



**Studio Bardazza**

Environment Engineering Geology

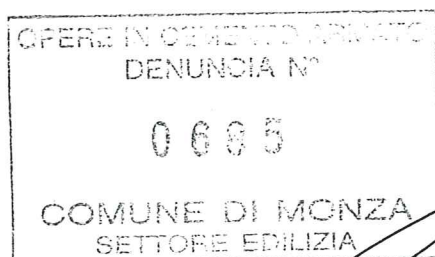
**Dott. Gabriele Bardazza**

41

6

*Carbone Costruzioni Sas*

***RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA AI SENSI DEL DM 11/03/1988  
PER LA REALIZZAZIONE DELL'EDIFICIO RESIDENZIALE  
PLURIFAMILIARE IN VIA BORGAZZI ANGOLO VIA CASATI, MONZA***



Maggio 2005



## INTRODUZIONE

Su incarico dell' Impresa Carbone Costruzioni Sas. è stata condotta, una indagine finalizzata alla caratterizzazione geotecnica di un lotto di terreno destinato ad ospitare una nuova costruzione residenziale sita in Via Borgazzi angolo via Casati nel comune Monza.

Le indagini e le verifiche di sicurezza sono state condotte in ottemperanza al D.M. 11 Marzo 1988 recante le "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, 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".

Individuata la proiezione planimetrica dell'edificio sul lotto interessato, lo studio si è articolato nelle seguenti fasi:

- rilievo geologico e geomorfologico dell'area di edificazione e circostanti;
- raccolta ed analisi dei dati bibliografici;
- esecuzione di 3 prove penetrometriche dinamiche a rifiuto con penetrometro DPSH tipo Emilia;
- interpretazione dei dati;
- elaborazione e restituzione dei dati ai sensi del DM 03/03/1988.

Nella presente relazione si definiranno:

- le caratteristiche geotecniche per valutare la stabilità geologica geomorfologia e idrogeologica dell'area in esame;
- la natura dei terreni in esame e la relativa stratigrafia;
- i parametri geotecnici per il dimensionamento delle strutture di fondazione e delle opere di sostegno;
- i valori di portata ammissibile per le possibili soluzioni di fondazione;

## NORMATIVE DI RIFERIMENTO

### **D.M. LL.PP. del 11/03/1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

### **D.M. 16 Gennaio 1996**

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

## INQUADRAMENTO GEOLOGICO

E' stato possibile proporre una ricostruzione degli assetti litostratigrafici sulla base della stratigrafia di dettaglio realizzata durante la realizzazione del pozzo di via Spallanzani a Monza. In superficie, sotto una copertura di circa 1,5 metri di materiale di riporto, affiorano i sedimenti fluvio-glaciali dell'unità "ghiaioso-sabbiosa" del Pleistocene superiore (Wurm autoctono); in profondità vengono sostituiti dall'unità "ghiaioso-sabbioso-limosa" del Pleistocene medio (Riss-Mindel aut.).

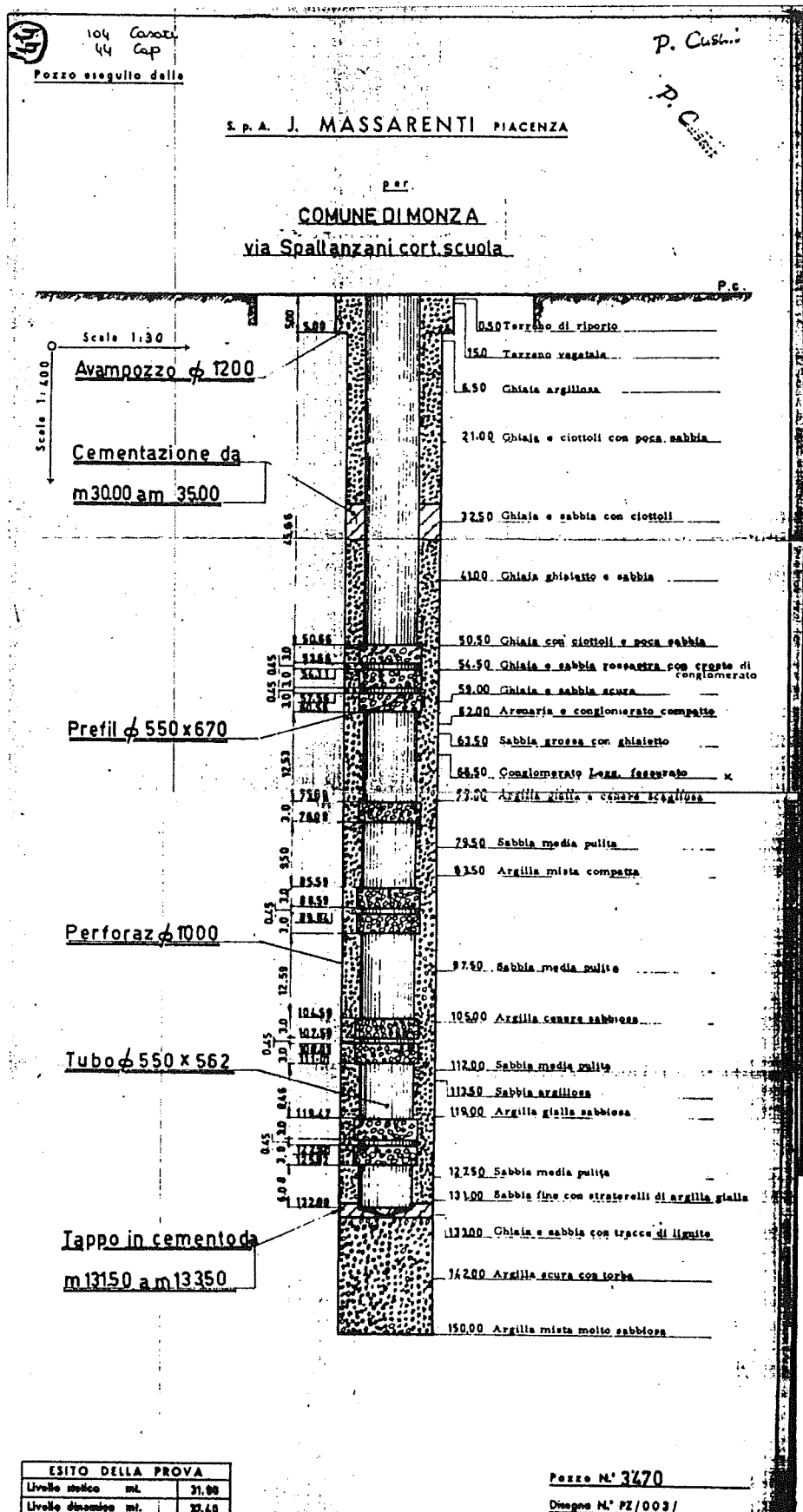
La successione si estende in profondità fino alla massima profondità raggiunta dal foro di sondaggio, quasi 150 metri, e costituisce il cosiddetto "acquifero tradizionale"; in esso sono contenute sia la falda libera superficiale che la sottostante falda semiconfinata utilizzata per i prelievi di risorse idriche.

Nell'area esaminata la falda libera (unità ghiaioso-sabbiosa) si estende fino a circa 60 metri di profondità ed è separata dalla sottostante falda semiconfinata da livelli argillosi alternati a sabbie per uno spessore complessivo di circa 50 metri.

Nella prima parte le sabbie sono scarse, generalmente silicee, di grana grossolana e di colore tendente al grigiastro, scarsamente argillose.

Tra i 50 e i 60 m di profondità si incontrano livelli modesti di ghiaie cementate dello spessore di circa 3 metri, in parte fratturati, al di sotto inizia una alternanza di livelli sabbiosi e argillosi di spessori variabili tra 3 e 10 metri.

I parametri idrogeologici medi caratteristici dell'acquifero tradizionale sono dati da trasmissività dell'ordine di  $10^{-2}$  m<sup>2</sup>/s, da una conducibilità idraulica dell'ordine di  $10^{-3}$  m/s e da portate specifiche di 10-20 l/s\*m



**PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE**

La caratterizzazione geotecnica è stata realizzata mediante i dati ottenuti dall' esecuzione di N° 3 prove penetrometriche dinamiche con penetrometro DPSH tipoEmilia .

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: EMILIA (30)		
Rif. Norme	DIN 4094	
Peso Massa battente	63,5	Kg
Altezza di caduta libera	0,75	m
Peso sistema di battuta	30	Kg
Diametro punta conica	50,46	mm
Area di base punta	20	cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1	m
Peso aste a metro	6	Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80	m
Avanzamento punta	0,30	m
Numero colpi per punta	N(30)	
Coeff. Correlazione	1,01	
Rivestimento/fanghi	No	
Angolo di apertura punta	60	°

**Risultati delle prove**

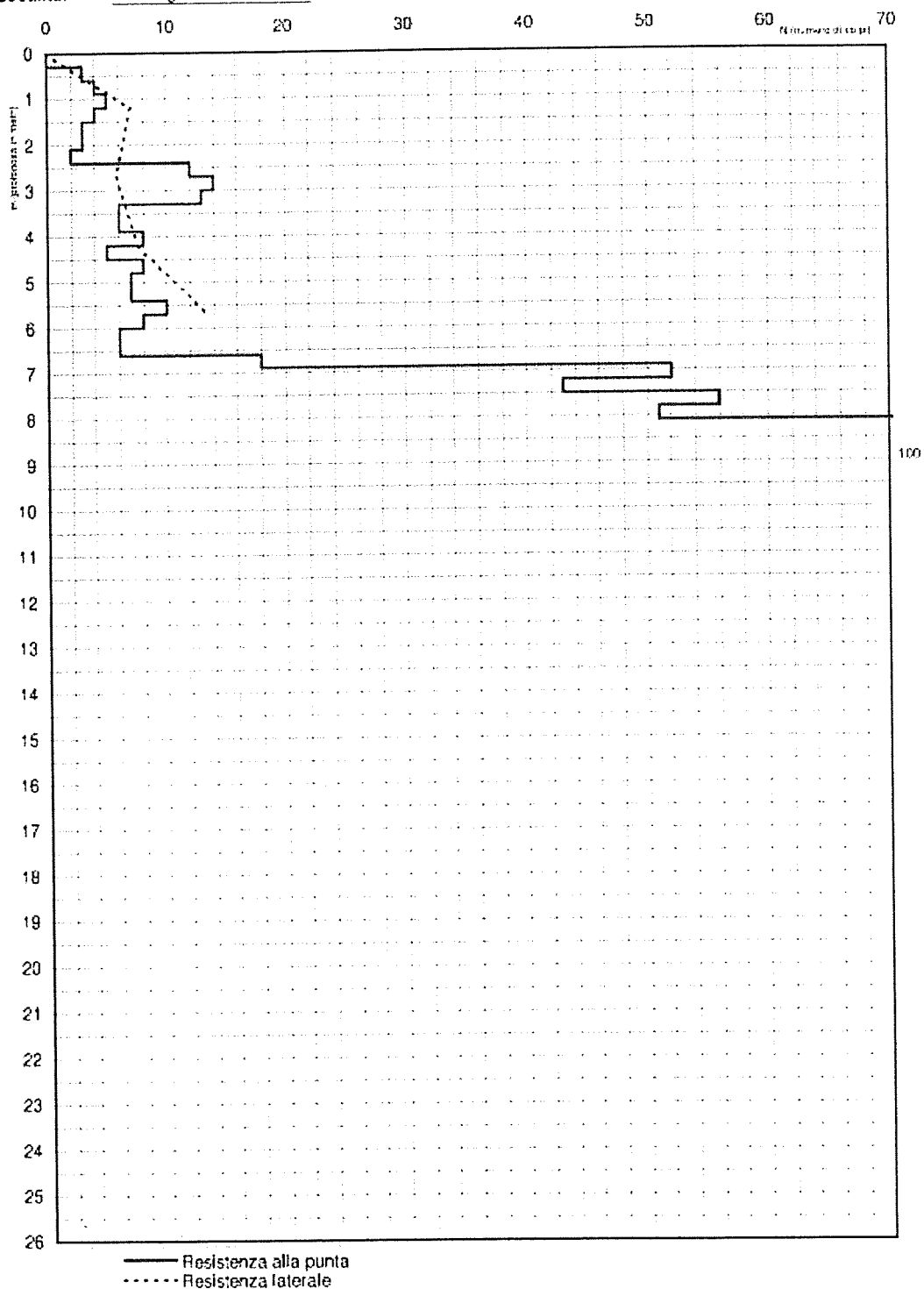
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N° 1**

Committente: Bardazza

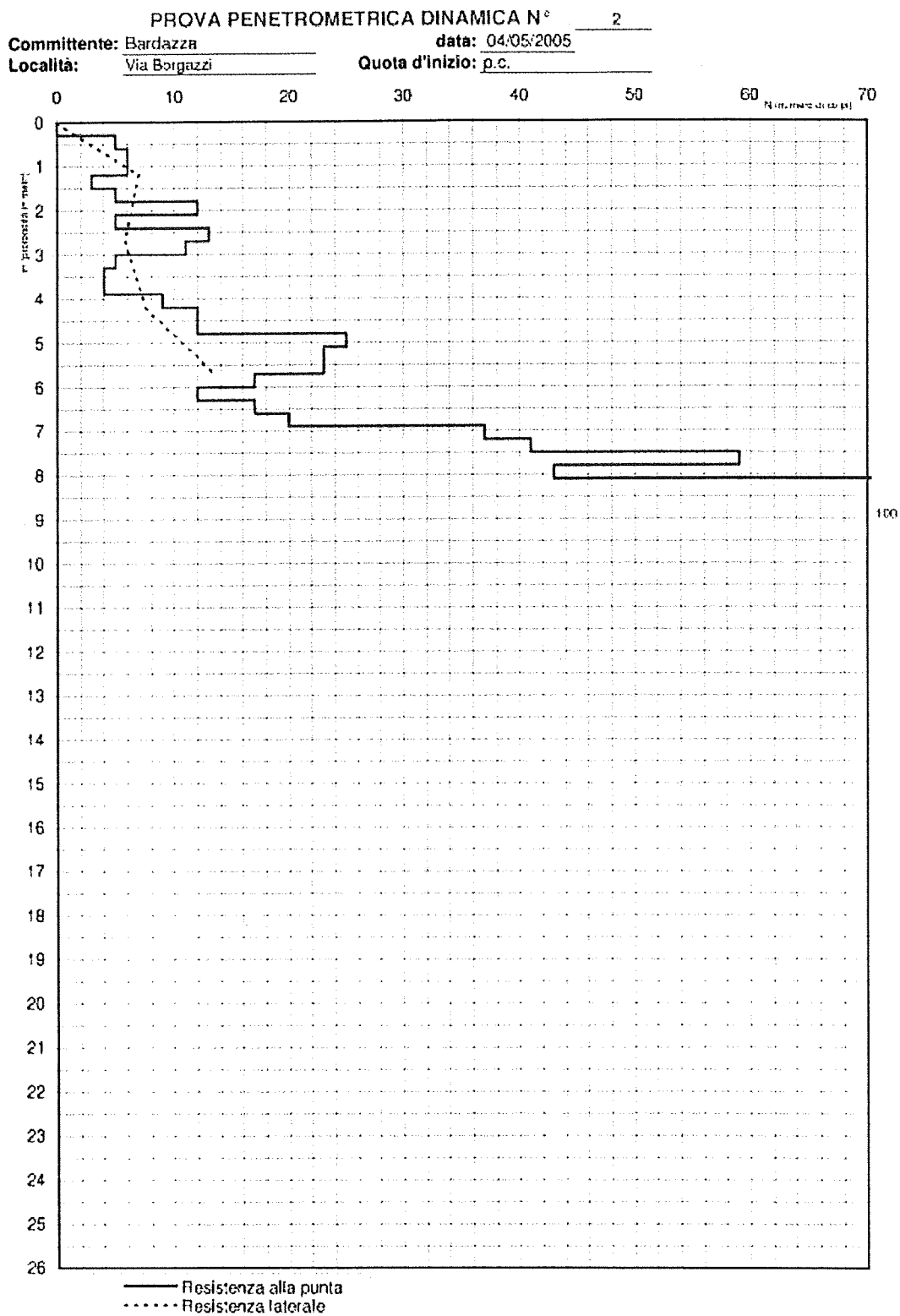
data: 04/05/2005

Località: Via Borgazzi

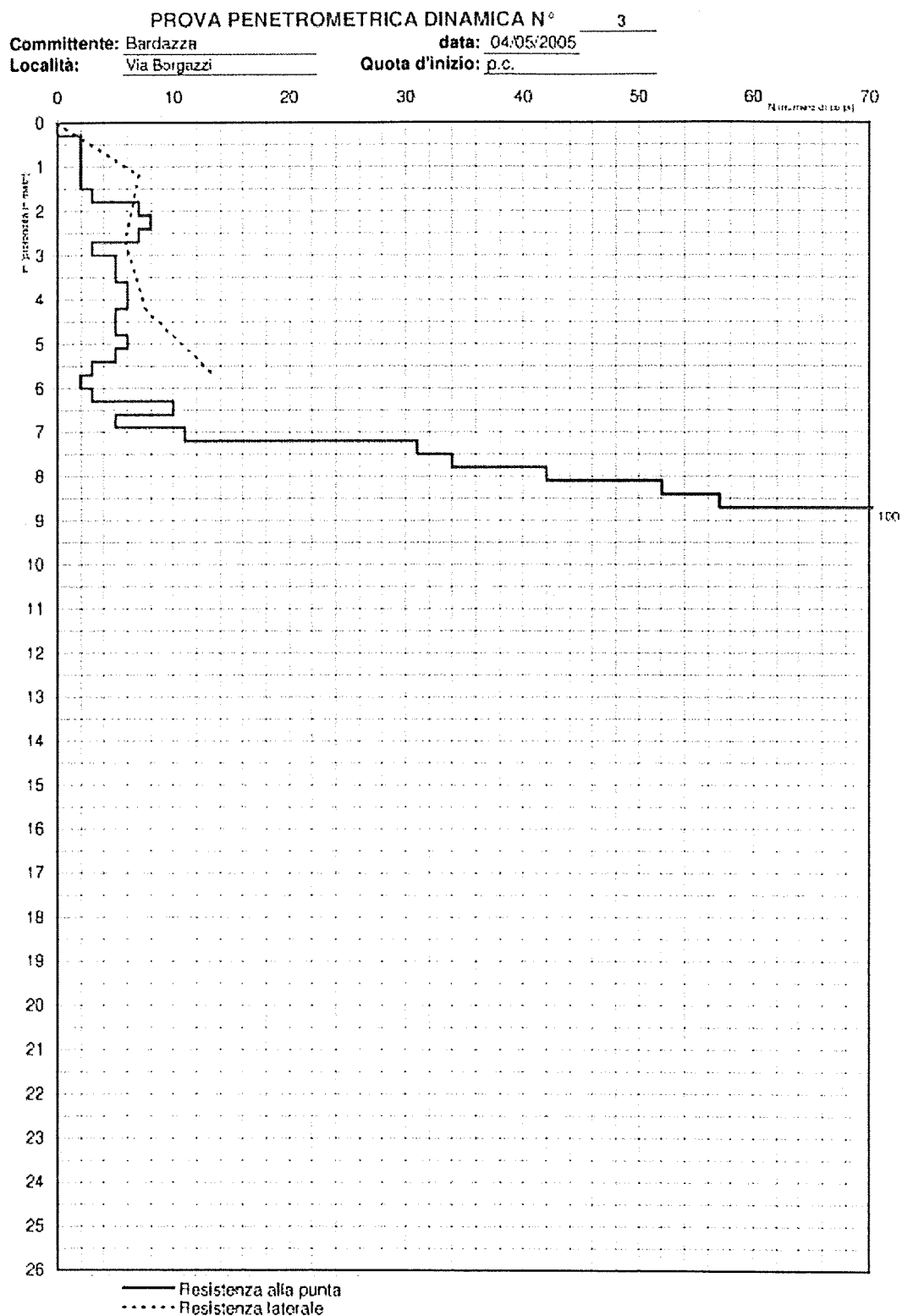
Quota d'inizio: p.c.



SCPT1.xls



SCPT2.xls



SCPT3.xls



### **Correlazione con Nspt**

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Qspt è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M = peso massa battente;

M' = peso aste;

H = altezza di caduta;

A = area base punta conica;

δ = passo di avanzamento.

### **Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd**

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

Rpd = resistenza dinamica punta (area A);

e = infissione media per colpo (δ/ N);

M = peso massa battente (altezza caduta H);

P = peso totale aste e sistema battuta.

## METODOLOGIA DI ELABORAZIONE

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Load Cap della *GeoStru Software*.

Il sistema interpreta le prove penetrometriche dinamiche secondo: Meyerhof, Sanglerat e Peck, Hanson, Thorburn, Meyerhof, interfacciandosi, per l'importazione della stratigrafia e dei parametri geotecnica, con Dynamic Probing. Quest'ultimo calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981. Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione delle prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permette spesso di ottenere dati utili alla progettazione e, frequentemente, dati più attendibili sia di tanti dati bibliografici sulle litologie sia di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

## Carico limite su fondazioni e terreni

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

**Prandtl** ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte da Prandtl sono le seguenti:

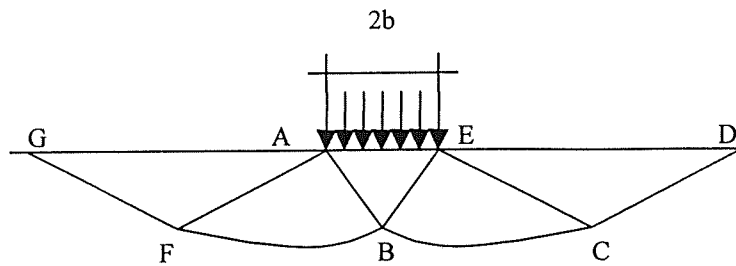
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*. (v. figura)

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm(45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \times c$ , dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[ e^{\frac{\pi \tan \varphi}{2} (45^\circ + \varphi / 2) - 1} \right]$$

Per  $\varphi = 0$  il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi  $q = 5.14 \times c$ .

Nel caso particolare di un terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $\gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ ; secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \ll 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi = 0$ ,  $c = 0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### Metodo di Terzaghi (1955)

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto

**Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\phi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\phi$  prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno. Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg \varphi_{rid} = 2/3 \times tg \varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

### Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_j$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti  $N$  furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

*Carico verticale*  $q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \varphi)$$

### Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*, le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori  $D/B > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso  $\varphi = 0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

### Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_\gamma$  come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata)

### Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d = R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$



## ELABORAZIONI

### Parametri terreno:

DH (m)	Gam (kN/m <sup>3</sup> )	Gams (kN/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	Ey (kN/m <sup>2</sup> )	Ed (kN/m <sup>2</sup> )	Ni
7.2	15.49	18.53	29.7	29.7	0.0	3913.83	0.34
1.5	22.26	0.0	44.12	44.12	35583.4	14290.3	0.24

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

### Ipotesi progettuale: Fondazione trave rovescia

#### DATI GENERALI

Larghezza fondazione	0.7	m
Lunghezza fondazione	10.0	m
Profondità piano di posa	3.3	m
Altezza di incastro	0.0	m
Inclinazione piano di posa	0.0°	
Inclinazione pendio	0.0°	
Fattore di sicurezza (Fc)	1.3	
Fattore di sicurezza (Fg)	1.3	
Fattore di sicurezza (Fg)	1.3	
Acc. massima orizzontale	0.0	
Cedimento dopo T anni	20.0	
Profondità falda	15.0	

#### CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970)

##### (Condizione drenata)

Pressione limite	1395.53	kN/m <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1073.49</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI

##### (1955) (Condizione drenata)

Pressione limite	1211.43	kN/m <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>931.87</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF

##### (1963) (Condizione drenata)

Pressione limite	1831.19	kN/m <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1408.61</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975)

##### (Condizione drenata)

Pressione limite	1432.8	kN/m <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1102.15</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

#### Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970)

##### (Condizione drenata)

Carico limite fondazione [Rd]	1426.95	kN/m <sup>2</sup>
-------------------------------	---------	-------------------

## CEDIMENTI DI BURLAND E BURBIDGE

Dai dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_C$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

$q'$  = pressione efficace lorda;

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

$B$  = larghezza della fondazione;

$I_C$  = indice di compressibilità;

$f_s, f_H, f_t$  = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità  $I_C$  è legato al valore medio  $N_{AV}$  di  $N_{spt}$  all'interno di una profondità significativa  $z$ :

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

Per quanto riguarda i valori di  $N_{spt}$  da utilizzare nel calcolo del valore medio  $N_{AV}$  va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e  $N_{spt} > 15$ , secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m <sup>2</sup> )	Dp (kN/m <sup>2</sup> )	Metodo	Cedimento (cm)
1	5.25	81.346	227.166	Edometrico	0,839
2	7.95	128.256	88.03	Edometrico	0.332

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi  
Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscose); Wt: Cedimento totale.

<b>CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE</b>		
Profondità significativa Zi (m)	1.196	
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	6	
Fattore di forma fs	1.509	
Fattore strato compressibile fh	1	
Fattore tempo ft	1.465	
Indice di compressibilità	0.139	
Cedimento	14,71	mm

## CONCLUSIONI

Tenendo conto di quanto espresso nella presente Relazione GeologicoTecnica e dalle risultanze dell'indagine svolta in Via Borgazzi a Monza su incarico dell'Impresa Carbone Costruzioni Sas, nonché delle evidenze rilevate durante l'indagine stessa, vista la tavola di progetto dell'erigendo edificio, nell'ipotesi progettuale di realizzare una fondazione su travi rovesce ad una profondità di -3.30 metri da piano campagna, si può definire una pressione ammissibile pari a  $1,4 \text{ kg/cm}^2$ .

Milano, Maggio 2005

dott. geol. Gabriele Bardazza

