

45

10

## RELAZIONE GEOLOGICA

## E GEOTECNICA

(AI SENSI DEI D. M. 21-01-81, 11-03-88, DELLA CIRCOLARE LL. PP.

N. 30483 DEL 24-09-88 E DELLE SUCC. INTEGRAZIONI E

MODIFICHE)

RELATIVA AL PROGETTO DI COSTRUZIONE/REALIZZAZIONE DI UN  
EDIFICIO AD USO RESIDENZIALE (PALAZZINA)

(sito in Via Modigliani, 17 - Monza - MC, Cap 20052) **COMUNE DI MONZA**

**FOGLIO N° 47 - MAPP. 84**

**SETTORE EDILIZIA**

OPERE IN CEMENTO ARMATO A STRUTTURA METALLICA  
ATTESTAZIONE DI DEPOSITO

La proprietà:

Data 1 APR. 2005

N. 499 - -

Il progettista generale delle opere:

Firma.....

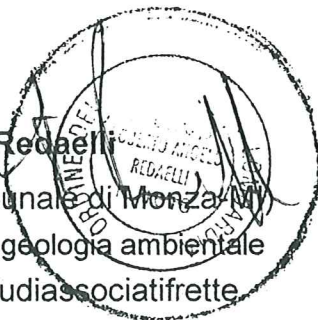
A cura di:

**Dott. Geologo Roberto Redaelli**

(Iscritto nell'Albo dei C.T.U. del Tribunale di Monza/MI)

Categoria: geologi, specializzazione: geologia ambientale

<http://www.multiareasovico.com/studiassociaatifrette>



Sovico, dicembre 04

## CONTENUTO

	Pag.
1) Premessa	3
2) Opere in progetto	4
3) Proprietà geotecniche dei terreni	5
4) Capacità portante	18
5) Considerazioni finali	23

## ALLEGATI NEL TESTO

	N pag.
Estratto Mappa Fog. 47-Mapp. 84 - scala 1: 1000 e Estratto di P.R.G. zona B2-II - scala 1: 2000 (all. n° 1)	1
Planimetria dello stato di fatto con localizzazione dei punti di prova - scala 1: 100 (all. n° 2)	1
Sezione stato di progetto - scala 1: 100 (all. n° 3)	1
Documentazione fotografica (all. n° 3)	2

## 1) PREMESSA

Su incarico dell'immobiliare FOURGEST s.r.l. con sede in Monza-MI ed in base alle indicazioni tecniche dello Studio tecnico Soluzione Architettura & Ingegneria con sede in Monza, Via Osculati-9, abbiamo sviluppato il seguente elaborato che si propone di:

- ricostruire le caratteristiche geometriche dei corpi geologici di interesse;
- studiare i parametri geotecnici necessari per definire le condizioni di fattibilità e di esercizio delle opere di nuova edificazione secondo quanto progettato;
- verificare le condizioni idrologiche della zona d'intervento in particolare tramite la predisposizione di alcuni tubi piezometrici per la misura della soggiacenza della falda acquifera, con rilievo di eventuali falde libere-freatiche o sospese/vaganti con idoneo freatimetro acustico-elettrico.

Tali obiettivi sono stati raggiunti per mezzo di studi bibliografici, di sopralluoghi per la verifica delle condizioni geologiche locali e di sondaggi geognostici (prove penetrometriche dinamiche "dphs" con Penetrometro Semovente Auto-Ancorante). Nell'area interessata dal progetto di nuova edificazione non si riscontrano fenomeni di dissesto geomorfologico attivo, i fabbricati esistenti, si presentano, dal punto di vista strutturale in buono stato di conservazione. La presente relazione, per quanto concerne le indagini geotecniche e i criteri progettuali è redatta, in base a relative condizioni contrattuali, ai sensi del Decreto Ministeriale 11.03.'88 ai soli fini della stima della capacità portante ammissibile dei terreni di fondazione e della caratterizzazione stratigrafica del terreno dell'area di intervento e non prende in considerazione gli aspetti geofisici e sismici (geofisica) dell'area d'intervento. Si ricorda tra l'altro che con l'Ord. P.C.M. n. 3379 del 05.11.04 l'entrata in vigore della nuova normativa sismica è stata prorogata di sei mesi.

## 2) OPERE IN PROGETTO

In progetto è previsto la costruzione di un edificio ad uso residenziale (palazzina) costituito da un unico corpo di fabbrica.

Il corpo di fabbrica in questione è dato da un edificio dotato di un piano seminterrato adibito a relativo Box/cantine + tre piani fuori terra e relativo sottotetto (senza permanenza fissa di persone).

Il fabbricato sarà realizzato praticando uno scavo di sbancamento del piano di posa delle fondazioni per un'altezza di circa 4.25 m da p.c. La struttura portante è costituita da travi e pilastri in c. a.E' inoltre previsto anche la realizzazione del relativo corsello laterale di accesso ai Box interrati con relativo ingresso carraio.

Le fondazioni in progetto sono di tipo nastriforme (travi rovesce), realizzando quindi nel complesso delle opere in progetto, delle fondazioni dirette di tipo superficiale.

Per la realizzazione del piano seminterrato di questo nuovo corpo di fabbrica si dovrà tenere conto nella realizzazione dei relativi scavi di fondazione dell'eventuale presenza di strutture confinanti in modo da prendere se è il caso le adeguate precauzioni tecniche per non andare ad incidere negativamente sul terreno di fondazione degli edifici confinanti e minarne la relativa stabilità geotecnica ed operare in modo tale da assicurare la sicurezza delle maestranze impiegate nel cantiere. In sede di progettazione esecutiva si dovrà prevedere per esempio la possibilità di intervenire con un'adeguata sottomurazione da realizzarsi con la tecnica dei conci a lotti successivi.

### 3) PROPRIETÀ GEOTECNICHE DEI TERRENI

Per la caratterizzazione dei terreni di interesse per la realizzazione delle opere in progetto, in data 16.12.04, è stata eseguita una campagna di n° 4 prove penetrometriche del tipo dinamico tenendo conto dell'accessibilità del cantiere in questione (in modo da coprire tutta l'area d'intervento-disponendo le relative prove in parte in diagonale rispetto la superficie di galleggiamento dell'edificio in progetto) e tenendo conto delle precarie condizioni di accessibilità all'area di intervento dovuto al fatto che si è dovuto intervenire in un edificio di prossima demolizione. Inoltre in corrispondenza di tutte le prove effettuate è stato fatto un rilievo della possibile presenza di eventuali falde sospese o vaganti tramite idoneo freatimetro acustico-elettrico.

#### **Prova penetrometrica dinamica continua con punta conica penetrometro**

##### **"Pagani"-modello TG 63-100:**

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno, una punta conica metallica posta all'estremità di un asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di altre aste. L'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di dato peso.

La resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e diretta, del numero di colpi (N) per la data penetrazione.

Le prove possono essere realizzate secondo diversi standard in funzione della combinazione dei parametri adottati, quali: la massa del maglio di battuta, l'angolo di apertura della punta di infissione, ecc.

La configurazione utilizzata per fare le prove è stata quella Internazionale di Riferimento elaborata dal Comitato ISSMFE. Essa dovrebbe costituire il punto di riferimento per costruttori, imprese specializzate e studi geotecnici.

L'attrezzatura consiste in:

- punta conica del diametro di 50,8 mm ed angolo di apertura di 60\*;
- aste da 34 mm di diametro esterno, aventi peso compreso tra 4,1 e 5,1 Kg/m;
- tubazione di rivestimento da 48 mm di diametro esterno, dotata di scarpa tagliente all'estremità inferiore. Il gioco tra scarpa del rivestimento ed aste è non maggiore di 0,2-0,3 mm mentre fra aste di tubazione e rivestimento, al di sopra della scarpa, è di 2 mm;
- maglio del peso di 63,5 Kg;

L'altezza di caduta è di 75 cm (l'avanzamento avviene per caduta di un maglio sulla testa delle aste).

L'attrezzatura è dotata di dispositivo per lo sgancio automatico del maglio. Fra la testa di battuta ed il terreno viene sempre disposto almeno un centratore che agisce da guida per il mantenimento della verticalità delle aste.

La prova si svolge infiggendo alternativamente la punta ed il rivestimento per 20 cm e registrando il numero dei colpi necessari per realizzare gli avanzamenti ( $N_p$  o  $N_r$ )

In nessuna fase della prova la punta viene fatta sporgere per una lunghezza superiore ai 20 cm dal rivestimento.

La prova viene arrestata, nel caso si raggiungano valori di  $N_p$  o  $N_r$  pari a 100.

Documentazione

La documentazione della prova comprende:

grafico della resistenza di punta,  $N_p$  (numero di colpi /20 cm);

grafico della resistenza del rivestimento,  $N_r$  (numero dei colpi /20 cm)

Procedura di restituzione dei dati

La prova penetrometrica dinamica è sicuramente la più antica fra le prove geotecniche in situ ed è tuttora diffusamente impiegata, ma le correlazioni tra i dati ottenuti da questa prova ed i parametri geotecnici, non sono in genere diffuse ed accettate universalmente.

Esistono due principali metodi di interpretazione dei dati delle prove penetrometriche dinamiche continue:

-risalire da  $N_p$  a  $N_{spt}$  (standard penetration test) ed utilizzare poi le correlazioni messe a punto per questo tipo di prova (relazioni  $N_{spt}-f$ ,  $N_{spt}-D_r$  di Peck e Meyerof);

$D_r$  = densità relativa,  $f$  = angolo di resistenza al taglio

$N_p = N_{spt} / 2$  (in limi più o meno sabbiosi a bassa profondità)

-correlare i valori di  $N_p$  con quelli di  $q_c$  ottenuti con il penetrometro statico ed utilizzare poi le correlazioni tra i parametri geotecnici e  $q_c$  (relazioni di Begemann, 1965 e Schmertmann, 1969).

$q_c = N_p / 1,25$  (in sabbie fini sotto falda)

La resistenza laterale non costituisce un documentato strumento interpretativo ma assume un significato puramente qualitativo ancorché utile nel definire le caratteristiche litologiche ed i limiti tra le diverse unità litologiche, in ambito locale.

Da un'attenta osservazione dei valori della resistenza alla penetrazione delle diverse unità geotecniche individuate e sulla base dell'interpretazione delle caratteristiche litologiche, grado di addensamento, angolo di resistenza al taglio, si sono poi fatte opportune valutazioni sui rimanenti parametri geotecnici quali ( $\gamma_n$ ) peso di volume naturale, ( $c$ ) coesione.

Committente: Fourgest srl  
 Luogo: Monza-Mi, Via Modigliani, 17  
 Data: 16.12.04  
 Numero prova: 1  
 Quota: p.c.

Falda: non rilevata

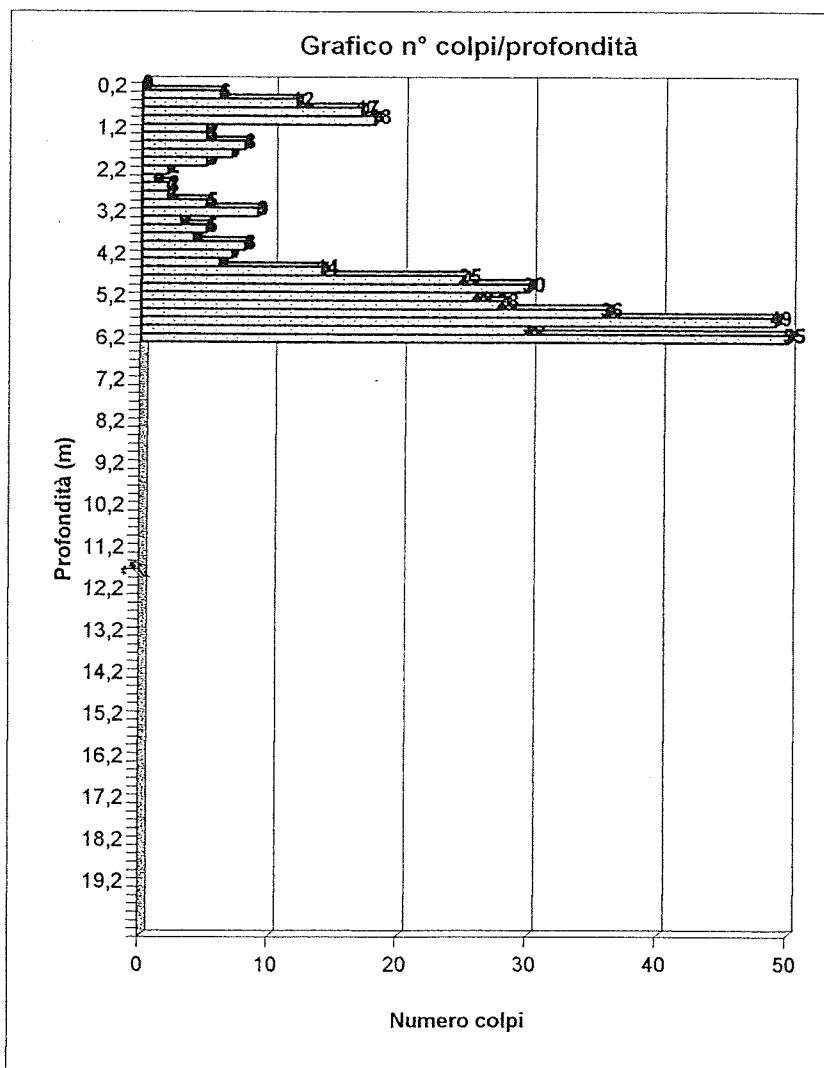
Penetrometro: Pagani, Modello  
 TG 63-100

Note:

### Caratteristiche Tecniche : TG63-100

Peso massa battente: 63,5 kg  
 Altezza caduta libera: 75 cm  
 Diametro punta conica: 5,1 cm  
 Area base punta conica: 20,43 cm<sup>2</sup>  
 Angolo apertura punta: 60°  
 Lunghezza aste: 1,0 m  
 Avanzamento punta: 20 cm  
 Rendimento / Scpt : 1,1

Profondità (m)	Numero colpi	Profondità (m)	Numero colpi
0,2	0	10,2	0
0,4	6	10,4	0
0,6	12	10,6	0
0,8	17	10,8	0
1	18	11,0	0
1,2	5	11,2	0
1,4	5	11,4	0
1,6	8	11,6	0
1,8	7	11,8	0
2	5	12,0	0
2,2	2	12,2	0
2,4	1	12,4	0
2,6	2	12,6	0
2,8	2	12,8	0
3	5	13,0	0
3,2	9	13,2	0
3,4	3	13,4	0
3,6	5	13,6	0
3,8	4	13,8	0
4	8	14,0	0
4,2	7	14,2	0
4,4	6	14,4	0
4,6	14	14,6	0
4,8	25	14,8	0
5	30	15,0	0
5,2	26	15,2	0
5,4	28	15,4	0
5,6	36	15,6	0
5,8	49	15,8	0
6	30	16,0	0
6,2	55	16,2	0
6,4		16,4	0
6,6		16,6	0
6,8		16,8	0
7		17,0	0
7,2		17,2	0
7,4		17,4	0
7,6		17,6	0
7,8		17,8	0
8		18,0	0
8,2		18,2	0
8,4		18,4	0
8,6		18,6	0
8,8		18,8	0
9		19,0	0
9,2		19,2	0
9,4		19,4	0



Da (m)	A (m)	Granulometria prev.	Nspt	Φ	E (kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )
0	1	sabbia ghiaiosa	12	30	192	//
1	2	limo sabb.	6	27	36	0,19
2	2,8	limo sabb.	1	24	8	0,05
2,8	4,4	sabbia grossolana	6	28	84	//
4,4	6	ghiaia sabbiosa	26	35	520	//
6	6,2	Rifiuto	0	>40	>300	//

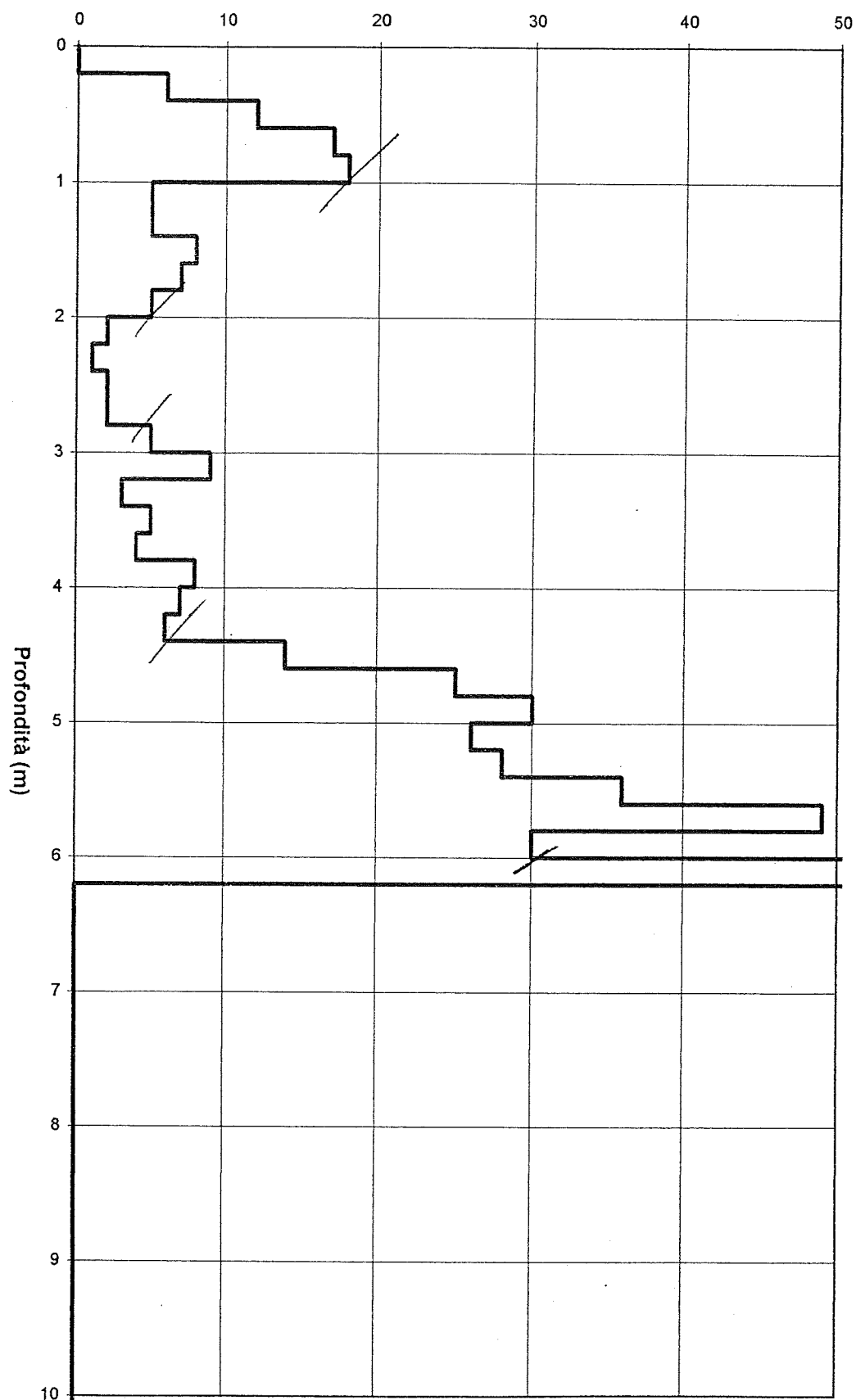


Prova n°1

— Punta

- - - Rivestimento

N colpi



Committente: Fourgest s.r.l.  
 Luogo: Monza-MI, Via Modigliani, 17  
 Data: 16.12.04  
 Numero prova: 2  
 Quota: p.c.

Falda: non rilevata

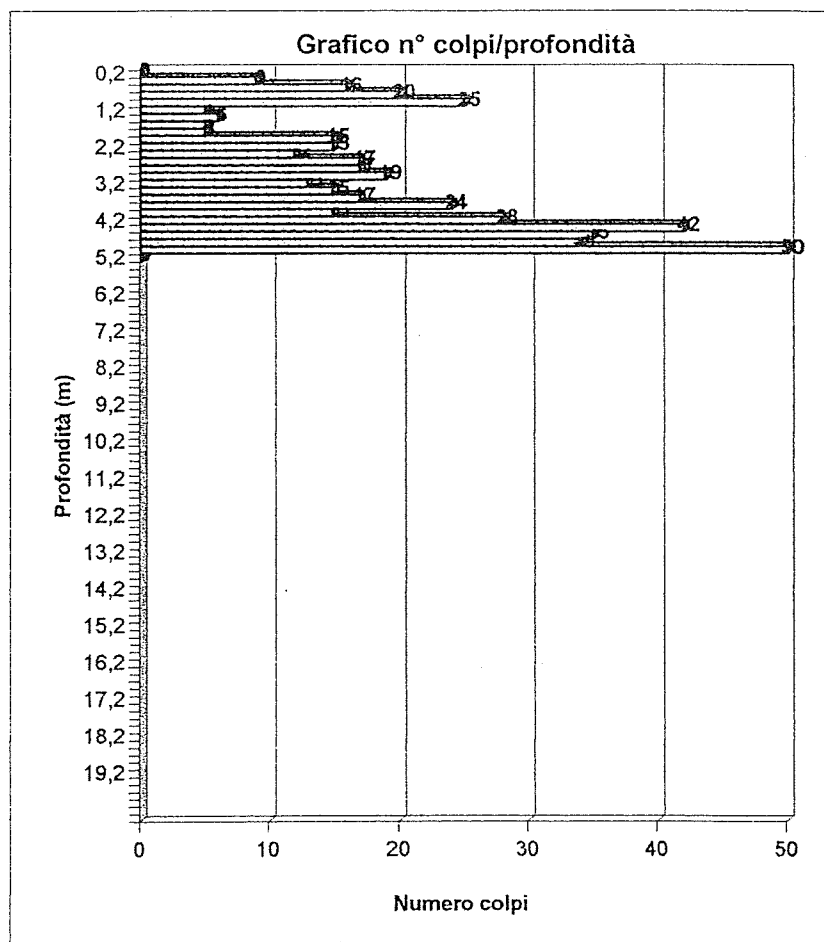
Penetrometro: Pagani, Modello  
 TG 63-100

Note:

# Caratteristiche Tecniche : TG63-100

Peso massa battente: 63,5 kg  
 Altezza caduta libera: 75 cm  
 Diametro punta conica: 5,1 cm  
 Area base punta conica: 20,43 cm<sup>2</sup>  
 Angolo apertura punta: 60°  
 Lunghezza aste: 1,0 m  
 Avanzamento punta: 20 cm  
 Rendimento / Scpt : 1,1

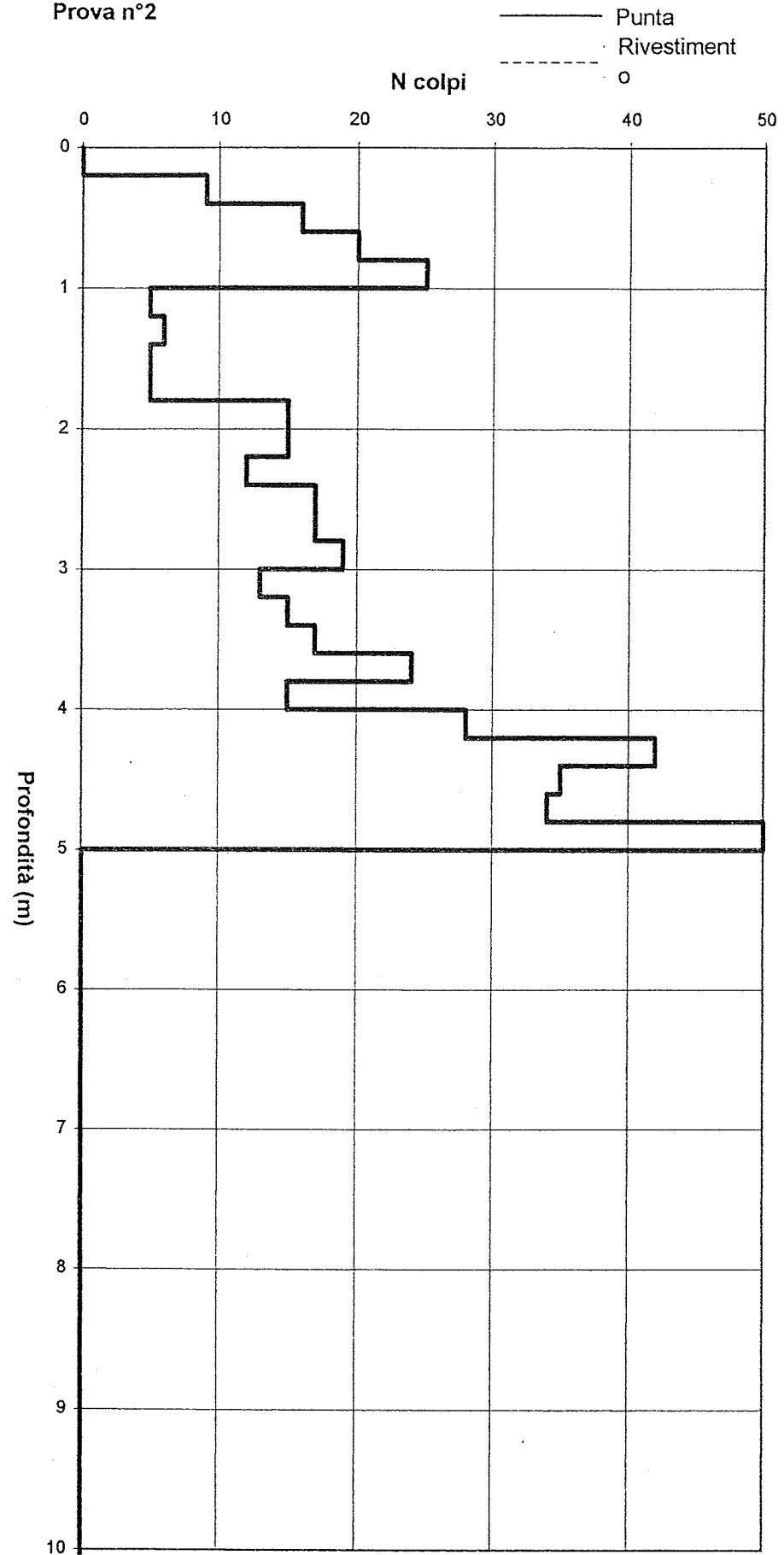
Profondità (m)	Numero colpi	Profondità (m)	Numero colpi
0,2	0	10,2	0
0,4	9	10,4	0
0,6	16	10,6	0
0,8	20	10,8	0
1	25	11,0	0
1,2	5	11,2	0
1,4	6	11,4	0
1,6	5	11,6	0
1,8	5	11,8	0
2	15	12,0	0
2,2	15	12,2	0
2,4	12	12,4	0
2,6	17	12,6	0
2,8	17	12,8	0
3	19	13,0	0
3,2	13	13,2	0
3,4	15	13,4	0
3,6	17	13,6	0
3,8	24	13,8	0
4	15	14,0	0
4,2	28	14,2	0
4,4	42	14,4	0
4,6	35	14,6	0
4,8	34	14,8	0
5	50	15,0	0
5,2	R	15,2	0
5,4		15,4	0
5,6		15,6	0
5,8		15,8	0
6		16,0	0
6,2		16,2	0
6,4		16,4	0
6,6		16,6	0
6,8		16,8	0
7		17,0	0
7,2		17,2	0
7,4		17,4	0
7,6		17,6	0
7,8		17,8	0
8		18,0	0
8,2		18,2	0
8,4		18,4	0
8,6		18,6	0
8,8		18,8	0
9		19,0	0
9,2		19,2	0
9,4		19,4	0
9,6		19,6	0
9,8		19,8	0
10		20,0	0
10,2			
10,4			
10,6			



Da (m)	A (m)	Granulometria prev.	Nspt	Φ	E (kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )
0	1	sabbia ghiaiosa ▼	17	32	272	//
1	1,8	limo sabb. ▼	5	26	30	0,16
1,8	4,2	sabbia ghiaiosa ▼	14	31	224	//
4,2	5	ghiaia sabbiosa ▼	33	37	660	//
5	5,2	Rifiuto ▼	0	>40	>300	//
5,2		sabbia media ▼	0	26	0	//

Falda	Profondità (m)
-------	----------------

Prova n°2



Committente: Fourgest srl  
 Luogo: Monza-Mi, Via Modigliani, 17  
 Data: 16.12.04  
 Numero prova: 3  
 Quota: p.c.

Falda: non rilevata

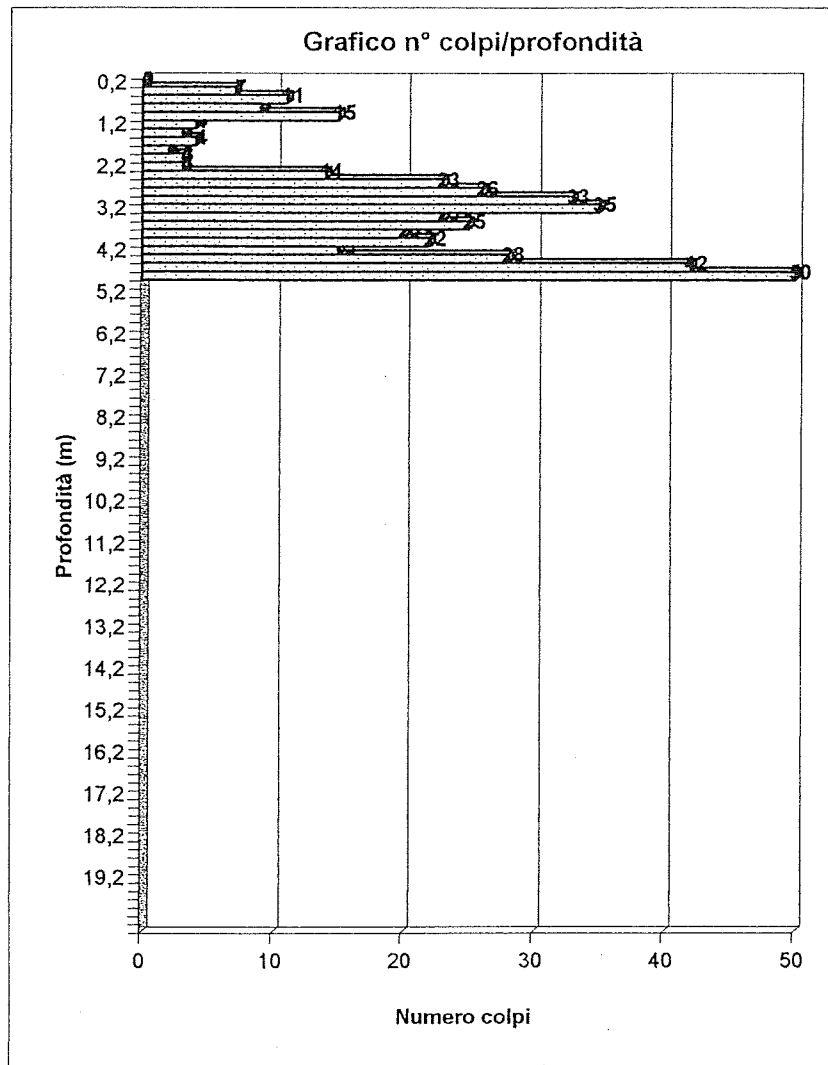
Penetrometro: Pagani, Modello  
 TG 63-100

Note:

### Caratteristiche Tecniche : TG63-100

Peso massa battente: 63,5 kg  
 Altezza caduta libera: 75 cm  
 Diametro punta conica: 5,1 cm  
 Area base punta conica: 20,43 cm<sup>2</sup>  
 Angolo apertura punta: 60°  
 Lunghezza aste: 1,0 m  
 Avanzamento punta: 20 cm  
 Rendimento / Scpt : 1,1

Profondità (m)	Numero colpi	Profondità (m)	Numero colpi
0,2	0	10,2	0
0,4	7	10,4	0
0,6	11	10,6	0
0,8	9	10,8	0
1	15	11,0	0
1,2	4	11,2	0
1,4	3	11,4	0
1,6	4	11,6	0
1,8	2	11,8	0
2	3	12,0	0
2,2	3	12,2	0
2,4	14	12,4	0
2,6	23	12,6	0
2,8	26	12,8	0
3	33	13,0	0
3,2	35	13,2	0
3,4	23	13,4	0
3,6	25	13,6	0
3,8	20	13,8	0
4	22	14,0	0
4,2	15	14,2	0
4,4	28	14,4	0
4,6	42	14,6	0
4,8	50	14,8	0
5		15,0	0
5,2		15,2	0
5,4		15,4	0
5,6		15,6	0
5,8		15,8	0
6		16,0	0
6,2		16,2	0
6,4		16,4	0
6,6		16,6	0
6,8		16,8	0
7		17,0	0
7,2		17,2	0
7,4		17,4	0
7,6		17,6	0
7,8		17,8	0
8		18,0	0
8,2		18,2	0
8,4		18,4	0
8,6		18,6	0
8,8		18,8	0
9		19,0	0
9,2		19,2	0
9,4		19,4	0



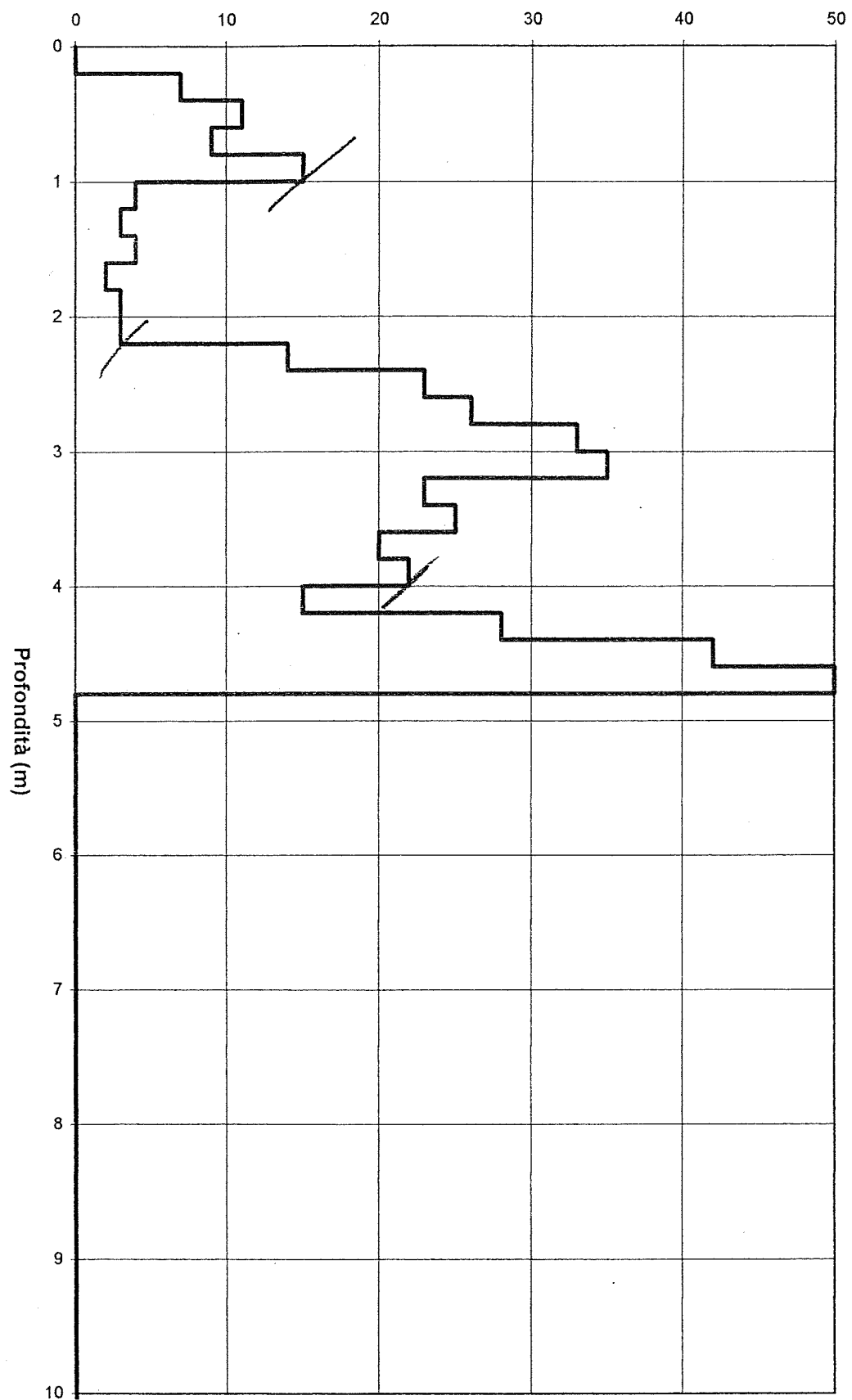
Da (m)	A (m)	Granulometria prev.	Nspt	Φ	E (kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )
0	1	sabbia grossolana	10	30	140	//
1	2,2	limo sabb.	3	25	18	0,10
2,2	4	sabbia ghiaiosa	22	34	352	//
4	4,6	ghiaia sabbiosa	30	36	600	//
4,6	4,8	Rifiuto	55	>40	>300	//
4,8	6,2	Rifiuto	0	>40	>300	//

Prova n°3

— Punta

- - - Rivestimento

N colpi



Committente: Fourgest s.r.l.  
 Luogo: Monza-MI, Via Modigliani, 17  
 Data: 16.12.04  
 Numero prova: 4  
 Quota: p.c.

Falda: non rilevata

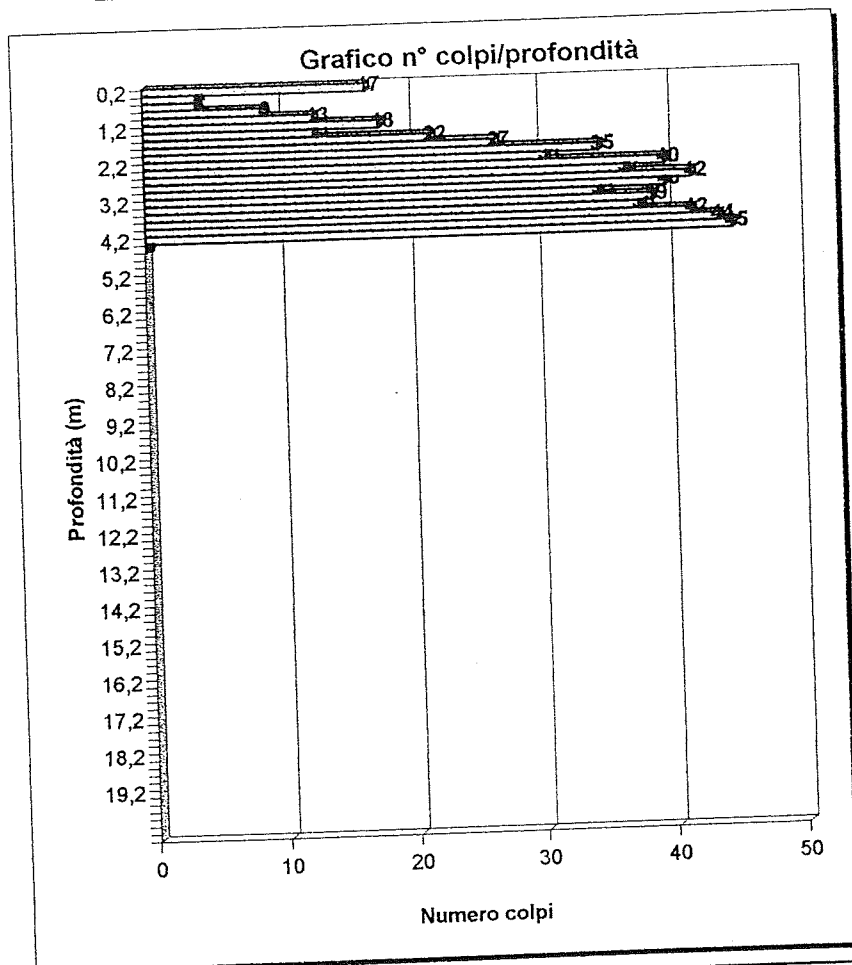
Penetrometro: Pagani, Modello  
 TG 63-100

Note:

### Caratteristiche Tecniche : TG63-100

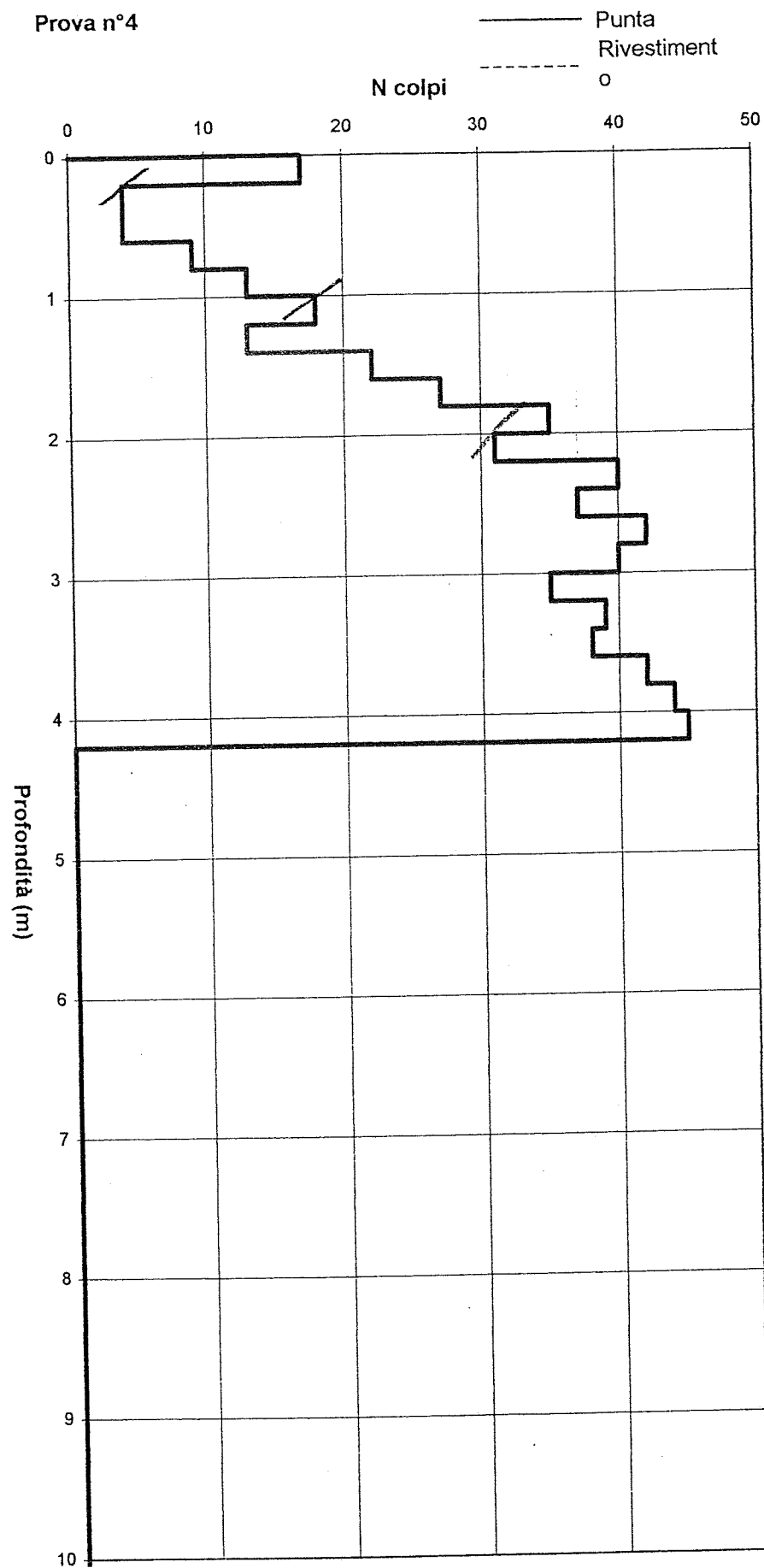
Peso massa battente: 63,5 kg  
 Altezza caduta libera: 75 cm  
 Diametro punta conica: 5,1 cm  
 Area base punta conica: 20,43 cm<sup>2</sup>  
 Angolo apertura punta: 60°  
 Lunghezza aste: 1,0 m  
 Avanzamento punta: 20 cm  
 Rendimento / Scpt : 1,1

Profondità (m)	Numero colpi	Profondità (m)	Numero colpi
0,2	17	10,2	0
0,4	4	10,4	0
0,6	4	10,6	0
0,8	9	10,8	0
1	13	11,0	0
1,2	18	11,2	0
1,4	13	11,4	0
1,6	22	11,6	0
1,8	27	11,8	0
2	35	12,0	0
2,2	31	12,2	0
2,4	40	12,4	0
2,6	37	12,6	0
2,8	42	12,8	0
3	40	13,0	0
3,2	35	13,2	0
3,4	39	13,4	0
3,6	38	13,6	0
3,8	42	13,8	0
4	44	14,0	0
4,2	45	14,2	0
4,4	R	14,4	0
4,6		14,6	0
4,8		14,8	0
5		15,0	0
5,2		15,2	0
5,4		15,4	0
5,6		15,6	0
5,8		15,8	0
6		16,0	0
6,2		16,2	0
6,4		16,4	0
6,6		16,6	0
6,8		16,8	0
7		17,0	0
7,2		17,2	0
7,4		17,4	0
7,6		17,6	0
7,8		17,8	0
8		18,0	0
8,2		18,2	0
8,4		18,4	0
8,6		18,6	0
8,8		18,8	0
9		19,0	0
9,2		19,2	0
9,4		19,4	0
9,6		19,6	0
9,8		19,8	0
10		20,0	0
10,2			
10,4			
10,6			



Da (m)	A (m)	Granulometria prev.	Nspt	Φ	E (kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )
0	0,2	ghiaia sabbiosa	17	32	340	//
0,2	0,8	limo sabb.	6	27	36	0,19
0,8	1,8	sabbia ghiaiosa	18	32	288	//
1,8	4,2	ghiaia sabbiosa	38	38	760	//
4,2	4,4	Rifiuto	19	>40	>300	//
4,4		sabbia media	19	33	206	//
Falda	Profondità (m)					

Prova n°4



Sulla base dei risultati ottenuti per mezzo della campagna di prove penetrometriche del tipo dinamico sopra descritta, le caratteristiche geotecniche delle unità riscontrate sono le seguenti:

Sezione stratigrafica	$\gamma_n$ (g/cmc)	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (gradi)	n° di colpi Kw* (Kg/cmc)
a) terreno di Riporto (sottotondo della pavimentazione dell'edificio attualmente esistente) ad addensamento medio, alla profondità compresa tra 0 e 0.8 m circa da p.c.	-	-	-	-
b) limo sabbioso ad addensamento molto sciolto-sciolto, da 1.0 a 2.2/4.4 m da p.c.	1,65-1,6	0-0,10/0,16	24°-26°	1-6 (*1)



c) sabbia media con ghiaia e lenti o litozone di ciottoli (alcune volte forse a dare delle lenti di conglomerato tipo "Ceppo") da moderatamente addensata fino ad addensata-molto addensato, dalla profondità di 2.2/4.4 m circa da p.c. fino a fine prove, alcune volte fino ad arrivare al Rifiuto	1,8-1,9	0	33°– 36°	30-28 alcune volte fino al Rifiuto (*17-20-25)
--	---------	---	----------	--

**Kw\*= modulo/coefficiente di reazione per una fondazione larga B= 0.3 m, stimato in modo indiretto dalla stratigrafia ottenuta dalle prove "dpsh".**

E' probabile che il Rifiuto si ha in corrispondenza dei livelli o lenti più ghiaiosi e addensati o anche cementati ad opera delle acque sovrassature di carbonato di calcio (a dare il così detto "Ceppo"), che spesso arrestano la prosecuzione delle prove a partire da circa – 6.0/4.5 m da p.c. oppure alla presenza di ciottoli o trovanti di grosse dimensioni granulometriche. In base alle indagini effettuate il terreno risulta essere omogeneo ed uniforme in prossimità del piano di appoggio delle relative fondazioni (a circa - 4.3 m da p.c.).

#### 4) CAPACITÀ PORTANTE E STIMA DEI CEDIMENTI (CASO DI FONDAZIONI NASTRIFORMI)

In progetto è prevista la realizzazione di fondazioni dirette, superficiali a comportamento elastico di tipo travi rovesce. Le valutazioni che seguono sono state eseguite effettuando la verifica delle condizioni a lungo termine per terreni sabbiosi-ghiaiosi che tendono a diventare ghiaiosi sabbiosi con ciottoli verso il basso stratigrafico ( $\phi=36^\circ-33^\circ$ ,  $c=0$  T/mq,  $\gamma= 1.60-1.65-1.85$  t/mc,  $N_{avmed}= 28-30$ ,  $K_w= 17-20$ ), carico assiale e momento (alla base d'appoggio) nullo ed ipotizzando una larghezza di fondazione della base d'appoggio  $B=1.0-0.8$  m ed una lunghezza  $L=10.0-5.0$  m.

Si considera la possibilità di appoggiare i manufatti di fondazione ad una profondità media di circa 4.3 m dal p.c., ed a 0,5-0,7 m rispetto al piano di rinterro e/o pavimentazione. I calcoli sono stati eseguiti adottando la relazione di Terzaghi per fondazioni nastriformi, di lato  $B$ , sempre in un terreno perfettamente incoerente, assunta la coesione  $c=0$  ( $q_l = cN_c + \gamma DN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$ ), in assenza di acqua di falda. Al  $q_l$  così determinato viene applicato un coefficiente di sicurezza  $=3$  per ricavare la  $q_{amm}$  sul terreno. Inoltre sono stati fatti anche i calcoli con le formule di Brinch-Hansen modificate.

Si considera uno spessore dello strato compressibile maggiore di quello entro cui si dissipano gli sforzi generati dal carico.

Data la natura prevalentemente granulare dei terreni si può ipotizzare che più del 50% dei cedimenti avverrebbero in corso d'opera.

Per quanto riguarda la relativa verifica dei cedimenti si è considerato, come da indicazioni dei progettisti e calcolatori dei c.a., il caso di travi di fondazione con larghezze  $B= 1.0-0.8$  m, facendo riferimento al metodo proposto da Burland e

Burdige (1984), con stima dei cedimenti immediati ( $S_i$ ) e per condizioni a lungo termine ( $S_t$ ) per un periodo  $t$  di 30 anni (andamento temporale), nel caso di un terreno di tipo incoerente e con il metodo di Schmertmann (1970) con verifica dei cedimenti a dilazionati sempre a 30 anni.

Nelle tabelle riassuntive sottostanti si è fatto una stima dei cedimenti dilazionati a  $t = 30$  anni nel caso di fondazioni dirette di tipo a travi con  $B = 0,8$  m-1.0 m e  $L = 10.0$ -5.0 m, con profondità di piano di appoggio delle fondazioni poste a circa  $H = 4.3$  m e  $Q$  appl. alla base fondazione = ( $Q_{amm.} - Q$  dovuto al peso terreno sovrastante) = 15 T/mq, 23 T/mq.

Nella tabella vengono inoltre fatti i confronti tra diversi Metodi proposti da vari autori: Metodo di B. & B. più indicato nel caso di terreni prevalentemente granulari, Metodo di Schmertmann più indicato nel caso di terreni coerenti-coesivi e Metodo di Terzaghi semplificato indicato per una stima dei cedimenti di tipo elastico.

Dal punto di vista dei parametri geotecnici abbiamo così estrapolato dall'interpretazione stratigrafica in generale questi parametri (tenendo conto del terreno posto al di sotto del piano di appoggio della fondazione):

$N_{med.} = 26$ -30-50,  $E = 250$ -350-520-600 Kg/cmq, Coeff. Poisson = 0.25-0.30

$K_w = 17$ -20 Kg/cmc (modulo di reazione stimato dalla stratigrafia)

### PROVE DPSH N° 1-2

<b>BxL=1.0mx 5.0m</b> <b>Q (T/mq)</b> <b>T= 30 anni</b> <b>Carico totale dovuto</b> <b>allo sviluppo della</b> <b>fondazione= Qt</b>	<b>M. Terzaghi</b> <b>Semplificato (1943)</b> <u><b>Stima dei cedimenti</b></u> <u><b>di tipo elastico</b></u>	<b>M. B. &amp; B. (1984)</b> <u><b>Indicato per t.</b></u> <u><b>incoerenti</b></u>	<b>M. Schmertmann</b> <b>(1970)</b> <u><b>Indicato per t.</b></u> <u><b>coesivi</b></u>
Q= 15,0 T/mq, Qt= 75	H=4.3 m; Ct= 0,2 cm	H= 4.3 m; Ct= 0,3 cm	H= 4.3 m; Ct= 0,7 cm
Q=23.0 T/mq, Qt=115	H=4.3 m; Ct= 0,4 cm	H= 4.3 m; Ct= 0,6 cm	H= 4.3 m; Ct= 1,2 cm

### PROVE DPSH N°1-2

<b>BxL=1.0mx10.0m</b> <b>Q (T/mq)</b> <b>T= 30 anni</b> <b>Carico totale dovuto</b> <b>allo sviluppo della</b> <b>fondazione= Qt</b>	<b>M. Terzaghi</b> <b>Semplificato (1943)</b> <u><b>Stima dei cedimenti</b></u> <u><b>di tipo elastico</b></u>	<b>M. B. &amp; B. (1984)</b> <u><b>Indicato per t.</b></u> <u><b>incoerenti</b></u>	<b>M. Schmertmann</b> <b>(1970)</b> <u><b>Indicato per t.</b></u> <u><b>coesivi</b></u>
Q= 15,0 T/mq,Qt=150	H=4.3 m; Ct= 0,2 cm	H= 4.3 m; Ct= 0,3 cm	H= 4.3 m; Ct= 0,7 cm
Q=23.0 T/mq,Qt=230	H=4.3 m; Ct= 0,5 cm	H= 4.3 m; Ct= 0,6 cm	H= 4.3 m; Ct= 1,2 cm

#### Legenda:

Q= carico applicato (T/mq)

H= altezza dello scavo di fondazione (m)

Ct= stima dei cedimento dilazionato a 30 anni (cm)

B & L= dimensioni caratteristiche della struttura di fondazione nastriforme tipo travi rovesce (m).

### PROVE DPSH N°1-2

<b>BxL=0.8 mx 5.0m</b> <b>Q (T/mq)</b> <b>T= 30 anni</b> <b>Carico totale dovuto</b> <b>allo sviluppo della</b> <b>fondazione= Qt</b>	<b>M. Terzaghi</b> <b>Semplificato (1943)</b> <u>Stima dei cedimenti</u> <u>di tipo elastico</u>	<b>M. B. &amp; B. (1984)</b> <u>Indicato per t.</u> <u>incoerenti</u>	<b>M. Schmertmann</b> <b>(1970)</b> <u>Indicato per t.</u> <u>coesivi</u>
Q= 15,0 T/mq,Qt=60	H=4.3 m; Ct= 0,2 cm	H= 4.3 m; Ct= 0,3 cm	H= 4.3 m; Ct= 0,6 cm
Q=23.0 T/mq,Qt=92	H=4.3 m; Ct= 0,4 cm	H= 4.3 m; Ct= 0,5 cm	H= 4.3 m; Ct= 1,0 cm

### PROVE DPSH N°1-2

<b>BxL=0.8mx10.0m</b> <b>Q (T/mq)</b> <b>T= 30 anni</b> <b>Carico totale dovuto</b> <b>allo sviluppo della</b> <b>fondazione= Qt</b>	<b>M. Terzaghi</b> <b>Semplificato (1943)</b> <u>Stima dei cedimenti</u> <u>di tipo elastico</u>	<b>M. B. &amp; B. (1984)</b> <u>Indicato per t.</u> <u>incoerenti</u>	<b>M. Schmertmann</b> <b>(1970)</b> <u>Indicato per t.</u> <u>coesivi</u>
Q= 15,0 T/mq,Qt=120	H=4.3 m; Ct= 0,2 cm	H= 4.3 m; Ct= 0,3 cm	H= 4.3 m; Ct= 0,6 cm
Q=23.0 T/mq,Qt=184	H=4.3 m; Ct= 0,4 cm	H= 4.3 m; Ct= 0,5 cm	H= 4.3 m; Ct= 1,0 cm

#### Legenda:

Q= carico applicato (T/mq)

H= altezza dello scavo di fondazione (m)

Ct= stima dei cedimento dilazionato a 30 anni (cm)

B & L= dimensioni caratteristiche della struttura di fondazione nastriforme tipo travi rovesce (m).

Considerato che in questo caso abbiamo dei terreni dati prevalentemente da ghiaie-sabbiose e sabbie medie con ciottoli procedendo verso il basso stratigrafico (t. di tipo incoerenti-granulari) appare più indicato applicare il M. di Burland e Burdige -1984 per la stima dei relativi cedimenti.

Dai calcoli effettuati e dalle analisi stratigrafica e geotecnica dei terreni investigati risulta inoltre che può considerarsi una stima indicativa del Modulo di reazione  $K_w$ , in prossimità della zona del bulbo di pressione, che varia tra 17-20 Kg/cmc (modulo di reazione del terreno se caricato con piastra di diametro  $D=30$  cm).

Una stima più precisa della capacità portante potrà farsi solo avendo a disposizione i relativi valori dei carichi insistenti al piede del terreno di fondazione anche al fine della verifica dei cedimenti (sempre in base alle tolleranze ammesse dai calcolatori dei c.a. ed ai relativi carichi o dimensionamenti strutturali effettivi di fondazione).

Un calcolo eseguito con una maggiore accortezza richiederebbe uno studio più approfondito del terreno, mediante l'esecuzione di carotaggi continui a rotazione e l'elaborazione di una dettagliata indagine di laboratorio sui campioni prelevati nella zona d'intervento.

Considerato che in questa fase si è operato per ragioni pratiche di accessibilità e logistica del cantiere in questione con solo delle prove penetrometriche di tipo dinamico e che per riuscire ad investigare ed arrivare ad una maggiore profondità dal p.c. bisognerebbe operare con dei carotaggi continui oppure con dei sondaggi (pozzetti esplorativi) da eseguirsi a fondo scavo con pala meccanica ecc. al fine di verificare la continuità laterale

(spaziale) dei livelli più addensati riscontrati con la prova n° 1 (la sola tra l'altro che si è spinta più in profondità cioè fino a circa – 6.2 m da p.c., in prossimità della zona del bulbo di pressione delle fondazioni in progetto), risulta che per ragioni cautelative conviene in questa fase preliminare operare con un  $F_s > 3$  ed operare con una Q amm. stimabile sui 13-12,5 T/mq.

Anche se la  $\sigma_{amm.}$  dei terreni in questione risulta essere maggiore il valore ricavato di capacità portante bisogna ridurlo in maniera cautelativa.

Infatti l'indagine geomeccanica si è spinta solo ad una profondità ridotta (a 4.4 m circa la punta del penetrometro ha mostrato rifiuto nell'avanzamento nelle prove n. 3-4) e potrebbero sussistere degli strati coesivi o granulari con densità relativa minore a profondità maggiori, una volta attraversato completamente questo litotipo (che non si riesce a superare con la punta del penetrometro in particolare con le prove n° 3-4).

## **5) CONSIDERAZIONI FINALI**

Scopo del presente elaborato, come da relativo incarico avuto dall'immobiliare FOURGEST s.r.l., è quello della stima della capacità portante ammissibile dei terreni di fondazione e della caratterizzazione stratigrafica del terreno investigato e non di prendere in considerazione gli aspetti geofisici e sismici dell'area d'intervento.

Si ricorda tra l'altro che con l'Ord. P.C.M. n. 3379 del 05.11.04 l'entrata in vigore della nuova normativa antisismica è stata prorogata di altri sei mesi.

-in tutte le prove effettuate non si è rilevata la presenza di acqua di falda alla profondità d'interesse fondazionale, come risulta d'altronde da studi bibliografici esistenti sulla zona;

-dal punto di vista geologico risulta che solo la prova n° 1 risulta la più significativa tra quelle effettuate per ricavare i principali parametri o proprietà geotecniche dei terreni investigati;

-i calcoli effettuati evidenziano come al presunto piano d'imposto delle fondazioni di circa - 4.2-4.4 m da p.c. sia presente un terreno che può essere assoggettato ad un tasso di lavoro stimabile mediamente su 1.25-1.35 Kg/cmq (in base alle tolleranze dei cedimenti ammesse per tali strutture dai progettisti e calcolatori dei c.a.).

Considerato che in questa fase si è operato per ragioni pratiche di accessibilità e logistica del cantiere in questione con solo delle prove penetrometriche di tipo dinamico si consiglia in fase operativa di effettuare dei sondaggi (pozzetti esplorativi) da eseguirsi a fondo scavo con pala meccanica ecc., in modo da andare a verificare la presenza al di sotto del piano di appoggio delle fondazioni in progetto di una continuità in senso verticale ed orizzontale dei livelli di terreno dato da ghiaie sabbiose ad addensamento di tipo medio fino a medio-alto.

Anche se la  $\sigma_{amm.}$  dei terreni in questione risulta essere maggiore il valore ricavato di capacità portante è stato ridotto in maniera cautelativa (si è operato cioè con un  $F_s > 3$ ).

Infatti l'indagine geomeccanica si è spinta solo ad una profondità ridotta (a 4.4 m circa la punta del penetrometro ha mostrato rifiuto nell'avanzamento nelle prove n. 4-3) e potrebbero sussistere degli strati coesivi o granulari con



densità relativa minore a profondità maggiori, una volta attraversato completamente questo litotipo (che non si riesce ad passare con la punta del penetrometro).

Anche se nel complesso il terreno indagato risulta, in base alle prove penetrometriche dinamiche effettuate, omogeneo ed uniforme non è da escludersi, una certa se pur modesta variabilità geotecnica degli orizzonti stratigrafici.

Se verrà accertata in fase esecutiva l'esistenza di estese tasche di terreno con scarso grado di consistenza ed addensamento, si suggerisce la realizzazione di un intervento di bonifica del terreno di fondazione con riporto di materiale granulare, di spessore idoneo, (con ciottoli tondeggianti/misto di cava) correttamente compattato e costipato sempre con la tecnica dell'intasamento+bonifica ed impostare le fondazioni dirette su di un preventivo intervento di bonifica, con adeguato approfondimento preventivo dello scavo di fondazione, secondo un'apposita procedura (tecnica dell'intasamento+successiva bonifica, con apposito rullo pesante di peso statico minimo di 12 T), in modo da addensare preventivamente il terreno di fondazione.

In ogni caso le fondazioni dirette dovranno essere impostate in corrispondenza dei livelli ghiaiosi-sabbiosi e sabbiosi medi con ciottoli ad addensamento da medio fino a medio-alto.

Si precisa infine che una stima più precisa della gamma dei terreni potrà darsi solo avendo a disposizione gli effettivi valori dei carichi agenti sulle fondazioni presenti.

Un calcolo eseguito con una maggiore accortezza richiederebbe uno studio più approfondito del terreno, mediante l'esecuzione di carotaggi continui a rotazione e l'elaborazione di una dettagliata indagine di laboratorio sui campioni prelevati nella zona d'intervento.

Per la realizzazione del piano seminterrato di questo nuovo corpo di fabbrica si dovrà inoltre tenere conto nella realizzazione dei relativi scavi di fondazione di prendere tutte le adeguate precauzioni tecniche per non andare ad incidere negativamente sul terreno di fondazione degli edifici confinanti e minarne la relativa stabilità geotecnica ed operare in modo tale da assicurare la sicurezza delle maestranze impiegate nel cantiere. In sede di progettazione esecutiva si dovrà prevedere per esempio se è il caso la possibilità di intervenire con un'adeguata sottomurazione da realizzarsi con la tecnica dei conci a lotti successivi (Sottomurazioni a cassa chiusa con marciavanti verticale o le sottomurazioni aperte con scavo a lotti ristretti ed alternati per conci, ecc.) ecc. o comunque con eventuali altre tecnologie che comportino il minore disturbo possibile a livello strutturale in modo da non creare disturbo agli edifici confinanti.

Si raccomanda la massima cautela nell'esecuzione di movimenti terra, al fine di ottenere fronti di scavo con inclinazioni compatibili con la natura e le caratteristiche dei terreni investigati (proprietà geotecniche) come risulta dall'interpretazione stratigrafica delle prove "dpsh" effettuate.

## STUDI ASSOCIATI "FRETTE"

DI REDAELLI GIUSEPPE & C. S.n.c.

*Consulenze geologiche, geotecniche, idrogeologiche e geoambientali*

*Esecuzione di prove penetrometriche,*

*sondaggi geognostici ed indagini su terreni di fondazione*

*Rilevazioni fonometriche, misure-valutazioni di impatto acustico*

In fase d'impostazione delle opere sarà necessaria l'assistenza geologica onde verificare che le ipotesi fatte siano reali e le norme di sicurezza indicate nella presente relazione siano le più adatte alla situazione riscontrata.

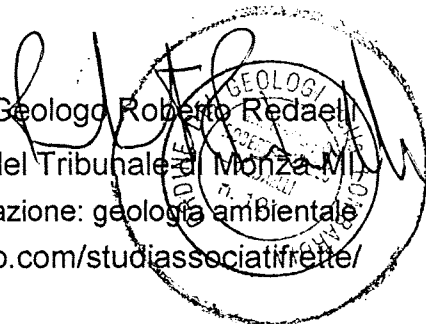
Sovico, dicembre 04

Dott. Geologo Roberto Redaelli

(Iscritto nell'Albo dei C.T.U. del Tribunale di Monza MI)

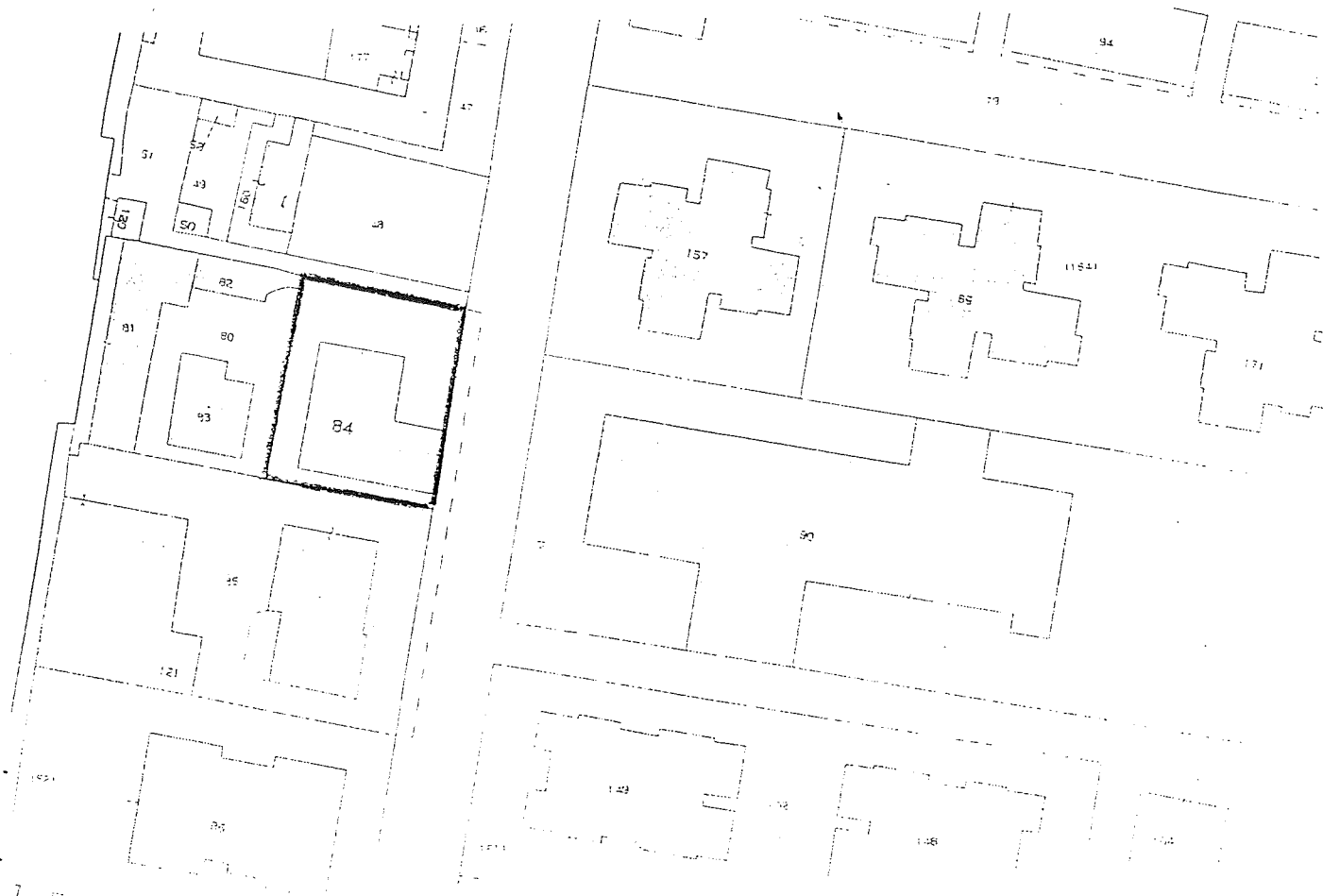
Categoria: geologi, specializzazione: geologia ambientale

[www.multiareasovico.com/studiassociatifrette/](http://www.multiareasovico.com/studiassociatifrette/)



## **ALLEGATI:**

ESTRATTO MAPPA  
FOG. 47 - MAPP. 84  
SCALA 1:1000



ESTRATTO DI P.R.G.  
ZONA B2 - II  
SCALA 1:2000

