

GEOTECNICA CROCE s.r.l.  
20149 Milano - Via Leon Battista Alberti, 12  
Tel. (02) 33107571 - 33107572

16  
P

IGT 13

all.

Imm. Risorgimento

COMUNE DI ARESE		
PROT. N.	7509	
09. MAR 2000		
CAT.	CLASS.	FASC.

**RISORGIMENTO S.R.L.**  
- MILANO -

EDIFICIO INDUSTRIALE CON ANNESSA  
PALAZZINA UFFICI SITO NEL COMUNE  
DI ARESE (MI) - Via delle Industrie, ang. Via Marconi

**RELAZIONE GEOTECNICA**

Dott. Arch. PIETRO CALORI  
C.so Sempione, 100 - MILANO  
Telef. 38.10.31.99  
Iscr. Albo n° 541

L035-99/R1/UC

MILANO, 12/03/1999

**GEOTECNICA E INGEGNERIA DELLE FONDAZIONI**

Cod. Fisc. e Part. IVA 10308430155 CCIAA Milano 1361054 Trib. Milano Reg. Soc. 314145 Cap. Soc. L. 20.000.000

## 1. INTRODUZIONE

Nel presente rapporto sono presi in esame i risultati dell'indagine geotecnica e le problematiche connesse con le opere di fondazione di un edificio industriale di prossima costruzione da parte della RISORGIMENTO S.r.l.

L'area d'insediamento è ubicata nel Comune di ARESE (MI) in Via delle Industrie, angolo Via Marconi.

Allo scopo di caratterizzare i terreni interessati dall'insediamento in progetto è stata condotta un'indagine geotecnica consistita nell'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche continue.

L'indagine ha permesso la definizione approssimata della successione litostratigrafica dei terreni e la caratterizzazione meccanica degli stessi in vista della scelta della tipologia di fondazione delle strutture in progetto e del relativo dimensionamento.

Sulla base dei risultati della campagna d'indagine geotecnica, nei capitoli seguenti sono esposti:

- la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica del sottosuolo dell'area in esame,
- le indicazioni relative alla tipologia di fondazione da adottare,
- le verifiche d'interesse geotecnico delle soluzioni fondazionali previste,
- le raccomandazioni esecutive.

Lo zero assunto nel seguito coincide con il piano campagna dell'indagine supposto pianeggiante e coincidente con lo zero del progetto.

L'indagine geotecnica ed il presente rapporto sono stati eseguiti in conformità a quanto disposto nel *D. M.* del 11/03/88 "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, ecc.*" e nella successiva *C. M.* del 24/09/88.

## 2. INDAGINE GEOTECNICA

L'indagine è stata eseguita dalla ROTOP S.r.l. di Stradella ed è consistita nell'esecuzione di n° 5 prove penetrometriche dinamiche continue a punta conica con tubazione di rivestimento in avanzamento (*Standard A.G.I.*) spinte fino a profondità comprese entro l'area tra la -10 e la -11.2 m.

Nell'Appendice A sono riportati l'ubicazione delle verticali d'indagine ed i relativi risultati.

Nella tabella 1 sono riassunti i risultati più significativi delle prove penetrometriche.

### 3. CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E MECCANICHE DEI TERRENI

#### 3.1 - Premessa

Si premette che l'indagine eseguita non ha permesso di prendere visione diretta dei terreni non essendo stato eseguito alcun sondaggio geotecnico.

Tutto quanto si riferisce alla granulometria dei terreni è pertanto indicativo e basato sulla conoscenza della zona e sull'andamento dei diagrammi penetrometrici, e dovrà essere verificato e confermato dalla visione diretta dei terreni.

#### 3.2 - Caratteristiche litostratigrafiche

Dai risultati dell'indagine geotecnica, i terreni in esame sono schematizzati come di seguito esposto.

**PRIMO LIVELLO** - E' presente al disotto del ricoprimento superficiale, quest'ultimo con il letto alla  $-1.6 \div -2.2$  m (cfr.  $Q_{7.5}$  di tab. 1), e si estende fino a quote variabili entro l'area tra la  $-7.2$  m e la  $-9.4$  m.

E' presumibilmente costituito da sabbia ghiaiosa in abbondante matrice limosa ed è risultato deposto in uno stato d'addensamento definibile complessivamente medio essendo caratterizzato da valori significativi della resistenza penetrometrica pari a  $8 \div 10$  colpi/piede dove prevale la frazione granulare e pari a  $3 \div 6$  colpi/piede dove prevale la frazione fine.

I cali di resistenza spesso rilevati dalle prove, indicano la presenza di livelli di esiguo spessore, a prevalente frazione fine.

**SECONDO LIVELLO** - E' presente al disotto del primo e si estende fino alla massima profondità raggiunta dall'indagine.

E' presumibilmente costituito da sabbia e ghiaia in matrice limosa ed è caratterizzato da valori della resistenza penetrometrica compresi significativamente tra 10 e 20 colpi/piede, in aumento con la profondità.

Lo stato d'addensamento dei terreni del secondo livello è definibile medio al tetto e medio-denso in profondità.

### 3.3 - Idrologia

Nel corso delle indagini non è stata rilevata l'acqua sotterranea che si ritiene presente a quote non interagenti in modo significativo con le fondazioni delle strutture in progetto.

Non si esclude peraltro la presenza falde sospese nei livelli a prevalente frazione di fino intercalati nel primo livello (cfr. anche diagramma prova n° 5).

### 3.4 - Caratteristiche geotecniche dei terreni

Nella tabella n° 2 sono riportate le caratteristiche geotecniche medie più significative dei terreni dell'area in esame dedotte dalle correlazioni indicate in calce alla tabella stessa, utilizzando i risultati della prova penetrometrica n° 3 che rappresenta la condizione geotecnica più sfavorevole dei terreni dell'area (cfr. fig. 1).

Le caratteristiche geotecniche elencate nella tabella n° 2 rappresentano i valori medi delle stesse nello strato di riferimento.

Per una più completa valutazione dei singoli parametri si rimanda alla fig. 2 in cui è riportato l'andamento con la profondità delle caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità dei terreni.

In sintesi, nella tabella 3.1 seguente si riportano le caratteristiche geotecniche medie dei terreni sopra descritti.

**TAB. 3.1 - CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO**

LIVELLO	$Q_t$ m	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>	$\phi$ gradi	$D_r$ %	m /	n /	v /
PRIMO	-7.2÷-9.4	19	24÷28	30÷40	300÷400	.75	.4
SECONDO	/	19	28÷30	40÷50	400÷500	.65	.4

Nella tabella si è indicato con:

$Q_t$  la quota del letto dello strato,

$\gamma$  il peso di volume del terreno naturale,

- $\phi$  l'angolo d'attrito,
- $D_r$  la densità relativa =  $(e_n - e_m)/(e_M - e_m)$ ;  
e = indice dei vuoti;  $e_n$  in situ,  $e_m$  minimo;  $e_M$  massimo,
- m il gradiente del modulo di JOUNG  $E$  nella formulazione  $E = m$   
 $(\sigma_c/\sigma_r)^n \sigma_r$  (JANBU),
- $\sigma_c$ ;  $\sigma_r$  rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per  $E$  e  $\sigma_c$  in KPa,
- $\nu$  il rapporto di Poisson.

## 4. FONDAZIONI

### 4.1 - Caratteristiche sommarie del progetto

Il progetto prevede la realizzazione di un edificio industriale a n° 1 piano fuori terra, avente pianta di forma rettangolare di lati pari a 55\*69 m<sup>2</sup> circa. La struttura dell'edificio è del tipo puntiforme in calcestruzzo armato prefabbricato con ritzi posti su maglia rettangolare tipica di lati pari a 17\*8.7 m<sup>2</sup>.

In corrispondenza del lato di edificio prospiciente la via Marconi è prevista la realizzazione di una palazzina uffici, a n° 3 piani fuori terra, anch'essa di pianta rettangolare di lati pari a 11.2\*41.5 m<sup>2</sup>. All'interno del capannone è prevista inoltre, in corrispondenza del lato lungo Via delle Industrie, la realizzazione di n° 2 impalcati a soppalco.

Non sono note nel dettaglio le caratteristiche strutturali e di carico di quanto in progetto né la quota d'imposta delle fondazioni che nel seguito si ipotizza pari alla -2 m.

### 4.2 - Indicazioni relative alla tipologia di fondazione da adottare per le strutture in progetto

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni in esame ed in considerazione delle presumibili caratteristiche strutturali e di carico di quanto in progetto, si ritiene ammissibile l'adozione di FONDAZIONI DIRETTE del tipo a plinto o a trave rovescia impostate alla prevista quota  $Q_f$ , sui terreni del primo livello.

Considerata peraltro la condizione litostratigrafica dell'area che in corrispondenza della  $Q_f$  indica la presenza sporadica del ricoprimento superficiale (cfr.  $Q_{7.5}$  di tab. 1), occorrerà prevedere la bonifica di quest'ultimo in quanto ritenuto inidoneo a costituire l'appoggio delle fondazioni.

Nella tab. 1 sono indicati gli spessori  $\Delta B$  di previsione del bonifico in corrispondenza delle varie verticali d'indagine.

Qualora tale soluzione risultasse inidonea a soddisfare le esigenze del progetto potranno essere adottati PALI DI FONDAZIONE del tipo gettato in opera in cassaforma infissa.

Nel seguito sono analizzate le tipologie di fondazione sopra prospettate.

### 4.3 - Fondazioni dirette

**4.3.1** - Sono analizzate fondazioni dirette del tipo isolato e nastriforme, aventi dimensione minore compresa tra 1 e 3 m, immorsate per 1 m ed impostate alla<sup>1</sup> -2 m.

Nell'appendice B, alle pagg. 1÷7 sono riportati i parametri, le modalità ed i risultati dei calcoli di capacità portante e di cedimento.

I risultati sono riassunti nella tab. 3; nella tab. 4 sono altresì riassunte le caratteristiche elastiche equivalenti dei terreni interessati dalle fondazioni.

**4.3.2** - Le portate indicate sopra come ammissibili nei confronti della rottura del terreno portano a cedimenti totali e differenziali che si ritengono per qualche dimensione di fondazione, a nostro avviso inaccettabili.

Ritenendo ammissibile un cedimento  $w_a$  pari a 2.5 cm, alcune tra le portate  $q_a$  indicate nella citata tabella in riferimento alle fondazioni nastriformi come ammissibili nei confronti della rottura del terreno, non sono ammissibili in termini di deformazione.

Ammettendo in prima approssimazione una proporzionalità diretta tra la pressione e i cedimenti, utilizzando l'espressione seguente:

$$q'_a = (q_a/w) * w_a$$

si ottengono le pressioni  $q'_a$  ammissibili anche in termini di deformazione, pressioni anch'esse riportate nella tabella 3.

Sono tali pressioni che a nostro parere potranno essere adottate nella progettazione delle fondazioni.

Naturalmente qualora le strutture fossero condizionate da cedimenti differenziali e totali inferiori a quelli sopra ritenuti come ammissibili si potrà procedere a una ulteriore decurtazione della pressione adottando il medesimo criterio di calcolo.

**4.3.3** - La pressione di contatto fondazione-terreno  $q_t$  potrà essere calco-

---

<sup>1</sup>Quote d'imposta di poco differente da quella assunta nei calcoli non ne fanno variare in modo significativo i risultati e le conclusioni da questi derivanti, ferme restanti le disposizioni sui terreni d'imposta indicate nel §4.2 e nel cap. 5.

lata nel rispetto della seguente espressione (MEYERHOF - 1953):

$$q_t = N / [(B_1 - 2 * e_1) * (B_2 - 2 * e_2)] \leq q'_a$$

dove:

- $B_1, B_2$  = lati della fondazione,  
 $e_1, e_2$  =  $M_1/N, M_2/N$ ,  
 $N$  = risultante forze verticali in fondazione,  
 $M_1, M_2$  = coppie in fondazione,  
 $q'_a$  = pressione ammissibile.

**4.3.4 -** I cedimenti calcolati sono da considerare sviluppatissimi entro breve tempo dall'applicazione dei carichi.

Nei calcoli per il progetto delle fondazioni si consiglia di assumere i valori del coefficiente di sottofondo verticale per terreno ipotizzato alla WINKLER ovvero i valori del modulo elastico verticale equivalente per terreno alla BOUSSINESQ riportati nelle già citata tab. 4.

#### **4.4 - Pali di fondazione**

In alternativa alle fondazioni sopra analizzate, si propongono e si esaminano pali del tipo eseguito senza asportazione di terreno quali i pali gettati in opera entro cassaforma infissa tipo FRANKI, DELTA, VIBROPALI del diametro di 300 e 360 mm.

La scelta del tipo e del diametro del palo sarà effettuata in relazione all'entità del carico da affidare al singolo palo e al frazionamento dei carichi sui vari ritti.

Saranno ovviamente ammissibili pali di diametro differente da quelli previsti, dei quali sarà svolta un'analisi su richiesta.

Ai pali, nei diametri sopra previsti, saranno affidate le seguenti portate nominali  $P_a$ :

$$P_a = 350 \text{ KN} \quad \text{Palo gettato } D = 300 \text{ mm}$$

$$P_a = 500 \text{ KN} \quad \text{Palo gettato } D = 360 \text{ mm}$$

Nell'appendice B alle pagg. 8÷13 sono riportate le modalità, i parametri e i risultati dei calcoli di portata eseguiti per la valutazione della lunghezza

dei pali. I risultati sono riassunti nella tab. n° 5.

I calcoli sono eseguiti considerando la condizione stratigrafica media e forniscono quindi il valore medio della quota di base dei pali.

In sintesi risulta che i pali in esame dovranno avere la base posta alla quota  $Q_b$  pari a:

$Q_b = -9.5 \text{ m}$  Palo gettato  $D = 300 \text{ mm}$

$Q_b = -10.5 \text{ m}$  Palo gettato  $D = 360 \text{ mm}$

Considerata l'eterogeneità della condizione geotecnica dell'area in esame, non si esclude che i pali possano avere lunghezze differenti da quella di calcolo, d'entità dell'ordine di  $\pm 0.5 \text{ m}$ .

Nel cap. 5 sono date indicazioni in merito alla definizione ottimale della lunghezza dei pali.

## 5. RACCOMANDAZIONI

### 5.1 - Fondazioni dirette

Le fondazioni dell'edificio in esame nella soluzione sopra proposta ed analizzata sono state considerate impostate alla prevista quota di progetto (-2 m), sui terreni granulari del primo livello, al disotto del ricoprimento superficiale.

Considerata la discreta eterogeneità dei terreni, si raccomanda in corso d'opera la visione critica dei terreni presenti all'imposta delle fondazioni.

Laddove a tale quota non fossero presenti i terreni sabbiosi ghiaiosi in matrice limosa di media densità costituenti la parte alta del primo livello bensì i materiali sciolti del ricoprimento superficiale, materiale di riporto, lenti di terreno particolarmente molle o altri materiali ritenuti inadatti dalla D.LL.<sup>2</sup>, occorrerà prevederne la bonifica.

Questa potrà essere costituita da inerte vibrocompattato o da calcestruzzo magro.

Nel primo caso si consiglia l'utilizzo di inerte con il 70% di ghiaia e ghiaietto, il 25% di sabbia ed il 5% di fino depositi a strati. Gli spessori degli strati di stesura saranno funzione dell'apparecchiatura di compattazione adottata e comunque non superiore a .3 m. In ogni caso i materiali stesi dovranno raggiungere il 97.5% dell'OTTIMO DI PROCTOR MODIFICATO.

Qualora si adottasse calcestruzzo magro questo sarà dosato a 100 Kg/m<sup>3</sup> di cemento.

L'adozione del calcestruzzo magro appare particolarmente consigliabile in corrispondenza di fondazioni di ridotte dimensioni o delle fondazioni a plinto in quanto ivi la lavorazione dell'inerte appare particolarmente disagiata.

### 5.2 - Fondazioni su pali

5.2.1 - La lunghezza dei pali indicata nel capitolo 4 e la sua variazione areale necessitano di essere controllate con idonee prove di infissione da eseguire preliminarmente ai lavori di palificazione.

---

<sup>2</sup>Condizione rilevata dall'indagine in corrispondenza della sola prova 1 (cfr. tab. 1) ma che non si esclude possa rivelarsi anche in altre zone dell'area non interessate direttamente dall'indagine.

In ogni caso si consiglia in corso d'opera il rilievo dell'avanzamento del singolo palo nell'ultimo metro d'infissione, finalizzato al controllo sistematico della portata prefissata.

Ciò potrà essere condotto compilando un idoneo rapporto di cantiere in cui, accanto al numero del palo siano indicati, tra l'altro, il rifiuto occorso nell'ultimo metro d'avanzamento (ad esempio il numero dei colpi di maglio/10 cm di avanzamento) e la potenza utilizzata per l'infissione<sup>3</sup>.

**5.2.2** - La disposizione dei pali al disotto delle fondazioni sarà tale da considerare un interasse minimo tra pali contigui pari a 3.5 diametri.

Al disotto di fondazioni nastriformi i pali potranno essere disposti appaiati o alternati, a seconda dei carichi.

Qualora si adottasse la soluzione di plinti su due pali, si dovrà prevedere una trave interplinto con la funzione di assorbire i momenti dovuti alla eccentricità trasversale tra la risultante dei carichi in fondazione e il baricentro dei pali, eccentricità che si può ritenere pari a  $\pm 5$  cm.

GEOTECNICA CROCE S.r.l.



---

<sup>3</sup>La portata potrà essere poi dedotta da tali rilievi utilizzando la formula di Janbu con un coefficiente di sicurezza pari a 3.

RIASSUNTO RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE

PROVA N°	Q <sub>7.5</sub> m	Q <sub>10</sub> m	Q <sub>M</sub> m	ΔB m
1	-2.2	-7.6	-10	.2
2	-1.6	-9.4	-11.2	/
3	-1.9	-7.6	-10	/
4	-1.3	-7.2	-10	/
5	-1.9	-8.2	-10.3	/

Q<sub>7.5</sub> = quota in cui N > 7.5 colpi/piede,

Q<sub>10</sub> = quota in cui N > 20 colpi/piede,

Q<sub>M</sub> = quota fine prova,

ΔB = spessore bonifico per fondazioni impostate alla -  
2 m.

## SCHEMATIZZAZIONE TERRENI

- Caratteristiche geotecniche medie -  
Prova penetrometrica continua N. 3

z = prof. letto strato da p.c.	f = perc. di argilla e limo
s, g = perc. sabbia e ghiaia	N = numero colpi penetrometro
Fi = angolo d'attrito interno (a)	Dr = densita' relativa (b)
m = gradiente del modulo (c)	n = esponente del modulo (c)
E = modulo di elast. vert. (c).	

N. strato	z m	Granulom. %			N Nc/.3	Fi gradi sess.	Dr %	m /	n /	E KPa
		f	s	g						
1	7.35	20	70	10	6	28.0	40.2	365.4	0.72	16686.2
2	9.75	15	60	25	13	27.1	45.7	481.7	0.66	42470.5

Acqua di falda non presente

Peso di volume terreno naturale = 19.0 KN/m<sup>3</sup>

Coeff. di pressione a riposo = 0.5

- a) Calcolato secondo le correlazioni di MALCEV (1964).
- b) Calcolata secondo le correlazioni di:  
GIBBS-HOLTZ (1957), SCHULTZ-MEZEMBACH (1961), BAZARAA-PECK (1967)  
- BAZARAA (1969) mediate.
- c) Calcolato secondo la correlazione di JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI  
(1975) utilizzando la Dr ricavata dalle correlazioni di:  
GIBBS-HOLTZ (1957), SCHULTZ-MEZEMBACH (1961), BAZARAA-PECK (1967)  
- BAZARAA (1969) mediate.

L035-99 TAB. 2

## ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

### RIASSUNTO CALCOLI DI CAPACITA' PORTANTE E DI CEDIMENTO

TIPO FONDAZ.	B m	q <sub>a</sub> Kpa	w cm	q' <sub>a</sub> Kpa
ISOL	1.00	129.9	0.7	129.9
	1.50	126.7	1.1	126.7
	2.00	130.2	1.5	130.2
	2.50	136.0	1.9	136.0
	3.00	149.1	2.2	149.1
NASTR	1.00	112.2	1.2	112.2
	1.50	120.6	1.9	120.6
	2.00	132.6	2.7	121.8
	2.50	154.9	3.4	112.6
	3.00	183.2	4.2	110.2

B = larghezza fondazione;

q<sub>a</sub> = portata ammissibile nei confronti della rottura del terreno;

w = cedimento medio sotto la pressione 'q<sub>a</sub>'.

q'<sub>a</sub> = press.fondaz.-terreno con w < 2.5 cm.

## ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

### RIASSUNTO CARATTERISTICHE ELASTICHE

TIPO FONDAZ.	B m	E Kpa	kvm KN/mc
ISOL	1.00	8653	18583
	1.50	9332	12392
	2.00	10216	9426
	2.50	11169	7748
	3.00	12957	7085
NASTR	1.00	10180	9093
	1.50	11309	6258
	2.00	12639	4920
	2.50	15466	4568
	3.00	19027	4485

B = larghezza fondazione;

E = modulo di elasticita' verticale riferito a terreno  
alla BOUSSINESQ;

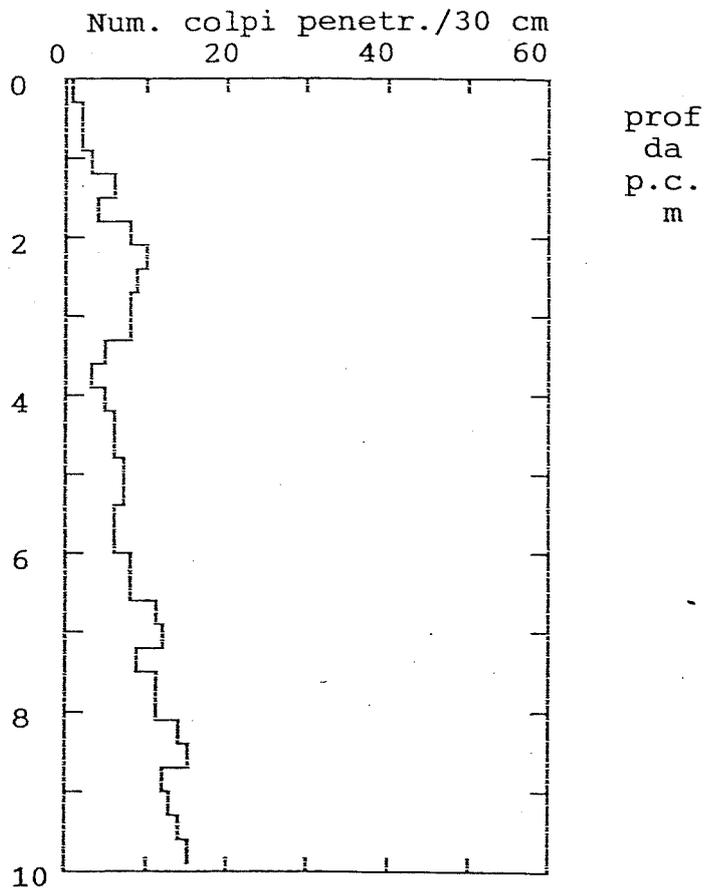
kvm =  $qa/w$  = coefficiente medio di sottofondo verticale  
per terreno alla WINKLER (per  $qa$  e  $w$  cfr. tab. 3 ).

RIASSUNTO CALCOLI CAPACITÀ PORTANTE  
PALI DI FONDAZIONE

D mm	Q <sub>b</sub> m	P <sub>1l</sub> KN	P <sub>1b</sub> KN	P <sub>1t</sub> KN	P <sub>a</sub> KN
300	-9.5	800.4	241.4	1041.8	342.8
360	-10.5	1245.3	388.7	1634	537.4

D = diametro palo,  
Q<sub>b</sub> = quota base palo,  
P<sub>1l</sub> = portata limite laterale,  
P<sub>1b</sub> = portata limite di base,  
P<sub>1t</sub> = portata limite totale,  
P<sub>a</sub> = portata ammissibile.

DIAGRAMMA PROVA PENETROMETRICA N. 3

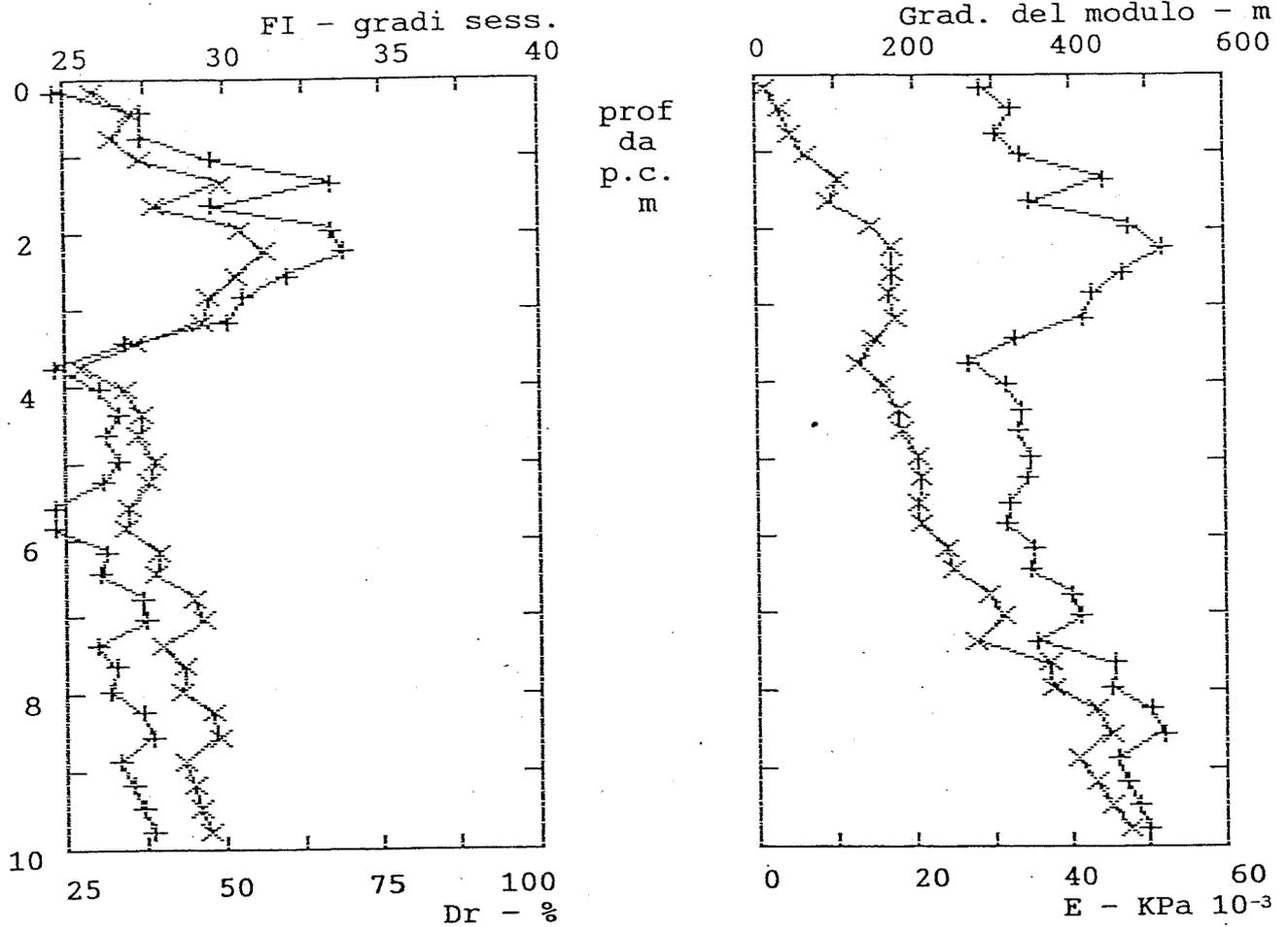


L035-99 FIG. 1

## CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

+ Angolo attrito interno - FI  
 × Densita' relativa - Dr

+ Gradiente del modulo - m  
 × Modulo elastico verticale - E



N.B. : Per i metodi di calcolo vedi la tabella N. 2  
 N.B. : I simboli fuori campo non sono in scala.

L035-99 FIG. 2

L035-99

APPENDICE A

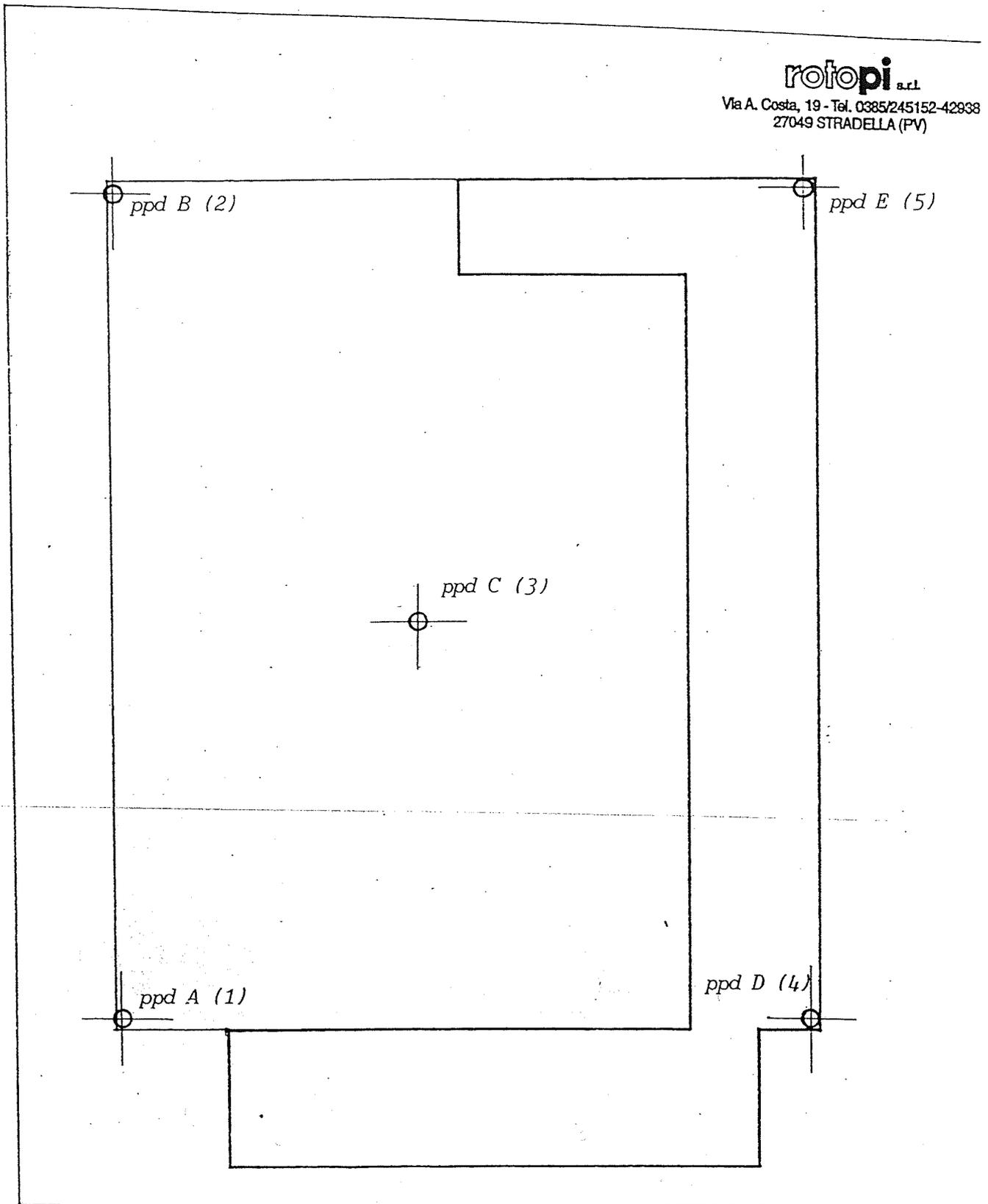
INDAGINE GEOTECNICA

Cantiere di Via delle Industrie ad Arese (MI)

Planimetria sommaria con l'ubicazione delle prove geotecniche

**rotopi** s.r.l.

Via A. Costa, 19 - Tel. 0385/245152-42938  
27049 STRADELLA (PV)



**rotopi** s.n.c.

P.le Trieste 9, 27049 Stradella (PV)  
Tel. (0385) 245152-42938 Fax 245152

Localita' prova: Via delle Industrie ARESE

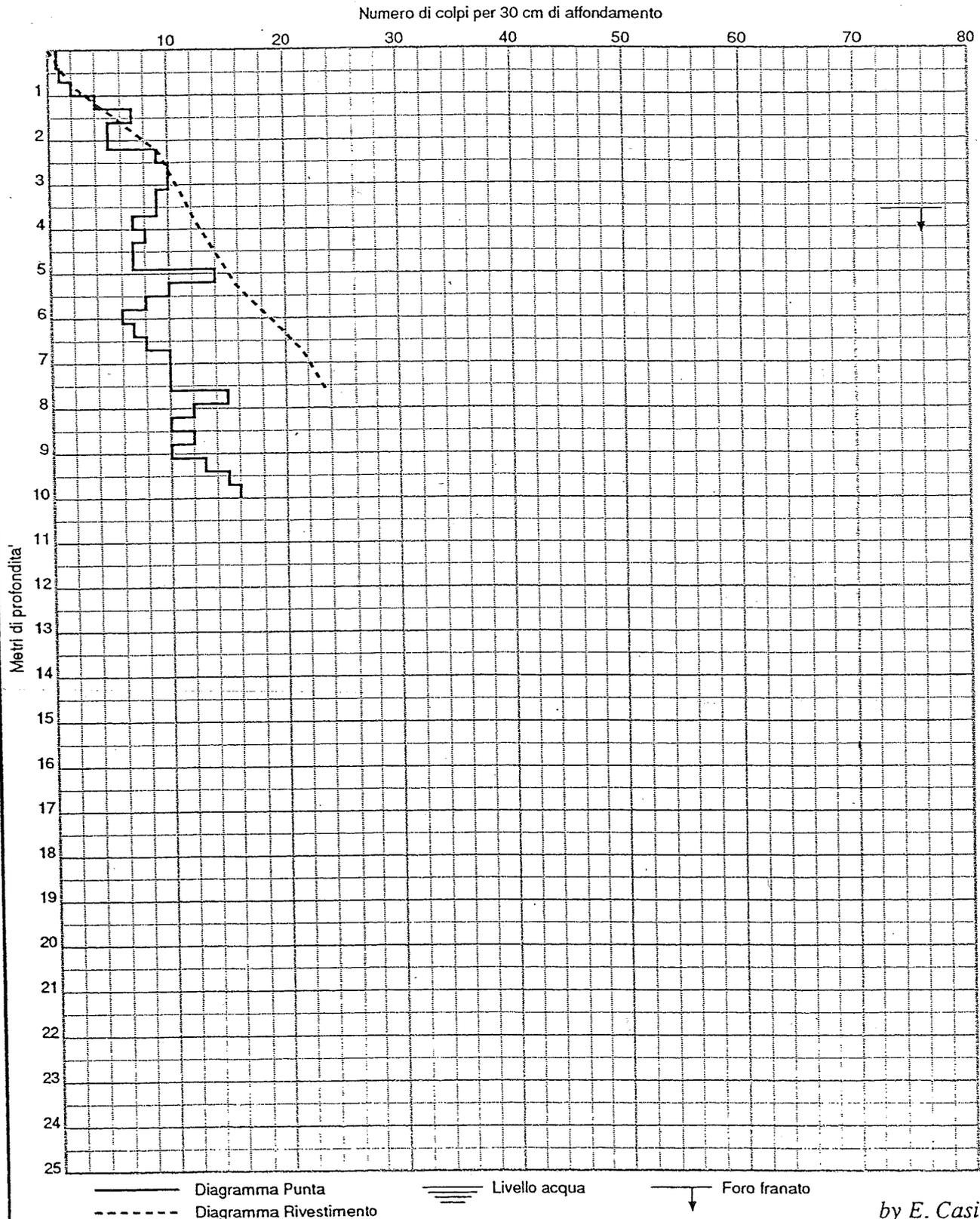
Prova numero: 1

Quota inizio prova: piano campagna

Data: 25/2/99

Penetrometro dinamico con asta isolata dal terreno circostante

Punta 60° Ø51 mm Mazza 73Kg Volata 75cm Tubazione rivestimento Ø48 mm



**rotopi** s.n.c.

P.le Trieste 9, 27049 Stradella (PV)  
Tel. (0385) 245152-42938 Fax 245152

Località prova: Via delle Industrie ARESE

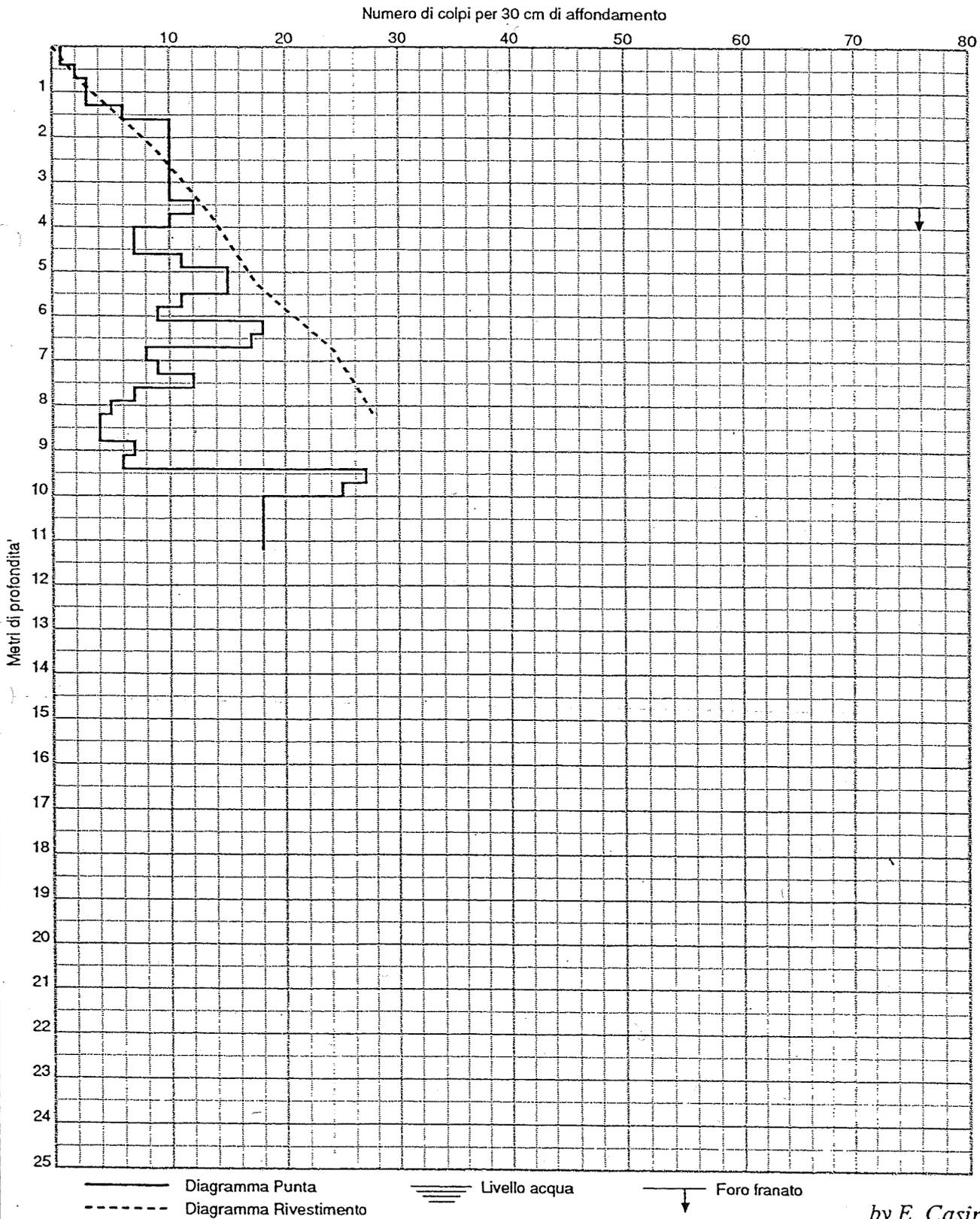
Quota inizio prova: piano campagna

Prova numero: 2

Data: 25/2/99

Penetrometro dinamico con asta isolata dal terreno circostante

Punta 60° Ø51 mm Mazza 73Kg Volata 75cm Tubazione rivestimento Ø48 mm



**rotopi** s.n.c.

P.le Trieste 9, 27049 Stradella (PV)  
Tel. (0385) 245152-42938 Fax 245152

Localita' prova: Via delle Industrie ARESE

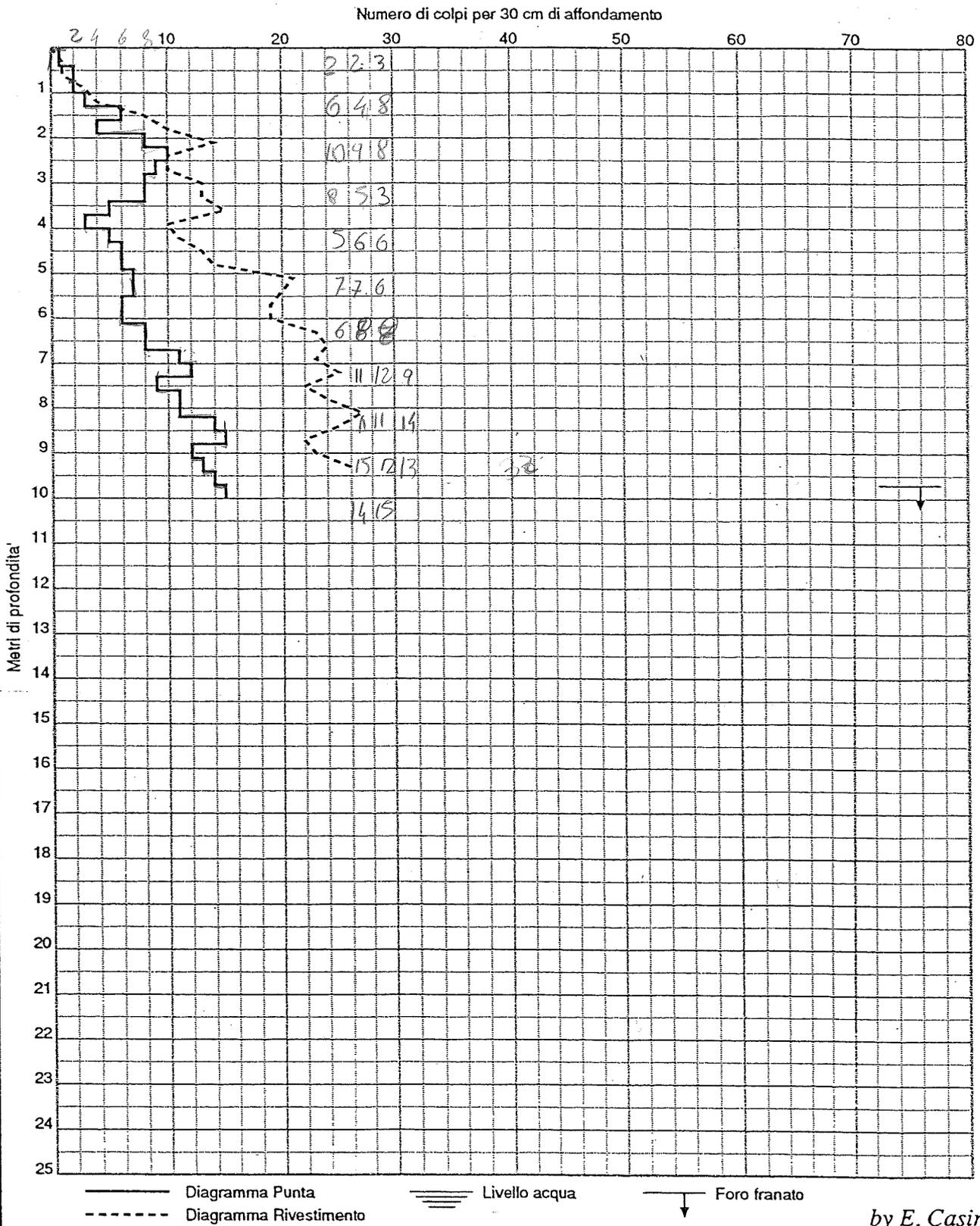
Quota inizio prova: piano campagna

Prova numero: 3

Data: 25/2/99

Penetrometro dinamico con asta isolata dal terreno circostante

Punta 60° Ø51 mm Mazza 73Kg Volata 75cm Tubazione rivestimento Ø48 mm



**rotopi** s.n.c.

P.le Trieste 9, 27049 Stradella (PV)  
Tel. (0385) 245152-42938 Fax 245152

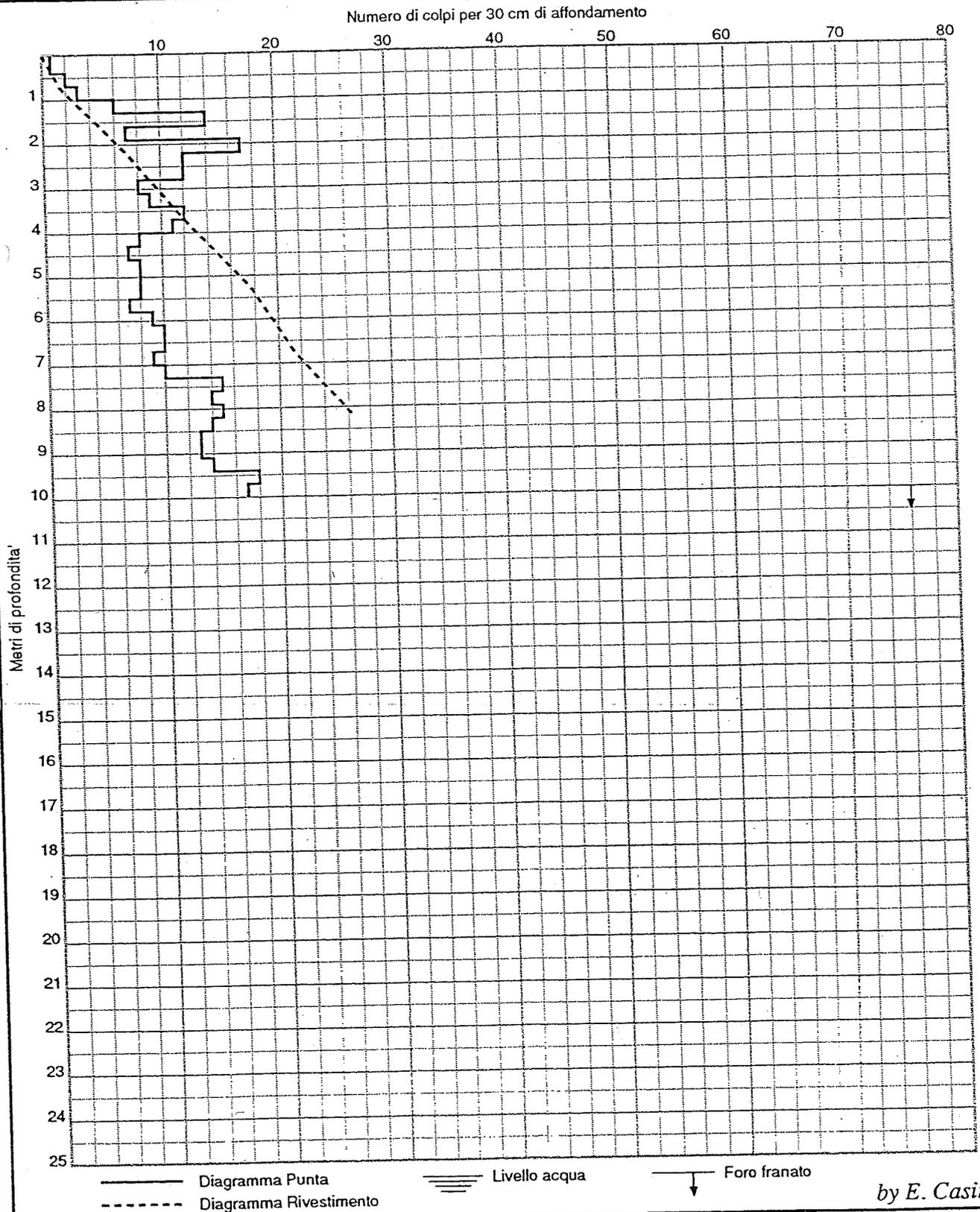
Localita' prova: Via delle Industrie ARESE

Quota inizio prova: piano campagna

Prova numero: 4

Data: 25/2/99

Penetrometro dinamico con asta isolata dal terreno circostante  
Punta 60° Ø51 mm Mazza 73Kg Volata 75cm Tubazione rivestimento Ø48 mm



by E. Casiraghi

**rotopi** s.n.c.

P.le Trieste 9, 27049 Stradella (PV)  
Tel. (0385) 245152-42938 Fax 245152

Localita' prova: Via delle Industrie ARESE

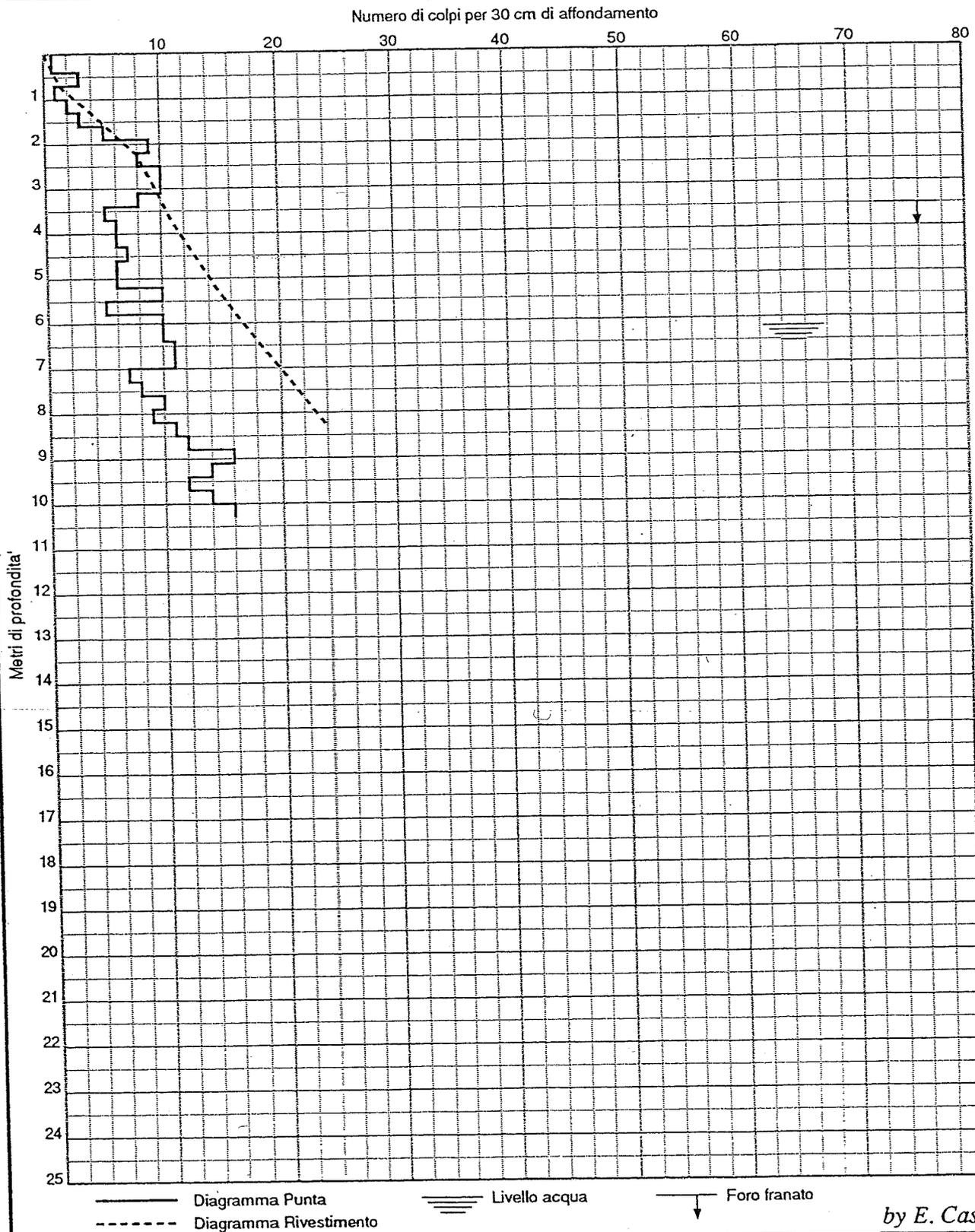
Prova numero: 5

Quota inizio prova: piano campagna

Data: 25/2/99

Penetrometro dinamico con asta isolata dal terreno circostante

Punta 60° Ø51 mm Mazza 73Kg Volata 75cm Tubazione rivestimento Ø48 mm



by E. Casiraghi