



**ENSE di E.Vitiello e C. s.a.s**

Via C. De Cristoforis, 2  
Milano

# Relazione geologico-tecnica inerente la realizzazione di un attraversamento stradale (D.M. 14 gennaio 2008) – comune di Pogliano Milanese (MI)

ottobre 2015

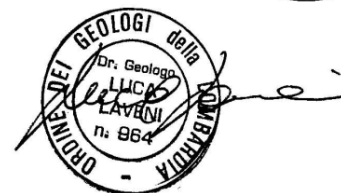
**GEO-MI-1/15**

Redatto da

Dr. Geol. Raffaele Boninsegni



Dr. Geol. Luca Laveni





## INDICE

<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>PARTE PRIMA: RELAZIONE GEOLOGICA .....</b>	<b>4</b>
<b>1 CARATTERI GENERALI.....</b>	<b>4</b>
1.1 Inquadramento territoriale .....	4
1.2 Caratteri morfologici e geologici.....	5
1.3 Caratteri geotecnici indicativi.....	6
1.4 Struttura idrogeologica.....	6
1.5 Andamento del flusso idrico sotterraneo .....	8
<b>2 DEFINIZIONE DELLE UNITA' LITOTECNICHE .....</b>	<b>9</b>
<b>3 STORIA SISMICA DEL TERRITORIO .....</b>	<b>12</b>
3.1 Sismicità recente .....	13
3.2 Verifica sorgenti sismogenetiche .....	15
<b>4 PROPENSIONE DEI TERRENI AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>16</b>
<b>5 CONFORMITA' GEOLOGICA ALLA SCALA COMUNALE DEL PROGETTO EDIFICATORIO.....</b>	<b>17</b>
5.1 Fattibilità geologica delle azioni di piano .....	17
<b>6 STATO DEI LUOGHI .....</b>	<b>18</b>
<b>PARTE SECONDA: RELAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>19</b>
<b>7 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO .....</b>	<b>19</b>



<b>8</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO PRELIMINARE DEL SOTTOSUOLO .....</b>	<b>20</b>
8.1	Campagna di acquisizione dati .....	20
8.2	Risultati delle prove penetrometriche: stato di addensamento del terreno .....	20
8.3	Modello geotecnico del sottosuolo .....	21
<b>9</b>	<b>PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO (NTC 2008).....</b>	<b>22</b>
9.1	Valutazione della sicurezza dell'opera.....	22
9.1.1	Vita nominale dell'opera.....	22
9.1.2	Classe d'uso .....	22
9.1.3	Coefficiente d'uso .....	23
9.1.4	Stati Limite, probabilità di superamento e tempi di ritorno per la verifica sismica .....	23
9.2	Calcolo dei parametri geotecnici.....	24
9.3	Scelta dell'angolo di resistenza al taglio .....	33
9.4	Parametrizzazione geotecnica - Approccio 1 – Combinazione 2 [A2+M2+R2]....	33
9.5	Categoria di suolo di fondazione e liquefacibilità del terreno.....	34
9.5.1	Suolo di fondazione.....	34
9.5.2	Liquefacibilità del terreno.....	36
9.6	Azioni sismiche.....	36
<b>10</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>40</b>

## **ALLEGATI**

Allegato 1 – Ubicazione prove penetrometriche dinamiche

Allegato 2 – Prove penetrometriche dinamiche: certificazioni di prova

Allegato 3 – Modello geologico-tecnico del sottosuolo: sezione geotecnica

Allegato 4 – parametrizzazione geotecnica – raffronto parametri significativi



## PREMESSA

Il presente studio è volto alla definizione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione relativamente al progetto di realizzazione di un attraversamento stradale sulla SP 229 a Pogliano M.se (MI).

Il nuovo ponte stradale, che collegherà via don A. Corti e via S. Allende, andrà a sostituire l'esistente passaggio pedonale in legno ormai inutilizzabile a seguito di evidenti problemi di tipo strutturale, occorsi nel tempo.

Scopo del lavoro è quello di individuare eventuali limiti di carattere geologico-tecnico ed idrogeologico e fornire al Progettista la parametrizzazione geotecnica del terreno indispensabile al dimensionamento delle strutture di fondazione di tipo indiretto (palificazione) individuate da progetto.

Come indicato nella *Parte Prima: Teoria* del D.M. 14 gennaio 2008, entrato in vigore l'1 luglio 2009, lo studio è stato strutturato in una relazione geologica finalizzata all'inquadramento dell'area di interesse per la verifica della conformità del progetto e in una successiva relazione geotecnica o "relazione d'opera" con la quale, attraverso l'esecuzione di n.2 prove penetrometriche dinamiche (SCPT) è stato possibile:

- ricostruire in via indiretta la litologia dei terreni attraversati
- ricostruire il modello geotecnico del sottosuolo ed inquadrare eventuali problematiche idrogeologiche
- definire i parametri geotecnici del terreno di fondazione indispensabili al calcolo della portanza dei pali da parte dell'ingegnere strutturista

La redazione della relazione tecnica ha previsto l'analisi della bibliografia esistente, con particolare riguardo alla "Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio" redatto da Studio Losa (2013) [1].

## PARTE PRIMA: RELAZIONE GEOLOGICA

### 1 CARATTERI GENERALI

#### 1.1 Inquadramento territoriale

Il settore di interesse si ubica alla periferia meridionale del territorio comunale al confine con Vanzago (località Monasterolo), laddove il tessuto urbano vede la presenza di aree residenziali e parcelle agricole della media pianura milanese. La quota topografica di circa 164 m s.l.m. (Figura 1).

L'idrografia principale è identificata dal F. Olona che scorre 800 m a Nord con direzione all'incirca Ovest-Est, mentre quella secondaria è rappresentata dal Canale Villoresi (derivatore di Parabiago) avente decorso Nord Ovest-Sud Est poche decine di metri ad Est del sito di intervento, nonché da un reticolo di rogge, canali e colatori irrigui che si dipartono dal suddetto canale.

Per quanto concerne l'uso del suolo, all'esterno del perimetro urbanizzato si apprezzano ancora vaste parcelle di terreno utilizzate per scopi agricoli, essenzialmente maiscoltura.

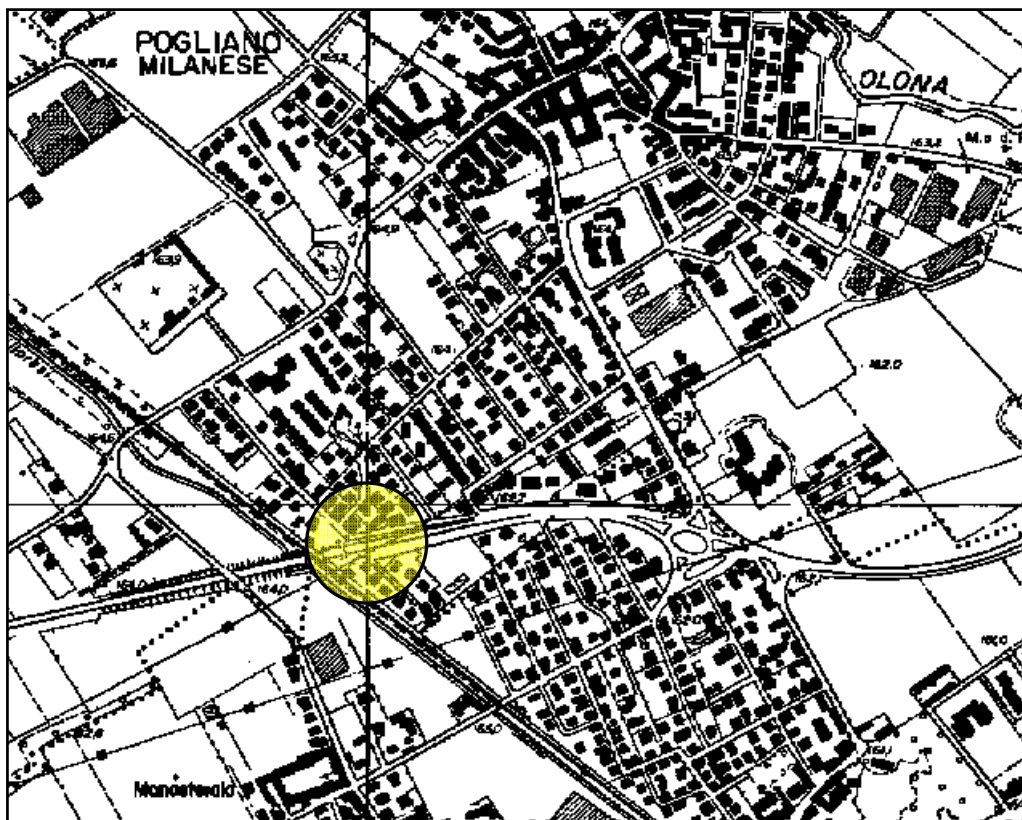


Figura 1

## 1.2 Caratteri morfologici e geologici

La morfologia dell'area è il risultato dell'azione di erosione operata dai fronti glaciali alpini, e di erosione, trasporto e sedimentazione da parte degli scaricatori fluviali fuoriuscenti dai medesimi in epoca quaternaria. Tale azione ha condotto alla deposizione di terreni fluviali e alluvionali organizzati secondo forme terrazzate.

In particolare l'area in oggetto insiste sul terrazzo fluviale recente di età würmiana, posto alle quote altimetriche più ribassate, che identifica il cosiddetto "livello fondamentale della pianura".

Quest'ultimo risulta interrotto nella sua continuità dalla piana alluvionale del F. Olona, che costituisce a sua volta un terrazzo ribassato di circa 1-2 m laddove la scarpata di raccordo appare ancora apprezzabile morfologicamente, e da blande depressioni di forma allungata riconducibili a strutture di paleoalveo, la maggior parte ormai obliterata dal rimodellamento antropico.

La pendenza media verso Sud della superficie topografica è pari allo 0.2%.

Per quanto riguarda la geologia dell'area, il sito di intervento insiste su sedimenti incoerenti del Fluviale Würm (Diluvium recente), unità q<sub>3</sub> di Figura 2 (stralcio della Carta Geologica d'Italia, Foglio 45 Milano).

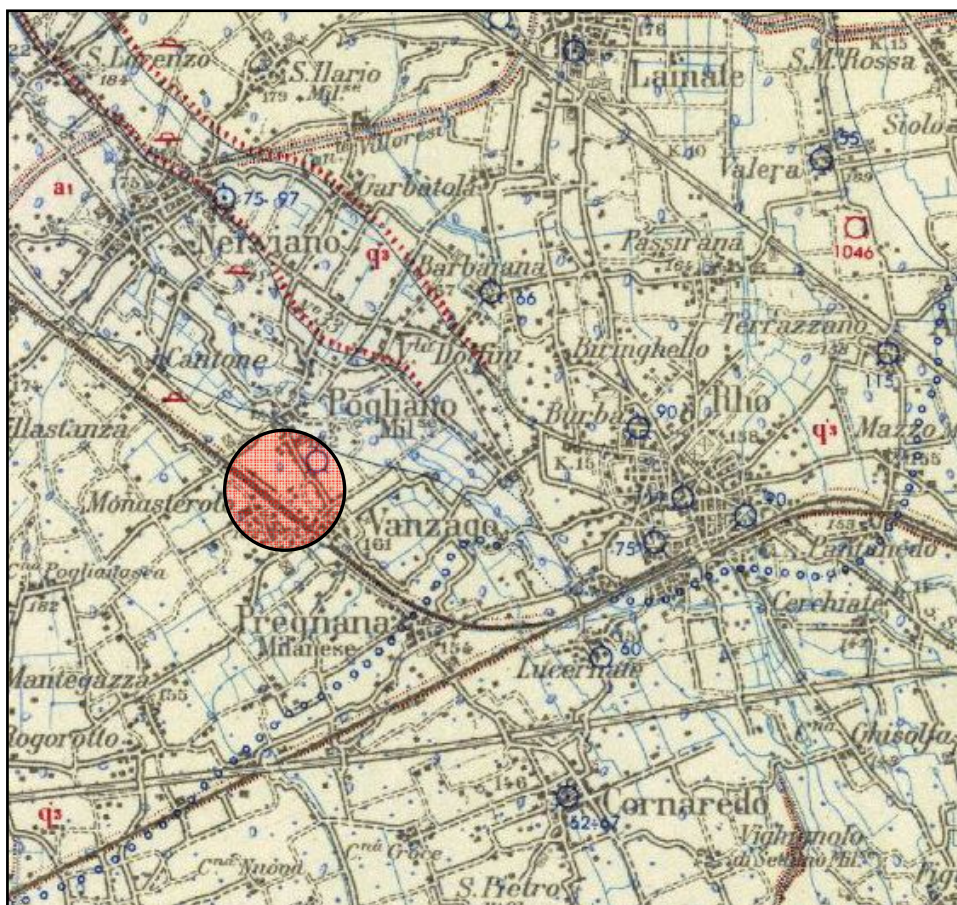


Figura 2





Essi presentano caratteri litologici, tessiturali e geometrici piuttosto eterogenei, aspetto connesso alla genesi del deposito, ovvero alla variabilità dell'energia deposizionale del corso d'acqua che li ha generati e al fatto che affiorano al passaggio con le alluvioni antiche e recenti (Diluvium tardivo) del F. Olona sempre di età würmiana (unità  $a_1$ ), poste immediatamente a Nord (zona di transizione).

La litologia del Diluvium recente è in genere identificata da sabbie e ghiaie con locali intercalazioni limoso sabbiose nelle porzioni più superficiali e da ghiaie, sabbie e ciottoli appena più in profondità, mentre quella del Diluvium tardivo vede una percentuale di frazione grossolana più consistente.

### 1.3 Caratteri geotecnici indicativi

La definizione dei parametri geotecnici di massima dei terreni nel sottosuolo deriva dal sunto dei dati rilevati in specifiche campagne di indagine e dalla bibliografia in merito, e di seguito indicati:

#### - depositi fluviali del Fluviale Würm

$\gamma$ - peso di volume	$\Rightarrow 17.0-18.5 \text{ KNm}^3$
$\gamma_{\text{sat}}$ - peso di volume saturo	$\Rightarrow 21.0-22.0 \text{ KNm}^3$
$\phi$ - angolo di attrito	$\Rightarrow 25-38^\circ$
$C_u$ - coesione non drenata	$\Rightarrow 0 \text{ kPa}$

Si tratta pertanto di terreni incoerenti aventi requisiti geotecnici da discreti a buoni, tuttavia vincolati dal prevalere o meno delle componente prettamente grossolana (ghiaie e ciottoli) rispetto a quella sabbiosa, con particolare riguardo agli strati più superficiali.

La verifica di tale parametrizzazione verrà specificatamente sviluppata nella *PARTE SECONDA*.

### 1.4 Struttura idrogeologica

La struttura idrogeologica dell'area, ben conosciuta nei suoi lineamenti fondamentali, è quella tipica della media pianura milanese, le cui caratteristiche principali sono il progressivo affinamento dei caratteri litologici dei terreni con l'aumento della profondità e la presenza di tre litozone principali.

La prima, più superficiale, è formata da terreni a granulometria prevalentemente grossolana, la seconda, rinvenibile a partire da circa 45 m di profondità, è contraddistinta dal predominare di litologie sabbiose, mentre la terza, al di sotto di 110 m di profondità, è costituita da terreni in prevalenza di natura limoso-argillosa.



In ragione di caratteristiche litologiche ed idrauliche omogenee ed affini, esse vengono comunemente identificate nelle seguenti "unità idrogeologiche:

- *unità ghiaioso-sabbiosa* (facies fluviali dell'Olocene-Pleistocene Sup. – Würm Auct.)
- *unità sabbioso-ghiaiosa* (facies fluviali del Pleistocene Medio – Riss-Mindel Auct.)
- *unità a conglomerati e arenarie* (facies fluviali del Pleistocene Inf. – Ceppo Auct.)
- *unità sabbioso-argillosa* (facies continentale e transizionale, Pleistocene Inf.-Villafranchiano Sup. e Medio Auct.)
- *unità argillosa* (facies marina, Pleistocene Inf.-Calabrian Auct.)

Le caratteristiche litologiche e strutturali delle suddette unità sono così descrivibili.

Unità ghiaioso-sabbiosa - è caratterizzata dal prevalere di litotipi grossolani con lenti argillose di limitato spessore ed estensione areale; viene identificata come "primo acquifero" in quanto forma la roccia serbatoio della falda libera del settore milanese. Nell'area in oggetto l'unità presenta uno spessore medio di circa 45 m e uno spessore saturo variabile stagionalmente tra 25 e 30 m.

Unità sabbioso-ghiaiosa - nell'area milanese l'insieme degli acquiferi contenuti in questa unità e nella precedente, viene identificato come "acquifero tradizionale". L'unità costituisce la parte basale dell'"acquifero tradizionale" ed è identificata come "secondo acquifero"; si tratta di alternanze di depositi sabbioso-ghiaiosi, sabbiosi e limoso-argillosi, con lenti cementate conglomeratiche o arenitiche. Nell'area in esame il tetto dell'unità è rinvenibile a partire da una profondità di 40-45 m; gli acquiferi in essa contenuti sono separati da quello sovrastante da diaframmi scarsamente permeabili costituiti da limi e argille, di spessore prossimo a 5 m, che tuttavia presentano scarsa continuità laterale per cui sussistono condizioni idrauliche di scambio tra la falda libera del primo acquifero e quella veicolata nel secondo acquifero. Per tali motivi la falda del "secondo acquifero" è anch'essa di tipo libero e solo localmente assume carattere di semi-confinamento.

Unità a conglomerati e arenarie - è formata da litologie prevalentemente conglomeratiche, con arenarie in subordine, passanti localmente a ghiaie e sabbie. Già all'altezza del settore di indagine l'unità perde la propria connotazione litologica, poiché si rinvencono terreni non cementati sia sabbioso-ghiaiosi sia a minore granulometria, per cui viene accorpata ai terreni soprastanti a costituire un'unica *unità sabbioso-ghiaiosa*.

Unità sabbioso-argillosa - a seguito della regressione marina del Pleistocene inferiore, si formarono depositi litorali, lagunari, palustri e alluvionali che individuano un'unità idrogeologica identificata in prevalenza da argille e limi di colore grigio e giallo con torbe; essa forma il substrato della falda tradizionalmente sfruttata.





A questi litotipi sono intercalate lenti più o meno estese di sabbie e ghiaie che formano acquiferi con falde confinate, identificati con la denominazione di "terzo acquifero" o "acquiferi profondi". Nell'area in esame il tetto di questa unità si rinviene ad una profondità variabile tra circa 100 e 120 m ed è rappresentato da una superficie inclinata verso Sud avente una pendenza pari allo 0.8%.

Unità argillosa - è formata prevalentemente da argille e limi di colore grigio-azzurro con fossili marini, alle quali sono subordinati livelli sabbiosi, generalmente di modesto spessore.

Il tetto di questa unità è localizzato a profondità di circa 280 m.

### **1.5 Andamento del flusso idrico sotterraneo**

L'andamento del flusso idrico è stato ricostruito in base dalle misure effettuate nel mese di settembre 2011 nei pozzi della Rete Provinciale di monitoraggio, rappresentativa della falda contenuta nell'"acquifero tradizionale".

In linea generale la morfologia della falda manifesta un flusso fortemente convergente verso la città di Milano in relazione alla distorsione regionale del flusso idrico sotterraneo provocata dal forte emungimento di acque sotterranee per uso potabile e industriale che si verifica nell'area del capoluogo e nel suo hinterland.

Relativamente al dettaglio dell'area di intervento, dall'elaborato di *Figura 3* si apprezza un andamento regolare delle isopiezometriche con direzione di flusso all'incirca Nord-Sud, gradiente idraulico della falda pari allo 0.3% e quota piezometrica assoluta di circa 150 m s.l.m., cui deriva una soggiacenza di circa 14 m.

Poiché il settore in esame è compreso nelle aree sottoposte ad irrigazione da parte del Villoresi, le irrigazione e le perdite dei corsi d'acqua superficiali comportano un'escursione stagionale di livello compresa tra 2 e 4 m.

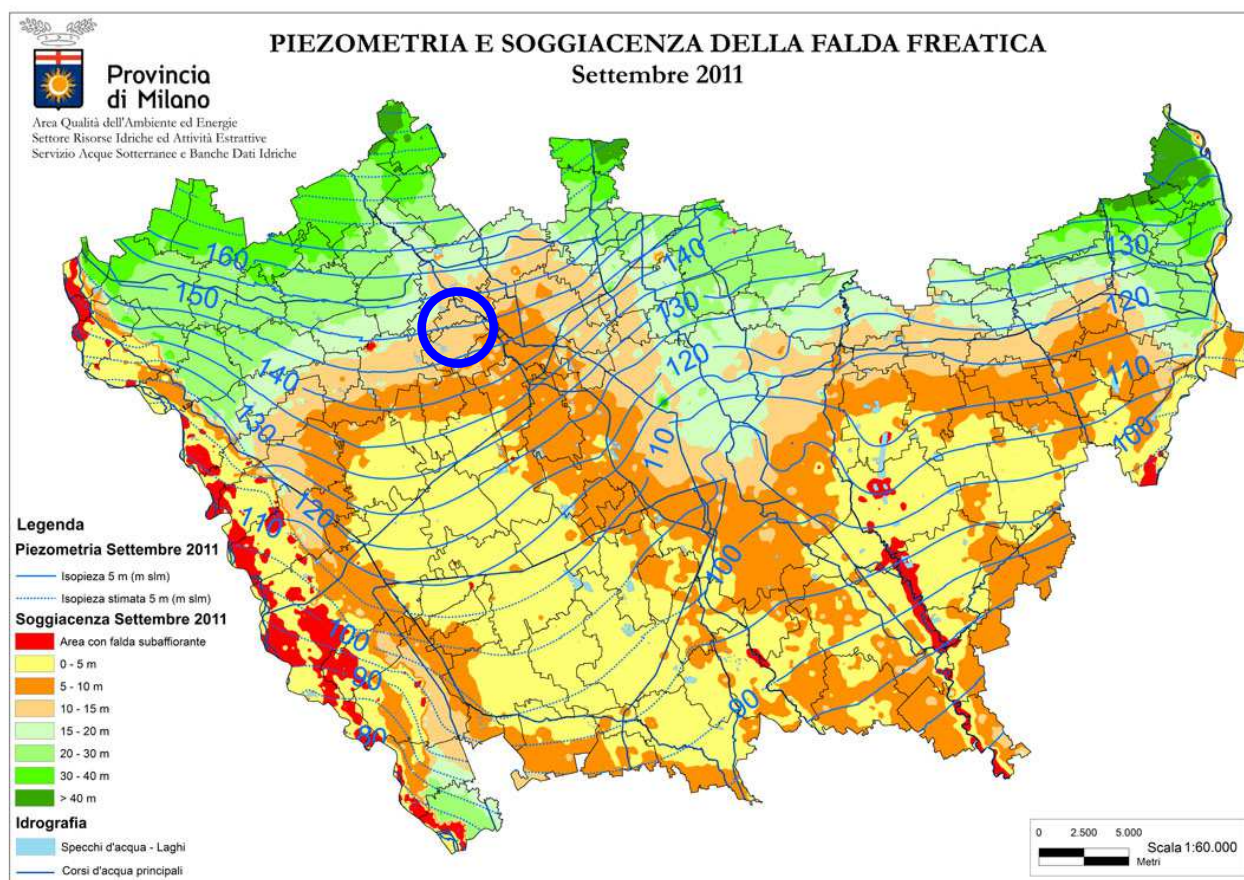


Figura 3

## 2 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ LITOTECNICHE

Sulla base degli studi condotti dal CNR in collaborazione con la Regione Lombardia ("Determinazione del Rischio Sismico ai fini urbanistici in Lombardia – 1996") sono state definite le seguenti unità litotecniche corrispondenti ad altrettante unità litologiche (nomenclatura Regione Lombardia-CNR), classificazione espressamente richiesta dalla vigente normativa (D.M. 14 gennaio 2008):

1. Depositi alluvionali a grana grossa costituiti da frammenti lapidei arrotondati, dotati di un grado di cementazione da basso a medio dovuto a legame calcitico (**Unità Litotecnica D3/E1**). Si tratta di depositi alluvionali e fluviali sciolti a prevalente tessitura ghiaioso-sabbiosa, con orizzonti più o meno cementati. Sono costituiti da ciottoli e ghiaia di diversa natura immersi in una matrice sabbiosa e sabbioso-limosa incoerente. Presentano una struttura a grosse lenti caratterizzate da diversa granulometria e sono palesi distinti livelli ciottolosi; questa unità litotecnica comprende le unità idrogeologiche *ghiaioso-sabbiosa*, *sabbioso-ghiaiosa* e *a conglomerati e arenarie*, occupa l'alta e la media pianura e possiede un notevole



sviluppo in senso Nord-Sud, soprattutto in corrispondenza delle grandi conoidi fluvioglaciali. Il passaggio dai depositi ghiaioso-sabbiosi a quelli prevalentemente sabbiosi si verifica in prossimità del limite Sud del territorio di Milano, assumendo la denominazione di *Unità Litotecnica E1*.

2. Depositi alluvionali a grana medio-fine costituiti da sabbie con intercalazioni sabbioso-ghiaiose o sabbioso-limose (**Unità Litotecnica E2**); si tratta di alluvioni sabbiose e sabbioso ghiaiose con frequenti intercalazioni sabbioso-limose, limose e limoso-argillose. Nel settore in esame l'unità litotecnica è rappresentata dal termine transizionale della sopra descritta *Unità Litotecnica D3*, si sviluppa a partire dal limite tra alta e media pianura milanese sino alla sponda idrografica sinistra del F. Po, costituendo di fatto il primo sottosuolo anche della provincia Pavese e Lodigiana, e corrisponde all'unità idrogeologica *sabbioso-argillosa*.

3. Depositi a grana fine e finissima costituiti da limi argillosi o argille (**Unità Litotecnica F1**). Si tratta di materiali prevalentemente limoso-argillosi, attribuibili all'Unità idrogeologica in facies marina (*unità argillosa* descritta nel § 2) sottostante alla *Unità Litotecnica E2*. Inoltre vengono attribuiti a questa unità litotecnica anche i depositi quaternari di origine glaciale e fluvioglaciale a grana fine (glaciale e fluvioglaciale Mindel-Riss – litologie limose e limoso sabbiose di origine continentale) presenti nei settori dell'alta Brianza e della Brianza centro orientale. In quest'ambito territoriale rappresentano suoli molto profondi evoluti da depositi limosi di origine glaciale e/o lessici, che complessivamente raggiungono uno spessore di diversi metri.

La *Figura 4* riporta lo schema interpretativo della struttura idrogeologica tipica della pianura milanese, ben conosciuta nei suoi lineamenti fondamentali, che sinteticamente richiama le principali suddivisioni e terminologie introdotte da diversi Autori per descrivere il sottosuolo, unitamente alla classificazione delle unità litotecniche descritta nel presente lavoro.

DENOMINAZIONI UTILIZZATE PER LA DESCRIZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO						
UNITA' LITOLOGICHE	UNITA' IDROSTRATIGRAFICHE	UNITA' STRATIGRAFICHE	ETA'	UNITA' IDROGEOLOGICHE	UNITA' LITOTECNICHE	
Mazzavita S. e Martini B.	Franzoni V. e Pozzi R.	A.G.P.		Avanzini M. et al.	C.N.R. REGIONE LOMBARDA 1999	
LITOZONA GHIAIOSO-SABBIOSA	ACQUIFERO TRADIZIONALE	FLUVIOGLACIALE WURM AUCT (Diluvium Recente)	I ACQUIFERO	ALLUVIONE	PLEISTOCENE SUPERIORE	D 3 / E 1
		FLUVIOGLACIALE RISS-MINDEL AUCT (Diluvium Recente)	II ACQUIFERO		PLEISTOCENE MEDIO	
		CEPPO AUCT			PLEISTOCENE INFERIORE	
LITOZONA SABBIOSA ARGILLOSA	ACQUIFERI PROFONDI	VILLAFRANCHIANO	III ACQUIFERO	SABIE DI ASTI	UNITA' SABBIOSO-ARGILLOSA (facies continentali e di transizione)	E 2
LITOZONA ARGILLOSA					UNITA' ARGILLOSA (facies marina)	F 1

SCHEMA STRUTTURALE DEL MODELLO IDROGEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO DELLA PROVINCIA DI MILANO E MONZA E BRIANZA

Figura 4



### 3 STORIA SISMICA DEL TERRITORIO

L'analisi della sismicità, intesa come distribuzione spazio-temporale dei terremoti in una determinata area, costituisce il primo tassello per gli studi di valutazione della pericolosità sismica di base.

Trattandosi di modelli probabilistici, le caratteristiche sismotettoniche e le modalità di rilascio dell'energia sismica pregressa consentono la messa a punto di modelli previsionali dell'attività sismica attraverso una quantificazione dei livelli di accelerazione attesi.

Nella classificazione definita dai Decreti emessi fino al 1984 (D.M. 05.03.1984) la sismicità è definita dal "grado di sismicità" S.

Nella proposta di riclassificazione del GdL del 1998 si utilizzano 3 categorie sismiche più una categoria di Comuni Non Classificati (NC) della quale faceva parte il Comune di Pogliano M.se.

Nella nuova classificazione 2003 e s.m.i., il grado di sismicità territoriale viene definito mediante quattro zone, numerate da 1 a 4 e Pogliano M.se rientra nella zona 4 (pericolosità sismica molto bassa).

A seguito dell'emanazione della recente D.G.R. 11 luglio 2014 n.X/2129 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia", per il Comune di Pogliano M.se viene confermata l'attribuzione ad una zona 4.

Come deducibile dal *catalogo DBMI11*, database utilizzato per la compilazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI11) aggiornato al dicembre 2011 (M. Stucchi et al.), nel quale sono riportate le osservazioni macrosismiche relative a diversi comuni italiani, e dalla consultazione dei cataloghi sismici redatti dall'Istituto di Geofisica e Vulcanologia per gli studi di pericolosità, risulta la seguente storia sismica:

- le osservazioni sono relative al limitrofo Comune di Rho ed archiviano n.6 registrazioni nel periodo compreso tra il 1905 e il 2000;
- l'area comunale nel suo complesso è stata interessata da risentimenti sismici di intensità assai modesta;
- le località epicentrali per gli eventi che hanno prodotto i maggiori effetti (osservazioni macrosismiche) provengono tuttavia da settori territoriali del tutto esterni e lontani rispetto all'area comunale;
- l'evento sismico di interesse concerne un terremoto avvenuto nell'Alta Savoia il 29 aprile 1905 con intensità epicentrale del VII-VIII grado della scala Mercalli;
- dal catalogo parametrico dei terremoti italiani non si rileva attività sismica con epicentro all'interno del territorio comunale di Rho.

Le suddette osservazioni sono elencate nei seguenti prospetti tratti dall'archivio sismico INGV per la località di Rho.

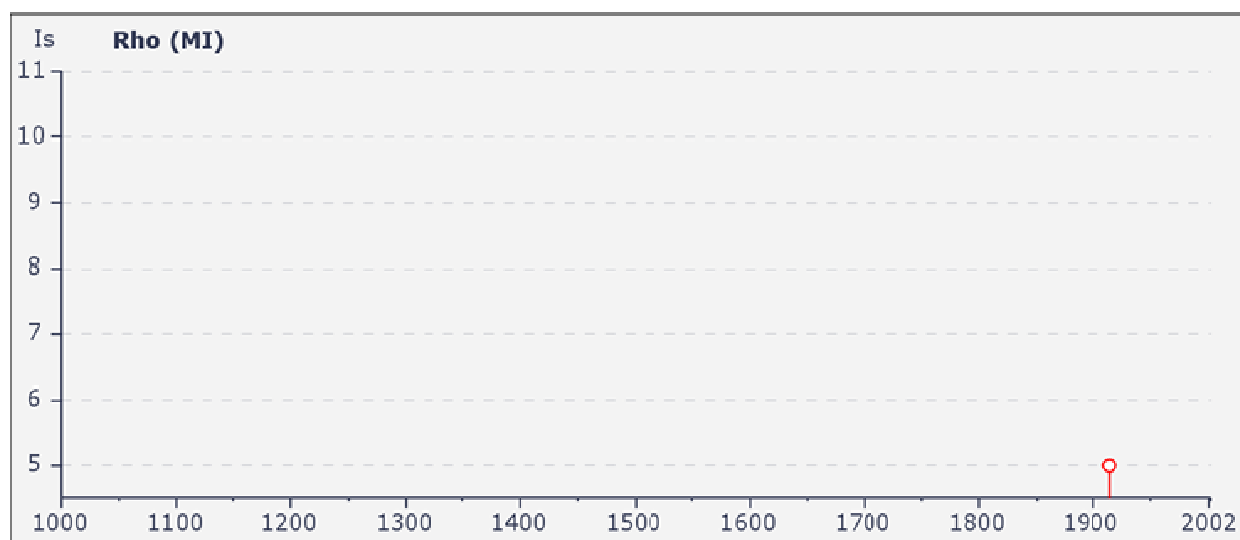




Seismic history of Rho [45.529, 9.040] - Total number of earthquakes: 6

Effects	Earthquake occurred							
Intensità al sito	Anno	Mese	Giorno	Ora	Area epicentrale	N. oss. macrosismiche	Intensità epicentrale (MCS)	Magnitudo (Mw)
NF	1905	04	29	01:46	Alta Savoia	267	7-8	5.63 ±0.09
NF	1909	01	13	00:45	Bassa Padana	799	6-7	5.53 ±0.09
5	1914	10	27	09:22:36	Garfagnana	618	7	5.76 ±0.09
3	1960	03	23	23:08:49	Vallese	178	-	5.00 ±0.20
NF	1983	11	09	16:29:52	Parmense	850	6-7	5.06 ±0.09
3	2000	08	21	17:14:28	Monferrato	597	6	4.86 ±0.09

This file has been downloaded from INGV – DBMI11



This file has been downloaded from INGV – DBMI11

Per il dettaglio del Comune di Pogliano M.se, considerando le “Massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani”, valutate a partire dalla banca dati macrosismici del GNDT e dai dati del Catalogo dei Forti Terremoti in Italia di ING/SGA (D. Molin, M. Stucchi, G. Valensise), dalla *Figura 5* emerge una  $I_{max} \leq 6$  (scala Mercalli).

### 3.1 Sismicità recente

A completamento delle osservazioni macrosismiche, nella *Figura 6* viene illustrata la distribuzione della sismicità “recente” rispetto al territorio in esame, riportando le localizzazioni epicentrali degli eventi registrati dalla rete Sismica Nazionale nell’intervallo di tempo compreso tra il 1981 ed il 2006 (Catalogo della sismicità italiana C.S. 1.0), che risultano moderatamente distanti rispetto all’area di pertinenza dell’intervento. Nello specifico l’evento più rilevante in termini di energia rilasciata, è quello registrato in

area prossima al L. d'Iseo per il quale è stata rilevata una Magnitudo compresa tra 4 e 5 della scala Richter e profondità epicentrale tra 18 e 35 km.

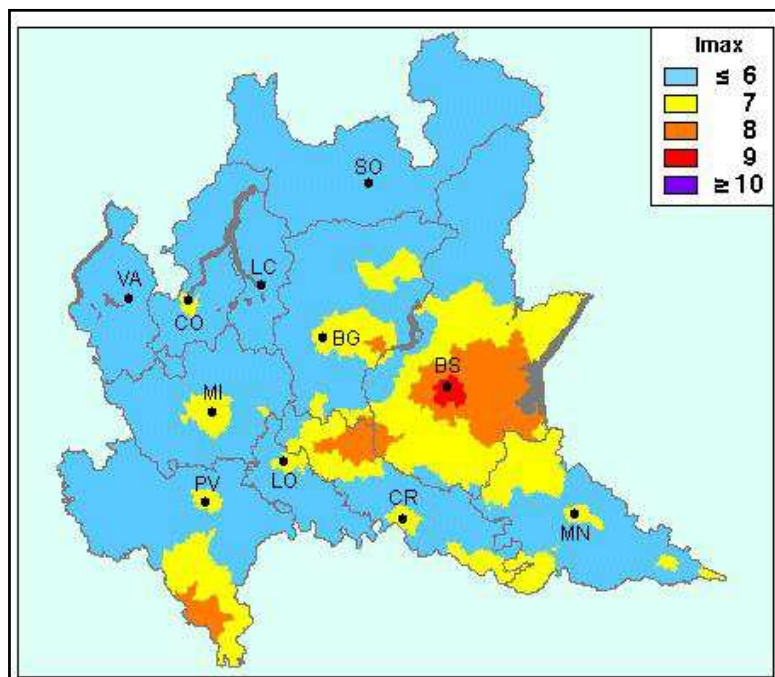


Figura 5

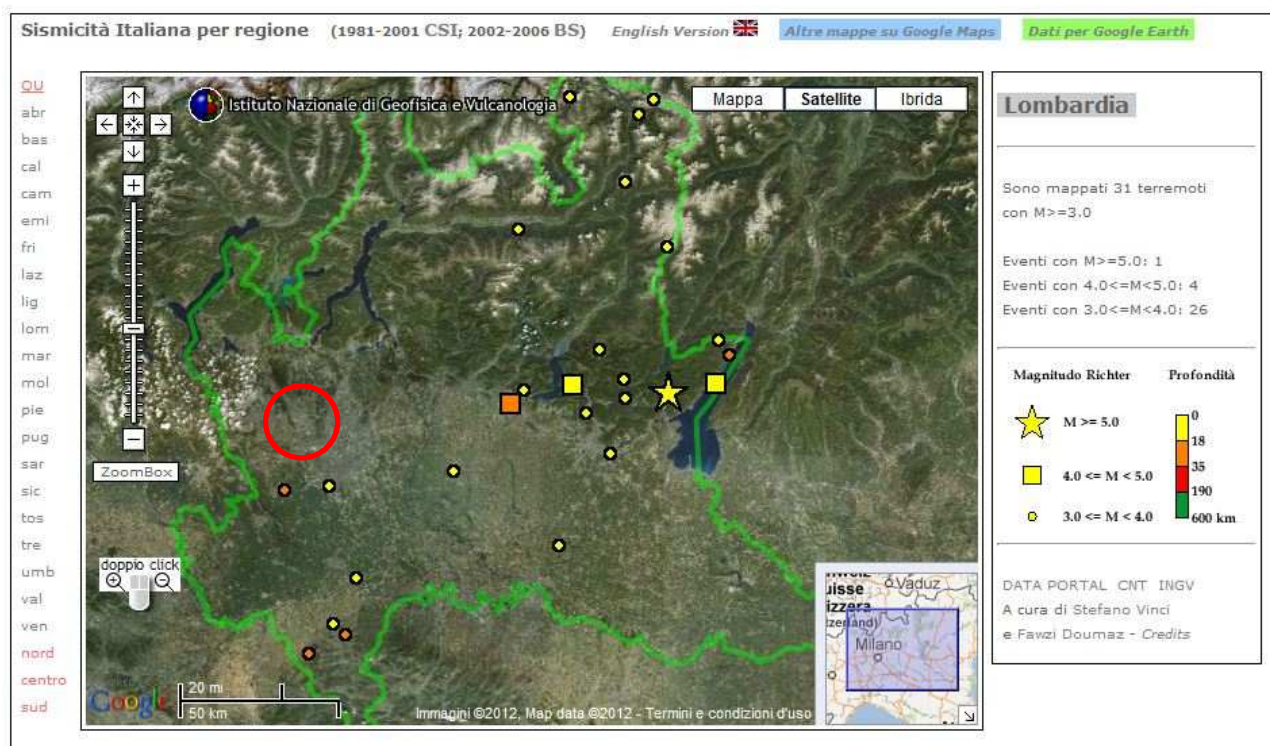


Figura 6





### **3.2 Verifica sorgenti sismogenetiche**

A conclusione dell'analisi della sismicità, alla luce dei recenti avvenimenti che hanno coinvolto l'Emilia-Romagna e, soprattutto, in considerazione della tipologia di fabbricato in esame, è stato condotto un approfondimento della tematica. Nello specifico si è verificato se l'area di pertinenza l'intervento sia ricompresa nell'ambito delle cosiddette *Individual or Composite Seismogenic Sources*, ovvero settori individuati per i quali è palese una evoluzione sismica in atto legata a fenomeni neotettonici (sorgenti sismogenetiche). Dall'analisi del suddetto database a cura dell'INGV, si evince come l'area di interesse sia esterna a dette sorgenti sismogenetiche.



#### **4 PROPENSIONE DEI TERRENI AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE**

Un altro aspetto che va normalmente analizzato in una valutazione del comportamento in un dato territorio in caso di terremoto, è la possibilità che l'evento sismico induca nel terreno le sollecitazioni necessarie al manifestarsi del fenomeno della liquefazione di terreni prevalentemente sabbiosi, arrecando danni alle strutture insistenti sulle aree in condizioni predisposte.

In pratica perché possa avvenire la liquefazione dei terreni superficiali devono sussistere le condizioni generali qui di seguito elencate:

a) caratteristiche granulometriche del terreno:

- D<sub>50</sub> (diametro medio rappresentativo) compreso tra 0.1 e 1.60 mm, corrispondente a sabbie fini e sabbie medie
- Contenuto in argilla minore del 20%
- Coefficiente di uniformità C<sub>50</sub> compreso tra 2 e 5.

b) caratteristiche stratigrafiche:

- Livello superficiale non liquefacibile assente o di spessore inferiore a 3 m
- Profondità massima del livello liquefacibile dal piano di campagna inferiore a 20-25 m

c) condizioni di falda:

- terreno sotto falda freatica
- terreno saturo per condizioni locali

Qualora tutte le suddette condizioni siano soddisfatte andranno esaminati alcuni vincoli particolari per casi limite e come parametro altamente significativo andrà investigato lo stato di addensamento in sito dell'eventuale deposito liquefacibile.

L'addensamento viene normalmente ottenuto da opportune correlazioni che utilizzano i dati derivanti dalle prove penetrometriche standard S.P.T.

Nel caso specifico, come si dirà nel seguito, le prove geotecniche effettuate hanno consentito di escludere presso l'area di intervento problematiche di liquefazione dei terreni, in quanto si è in presenza di litologie aventi buon grado di addensamento e fino alla massima profondità investigata il terreno è risultato drenato.

## 5 CONFORMITA' GEOLOGICA ALLA SCALA COMUNALE DEL PROGETTO EDIFICATORIO

### 5.1 Fattibilità geologica delle azioni di piano

La carta di fattibilità geologica per le azioni di piano, che ha valenza di carta della pericolosità, fornisce indicazioni in ordine alle limitazioni e alle destinazioni d'uso, nonché criteri applicativi mirati ad individuare la compatibilità degli interventi previsti dallo strumento urbanistico nell'ottica della mitigazione del rischio.

L'intervento edificatorio viene inserito in Classe 3.1, fattibilità con consistenti limitazioni (*Figura 7*); in questa classe ricadono aree nelle quali sono state rilevate consistenti condizioni limitative alla modifica delle destinazioni d'uso.

Le prescrizioni contenute nello Studio Geologico Comunale indicano che gli interventi edificatori sono subordinati alla presentazione di uno specifico studio di approfondimento geologico-tecnico corredato da prove in sito ai sensi del D.M. 14.01.2008, mirate alla verifica puntuale delle caratteristiche di portanza del terreno di fondazione e alla valutazione della vulnerabilità dell'acquifero libero in relazione alla sua salvaguardia.

Tali attività sono espletate nello specifico con la presente indagine di verifica.

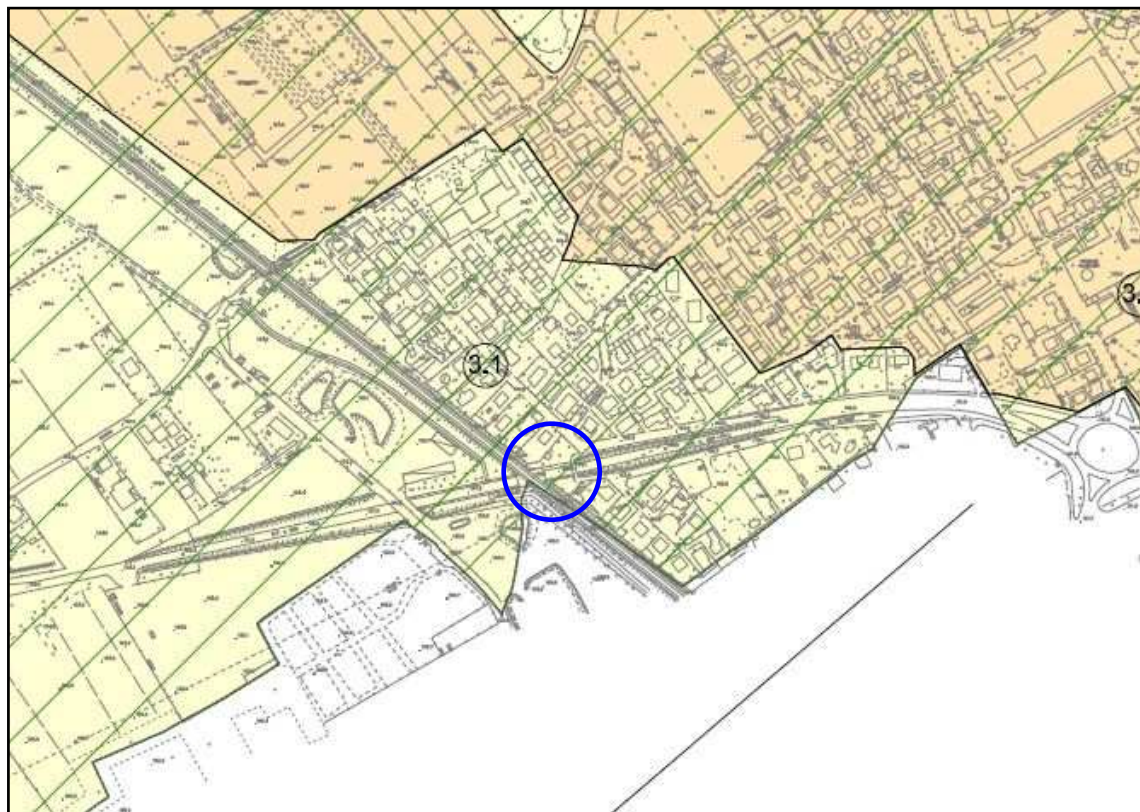


Figura 7



## 6 STATO DEI LUOGHI

La caratterizzazione territoriale per lo stretto intorno della pertinenza ha fornito i seguenti elementi:

Morfologia: pianeggiante

Litologie: terreni incoerenti grossolani: sabbie, ghiaie e ciottoli in subordine, con locale presenza di matrice fine sabbioso-limosa entro i primi 5-6 m di profondità

Idrologia di superficie: reticolo idrografico principale rappresentato dal F. Olona che scorre circa 800 m a Nord, dal Canale Villoresi (derivatore di Parabiago) avente decorso NordOvest-SudEst poche decine di metri ad Est del sito di intervento, nonché da un reticolo di rogge, canali e colatori irrigui.

Idrogeologia: assenza nell'intorno dell'area di studio, di scaturigini, fontanili etc.; falda freatica con soggiacenza di circa 14 m dal p.c., contraddistinta da marcate escursioni stagionali di livello (da 2 a 4 m circa) poiché soggetta al regime irriguo del Villoresi.

Geotecnica: struttura caratterizzata da parametri geotecnici eterogenei in ragione della presenza di terreni a litologia variabile alla scala locale, aspetto strettamente connesso alle modalità di sedimentazione dei terreni fluviali e/o alluvionali costituenti il sottosuolo

Idraulica: l'area di intervento risulta esterna alle pertinenze del reticolo idrico principale e secondario soggette a vulnerabilità idraulica

Vincoli territoriali: l'area risulta esterna ai vincoli imposti dal reticolo idrografico (fasce di rispetto fluviali e del reticolo di bonifica) ed alle captazioni idropotabili (aree di salvaguardia). Non sussistono inoltre vincoli ambientali

Emerge pertanto come nulla sia ostativo alla realizzazione del progetto di attraversamento stradale previsto, e come le problematiche riguardino l'aspetto geotecnico, ovvero la possibilità di rinvenire scarsi/variabili caratteri di addensamento del terreno nel primo sottosuolo, con conseguente necessità di indagini pre-progettuali in sito atte alla verifica dei caratteri geotecnici dei medesimi.

## PARTE SECONDA: RELAZIONE GEOTECNICA

### 7 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il progetto visionato riguarda la costruzione di un attraversamento stradale di bypass della SP 229 in sostituzione dell'esistente passerella pedonale, di lunghezza pari a 25 m circa.

Da progetto sono previste fondazioni indirette (palificazione). La quota minima di imposta sarà quindi oggetto di verifica geotecnica alla luce del modello geotecnico ricostruito con le prove in sito.

In riferimento ai paragrafi 2.4.1 e 2.4.2 delle NTC 2008 l'opera in progetto risulta appartenere (vedi schema allegato):

**costruzione - tipo 2**       $\Rightarrow$  *opere ordinarie*

**classe d'uso - II**       $\Rightarrow$  *costruzione con normale affollamento, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali*

Vita nominale (2.4.1)	
<input type="checkbox"/>	Opere provvisorie - Opere provvisorie - Strutture in fase costruttiva
<input checked="" type="checkbox"/>	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale
<input type="checkbox"/>	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica

Classi d'uso (2.4.2)	
<input type="checkbox"/>	Classe I - Costruzioni con presenza solo occasionale, edifici agricoli
<input checked="" type="checkbox"/>	Classe II - Costruzioni con normale affollamento, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Ponti, opere infrastrutturali e viarie non ricadenti in classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<input type="checkbox"/>	Classe III - Costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali e viarie 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.
<input type="checkbox"/>	Classe IV - Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Reti viarie di tipo A o B (D.M. 5 novembre 2001, n. 6792 e di tipo C non appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non 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.



## **8 MODELLO GEOTECNICO PRELIMINARE DEL SOTTOSUOLO**

### **8.1 Campagna di acquisizione dati**

La definizione dello stato di addensamento del terreno entro il cosiddetto “spessore di interesse geotecnico” è stata effettuata attraverso l'esecuzione di n.2 prove penetrometriche dinamiche SCPT ubicate secondo la disposizione concordata con la Committenza riportata in *Allegato 1*.

La prova P1 preventivamente ubicata all'accesso della passerella pedonale sul lato di via don A. Corti, è stata abortita causa il rifiuto strumentale all'approfondimento entro il primo metro, nonostante si fosse provveduto alla demolizione ed asportazione della pavimentazione in autobloccanti e del relativo sottofondo in magrone e ciottoli; in ragione di ciò la stessa è stata spostata in corrispondenza del ciglio stradale.

Anche per la prova P2 è stato necessario asportare detto livello superficiale in autobloccanti, magrone, sottofondo e rinterro, per uno spessore prossimo a 0.5 m.

Le verticali di prova sono state spinte, così come concordato con la Committenza, sino a raggiungere una profondità adeguata in relazione allo stato di addensamento riscontrato in corso d'opera e alla tipologia di fondazione prevista. La strumentazione utilizzata per le prove penetrometriche dinamiche appartiene alla categoria di standard internazionale DPSH (Dynamic Probing Super Heavy), con le specifiche tecniche indicate in *Allegato 2*.

### **8.2 Risultati delle prove penetrometriche: stato di addensamento del terreno**

Le prove penetrometriche SCPT, effettuate in data 2 ottobre 2015, hanno evidenziato l'attraversamento di terreni incoerenti a litologia prevalentemente sabbiosa-ghiaiosa e sabbioso-ciottoloso-ghiaiosa più in profondità, contraddistinti da un elevato grado di addensamento a partire da circa 5 m dal p.c..

La caratterizzazione litologica è stata determinata in via indiretta sulla base della modalità di approfondimento delle aste e dei rivestimenti e, direttamente, dal riscontro del materiale presente sulla batteria di perforazione all'estrazione.

In riferimento agli aspetti idrogeologici, all'atto dell'esecuzione delle prove il terreno è risultato drenato sino alla massima profondità raggiunta (-10.2 m dal p.c.) a conferma, come accennato in precedenza, di una soggiacenza della falda freatica variabile da 12 a 14 m dal p.c., a seconda del periodo irriguo e del regime stagionale e pluriennale delle precipitazioni.

Di seguito viene proposta una sintetica descrizione dei risultati ottenuti, mentre a corredo delle presenti note, per ciascuna prova si allegano le certificazioni ufficiali (*Allegato 2*) che riportano:

- specifiche tecniche della strumentazione utilizzata





- tabella dati di resistenza
- diagramma numero di colpi asta e rivestimento
- diagrammi resistenza dinamica alla punta

### 8.3 Modello geotecnico del sottosuolo

Per ottenere una visione d'assieme delle caratteristiche litostratigrafiche di massima e geotecniche del sottosuolo presso l'area di indagine, si è provveduto alla stesura di una sezione geotecnica attraverso la comparazione dei diagrammi penetrometrici (*Allegato 3*). Il numero di colpi riscontrato in prova e la conseguente determinazione dello stato di addensamento del terreno in profondità, hanno permesso di definire i parametri geotecnici indicati nel successivo § 9.

Di seguito viene indicata la ricostruzione del modello preliminare del sottosuolo, identificando i terreni sotto l'aspetto litologico con la classificazione dei terreni prevista dall'USCS (Unified Soil Classification System):

Terreni grossolani trattenuto al #200 > 50%	Ghiaie	passante #200 <5%	GW	Ghiaie ben pulite e ben gradate	
			GP	Ghiaie ben pulite ben selezionate	
		passante #200 >12%	GM	Ghiaie limose	
			GC	Ghiaie argillose	
	Sabbie	passante #200 <5%	SW	Sabbie ben pulite e ben gradate	
			SP	Sabbie ben pulite ben selezionate	
passante #200 >12%		SM	Sabbie limose		
		SC	Sabbie argillose		
	Terreni fini passante al #200 > 50%	Argille con W<50 limi con W>50	Sotto retta A e zona tratteggiata diagramma di plasticità<5%	OL	Limi organici e argille limose
				ML	Limi inorganici, limi argillosi
Sopra la retta A del diagramma di plasticità			CL	Argille inorganiche a bassa plasticità	
Sotto la retta A del diagramma di plasticità			OH	Argille organiche di media alta plasticità	
			MH	Limi inorganici	
Sopra la retta A del diagramma di plasticità			CH	Argille inorganiche ad alta plasticità	
terre fortemente organiche			Pt	torbe ed altre terre fortemente organiche	

#### Classificazione del terreno USCS (Unified Soil Classification System)

- *orizzonte 1* – fatta salva la presenza in corrispondenza della prova P2 di una coltre superficiale rinvenibile sino a circa 2 m, ascrivibile al sottofondo della pavimentazione in autobloccanti ed a rinterri connessi allo scavo dalla limitrofa trincea stradale (GW), i terreni dell'*orizzonte 1* sono identificati da litologie sabbiose e sabbioso-ghiaiose (SP), risultate moderatamente addensate ( $N_c$  medio = 15), rinvenibili sino a 4.8 m dal p.c. in corrispondenza della prova P1 e sino a 4.5 m presso la verticale P2;
- *orizzonte 2* – è rappresentato da litologie sabbiose e sabbioso-ghiaiose (SP) risultate da addensate a molto addensate ( $N_c$  medio  $\geq 50$ ), per le quali spesso si apprezza il raggiungimento del rifiuto all'infissione. Sono palesi eterogeneità dell'addensamento in ragione della variazione in percentuale della matrice sabbiosa a "legare" lo scheletro più grossolano (ghiaie e ciottoli).





## 9 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO (NTC 2008)

Le correlazioni ed i calcoli proposti nel seguito, condotti ai sensi delle recenti NTC 2008 con lo scopo di definire la parametrizzazione geotecnica di progetto sono stati sviluppati con l'ausilio di un software modulare per l'interpretazione di prove geotecniche in sito modulo prove SCPT ver. 3.1 e del programma di calcolo Fondir ver.8.0, in accordo con la nuova normativa.

Nel particolare sono stati inquadrati i seguenti aspetti tecnici:

- 1) valutazione della sicurezza dell'opera
- 2) definizione dei parametri geotecnici di progetto dei terreni di fondazione attraverso le procedure stabilite dal D.M. 14 gennaio 2008
- 3) definizione della categoria di suolo di fondazione e valutazione della liquefacibilità del terreno
- 4) definizione delle azioni sismiche

### 9.1 Valutazione della sicurezza dell'opera

#### 9.1.1 Vita nominale dell'opera

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella illustrata nello schema sottostante, da riportarsi nei documenti di progetto. Si sottolinea che le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Nel caso specifico, in presenza di una costruzione di tipo 2 (cfr. *PARTE SECONDA* - § 7) la vita nominale dell'opera risulta  $V_N = 50$  anni.

TIPO DI COSTRUZIONE	Vita nominale $V_N$ (anni)
1 Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensione o di importanza strategica	$\geq 100$

#### 9.1.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in 4 Classi d'uso (corrispondenti alle Classi di Importanza



dell'Eurocodice 8), definite dallo schema di cui alla *PARTE SECONDA*, § 7, nel quale si specifica come la costruzione in oggetto appartenga ad una Classe d'uso = II.

#### 9.1.3 Coefficiente d'uso

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  ( $V_R = V_N \times C_U$ ).

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nel sottostante schema.

Ne consegue pertanto, come nel caso in oggetto, essendo  $C_U = 1$ , la vita o periodo di riferimento dell'opera sia  $V_R = 50$  anni.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0.7	1.0	1.5	2.0

#### 9.1.4 Stati Limite, probabilità di superamento e tempi di ritorno per la verifica sismica

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite (ultimi e di esercizio), sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo elementi strutturali, non strutturali ed impianti.

Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC). Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono lo Stato limite di Operatività (SLO) e lo Stato Limite di Danno (SLD).

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono le seguenti:

SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
81%	63%	10%	5%

Di conseguenza, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , il Tempo di ritorno è dato da  $[V_R / \ln(1 - P_{VR})]$  (anni), da cui:

SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
30	50	475	975



## 9.2 Calcolo dei parametri geotecnici

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi, per il D.M. 14 gennaio 2008 può essere utilizzato l'**Approccio 1** o l'**Approccio 2**.

La scelta dell'Approccio di calcolo è comunque vincolata alla zona sismica caratteristica di sito. Nel caso specifico, è stato utilizzato l'**Approccio 1**, considerando le due combinazioni previste: combinazione 1 e combinazione 2. Nel dettaglio la combinazione 1 è generalmente dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo strutturale (STR), mentre la combinazione 2 risulta in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico (GEO).

Il significato dei Set o Gruppi di coefficienti delle varie combinazioni ( $A + M + R$ ) è il seguente:

$A$  = coefficiente di amplificazione dei carichi

$M$  = coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici

$R$  = coefficienti di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento, etc)

### APPROCCIO 1

Combinazione 1 ( $A1 + M1 + R1$ )

Combinazione 2 ( $A2 + M2 + R2$ )

**Generalità dell'Approccio 1** – Fatto salvo che il presente lavoro si limita a fornire al Progettista gli input geotecnici per il dimensionamento delle strutture di fondazione indirette previste (palificazione), nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni.

L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 ( $A1 + M1 + R1$ ), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno ( $M1$ ) e sulla resistenza globale del sistema ( $R1$ ) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate.

Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo  $A1$ .

Nella Combinazione 2 ( $A2 + M2 + R2$ ), i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo  $M2$  e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo  $R2$ .

Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo  $A2$ .



Fatta questa premessa, per il dimensionamento in sede progettuale della portata di esercizio della fondazione indiretta prevista da parte dello strutturista, risulta indispensabile conoscere i principali parametri geotecnici del terreno attraversato. Essi sono stati ricavati a partire dallo stato di addensamento del terreno desunto dal numero di colpi riscontrato in prova e dalla schematizzazione litologica conseguente (§ 8.3), attraverso l'applicazione di opportuni algoritmi di calcolo su base statistica.

Nel caso specifico essi sono stati ottenuti, grazie all'utilizzo di opportune formulazioni a partire dal numero di colpi medio ricavato dalle prove penetrometriche, corretto in funzione della pressione geostatica e della litologia indicativa dei terreni.

Preliminarmente sono stati correlati i valori di resistenza  $N_{SCPT}$  riscontrati in prova ai valori  $N_{SPT}$ , applicando la costante di trasformazione caratteristica dell'apparecchiatura utilizzata, nel caso il penetrometro Super Pesante tipo Meardi (norme AGI), secondo la seguente formulazione: (LaCroix e Horn, 1973)

$$N_{SPT} = 1.13 \cdot N_{SCPT}$$

Si sottolinea che il rifiuto all'infissione strumentale numerico è fissato per il tipo di prova in  $N = 50$ .

Poiché è prassi comune interpretare le prove dinamiche sulla base dei valori  $N_{SPT}$  normalizzati, si è proceduto a convertire i valori da  $N$  a  $N_{60}$  in funzione dell'efficienza dell'energia trasferita dal maglio (restituzione dell'energia sviluppata standardizzata al 60%), secondo la:

$$N_{60} = N \cdot C_E$$

dove

$N$  = numero dei colpi misurato nella prova

$C_E = E_{Rm}/60$ , fattore correttivo per il rapporto di energia

$E_{Rm}$  = rendimento del sistema di battitura secondo la norma ASTM D4633-86.

Infine il valore di  $N_{60}$  così ottenuto va normalizzato per la pressione efficace, al fine di poter comparare prove eseguite a profondità diverse, utilizzando la:

$$N_{1(60)} = C_N \cdot N_{60}$$

dove  $C_N$  è un coefficiente (Liao & Whitman, 1986) che prende il valore (esprimendo la tensione efficace  $\sigma'_v$  in kPa):

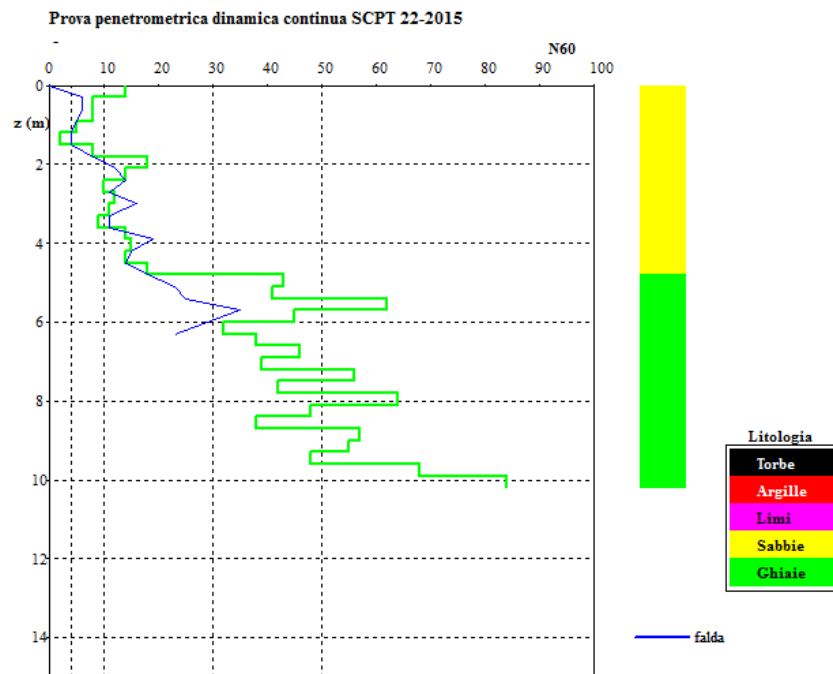
$$C_N = \sqrt{\frac{98,1}{\sigma'_v}}$$

Si ottengono quindi i valori **Nc** indicati nelle tabelle successive, da utilizzarsi per il calcolo dei parametri geotecnici. L'angolo di attrito del terreno è stato calcolato applicando la seguente relazione di Hatanaka & Uchida (1996):

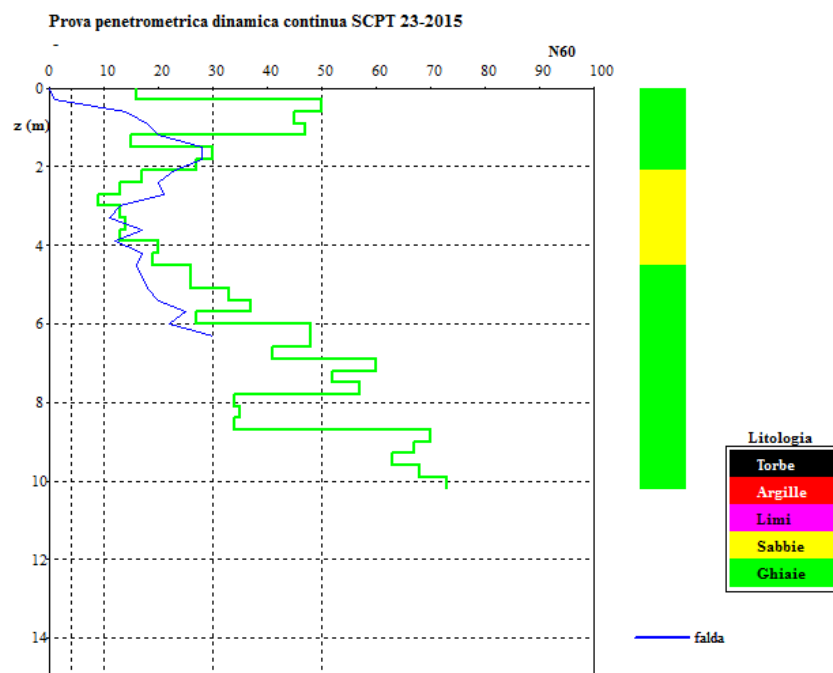
$$\phi' = 20 + \sqrt{15,4 N_{1(60)}}$$

## DIAGRAMMA DI AVANZAMENTO E LITOLOGIA INDICATIVA (da USCS)

Prova penetrometrica dinamica P1 (SCPT 22/2015)



Prova penetrometrica dinamica P2 (SCPT 23/2015)





**PROVA P1 (SCPT 22/2015) – VIA DON A. CORTI – VALORI DI N**

<b>z (m)</b>	<b>N</b>	<b>N<sub>60</sub></b>	<b>N<sub>c</sub></b>	<b>N<sub>r</sub></b>
0.3	19	14	28	6
0.6	11	8	16	6
0.9	11	8	16	5
1.2	7	5	10	4
1.5	3	2	4	4
1.8	10	8	14	8
2.1	24	18	30	12
2.4	18	14	21	14
2.7	13	10	14	11
3.0	16	12	16	16
3.3	15	11	14	11
3.6	12	9	11	11
3.9	18	14	17	19
4.2	18	15	17	15
4.5	16	14	15	14
4.8	21	18	19	18
5.1	<b>51</b>	43	44	23
5.4	48	41	41	25
5.7	<b>73</b>	<b>62</b>	<b>60</b>	35
6.0	<b>53</b>	45	42	29
6.3	34	32	29	23
6.6	40	38	34	-
6.9	48	46	40	-
7.2	41	39	33	-
7.5	<b>59</b>	<b>56</b>	46	-
7.8	44	42	34	-
8.1	<b>67</b>	<b>64</b>	<b>51</b>	-
8.4	<b>51</b>	48	37	-
8.7	40	38	29	-
9.0	<b>60</b>	<b>57</b>	43	-
9.3	<b>58</b>	<b>55</b>	40	-
9.6	<b>50</b>	48	35	-
9.9	<b>72</b>	<b>68</b>	48	-
10.2	<b>84</b>	<b>84</b>	<b>59</b>	-

z = profondità

N = numero colpi originale

N<sub>60</sub> = numero colpi standardizzato (N<sub>SPT</sub>)

N<sub>c</sub> = numero dei colpi corretto per la pressione

N<sub>r</sub> = numero colpi del rivestimento



**PROVA P2 (SCPT 23/2015) – VIA S. ALLENDE – VALORI DI N**

<b>z (m)</b>	<b>N</b>	<b>N<sub>60</sub></b>	<b>Nc</b>	<b>Nr</b>
0.3	21	16	32	1
0.6	<b>66</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	14
0.9	<b>60</b>	45	<b>90</b>	18
1.2	<b>62</b>	47	<b>94</b>	20
1.5	20	15	27	28
1.8	40	30	49	28
2.1	36	27	41	23
2.4	22	17	24	20
2.7	17	13	17	21
3.0	12	9	12	13
3.3	17	13	16	11
3.6	18	14	16	17
3.9	17	13	15	12
4.2	23	20	22	17
4.5	22	19	20	16
4.8	31	26	26	17
5.1	30	26	26	18
5.4	39	33	31	20
5.7	44	37	34	25
6.0	32	27	24	22
6.3	<b>50</b>	48	42	30
6.6	<b>50</b>	48	41	-
6.9	43	41	34	-
7.2	<b>63</b>	<b>60</b>	49	-
7.5	<b>55</b>	<b>52</b>	42	-
7.8	<b>60</b>	<b>57</b>	45	-
8.1	36	34	26	-
8.4	37	35	26	-
8.7	36	34	25	-
9.0	<b>74</b>	<b>70</b>	<b>51</b>	-
9.3	<b>71</b>	<b>67</b>	48	-
9.6	<b>66</b>	<b>63</b>	45	-
9.9	<b>72</b>	<b>68</b>	47	-
10.2	<b>73</b>	<b>73</b>	<b>50</b>	-

z = profondità

N = numero colpi originale

N<sub>60</sub> = numero colpi standardizzato (N<sub>SPT</sub>)

Nc = numero dei colpi corretto per la pressione

Nr = numero colpi del rivestimento





## PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

**Approccio 1- Combinazione 1 [A1+M1+R1] - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1) = 1.0**

Di seguito vengono riportati in forma tabellare i valori dei parametri geotecnici ricavati, sia in continuo (per ogni "step" di avanzamento della batteria di perforazione), sia in termini di valori medi e di deviazione standard per ogni orizzonte di terreno individuato.

### Prova P1 (SCPT 22/2015) – via don A. Corti – Parametri geotecnici

z	Litotipo	N <sub>60</sub>	γ	Rd	Id	φ <sub>p</sub>	φ <sub>vc</sub>	OCR	Su	M	E	Go	Vs
0,3	SW-SP	14	18,7	17,3	55	43,0	<b>31,3</b>	1,0	-	17,4	18,5(*)	55,7	97
0,6	SW-SP	8	17,4	10	42	37,4	<b>29,9</b>	1,0	-	11	11,2(*)	41	101
0,9	SW-SP	8	17,4	10	42	37,0	<b>29,9</b>	1,0	-	11	11,2(*)	42,5	109
1,2	SW-SP	5	16,5	6,4	33	33,0	<b>28,3</b>	1,0	-	7,4	7,4(*)	32,6	106
1,5	SW-SP	2	15,3	2,7	21	26,6	<b>24,7</b>	1,0	-	3,5	3,2(*)	19,5	95
1,8	SW-SP	8	17,3	9,1	39	35,7	<b>30,0</b>	1,0	-	11	10,3(*)	45,7	125
2,1	SW-SP	18	19,3	21,9	57	42,7	<b>33,4</b>	1,0	-	21,4	20,8(*)	77	148
2,4	SW-SP	14	18,7	16,4	48	39,4	<b>32,2</b>	1,0	-	17,4	15,3(*)	66,8	145
2,7	SW-SP	10	17,9	11,9	39	35,9	<b>30,7</b>	1,0	-	13,2	10,8(*)	55,1	140
3,0	SW-SP	12	18,3	14,6	42	37,1	<b>31,4</b>	1,0	-	15,3	12,3(*)	62,5	148
3,3	SW-SP	11	18,1	13,7	39	35,9	<b>30,9</b>	1,0	-	14,3	11,1(*)	59,9	148
3,6	SW-SP	9	17,7	11	34	34,0	<b>30,1</b>	1,0	-	12,1	9,1(*)	53,8	146
3,9	SW-SP	14	18,7	16,4	43	37,4	<b>31,8</b>	1,0	-	17,4	13,4(*)	71,2	160
4,2	SW-SP	15	18,8	16,4	43	37,5	<b>32,0</b>	1,0	-	18,4	13,6(*)	74,8	164
4,5	SW-SP	14	18,6	14,6	40	36,5	<b>31,7</b>	1,0	-	17,4	12,4(*)	72,3	164
4,8	SW-SP	18	19,3	19,2	45	38,5	<b>32,8</b>	1,0	-	21,4	15,3(*)	84,9	173
5,1	GW-GP	43	20,3	46,5	65	47,0	<b>37,7</b>	1,0	-	59,6	33,9(*)	170,3	260
5,4	GW-GP	41	20,2	43,8	63	46,1	<b>37,3</b>	1,0	-	58,2	32,1(*)	167,3	261
5,7	GW-GP	62	20,5	66,6	76	50,3	<b>39,3</b>	1,0	-	71,6	44,8(*)	212,4	283
6,0	GW-GP	45	20,3	48,4	64	46,3	<b>37,6</b>	1,0	-	61	33,4(*)	179,5	271
6,3	GW-GP	32	20	31	53	42,3	<b>35,6</b>	1,0	-	51,4	24,6(*)	149,9	258
6,6	GW-GP	38	19,8	22,4	57	43,8	<b>36,4</b>	1,0	-	56	28,2(*)	164,7	268
6,9	GW-GP	46	19,9	26,4	62	45,6	<b>37,4</b>	1,0	-	61,7	32,6(*)	184	279
7,2	GW-GP	39	19,8	22,1	57	43,5	<b>36,3</b>	1,0	-	56,8	27,9(*)	169,7	274
7,5	GW-GP	56	20	31,3	67	47,2	<b>38,3</b>	1,0	-	68	37,3(*)	208,2	294
7,8	GW-GP	42	19,8	23	57	43,7	<b>36,6</b>	1,0	-	58,9	29,1(*)	179	282
8,1	GW-GP	64	20,1	34,4	70	48,2	<b>39,0</b>	1,0	-	72,8	41(*)	226,8	305
8,4	GW-GP	48	19,9	25,8	60	44,5	<b>37,1</b>	1,0	-	63	31,6(*)	194,6	292
8,7	GW-GP	38	19,7	19,9	53	41,9	<b>35,7</b>	1,0	-	56	25,9(*)	172,7	283
9,0	GW-GP	57	20	29,4	65	46,1	<b>37,9</b>	1,0	-	68,7	36,1(*)	216,4	305
9,3	GW-GP	55	20	28	62	45,3	<b>37,7</b>	1,0	-	67,4	34,4(*)	213,5	305
9,6	GW-GP	48	19,9	23,8	58	43,7	<b>36,8</b>	1,0	-	63	30,8(*)	199,4	300
9,9	GW-GP	68	20,1	33,7	68	47,3	<b>38,8</b>	1,0	-	75	40,4(*)	242	320
10,2	GW-GP	84	20,2	38,7	76	49,6	<b>39,9</b>	1,0	-	83,4	48(*)	273,1	334

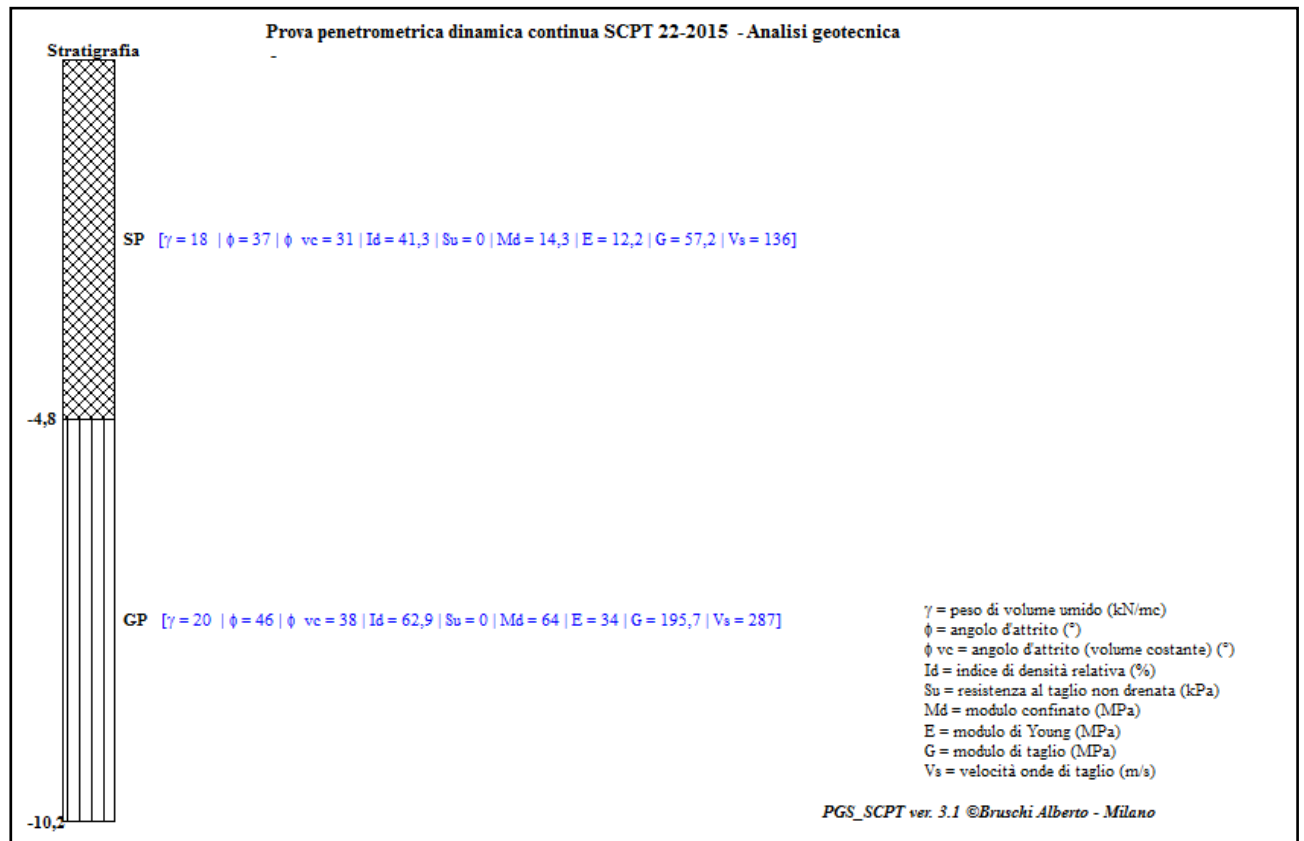
(\*): utilizzare il parametro con cautela



**Prova P1 (SCPT 22/2015) – via don A. Corti – Valori medi e deviazione standard**

da m	a m	Litotipo	$\gamma$	Rd	Id	$\phi_p$	$\phi_{vc}$	Su	M	E	Go	Vs
0,0	4,8	SP	18 +/- 1	13 +/- 5	41,3 +/- 8,3	37 +/- 4	31 +/- 2	-	14,3 +/- 4,8	12,2 +/- 4,1	57,2 +/- 17,6	136 +/- 26
4,8	10,2	GP	20 +/- 0,2	33 +/- 12	62,9 +/- 6,7	46 +/- 2	38 +/- 1	-	64 +/- 8,1	34 +/- 6,3	195,7 +/- 31,3	287 +/- 21

**Prova P1 (SCPT 22/2015) – via don A. Corti – Sintesi dei parametri geotecnici**



Strato	Classificazione USCS	z	N <sub>60</sub>	$\gamma$	$\phi$	$\phi_{vc}$	c	M	Id	Vs	CF
1	GP	4,8	16	18,0	37,0	31,0	0,0	14,3	41,3	136	0
2	SP	10,2	41	20,0	46,0	38,0	0,0	64,0	62,9	287	0

z = profondità (m)

$\gamma$  = peso di volume (kN/m³) – (Bruschi, 1988) Olandesi)

Id = indice di densità (%) – (Kuhlawy & Mayne, 1990) 1996)

$\phi_{vc}$  = angolo d'attrito a volume costante (°) – (Horwath, 2000, 2004)

OCR = grado di sovraconsolidamento (-) – (Mayne & Kemper, 2004)

M = modulo confinato (Mpa) – (Mayne & Frost, 1980)

N<sub>60</sub> = numero dei colpi standardizzato

Rd = resistenza dinamica (Mpa) – (formula degli

$\phi_p$  = angolo d'attrito di picco (°) – (Hatanaka & Uchida,

c = coesione (kPa)

Su = resistenza al taglio non drenata (kPa) – (Bruschi,

E = modulo di Young (Mpa) – (Kuhlawy & Mayne, 1990)

Go = modulo di taglio a basse deformazioni (Mpa)-(Ohta & Goto,1978) Vs = velocità onde di taglio (m/s)- (Wroth & al., 1979)

*Prova P2 (SCPT 23/2015) – via S. Allende – Parametri geotecnici*

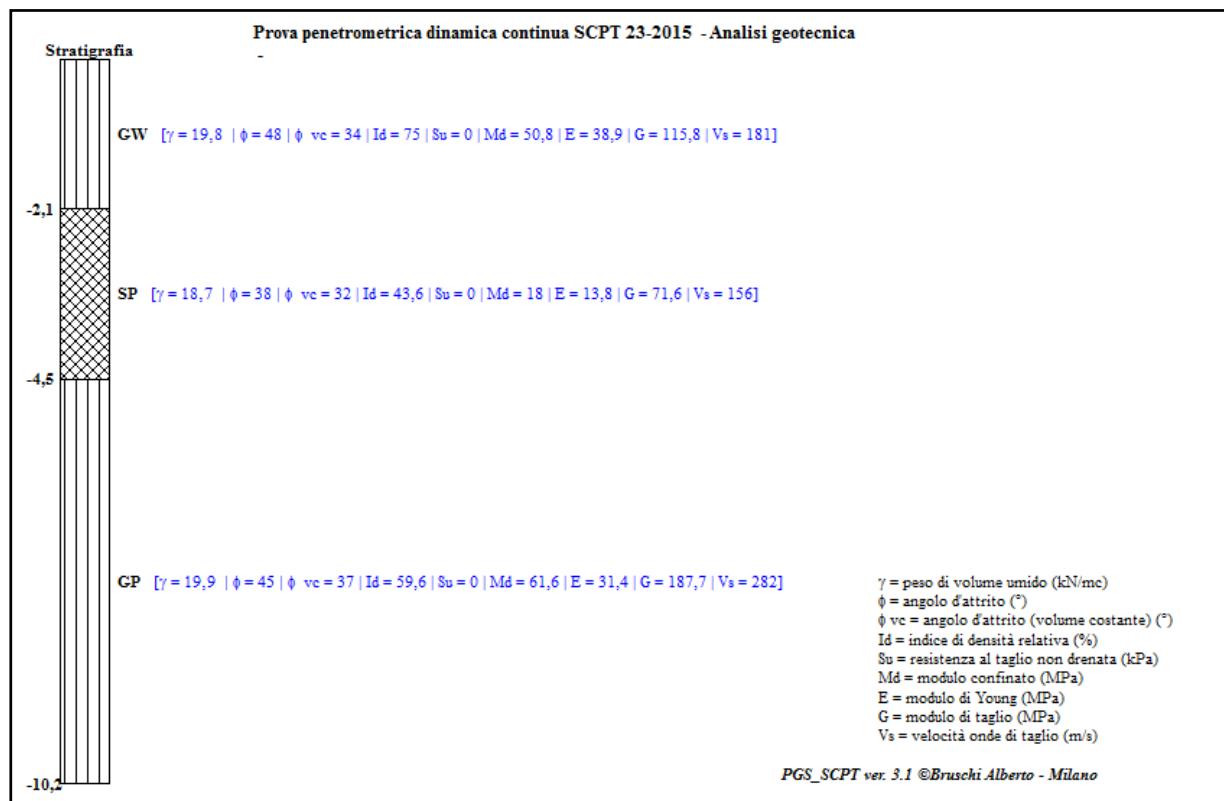
z	Litotipo	N <sub>60</sub>	γ	Rd	Id	φ <sub>p</sub>	φ <sub>vc</sub>	OCR	Su	M	E	Go	Vs
0,3	GW-GP	16	19	19,2	56	44,4	<b>32,5</b>	1,0	-	36,4	21,4(*)	66,8	127
0,6	GW-GP	50	20,4	60,2	98	53,2	<b>32,4</b>	1,1	-	64,3	59(*)	143,8	177
0,9	GW-GP	45	20,4	54,8	93	52,4	<b>33,8</b>	1,0	-	61	54,2(*)	140,3	188
1,2	GW-GP	47	20,4	56,6	95	52,2	<b>33,9</b>	1,0	-	62,3	56,5(*)	148,2	200
1,5	GW-GP	15	18,9	18,3	51	41,5	<b>33,2</b>	1,0	-	35,2	19,3(*)	77,2	171
1,8	GW-GP	30	20,1	36,5	69	48,2	<b>36,4</b>	1,0	-	49,8	33,4(*)	119,5	200
2,1	GW-GP	27	20,1	32,9	63	46,2	<b>35,9</b>	1,0	-	47,2	28,9(*)	114,9	202
2,4	SW-SP	17	19,1	20,1	51	40,7	<b>33,1</b>	1,0	-	20,4	17,5(*)	75,3	150
2,7	SW-SP	13	18,5	15,5	43	37,6	<b>31,8</b>	1,0	-	16,4	13(*)	64,8	147
3,0	SW-SP	9	17,7	11	36	34,4	<b>30,1</b>	1,0	-	12,1	9,5(*)	52,3	140
3,3	SW-SP	13	18,5	15,5	42	36,9	<b>31,5</b>	1,0	-	16,4	12,6(*)	66,5	153
3,6	SW-SP	14	18,7	16,4	42	37,1	<b>31,8</b>	1,0	-	17,4	12,8(*)	70,3	157
3,9	SW-SP	13	18,5	15,5	40	36,3	<b>31,4</b>	1,0	-	16,4	12,1(*)	68	158
4,2	SW-SP	20	19,5	21	49	39,8	<b>33,3</b>	1,0	-	23,3	17,2(*)	89	172
4,5	SW-SP	19	19,4	20,1	46	38,9	<b>33,1</b>	1,0	-	22,3	16(*)	87,2	173
4,8	GW-GP	26	20	28,3	50	41,4	<b>34,9</b>	1,0	-	46,4	21,7(*)	128	236
5,1	GW-GP	26	19,9	27,4	50	41,2	<b>34,8</b>	1,0	-	46,4	21,7(*)	129,2	239
5,4	GW-GP	33	20,1	35,6	55	43,1	<b>35,9</b>	1,0	-	52,2	25,6(*)	148,9	252
5,7	GW-GP	37	20,2	40,2	57	44,0	<b>36,5</b>	1,0	-	55,3	28(*)	159,7	259
6,0	GW-GP	27	20	29,2	48	40,5	<b>34,7</b>	1,0	-	47,2	21(*)	135,8	248
6,3	GW-GP	48	20,3	45,6	64	46,2	<b>37,7</b>	1,0	-	63	33,8(*)	187	276
6,6	GW-GP	48	20	27,9	63	45,9	<b>37,6</b>	1,0	-	63	33,4(*)	187,5	279
6,9	GW-GP	41	19,8	23,6	57	43,8	<b>36,6</b>	1,0	-	58,2	28,7(*)	172,9	274
7,2	GW-GP	60	20,1	34	69	47,8	<b>38,6</b>	1,0	-	70,4	39,3(*)	215	295
7,5	GW-GP	52	20	29,2	64	46,0	<b>37,8</b>	1,0	-	65,6	34,6(*)	199,9	290
7,8	GW-GP	57	20	31,3	66	46,7	<b>38,2</b>	1,0	-	68,7	36,9(*)	211,5	297
8,1	GW-GP	34	19,7	18,5	50	40,9	<b>35,2</b>	1,0	-	53	23,5(*)	160,4	273
8,4	GW-GP	35	19,7	18,7	50	41,0	<b>35,3</b>	1,0	-	53,8	23,8(*)	164,3	277
8,7	GW-GP	34	19,7	17,9	49	40,5	<b>35,1</b>	1,0	-	53	23,1(*)	162,6	277
9,0	GW-GP	70	20,1	36,2	70	48,1	<b>39,2</b>	1,0	-	76,1	42(*)	242,1	316
9,3	GW-GP	67	20,1	34,2	68	47,3	<b>38,8</b>	1,0	-	74,4	40,1(*)	238	316
9,6	GW-GP	63	20	31,4	66	46,5	<b>38,4</b>	1,0	-	72,2	38,1(*)	230,6	314
9,9	GW-GP	68	20,1	33,7	68	47,0	<b>38,6</b>	1,0	-	75	39,8(*)	242	320
10,2	GW-GP	73	20,1	33,7	70	47,6	<b>38,9</b>	1,0	-	77,7	42(*)	252,7	326

(\*): utilizzare il parametro con cautela

*Prova P2 (SCPT 23/2015) – via S. Allende – Valori medi e deviazione standard*

da m	a m	Litotipo	γ	Rd	Id	φ <sub>p</sub>	φ <sub>vc</sub>	Su	M	E	Go	Vs
0,0	2,1	GW	<b>19,8</b> +/- 0,6	<b>40</b> +/- 18	<b>75</b> +/- 9,8	<b>48</b> +/- 5	<b>34</b> +/- 2	-	<b>50,8</b> +/- 12,1	<b>38,9</b> +/- 17,1	<b>115,8</b> +/- 32,5	<b>181</b> +/- 27
2,1	4,8	SP	<b>18</b> +/- 1	<b>13</b> +/- 5	<b>41,3</b> +/- 8,3	<b>37</b> +/- 4	<b>31</b> +/- 2	-	<b>14,3</b> +/- 4,8	<b>12,2</b> +/- 4,1	<b>57,2</b> +/- 17,6	<b>136</b> +/- 26
4,8	10,2	GP	<b>20</b> +/- 0,2	<b>33</b> +/- 12	<b>62,9</b> +/- 6,7	<b>46</b> +/- 2	<b>38</b> +/- 1	-	<b>64</b> +/- 8,1	<b>34</b> +/- 6,3	<b>195,7</b> +/- 31,3	<b>287</b> +/- 21

Prova P2 (SCPT 23/2015) – via S. Allende – **Sintesi dei parametri geotecnici**



Strato	Classificazione USCS	z	N <sub>60</sub>	$\gamma$	$\phi$	$\phi_{vc}$	c	M	Id	Vs	CF
SOTTOFONDO	GW	2,1	62	19,8	48,0	<b>34,0</b>	0,0	50,8	75,0	181	0
1	SP	4,5	18	18,7	38,0	<b>32,0</b>	0,0	18,0	43,6	156	0
2	GP	10,2	37	19,9	45,0	<b>37,0</b>	0,0	61,6	59,6	282	0

z = profondità (m)

$\gamma$  = peso di volume (kN/m³) – (Bruschi, 1988)  
 Olandesi)

Id = indice di densità (%) – (Kuhlawy & Mayne, 1990)  
 1996)

$\phi_{vc}$  = angolo d'attrito a volume costante (°) – (Horwath, 2000, 2004)

OCR = grado di sovraconsolidamento (-) – (Mayne & Kemper, 2004)

M = modulo confinato (Mpa) – (Mayne & Frost, 1980)

Go = modulo di taglio a basse deformazioni (Mpa) – (Ohta & Goto, 1978) Vs = velocità onde di taglio (m/s)- (Wroth & al., 1979)

N<sub>60</sub> = numero dei colpi standardizzato

Rd = resistenza dinamica (Mpa) – (formula degli

$\phi_p$  = angolo d'attrito di picco (°) – (Hatanaka & Uchida,

c = coesione (kPa)

Su = resistenza al taglio non drenata (kPa) – (Bruschi,

E = modulo di Young (Mpa) – (Kuhlawy & Mayne, 1990)

In relazione alla caratterizzazione geotecnica condotta con l'Approccio 1 – Combinazione 1 [A1+M1+R1], preme sottolineare che i parametri riscontrati per lo strato superficiale GW-GP presente sino a 2.1 m nella prova penetrometrica P2, sono stati riportati solo ai fini dell'elaborazione dei dati, ma



non devono essere considerati per il dimensionamento delle opere di fondazione in quanto relativi al sottofondo della pavimentazione in autobloccanti ed a rinterri.

In *Allegato 4*, vengono illustrati i grafici di raffronto riscontrati dei parametri geotecnici più significativi per le prove effettuate.

### **9.3 Scelta dell'angolo di resistenza al taglio**

Alla luce del contesto litologico e geotecnico individuato, ovvero la presenza di terreni prevalentemente sabbiosi, per una corretta scelta dell'angolo di resistenza al taglio occorre fare alcune considerazioni preliminari sui caratteri di deformabilità di tali litologie.

L'involuppo di rottura delle sabbie, quando si esamina il comportamento in un ampio campo di tensioni, è marcatamente curvilineo e il valore di picco dell'angolo di resistenza al taglio dipende dall'indice dei vuoti iniziale, dalla tensione di confinamento e dalla composizione della sabbia.

L'influenza della densità relativa si traduce in termini di mutuo incastro delle particelle, per cui l'energia necessaria per portare a rottura campioni di questo tipo deve eguagliare il lavoro svolto come attrito tra i grani e quello svolto per aumentare il volume del campione stesso (dilatanza), contrastato dalle tensioni normali.

L'influenza della tensione di confinamento si manifesta come riduzione della tendenza alla dilatanza e come frantumazione dei grani; questi effetti comportano una riduzione dell'angolo di attrito di picco ( $\phi$ ) all'aumentare della tensione normale agente sul piano di rottura, e in particolare tale riduzione è più marcata per le sabbie dense.

In tal caso l'angolo di resistenza al taglio a grandi deformazioni viene indicato come angolo a volume costante  $\phi_{vc}$ .

Esso è indipendente dalla densità relativa iniziale, mentre dipende dalla composizione mineralogica della sabbia e dall'indice dei vuoti critico, funzione quest'ultimo dalla tensione di confinamento.

Alla luce di queste considerazioni e dell'accertata eterogeneità litologica, si consiglia di utilizzare l'angolo di attrito a volume costante ( $\phi_{vc}$ ) per il dimensionamento delle fondazioni indirette.

### **9.4 Parametrizzazione geotecnica - Approccio 1 – Combinazione 2 [A2+M2+R2]**

In base a quanto premesso nel § 8.2, l'applicazione dei coefficienti parziali del gruppo M2 porta ad una riduzione della parametrizzazione geotecnica. In modo che il progettista possa scegliere i dati di input che ritiene consoni per la progettazione, viene fornita anche la parametrizzazione conseguente all'utilizzo di detti coefficienti, di seguito riportata.



Prova	orizzonte	z	$\gamma$	$\varphi$	c	Md
P1 (SCPT 22/2015)	1	4,8	18,0	25,6	0,0	14,3
	2	10,2	20,0	32,0	0,0	64,0
P2 (SCPT 23/2015)	sottofondo	2,1	19,8	28,3	0,0	50,8
	1	4,5	18,7	26,5	0,0	18,0
	2	10,2	19,9	31,0	0,0	61,6

z = profondità dal p.c. (m)

$\gamma$  = peso di volume (kN/m<sup>3</sup>)

c = coesione (kPa)

$\varphi$  = angolo d'attrito (°)

Md = modulo di deformabilità (MPa)

## 9.5 Categoria di suolo di fondazione e liquefacibilità del terreno

### 9.5.1 Suolo di fondazione

Sulla base della normativa sismica vigente (D.M. 14/01/2008), con lo scopo di ottenere la categoria del suolo di fondazione è stata attuata la classificazione sismica dell'area basata sulla correlazione  $N_{SPT}/V_s$  fornita dal diagramma di avanzamento delle prove penetrometriche dinamiche in funzione dello stato di addensamento, entro la massima profondità raggiunta. La classificazione individua sottosuoli a rigidità decrescente a partire dal primo gruppo attraverso il parametro  $V_{s30}$  (*average shear wave velocity*), ovvero una velocità equivalente delle onde di taglio entro i primi 30 m di sottosuolo. I tipi di sottosuolo sono i seguenti:

A – *Formazioni litoidi o terreni omogenei* caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m

B – *Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 e 800 m/s (resistenza penetrometrica  $N_{SPT} > 50$ , coesione non drenata  $C_u > 250$  kPa)

C – *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidità*, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, con valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 e 360 m/s (resistenza penetrometrica  $15 < N_{SPT} < 50$ , coesione non drenata  $70 < C_u < 250$  kPa)

D – *Depositi di terreni granulari da sciolti o poco addensati, oppure coesivi da poco a mediamente consistenti*, con valori di  $V_{s30} < 180$  m/s (resistenza penetrometrica  $N_{SPT} < 15$ , coesione non drenata  $C_u < 70$  kPa)

E – *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con  $V_{s30} > 800$  m/s

S1 - *Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza*, con elevato indice di plasticità ( $PI > 40$ ) e contenuto d'acqua, con valori di  $V_{s30} < 100$  m/s (ovvero con  $10 < c_u < 20$  kPa);

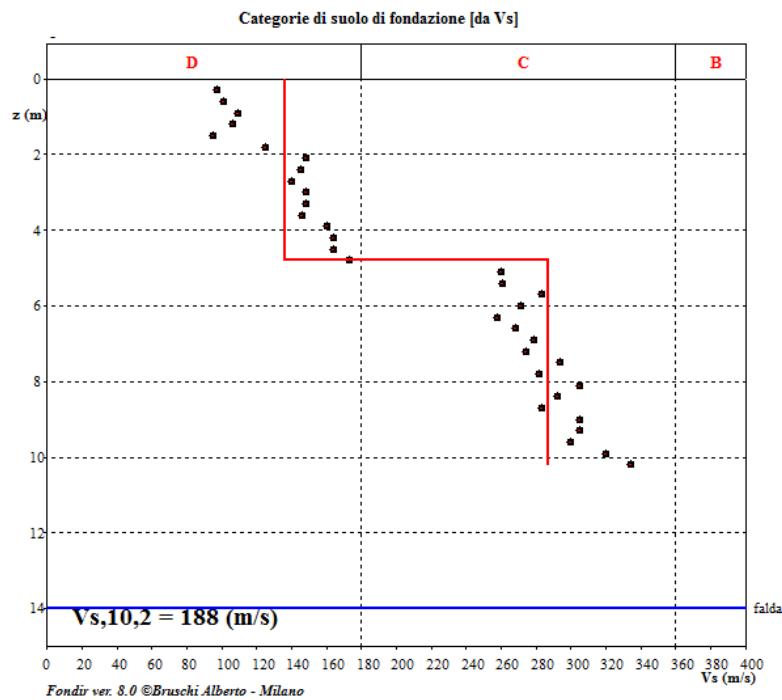
S2 - *Depositi di terreni soggetti a liquefazione, argille sensitive, o altri terreni non classificabili nei tipi precedenti.*

Fatto salvo quanto sopra, considerando il valore  $V_s$  medio calcolato sulla base dell'addensamento sino alla massima profondità raggiunta (cfr. grafici seguenti) ed i valori riportati nelle tabelle e grafici del §

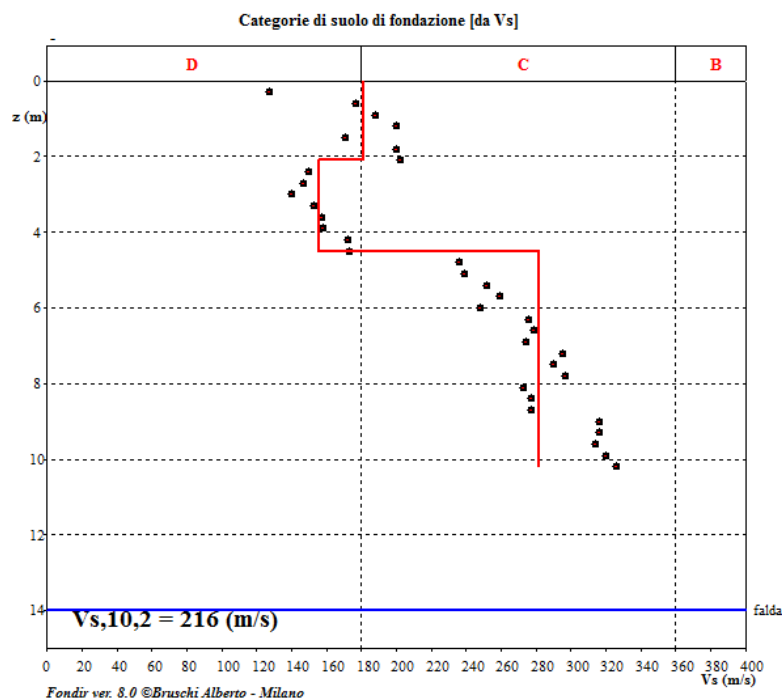
8.2, ipotizzando analoghe caratteristiche geotecniche con l'aumentare della profondità, emerge come gli orizzonti di terreno nel sottosuolo possano cautelativamente configurarsi in categoria C.

### CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE

Prova penetrometrica dinamica P1 – SCPT 22/2015



Prova penetrometrica dinamica P2 – SCPT 23/2015







### 9.5.2 Liquefacibilità del terreno

Sebbene la normativa non preveda di implementare le verifiche necessarie in caso di zona 4 sismica, dalla procedura di calcolo prevista dall'Eurocodice 8 emerge comunque come nessun orizzonte/strato di terreno sia da considerarsi liquefacibile stante il riscontro di terreni addensati almeno sino alla profondità investigata.

## 9.6 Azioni sismiche

La progettazione delle opere di fondazione condotta agli stati limite (SLU-SLE) deve considerare gli aspetti legati all'azione sismica di seguito sviluppati in accordo con le NTC 2008 Ministeriali, considerando la Zona 4 sismica cui appartiene il Comune di Pogliano M.se, condotti per step successivi:

- Fase 1: individuazione della pericolosità del sito (sulla base del Progetto S1 – INGV)
- Fase 2: scelta della strategia di progettazione
- Fase 3: determinazione dell'azione di progetto

Le ipotesi assunte nella definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione, alla luce della tipologia e classe d'uso delle opere edili in progetto riguardano:

- Vita nominale della struttura:  $V_N = 50$  anni      - Classe d'uso = II
- Coefficiente d'uso = 1.0      - Periodo di riferimento dell'opera:  $V_R = 50$  anni

Le coordinate geografiche specifiche di sito sono: longitudine 8,9866574 - latitudine 45,5307762.

La definizione della “pericolosità sismica di base” viene implementata con l'utilizzo di “Spettri NTC ver. 1.0.2”, foglio di calcolo messo a punto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Verificato preliminarmente che l'area di intervento ricade entro i punti del reticolo di riferimento (Fase 1), in accordo con il paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC 2008 per la descrizione del moto sismico lo spettro di risposta elastico relativo ai singoli stati limite è definito dai seguenti parametri di pericolosità sismica (spettro e accelerazione), riferiti al sito di riferimento rigido orizzontale (Fase 2), da cui si evince una accelerazione orizzontale massima  $a_g = 0,041$ .

STATO LIMITE	$T_r$	$a_g$	$F_o$	$T_c$
Operatività (SLO)	30	0,016	2,549	0,160
Danno (SLD)	50	0,020	2,531	0,189
<b>Salvag. vita (SLV)</b>	<b>475</b>	0,041	2,664	0,286
Collasso (SLC)	975	0,050	2,724	0,305

dove  $a_g$  = accelerazione massima al sito

$F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro

$T_c$  = valore massimo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro

I grafici riportanti i valori dei parametri di progetto  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c$  e la forma dello spettro di risposta elastico per i singoli stati limite specifici di sito, sono illustrati rispettivamente in Figura 8 e 9.

### Valori di progetto dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_c^*$ in funzione del periodo di ritorno $T_R$

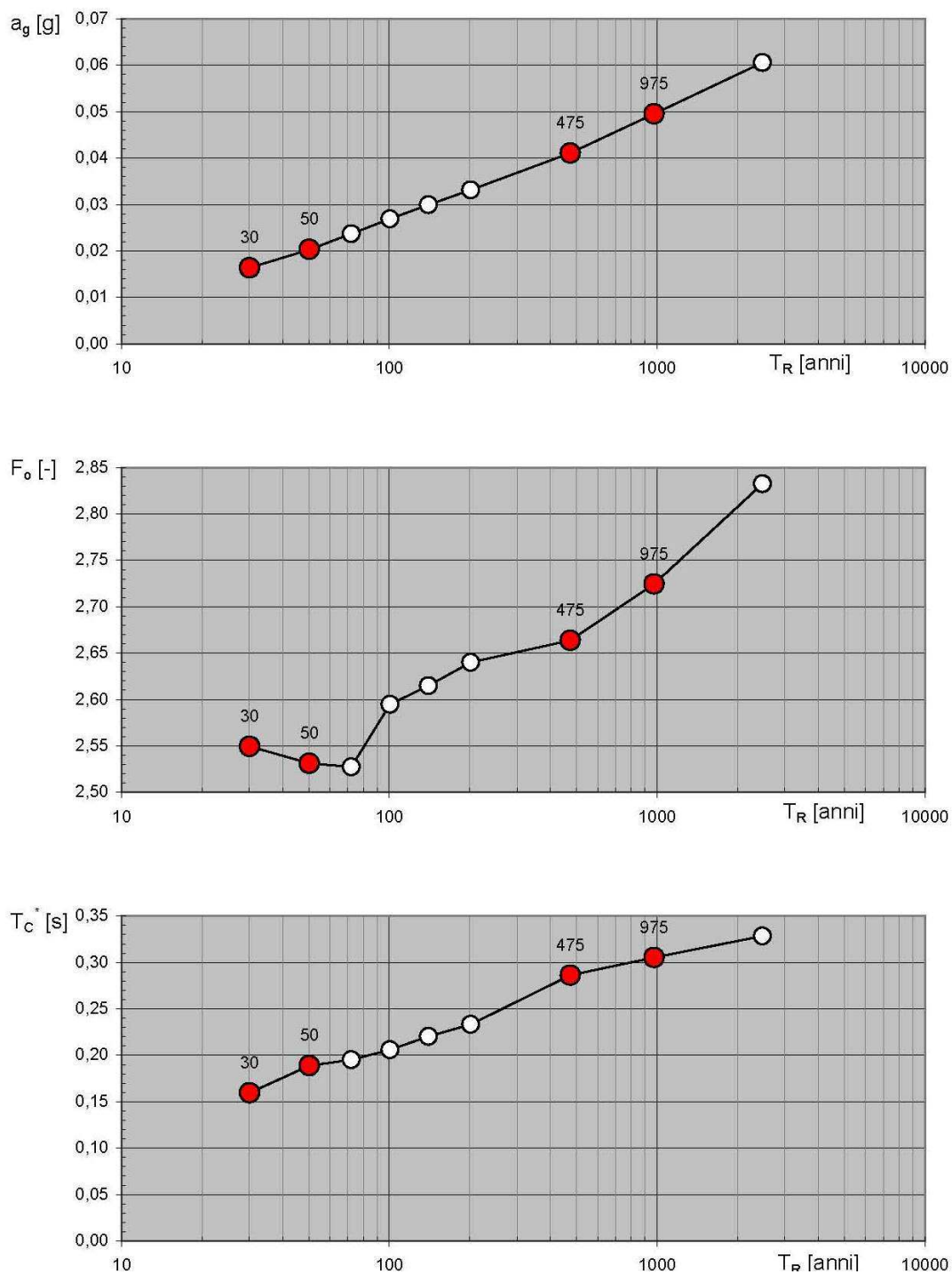


Figura 8

## Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

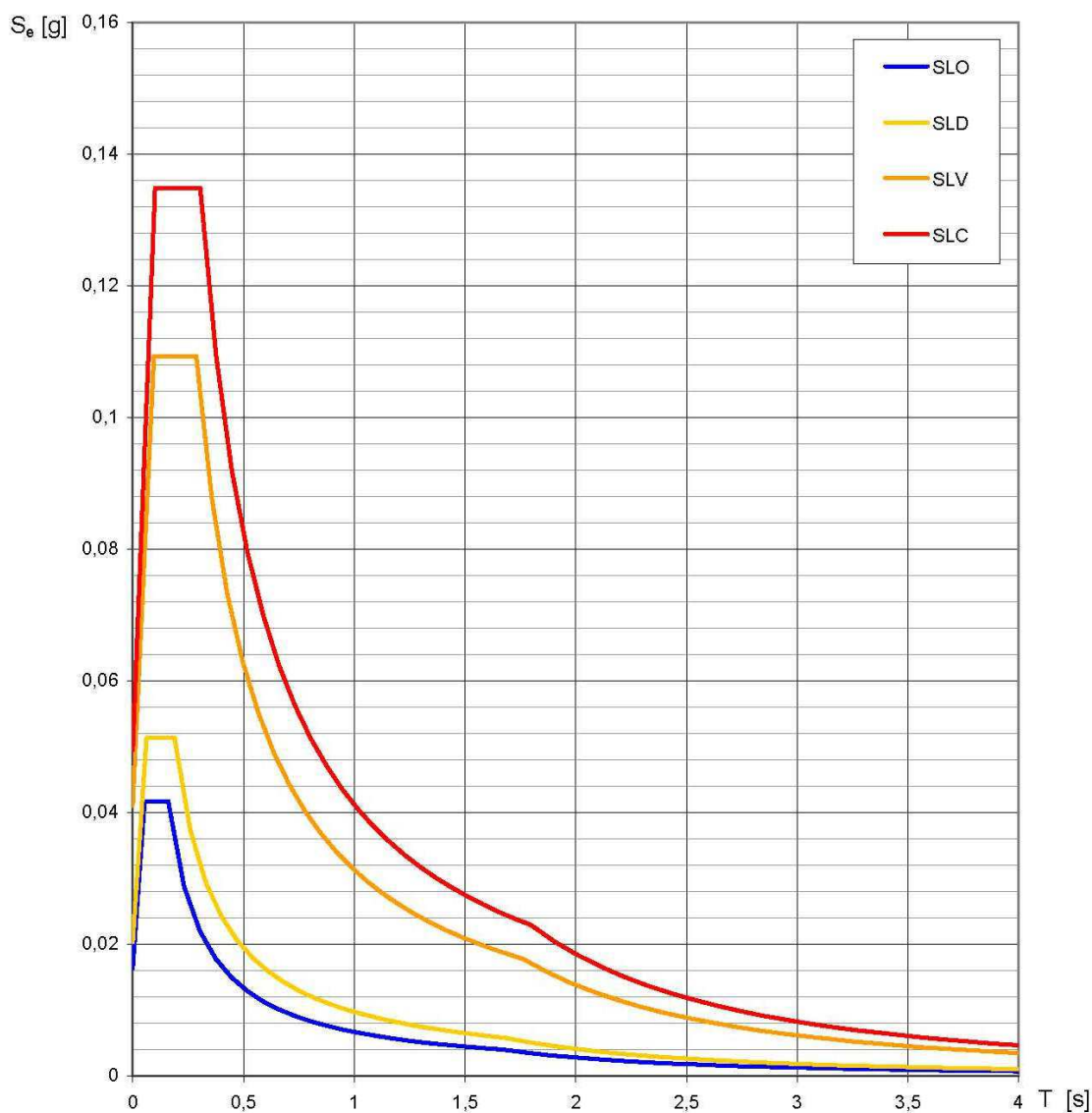


Figura 9

L'azione sismica così individuata varia in funzione delle condizioni sito-specifiche (caratteristiche litologiche e morfologiche) e in base alla categoria di suolo; le variazioni apportate concorrono alla definizione della “risposta sismica locale”.

Per la determinazione dell'azione di progetto (Fase 3), relativamente alla risposta sismica locale, stante quanto indicato al § 9.5.1, è stata assunta una categoria C di suolo e una categoria topografica **T1**; il coefficiente di smorzamento viscoso è pari al **5%**.



Il calcolo delle accelerazioni massime orizzontali attese al sito ( $a_{max}$ ) per i vari stati limite, ha considerato i *fattori di amplificazione stratigrafica*  $S_s$  e  $C_c$  (tabella 3.2.V delle NTC 2008) ed il *fattore di amplificazione topografica*  $S_t$  (tabella 3.2.VI delle NTC 2008), indicati nel seguente prospetto per ciascuno Stato Limite.

Il fattore di *amplificazione topografico*  $S_t$  è pari a 1.0.

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
<b>Ss</b>	1,500	1,500	1,500	1,500
<b>Cc</b>	1,924	1,820	1,587	1,553

Le accelerazioni massime orizzontali attese al sito ( $a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t$ ) per i vari stati limite, in conclusione risultano:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
<b><math>a_g</math></b>	0,019 g	0,024 g	0,049 g	0,060 g

L'accelerazione massima orizzontale attesa al sito per SLU-SLV è pertanto  $a_{max} = 0,060$  a/g.

## 10 CONCLUSIONI

Nell'ambito del presente studio sono state condotte analisi territoriali di carattere geologico, idrogeologico e sismico, completate dall'esecuzione di indagini geologico-tecniche in sito, con l'esecuzione di n.2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (SCPT), volte alla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo in relazione alla realizzazione di un attraversamento stradale, ubicato in Comune di Pogliano M.se (MI).

L'indagine è in accordo con le "Norme tecniche per le costruzioni" (D.M. 14 gennaio 2008) e, per quanto concerne la verifica di compatibilità, con le prescrizioni dello Studio Geologico a supporto del P.G.T..

La struttura del sottosuolo individuata costituisce l'elemento di valutazione primario per la definizione del problema geotecnico, consistente nella determinazione dei parametri geotecnici indispensabili al dimensionamento delle fondazioni indirette (palificazione) previste da progetto.

In prima analisi la ricostruzione dell'assetto geologico, idrogeologico e sismico a carattere generale, nonché la definizione dello stato dei luoghi, hanno permesso di accertare la non sussistenza di problematiche ostative alla realizzazione dell'opera, anche alla luce della vincolistica in essere (conformità/fattibilità del progetto).

Successivamente, la ricostruzione del modello geotecnico del sottosuolo porta ad individuare un *orizzonte* 2 che ha fornito requisiti geotecnici ottimali per intestare le fondazioni indirette in corrispondenza dell'areale investigato, rinvenibile a partire da 4,5-5,0 m dal p.c..

Per i terreni riscontrati lungo la verticale sono stati calcolati i principali parametri geotecnici indispensabili al dimensionamento delle fondazioni indirette [Approccio 1 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R1)], sia in continuo (per ogni "step" di avanzamento della batteria di perforazione), sia come valori medi e di deviazione standard per i singoli orizzonti di terreno individuati con la ricostruzione del modello del sottosuolo.

In relazione alla presenza preponderante di sabbie e considerando l'inviluppo a rottura di tali litologie, viene consigliato l'utilizzo dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante ( $\phi_{vc}$ ) in luogo di quello di picco ( $\phi_p$ ). In aggiunta non deve essere considerata la parametrizzazione dello strato di sottofondo (prova P2) in quanto fuorviante nel calcolo.

Infine, ai sensi della vigente normativa, sono stati calcolati per completezza i parametri geotecnici "ridotti" con l'applicazione dei coefficienti parziali del gruppo M2 [Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2)], in modo che il Progettista possa adottare la parametrizzazione più consona alla situazione progettuale.



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT  
PENETROMETRO SUPERPESANTE DEEP DRILL 73-75**

**REALIZZAZIONE ATTRAVERSAMENTO STRADALE**

**CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

**COMMITTENTE:** *ENSE di E. Vitiello e C. s.a.s. – via C. de Cristoforis, 2 - 20124 Milano*

**CANTIERE:** *via don A. Corti/via Allende – Pogliano M.se (MI)*

**DATA:** *2 ottobre 2015*

**ALLEGATO 1 – UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE**

*PLANIMETRIA CAMPO-PROVE*







**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT  
PENETROMETRO SUPERPESANTE DEEP DRILL 73-75**

**REALIZZAZIONE ATTRAVERSAMENTO STRADALE**

**CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

**COMMITTENTE:** *ENSE di E. Vitiello e C. s.a.s. – via C. de Cristoforis, 2 - 20124 Milano*

**CANTIERE:** *via don A. Corti/via Allende – Pogliano M.se (MI)*

**DATA:** *2 ottobre 2015*

**ALLEGATO 2 – CERTIFICAZIONI DI PROVA**

*TABULAZIONE DATI DI TERRENO*

*DIAGRAMMI DI AVANZAMENTO ( $N_c$ )*

*CALCOLO DIAGRAMMATO RESISTENZA DI ROTTURA DINAMICA ALLA PUNTA ( $R_d$ )*



## PENETROMETRO DINAMICO IN USO : **SCPT**

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla Certificato	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 : **SCPT**

PESO MASSA BATTENTE	M = 73,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 30,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50,80 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,27 cm <sup>2</sup>
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 8,00 kg
PROF. GIUNZIONE 1 <sup>a</sup> ASTA	P1 = 0,80 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) $\Rightarrow$ Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A $\delta$ ) = 9,00 kg/cm <sup>2</sup> ( prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm <sup>2</sup> )
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,150$ ( teoricamente : Nspt = $\beta_t$ N )

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

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

Rpd = 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 $\approx$ 0,1 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

- cantiere : via don A. Corti  
- lavoro : Realizzazione attraversamento stradale  
- località : Pogliano M.se (MI)

- data prova : 02/10/2015  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : Falda non rilevata  
- data emiss. : 06/10/2015

- assist. cantiere :  
- note :

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	19	112,5	6	1	5,10 - 5,40	48	208,9	25	6
0,30 - 0,60	11	65,1	6	1	5,40 - 5,70	73	317,7	35	6
0,60 - 0,90	11	65,1	5	1	5,70 - 6,00	53	230,7	29	6
0,90 - 1,20	7	38,7	4	2	6,00 - 6,30	34	140,5	23	7
1,20 - 1,50	3	16,6	4	2	6,30 - 6,60	40	165,3	---	7
1,50 - 1,80	10	55,2	8	2	6,60 - 6,90	48	198,4	---	7
1,80 - 2,10	24	124,2	12	3	6,90 - 7,20	41	161,4	---	8
2,10 - 2,40	18	93,2	14	3	7,20 - 7,50	59	232,2	---	8
2,40 - 2,70	13	67,3	11	3	7,50 - 7,80	44	173,2	---	8
2,70 - 3,00	16	82,8	16	3	7,80 - 8,10	67	251,6	---	9
3,00 - 3,30	15	73,0	11	4	8,10 - 8,40	51	191,5	---	9
3,30 - 3,60	12	58,4	11	4	8,40 - 8,70	40	150,2	---	9
3,60 - 3,90	18	87,6	19	4	8,70 - 9,00	60	225,3	---	9
3,90 - 4,20	18	82,7	15	5	9,00 - 9,30	58	208,3	---	10
4,20 - 4,50	16	73,5	14	5	9,30 - 9,60	50	179,6	---	10
4,50 - 4,80	21	96,5	18	5	9,60 - 9,90	72	258,6	---	10
4,80 - 5,10	51	222,0	23	6	9,90 - 10,20	84	289,1	---	11

# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - RIVESTIMENTO

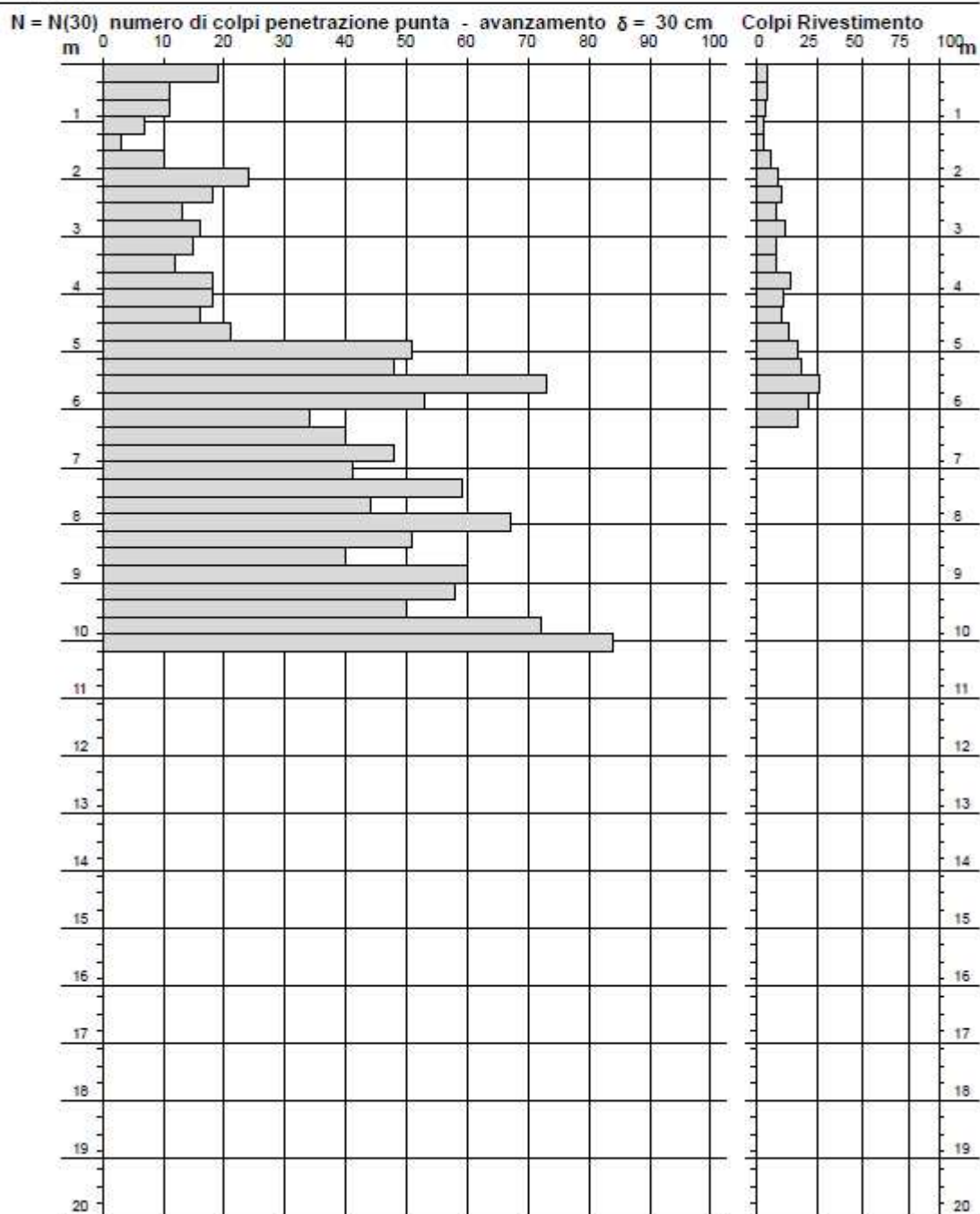
DIN 1

Scala 1: 100

- cantiere : via don A. Corti  
 - lavoro : Realizzazione attraversamento stradale  
 - località : Pogliano M.se (MI)

- data prova : 02/10/2015  
 - quota inizio : piano campagna  
 - prof. falda : Falda non rilevata  
 - data emiss. : 06/10/2015

- assist. cantiere :  
 - note :



# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

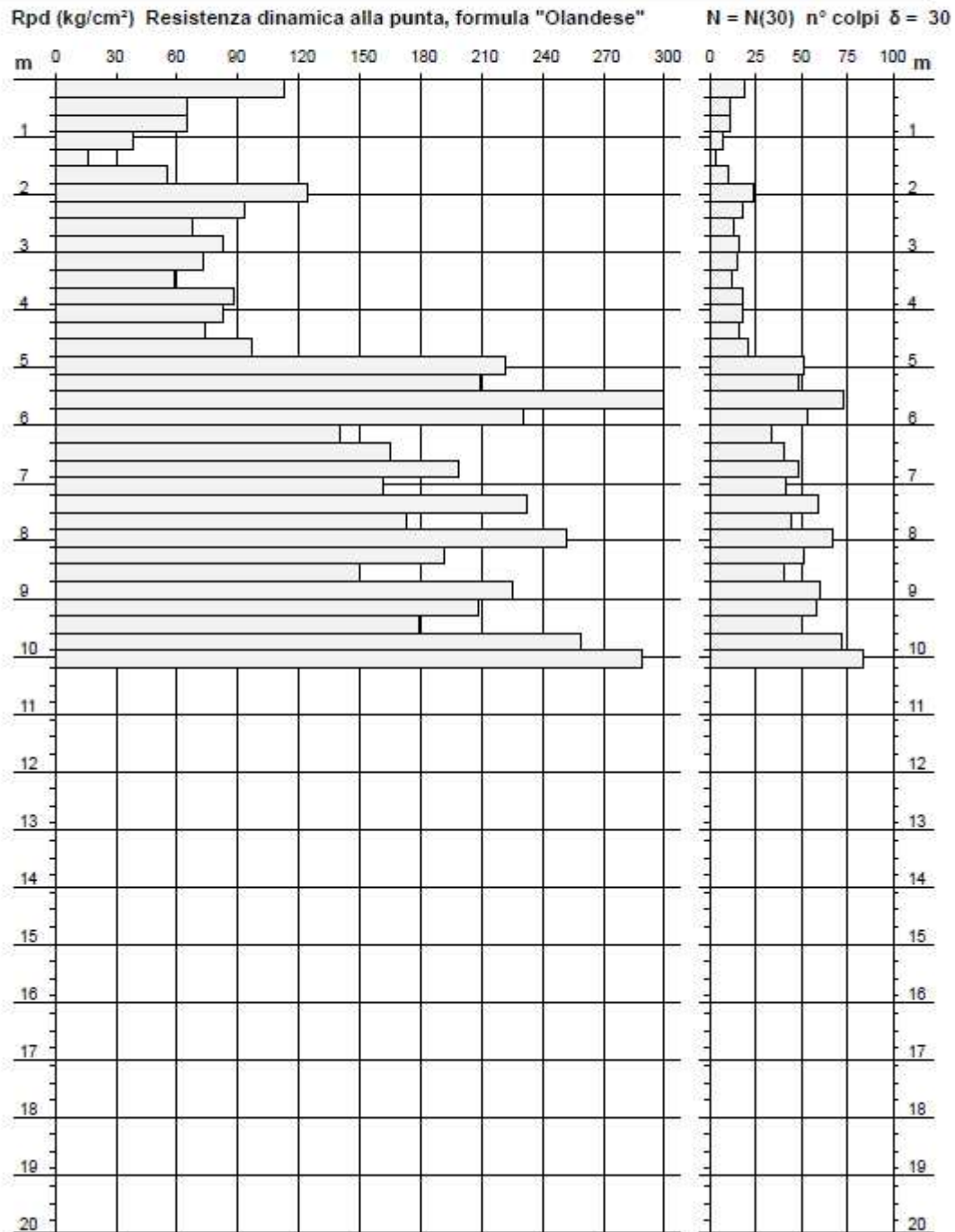
DIN 1

Scala 1: 100

- cantiere : via don A. Corti  
 - lavoro : Realizzazione attraversamento stradale  
 - località : Pogliano M.se (MI)

- data prova : 02/10/2015  
 - quota inizio : piano campagna  
 - prof. falda : Falda non rilevata  
 - data emiss. : 06/10/2015

- assist. cantiere :





# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 2

- cantiere : via S. Allende  
 - lavoro : Realizzazione attraversamento stradale  
 - località : Pogliano M.se (MI)

- data prova : 02/10/2015  
 - quota inizio : piano campagna  
 - prof. falda : Falda non rilevata  
 - data emiss. : 06/10/2015

- assist. cantiere :  
 - note :

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	21	124,3	1	1	5,10 - 5,40	39	169,8	20	6
0,30 - 0,60	66	390,8	14	1	5,40 - 5,70	44	191,5	25	6
0,60 - 0,90	60	355,3	18	1	5,70 - 6,00	32	139,3	22	6
0,90 - 1,20	62	342,4	20	2	6,00 - 6,30	50	206,7	30	7
1,20 - 1,50	20	110,5	28	2	6,30 - 6,60	50	206,7	---	7
1,50 - 1,80	40	220,9	28	2	6,60 - 6,90	43	177,7	---	7
1,80 - 2,10	36	186,3	23	3	6,90 - 7,20	63	247,9	---	8
2,10 - 2,40	22	113,9	20	3	7,20 - 7,50	55	216,5	---	8
2,40 - 2,70	17	88,0	21	3	7,50 - 7,80	60	236,1	---	8
2,70 - 3,00	12	62,1	13	3	7,80 - 8,10	36	135,2	---	9
3,00 - 3,30	17	82,8	11	4	8,10 - 8,40	37	139,0	---	9
3,30 - 3,60	18	87,6	17	4	8,40 - 8,70	36	135,2	---	9
3,60 - 3,90	17	82,8	12	4	8,70 - 9,00	74	277,9	---	9
3,90 - 4,20	23	105,7	17	5	9,00 - 9,30	71	255,0	---	10
4,20 - 4,50	22	101,1	16	5	9,30 - 9,60	66	237,0	---	10
4,50 - 4,80	31	142,5	17	5	9,60 - 9,90	72	258,6	---	10
4,80 - 5,10	30	130,6	18	6	9,90 - 10,20	73	251,2	---	11



# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - RIVESTIMENTO

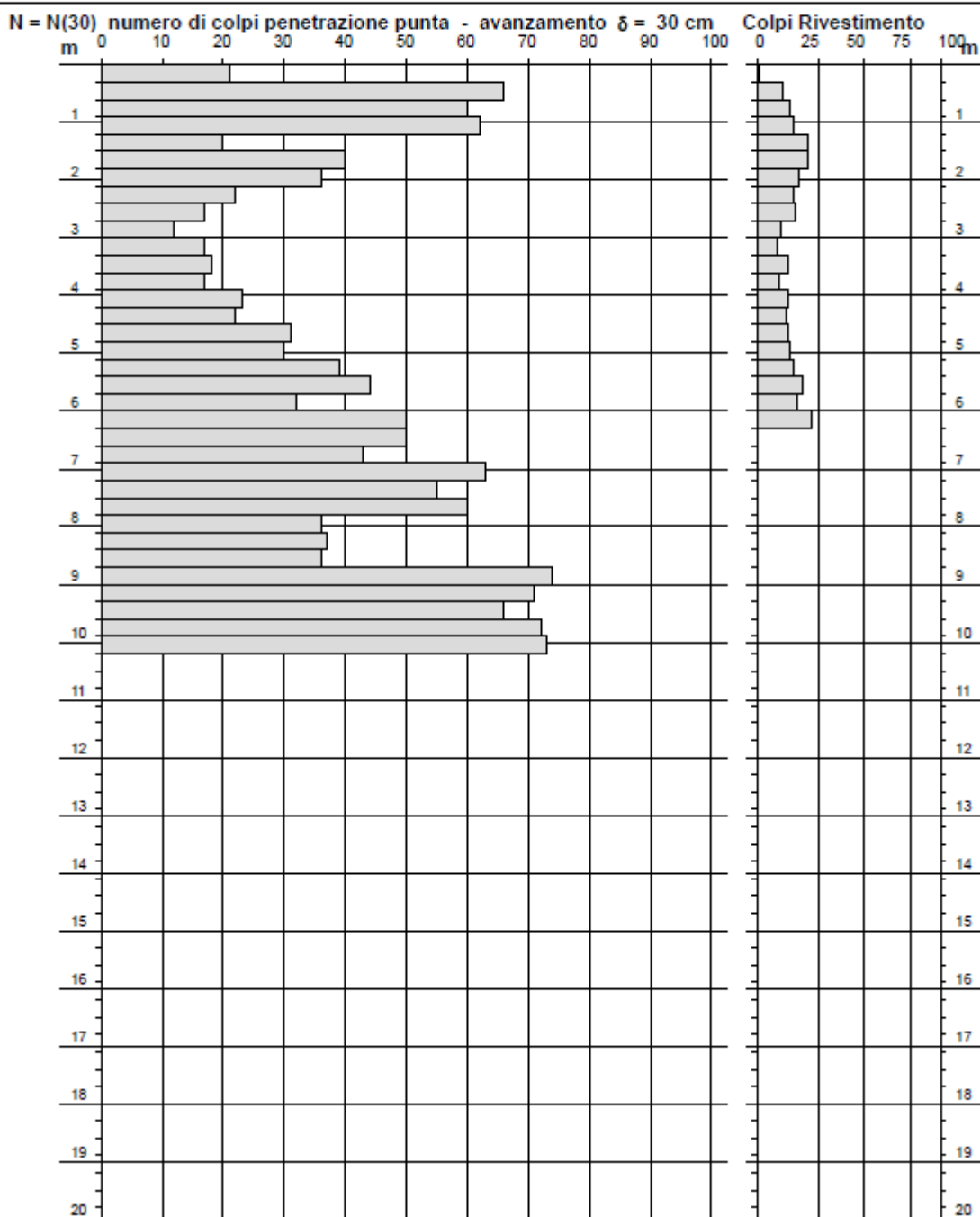
DIN 2

Scala 1: 100

- cantiere : via S. Allende  
 - lavoro : Realizzazione attraversamento stradale  
 - località : Pogliano M.se (MI)

- data prova : 02/10/2015  
 - quota inizio : piano campagna  
 - prof. falda : Falda non rilevata  
 - data emiss. : 06/10/2015

- assist. cantiere :  
 - note :



# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

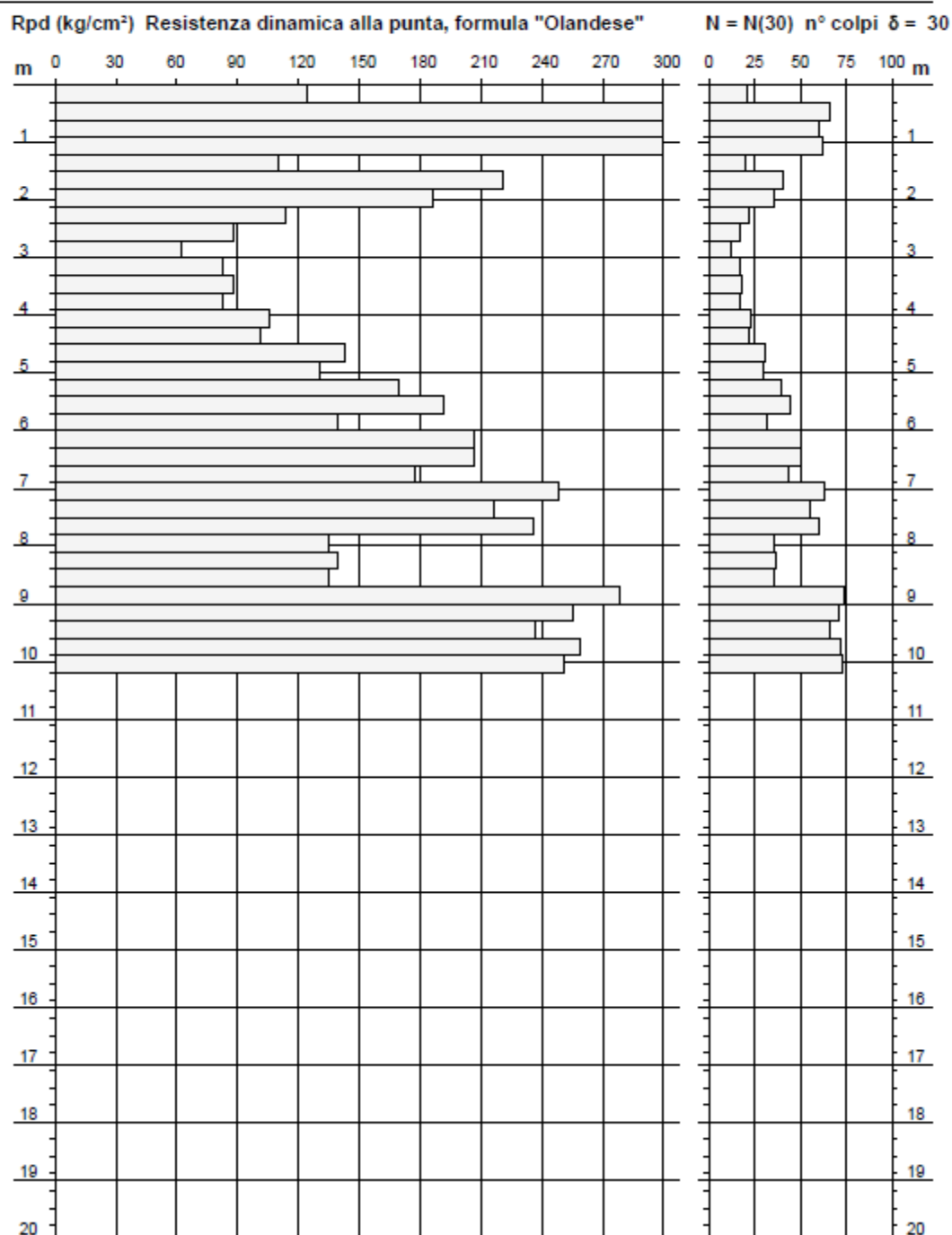
DIN 2

Scala 1: 100

- cantiere : via S. Allende  
 - lavoro : Realizzazione attraversamento stradale  
 - località : Pogliano M.se (MI)

- data prova : 02/10/2015  
 - quota inizio : piano campagna  
 - prof. falda : Falda non rilevata  
 - data emiss. : 06/10/2015

- assist. cantiere :





**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT  
PENETROMETRO SUPERPESANTE DEEP DRILL 73-75**

**REALIZZAZIONE ATTRAVERSAMENTO STRADALE**

**CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

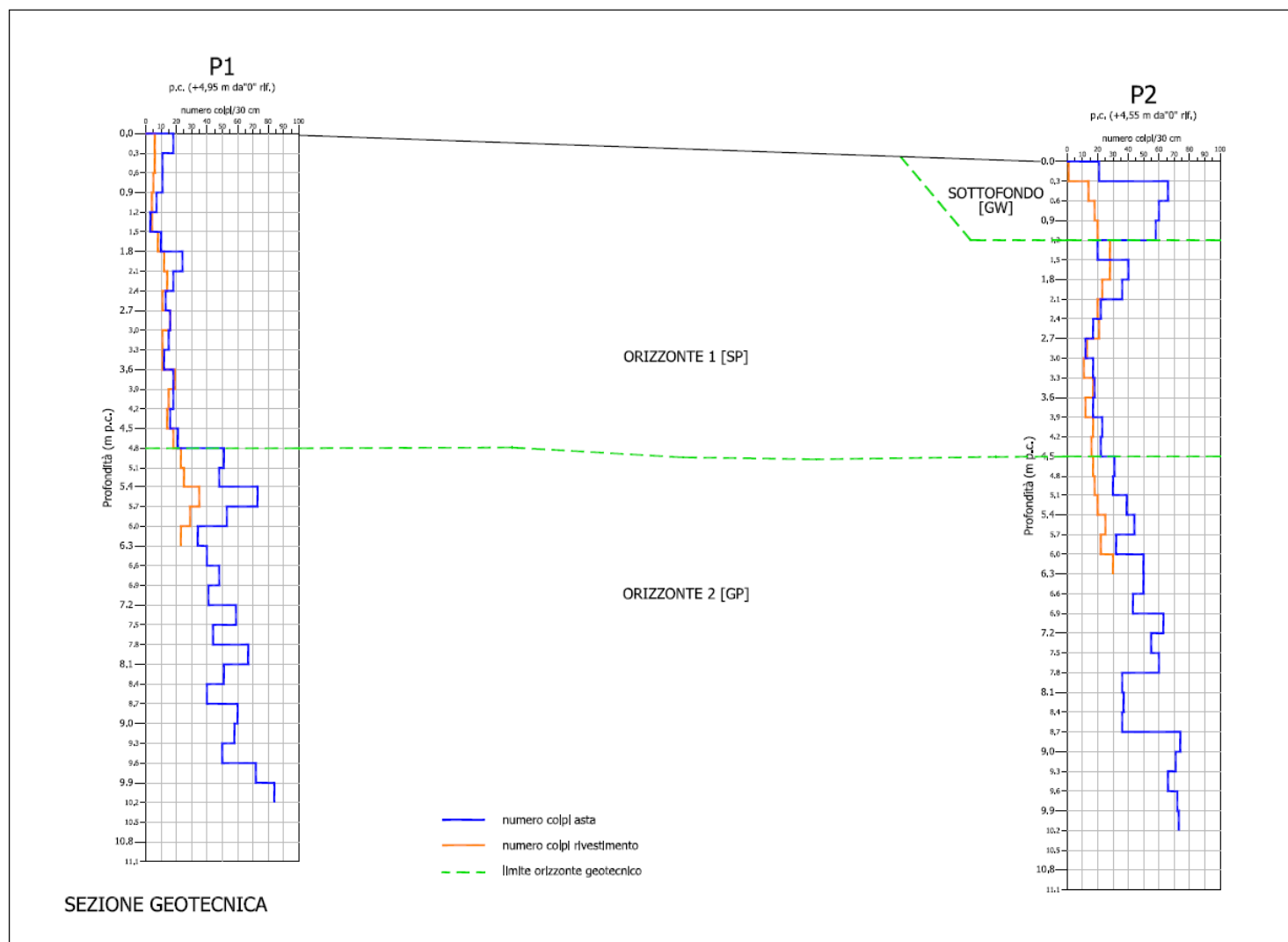
**COMMITTENTE:** *ENSE di E. Vitiello e C. s.a.s. – via C. de Cristoforis, 2 - 20124 Milano*

**CANTIERE:** *via don A. Corti/via Allende – Pogliano M.se (MI)*

**DATA:** *2 ottobre 2015*

**ALLEGATO 3 – MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO**

*SEZIONE GEOTECNICA*





**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT  
PENETROMETRO SUPERPESANTE DEEP DRILL 73-75**

**REALIZZAZIONE ATTRAVERSAMENTO STRADALE**

**CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

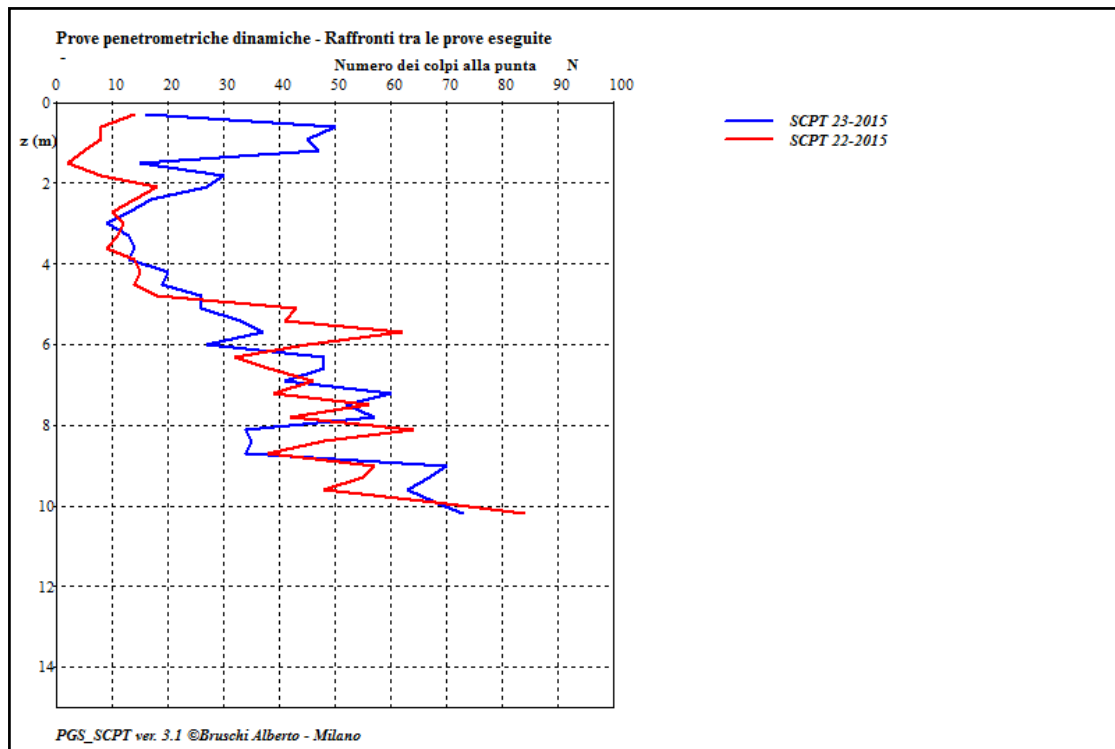
**COMMITTENTE:** *ENSE di E. Vitiello e C. s.a.s. – via C. de Cristoforis, 2 - 20124 Milano*

**CANTIERE:** *via don A. Corti/via Allende – Pogliano M.se (MI)*

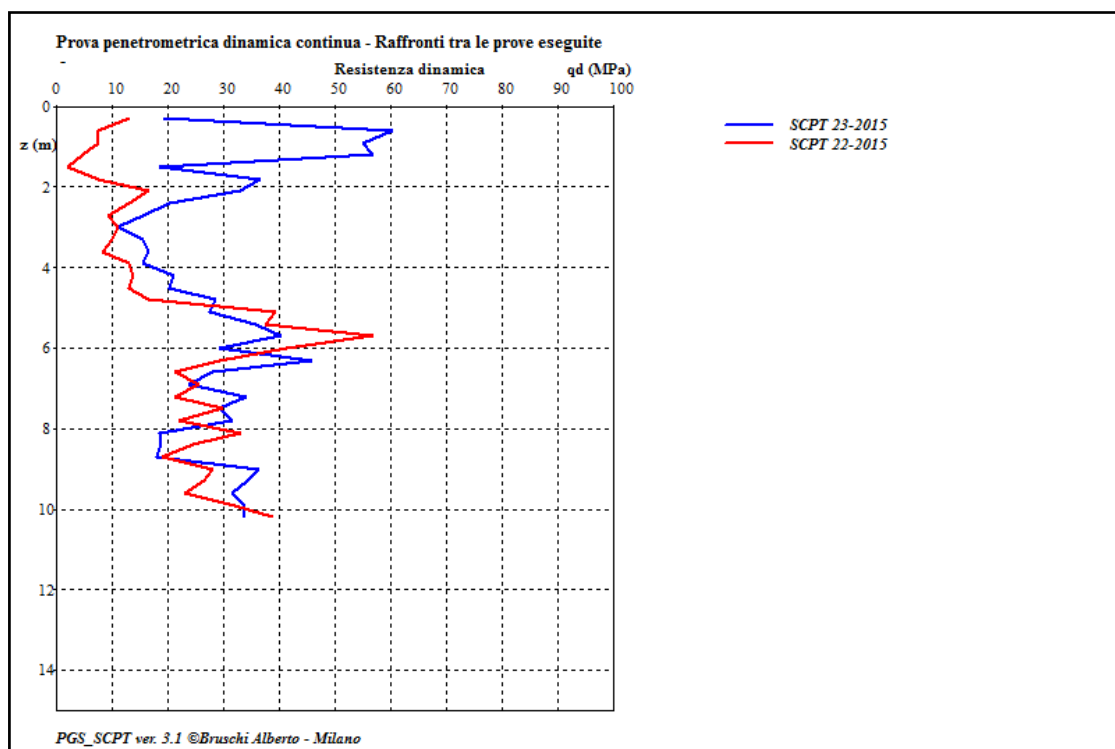
**DATA:** *2 ottobre 2015*

**ALLEGATO 4 – PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA**

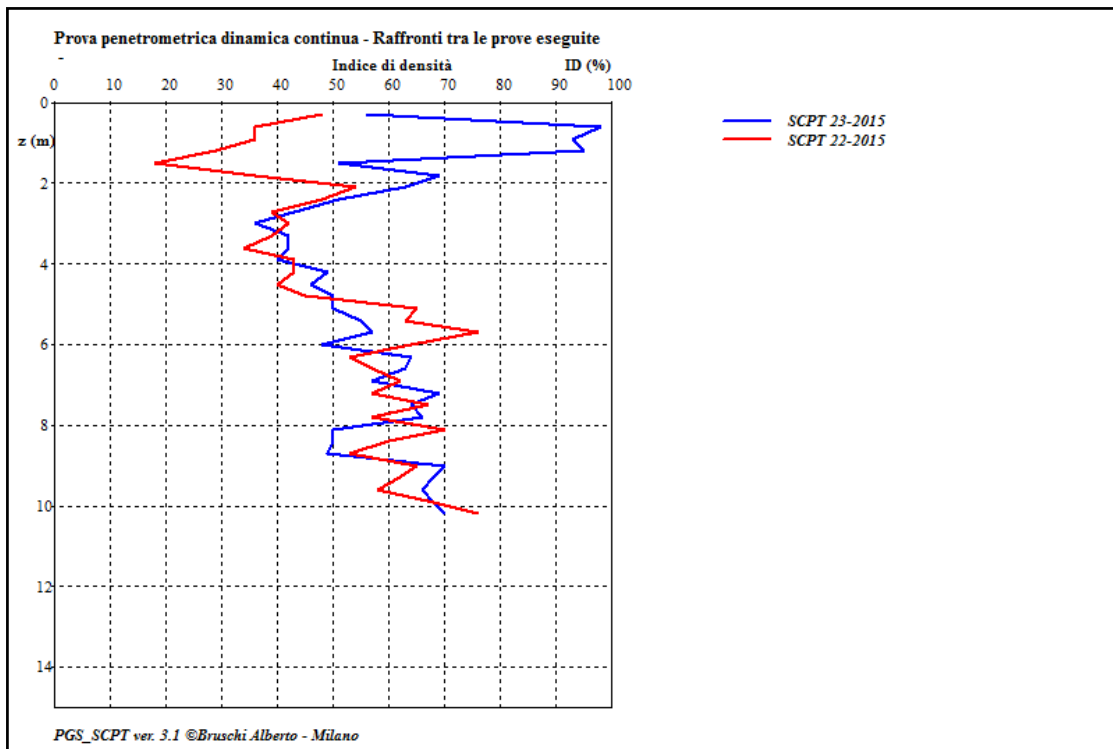
*RAFFRONTO PARAMETRI GEOTECNICI SIGNIFICATIVI*



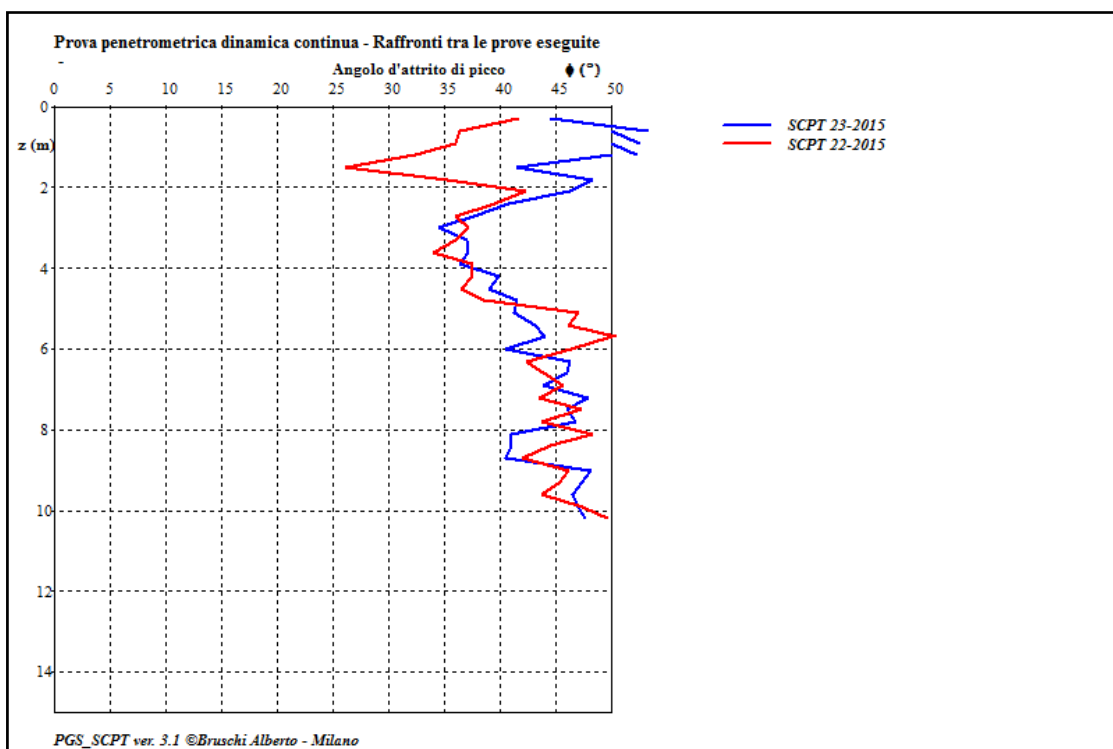
Numero di colpi



Resistenza dinamica alla punta

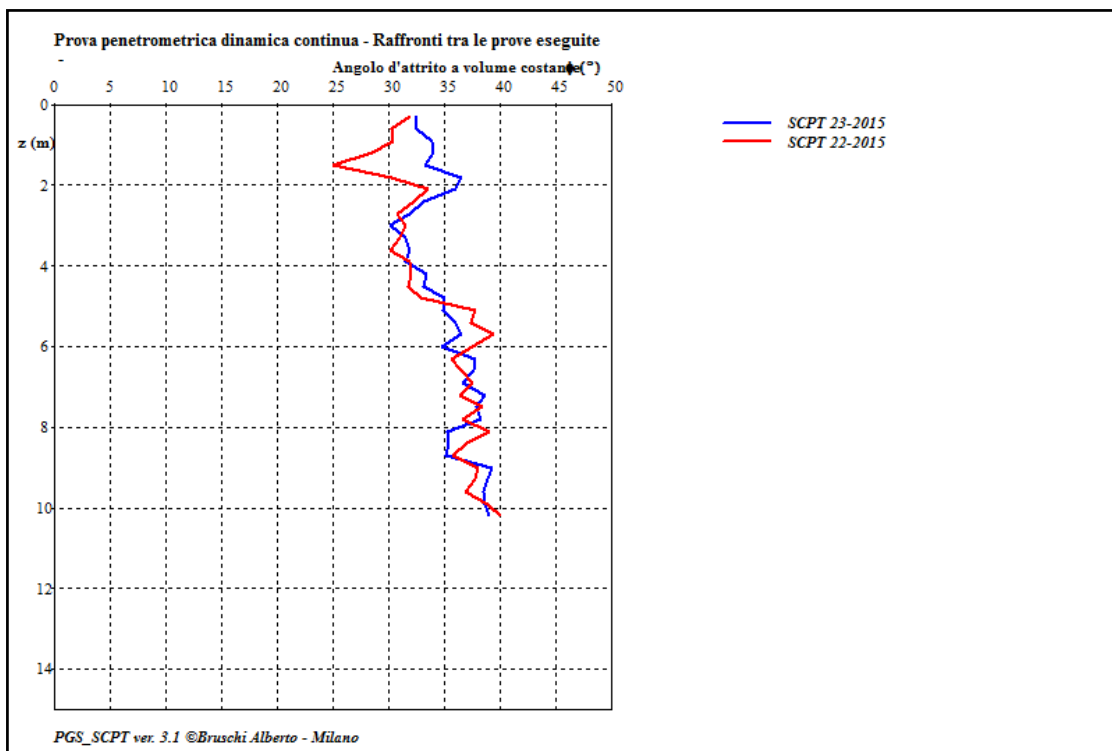


Indice di densità

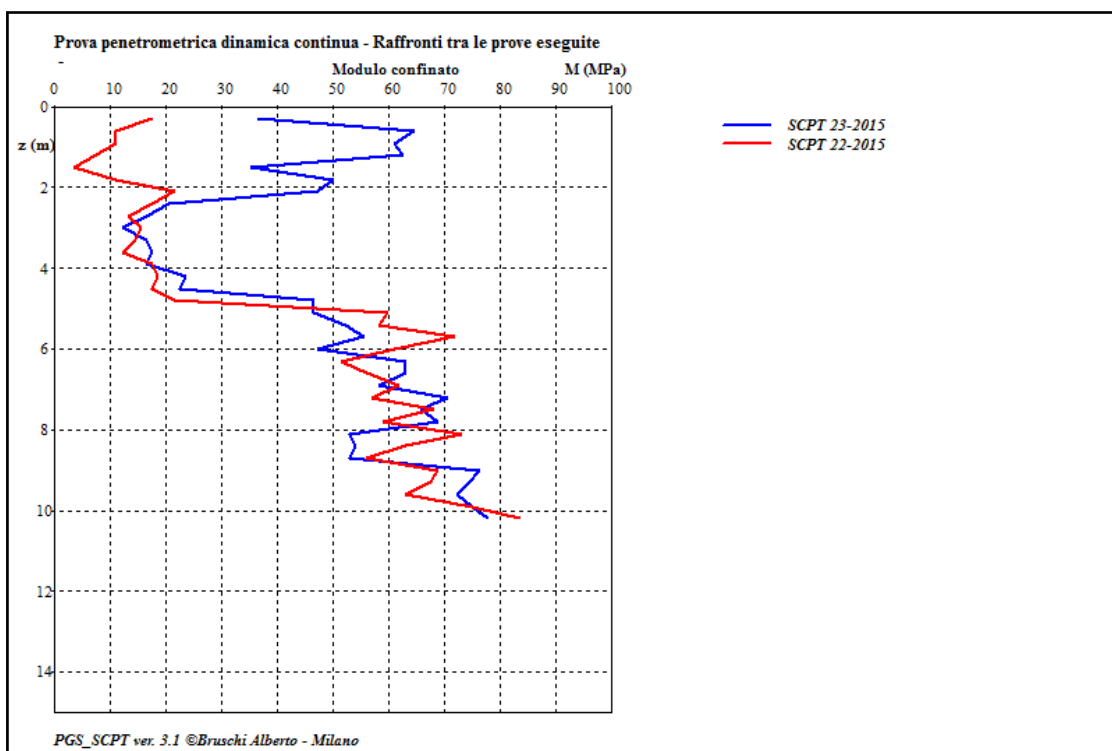


Angolo di attrito di picco

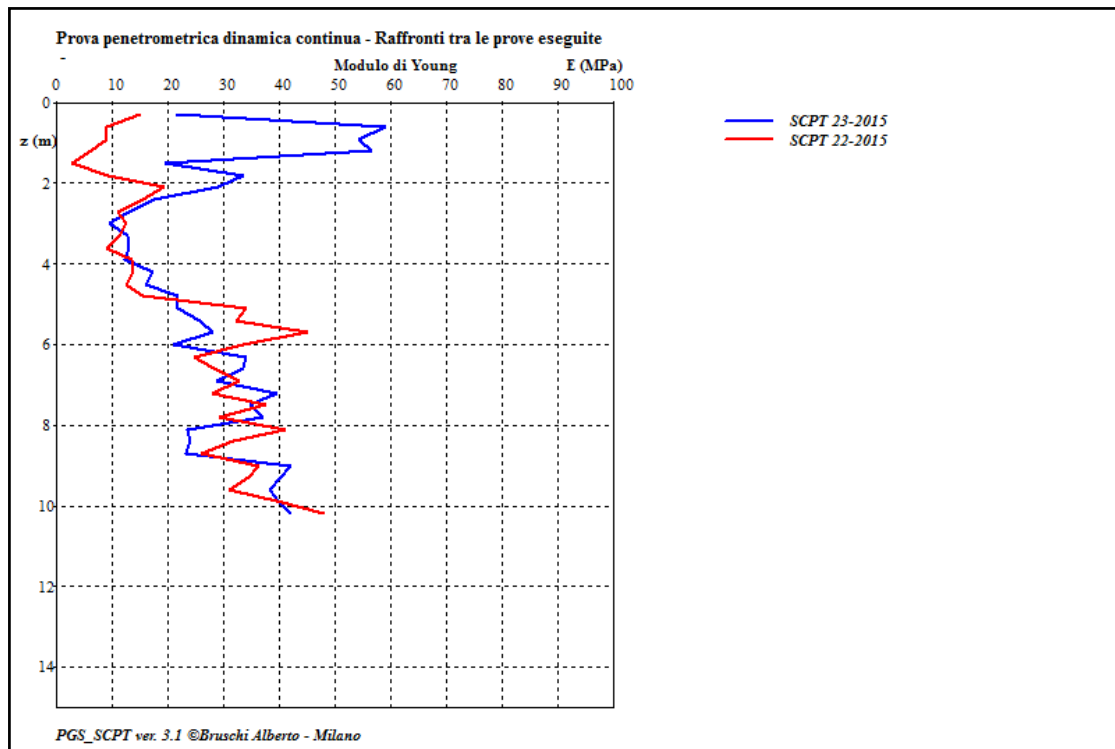




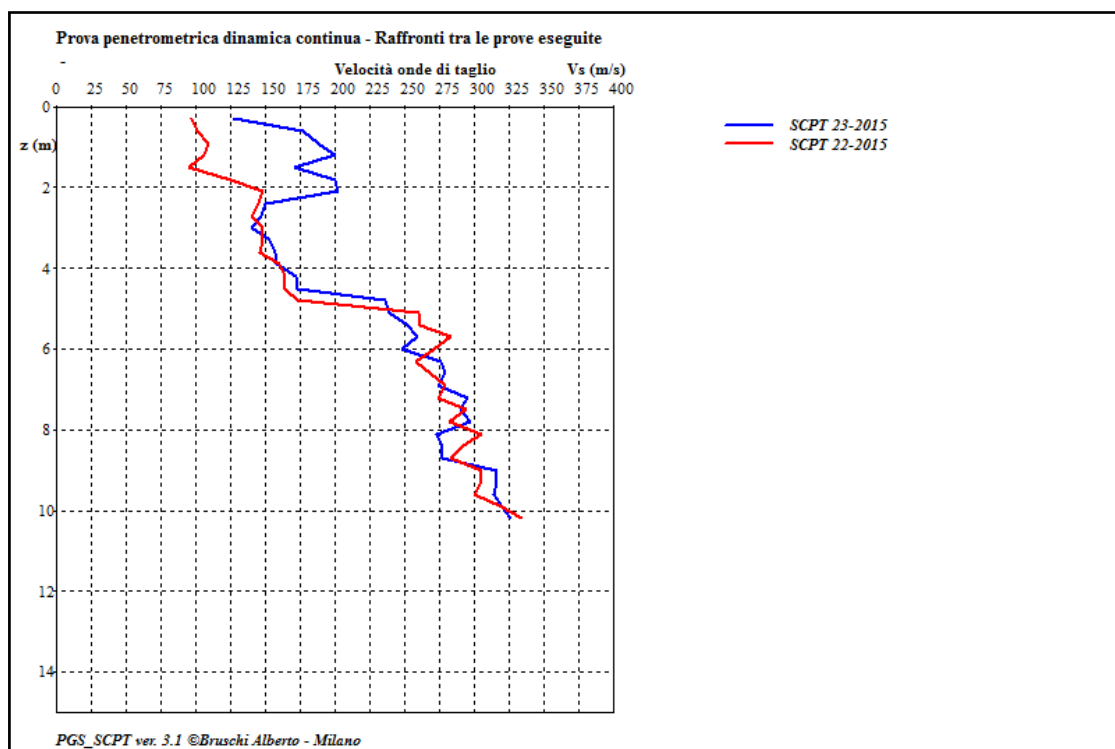
Angolo di attrito a volume costante



Modulo confinato



Modulo di Young



Velocità onde di taglio