



**VARIANTE NORMATIVA AL P.I. CON P.U.A. DI
INIZIATIVA PRIVATA PER CAMBIO DI DESTINAZIONE
D' USO PARZIALE DA EDILIZIA RESIDENZIALE A
EDILIZIA TURISTICO/RICETTIVA DELL' U.d.S. T7
di cui all' art. 20 comma 8 ter della Legge Regionale n. 11
del 23 Aprile 2004**

**TAV. 6 VERIFICA DI COMPATIBILITA' GEOLOGICA,
GEOMORFOLOGICA E IDROGEOLOGICA
DELL'INTERVENTO**

LUGLIO 2023

Arch. Gaetano Ingui - via dell' Economia 90 Vicenza 0444 961818

Spett.le

INCOS ITALIA S.p.A.

Via dell'Economia 90

VICENZA

OGGETTO

**COSTRUZIONE DI UN EDIFICIO AD USO RESIDENZIALE
DENOMINATO "EDIFICIO A" NELL'UNITA' DI SPAZIO T7
IN VIA ZANCAN A PADOVA**

Relazione geotecnica preliminare

Padova, 18 agosto 2022

Prof. Ing. Alberto Mazzucato

Spett.le

INCOS ITALIA S.p.A.

Via dell'Economia 90

VICENZA

Oggetto: Costruzione di un edificio ad uso residenziale denominato "Edificio A" nell'unità di spazio T7 in via Zancan a Padova.

INDICE

1	PREMESSE	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	INDAGINI GEOTECNICHE	5
4	INQUADRAMENTO SISMICO	6
4.1	Classificazione sismica dell'area	6
4.2	Azione sismica	8
4.2.1	<i>Categoria di suolo</i>	10
4.2.2	<i>Condizioni topografiche</i>	11
4.2.3	<i>Amplificazione stratigrafica e topografica</i>	12
5	VERIFICA A LIQUEFAZIONE	13
6	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	20
7	OPERE DI FONDAZIONE DELL'EDIFICIO	27
7.1	Pali troncoconici prefabbricati ed infissi	27
7.1.1	<i>Cedimenti della palificata</i>	30
7.1.2	<i>Tempi di consolidazione</i>	31
7.2	Pali tipo Marflutt	32
7.2.1	<i>Cedimenti della palificata</i>	33
7.3	Pali FDP	34
7.3.1	<i>Cedimenti della palificata</i>	35

8	FONDAZIONI SU PALI E GRATICCIO DI TRAVI.....	36
9	OSSERVAZIONI CONCLUSIVE	37

1 PREMESSE

La presente relazione è stata preparata con l'obiettivo di fornire gli elementi di base all'Impresa per la progettazione delle opere di fondazione del fabbricato tenuto conto delle tempistiche e sulla base di quanto contenuto nelle tavole forniteci. Va da sé che la stessa deve intendersi come preliminare in quanto le prove di laboratorio non sono ancora state completate.

I lavori in oggetto riguardano la costruzione di un edificio ad uso residenziale nell'area compresa tra la rampa di accesso sud al cavalcavia Dalmazia e via Zancan. L'edificio, che si sviluppa su 7 piani fuori terra ed 1 interrato, ha pianta di forma pressoché ad L con le ali che formano un angolo di circa 105°. L'ala maggiore (orientamento Nord-Sud) ha dimensioni fuori terra di circa 62.7 x 28.1 m e quella minore (orientamento Est-Ovest) di 33.5 x 26.0 m; l'interrato è di larghezza minore e pari a 19.4 m per l'ala lunga e di 19.0 m per quella corta. La parte centrale del fabbricato di raccordo tra le 2 ali ha 5 piani fuori terra e l'interrato. L'interrato e il piano terra sono destinati ad autorimessa. Il piano interrato è alla +11.20 m s.l.m. e il piano terra alla +14.20 m s.l.m.; la sistemazione esterna finale varia tra +12.60 e +13.60 m s.l.m.

La struttura portante è costituita da travi e pilastri in c.a. prefabbricati con maglie rettangolari di lati variabili tra 4.70 e 7.75 m. Le sollecitazioni sui pilastri, sulla base delle indicazioni trasmesse dai Progettisti, sono variabili tra 900 e 4200 kN in condizioni SLE.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- D.M. Infrastrutture 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle “*Norme tecniche per le costruzioni.*”
- Circolare C.S.LL.PP. 21 gennaio 2019 – “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “*Norme tecniche per costruzioni*” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018.”

3 **INDAGINI GEOTECNICHE**

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione è stata programmata una campagna di indagini geotecniche consistita in:

- 4 prove penetrometriche statiche (CPT 2, 7, 12 e 13) della lunghezza di 25 m;
- 11 prove penetrometriche statiche con punta piezometrica (CPTU 1, 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11, 14 e 15) della lunghezza di 25 ÷ 35 m;
- 3 sondaggi S1, S2 e S3 a carotaggio continuo della lunghezza, rispettivamente, di 18 m, 5 m e 29 m con prelievo di campioni indisturbati ed installazione di un piezometro tipo Casagrande in S1 ed uno a tubo aperto in S3;
- prove di laboratorio su campioni di terreno indisturbati e rimaneggiati prelevati durante i sondaggi per la loro classificazione e per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità dei terreni esaminati.

Successivamente, a seguito della variabilità stratigrafica rilevata con le prove penetrometriche per gli strati più superficiali, sono state eseguite ulteriori:

- 4 prove penetrometriche statiche con punta piezometrica (CPTU 18, 19, 21 e 23) della lunghezza di 9 ÷ 11 m.

Le indagini in sito sono state eseguite a cura della ditta Geolavori Srl di Este (PD) e le prove di laboratorio, ancora in corso di svolgimento, sono state affidate alla ditta

Geodata S.a.s. di Ponte San Nicolò (PD), alle cui relazioni si rimanda per l'ubicazione dei punti di prova ed il dettaglio dei risultati.

4 INQUADRAMENTO SISMICO

4.1 Classificazione sismica dell'area

Per la classificazione sismica dell'area, necessaria per il calcolo delle azioni sismiche di progetto, si fa riferimento a quanto previsto al paragrafo §3.2 *Azione sismica* delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” (D.M. 17/01/2018):

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4.

In **Figura 1** è riportata la mappa di pericolosità sismica della Regione Veneto elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia contenente i valori dell'accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi ($V_s > 800$ m/s; cat.A, punto 3.2.2 del D.M. 17/01/2018).

In **Figura 2** è riportato un dettaglio della mappa di pericolosità sismica dell'area interessata dall'intervento.

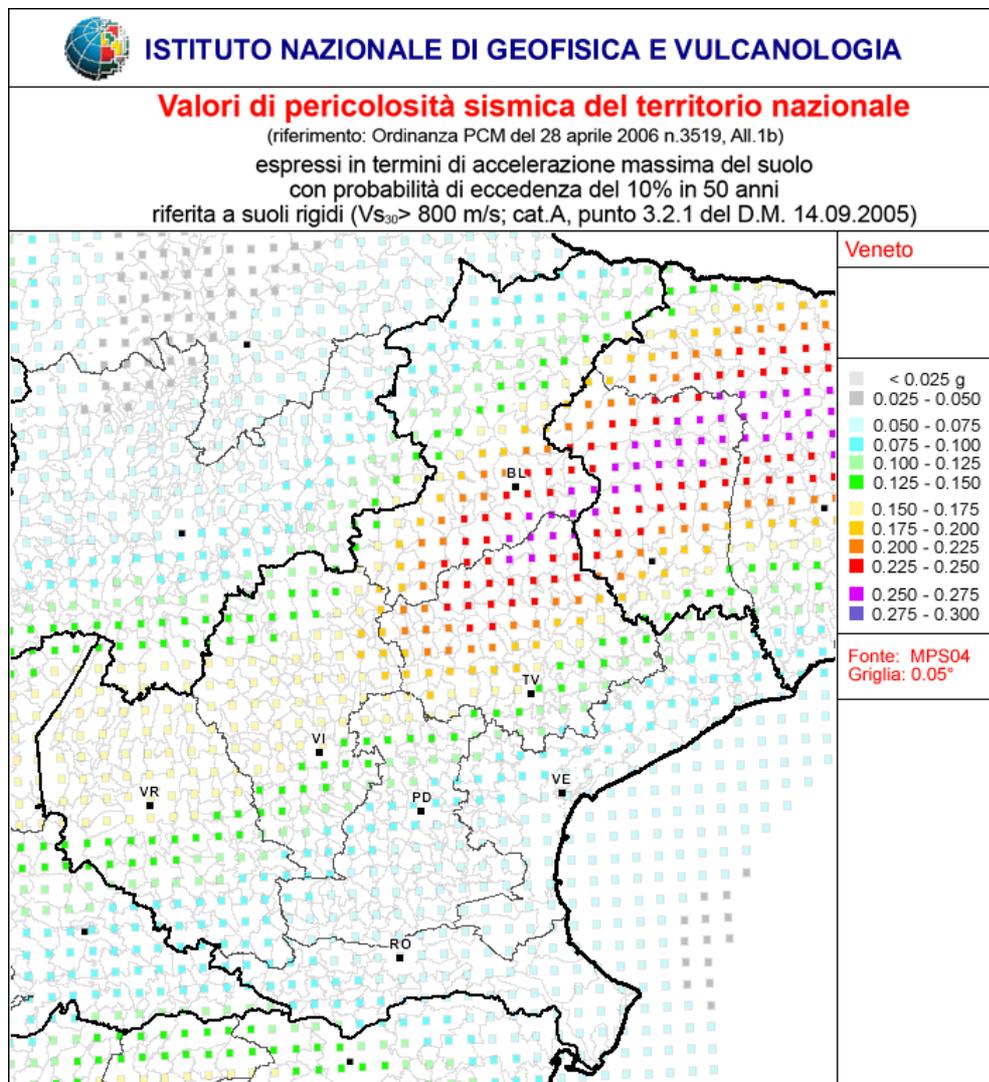


Figura 1. Mappa di pericolosità sismica del Veneto con evidenziata l'area dell'intervento.

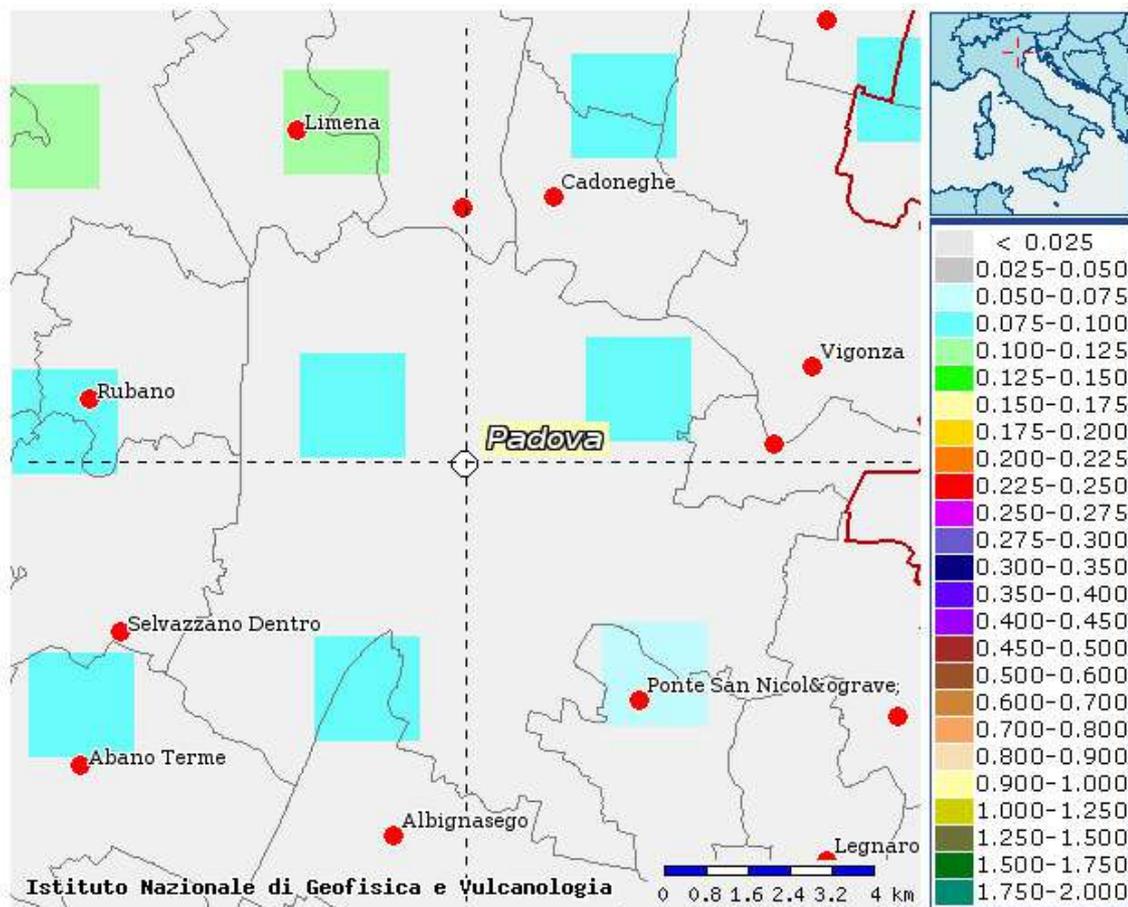


Figura 2. Dettaglio della mappa di pericolosità sismica del sito.

4.2 Azione sismica

Le azioni sismiche sono state definite con riferimento allo Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV) considerando la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R pari al 10%.

Considerando la vita nominale dell'opera V_N pari a 50 anni e una classe d'uso III, per la quale il coefficiente d'uso $C_u = 1.5$, si ottiene:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

⇒

$$T_R = 712 \text{ anni} \quad \text{per } P_{VR} = 10\%$$

Utilizzando le indicazioni contenute nell'Allegato A del D.M. 14/01/2008 e l'ubicazione geografica dell'opera nel comune di Padova, si trovano i seguenti parametri:

Sito	Stato limite	a_g (g)	F_0	T^*C
Comune di Padova Coord ED50: Longitudine: 11.871144° E Latitudine: 45.419876° N	SLV $T_R = 712$ anni	0.098	2.606	0.342 s



Figura 3. Mappa con i punti di interpolazione.

4.2.1 Categoria di suolo

Per valutare l'effetto della risposta sismica locale sull'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento (vedi paragrafo §3.2.2 delle NTC 2018).

A tale scopo si sono utilizzati i risultati delle prove MASW eseguite nel cantiere confinante a Nord con il lotto in esame, tenuto conto che le prove penetrometriche condotte nei due siti hanno mostrato una successione stratigrafica in termini di spessori degli strati e di resistenze alla punta tra loro confrontabili.

Le prove hanno fornito i profili delle onde di taglio Vs riportati nelle **Figura 4** e **Figura 5**.

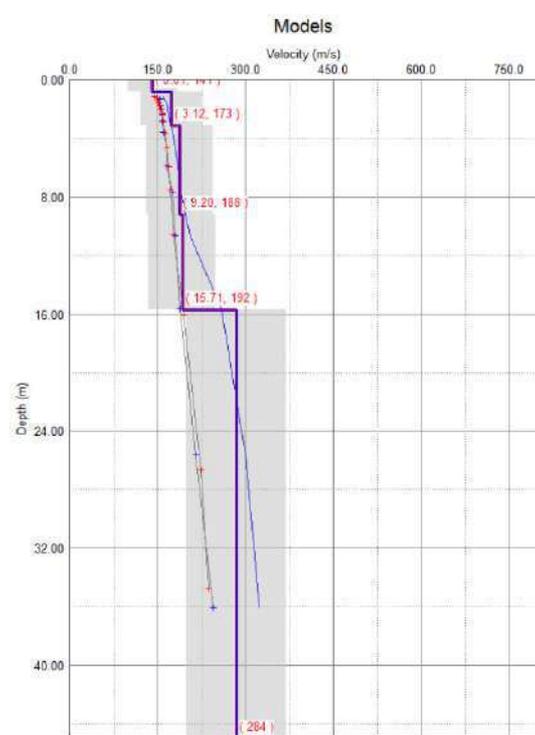


Figura 4. MASW 1: Profilo delle onde di taglio Vs.

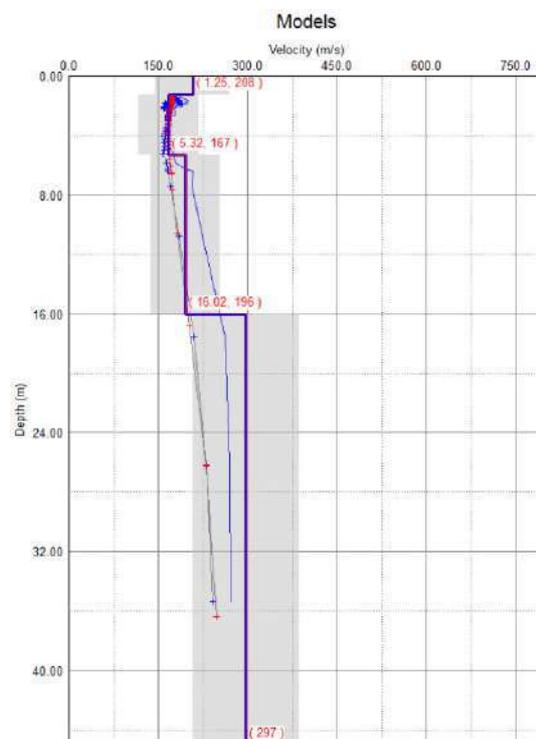


Figura 5. MASW 2: Profilo delle onde di taglio Vs.

Sulla base dei risultati sopra riportati, è stata calcolata la velocità equivalente delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità $V_{S,30}$ con l'espressione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \text{ [m/s]}$$

dove:

- h_i = spessore dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
- $V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N = numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità.

che ha fornito valori di $V_{S,30}$ pari a:

$$V_{S,30} = 221 \div 227 \text{ m/s}$$

che corrispondono alla **categoria di sottosuolo C**:

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

4.2.2 Condizioni topografiche

Tenuto conto che gli interventi interessano un'area pianeggiante, secondo la Tabella 3.2.III delle NTC 2018, la **categoria topografica** risulta la **T1**.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

4.2.3 *Amplificazione stratigrafica e topografica*

L'accelerazione di riferimento a_g deve essere modificata per tener conto sia delle condizioni stratigrafiche locali che della morfologia del sito; l'accelerazione massima orizzontale di riferimento si ottiene con la seguente espressione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T di amplificazione topografica.

Con categoria di suolo tipo C e categoria topografica T1, si ottengono i valori di accelerazione massima a_{\max} riportati nella tabella seguente.

Sito	Stato limite	a_g (g)	S_s	S_T	a_{\max} (g)
Comune di Padova Coord ED50: Longitudine: 11.871144° E Latitudine: 45.419876° N	SLV $T_R = 712$ anni	0.098	1.50	1.0	0.147

5 VERIFICA A LIQUEFAZIONE

I risultati delle prove penetrometriche e dei sondaggi hanno evidenziato la presenza di un primo strato (strato II) costituito da sabbia limosa di densità variabile da sciolta ad elevata a partire da $-2.0 \div -7.0$ m circa dal p.c. ($+5.0$ m \div $+10.0$ m s.l.m.) e fino a $-9.0 \div -10.0$ m dal p.c. ($+2.0$ m \div $+3.0$ m s.l.m.), e di un secondo strato (strato IV) costituito da sabbia limosa di densità da media ad elevata a partire da $-16.0 \div -17.0$ m dal p.c. (-4.0 m \div -5.0 m s.l.m.) dal p.c.. La presenza di tali formazioni richiede quindi la verifica a liquefazione dei terreni di fondazione che, nel caso in esame, caratterizzato da sismi di bassa intensità, porta a margini di sicurezza pienamente accettabili.

La verifica a liquefazione, che riguarda quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate, è svolta secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 al paragrafo § 7.11.3.4 delle nuove NTC.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- 2) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0.1g$;
- 3) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 4) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 5) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella **Figura 6** nel caso di

terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in **Figura 7** nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

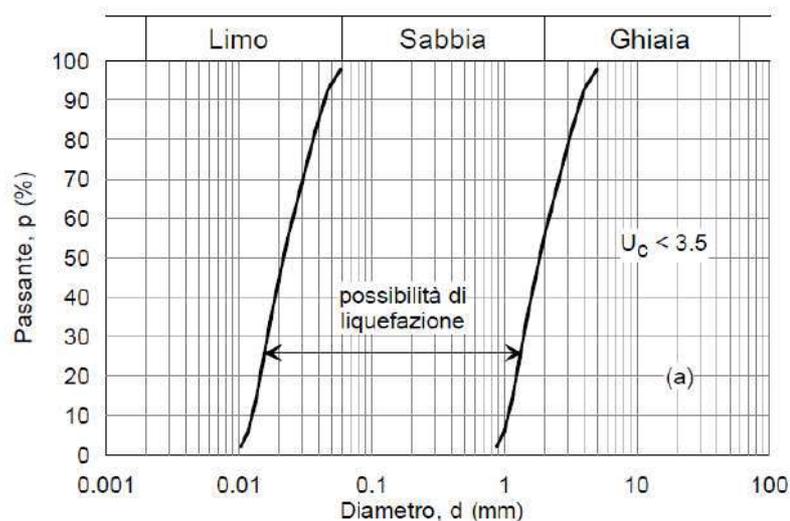


Figura 6. Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione. $U_c < 3.5$

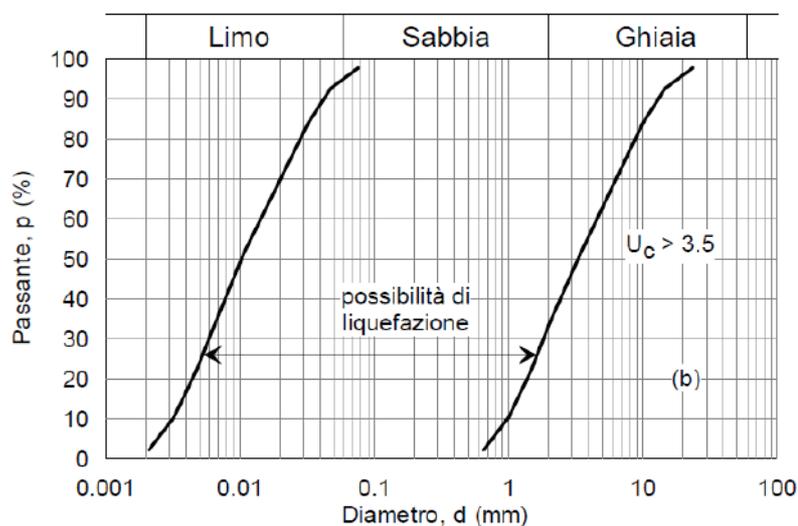


Figura 7. Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione. $U_c > 3.5$

Tenuto conto che per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione sono state eseguite 2 prove MASW nel cantiere confinante a Nord con il lotto in esame, la verifica a liquefazione è svolta con riferimento ai risultati di Andrus e Stokoe (2000), riportati

nell'articolo di T.L.Youd ed al. (2001)¹, che si basa sulla misura in campo della velocità delle onde di taglio V_s . Tale metodo consente di eseguire le verifiche su tutto lo spessore degli strati potenzialmente liquefacibili.

Si tratta di una metodologia semi empirica basata sul confronto tra le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti in un particolare sito, con l'eventuale occorrenza nello stesso sito del fenomeno della liquefazione, a seguito di un evento sismico. La caratterizzazione meccanica dei terreni è basata prevalentemente sui risultati di prove in sito. La sollecitazione sismica è stimata attraverso l'accelerazione massima attesa in superficie, a_{max} per eventi sismici di assegnata "probabilità di eccedenza" in un arco temporale di riferimento.

Il valore di a_{max} , come calcolato al paragrafo §4.2.3 *Amplificazione stratigrafica e topografica*, in condizioni SLV è pari a:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \text{ (g)} = 1.50 \times 1.0 \times 0.098g = 0.147g$$

Per la verifica a liquefazione è richiesta la stima o il calcolo di due variabili:

- 1) il carico sismico, espresso attraverso il rapporto tensionale ciclico CSR (Cyclic Stress Ratio), dato dalla seguente formulazione:

$$CSR = 0.65 \cdot (a_{max}/g) \cdot (\sigma_v/\sigma'_v) \cdot r_d$$

dove:

a_{max} : accelerazione di picco al piano campagna;

g : accelerazione di gravità;

σ_v, σ'_v : tensione verticale totale ed efficace nel sottosuolo;

r_d : coefficiente riduttivo dell'azione sismica alla profondità di interesse che tiene conto della deformabilità del sottosuolo.

¹ *Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils.* T.L.Youd ed al. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 10, October, 2001.

La procedura semplificata è stata elaborata sulla base di eventi sismici con magnitudo $M = 7.5$. Per tener conto dell'effettiva magnitudo è necessario introdurre un fattore di scala MSF che, secondo quanto suggerito da Andrus e Stokoe, risulta pari a 2.824 per $M = 5.0$, valore adottato per il sito in esame in quanto non ricadente in nessuna delle zone individuate dalla zonazione sismogenetica ZS9 elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia INGV (**Figura 8** e **Figura 9** fonte: http://zonesismiche.mi.ingv.it/elaborazioni/dati_di_ingresso/).

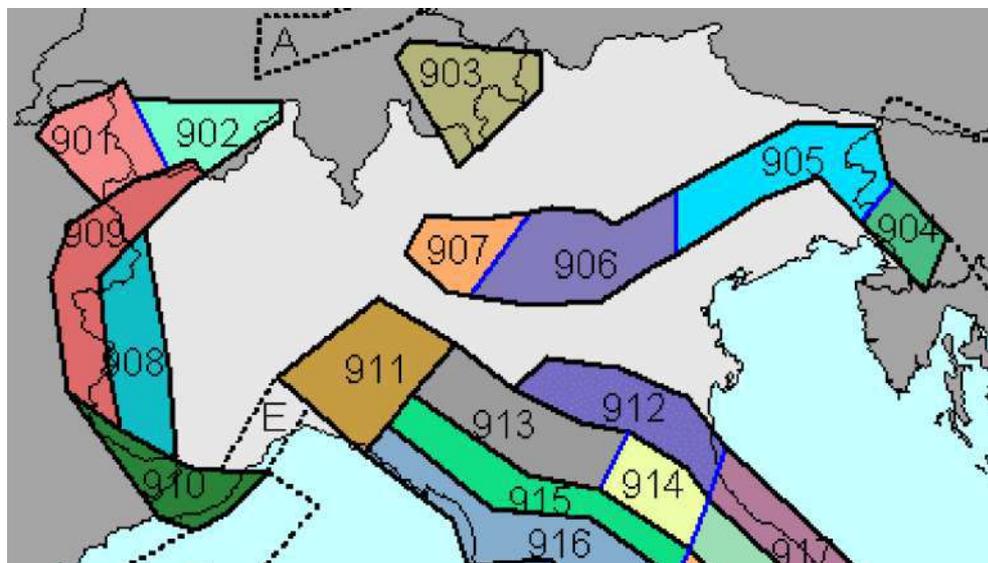


Figura 8. Zonazione sismogenetica ZS9.

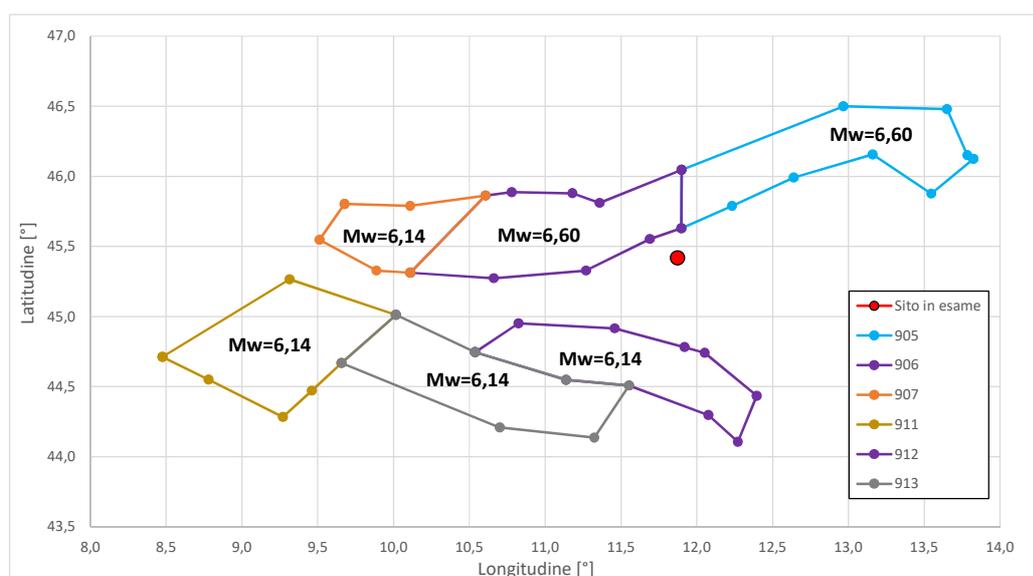


Figura 9. Ubicazione del sito rispetto alle zone sismogetiche

Inoltre è necessario applicare anche un coefficiente k_σ per tener conto della pressione effettiva di confinamento. Il carico sismico finale è quindi pari a:

$$CSR^* = CSR / (MSF \cdot k_\sigma)$$

- 2) la capacità del terreno di resistere alla liquefazione, espressa attraverso il rapporto di resistenza ciclica CRR e data dalla seguente formulazione:

$$CRR = 0.022 \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + 2.8 \cdot \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right)$$

dove:

V_{s1} : velocità delle onde di taglio normalizzate;

V_{s1}^* : valore di soglia di velocità delle onde di taglio normalizzate V_{s1} oltre il quale la liquefazione non avviene; $V_{s1}^* = 200 \div 215$ m/s in relazione alla frazione fine;

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad \text{dove } p_a \text{ è la pressione atmosferica.}$$

Qualora V_{s1} non sia maggiore di V_{s1}^* (per $V_{s1} > V_{s1}^*$ non si verifica la liquefazione), il rapporto tra le due variabili CRR/CSR^* , da stimarsi alle diverse profondità del deposito, costituisce il coefficiente di sicurezza FS rispetto alla liquefazione che permette pertanto di stabilire l'occorrenza o meno del fenomeno. Tale coefficiente deve essere maggiore di 1.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati delle verifiche svolte utilizzando i valori delle velocità V_s misurati in corrispondenza degli strati granulari. Le coppie di valori (V_{s1} , CSR^*) sono pure diagrammate in **Figura 10** che riporta i “Case histories” raccolti da Andrus e Stokoe.

Tabella 1. Verifiche a liquefazione con riferimento ai risultati della prova MASW 1.

Prova	z	σ_v	σ'_v	V_s	V_{s1}	a_{max}/g	r_d	σ_v	σ'_v	CSR	MSF	k_σ	CSR	V^*_{s1}	$CRR_{7,5}$	FS
	m	kPa	kPa	m/s	m/s			kPa	kPa				MSF· k_σ	m/s		
MASW 1	3,0	57,0	47,0	173	208,9	0,147	0,979	57	47	0,114	2,824	1,00	0,040	205	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.
	4,0	76,0	56,0	188	217,3	0,147	0,973	76	56	0,126	2,824	1,00	0,045	205	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.
	5,0	95,0	65,0	188	209,4	0,147	0,965	95	65	0,135	2,824	1,00	0,048	205	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.
	6,0	114,0	74,0	188	202,7	0,147	0,958	114	74	0,141	2,824	1,00	0,050	210	0,461	9,224
	7,0	133,0	83,0	188	197,0	0,147	0,949	133	83	0,145	2,824	1,00	0,051	210	0,287	5,576
	8,0	152,0	92,0	188	192,0	0,147	0,937	152	92	0,148	2,824	1,00	0,052	210	0,223	4,255
	9,0	171,0	101,0	188	187,5	0,147	0,923	171	101	0,149	2,824	1,00	0,053	210	0,189	3,557
	17,0	323,0	173,0	284	247,6	0,147	0,696	323	173	0,124	2,824	0,85	0,052	210	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.
	20,0	380,0	200,0	284	238,8	0,147	0,618	380	200	0,112	2,824	0,81	0,049	210	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.
	23,0	437,0	227,0	284	231,4	0,147	0,566	437	227	0,104	2,824	0,78	0,047	210	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.
	26,0	494,0	254,0	284	225,0	0,147	0,532	494	254	0,099	2,824	0,76	0,046	210	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.
	29,0	551,0	281,0	284	219,4	0,147	0,508	551	281	0,095	2,824	0,73	0,046	210	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.

Tabella 2. Verifiche a liquefazione con riferimento ai risultati della prova MASW 2.

Prova	z	σ_v	σ'_v	V_s	V_{s1}	a_{max}/g	r_d	σ_v	σ'_v	CSR	MSF	k_σ	CSR	V^*_{s1}	$CRR_{7,5}$	FS
	m	kPa	kPa	m/s	m/s			kPa	kPa				MSF· k_σ	m/s		
MASW 2	3,0	57,0	47,0	167	201,7	0,147	0,979	57	47	0,114	2,824	1,00	0,040	205	0,923	22,953
	4,0	76,0	56,0	167	193,0	0,147	0,973	76	56	0,126	2,824	1,00	0,045	205	0,303	6,776
	5,0	95,0	65,0	167	186,0	0,147	0,965	95	65	0,135	2,824	1,00	0,048	205	0,210	4,392
	6,0	114,0	74,0	196	211,3	0,147	0,958	114	74	0,141	2,824	1,00	0,050	210	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.
	7,0	133,0	83,0	196	205,3	0,147	0,949	133	83	0,145	2,824	1,00	0,051	210	0,681	13,241
	8,0	152,0	92,0	196	200,1	0,147	0,937	152	92	0,148	2,824	1,00	0,052	210	0,358	6,840
	9,0	171,0	101,0	196	195,5	0,147	0,923	171	101	0,149	2,824	1,00	0,053	210	0,264	4,978
	17,0	323,0	173,0	297	259,0	0,147	0,696	323	173	0,124	2,824	0,85	0,052	210	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.
	20,0	380,0	200,0	297	249,7	0,147	0,618	380	200	0,112	2,824	0,81	0,049	210	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.
	23,0	437,0	227,0	297	242,0	0,147	0,566	437	227	0,104	2,824	0,78	0,047	210	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.
	26,0	494,0	254,0	297	235,3	0,147	0,532	494	254	0,099	2,824	0,76	0,046	210	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.
	29,0	551,0	281,0	297	229,4	0,147	0,508	551	281	0,095	2,824	0,73	0,046	210	$V_{s1}>V^*_{s1}$	No liqef.

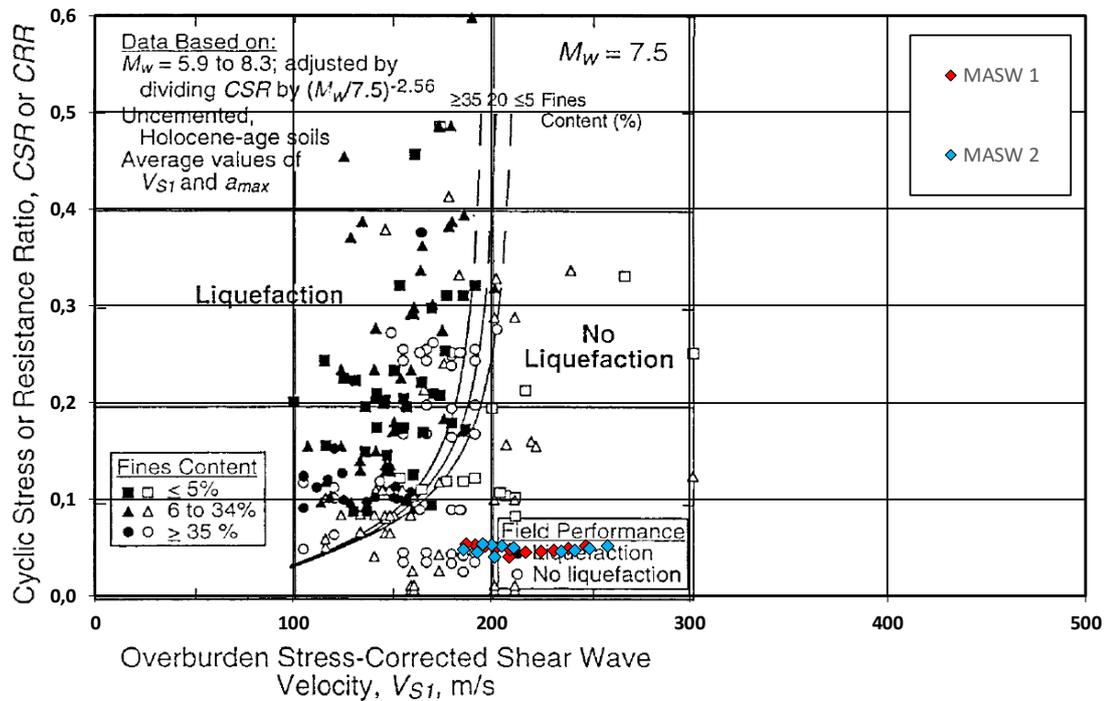


Figura 10. Diagramma V_{S1} – CSR* con i “Case histories” raccolti da Andrus e Stokoe (2000) e i valori calcolati per il sito in esame in condizioni SLV ($T_R = 712$ anni)

Dall’esame dei risultati ottenuti, risulta che gli strati granulari costituiti da sabbie limose hanno caratteristiche di densità tali da escludere condizioni di potenziale liquefazione in condizioni SLV.

6 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I risultati delle prove penetrometriche eseguite nell'area del fabbricato in oggetto, con particolare riferimento agli strati superficiali, evidenziano una certa variabilità stratigrafica che consente di individuare 2 zone A e B (vedi **Tavola 1**). La prima zona (A), corrispondente alle estremità Sud-Ovest del lotto (prove CPTU 1, CPT 2, CPT 18, CPT 19 e CPTU 21), è caratterizzata, al di sotto di uno strato di riporto dello spessore di $2.5 \div 3.0$ m, da uno strato superficiale di argilla limosa (I strato) dello spessore variabile tra 2.0 e 4.0 m circa. Nella seconda zona (B), corrispondente alla parte centrale del lotto (prove CPTU 3, CPTU 4, CPTU 23, CPTU 5, CPTU 6, CPT 7, CPTU 8), le formazioni sabbiose del II strato iniziano praticamente subito al di sotto dello strato di riporto, se si esclude la presenza di modesti livelli dello spessore di $0.5 \div 1.0$ m che offrono resistenze al penetrometro statico inferiori a 2.0 MPa.

Il piano campagna del lotto si trova mediamente alla $+12.0$ m \div $+12.8$ m s.l.m.; nella parte centrale il p.c. si colloca a quote inferiori e pari a $+10.2$ m \div $+10.4$ m s.l.m.

La stratigrafia del sottosuolo può essere quindi riassunta nelle seguenti formazioni (vedi **Tavola 2**).

Riporto: dal piano campagna, alla $+12.0$ m \div $+12.8$ m s.l.m., e fino a $-2.0 \div -3.0$ m circa dal p.c. ($+9.5$ m \div $+10.0$ m s.l.m.), è presente terreno di riporto costituito da sabbia con ghiaia e limo argilloso con pezzi di cotto, calcestruzzo, laterizi e altri elementi antropici. Nel sondaggio S3 sono presenti pezzi lignei e di cotto fino a -5.40 m dal p.c. ($+7.44$ m s.l.m.).

I strato: in corrispondenza della zona A, al di sotto del riporto, da $-2.0 \div -3.0$ m circa dal p.c. ($+9.5$ m \div $+10.0$ m s.l.m.), e fino a -5.0 m \div -7.0 m circa dal p.c. ($+5.4$ m \div $+7.8$ m s.l.m.), il terreno è costituito da argilla limosa, a volte sabbiosa e a tratti organica con resti vegetali, che offre resistenze al

penetrometro statico $q_c = 0.4 \div 1.5$ MPa; le resistenze al penetrometro tascabile variano tra 60 e 80 kPa e al torvane tra 30 e 50 kPa.

Le prove di classificazione eseguite sui campioni limo argillosi indicano contenuti naturali d'acqua W variabili tra 19.7% e 32.5%, con limiti di liquidità W_L compresi a 33% e 49% e indici di plasticità I_P tra 11% e 18%; nella carta di plasticità U.S.C.S. i campioni si collocano in prossimità della linea A in corrispondenza delle zone ML e CL dei limi e delle argille inorganiche di media plasticità (**Figura 11**).

Sui campioni organici i contenuti naturali d'acqua W risultano variabili tra 63.2% e 82.0%, con limiti di liquidità W_L compresi a 74% e 101% e indici di plasticità I_P tra 22% e 55%; nella carta di plasticità U.S.C.S. i campioni si collocano in corrispondenza della zona MH e OH dei limi e delle argille organiche di elevata plasticità (**Figura 11**).

Il peso di volume γ per i campioni inorganici è pari a $19.3 \div 20.2$ kN/m³ e per quelli organici è pari a $14.6 \div 16.4$ kN/m³.

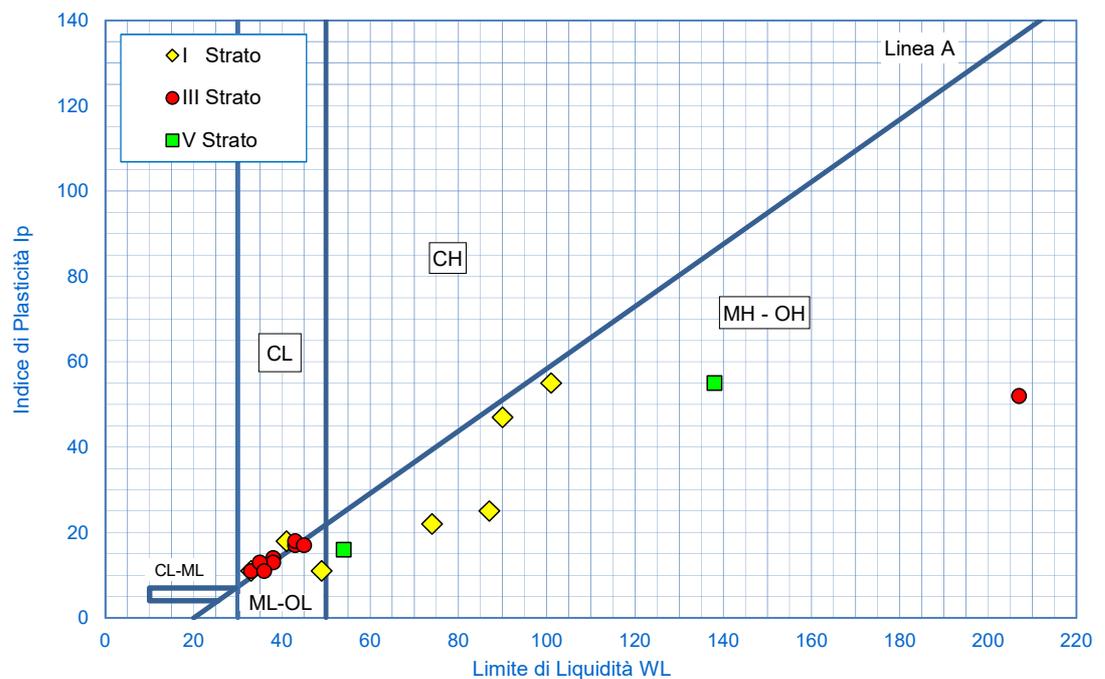


Figura 11. Carta di plasticità di Casagrande.

Su un campione di limo argilloso organico prelevato a $-4.5 \div -5.0$ m dal p.c. ($+7.7$ m s.l.m.) sono state eseguite prove di compressione con espansione laterale libera che hanno fornito resistenze q_u comprese tra 41.1 kPa e 49.8 kPa, cui corrispondono valori di resistenza al taglio non drenata $c_u = 20.6 \div 24.9$ kPa.

L'interpretazione di una prova edometrica eseguita sullo stesso campione evidenzia condizioni di normalconsolidazione con indici di compressione e ricomprensione, CR e CRR, rispettivamente pari a 0.24 e 0.033 ; il coefficiente di consolidazione c_v risulta pari a $8.57 \cdot 10^{-5}$ cm²/s.

II strato: da -5.0 m \div -7.0 m circa dal p.c. ($+5.4$ m \div $+7.8$ m s.l.m.) nella zona A e da -2.0 \div -3.0 m circa dal p.c. ($+9.5$ m \div $+10.0$ m s.l.m.) nella zona B e fino a -9.0 \div -10.0 m dal p.c. ($+2.0$ m \div $+3.0$ m s.l.m.), il terreno è costituito da sabbia medio grossa, a volte con ghiaia, e da sabbia medio fine limosa, a volte localmente torbosa. Le resistenze al penetrometro statico risultano pari a $3.0 \div 6.0$ MPa per i primi metri della zona B e crescono con la profondità in entrambe le zone fino a valori di 10 MPa, con valori massimi di $12.0 \div 15.0$ MPa. A tali valori di q_c , caratteristici di formazioni granulari di densità da sciolta ad elevata (**Figura 12**), si possono associare angoli di resistenza al taglio ϕ' pari a $32^\circ \div 36^\circ$ per gli strati più superficiali e pari a $36^\circ \div 40^\circ$ per quelli più profondi (**Figura 13**).

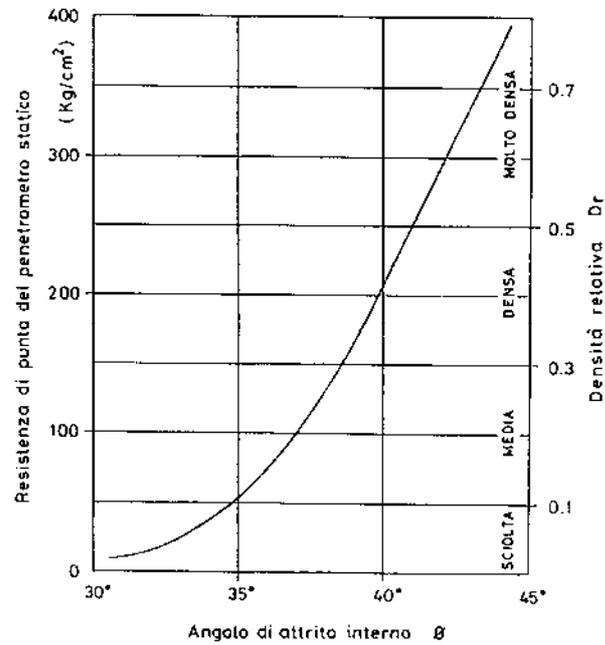


Figura 12. Angolo d'attrito in funzione della resistenza di punta del penetrometro statico (Meyerhof, 1974)

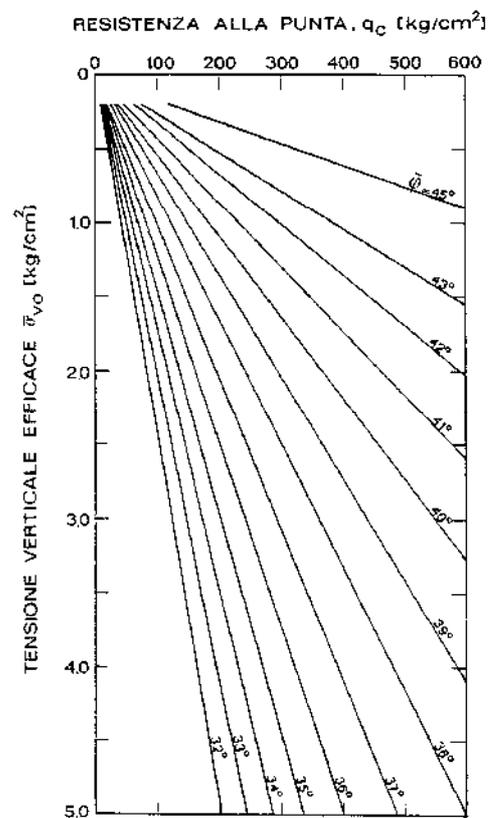


Figura 13. Correlazione fra resistenza penetrometrica alla punta q_c ed angolo d'attrito ϕ , in relazione alla pressione verticale efficace (Durgunoglu e Mitchell, 1975).

III strato: da $-9.0 \div -10.0$ m dal p.c. ($+2.0$ m \div $+3.0$ m s.l.m.) e fino a $-16.0 \div -17.2$ m dal p.c. (-4.0 m \div -5.3 m s.l.m.), il terreno è costituito da argilla limosa e limo argilloso con livelli decimetrici di torba e con lenti di limo sabbioso dello spessore massimo di 1.0 m che offrono resistenze al penetrometro statico $q_c = 6 \div 10$ MPa. In corrispondenza dei livelli argillosi, le resistenze al penetrometro statico sono comprese tra 0.5 e 3.0 MPa; le resistenze al penetrometro tascabile variano tra valori minori di 25 e 150 kPa e al torvane tra 18 e 50 kPa.

Le prove di classificazione eseguite sui campioni indisturbati indicano contenuti naturali d'acqua W compresi tra 23.4 e 37.6%, con limiti di liquidità W_L compresi tra 33 e 45% e indici di plasticità I_P tra 11 e 17%; nella carta di plasticità U.S.C.S. i campioni si collocano in prossimità della linea A in corrispondenza delle zone ML e CL corrispondenti ai limi e alle argille inorganiche di media plasticità (**Figura 11**).

Il peso di volume γ è compreso tra 18.2 e 20.5 kN/m³.

L'interpretazione delle prove edometriche evidenzia condizioni di normalconsolidazione o leggera sovraconsolidazione ($OCR = 1.0 \div 1.5$). L'indice di compressione CR (pendenza della curva nel diagramma $\epsilon - \log \sigma$ oltre la pressione di consolidazione) e di ricomprensione CRR risultano compresi, rispettivamente, tra 0.076 e 0.120 e tra 0.014 e 0.018; il coefficiente di consolidazione c_v risulta pari a $0.35 \div 1.06 \cdot 10^{-3}$ cm²/s.

Sui campioni sono state eseguite prove di compressione con espansione laterale libera che hanno fornito resistenze q_u comprese tra 97.5 kPa e 260.2 kPa, cui corrispondo valori di resistenza al taglio non drenata $c_u = 47.9 \div 130.1$ kPa.

Le prove di classificazione eseguite su un campione di torba prelevato a -12.40 m dal p.c. ($+0.0$ m s.l.m.) indicano un contenuto naturale d'acqua W pari a 120.3%, con limite di liquidità W_L pari a 207% e indice di plasticità I_P a 52% (**Figura 11**). Il peso di volume γ è pari a 11.02 kN/m³.

Una prova edometrica eseguita sullo stesso campione di torba evidenzia condizioni di normalconsolidazione; l'indice di compressione CR e di ricomprensione CRR risultano pari, rispettivamente, a 0.38 e a 0.050; il coefficiente di consolidazione c_v risulta pari a $2.99 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$.

IV strato: da $-16.0 \div -17.2 \text{ m}$ dal p.c. ($-4.0 \text{ m} \div -5.3 \text{ m s.l.m.}$) e fino $-25.0 \div -29.0 \text{ m}$ dal p.c. ($-13.0 \text{ m} \div -17.5 \text{ m s.l.m.}$), il terreno è costituito da sabbia medio fine debolmente limosa di densità elevata (**Figura 12**) che offre resistenze al penetrometro statico comprese mediamente tra 10 e 20 MPa, con valori massimi anche di $25 \div 30 \text{ MPa}$, a cui si possono associare angoli di resistenza al taglio $\phi' = 36^\circ \div 40^\circ$ (**Figura 13**).

V strato: da $-25.0 \div -29.0 \text{ m}$ dal p.c. ($-13.0 \text{ m} \div -17.5 \text{ m s.l.m.}$) e fino alla massima profondità esplorata, -35.0 m dal p.c. ($-22.5 \text{ m} \div -24.5 \text{ m s.l.m.}$), il terreno è costituito dall'alternanza di livelli che offrono resistenze al penetrometro statico $q_c = 1.5 \div 3.0 \text{ MPa}$, caratteristiche di formazioni limo argillose di media consistenza, e livelli con resistenze $q_c = 10.0 \div 24.0 \text{ MPa}$ caratteristiche di formazioni granulari di media densità (**Figura 12**), a cui si possono associare angoli di resistenza al taglio $\phi' = 32^\circ \div 36^\circ$ (**Figura 13**).

Le prove di classificazione eseguite su un campione indisturbato di limo argilloso organico prelevato a $-28.40 \div -29.00 \text{ m}$ dal p.c. (-15.9 m s.l.m.) indicano un contenuto naturale d'acqua W pari a 38.7%, con limite di liquidità W_L pari a 54% e indice di plasticità I_P pari a 16%; nella carta di plasticità U.S.C.S. il campione si colloca in prossimità della linea A in corrispondenza della zona OH corrispondente ai limi e alle argille organiche di elevata plasticità (**Figura 11**). Il peso di volume γ è pari a 17.34 kN/m^3

L'interpretazione di una prova edometrica eseguita sul campione, evidenzia condizioni di normalconsolidazione con indici di compressione e

ricomprensione, CR e CRR, rispettivamente pari a 0.15 e 0.023; il coefficiente di consolidazione c_v risulta pari a $9.04 \cdot 10^{-4}$ cm²/s.

Il campione contiene anche una parte di torba scura compatta che ha un contenuto naturale d'acqua W pari a 96.6%, con limite di liquidità W_L pari a 138% e indice di plasticità I_p pari a 55% (**Figura 11**). Il peso di volume γ è pari a 13.46 kN/m³

I livelli dell'acqua nel piezometro Casagrande installato all'interno del foro del sondaggio S1 a -8.5 m dal p.c. nelle sabbie del II strato (filtro tra -7.0 m e -10.5 m dal p.c.) e nel piezometro a tubo aperto nel sondaggio S3 con filtro tra -6.0 e -10.5 m dal p.c. nel periodo giugno/luglio 2022 sono stati misurati a profondità comprese tra -3.00 m ÷ -3.50 m dal p.c. (+9.20 ÷ 9.40 m s.l.m.). I dettagli dei rilievi eseguiti sono riportati in **Tabella 3**.

Tabella 3. Livelli piezometrici

Sondaggio	Quota testa	Tipo piezometro	Quote filtro	Quota falda		Quota falda	
	Sondaggio			27-29/06/22 in corso d'opera		08/07/2022	
	m		m	m	m	m	m
	s.l.m.		da p.c.	da p.c.	s.l.m.	da p.c.	s.l.m.
S 1	12,440	Casagrande	-7,0 ÷ -10,5	3,05	9,39	3,21	9,23
S 2	12,130	Assente					
S 3	12,835	Tubo aperto	-6,0 ÷ -10,5	3,55	9,29	3,50	9,34

7 OPERE DI FONDAZIONE DELL'EDIFICIO

La progettazione del nuovo fabbricato deve tener conto sia della presenza nella zona A del I strato costituito da argilla limosa, a tratti organica con resti vegetali, di spessore variabile tra 3.0 e 4.0 m, sia del III strato di argilla limosa e limo argilloso dello spessore di 6 – 7 m presente in tutta l'area.

Dall'esame delle tavole di progetto fornite dall'Impresa, risultano due possibili soluzioni per la fondazione dei plinti:

- 1) pali troncoconici prefabbricati ed infissi;
- 2) pali tipo Marflutt (pali gettati in opera senza asporto di terreno mediante la tecnica della vibroflottazione).

In aggiunta a quanto proposto dall'impresa, di seguito sarà esaminata anche la soluzione che prevede l'impiego di:

- 3) pali FDP (Full Displacement Piles) pali a spostamento laterale del terreno.

7.1 Pali troncoconici prefabbricati ed infissi

Nel caso dei pali troncoconici prefabbricati ed infissi si considerano pali della lunghezza utile di 5 ÷ 6 m, infissi nelle sabbie del II strato e diametro alla punta pari a 0.24 m, 0.26 m e 0.30 m.

Lo studio degli stati limite ultimi dei pali è eseguito con riferimento all'approccio 2 e alle combinazioni dei coefficienti:

A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II di normativa.

Il calcolo della resistenza di progetto del palo singolo è svolto con la:

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s \quad 1)$$

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = R_{b,cal} / \xi + R_{s,cal} / \xi \quad 2)$$

Si assume $\xi = 1.55$; $R_{b,k}$ e $R_{s,k}$ rappresentano rispettivamente le resistenze caratteristiche di base e laterale.

$$R_{b,cal} = A_b \times q_p \quad 3)$$

$$R_{s,cal} = \pi D \cdot (\sum_i \tau_i \cdot H_i) \quad 4)$$

i cui simboli hanno il seguente significato:

A_b = area di base del palo;

q_p = resistenza unitaria alla punta pari alla resistenza di punta R_p misurata con le prove CPT;

D = diametro del palo;

H_i = spessore degli strati;

τ_i = resistenza di attrito laterale locale nella generica formazione, assunta pari alla resistenza laterale R_L misurata con le prove CPT;

Sviluppando i calcoli, adattando le (1), (2), (3) e (4) alle situazioni stratigrafiche rilevate con le indagini nelle 2 zone, si ottengono le resistenze di progetto $R_{c,d}$ riassunte nella **Tabella 4**.

Tabella 4. Resistenze di progetto dei pali prefabbricati troncoconici ed infissi (lunghezza L riferita al piano di posa del plinto che si colloca alla +10.40 m s.l.m.)

$D_{punta} = 0.24$ m

Zona	Prove	L [m]	L_{punta} [m s.l.m.]	D_{punta} [m]	R_{c,d} (kN)	Q_{amm} (kN)
A	CPTU 01	6.0	4.40	0.24	402.5	287.0
A	CPT 02	5.0	5.40	0.24	423.2	301.7
B	CPT 07	5.0	5.40	0.24	456.6	325.6
B	CPTU 08	5.0	5.40	0.24	428.1	305.2

$D_{punta} = 0.26$ m

Zona	Prove	L [m]	L_{punta} [m s.l.m.]	D_{punta} [m]	R_{c,d} (kN)	Q_{amm} (kN)
A	CPTU 01	6.0	4.40	0.26	452.5	322.7
A	CPT 02	5.0	5.40	0.26	475.0	338.7
B	CPT 07	5.0	5.40	0.26	510.7	364.1
B	CPTU 08	5.0	5.40	0.26	480.2	342.4

$D_{punta} = 0.30$ m

Zona	Prove	L [m]	L_{punta} [m s.l.m.]	D_{punta} [m]	R_{c,d} (kN)	Q_{amm} (kN)
A	CPTU 01	6.0	4.40	0.30	561.0	400.0
A	CPT 02	5.0	5.40	0.30	587.1	418.6
B	CPT 07	5.0	5.40	0.30	627.3	447.2
B	CPTU 08	5.0	5.40	0.30	593.1	422.9

7.1.1 Cedimenti della palificata

Il calcolo del cedimento della palificata è svolto con il metodo della fondazione equivalente impostata, tenuto conto della lunghezza dei pali e delle condizioni stratigrafiche, sul tetto delle sabbie del II strato che si trova a profondità diverse per la zona A e B. La fondazione equivalente è considerata delle dimensioni pari a quelle dei plinti.

Per il calcolo degli abbassamenti, prescindendo dal trascurabile contributo delle formazioni sabbiose rispetto a quello dovuto agli strati di natura coesiva, si è fatto riferimento alla teoria monodimensionale di Terzaghi, con l'espressione seguente:

$$\Delta H = \Sigma [S_r + S_c]$$

$$\Delta H = \Sigma [CRR \cdot H_0 \cdot \log(\sigma'_c / \sigma'_{vo}) + CR \cdot H_0 \cdot \log((\sigma'_c + \Delta \sigma^+) / \sigma'_c)] \quad 5)$$

dove:

S_r = cedimento di ricomprensione degli strati coesivi;

S_c = cedimento di consolidazione degli strati coesivi;

H_0 = spessore iniziale degli strati compressibili;

CRR = indice di ricomprensione;

CR = indice di compressione;

σ'_c = pressione di consolidazione;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace presente nello strato prima dell'intervento;

$\Delta \sigma^+$ = incremento di pressione per effetto dei carichi rispetto alla σ'_c ;

Utilizzando l'espressione (5), in **Tabella 5** è riportato, per alcune stratigrafie rappresentative, il calcolo dei cedimenti dei plinti più significativi specificando il carico agente e le dimensioni del plinto.

Tabella 5. Cedimenti dei plinti di fondazione

Zona	Prove	N = 4200 kN	N = 3050 kN	N = 2350 kN	N = 1750 kN	N = 1350 kN
	Dimensioni plinto	3 × 3 m	3 × 2 m	3 × 2 m	2 × 2 m	2 × 2 m
A	CPTU 01	6.5	5.3	4.2	3.3	2.6
A	CPT 02	4.6	3.5	2.7	2.1	1.6
B	CPTU 07, 08	3.9	2.9	2.3	1.8	1.4
B	CPTU 06	2.8	2.1	1.7	1.3	1.0

7.1.2 Tempi di consolidazione

Per quanto concerne il calcolo dei tempi di consolidazione delle formazioni di natura coesiva del III strato, si fa riferimento alla teoria monodimensionale di Terzaghi, con l'espressione:

$$t = (T_v \cdot H^2) / c_v \quad 6)$$

dove:

T_v = fattore di tempo funzione del grado di consolidazione;

H = percorso di drenaggio;

c_v = coefficiente di consolidazione;

Considerato spessori massimi degli strati pari a 2.5 m e valori di $c_v = 0.5 \div 1.0 \cdot 10^{-3}$ cm²/s, si ottiene

$$t = (0.85 \times 125^2) \cdot 1000 / 1.0 / 86400 \approx 154 \text{ giorni} \Rightarrow \sim 5 \text{ mesi per il maturarsi del 90\% della consolidazione;}$$

$$t = (0.85 \times 125^2) \cdot 1000 / 0.5 / 86400 \approx 307 \text{ giorni} \Rightarrow \sim 10 \text{ mesi per il maturarsi del 90\% della consolidazione.}$$

I tempi di consolidazione, se confrontati con i tempi di costruzione del fabbricato comunicatici dall'ing Albertini, assicurano che la maggior parte dei cedimenti si verificherà durante la costruzione dell'opera.

7.2 Pali tipo Marflutt

Nel caso dei pali tipo Marflutt si considerano pali della lunghezza utile di 16 ÷ 17 m con punta all'interno delle sabbie del IV strato per almeno 1.0 m e diametro pari a 300 mm e 400 mm.

Il calcolo delle resistenze caratteristiche di base e laterale del palo singolo è svolto con le espressioni

$$R_{b,cal} = A_b \times q_p \quad 3)$$

$$R_{s,cal} = \pi D \cdot (\sum_i \tau_i \cdot H_i) \quad 4)$$

i cui simboli hanno il seguente significato:

A_b = area di base del palo;

q_p = resistenza unitaria alla punta pari alla metà della resistenza di punta R_p misurata con le prove CPT;

D = diametro del palo;

H_i = spessore degli strati;

τ_i = resistenza di attrito laterale locale nella generica formazione, assunta pari ad $\alpha_i \cdot c_{u,i}$ per gli strati coesivi, dove con α_i si è indicato il coefficiente di adesione e con $c_{u,i}$ la resistenza al taglio non drenata; e pari a $\gamma_i \cdot z_i \cdot k_i \cdot \text{tg} \delta_i$, per quelli granulari, dove con z_i si è indicata la profondità del generico strato, con k_i il coefficiente di spinta orizzontale, e con δ_i l'angolo di attrito fondazione – terreno.

Sviluppando i calcoli, adattando le (1), (2), (3) e (4) alle situazioni stratigrafiche rilevate con le indagini nelle 2 zone, si ottengono le resistenze di progetto $R_{c,d}$ riassunte nella **Tabella 6**.

Tabella 6. Resistenze di progetto dei pali tipo Marflutt (lunghezza L riferita al piano di posa del plinto che si colloca alla +10.20 m s.l.m.)

D = 300 mm

Zona	Prove	L [m]	L _{punta} [m s.l.m.]	D [m]	R _{c,d} (kN)	Q _{amm} (kN)
A	CPTU 01	16.0	-5.80	0.300	675.6	481.7
A	CPT 02	16.0	-5.80	0.300	646.2	460.8
B	CPT 07	17.0	-6.80	0.300	710.3	506.5
B	CPTU 08	16.0	-5.80	0.300	678.6	483.9

D = 400 mm

Zona	Prove	L [m]	L _{punta} [m s.l.m.]	D [m]	R _{c,d} (kN)	Q _{amm} (kN)
A	CPTU 01	16.0	-5.80	0.400	1006.6	717.7
A	CPT 02	16.0	-5.80	0.400	967.4	689.7
B	CPT 07	17.0	-6.80	0.400	1052.8	750.7
B	CPTU 08	16.0	-5.80	0.400	1010.6	720.5

7.2.1 Cedimenti della palificata

Tenuto conto che i pali si intestano nelle sabbie dense del IV strato, attraversando le formazioni limo argillose del I e III strato, i cedimenti dei plinti risultano dell'ordine di 1.0 ÷ 2.0 cm.

7.3 Pali FDP

In alternativa alle soluzioni sopra descritte, al fine di evitare gli effetti conseguenti alla battitura e vibroinfissione dei pali, si propone l'impiego di pali FDP della lunghezza utile di 16 ÷ 17 m con punta all'interno delle sabbie del IV strato per almeno 1.0 m e diametro pari a 510 mm e 620 mm.

Il calcolo delle resistenze caratteristiche di base e laterale del palo singolo è svolto con le espressioni

$$R_{b,cal} = A_b \times q_p \quad 3)$$

$$R_{s,cal} = \pi D \cdot (\sum_i \tau_i \cdot H_i) \quad 4)$$

i cui simboli hanno il seguente significato:

A_b = area di base del palo;

q_p = resistenza unitaria alla punta pari alla metà della resistenza di punta R_p misurata con le prove CPT;

D = diametro del palo;

H_i = spessore degli strati;

τ_i = resistenza di attrito laterale locale nella generica formazione, assunta pari a $\alpha_i \cdot R_{L,i}$ dove α_i è un coefficiente riduttivo ed $R_{L,i}$ è la resistenza laterale misurata con le prove CPT in corrispondenza dello strato i-esimo;

Sviluppando i calcoli, adattando le (1), (2), (3) e (4) alle situazioni stratigrafiche rilevate con le indagini nelle 2 zone, si ottengono le resistenze di progetto $R_{c,d}$ riassunte nella **Tabella 7**.

Tabella 7. Resistenze di progetto dei pali tipo FDP (lunghezza L riferita al piano di posa del plinto che si colloca alla +10.20 m s.l.m.)

D = 510 mm

Zona	Prove	L [m]	L _{punta} [m s.l.m.]	D [m]	R _{c,d} (kN)	Q _{amm} (kN)
A	CPTU 01	16.0	-5.80	0.510	1400.5	998.5
A	CPT 02	16.0	-5.80	0.510	1429.9	1019.5
B	CPT 07	17.0	-6.80	0.510	1561.5	1113.3
B	CPTU 08	16.0	-5.80	0.510	1499.4	1069.1

D = 620 mm

Zona	Prove	L [m]	L _{punta} [m s.l.m.]	D [m]	R _{c,d} (kN)	Q _{amm} (kN)
A	CPTU 01	16.0	-5.80	0.620	1882.9	1342.5
A	CPT 02	16.0	-5.80	0.620	1918.6	1368.0
B	CPT 07	17.0	-6.80	0.620	2078.6	1482.0
B	CPTU 08	16.0	-5.80	0.620	2003.1	1428.2

7.3.1 Cedimenti della palificata

Tenuto conto che i pali si intestano nelle sabbie dense del IV strato, attraversando le formazioni limo argillose del I e III strato, i cedimenti dei plinti risultano dell'ordine di 1.0 ÷ 2.0 cm.

8 FONDAZIONI SU PALI E GRATICCIO DI TRAVI

Nello svolgimento delle analisi precedentemente esposte, si è presa in considerazione la possibilità di realizzare le fondazioni del fabbricato A su graticci di travi della larghezza di circa 2.00 m, prevedendo per la zona Sud la realizzazione di pali FDP della lunghezza di circa 6 m, e per la zona Nord scavi fino a superare i riporti ed impostare il magrone sulle sabbie di media densità. Gli abbassamenti medi per la zona Sud risultano pari a circa 5.0 cm e per la zona Nord di circa 3.5 cm. Tenuto conto dei tempi di costruzione e di quelli di consolidazione delle formazioni argillose, gli abbassamenti calcolati matureranno praticamente durante la costruzione.

I pali FDP della lunghezza utile di circa 6 m dalla +10.40 m s.l.m. e del diametro di 510 mm, hanno resistenze di progetto $R_{c,d} = 500 \text{ kN}$ ($Q_{amm} = 350 \text{ kN}$).

Non si esclude la possibilità di utilizzare per la zona Nord, onde evitare gli scavi, pali FDP lunghi circa 4 m, diametro 510 mm, con resistenze di progetto $R_{c,d} = 400 \text{ kN}$ ($Q_{amm} = 300 \text{ kN}$).

Per questi pali è necessario eseguire almeno due prove di carico prima del completamento della palificata.

9 OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Sulla base di quanto finora esposto, tenuto conto dell'entità dei cedimenti assoluti e differenziali della soluzione con pali prefabbricati ed infissi ed al fine di evitare gli effetti conseguenti alla battitura e vibroinfissione dei pali che possono propagarsi fino al vicino centro commerciale ed essere percepiti anche dagli utenti, si ritiene opportuno che la progettazione si orienti verso la soluzione con pali del tipo FDP.

Le considerazioni e calcolazioni svolte potranno essere integrate in relazione alle scelte progettuali definitive.

Padova, 18 agosto 2022

Prof. Ing. Alberto Mazzucato

DIAGRAMMI VALORI DI RESISTENZA q_c , f_s , R_f

CPT02

Committente: INCOS ITALIA SPA

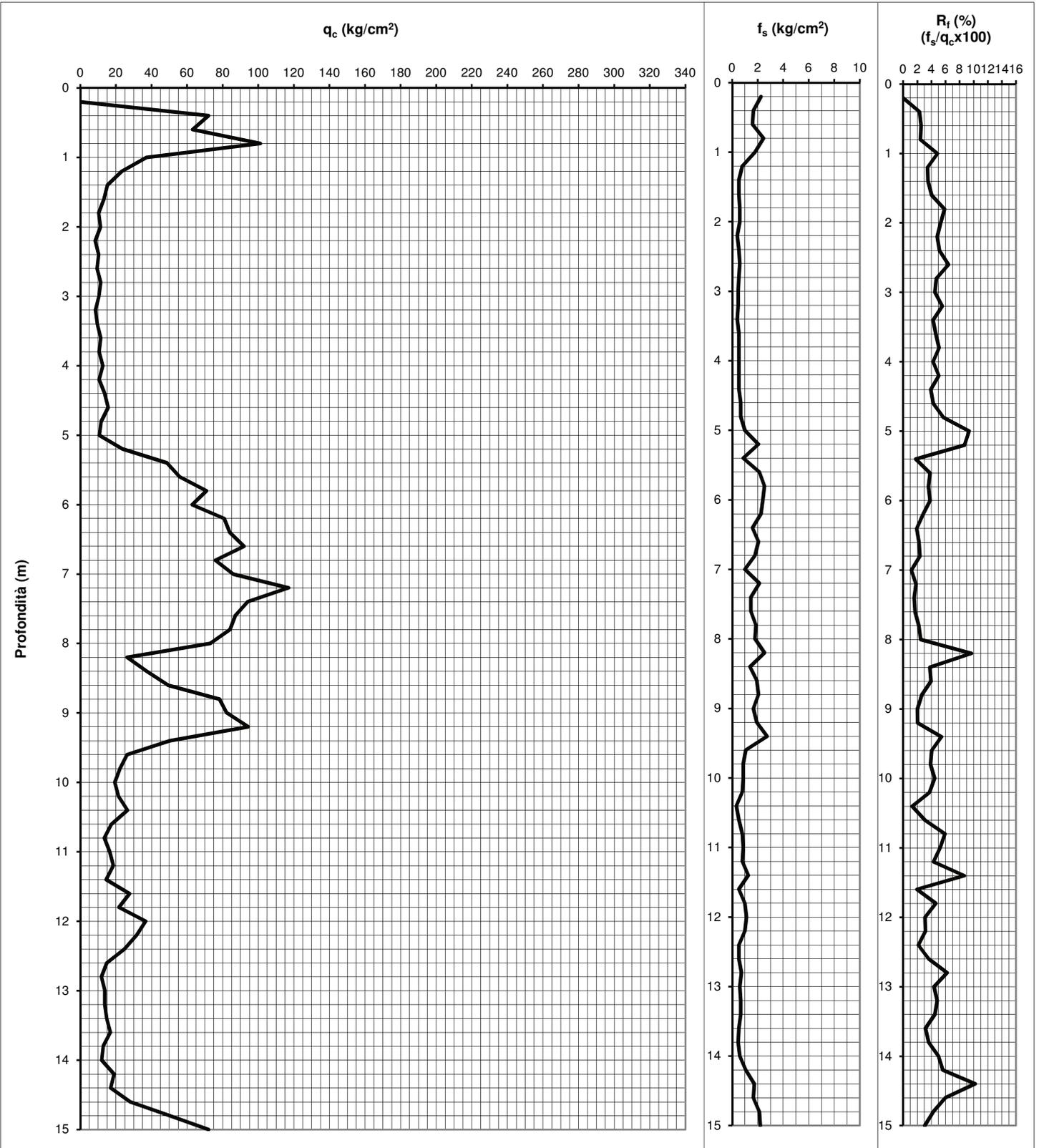
1/2

Località: via L. Zancan - Padova

Data: 14/06/2022

Prof. acqua in foro (m): 3,7 Quota inizio: p.c.

Penetrometro statico PAGANI TG 63-200
.da 20 t (con anello allargatore)
Punta meccanica tipo Begemann
Diametro = 35,7 mm
Angolo di apertura = 60°
Ap = 10 cm², At = 20cm², Am = 150cm²
Velocità di avanzamento = 2cm/s



DIAGRAMMI VALORI DI RESISTENZA q_c , f_s , R_f

CPT02

Committente: INCOS ITALIA SPA

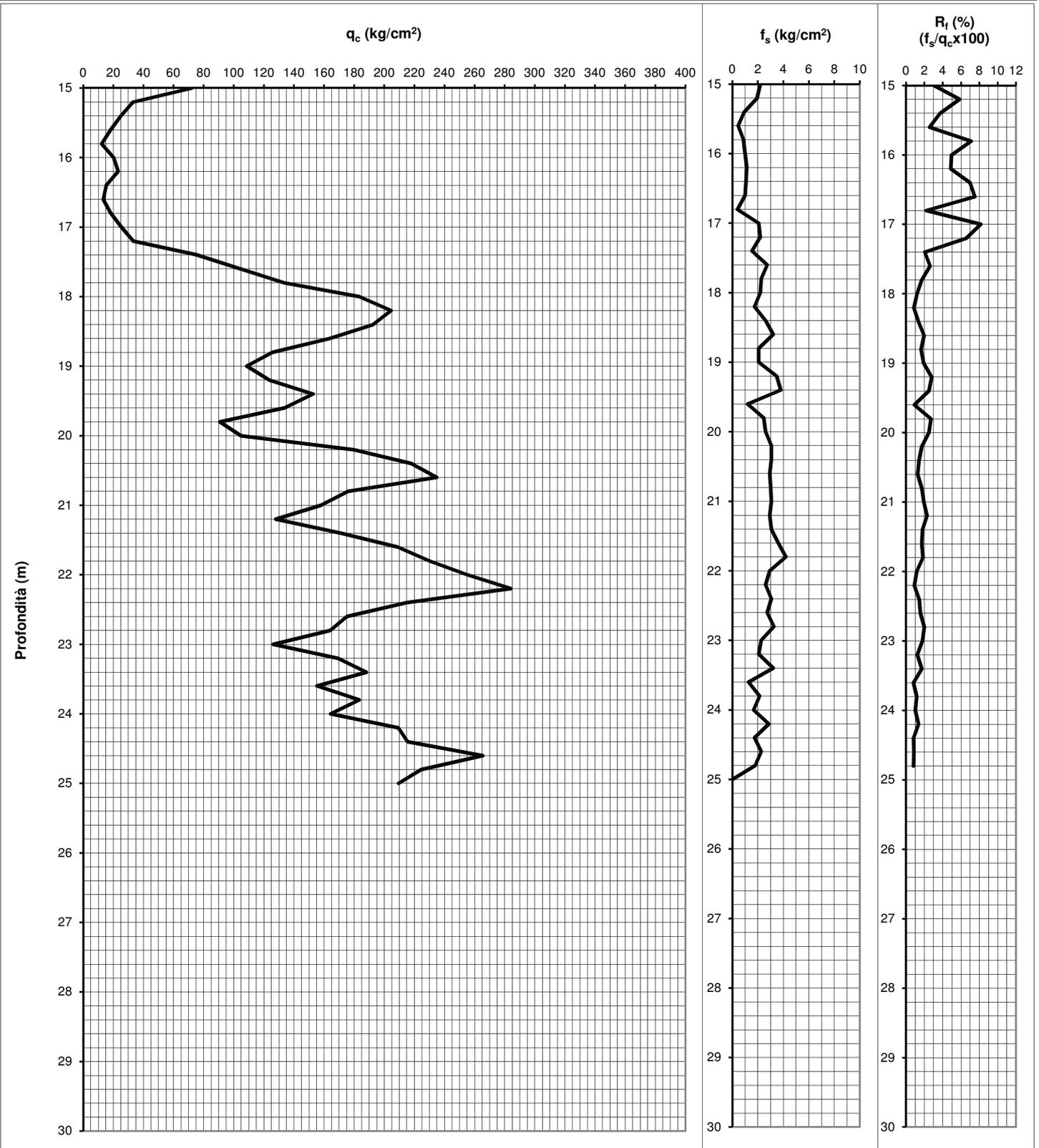
2/2

Località: via L. Zancan - Padova

Data: 14/06/2022

Prof. acqua in foro (m): 3,7 Quota inizio: p.c.

Penetrometro statico PAGANI TG 63-200
.da 20 t (con anello allargatore)
Punta meccanica tipo Begemann
Diametro = 35,7 mm
Angolo di apertura = 60°
Ap = 10 cm², At = 20cm², Am = 150cm²
Velocità di avanzamento = 2cm/s



DIAGRAMMI VALORI DI RESISTENZA q_c , f_s , R_f

CPT07

Committente: INCOS ITALIA SPA

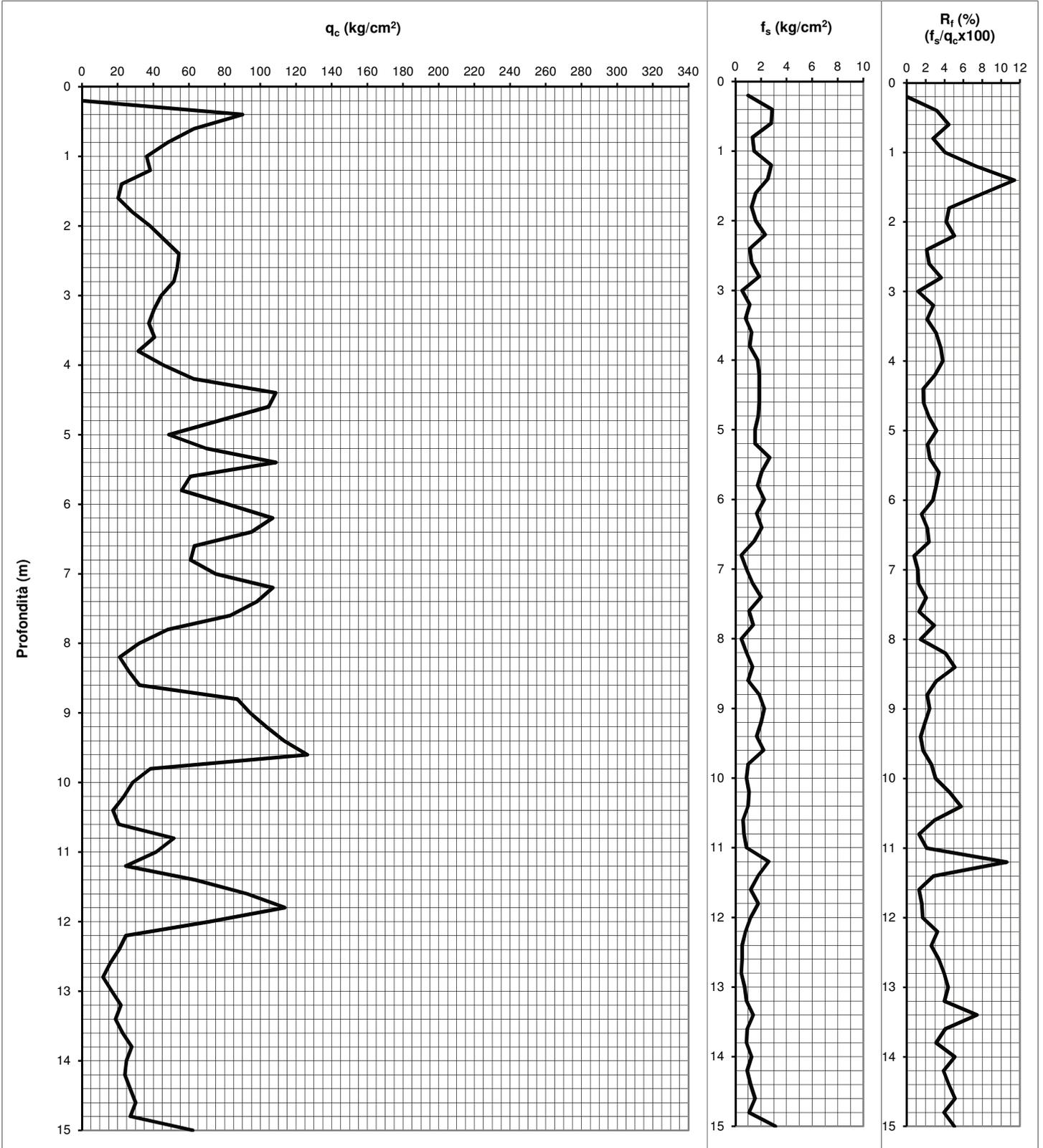
1/2

Località: via L. Zancan - Padova

Data: 14/06/2022

Prof. acqua in foro (m): 2,45 Quota inizio: p.c.

Penetrometro statico PAGANI TG 63-200
 .da 20 t (con anello allargatore)
 Punta meccanica tipo Begemann
 Diametro = 35,7 mm
 Angolo di apertura = 60°
 $A_p = 10 \text{ cm}^2$, $A_t = 20 \text{ cm}^2$, $A_m = 150 \text{ cm}^2$
 Velocità di avanzamento = 2cm/s



DIAGRAMMI VALORI DI RESISTENZA q_c , f_s , R_f

CPT07

Committente: INCOS ITALIA SPA

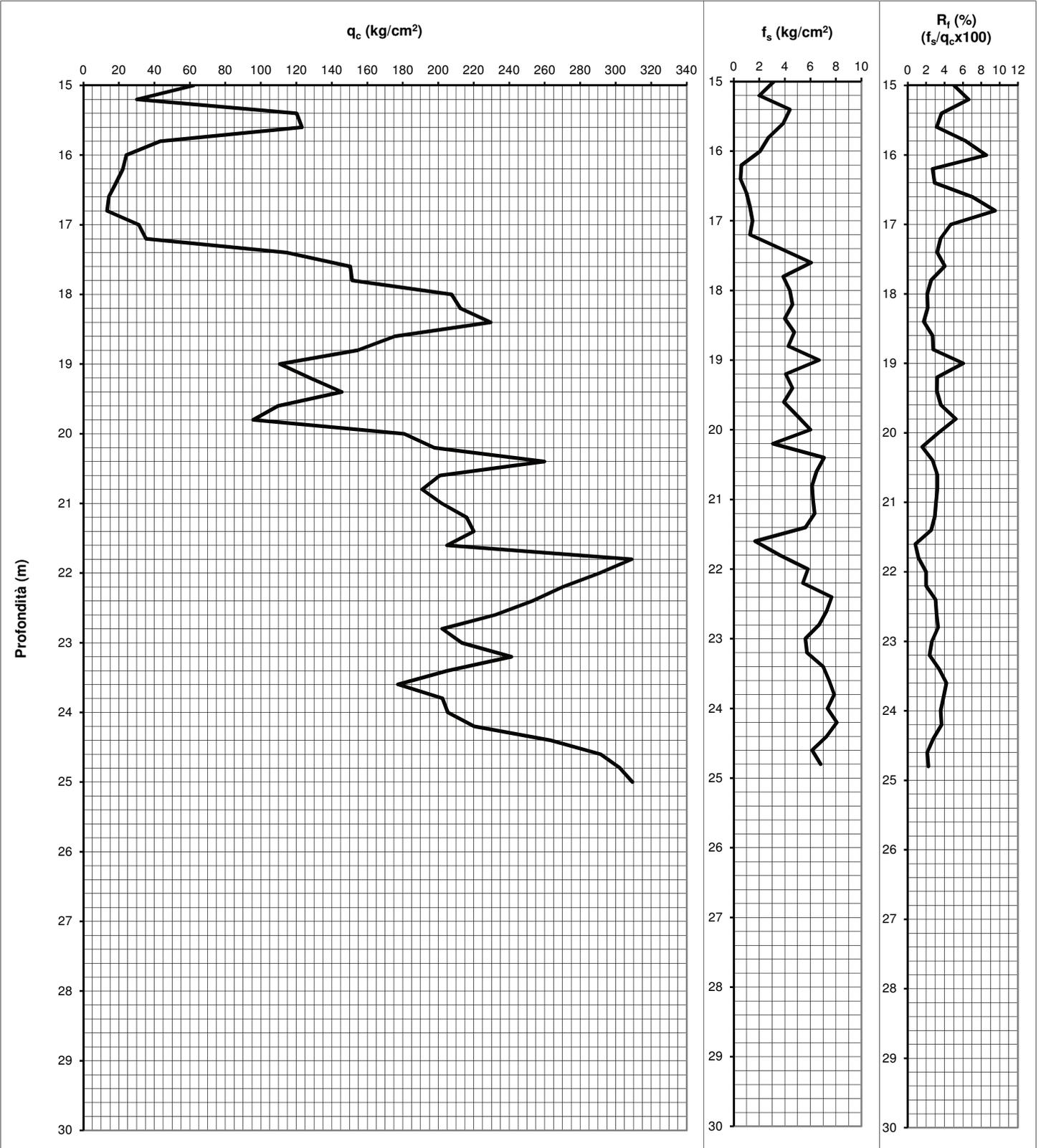
2/2

Località: via L. Zancan - Padova

Data: 14/06/2022

Prof. acqua in foro (m): 2,45 Quota inizio: p.c.

Penetrometro statico PAGANI TG 63-200
.da 20 t (con anello allargatore)
Punta meccanica tipo Begemann
Diametro = 35,7 mm
Angolo di apertura = 60°
Ap = 10 cm², At = 20cm², Am = 150cm²
Velocità di avanzamento = 2cm/s



DIAGRAMMI VALORI DI RESISTENZA q_c , f_s , R_f

CPT12

Committente: INCOS ITALIA SPA

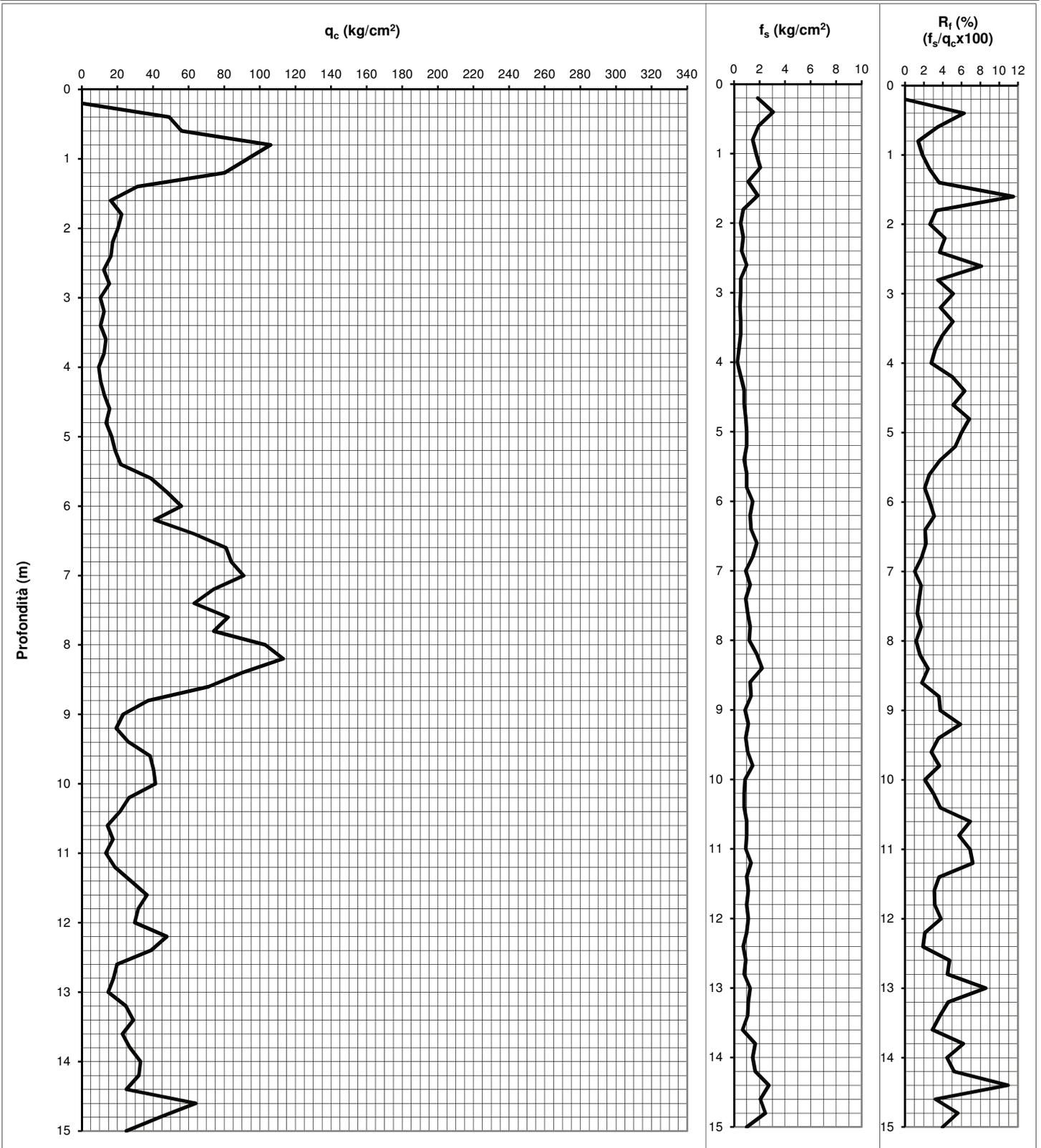
1/2

Località: via L. Zancan - Padova

Data: 14/06/2022

Prof. acqua in foro (m): 3,00 Quota inizio: p.c.

Penetrometro statico PAGANI TG 63-200
 .da 20 t (con anello allargatore)
 Punta meccanica tipo Begemann
 Diametro = 35,7 mm
 Angolo di apertura = 60°
 Ap = 10 cm², At = 20cm², Am = 150cm²
 Velocità di avanzamento = 2cm/s



DIAGRAMMI VALORI DI RESISTENZA q_c , f_s , R_f

CPT12

Committente: INCOS ITALIA SPA

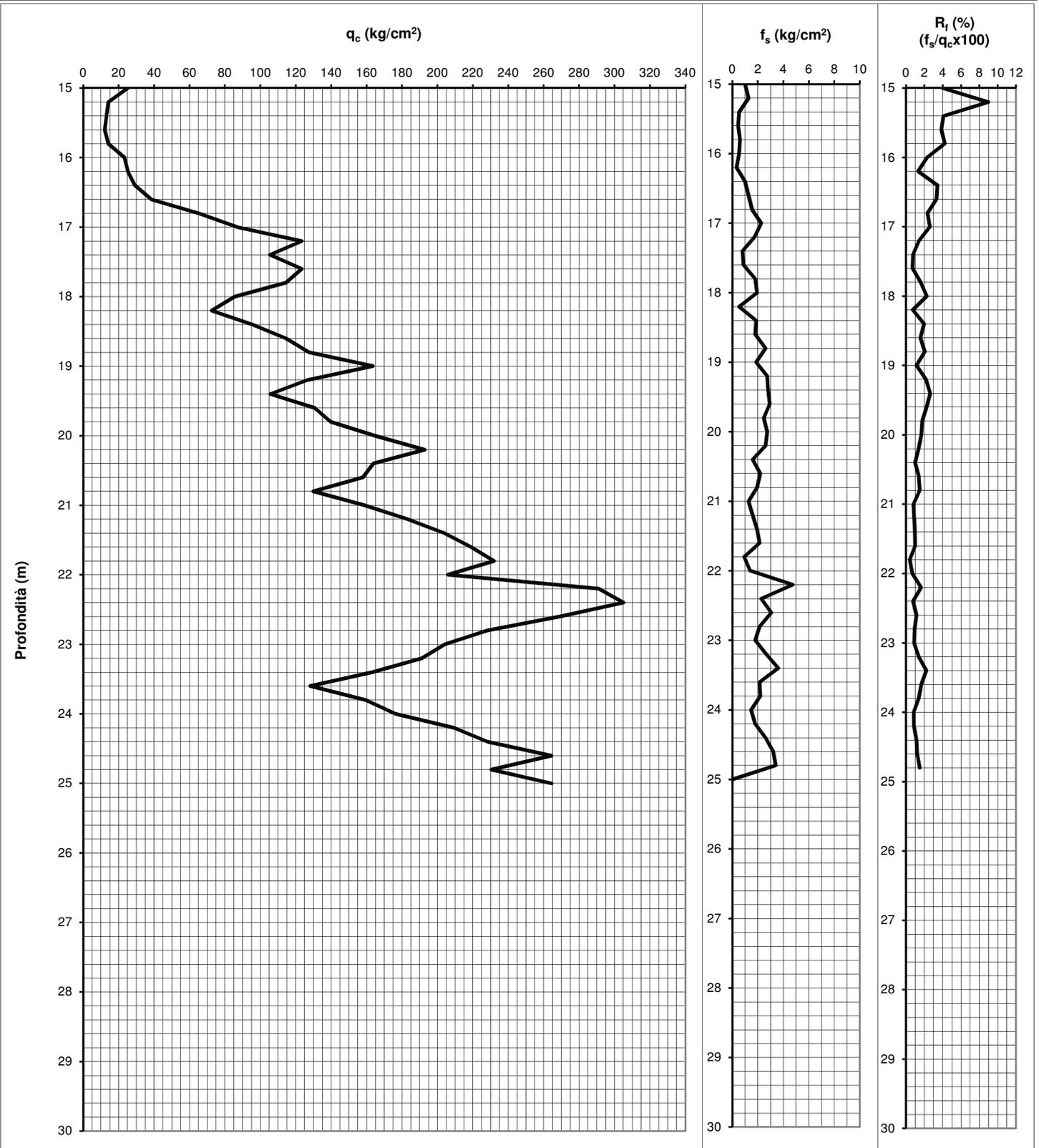
2/2

Località: via L. Zancan - Padova

Data: 14/06/2022

Prof. acqua in foro (m): 3,00 Quota inizio: p.c.

Penetrometro statico PAGANI TG 63-200
.da 20 t (con anello allargatore)
Punta meccanica tipo Begemann
Diametro = 35,7 mm
Angolo di apertura = 60°
Ap = 10 cm², At = 20cm², Am = 150cm²
Velocità di avanzamento = 2cm/s



DIAGRAMMI VALORI DI RESISTENZA q_c , f_s , R_f

CPT13

Committente: INCOS ITALIA SPA

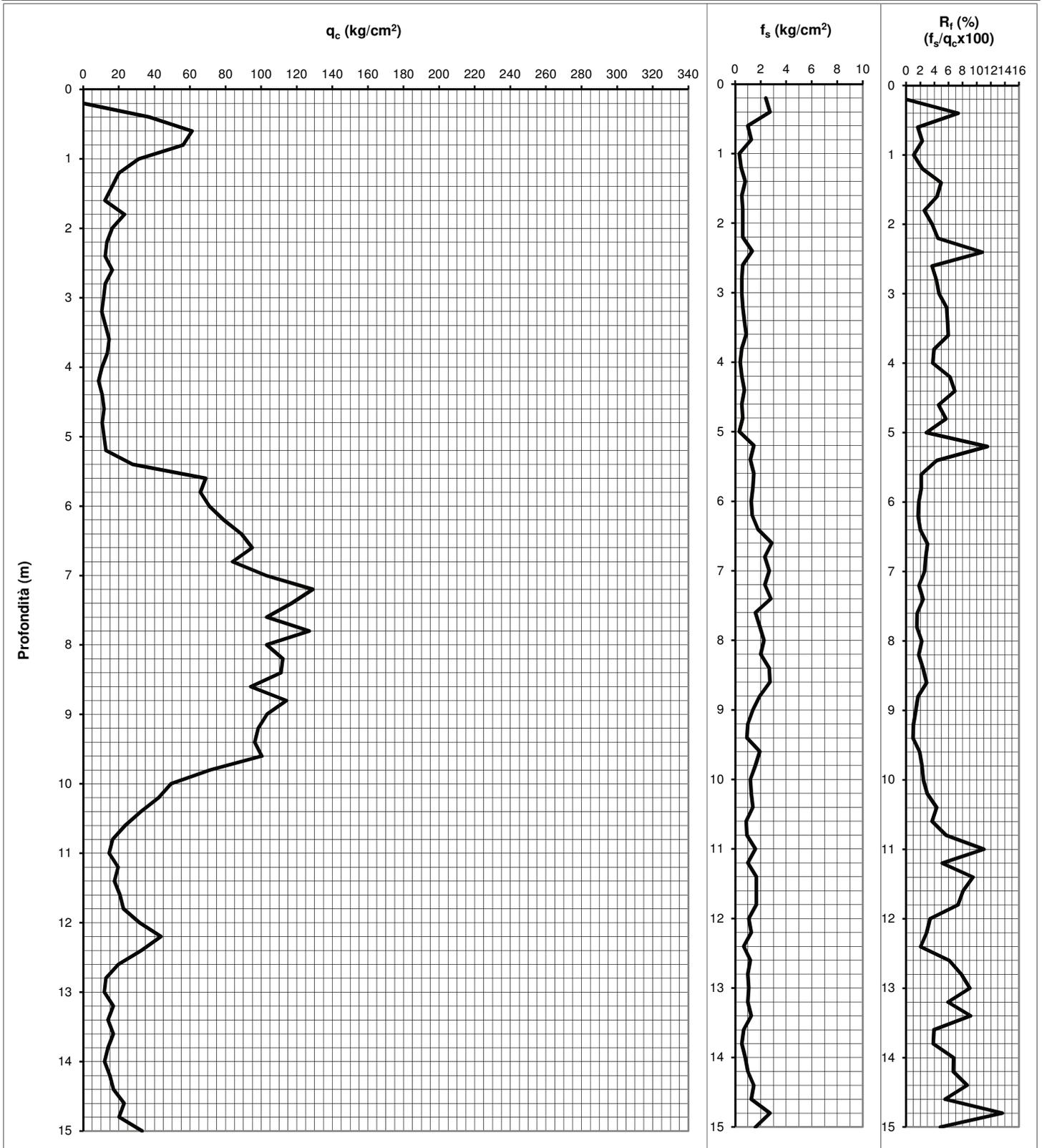
1/2

Località: via L. Zancan - Padova

Data: 14/06/2022

Prof. acqua in foro (m): 3,7 Quota inizio: p.c.

Penetrometro statico PAGANI TG 63-200
 .da 20 t (con anello allargatore)
 Punta meccanica tipo Begemann
 Diametro = 35,7 mm
 Angolo di apertura = 60°
 Ap = 10 cm², At = 20cm², Am = 150cm²
 Velocità di avanzamento = 2cm/s



DIAGRAMMI VALORI DI RESISTENZA q_c , f_s , R_f

CPT13

Committente: INCOS ITALIA SPA

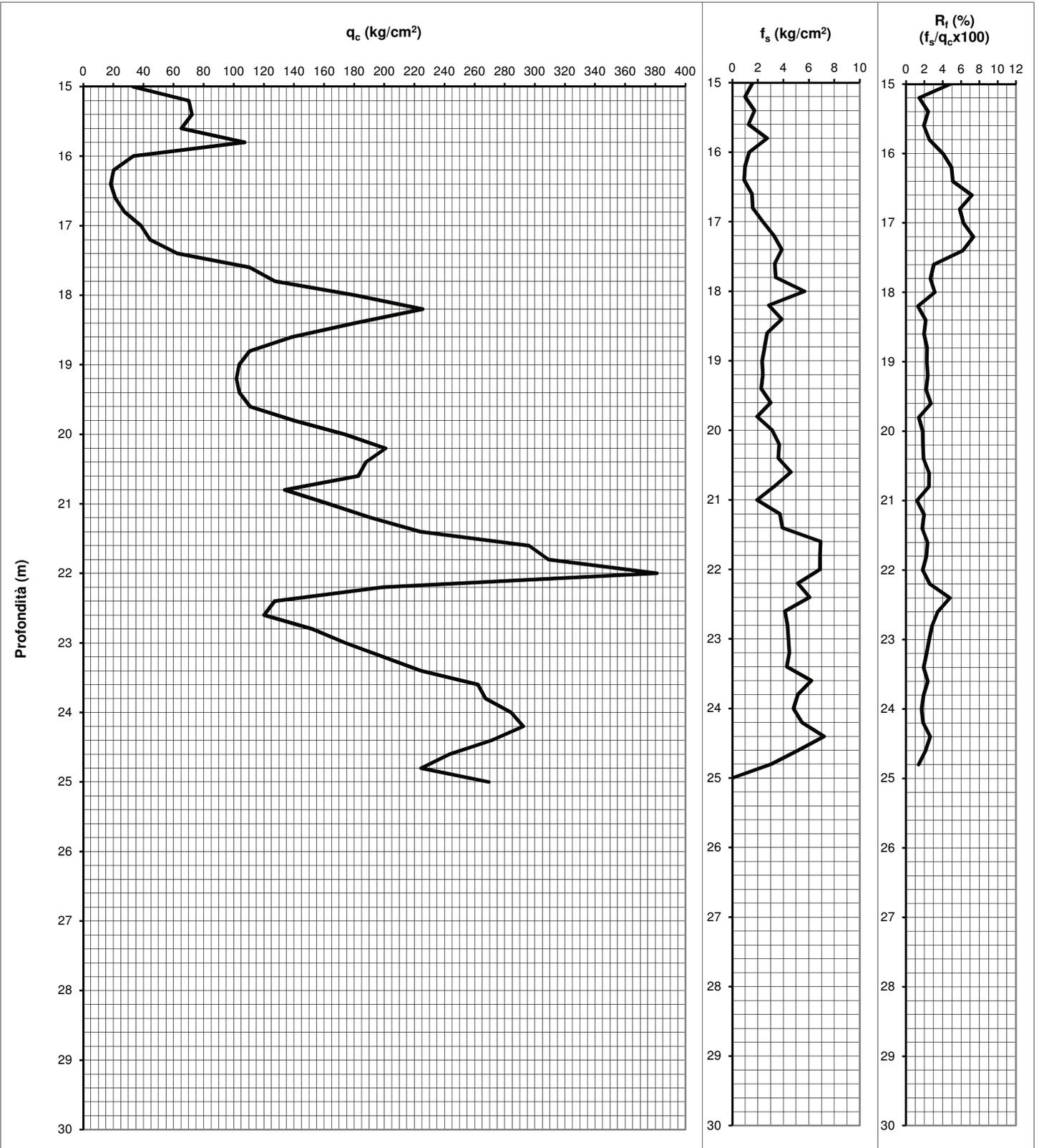
2/2

Località: via L. Zancan - Padova

Data: 14/06/2022

Prof. acqua in foro (m): 3,7 Quota inizio: p.c.

Penetrometro statico PAGANI TG 63-200
.da 20 t (con anello allargatore)
Punta meccanica tipo Begemann
Diametro = 35,7 mm
Angolo di apertura = 60°
Ap = 10 cm², At = 20cm², Am = 150cm²
Velocità di avanzamento = 2cm/s

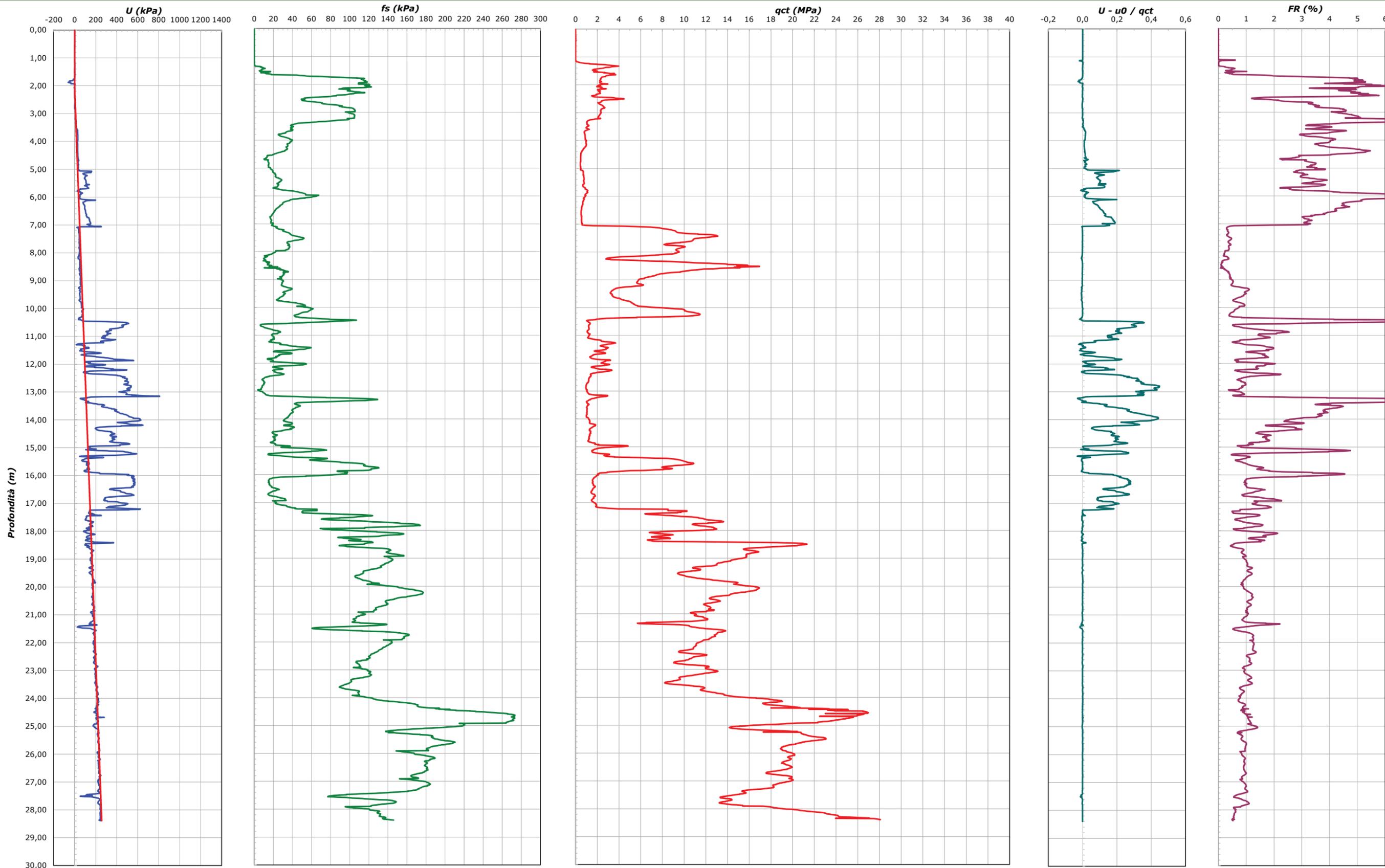


COMMITTENTE INCOS ITALIA SPA
CANTIERE Via L. Zancan - Padova
 CPTU N° CPTU01
 DATA 22/06/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 2,20
 PREFORO (m da p.c.) 1,12

QUOTA p.c. (m s.l.m.) -
 TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
 LONG. -
 NOTE: -

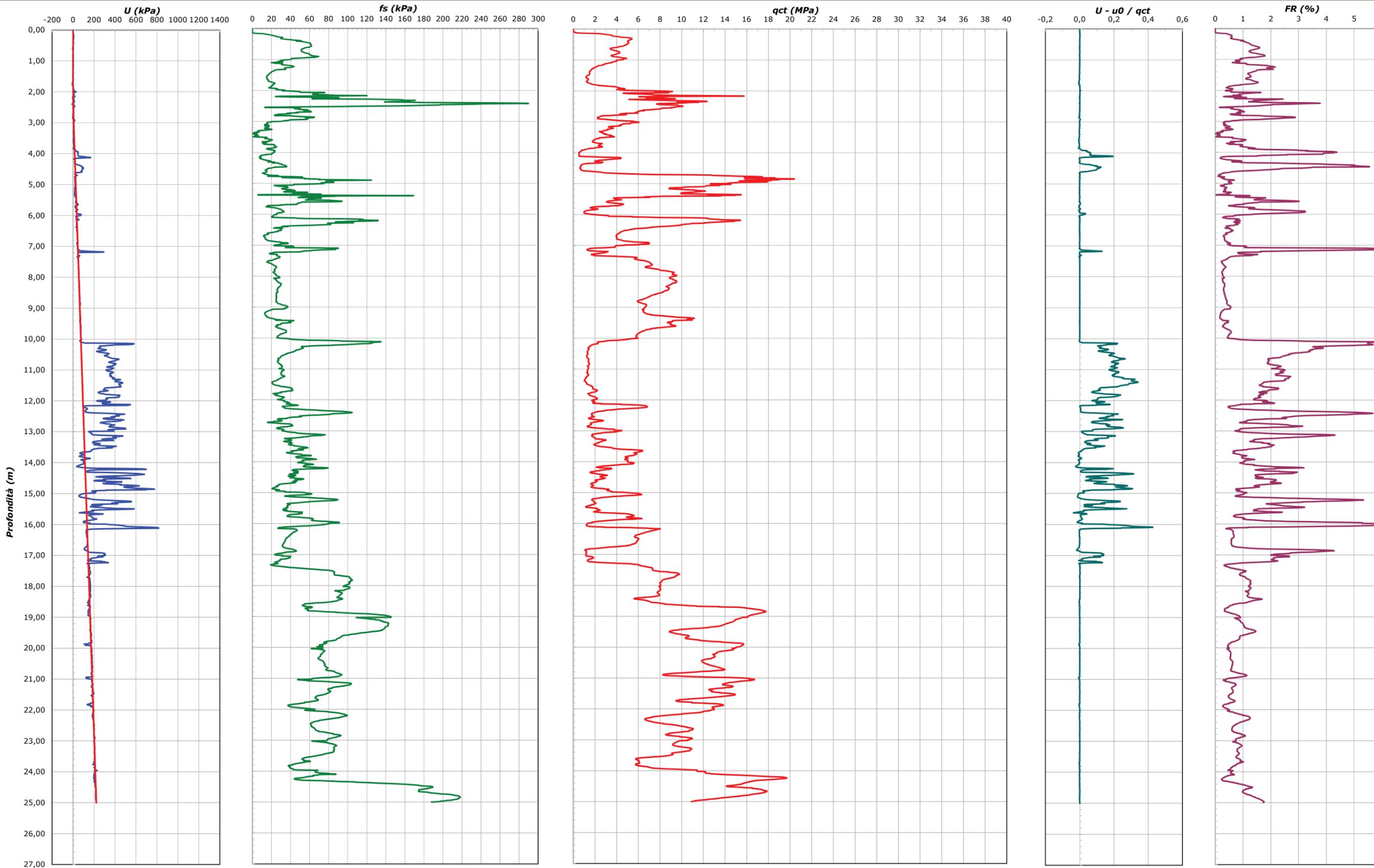


COMMITTENTE **INCOS ITALIA SPA**
CANTIERE **Via L. Zancan - Padova**
CPTU N° CPTU03
DATA 22/06/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 2,40
PREFORO (m da p.c.) 0,13

QUOTA p.c. (m s.l.m.) -
TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
LONG. -
NOTE: -

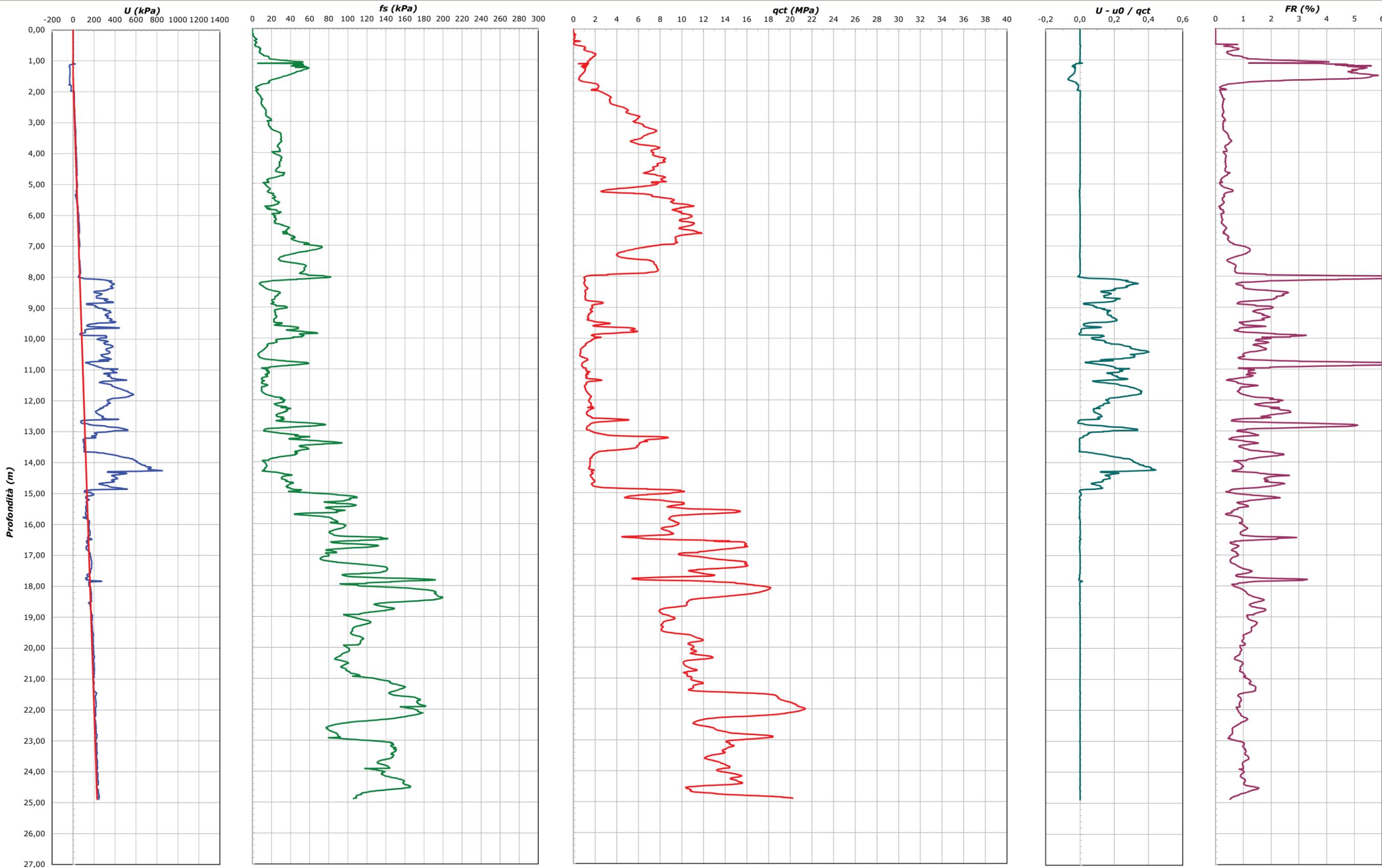


COMMITTENTE **INCOS ITALIA SPA**
CANTIERE **Via L. Zancan - Padova**
CPTU N° CPTU04
DATA 16/06/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 1,50
PREFORO (m da p.c.) 0,51

QUOTA p.c. (m s.l.m.m.) -
TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
LONG. -
NOTE: -

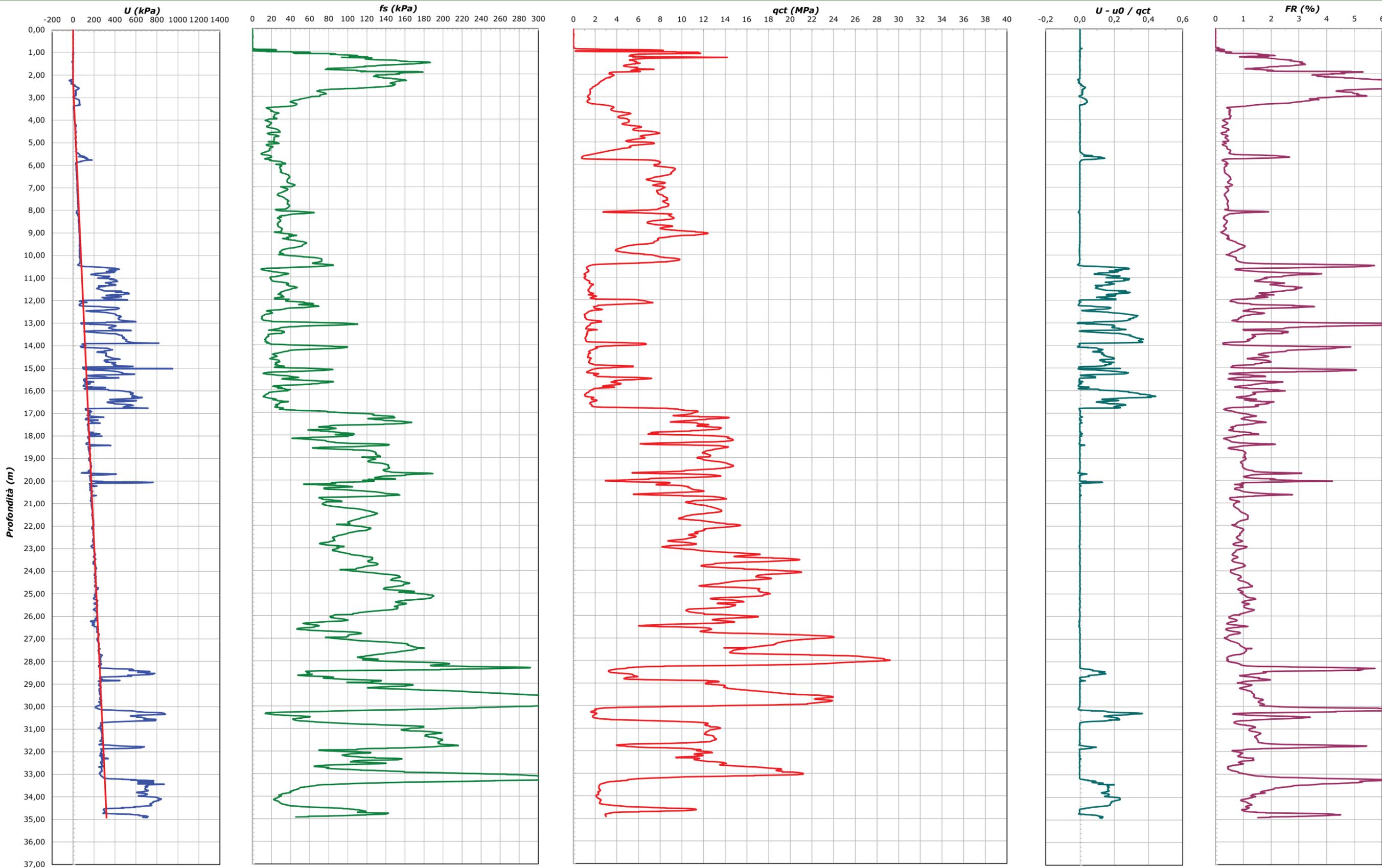


COMMITTENTE INCOS ITALIA SPA
CANTIERE Via L. Zancan - Padova
 CPTU N° CPTU05
 DATA 15/06/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 2,35
 PREFORO (m da p.c.) 0,85

QUOTA p.c. (m s.l.m.) -
 TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
 LONG. -
 NOTE: -

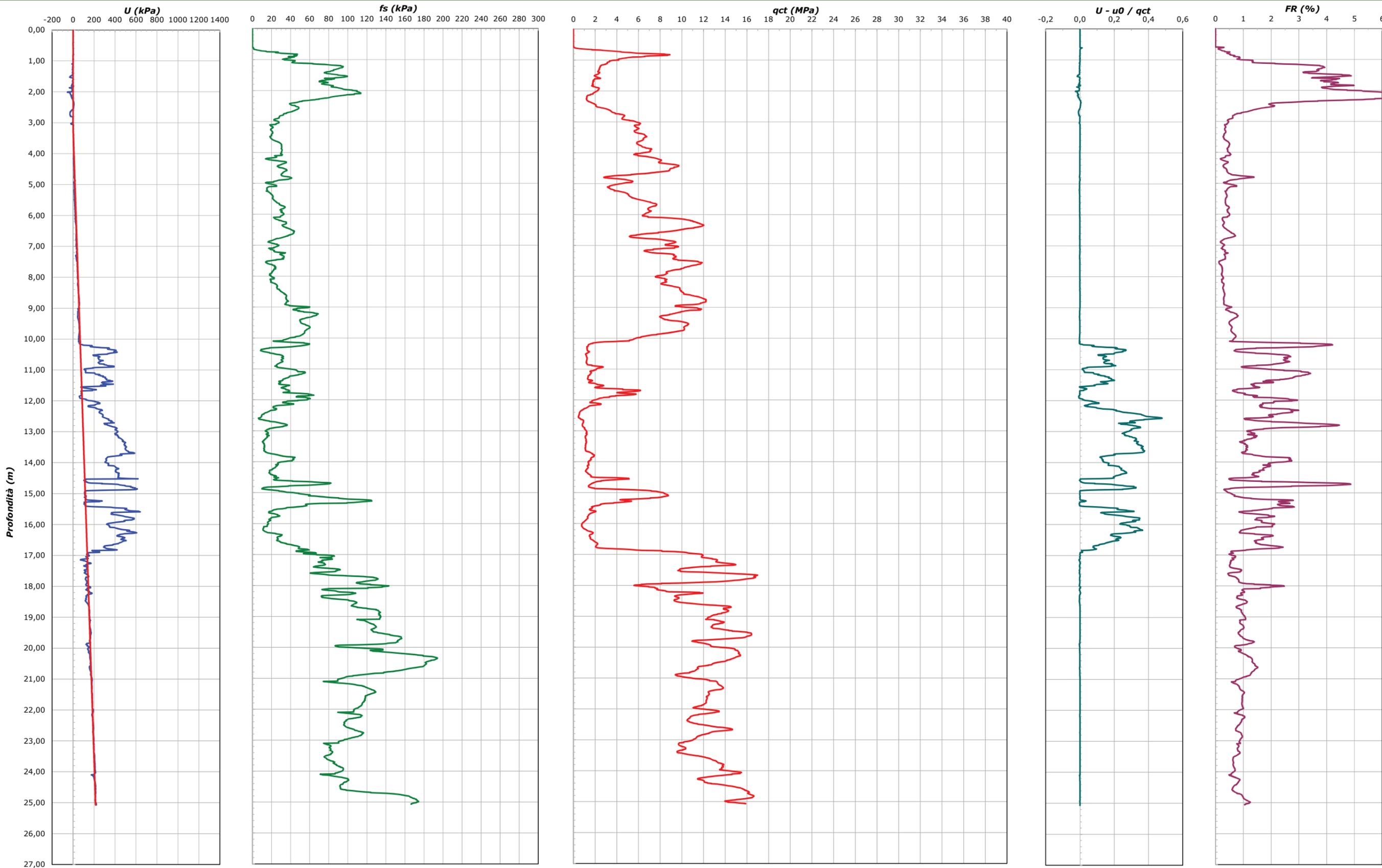


COMMITTENTE INCOS ITALIA SPA
CANTIERE Via L. Zancan - Padova
 CPTU N° CPTU06
 DATA 15/06/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 3,20
 PREFORO (m da p.c.) 0,60

QUOTA p.c. (m s.l.m.) -
 TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
 LONG. -
 NOTE: -

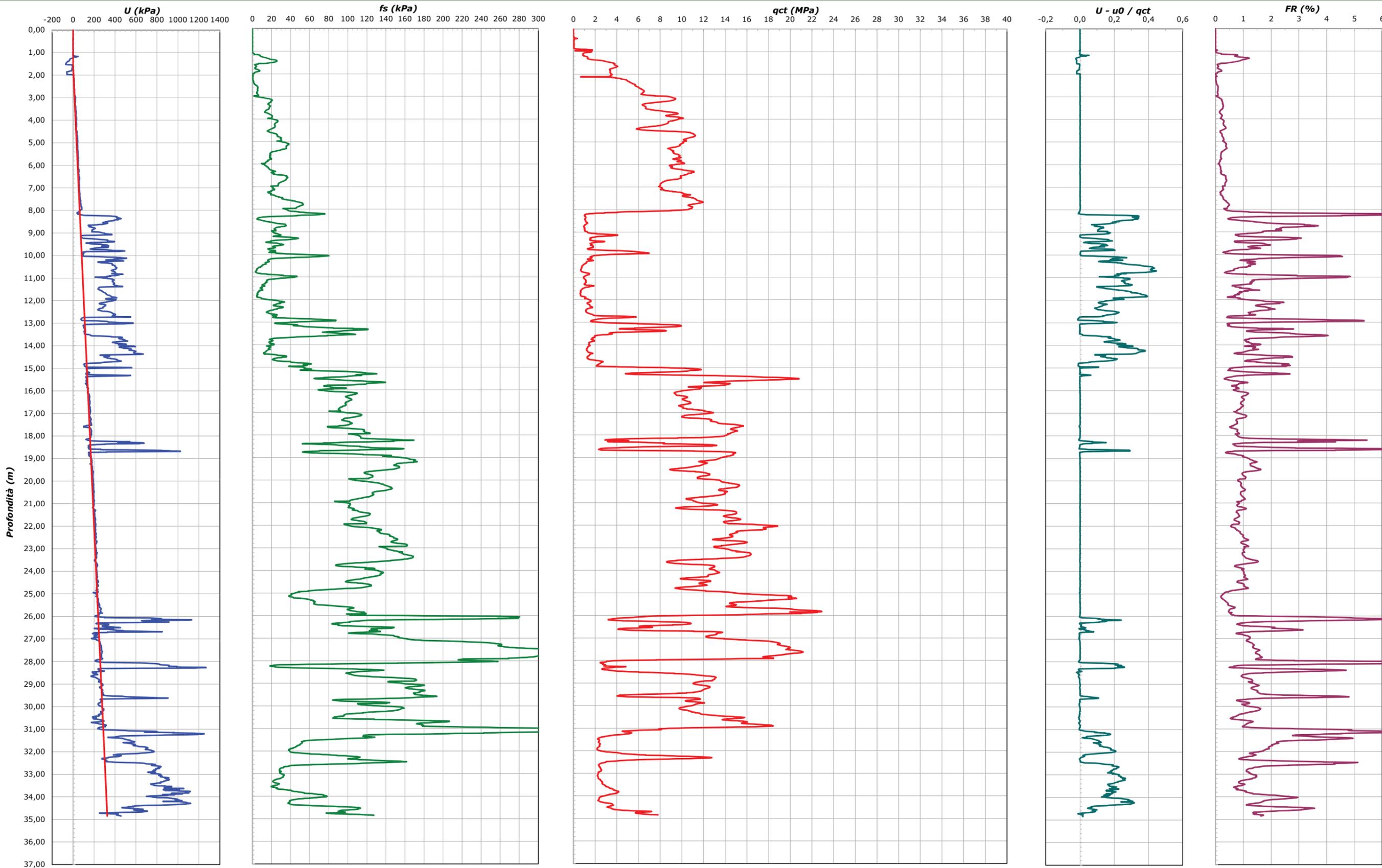


COMMITTENTE **INCOS ITALIA SPA**
CANTIERE **Via L. Zancan - Padova**
CPTU N° CPTU08
DATA 16/06/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 1,60
PREFORO (m da p.c.) 0,90

QUOTA p.c. (m s.l.m.) -
TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
LONG. -
NOTE: -

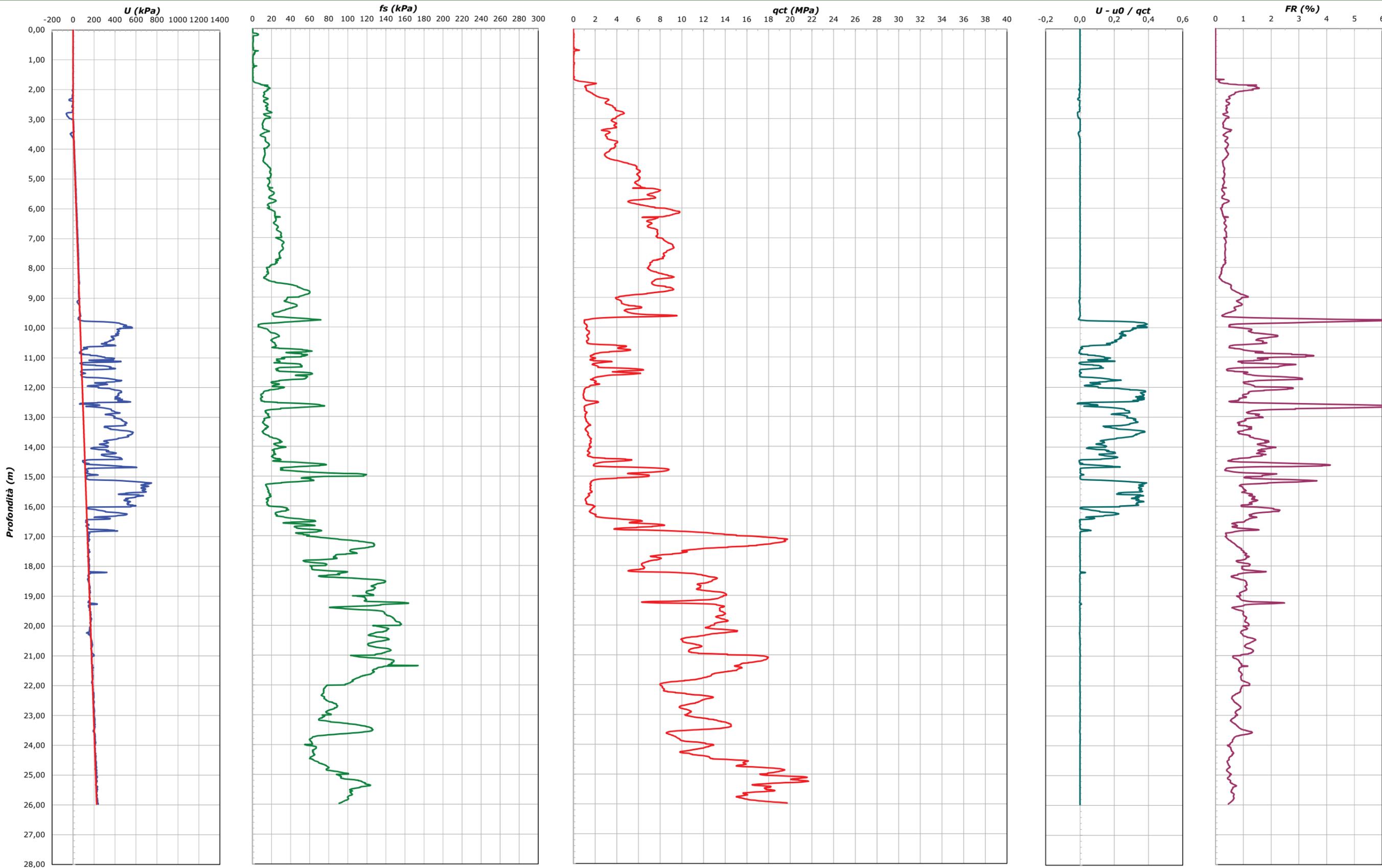


COMMITTENTE **INCOS ITALIA SPA**
CANTIERE **Via L. Zancan - Padova**
CPTU N° CPTU09
DATA 16/06/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 3,00
PREFORO (m da p.c.) 1,70

QUOTA p.c. (m s.l.m.) -
TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
LONG. -
NOTE: -

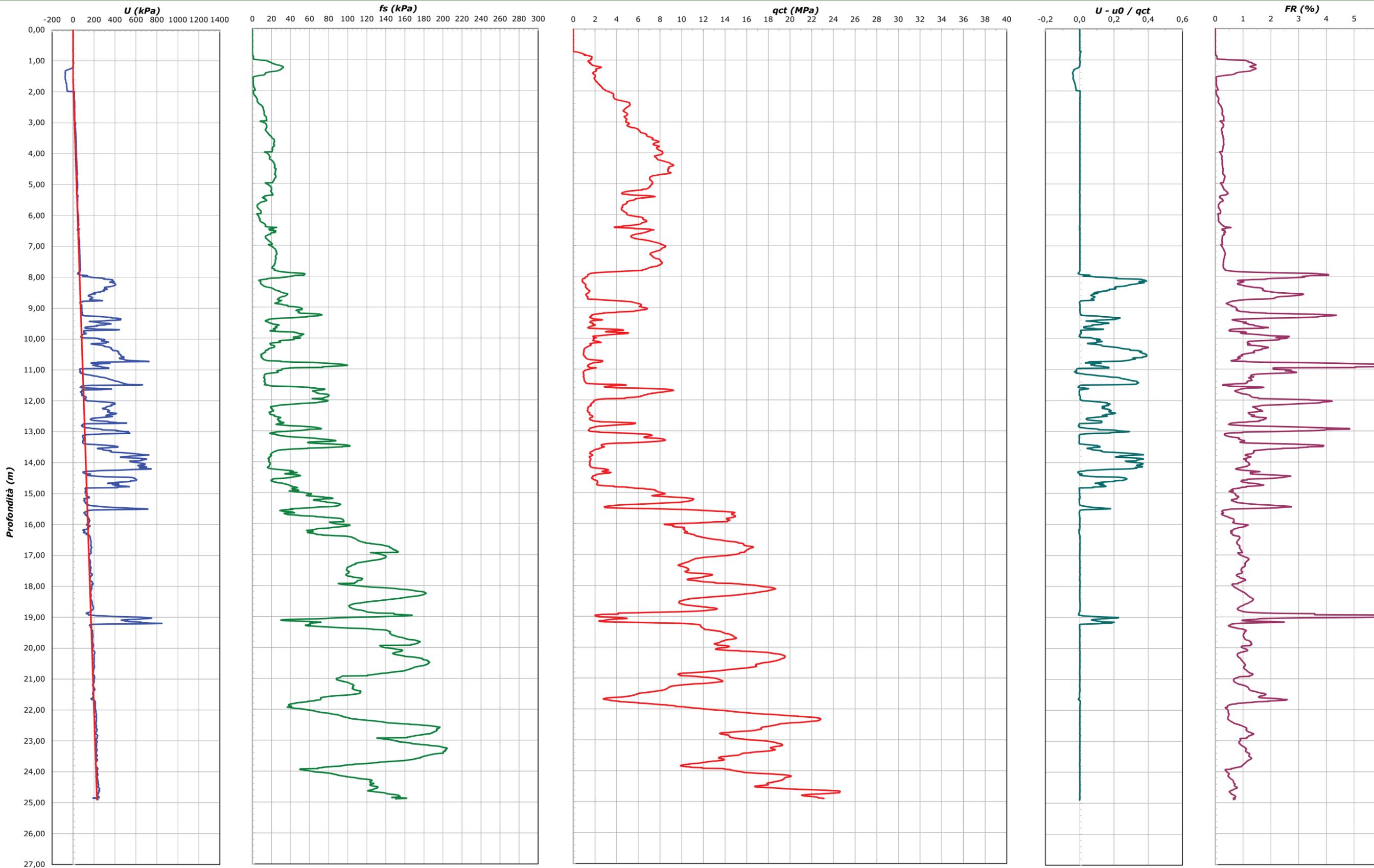


COMMITTENTE INCOS ITALIA SPA
CANTIERE Via L. Zancan - Padova
 CPTU N° CPTU10
 DATA 16/06/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 1,60
 PREFORO (m da p.c.) 0,70

QUOTA p.c. (m s.l.m.m.) -
 TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
 LONG. -
 NOTE: -



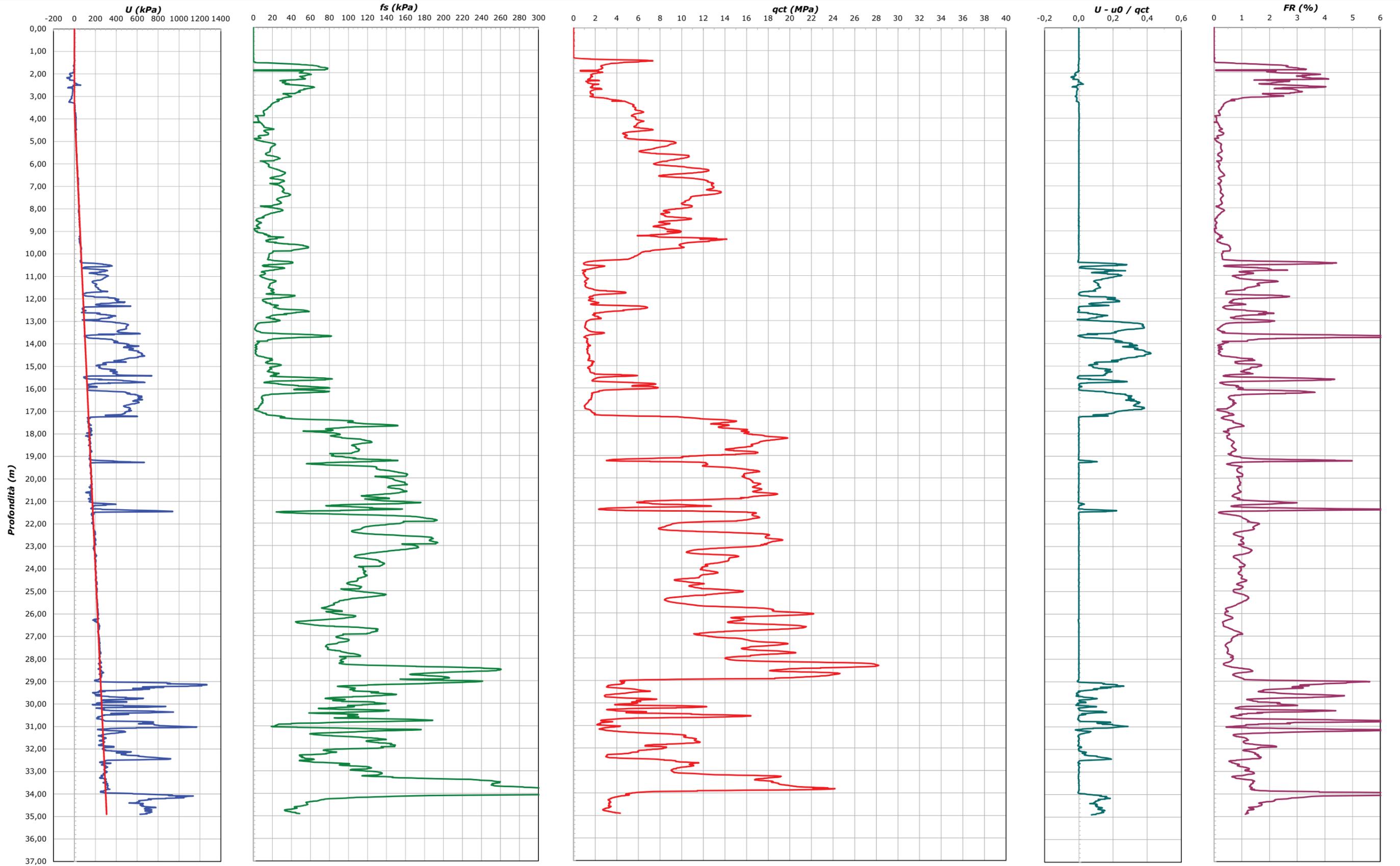
PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PIEZOCONO

COMMITTENTE INCOS ITALIA SPA
CANTIERE Via L. Zancan - Padova
 CPTU N° CPTU11
 DATA 23/06/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 3,50
 PREFORO (m da p.c.) 1,34

QUOTA p.c. (m s.l.m.) -
 TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
 LONG. -
 NOTE: -



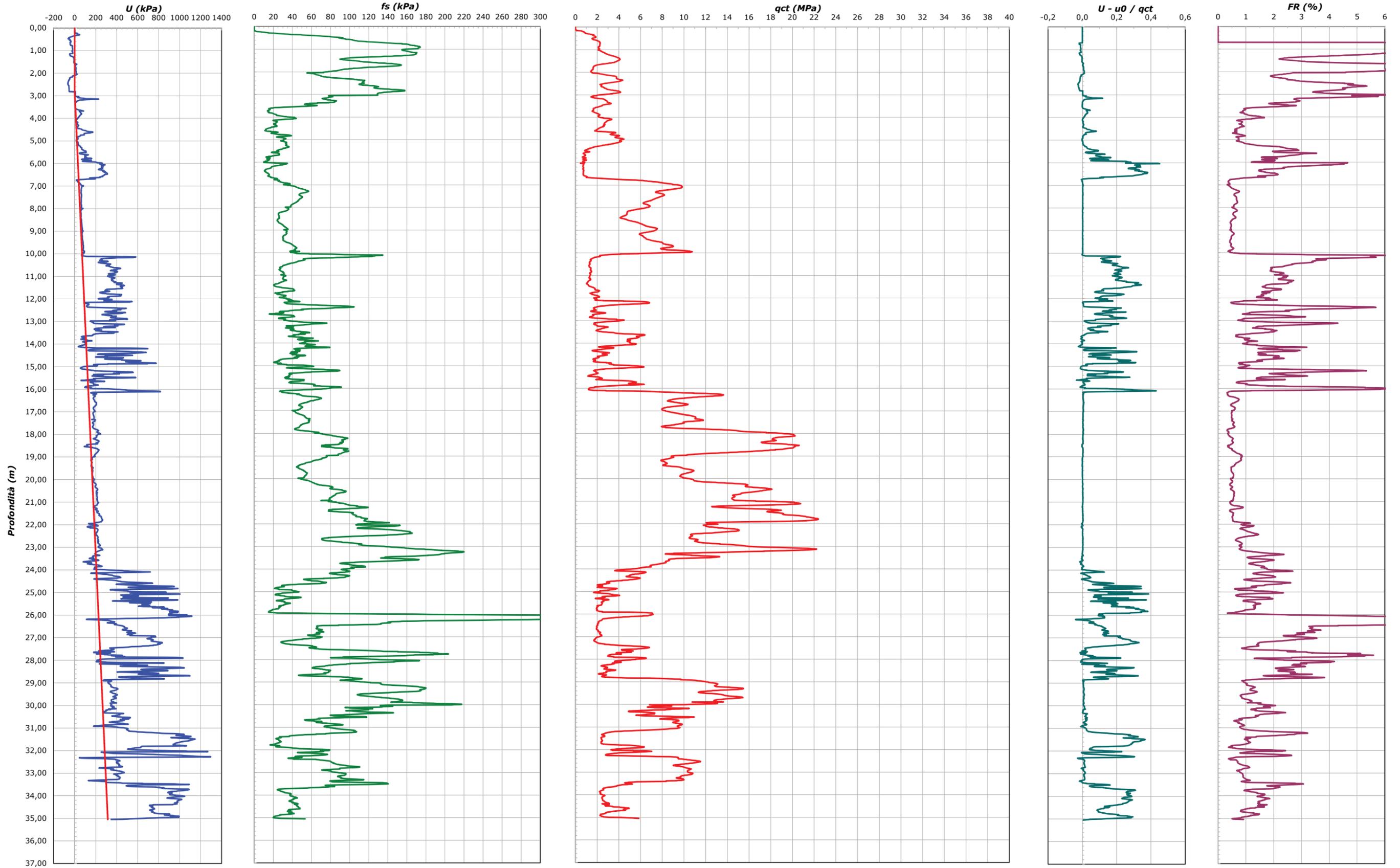
PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PIEZOCONO

COMMITTENTE INCOS ITALIA SPA
CANTIERE Via L. Zancan - Padova
 CPTU N° CPTU14
 DATA 23/06/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 2,85
 PREFORO (m da p.c.) 0,70

QUOTA p.c. (m s.l.m.) -
 TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
 LONG. -
 NOTE: -



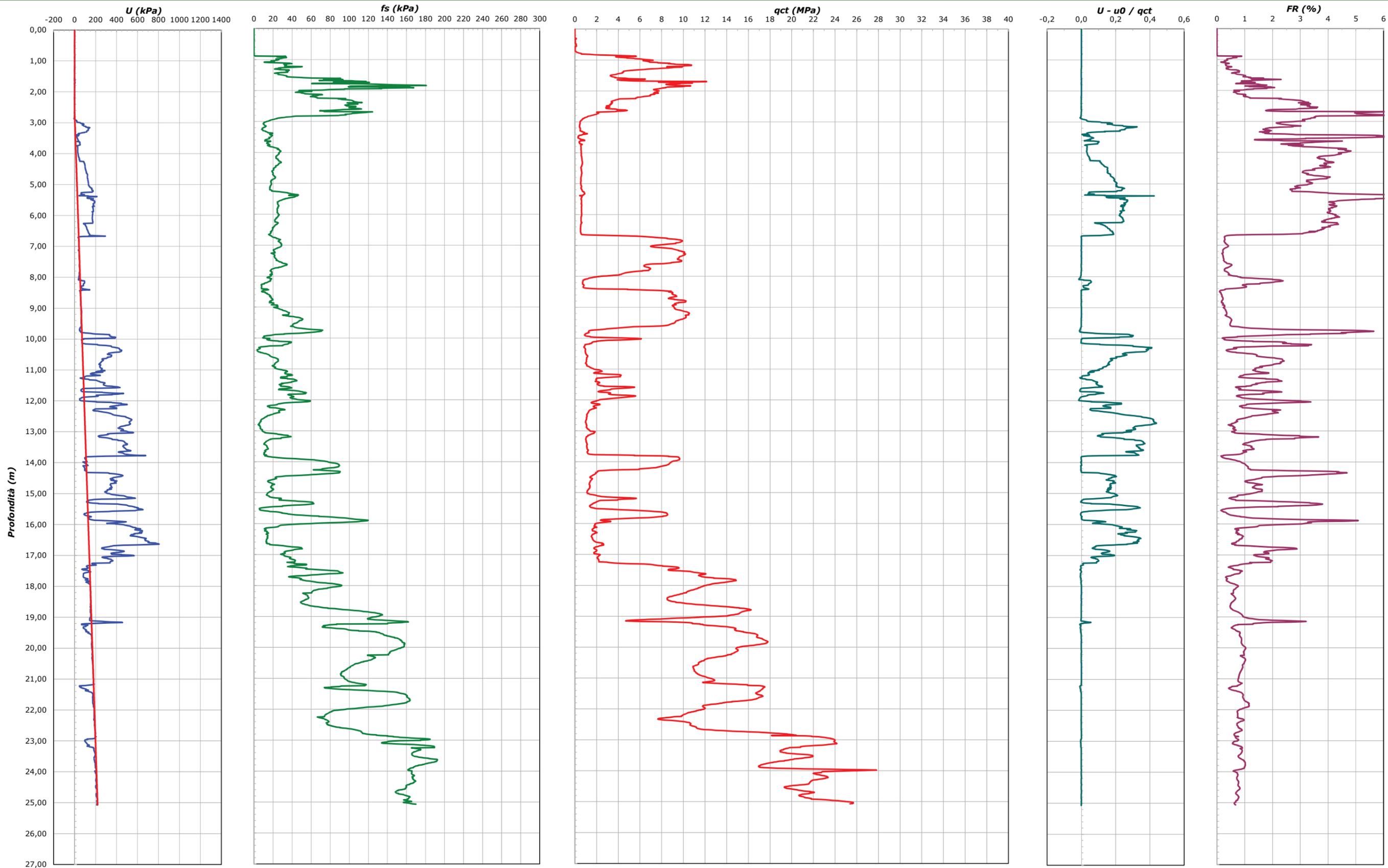
PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PIEZOCONO

COMMITTENTE **INCOS ITALIA SPA**
CANTIERE **Via L. Zancan - Padova**
CPTU N° CPTU15
DATA 23/06/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 2,70
PREFORO (m da p.c.) 0,80

QUOTA p.c. (m s.l.m.) -
TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
LONG. -
NOTE: -

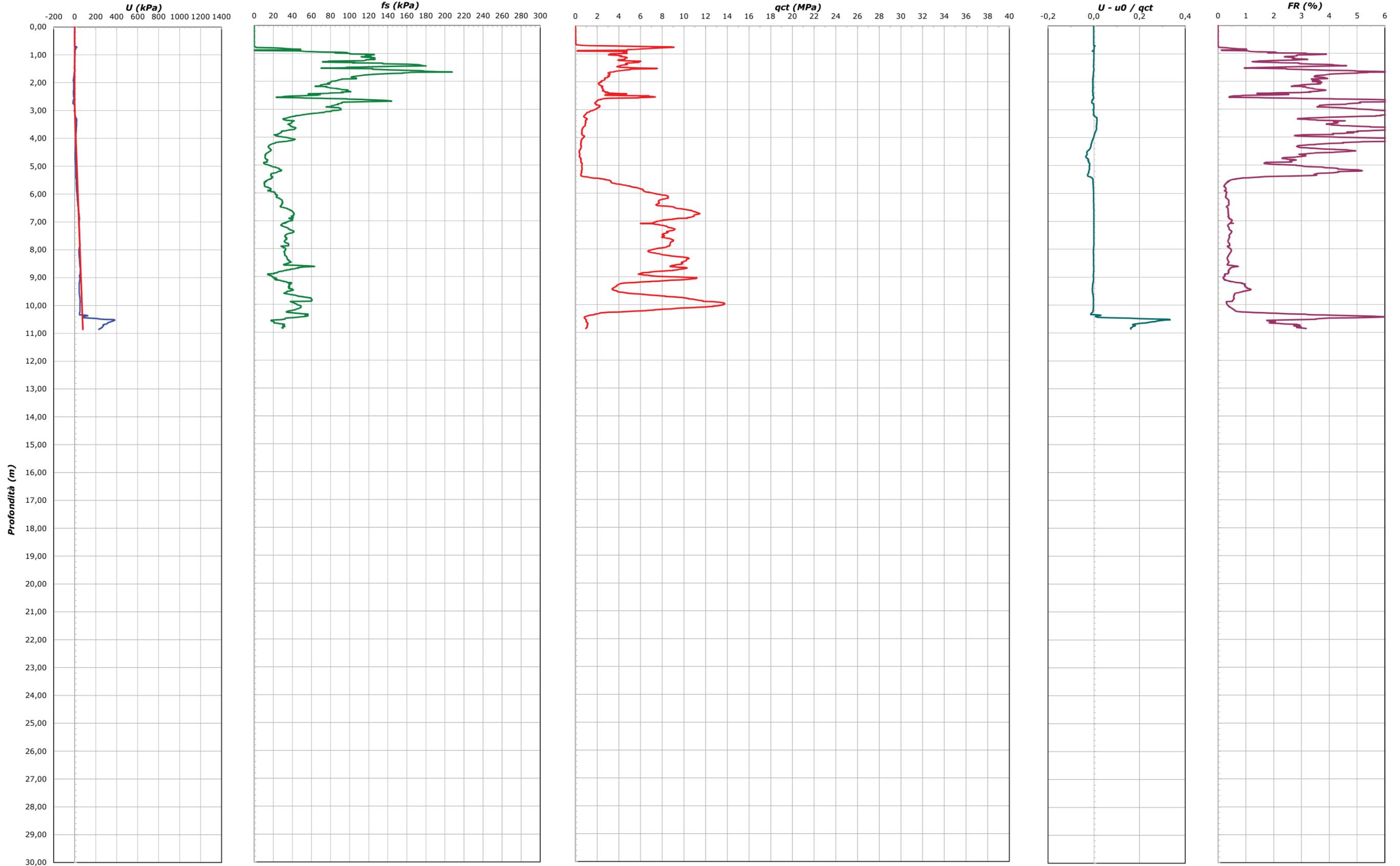


COMMITTENTE INCOS ITALIA SPA
CANTIERE Via L. Zancan - Padova
 CPTU N° CPTU18
 DATA 29/07/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 2,90
 PREFORO (m da p.c.) 0,70

QUOTA p.c. (m s.l.m.) -
 TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
 LONG. -
 NOTE: -

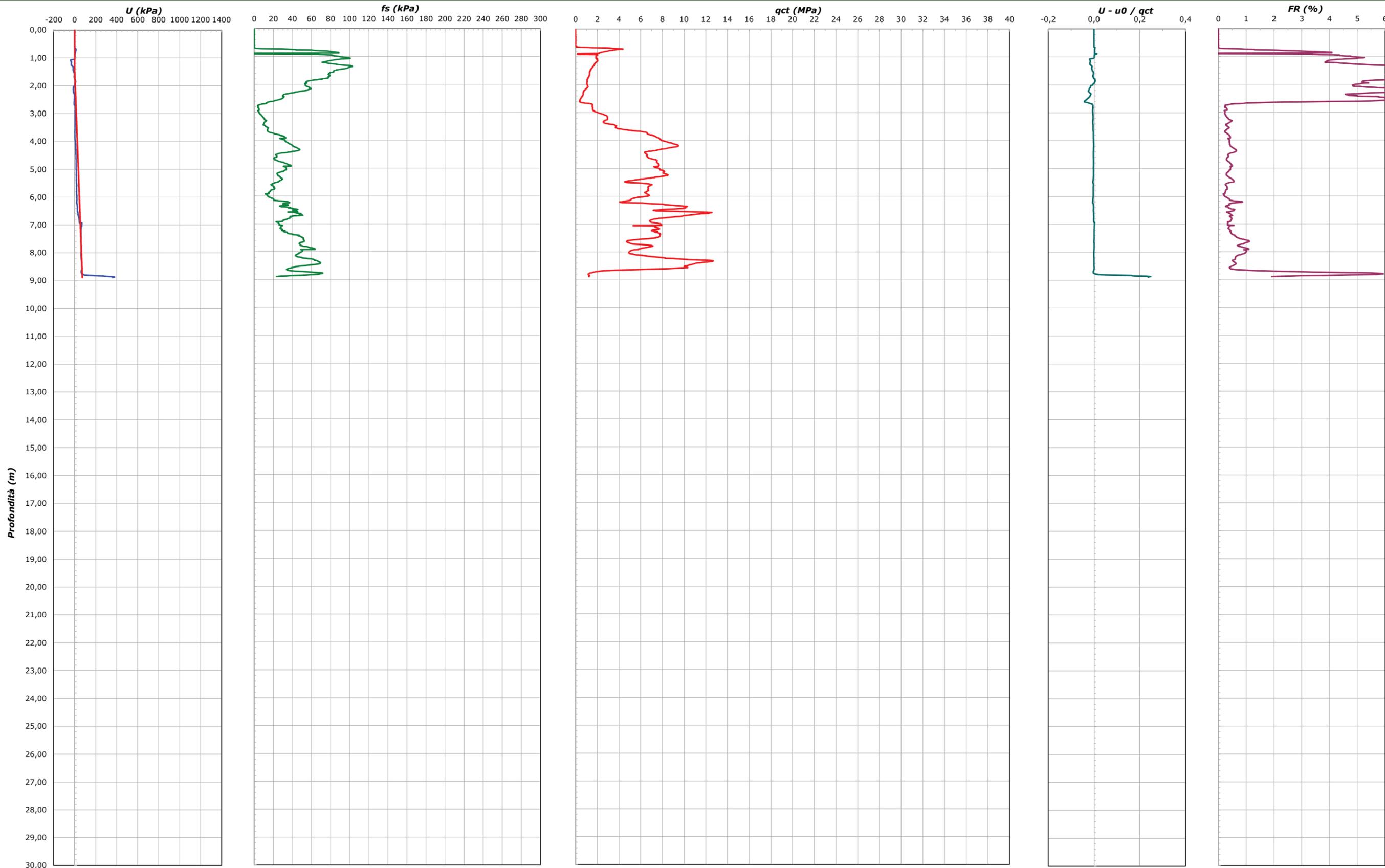


COMMITTENTE INCOS ITALIA SPA
CANTIERE Via L. Zancan - Padova
 CPTU N° CPTU19
 DATA 29/07/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 1,50
 PREFORO (m da p.c.) 0,65

QUOTA p.c. (m s.l.m.m.) -
 TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
 LONG. -
 NOTE: -

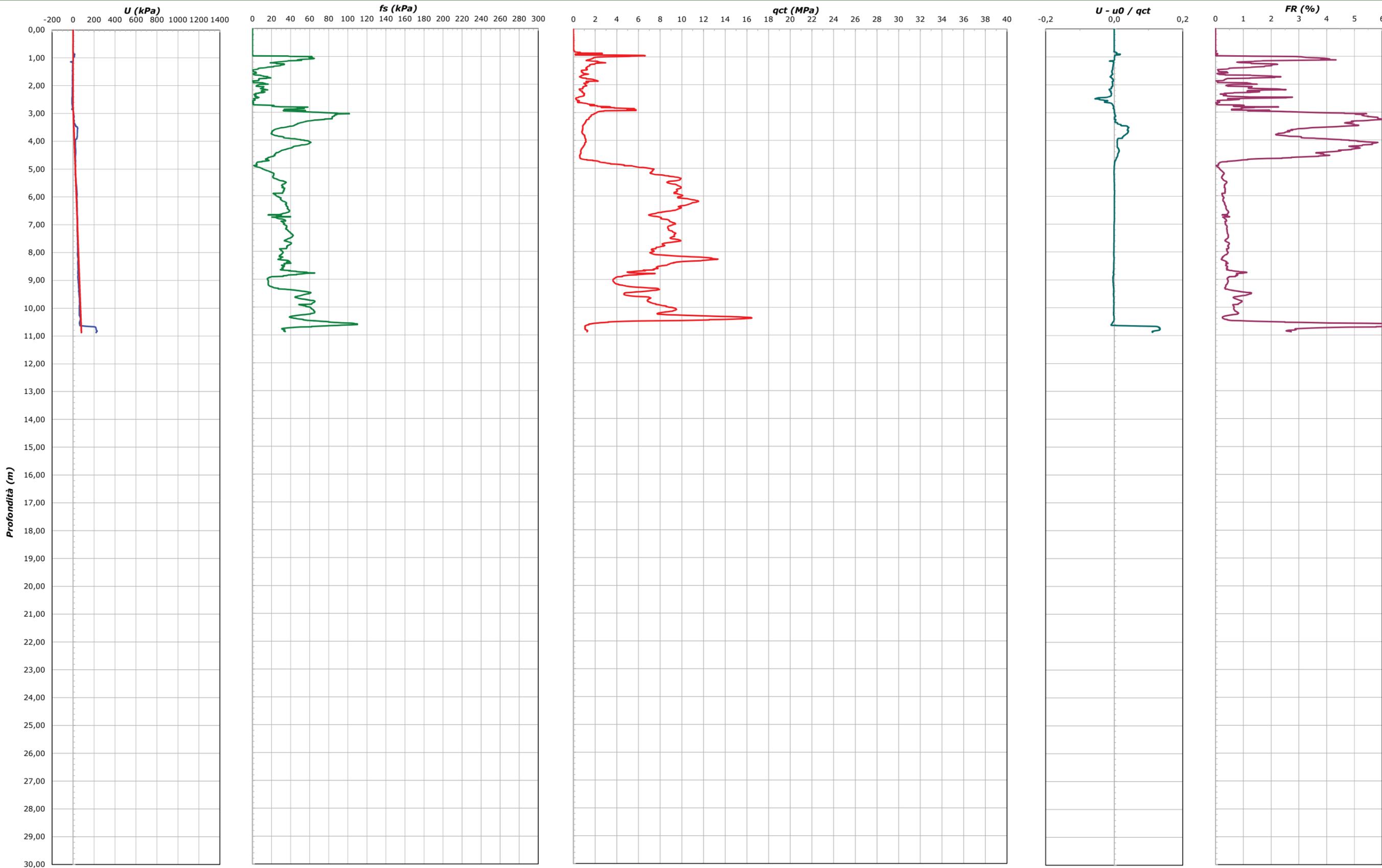


COMMITTENTE **INCOS ITALIA SPA**
CANTIERE **Via L. Zancan - Padova**
CPTU N° CPTU21
DATA 29/07/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 2,80
PREFORO (m da p.c.) 0,80

QUOTA p.c. (m s.l.m.) -
TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
LONG. -
NOTE: -

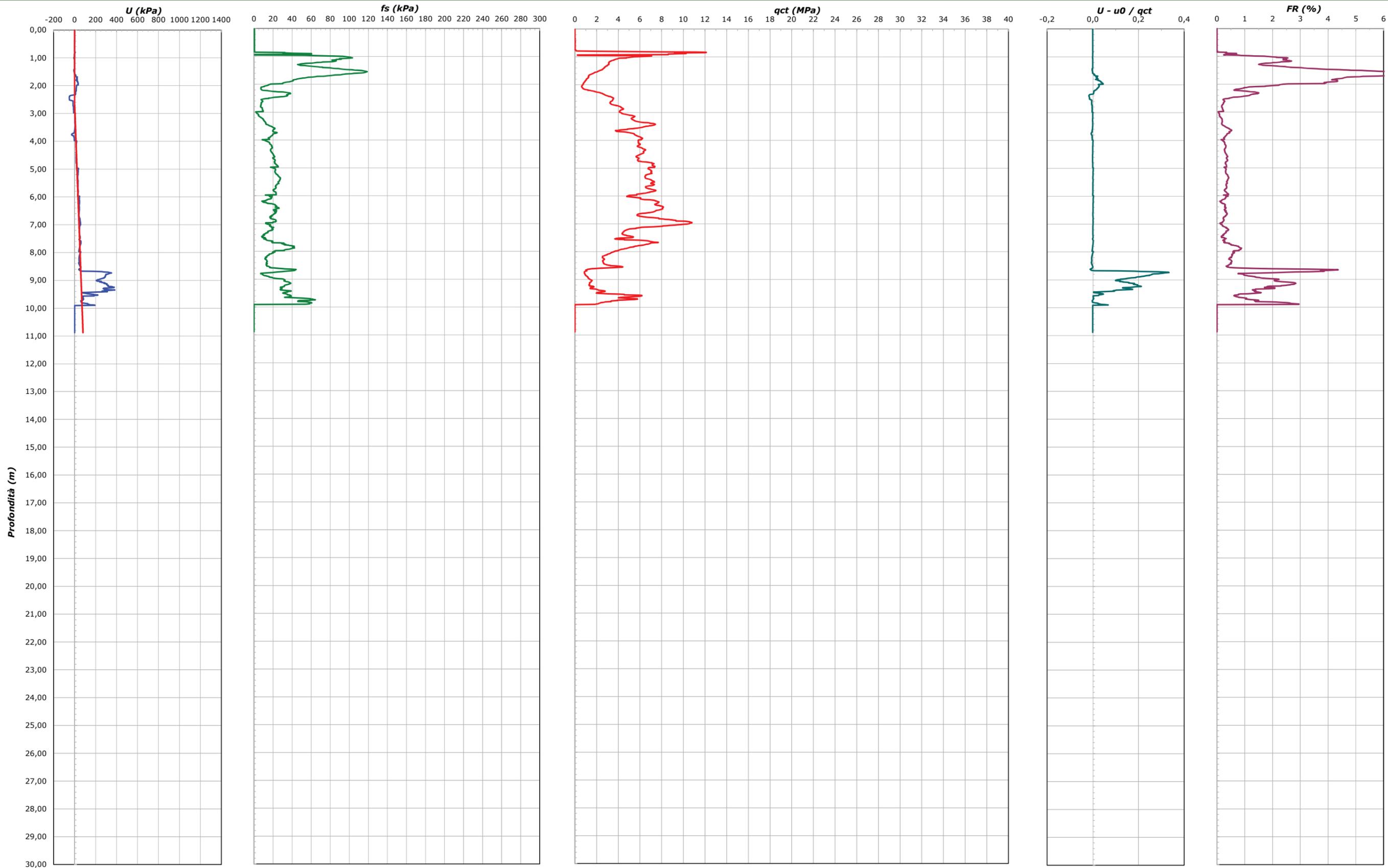


COMMITTENTE INCOS ITALIA SPA
CANTIERE Via L. Zancan - Padova
 CPTU N° CPTU23
 DATA 29/07/2022

PROF. FALDA (m da p.c.) 2,70
 PREFORO (m da p.c.) 0,80

QUOTA p.c. (m s.l.m.) -
 TIPO PUNTA Piezocono Pagani

LAT. -
 LONG. -
 NOTE: -



	REPORT FOTOGRAFICO		COMM. cm080/22
			PAG: 1 DI 3

Rev.	DATA	CERTIFICATO	DIRETTORE
1	03/04/2014	cerft001 cm08022	Dr. Ing. Davide Splendore

COMMITTENTE: INCOS ITALIA SPA

PROGETTO: Via Lanfranco Zancan , Padova

SONDAGGIO n°: S1 **DATA** 24/06/2022 **INSTALLAZIONE** **PROFONDITA' DA m** 0,00 **A m** 18,00



	REPORT FOTOGRAFICO		COMM. cm075/22
			PAG: 2 DI 3

Rev.	DATA	CERTIFICATO	DIRETTORE
1	03/04/2014	cerft001 cm08022	Dr. Ing. Davide Splendore

COMMITTENTE: INCOS ITALIA SPA

PROGETTO: Via Lanfranco Zancan , Padova

SONDAGGIO n°: S1 **DATA** 24/06/2022 **CASSA n° 1** **PROFONDITA' DA m** 0,00 **A m** 5,00



SONDAGGIO n°: S1 **DATA** 24/06/2022 **CASSA n° 2** **PROFONDITA' DA m** 5,00 **A m** 10,00



	REPORT FOTOGRAFICO		COMM. cm075/22
			PAG: 3 DI 3

Rev.	DATA	CERTIFICATO	DIRETTORE
1	03/04/2014	cerft001 cm08022	Dr. Ing. Davide Splendore

COMMITTENTE: INCOS ITALIA SPA

PROGETTO: Via Lanfranco Zancan , Padova

SONDAGGIO n°: S1 **DATA** 27/06/2022 **CASSA n° 3** **PROFONDITA' DA m** 10,00 **A m** 15,00



SONDAGGIO n°: S1 **DATA** 27/06/2022 **CASSA n° 4** **PROFONDITA' DA m** 15,00 **A m** 18,00



SCHEDA DI SONDAGGIO

COMM. cm080/22

SECONDO RACCOMANDAZIONI A.G.I. (1977)

PAG. 1

DI 1

Rev 0 Data 31/12/2008

CERTIFICATO cerstr007cm08022

SPERIMENTATORE
Dott. Ing. Davide Splendore

COMMITTENTE INCOS ITALIA Spa

CANTIERE Via Zancan - Padova

PERFORAZIONE N. S2 DATA INIZIO 27/06/2022 ULTIMAZIONE 27/06/2022

COORDINATE: Nord Est QUOTA P.C. =

RESPONSABILE Dott. Sprocatti OPERATORE Sig. Mazzetto ATTREZZATURA A.C. A66R

Da m 0.00	A m 5.00	Profondità Finale m 5.00	PAG. 1	DI 2	PROFONDITA' m da p.c.	SIMBOLOGIA STRATIGRAFICA	CAMPIONI	TORVANE Kg/cm ²	S.P.T.	
DESCRIZIONE STRATIGRAFICA					PROFONDITA' m da p.c.		NUMERO	PROFONDITA' m da p.c.	N	H
Terreno di riporto: 0,00-0,25 m ghiaia sabbiosa con ciottoli di calcestruzzo; 0,25-2,10 m limo argilloso da nocciola a grigio scuro con pezzi di cotto, clasti ghiaiosi e pezzi di calcestruzzo.					2.10					
Limo sabbioso grigio nocciola.					2.30					
Camp. Indist. A Alto: limo sabbioso grigio nocciola Basso: sabbia medio/fine con tracce limose nocciola					2.90		A	2.30 2.90		
Sabbia medio/fine limosa nocciolagiallastra.										
FINE SONDAGGIO					5.00					

PROVE IN FORO										RILIEVO ACQUA IN FORO DURANTE LA PERFORAZIONE				NOTE	
MANOVRA DI CAROTAGGIO	T.C.R. %	S.C.R. %	R.Q.D. %	DIMENSIONE SPEZZIONI			PROVE			STRUMENTAZIONE				MATERIALE RIPOSTO IN N° 1 CASSETTA CATALOGATRICE + FOTO	
				< 5 cm	5-10 cm	> 10 cm	TIPO	NUMERO	PROFONDITA' m da p.c.	METODO DI PERFORAZIONE	ATTREZZO DI PERFORAZIONE	RIVESTIMENTO	DATA		
												CAROT. CONT. A SECCO			
												CAROT. SEMPLICE Ø101 mm			
												Ø 127 mm			
															27/06/2022

Rev.	DATA	CERTIFICATO	DIRETTORE
1	03/04/2014	cerft002cm08022	Dr. Ing. Davide Splendore

COMMITTENTE: **INCOS ITALIA SPA**

PROGETTO: **Via Lanfranco Zancan , Padova**

SONDAGGIO n°: S2 DATA 27/06/2022 INSTALLAZIONE PROFONDITA' DA m 0,00 A m 5,00



SONDAGGIO n°: S2 DATA 27/06/2022 CASSA n° 1 PROFONDITA' DA m 0,00 A m 5,00



SCHEDA DI SONDAGGIO

COMM. cm080/22

SECONDO RACCOMANDAZIONI A.G.I. (1977)

PAG. 1

DI 2

Rev 0 Data 31/12/2008

CERTIFICATO cerstr008cm08022

 SPERIMENTATORE
Dott. Ing. Davide Splendore

COMMITTENTE INCOS ITALIA Spa

CANTIERE Via Zancan - Padova

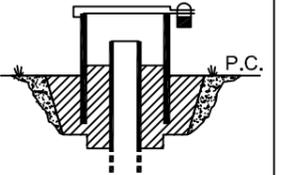
PERFORAZIONE N. S3 DATA INIZIO 28/06/2022 ULTIMAZIONE 29/06/2022

COORDINATE: Nord Est QUOTA P.C. =

RESPONSABILE Dott. Sprocati OPERATORE Sig. Mazzetto ATTREZZATURA A.C. A66R

Da m 0.00	A m 20.00	Profondità Finale m 29.00	PAG. 1	DI 2	PROFONDITA' m da p.c.	SIMBOLOGIA STRATIGRAFICA	CAMPIONI	POCKET PENETROMETER Kg/cm ²	TORVANE Kg/cm ²	S.P.T.
DESCRIZIONE STRATIGRAFICA							NUMERO	PROFONDITA' m da p.c.		N H
Terreno di riporto: 0,00-0,60 m limo sabbioso nocciola con clasti ghiaiosi										
0,60-2,60 m sabbia medio/fine nocciola, talora organica marrone nerastra con pezzi di cotto, di vetro e clasti ghiaiosi; 2,60-2,70 m argilla limosa marrone con piccoli pezzi di cotto e laterizi.					2.70					
Camp. Indist. A Alto: argilla limosa marrone con pezzi di cotto (riporto)					3.05		A	2.70		
Basso: argilla limosa marrone con pezzi di cotto (riporto)								3.05		
Argilla limosa da nocciola a grigiastra con pezzi di cotto, piccoli clasti ghiaiosi e punti carboniosi (riporto).					4.00					
Camp. Indist. B Alto: argilla limosa nocciola					4.50		B	4.00		
Basso: argilla limosa grigia								4.50		
Riporto: argilla limosa da nocciola a grigia con pezzi di cotto.					5.25					
Argilla limosa grigia con resti lignei e carboniosi.					5.40					
Camp. Indist. C Alto: limo con sabbia grigio nerastro					6.00		C	5.40		
Basso: sabbia medio/fine deb. limosa grigia								6.00		
Sabbia medio/fine deb. limosa, localmente deb. torbosa, grigia; a 7.60 m pezzo di legno.										
Argilla limosa grigia.					10.30					
Camp. Indist. D Alto: argilla limosa grigio chiara					10.50		D	10.50		
Basso: argilla limosa grigio chiaro					10.80			10.80		
Alternanze irregolari di argilla limosa e limo argilloso colore grigio chiaro alternato (11.30-11.40 m) livello di limo sabbioso grigio.					12.00			1.25	0.40	
								0.75	0.38	
Camp. Indist. E Alto: argilla limosa grigia					12.50		E	12.00		
Basso: argilla deb. limosa grigia								12.50		
Argilla da deb. limosa a limosa grigia, alternato (13.15-13.35 m) livello di limo argilloso deb. torboso grigio nocciola.					14.00			0.30	0.24	
								0.25	0.20	
								1.25	0.50	
								0.75	0.40	
Camp. Indist. F Alto: argilla limosa grigia					14.50		F	14.00		
Basso: argilla limosa grigia								14.50		
Alternanze decimetriche di argilla limosa, limo argilloso e limo sabbioso grigio.					16.20			1.30	0.50	
								1.00	0.50	
Camp. Indist. G Alto: argilla limosa grigia					16.70		G	16.20	0.80	0.40
Basso: limo sabbioso grigio								16.70		
Sabbia medio/fine limosa grigia.					17.55					
Sottili alternanze di limo argilloso, sabbia limosa e limo sabbioso grigi.					18.00					
Sabbia medio/fine deb. limosa grigia.					20.00					

PROVE IN FORO	PERMEAB. LEFRANC	VANE TEST	PRESSIOMETRO MENARD	PERMEAB. LUGEON	RILIEVO ACQUA IN FORO DURANTE LA PERFORAZIONE						NOTE		
					PROF. FORO (m DA P.C.)	PROF. RIVES. (m DA P.C.)	Da Testa Tubo		Da Piano Campagna				
MANOVRA DI CAROTAGGIO	T.C.R. %	S.C.R. %	R.Q.D. %	DIMENSIONE SPEZZONI			PROVE	STRUMENTAZIONE	METODO DI PERFORAZIONE	ATTREZZO DI PERFORAZIONE	RIVESTIMENTO	DATA	
				< 5 cm	5-10 cm	> 10 cm	NUMERO	PROFONDITA' m da p.c.	N°1 PIEZOMETRO T.A. Ø 2" IN PVC				
									TUBO CIECO				
									CEMENTAZIONE				
									TAPPO IMPERM. IN BENTONITE				
									6.00				
									TUBO MICROFES.				
									GHIAIETTO SILICEO LAVATO E CALIBRATO				
									9.00				
									20.00				
										CAROTAGGIO CONTINUO A SECCO			
											CAROTIERE SEMPLICE Ø101 mm		
											Ø 127 mm		
												28/06/2022	



FORNITURA E POSA IN OPERA DI CHIUSINO IN FERRO LUCCHETTABILE

	REPORT FOTOGRAFICO		COMM. cm080/22
			PAG: 1 DI 4

Rev.	DATA	CERTIFICATO	DIRETTORE
1	03/04/2014	cerft003cm08022	Dr. Ing. Davide Splendore

COMMITTENTE: INCOS ITALIA SPA

PROGETTO: Via Lanfranco Zancan , Padova

SONDAGGIO n°: S3 **DATA** 28/06/2022 **INSTALLAZIONE** **PROFONDITA' DA m** 0,00 **A m** 29,00



	REPORT FOTOGRAFICO		COMM. cm075/22
			PAG: 2 DI 4

Rev.	DATA	CERTIFICATO	DIRETTORE
1	03/04/2014	cerft003cm08022	Dr. Ing. Davide Splendore

COMMITTENTE: INCOS ITALIA SPA

PROGETTO: Via Lanfranco Zancan , Padova

SONDAGGIO n°: S3 **DATA** 28/06/2022 **CASSA n° 1** **PROFONDITA' DA m** 0,00 **A m** 5,00



SONDAGGIO n°: S3 **DATA** 28/06/2022 **CASSA n° 2** **PROFONDITA' DA m** 5,00 **A m** 10,00



		REPORT FOTOGRAFICO		COMM. cm075/22
Rev. DATA 1 03/04/2014	CERTIFICATO cerft003cm08022	DIRETTORE Dr. Ing. Davide Splendore		PAG: 3 DI 4

COMMITTENTE: INCOS ITALIA SPA
PROGETTO: Via Lanfranco Zancan , Padova

SONDAGGIO n°: S3 **DATA** 28/06/2022 **CASSA n° 3** **PROFONDITA' DA m** 10,00 **A m** 15,00



SONDAGGIO n°: S3 **DATA** 28/06/2022 **CASSA n° 4** **PROFONDITA' DA m** 15,00 **A m** 20,00



	REPORT FOTOGRAFICO		COMM. cm075/22
			PAG: 4 DI 4

Rev.	DATA	CERTIFICATO	DIRETTORE
1	03/04/2014	cerft003cm08022	Dr. Ing. Davide Splendore

COMMITTENTE: INCOS ITALIA SPA

PROGETTO: Via Lanfranco Zancan , Padova

SONDAGGIO n°: S3 **DATA** 28/06/2022 **CASSA n° 5** **PROFONDITA' DA m** 20,00 **A m** 25,00



SONDAGGIO n°: S3 **DATA** 29/06/2022 **CASSA n° 4** **PROFONDITA' DA m** 25,00 **A m** 29,00

