2

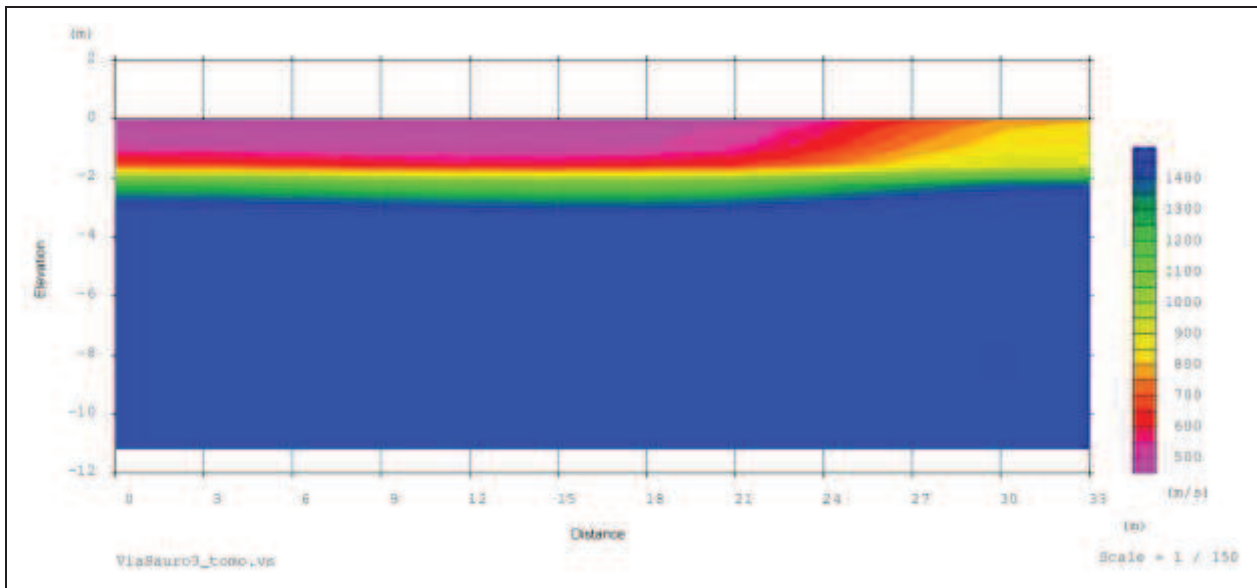


Figura 8: Tomografia sismica – Linea 3

### 3.4 Stratigrafia geotecnica e modello idrogeologico del sottosuolo

L'insieme dei dati raccolti è stato utilizzato per costruire tre sezioni litostratigrafiche che sintetizzano i risultati delle indagini geognostiche e delle prospezioni geofisiche (Figura 9, Figura 10 e Figura 11).

In generale su tutta l'area è presente un primo livello di terreno con caratteristiche alquanto scadenti il cui spessore è compreso 2,70 e 4 metri c.ca. Di questi 2 metri c.ca sono formati da materiale di riporto. La restante parte da alluvioni sabbioso limose sciolte legate ad episodici allagamenti del comparto. Approssimandosi al pendio le alluvioni si interdigitano con i terreni di alterazione (eluvio).

Seguono ghiaie sabbiose, sabbie fini limose moderatamente addensate e alternanze di limo sabbioso e/o argilloso con sabbie e ghiaie costituenti l'alterazione del flysch.

Con il termine flysch si indica una successione continuamente ripetuta di due o più tipi litologici, come arenarie, silt e argilliti, oppure arenarie e marne, o ancora calcari e argille e così via, con spessori totali anche di migliaia di metri. L'Arenaria di Sarnico appartiene a questa tipologia di formazioni ed è costituita da un'alternanza di arenarie, in strati da sottili a spessi, e peliti in strati decimetrici il cui spessore complessivo è di diverse centinaia di metri.

Il "rifiuto" ovvero l'arresto delle prove penetrometriche dovute all'eccessiva resistenza del terreno è dovuto alla presenza di materiale lapideo alterato formato da peliti



argillificate e arenarie decarbonatate. Il grado di resistenza del cappellaccio (si definisce gergalmente cappellaccio il materiale lapideo alterato) aumenta con l'approssimarsi della roccia intatta.

Gli spessori dei singoli livelli non sono costanti in tutto il comparto ma variano conformemente alla topografia dell'area. Lo spessore della copertura detritica sciolta si riduce approssimandosi ai rilievi collinari dove le litologie del substrato roccioso, più o meno alterate, sono subaffioranti.

Nella tabella seguente sono riportati i parametri del terreno ricavati dall'indagine geognostica. I terreni di riporto, le alluvioni limose e l'eluvio sono stati raggruppati in un'unica unità litotecnica con caratteristiche scadenti.

**TABELLA 2: PARAMETRI FISICI DEL TERRENO**

	natura	$\gamma^*$ t/mc	$\phi$ °	C/Cu kg/cm <sup>q</sup>	E'/Ed kg/cm <sup>q</sup>	profondità m
<b>LIVELLO 1</b> Riporto, sabbie e limi sciolti, limi argillosi/argille limose	granulare coesiva	1,68 1,68	18,9 --	0,0 0,05	10/20	vedi sezioni
<b>LIVELLO 2</b> Ghiaia sabbiosa/sabbia fine limosa	granulare coesiva	1,83 1,86	25,2 --	0,02 0,40	80	vedi sezioni
<b>LIVELLO 3</b> Alternanze di limo sabbioso e/o argilloso con sabbie e ghiaie passanti a peliti argillificate, arenarie decarbonatate	granulare coesiva	2,0 2,0	30 --	0,50 2,0	200/300	vedi sezioni

dove:

$\gamma^*$  = peso di volume naturale (terr. incoerente Terzaghi-Peck 1948-1967), saturo (terr. coerente);

$\phi$  = angolo di attrito interno da Shioi-Kukuni (1982);

C/Cu = coesione drenata (terr. incoerente), coesione non drenata (terr. coerente);

E'/Ed = modulo di elasticità drenato (terr. incoerente), modulo edometrico (terr. coerente) Bowles.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico si è optato per una stima ragionata e cautelativa del valore ottenuto dall'indagine.



# Sezione 1

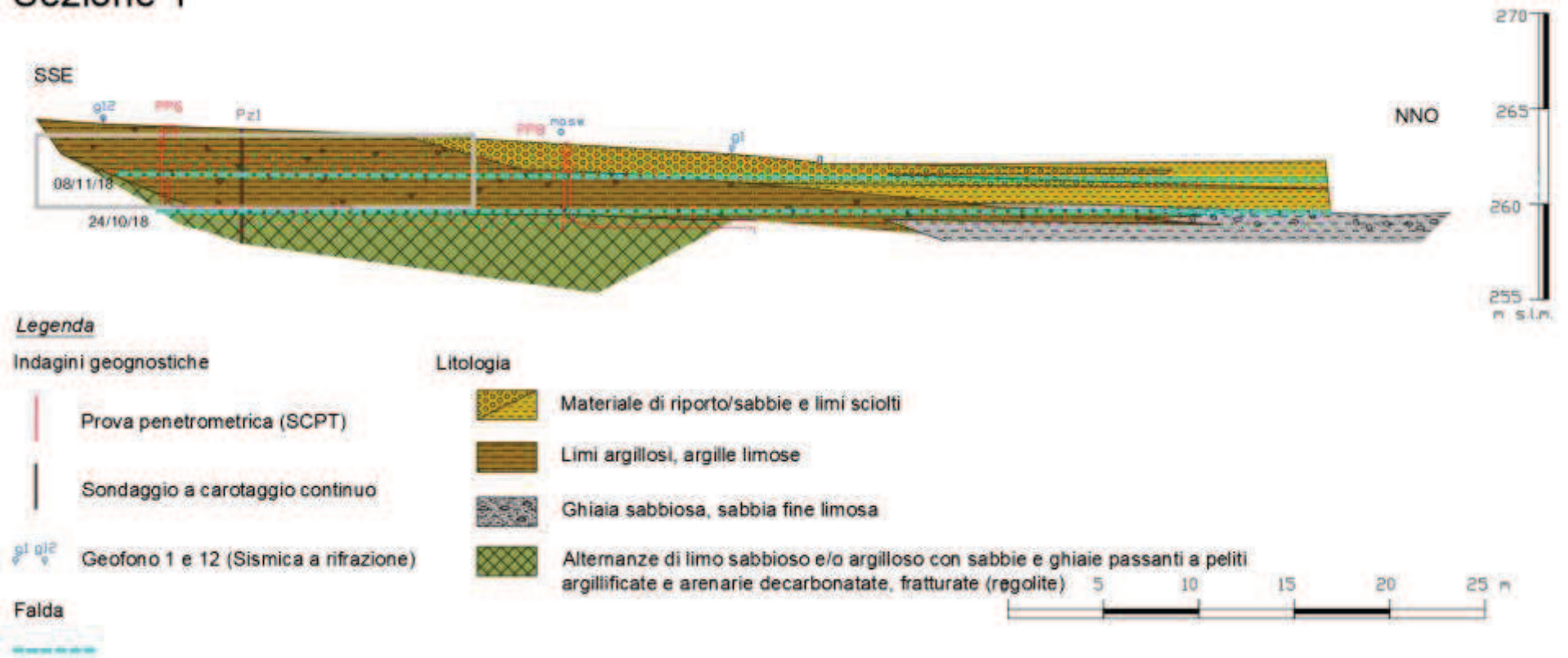


Figura 9: Sezione litostratigrafica 1

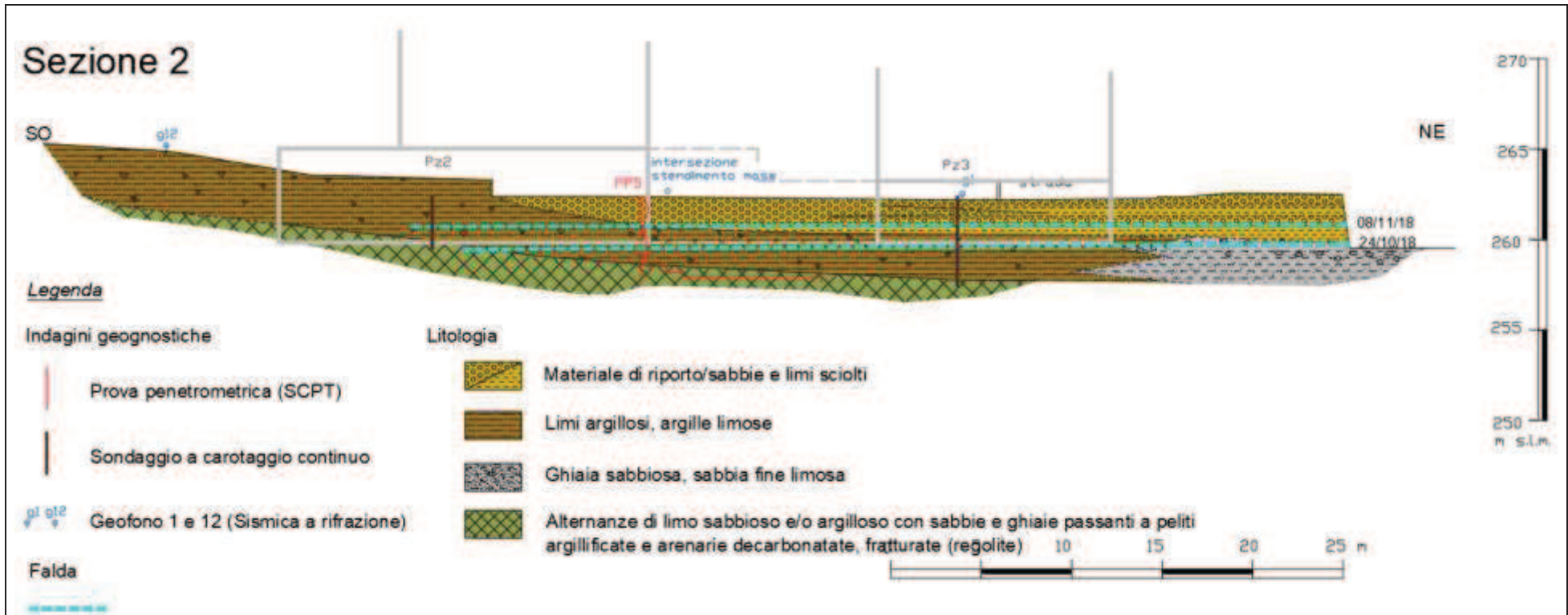


Figura 10: Sezione litostratigrafica 2



### Sezione 3

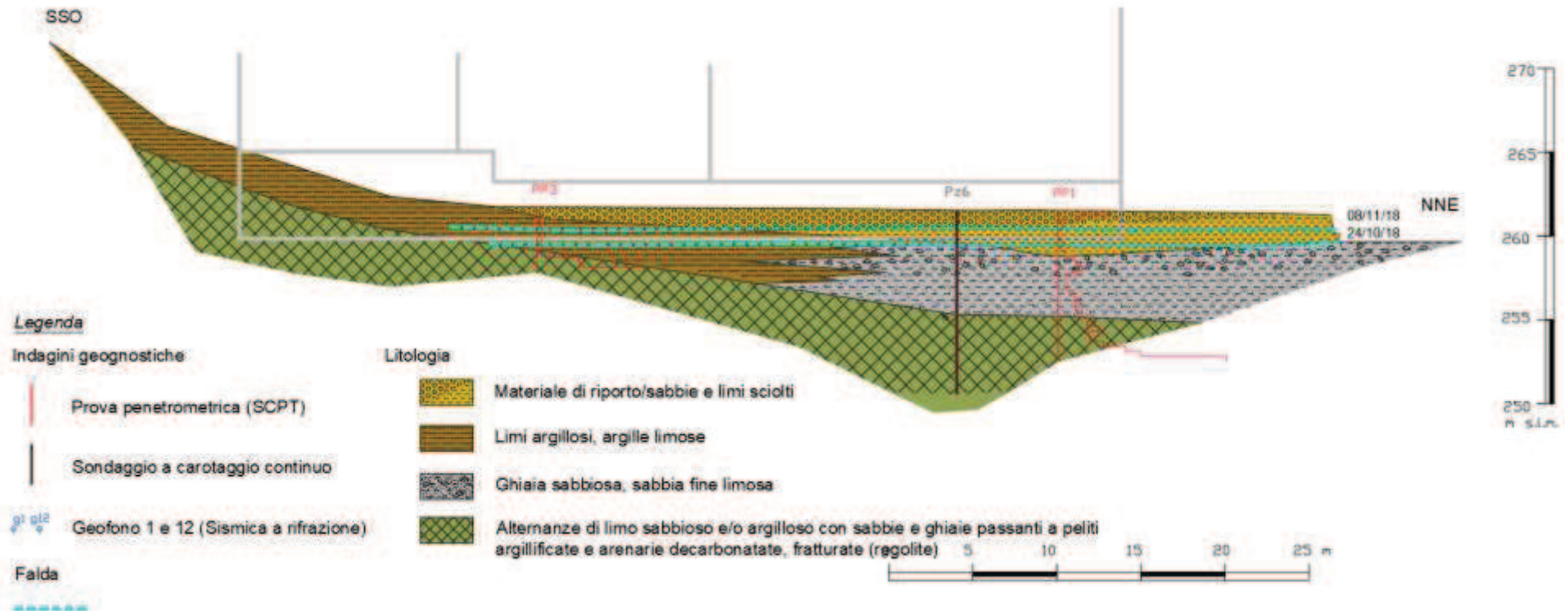


Figura 11: Sezione litostratigrafica 3



Entro la copertura detritica ha sede una falda idrica il cui regime è strettamente connesso a quello del Torrente Morla ma che trova alimentazione anche nelle acque di precipitazioni meteorica provenienti dai rilievi circostanti.

L'acquifero poggia sull'alterazione del flysch che essendo formato da litologie poco permeabili impedisce la dispersione dell'acqua negli strati più profondi del sottosuolo.

I piezometri installati hanno permesso la rilevazione del livello di falda per un periodo di circa un paio di mesi cogliendo le variazioni dovute alle intense precipitazioni atmosferiche che si sono verificate a fine ottobre inizio novembre (*Figura 12*).

In tale occasione il livello della falda nel piezometro Pz6 è salito rapidamente di circa 1 metro passando da una soggiacenza di 2,2 metri dalla quota del piazzale (261,80 m s.l.m.) il giorno 3 ottobre a c.ca 1,3 m il giorno 8 novembre.

Innalzamenti maggiori sono stati rilevati nei piezometri Pz1 e Pz2 adiacenti la collina, nei quali i livelli sono saliti di quasi 2 metri rispetto a quanto osservato prima delle piogge.

Tali livelli sono significativi poiché collegati ad un evento meteorologico di particolare intensità che ha causato diversi episodi di allagamento, ma non sono da considerare estremi poiché in caso di concomitante piena del Torrente è ragionevole ritenere che possano essere superati.

Nel grafico seguente sono rappresentati i livelli della falda misurati nei piezometri e, con il colore magenta, la quota del fondo scavo, 259,80 m s.l.m., estrapolata dai disegni di progetto resi disponibili dallo Studio di Architettura Marchesi, Loglio Ravasio.

I livelli di falda, di poco inferiori alla quota di scavo prima delle piogge autunnali, sono risaliti repentinamente con le piogge di fine ottobre creando un ipotetico battente idraulico di c.ca 1 metro rispetto alla quota di progetto.

Nel caso del piezometri Pz2, si è passati da una condizione di "asciutto" ad avere una colonna di acqua alta 1,3 metri dal fondo foro.

Ne consegue che la risposta idraulica della falda agli eventi meteorici è più attenuata nella parte pianeggiante, dove lo spessore della copertura detritica è maggiore,



mentre nel settore pedecollinare e in quello prossimo all'attraversamento stradale di via N. Sauro, causa anche l'apporto di acqua dai rilievi circostanti, le variazioni di livello sono di maggiore entità.

Dall'analisi del grafico si evidenzia inoltre come l'acquifero risponda alla ricarica indotta dalle precipitazioni in maniera rapida mentre, una volta esaurito l'apporto meteorico, il ritorno al livello pre-evento avviene in maniera più lenta.

Tale comportamento è da attribuire ad una risposta dell'acquifero di tipo elastico (trasferimento dell'onda di pressione indotta dall'incremento di carico piezometrico nella prime ore dall'inizio delle precipitazioni) a cui fa seguito il trasferimento fisico del fluido all'interno dell'acquifero e il successivo effetto di drenanza verso il torrente del flusso idrico.



## AMBITO At i3 - BERGAMO VIA N. SAURO/VIA BAIONI Livelli di falda

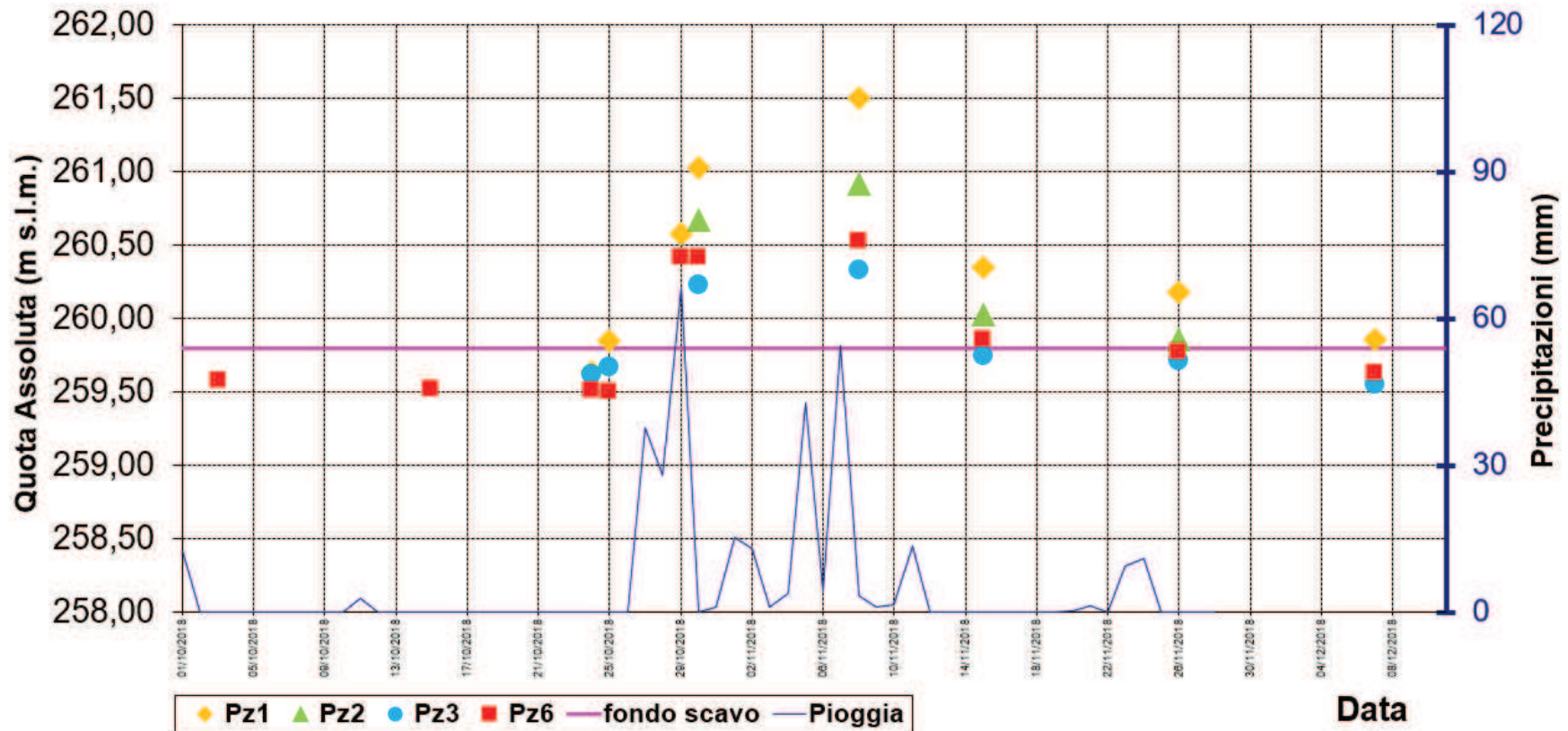


Figura 12: Variazioni del livello piezometrico. In magenta il fondo scavo presunto 259,80 m s.l.m.



## 4. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E RISPOSTA SISMICA LOCALE

Con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni nel 2008, il territorio Italiano è stato suddiviso in aree omogenee da un punto di vista del rischio sismico. Il criterio adottato per tale suddivisione non è più legato a rigidi confini amministrativi come accadeva in passato, ma alla presenza di aree sismogenetiche attive.

Sono stati così individuati 10751 nodi di riferimento. Ad ogni nodo è associato un valore di accelerazione massima attesa al suolo per un determinato periodo di ritorno. Dalla posizione relativa del sito in esame rispetto ai nodi di riferimento si risale alla accelerazione massima attesa per il sito stesso effettuando una media pesata dei valori di  $a_g$  di ciascun nodo.

### 4.1 Vita Nominale e classi d'uso

Per la determinazione di tali parametri sismici è necessario stabilire la vita nominale dell'opera e la sua classe d'uso.

**TABELLA 3: VITA NOMINALE**

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale VN (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	≤10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

**TABELLA 4: CLASSI D'USO**

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.
-----------	--

La Vita di Riferimento della costruzione è:

$$V_R = V_N * C_U$$

**TABELLA 5: VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO  $C_U$**

<b>CLASSE D'USO</b>	I	II	III	IV
<b>COEFFICIENTE <math>C_U</math></b>	0,7	1,0	1,5	2,0

**TABELLA 6: VITA DI RIFERIMENTO PER LE OPERE IN PROGETTO**

<b>TIPO DI COSTRUZIONE</b>	<b>Vita di Riferimento VR (in anni)</b>
Residenziale	50

Utilizzando il software degli spettri di risposta reso disponibile dal CSLPP si ottengono valori di  $a_g$ , per un suolo di tipo A in condizioni di terreno libero e per i diversi stati limite considerati (Tabella 7).

**TABELLA 7: PARAMETRI SISMICI – AT13**

		$P_{VR}$ [adm]	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g/10]	$F_o$ [adm]	$T_c^*$ [s]
<b>SLE</b>	<b>SLO</b>	81%	30	0,30	2,440	0,197
	<b>SLD</b>	63%	50	0,38	2,481	0,215
<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	10%	475	1,10	2,418	0,271
	<b>SLC</b>	5%	975	1,44	2,461	0,276

dove :

$P_{VR}$  = periodo di riferimento;

$a_g$  = accelerazione al suolo;

$F_o$  = massimo fattore di amplificazione spettro orizzontale;

$T_c^*$  = periodo inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



## **4.2 Risposta sismica locale**

I valori di  $a_g$  per un suolo di tipo A in condizioni di terreno libero devono essere corretti con parametri che tengono conto delle condizioni particolari del sito esaminato, come la tipologia di suolo su cui insiste il fabbricato (suolo tipo A,B,C,D, E) e le condizioni morfologiche (suolo pianeggiante, pendio variamente inclinato, cresta).

Si chiama “risposta sismica locale” l’azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.

Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come “superficie” il “piano di riferimento” per le diverse tipologie strutturali:

- per fondazioni superficiali questo coincide con il piano di imposta delle stesse;
- per fondazioni su pali e riferita alla testa dei pali;
- nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell’opera;
- per muri di sostegno di terrapieni la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Le modifiche del moto sismico prodotte dalle condizioni locali sono complessivamente indicate come effetti di sito e sono definite negli scenari di pericolosità sismica locale (PSL) individuati in fase di pianificazione territoriale.

### **4.2.1 Amplificazione litologica**

Il D.M. 17 gennaio 2018, il D.M. 14 gennaio 2008, la normativa tecnica europea (Eurocodici EC 7 e EC 8) e le più avanzate normative internazionali, attribuiscono la giusta importanza alla caratterizzazione sismica del terreno su cui dovranno essere realizzate opere di qualunque natura (edifici residenziali e industriali, opere di sostegno e di stabilizzazione di versanti, rilevati stradali, opere infrastrutturali, argini, dighe e opere idrauliche, gallerie, ponti e opere strutturali di grandi dimensioni).

La caratterizzazione del terreno dal punto di vista sismico in particolare e dinamico in generale, richiede come elemento indispensabile la conoscenza del profilo di velocità



delle onde di taglio  $V_s$  degli strati di terreno presenti nel sito, fino alla profondità di almeno 30 metri dal piano campagna, secondo quanto richiesto dalle sopracitate normative.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{seq}$  (in m/s), che, per i depositi con profondità  $H$  del substrato ( $V_s > 800$  m/sec) superiore a 30 m equivale alla  $V_{s30}$ .

Sulla base del profilo di velocità equivalente è possibile classificare il sito nelle categorie di tipo A, B, C, D, E come definite nelle NTC18.

#### **4.2.1.1 Indagine geofisica**

Per la ricostruzione del modello geofisico del sottosuolo è stata eseguita un'indagine sismica superficiale con il metodo di analisi spettrale delle onde di superficie (Rayleigh) con tecnica MASW.

Il metodo MASW (Multi-Channel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$  sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza dei geofoni posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante è dato dalle onde di Rayleigh che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione.

Il metodo MASW è di tipo attivo poiché le onde superficiali sono generate in un punto sulla superficie del suolo tramite mazza battente e misurate da uno stendimento lineare di sensori (geofoni).

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  $V_s$  (profilo 1-D) che descrive la variazione di  $V_s$  con la profondità.



La prospezione sismica è stata interpretata mediante il software SWAN (GeoStudi Aster SRL, 2007). L'utilizzo di questo software consente di preprocessare i dati grezzi acquisiti epurandoli da eventuali disturbi. Successivamente, partendo dal sismogramma medio di sito, sono calcolati gli spettri FK (Frequenza-Numero d'onda) ed FV (Frequenza-Velocità).

La distribuzione dei picchi evidenziati dagli spettri viene ulteriormente analizzata per ricavare la curva di dispersione sperimentale che viene confrontata con quella teorica. Una volta trovata un'interpolazione tra le due curve il programma esegue l'inversione per ricostruire il profilo delle  $V_s$  con la profondità. Il profilo così ottenuto può essere ulteriormente modificato per aumentare il grado di interpolazione tra la curva di dispersione sperimentale e quella teorica.

### **Acquisizione ed analisi onde superficiali (Rayleigh)**

L'acquisizione è stata realizzata tramite la stesa di un cavo sismico lungo 46 metri e posizionando 24 geofoni a frequenza naturale di 4,5 Hz ad una distanza di due metri l'uno dall'altro.

Anche in questo caso l'energizzazione del terreno è stata ottenuta impiegando una mazza del peso di 8 Kg.

Durante l'acquisizione sono stati impostati diversi shots a diverse distanze dall'estremità dell'allineamento sismico per valutare la stabilità della curva di dispersione sperimentale apparente (Allegato 3).

Il sismografo utilizzato per l'acquisizione dei dati in campagna è il modello ECHO 24/2002 prodotto dalla ditta Ambrogeo S.r.l..

Sono state quindi calcolate le velocità di taglio ( $V_s$ ) del sottosuolo sintetizzando il modello del terreno in sette unità sismiche (TABELLA 8).



**Tabella 8: STRATIGRAFIA SISMICA – PROVA MASW**

	Thickness	Depth	Vs	Vp	Poisson	Density
Layer 1	1.95	0.00	180	360	0.333	1.800
Layer 2	2.12	1.95	259	518	0.333	1.800
Layer 3	1.48	4.08	453	905	0.333	1.800
Layer 4	1.15	5.56	538	1075	0.333	1.800
Layer 5	4.24	6.71	683	1365	0.333	1.800
Layer 6	2.46	10.95	762	1523	0.333	1.800
Layer 7	INF	13.41	820	1639	0.333	1.800

La  $V_{s,eq}$  è data da:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1, N} h_i / V_i}$$

dove:

$H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $VS$  non inferiore a 800 m/s;

$h_i$  = spessore in metri dello strato  $i$ -esimo;

$V_i$  = velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;

$N$  = numero strati.

Dallo sviluppo del calcolo si ottiene una velocità  $V_{s,eq}$  pari a c.ca 396 m/s che colloca il suolo nella categoria B (assumendo quale piano di riferimento il piano di imposta di una fondazione superficiale).

La stratigrafia sismica ricavata dalla prova MASW può essere associata alla parte depressa e pianeggiante del comparto. Nella zona pedecollinare le indagini hanno tuttavia evidenziato la presenza di un cospicuo spessore di materiale di alterazione del flysch le cui caratteristiche meccaniche scadono fino a quelle di una terra seppure caratterizzata da una buona consistenza.

Si ritiene pertanto opportuno accostare all'intervento edilizio nel suo complesso un sottosuolo di tipo B.



### 4.2.1.2 Analisi di secondo livello

La procedura di secondo livello consiste in una valutazione semiquantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di fattore di amplificazione ( $F_a$ ) e nel confronto con i valori soglia del territorio comunale stabiliti dalla Regione Lombardia in base alla categoria del sottosuolo (*scenario Z4a*).

Applicando le schede litologiche preparate dalla Regione Lombardia è stato calcolato il Fattore di amplificazione.

**Tabella 9: CONFRONTO TRA VALORI CALCOLATI E VALORI SOGLIA DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE**

Categoria sottosuolo	B	
	Periodo	0,1 - 0,5
Valore soglia	1,5	1,7
<b>Prova MASW</b>	<b>1,3+0,1</b>	<b>1,0+0,1</b>



verificato



non verificato

Si conferma pertanto l'applicazione dei parametri sismici relativi a un sottosuolo di categoria **B** (TABELLA 10).

**TABELLA 10: CATEGORIE DI SOTTOSUOLO**

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s
<b>E</b>	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m</i>



## 4.2.2 Amplificazione topografica

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni sono prescritte specifiche analisi di risposta sismica locale nel caso di condizioni topografiche complesse.

Nel sito indagato, caratterizzato da una configurazione superficiale semplice, è possibile adottare la classificazione semplificata prevista e tabellata dalle Norme, e attribuire la superficie topografica alla categoria T1, con un coefficiente di amplificazione topografica ST pari ad 1,0.

**TABELLA 11: CONDIZIONI TOPOGRAFICHE**

<b>Categoria</b>	<b>Caratteristiche della superficie topografica</b>
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$



**Tabella 12: Parametri sismici – suolo B**

		$P_{VR}$	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$S_s$	$C_c$	$S$	$a_{max}$	$\beta$	$K_h$	$K_v$
		[adm]	[anni]	[g/10]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[m/s <sup>2</sup> ]	[adm]	[%]	[%]
SLE	SLO	81%	30	0,30	2,440	0,197	1,2	1,52	1,2	0,348	0,20	0,7	0,4
	SLD	63%	50	0,38	2,481	0,215	1,2	1,50	1,2	0,451	0,20	0,9	0,5
SLU	SLV	<b>10%</b>	<b>475</b>	<b>1,10</b>	<b>2,418</b>	<b>0,271</b>	<b>1,2</b>	<b>1,43</b>	<b>1,2</b>	<b>1,292</b>	<b>0,24</b>	<b>3,2</b>	<b>1,6</b>
	SLC	5%	975	1,44	2,461	0,276	1,2	1,42	1,2	1,694	0,24	4,1	2,1

dove :

$S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S$  = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche ( $S = S_s * S_t$ );

$a_{max}$  = accelerazione massima ( $a_g * S$ );

$\beta$  = coefficiente di riduzione;

$K_h$  = coefficiente di intensità sismica orizzontale;

$K_v$  = coefficiente di intensità sismica verticale.



## 5. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

### 5.1 Introduzione

Il termine “liquefazione” esprime una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità causata dall’aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l’annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

La liquefazione include tre principali fenomeni. Il primo è la “fluidificazione” che avviene quando le tensioni tangenziali richieste per assicurare le condizioni di equilibrio statico sono maggiori della resistenza al taglio del terreno al termine del terremoto. Ne consegue che una volta avviate, le deformazioni prodotte dalla fluidificazione possono proseguire anche dopo il terremoto. Il secondo fenomeno è quello della “mobilità ciclica” che si verifica quando le tensioni di taglio necessarie all’equilibrio statico sono minori della resistenza del terreno al termine del terremoto; in tal caso le deformazioni si sviluppano in maniera incrementale durante il terremoto. Il terzo fenomeno, che rappresenta un caso particolare di mobilità ciclica, è quello della “liquefazione ciclica” che si verifica nelle condizioni di free-field e piano campagna orizzontale.

In linea di principio, l’analisi di suscettibilità alla liquefazione di un dato sito richiede:

1. la valutazione delle caratteristiche dell’evento sismico atteso (fattore scatenante)
2. la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo (fattore predisponente);
3. la stima degli effetti conseguenti alla liquefazione.

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



Sulla base di un'analisi della sismicità del sito e delle caratteristiche geotecniche del deposito, si può ritenere che la probabilità che si verifichi la liquefazione sia estremamente bassa o nulla nel caso in cui si manifesti almeno una delle seguenti condizioni (art. 7.11.3.4.2 N.T.C. 2018):

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)60 > 30$  oppure  $qc1N > 180$  dove  $(N1)60$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc1N$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone di instabilità (differenti grafici in funzione del coefficiente di uniformità  $U_c$ ).

## **5.2 Magnitudo di riferimento**

Dalla consultazione del database per località delle osservazioni macrosismiche in Italia sono emerse 56 osservazioni relative al territorio di Bergamo (*DBMI15, "the 2015 version of the Italian Macroseismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia" - Figura 13*).

L'archivio fornisce un set omogeneo di intensità macrosismiche provenienti da diverse fonti relativo ai terremoti con intensità massima  $\geq 5$  e d'interesse per l'Italia nella finestra temporale 1000-2014.



## Bergamo



PlaceID IT\_14353  
 Coordinate (lat, lon) 45.694, 9.671  
 Comune (ISTAT 2015) Bergamo  
 Provincia Bergamo  
 Regione Lombardia  
 Numero di eventi riportati 56

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
5	<a href="#">↗</a>	1222	12	25	12	30	Bresciano-Veronese	18	7-8	5.68
6	<a href="#">↗</a>	1295	09	03			Grigion, Churwalden	17	8	6.20
5-6	<a href="#">↗</a>	1511	03	26	15	30	Friuli-Slovenia	120	9	6.32
NC	<a href="#">↗</a>	1570	11	17	19	10	Ferrarese	58	7-8	5.44
5-6	<a href="#">↗</a>	1576	09	26	05	10	Bergamo	1	5-6	4.40
6-7	<a href="#">↗</a>	1593	03	08			Bergamo	1	6-7	4.86
6-7	<a href="#">↗</a>	1606	08	22			Bergamo	1	6-7	4.86
6-7	<a href="#">↗</a>	1642	06	13			Pianura lombarda	8	6	4.92
5	<a href="#">↗</a>	1661	03	12			Prealpi bergamasche	4	6-7	4.86
5	<a href="#">↗</a>	1771	08	15	08	15	Pianura lombarda	3	5	4.16
4	<a href="#">↗</a>	1786	04	07	00	15	Pianura lombarda	10	6-7	5.22
5-6	<a href="#">↗</a>	1802	05	12	09	30	Valle dell'Oglio	94	8	5.60
F	<a href="#">↗</a>	1810	12	25	00	45	Pianura emiliana	33	6	5.06
4-5	<a href="#">↗</a>	1851	02	05	09	50	Valtellina	30	5	4.72
3-4	<a href="#">↗</a>	1873	06	29	03	58	Alpago Cansiglio	197	9-10	6.29
3	<a href="#">↗</a>	1873	09	17			Appennino toscano-ligure	64	6-7	5.26
4-5	<a href="#">↗</a>	1882	02	27	06	30	Valle Seriana	37	6-7	4.81
4-5	<a href="#">↗</a>	1884	09	12	07	23	Pianura lombarda	34	6	4.70
3-4	<a href="#">↗</a>	1887	02	23	05	21 5	Liguria occidentale	1511	9	6.27
4-5	<a href="#">↗</a>	1891	06	07	01	06 1	Valle d'Illasi	403	8-9	5.87
2	<a href="#">↗</a>	1892	08	09	07	58	Valle d'Alpone	160	6-7	4.91
3	<a href="#">↗</a>	1894	11	27	05	07	Bresciano	183	6	4.89
4	<a href="#">↗</a>	1898	03	04	21	05	Parmense	313	7-8	5.37

segue...



5	🔗	1901 10 30 14 49 5	Garda occidentale	289	7-8	5.44
4	🔗	1909 01 13 00 45	Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
2	🔗	1910 01 23 01 50	Piacentino	118	5	4.39
NF	🔗	1913 11 25 20 55	Appennino parmense	73	4-5	4.65
3	🔗	1913 12 07 01 28	Valle Scrivia	56	5	4.57
3-4	🔗	1914 10 26 03 43 2	Torinese	63	7	5.24
4	🔗	1914 10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5.63
3	🔗	1917 12 09 21 40	Alta Engadina	39	6	4.60
2	🔗	1918 01 13 12	Pianura lombarda	24	4	4.62
NC	🔗	1918 04 24 14 21	Lecchese	34	6	4.95
3-4	🔗	1929 04 20 01 10	Bolognese	109	7	5.36
4	🔗	1929 05 11 19 23	Bolognese	64	6-7	5.29
3	🔗	1934 03 23 01 46 5	Lago d'Iseo	16	5	4.31
4	🔗	1936 10 18 03 10	Alpago Cansiglio	269	9	6.06
2	🔗	1960 03 23 23 10	Vallese	178	7	5.00
5	🔗	1961 11 23 01 12 0	Frealpi bergamasche	119	6-7	4.86
F	🔗	1968 06 22 12 21 3	Val Lagarina	27	6-7	4.74
4	🔗	1971 07 15 01 33 2	Parmense	228	8	5.51
4	🔗	1972 10 25 21 56 1	Appennino settentrionale	198	5	4.87
3-4	🔗	1975 01 11 15 54	Monte Baldo	13	5-6	4.42
4-5	🔗	1976 09 11 16 35 0	Friuli	40	7-8	5.60
F	🔗	1977 09 16 23 48 0	Friuli	94	6-7	5.26
5-6	🔗	1979 02 09 14 44	Bergamasco	73	6	4.78
4-5	🔗	1979 11 17 20 53	Lago d'Iseo	17	5-6	4.37
3-4	🔗	1980 12 23 12 01 0	Piacentino	69	6-7	4.57
4	🔗	1983 11 09 16 29 5	Parmense	850	6-7	5.04
NF	🔗	1991 11 20 01 54 1	Grigion, Vaz	468	6	4.70
NF	🔗	1998 03 26 16 26 1	Appennino umbro-marchigiano	409		5.26
4-5	🔗	2002 11 13 10 48 0	Franciacorta	768	5	4.21
3-4	🔗	2003 04 11 09 26 5	Valle Scrivia	78	6-7	4.81
4-5	🔗	2004 11 24 22 59 3	Garda occidentale	176	7-8	4.99
4	🔗	2008 12 23 15 24 2	Parmense	291	6-7	5.36
3	🔗	2011 07 17 18 30 2	Pianura lombardo-veneta	73	5	4.79

Figura 13: Estratto del database macrosismico DBMI15. Area epicentrale= Denominazione area dei maggiori effetti, lo=Intensità massima, Mw= Magnitudo momento



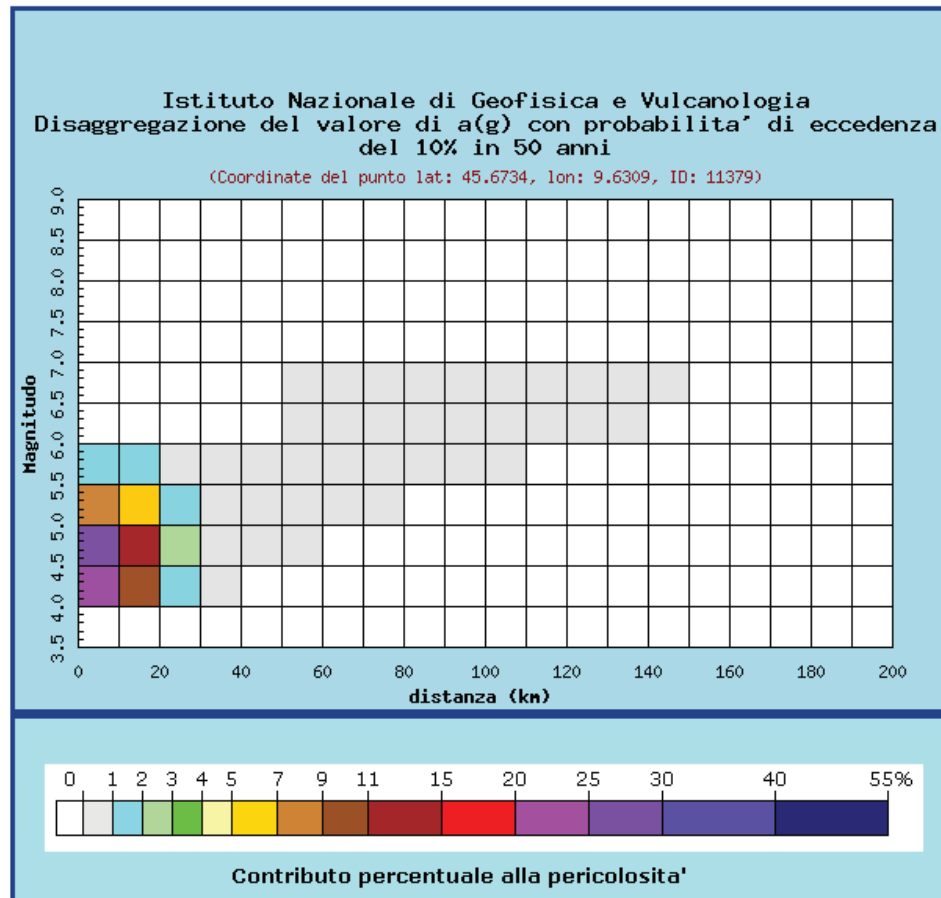
Nel caso di Bergamo, se si considerano gli eventi registrati dal 1900 in poi, l'intensità massima è stata avvertita nel 1979 per un evento di magnitudo momento massima (Mw) pari a 4,78.

**TABELLA 13: ELENCO DELLE INTENSITÀ NON CONVENZIONALI O DESCRITTIVE E TRATTAMENTO IN DBMI15**

Codice	Val. ass.	Descrizione	MDP
RS	-	Registrazione strumentale. Osservazioni scartate	-
NR	-	Non riportato ( <i>Not Reported</i> ). Osservazioni scartate	-
W	-	Onde anomale, tsunami ( <i>sea Waves</i> ). Oss. scartate	-
E	-	Effetti ambientali ( <i>Environmental effects</i> ). Oss. scartate	-
G	0.2	Indicazione generica di danno a un sito	5
NF	1	Non percepito ( <i>Not Felt</i> )	24012
NC	1.8	Non classificato ( <i>Not Classified</i> )	111
SF	2.9	Percepito leggermente ( <i>Slightly Felt</i> )	49
F	3.9	Percepito ( <i>Felt</i> )	5146
HF	5.1	Percepito distintamente ( <i>Highly Felt</i> )	118
SD	5.6	Danno leggero ( <i>Slight Damage</i> )	22
D	6.4	Danno ( <i>Damage</i> )	679
HD	8.6	Danno grave ( <i>Heavy Damage</i> )	184

Per valutare la magnitudo di riferimento attesa è stato utilizzato il metodo della disaggregazione (o deaggregazione) della pericolosità sismica (McGuire, 1995; Bazzurro and Cornell, 1999), che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito.

Mediante l'apposita applicazione WebGis resa disponibile dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, la magnitudo momento con probabilità di superamento del 10% (Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV) in 50 anni è 4,73 (10 Km) (*Figura 14*).



Disaggregazione del valore di  $a(g)$  con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni  
 (Coordinate del punto lat: 45.6734, lon: 9.6309, ID: 11379)

Distanza in km	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	23.700	27.000	7.370	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	9.060	14.200	6.010	1.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	1.350	2.920	1.830	0.698	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.141	0.643	0.611	0.297	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.094	0.217	0.135	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.003	0.072	0.094	0.052	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.017	0.071	0.071	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.001	0.034	0.050	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.031	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.018	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.730	10.300	0.388



Figura 14: Stima della magnitudo attesa con il metodo della disaggregazione



### **5.3 Verifica del potenziale di liquefazione**

Cautelativamente si è voluto valutare la suscettibilità del terreno alla liquefazione in caso di sisma avente una magnitudo massima (M) = 7,0, molto superiore a quella attesa, utilizzando uno dei metodi semplificati riportati in letteratura.

I metodi semplificati di verifica del potenziale di liquefazione si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto. E' necessario pertanto conoscere sia i parametri relativi all'evento sismico sia quelli del terreno. Questi ultimi sono ottenuti privilegiando correlazioni con parametri desunti da prove in situ.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs.

Il metodo utilizzato in questo caso è quello proposto da *Andrus e Stokoe* (1998) basato sulle velocità delle onde di taglio Vs. ricavate dalla prova MASW. Il software impiegato è Liquiter della Geostru (2018).

In generale il potenziale di liquefazione dei terreni sotto scuotimento sismico può essere definito da basso a nullo nei territori caratterizzati da sottosuoli di tipo C ed E, nullo in quelli caratterizzati da profilo stratigrafico tipo B. Infatti solo nei terreni tipo C ed E possono essere presenti livelli sabbiosi sciolti potenzialmente liquefacibili sotto scuotimento sismico.



Detto questo, l'analisi effettuata nell'intervallo compreso tra -1,5 m (profondità falda) e -10 metri dal piano campagna ha dato come risultato complessivo un rischio di liquefazione molto basso (Figura 15 - Allegato 4) ma prossimo al Fattore di Sicurezza se si considerano le alluvioni sabbioso limose recenti.

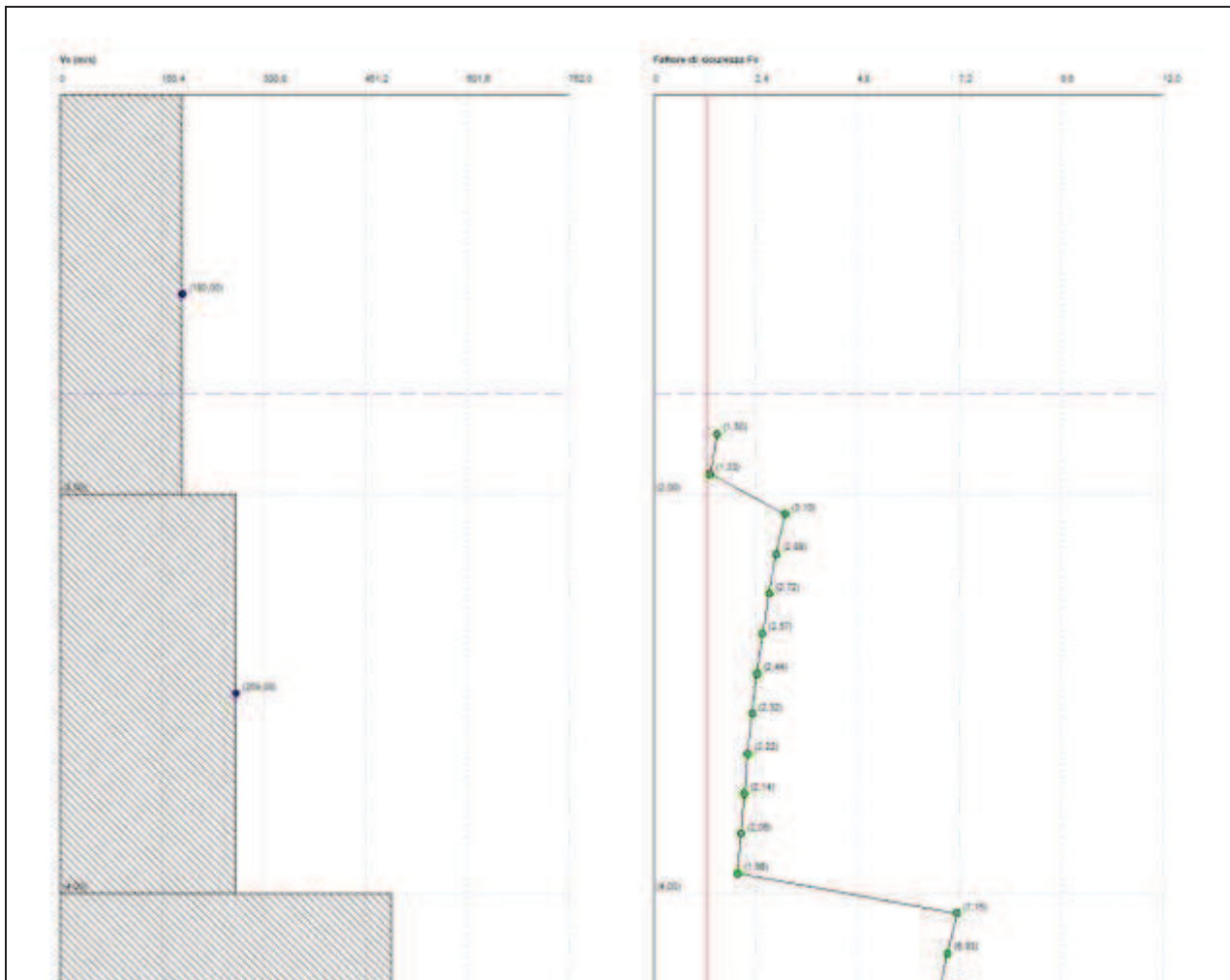


Figura 15: Verifica del potenziale di liquefazione (Andrus e Stokoe 1998). In rosso la linea con FS=1,25

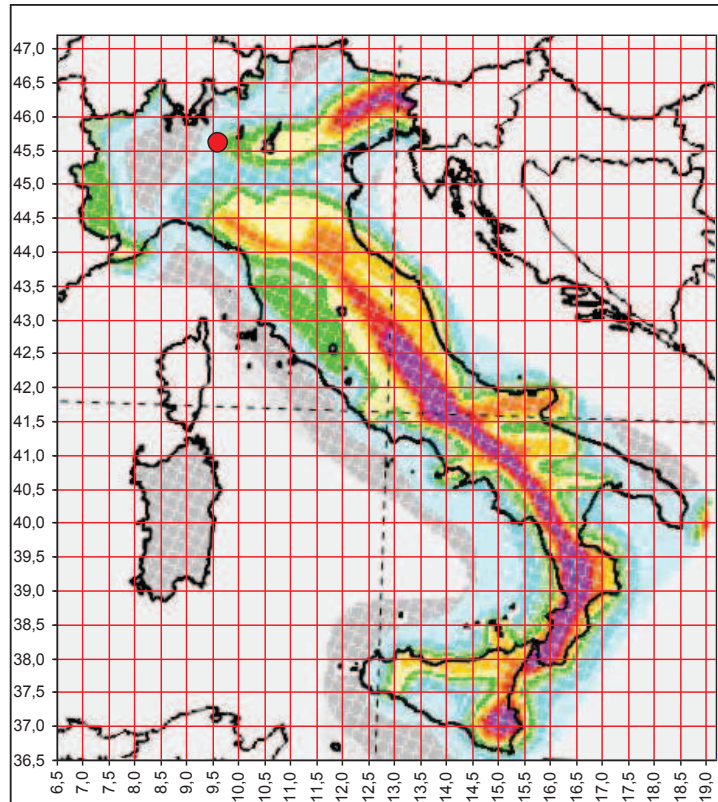
## **ANALISI GEOTECNICA**



## 6. PARAMETRI SISMICI

Sono riepilogati i dati di pericolosità sismica del sito.

**Tabella 14: INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**



Coordinate geografiche della località in esame (ED50)			
Località	LON [°]	LAT [°]	Zona sismica
Bergamo	9,677367	45,707207	3 PSL Z4a

Coordinate geografiche dei 4 punti del reticolo			
Sito 1 ID: 11157	Lat: 45,7234	Lon: 9,6277	Distanza: 4254,780
Sito 2 ID: 11158	Lat: 45,7256	Lon: 9,6991	Distanza: 2654,335
Sito 3 ID: 11380	Lat: 45,6757	Lon: 9,7023	Distanza: 4004,687
Sito 4 ID: 11379	Lat: 45,6734	Lon: 9,6309	Distanza: 5208,719

Classe d'uso e condizioni topografiche					
Classe	C <sub>U</sub> [adm]	V <sub>R</sub> [anni]	Categoria sottosuolo	Cond. topograf.	S <sub>T</sub> [adm]
II	1,0	50	B	T1	1,0



## 7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

### 7.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

#### 7.1.1 Introduzione

Con gli stati limite le verifiche devono essere effettuate rispetto al carico limite dell'insieme fondazione-terreno. Condizione di verifica è la seguente disequazione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

Ed = componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa;

Rd = valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite in terreni di fondazione.

#### 7.1.2 Calcolo della resistenza di progetto

Le espressioni per il calcolo del carico limite si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ( $\phi=0$ ) o meno e si esprimono nel modo seguente.

In condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

A' = B' L' area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;

q' = pressione litostatica totale sul piano di posa ( $D \times \gamma'$ );

Nc, Nq, N $\gamma$  = fattori di capacità portante;

$$\begin{aligned} N_q &= e^{i \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2) \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi' \\ N_\gamma &= 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi' \end{aligned}$$

sc, sq, s $\gamma$ , sc', sq', s $\gamma$ ' = fattori di forma;

$$\begin{aligned} s_q &= 1 + (B' / L') \cdot \tan \phi' \text{ per forma rettangolare} \\ s_q &= 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare} \\ s_\gamma &= 1 - 0,3(B' / L') \text{ per forma rettangolare} \\ s_\gamma &= 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare} \\ s_c &= (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.} \end{aligned}$$



$i_c, i_q, i_\gamma, i_c', i_q', i_\gamma'$  = Fattori di inclinazione del carico;

$$i_c = \left[ 1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \phi'} \right]^m$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \phi'} \right]^{m-1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_c - 1) / (N_c - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;

$c_u$  = Coesione non drenata;

$s_c$  = Fattore di forma;

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$	per fondazioni rettangolari
$s_c = 1,2$	per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c$  = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H/A'c_u} \right)$$

Salvo indicazioni specifiche i fattori correttivi di profondità, di inclinazione del carico, di inclinazione del piano campagna (pendio) e del piano di posa, sono stati considerati uguali a 1.

La scelta delle condizioni di calcolo a lungo e/o breve termine è dipesa dai parametri fisici dei terreni attraversati e dedotti dalle prove in sito, con  $c = c'$  e  $\phi = \phi' > 0$  nel caso di terreni granulari,  $c = c_u$  e  $\phi = 0$  in terreni coesivi.

## Calcolo della capacità portante in terreni stratificati

Nel caso di un terreno di fondazione multistrato in cui gli strati siano costituiti da terreni con  $\phi > 0$  e  $c > 0$ , si calcola un valore medio del parametro X del terreno con espressioni di media pesata del tipo:

$$X_{medio} = \frac{X_1 H_1 + X_2 H_2 + X_3 H_3 + \dots + X_n H_n}{\sum H_i}$$

dove  $X_i$  è il parametro dello strato di altezza  $H_i$ .



Qualora la stratigrafia del sottosuolo sia caratterizzata da livelli con proprietà meccaniche molto differenti si adotta il metodo classico e i parametri meccanici del livello di terreno sul quale poggia la fondazione.

## **Presenza di prescavi**

Il membro "q" incluso nelle formule di portanza fa riferimento al carico litostatico limitatamente all'incastro della singola struttura fondazionale; vale a dire che nel caso di scavi generali dell'area di fondazione e di esecuzione della fondazione stessa sul fondo scavo, per q ( $\gamma \times D$ ) non deve intendersi il carico litostatico dell'intero prescavo generale.

## **Effetto sismico**

Per valutare l'effetto sismico sulla tensione limite è stata applicata la correzione di Paolucci & Pecker (1997).

La correzione tiene conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione dell' $R_d$  o  $q_{lim}$  o  $N_{lim}$  mediante l'introduzione di fattori correttivi  $\alpha$  funzione del coefficiente sismico orizzontale ( $K_h$ ).

Il periodo fondamentale della struttura è stato stimato applicando la procedura automatica inserita nel software Loadcap (Geostru 2018) alle indicazioni progettuali rese disponibili (tipologia costruttiva e altezza degli edifici dal piano di fondazione).

Per l'analisi della combinazione sismica sono stati applicati i coefficienti sismici relativi allo stato limite di salvaguardia (SLV).

## **7.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)**

### **7.2.1 Introduzione**

Nell'ambito delle verifiche geotecniche delle strutture si riporta quella relativa ai cedimenti. Nel rispetto dei requisiti prestazionali della struttura deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Cd$$

dove:

Ed = valore di progetto dell'effetto delle azioni (cedimento calcolato);

Cd = prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (cedimento ammissibile).



La stima dei cedimenti massimi di fondazione è stata ottenuta utilizzando il metodo elastico e considerando una pressione sul terreno equamente distribuita.

## 7.2.2 Cedimenti elastici

I cedimenti di una fondazione di dimensioni  $B \times L$  posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F$$

dove:

$q_0$  è intensità della pressione di contatto;

$B'$  è la minima dimensione dell'area reagente;

$E'$  e  $\mu$  sono i parametri elastici del terreno;

$I_i$  sono i coefficienti di influenza dipendenti da:  $L'/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa  $D$ .

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto  $L'/B'$  ed  $H/B$ , utilizzando  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  per i coefficienti relativi al centro e  $B'=B$  e  $L'=L$  per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza  $I_F$  deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto  $L/B$ .

In modo da semplificare l'equazione si introduce il coefficiente  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In



pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

### **7.3 Resistenza di progetto e di esercizio**

Il valore della resistenza di progetto  $R_{d(SLU)}$  da assumere per il dimensionamento delle fondazioni varia in funzione del metodo di calcolo prescelto.

Nel metodo tradizionale delle tensioni ammissibili deriva da una stima cautelativa effettuata dal tecnico in funzione della conoscenza dei luoghi oltre che dall'esperienza acquisita, mentre nel metodo NTC 2008/2018 deriva dall'applicazione di coefficienti parziali, previsti dalle diverse combinazioni di calcolo (App.1/App.2), ai valori caratteristici del terreno.

**Tabella 15: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

<b>Parametri</b>		<b>M1</b>	<b>M2</b>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

Al fine di fornire al progettista un valore di RIFERIMENTO per il predimensionamento delle strutture è stata effettuata l'analisi geotecnica di una piastra di fondazione larga 20 m x 20 metri.

Si tratta di una semplificazione poiché l'interrato è costituito da un corpo unico che collega i cinque fabbricati in progetto e che, avendo una superficie così estesa, appoggerà le proprie fondazioni su terreni con caratteristiche meccaniche differenti.

Le analisi sono state condotte applicando condizioni drenate (sforzi efficaci) a tre differenti scenari di calcolo.



Nel primo scenario, esemplificato dal profilo di resistenza della prova penetrometrica n. 1, la serie stratigrafica è la seguente: riporto e/o alluvioni sabbioso limose, alluvioni ghiaiose e alterazione del flysch (stratigrafia 1).

Nel secondo scenario, prova penetrometrica n. 5, la serie stratigrafica è composta dall'eluvio e dalla regolite (alterazione del flysch - stratigrafia 2).

L'ultimo scenario si verifica quando la fondazione appoggia direttamente sulla regolite dell'Arenaria di Sarnico (stratigrafia 3).

Le profondità delle fondazioni e della falda sono riferite al piano campagna attuale e sono state ricavate dalle sezioni litostratigrafiche assumendo una quota di fondo scavo di 259,80 m s.l.m. (-2,0 metri dalla quota del piazzale -261,80 m s.l.m.).

I livelli di falda inseriti nel modello di calcolo sono quelli massimi rilevati nel periodo monitorato.

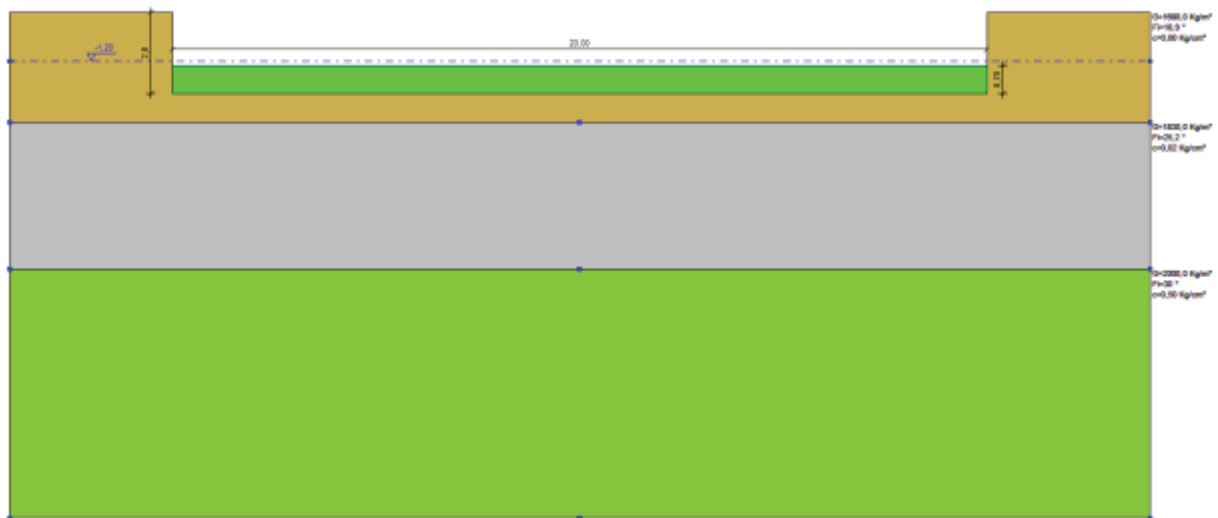
Infine è calcolata la costante di sottofondo ( $k_s$ ) con il metodo proposto da Bowles:

$$k_s = q_{lim}/\Delta H \text{ con } \Delta H = 2,5 \text{ cm spostamento ritenuto ammissibile}$$



## Analisi geotecnica – Stratigrafia 1 (Prova 1)

1. Profondità di fondazione dal piano campagna: **-2,0 metri**;
2. Incastro: **0,50 m**;
3. Fondazione: **platea larga 20 x 20 metri**;
4. Stratigrafia: **TABELLA 2**;
5. Categoria sottosuolo: **B**;
6. Soggiacenza falda: **-1,20 m (8/11/2018)**.



**Tabella 16: Stati limite ultimi (NTC18)**

B	L	incastro D	profondità fondazione	falda	NTC 2018 combinazione	condizioni	Qult	R	Rd <sub>(SLU)</sub>	ks
m	m	m	m dal p.c.	m dal p.c.			Kg/cmq		Kg/cmq	Kg/mc
20,0	20,0	0,50	2,0	1,20	A1M1R3 SISMA (SLV)	drenate	2,20 2,13	2,3	0,96 0,93	0,88 0,85

Assumendo un carico di esercizio Rd<sub>(SLE)</sub> pari a **0,8 kg/cmq**, i cedimenti teorici sono stimati 60 mm al centro della piastra e 14 mm ai bordi.

**Tabella 17: Stati limite di esercizio**

B	L	Incastro D	profondità fondazione	falda	Rd <sub>(SLE)</sub>	cedimento centro	cedimento bordo
m	m	m	m dal p.c.	m dal p.c.	Kg/cmq	cm	cm
20,0	20,0	0,50	2,0	1,20	0,8	≈6,0	≈1,4



## Analisi geotecnica – Stratigrafia 2 (Prova 5)

1. Profondità di fondazione dal piano campagna: **-2,5 metri**;
2. Incastro: **0,50 m**;
3. Fondazione: **platea larga 20 x 20 metri**;
4. Stratigrafia: **TABELLA 2**;
5. Categoria sottosuolo: **B**;
6. Soggiacenza falda: **-1,80 metri (8/11/2018)**.



**Tabella 18: Stati limite ultimi (NTC18)**

B	L	incastro D	profondità fondazione	falda	NTC 2018 combinazione	condizioni	Qult	R	Rd <sub>(SLU)</sub>	ks
m	m	m	m dal p.c.	m dal p.c.			Kg/cmq		Kg/cmq	Kg/mc
20,0	20,0	0,50	2,5	1,8	A1M1R3 SISMA (SLV)	drenate	2,20 2,13	2,3	0,96 0,93	0,88 0,85

Assumendo un carico di esercizio Rd<sub>(SLE)</sub> pari a **0,8 kg/cmq**, i cedimenti teorici sono stimati 35 mm al centro della piastra e 9 mm ai bordi.

**Tabella 19: Stati limite di esercizio**

B	L	Incastro D	profondità fondazione	falda	Rd <sub>(SLE)</sub>	cedimento centro	cedimento bordo
m	m	m	m dal p.c.	m dal p.c.	Kg/cmq	cm	cm
20,0	20,0	0,50	2,5	1,8	0,8	≈3,5	≈0,9



## Analisi geotecnica – Stratigrafia 3 (Prova 6)

1. Profondità di fondazione dal piano campagna: **-4,0 metri**;
2. Incastro: **0,50 m**;
3. Fondazione: **platea larga 20 x 20 metri**;
4. Stratigrafia: **TABELLA 2**;
5. Categoria sottosuolo: **B**;
6. Soggiacenza falda: **2,5 m (8/11/2018)**.



**Tabella 20: Stati limite ultimi (NTC18)**

B	L	incastro D	profondità fondazione	falda	NTC 2018 combinazione	condizioni	Qult	R	Rd <sub>(SLU)</sub>	ks
m	m	m	m dal p.c.	m dal p.c.			Kg/cmq		Kg/cmq	Kg/mc
20,0	20,0	0,50	4,0	2,5	A1M1R3 SISMA (SLV)	drenate	15,21 14,91	2,3	6,61 6,48	6,08 5,96

Assumendo un carico di esercizio Rd<sub>(SLE)</sub> pari a **0,8 kg/cmq**, i cedimenti teorici sono stimati 1 mm al centro della piastra e 0,2 mm ai bordi.

**Tabella 21: Stati limite di esercizio**

B	L	Incastro D	profondità fondazione	falda	Rd <sub>(SLE)</sub>	cedimento centro	cedimento bordo
m	m	m	m dal p.c.	m dal p.c.	Kg/cmq	cm	cm
20,0	20,0	0,50	4,0	2,5	0,8	≈0,1	≈0,02



Appare evidente che, a causa del particolare contesto geomorfologico dell'area le caratteristiche meccaniche, nonché gli spessori delle singole unità, non sono omogenei e conseguentemente i cedimenti hanno un range di variabilità piuttosto ampio.

La formazione di una piastra di fondazione impone la preparazione di un piano di appoggio omogeneo sull'intera impronta del fabbricato, da realizzare mediante la bonifica del terreno in posto, la cui corretta realizzazione e quindi efficacia, possono tuttavia essere influenzate dalla presenza della falda. Si suggerisce di dividere tramite giunti strutturali il fabbricato e valutare, per i corpi che ricadono sui terreni più scadenti, la possibilità di trasferire i carichi di progetto agli strati più competenti del sottosuolo mediante fondazioni profonde. Tali indicazioni appaiono coerenti con il quadro geologico dell'area, viste e considerate le diverse problematiche geotecniche/sismiche legate al contesto litologico (terreni di fondazione con caratteristiche meccaniche molto diverse => cedimenti differenziali) e al regime idrogeologico/idraulico (variazioni della pressione neutra nell'acqua interstiziale e di resistenza nei terreni sciolti).

Per le successive verifiche di stabilità del sistema sovrastruttura-fondazione previste dalla vigente normativa, (per le quali è necessario conoscere gli effettivi valori dei carichi previsti, le dimensioni esecutive delle strutture e le sollecitazioni effettivamente trasmesse dalla struttura al terreno), ci si dovrà avvalere dei parametri geotecnici tabellati.

Resta inteso che si dovranno adottare accorgimenti costruttivi atti a facilitare la normale circolazione dell'acqua sia lungo il perimetro che sotto il fabbricato, quali la formazione di materassi in materiale drenante e la posa di tubazioni fessurate, ed a proteggere i corpi interrati dalle infiltrazioni d'acqua, quali intercapedini e membrane impermeabili di chiara efficacia e correttamente posate.



## 8. CONSIDERAZIONI FINALI E RACCOMANDAZIONI

Su incarico della società FABRICA REAL ESTATE S.R.L. è stato redatto il presente studio geologico con analisi geotecnica a supporto dell'intervento edilizio denominato Ambito At i3 in via N. Sauro in comune di Bergamo.

L'indagine ha permesso di definire le caratteristiche dei terreni mediante la caratterizzazione geologica e meccanica dei materiali.

Al fine di definire le caratteristiche stratigrafiche e meccaniche del sottosuolo è stato attuato un piano di indagine composto da 9 prove penetrometriche dinamiche continue, tre sondaggi geognostici a carotaggio continuo e da tre linee di sismica a rifrazione.

La prova MASW e l'analisi di secondo livello hanno permesso di attribuire il sottosuolo alla categoria **B**.

Entro l'intervallo esplorato le indagini hanno rilevato la presenza di un livello di terreno con caratteristiche alquanto scadenti il cui spessore è compreso 2,70 e 4 metri c.ca, formato da materiale di riporto, da alluvioni limoso sabbiose sciolte e da materiale eluviale. A questo livello seguono ghiaie sabbiose, sabbie fini limose e quindi alternanze di limo sabbioso e/o argilloso con sabbie e ghiaie, il cui profilo di resistenza consente di attribuire al cappellaccio dei flysch (regolite).

In generale si può affermare che la regolite presenta buone caratteristiche di resistenza essendo formata in prevalenza da materiale consistente e pertanto costituisce una base stabile dove è preferibile intestare le fondazioni degli edifici.

Tuttavia, visto lo sviluppo del fabbricato in pianta, una parte di esso ricadrà su terreni scadenti e poiché gli spessori dei livelli detritici tendono a diminuire approssimandosi alla zona collinare contestualmente all'innalzarsi delle litologie più competenti del substrato roccioso, i cedimenti stimati, anche con carichi modesti, hanno un range di variabilità piuttosto ampio.

La formazione di una piastra di fondazione impone la preparazione di un piano di appoggio omogeneo sull'intera impronta del fabbricato, da realizzare mediante la bonifica del terreno in posto, la cui corretta realizzazione e quindi efficacia, possono tuttavia essere influenzate dalla presenza della falda. Si suggerisce di dividere tramite giunti strutturali il fabbricato e valutare, per i corpi che ricadono sui terreni più



scadenti, la possibilità di trasferire i carichi di progetto agli strati più competenti del sottosuolo mediante fondazioni profonde.

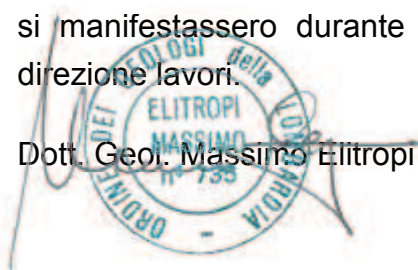
Per le successive verifiche di stabilità del sistema sovrastruttura-fondazione previste dalla vigente normativa, (per le quali è necessario conoscere gli effettivi valori dei carichi previsti, le dimensioni esecutive delle strutture e le sollecitazioni effettivamente trasmesse dalla struttura al terreno), ci si dovrà avvalere dei parametri geotecnici tabellati.

Le profondità degli sbancamenti variano conformemente alla topografia del suolo. In generale, considerate le caratteristiche scadenti del materiale del primo sottosuolo, si ritiene che lo scavo debba essere effettuato a campione o sostenuto con paratie, adottando adeguati angoli di scarpa solo dove la logistica lo consente e le altezze siano modeste. In relazione all'altezza della falda si potranno verificare moti di filtrazione e conseguentemente cedimenti a monte e sollevamenti del fondo scavo, ai quali si dovrà porre rimedio appesantendo opportunamente il terreno con materiale drenante. Mano a mano che ci si avvicinerà alla collina lo sbancamento raggiungerà altezze ragguardevoli e quindi si dovrà provvedere alla preventiva messa in sicurezza dei fronti di scavo mediante la realizzazione di opere di sostegno quali, ad esempio, paratie di micropali. Tali attenzioni sono necessarie sia per garantire la sicurezza degli operatori sia per non alterare le condizioni di equilibrio del pendio sul quale gravano altre proprietà.

Dal punto di vista idrogeologico è importante che il fabbricato non costituisca significativo ostacolo alla circolazione dell'acqua. Si dovranno pertanto adottare accorgimenti costruttivi atti a facilitare il normale spostamento dell'acqua sia lungo il perimetro che sotto il fabbricato, quali la formazione di materassi drenanti e la posa di tubazioni fessurate, e a proteggere i corpi interrati dalle infiltrazioni d'acqua, quali intercapedini e membrane impermeabili di chiara efficacia e correttamente posate.

Eventuali disomogeneità del terreno rispetto alla situazione stratigrafica descritta che si manifestassero durante gli scavi dovranno essere prontamente segnalate alla direzione lavori.

Dott. Geol. Massimo Elitropi



Dott. Geol. Renato Caldarilli



**ALLEGATI**

**PROVE PENETROMETRICHE  
DINAMICHE CONTINUE (S.C.P.T.)**

## PENETROMETRO DINAMICO IN USO : **DPM (30)**

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

## CARATTERISTICHE TECNICHE : **DPM (30)**

PESO MASSA BATTENTE	M = 30.00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0.20 m
PESO SISTEMA BATTUTA	M <sub>s</sub> = 14.00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 35.70 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 10.00 cm <sup>2</sup>
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	L <sub>a</sub> = 1.00 m
PESO ASTE PER METRO	M <sub>a</sub> = 2.40 kg
PROF. GIUNZIONE 1 <sup>a</sup> ASTA	P1 = 0.90 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0.10$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(10) $\Rightarrow$ Relativo ad un avanzamento di 10 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A $\delta$ ) = 6.00 kg/cm <sup>2</sup> ( prova SPT : Q <sub>spt</sub> = 7.83 kg/cm <sup>2</sup> )
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 0.766$ ( teoricamente : N <sub>spt</sub> = $\beta_t$ N )

Valutazione resistenza dinamica alla punta R<sub>pd</sub> [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

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

R<sub>pd</sub> = resistenza dinamica punta [ area A]  
e = infissione per colpo =  $\delta / N$

M = peso massa battente (altezza caduta H)  
P = peso totale aste e sistema battuta

### UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.098067 MPa  
1 MPa = 1 MN/m<sup>2</sup> = 10.197 kg/cm<sup>2</sup>  
1 bar = 1.0197 kg/cm<sup>2</sup> = 0.1 MPa  
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

**DIN 1**

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
- lavoro : VIA N. SAURO  
- località : BERGAMO  
- note :

- data : 15/11/2018  
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
- prof. falda : 2.00 m da quota inizio  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	31	254.9	----	1	4.50 - 4.80	5	30.3	----	6
0.30 - 0.60	13	99.7	----	2	4.80 - 5.10	9	51.8	----	7
0.60 - 0.90	2	15.3	----	2	5.10 - 5.40	9	51.8	----	7
0.90 - 1.20	2	15.3	----	2	5.40 - 5.70	13	74.8	----	7
1.20 - 1.50	----	----	----	3	5.70 - 6.00	11	60.2	----	8
1.50 - 1.80	1	7.2	----	3	6.00 - 6.30	11	60.2	----	8
1.80 - 2.10	3	21.6	----	3	6.30 - 6.60	18	98.6	----	8
2.10 - 2.40	2	13.5	----	4	6.60 - 6.90	17	88.9	----	9
2.40 - 2.70	4	27.1	----	4	6.90 - 7.20	24	125.5	----	9
2.70 - 3.00	9	60.9	----	4	7.20 - 7.50	18	94.1	----	9
3.00 - 3.30	11	70.3	----	5	7.50 - 7.80	19	95.0	----	10
3.30 - 3.60	14	89.5	----	5	7.80 - 8.10	27	135.0	----	10
3.60 - 3.90	8	51.1	----	5	8.10 - 8.40	40	200.0	----	10
3.90 - 4.20	5	30.3	----	6	8.40 - 8.70	49	234.8	----	11
4.20 - 4.50	5	30.3	----	6	8.70 - 9.00	100	479.1	----	11

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (30)**

- M (massa battente)= **73.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.43 cm<sup>2</sup>** - D(diam. punta)= **51.00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [  $\delta$  = 30 cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 2

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
- lavoro : VIA N. SAURO  
- località : BERGAMO  
- note :

- data : 15/11/2018  
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
- prof. falda : 2.50 m da quota inizio  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	34	279.6	----	1	3.30 - 3.60	7	44.7	----	5
0.30 - 0.60	13	99.7	----	2	3.60 - 3.90	7	44.7	----	5
0.60 - 0.90	3	23.0	----	2	3.90 - 4.20	10	60.5	----	6
0.90 - 1.20	1	7.7	----	2	4.20 - 4.50	11	66.6	----	6
1.20 - 1.50	2	14.4	----	3	4.50 - 4.80	19	115.0	----	6
1.50 - 1.80	1	7.2	----	3	4.80 - 5.10	41	235.8	----	7
1.80 - 2.10	3	21.6	----	3	5.10 - 5.40	48	276.1	----	7
2.10 - 2.40	1	6.8	----	4	5.40 - 5.70	52	299.1	----	7
2.40 - 2.70	2	13.5	----	4	5.70 - 6.00	34	186.2	----	8
2.70 - 3.00	6	40.6	----	4	6.00 - 6.30	100	547.7	----	8
3.00 - 3.30	5	32.0	----	5					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (30)**

- M (massa battente)= **73.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.43 cm<sup>2</sup>** - D(diam. punta)= **51.00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [  $\delta$  = 30 cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 3

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
- lavoro : VIA N. SAURO  
- località : BERGAMO  
- note :

- data : 15/11/2018  
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
- prof. falda : 3.00 m da quota inizio  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	2	16.4	----	1	2.10 - 2.40	3	20.3	----	4
0.30 - 0.60	----	----	----	2	2.40 - 2.70	3	20.3	----	4
0.60 - 0.90	----	----	----	2	2.70 - 3.00	7	47.4	----	4
0.90 - 1.20	2	15.3	----	2	3.00 - 3.30	25	159.8	----	5
1.20 - 1.50	3	21.6	----	3	3.30 - 3.60	27	172.6	----	5
1.50 - 1.80	3	21.6	----	3	3.60 - 3.90	63	402.7	----	5
1.80 - 2.10	3	21.6	----	3					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (30)**

- M (massa battente)= **73.00** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m - A (area punta)= **20.43** cm<sup>2</sup> - D(diam. punta)= **51.00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [  $\delta$  = 30 cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 4

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
- lavoro : VIA N. SAURO  
- località : BERGAMO  
- note :

- data : 15/11/2018  
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
- prof. falda : 2.50 m da quota inizio  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	8	65.8	----	1	2.10 - 2.40	1	6.8	----	4
0.30 - 0.60	2	15.3	----	2	2.40 - 2.70	1	6.8	----	4
0.60 - 0.90	3	23.0	----	2	2.70 - 3.00	1	6.8	----	4
0.90 - 1.20	3	23.0	----	2	3.00 - 3.30	3	19.2	----	5
1.20 - 1.50	2	14.4	----	3	3.30 - 3.60	6	38.3	----	5
1.50 - 1.80	3	21.6	----	3	3.60 - 3.90	11	70.3	----	5
1.80 - 2.10	2	14.4	----	3	3.90 - 4.20	100	605.5	----	6

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (30)**

- M (massa battente)= **73.00** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m - A (area punta)= **20.43** cm<sup>2</sup> - D(diam. punta)= **51.00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [  $\delta$  = 30 cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 5

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
- lavoro : VIA N. SAURO  
- località : BERGAMO  
- note :

- data : 15/11/2018  
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
- prof. falda : 2.50 m da quota inizio  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	2	16.4	----	1	2.40 - 2.70	3	20.3	----	4
0.30 - 0.60	3	23.0	----	2	2.70 - 3.00	3	20.3	----	4
0.60 - 0.90	4	30.7	----	2	3.00 - 3.30	4	25.6	----	5
0.90 - 1.20	3	23.0	----	2	3.30 - 3.60	3	19.2	----	5
1.20 - 1.50	2	14.4	----	3	3.60 - 3.90	3	19.2	----	5
1.50 - 1.80	1	7.2	----	3	3.90 - 4.20	14	84.8	----	6
1.80 - 2.10	3	21.6	----	3	4.20 - 4.50	23	139.3	----	6
2.10 - 2.40	3	20.3	----	4	4.50 - 4.80	100	605.5	----	6

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (30)**

- M (massa battente)= **73.00** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m - A (area punta)= **20.43** cm<sup>2</sup> - D(diam. punta)= **51.00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [  $\delta$  = 30 cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 6

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
- lavoro : VIA N. SAURO  
- località : BERGAMO  
- note :

- data : 15/11/2018  
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
- prof. falda : 3.00 m da quota inizio  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	9	74.0	----	1	2.40 - 2.70	2	13.5	----	4
0.30 - 0.60	2	15.3	----	2	2.70 - 3.00	4	27.1	----	4
0.60 - 0.90	1	7.7	----	2	3.00 - 3.30	4	25.6	----	5
0.90 - 1.20	----	----	----	2	3.30 - 3.60	5	32.0	----	5
1.20 - 1.50	----	----	----	3	3.60 - 3.90	2	12.8	----	5
1.50 - 1.80	----	----	----	3	3.90 - 4.20	6	36.3	----	6
1.80 - 2.10	----	----	----	3	4.20 - 4.50	100	605.5	----	6
2.10 - 2.40	----	----	----	4					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (30)**

- M (massa battente)= **73.00** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m - A (area punta)= **20.43** cm<sup>2</sup> - D(diam. punta)= **51.00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [  $\delta$  = 30 cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

**DIN 7**

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
- lavoro : VIA N. SAURO  
- località : BERGAMO  
- note :

- data : 16/11/2018  
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
- prof. falda : Falda non rilevata  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.10	----	----	----	1	1.40 - 1.50	8	29.5	----	2
0.10 - 0.20	1	3.9	----	1	1.50 - 1.60	10	36.9	----	2
0.20 - 0.30	5	19.4	----	1	1.60 - 1.70	9	33.2	----	2
0.30 - 0.40	----	----	----	1	1.70 - 1.80	8	29.5	----	2
0.40 - 0.50	4	15.5	----	1	1.80 - 1.90	4	14.8	----	2
0.50 - 0.60	3	11.6	----	1	1.90 - 2.00	7	24.6	----	3
0.60 - 0.70	2	7.8	----	1	2.00 - 2.10	7	24.6	----	3
0.70 - 0.80	1	3.9	----	1	2.10 - 2.20	3	10.5	----	3
0.80 - 0.90	3	11.6	----	1	2.20 - 2.30	1	3.5	----	3
0.90 - 1.00	4	14.8	----	2	2.30 - 2.40	10	35.2	----	3
1.00 - 1.10	5	18.4	----	2	2.40 - 2.50	31	109.0	----	3
1.10 - 1.20	3	11.1	----	2	2.50 - 2.60	63	221.5	----	3
1.20 - 1.30	3	11.1	----	2	2.60 - 2.70	100	351.6	----	3
1.30 - 1.40	3	11.1	----	2					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (30)**

- M (massa battente)= **30.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.20 m** - A (area punta)= **10.00 cm<sup>2</sup>** - D(diam. punta)= **35.70 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**10**) [  $\delta$  = 10 cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

**DIN 8**

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
- lavoro : VIA N. SAURO  
- località : BERGAMO  
- note :

- data : 15/11/2018  
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
- prof. falda : Falda non rilevata  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	2	16.4	----	1	2.40 - 2.70	3	20.3	----	4
0.30 - 0.60	4	30.7	----	2	2.70 - 3.00	3	20.3	----	4
0.60 - 0.90	1	7.7	----	2	3.00 - 3.30	3	19.2	----	5
0.90 - 1.20	2	15.3	----	2	3.30 - 3.60	3	19.2	----	5
1.20 - 1.50	5	36.0	----	3	3.60 - 3.90	3	19.2	----	5
1.50 - 1.80	3	21.6	----	3	3.90 - 4.20	3	18.2	----	6
1.80 - 2.10	3	21.6	----	3	4.20 - 4.50	11	66.6	----	6
2.10 - 2.40	4	27.1	----	4	4.50 - 4.80	100	605.5	----	6

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (30)**

- M (massa battente)= **73.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.43 cm<sup>2</sup>** - D(diam. punta)= **51.00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [  $\delta$  = 30 cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

**DIN 9**

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
- lavoro : VIA N. SAURO  
- località : BERGAMO  
- note :

- data : 15/11/2018  
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
- prof. falda : 2.50 m da quota inizio  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	16	131.6	----	1	4.50 - 4.80	13	78.7	----	6
0.30 - 0.60	7	53.7	----	2	4.80 - 5.10	6	34.5	----	7
0.60 - 0.90	2	15.3	----	2	5.10 - 5.40	3	17.3	----	7
0.90 - 1.20	2	15.3	----	2	5.40 - 5.70	6	34.5	----	7
1.20 - 1.50	2	14.4	----	3	5.70 - 6.00	10	54.8	----	8
1.50 - 1.80	1	7.2	----	3	6.00 - 6.30	16	87.6	----	8
1.80 - 2.10	2	14.4	----	3	6.30 - 6.60	10	54.8	----	8
2.10 - 2.40	2	13.5	----	4	6.60 - 6.90	6	31.4	----	9
2.40 - 2.70	2	13.5	----	4	6.90 - 7.20	9	47.0	----	9
2.70 - 3.00	4	27.1	----	4	7.20 - 7.50	11	57.5	----	9
3.00 - 3.30	12	76.7	----	5	7.50 - 7.80	4	20.0	----	10
3.30 - 3.60	7	44.7	----	5	7.80 - 8.10	4	20.0	----	10
3.60 - 3.90	8	51.1	----	5	8.10 - 8.40	6	30.0	----	10
3.90 - 4.20	3	18.2	----	6	8.40 - 8.70	100	479.1	----	11
4.20 - 4.50	7	42.4	----	6					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (30)**

- M (massa battente)= **73.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.43 cm<sup>2</sup>** - D(diam. punta)= **51.00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [  $\delta$  = 30 cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

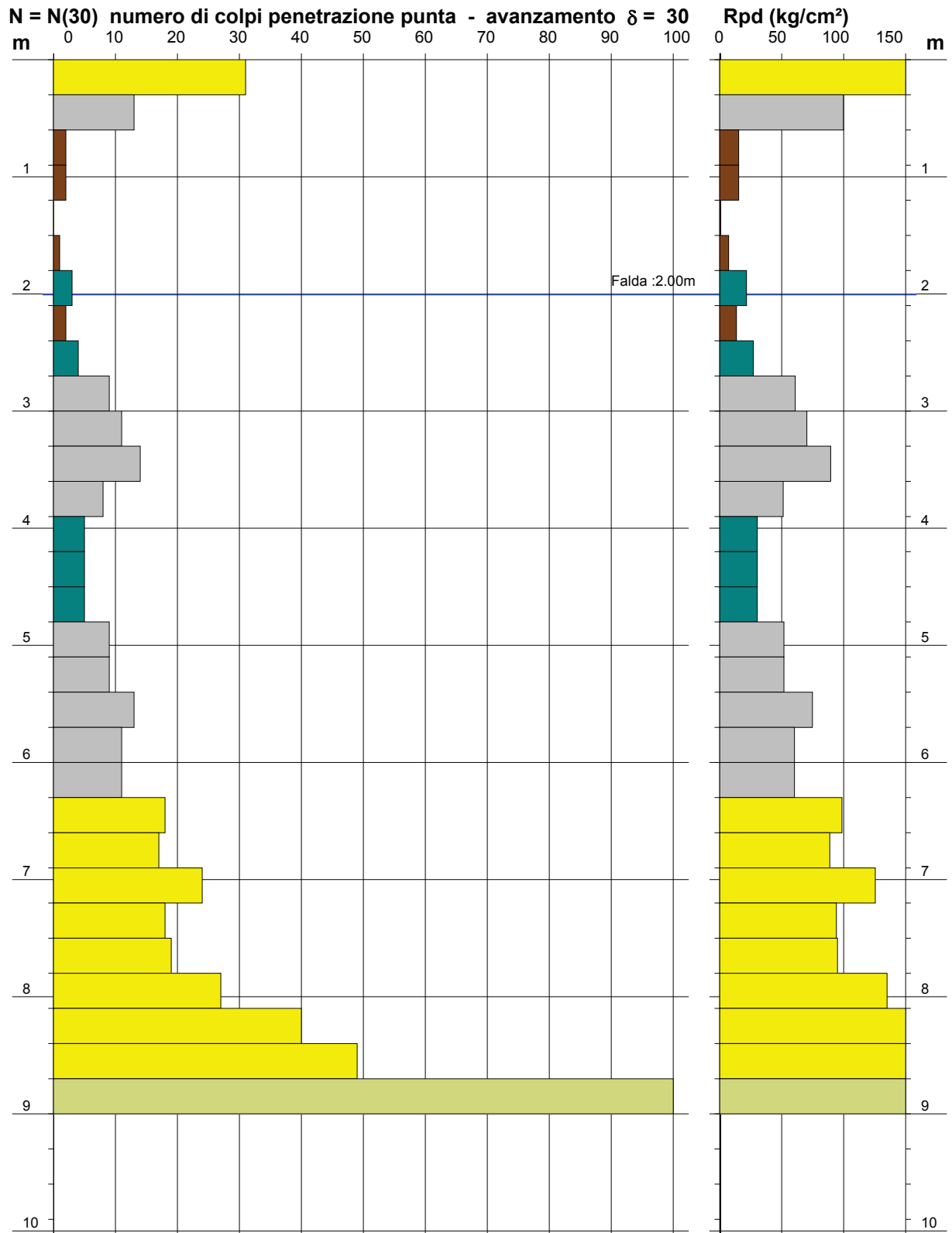
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

**DIN 1**

Scala 1: 50

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
 - lavoro : VIA N. SAURO  
 - località : BERGAMO  
 - note :

- data : 15/11/2018  
 - quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
 - prof. falda : 2.00 m da quota inizio  
 - pagina : 1



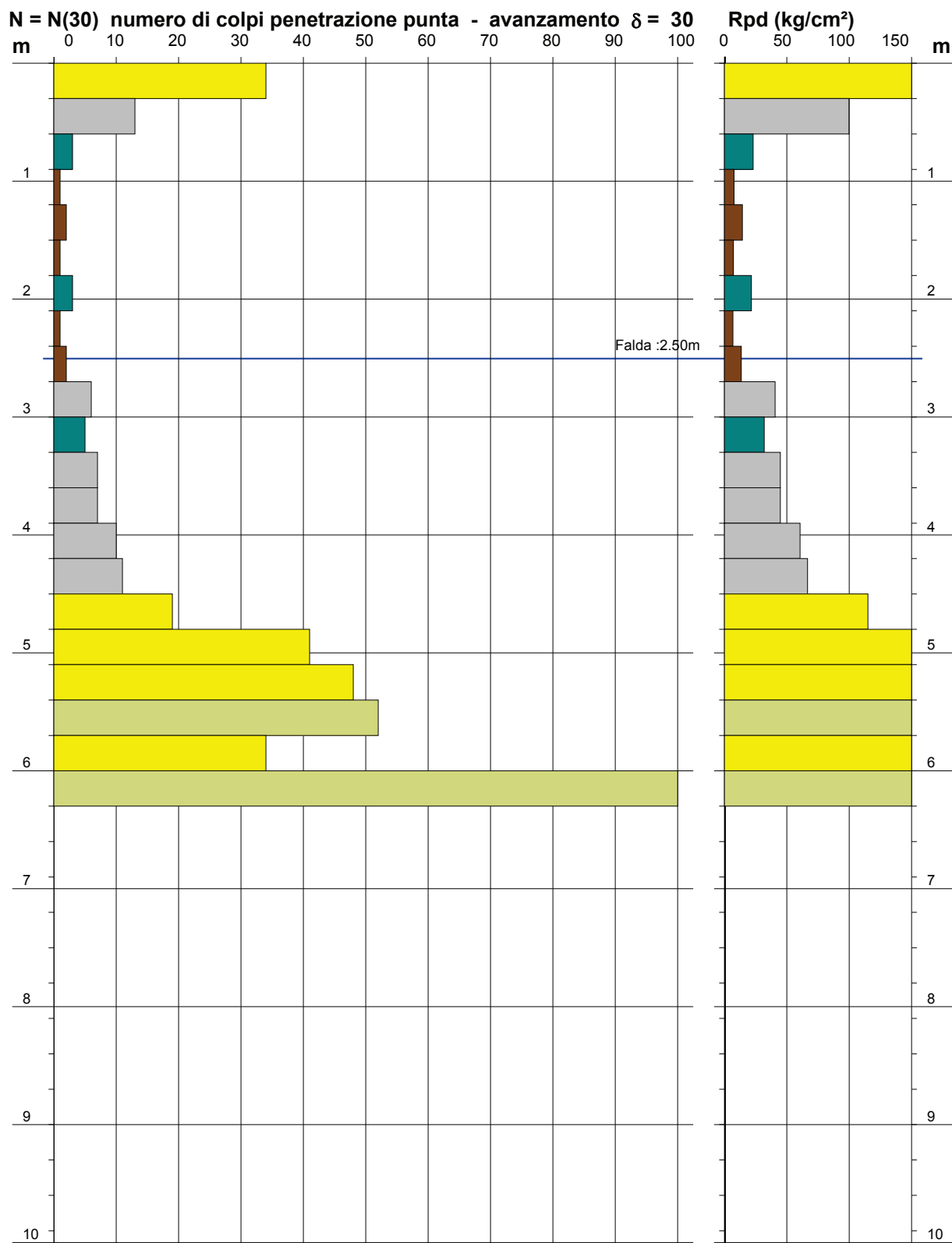
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

**DIN 2**

Scala 1: 50

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
 - lavoro : VIA N. SAURO  
 - località : BERGAMO  
 - note :

- data : 15/11/2018  
 - quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
 - prof. falda : 2.50 m da quota inizio  
 - pagina : 1



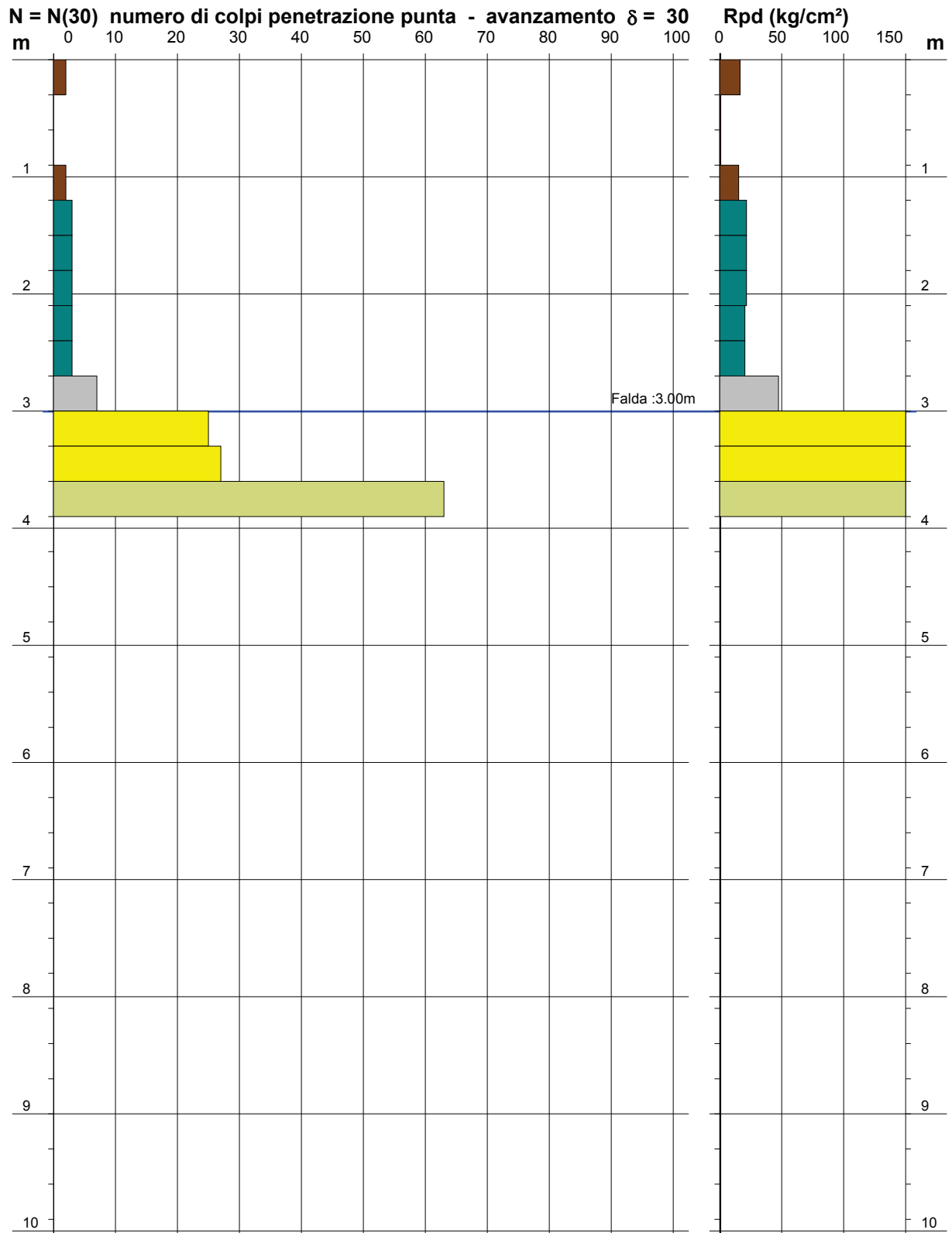
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

**DIN 3**

Scala 1: 50

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
 - lavoro : VIA N. SAURO  
 - località : BERGAMO  
 - note :

- data : 15/11/2018  
 - quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
 - prof. falda : 3.00 m da quota inizio  
 - pagina : 1



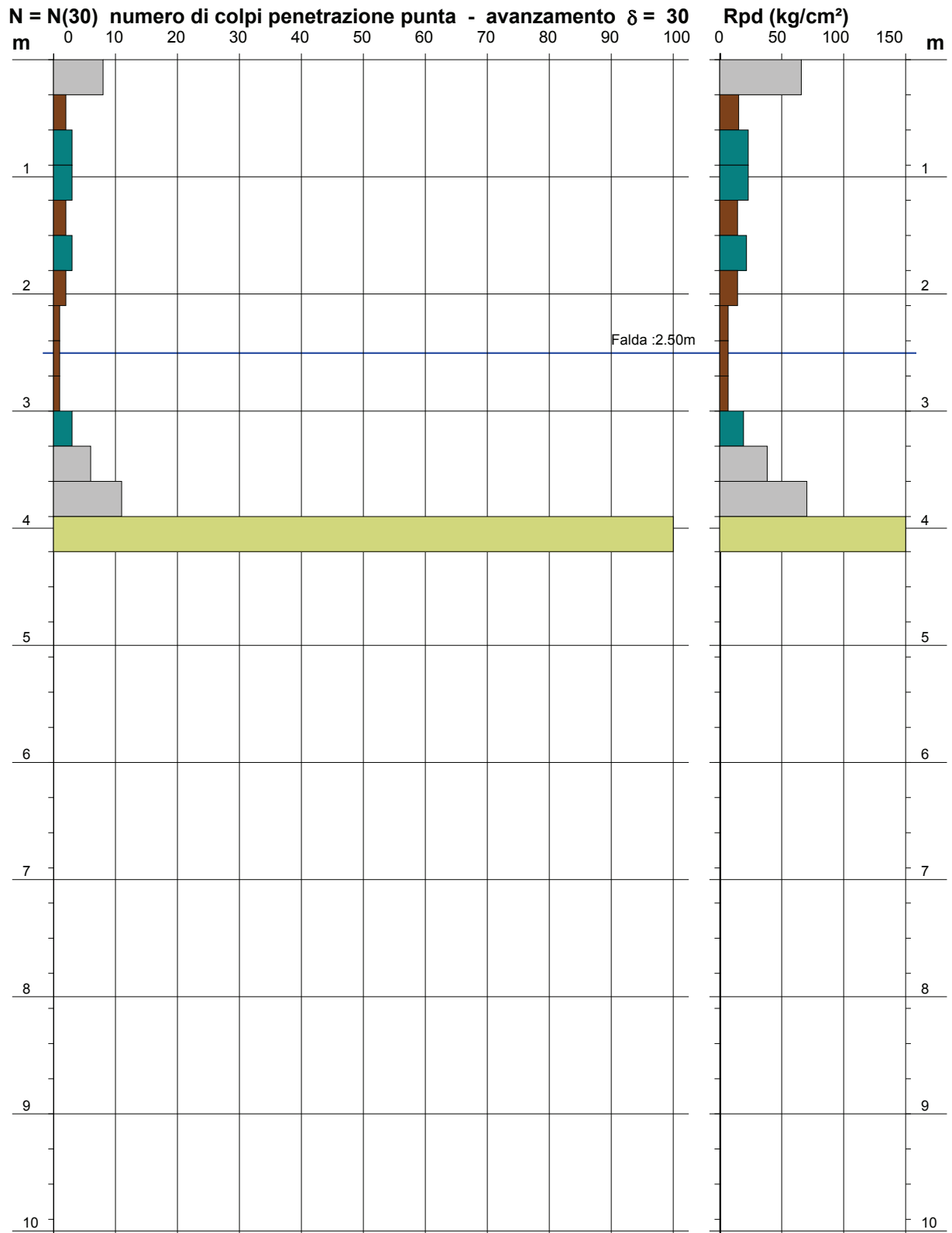
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

**DIN 4**

Scala 1: 50

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
 - lavoro : VIA N. SAURO  
 - località : BERGAMO  
 - note :

- data : 15/11/2018  
 - quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
 - prof. falda : 2.50 m da quota inizio  
 - pagina : 1



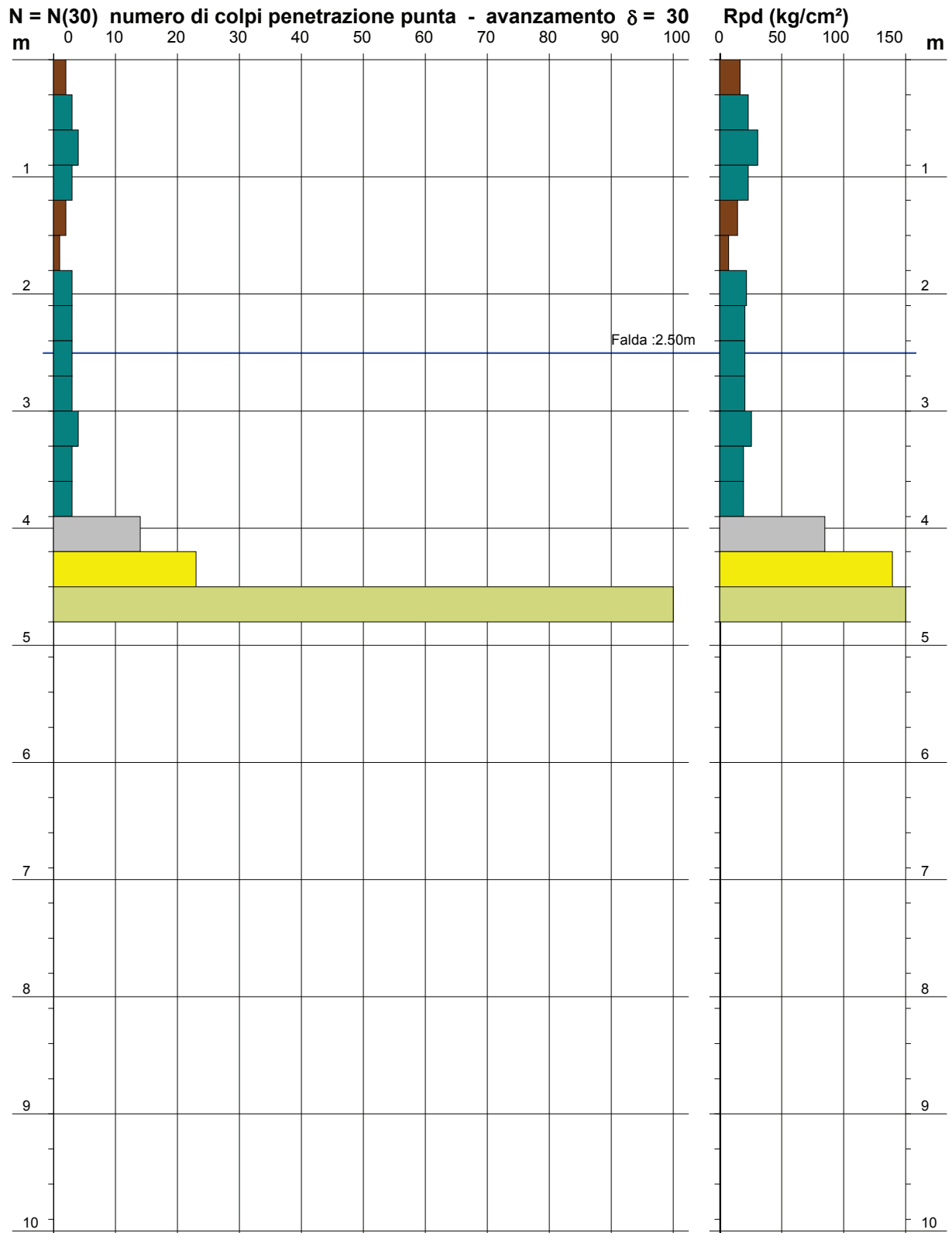
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

**DIN 5**

Scala 1: 50

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
 - lavoro : VIA N. SAURO  
 - località : BERGAMO  
 - note :

- data : 15/11/2018  
 - quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
 - prof. falda : 2.50 m da quota inizio  
 - pagina : 1



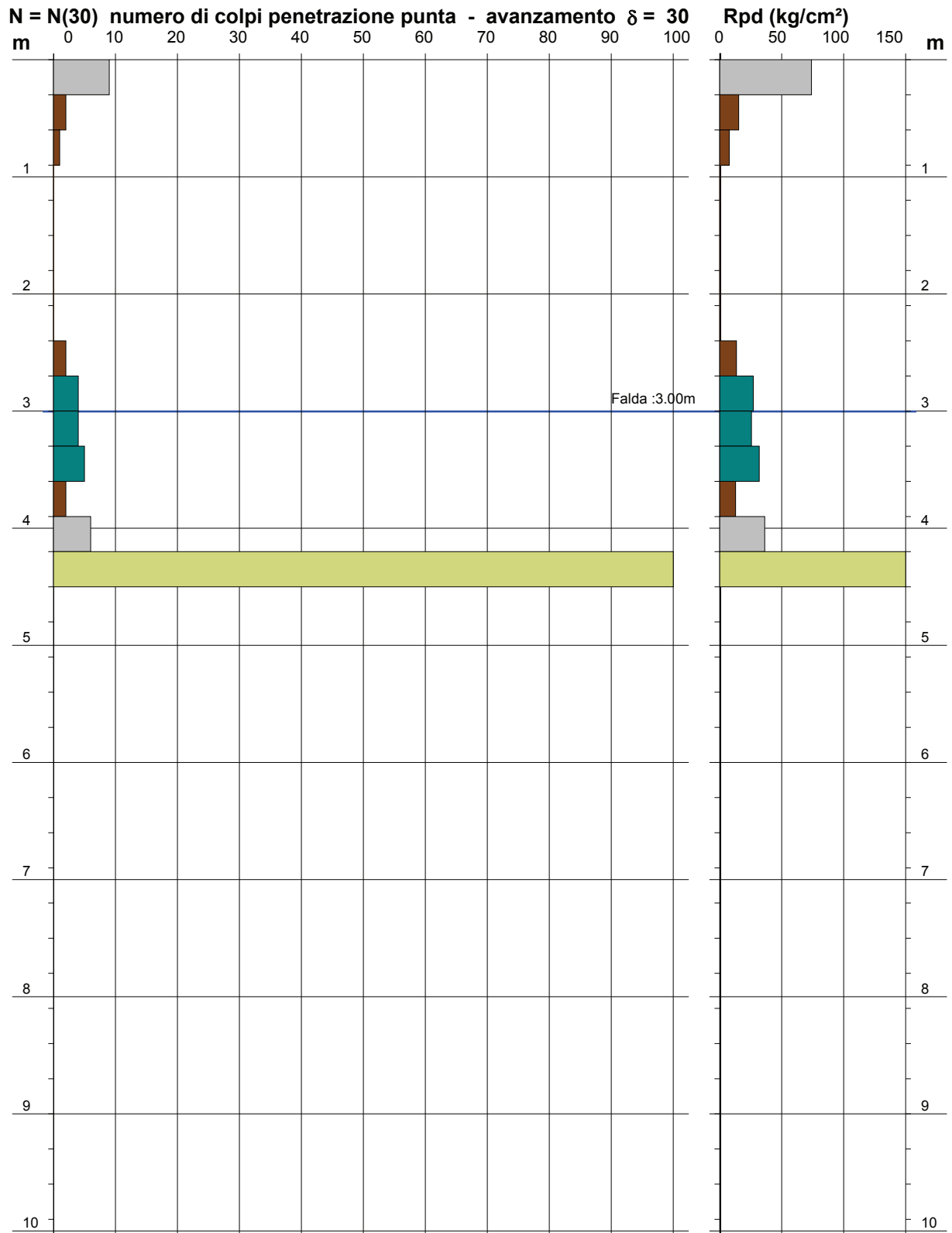
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

**DIN 6**

Scala 1: 50

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
 - lavoro : VIA N. SAURO  
 - località : BERGAMO  
 - note :

- data : 15/11/2018  
 - quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
 - prof. falda : 3.00 m da quota inizio  
 - pagina : 1



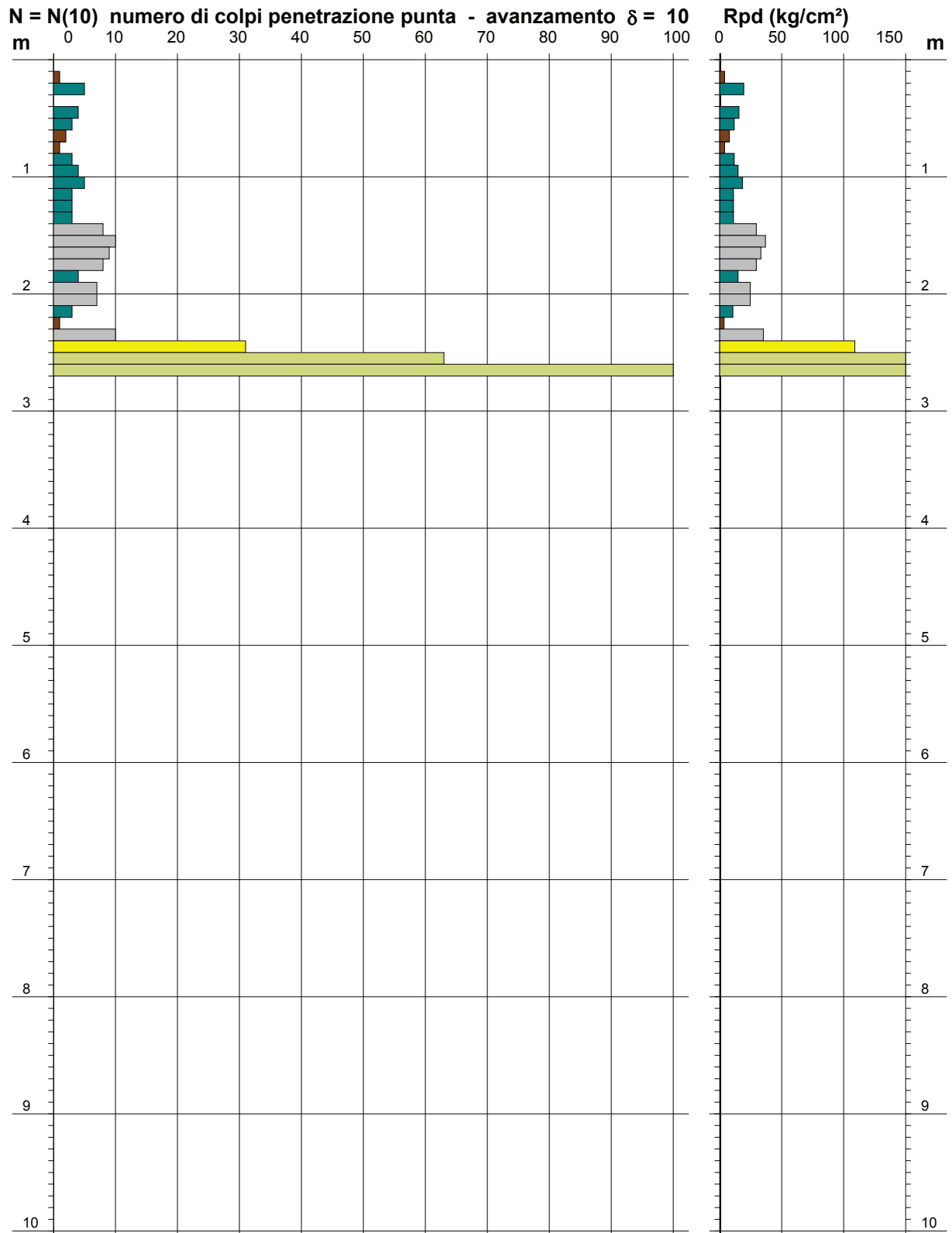
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

**DIN 7**

Scala 1: 50

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
 - lavoro : VIA N. SAURO  
 - località : BERGAMO  
 - note :

- data : 16/11/2018  
 - quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
 - prof. falda : Falda non rilevata  
 - pagina : 1



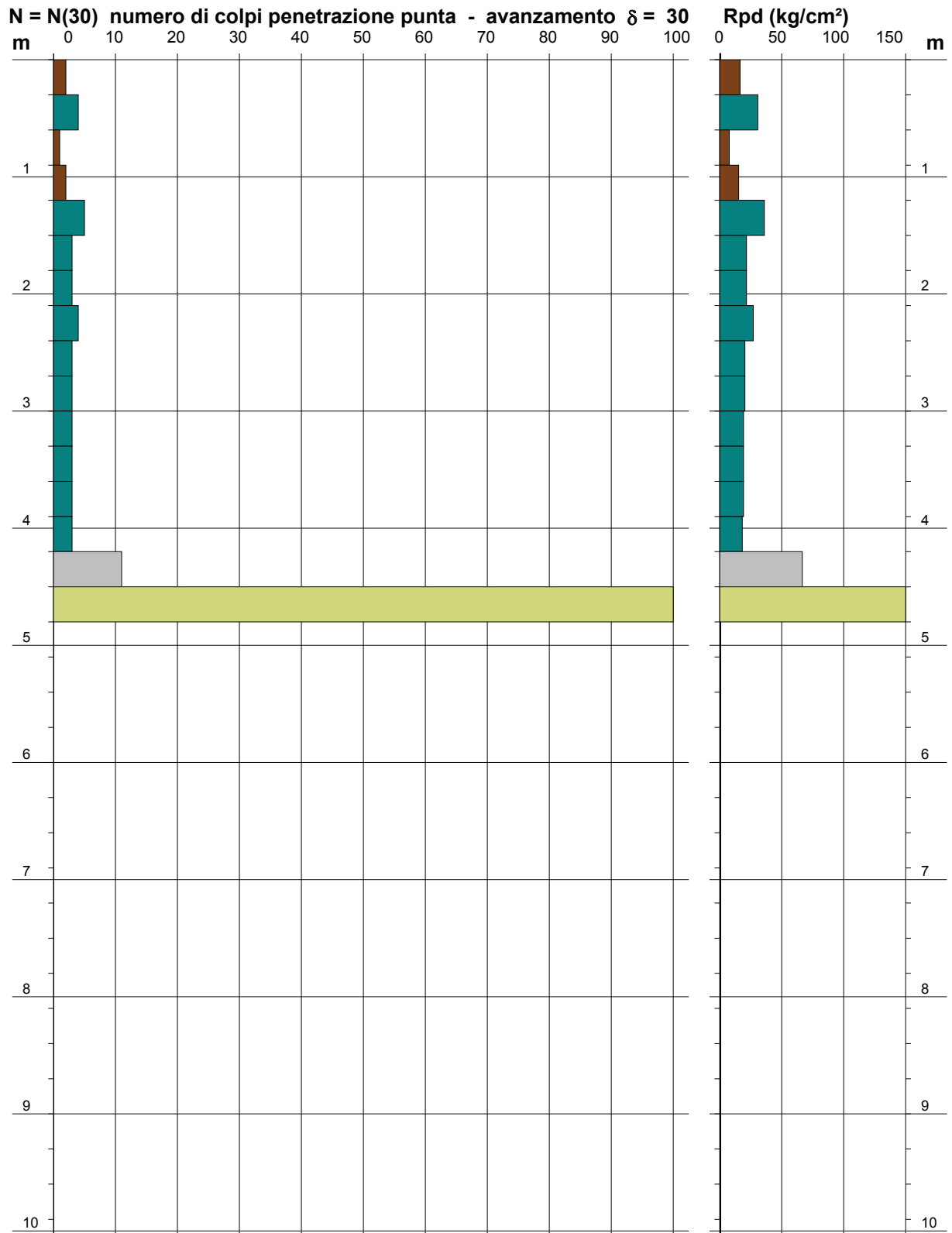
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

**DIN 8**

Scala 1: 50

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
 - lavoro : VIA N. SAURO  
 - località : BERGAMO  
 - note :

- data : 15/11/2018  
 - quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
 - prof. falda : Falda non rilevata  
 - pagina : 1



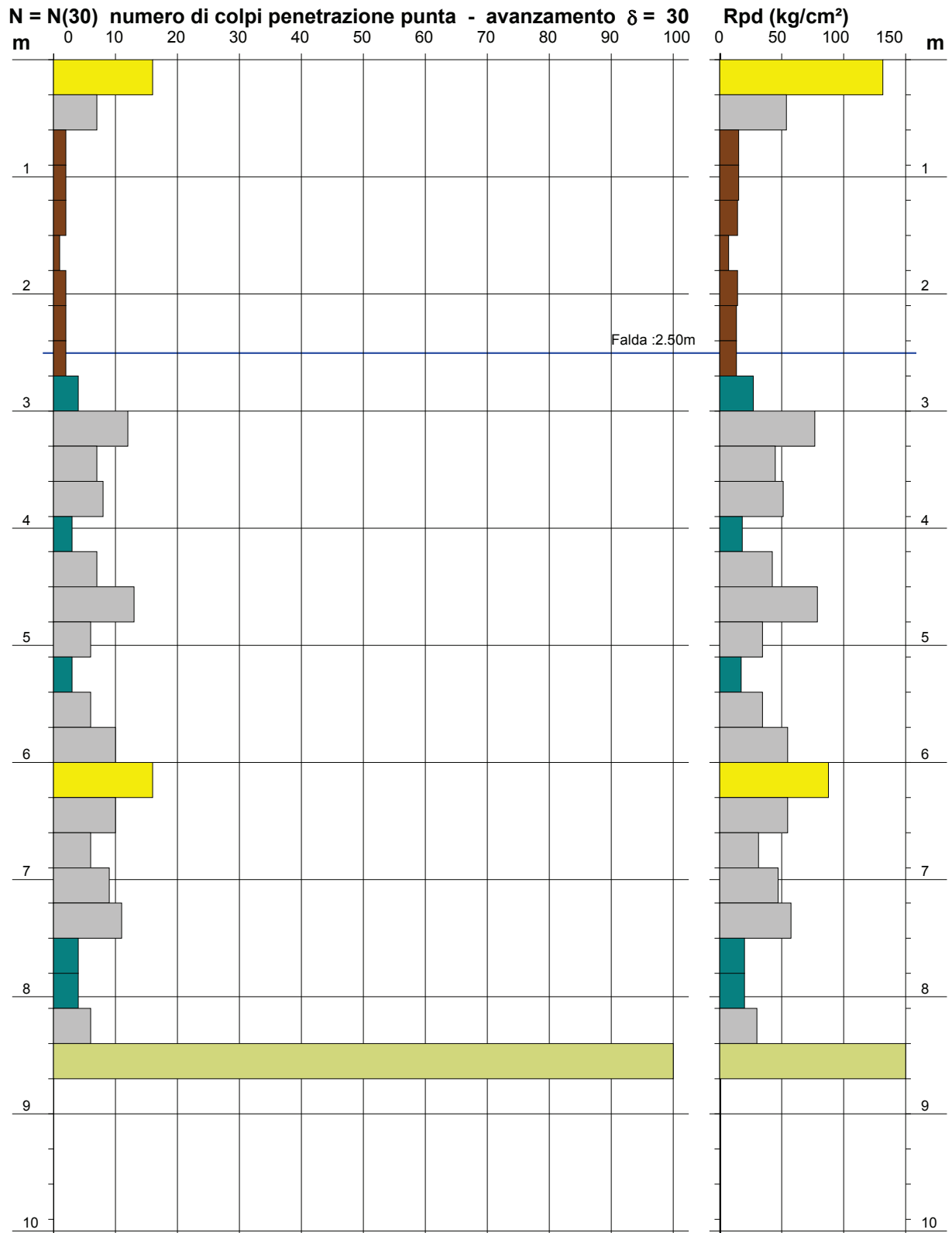
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

**DIN 9**

Scala 1: 50

- committente : FABRICA REAL ESTATE  
 - lavoro : VIA N. SAURO  
 - località : BERGAMO  
 - note :

- data : 15/11/2018  
 - quota inizio : PIANO CAMPAGNA  
 - prof. falda : 2.50 m da quota inizio  
 - pagina : 1



**SONDAGGI GEOGNOSTICI**

Committente: FABRICA REAL ESTATE S.R.L.	Sondaggio: PZ1
Riferimento: VIA N. SAURO, 16 - BERGAMO	Data: 24/10/2018
Coordinate:	Quota: 263,80 m s.l.m.
Perforazione: CAROTAGGIO CONTINUO (DIAM. 101 MM)	

SCALA 1 :50

**STRATIGRAFIA**

Pagina 1/1

ø mm	R v	A r s	Pz	metri batt.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 --- 100	S.P.T.		RQD % 0 --- 100	prof. m	DESCRIZIONE	
										S.P.T.	N				
															Limi sabbiosi sciolti di colore marrone e rari clasti centimetrici, arrotondati.
				1									0,7		Sabbie limose di colore grigio marrone con clasti di dimensioni comprese tra 3 e 5 cm, subangolari. Frammenti lateritici.
				2									2,1		Argille limose di colore marrone.
				3											Limi argillosi di colore marrone ocraceo con clasti di dimensioni comprese tra 2 e 5 cm, da alterati a molto alterati.
				4									4,1		Argille limose di colore grigio ocraceo.
				5									4,4		Arenarie e peliti fini a stratificazione centimetrica, molto fratturate.
				6									6,0		

Committente: FABRICA REAL ESTATE S.R.L.

Sondaggio: PZ1

Riferimento: VIA N. SAURO, 16 - BERGAMO

Data: 24/10/2018

Fotografie - Pagina 1/1

Pagina 1



Cassetta n° 1 - profondità da m 0,00 a m 5,00



Cassetta n° 2 - profondità da m 5,00 a m 6,00

Committente: FABRICA REAL ESTATE S.R.L.	Sondaggio: PZ2
Riferimento: VIA N. SAURO, 16 - BERGAMO	Data: 24/10/2018
Coordinate:	Quota: 262,70 m s.l.m.
Perforazione: CAROTAGGIO CONTINUO (DIAM. 101 MM)	

SCALA 1 :50

**STRATIGRAFIA**

Pagina 1/1

ø mm	R v	A r s	Pz	metri batt.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 --- 100	S.P.T.		RQD % 0 --- 100	prof. m	DESCRIZIONE
										S.P.T.	N			
				0,1									0,1	Limi sabbiosi sciolti di colore marrone.
				1,4									1,4	Limi argillosi di colore marrone.
				2,5									2,5	Limi argillosi di colore ocraceo con clasti di dimensioni comprese tra 2 e 4 cm, da alterati a molto alterati.
				3,0									3,0	Arenarie e peliti fini a stratificazione centimetrica, molto fratturate.

Committente: FABRICA REAL ESTATE S.R.L.

Sondaggio: PZ2

Riferimento: VIA N. SAURO, 16 - BERGAMO

Data: 24/10/2018

Fotografie - Pagina 1/1

Pagina 1



Cassetta n° 1 - profondità da m 0,00 a m 3,00

Committente: FABRICA REAL ESTATE S.R.L.	Sondaggio: PZ3
Riferimento: VIA N. SAURO, 16 - BERGAMO	Data: 24/10/2018
Coordinate:	Quota: 262,50 m s.l.m.
Perforazione: CAROTAGGIO CONTINUO (DIAM. 101 MM)	

SCALA 1 :50

**STRATIGRAFIA**

Pagina 1/1

ø mm	R v	A r s	Pz	metri batt.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 --- 100	S.P.T.		RQD % 0 --- 100	prof. m	DESCRIZIONE
										S.P.T.	N			
				1									1,1	Sabbie limose di colore marrone. Frammenti lateritici.
				2									2,0	Limi debolmente sabbiosi di colore marrone grigio con screziature ocracee e clasti di dimensioni comprese tra 2 e 4 cm, da alterati a molto alterati
				3									3,8	Argilla di colore marrone
				4									4,2	Alternanze di livelli arenacei molto fratturati e livelli argilloso limosi di colore grigio marrone
				5									5,0	Arenarie e peliti fini a stratificazione centimetrica, molto fratturate.

Committente: FABRICA REAL ESTATE S.R.L.

Sondaggio: PZ3

Riferimento: VIA N. SAURO, 16 - BERGAMO

Data: 24/10/2018

Fotografie - Pagina 1/1

Pagina 1



Cassetta n° 1 - profondità da m 0,00 a m 5,00

**VELOCITA' DELLE ONDE S  
PROVA MASW  $V_{seq}$**

## SITO 1 (energizzazione 5 m)

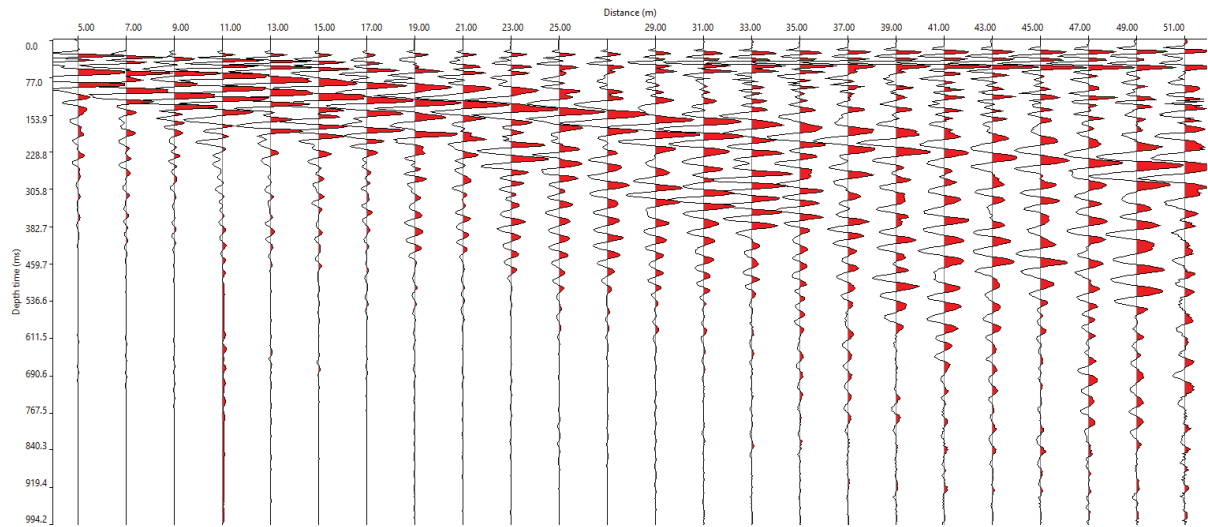


Fig. 1: Sismogramma medio

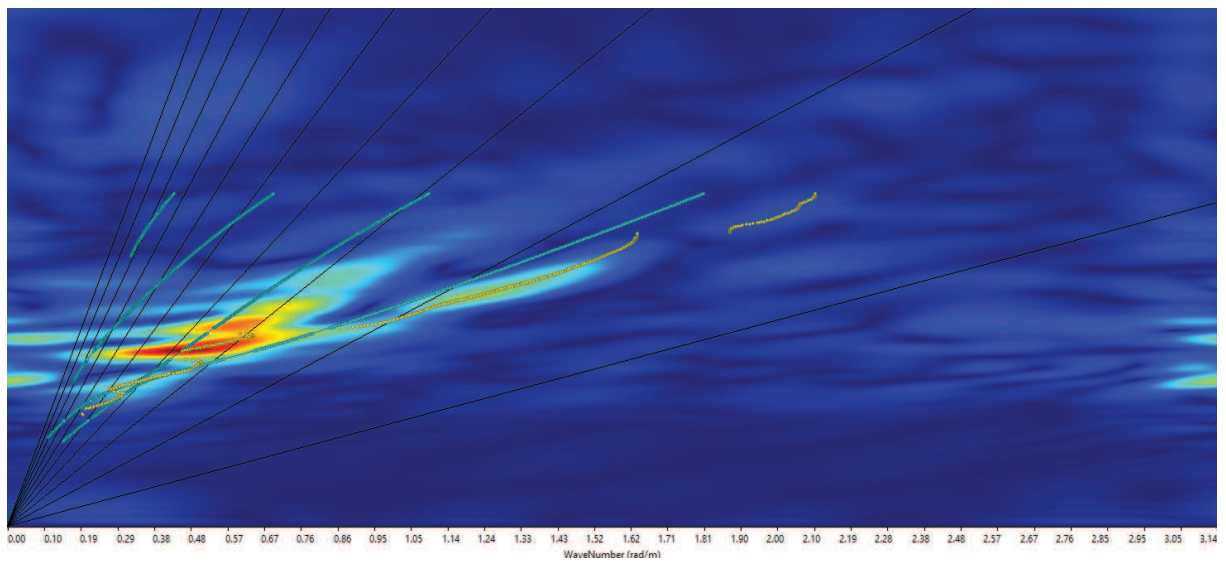
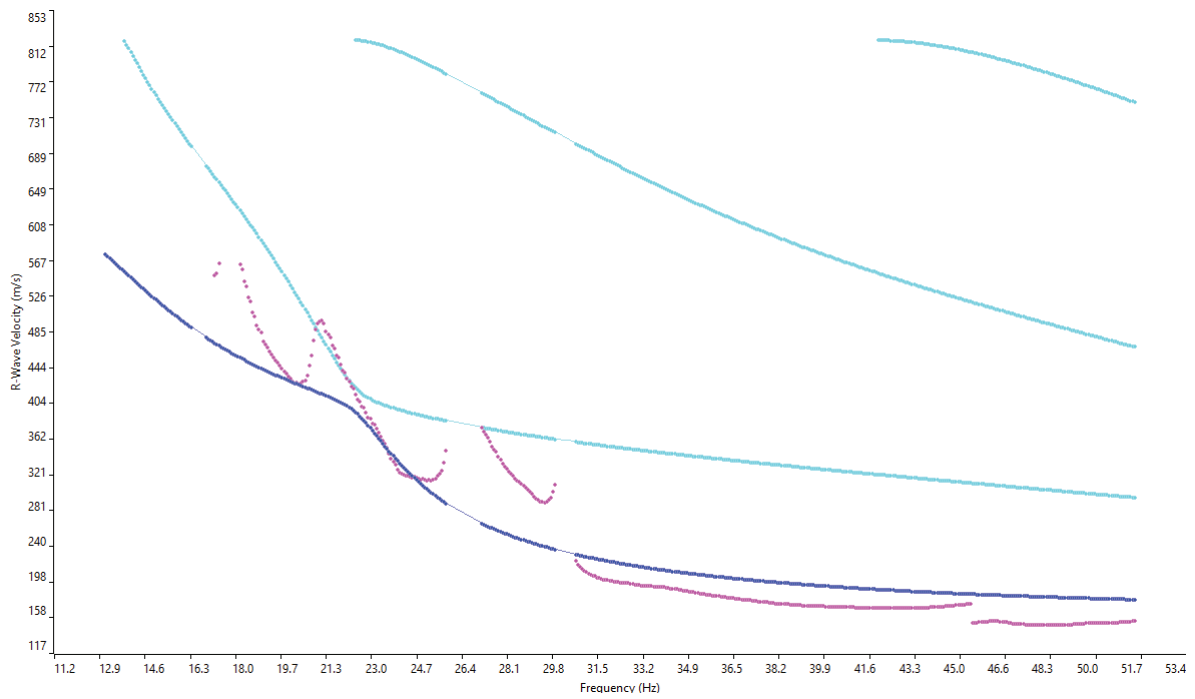
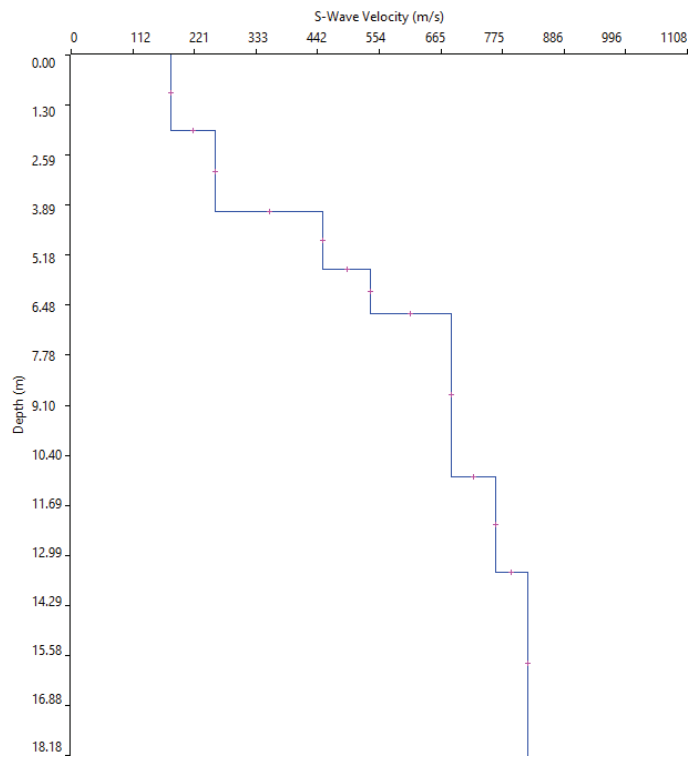


Fig. 2: Spettro Frequenza-velocità



**Fig. 3: Curva di dispersione sperimentale (viola) e teorica (blu)**



**Fig. 4: Distribuzione Vs**

## SITO 1 (energizzazione 11 m)

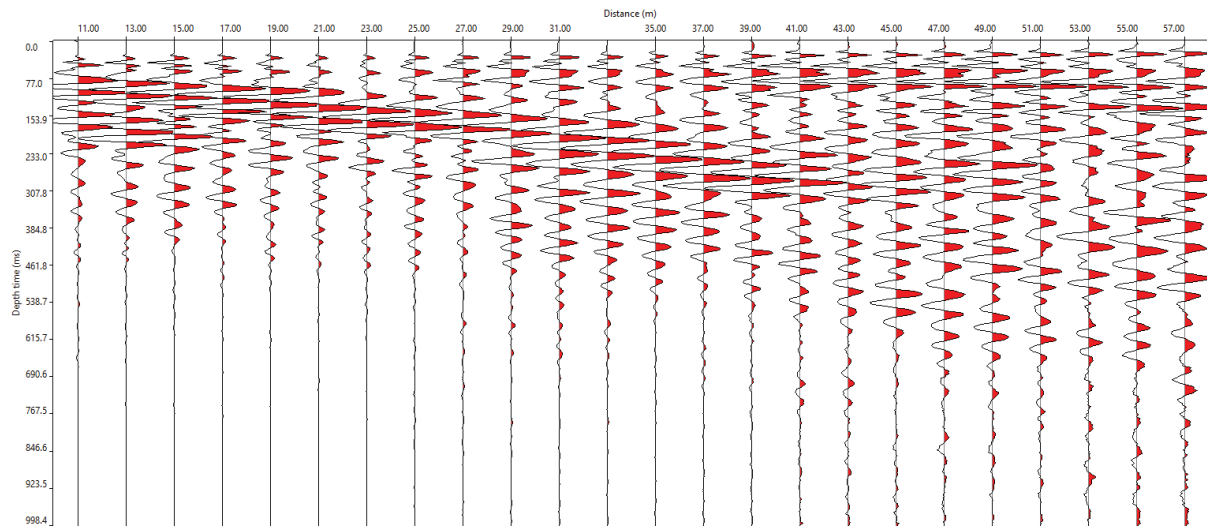


Fig. 5: Sismogramma medio

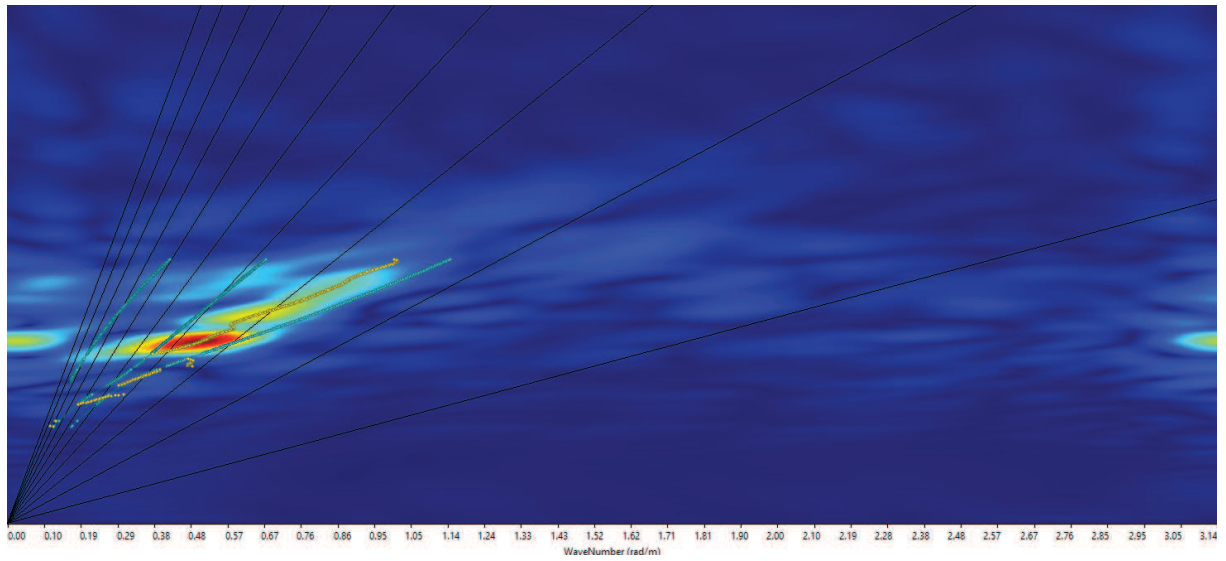
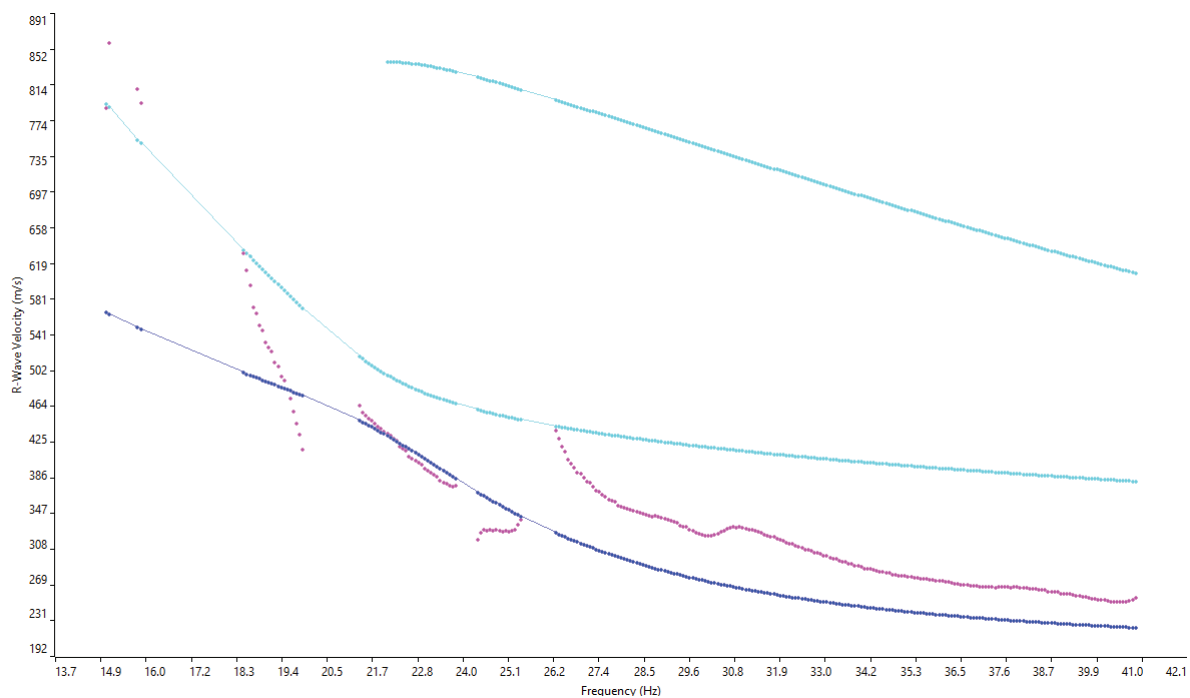
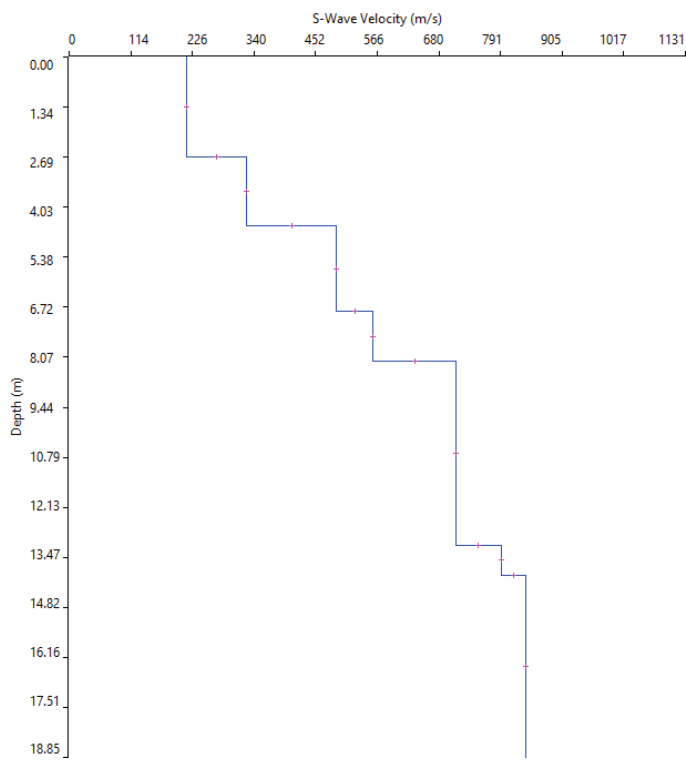


Fig. 6: Spettro Frequenza-velocità



**Fig. 7: Curva di dispersione sperimentale (viola) e teorica (blu)**



**Fig. 8: Distribuzione Vs**

**VERIFICA DEL POTENZIALE DI  
LIQUEFAZIONE (LIQUITER 2018)**

## Andrus e Stokoe (1998)

Il 'metodo di Andrus e Stokoe' è basato sulle misure provenienti da prove sismiche a rifrazione, ( $V_S$ ). La velocità delle onde di taglio viene corretta dalla sovrappressione, usando l'equazione (Robertson et alii, 1992):

$$V_{S1} = V_S \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,25}$$

dove

$V_{S1}$  velocità delle onde di taglio corretta dalla sovrappressione;

$V_S$  velocità delle onde di taglio misurate in situ;

$Pa$  pressione atmosferica (circa 100 kPa);

$\sigma'_{vo}$  pressione effettiva iniziale nelle stesse unità di misura della  $Pa$ .

Per il calcolo della resistenza alla liquefazione, Andrus e Stokoe hanno proposto la seguente relazione:

$$CRR = 0,03 \left( \frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 0,9 \left[ \frac{1}{(V_{S1})_{cs} - V_{S1}} - \frac{1}{(V_{S1})_{cs}} \right]$$

dove la presenza di fini FC (%) interviene nel modello di calcolo tramite le seguenti indicazioni:

$(V_{S1})_{CS} = 220$  per  $FC \leq 5\%$

$220 < (V_{S1})_{CS} \leq 200$  per  $5\% < FC \leq 35\%$

$(V_{S1})_{CS} = 200$  per  $FC > 35\%$

Il Rapporto di Tensione Ciclica per eventi sismici di magnitudo 7,5 (**CSR<sub>7,5</sub>**) si determina dalla seguente espressione:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = CSR_{7,5} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$

dove  $a_{max}$  rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa in superficie contenente gli effetti amplificativi di sito. Utilizzando le raccomandazioni del **NCEER**, per magnitudo diverse occorre introdurre il fattore correttivo **MSF** (*Magnitude Scaling Factor*) (vedi Tabella 1)

$$CSR = \frac{CSR_{7,5}}{MSF}$$

**Tabella 1-** Fattore di scala della magnitudo derivato da diversi ricercatori

Magnitudo	Seed H.B. & Idriss I.M. (1982)	Ambraseys N.N (1988).	NCEER (Seed R. B. et alii) (1997; 2003)
5,5	1,43	2,86	2,21
6,0	1,32	2,20	1,77
6,5	1,19	1,69	1,44
7,0	1,08	1,30	1,19
7,5	1,00	1,00	1,00
8,0	0,94	0,67	0,84
8,5	0,89	0,44	0,73

Per determinare il valore del coefficiente riduttivo  $r_d$  vengono utilizzate le formule raccomandate da un gruppo di esperti del **NCEER** (*National Center for Earthquake Engineering Research*):

per  $z < 9,15$  m

$$r_d = 1,0 - 0,00765 z$$

per  $9,15 \leq z < 23$  m

$$r_d = 1,174 - 0,00267 z$$

Il fattore di sicurezza alla liquefazione **FS** viene determinato dalla relazione:

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

mentre l'**indice e il rischio di liquefazione** vengono calcolati con il metodo di **Iwasaki et alii** (1978; 1984).

## DATI GENERALI

### PROGETTO E LOCALIZZAZIONE

Titolo lavoro: INTERVENTO EDILIZIO DENOMINATO At i3 via N. Sauro Bergamo

Cliente: FABRICA REAL ESTATE BERGAMO

Data 3 DICEMBRE 2018

Normativa: Norme Tecniche Costruzioni 2018, Decreto 17 Gen. 2018

Fattore sicurezza normativa 1,25

### FALDA

Profondità falda idrica 1,5 m

### DATI SIMICI

Accelerazione Bedrock 0,15

Fattore amplificazione 2,461

Tipo Suolo: B-Sabbie, ghiaie molto addensate, argille molto consistenti  $V_{s30}=360-800$

Morfologia: T1-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$

Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS) 1,2

Coefficiente amplificazione topografica (ST) 1

Magnitudo momento sismico ( $M_w$ ) 7

Peak ground acceleration (PGA) 0,18

## PARAMETRI GEOTECNICI

Strato Nr	Descrizione	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso unità volume (KN/mc)	Peso unità volume saturo (KN/mc)	Numero colpi medio (Nspt)	D50 granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza laterale attrito fs (KPa)	Velocità onde di taglio Vs (m/s)
1		0	2	16,5	18	0	0	0	0	180
2		2	4	16,5	18	0	0	0	0	259
3		4	7	18,5	18,5	0	0	0	0	490
4		7	10	19	19,5	0	0	0	0	683

Frazione fine (%)	Validità
0	Valido
0	Valido
0	Valido
0	Valido

Correzione per la magnitudo (MSF) 1,19

Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale effettiva (KPa)	Velocità normale Vs1 (m/s)	Valore critico di Vs1 (Vs1c) (m/s)	Coefficiente di riduzione (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normale (CSR)	Coefficiente di sicurezza Fs	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione	Rischio
1,70	28,350	26,389	251,141	220,000	0,987	0,156	0,104	1,50	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
1,90	31,950	28,027	247,387	220,000	0,985	0,147	0,110	1,33	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
2,10	35,550	29,666	350,942	220,000	0,984	0,359	0,116	3,10	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
2,30	39,150	31,305	346,256	220,000	0,982	0,348	0,120	2,89	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
2,50	42,750	32,943	341,868	220,000	0,981	0,339	0,125	2,72	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
2,70	46,350	34,582	337,744	220,000	0,979	0,330	0,129	2,57	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
2,90	49,950	36,221	333,857	220,000	0,978	0,322	0,132	2,44	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso

3,10	53,550	37,859	330,184	220,000	0,976	0,315	0,135	2,32	suscetti bile di liquefaz ione Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
3,30	57,150	39,498	326,705	220,000	0,975	0,308	0,138	2,22	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
3,50	60,750	41,137	323,402	220,000	0,973	0,301	0,141	2,14	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
3,70	64,350	42,775	320,259	220,000	0,972	0,295	0,143	2,06	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
3,90	67,950	44,414	317,263	220,000	0,970	0,289	0,146	1,98	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
4,10	71,600	46,103	594,654	220,000	0,969	1,054	0,148	7,15	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
4,30	75,300	47,841	589,176	220,000	0,967	1,035	0,149	6,93	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
4,50	79,000	49,580	583,942	220,000	0,966	1,016	0,151	6,74	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
4,70	82,700	51,319	578,932	220,000	0,964	0,999	0,152	6,56	Terreno non suscetti bile di	0.00	Molto basso

4,90	86,400	53,057	574,129	220,000	0,963	0,982	0,154	6,39	liquefaz ione Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
5,10	90,100	54,796	569,520	220,000	0,961	0,966	0,155	6,24	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
5,30	93,800	56,535	565,090	220,000	0,959	0,951	0,156	6,09	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
5,50	97,500	58,273	560,827	220,000	0,958	0,937	0,157	5,96	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
5,70	101,200	60,012	556,720	220,000	0,956	0,923	0,158	5,84	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
5,90	104,900	61,751	552,759	220,000	0,955	0,910	0,159	5,72	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
6,10	108,600	63,489	548,935	220,000	0,953	0,897	0,160	5,61	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
6,30	112,300	65,228	545,240	220,000	0,952	0,885	0,161	5,51	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
6,50	116,000	66,967	541,666	220,000	0,950	0,873	0,161	5,41	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso

6,70	119,700	68,705	538,206	220,000	0,949	0,862	0,162	5,32	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
6,90	123,400	70,444	534,854	220,000	0,947	0,851	0,163	5,23	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
7,10	127,200	72,283	740,734	220,000	0,946	1,640	0,163	10,05	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
7,30	131,100	74,221	735,848	220,000	0,944	1,619	0,164	9,90	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
7,50	135,000	76,160	731,120	220,000	0,943	1,598	0,164	9,75	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
7,70	138,900	78,099	726,540	220,000	0,941	1,578	0,164	9,61	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
7,90	142,800	80,037	722,100	220,000	0,940	1,558	0,164	9,48	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
8,10	146,700	81,976	717,792	220,000	0,938	1,540	0,165	9,35	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
8,30	150,600	83,915	713,610	220,000	0,937	1,522	0,165	9,23	Terreno non suscettibile di liquefazione	0.00	Molto basso
8,50	154,500	85,853	709,547	220,000	0,935	1,504	0,165	9,12	Terreno non	0.00	Molto basso

8,70	158,400	87,792	705,597	220,000	0,933	1,488	0,165	9,01	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
8,90	162,300	89,731	701,755	220,000	0,932	1,471	0,165	8,90	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
9,10	166,200	91,669	698,015	220,000	0,930	1,456	0,165	8,80	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
9,30	170,100	93,608	694,372	220,000	0,926	1,440	0,165	8,73	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
9,50	174,000	95,547	690,823	220,000	0,920	1,426	0,164	8,67	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
9,70	177,900	97,485	687,362	220,000	0,915	1,411	0,164	8,62	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso
9,90	181,800	99,424	683,987	220,000	0,910	1,397	0,163	8,57	Terreno non suscetti bile di liquefaz ione	0.00	Molto basso

IPL (Iwasaki)=0 Zcrit=20 m Rischio=Molto basso