

STUDIO GEOLOGICO – GEOTECNICO

DOTT. GEOL. BERNARDI LUIGI

DOTT. GEOL. BERNARDI MARCO

VIA S. PAOLO N.2, 31017 CRESPANO DEL GRAPPA (TV)

TEL E FAX 0423-53271 CELL. 338/7586799

Spett.le Studio Tecnico
Arch. LUCA GRESPAN
Ing. FEDERICO CANTON
Ing. MARCO DE NARDI
Via S. Zeno n.7
Treviso

Spett.le Ditta
FLEX SERVICE srl
Via Luigi Pastro n.166
Volpago del Montello (TV)

RELAZIONE GEOLOGICO – GEOTECNICA

Lavoro: Ampliamento di un fabbricato artigianale in Via Postumia a Ponzano Veneto (TV).

Su incarico del Committente sono state effettuate delle indagini geognostiche nel terreno in Via Postumia a Ponzano Veneto (TV), dove è in progetto l' ampliamento di un fabbricato ad uso artigianale.

Le indagini sono finalizzate alla conoscenza delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione per poter quindi predisporre le opere di fondazione più opportune.

Il Comune di Ponzano Veneto (TV), secondo l' ordinanza n.3274 del 20-03-2003 è stato dichiarato sismico ed è stato compreso nella zona dichiarata sismica di categoria 3.

La presente relazione ottempera ai requisiti richiesti dalla normativa vigente in materia di geologia e geotecnica ed in particolare:

- Raccomandazioni AGI 1977 "Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche";
- O.P.C.M. 20-03-2003 n.3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.M. 14-01-2008 "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 02-02-2009 n.617.

DATI CATASTALI

Il terreno è così censito in catasto: Comune di Ponzano Veneto (TV), foglio n.4 mappali n.88-1096-1078.

CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE E IDROGEOLOGICHE

Il terreno in esame è ubicato nella parte Ovest del territorio comunale di Ponzano Veneto, in Via Postumia e si trova a un' altitudine di circa 46 m sul livello del mare.

Dal punto di vista geomorfologico l' alta pianura veneta presenta in superficie lineamenti morfologici dolci e regolari, ed è costituita da una struttura derivata dalla sovrapposizione di una serie di cicli deposizionali di origine fluvio-glaciale e alluvionale.

La deposizione dei materiali è stata determinata dalla granulometria degli stessi, nonché dalle correnti di deposizione del fiume Piave; si è creata quindi una classazione delle alluvioni, con a Nord nell' alta pianura veneta depositi ghiaioso sabbiosi con ciottolame, mentre andando verso Sud la percentuale di materiale fine aumenta formando nella media pianura veneta lenti di sabbia intervallate da livelli argillosi variamente interdigitati.

Il sottosuolo nella proprietà in esame è risultato composto al di sotto del riporto ghiaioso del piazzale, da ghiaia a matrice argillosa fino a -m 0,70, con sottostante ghiaia limoso sabbiosa densa deposta in epoca quaternaria dal fiume Piave.

Con le prove penetrometriche effettuate non si è rilevata la presenza di acqua nel sottosuolo fino a -m 4,00; secondo la Carta delle isofreatiche dell' Alta pianura Veneta la falda freatica si dovrebbe trovare a circa -m 18,0 dal piano campagna che è stato preso come quota 0,00 per le prove.

Dal punto di vista idrogeologico l' area è costituita da un' unica falda freatica profonda contenuta nel banco ghiaioso.

La direzione di deflusso della falda idrica è secondo la direttrice NE-SW.

CARATTERISTICHE DELL' OPERA IN PROGETTO

E' previsto l' ampliamento di un fabbricato ad uso artigianale del tipo ad un piano fuori terra senza interrato, con il piano di posa delle fondazioni previsto a circa -m 1,50 dal piano di campagna.

PROVE EFFETTUATE PER IL RICONOSCIMENTO DELLE CARATTERISTICHE LITOLOGICHE E STRATIGRAFICHE

Per il riconoscimento delle caratteristiche litologiche e stratigrafiche del sottosuolo sono stati effettuati: un rilevamento di campagna, n.3 prove penetrometriche dinamiche superpesanti e una trincea esplorativa con prove di permeabilità Lefranc.

MODALITA' DI ESECUZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPERPESANTI

La prova penetrometrica dinamica superpesante consiste nell' infiggere nel terreno, mediante un maglio, delle aste con punta conica, di quantità costanti, conteggiando ogni 20 cm i colpi battuti.

La resistenza alla penetrazione di un terreno dipende dalle caratteristiche fisico-meccaniche nel quale esso si trova allo stato naturale; in particolare deriva dallo stato di addensamento dei granuli in terreni incoerenti e dal contenuto in umidità naturale in terreni coesivi. I dati che si ricavano, opportunamente diagrammati riportando in ascissa la resistenza dinamica espressa in Kg/cm² e in ordinata la profondità raggiunta, forniscono indicazioni qualitative e quantitative delle caratteristiche meccaniche in continuo del sottosuolo.

La resistenza di rottura dinamica alla punta R_{pd} è stata ottenuta dalla formula degli Olandesi:

$$R_d = (M \cdot d) / (A \cdot e \cdot (M + P)) \cdot \chi$$

M peso del maglio= 63,5 kg

H altezza di caduta= 75 cm

A sezione della punta= 20 cm²

P peso delle aste= 6 Kg/ml.

E numero dei colpi battuti ogni 20 cm

χ coefficiente per la profondità

Il carico ammissibile con coefficiente di sicurezza 3 si può ottenere secondo Herminier con la seguente formula:

$$q_a = \text{resistenza dinamica} / 30$$

Si riporta di seguito una tabella che riporta una delle più utilizzate correlazioni tra la resistenza alla punta (R_p) desunta dalla prova penetrometrica statica, i

valori di Nspt (Standard Penetration Test) e l'angolo di attrito interno del materiale.

ANGOLO DI ATTRITO EFFICACE ϕ' (TERRENI GRANULARI e COESIVI - condizioni drenate)

SABBIE $\pm$ limose (Meyerhof 1956)			ARGILLE (condizioni drenate) (Bjerrum-Simons 1960)	
Nspt(colpi/30cm)	Rp(kg/cm ²)	ϕ' (°)	Indice Plastico Ip %	ϕ' (°)
4	20	25.0	5	35.0 $\pm$ 2.5
10	40	30.0	10	33.5 $\pm$ 2.5
15	60	31.3	15	32.2 $\pm$ 2.5
20	80	32.5	20	31.0 $\pm$ 2.5
25	100	33.8	25	29.7 $\pm$ 2.5
30	120	35.0	30	29.0 $\pm$ 2.5
35	140	35.8	35	28.0 $\pm$ 2.5
40	160	36.5	40	27.0 $\pm$ 2.5
45	180	37.3	45	26.2 $\pm$ 2.5
50	200	38.0	50	25.5 $\pm$ 2.5
55	220	38.3	60	24.2 $\pm$ 2.5
60	240	38.7	70	23.2 $\pm$ 2.5
65	260	39.0	80	22.3 $\pm$ 2.5
70	280	39.3	90	21.5 $\pm$ 2.5
75	300	39.7	100	20.8 $\pm$ 2.5
80	320	40.0		

CONCLUSIONI

L'analisi comparata delle indagini geognostiche effettuate ha evidenziato una disomogeneità verticale e una buona omogeneità laterale dei materiali costituenti il sottosuolo interessati dalle fondazioni in progetto.

Nella prova penetrometrica dinamica n.1 si è rilevata la presenza, al di sotto del riporto ghiaioso superficiale, di ghiaia a matrice argillosa ($R_p = 150 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi = 35^\circ$ $\gamma_{\text{naturale}} = 1,85 \text{ ton/m}^3$) fino a $-m 0,70$, con sottostante ghiaia limoso sabbiosa densa ($R_p = 109-464 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi = 40^\circ$ $\gamma_{\text{naturale}} = 1,85 \text{ ton/m}^3$) deposta in epoca quaternaria dal fiume Piave.

Litotipi con caratteristiche geotecniche simili alla prova n.1 sono stati rilevati anche nelle altre prove.

Con le prove penetrometriche effettuate non si è rilevata la presenza di acqua di falda nel sottosuolo e quindi non sussiste alcun rischio di liquefazione dei suoli per sollecitazione sismiche; secondo la Carta delle isofreatiche dell'Alta pianura Veneta la falda freatica si dovrebbe trovare a circa $-m 18,0$ dal piano campagna.

SOLUZIONE FONDALE

Dato il tipo di terreno, analizzato il fabbricato in progetto, una soluzione fondale praticabile è data dalla realizzazione di una fondazione del tipo a plinti posti a circa $-m 1,50$ dal piano del piazzale in ghiaia limoso sabbiosa densa ($R_p = 109-464 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi = 40^\circ$ $\gamma_{\text{naturale}} = 1,85 \text{ ton/m}^3$) seguendo l'andamento del banco ghiaioso portante.

Il carico limite per una fondazione del tipo a plinti, è stato valutato secondo la teoria degli Stati Limite ed è stato ottenuto con la seguente formula:

$$Q_d = (1 + 0,2 \cdot B/L) \cdot c N_c + \gamma D N_q + (1 - 0,2 \cdot B/L) \cdot \gamma \cdot B/2 \cdot N_\gamma$$

Il calcolo è stato effettuato ipotizzando un plinto isolato di dimensioni indicative di 2,0*2,0 m posto a -m 1,50 dal piano campagna e cautelativamente con un angolo di attrito interno di 33°.

Il carico limite di rottura per una fondazione posta alla profondità sopra indicata dal piano campagna in ghiaia a matrice limoso sabbiosa è di 9,34 Kg/cm².

Utilizzando l' approccio 2 e quindi la combinazione unica A1+M1+R3, adottando un coefficiente di sicurezza pari a 2,3 si ottiene una capacità limite in condizioni di SLU di 4,06 Kg/cm².

La determinazione del carico limite è sempre un elemento necessario per un primo dimensionamento della fondazione, ma va sempre accompagnato dalla verifica dell' entità del cedimento.

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Si è effettuata una valutazione dei cedimenti in condizioni SLE, per un plinto isolato di dimensioni indicative di 2,0*2,0 m, posto a -m 1,50 dal piano campagna su ghiaia limoso sabbiosa, con un incremento netto delle tensioni nel sottosuolo di 2,50 Kg/cm² (valore indicativo) con la seguente formula:

$$D_h = D_p \cdot H \cdot M_v$$

D_h= spessore degli strati cedevoli,

D_p= incremento della pressione verticale efficace a metà strato compressibile,

M_v= coefficiente di compressibilità volumetrica.

I cedimenti per un plinto isolato sono stati valutati nella prova n.1 dell' ordine di cm 0,86 e nelle altre prove sono da considerarsi simili.

PERMEABILITA' DEL SOTTOSUOLO

Per valutare il coefficiente di permeabilità sono state effettuate delle prove di permeabilità a carico variabile di tipo Lefranc alle profondità di –m 1,00 e –m 1,50 dal piano di campagna in una trincea di lato 0,80 m.

La prova consiste nel misurare la velocità di riequilibrio del livello piezometrico artificialmente modificato ed è possibile ricavare il coefficiente di permeabilità k utilizzando la seguente relazione:

$$k = r / 8t * h / h_m$$

dove:

r = raggio del rivestimento

t = tempo misurato

h = dislivello piezometrico

H_m = carico medio

Prova a carico variabile (fig. 11b): riempito il pozzo fino al livello A - A' (a scelta), si misura il tempo t necessario affinché l'acqua scenda fino al livello B - B' (a scelta) a partire dal momento dell'arresto dell'immissione d'acqua nel pozzo. $K = \frac{r}{8t} \cdot \frac{h}{H_m}$, dove h = dislivello tra A - A' e B - B'; r = raggio del pozzo; t = tempo misurato; H_m = carico medio (dislivello tra la superficie freatica e $\frac{h}{2}$).

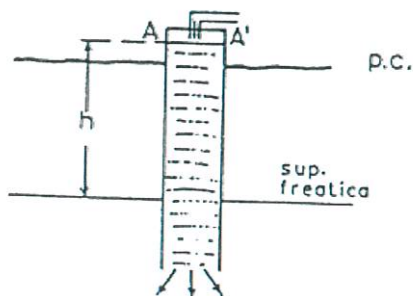


Fig. 11 a - Prova a carico costante.

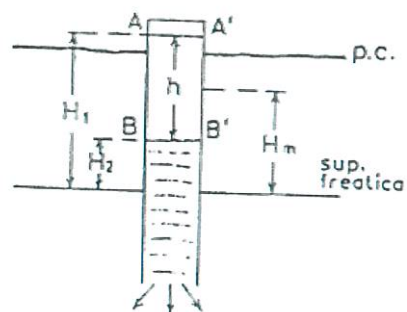


Fig. 11 b - Prova a carico variabile.

Il calcolo è stato determinato nell' intervallo A - A' (-m 0,50 rispetto al piano di campagna) fino alla profondità B - B' di -m 1,00-1,50.

Dalle prove di permeabilità sono stati ottenuti i seguenti valori del coefficiente di permeabilità:

- prof. -m 1,00 $K = 2,60 \cdot 10^{-4}$ m/sec;
- prof. -m 1,50 $K = 1,90 \cdot 10^{-3}$ m/sec.

Si tratta di una buona permeabilità del banco ghiaioso di fondo.

CARATTERISTICHE SISMICHE

Il territorio comunale di Ponzano Veneto (TV) è stato classificato sismico e rientra nella Classe 3.

CATEGORIA TOPOGRAFICA

Il sito rientra nella categoria T1 (tabella 3.2.IV)

CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO

Il Comune di Ponzano Veneto (TV) secondo l'ordinanza n.3274 del 20-03-2003 è stato dichiarato sismico, ed il sottosuolo in esame rientra nella categoria "B" di suolo di fondazione.

$V_{s30} = 360-800 \text{ m/s}$

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

Nel nostro caso l'azione sismica viene calcolata con il metodo proposto nel paragrafo 3.2 delle NTC 2008.

Considerando pari a 50 anni la vita nominale V_N dell'opera e classe d'uso 2, è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica (par. 2.4.3):

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1 = 50$$

Il coefficiente C_U è pari a 1,0 per la classe d'uso 2.

La probabilità di superamento P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R dello stato limite di salvaguardia della vita è del 10% (tabella 3.2.I)

E' quindi possibile determinare il tempo di ritorno T_R (allegato A) con la seguente formula:

$$T_R = - V_R / [\ln(1-P_{VR})] = - 50 / [\ln(1-0,10)] = 475 \text{ anni}$$

Con le coordinate del sito è quindi possibile individuare i seguenti valori di a_g , F_0 e T^*_c per un tempo di ritorno di 475 anni:

$$a_g = 0,171$$

$$F_0 = 2,440$$

$$T^*_c = 0,325$$

E' quindi possibile determinare il coefficiente S ed i periodi T_B , T_C e T_D che definiscono lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:

$$S = S_S \times S_T$$

Dove:

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica.

Nel nostro caso $S_S = 1,200$, $S_T = 1,0$ e quindi $S = 1,200$.

Con C_C nel caso di sottosuolo di categoria "B" pari a $1,10 \times (T^*_c) \exp -0,20$ è pari a 1,377 possiamo determinare:

$$T_C = C_C \times T^*_c = 0,448 \text{ s}$$

$$T_B = T_C/3 = 0,149 \text{ s}$$

$$T_D = 4,0 \times a_g/g + 1,6 = 2,285 \text{ s}$$

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE E VELOCITA' ORIZZONTALE DEL TERRENO

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D$$

$$v_g = 0,16 \times a_g \times S \times T_C$$

Nel nostro caso:

$dg = 0,0052 \text{ m}$

$vg = 0,014 \text{ m/s}$

Valuti anche il Calcolatore la soluzione fondale proposta.

Allegati:

- documentazione fotografica
- corografia
- planimetrie
- calcolo dei cedimenti
- tabelle valori di resistenza
- diagrammi di resistenza dinamica
- colonna stratigrafica della trincea esplorativa

Crespano del Grappa, 23/11/2016.



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

ESECUZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



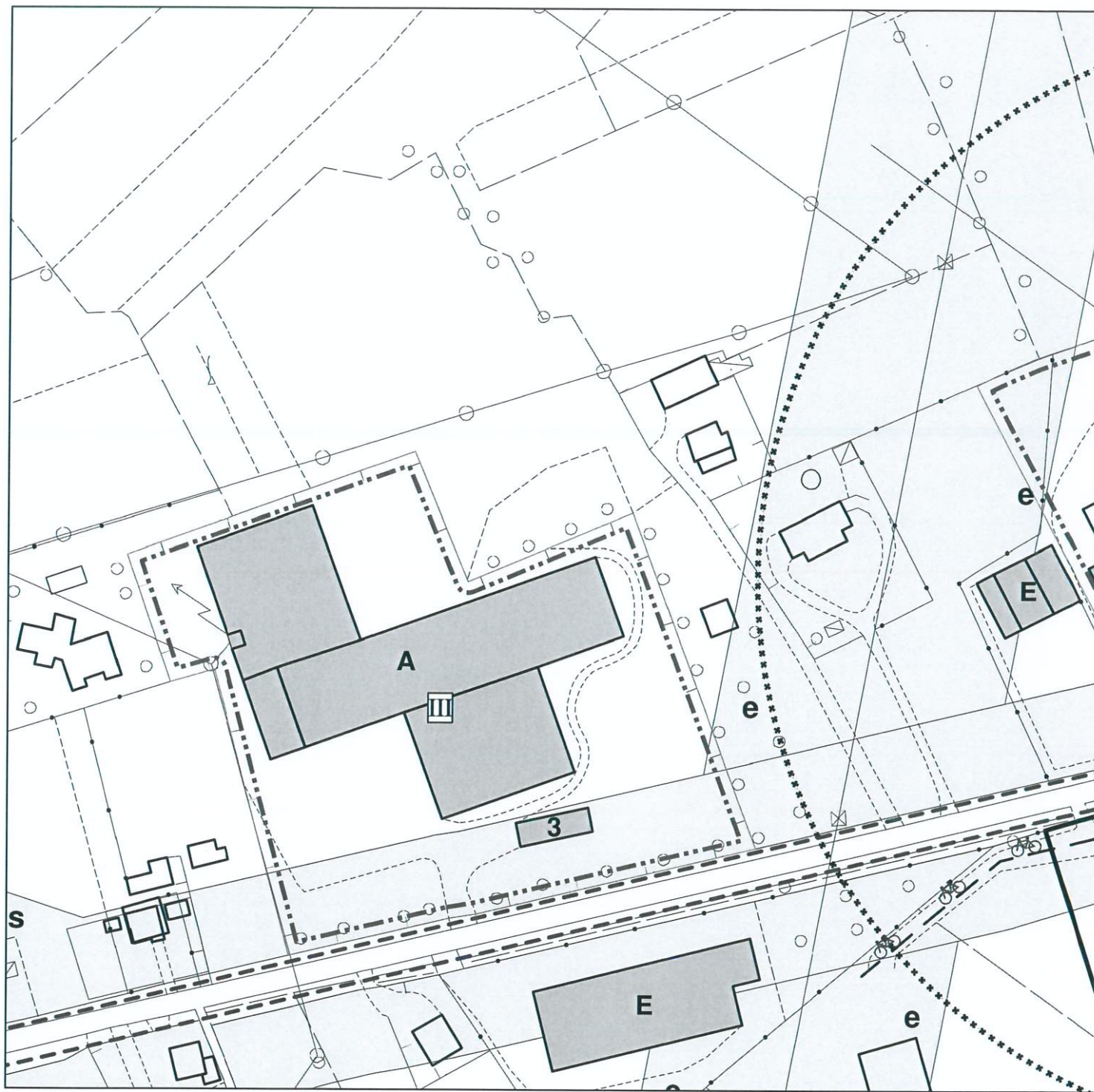
ESECUZIONE TRINCEA ESPLORATIVA CON PROVE DI PERMEABILITA'







DIREZIONE DI DEFLUSSO



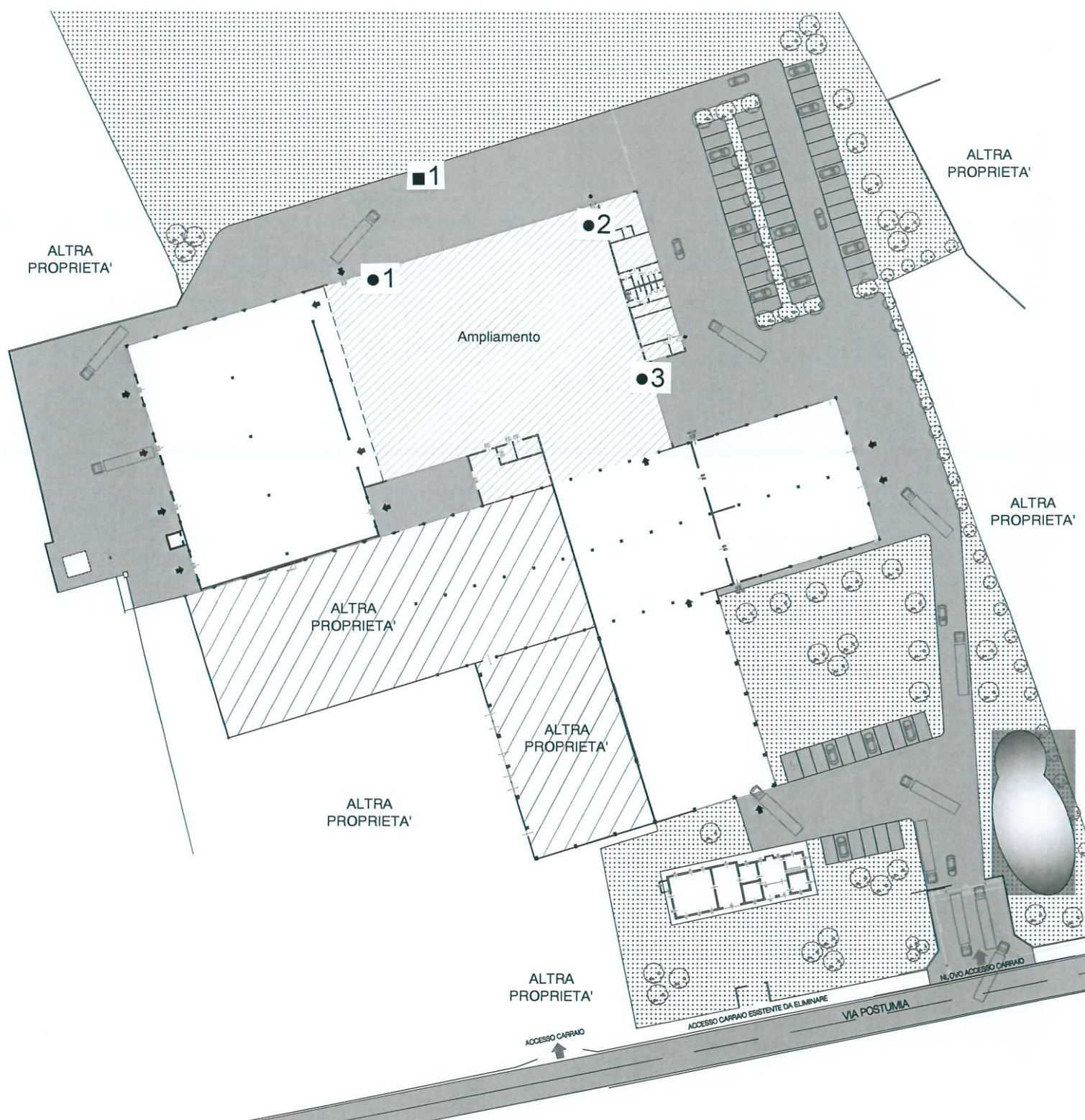
Estratto di P.I (tavola 2C) - scala 1:2000



Estratto di mappa - scala 1:2000

Comune di Ponzano V.to - Foglio 4 - mappale 88-1096-1078

----- ambito di proprietà



LEGENDA:

- PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE
- TRINCEA ESPLORATIVA CON PROVE DI PERMEABILITA'

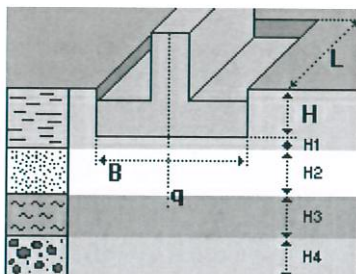
CEDIMENTI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Metodo edometrico Monodimensionale

PROVA N.1

n°

SOTTOSUOLO STRATIFICATO



Quota inizio: 0.00 m

Adottato: Modulo Edometric M_o :

$B = 2.00$ larghezza fondazione (m)
 $L = 2.00$ lunghezza fondazione (m)
 $H = 1.50$ profondità fondazione da piano campagna (m)
 $q = 2.50$ incremento netto su piano fondazione (kg/cm^2)

CEDIMENTI SUCCESSIONE STRATIGRAFICA

Quote m	Spess. m	Modulo edom. kg/cm^2	Cedimento cm
1.50 - 4.00	2.50	450.0	0.86

COEFFICIENTE D' INCASSAMENTO NON APPLICATO

$S_c = 0.86$ Fondazione flessibile : cedimento al centro (cm)
 $S_v = 0.29$ Fondazione flessibile : cedimento al vertice (cm)
 $S_r = 0.67$ Fondazione rigida : cedimento (cm)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE

n°	1
referimento	106-16
certificato n°	

Committente: **FLEX SERVICE SRL**

Cantiere: **VIA POSTUMIA**

Località: **PONZANO VENETO (TV)**

U.M.: **kg/cm²**

Data esec.: **23/11/2016**

Data certificato: **23/11/2016**

Pagina: **1**

Elaborato:

Preforo: m

Falda:

H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm²	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm²
0.20	1	4		43.14					
0.40	1	14		150.99					
0.60	2	14		150.99					
0.80	2	16		172.57					
1.00	2	15		148.84					
1.20	2	11		109.15					
1.40	2	16		158.76					
1.60	3	29		287.75					
1.80	3	33		327.44					
2.00	3	36		330.75					
2.20	3	39		358.31					
2.40	3	38		349.13					
2.60	4	40		367.50					
2.80	4	42		385.88					
3.00	4	41		350.71					
3.20	4	45		384.92					
3.40	4	46		393.48					
3.60	5	48		410.59					
3.80	5	53		453.36					
4.00	5	58		464.12					

H = profondità

L1 = prima lettura (colpi punta)

L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)

qcd = resistenza dinamica punta

Asta = numero di asta impiegata

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA **LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE**

n°	2
referimento	106-16
certificato n°	

Committente: **FLEX SERVICE SRL**

Cantiere: **VIA POSTUMIA**

Località: **PONZANO VENETO (TV)**

U.M.: **kg/cm²**

Data esec.: **23/11/2016**

Data certificato: **23/11/2016**

Pagina: **1**

Elaborato:

Preforo: m

Falda:

H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm²	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm²
0.20	1	4		43.14					
0.40	1	9		97.07					
0.60	2	12		129.42					
0.80	2	15		161.78					
1.00	2	21		208.37					
1.20	2	27		267.91					
1.40	2	26		257.99					
1.60	3	31		307.60					
1.80	3	36		357.21					
2.00	3	34		312.38					
2.20	3	35		321.56					
2.40	3	36		330.75					
2.60	4	38		349.13					
2.80	4	34		312.38					
3.00	4	40		342.16					
3.20	4	42		359.26					
3.40	4	46		393.48					
3.60	5	49		419.14					
3.80	5	51		436.25					

H = profondità

L1 = prima lettura (colpi punta)

L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)

qcd = resistenza dinamica punta

Asta = numero di asta impiegata

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA **LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE**

n°	3
referimento	106-16
certificato n°	

Committente: **FLEX SERVICE SRL**

Cantiere: **VIA POSTUMIA**

Località: **PONZANO VENETO (TV)**

U.M.: **kg/cm²**

Data esec.: **23/11/2016**

Data certificato: **23/11/2016**

Pagina: **1**

Elaborato:

Preforo: m

Falda:

H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm²	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm²
0.20	1	5		53.93					
0.40	1	12		129.42					
0.60	2	12		129.42					
0.80	2	14		150.99					
1.00	2	10		99.23					
1.20	2	19		188.53					
1.40	2	22		218.30					
1.60	3	30		297.68					
1.80	3	26		257.99					
2.00	3	35		321.56					
2.20	3	38		349.13					
2.40	3	38		349.13					
2.60	4	40		367.50					
2.80	4	35		321.56					
3.00	4	39		333.60					
3.20	4	42		359.26					
3.40	4	44		376.37					
3.60	5	49		419.14					
3.80	5	47		402.03					
4.00	5	56		448.11					

H = profondità

L1 = prima lettura (colpi punta)

L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)

qcd = resistenza dinamica punta

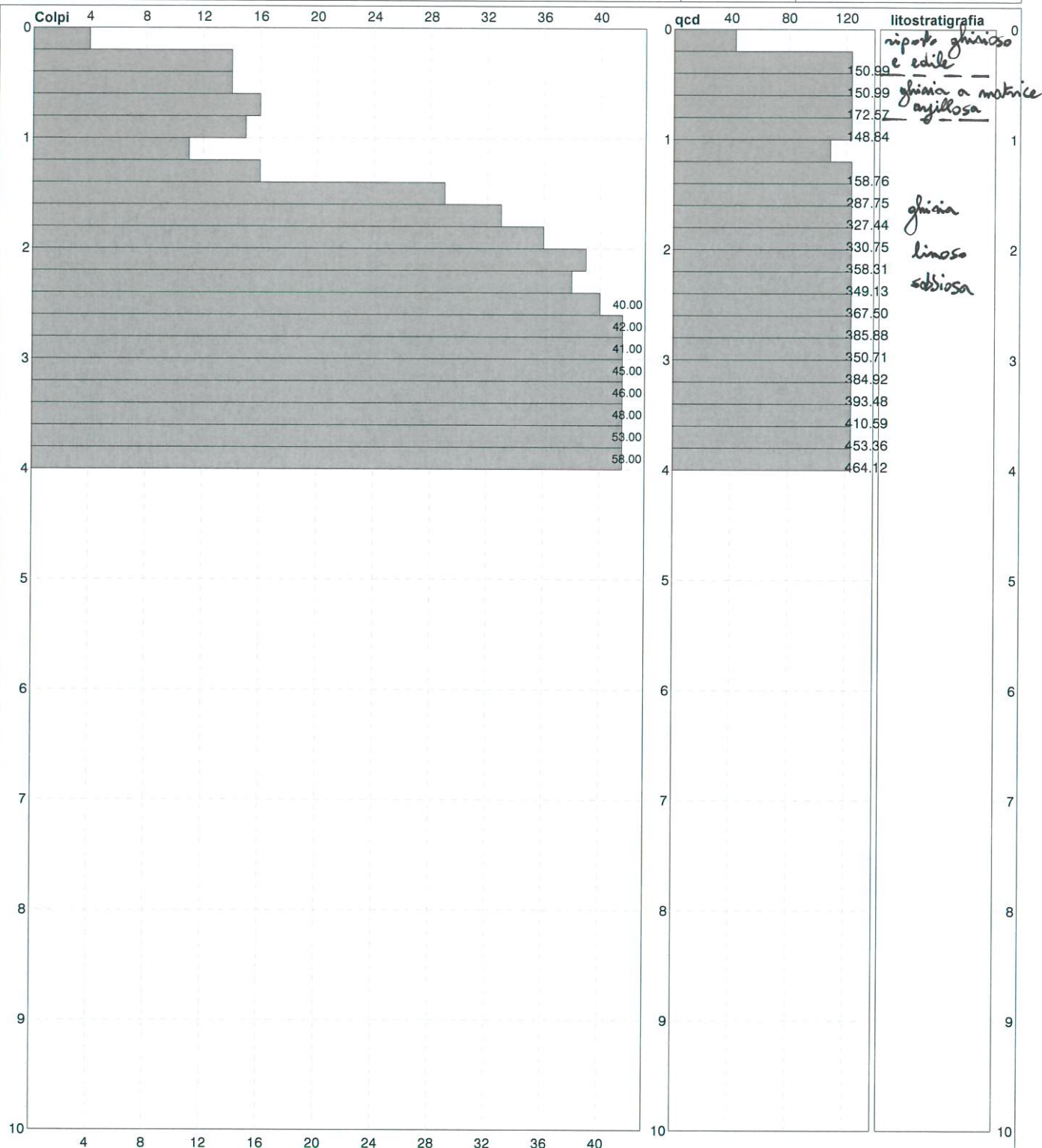
Asta = numero di asta impiegata

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMI COLPI / RESISTENZA

n°	1
riferimento	106-16
certificato n°	

Committente: **FLEX SERVICE SRL**
Cantiere: **VIA POSTUMIA**
Località: **PONZANO VENETO (TV)**

U.M.: **kg/cm²** Data esec.: 23/11/2016
Scala: 1:50 Data certificato: 23/11/2016
Pagina: 1 Preforo: m
Elaborato: Falda:



Penetrometro: TG63-200D	Litologia: Personalizzata	Quota ass.:
Massa battente: 63.00 m	Responsabile:	Corr.astine: kg/ml
Altezza caduta: 0.75 m	Assistente:	Cod.ISTAT:
Avanzamento: 0.20 m		

FON026

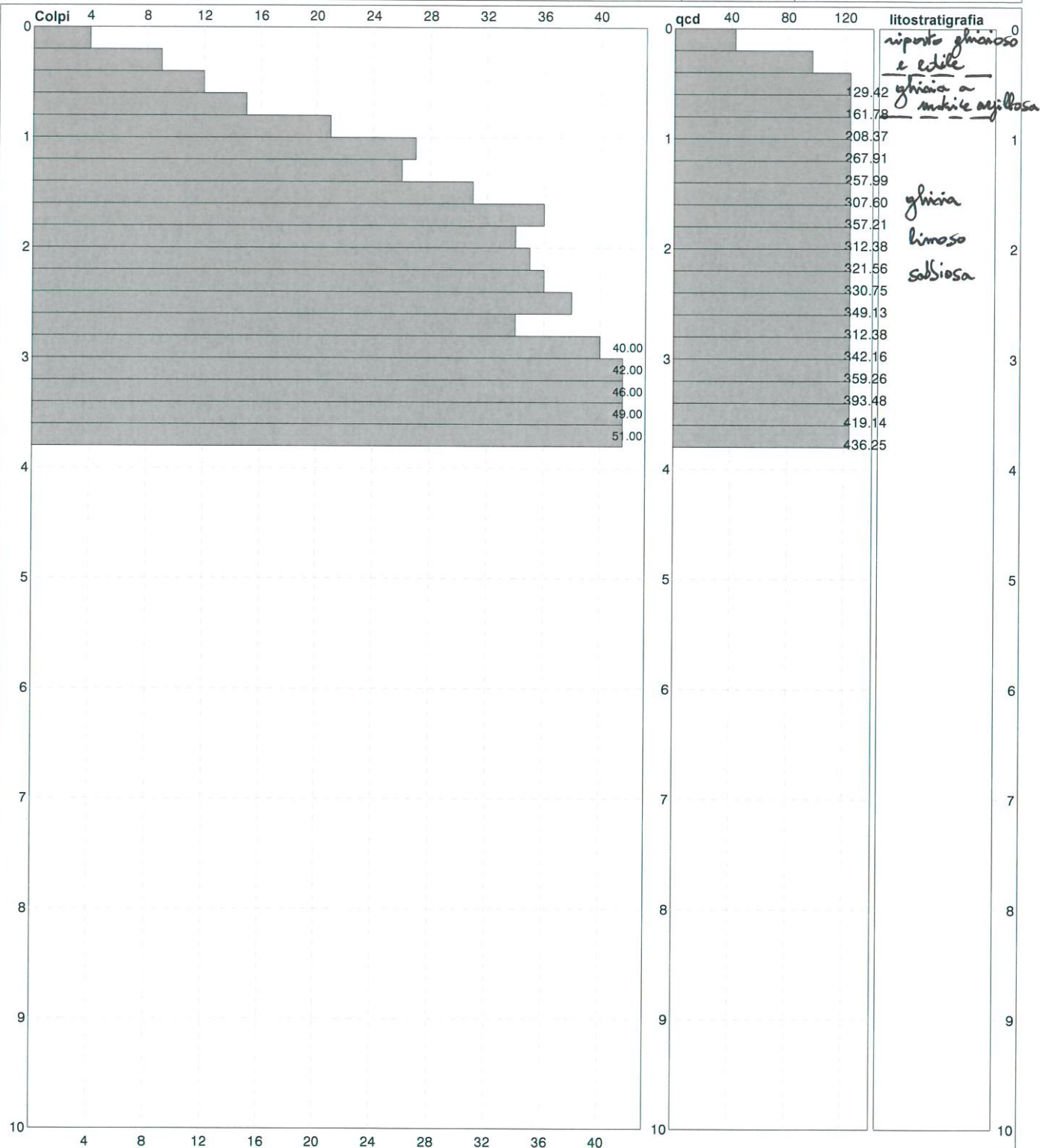
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

DIAGRAMMI COLPI / RESISTENZA

n°	2
referimento	106-16
certificato n°	

Committente: **FLEX SERVICE SRL**
Cantiere: **VIA POSTUMIA**
Località: **PONZANO VENETO (TV)**

U.M.: **kg/cm²** Data esec.: 23/11/2016
Scala: 1:50 Data certificato: 23/11/2016
Pagina: 1 Preforo: m
Elaborato: Falda:



Penetrometro: TG63-200D	Litologia: Personalizzata	Quota ass.:
Massa battente: 63.00 m	Responsabile:	Corr.astine: kg/ml
Altezza caduta: 0.75 m	Assistente:	Cod.ISTAT: 0
Avanzamento: 0.20 m		

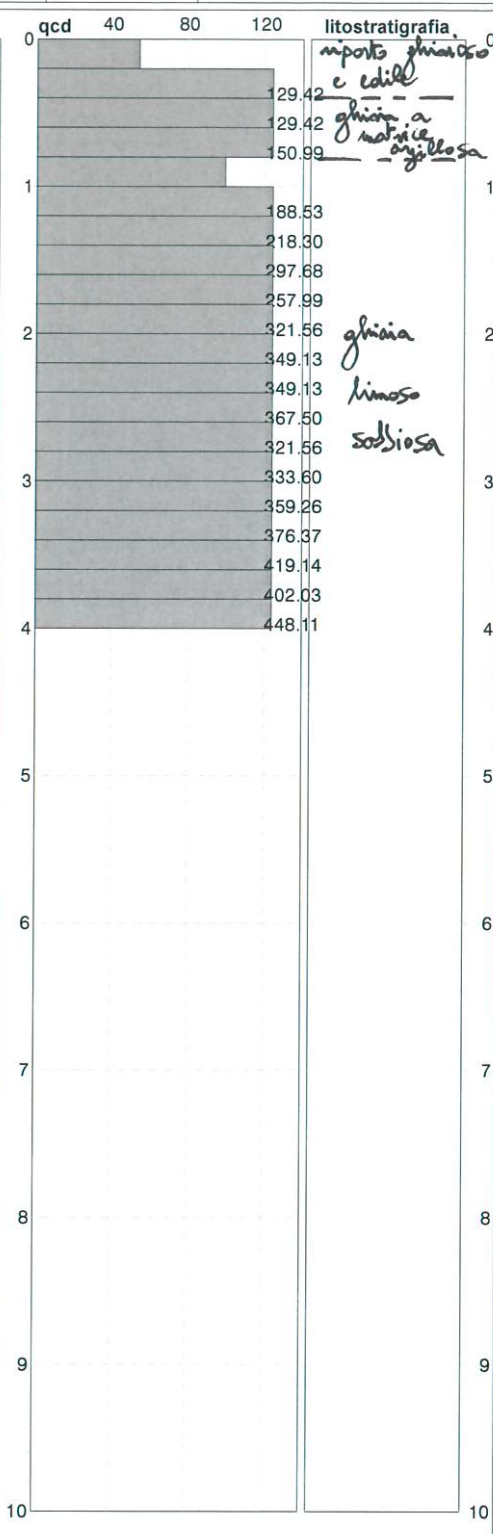
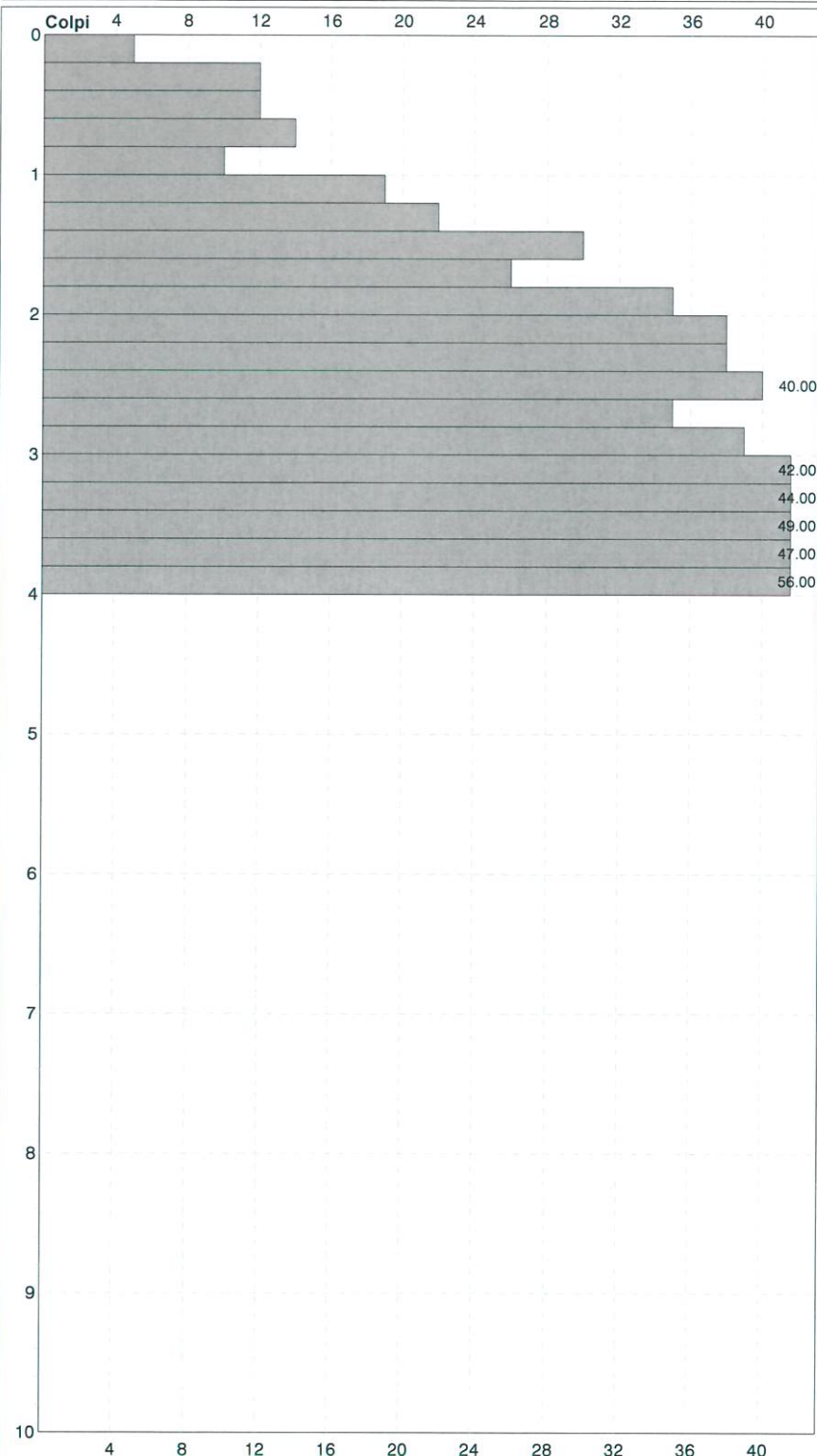
FON026

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA **DIAGRAMMI COLPI / RESISTENZA**

n°	3
riferimento	106-16
certificato n°	

Committente: **FLEX SERVICE SRL**
 Cantiere: **VIA POSTUMIA**
 Località: **PONZANO VENETO (TV)**

U.M.: **kg/cm²** Data esec.: 23/11/2016
 Scala: 1:50 Data certificato: 23/11/2016
 Pagina: 1 Preforo: m
 Elaborato: Falda:



litostratigrafia
 n° posto ghiaioso
 e edile
 ghiaia a
 matrice
 argillosa
 ghiaia
 limosa
 sabbiosa

Penetrometro: TG63-200D	Litologia: Personalizzata	Quota ass.:
Massa battente: 63.00 m	Responsabile:	Corr.astine: kg/ml
Altezza caduta: 0.75 m	Assistente:	Cod.ISTAT: 0
Avanzamento: 0.20 m		

FON026

TRINCEA ESPLORATIVA N.1

SCALA 1 : 33

Pagina 1/1

[illegible]