

GEOTECNICA CROCE s.r.l.
GEOTECNICA INGEGNERIA DELLE FONDAZIONI

IGT4
ASNA GHI

GEOTECNICA CROCE s.r.l.

20149 Milano - Via Leon Battista Alberti, 12

Tel. (02) 33107571 - 33107572

SIG.A ASNAGHI FRANCA

- PADERNO DUGNANO (MI) -

INSEDIAMENTO RESIDENZIALE NEL COMUNE DI
ARESE (MI) - VIA MATTEOTTI ANG. VIA F.LLI KENNEDY

RELAZIONE GEOTECNICA

L030-98/R1/UC

MILANO, 26/03/1998

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 residenziale di prossima costruzione nel Comune di ARESE (MI) in via Matteotti, angolo via F.lli Kennedy.

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 di interesse geotecnico delle soluzioni fondazionali previste,
- le raccomandazioni esecutive.

Lo zero assunto nel seguito coincide con il piano campagna dell'indagine supposto pianeggiante (approssimazione apprezzata = ± 3 m) 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 ROTOPi di Stradella ed è consistita nell'esecuzione di n° 6 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 -12.1 e la -14.5 m.

Nel fascicolo dell'impresa esecutrice dell'indagine sono riportati l'ubicazione delle verticali ed i 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 in corso d'opera.

3.2 - Caratteristiche litostratigrafiche

Dai risultati dell'indagine geotecnica nel suo complesso, i terreni in esame vengono schematizzati come di seguito esposto.

PRIMO LIVELLO - E' presente al disotto del ricoprimento superficiale umificato e si spinge fino a quote comprese entro l'area tra la -8.2 e la -9.7 m. È presumibilmente costituito da sabbia ghiaiosa in abbondante matrice limosa ed è risultato deposto in uno stato d'addensamento medio-basso essendo caratterizzato da una resistenza penetrometrica tipica dell'ordine dei 5÷8 colpi/piede.

Ad eccezione delle prove n° 1 e 4, nella parte alta del livello, fino a quote comprese entro l'area tra la -3.4 e la -5.5 m, il penetrometro registra resistenze più elevate rispetto a quelle medie rappresentative, a denotare la presenza di terreni di media densità.

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

È presumibilmente costituito da sabbia e ghiaia in matrice limosa ed è caratterizzato da un sensibile incremento della resistenza penetrometrica che dai bassi valori tipici del primo livello raggiunge resistenze dell'ordine dei 12÷15 colpi/piede e anche superiori a 20 colpi/piede in alcune verticali (cfr. Q_{20} di tab. 1).

Lo stato di addensamento dei terreni del secondo livello è definibile me-

dio, in aumento con la profondità.

3.3 - Idrologia

Nel corso dell'indagine non è stata rilevata la presenza dell'acqua sotterranea.

Ritenendo questa presente a quote non interagenti in modo significativo con le fondazioni delle strutture in progetto, nel seguito sarà ignorata.

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	γ KN/m ³	ϕ gradi	D_r %	m /	n /	v /
PRIMO P.A. ¹	-3.4÷-5.5	19	30÷32	45÷50	500÷550	.6	.35
PRIMO P.B.	-8.2÷-9.7	19	25÷27	30÷40	220÷250	.7	.4
SECONDO	/	19	27÷30	40÷50	300÷500	.6	.35

¹ In corrispondenza delle prove n° 1 e 4 la parte alta non è stata rinvenuta.

Nella tabella si è indicato con:

- Q_l la quota del letto dello strato,
 γ il peso di volume del terreno naturale,
 φ 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),
 σ_c ; σ_r rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per E e σ_c in KPa,
 ν il rapporto di POISSON.

4. CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di un edificio con pianta a forma di L con lati pari a 55 e 25 m circa.

E' un edificio a n° 4÷5 piani fuori terra più un interrato con il calpestio posto alla -3.3÷-3.4 m, quest'ultimo avente un'estensione planimetrica eccedente rispetto a quella delle strutture fuori terra.

L'edificio presenta una struttura del tipo puntiforme in calcestruzzo armato gettato in opera con fondazioni impostate alla -4 m circa.

Lo sbancamento per l'esecuzione dell'interrato è previsto, lungo il lato lungo opposto alla piazza, in aderenza al limite della proprietà laddove è presente un muro di confine e, a circa 5÷6 m di distanza, un edificio residenziale multipiano.

5. FONDAZIONI

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

L'indagine geotecnica eseguita nell'area mostra una condizione litostratigrafica e meccanica dei terreni particolarmente sfavorevole che, considerando i presumibili carichi trasmessi al terreno, potrebbe rendere limitante per le strutture principali dell'edificio, l'adozione di fondazioni dirette del tipo a plinto o a trave rovescia per insufficiente capacità portante dei terreni.

Per tale motivo, pur ritenendo ammissibile l'adozione di tali fondazioni impostate alla presunta quota di progetto sui terreni sciolti del primo livello, si proporrà anche l'adozione di una fondazione a platea.

Si esclude in prima istanza l'adozione di pali di fondazione del tipo gettato in opera in cassaforma infissa la cui esecuzione potrebbe produrre problemi di disturbo strutturale e fisiologico alle preesistenze prossime all'area in esame.

Nel seguito sono analizzate le tipologie di fondazione sopra prospettate.

5.2 - Fondazioni dirette

5.2.1 - Sono analizzate fondazioni dirette del tipo isolato e nastriforme, aventi dimensione minore compresa tra .5 e 2.5 m, immorsate per .7 m ed impostate alla² -4 m.

Nell'appendice di calcolo, 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 riportate le caratteristiche elastiche equivalenti dei terreni interessati dalle fondazioni.

5.2.2 - 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.

² Quote d'imposta di poco differenti da quella assunta nei calcoli non ne fanno variare in modo significativo i risultati e le conclusioni da questi derivanti ferme restando le indicazioni sui terreni d'imposta fornite nel cap. 5.

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 ed 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 ad una ulteriore decurtazione della pressione adottando il medesimo criterio di calcolo.

5.2.3 - La pressione di contatto fondazione-terreno q_t potrà essere calcolata 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.

5.2.4 - 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 nella già citata tab. 4.

5.3 - Analisi platea di fondazione

5.3.1 - Premessa

Della platea viene condotta la sola analisi deformazionale, intesa come valutazione dei cedimenti in corrispondenza dei vari punti dell'area di carico.

Non ne viene esaminata la stabilità in quanto, considerate le caratteristiche geometriche e di carico previste dal progetto e geotecniche dei terreni, questa è da ritenere senz'altro verificata avendo associati coefficienti di sicurezza elevati, senz'altro superiori a quelli previsti dalla normativa vigente e normalmente adottati nella prassi progettuale.

5.3.2 - Ipotesi di calcolo

Le ipotesi assunte nei calcoli sono le seguenti.

- a) Il calcolo dei cedimenti viene eseguito considerando un'area di carico rettangolare di lati pari a 55×10 m² rappresentativa del corpo più esteso dell'edificio.
- b) La pressione di contatto fondazione-terreno q_t assunta nei calcoli è pari a³:

$$q_t = 70 \text{ KPa}$$

- c) La platea viene considerata impostata alla -4 m.
- d) Per il calcolo della diffusione del carico indotto dalla fondazione al terreno questo viene considerato come semispazio elastico, isotropo ed omogeneo (alla BOUSSINESQ).
- e) Il calcolo considera la fondazione con associate due differenti rigidità limiti: infinitamente flessibile, fornendo in questo caso diffe-

³ Per pressioni di poco differenti da quella sopra adottata ($\pm 20\%$) i cedimenti potranno essere valutati utilizzando i risultati dei calcoli, considerando una proporzionalità diretta tra pressione e cedimento.

renti valori di cedimento a seconda della posizione planimetrica considerata, e perfettamente rigida con associato un unico valore di cedimento. Ovviamente, avendo la fondazione in esame associata una rigidezza finita, il comportamento di questa sarà intermedio tra i due forniti dal calcolo.

- f) Nel calcolo viene considerata la condizione stratigrafica più sfavorevole rappresentata dalla prova n° 3.

In considerazione dei risultati dell'indagine geotecnica, quanto risultante dai calcoli potrà essere ritenuto rappresentativo dell'estremo superiore del *range* di variazione dei cedimenti associati alla fondazione in analisi.

5.3.3 - Risultati dei calcoli

Nell'appendice di calcolo, alle pagg. 8÷12, sono riportati i parametri, le modalità ed i risultati dei calcoli di cedimento.

In sintesi risulta un cedimento medio, pari a:

$$w_r = 1.7 \text{ cm}$$

I cedimenti sono in gran parte sviluppati da terreni granulari e quindi sono da intendere del tipo istantaneo, mobilitanti cioè al momento dell'applicazione dei carichi.

5.3.4 - Indicazioni progettuali

Il valore del coefficiente di sottofondo verticale k_v per terreno alla WINKLER che potrà essere adottato per il dimensionamento della platea di fondazione è il seguente:

$$k_v = 4000 \text{ KN/m}^3$$

Data la discreta eterogeneità areale dei terreni entro l'area interessata dalla platea, il valore di k potrà variare entro un *range* con il limite inferiore pari a k_v sopra indicato ed il valore superiore pari a $1.4 * k_v$.

6. CRITERI DI CALCOLO DELLA SPINTA DELLE TERRE

6.1 - La schematizzazione geotecnica ed i relativi parametri che potranno essere assunti nella valutazione della spinta delle terre sui muri di contenimento laterali, nell'ipotesi di terreno in condizione a riposo, sono indicati nella tab. 6.1 seguente.

TAB. 6.1 - SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICA DA ASSUMERE PER IL CALCOLO DELLA SPINTA DELLE TERRE

LIVELLO	Q _l m	γ KN/m ³	φ gradi	k ₀ /
PRIMO P.A.	-3.5	18	30	.5
PRIMO P.B.	/	19	25	.6

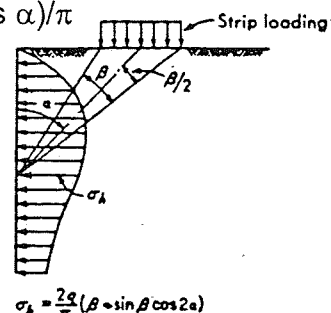
Nella tabella si è indicato con:

- Q_l la quota del letto dello strato di suddivisione,
 γ il peso di volume del terreno naturale,
 φ l'angolo di attrito del terreno,
 k₀ il coefficiente di spinta a riposo.

6.2 - Per la valutazione della pressione orizzontale indotta dai carichi agenti a monte del diaframma (sovraccarico veicolare, fondazioni edifici, ecc.) si potrà adottare la seguente espressione:

$$\sigma_r = 2 * q * (\beta - \sin \beta * \cos \alpha) / \pi$$

Per il significato dei simboli cfr. figura a lato.



In corrispondenza del lato lungo in aderenza alla proprietà confinante, nel

caso in cui non fosse ammesso alcun disturbo alle preesistenze (muro di confine, giardino retrostante, ecc.) e qualora fosse giudicata non possibile l'esecuzione del muro contro terra, pur a campioni considerata la notevole incoerenza dei terreni interessati dallo sbancamento, si dovranno eseguire opere di sostegno flessibili.

Queste saranno costituite da un diaframma a setti in calcestruzzo armato eseguito mediante benna mordente in presenza di fanghi bentonitici.

Per il calcolo del diaframma potrà essere adottata la medesima schematizzazione geotecnica esposta nella tabella 6.1, considerando il terreno in condizioni di equilibrio limite, inferiore a monte e superiore a valle. Al riguardo il calcolo dei valori di k_a e k_p potrà essere condotto secondo la teoria di COULOMB, adottando un angolo d'attrito terra muro $\delta = \varphi/3$.

7. RACCOMANDAZIONI ESECUTIVE

Le fondazioni dirette proposte ed analizzate, sia isolate che a platea dovranno essere impostate sul terreno naturale in situ, prevedendo in ogni caso l'asportazione integrale dei materiali giudicati inidonei, eventualmente presenti⁴.

Si raccomanda pertanto in corso d'opera la visione critica dei terreni presenti all'imposta delle fondazioni.

Laddove a tale quota non fossero presenti i terreni a prevalente frazione sabbiosa-limosa di media densità costituenti il primo livello bensì i materiali sciolti del ricoprimento superficiale, materiale di riporto, lenti di terreno particolarmente molle o altri materiali ritenuti inidonei dalla D.LL., occorrerà prevederne la bonifica.

Questa avrà un'impronta con il terreno esuberante rispetto alle dimensioni della soprastante fondazione di una quantità pari a ΔB (ΔB = spessore del bonifico) e 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/m³ 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.

L'esecuzione dell'edificio, se impostato su fondazioni isolate e/o nastriformi, dovrà prevedere l'adozione di quei provvedimenti costruttivi normalmente previsti per costruzioni su suoli deformabili.

GEOTECNICA CROCE S.r.l.

Dr. Ing. UMBERTO CROCE
ISCR. ALBO PROE. COMO N. 814

⁴ Tale evenienza non è stata riscontrata nel corso dell'indagine ma non può essere esclusa a priori, considerata la tipologia delle indagini condotte nell'area.

RIASSUNTO PROVE PENETROMETRICHE

Prova n°	Q ₁₀ m	Q ₂₀ m	Q _M m
1	-8.2	-13.3	-14.5
2	-8.2	-12.1	-12.6
3	-8.8	/	-12.1
4	-9.4	/	-13
5	-9.7	-12.4	-13.3
6	-9.1	/	-14.5

Q₁₀₋₂₀ = quota in cui N > 10-20 colpi/piede,

Q_M = quota fine prova.

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	3.40	15	40	45	8	32.0	51.3	570.1	0.59	19257.2
2	8.80	25	60	15	6	24.9	32.9	253.1	0.70	16988.1
3	12.00	15	40	45	13	27.1	43.5	459.2	0.59	45378.3

Acqua di falda non presente
Peso di volume terreno naturale = 19.0 KN/m³
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.

L030-98 TAB. 2

ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

RIASSUNTO CALCOLI DI CAPACITÀ PORTANTE E DI CEDIMENTO

TIPO FONDAZ.	B m	q_a KPa	w cm	q'_a KPa
ISOL	.5	79.3	.2	79.3
	1	91.2	.5	91.2
	1.5	103.2	.8	103.2
	2	115.1	1.2	115.1
	2.5	127	1.6	127
NASTR	.5	69.6	.3	69.6
	1	89.5	.9	89.5
	1.5	109.3	1.7	109.3
	2	129.2	2.6	122.6
	2.5	149.1	3.8	98.9

B = larghezza fondazione,

q_a = portata ammissibile nei confronti della rottura del terreno,

w = cedimento medio sotto la pressione q_a ,

q'_a = press. fondaz.-terreno con w < 2.5 cm.

ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

RIASSUNTO CARATTERISTICHE ELASTICHE

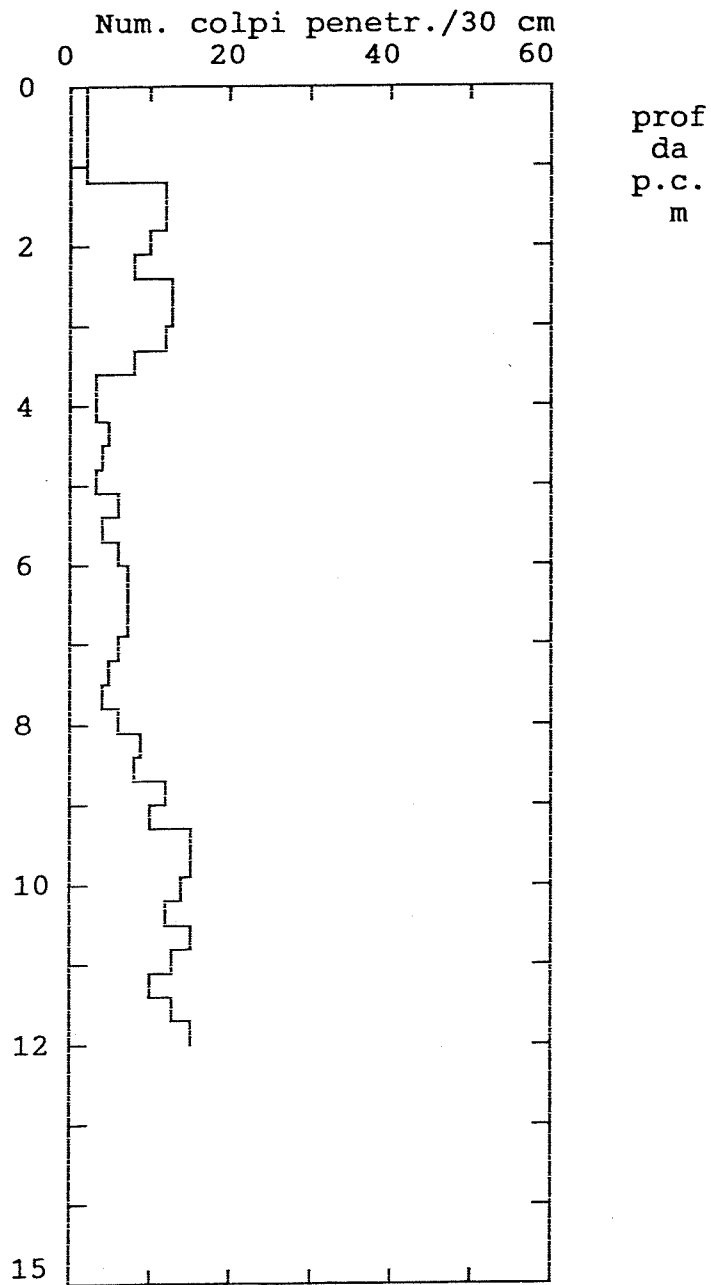
TIPO FONDAZ.	B m	E KPa	k_{vm} KN/m ³
ISOL	.5	4485	39105
	1	5548	20216
	1.5	6531	13889
	2	7455	10768
NASTR	2.5	8333	8601
	.5	5199	23981
	1	6678	10498
	1.5	8042	6629
	2	9324	4957
	2.5	10543	4017

B = larghezza fondazione,

E = modulo di elasticità verticale riferito a terreno alla Boussinesq,

k_{vm} = q_a/w = coefficiente medio di sottofondo verticale per terreno alla Winkler (per q_a e w cfr. tab. 3).

DIAGRAMMA PROVA PENETROMETRICA N. 3

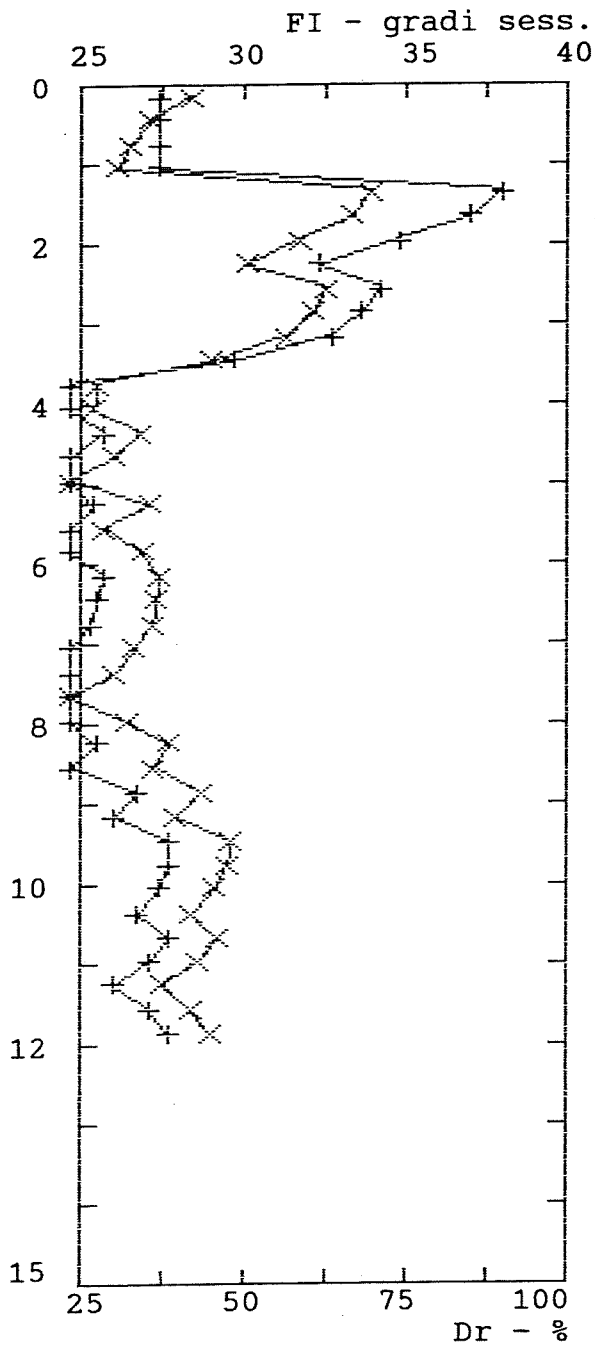


L030-98 FIG. 1

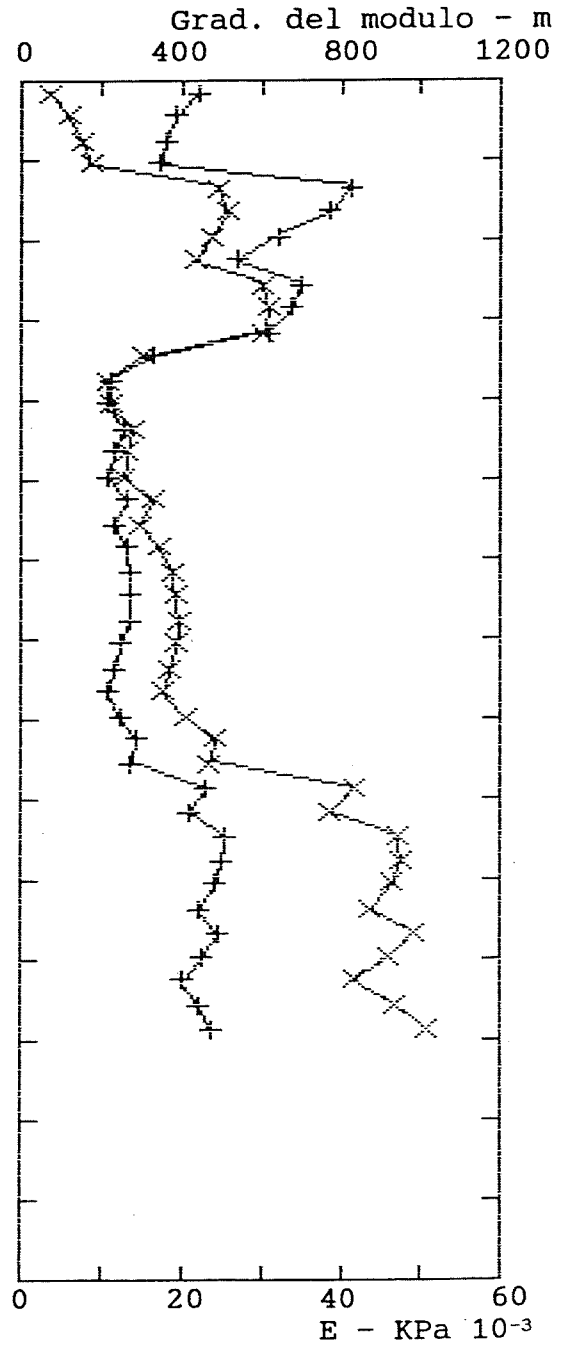
CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

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

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



prof
da
p.c.
m



N.B. : Per i metodi di calcolo vedi la tabella N. 1
 N.B. : I simboli fuori campo non sono in scala.

L030-98 FIG. 2

APPENDICE DI CALCOLO

ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

- Calcolo capacità portante
- Calcolo cedimenti

CALCOLO CEDIMENTI PLATEA DI FONDAZIONE

ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

Committente SIG. MERONI
Numero lav. L030-98
Cantiere ARESE MI
Data di elab. MARZO 1998
File F030-98A
Osservazioni FONDAZIONI ISOLATE

Unita' di misura: KN; KPa; m; gradi sess.
1 KN=.1 t; 1 KPa=.1 t/mq

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Cal N.	FI	c	m	n	v	Gs	Gi	Nm
1	26.0	0.0	200.	0.70	0.40	18.0	19.0	6.5
2	26.0	0.0	200.	0.70	0.40	18.0	19.0	6.5
3	26.0	0.0	200.	0.70	0.40	18.0	19.0	6.5
4	26.0	0.0	200.	0.70	0.40	18.0	19.0	6.5
5	26.0	0.0	200.	0.70	0.40	18.0	19.0	6.5

FI = angolo d' attrito
 c = coesione media
 m = grad. mod. elast.
 n = espon. del modulo
 v = rapp. di Poisson
 Gs; Gi = peso di volume
 terreno sopra e
 sotto la fondaz.
 Nm = num. medio colpi
 del penetrometro

Fs = 3.0

Dh = 30.0

COEFF. DI SICUREZZA ALLA ROTTURA DEL TERRENO
 SPESSORE DELLO STRATO DI TERRENO DEFOR-
 MABILE POSTO AL DISOTTO DELLA FONDAZIONE
 LA RESISTENZA PENETROMETRICA MEDIA DEL TERRENO
 POSTO AL DISOTTO DELLA FONDAZIONE E' CRESCENTE.
 IL TERRENO INTERESSATO SIGNIFICATIVAMENTE DALLA
 FONDAZIONE E' SABBIA O SABBIA LIMOSA FUORI FALDA.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Cal. N.	Tipo Fond.	B	L	Qpc	Qcf	Qf	Qw
1	ISOL	0.50	0.50	0.0	3.3	4.0	n.p.
2	ISOL	1.00	1.00	0.0	3.3	4.0	n.p.
3	ISOL	1.50	1.50	0.0	3.3	4.0	n.p.
4	ISOL	2.00	2.00	0.0	3.3	4.0	n.p.
5	ISOL	2.50	2.50	0.0	3.3	4.0	n.p.

B = lato m i n o r e
 L = lato maggiore
 QUOTE :
 Qpc = campagna in eser.
 Qcf = calpestio infer.
 Qf = imposta fondaz.
 Qw = livello a c q u a

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$$q_1 = c N_c s_c d_c i_c g_c f_c + q_s N_q s_q d_q i_q g_q f_q + 1.5 G_i B N_g s_g d_g i_g g_g f_g$$

Calc.	1	2	3	4	5	
Nc	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	FATTORI di
Nq	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	capacita' portante
Ng	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	del terreno
sc	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	FATTORI di
sq	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	forma della
sg	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	fondazione
dc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
dq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	compressibilita'
dg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	del terreno
IR	165.4	153.8	145.1	138.2	132.5	INDICE di RIGIDEZZA
IC	47.84	47.84	47.84	47.84	47.84	INDICE CRITICO
ic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
iq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	inclin. ed eccentric.
ig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	del carico
gc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
gq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	inclinazione del
gg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	piano campagna
fc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
fq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	inclinazione della
fg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	fondazione
Gi	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	Gi medio signific.
qs	12.60	12.60	12.60	12.60	12.60	(Qf - Qcf) * Gs
q1	237.99	273.73	309.46	345.20	380.93	PORTATA LIMITE
qa=q1/Fs	79.33	91.24	103.15	115.07	126.98	PORTATA AMMISSIBILE

CALCOLO DEI CEDIMENTI

$$w_1 = ar af ad B (1-\nu^2) * [(qa-q)/E + q/Es]$$

$$w_2 = ff fh ft [q B^1 Icc/3 + (qa - q) B^1 Icc]$$

Calc.	1	2	3	4	5	
ar	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	FATTORE di RIGIDEZ.
af	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	FATTORE di FORMA
ad	0.63	0.63	0.63	0.62	0.66	FATTORE di PROFOND.
qa	79.33	91.24	103.15	115.07	126.98	PRESSIONE TERRENO
q	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00	(Qf - Qpc) * Gs
E	4485	5548	6531	7455	8333	MODULO PRIMO CARICO
Es	13059	16188	19076	21788	24364	MODULO RICOMPRESS.
w1	0.16	0.35	0.57	0.81	1.12	CEDIM.cm-BOWLES 1982
kv1	49645	25778	17999	14201	11323	COEFF. SOTTOF. VERT
ff	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORE di FORMA
fh	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORE di COMPRES.
ft	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	FATTORE di VISCOS.
Icc	0.124	0.124	0.124	0.124	0.124	IND. di COMPRES.
zi	0.799	1.085	1.366	1.644	1.917	PROFOND. SIGNIFIC.
w2	0.28	0.62	1.05	1.57	2.16	CEDIM.cm-BURLAND 984
kv2	28565	14653	9779	7334	5879	COEFF. SOTTOF. VERT
wm	0.22	0.49	0.81	1.19	1.64	CEDIMENTO MEDIO cm
kvm	39105	20216	13889	10768	8601	COEFF.SOTTOF. MEDIO

ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

Committente	SIG. MERONI
Numero lav.	L030-98
Cantiere	ARESE MI
Data di elab.	MARZO 1998
File	F030-98B
Osservazioni		FONDAZIONI NASTRIFORMI

Unita' di misura: KN; KPa; m; gradi sess.
1 KN=.1 t; 1 KPa=.1 t/mq

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Cal N.	FI	c	m	n	v	Gs	Gi	Nm
1	26.0	0.0	200.	0.70	0.40	18.0	19.0	6.5
2	26.0	0.0	200.	0.70	0.40	18.0	19.0	6.5
3	26.0	0.0	200.	0.70	0.40	18.0	19.0	6.5
4	26.0	0.0	200.	0.70	0.40	18.0	19.0	6.5
5	26.0	0.0	200.	0.70	0.40	18.0	19.0	6.5

FI = angolo d' attrito
 c = coesione media
 m = grad. mod. elast.
 n = espon. del modulo
 v = rapp. di Poisson
 Gs;Gi= peso di volume
 terreno sopra e
 sotto la fondaz.
 Nm = num. medio colpi
 del penetrometro

Fs = 3.0

Dh = 30.0

COEFF. DI SICUREZZA ALLA ROTTURA DEL TERRENO
 SPESSORE DELLO STRATO DI TERRENO DEFOR-
 MABILE POSTO AL DISOTTO DELLA FONDAZIONE
 LA RESISTENZA PENETROMETRICA MEDIA DEL TERRENO
 POSTO AL DISOTTO DELLA FONDAZIONE E' CRESCENTE.
 IL TERRENO INTERESSATO SIGNIFICATIVAMENTE DALLA
 FONDAZIONE E' SABBIA O SABBIA LIMOSA FUORI FALDA.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Cal. N.	Tipo Fond.	B	L	Qpc	Qcf	Qf	Qw
1	NASTR	0.50	/	0.0	3.3	4.0	n.p.
2	NASTR	1.00	/	0.0	3.3	4.0	n.p.
3	NASTR	1.50	/	0.0	3.3	4.0	n.p.
4	NASTR	2.00	/	0.0	3.3	4.0	n.p.
5	NASTR	2.50	/	0.0	3.3	4.0	n.p.

B = largh. fondazione

QUOTE :

Qpc = campagna in eser.

Qcf = calpestio infer.

Qf = imposta fondaz.

Qw = livello a c q u a

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$$q_1 = c N_c s_c d_c i_c g_c f_c + q_s N_q s_q d_q i_q g_q f_q + 0.5 G_i B N_g s_g d_g i_g g_g f_g$$

Calc.	1	2	3	4	5	
Nc	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	FATTORI di
Nq	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	capacita' portante
Ng	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	del terreno
sc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
sq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	forma della
sg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	fondazione
dc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
dq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	compressibilita'
dg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	del terreno
IR	159.1	145.1	135.2	127.7	121.7	INDICE di RIGIDEZZA
IC	97.59	97.59	97.59	97.59	97.59	INDICE CRITICO
ic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
iq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	inclin. ed eccent
ig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	del carico
gc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
gq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	inclinazione del
gg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	piano campagna
fc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
fq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	inclinazione della
fg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	fondazione
Gi	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	Gi medio signific.
qs	12.60	12.60	12.60	12.60	12.60	(Qf - Qcf) * Gs
q1	208.92	268.48	328.04	387.60	447.16	PORTATA LIMITE
qa=q1/Fs	69.64	89.49	109.35	129.20	149.05	PORTATA AMMISSIBILE

CALCOLO DEI CEDIMENTI

$$w_1 = ar af ad B (1-\nu^2) * [(qa-q)/E + q/Es]$$

$$w_2 = ff fh ft [q B^1 Icc/3 + (qa - q) B^1 Icc]$$

Calc.	1	2	3	4	5	
ar	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	FATTORE di RIGIDEZ.
af	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	FATTORE di FORMA
ad	0.76	0.84	0.88	0.90	0.92	FATTORE di PROFOND.
qa	69.64	89.49	109.35	129.20	149.05	PRESSIONE TERRENO
q	69.64	72.00	72.00	72.00	72.00	(Qf - Qpc) * Gs
E	5199	6678	8042	9324	10543	MODULO PRIMO CARICO
Es	14484	18603	22376	25903	29245	MODULO RICOMPRESS.
w1	0.27	0.80	1.52	2.36	3.30	CEDIM.cm-BOWLES 1982
kv1	25867	11218	7174	5473	4513	COEFF. SOTTOF. VERT
ff	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	FATTORE di FORMA
fh	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORE di COMPRES.
ft	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	FATTORE di VISCOS.
Icc	0.124	0.124	0.124	0.124	0.124	IND. di COMPRES.
zi	0.799	1.085	1.366	1.644	1.917	PROFOND. SIGNIFIC.
w2	0.32	0.92	1.80	2.91	4.23	CEDIM.cm-BURLAND 984
kv2	22096	9779	6084	4441	3521	COEFF. SOTTOF. VERT
wm	0.29	0.86	1.66	2.64	3.77	CEDIMENTO MEDIO cm
kvm	23981	10498	6629	4957	4017	COEFF.SOTTOF. MEDIO

CALCOLO CEDIMENTI AREA DI CARICO

Committente	SIG. MERONI
Numero lav.	030-98
Cantiere	ARESE MI
File	A030-98
Data di elab.	MARZO 1998
Osservazioni	ZONA PROVA N. 3	

Unita' di misura: KN; KPa; m; gradi sess.
1 KN=.1 t; 1 KPa=.1 t/mq

D A T I D I I N P U T

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE TERRENO

Le caratteristiche di deformabilità verticale dei terreni relative ai terreni granulari sono state calcolate utilizzando il valore della densità relativa valutato con le correlazioni di GIBBS-HOLTZ (1967), SCHULTZ-MEZEMBACH (1961), BAZARAA-PECK (1967), BAZARAA (1969) mediate.

COEFFICIENTE DI PRESSIONE A RIPOSO	0.50
R A P P O R T O D I P O I S S O N	0.40
PESO VOLUME TERRENO SOTTO LA FONDAZ.	19.00
PESO VOLUME TERRENO SOPRA LA FONDAZ.	18.00
PESO DI VOLUME TERRENO IMMERSO	9.00
QUOTA LIVELLO ACQUA SOTTERRANEA	15.00

CARATTERISTICHE DI GEOMETRIA GENERALE

LATO MINORE	AREA	DI	CARICO	10.00
LATO MAGGIORE	AREA	DI	CARICO	55.00
PRESSIONE TRASMESSA	AL	TERRENO		70.00
QUOTA DEL PIANO	CAMPAGNA			0.00
QUOTA PIANO CALPESTIO PIU' DEPRESSO				3.40
QUOTA PIANO	AREA	DI	CARICO	4.00

RISULTATI DEI CALCOLI

LEGENDA:

z = profond. media strato N = numero colpi penetrom. dinamico
 Dr = densita' relativa Qvt/Qht = press. vert./orizz. terr. a rip.
 Qhc = increm. press. orizz. Qvc = incremento pressione verticale
 E = modulo elast. vertic. Cc-Cr = indici compressib. edometrica
 w = cedimento Po = pressione di preconsolidazione

N.B. La profondita' e' misurata dal piano di carico.

z m	N colpi	Dr %	Qvt KPa	Qht KPa	Qhc KPa	Qvc KPa	E / Cc;Cr KPa/ - ; -	Po KPa	w cm
Sullo spigolo									
0.6	4	29.3	22.2	11.1	15.7	17.5	8657.8	/	0.243
1.8	5	31.1	45.0	22.5	13.0	17.5	11675.5	/	0.179
3.0	7	35.2	67.8	33.9	11.2	17.3	15447.3	/	0.135
4.2	6	31.9	90.6	45.3	9.7	17.0	16532.7	/	0.124

Calcolo arrestato perche' soddisfatta la relazione: - $Qvc < 0.15 * Qvt$ -

z m	N colpi	Dr %	Qvt KPa	Qht KPa	Qhc KPa	Qvc KPa	E / Cc;Cr KPa/ - ; -	Po KPa	w cm
In mezzeria del lato minore									
0.6	4	29.3	22.2	11.1	29.6	35.0	11884.7	/	0.353
1.8	5	31.1	45.0	22.5	21.1	34.4	13629.8	/	0.303
3.0	7	35.2	67.8	33.9	15.7	32.8	16635.7	/	0.237
4.2	6	31.9	90.6	45.3	11.9	30.4	17084.0	/	0.214
5.4	11	41.8	113.4	56.7	9.3	27.7	32474.2	/	0.103
6.6	14	45.0	136.2	68.1	7.5	25.2	41261.2	/	0.073

Calcolo arrestato perche' soddisfatta la relazione: - $Qvc < 0.15 * Qvt$ -

z m	N colpi	Dr %	Qvt KPa	Qht KPa	Qhc KPa	Qvc KPa	E / Cc;Cr KPa/ - ; -	Po KPa	w cm
In mezzeria del lato maggiore									
0.6	4	29.3	22.2	11.1	31.3	35.0	12285.0	/	0.342
1.8	5	31.1	45.0	22.5	25.7	34.9	14747.3	/	0.284
3.0	7	35.2	67.8	33.9	22.0	34.6	18307.5	/	0.227
4.2	6	31.9	90.6	45.3	18.7	34.1	18763.0	/	0.218
5.4	11	41.8	113.4	56.7	15.9	33.2	35162.0	/	0.113
6.6	14	45.0	136.2	68.1	13.5	32.2	44094.3	/	0.088
7.8	13	41.7	159.0	79.5	11.4	30.9	43360.4	/	0.086
9.0	15	43.9	181.8	90.9	9.7	29.6	48089.0	/	0.074

Calcolo arrestato perche' soddisfatta la relazione: - $Qvc < 0.15 * Qvt$ -

z m	N colpi	Dr %	Qvt KPa	Qht KPa	Qhc KPa	Qvc KPa	E / Cc;Cr KPa/ - ; -	Po KPa	w cm
A1 centro									
0.6	4	29.3	22.2	11.1	59.1	69.9	18738.0	/	0.448
1.8	5	31.1	45.0	22.5	41.8	68.8	18654.1	/	0.443
3.0	7	35.2	67.8	33.9	31.0	65.6	20680.9	/	0.380
4.2	6	31.9	90.6	45.3	23.2	60.8	19861.5	/	0.367
5.4	11	41.8	113.4	56.7	17.8	55.5	35945.6	/	0.185
6.6	14	45.0	136.2	68.1	14.0	50.3	44364.1	/	0.136
7.8	13	41.7	159.0	79.5	11.3	45.5	43312.1	/	0.126
9.0	15	43.9	181.8	90.9	9.3	41.3	47892.9	/	0.104
10.2	15	42.7	204.6	102.3	7.7	37.7	49049.4	/	0.092
11.4	15	41.9	223.4	111.7	6.5	34.5	49947.9	/	0.083

Calcolo arrestato perche' soddisfatta la relazione: - $Qvc < 0.15 * Qvt$ -

CEDIMENTI TOTALI AREA DI CARICO

- sullo spigolo w = 0.68 cm
- in mezzeria lato minore w = 1.28 cm
- in mezzeria lato maggiore w = 1.43 cm
- nel centro w = 2.36 cm
- cedimento fondazione rigida ... w = 1.73 cm



rotopi s.n.c.

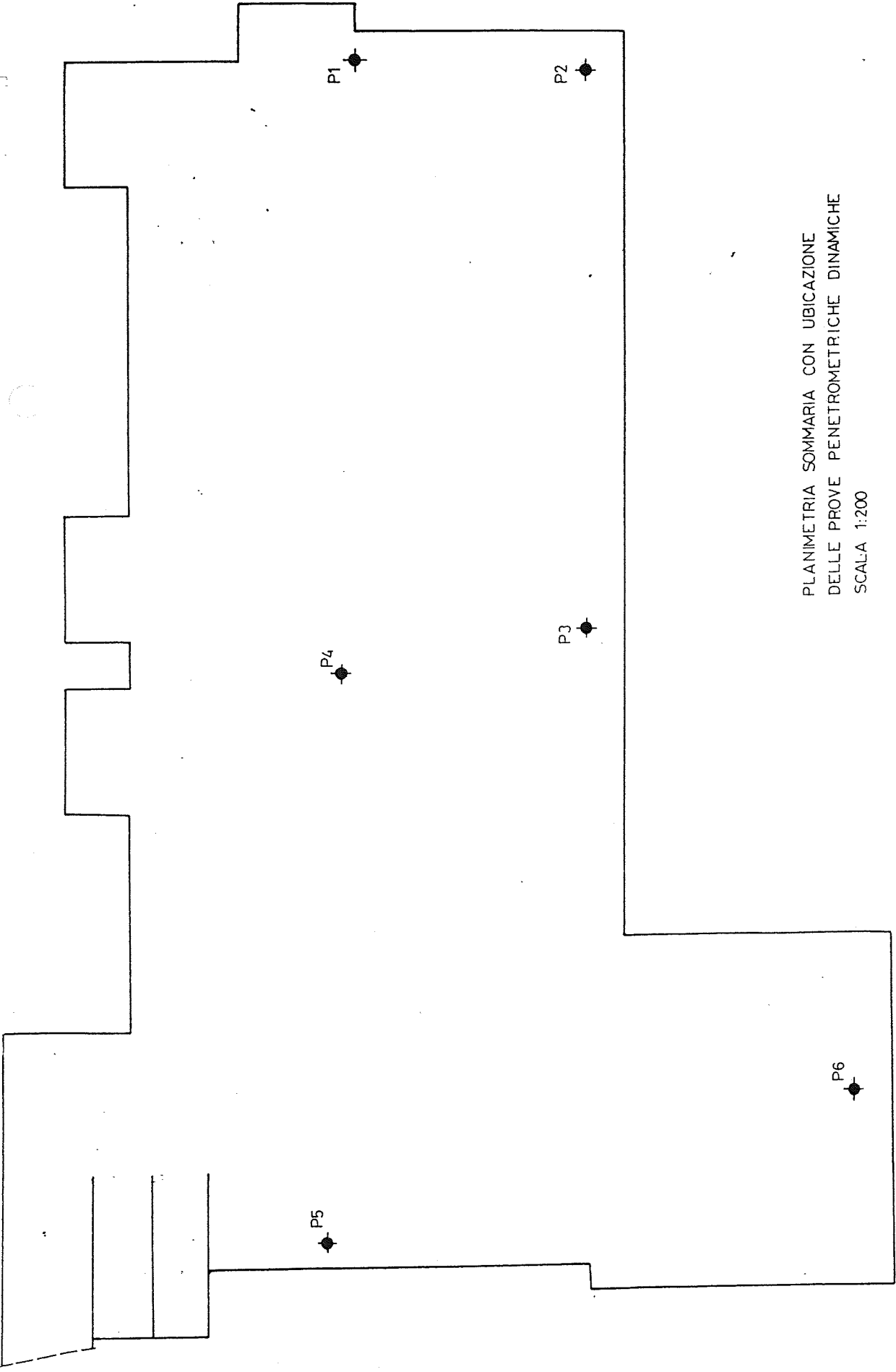
**sondaggi, prove penetrometriche,
micropali, tiranti, carotaggi, iniezioni**

ESECUZIONE DI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE IN VIA KENNEDY AD ARESE

rotopi s.n.c.

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

Franco Zucchi



PLANIMETRIA SOMMARIA CON UBICAZIONE
DELLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE
SCALA 1:200

rotopi s.n.c.

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

Localita' prova: Via Kennedy Arese (MI)

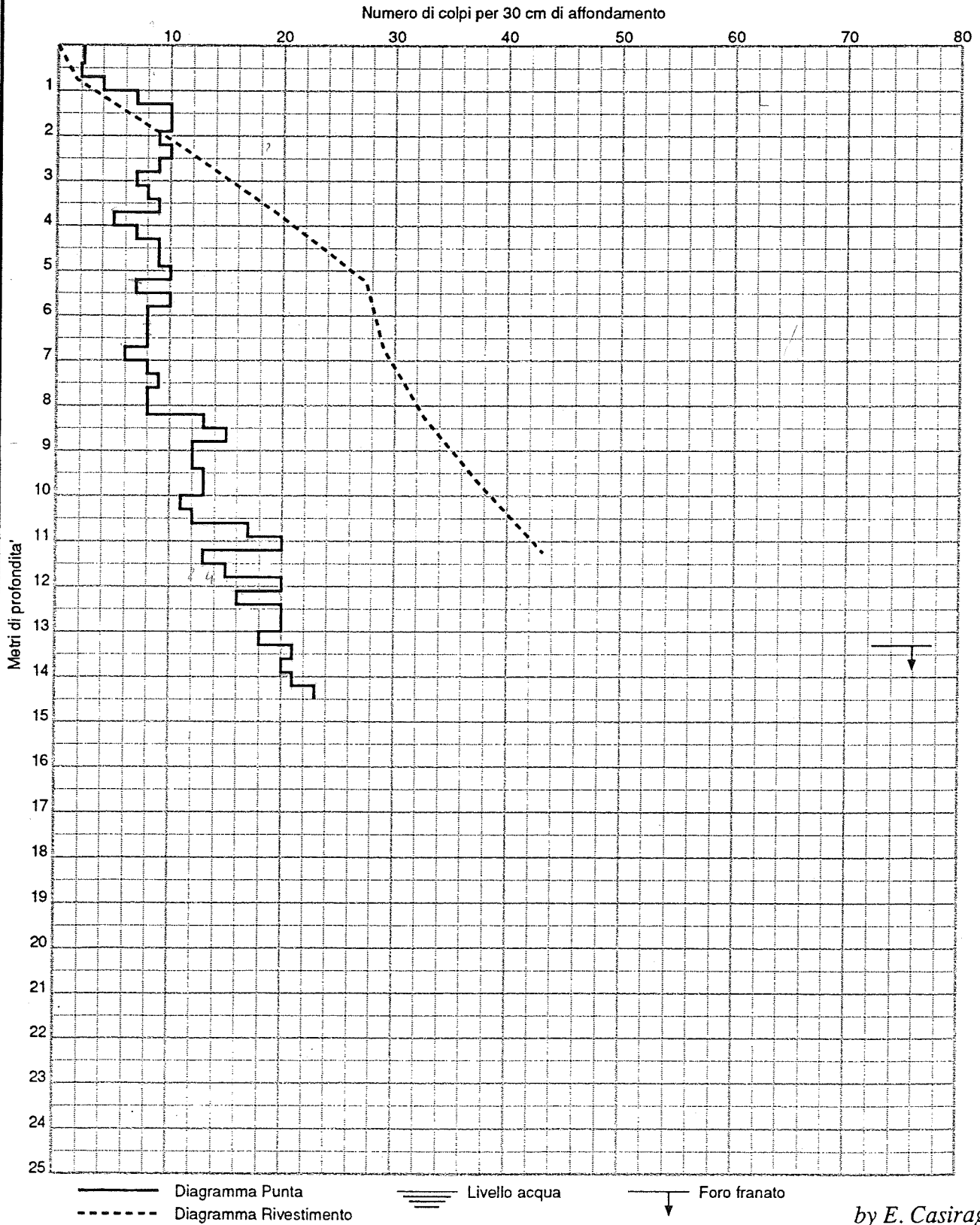
Quota inizio prova: Piano Campagna

Prova numero: 1

Data: 12/3/98

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

Località prova: Via Kennedy Arese (MI)

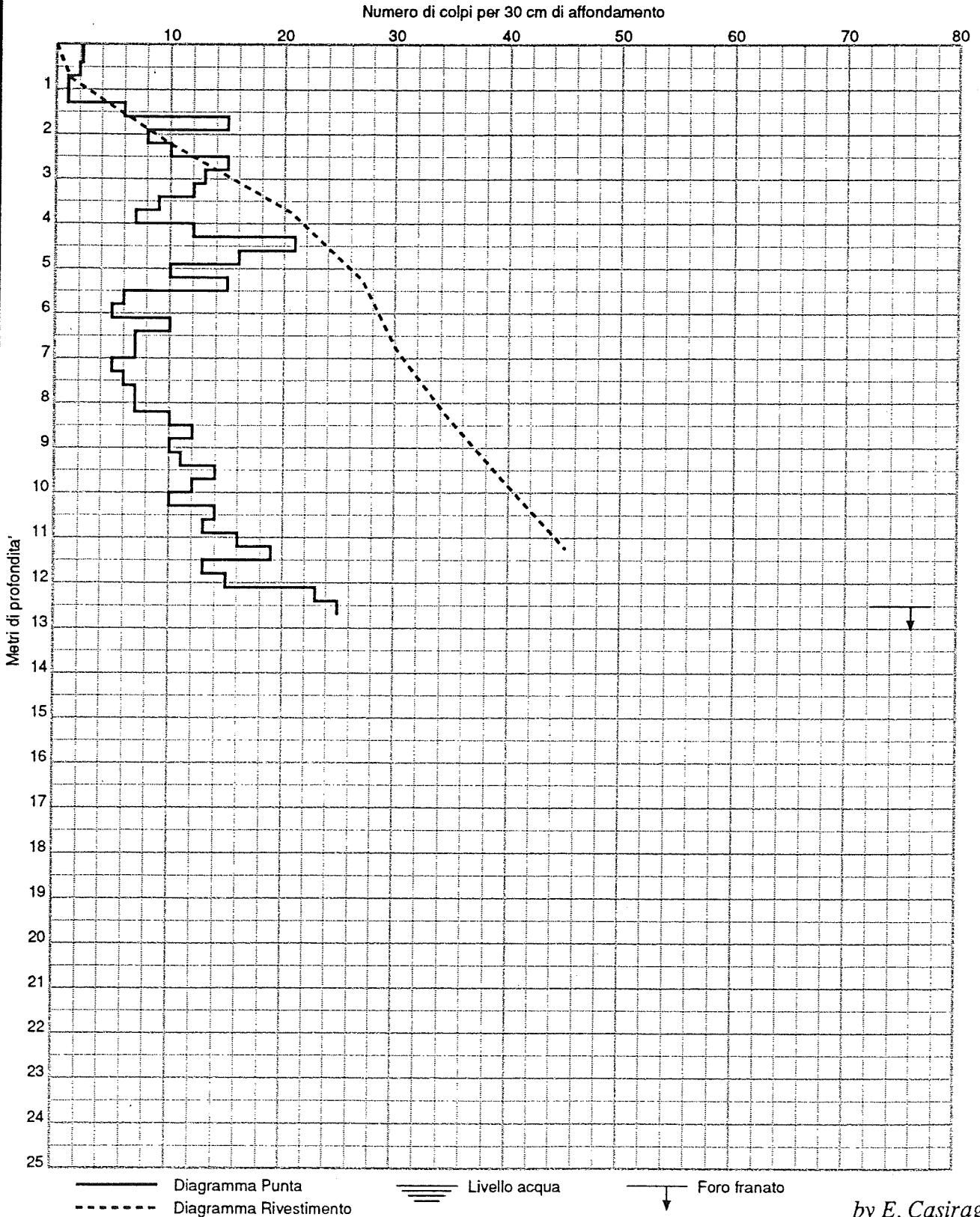
Quota inizio prova: Piano Campagna

Prova numero: 2

Data: 12/3/98

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

Località prova: Via Kennedy Arese (MI)

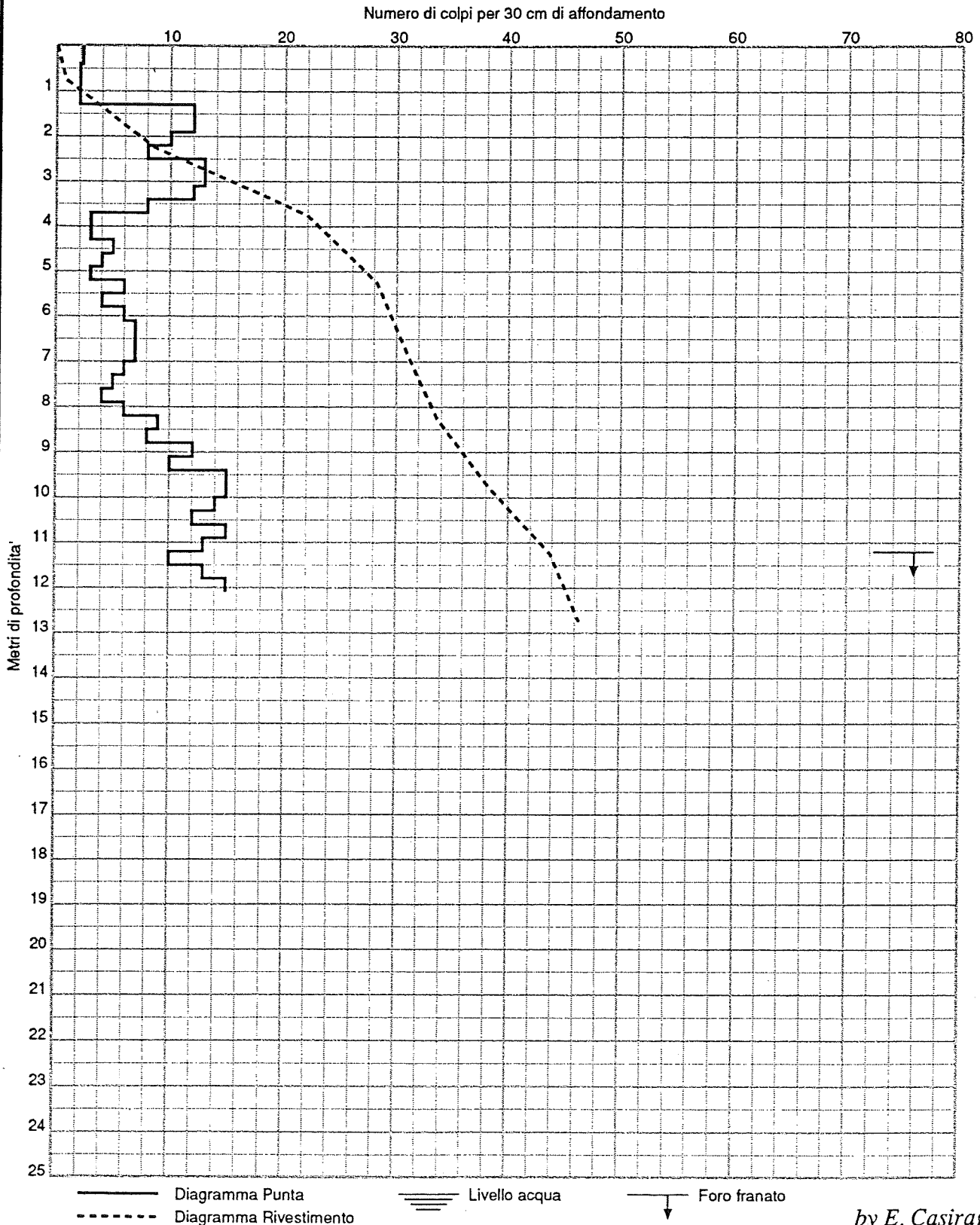
Quota inizio prova: Piano Campagna

Prova numero: 3

Data: 12/3/98

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 Kennedy Arese (MI)

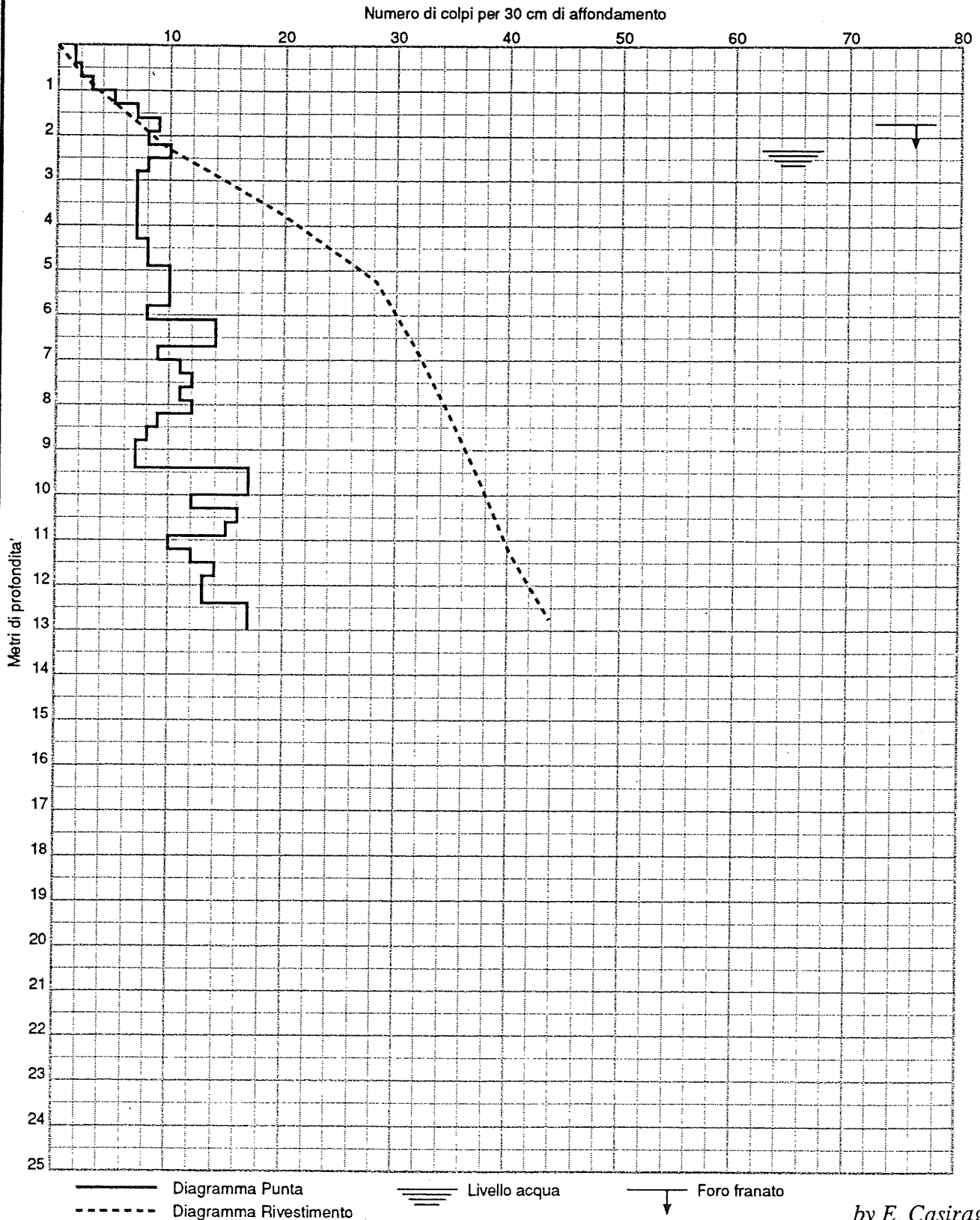
Quota inizio prova: Piano Campagna

Prova numero: 4

Data: 12/3/98

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 Kennedy Arese (MI)

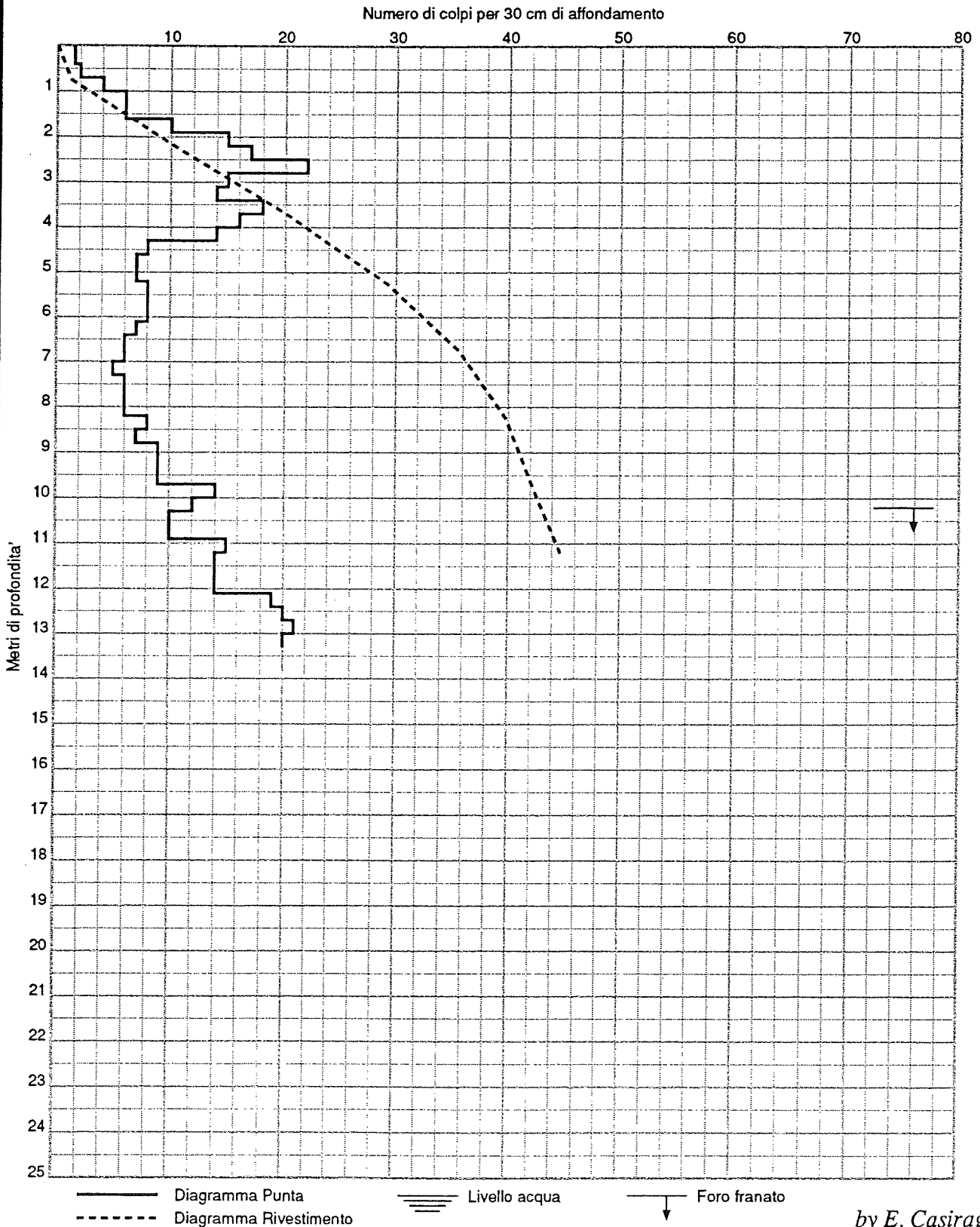
Quota inizio prova: Piano Campagna

Prova numero: 5

Data: 12/3/98

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 Kennedy Arese (MI)

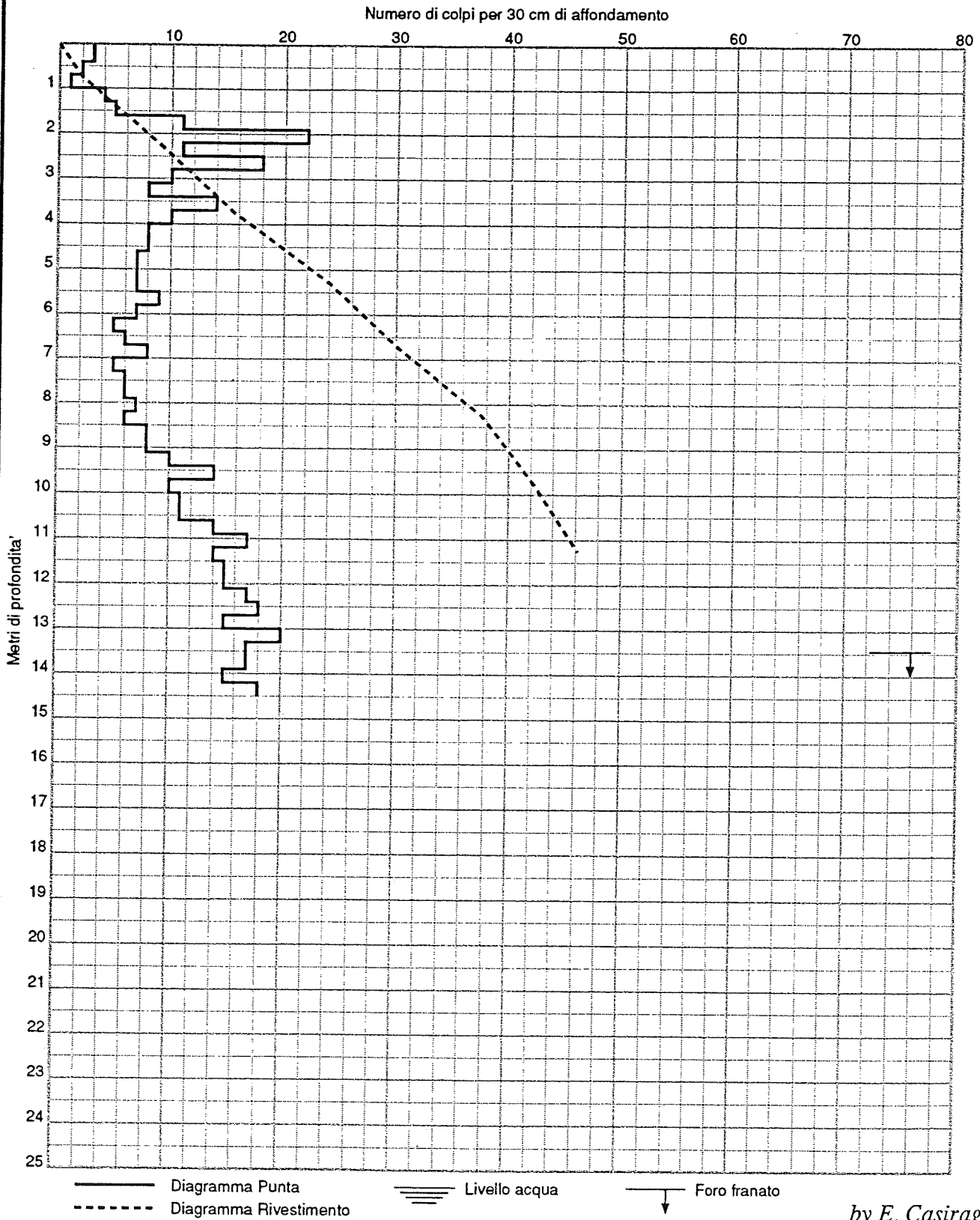
Quota inizio prova: piano campagna

Prova numero: 6

Data: 13/3/98

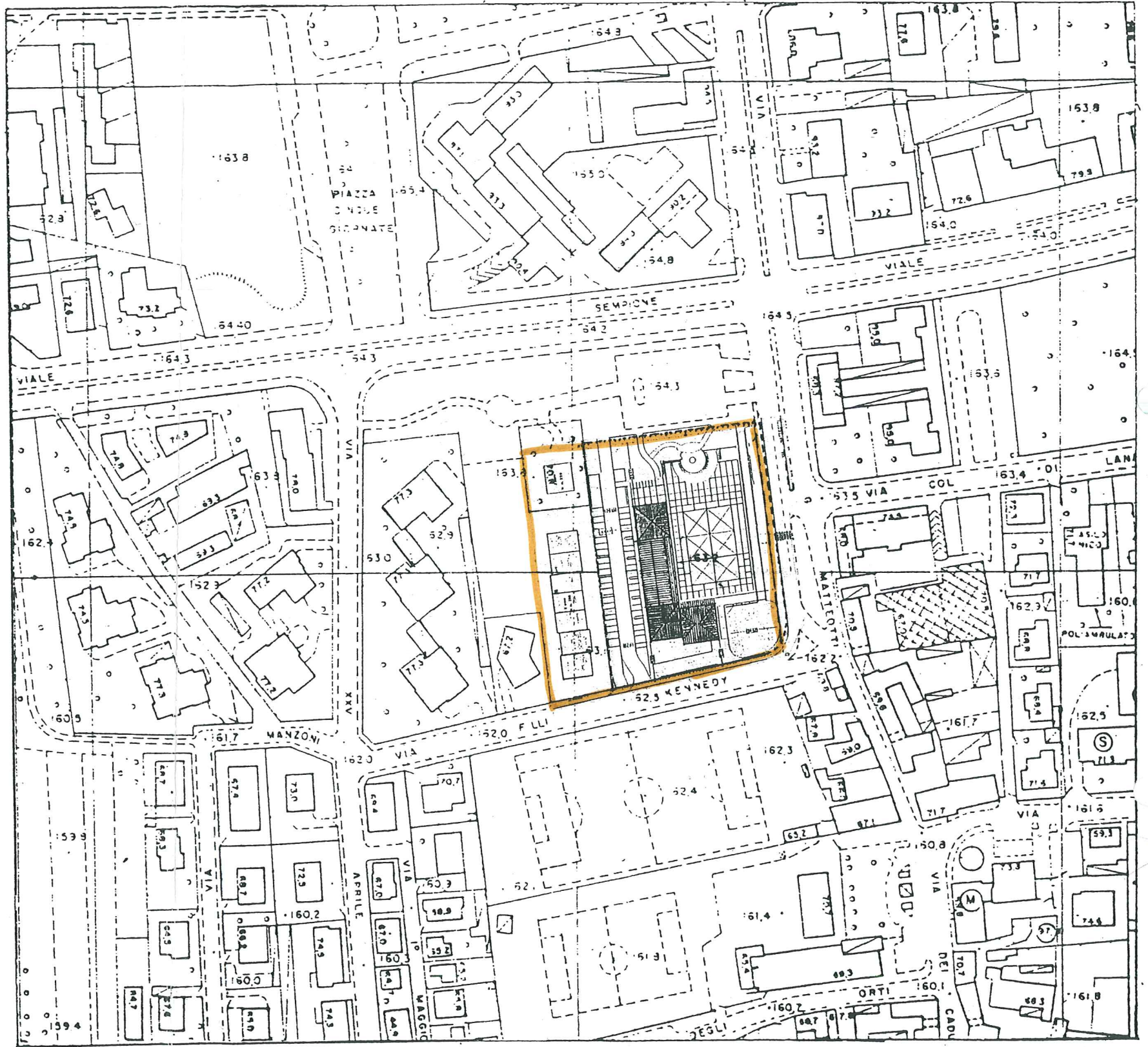
Penetrometro dinamico con asta isolata dal terreno circostante

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



by E. Casiraghi





PROPRIETÀ :

PROGETTISTA :