



# Comune di Merone

Provincia di Como



**Valsecchi Armamento Ferroviario S.r.l.**  
Strada Nuova valassina n. 5

**SCIA PER OPERE INTERNE DI CONSOLIDAMENTO  
STRUTTURALE - RIFACIMENTO SOLETTA AL PIANO TERRA**

RELAZIONE GEOLOGICA E RELAZIONE GEOLOGICO - TECNICA

ai sensi del D.M. 14-01-2008 - N.T.C. 2008/2018 e della DGR IX/2616 DEL 30-11-2011



Novembre 2018

#### Premessa

Il presente elaborato viene redatto su incarico dell'Arch. Daniela Fioroni per conto della Valsecchi Armamento ferroviario S.r.l. con sede in Merone S.P. 41.

E' doveroso illustrare brevemente quanto è stato finora realizzato nel compendio della Società:

- febbraio 2015 studio geologico e geologico tecnico a firma Dr. Pietro Alborghetti: indagini penetrometriche, carotaggi
- 2015 realizzazione di carotaggi continui e pali strutturali
- giugno 2018 studio geologico geologico-tecnico a cura del sottoscritto: indagini penetrometriche e indagine sismica MASW
- luglio 2018 appendice alla studio geologico giugno 2018: indagini penetrometriche

Gli studi ed indagini di cui sopra hanno in pratica interessato la maggior parte dell'areale in cui insiste la Ditta Valsecchi Armamento Ferroviario S.r.l.

La richiesta del Comune di Merone indirizzata al SUAP "1 GELSI" del 30 agosto 2018 con la quale si intimava la sospensione dei lavori e la predisposizione di documenti integrativi inerente la pratica di rifacimento di pavimento interno (che risulta essere non strutturale) contempla anche la predisposizione di relazione geologica, geologica Tecnica.

E' di tutta evidenza che sulla base delle informazioni in possesso derivanti dalle indagini pregresse è possibile determinare le caratteristiche geologiche geotecniche dell'area di interesse che rientra sempre nel compendio indicato.

La struttura in cui si deve intervenire con il rifacimento interno del pavimento è posta nella porzione centrale dell'area e pertanto in funzione delle indagini eseguite si possono estendere tranquillamente i risultati anche a tale settore.

Infatti, l'indagine del dr. Pietro Alborghetti del 2015 e l'esecuzione delle strutture immediatamente successive si collocano in aderenza alla porzione di edificio strutturale in esame.

Le indagini condotte dal sottoscritto nel giugno 2018 interessano aree vergini immediatamente a nord dell'insediamento.

Mentre le indagini di luglio 2018 (appendice alla relazione precedente) interessano la porzione di piazzale immediatamente a sud della struttura in esame.

IN TUTTE LE INDAGINI ESEGUITE È EMERSA UNA PERFETTA UNIFORMITÀ DI CARATTERISTICHE GEOLOGICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO INVESTIGATO.

E' ragionevole ipotizzare che anche la porzione interessata, occupando una posizione centrale rispetto alle precedenti indagini abbia le stesse caratteristiche geologiche tecniche.

Anche la pianificazione comunale d'altronde assegna all'area una uniformità di elementi di sintesi che di classe di fattibilità,

Pertanto in seguito verranno esplicitate alcune considerazioni sulla base delle numerose informazioni a disposizione.

### Inquadramento geografico

Il comune di Merone è parte della porzione centro meridionale della provincia di Como immediatamente a sud della congiungente Como-Erba-Lecco, porzione territoriale identificata anche come Brianza Comasca a circa 15 Km dal capoluogo immediatamente a confine con la Provincia di Lecco.

I confini amministrativi sono dati con i Comuni di:

Erba ed Eupilio a Nord

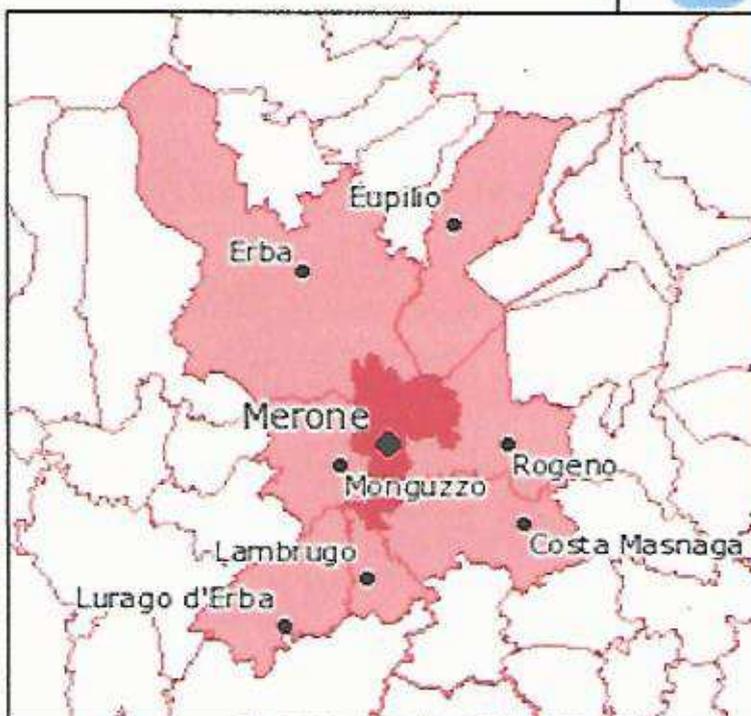
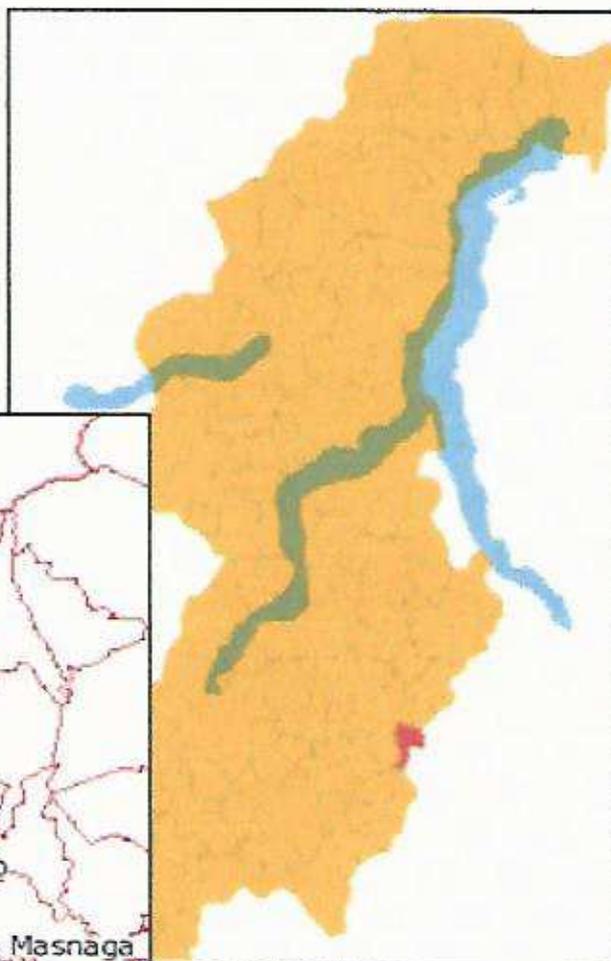
Rogeno (LC) e Costa Masnaga (LC) ad Est

Lambrugo e Lurago d'Erba a Sud

Monguzzo ad Est

Si sviluppa su una superficie di circa 3,25 Km<sup>2</sup> ed ha una popolazione di poco più di 4.100 ab.

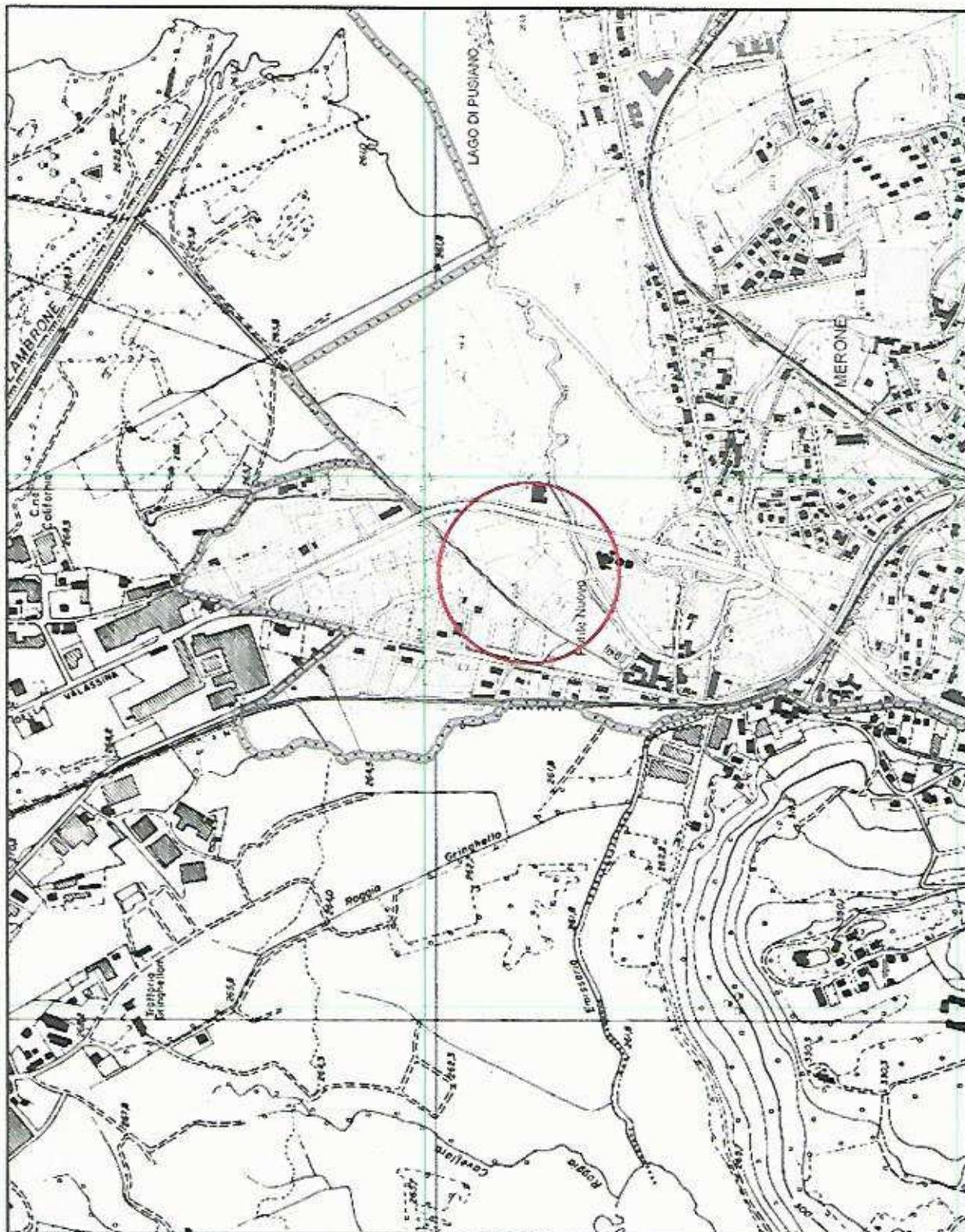
Il territorio comunale è costituito oltre che dal capoluogo anche dalle frazioni di Moiana e Pontenuovo.



Viabilità impostata soprattutto sulla Strada Provinciale n. 41 della Vallassina che mette in relazione Erba e la Vallassina appunto, con l'alta Brianza Milanese e dalla S.P. 47 che congiunge il paese con Molteno.

Sono presenti numerose altre vie di comunicazione di rilevanza locale o sovracomunale oltre alla presenza delle linee ferroviarie Milano-Erba-Asso e Como-Lecco.





C.T.R. 10.000 Foglio B4C5

CAPITOLO I

RELAZIONE GEOLOGICA

(D.M. 14/01/2006 – N.T.C. 2008/2018)

(Elaborato R1)

Per quanto riguarda tale capitolo si chiede di visionare la relazione giugno 2018 e luglio 2018 allegata alla presente

CAPITOLO II

RELAZIONE GEOLOGICA

AI SENSI DELLA D.G.R. n IX/2316 del 30/11/2011

(Elaborato R3)

## 2.1 – CARTA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

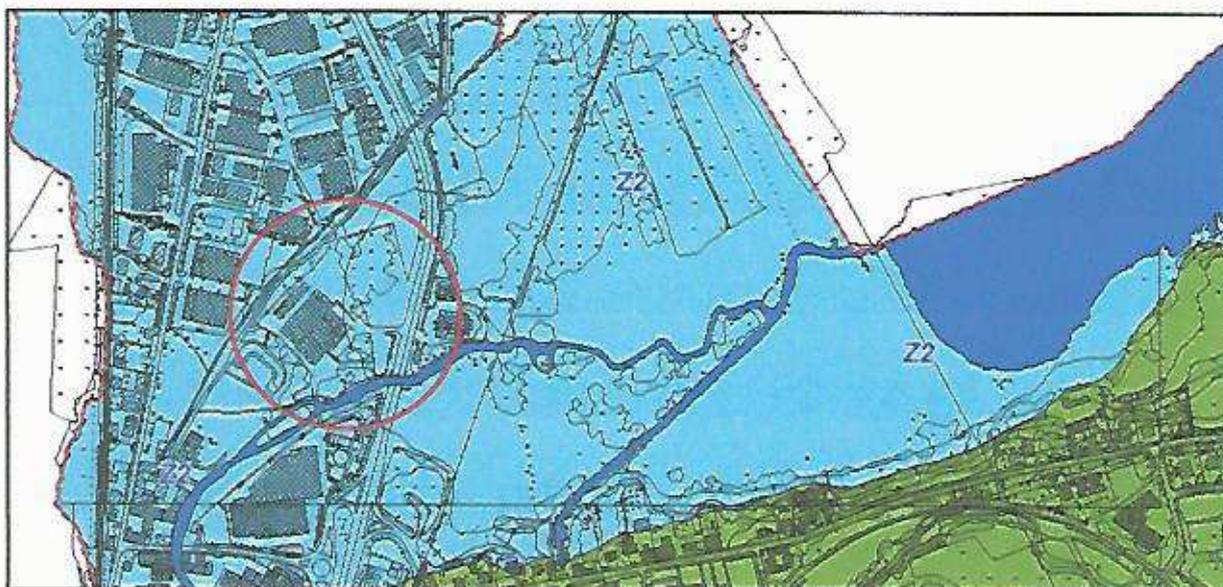
Con la recente riclassificazione sismica del territorio lombardo *DGR X/2129 del 11 Luglio 2014* ha ridefinito il rischio sismico relativo al territorio nel suo complesso.

Il territorio il territorio comunale di Merone è stato riconfermato in zona sismica 4.

Nella figura seguente viene restituita la carta di pericolosità sismica locale (tratta e modificata da PGT comunale).

La stessa area è stata individuata come zona di Z2 – zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o coesivi fluvio-glaciali granulare e/o coesivi.

La normativa prevede che approfondimenti devono essere eseguiti solo per edifici strategici.

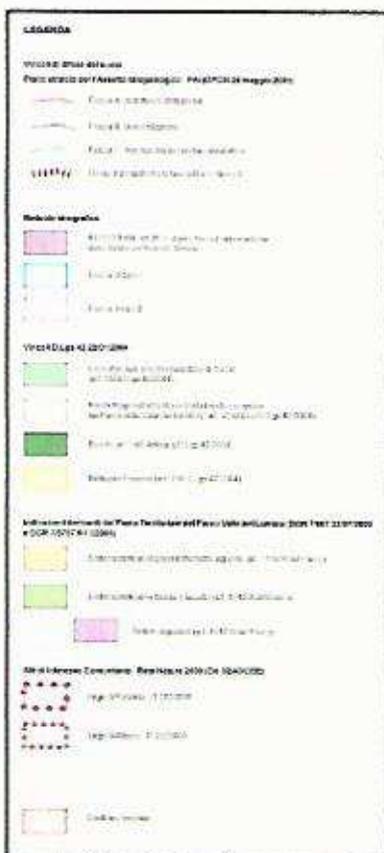
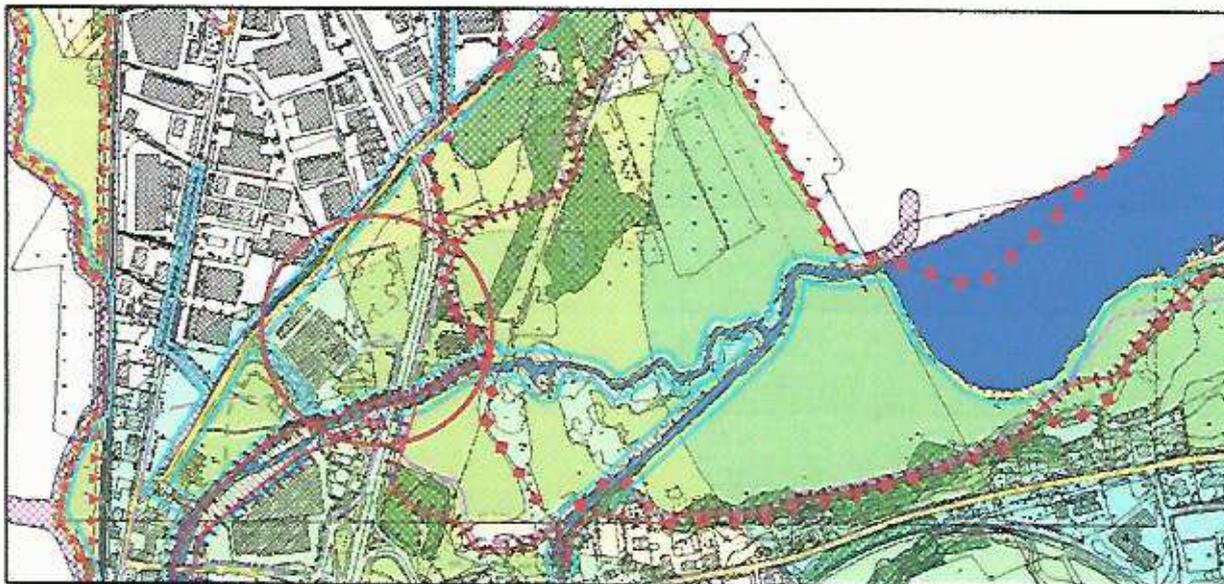


Colore	PSL sigla	PSL situazione	Effetti previsti	Livello di approfondimento
	1)	Area PSL	nessuno effetto	
Yellow	(1) Z1	Area PSL. Zona sismica con presenza di depositi alluvionali e/o coesivi. Zona di contatto con sottop. diversi dep. granulari e substrato leggendario	Rischi sismici (Amplificazioni sismiche e geometriche, Compattazioni e Riformazioni)	nessuno (2 - esp. app. costruzioni su Z1)
Pink	Z1a	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana	Instabilità	2
Blue	Z2	Terroni alluvionali compattati, sismici e sabbia	svuotamenti e liquefazioni	2
Blue with vertical lines	Z2a	Zona di ciglio H=10 m (scarpata, bordo di cala, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di strada asfaltata)	Amplificazioni topografiche	2
Blue with wavy lines	Z2b	Zona di cresta rocciosa (o calcareo), aspramente sismica	Amplificazioni topografiche	2
Green	Z2a	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni sismiche e geometriche	2
Dark Green	Z2a-Z2b	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi - Zone con terreni parti scabbie e/o con dep. granulari in sabbia	Amplificazioni sismiche e geometriche - Lacerazioni e scollamenti	2,3
Light Green	Z2c	Zona sismica con presenza di depositi granulari alluvionali	Amplificazioni sismiche e geometriche	2
Orange	Z2c-Z2d	Zona sismica con depositi granulari - Zona di fondovalle e pianura con depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali	Amplificazioni sismiche e geometriche	2

## 2.2 – CARTA DEI VINCOLI

L'analisi della carta dei vincoli relativa alla componente geologica alle azioni di piano del PGT del comune di Merone ha permesso di delineare l'assetto vincolistico territoriale relativo al settore di specifico interesse e ad un significativo intorno del medesimo.

Nel tematismo cartografica ufficiale esaminato (PGT comunale) l'area rientra in:



D.L. 42 del 22/01/2001: Corsi d'acqua, vincolo paesistico di 150 m - art. 142

D.G.R. 7/601 del 22/07/2000 e D.G.R. 7/6757 del 09/11/2001: Sistema delle aree fluviali e lacustri - art. 10 NTA Parco Lambro





Di seguito vengono descritte le zone ricadenti in classe 3, con l'indicazione dei fattori che generano la pericolosità/vulnerabilità.

Sottoclasse 3.5

#### Aree esondate nella piena del 2002

Sono state individuate le aree esterne alle fasce di rispetto fluviale e alle fasce PAI, che risultano esondate nell'evento del 2002.

E' opportuno che tali aree non siano interessate da interventi che ne diminuiscano la capacità di invaso o che contribuiscano ad incanalare la corrente verso altre aree.

Gli interventi ammessi devono essere accompagnati da apposita relazione idraulica. La relazione deve dettagliare, attraverso la ricostruzione degli effetti delle piene storiche sul sito e rilievi morfologici di dettaglio,

- la distribuzione del battente idrico, della direzione e velocità della corrente nel sito;
- verificare la compatibilità dell'intervento con la funzione dell'area (area di divagazione delle piene)
- indicare eventuali tipologie costruttive e opere di mitigazione del rischio
- accertare l'impossibilità di localizzare altrove l'intervento

Molte di queste aree sono inoltre localizzate in zone con falda subaffiorante e substrati a caratteri geotecnici scadenti. (rispettivamente lettera "f" e "g"); gli interventi ammissibili dovranno rispondere ai requisiti richiesti al punto 3.2.

Per le aree interessate da riporti di materiale (lettera "i") si fa riferimento al punto 3.4, mentre in quelle indicate con "r" (substrato roccioso) si dovrà indagare l'eventuale presenza di roccia alla profondità interessata dalle fondazioni.

CAPITOLO III

RELAZIONE GEOTECNICA

(ai sensi del D.M. 14/01/2008 – N.T.C. 2008/2018)

(Elaborato R2)

Come già esplicitato nella prima parte della relazione, la porzione di immobile oggetto della presente relazione si trova posizionata al centro del compendio della Valsecchi Armamento Ferroviario.

L'immagine che si riporta evidenzia l'areale in cui sono state eseguite le indagini elencate in precedenza e l'areale (struttura) oggetto dell'intervento.

Si vede chiaramente che quest'ultima si pone esattamente in centro tra le vare aree indagate.

Quindi una analisi critica di tutta la documentazione – CHE SI ALLEGA INTEGRALMENTE – porta a esporre alcune considerazioni.

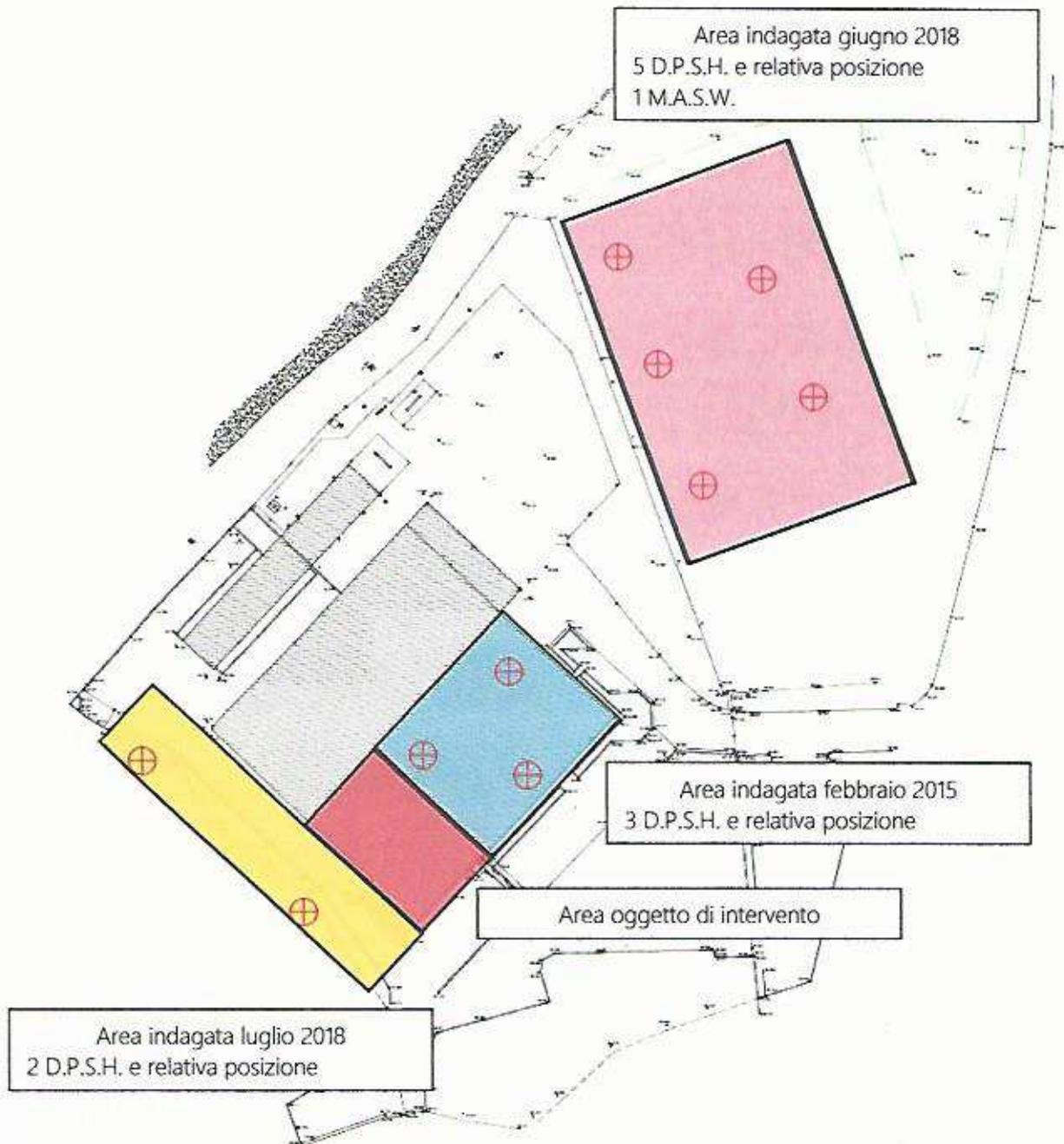
In primo luogo in tutte le prove eseguite si sono riscontrati, in line di massima, gli stessi risultati dove emerge chiaramente come fino alla profondità di almeno 20 metri vi è la presenza e/o alternanza di orizzonti limoso/argillosi, a volte si riscontra la presenza di orizzonti maggiormente sabbiosi.

La presenza di una tavola d'acqua a pochi metri dal piano campagna.

Pertanto i terreni di imposta non offrono adeguate caratteristiche geotecniche per la realizzazione di fondazioni dirette, ma si deve optare per una tipologia indiretta: pali.

Per analogia, per vicinanza dell'area, le stesse considerazioni possono essere tranquillamente estese alla porzione in oggetto essendoci uniformità litologica estesa su una vasta porzione territoriale ben più estesa del compendio occupato da Valsecchi.

Si rimanda alle relazioni più volte citate per la determinazione dei parametri geotecnici caratteristici.



#### Considerazioni

Le considerazioni che si possono trarre sono sostanzialmente quelle contenute nelle relazioni citate ed in particolar modo quelle a firma del sottoscritto.

Emerge chiaramente come la tipologia fondazionale diretta sia da escludere privilegiando (obbligo) la fondazione indiretta: pali.

La valutazione sulla tipologia, sulla lunghezza, sul diametro esula dalle competenze del geologo cui spetta l'onere di fornire al Progettista i parametri geotecnici caratteristici.

Questi, come detto possono essere dedotti per analogia litologica e situazione sito-specifica dalle relazioni allegate.

Comune di Merone  
 Provincia di Como

Valsecchi  
 Armamento  
 Ferroviario  
 S.r.l.



Strada Provinciale 41  
 Ampliamento deposito parco mezzi  
 Appendice n. 1 alla relazione del giugno 2018

RELAZIONE GEOLOGICA E RELAZIONE GEOLOGICO - TECNICA  
 ai sensi del D.M. 14-01-2008 - N.T.C. 2008/2018 e della DGR IX/2616 DEL 30-11-2011

Handwritten signature of Davide Sala in blue ink. A circular blue stamp is overlaid on the signature, containing the text 'ISTITUTO GEOLOGICO MILANO' and 'SALA DAVIDE'.

Luglio 2018

INDICE

Premessa	03
Inquadramento geografico	04
CAP. I RELAZIONE GEOLOGIA (AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008 - N.T.C. 2008/2018) - R1	06
c.f.r. relazione giugno 2018	
CAP. II RELAZIONE GEOLOGICA (AI SENSI DELLA D.G.R. n IX/2316 del 30/11/2011) - R3	07
2.1 CARTA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE cfr relazione giugno 2018	08
2.2 CARTA DEI VINCOLI cfr relazione giugno 2018	08
2.3 CARTA DI SINTESI cfr relazione giugno 2018	08
2.4 CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA	08
CAP. III RELAZIONE GEOTECNICA (ai sensi del D.M. 14/01/2008 - N.T.C. 2008/2018) - R2	10
3.0 INDAGINI GEOLOGICO TECNICHE IN SITO	11
3.1 PROVE PENETROMETRICHE STANDARDIZZATE	11
3.2 CARATTERIZZAZIONE CATEGORIALE DEL SUOLO DI FONDAZIONE	19
3.3 PARAMETIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO	20
3.4 AZIONE SISMICA	21
3.5 LIQUEFACIBILITA' DEL TERRENO	22
3.6 TIPOLOGIA INTERVENTI FONDAZIONALI	25
3.6.1 VALUTAZIONI PRELIMINARI IN MERITO A FONDAZIONI DIRETTE	25
CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	28
TAVOLE ED ALLEGATI	

#### Premessa

Il presente elaborato viene redatto su incarico dell'Arch. Daniela Fioroni per conto della Valseschi Armamento ferroviario S.r.l. con sede in Merone S.P. 41 e fa seguito all'indagine ed allo studio del giugno 2018.

Con tale incarico la Proprietà intende investigare un'area prossima a quella dove nel giugno 2018 sono state eseguite le seguenti indagini geologico tecniche:

n. 05 prove penetrometriche D.P.S.H.

n. 01 indagine M.A.S.W.

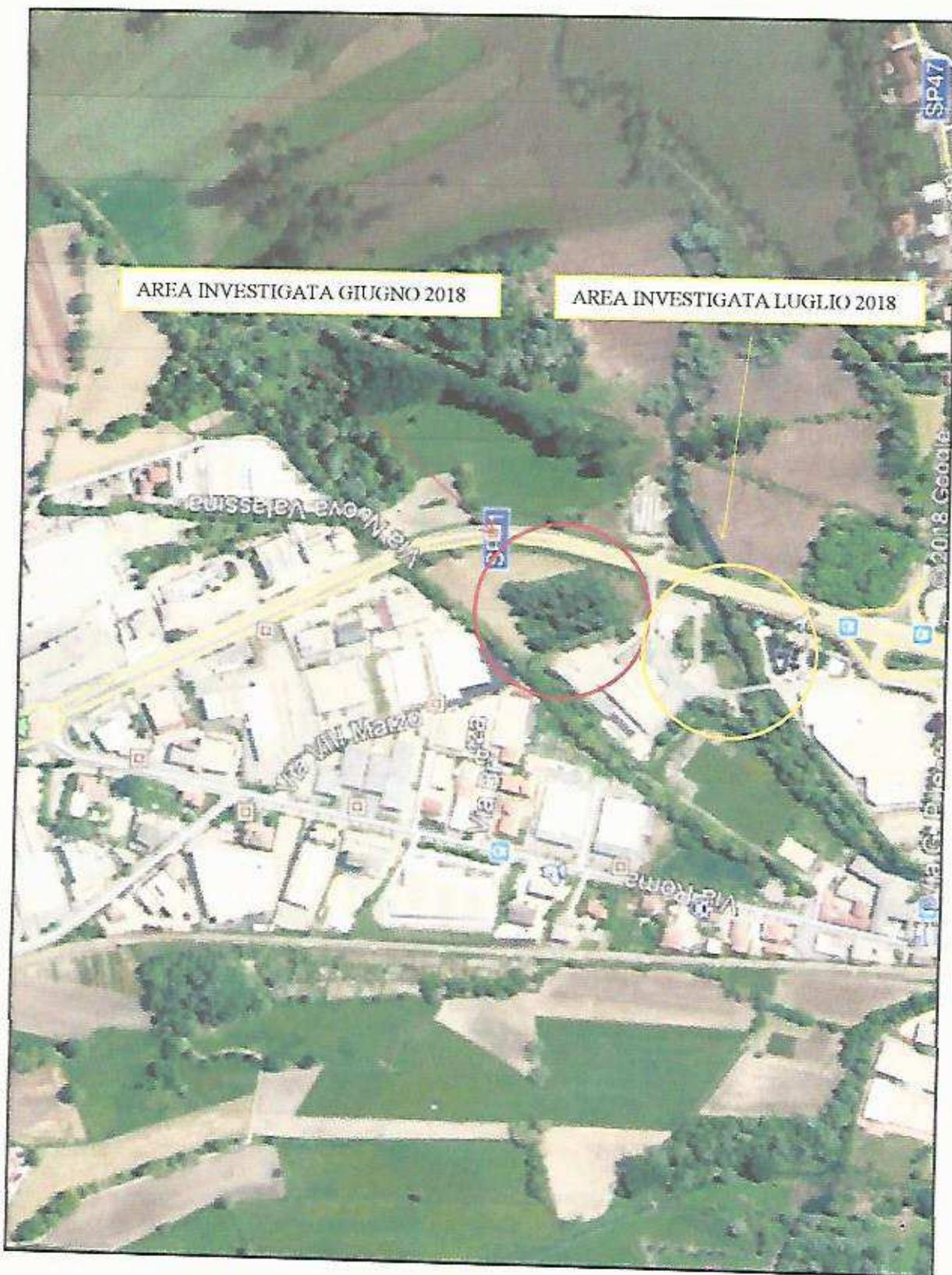
Tenendo conto della vicinanza – circa 100 m – e della relativa omogeneità dei terreni delle aree si ritiene di considerare attendibili le indagini eseguite a suo tempo, in particolare l'indagine sismica M.A.S.W. da cui è emerso inconfutabilmente la caratteristica categoriale di suolo: **TIPO D**.

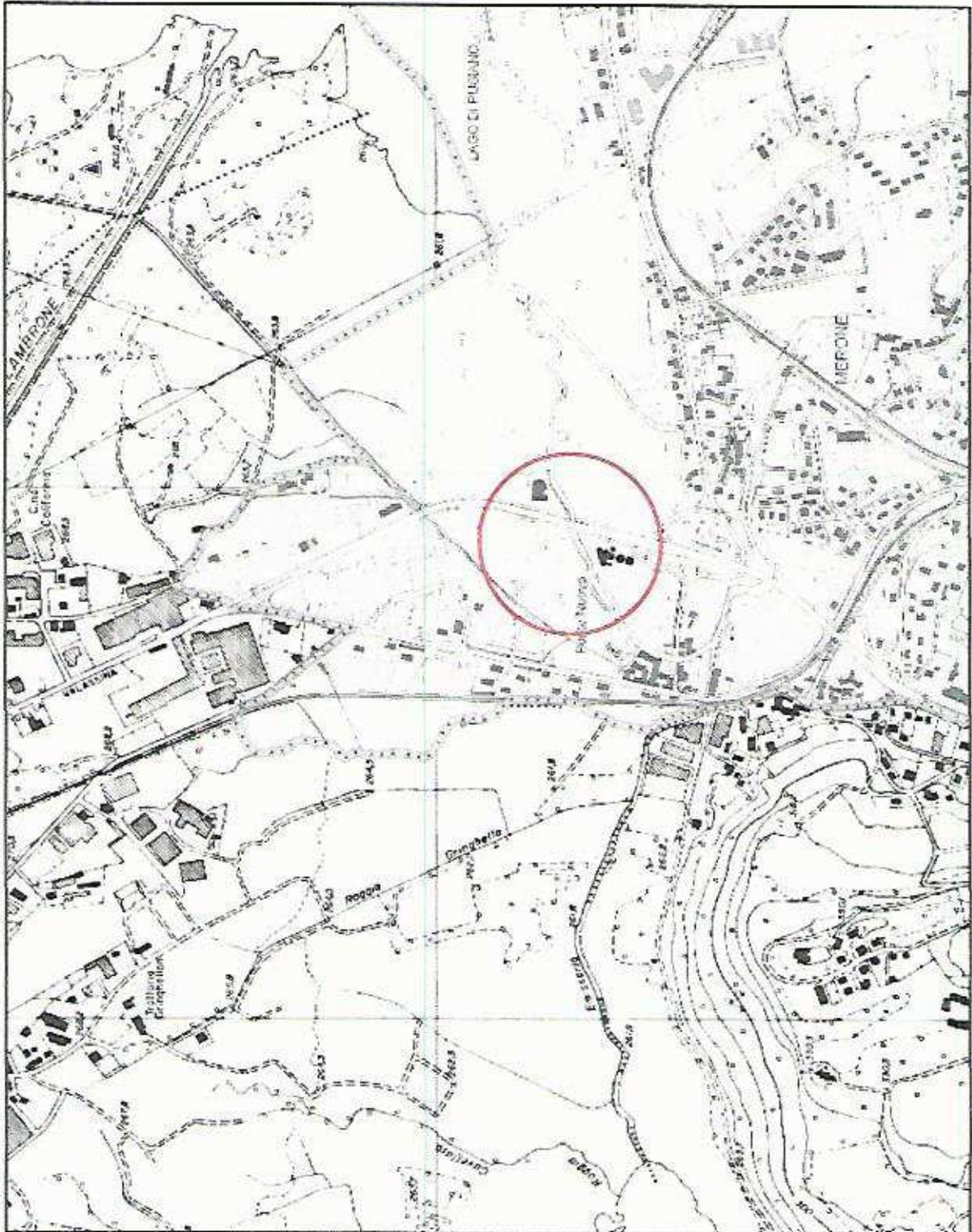
Allo scopo di avere conferme dei dati già in possesso, sono state eseguite

**n. 02 prove penetrometriche D.P.S.H.**

I dati, con gli ovi piccoli scostamenti fisiologici, hanno dato conferma dello stesso tipo e natura dei terreni di imposta.

Ai fini della presente appendice, si procede alla verifica delle previsioni del pgt della nuova area anche in relazione a quanto già precedentemente illustrato nelle relazioni del giugno 2018.





C.T.R. 30.000 Foglio B4C5

## CAPITOLO I

RELAZIONE GEOLOGICA  
(D.M. 14/01/2008 - N.T.C. 2008/2018)  
(Elaborato R1)

GIA' CONTEMPLATA NELLA RELAZIONE GIUGNO 2018

CAPITOLO II

RELAZIONE GEOLOGICA

AI SENSI DELLA D.G.R. n IX/2316 del 30/11/2011

(Elaborato R3)

## 2.1 – CARTA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

Si conferma quanto già esplicitato nella relazione giugno 2018

## 2.2 – CARTA DEI VINCOLI

Si conferma quanto già esplicitato nella relazione giugno 2018

## 2.3 – CARTA DI SINTESI

Si conferma quanto già esplicitato nella relazione giugno 2018

## 2.4 – CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA

La carta di fattibilità geologica alle azioni di piano evidenzia le aree omogenee in funzione del grado e del tipo di rischio ambientale cui è sottoposto.

Per il territorio comunale di Merone sono state riconosciute 3 classi di fattibilità di seguito riportate:

*Classe 2: fattibilità con modeste limitazioni*

*Classe 3: fattibilità con consistenti limitazioni*

*Classe 4: fattibilità con gravi limitazioni*

Dall'osservazione di tale elaborato grafico si evince come l'area rispetto a quella indagata a giugno 2018, è stata classificata diversamente

Area giugno 2018                      Classe 3.5 sft

Area luglio 2018                      Classe 3.6 sft

Overo:

### **Classe 3: fattibilità con consistenti limitazioni**

Sono qui comprese le aree che presentano consistenti limitazioni all'uso a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa.

Questa classe prevede che:

□ dove la conoscenza del territorio è sufficientemente approfondita, siano definite puntualmente, per le eventuali previsioni urbanistiche, le opere di mitigazione del rischio da mettere in atto e le specifiche costruttive degli interventi edificatori, in funzione della tipologia del fenomeno che ha generato la pericolosità/vulnerabilità del comparto;

□ siano definiti puntualmente i supplementi di indagine relativi alle problematiche da approfondire, la scala e l'ambito territoriale di riferimento, e la finalità degli stessi al fine di accertare la compatibilità tecnico-economica degli interventi con le situazioni di dissesto in atto o potenziale e individuare di conseguenza le prescrizioni di dettaglio per poter procedere o meno all'edificazione/trasformazione.

Gli approfondimenti e i supplementi di indagine indicati non sostituiscono, anche se possono comprendere, le indagini previste dal D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

### **3.6 Fasce B e C del PAI esterne ai centri edificati; fasce di rispetto fluviale di tipo 2**

Per la definizione geometrica di dettaglio di queste superfici si fa riferimento alle norme di carattere generale.

Il contenuto normativo deriva dal PAI per le fasce di tipo B e dalle Norme di Polizia Idraulica, che recepiscono le stesse indicazioni del PAI. Sono vietate ai sensi dell'art. 16 delle Norme di Polizia Idraulica:

- Nuove edificazioni

- Riparti anche temporanei se non finalizzati a progetti di sistemazione idraulica;

Gli interventi che comportino una riduzione apprezzabile della capacità di invaso, salvo che questi interventi comportino un significativo miglioramento delle funzioni idrauliche dell'intervento (art. 30 NIA PAI)

L'installazione di impianti di smaltimento dei rifiuti, ivi incluse le discariche di qualsiasi tipo sia pubbliche che private, il deposito a cielo aperto, ancorché provvisorio, di materiali o di rifiuti di qualsiasi genere (art. 30 NIA PAI).



CAPITOLO III

RELAZIONE GEOTECNICA

(ai sensi del D.M. 14/01/2008 - N.T.C. 2008/2018)

(Elaborato R2)

## 3.0 – INDAGINI GEOLOGICO TECNICHE IN SITO

## 3.1- PROVE PENETROMETRICHE STANDARDIZZATE

Sono state realizzate n. 02 prove penetrometriche dinamiche standardizzate la cui ubicazione viene riportata nella planimetria allegata. Lo strumento utilizzato per le prove dinamiche corrisponde alla categoria di standard internazionale **D.P.S.H.** avente le seguenti caratteristiche

W	H	A	D	Wa	Wc
63,5	75,0	60,0	50,5	6,5	15,7

W = peso del maglio (Kg)

H = altezza di caduta (cm)

A = Angolo d'apertura del cono (°)

D = Diametro di base del cono (mm)

Wa = peso delle aste (Kg/m)

Wc = peso della cuffia (Kg)

Passo delle misure = 20,00 cm.

Profondità iniziale della prova = 0,0 m.

Profondità della falda = 60,0 m.

Fattore di conversione da N(DP) a N(SPT) = 1,200

La profondità raggiunta nelle singole verticali di indagine è stata la seguente:

Prova 1	12,00 m da p.c.
Prova 2	12,00 m da p.c.

Tutte le prove sono state eseguite in data 06 luglio 2018.

L'ubicazione dei punti d'indagine è riportata nell'allegato unitamente ai tabulati di cantiere ed ai diagrammi di avanzamento penetrometrico questi elementi costituiscono il supporto fondamentale per la successiva elaborazione del modello geologico-tecnico del sottosuolo e delle conseguenti valutazioni pre-progettuali.

Sono stati utilizzati due programmi differenti per l'elaborazione delle prove anzidette.

Il Programma SCPT con il quale vengono elaborati i dati di cantiere e "standardizzate" o "normalizzate" le prove scpt.

Il successivo programma FONDIR permette di elaborare i dati ottenuti in modo più dettagliato tenendo conto anche delle azioni sismiche e nel rispetto delle NTC 2008 e s.m.i.

PROVA PENETROMETRICA n. Piazzale sud prova 1  
VALORI DI N

z (m)	N	N60	N1(60)	Nr
0,2	10	8	16	0
0,4	9	7	14	0
0,6	10	8	16	0
0,8	10	8	16	0
1,0	5	4	8	0
1,2	11	8	16	0
1,4	10	8	16	0
1,6	4	3	6	0
1,8	2	2	4	0
2,0	2	2	3	0
2,2	1	1	2	0
2,4	1	1	2	0
2,6	2	2	3	0
2,8	2	2	3	0
3,0	1	1	2	0
3,2	1	1	2	0
3,4	1	1	2	0
3,6	1	1	2	0
3,8	1	1	2	0
4,0	2	2	3	0
4,2	2	2	3	0
4,4	2	2	3	0
4,6	2	2	3	0
4,8	1	1	1	0
5,0	2	2	3	0
5,2	2	2	3	0
5,4	2	2	3	0
5,6	2	2	3	0
5,8	2	2	3	0
6,0	1	1	1	0
6,2	1	1	1	0
6,4	1	1	1	0
6,6	2	2	3	0
6,8	2	2	3	0
7,0	2	2	3	0
7,2	4	4	5	0
7,4	4	4	5	0
7,6	4	4	5	0
7,8	3	3	4	0
8,0	1	1	1	0
8,2	1	1	1	0
8,4	4	4	5	0
8,6	2	3	4	0
8,8	3	2	2	0
9,0	1	3	4	0
9,2	1	1	1	0
9,4	1	1	1	0
9,6	2	2	2	0
9,8	2	2	2	0
10,0	1	1	1	0
10,2	1	1	1	0
10,4	1	1	1	0
10,6	2	2	2	0

10,8	3	3	3	0
11,0	4	4	5	0
11,2	2	2	2	0
11,4	1	1	1	0
11,6	1	1	1	0
11,8	1	1	1	0
12,0	2	2	2	0

z = profondità

N = numero colpi originale

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

N<sub>1(60)</sub> = numero dei colpi corretto per la pressione litostatica

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

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

z	Litotipo	N <sub>60</sub>	q	Id	f <sub>p</sub>	M	E	G <sub>0</sub>	V <sub>s</sub>	k
0,2	SM-SC	8	17,4	40	36,9	11,0	8,7	37,3	78	1,59
0,4	SM-SC	7	17,1	39	35,7	9,8	8,1	35,8	87	1,39
0,6	SM-SC	8	17,3	40	36,4	11,0	8,9	40,2	97	1,59
0,8	SM-SC	8	17,3	40	36,2	11,0	8,9	41,1	102	1,59
1,0	SM-SC	4	16,1	29	30,8	6,2	4,7	27,3	95	0,79
1,2	SM-SC	8	17,3	40	35,7	11,0	9,0	42,8	111	1,59
1,4	SM-SC	8	17,3	40	35,5	11,0	9,0	43,4	114	1,59
1,6	ML-MH	3	15,6			2,9	0,6	23,0	91	0,59
1,8	ML-MH	2	15,1			2,3	0,3	18,1	86	0,39
2,0	ML-MH	2	15,1			2,3	0,3	18,4	88	0,39
2,2	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	12,4	80	0,10
2,4	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	12,5	81	0,10
2,6	ML-MH	2	15,1			2,3	0,3	19,1	93	0,20
2,8	ML-MH	2	15,1			2,3	0,3	19,2	94	0,20
3,0	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	13,0	85	0,10
3,2	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	13,2	86	0,10
3,4	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	13,3	87	0,10
3,6	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	13,4	88	0,10
3,8	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	13,5	89	0,10
4,0	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	20,2	101	0,20
4,2	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	20,4	102	0,20
4,4	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	20,5	103	0,20
4,6	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	20,7	104	0,20
4,8	ML-MH	1	14,3			1,7	0,1	14,0	93	0,10
5,0	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	20,8	105	0,20
5,2	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	21,0	106	0,20
5,4	ML-MH	2	14,9			2,3	0,3	21,1	107	0,20
5,6	ML-MH	2	14,9			2,3	0,3	21,3	108	0,20
5,8	ML-MH	2	14,9			2,3	0,3	21,3	108	0,20
6,0	ML-MH	1	14,2			1,7	0,1	14,5	97	0,10
6,2	ML-MH	1	14,2			1,7	0,1	14,5	97	0,10
6,4	ML-MH	1	14,2			1,7	0,1	14,7	98	0,10
6,6	ML-MH	2	14,9			2,3	0,3	21,8	111	0,20
6,8	ML-MH	2	14,9			2,3	0,3	21,9	112	0,20
7,0	ML-MH	2	14,9			2,3	0,3	21,9	112	0,20
7,2	ML-MH	4	15,8			3,5	0,6	32,9	127	0,43
7,4	ML-MH	4	15,8			3,5	0,6	33,1	128	0,43
7,6	ML-MH	4	15,8			3,5	0,6	33,3	129	0,43
7,8	ML-MH	3	15,3			2,9	0,5	28,2	123	0,31
8,0	ML-MH	1	14,2			1,7	0,1	15,3	102	0,10
8,2	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	15,4	103	0,10

8,4	ML-MH	4	15,7			3,5	0,6	33,7	131	0,43
8,6	ML-MH	3	15,3			2,9	0,5	28,6	125	0,31
8,8	ML-MH	2	14,9			2,3	0,2	22,8	117	0,20
9,0	ML-MH	3	15,3			2,9	0,5	28,8	126	0,31
9,2	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	15,7	105	0,10
9,4	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	15,7	105	0,10
9,6	ML-MH	2	14,8			2,3	0,2	23,1	119	0,20
9,8	ML-MH	2	14,8			2,3	0,2	23,3	120	0,20
10,0	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	16,0	107	0,10
10,2	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	16,0	107	0,10
10,4	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	16,1	108	0,10
10,6	ML-MH	2	14,8			2,3	0,2	23,6	122	0,20
10,8	ML-MH	3	15,2			2,9	0,3	29,7	131	0,31
11,0	ML-MH	4	15,6			3,5	0,6	35,1	138	0,43
11,2	ML-MH	2	14,8			2,3	0,2	23,8	123	0,20
11,4	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	16,3	109	0,10
11,6	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	16,4	110	0,10
11,8	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	16,4	110	0,10
12,0	ML-MH	2	14,8			2,3	0,2	24,2	125	0,20

z = profondità (m)

N60 = numero dei colpi standardizzato

g = peso di volume (kN/m<sup>3</sup>) - (Bruschi, 1980),(Chaigneau, 2001)

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

f p. = angolo d'attrito di picco (°) - (Hatanaka & Uchida, 1996, 1998)

M = modulo confinato (MPa) - (Mayne & Frost, 1980 [incoerente]; Schultze & Menzenbach, 1961 [coesivo])

E = modulo di Young (MPa) - (Jamiolkowski, 1988 [I.25 - incoerente]; Ohya & al., 1982 [I.u. - coesivo])

Go = modulo di taglio a basse deformazioni (MPa) - (FHWA, Mayne, 2001)

Vs = velocità onde di taglio (m/s) - (Ohta & Gotto, 1978),(Yoshida, 1988)

k = modulo di Winkler (Kg/cm<sup>3</sup>) - (Terzaghi, 1983)

Il modulo di Young si riferisce al 25% dello sforzo deviatorico nei terreni incoerenti e a E non drenato nei terreni coesivi

#### CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Valori medi e deviazione standard

da m.	a m.	Libotipo	g	Rd	Id	F	f <sub>vc</sub>	Su	M	E	Go	Vs	k
0,0	1,4	SC	17,1 +/- 0,4	8 +/- 2	38,2 +/- 4,1	35 +/- 2	29 +/- 1		10,1 +/- 1,7	8,1 +/- 1,5	38,2 +/- 5,5	98 +/- 13	1,4 +/- 0,2
1,4	2,0	ML	15,2 +/- 0,2	2 +/- 1				17,5 +/- 3,6	2,4 +/- 0,3	0,3 +/- 0,1	19,8 +/- 2,7	88 +/- 3	0,4 +/- 0,1
2,0	3,8	ML	14,5 +/- 0,3	1 +/- 0				9 +/- 3	1,8 +/- 0,2	0,2 +/- 0	14,4 +/- 2,7	87 +/- 5	0,1 +/- 0
3,8	5,8	ML	14,9 +/- 0,2	2 +/- 0				12,2 +/- 2	2,2 +/- 0,1	0,2 +/- 0	20,1 +/- 2,1	104 +/- 4	0,1 +/- 0
5,8	7,0	ML	14,5 +/- 0,3	1 +/- 0				9,4 +/- 3,3	2 +/- 0,3	0,2 +/- 0,1	18,2 +/- 3,9	105 +/- 8	0,1 +/- 0
7,0	7,8	ML	15,6 +/- 0,2	3 +/- 0				22,1 +/- 2,9	3,3 +/- 0,2	0,5 +/- 0	31,8 +/- 2,4	127 +/- 3	0,4 +/- 0
7,8	8,2	ML	14,1 +/- 0	1 +/- 0				5,8 +/- 0	1,7 +/- 0	0,1 +/- 0	15,3 +/- 0	103 +/- 1	0,1 +/- 0
8,2	9,8	ML	14,8 +/- 0,5	1 +/- 1				13,3 +/- 6	2,4 +/- 0,6	0,3 +/- 0,1	23,9 +/- 6,3	119 +/- 8	0,2 +/- 0,1

9,8	10,4	ML	14 +/- 0	1 +/- 0				6 +/- 0,4	1,6 +/- 0	0,1 +/- 0	16 +/- 0	107 +/- 1	0,1 +/- 0
10,4	12,0	MI	14,6 +/- 0,5	1 +/- 1				11,5 +/- 6,2	2,3 +/- 0,6	0,2 +/- 0,1	23,1 +/- 6,8	127 +/- 11	0,2 +/- 0,1

g = peso di volume (kN/mc)

Rd = resistenza dinamica (MPa)

kd = indice di densità (%)

f = angolo d'attrito di picco (°)

f<sub>v</sub> = angolo d'attrito a volume costante (°)

Su = resistenza al taglio non drenata (kPa)

M = modulo confinato (MPa)

E = modulo di Young (MPa)

Go = modulo di taglio (MPa)

Vs = velocità onde di taglio (m/s)

k = modulo di Winkler (Kg/cmc)

#### PROVA PENETROMETRICA n. Piazzale sud prova 2

##### VALORI DI N

z (m)	N	N60	N1(60)	Nr
0,2	6	5	10	0
0,4	8	6	12	0
0,6	8	6	12	0
0,8	10	8	16	0
1,0	6	5	10	0
1,2	12	9	18	0
1,4	11	8	16	0
1,6	5	4	8	0
1,8	3	2	4	0
2,0	3	2	3	0
2,2	2	2	3	0
2,4	1	1	2	0
2,6	1	1	2	0
2,8	2	2	3	0
3,0	1	1	2	0
3,2	1	1	2	0
3,4	1	1	2	0
3,6	1	1	2	0
3,8	2	2	3	0
4,0	2	2	3	0
4,2	2	2	3	0
4,4	2	2	3	0
4,6	2	2	3	0
4,8	2	2	3	0
5,0	2	2	3	0
5,2	2	2	3	0
5,4	2	2	3	0
5,6	2	2	3	0
5,8	1	1	1	0
6,0	1	1	1	0
6,2	1	1	1	0
6,4	1	1	1	0
6,6	2	2	3	0
6,8	2	2	3	0
7,0	2	2	3	0
7,2	3	3	4	0
7,4	4	4	5	0

7,6	4	4	5	0
7,8	4	4	5	0
8,0	4	4	5	0
8,2	3	3	4	0
8,4	2	2	2	0
8,6	2	2	2	0
8,8	2	2	2	0
9,0	2	2	2	0
9,2	2	2	2	0
9,4	1	1	1	0
9,6	1	1	1	0
9,8	3	3	4	0
10,0	2	2	2	0
10,2	1	1	1	0
10,4	2	2	2	0
10,6	2	2	2	0
10,8	1	1	1	0
11,0	1	1	1	0
11,2	3	3	3	0
11,4	3	3	3	0
11,6	2	2	2	0
11,8	3	3	3	0
12,0	3	3	3	0

z = profondità

N = numero colpi originale

N60 = numero colpi standardizzato

N<sub>l</sub>(60) = numero dei colpi corretto per la pressione litostatica

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

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

z	Ebn tipo	N60	σ	Id	f <sub>p</sub>	M	ξ	G <sub>0</sub>	V <sub>s</sub>	k
0,2	SM-SC	5	16,5	33	33,4	7,4	5,9	27,6	72	0,99
0,4	SM-SC	6	16,8	35	34,4	8,7	6,8	32,4	85	1,19
0,6	SM-SC	6	16,7	35	34,2	8,7	6,8	33,5	92	1,19
0,8	SM-SC	8	17,3	40	36,2	11,0	8,9	41,1	102	1,59
1,0	SM-SC	5	16,4	33	32,5	7,4	6,1	31,4	99	0,99
1,2	SM-SC	9	17,6	43	36,9	12,1	10,3	46,1	113	1,80
1,4	SM-SC	8	17,3	40	35,6	11,0	9,0	43,4	114	1,59
1,6	ML-MH	4	16,0			3,5	0,7	27,3	95	0,79
1,8	ML-MH	2	15,1			2,3	0,3	18,1	86	0,39
2,0	ML-MH	2	15,1			2,3	0,3	18,4	88	0,39
2,2	ML-MH	2	15,1			2,3	0,3	18,6	90	0,20
2,4	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	12,5	81	0,10
2,6	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	12,7	82	0,10
2,8	ML-MH	2	15,1			2,3	0,3	19,2	94	0,20
3,0	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	13,0	85	0,10
3,2	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	13,2	86	0,10
3,4	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	13,3	87	0,10
3,6	ML-MH	1	14,4			1,7	0,2	13,4	88	0,10
3,8	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	20,1	100	0,20
4,0	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	20,2	101	0,20
4,2	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	20,4	102	0,20
4,4	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	20,5	103	0,20
4,6	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	20,7	104	0,20
4,8	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	20,7	104	0,20
5,0	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	20,8	105	0,20

5,2	ML-MH	2	15,0			2,3	0,3	21,0	106	0,20
5,4	ML-MH	2	14,9			2,3	0,3	21,1	107	0,20
5,6	ML-MH	2	14,9			2,3	0,3	21,3	108	0,20
5,8	ML-MH	1	14,2			1,7	0,1	14,4	96	0,10
6,0	ML-MH	1	14,2			1,7	0,1	14,5	97	0,10
6,2	ML-MH	1	14,2			1,7	0,1	14,5	97	0,10
6,4	ML-MH	1	14,2			1,7	0,1	14,7	98	0,10
6,6	ML-MH	2	14,9			2,3	0,3	21,8	111	0,20
6,8	ML-MH	2	14,9			2,3	0,3	21,9	112	0,20
7,0	ML-MH	2	14,9			2,3	0,3	21,9	112	0,20
7,2	ML-MH	3	15,4			2,9	0,5	27,9	121	0,31
7,4	ML-MH	4	15,8			3,5	0,6	33,1	128	0,43
7,6	ML-MH	4	15,8			3,5	0,6	33,3	129	0,43
7,8	ML-MH	4	15,7			3,5	0,6	33,2	129	0,43
8,0	ML-MH	4	15,7			3,5	0,6	33,4	130	0,43
8,2	ML-MH	3	15,3			2,9	0,5	28,4	124	0,31
8,4	ML-MH	2	14,9			2,3	0,2	22,6	116	0,20
8,6	ML-MH	2	14,9			2,3	0,2	22,8	117	0,20
8,8	ML-MH	2	14,9			2,3	0,2	22,8	117	0,20
9,0	ML-MH	2	14,8			2,3	0,2	22,9	118	0,20
9,2	ML-MH	2	14,8			2,3	0,2	22,9	118	0,20
9,4	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	15,7	105	0,10
9,6	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	15,8	106	0,10
9,8	ML-MH	3	15,3			2,9	0,5	29,3	129	0,31
10,0	ML-MH	2	14,8			2,3	0,2	23,3	120	0,20
10,2	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	16,0	107	0,10
10,4	ML-MH	2	14,8			2,3	0,2	23,5	121	0,20
10,6	ML-MH	2	14,8			2,3	0,2	23,6	122	0,20
10,8	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	16,1	108	0,10
11,0	ML-MH	1	14,1			1,7	0,1	16,3	109	0,10
11,2	ML-MH	3	15,2			2,9	0,3	29,9	132	0,30
11,4	ML-MH	3	15,2			2,9	0,3	29,9	132	0,31
11,6	ML-MH	2	14,8			2,3	0,2	24,0	124	0,20
11,8	ML-MH	3	15,2			2,9	0,3	30,1	133	0,31
12,0	ML-MH	3	15,2			2,9	0,3	30,3	134	0,31

z = profondità (m)

N60 = numero dei colpi standardizzato

g = peso di volume (kN/m<sup>3</sup>) - (Bruschi, 1980),(Chaigneau, 2001)

Id = indice di densità (%) - (Kulawy & Mayne, 1990)

$\phi_p$  = angolo d'attrito di picco (°) - (Hatanaka & Uchida, 1996, 1998)

M = modulo confinato (MPa) - (Mayne & Frost, 1980 [incoerente]; Schultze & Menzies, 1961 [coesivo])

E = modulo di Young (MPa) - (Jamiolkowski, 1988 [E25 - incoerente]; Ohya & al., 1982 [E1 - coesivo])

G<sub>0</sub> = modulo di taglio a basse deformazioni (MPa) - (FHWA, Mayne, 2001)

V<sub>s</sub> = velocità onde di taglio (m/s) - (Ohta & Goto, 1978),(Yoshida, 1988)

k = modulo di Winkler (Kg/cm<sup>3</sup>) - (Terzaghi, 1983)

Il modulo di Young si riferisce al 25% dello sforzo deviatorico nei terreni incoerenti e a E non drenato nei terreni coesivi

#### CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Valori medi e deviazione standard

da m.	a m.	Litotipo	g	Rd	Id	$\phi$	$\phi_{vc}$	Su	M	E	G <sub>0</sub>	V <sub>s</sub>	k
0,0	1,4	SC	16,9 +/- 0,4	7 +/- 2	37 +/- 3,9	35 +/- 2	29 +/- 1		9,4 +/- 1,8	7,6 +/- 1,6	36,5 +/- 6,9	97 +/- 15	1,3 +/- 0,3
1,4	2,2	ML	15,3 +/- 0,4	3 +/- 1				18,7 +/- 6,5	2,5 +/- 0,6	0,4 +/- 0,1	20,6 +/- 4,4	90 +/- 4	0,4 +/- 0,2
2,2	3,6	ML	14,5	1 +/-				8,4	1,7 +/-	0,2	13,9	86 +/-	0,1 +/-

			+/- 0,2	0				+/- 2,5	0,2	+/- 0	+/- 2,3	4	0
3,6	5,6	MI	14,9 +/- 0	2 +/- 0				12,9 +/- 0,3	2,3 +/- 0	0,3 +/- 0	20,6 +/- 0,1	104 +/- 3	0,1 +/- 0
5,6	6,4	MI	14,2 +/- 0	1 +/- 0				6,4 +/- 0,2	1,7 +/- 0	0,1 +/- 0	14,5 +/- 0,1	97 +/- 1	0,1 +/- 0
6,4	7,0	MI	14,9 +/- 0	1 +/- 0				12,5 +/- 0,2	2,3 +/- 0	0,2 +/- 0	21,8 +/- 0	112 +/- 1	0,2 +/- 0
7,0	8,2	MI	15,6 +/- 0,2	2 +/- 0				21,5 +/- 2,8	3,2 +/- 0,3	0,5 +/- 0	31,5 +/- 2,6	127 +/- 4	0,3 +/- 0
8,2	9,2	MI	14,8 +/- 0	1 +/- 0				12,7 +/- 0,1	2,3 +/- 0	0,2 +/- 0	22,8 +/- 0,1	117 +/- 1	0,2 +/- 0
9,2	11,0	MI	14,4 +/- 0,4	1 +/- 0				9,2 +/- 4,3	2 +/- 0,4	0,1 +/- 0,1	19,9 +/- 5	114 +/- 9	0,1 +/- 0
11,0	12	MI	15,7 +/- 0,3	2 +/- 0				16,3 +/- 2,6	2,7 +/- 0,2	0,2 +/- 0	28,8 +/- 2,7	131 +/- 4	0,2 +/- 0

g = peso di volume (kN/mc)

Rd = resistenza dinamica (MPa)

Id = indice di densità (%)

f = angolo d'attrito di picco (°)

f<sub>v</sub> = angolo d'attrito a volume costante (°)

Su = resistenza al taglio non drenata (kPa)

M = modulo confinato (MPa)

E = modulo di Young (MPa)

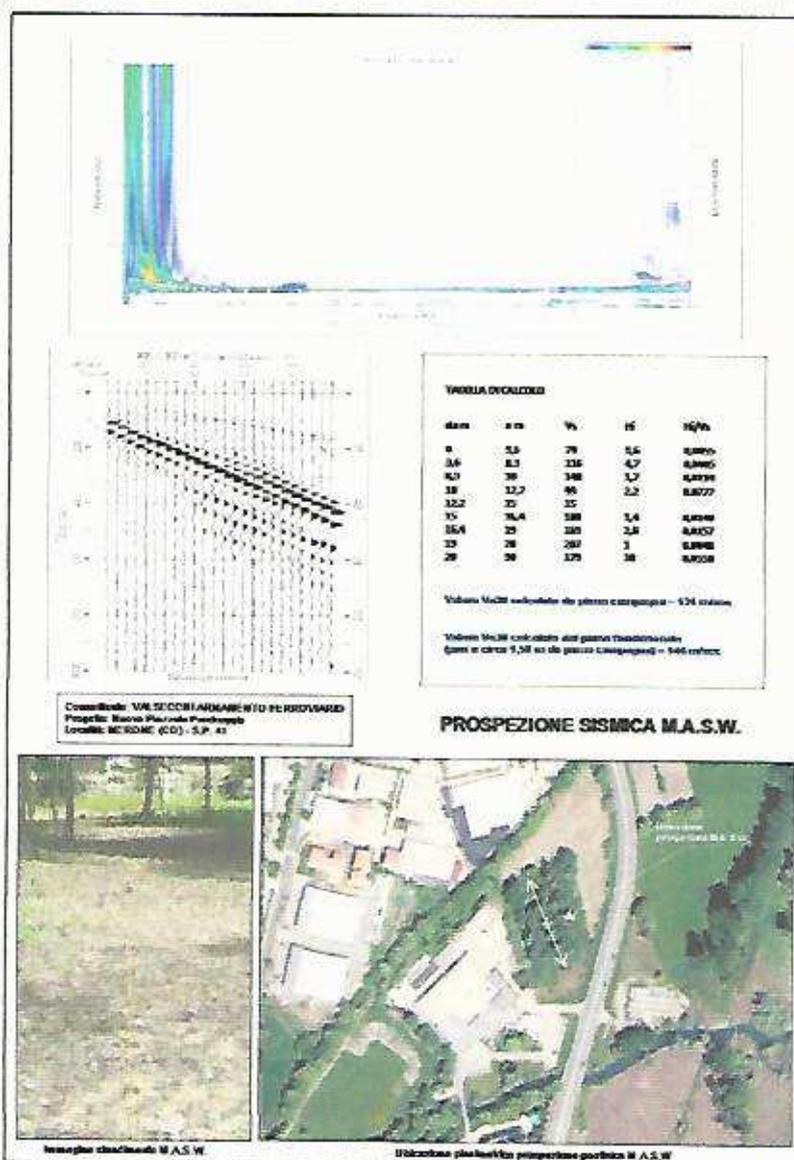
G<sub>0</sub> = modulo di taglio (MPa)

V<sub>s</sub> = velocità onde di taglio (m/s)

k = modulo di Winkler (Kg/cm<sup>3</sup>)

### 3.2 CARATTERIZZAZIONE CATEGORIALE DEL SUOLO DI FONDAZIONI

Come previsto dalla normativa sismica vigente (*Testo Unico – D.M. 14/01/2008 – N.T.C. 2018*) è stata attuata la classificazione del tipo di suolo di fondazione dell'area di specifico interesse. La categorizzazione sismica del primo sottosuolo è stata attuata attraverso l'esecuzione di una prospezione sismica M.A.S.W. condotta all'interno dell'area di intervento. I risultati ottenuti vengono riassunti nell'elaborato a seguire



Come osservabile, il valore Vs30, calcolato a partire dal piano campagna attuale, risulta essere pari a **131 m/sec**. Tuttavia ipotizzando un piano di imposta dei futuri interventi pavimentali ad una profondità di 1,50 m circa (sommatoria tra sottofondo stabilizzato e finitura pavimentale) il valore di Vs30 di riferimento progettuale diviene pari a **144 m/sec**.

Sulla base delle elaborazioni attuate, i terreni di posa fondazionale rientrano pertanto nella classe categoriale di suolo di tipo D rappresentati da "terreni granulari mediamente sciolti e/o terreni coesivo dominanti poco consistenti"

Io terreni a grana fina a media consistenza caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/sec.

### 3.3 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

1) Valutazione della sicurezza dell'opera

Vita nominale dell'opera (paragrafo 2.4.1) = 50 anni

Classe d'uso (paragrafo 2.4.2) = II

Vita di riferimento dell'opera (paragrafo 2.4.3) ( $VR = VN \cdot CU$ ) = 50 anni

Coefficiente d'uso  $CU$  (tabella 2.4.II) = 1

Tempi di ritorno da utilizzarsi nelle verifiche per azioni sismiche

Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $PVR$  (tabella 3.2.I)

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

Tempi di ritorno  $[VR/\ln(1-PVR)]$  (anni):

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

2) Parametri geotecnici utilizzati per l'analisi corrente (paragrafo 6.4.2.1):

Parametri geotecnici derivanti dall'interpretazione della Prova CPT 01

Quota falda da p.c. (m): 2,00

Verifica agli stati limite: Approccio 1 - Combinazione 1 (A) + (M) + (R)

Coefficiente parziale per il parametro geotecnico ( $M$ ): 1,3

Strato	Classificazione USCS	z	N60	gamma	phi	c	Md	Id	Vs	CF
1	SC **	1,4	11	17,1	29,0	0,0	10,1	38,2	98	20
2	ML	2	4	15,2	0,0	17,5	2,4	0,0	88	60
3	ML	3,8	2	14,5	0,0	9,0	1,8	0,0	87	60
4	ML	5,8	3	14,9	0,0	12,2	2,2	0,0	104	60
5	ML	7	2	14,5	0,0	9,4	2,0	0,0	105	60
6	ML	7,8	5	15,6	0,0	22,1	3,3	0,0	127	60
7	ML	8,2	1	14,1	0,0	5,8	1,7	0,0	103	60
8	Mt	9,8	3	14,8	0,0	13,3	2,4	0,0	119	60
9	ML	10,4	1	14,0	0,0	6,0	1,6	0,0	107	60
10	ML	12	2	14,6	0,0	11,5	2,3	0,0	121	60

z = profondità dal p.c. (m)

N60 = numero dei colpi SPT standardizzato

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

phi = angolo d'attrito (°)

c = coesione (kPa)

Md = modulo di deformabilità (MPa)

Id = indice di densità relativa (%)

Vs = velocità onde sismiche di taglio (m/s)

CF = contenuto di fini (%)

(\*\*): terreni rimanggiati, riparti grossolani - parametri geotecnici puramente indicativi

## 3.4 - AZIONE SISMICA

In accordo con il paragrafo 3.2.2, il terreno di fondazione appartiene alla categoria D - Depositi di terreni granulari da sciolti o poco addensati o coesivi da poco a mediamente consistenti. I parametri di base, riferiti al sito di riferimento rigido orizzontale, sono per i vari stati limite:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
$A_g$	0,018	0,022	0,047	0,057
$F_0$	2,581	2,563	2,643	2,679
$T_c^*$	0,158	0,184	0,277	0,298

Stati limite di esercizio:

SLE-SLO - Stato limite di operatività

SLE-SLD - Stato limite di danno

Stati limite ultimi:

SLU-SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

SLU-SLC - Stato limite di prevenzione del collasso

$A_g$  = Accelerazione orizzontale massima del terreno (g)

$F_0$  = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (-)

$T_c^*$  = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (s)

Amplificazione stratigrafica

I fattori di amplificazione stratigrafica SS (tabella 3.2.V) sono pari a:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
SS	1,800	1,800	1,800	1,800

I fattori di amplificazione stratigrafici CC (tabella 3.2.V) sono pari a:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
CC	3,345	2,914	2,375	2,290

Il fattore di amplificazione topografico ST (tabella 3.2.VI) è pari a: 1,000

Le accelerazioni massime orizzontali attese al sito ( $a_{max}$ ) per i vari stati limite sono:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
$a_g$	0,032 g	0,040 g	0,085 g	0,103 g

L'accelerazione massima orizzontale attesa al sito ( $a_{max}$ ) per SLU-SLV è: 0,085 a/g

### 3.5 LIQUEFACIBILITÀ DEL TERRENO

Viene verificata di seguito la suscettibilità alla liquefazione dei/ri terreni (paragrafo 2.3). In base al catalogo del Rischio Sismico Nazionale, la magnitudo di riferimento per un tempo di ritorno di 475 anni è pari a 5.

Il metodo di verifica adottato, accettato dall'ingegneria geotecnica, è quello basato su correlazioni di campagna tra misure in sito e valori critici dello sforzo ciclico di taglio.

#### Analisi della liquefazione da prova CPT – Metodo I

Magnitudo: 5,0

Accelerazione: 0,085g

Il valore della Domanda di Resistenza alla Liquefazione (CSR) è calcolata con l'equazione semi empirica proposta da Seed & Idriss (1971, 1997), il valore della Capacità di Resistenza alla Liquefazione (CRR) è calcolata secondo il metodo di Robertson & Wride (1997).

Il fattore di scala della magnitudo applicato è calcolato secondo le raccomandazioni NCEER (1997) dalle equazioni di Idriss (1990) e di Andrus & Stokoe (2005).

Il valore del fattore scala è pari a: 3,340

I risultati delle elaborazioni sono esposti di seguito:

z	N	CF	N <sub>60cs</sub>	CSR	CRR	F <sub>s</sub>
0,2	12	20	17	0,055	0,178	>2,0
0,4	11	20	15	0,055	0,167	>2,0
0,6	12	20	17	0,055	0,178	>2,0
0,8	12	20	17	0,055	0,178	>2,0
1,0	5	20	10	0,055	0,109	>2,0
1,2	12	20	17	0,054	0,178	>2,0
1,4	12	20	17	0,054	0,178	>2,0
1,6	5	60	11	0,054	0,119	>2,0
1,8	3	60	9	0,054	0,094	>2,0
2,0	3	60	9	0,054	0,094	>2,0
2,2	2	60	7	0,057	0,083	>2,0
2,4	2	60	7	0,060	0,083	>2,0
2,6	3	60	9	0,063	0,094	>2,0
2,8	3	60	9	0,065	0,094	>2,0
3,0	2	60	7	0,068	0,083	>2,0
3,2	2	60	7	0,070	0,083	>2,0
3,4	2	60	7	0,072	0,083	>2,0
3,6	2	60	7	0,075	0,083	>2,0
3,8	2	60	7	0,077	0,083	>2,0
4,0	3	60	9	0,078	0,094	>2,0
4,2	3	60	9	0,080	0,094	>2,0
4,4	3	60	9	0,082	0,094	>2,0
4,6	3	60	9	0,083	0,094	>2,0
4,8	1	60	6	0,085	0,073	>2,0
5,0	3	60	9	0,086	0,094	>2,0
5,2	3	60	9	0,088	0,094	>2,0
5,4	3	60	9	0,089	0,094	>2,0
5,6	3	60	9	0,090	0,094	>2,0
5,8	3	60	9	0,091	0,094	>2,0
6,0	1	60	6	0,093	0,073	>2,0
6,2	1	60	6	0,094	0,073	>2,0
6,4	1	60	6	0,095	0,073	>2,0
6,6	3	60	9	0,096	0,094	>2,0
6,8	3	60	9	0,097	0,094	>2,0
7,0	3	60	9	0,098	0,094	>2,0
7,2	5	60	11	0,098	0,119	>2,0
7,4	5	60	11	0,099	0,119	>2,0
7,6	5	60	11	0,100	0,119	>2,0
7,8	4	60	10	0,100	0,106	>2,0
8,0	1	60	6	0,101	0,073	>2,0

8,2	1	60	6	0,102	0,073	>2,0
8,4	5	60	11	0,102	0,119	>2,0
8,6	4	60	10	0,103	0,106	>2,0
8,8	2	60	7	0,104	0,083	>2,0
9,0	4	60	10	0,104	0,106	>2,0
9,2	1	60	6	0,105	0,073	>2,0
9,4	1	60	6	0,105	0,073	>2,0
9,6	2	60	7	0,105	0,083	>2,0
9,8	2	60	7	0,105	0,083	>2,0
10,0	1	60	6	0,105	0,073	>2,0
10,2	1	60	6	0,105	0,073	>2,0
10,4	1	60	6	0,105	0,073	>2,0
10,6	2	60	7	0,105	0,083	>2,0
10,8	3	60	9	0,105	0,094	>2,0
11,0	5	60	11	0,105	0,119	>2,0
11,2	2	60	7	0,105	0,083	>2,0
11,4	1	60	6	0,104	0,073	>2,0
11,6	1	60	6	0,104	0,073	>2,0
11,8	1	60	6	0,104	0,073	>2,0
12,0	2	60	7	0,104	0,083	>2,0

z = profondità(m)

N = Numero dei colpi riportato alla prova SPT

CF = contenuto di fini (%)

N60cs = Numero dei colpi corretto per i fini

CSR = Cyclic stress ratio (Domanda)

CRR = Cyclic resistance ratio (Capacità)

Fs = Fattore di sicurezza

La correzione per i fini viene fatta secondo Idriss & Seed (1997).

Il cedimento in fase sismica viene calcolato dalle equazioni di Tokimatsu & Seed (1987) e risulta pari a circa 0,0 cm.

Il cedimento post liquefazione dovuto alla dissipazione dell'eccesso di pressioni interstiziali viene calcolato dalle equazioni di Ishihara e Yoshimine (1990) e risulta pari a circa 0,0 cm.

Il cedimento totale risultante in sisma è di circa 0,0 cm.

Analisi della liquefazione da prova DP - Metodo II

Dati di riferimento per l'analisi:

Magnitudo: 5,0

Accelerazione: 0,085g

Il valore della Domanda di Resistenza alla Liquefazione CSR è calcolata con l'equazione semi-empirica proposta da Seed & Idriss (1971, 1997), il valore della Capacità di Resistenza alla Liquefazione CRR è calcolata secondo il metodo di Juang, Chen, Jiang, Andrus (2000).

Il fattore di scala della magnitudo applicato è calcolato secondo le raccomandazioni NCEER (1997) dalle equazioni di Idriss (1990) e di Andrus & Stokoe (2000).

Il valore del fattore scala è pari a: 3,340

I risultati delle elaborazioni sono esposti di seguito:

z	N	CF	N60cs	CSR	CRR	Fs
0,2	12	20	17	0,055	0,204	>2,0
0,4	11	20	15	0,055	0,192	>2,0
0,6	12	20	17	0,055	0,204	>2,0
0,8	12	20	17	0,055	0,204	>2,0
1,0	6	20	10	0,055	0,134	>2,0
1,2	12	20	17	0,054	0,204	>2,0
1,4	12	20	17	0,054	0,204	>2,0
1,6	5	60	11	0,054	0,144	>2,0
1,8	3	60	9	0,054	0,119	>2,0
2,0	3	60	9	0,054	0,119	>2,0
2,2	2	60	7	0,057	0,106	>2,0
2,4	2	60	7	0,060	0,106	>2,0
2,6	3	60	9	0,063	0,119	>2,0

2,8	3	60	9	0,065	0,119	>2,0
3,0	2	60	7	0,068	0,106	>2,0
3,2	2	60	7	0,070	0,106	>2,0
3,4	2	60	7	0,072	0,106	>2,0
3,6	2	60	7	0,075	0,106	>2,0
3,8	2	60	7	0,077	0,106	>2,0
4,0	3	60	9	0,078	0,119	>2,0
4,2	3	60	9	0,080	0,119	>2,0
4,4	3	60	9	0,082	0,119	>2,0
4,6	3	60	9	0,083	0,119	>2,0
4,8	1	60	6	0,085	0,094	>2,0
5,0	3	60	9	0,086	0,119	>2,0
5,2	3	60	9	0,088	0,119	>2,0
5,4	3	60	9	0,089	0,119	>2,0
5,6	3	60	9	0,090	0,119	>2,0
5,8	3	60	9	0,091	0,119	>2,0
6,0	1	60	6	0,093	0,094	>2,0
6,2	1	60	6	0,094	0,094	>2,0
6,4	1	60	6	0,095	0,094	>2,0
6,6	3	60	9	0,096	0,119	>2,0
6,8	3	60	9	0,097	0,119	>2,0
7,0	3	60	9	0,098	0,119	>2,0
7,2	5	60	11	0,098	0,144	>2,0
7,4	5	60	11	0,099	0,144	>2,0
7,6	5	60	11	0,100	0,144	>2,0
7,8	4	60	10	0,100	0,131	>2,0
8,0	1	60	6	0,101	0,094	>2,0
8,2	1	60	6	0,102	0,094	>2,0
8,4	5	60	11	0,102	0,144	>2,0
8,6	4	60	10	0,103	0,131	>2,0
8,8	2	60	7	0,104	0,106	>2,0
9,0	4	60	10	0,104	0,131	>2,0
9,2	1	60	6	0,105	0,094	>2,0
9,4	1	60	6	0,105	0,094	>2,0
9,6	2	60	7	0,105	0,106	>2,0
9,8	2	60	7	0,105	0,106	>2,0
10,0	1	60	6	0,105	0,094	>2,0
10,2	1	60	6	0,105	0,094	>2,0
10,4	1	60	6	0,105	0,094	>2,0
10,6	2	60	7	0,105	0,106	>2,0
10,8	3	60	9	0,105	0,119	>2,0
11,0	5	60	11	0,105	0,144	>2,0
11,2	2	60	7	0,105	0,106	>2,0
11,4	1	60	6	0,104	0,094	>2,0
11,6	1	60	6	0,104	0,094	>2,0
11,8	1	60	6	0,104	0,094	>2,0
12,0	2	60	7	0,104	0,106	>2,0

z = profondità(m)

N = Numero dei colpi riportati alla prova SP1

CF = contenuto di fini (%)

N60cs = Numero dei colpi corretto per i fini

CSR = Cyclic stress ratio (Domanda)

CRR = Cyclic resistance ratio (Capacità)

Fs = Fattore di sicurezza

La correzione per i fini viene fatta secondo Idris & Seed (1997).

Il cedimento in fase sismica viene calcolato dalle equazioni di Tokimatsu & Seed (1987) e risulta pari a circa 0,0 cm.

Il cedimento post liquefazione dovuto alla dissipazione dell'eccesso di pressioni interstiziali viene calcolato dalle equazioni di Ichiura e Yosemine (1990) e risulta pari a circa 0,0 cm.

Il cedimento totale risultante in sisma è di circa 0,0 cm.

### 3.6 - TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI FONDAZIONALI

Prenderemo ora in esame *singolarmente* i fattori di valutazione pre-progettuale per poi giungere ad una sintesi finale delle condizioni di carico fondazionali valutate conservativamente ai fini della stabilità statica dei futuri interventi.

#### 3.6.1 - VALUTAZIONI PRELIMINARI IN MERITO A FONDAZIONI DIRETTE

Sulla base delle indicazioni fornite dalla committenza le strutture previste sono rappresentate da nuove pavimentazioni che andranno a comporre un futuro nuovo accesso ai depositi e magazzini in essere.

Su specifica richiesta della committenza sono state analizzate le possibili condizioni di esercizio fondazionale in appoggio diretto (fondazioni a platea estesa) sviluppate ad una profondità complessiva (sottofondo stabilizzate+finitura pavimentale) pari a circa 0,60/1,0 m di profondità dall'attuale piano campagna.

Risulta comunque doveroso sottolineare, in via preliminare, le specifiche condizioni geotecniche individuate: ovvero la presenza di terreni con pessime caratteristiche geotecniche sviluppati sino ad oltre 20 m (cfr. indagini giugno 2018 e confermate da indagini luglio 2018) di profondità dall'attuale piano campagna e contraddistinti da possibili consistenti variazioni laterali di natura litologica e geotecnica al loro interno.

Ne derivano quindi condizioni geotecniche chiaramente non favorevoli alla realizzazione di fondazioni di tipo diretto in quanto soluzione progettuale caratterizzata da rischi progettuali intrinseci elevati connessi al presumibile sviluppo di fenomeni di cedimento sia in termini totali che differenziali di non trascurabile entità potenzialmente non compatibili con le caratteristiche di durezza di norma richieste per opere di questa tipologia.

Deve quindi risultare chiaro come, secondo il parere dello scrivente, tipologie fondazionali dirette costituiscono di fatto una soluzione non conservativa a favore di sicurezza per le future opere: l'eventuale scelta di questa tipologia fondazionale dovrà quindi essere attuata con estrema cautela da parte del progettista con il consenso dell'impresa esecutrice delle opere. Solo l'accertamento (con tutte le responsabilità che ne conseguono) della compatibilità struttura/cedimenti da parte dell'ingegnere progettista e/o calcolatore incaricato e l'accettazione di tali condizioni da parte dell'impresa esecutrice delle opere, potrebbe indurre all'adozione di una scelta progettuale di tal tipo.

L'assetto geotecnico individuato sarà comunque causa di sviluppo di fenomeni di assestamento, anche potenzialmente disomogeneo, già nel breve medio termine in virtù dell'elevatissima compressibilità dei depositi che vanno a comporre il primo sottosuolo sino a profondità anche superiore a quella d'investigazione raggiunta.

Fermo restando quanto sopra, sono state comunque valutate le condizioni di esercizio di una struttura fondazionale a platea estesa con dimensioni di tentativo  $B = 8$  m ed  $L = 30$  m poggiate alla profondità di 0,60 m circa dall'attuale piano campagna.

Analisi della Capacità Portante in condizioni statiche

**IPOTESI FONDAZIONALE 01: FONDAZIONI A PLATEA ESTESA**

Approccio 2

Combinazione A1 + M1

Tipologia della fondazione = rettangolare

Geometria della fondazione e carichi strutturali

B	L	Df	Hf	N	MB	ML	H	b	a
8,00	30,00	0,30	2,00	4842	0	0	0	0	0

B = Larghezza della fondazione (m)

L = Lunghezza della fondazione (m)

Df = Profondità d'appoggio (m)

Hf = Profondità della falda (m)

N = Carico verticale (kN) (Azione massima di progetto)

MB = Momento parallelo a B (kNm)

ML = Momento parallelo a L (kNm)

H = Forza di Taglio (kN)

b = Inclinazione del piano di posa (°)

a = Inclinazione del pendio (°)

L'indice di rigidità è superiore alla rigidità critica, la rottura è di tipo generale.

Parametri di calcolo

B'	L'	gamma'	phi	c
8,0	30,0	7,1	3,8	10,4

B' = Larghezza effettiva della fondazione (m)

L' = Lunghezza effettiva della fondazione (m)

gamma' = peso di volume efficace (kN/mc)

phi = angolo d'attrito medio efficace ponderale (°)

c = Coesione media efficace ponderale o Coesione non drenata (kPa)

Fattori di capacità portante

Nc	Nq	Ng
5,1	1,0	0,0

Fattori di rigidezza 'r'

rc	rq	rg
1,00	1,00	1,00

Fattori di forma 's'

sc	sq	sg
1,05	1,02	0,89

Fattori di profondità 'd'

dc	dq	dg
1,01	1,00	1,00

Capacità portante (A1 + M1 + R3)

Rd	R1	Rd/R1
70,9	2,3	30,8

Rd = Resistenza di calcolo (kPa)

R1 = Coefficiente di riduzione della resistenza

Rd/R1 = Resistenza massima di progetto (kPa)

#### Analisi preliminare dei cedimenti

Si è proceduto alla valutazione dei cedimenti utilizzando differenti metodi di calcolo.

Nella tabella a seguire, vengono riportati i risultati ottenuti (espressi in centimetri) adottando una pressione di esercizio pari a 30 kPa:

sI	sE	sANN
11,42	0,15	6,99

Cedimenti espressi in cm.

#### Legenda

sI = cedimento immediato dalla Teoria dell'Elasticità (Timoshenko & Goodier, 1951) secondo la procedura proposta da Bowles (1988)

sE = cedimento totale secondo il metodo di Egorov (1949)

sANN = cedimento totale dai metodi dell'Intelligenza Artificiale secondo l'Artificial Neural Network (Rete di Neuroni) (Shanin, 2002)

Poiché i cedimenti calcolati risultano eccessivi per la struttura, si è proceduto al calcolo della capacità portante vincolata ad un cedimento massimo teorico pari a 20 mm.

La corrispondente capacità portante è pari a circa 10 Kpa.

Da quanto sopra emerge chiaramente la grave problematica relativa allo sviluppo dei fenomeni di assestamento già nel breve periodo (15 cm), confermando a pieno quanto in precedenza accennato.

Risulta oltremodo chiaro come la soluzione a platea estesa, al fine di poter raggiungere condizioni di esercizio in grado di garantire una durevolezza compatibile con gli investimenti attuati, dovrà essere preceduta da importanti interventi di miglioramento geotecnico del primo sottosuolo (trattamenti basali a calce, sostituzione geotecnica, costipamento e conseguente formazione di un sottofondo stabilizzato con modulo elastico adeguatamente rigido).

La finitura pavimentale in c.a. dovrà inoltre possedere le caratteristiche di rigidità tali da essere in grado di sopportare condizioni di distorsione angolare elevate e nel contempo, ovviare eventuali fenomeni di creep e/o basculamento strutturale.

I carichi indotti alla superficie non dovranno essere superiori al valore di portanza di 15 kPa prevedendo comunque lo sviluppo di fenomeni di assestamento ad oggi comunque non prevedibili in termini di entità e sviluppo temporale.

Si sottolinea come le fondazionali a platea estesa costituiscano di fatto un elemento strutturale in s.s. la cui verifica sismica dovrà pertanto essere attuata, ad opera del progettista incaricato, sulla base delle condizioni di carico reali e della conseguente distribuzione dei momenti indotti all'interno dei differenti settori fondazionali. Infatti sebbene le stime attuate indichino condizioni fondazionali generali sismicamente verificate ( $E_d < R_d$ ), esse rappresentano di fatto il risultato di un approccio di calcolo semplificato ovvero assai distante dal reale assetto strutturale e tensionale che contraddistingue le future strutture; quindi, a parere dello scrivente, necessitante di una ulteriore ed approfondita verifica strutturale in sisma da parte del progettista incaricato attraverso modelli di calcolo complessi.

#### CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Come già anticipato, è tutta evidenza che sia le strutture fondazionali ipotizzate a) tipo platea estesa che la b) struttura fondazionale mista sono opere che non danno risposta ottimale alle problematiche in essere dovute alla scarsa (nulla) capacità portante del terreno oltre ad incidere notevolmente dal punto di vista economico.

Stante l'opera che si intende realizzare; piazzale di sosta per automezzi è da valutare attentamente in termini economici se vale la pena la realizzazione di imponenti opere ipotizzate (platea significativamente armata molto rigida o fondazioni indirette) tenendo conto che non è possibile determinare i cedimenti a lungo periodo (tra l'altro la Ditta si è trovata ad affrontare tale problematiche a distanza di tempo per le strutture che utilizza).

In ogni caso si dovrà procedere alle opere di miglioramento geotecnico del primo sottosuolo (trattamenti basali a calce, sostituzione geotecnica, costipamento e conseguente formazione di un sottofondo stabilizzato con modulo elastico adeguatamente rigido).

Successivamente, ma la scelta tra le varie opzioni spetta a Terzi, valutare i pro ed i contro delle vari opzioni, ivi compresa la realizzazione di un semplice piazzale in conglomerato bituminoso cui la manutenzione dovrà essere periodica ed efficiente e finalizzata a livellare i cedimenti che in ogni caso si verificheranno a distanza di tempo.

Allegato fotografico





# Comune di Merone

Provincia di Como



Valsecchi  
Armamento  
Ferroviario  
S.r.l.

Strada Provinciale 41  
Ampliamento deposito parco mezzi

RELAZIONE GEOLOGICA E RELAZIONE GEOLOGICO - TECNICA  
ai sensi del D.M. 14-01-2008 - N.T.C. 2008/2018 e della DGR IX/2616 DEL 30-11-2011



Giugno 2018

INDICE

Premessa	03
Inquadramento geografico	04
<b>CAP. I RELAZIONE GEOLOGIA (AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008 – N.T.C. 2008/2018)</b>	<b>07</b>
1.0 DEFINIZIONE DELL'ASSETTO GEOLOGICO TERRITORIALE	08
1.1 Inquadramento generale – Storia geologica del territorio	08
1.2 INQUADRAMENTO DI DETTAGLIO	10
1.2.1 Caratteri geomorfologici	10
1.2.2 Caratteri geologici	11
1.2.3 Caratteri idrogeologici	14
1.2.4 Reticolo idrico	14
1.3 STORIA SISIMICA DEL TERRITORIO	15
<b>CAP. II RELAZIONE GEOLOGICA (AI SENSI DELLA D.G.R. n IX/2316 del 30/11/2011)</b>	<b>18</b>
2.1 CARTA PERICOLOSITA' SISIMICA LOCALE	19
2.2 CARTA DEI VINCOLI	20
2.3 CARTA DI SINTESI	21
2.4 CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA	22
<b>CAP. III RELAZIONE GEOTECNICA (ai sensi del D.M. 14/01/2008 – N.T.C. 2008/2018)</b>	<b>24</b>
3.0 INDAGINI GEOLOGICO TECNICHE IN SITO	24
3.1 PROVE PENETROMETRICHE STANDARDIZZATE	25
3.2 CARATTERIZZAZIONE CATEGORIALE DEL SUOLO DI FONDAZIONE	26
3.3 MODELLO GEOLOGICO TECNICO DEL SOTTOSUOLO	27
3.4 PARAMETIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO	28
3.5 AZIONE SISIMICA	29
3.6 LIQUEFACIBILITA' DEL TERRENO	30
3.7 TIPOLOGIA INTERVENTI FONDAZIONALI	37
3.7.1 VALUTAZIONI PRELIMINARI IN MERITO A FONDAZIONI DIRETTE	37
CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	41
TAVOLE ED ALLEGATI	

#### Premessa

Il presente elaborato viene redatto su incarico dell'Arch. Daniela Fioroni per conto della Valsecchi Armamento ferroviario S.r.l. con sede in Merone S.P. 41.

Illustra e descrive il luogo presso il quale sono state eseguite prove in sito in data 14 maggio 2018 e nella quale verranno brevemente illustrate le fasi realizzative dell'indagine geologico-territoriale, finalizzata alla definizione dei caratteri geologici, geomorfologici, idrogeologici e sismici, necessari per un corretto inquadramento del sito d'interesse progettuale.

Sono state realizzate:

- *analisi del contesto geomorfologico specifico*
- *analisi dei caratteri idrogeologici*
- *ricostruzione della storia sismica del sito*

Successivamente si è proceduto all'esecuzione ad una serie di indagini geologico-tecniche finalizzate all'individuazione ed alla caratterizzazione geotecnica del primo sottosuolo del settore di specifico interesse; in particolare sono state condotte:

- *n. 05* prove penetrometriche dinamiche standardizzate (DPSH)
- *n. 01* indagine m.a.s.w.

Fondamentale è lo Studio della Componente Geologica del P.G.T. del Comune di Merone a cura dello Studio REA di Monza cui si farà esplicito riferimento nonché ai contenuti della Carte Geologica Ufficiale della Regione Lombardia; Foglio CARG 96 SEREGNO.

### Inquadramento geografico

Il comune di Merone è parte della porzione centro meridionale della provincia di Como immediatamente a sud della congiungente Como-Erba-Lecco, porzione territoriale identificata anche come Brianza Comasca a circa 15 Km dal capoluogo immediatamente a confine con la Provincia di Lecco.

I confini amministrativi sono dati con i Comuni di:

Erba ed Eupilio a Nord

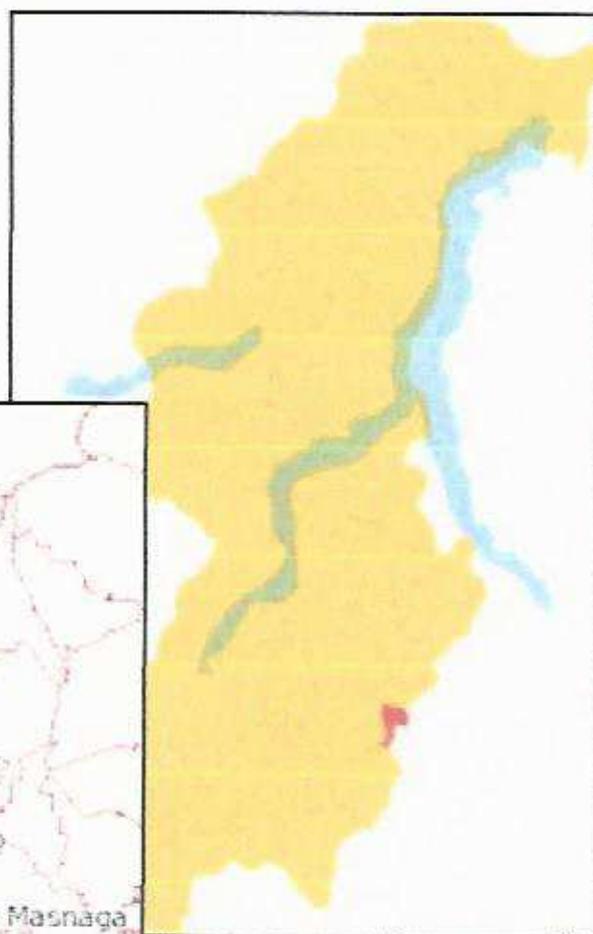
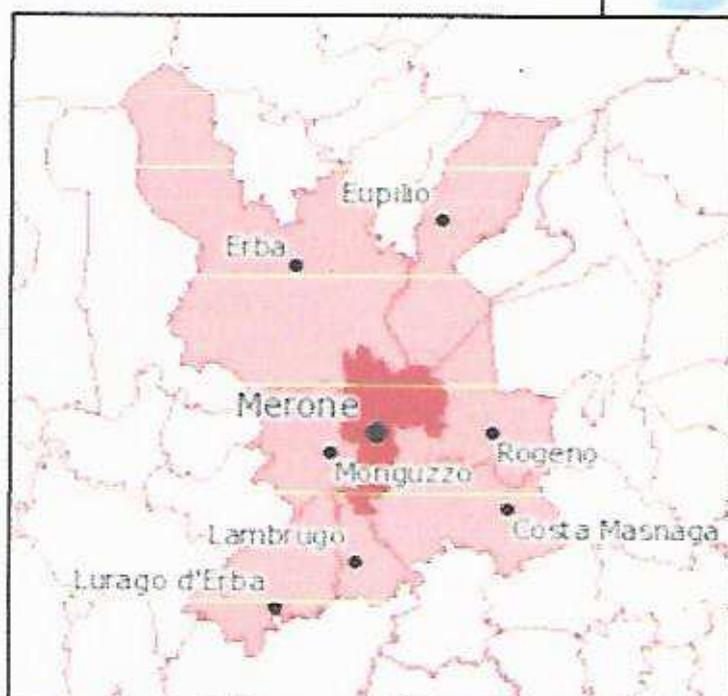
Rogengo (LC) e Costa Masnaga (LC) ad Est;

Lambrugo e Lurago d'Erba a Sud

Monguzzo ad Est

Si sviluppa su una superficie di circa 3,25 Km<sup>2</sup> ed ha una popolazione di poco più di 4.100 ab.

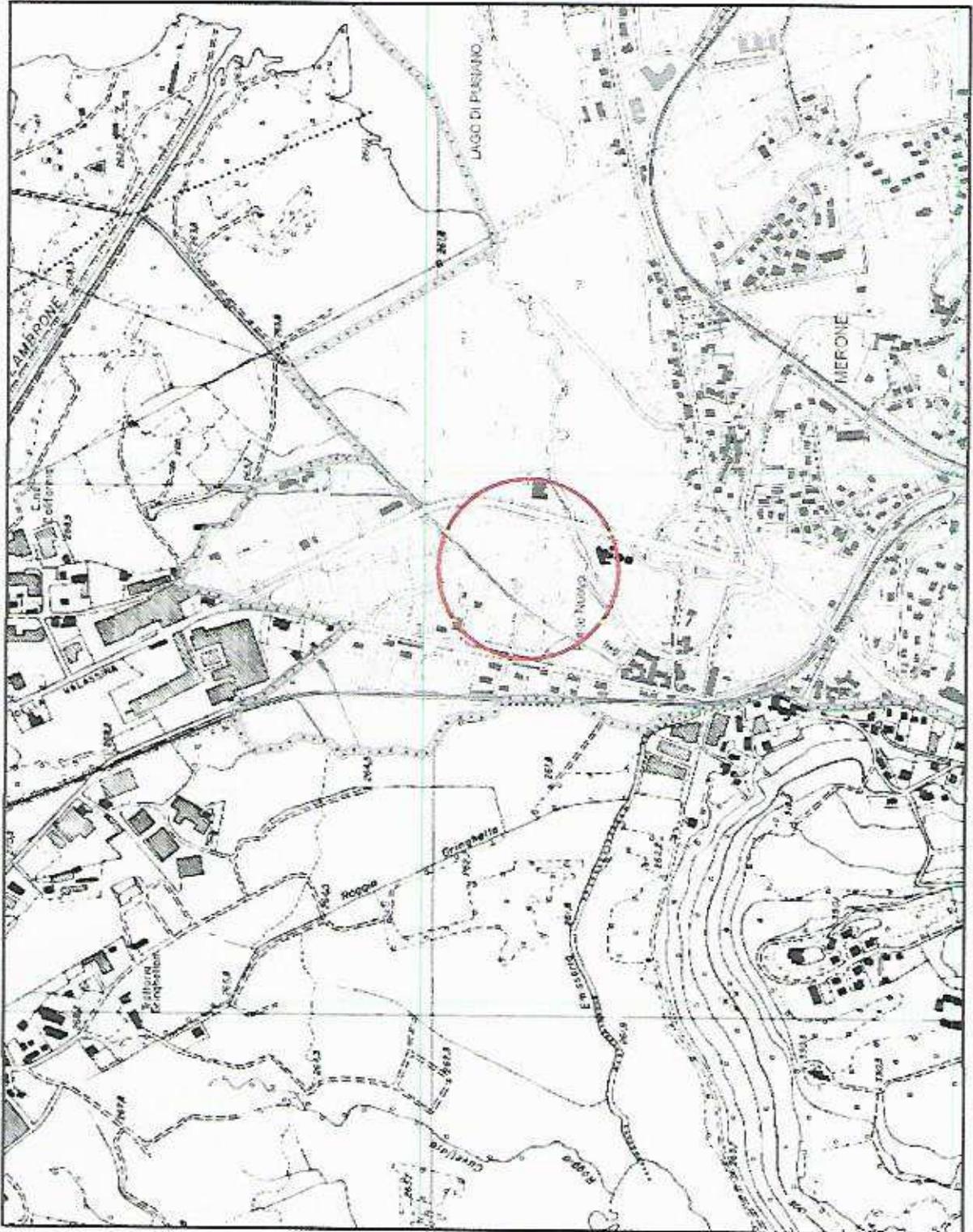
Il territorio comunale è costituito oltre che dal capoluogo anche dalle frazioni di Moiana e Pontenuovo.



Viabilità impostata soprattutto sulla Strada Provinciale n. 41 della Vallassina che mette in relazione Erba e la Vallassina appunto, con l'alta Brianza Milanese e dalla S.P. 47 che congiunge il paese con Molteno.

Sono presenti numerose altre vie di comunicazione di rilevanza locale o sovracomunale oltre alla presenza delle linee ferroviarie Milano-Erba-Asso e Como-Lecco.





C.T.R. 10,000 Foglio B4C5

CAPITOLO I

RELAZIONE GEOLOGICA  
(D.M. 14/01/2008 - N.T.C. 2008/018)  
(Elaborato R1)

## 1.0 DEFINIZIONE DELL'ASSETTO GEOLOGICO TERRITORIALE

### 1.1 INQUADRAMENTO GENERALE

#### Storia geologica del territorio

La caratterizzazione geologica e geomorfologica dell'area in esame deriva dai principali avvenimenti geologici verificatisi dal Pliocene superiore fino a tutto il Quaternario.

Uno sguardo d'insieme alla carta geologica allegata consente di osservare le principali caratteristiche per interpretare l'assetto geologico della zona. Procedendo da Nord a Sud si osserva un decremento dei livelli di altitudine e rispettivamente una variazione morfologica da ambiente collinare e terrazzato a zona di pianura.



L'insieme degli elementi mette in risalto due aspetti morfologici principali e successivi nel tempo, costituiti da un ambiente tipicamente glaciale con cordoni morenici eterocroni disposti a semicerchio procedendo da Nord a Sud che progrediscono in una piana fluvio-glaciale e, sovrapposta, una morfologia di tipo fluviale connessa allo sviluppo dei corsi d'acqua principali.

Prima dell'era quaternaria la linea di costa marina lambiva i bordi prealpini dando adito a quello che viene definito dagli AA il "golfo padano"; a partire dal Pliocene superiore - Pleistocene inferiore si assiste ad una importante fase di regressione marina con conseguente inizio della sedimentazione di depositi di pertinenza continentale fluvio-lacustri, deltizi e di piana costiera, in prevalenza costituiti da materiale a granulometria non grossolana (sabbie fini, limi ed argille).

Questa unità sedimentaria, attribuibile al Villafranchiano, a causa di un sollevamento successivo alla sua deposizione, risulta fortemente erosa nella parte sommitale e sostituita da sedimenti marini e continentali depositati a seguito della successione ciclica di fasi trasgressive.

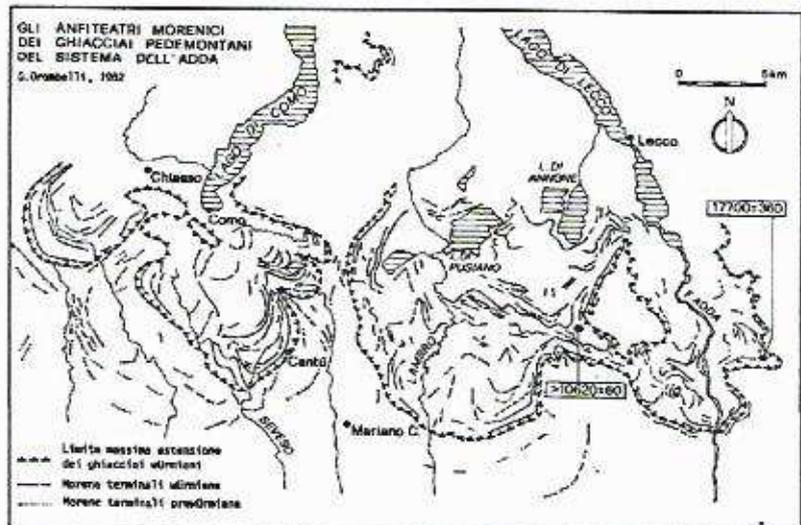
Nei solchi vallivi così creati si deposero ghiaie e sabbie localmente anche in grandi spessori, che col tempo hanno subito fenomeni di cementazione, ed attualmente sono rilevabili in affioramento nel settore settentrionale della Provincia di Monza e Brianza (formazione conglomeratica del "Ceppo" Auct.).

Successivamente ebbero inizio le glaciazioni, convenzionalmente distinte in tre fasi principali: Mindel, Riss, Wurm, che diedero luogo alla deposizione di una vasta coltre di sedimenti di natura glaciale nella zona pedemontana e fluvio-glaciale nella media e bassa pianura.

Si riconosce uno sviluppo "centripeto" dei rilievi morenici, con i terreni più recenti ai piedi dell'anfiteatro morenico posti a quota inferiore e più interni rispetto a quelli più antichi.

La morfologia glaciale attualmente rilevabile è conseguenziale ad agenti principali, quali l'erosione, il trasporto e la deposizione ad opera della massa glaciale (Glaciale Riss e Wurm) e l'azione di lisciviazione e di deposito ad opera delle acque di fusione dei ghiacci e delle fiamme glaciali (fluvio-glaciale Mindel, Riss e Wurm).

Nella figura a lato vengono restituite le distribuzioni degli anfiteatri morenici durante la massima espansione glaciale Würmiana.



Dal Pleistocene superiore all'Olocene si è quindi verificato un lento sollevamento dell'alta pianura con il conseguente affioramento in superficie dei depositi più antichi e, nelle zone in cui si è manifestato in maggior entità, con la formazione di dorsali, specialmente nel settore nord-orientale della provincia, e di depositi alluvionali di spessore consistente nei settori compresi tra quelli sollevati.

Le Alpi lariane costituiscono il comparto centro occidentale del sud-alpino lombardo.

Esse confinano ad occidente con la zona del Luganese - Varesotto e ad oriente con le Alpi Bergamasche, unità strutturali con le quali condividono una successione di eventi almeno in parte simile (Rossi, 1975).

Verso sud il limite è costituito dall'immersersi della fessura marginale al di sotto di rilievi, in parte cretaceo terziari ed in parte morenici, della Brianza e della Bergamasca occidentale.

La caratterizzazione geologica e geomorfologica dell'area in esame deriva dai principali avvenimenti geologici verificatisi fino e soprattutto nel Quaternario, infatti tutta la zona della Brianza è stata caratterizzata da fasi (impulsi) glaciali di avanzata e ritiro con deposito di abbondanti sedimenti glaciali e fluvioglaciali.

## 1.2 INQUADRAMENTO DI DETTAGLIO

### 1.2.1 Caratteri geomorfologici

Il territorio del Comune di Merone si sviluppa ad un'altezza media di circa 280 m s.l.m. (quota minima di 247 in loc. Baggero - quota massima di 310 m s.l.m. nella zona del campo sportivo).

È caratterizzato da una morfologia collinare dove sono presenti numerosi terrazzi di origine glaciale/fluvioglaciale che in parte ammantano le elevazioni date dal substrato roccioso.

Questa è il risultato dell'azione operata dalle lingue glaciali che "invadevano" la parte meridionale della Provincia di Como durante l'ultima fase glaciale, e che hanno dapprima eroso e poi ammantato il substrato flysch e arenarie.

Nello specifico l'area si inserisce nel contesto dei cordoni morenici di età wurmiana che assumono direzioni diversificate e che ricoprono con piccoli spessori i rilievi collinari impostati sul substrato marnoso.

L'idrografia del Comune è caratterizzata dallo specchio lacustre del Lago di Pusiano e dal suo emissario: il Fiume Lambro.

Il Lambro determina anche il confine orientale con la Provincia di Lecco e dopo un'ampia ansa con concavità verso est, assume una direzione sostanzialmente N-S.

Elementi morfologici di natura antropica sono le cave dismesse della Cimiteria rinaturalizzate in oasi faunistica, presenti nella porzione meridionale del Comune a confine con il Comune di Lambrugo.

### 1.2.2 Caratteri geologici

Concordemente a quanto espresso nella bibliografia ufficiale (sia la componente geologica del PGT di Merone che il foglio CARG 96 - Seregno della Regione Lombardia) nell'area di specifico interesse sono presenti le seguenti unità formazionali:

#### Piana lacustre (pgt)

Unità Postglaciale (Pleistocene superiore-Olocene) - Depositi attuali del sistema del Po (POI foglio CARG)

Si tratta di una unità tutt'ora in evoluzione (depositi recenti ed attuali) ed è suddivisibile in:

Depositi fluviali costituiti da ghiaie con ciottoli embricati, a supporto di matrice, con alterazione assente; ghiaie fini con sabbia grossolana a supporto di clasti, ma con matrice abbondante e clasti da sub-arrotondati a spigolosi, poligenici.

Depositi di conoide costituiti da ghiaie massive a supporto di matrice limoso sabbiosa, ghiaia massiva a supporto di clasti, con clasti di dimensioni centimetriche, poligenici. La granulometria del deposito dipende strettamente dal contesto in cui questa unità viene osservata.

La superficie limite superiore coincide con la superficie topografica, mentre la superficie limite inferiore è una superficie di erosione che pone l'Unità Postglaciale a contatto con tutte le unità più antiche.

L'unità è caratteristica delle aste dei fiumi/Torrenti che attraversano il territorio comunale e lungo i versanti caratterizzati da instabilità.

Nello specifico l'unità rappresenta l'estesa porzione intrabacinale tra il lago di Alserio ed il lago di Pusiano, caratterizzata da deposito palustri (argille e limi argillosi) e i depositi della conoide di Erba (sabbie e ghiaie).

L'area di intervento si colloca in questo settore.

#### Depositi morenici (carta pgt)

Supsistema dei Laghi - Sistema di Cantù (LCN cart. 96)

Sono caratteristiche dell'ultima glaciazione, ovvero dell'ultimo impulso glaciale (circa 20.000 anni fa).

Questa alloformazione era stata originariamente definita da Bini come Complesso Glaciale di Cantù, suddiviso in tre sotto-complessi, poi sostituito con il nome di Alloformazione di Cantù con l'introduzione delle unità allostratigrafiche.

Nell'area di rilevamento l'Alloformazione di Cantù è presente come:

*Depositi fluvio-glaciali:* sono costituiti da ghiaie medie e grossolane organizzate in lenti alternate a diversa granulometria, normalmente gradate, poligeniche.

La matrice è costituita da sabbia grossolana passante verso l'alto a sabbia limosa. Sono inoltre presenti ghiaie stratificate a supporto di matrice sabbioso limosa con clasti embriatici, poligenici.

La superficie superiore dell'alloformazione è caratterizzata da una morfologia ben conservata, da copertura loessica assente, profilo di alterazione poco evoluto con profondità massima del fronte di decarbonatazione di circa 2 metri; la cementazione risulta essere solo locale.

La morfologia di questa unità è sempre ben evidente.

L'Alloformazione di Cantù è presente su gran parte del territorio del Comune di Monguzzo andando sia ad ammantare i rilievi del substrato costituiti dalla Formazione della Scaglia in generale o del Ceppo Lombardo così come definiti nella tavola geologica del pgt o meglio identificati come **CEPPO di MONGUZZO - LBM** e **Formazione di BRENNO della Torre - BNN** come riportato nel foglio CARG 96 - Seregno.

### Ceppo

Ceppo di Monguzzo (LBM carg 96)

Si tratta di conglomerati costituiti da ghiaie medio fini a supporto di matrice e arenarie grossolane; clasti alterati dall'interno. Tenace cementazione; depositi fluviali.

I caratteri litologici e sedimentari di questi conglomerati sono marcatamente disomogenei in tutta la ristretta area in cui affiorano. Si tratta di:

- conglomerati a supporto clastico con matrice marnosa e cemento carbonatico, in banchi orizzontali di spessore variabile da 1 metro a pochi decimetri. I clasti hanno dimensioni centimetriche, massimo 20 centimetri, di forma arrotondata e spesso discoidale.
- conglomerati massivi a marcato supporto di matrice arenacea e cemento carbonatico. I clasti principalmente carbonatici, hanno dimensioni modali di 1 - 2 centimetri e massime di 5 centimetri; forma sub-arrotondata con sfericità bassa.

- alternanza di arenarie grossolane e conglomerati fini a supporto di matrice. Clasti alterati dall'interno e cariature. Presenza di colate di travertino.

Per l'irregolarità della cementazione, il Ceppo rappresenta un'ottima roccia serbatoio e nelle aree in affioramento una eccezionale via di infiltrazione per le acque superficiali.

Sabbie di Pontenuovo (PTU carg 96)

L'unico affioramento dell'unità è sul versante N della collina di Monguzzo, presso la località Ponte Nuovo con un'estensione di circa 50 metri e mostra nella parte inferiore sabbie fini limose debolmente stratificate e mal cementate, che passano verso l'alto a una alternanza di sabbie fini e argille a strati convoluti e successivamente ad alternanze centimetriche di argille fissili sottilmente laminate e sabbie.

Scaglia Lombarda (pgt Monguzzo)

Formazione di Brenno della Torre (BNN carg 96)

La formazione di Brenno consiste in calcari marnosi e marne calcaree di colore bianco, grigio o rosato, con subordinate calcilutiti bianche, grigie o nocciola. La stratificazione è generalmente regolare, caratterizzata da strati piano-paralleli da sottili a medi. Alla litologia marnoso-calcarea di base s'intercalano sottili livelli arenitici a composizione ibrida, caratterizzati da quarzo, carbonati, selce e frammenti di rocce granitoidi.

La formazione di Brenno si depose a profondità batiali in ambienti di piana bacinale, caratterizzata da una monotona deposizione di sedimenti intrabacinali con subordinati apporti silicoclastici.

Affiora prevalentemente nelle vaste cave per cemento di Bulciago-Cassago, Baggero e Brenno della Torre e lungo il tracciato della SS 36 all'altezza di Tabiago e Costa Masnaga.

A seguire stralcio della tavola 1 geologia e geomorfologia del pgt e stralcio del foglio carg 96 - Seregno.





### 1.2.3 Caratteri idrogeologici – lineamenti idrologici

Lo studio della carta idrogeologica e dei pozzi presenti nell'area (PGI e banca dati provinciale) del territorio comunale in esame evidenzia come in generale il sottosuolo di Merone sia ricco di acqua.

Per il settore di interesse, determinare la presenza di una propria falda è alquanto arduo in quanto sono presenti terreni argillosi per una profondità di almeno 20 metri, intercalata, a volte da orizzonti leggermente più sabbiosi.

Da segnalare che comunque i terreni in oggetto sono saturi in quanto si ubicano in una porzione geografica tra due specchi lacustri e diversi canali che determinano ed influenzano la tavola d'acqua superficiale e il relativo livello piezometrico.

La falda acquifera del Comune di Merone inizia a delinearsi a valle dell'emissario del lago di Pusiano (F. Lambro) e concordemente a quello che solitamente è la direzione delle falde nel settore dell'alta Brianza presenta una direzione prevalente N-S (cfr studio 2001 – Dr. Frati)

Dalla lettura della relazione generale si evidenzia come nei vari cantieri che si sono eseguiti nel Comune e, per l'appunto, in prossimità dell'area di intervento, sia stata rilevata un livello acquifero con valori tra -1.50 e -4.00 m p.c.

### 1.2.4 Reticolo idrico

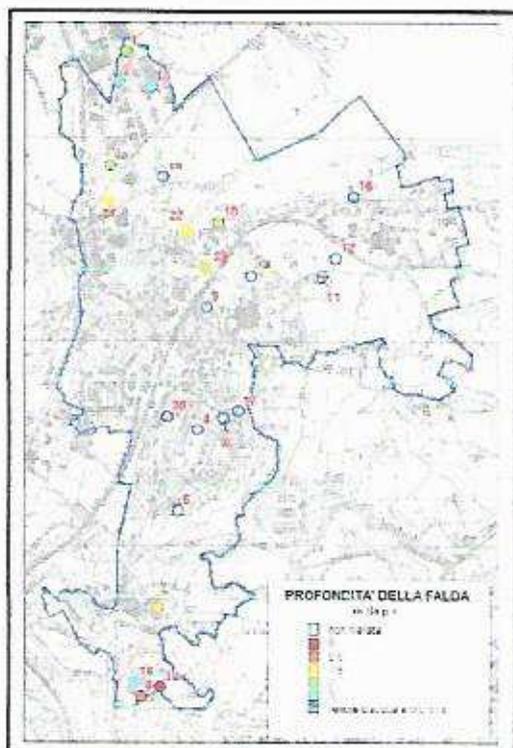
Le caratteristiche idrologiche superficiali del Comune sono caratterizzate ed influenzate dalla presenza del lago di Alserio e dal lago di Pusiano.

Elemento distintivo di importanza regionale è il corso del F. Lambro che trae origine dal lago di Pusiano (emissario) e che riceve anche le acque del lago di Alserio.

La sua direzione è prevalentemente nord – sud ed è regolato da un'opera di primaria importanza che determina anche il livello del lago: diga Diotti.

Altri corsi minori sono le numerose rogge e canali che del piano di Erba (a confine appunto, con il Comune di Erba) generalmente chiamate gallarane: tra queste la roggia emissaria del lago di Alserio.

Mentre nella porzione meridionale è affluente al Lambro, interessando il territorio la Roggia Bevera.



Stralcio dalla relazione geologica a supporto pgi

### 1.3. 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, infatti, le caratteristiche sismo-tettoniche e le modalità di rilascio dell'energia sismica progressa 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 attraverso il "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) di cui il comune di Merone faceva parte.

Nella nuova classificazione 2003 e s.m.i., il grado di sismicità territoriale viene definita mediante quattro zone, numerate da 1 a 4 ed Monguzzo rientra nella zona 4 ed è stato riconfermato nell'ultima classificazione della Regione Lombardia DGR X/2129 del 11 Luglio 2014.

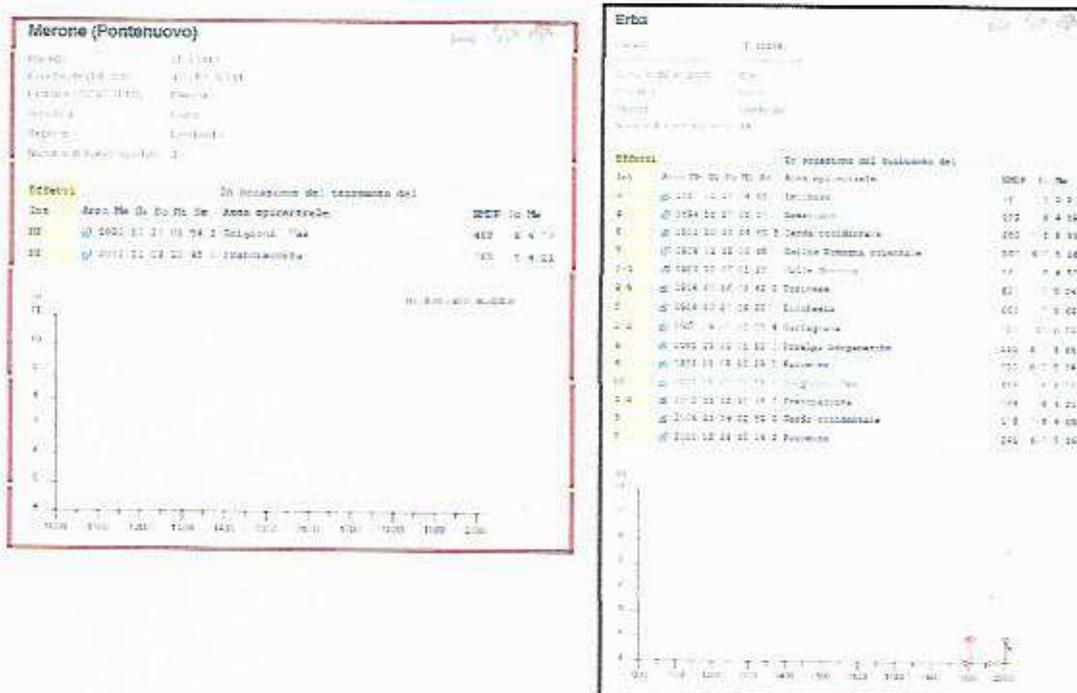
Dalla consultazione dei cataloghi sismici redatti dall'Istituto di Geofisica e Vulcanologia il Comune di Merone risulta che:

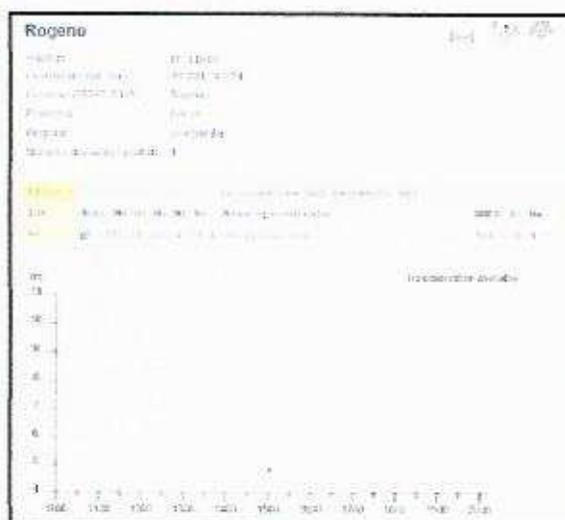
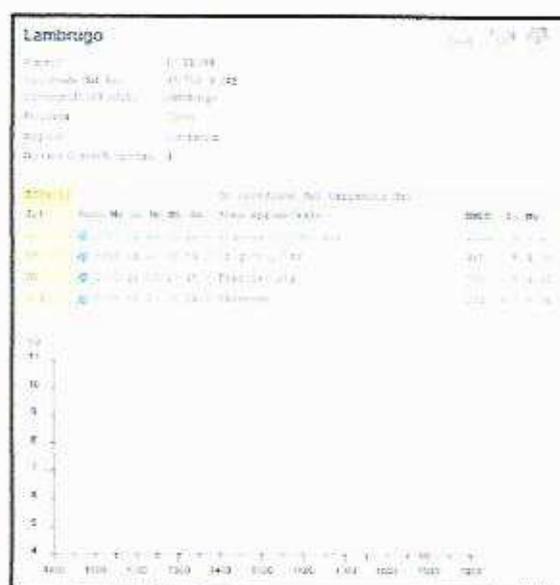
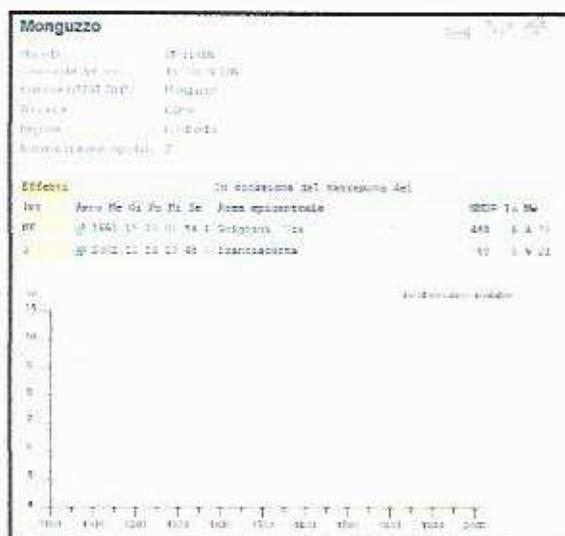
l'area comunale di Merone nel suo complesso la Provincia di Como, sono caratterizzate da eventi sismici piuttosto sporadici e di intensità massima rilevata dell'ordine del IV - V grado della scala Mercalli;

le località epicentrali per gli eventi che hanno prodotto i maggiori risentimenti/danni (osservazioni macrosismiche) provengono da zone territorialmente limitrofe (pianura bergamasca e bresciana, oltre il pavese) con eventi maggiormente significativi rilevati in epoca storica;

dal catalogo parametrico dei terremoti italiani non si rileva attività sismica con epicentro all'interno del territorio comunale di Monguzzo;

Tali osservazioni sono chiaramente rilevabili dalla storia sismica locale così come deducibile dal *catalogo DBMITS*, il database utilizzato per la compilazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15) aggiornato al maggio 2004 (a cura di M.Stucchi et al.), nel quale sono riportate le osservazioni macrosismiche relative a diversi comuni italiani: Merone, Erba, Monguzzo, Lambrugo, Rogeno, Lurago d'Erba.





**Legenda [per l'area del catalogo]**

Data	Data del terremoto
Area	Area epicentrale, area geografica in cui sono stati riscontrati gli effetti maggiori del terremoto
Np	Numero di punti, numero di osservazioni macro-sismiche disponibili per il terremoto
Int.	Intensità macrosismica epicentrale, da CPIII1, espressa in scala MCS, Mercalli-Campani-Sieberg [dettagli]
Mw	Magnitudo momento, da CPIII1



CAPITOLO II

RELAZIONE GEOLOGICA

AI SENSI DELLA D.G.R. n IX/2316 del 30/11/2011

(Elaborato R3)

## 2.1 – CARTA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

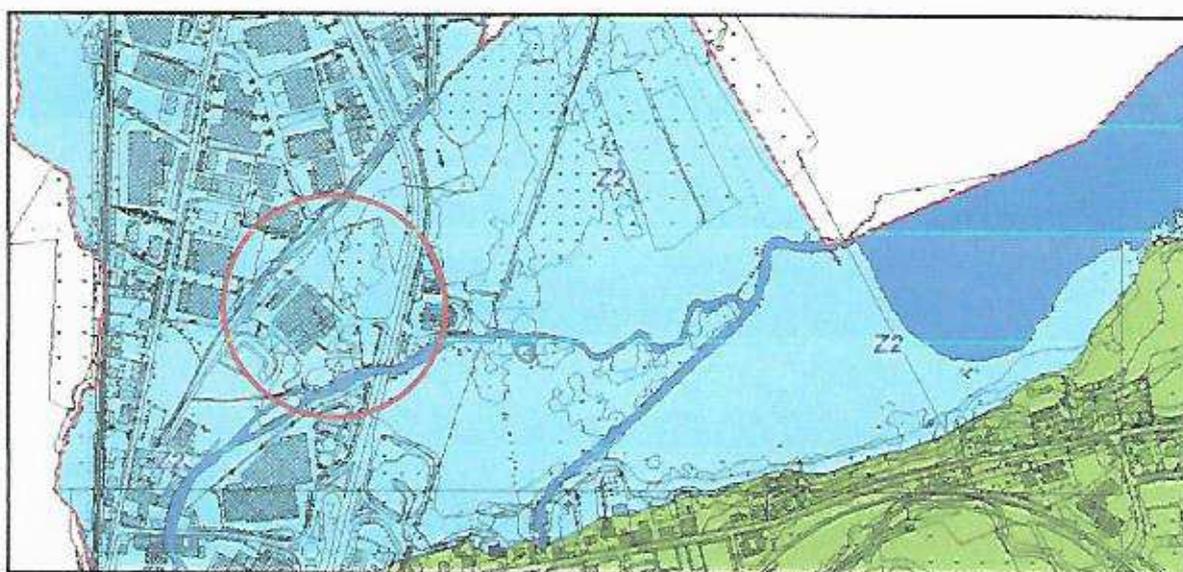
Con la recente riclassificazione sismica del territorio lombardo *DGR X/2129 del 11 Luglio 2014* ha ridefinito il rischio sismico relativo al territorio nel suo complesso.

Il territorio il territorio comunale di Merone è stato riconfermato in zona sismica 4.

Nella figura seguente viene restituita la carta di pericolosità sismica locale (tratta e modificata da PGT comunale).

La stessa area è stata individuata come zona di Z2 – zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o coesivi fluvio-glaciali granulare e/o coesivi.

La normativa prevede che approfondimenti devono essere eseguiti solo per edifici strategici.

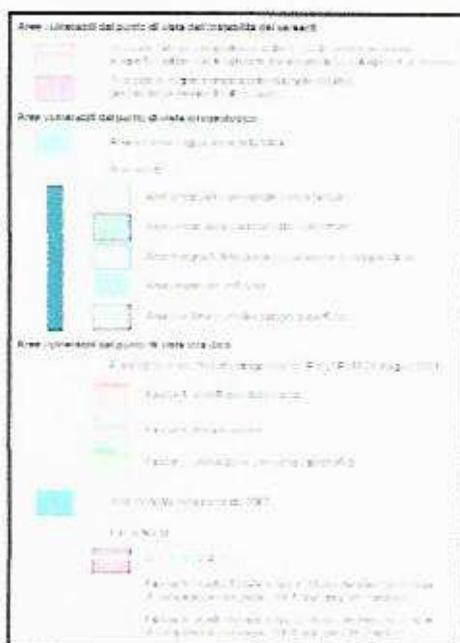


Colore	PaL tagli	PaL, descrizione	Classe gravità	livello di approfondimento
Yellow	Z1	Area di alta pericolosità sismica (PAI) con presenza di depositi alluvionali e/o coesivi fluvio-glaciali granulare e/o coesivi.	Alta	1
Pink	Z2	Area di media pericolosità sismica (PAI) con presenza di depositi alluvionali e/o coesivi fluvio-glaciali granulare e/o coesivi.	Media	2
Light Blue	Z3	Area di bassa pericolosità sismica (PAI) con presenza di depositi alluvionali e/o coesivi fluvio-glaciali granulare e/o coesivi.	Bassa	3
Light Green	Z4	Area di molto bassa pericolosità sismica (PAI) con presenza di depositi alluvionali e/o coesivi fluvio-glaciali granulare e/o coesivi.	Molto bassa	4
Green	Z5	Area di pericolosità sismica (PAI) con presenza di depositi alluvionali e/o coesivi fluvio-glaciali granulare e/o coesivi.	Alta	1
Dark Green	Z6	Area di media pericolosità sismica (PAI) con presenza di depositi alluvionali e/o coesivi fluvio-glaciali granulare e/o coesivi.	Media	2
Light Green	Z7	Area di bassa pericolosità sismica (PAI) con presenza di depositi alluvionali e/o coesivi fluvio-glaciali granulare e/o coesivi.	Bassa	3
Yellow	Z8	Area di alta pericolosità sismica (PAI) con presenza di depositi alluvionali e/o coesivi fluvio-glaciali granulare e/o coesivi.	Alta	1



## 2.3 – CARTA DI SINTESI

L'analisi della specifica cartografia ha messo in evidenza che l'intervento è ricompreso in: aree con falda superficiale, vi da ricordare che a memoria storica l'area è stata interessata dall'alluvione del 2002.



## 2.4 – CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA

La carta di fattibilità geologica alle azioni di piano evidenzia le aree omogenee in funzione del grado e del tipo di rischio ambientale cui è sottoposto

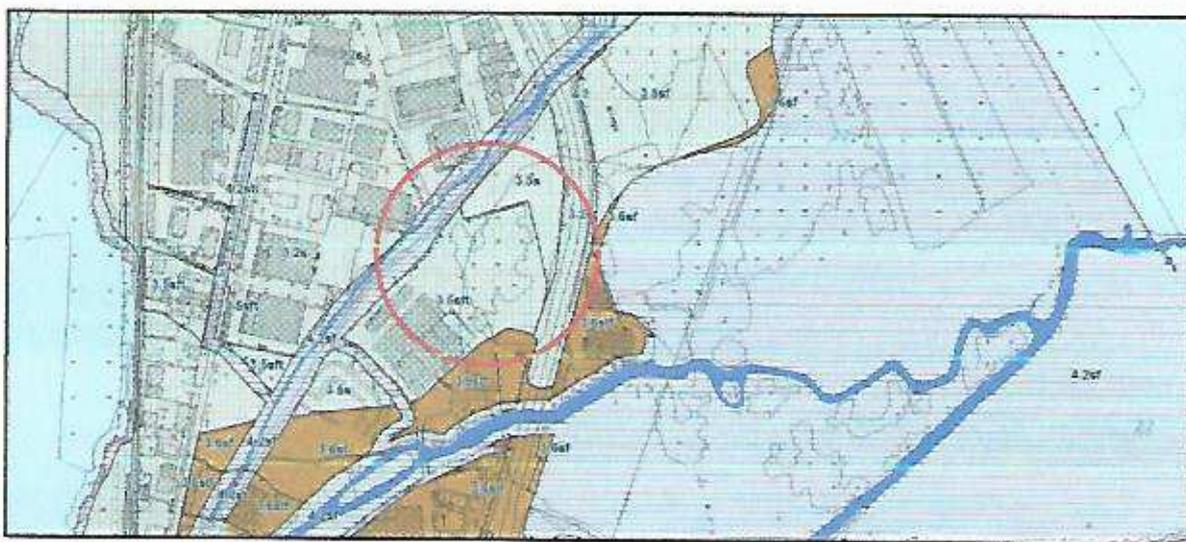
Per il territorio comunale di Merone sono state riconosciute 3 classi di fattibilità di seguito riportate

**Classe 2:** fattibilità con modeste limitazioni

**Classe 3:** fattibilità con consistenti limitazioni

**Classe 4:** fattibilità con gravi limitazioni

Dall'osservazione di tale elaborato grafico si evince come l'area di interesse appartiene alla **Classe 3**, ovvero fattibilità con consistenti limitazioni:



### Classe 3: fattibilità con consistenti limitazioni

Sono qui comprese le aree che presentano consistenti limitazioni all'uso a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa.

Questa classe prevede che:

1) dove la conoscenza del territorio è sufficientemente approfondita, siano definite puntualmente, per le eventuali previsioni urbanistiche, le opere di mitigazione del rischio da mettere in atto e le specifiche costruttive degli interventi edificatori, in

funzione della tipologia del fenomeno che ha generato la pericolosità/vulnerabilità del comparto;

2) siano definiti puntualmente i supplementi di indagine relativi alle problematiche da approfondire, la scala e l'ambito territoriale di riferimento, e la finalità degli stessi al fine di accertare la compatibilità tecnico economica degli interventi con le situazioni di dissesto in atto o potenziale e individuare di conseguenza le prescrizioni di dettaglio per poter procedere o meno all'edificazione/trasformazione.

Gli approfondimenti e i supplementi di indagine indicati non sostituiscono, anche se possono comprenderli, le indagini previste dal D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

Di seguito vengono descritte le zone ricadenti in classe 3, con l'indicazione dei fattori che generano la pericolosità/vulnerabilità.

Sottoclasse 3.5

#### **Aree esondate nella piena del 2002**

Sono state individuate le aree esterne alle fasce di rispetto fluviale e alle fasce PAI, che risultano esondate nell'evento del 2002.

E' opportuno che tali aree non siano interessate da interventi che ne diminuiscano la capacità di invaso o che contribuiscano ad incanalare la corrente verso altre aree.

Gli interventi ammessi devono essere accompagnati da apposita relazione idraulica. La relazione deve dettagliare, attraverso la ricostruzione degli effetti delle piene storiche sul sito e rilievi morfologici di dettaglio,

- la distribuzione del battente idrico, della direzione e velocità della corrente nel sito,
- verificare la compatibilità dell'intervento con la funzione dell'area (area di divagazione delle piene)
- indicare eventuali tipologie costruttive e opere di mitigazione del rischio
- accertare l'impossibilità di localizzare altrove l'intervento

Molte di queste aree sono inoltre localizzate in zone con falda subaffiorante e substrati a caratteri geotecnici scadenti (rispettivamente lettera "f" e "g"); gli interventi ammissibili dovranno rispondere ai requisiti richiesti al punto 3.2.

Per le aree interessate da riporti di materiale (lettera "i") si fa riferimento al punto 3.4, mentre in quelle indicate con "r" (substrato roccioso) si dovrà indagare l'eventuale presenza di roccia alla profondità interessata dalle fondazioni.

CAPITOLO III

RELAZIONE GEOTECNICA

(ai sensi del D.M. 14/01/2008 - N.T.C. 2008/2018)

(Laborato R2)

### 3.0 – INDAGINI GEOLOGICO TECNICHE IN SITO

#### 3.1- PROVE PENETROMETRICHE STANDARDIZZATE

Sono state realizzate n. 05 prove penetrometriche statiche standardizzate la cui ubicazione viene restituita nella planimetria di figura a seguire. Lo strumento utilizzato per le prove dinamiche corrisponde alla categoria di standard internazionale, C.P.T. (Cone Penetration Test) presentando le seguenti specifiche tecniche:

<u>PENETROMETRO STATICO C.P.T. MECCANICO</u>		
- passo di lettura		20 cm
- punta conica meccanica		Ø 35 mm
- superficie punta conica		10 cm <sup>2</sup>
- angolo apertura punta conica	60 °	
- manicotto laterale tipo Begemann		Ø 35 mm
- altezza manicotto laterale		133 mm
- superficie manicotto		150 cm <sup>2</sup>
- velocità di avanzamento		2 cm/sec

La profondità raggiunta nelle singole verticali di indagine è stata la seguente:

Prova DIN-1	picchetto n.01	20,00 m da p.c.
Prova DIN-2	picchetto n.02	14,00 m da p.c.
Prova DIN-3	picchetto n.03	14,00 m da p.c.
Prova DIN-4	picchetto n.04	14,00 m da p.c.
Prova DIN-5	picchetto n.05	14,00 m da p.c.

Tutte le prove sono state eseguite in data 14 Maggio 2018.

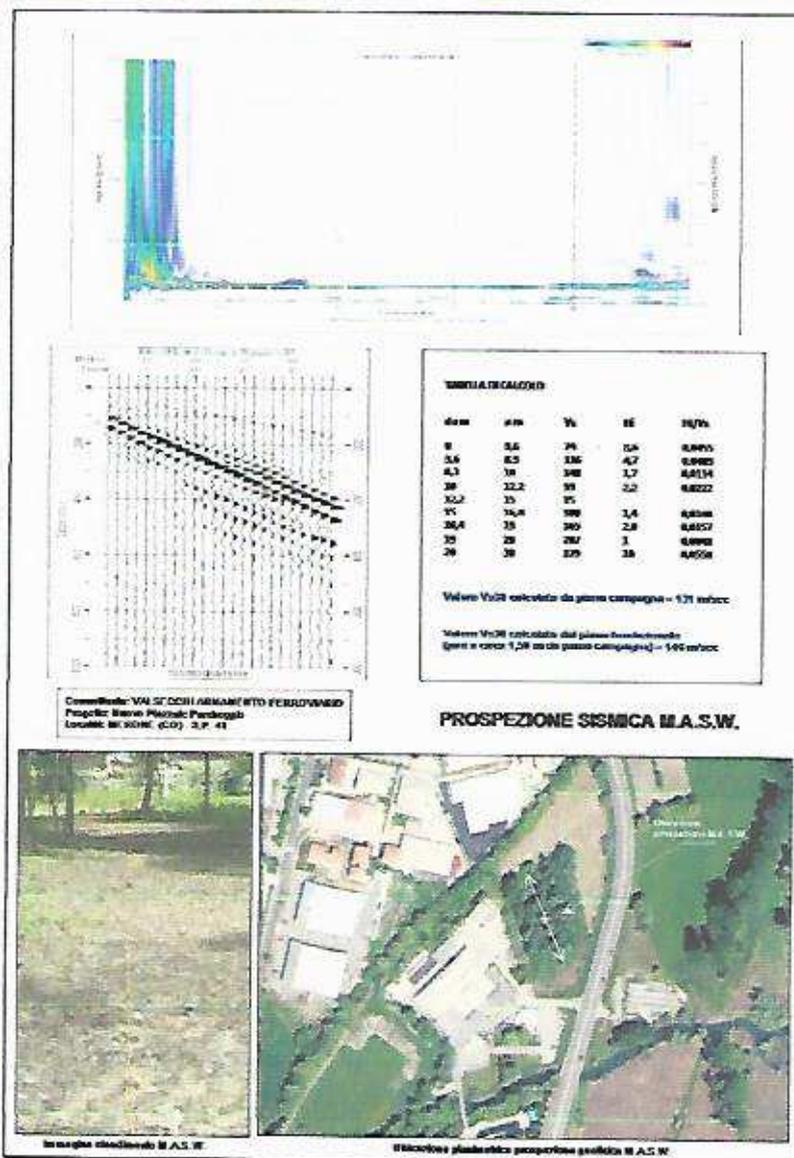
La stesura e l'elaborazione dei dati di campagna è stata suddivisa in parti distinte (vedi *Allegato 01*):

- 1 - tabulazione dati di cantiere
- 2 - redazione dei diagrammi di avanzamento penetrometrico
- 2 - redazione interpretazione litologica

Questi elementi costituiscono il supporto fondamentale per la successiva elaborazione del modello geologico tecnico del sottosuolo e delle conseguenti valutazioni pre-progettuali.

### 3.2 CARATTERIZZAZIONE CATEGORIALE DEL SUOLO DI FONDAZIONE

Come previsto dalla normativa sismica vigente (*Testo Unico – D.M. 14/01/2008 – N.T.C. 2018*) è stata attuata la classificazione del tipo di suolo di fondazione dell'area di specifico interesse. La categorizzazione sismica del primo sottosuolo è stata attuata attraverso l'esecuzione di una prospezione sismica M.A.S.W. condotta all'interno dell'area di intervento. I risultati ottenuti vengono riassunti nell'elaborato a seguire.



Come osservabile, il valore Vs30, calcolato a partire dal piano campagna attuale, risulta essere pari a **131 m/sec**. Tuttavia ipotizzando un piano di imposta dei futuri interventi pavimentali ad una profondità di 1,50 m circa (sommatoria tra sottofondo stabilizzato e finitura pavimentale) il valore di Vs 30 di riferimento progettuale diviene pari a 144 m/sec.

Sulla base delle elaborazioni attuate, i terreni di posa fondazionale rientrano pertanto nella classe categoriale di suolo di tipo **D** rappresentati da "terreni granulari mediamente sciolti e/o terreni coesivo dominanti poco consistenti".

Io terreni a grana fina a media consistenza caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/sec.

### 3.3 - MODELLO GEOLOGICO-TECNICO DEL SOTTOSUOLO

Sono stati rilevati differenti orizzonti caratterizzati ognuno da parametri litologici (di massima) e geotecnici. In particolare:

**Orizzonte TVC:** terreni di vegeto coltivo costituiti da limi e limi sabbiosi inglobanti rari inclusi ghiaiosi di media e piccola pezzatura dispersi nella matrice. Lo spessore dell'orizzonte risulta pari a 0,4-0,5 m a seconda della verticale considerata. Terreni non definibili da un punto di vista geotecnico.

**Orizzonte A:** presumibili terreni coesivo dominanti poco consistenti costituiti da limi e limi argilloso-sabbiosi privi di inclusi ghiaiosi. Ad essi si associano più o meno frequenti intercalazioni a presumibile componente organica (torbe) in genere di spessore variabile da decimetrico a pluridimetrico.

Depositi con pessimi caratteri geotecnici.

**Orizzonte b:** presumibili intercalazioni sabbiose e/o sabbioso limose di spessore variabile da pluridimetrico a metrico sviluppato, con geometrie presumibilmente lenticolari, all'interno del sovrastante orizzonte A. La loro frequenza tende ad aumentare con l'incremento della profondità con sviluppo degli orizzonti a maggiore spessore al di sotto dei 14-15m di circa di profondità.

Depositi da sciolti, solo localmente mediamente addensati scarsamente significativi, in termini di contributo geotecnico generale, nel contesto considerato.

Per la delimitazione dei caratteri litologici di dettaglio lungo le singole verticali di indagine si rimanda alle elaborazioni di seguito riportate (interpretazione litologica derivante dai dati penetrometri).

### 3.4 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

#### 1) Valutazione della sicurezza dell'opera

Vita nominale dell'opera (paragrafo 2.4.1) = 50 anni

Classe d'uso (paragrafo 2.4.2) = II

Vita di riferimento dell'opera (paragrafo 2.4.3) (VR = VN\*CU) = 50 anni

Coefficiente d'uso CU (tabella 2.4.II) = 1

Tempi di ritorno da utilizzarsi nelle verifiche per azioni sismiche

Probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR (tabella 3.2.I)

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

Tempi di ritorno  $[VR/\ln(1-PVR)]$  (anni)

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

#### 2) Parametri geotecnici utilizzati per l'analisi corrente (paragrafo 6.4.2.1):

Parametri geotecnici derivanti dall'interpretazione della Prova CPT 01

Quota falda da p.c. (m): 2,00

Verifica agli stati limite: Approccio I - Combinazione I [(A1)+(B)+(C)]

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (β<sub>M</sub>) = 1,0

Strato	Classificazione USCS	z	N60	gamma	phi	c	Md	Id	Vs	CF
1	ML (*)	0,4	2	18,5	0,0	6,7	1,7	0,0	54	60
2	ML	8,3	2	18,5	18,0	0,0	2,2	0,0	95	60
3	SM	10,0	8	19,5	26,0	0,0	9,0	31,1	148	20
4	ML	12,0	1	18,5	18,0	0,0	1,6	0,0	109	60
5	SC	15,0	6	18,7	24,0	0,0	7,8	25,4	155	20
6	ML	16,4	1	18,5	18,0	0,0	1,4	0,0	100	60
7	ML	19,0	7	18,8	25,0	37,1	5,2	0,0	151	60
8	SM	20	12	19,0	28,0	0,0	16,7	39,6	207	20

#### Legenda

z = profondità dello strato espressa in metri dal piano campagna

N60 = numero dei colpi SPT standardizzato (derivato da Q<sub>c</sub>);

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

phi = angolo d'attrito (°) secondo R.B.S.

c = coesione (kPa)

Md = modulo di deformabilità (MPa); Id = indice di densità relativa (%)

Vs = velocità onde sismiche di taglio (m/s); CF = contenuto di fini (%)

(\*): terreni rimaneggiati – parametri geotecnici puramente indicativi

### 3.5 – AZIONE SISMICA

In accordo con il paragrafo 3.2.2, il terreno di fondazione appartiene alla categoria D - Depositi di terreni granulari da sciolti o poco addensati o coesivi da poco a mediamente consistenti. I parametri di base, riferiti al sito di riferimento rigido orizzontale, sono per i vari stati limite:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
$A_g$	0,018	0,022	0,047	0,057
$f_0$	2,581	2,563	2,643	2,679
$T_c^*$	0,158	0,184	0,277	0,298

Stati limite di esercizio:

SLE-SLO - Stato limite di operatività

SLE-SLD - Stato limite di danno

Stati limite ultimi:

SLU-SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

SLU-SLC - Stato limite di prevenzione del collasso

$A_g$  = Accelerazione orizzontale massima del terreno ( $g$ )

$f_0$  = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (-)

$T_c^*$  = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (s)

Amplificazione stratigrafica

I fattori di amplificazione stratigrafica SS (tabella 3.2.V) sono pari a:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
SS	1,800	1,800	1,800	1,800

I fattori di amplificazione stratigrafica CC (tabella 3.2.V) sono pari a:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
CC	3,145	2,914	2,375	2,290

Il fattore di amplificazione topografico ST (tabella 3.2.VI) è pari a: 1,000

Le accelerazioni massime orizzontali attese al sito ( $a_{max}$ ) per i vari stati limite sono:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
$a_g$	0,032 $a$	0,040 $a$	0,085 $a$	0,103 $a$

L'accelerazione massima orizzontale attesa al sito ( $a_{max}$ ) per SLU-SLV è: 0,085  $a/g$

### 3.6 – LIQUEFACIBILITÀ DEL TERRENO

Viene verificata di seguito la suscettibilità alla liquefazione dei terreni (paragrafo 2.3). In base al catalogo del Rischio Sismico Nazionale, la magnitudo di riferimento per un tempo di ritorno di 475 anni è pari a 5.

Il metodo di verifica adottato, accettato dall'ingegneria geotecnica, è quello basato su correlazioni di campagna tra misure in sito e valori critici dello sforzo ciclico di taglio.

#### Analisi della liquefazione da prova CPT – Metodo I

Dati di riferimento per l'analisi:

Magnitudo: 5,0

Accelerazione: 0,085g

Il valore della Domanda di Resistenza alla Liquefazione CSR è calcolata con l'equazione semi empirica proposta da Seed & Idriss (1971, 1997), il valore della Capacità di Resistenza alla Liquefazione CRR è calcolata secondo il metodo di Robertson & Wride (1997).

Il fattore di scala della magnitudo applicato è calcolato secondo le raccomandazioni NCEER (1997) dalle equazioni di Idriss (1990) e di Andrus & Stokoe (2001).

Il valore del fattore scala è pari a: 3,340

I risultati delle elaborazioni sono esposti di seguito:

z	Q <sub>cm</sub>	CF	Q <sub>cs</sub>	CSR	CRR	F <sub>g</sub>
0,2	37	15	37	0,055	0,081	>2,0
0,4	22	21	22	0,055	0,069	>2,0
0,6	21	22	21	0,055	0,068	>2,0
0,8	18	27	19	0,055	0,065	>2,0
1,0	16	24	17	0,055	0,064	>2,0
1,2	15	30	15	0,054	0,063	>2,0
1,4	13	29	14	0,054	0,062	>2,0
1,6	14	34	14	0,054	0,062	>2,0
1,8	12	36	13	0,054	0,061	>2,0
2,0	13	37	14	0,054	0,062	>2,0
2,2	11	39	12	0,051	0,060	>2,0
2,4	10	40	11	0,049	0,059	>2,0
2,6	9	36	10	0,047	0,059	>2,0
2,8	11	40	12	0,046	0,060	>2,0
3,0	12	44	13	0,044	0,061	>2,0
3,2	9	43	11	0,043	0,059	>2,0
3,4	11	42	12	0,042	0,060	>2,0
3,6	10	40	11	0,041	0,059	>2,0
3,8	28	28	29	0,040	0,074	>2,0
4,0	12	39	13	0,039	0,061	>2,0
4,2	7	47	8	0,038	0,057	>2,0

4,4	7	47	8	0,038	0,057	>2,0
4,6	6	52	8	0,037	0,056	>2,0
4,8	41	17	42	0,036	0,085	>2,0
5,0	33	19	33	0,036	0,078	>2,0
5,2	5	58	6	0,035	0,055	>2,0
5,4	5	55	7	0,035	0,056	>2,0
5,6	4	59	6	0,035	0,055	>2,0
5,8	30	26	31	0,034	0,075	>2,0
6,0	23	26	24	0,034	0,069	>2,0
6,2	4	62	5	0,033	0,053	>2,0
6,4	4	55	6	0,033	0,053	>2,0
6,6	4	64	5	0,033	0,052	>2,0
6,8	35	18	36	0,033	0,076	>2,0
7,0	25	29	26	0,032	0,067	>2,0
7,2	3	66	5	0,032	0,051	>2,0
7,4	3	67	5	0,032	0,050	>2,0
7,6	3	68	5	0,031	0,050	>2,0
7,8	26	23	27	0,031	0,067	>2,0
8,0	3	70	5	0,031	0,049	>2,0
8,2	3	70	5	0,031	0,049	>2,0
8,4	28	17	29	0,031	0,067	>2,0
8,6	28	17	29	0,030	0,066	>2,0
8,8	27	19	27	0,030	0,065	>2,0
9,0	26	19	27	0,030	0,064	>2,0
9,2	18	39	19	0,030	0,058	>2,0
9,4	25	22	26	0,030	0,063	>2,0
9,6	16	38	17	0,029	0,056	>2,0
9,8	18	33	19	0,029	0,057	>2,0
10,0	2	79	4	0,029	0,046	>2,0
10,2	2	80	4	0,028	0,046	>2,0
10,4	2	80	4	0,028	0,046	>2,0
10,6	2	81	4	0,028	0,046	>2,0
10,8	2	75	4	0,028	0,046	>2,0
11,0	2	71	4	0,027	0,045	>2,0
11,2	1	100	4	0,027	0,045	>2,0
11,4	2	73	4	0,027	0,045	>2,0

11,6	2	86	4	0,027	0,045	>2,0
11,8	2	87	4	0,026	0,044	>2,0
12,0	2	93	4	0,026	0,044	>2,0
12,2	2	89	4	0,026	0,044	>2,0
12,4	22	25	23	0,026	0,057	>2,0
12,6	29	16	30	0,025	0,062	>2,0
12,8	26	25	27	0,025	0,059	>2,0
13,0	20	31	21	0,025	0,055	>2,0
13,2	1	100	4	0,025	0,043	>2,0
13,4	1	95	4	0,025	0,043	>2,0
13,6	2	75	4	0,024	0,043	>2,0
13,8	7	43	8	0,024	0,045	>2,0
14,0	23	24	24	0,024	0,056	>2,0
14,2	1	100	4	0,024	0,043	>2,0
14,4	1	100	4	0,024	0,042	>2,0
14,6	1	100	4	0,023	0,042	>2,0
14,8	20	28	21	0,023	0,053	>2,0
15,0	24	25	25	0,023	0,055	>2,0
15,2	1	100	4	0,023	0,042	>2,0
15,4	1	100	4	0,023	0,042	>2,0
15,6	1	100	4	0,022	0,042	>2,0
15,8	1	100	4	0,022	0,042	>2,0
16,0	1	100	4	0,022	0,041	>2,0
16,2	1	100	4	0,022	0,041	>2,0
16,4	1	100	4	0,022	0,041	>2,0
16,6	29	22	30	0,021	0,057	>2,0
16,8	27	25	28	0,021	0,056	>2,0
17,0	20	22	21	0,021	0,052	>2,0
17,2	1	100	4	0,021	0,041	>2,0
17,4	1	100	4	0,021	0,040	>2,0
17,6	1	98	4	0,021	0,040	>2,0
17,8	23	25	24	0,020	0,053	>2,0
18,0	21	28	22	0,020	0,051	>2,0
18,2	22	25	23	0,020	0,052	>2,0
18,4	1	100	4	0,020	0,040	>2,0
18,6	1	100	5	0,020	0,040	>2,0

18,8	1	100	4	0,019	0,040	>2,0
19,0	20	27	21	0,019	0,050	>2,0
19,2	22	25	23	0,019	0,051	>2,0
19,4	20	27	21	0,019	0,049	>2,0
19,6	17	32	18	0,019	0,048	>2,0
19,8	20	31	21	0,019	0,049	>2,0
20,0	20	31	21	0,019	0,049	>2,0

$z$  = profondità(m)

$Q_{cn}$  = Resistenza alla punta normalizzata

CF = contenuto di fini (%)

$Q_{ccs}$  = Resistenza alla punta corretta

CSR = Cyclic stress ratio (Domanda)

CRR = Cyclic resistance ratio (Capacità)

$F_s$  = Fattore di sicurezza

La correzione per i fini viene fatta secondo Robertson & Wride (1997).

Il cedimento in fase sismica viene calcolato dalle equazioni di Tokimatsu & Seed (1987) e risulta pari a circa 0,1 cm.

Il cedimento post liquefazione dovuto alla dissipazione dell'eccesso di pressioni interstiziali viene calcolato dalle equazioni di Zhang, Robertson, Brachman (2002) e risulta pari a circa 0,0 cm.

Il cedimento totale risultante in sisma è di circa 0,1 cm.

#### Analisi della liquefazione da prova CPT - Metodo II

Dati di riferimento per l'analisi:

Magnitudo: 5,0

Accelerazione: 0,085g

Il valore della Domanda di Resistenza alla Liquefazione CSR è calcolata con l'equazione semi empirica proposta da Seed & Idriss (1971, 1997), il valore della Capacità di Resistenza alla Liquefazione CRR è calcolata secondo il metodo di Robertson & Wride (1998).

Il fattore di scala della magnitudo applicato è calcolato secondo le raccomandazioni NCEER (1997) dalle equazioni di Idriss (1990) e di Andrus & Stokoe (2000).

Il valore del fattore scala è pari a: 3,340

I risultati delle elaborazioni sono esposti di seguito:

$z$	$Q_{cn}$	CF	$Q_{ccs}$	CSR	CRR	$F_s$
0,2	37	15	37	0,055	0,081	>2,0
0,4	27	21	54	0,055	0,095	>2,0
0,6	25	22	48	0,055	0,090	>2,0
0,8	23	27	50	0,055	0,092	>2,0
1,0	20	24	41	0,055	0,084	>2,0
1,2	19	30	44	0,054	0,086	>2,0
1,4	17	29	39	0,054	0,082	>2,0

1,6	14	34	41	0,054	0,084	>2,0
1,8	13	36	40	0,054	0,083	>2,0
2,0	14	37	40	0,054	0,084	>2,0
2,2	11	39	11	0,051	0,059	>2,0
2,4	11	40	11	0,049	0,059	>2,0
2,6	10	36	10	0,047	0,058	>2,0
2,8	11	40	11	0,046	0,059	>2,0
3,0	11	44	11	0,044	0,059	>2,0
3,2	9	43	9	0,043	0,057	>2,0
3,4	10	42	10	0,042	0,058	>2,0
3,6	9	40	9	0,041	0,058	>2,0
3,8	29	28	41	0,040	0,084	>2,0
4,0	13	39	37	0,039	0,081	>2,0
4,2	7	47	7	0,038	0,056	>2,0
4,4	7	47	7	0,038	0,055	>2,0
4,6	6	52	6	0,037	0,055	>2,0
4,8	41	17	47	0,036	0,089	>2,0
5,0	33	19	41	0,036	0,084	>2,0
5,2	5	58	5	0,035	0,054	>2,0
5,4	5	55	5	0,035	0,055	>2,0
5,6	4	59	4	0,035	0,053	>2,0
5,8	30	26	40	0,034	0,082	>2,0
6,0	23	26	35	0,034	0,077	>2,0
6,2	4	62	4	0,033	0,052	>2,0
6,4	5	55	5	0,033	0,052	>2,0
6,6	4	64	4	0,033	0,051	>2,0
6,8	34	18	42	0,033	0,081	>2,0
7,0	24	29	36	0,032	0,075	>2,0
7,2	3	66	3	0,032	0,049	>2,0
7,4	3	67	3	0,032	0,049	>2,0
7,6	3	68	3	0,031	0,049	>2,0
7,8	25	23	35	0,031	0,073	>2,0
8,0	3	70	3	0,031	0,048	>2,0
8,2	3	70	3	0,031	0,048	>2,0
8,4	26	17	37	0,031	0,073	>2,0
8,6	26	17	37	0,030	0,072	>2,0

8,8	25	19	35	0,030	0,071	>2,0
9,0	24	19	35	0,030	0,070	>2,0
9,2	16	39	33	0,030	0,069	>2,0
9,4	23	22	34	0,030	0,069	>2,0
9,6	14	38	31	0,029	0,066	>2,0
9,8	16	33	31	0,029	0,066	>2,0
10,0	2	79	2	0,029	0,045	>2,0
10,2	2	80	2	0,028	0,045	>2,0
10,4	2	80	2	0,028	0,044	>2,0
10,6	2	81	2	0,028	0,044	>2,0
10,8	2	75	2	0,028	0,044	>2,0
11,0	2	71	2	0,027	0,044	>2,0
11,2	1	100	1	0,027	0,043	>2,0
11,4	2	73	2	0,027	0,044	>2,0
11,6	2	86	2	0,027	0,043	>2,0
11,8	2	87	2	0,026	0,043	>2,0
12,0	2	93	2	0,026	0,043	>2,0
12,2	2	89	2	0,026	0,042	>2,0
12,4	18	25	31	0,026	0,062	>2,0
12,6	25	16	38	0,025	0,067	>2,0
12,8	23	25	34	0,025	0,064	>2,0
13,0	17	31	30	0,025	0,061	>2,0
13,2	1	100	1	0,025	0,041	>2,0
13,4	1	95	1	0,025	0,041	>2,0
13,6	2	75	2	0,024	0,041	>2,0
13,8	8	43	8	0,024	0,045	>2,0
14,0	19	24	32	0,024	0,061	>2,0
14,2	1	100	1	0,024	0,040	>2,0
14,4	1	100	1	0,024	0,040	>2,0
14,6	1	100	1	0,023	0,040	>2,0
14,8	16	28	30	0,023	0,059	>2,0
15,0	19	25	32	0,023	0,060	>2,0
15,2	1	100	1	0,023	0,040	>2,0
15,4	1	100	1	0,023	0,040	>2,0
15,6	1	100	1	0,022	0,039	>2,0
15,8	1	100	1	0,022	0,039	>2,0

16,0	1	100	1	0,022	0,039	>2,0
16,2	1	100	1	0,022	0,039	>2,0
16,4	1	100	1	0,022	0,039	>2,0
16,6	23	22	35	0,021	0,060	>2,0
16,8	22	25	33	0,021	0,059	>2,0
17,0	16	22	31	0,021	0,058	>2,0
17,2	1	100	1	0,021	0,039	>2,0
17,4	1	100	1	0,021	0,038	>2,0
17,6	1	98	1	0,021	0,039	>2,0
17,8	17	25	31	0,020	0,057	>2,0
18,0	16	28	30	0,020	0,056	>2,0
18,2	17	25	30	0,020	0,056	>2,0
18,4	1	100	1	0,020	0,038	>2,0
18,6	1	100	1	0,020	0,038	>2,0
18,8	1	100	1	0,019	0,038	>2,0
19,0	15	27	29	0,019	0,055	>2,0
19,2	17	25	31	0,019	0,056	>2,0
19,4	14	27	29	0,019	0,055	>2,0
19,6	12	32	28	0,019	0,054	>2,0
19,8	14	31	29	0,019	0,054	>2,0
20,0	14	31	29	0,018	0,054	>2,0

$z$  = profondità(m)

$Q_{cn}$  = Resistenza alla punta normalizzata

CF = contenuto di fini (%)

$Q_{ccs}$  = Resistenza alla punta corretta

CSR = Cyclic stress ratio (Domanda)

CRR = Cyclic resistance ratio (Capacità)

$F_s$  = Fattore di sicurezza

La correzione per i fini viene fatta secondo Robertson & Wride (1998).

Il cedimento in fase sismica viene calcolato dalle equazioni di Tokimatsu & Seed (1987) e risulta pari a: 0,1 cm.

Il cedimento post liquefazione dovuto alla dissipazione dell'eccesso di pressioni interstiziali viene calcolato dalle equazioni di Zhang, Robertson, Brachman (2002) e risulta pari a: 0,0 cm.

Il cedimento totale risultante in sisma è di: 0,1

### 3.7 - TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI FONDAZIONALI

Prenderemo ora in esame *singolarmente* i fattori di valutazione pre-progettuale per poi giungere ad una sintesi finale delle condizioni di carico fondazionale valutate conservativamente ai fini della stabilità statica dei futuri interventi.

#### 3.7.1 - VALUTAZIONI PRELIMINARI IN MERITO A FONDAZIONI DIRETTE

Sulla base delle indicazioni fornite dalla committenza le strutture previste sono rappresentate da nuove pavimentazioni che andranno a comporre il futuro parco manovra e parcheggio automezzi.

Su specifica richiesta della committenza sono state analizzate le possibili condizioni di esercizio fondazionale in appoggio diretto (fondazioni a platea estesa) sviluppate ad una profondità complessiva (sottofondo stabilizzate+finitura pavimentale) pari a circa 1,50 m di profondità dall'attuale piano campagna sopra delineate.

Risulta comunque doveroso sottolineare, in via preliminare, le specifiche condizioni geotecniche individuate: ovvero la presenza di terreni con pessime caratteristiche geotecniche sviluppati sino ad oltre 20 m di profondità dall'attuale piano campagna e contraddistinti da possibili consistenti variazioni laterali di natura litologica e geotecnica al loro interno.

Ne derivano quindi condizioni geotecniche chiaramente non favorevoli alla realizzazione di fondazioni di tipo diretto in quanto soluzione progettuale caratterizzata da rischi progettuali intrinseci elevati connessi al presumibile sviluppo di fenomeni di cedimento sia in termini totali che differenziali di non trascurabile entità potenzialmente non compatibili con le caratteristiche di durevolezza di norma richieste per opere di questa tipologia.

Deve quindi risultare chiaro come, secondo il parere dello scrivente, tipologie fondazionali dirette costituiscono di fatto una soluzione non conservativa a favore di sicurezza per le future opere; l'eventuale scelta di questa tipologia fondazionale dovrà quindi essere attuata con estrema cautela da parte del progettista con il consenso dell'Impresa esecutrice delle opere. *Solo l'accertamento (con tutte le responsabilità che ne conseguono) della compatibilità struttura/cedimenti da parte dell'Ingegnere progettista e/o calcolatore incaricato e l'accettazione di tali condizioni da parte dell'impresa esecutrice delle opere, potrebbe indurre all'adozione di una scelta progettuale di tal tipo.*

*L'assetto geotecnico individuato sarà comunque causa di sviluppo di fenomeni di assestamento, anche potenzialmente disomogeneo, già nel breve medio termine in virtù dell'elevatissima compressibilità dei depositi che vanno a comporre il primo sottosuolo sino a profondità anche superiore a quella d'investigazione raggiunta.*

Fermo restando quanto sopra, sono state comunque valutate le condizioni di esercizio di una struttura fondazionale a platea estesa con dimensioni di tentativo  $B = 15$  m ed  $L = 20$  m poggiate alla profondità di 1,50 m circa dall'attuale piano campagna.

Analisi della Capacità Portante in condizioni staticheIPOTESI FONDAZIONALE DEL FONDAZIONE A PLATA ISOTESAApproccio 2

Combinazione A1 + M1

Tipologia della fondazione = quadrata

Geometria della fondazione e carichi strutturali

B	L	Df	Hf	N	MB	ML	H	b	a
10,00	20,00	1,50	2,00	0	0	0	0	0	0

B = Larghezza della fondazione (m); L = Lunghezza della fondazione (m)

Df = Profondità d'appoggio (m); Hf = Profondità della falda (m)

N = Carico verticale (kN); MB = Momento parallelo a B (kNm)

ML = Momento parallelo a L (kNm); H = Forza di Taglio (kN)

b = Inclinazione del piano di posa (°); a = Inclinazione del pendio (°)

La stratigrafia introdotta riconduce al caso classico; viene applicata la formula trinomia di Vesic & al secondo il metodo di calcolo di Vesic modificato (Vesic, 1967-1975 - Davis & Booker, 1971 - Kulhawy & al., 1984). L'indice di rigidità è superiore alla rigidità critica, la rottura è di tipo generale.

Parametri di calcolo

B'	L'	gamma'	phi	c
10,0	20,0	10,3	17,6	0,0

B' = Larghezza effettiva della fondazione (m)

L' = Lunghezza effettiva della fondazione (m)

gamma = peso di volume efficace (kN/mc)

phi = angolo d'attrito medio efficace ponderale (°) cautelativamente ridotto

c = Coesione media efficace ponderale o Coesione non drenata (kPa)

Fattori di capacità portante

Nc	Nq	Ng
12,77	5,05	2,56

Fattori di rigidità 'r'

rc	rq	rg
1,00	1,00	1,00

Fattori di forma 's'

sc	sq	sg
1,20	1,16	0,70

Fattori di profondità 'd'

dc	dq	dg
1,02	1,02	1,00

Capacità portante (A1 + M1 + R3)

Rd	R3	Rd/R3
142,3	2,3	61,8

dove:

Rd = Resistenza di calcolo (kPa); R3 = Coefficiente di riduzione della resistenza

15.3.3.7 *Resistenza massima di progetto (R3)*

#### Analisi preliminare dei cedimenti

Si è proceduto alla valutazione dei cedimenti utilizzando differenti metodi di calcolo.

Nella tabella a seguire, vengono riportati i risultati ottenuti (espressi in centimetri) adottando una pressione di esercizio pari a 62 kPa:

sl	sE	sAnn
15,72	29,70	16,03

Cedimenti espressi in cm.

#### Legenda

sl = cedimento immediato dalla Teoria dell'Elasticità (Timoshenko & Goodier, 1951) secondo la procedura proposta da Bowles (1988)

sE = cedimento totale secondo il metodo di Egorov (1949)

sANN = cedimento totale dai metodi dell'Intelligenza Artificiale secondo l'Artificial Neural Network (Rete di Neuroni) (Shanin, 2002)

Poiché i cedimenti calcolati risultano eccessivi per la struttura, si è proceduto al calcolo della capacità portante vincolata ad un cedimento massimo teorico pari a 20 mm.

La corrispondente capacità portante è pari a circa 14 kPa.

Da quanto sopra emerge chiaramente la grave problematica relativa allo sviluppo dei fenomeni di assestamento già nel breve periodo (15 cm), confermando a pieno quanto in precedenza accennato.

Risulta oltremodo chiaro come la soluzione a platea estesa, al fine di poter raggiungere condizioni di esercizio in grado di garantire una durevolezza compatibile con gli investimenti attuati, dovrà essere preceduta da importanti interventi di miglioramento geotecnico del primo sottosuolo (trattamenti basali a calce, sostituzione geotecnica, costipamento e conseguente formazione di un sottofondo stabilizzato con modulo elastico adeguatamente rigido).

La finitura pavimentale in c.a. dovrà inoltre possedere le caratteristiche di rigidità tali da essere in grado di sopportare condizioni di distorsione angolare elevate e nel contempo, ovviare eventuali fenomeni di creep e/o basculamento strutturale.

I carichi indotti alla superficie non dovranno essere superiori al valore di portanza di 15 kPa prevedendo comunque lo sviluppo di fenomeni di assestamento ad oggi comunque non prevedibili in termini di entità e sviluppo temporale.

Si sottolinea come le fondazionali a platea estesa costituiscano di fatto un elemento strutturale in s.s. la cui verifica sismica dovrà pertanto essere attuata, ad opera del progettista incaricato, sulla base delle condizioni di carico reali e della conseguente distribuzione dei momenti indotti all'interno dei differenti settori fondazionali. Infatti sebbene le stime attuate indichino condizioni fondazionali generali sismicamente verificate ( $E_d < R_d$ ), esse rappresentano di fatto il risultato di un approccio di calcolo semplificato ovvero assai distante dal reale assetto strutturale e tensionale che contraddistingue le future strutture; quindi, a parere dello scrivente, necessitante di una ulteriore ed approfondita verifica strutturale in sisma da parte del progettista incaricato attraverso modelli di calcolo complessi.

#### IPOTESI FONDAZIONALI N. 2: FONDAZIONI MISTE

Soluzione alternativa consigliabile è rappresentata dall'adozione di strutture fondazionali miste, ovvero di una struttura fondazionale a platea palificata. In questo modo si sommerebbero i vantaggi derivanti dalla rigidità della struttura fondazionale a platea estesa ed il contributo stabilizzante delle fondazioni indirette, costituite, nello specifico, da micropalificazioni adeguatamente dimensionate.

Tale soluzione consentirà la messa in opera di un minor numero di palificate (rispetto ad una eventuale soluzione su indirette) distribuite, nell'ambito della fondazione a platea, secondo uno schema a maglia regolare con dimensionamento adeguato all'accoglimento dei massimi carichi indotti prevedibili dal quadro progettuale generale sul lungo termine.

Resta sottinteso come il dimensionamento delle future strutture fondazionali dovrà essere valutato dal progettista sia in base ai massimi carichi indotti dalla futura struttura sia in base alla tipologia delle micropalificazioni adottate al fine di ottenere un grado di ottimizzazione progettuale che consenta di attuare interventi tecnicamente validi, economicamente vantaggiosi e contraddistinti da

netto abbattimento del rischio progettuale rappresentato, nello specifico, dal possibile sviluppo disomogeneo dei fenomeni di cedimento. Tale soluzione permette di ottenere condizioni di maggiore ancoraggio al suolo delle future strutture edificatorie garantendo condizioni di maggiore sicurezza anche in condizione di sollecitazione sismica elemento questo di fondamentale importanza in un contesto morfologico e morfo-strutturale come quello considerato.

## CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Come già anticipato, è di tutta evidenza che sia le strutture fondazionali ipotizzate a) tipo platea estesa che la b) struttura fondazionale mista sono opere che non danno risposta ottimale alle problematiche in essere dovute alla scarsa (nulla) capacità portante del terreno oltre ad incidere notevolmente dal punto di vista economico.

Stante l'opera che si intende realizzare; piazzale di sosta per automezzi è da valutare attentamente in termini economici se vale la pena la realizzazione di imponenti opere ipotizzate (platea significativamente armata molto rigida o fondazioni indirette) tenendo conto che non è possibile determinare i cedimenti a lungo periodo (tra l'altro la Ditta si è trovata ad affrontare tale problematiche a distanza di tempo per le strutture che utilizza).

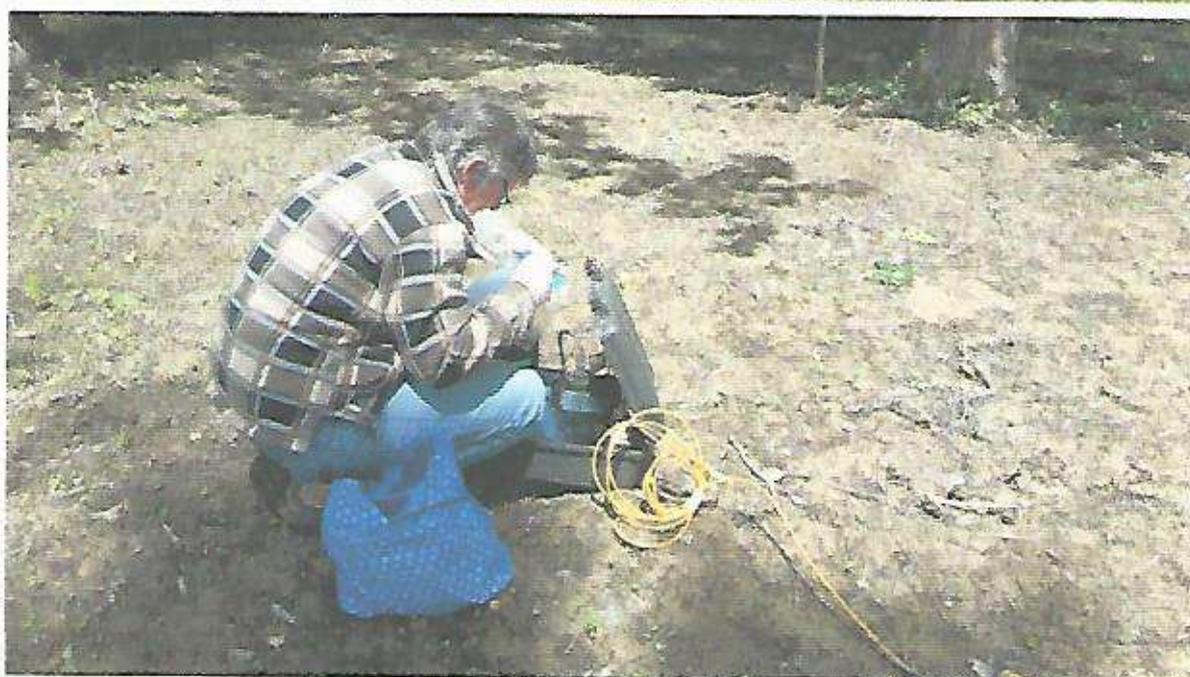
In ogni caso si dovrà procedere alle opere di miglioramento geotecnico del primo sottosuolo (trattamenti basali a calce, sostituzione geotecnica, costipamento e conseguente formazione di un sottofondo stabilizzato con modulo elastico adeguatamente rigido).

Successivamente, ma la scelta tra le varie opzioni spetta a Terzi, valutare i pro ed i contro delle vari opzioni, ivi compresa la realizzazione di un semplice piazzale in conglomerato bituminoso cui la manutenzione dovrà essere periodica ed efficiente e finalizzata a livellare i cedimenti che in ogni caso si verificheranno a distanza di tempo.

Allegato fotografico









Allegati

## LEGENDA VALORI DI RESISTENZA

Strumento utilizzato:

### PENETROMETRO STATICO tipo:

Caratteristiche:

- punta conica meccanica  $\varnothing$  35.7 mm, angolo di apertura  $\alpha = 60^\circ$  - ( area punta  $A_p = 10 \text{ cm}^2$ )
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' (  $\varnothing$  35.7 mm - h 133 mm - sup. lat. Am. =  $150 \text{ cm}^2$ )
- velocità di avanzamento costante  $V = 2 \text{ cm / sec}$  ( $\pm 0,5 \text{ cm / sec}$ )
- spinta max nominale dello strumento  $S_{max}$  variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett.  $\rightarrow$  spinta )  $C_t = \text{spinta (Kg)} / \text{LETTURA al manometro}$

$$\text{fase 1 - resistenza alla punta} \quad q_c \text{ ( Kg / cm}^2\text{)} = L_1 \times C_t / 10$$

$$\text{fase 2 - resistenza laterale locale} \quad f_s \text{ ( Kg / cm}^2\text{)} = (L_2 - L_1) \times C_t / 150$$

$$\text{fase 3 - resistenza totale} \quad R_t \text{ ( Kg )} = (L_t) \times C_t$$

$$q_c / f_s = \text{rapporto Begemann}$$

- L1. punta = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta ( fase 1 )
- L2. totale = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto ( fase 2 )
- Lt. aste = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne ( fase 3 )

N.B. : la spinta  $S$  ( Kg ), corrispondente a ciascuna fase , si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna  $L$  per la costante di trasformazione  $C_t$  .

N.B. : La resistenza laterale è calcolata alla stessa quota della punta.

### CONVERSIONI

$$1 \text{ kN ( kiloNewton )} = 1000 \text{ N} = 100 \text{ kg} = 0,1 \text{ t} - 1 \text{ MN (megaNewton )} = 1000 \text{ kN} = 1000000 \text{ N} \approx 100 \text{ t}$$

$$1 \text{ kPa ( kiloPascal )} = 1 \text{ kN/m}^2 = 0,001 \text{ MN/m}^2 = 0,001 \text{ MPa} \approx 0,1 \text{ t/m}^2 = 0,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ MPa ( MegaPascal )} = 1 \text{ MN/m}^2 = 1000 \text{ kN/m}^2 = 1000 \text{ kPa} \approx 100 \text{ t / m}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MN/m}^2 = 0,1 \text{ Mpa}$$

$$1 \text{ t} = 1000 \text{ kg} \approx 10 \text{ kN}$$

## LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Valutazioni in base al rapporto:  $F = (qc / fs)$

( Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977 )

valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = qc / fs$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F < 15$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$15 < F \leq 30$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$30 < F \leq 60$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 60$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di qc e di FR = (fs / qc) %

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

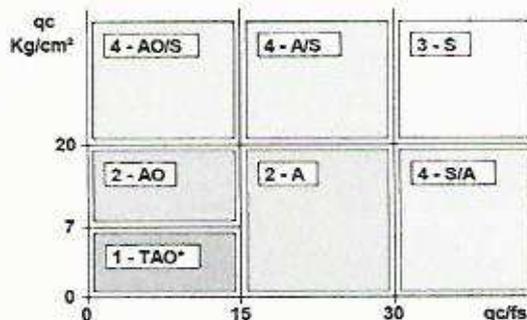
- $1/3 \pm 1/2$  di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato ( inalterato ) , per depositi coesivi

### SCELTE LITOLOGICHE ( validità orientativa )

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto qc / fs ( Begemann 1965 -Raccomandazioni A.G.I. 1977 ), prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$qc \leq 20 \text{ kg/cm}^2$  : possibili terreni COESIVI anche se  $( qc / fs ) > 30$

$qc \geq 20 \text{ kg/cm}^2$  : possibili terreni GRANULARI anche se  $( qc / fs ) < 30$



### NATURA LITOLOGICA

- 1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIMIBILITA'
- 2 - COESIVA IN GENERE
- 3 - GRANULARE
- 4 - COESIVA / GRANULARE

# PROVA PENETROMETRICA STATICA

## LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 1

2 0105-051

- committente : VALSUGHI ARMAMENTO FERROVIARIO  
 - lavoro : NUOVO PIZZALE, PARCHEGGIO  
 - località : MERONE - SP 41  
 - resp. cantiere :  
 - assist. cantiere :

- data : 14/05/2018  
 - quota inizio : Piano Campagna  
 - falda : 2,00 da quota inizio

- data di emissione :  
 30/05/2018

prf m	L1	L2	qc Kg/cm <sup>2</sup>	fs Kg/cm <sup>2</sup>	qc/fs	prf m	L1	L2	qc Kg/cm <sup>2</sup>	fs Kg/cm <sup>2</sup>	qc/fs
0,20	7,0	12,0	7,0	0,33	21,0	10,20	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
0,40	6,0	10,0	6,0	0,27	22,0	10,40	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
0,60	7,0	11,0	7,0	0,27	26,0	10,60	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
0,80	7,0	12,0	7,0	0,33	21,0	10,80	6,0	10,0	6,0	0,27	22,0
1,00	7,0	10,0	7,0	0,20	35,0	11,00	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0
1,20	7,0	11,0	7,0	0,27	26,0	11,20	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
1,40	7,0	10,0	7,0	0,20	35,0	11,40	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0
1,60	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	11,60	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
1,80	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	11,80	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
2,00	7,0	11,0	7,0	0,27	26,0	12,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
2,20	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	12,20	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
2,40	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	12,40	34,0	43,0	34,0	0,60	57,0
2,60	6,0	8,0	6,0	0,13	45,0	12,60	46,0	52,0	46,0	0,40	115,0
2,80	7,0	11,0	7,0	0,27	26,0	12,80	42,0	56,0	42,0	0,93	45,0
3,00	7,0	12,0	7,0	0,33	21,0	13,00	33,0	45,0	33,0	1,00	33,0
3,20	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	13,20	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0
3,40	7,0	11,0	7,0	0,27	26,0	13,40	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
3,60	7,0	10,0	7,0	0,20	35,0	13,60	6,0	8,0	6,0	0,13	45,0
3,80	24,0	41,0	24,0	1,13	21,0	13,80	18,0	26,0	18,0	0,53	34,0
4,00	11,0	19,0	11,0	0,53	21,0	14,00	39,0	48,0	39,0	0,60	65,0
4,20	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	14,20	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
4,40	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	14,40	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
4,60	6,0	10,0	6,0	0,27	22,0	14,60	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
4,80	39,0	52,0	39,0	0,67	45,0	14,80	35,0	45,0	35,0	0,67	52,0
5,00	32,0	42,0	32,0	0,67	48,0	15,00	41,0	52,0	41,0	0,73	56,0
5,20	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	15,20	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0
5,40	6,0	10,0	6,0	0,27	22,0	15,40	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0
5,60	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	15,60	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
5,80	32,0	52,0	32,0	1,33	24,0	15,80	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
6,00	25,0	36,0	25,0	0,73	34,0	16,00	4,0	6,0	4,0	0,13	30,0
6,20	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	16,20	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
6,40	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	16,40	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
6,60	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	16,60	52,0	65,0	52,0	0,67	60,0
6,80	40,0	52,0	40,0	0,80	50,0	16,80	50,0	65,0	50,0	1,00	50,0
7,00	29,0	46,0	29,0	1,13	26,0	17,00	36,0	43,0	36,0	0,93	114,0
7,20	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	17,20	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
7,40	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	17,40	5,0	7,0	5,0	0,13	37,0
7,60	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	17,60	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0
7,80	32,0	43,0	32,0	0,73	44,0	17,80	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
8,00	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	18,00	43,0	53,0	43,0	0,67	64,0
8,20	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	18,20	40,0	51,0	40,0	0,73	55,0
8,40	36,0	42,0	36,0	0,40	90,0	18,40	42,0	51,0	42,0	0,60	70,0
8,60	36,0	43,0	36,0	0,47	77,0	18,60	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
8,80	35,0	42,0	35,0	0,47	75,0	18,80	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
9,00	35,0	42,0	35,0	0,47	75,0	19,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
9,20	34,0	44,0	34,0	0,67	51,0	19,20	39,0	48,0	39,0	0,60	65,0
9,40	34,0	43,0	34,0	0,60	57,0	19,40	44,0	53,0	44,0	0,60	73,0
9,60	22,0	36,0	22,0	0,93	24,0	19,60	39,0	47,0	39,0	0,53	73,0
9,80	25,0	38,0	25,0	0,67	29,0	19,80	35,0	45,0	35,0	0,67	52,0
10,00	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	20,00	40,0	53,0	40,0	0,67	46,0

- PENETROMETRO STATICO tipo ca 101 - (con anello allargatore)  
 - COSTANTE DI TRASFORMAZIONE C1 = 10 - Velocità avanzamento punta 2 cm/s  
 - punta meccanica tipo Segemann  $\phi = 35,7$  mm (area punta 10 cm<sup>2</sup> - apertura 60°)  
 - manicotto laterale (superficie 150 cm<sup>2</sup>)

# PROVA PENETROMETRICA STATICA

## LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 2

2 0105-051

- committente VALSE CCHI ARMAMENTO FERROVIARIO  
 - lavoro NUOVO PIZZALE PARCHE GIOIO  
 - località ME RONE - SP 41  
 - resp. cantiere  
 - assist. cantiere

- data 14/05/2018  
 - quota inizio Piano Campagna  
 - falda 2,00 da quota inizio

- data di emissione  
 30/05/2018

prf m	L1	L2	qc Kg/cm <sup>2</sup>	fs Kg/cm <sup>2</sup>	qc/fs	prf m	L1	L2	qc Kg/cm <sup>2</sup>	fs Kg/cm <sup>2</sup>	qc/fs
0,20	6,0	8,0	6,0	0,13	45,0	7,20	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
0,40	6,0	8,0	5,0	0,13	45,0	7,40	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
0,60	7,0	11,0	7,0	0,27	25,0	7,60	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
0,80	6,0	8,0	6,0	0,13	45,0	7,80	38,0	52,0	38,0	0,93	41,0
1,00	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	8,00	41,0	65,0	41,0	1,60	26,0
1,20	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	8,20	36,0	59,0	36,0	1,53	23,0
1,40	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	8,40	18,0	29,0	18,0	0,73	25,0
1,60	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	8,60	23,0	39,0	23,0	1,07	22,0
1,80	5,0	5,0	5,0	0,20	25,0	8,80	27,0	42,0	27,0	1,00	27,0
2,00	7,0	11,0	7,0	0,27	26,0	9,00	13,0	21,0	13,0	0,53	24,0
2,20	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	9,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
2,40	6,0	8,0	6,0	0,13	45,0	9,40	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
2,60	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	9,60	6,0	10,0	6,0	0,27	22,0
2,80	6,0	9,0	6,0	0,20	30,0	9,80	6,0	10,0	6,0	0,27	22,0
3,00	6,0	5,0	6,0	0,13	45,0	10,00	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
3,20	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	10,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
3,40	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	10,40	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
3,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	10,60	37,0	49,0	37,0	0,80	46,0
3,80	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	10,80	46,0	64,0	46,0	1,20	38,0
4,00	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	11,00	32,0	59,0	32,0	1,80	18,0
4,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	11,20	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
4,40	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	11,40	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
4,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	11,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
4,80	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	11,80	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
5,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	12,00	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
5,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	12,20	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
5,40	6,0	10,0	6,0	0,27	22,0	12,40	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
5,60	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	12,60	6,0	12,0	6,0	0,40	15,0
5,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	12,80	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
6,00	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	13,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
6,20	6,0	10,0	6,0	0,27	22,0	13,20	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
6,40	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	13,40	23,0	36,0	23,0	0,87	27,0
6,60	5,0	7,0	5,0	0,13	37,0	13,60	22,0	35,0	22,0	0,87	25,0
6,80	4,0	6,0	4,0	0,13	30,0	13,80	44,0	65,0	44,0	1,40	31,0
7,00	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	14,00	35,0	59,0	35,0	1,60	22,0

- PENETROMETRO STATICO tipo da 10t - (con anello allargatore) -  
 - COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità avanzamento punta 2 cm/s  
 - punta meccanica tipo Segemann  $\alpha = 35,7$  mm (area punta 10 cm<sup>2</sup> - apertura 60°)  
 - manicotto laterale (superficie 150 cm<sup>2</sup>)

# PROVA PENETROMETRICA STATICA

## LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 3

2 0105-051

- committente : VALSUGHI ARMAMENTO FERROVIARIO  
 - lavoro : NUOVO PIZZALE PARCHEGGIO  
 - località : MERONE - SP 41  
 - resp cantiere :  
 - assist cantiere :

- data : 14/05/2018  
 - quota inizio : Piano Campagna  
 - falda : 2,00 da quota inizio

- data di emissione :  
 30/05/2018

prf m	L1	L2	qc Kg/cm <sup>2</sup>	fs Kg/cm <sup>2</sup>	qc/fs	prf m	L1	L2	qc Kg/cm <sup>2</sup>	fs Kg/cm <sup>2</sup>	qc/fs
0,20	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0	7,20	39,0	52,0	39,0	0,93	41,0
0,40	4,0	5,0	4,0	0,27	15,0	7,40	38,0	53,0	39,0	1,00	38,0
0,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	7,60	24,0	36,0	24,0	0,80	30,0
0,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	7,80	23,0	35,0	23,0	0,67	27,0
1,00	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	8,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
1,20	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	8,20	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
1,40	6,0	12,0	6,0	0,40	15,0	8,40	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0
1,60	6,0	13,0	6,0	0,47	13,0	8,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
1,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	8,80	18,0	26,0	19,0	0,53	34,0
2,00	5,0	8,0	5,0	0,20	25,0	9,00	28,0	31,0	26,0	0,33	78,0
2,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	9,20	25,0	32,0	25,0	0,47	54,0
2,40	6,0	10,0	6,0	0,27	22,0	9,40	26,0	31,0	26,0	0,33	78,0
2,60	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	9,60	26,0	32,0	26,0	0,40	65,0
2,80	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0	9,80	26,0	31,0	26,0	0,33	78,0
3,00	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0	10,00	21,0	30,0	21,0	0,60	35,0
3,20	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0	10,20	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
3,40	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0	10,40	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
3,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	10,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
3,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	10,80	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0
4,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	11,00	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
4,20	6,0	10,0	6,0	0,27	22,0	11,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
4,40	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	11,40	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
4,60	6,0	10,0	6,0	0,27	22,0	11,60	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
4,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	11,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
5,00	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0	12,00	12,0	16,0	12,0	0,27	45,0
5,20	6,0	12,0	6,0	0,40	15,0	12,20	23,0	35,0	23,0	0,80	29,0
5,40	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0	12,40	18,0	29,0	18,0	0,73	25,0
5,60	42,0	62,0	42,0	1,33	31,0	12,60	15,0	23,0	15,0	0,53	28,0
5,80	32,0	49,0	32,0	1,13	28,0	12,80	30,0	41,0	30,0	0,73	41,0
6,00	25,0	42,0	25,0	1,13	22,0	13,00	15,0	26,0	15,0	0,73	20,0
6,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	13,20	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0
6,40	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	13,40	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
6,60	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0	13,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
6,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	13,80	22,0	32,0	22,0	0,67	33,0
7,00	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	14,00	26,0	30,0	26,0	0,27	97,0

- PENETROMETRO STATICO tipo da 10t - (con anello allargatore) -  
 - COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità avanzamento punta 2 cm/s  
 - punta meccanica tipo Begemann e = 35,7 mm (area punta 10 cm<sup>2</sup> - apertura 60°)  
 - manicotto laterale (superficie 150 cm<sup>2</sup>)

# PROVA PENETROMETRICA STATICA

## LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 4

2.0105.051

- committente VAL SICCHI ARMAMENTO FERROVIARIO  
 - lavoro NUOVO PIZZALE PARCHEGGIO  
 - località ME RONE - SP 41  
 - resp cantiere  
 - assist cantiere

- data 14/05/2018  
 - quota inizio Piano Campagna  
 - falda 2,00 da quota inizio

- data di emissione  
 30/05/2018

prf m	L1	L2	qc Kg/cm <sup>2</sup>	fs Kg/cm <sup>2</sup>	qc/fs	prf m	L1	L2	qc Kg/cm <sup>2</sup>	fs Kg/cm <sup>2</sup>	qc/fs
0,20	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0	7,20	45,0	53,0	45,0	0,53	84,0
0,40	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	7,40	43,0	53,0	43,0	0,67	64,0
0,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	7,60	34,0	45,0	34,0	0,73	46,0
0,80	6,0	12,0	6,0	0,40	15,0	7,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
1,00	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	8,00	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0
1,20	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	8,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
1,40	65,0	79,0	65,0	0,93	70,0	8,40	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
1,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	8,60	6,0	11,0	5,0	0,33	18,0
1,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	8,80	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0
2,00	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	9,00	7,0	12,0	7,0	0,33	21,0
2,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	9,20	49,0	63,0	49,0	0,83	52,0
2,40	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0	9,40	48,0	56,0	48,0	0,53	90,0
2,60	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	9,60	35,0	42,0	35,0	0,47	75,0
2,80	7,0	13,0	7,0	0,40	17,0	9,80	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0
3,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	10,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
3,20	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0	10,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
3,40	60,0	72,0	60,0	0,80	75,0	10,40	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
3,60	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	10,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
3,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	10,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
4,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	11,00	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0
4,20	38,0	50,0	38,0	0,80	47,0	11,20	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0
4,40	34,0	48,0	34,0	0,93	36,0	11,40	6,0	12,0	6,0	0,40	17,0
4,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	11,60	7,0	13,0	7,0	0,40	17,0
4,80	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0	11,80	6,0	12,0	6,0	0,40	17,0
5,00	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	12,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
5,20	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	12,20	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
5,40	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	12,40	7,0	12,0	7,0	0,33	21,0
5,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	12,60	60,0	72,0	60,0	0,80	75,0
5,80	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	12,80	59,0	62,0	59,0	0,20	295,0
6,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	13,00	44,0	53,0	44,0	0,60	73,0
6,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	13,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
6,40	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	13,40	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
6,60	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	13,60	6,0	12,0	6,0	0,40	17,0
6,80	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0	13,80	29,0	35,0	29,0	0,40	72,0
7,00	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0	14,00	32,0	43,0	32,0	0,73	44,0

- PENETROMETRO STATICO tipo da 10t - (con anello allargatore) -  
 - COSTANTE DI TRASFORMAZIONE  $C_t = 10$  - Velocità avanzamento punta 2 cm/s  
 - punta meccanica tipo Begemann  $\phi = 35,7$  mm (area punta 10 cm<sup>2</sup> - apertura 60°)  
 - manicotto laterale (superficie 160 cm<sup>2</sup>)

# PROVA PENETROMETRICA STATICA

## LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 5

2 0105-051

- committente VALSE CCHI ARMAMENTO FERROVIARIO  
 - lavoro NUOVO PIZZALE - PARCHEGGIO  
 - località MERONE - SP 41  
 - resp. cantiere  
 - assist. cantiere

- data 14/05/2018  
 - quota inizio Piano Campagna  
 - falda 2,00 da quota inizio

- data di emissione:  
 30/05/2018

prf m	L1	L2	qc Kg/cm <sup>2</sup>	fs Kg/cm <sup>2</sup>	qc/fs	prf m	L1	L2	qc Kg/cm <sup>2</sup>	fs Kg/cm <sup>2</sup>	qc/fs
0,20	15,0	28,0	15,0	0,87	17,0	7,20	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0
0,40	22,0	40,0	22,0	1,20	18,0	7,40	78,0	83,0	78,0	0,33	234,0
0,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	7,60	43,0	53,0	43,0	0,67	64,0
0,80	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0	7,80	52,0	68,0	52,0	1,07	49,0
1,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	8,00	45,0	78,0	45,0	2,20	20,0
1,20	6,0	12,0	6,0	0,40	15,0	8,20	23,0	38,0	23,0	1,00	23,0
1,40	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	8,40	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
1,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	8,60	5,0	19,0	5,0	0,33	15,0
1,80	5,0	11,0	5,0	0,33	18,0	8,80	6,0	11,0	6,0	0,33	15,0
2,00	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	9,00	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
2,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	9,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
2,40	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	9,40	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0
2,60	6,0	10,0	6,0	0,27	22,0	9,60	47,0	62,0	47,0	1,00	47,0
2,80	7,0	13,0	7,0	0,40	17,0	9,80	44,0	62,0	44,0	1,20	37,0
3,00	7,0	12,0	7,0	0,33	21,0	10,00	21,0	35,0	21,0	0,93	22,0
3,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	10,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
3,40	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	10,40	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
3,60	6,0	9,0	6,0	0,20	33,0	10,60	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0
3,80	7,0	12,0	7,0	0,33	21,0	10,80	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0
4,00	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	11,00	6,0	11,0	6,0	0,33	13,0
4,20	12,0	20,0	12,0	0,53	22,0	11,20	12,0	19,0	12,0	0,47	25,0
4,40	12,0	19,0	12,0	0,47	26,0	11,40	20,0	32,0	20,0	0,60	25,0
4,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	11,60	12,0	19,0	12,0	0,47	26,0
4,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	11,80	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0
5,00	11,0	19,0	11,0	0,53	21,0	12,00	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
5,20	26,0	39,0	26,0	0,87	30,0	12,20	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0
5,40	48,0	56,0	48,0	0,53	90,0	12,40	4,0	8,0	4,0	0,27	15,0
5,60	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	12,60	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
5,80	6,0	12,0	6,0	0,40	15,0	12,80	7,0	12,0	7,0	0,33	21,0
6,00	45,0	63,0	45,0	1,20	37,0	13,00	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
6,20	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0	13,20	4,0	7,0	4,0	0,20	20,0
6,40	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	13,40	58,0	65,0	58,0	0,47	124,0
6,60	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	13,60	44,0	52,0	44,0	0,53	82,0
6,80	5,0	9,0	5,0	0,27	19,0	13,80	38,0	46,0	38,0	0,53	71,0
7,00	6,0	11,0	6,0	0,33	18,0	14,00	7,0	10,0	7,0	0,20	35,0

- PENETROMETRO STATICO tipo da 101 - (con anello allargatore) -  
 - COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità avanzamento punta 2 cm/s  
 - punta meccanica tipo Begemann  $\phi = 35,7$  mm (area punta 10 cm<sup>2</sup> - apertura 60°)  
 - manico laterale (superficie 150 cm<sup>2</sup>)

# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

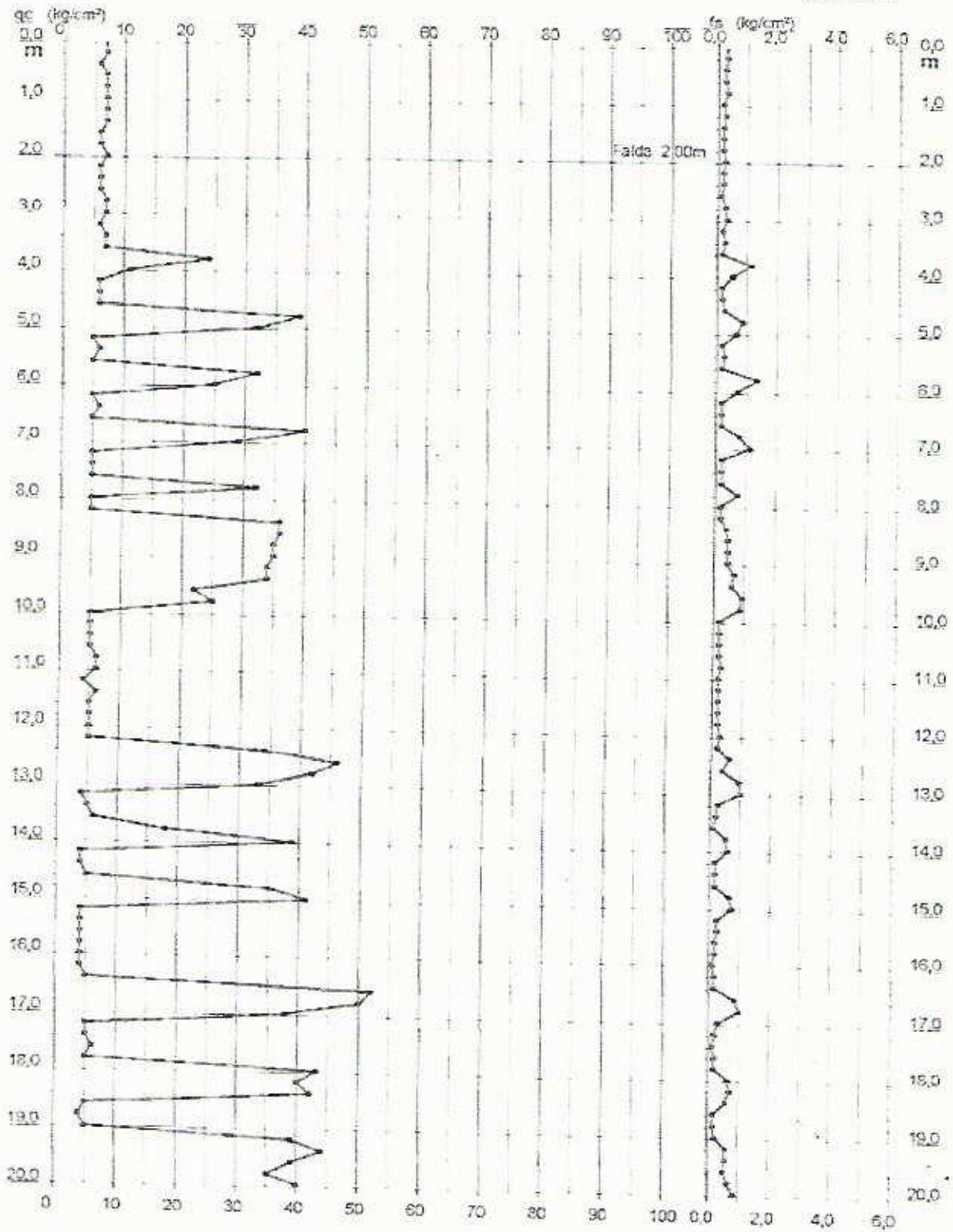
**CPT 1**

2 0105/051

- committente VALSE CCHI ARMAMENTO FERROVIARIO  
 - lavoro NUOVO PIZZALE PARCHEGGIO  
 - località ME RONE - SP 41  
 - resp. cantiere  
 - assist. cantiere

- data 14/05/2018  
 - quota inizio Piano Campagna  
 - falda 2,00 da quota inizio

- data di emissione :  
 30/05/2018



# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

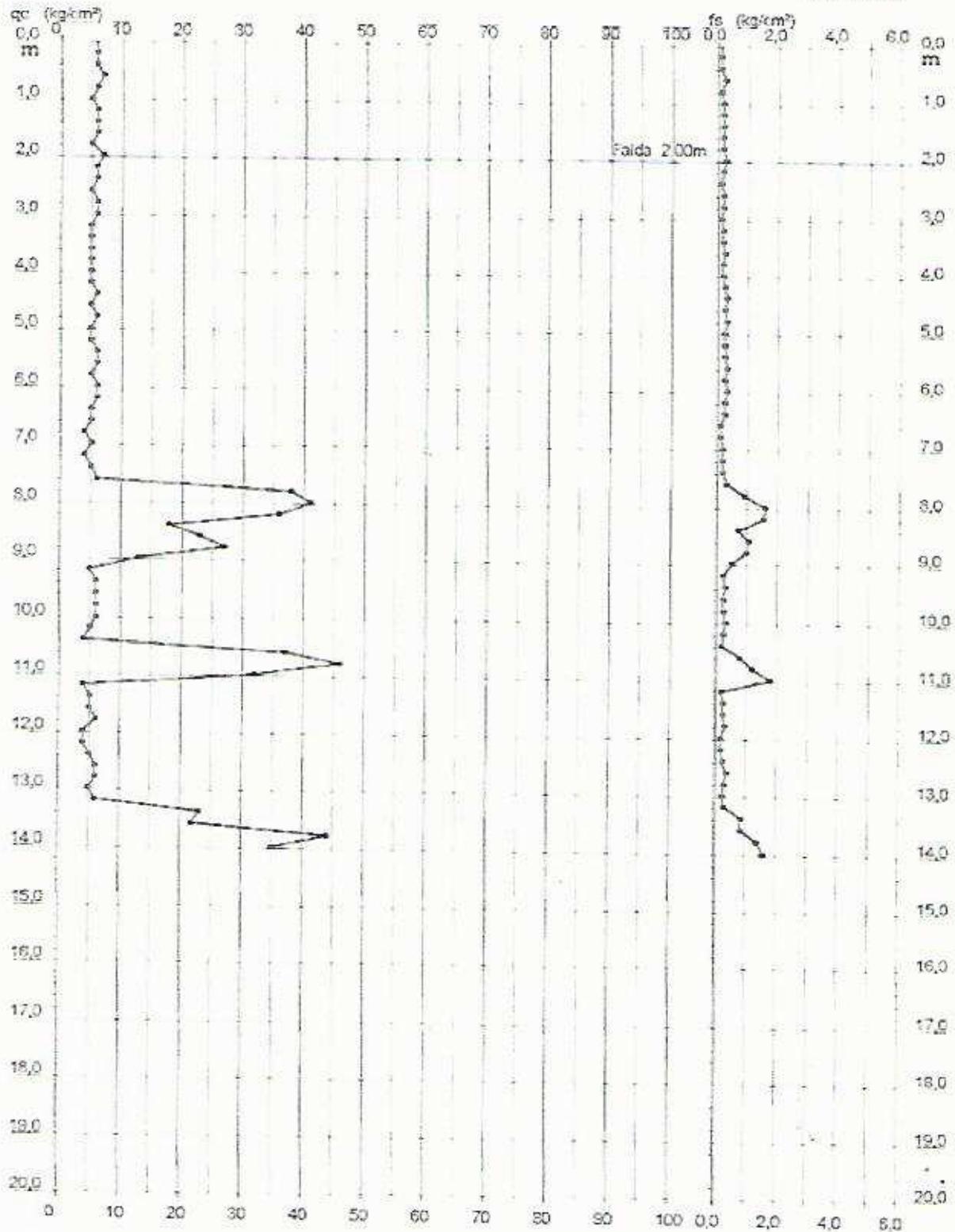
## CPT 2

2 0105 051

- committente VALSECCHI ARMAMENTO FERROVIARIO  
- lavoro NUOVO PIZZALE PARCHEGGIO  
- localita' MLRONE - SP 41  
- resp. cantiere  
- assist. cantiere

- data 14/05/2018  
- quota inizio Piano Campagna  
- folds 2,00 da quota inizio

- data di emissione 30/05/2018



# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

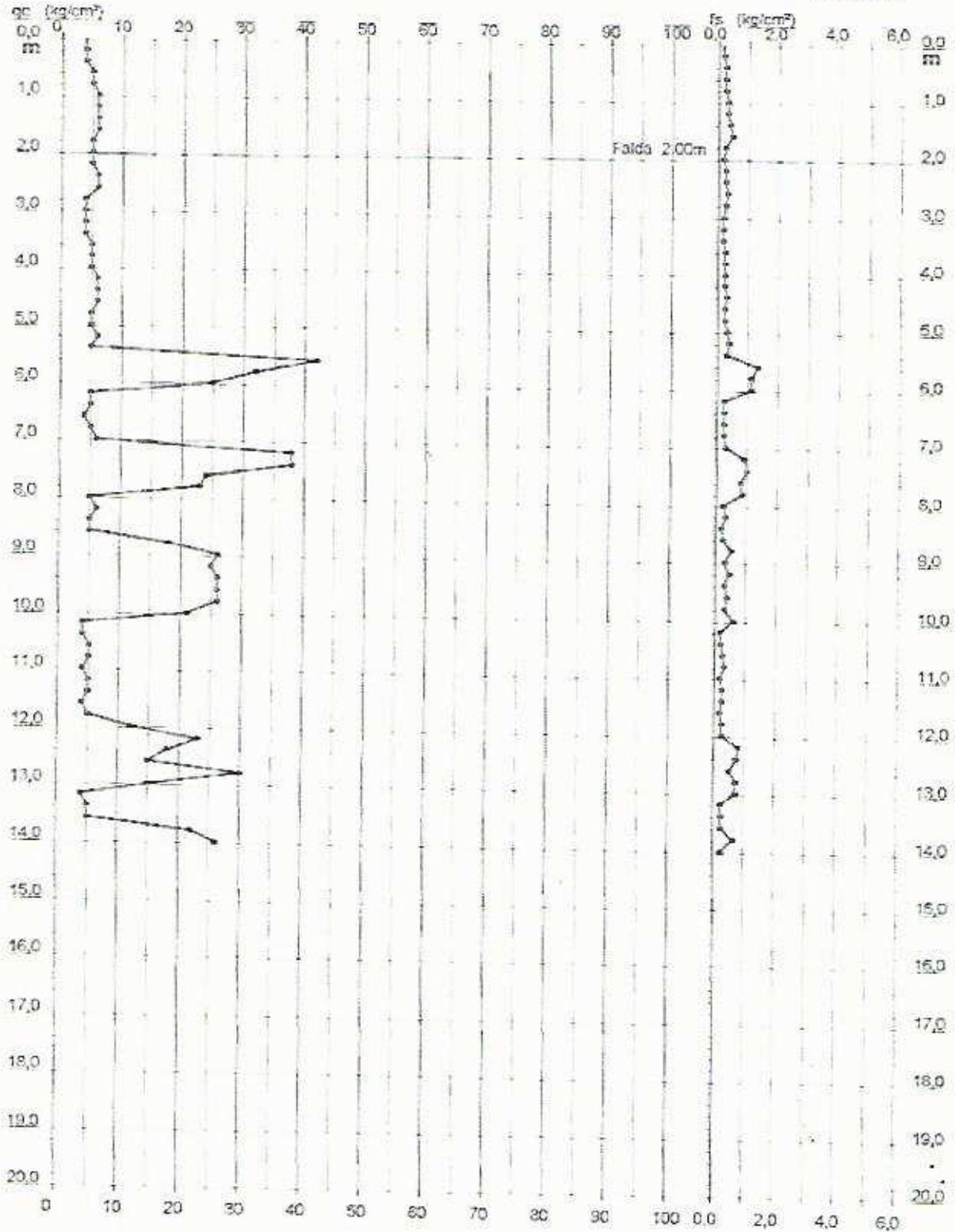
## CPT 3

2 0105 051

- committente : VALSUCCHI ARMAMENTO / FERROVIARIO  
- lavoro : NUOVO PIZZALE PARCHEGGIO  
- località : MERONE - SP 41  
- resp. cantiere :  
- assist. cantiere :

- data : 14/05/2018  
- quota inizio : Piano Campagna  
- falda : 2,00 da quota inizio

- data di emissione : 30/05/2018



# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

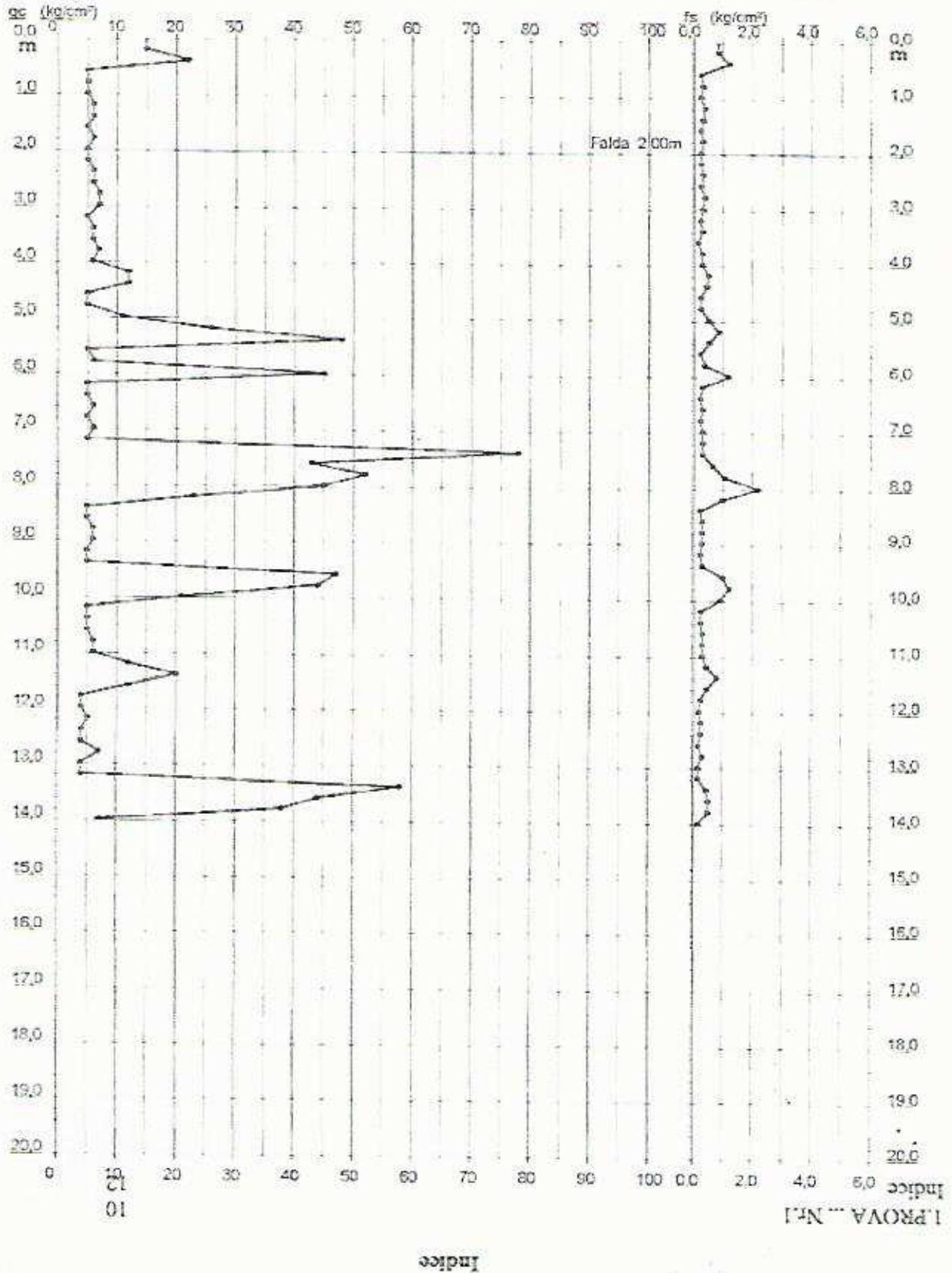
## CPT 5

2 0105-051

- committente VALSE CCHI ARMAMENTO FERROVIARIO  
 - lavoro NUOVO PIZZALE PARCHEGGIO  
 - località MERONE - SP 41  
 - resp. cantiere  
 - assist. cantiere

- data 14/05/2018  
 - quota inizio Piano Campagna  
 - falda 2,00 da quota inizio

- data di emissione 30/05/2018



1 PROVA ... N°1

# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

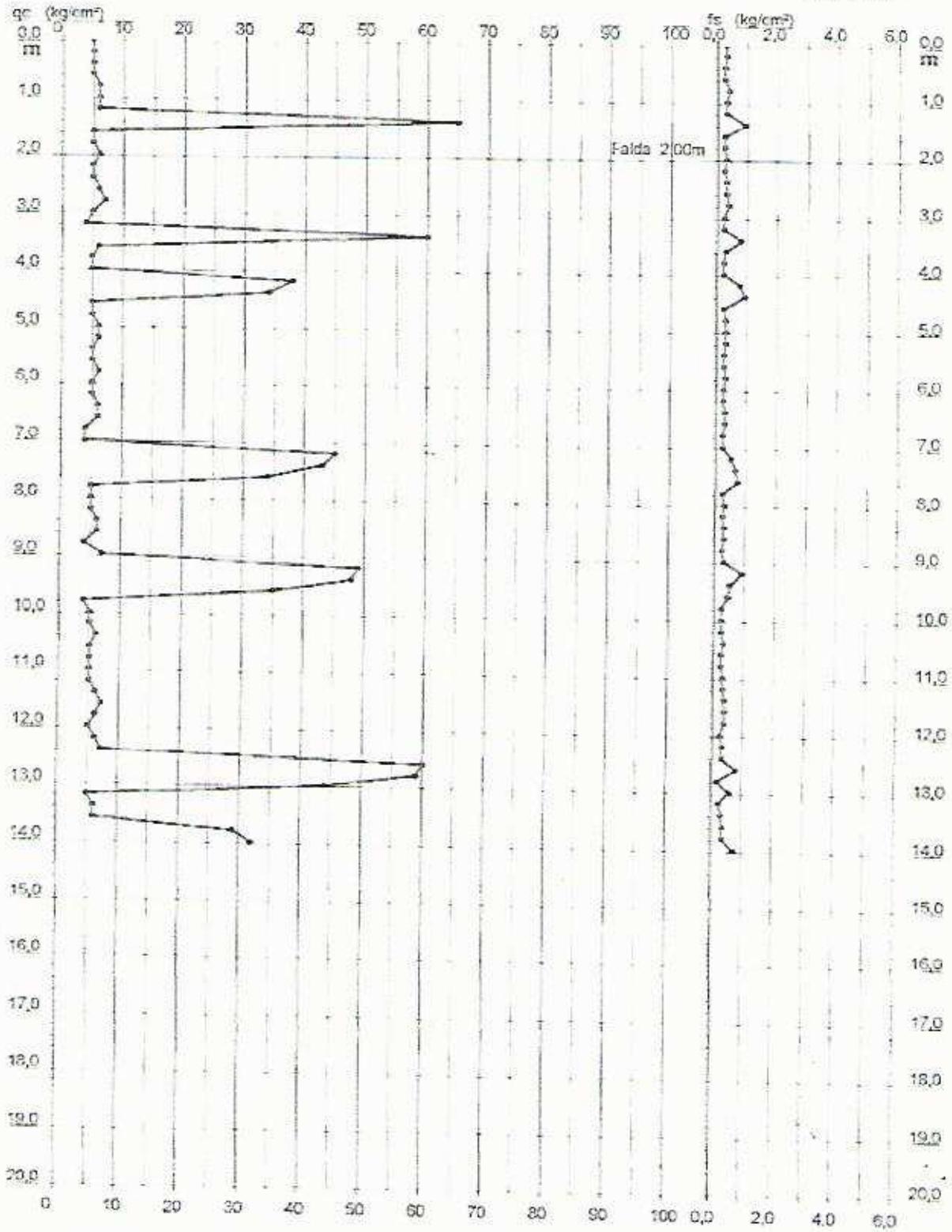
## CPT 4

2 0105.051

- committente VALSECCHI ARMAMENTI FERROVIARIO  
- lavoro NUOVO PIZZALE PARCHEGGIO  
- località MERONE - SP 41  
- resp cantiere  
- assist. cantiere

- data 14/05/2018  
- quota inizio Piano Campagna  
- falda 2,00 da quota inizio

- data di emissione:  
30/05/2018



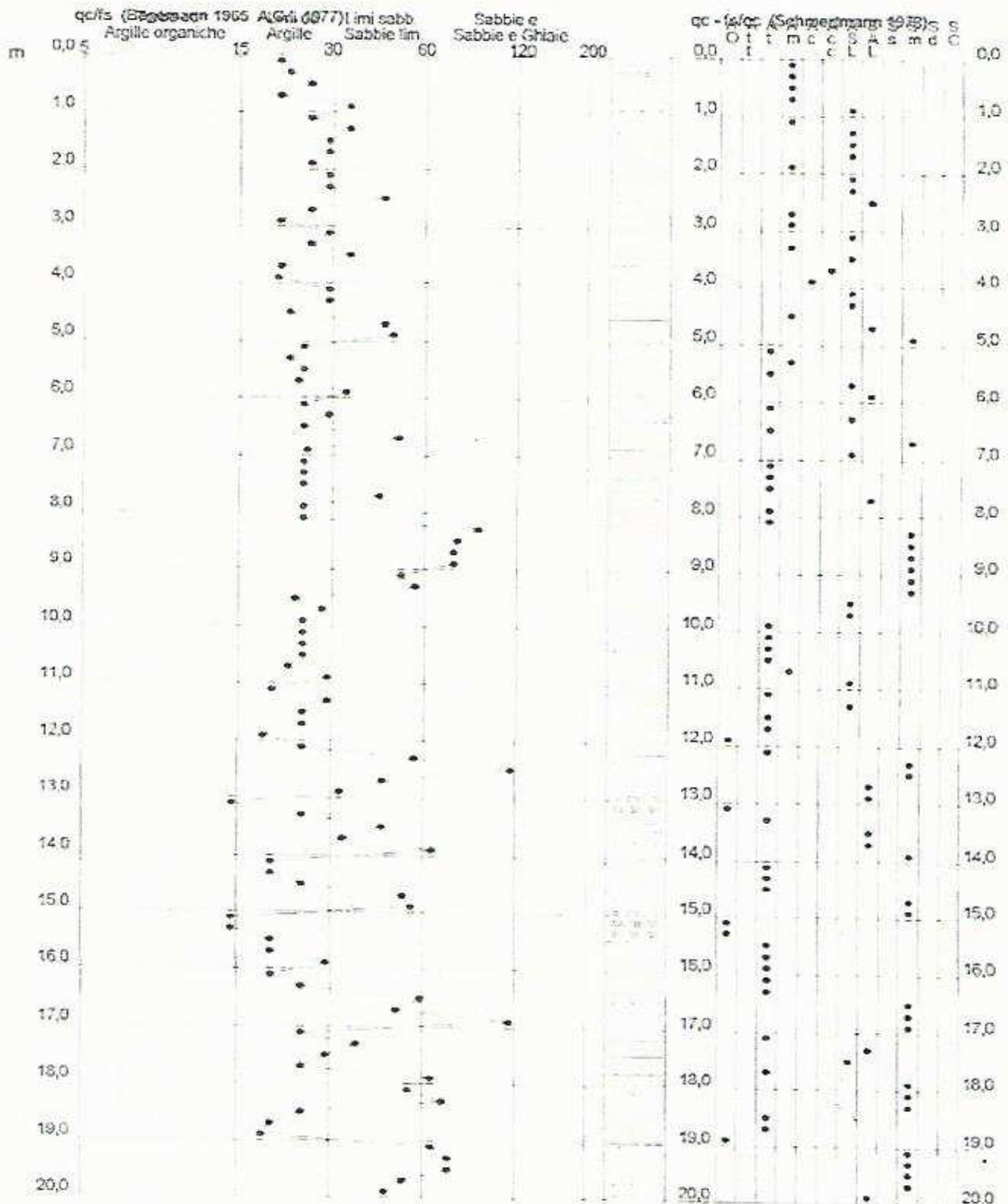
# PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

## CPT 1

2-0105-051

- committente: VALSE CCHI ARMAMENTO FERROVIARIO  
 - lavoro: NUOVO PIZZALE PARCHEGGIO  
 - località: MERONE - SP 41  
 - resp. cantiere:  
 - assist. cantiere:

- data: 14/05/2018  
 - quota inizio: Piano Campagna  
 - falda: 2,00 da quota inizio  
 - data di emissione: 30/05/2018



# PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

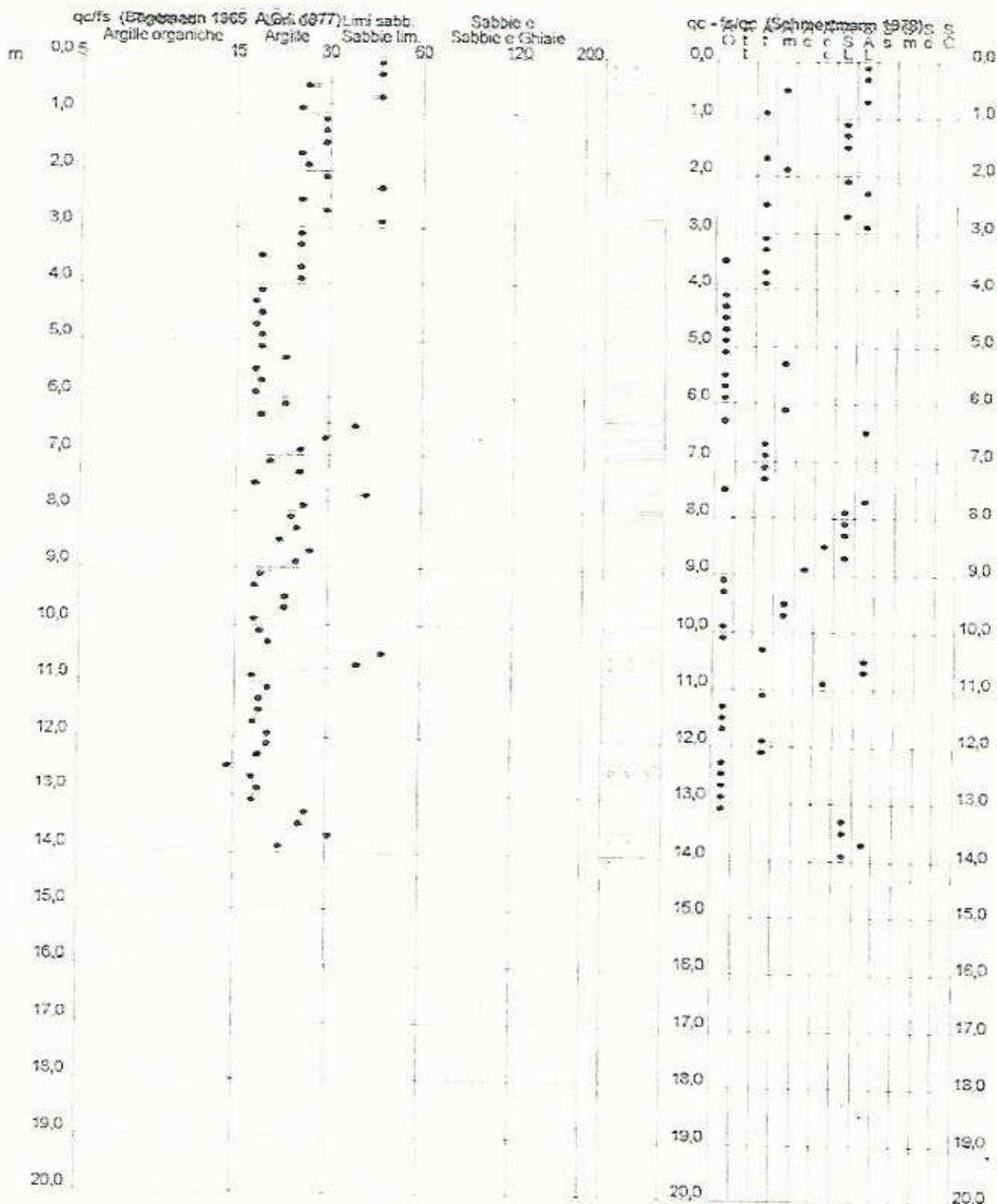
## CPT 2

2 0105.051

- committente VALSECCHI ARMAMENTO FERROVIARIO  
 - lavoro NUOVO PIZZALE PARCHEGGIO  
 - località MERONE - SP 41  
 - resp cantiere  
 - assist cantiere

- data 14/05/2018  
 - quota inizio Piano Campagna  
 - falda 2,00 da quota inizio

- data di emissione 30/05/2018



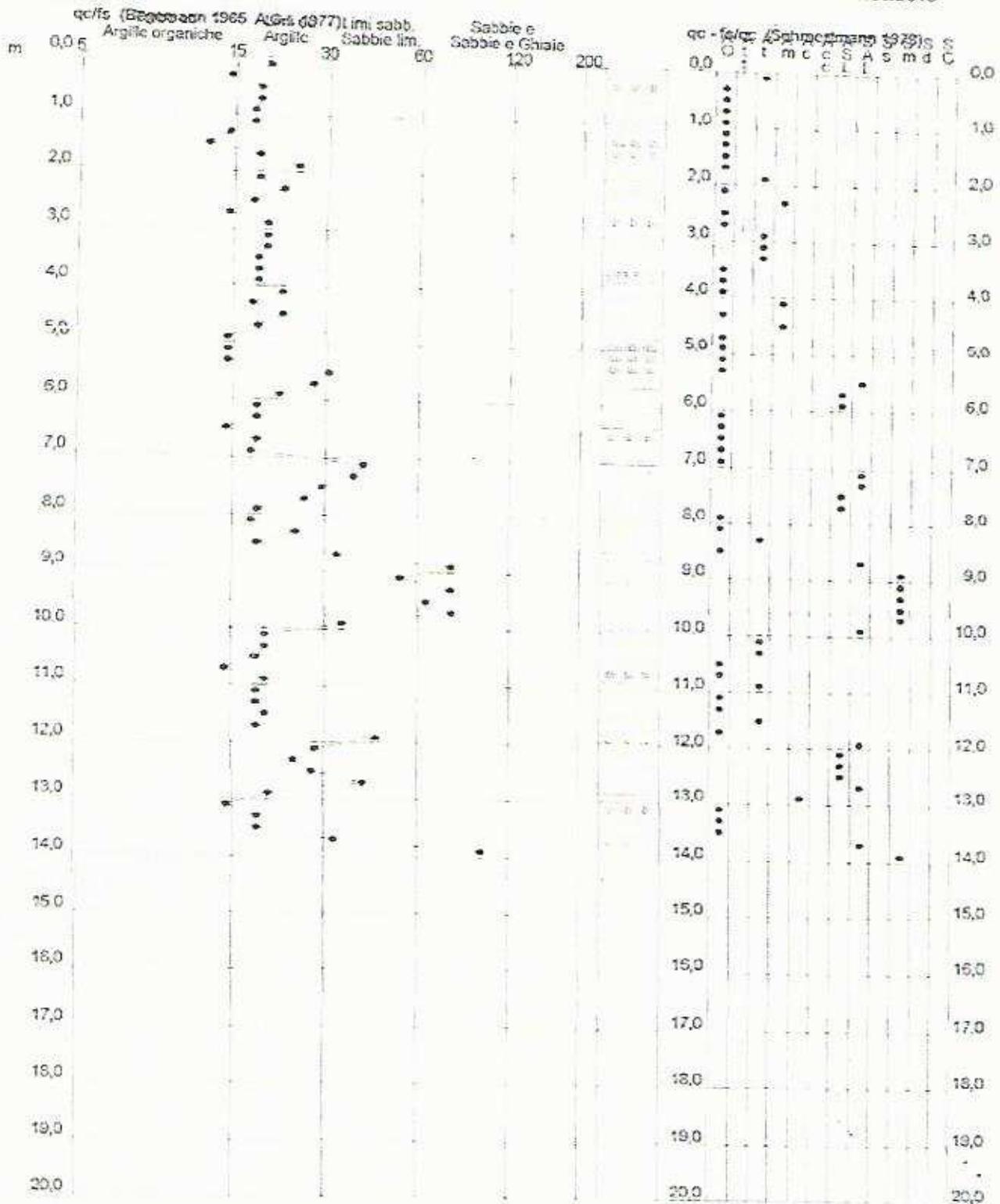
# PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

## CPT 3

- committente
- lavoro
- località
- resp. cantiere
- assist. cantiere

VALSE CCHI ARMAMENTO FERROVIARIO  
NUOVO PIZZALE PARCHEGGIO  
MERONE - SP 41

20105-051  
data: 14/05/2018  
quota inizio: Piano Campagna  
falda: 2,00 da quota inizio  
data di emissione: 30/05/2018



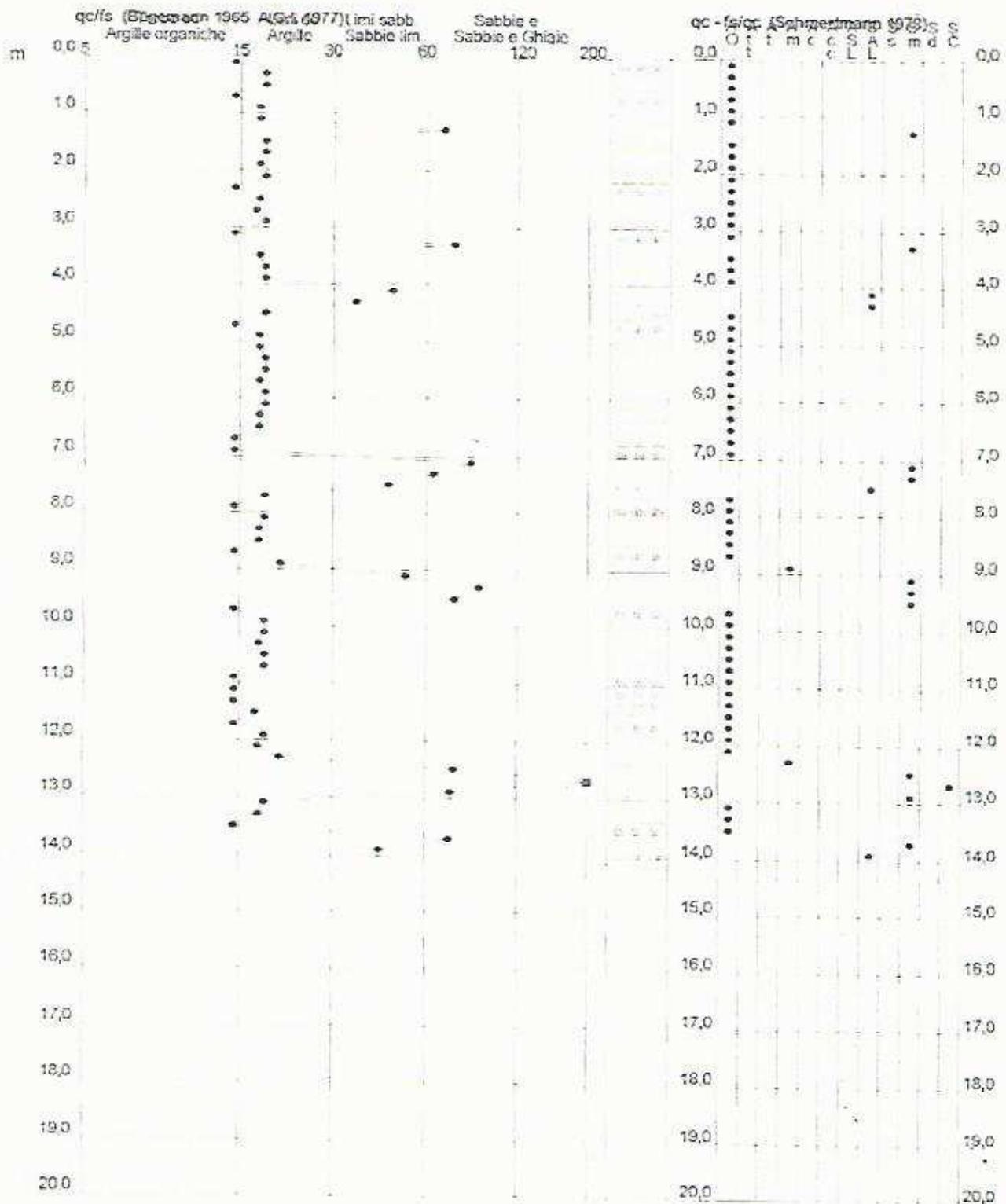
# PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

## CPT 4

2 0105-051

- committente VALSE CCHI ARMAMENTO FERROVIARIO  
 - lavoro NUOVO PIZZALE PARCHE GGIO  
 - località ME RONE - SP 41  
 - resp. cantiere  
 - assist. cantiere

- data 14/05/2018  
 - quota inizio Fiano Campagna  
 - falda 2,00 da quota inizio  
 - data di emissione 30/05/2018



# PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

## CPT 5

2 0105-051

- committente VALGECCHI ARMAMENTI FERROVIARIO  
 - lavoro NUOVO PIZZALE PARCHEGGIO  
 - località MIERONE - SP 41  
 - resp. cantiere  
 - assist. cantiere

- data 14/05/2018  
 - quota inizio Piano Campagna  
 - falda 2,00 da quota inizio  
 - data di emissione 30/05/2018

