

**COMMITTENTE :**

**STUDIO TECNICO MEREGALLI E MOROSI – LISSONE (MI)**

OPERE IN CEMENTO ARMATO  
DEPOSITO IN DATA

25 SET. 2006

COMUNE DI MONZA  
SETTORE EDILIZIA

OPERE IN CEMENTO ARMATO  
DENUNCIA N°

0650

COMUNE DI MONZA  
SETTORE EDILIZIA

**PROGETTO DI UN EDIFICIO RESIDENZIALE DI PROSSIMA  
REALIZZAZIONE A MONZA – VIA CORREGGIO  
- RELAZIONE GEOLOGICO – TECNICA -**

**MONZA, 14 DICEMBRE 2005**

Via Dante, 5 - 20052 Monza (MI)

Tel. 039/2326702 – Fax 039/2319553 – Cell. 348/7213807 – E-mail [fusina.srl@iol.it](mailto:fusina.srl@iol.it)  
C.F. e P.IVA 03014210961 - R.E.A. 1624114

1.	PREMESSA.....	2
2.	RIFERIMENTI .....	2
3.	METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI .....	3
4.	DESCRIZIONE DEL CANTIERE .....	3
5.	CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE.....	3
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI .....	4
7.	PROGETTO .....	5
8.	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE DEL TERRENO.....	6
9.	CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	7
10.	COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO (WINKLER) .....	8
11.	MODULO SFORZI-DEFORMAZIONI $E_s$ .....	9
12.	PARATIA.....	9
13.	CONCLUSIONI .....	10
	ALLEGATI.....	11

## 1. PREMESSA

Lo Studio Meregalli e Morosi di Lissone ci ha affidato l'incarico per l'esecuzione di un'indagine geognostica in supporto al progetto di un edificio residenziale di prossima realizzazione a Monza, Via Correggio.

Il programma delle indagini ha previsto l'esecuzione di due prove penetrometriche dinamiche svolte il 19 Novembre 2005.

L'indagine, svolta in ottemperanza a quanto previsto dalla normativa del D.M. 11/3/88 e successive integrazioni, è stata finalizzata principalmente alla definizione delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni di fondazione; lo scopo finale è stato quello di ottenere la capacità portante ammissibile del terreno di fondazione, i suoi cedimenti ed il coefficiente di Winkler, parametri necessari per la corretta scelta, impostazione e dimensionamento delle opere fondazionali.

Fanno parte della seguente relazione tecnica i seguenti allegati:

- Ubicazione delle indagini
- Grafici delle prove penetrometriche

## 2. RIFERIMENTI

### Normative e raccomandazioni

D.M. 11 Marzo 1988 *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"*. G.U. - Roma - Mercoledì, 1 Giugno 1988.

### Riferimenti bibliografici

- Skempton A.W. (1986). *"Standard Penetration Test Procedures and Effects in Situ Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation"* Géotechnique 36, n°2.
- Cestelli Guidi C. (1980). *"Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni"*. Settima Edizione, Hoepli. Vol. 2, pp. 144-188.
- Cestari F. (1990). *"Prove Geotecniche in Sito"*. Geo-Graph. Pp. 207-284.
- R. Lancellotta (1993). *"Geotecnica"*. Zanichelli.

### **3. METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI**

#### **Prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT)**

La prova penetrometrica standard (Standard Cone Penetration Test) consiste nel misurare il numero di colpi necessario ad infiggere per 30 cm nel terreno una punta conica collegata alla superficie da una batteria di aste.

Le misure vengono fatte senza soluzione di continuità a partire da piano campagna: ogni 30 cm di profondità si rileva perciò un valore del numero di colpi necessario all'infissione.

Caratteristiche tecniche:

altezza di caduta della mazza: 75 cm; peso della mazza: 73 kg

punta conica: conicità 60°,  $\phi = 51$  mm; aste:  $\phi = 34$  mm

Il risultato viene dato in forma di grafico, con una linea rappresentante la resistenza che il terreno ha opposto alla penetrazione alla punta (RP).

### **4. DESCRIZIONE DEL CANTIERE**

L'area oggetto di indagine situata in via Correggio a Monza risulta coincidente col piano della viabilità circostante.

Le prove sono state spinte fino a rifiuto strumentale, raggiunto a circa 9 metri.

**La quota sui grafici di penetrazione è riferita al piano di inizio delle prove e non allo "zero" di progetto.**

### **5. CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE**

Nel corso delle indagini non è stata rilevata la presenza di acqua di falda.

## **6. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI**

Le indagini hanno messo in luce la presenza di un terreno sabbioso e ghiaioso nei primi due metri, avente uno stato di addensamento sciolto. Ad esso segue un livello ghiaioso estremamente compatto, nel quale le prove sono andate a rifiuto strumentale.

I parametri geotecnici indicati nel seguito sono stati ottenuti indirettamente, mediante correlazioni empiriche, a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche eseguite nel corso della campagna di indagini.

I valori adottati come rappresentativi delle caratteristiche geotecniche dei terreni investigati sono quelli consigliati da diversi Autori (Peck, Hanson e Thornburn, 1953; K. Terzaghi e R.B. Peck, 1976; G. Sanglerat, 1979; J.E. Bowles, 1982) e sono stati definiti in modo moderatamente cautelativo.

I valori delle resistenze all'avanzamento delle prove penetrometriche dinamiche sono stati correlati ai valori di  $N_{SPT}$ , utilizzati per la valutazione dei parametri di resistenza e deformabilità, mediante la seguente relazione:

$$N_{spt} = 1,5 \times N_{scpt}$$

I valori di resistenza alla penetrazione dinamica ricavati dalle prove in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e della caratteristiche granulometriche generali dei terreni, secondo la seguente equazione:

$$N'(60) = N_{SPT} \times 1.08 \times Cr \times Cd \times Cn$$

dove:  $N'(60)$  = valore di resistenza normalizzato

$Cr$  = fattore di correzione funzione della profondità

$Cd$  = fattore di correzione funzione del diametro del foro

$Cn$  = fattore di correzione funzione della granulometria del terreno

$1.08$  = valore di correzione funzione delle caratteristiche di restituzione dell'energia sviluppata dall'attrezzatura

La stima del valore della densità relativa ( $Dr$ ) è stata eseguita secondo le equazioni proposte da Skempton (1986):

$$Dr \cong \sqrt{N_{60}/60}$$

La valutazione del valore dell'angolo d'attrito mobilizzabile, in termini di sforzi efficaci, è stata effettuata sulla base delle correlazioni proposte da Shmertmann, 1977.

Sono state quindi riconosciute due unità geotecniche avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Da- p. campagna a – 2 m

$$N_{SPT} = 6$$

$$\Phi = 28^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 20 \%$$

- Da- 2 metri a – 9,5 metri

$$N_{SPT} = 30$$

$$\Phi = 40^\circ$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 80 \%$$

**N.B.:**  $N_{SPT}$  = numero colpi/30 cm;

$\Phi$  = angolo di attrito del materiale;

$\gamma$  = peso di volume

$D_r$  = densità relativa

## **7. PROGETTO**

L'intervento di edilizia residenziale prevede la realizzazione di un edificio costituito da due piani interrati e quattro fuori terra.

La quota di imposta delle fondazioni risulterà a circa – 7 metri dal piano di inizio prove.

Per il calcolo della capacità portante ammissibile, dei cedimenti e dei parametri elastici consideriamo una fondazione continua che esercita un carico compreso fra 30 e 40 tonnellate a metro lineare.

## 8. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE DEL TERRENO

Una volta conosciuto l'angolo d'attrito del materiale è possibile calcolare la capacità portante ammissibile (D.M. 11/3/88,  $F_s = 3$ ) del terreno di fondazione.

La valutazione della capacità portante ammissibile è stata eseguita sulla base dell'equazione proposta da Brinch-Hansen (1970) basandosi sui parametri geotecnici ricavati dalle prove ed indagini eseguite e riportata nel capitolo precedente; l'equazione adottata, nella sua forma più generale, è la seguente:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q$$

dove:

$q_{lim}$	[kPa]	= capacità portante limite;
$\gamma$	[kN/mc]	= peso di volume;
$B$	[m]	= larghezza della fondazione;
$c$	[kPa]	= coesione;
$q$	[kPa]	= $\gamma \times D$ = sovraccarico dovuto al rinterro;
$D$	[m]	= profondità di incasso della fondazione;
$N_\gamma, N_c, N_q$	[-]	= fattori di capacità portante;
$s_\gamma, s_c, s_q$	[-]	= fattori forma;
$d_\gamma, d_c, d_q$	[-]	= fattori profondità.

Alla quota di imposta considerata, cioè – 7 metri dal piano di inizio prove, il risultato ottenuto è

$$\sigma_{amm} (F_s = 3) = 280 \text{ kPa}$$

Si consideri però che nei terreni incoerenti la pressione ammissibile di una fondazione è subordinata al cedimento tollerabile dalla sovrastruttura e non dalla capacità portante; si dovrà poi procedere al calcolo dei cedimenti corrispondenti.

## 9. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Questo metodo è basato su un'analisi statistica di oltre 200 casi reali, comprendenti fondazioni di dimensioni variabili tra 0.8 e 135 m. L'espressione per il calcolo dei cedimenti è la seguente:

$$s = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_C}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right],$$

dove:  $q'$  = pressione efficace lorda (kPa),

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione

(kPa),

$B$  = larghezza della fondazione (m),

$I_C$  = indice di compressibilità,

$f_s, f_H, f_t$  = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, della spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

I valori dei cedimenti forniti dall'equazione sopra esposta sono espressi in mm.

Il valore medio di  $I_C$  è dato da:

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}},$$

dove  $N_{AV}$  rappresenta la media dei valori  $N_{SPT}$  all'interno di una profondità significativa,  $z_i$ , deducibile da dati tabulati da Burland & Burbidge (1984) e reperibili in letteratura tecnica.

Se lo strato compressibile ha uno spessore  $H$  inferiore ai valori di  $z_i$ , nell'equazione per il calcolo del cedimento se ne tiene conto tramite il fattore  $f_H$  dalla seguente relazione:

$$f_H = \frac{H}{z_i} \cdot \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right).$$

Il fattore di forma  $f_s$  è dato da:

$$f_s = \left( \frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2.$$

Infine, il fattore correttivo  $f_t$ , è dato da:

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right),$$



in cui  $t$  = tempo espresso in anni ( $\geq 3$ );

$R_3$  = costante pari a 0.3 nel caso di carichi statici.

<b>Calcolo dei cedimenti - Burland &amp; Burbidge (1984)</b>		
	<i>Tempo, 0 sec</i>	<i>Tempo, 10 anni</i>
<b>Pressione: 280 kPa</b> <i>Quota di imposta: - 7 m da p.strada.</i> <i>Carico a ml: 30 t</i>	$s_i = 8 \text{ mm}$	$s_i = 12 \text{ mm}$
<b>Pressione: 280 kPa</b> <i>Quota di imposta: - 7 m da p.strada.</i> <i>Carico a ml: 40 t</i>	$s_i = 12 \text{ mm}$	$s_i = 16 \text{ mm}$

#### **10. COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO (WINKLER)**

Il valore del coefficiente di Winkler è il parametro che permette di determinare la rigidezza di una fondazione continua; viene calcolato con il metodo di Vesic che lega il coefficiente ai cedimenti (immediati) della fondazione ed al carico esercitato.

L'espressione generale adottata per il calcolo è la seguente:

$$K_w = F_s \times Q_{amm} \times C$$

dove  $F_s$  è il fattore di sicurezza adottato (3 per la normativa italiana),  $Q_{amm}$  è il valore della pressione sul terreno adottata per il dimensionamento delle fondazioni espresso in kPa e  $C$  è un coefficiente adimensionale inversamente proporzionale al valore di cedimento.

Con la pressione ammissibile ottenuta, associata ai rispettivi cedimenti, otteniamo i seguenti valori:

CARICO (t/ml)	PRESSIONE (kPa)	CEDIMENTI (mm)	COEFF. DI WINKLER (kN/m <sup>3</sup> )
30	280	8/12	<b>117600</b>
40	280	12/16	<b>75600</b>

## 11. MODULO SFORZI-DEFORMAZIONI $E_s$

Il Modulo di Young è definito come il rapporto tra lo sforzo, agente in una determinata direzione, e la deformazione conseguente allo sforzo stesso, secondo la relazione:

$$E = \sigma'_z / \varepsilon_z$$

Dove:  $\sigma'_z$  = sforzo normale agente secondo la direzione z;

$\varepsilon_z$  = deformazione secondo la direzione z.

Di norma tale valore viene ricavato mediante prove in laboratorio, tuttavia esistono, e sono correntemente utilizzate, delle equazioni empiriche che permettono di correlare il numero dei colpi  $N_{SPT}$ , ottenuti dalle prove in situ, con il valore del Modulo di Young. Nel nostro caso essa si semplifica nel seguente modo:

$$E = 600(N_{SPT} + 6) + 2000$$

Eseguendo i calcoli, per il terreno posto al di sotto della quota di imposta delle fondazioni, otteniamo: **E = 23600 kPa**

## 12. PARATIA

Dovendo eseguire uno scavo profondo 7 m in presenza di strutture adiacenti, potrebbe essere necessaria l'esecuzione di una paratia di sostegno degli scavi.

Essendo il terreno costituito da ghiaia e sabbia, si può considerare uguale a zero il valore di coesione e si attribuiscono le forze di resistenza unicamente all'aliquota derivante dall'attrito.

Nella seguente tabella forniamo quindi l'ulteriore parametro necessario alla progettazione della paratia e dei tiranti:

	$N_\phi$	$K_a$	$K_p$	$K_o$
<b>28°</b>	2.76	0.36	2.76	0.53
<b>40°</b>	4.6	0.22	4.6	0.36

### **13. CONCLUSIONI**

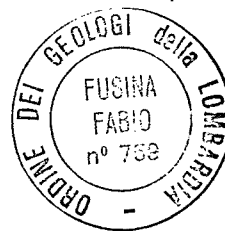
Dai risultati ottenuti per mezzo delle indagini e dall'elaborazione dei dati, risulta che il terreno di fondazione dell'edificio in progetto è di natura ghiaioso - sabbiosa, con stato di addensamento ottimo in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni.

I cedimenti delle fondazioni risultano entro i limiti generalmente consentiti anche considerando i carichi più elevati; il parametro elastico di Winkler, che dipende direttamente dai cedimenti, risulta ottimo in tutti i casi esaminati.

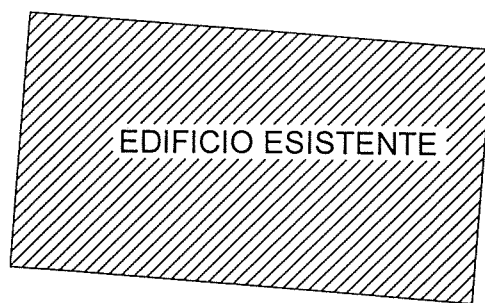
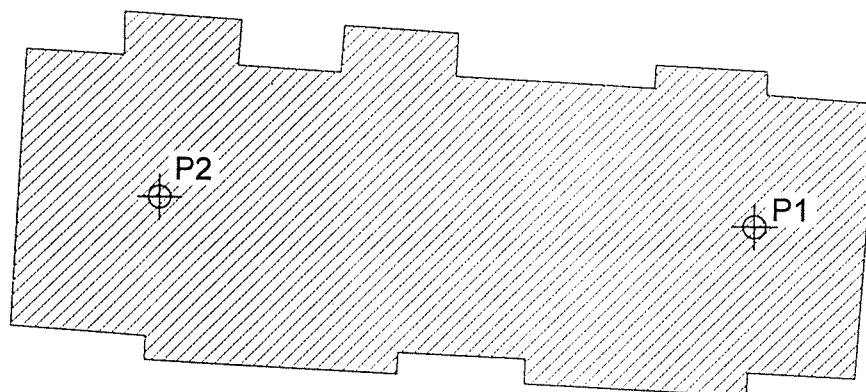
Durante l'indagine geognostica svolta in sito, si è appurato che gli scavi non saranno interessati dalla presenza di acque sotterranee.

---

*Fabio Fusina*  
dott. geol. Fabio Fusina



**ALLEGATI**



**FUSINA S.R.L.**

VIA DANTE, 5  
20052 MONZA (MI)  
TEL. 039/2326702

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO MEREGALLI E  
MOROSI - LISSONE (MI)

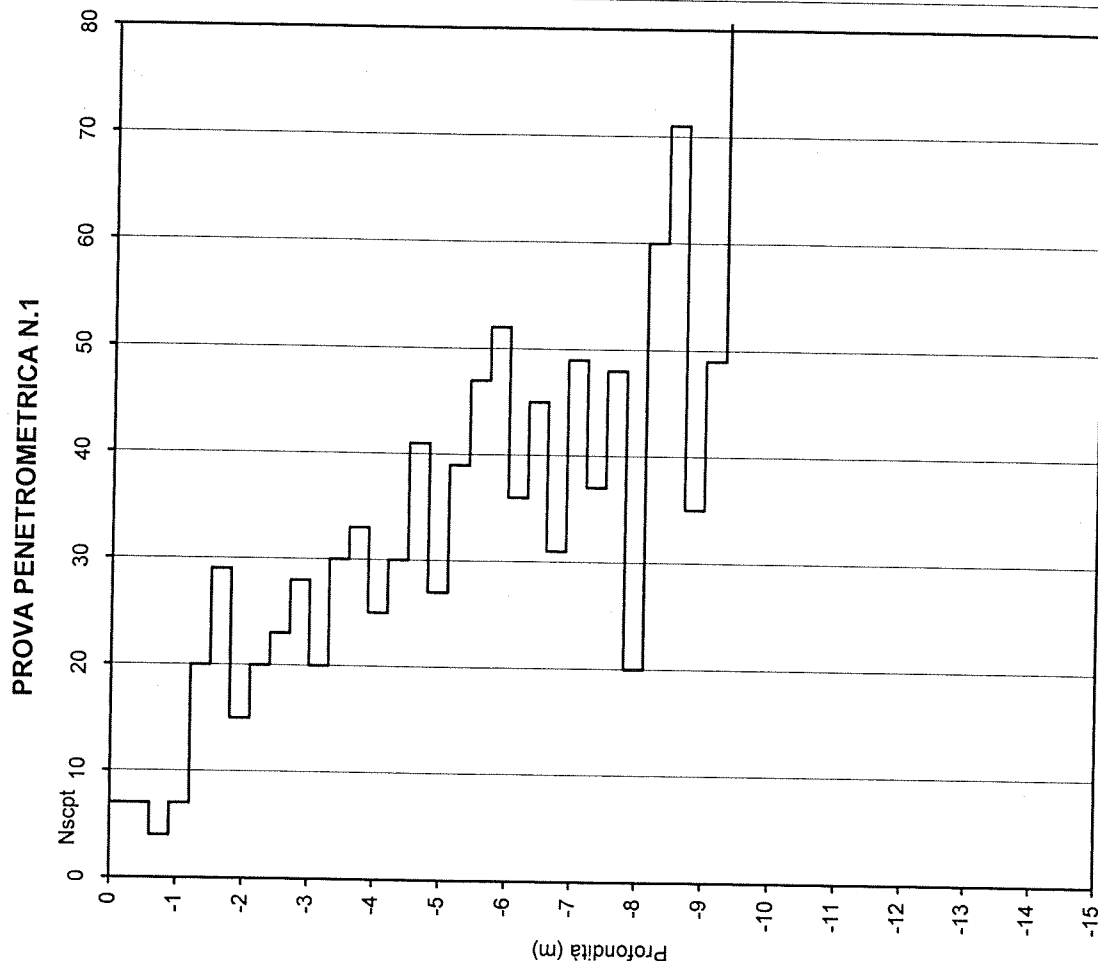
CANTIERE: MONZA (MI) - VIA CORREGGIO

UBICAZIONE SCHEMATICA DELLE  
PROVE PENETROMETRICHE

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO MEREGALLI E MOROSI  
 CANTIERE DI MONZA (MI)-VIA CORREGGIO  
 PROFONDITA' DELLA FALDA: NON RILEVATA  
 DATA ESECUZIONE PROVE: 19/11/2005  
 QUOTA: P.S.

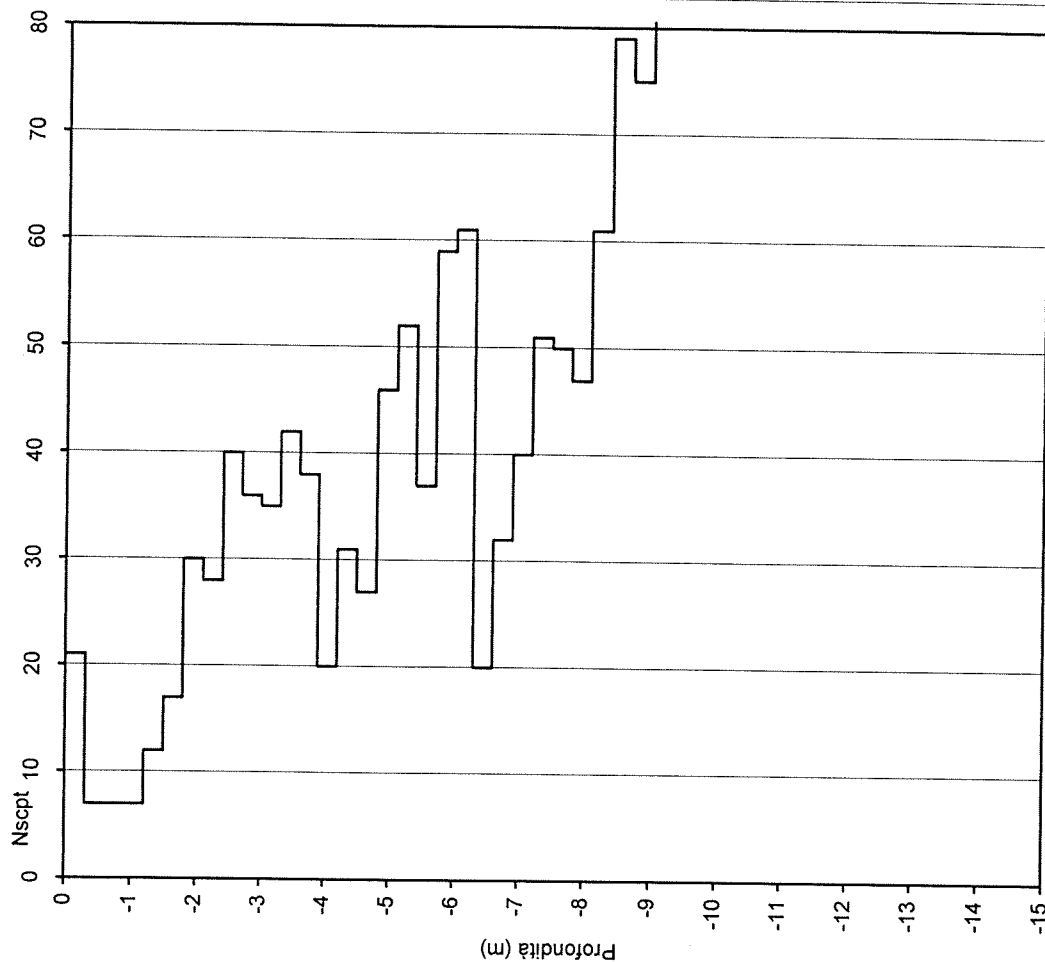
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T.

Profoi	RP	RL	Profoi	RP	RL
0	7			48	
	7			20	
	4			60	
	7			71	
-1,5	20		-9	35	
	29			49	
	15			100	
	20				
	23				
-3	28		-10,5		
	20				
	30				
	33				
	25				
-4,5	30		-12		
	41				
	27				
	39				
	47				
-6	52		-13,5		
	36				
	45				
	31				
	49				
-7,5	37		-15		



COMMITTENTE: STUDIO TECNICO MEREGALLI E MOROSI  
 CANTIERE DI MONZA (MI)-VIA CORREGGIO  
 PROFONDITA' DELLA FALDA: NON RILEVATA  
 DATA ESECUZIONE PROVE: 19/11/2005  
 QUOTA: P.S.  
 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T.

## PROVA PENETROMETRICA N.2



Profondità (m)	RP	RL
0	21	50
-0.5	7	47
-1.0	7	61
-1.5	7	79
-2.0	12	75
-2.5	17	100
-3.0	30	
-3.5	28	
-4.0	40	
-4.5	36	
-5.0	35	
-5.5	42	
-6.0	38	
-6.5	20	
-7.0	31	
-7.5	27	
-8.0	46	
-8.5	52	
-9.0	37	
-9.5	59	
-10.0	61	
-10.5	20	
-11.0	32	
-11.5	40	
-12.0	51	