

## **ATI P.I.I. VIA MEREZZATE**

Intervento di edilizia residenziale pubblica  
Via Merezzate - MILANO

## **RELAZIONE GEOTECNICA**

(Fascicolo 3 di 3)

Commessa n. 3350 CL/rb Peschiera Borromeo, 21.06.2010



## INDICE

1. PREMESSA
2. NORME TECNICHE
3. DOCUMENTAZIONE TECNICA
4. INDAGINE GEOGNOSTICA
5. LIVELLO FALDA
6. DESCRIZIONE INDICATIVA DEL PROGETTO
7. STRATIGRAFIA
8. INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT/SCPT
  - 8.1 *Densità relativa*
  - 8.2 *Angolo di attrito*
  - 8.3 *Modulo confinato*
  - 8.4 *Velocità onde sismiche di taglio*
  - 8.5 *Modulo di taglio*
9. SISMICITA' DELL'AREA
10. CAPACITA' PORTANTE – Metodo di calcolo
11. CEDIMENTI E COEFFICIENTE DI WINKLER – Metodo di calcolo
12. VERIFICA DELLE FONDAZIONI
  - 12.1 *Fondazioni edifici UdC1*
  - 12.2 *Fondazione edifici UdC2 e UdC4*
  - 12.3 *Fondazione edifici UdC3, UdC6 e UdC7*
  - 12.4 *Fondazione edifici UdC8*
13. SCELTA FONDAZIONALE

## **1. PREMESSA**

Nell'Aprile 2010, RCT ha eseguito un'indagine geognostica finalizzata alla caratterizzazione geotecnica, idrogeologica e sismica dei terreni dell'area sita in Comune di Milano Via Merezzate ove è prevista la realizzazione di un intervento di edilizia residenziale pubblica.

Nella Fig. 1 è rappresentata la planimetria dell'area di intervento con l'ubicazione degli edifici in progetto.

Scopo della presente relazione è quello di analizzare gli aspetti geotecnici, idrogeologici, sismici e fornire al progettista i parametri ed i criteri per il dimensionamento delle strutture di fondazione.

Nella maggior parte dell'area in esame il piano campagna risulta a quote comprese tra + 107,0 m e + 107,5 m s.l.m.m.

Nella zona interessata dal complesso UdC1 la quota del piano campagna attuale risulta compresa tra + 107,5 m e + 108,0 m s.l.m.m.

Nell'area interessata dal complesso UdC5 è presente un vasto cumulo di terreno di riporto che raggiunge quota + 115,0 m s.l.m.m.



Fig. 1

## **2. NORME TECNICHE**

La relazione è redatta in conformità alla normativa vigente:

DM 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

Circolare Ministero LL.PP. 24.09.1988: Istruzioni 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. 16.01.1996: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche

L.R. 41/97: Prevenzione del rischio geologico, idrogeologico e sismico mediante strumenti urbanistici generali e loro varianti

D.R.G. 06.08.98: Criteri ed indirizzi relativi alla componente geologica della pianificazione comunale

Art. 27 ex DPR 554/99

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 – 20.03.2003: norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici. Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone. Norme per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni e successive modificazioni.

D.G.R. n. 7/149664 del 07.11.2003: Aggiornamento dell'elenco zone sismiche

D.M.LL.PP. 14.09.2005: Norme Tecniche per le Costruzioni

L.R. 12/2005: Legge per il governo del territorio: Norme in materia di prevenzione dei rischi geologici, idrogeologici e sismici

D.G.R. 22.12.2005, n. 8/1566 componente geologica a scala comunale

Decreto 14 gennaio 2008 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

D.G.R. della Lombardia n. 8/7374 del 28.05.2008

Circolare n. 617 del 02.02.2009 G.U. n. 476 del 26.02.09, Supp. Ord. N. 27 "Istruzioni per l'applicazione delle NTC D.M. 14.01.2008.

### **3. DOCUMENTAZIONE TECNICA**

- Indagini geognostiche RCT Aprile 2010 (Fascicolo 1 di 3)
- Relazione geologica Maggio 2010 (Fascicolo 2 di 3)

#### **4. INDAGINI GEOGNOSTICHE**

Le indagini geognostiche, volte alla ricostruzione litostratigrafica del sottosuolo ed alla caratterizzazione fisico meccanica dei terreni, sono consistite in:

- ✓ n. 5 sondaggi a carotaggio continuo di cui:
  - S1 ed S5 spinti alla profondità di 25 m
  - S2 spinto alla profondità di 30 m
  - S4 spinto alla profondità di 20 m
  - S3 spinto alla profondità di 15 m.

Nei fori di sondaggio sono state eseguite prove SPT ad intervalli di 1,5 m. Il sondaggio S3 è stato attrezzato con un piezometro a tubo aperto.

- ✓ n. 28 prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT) che hanno raggiunto mediamente la profondità di 12 ÷ 15 m dal p.c.

La quota di inizio dei sondaggi e delle prove corrisponde al piano campagna locale (p.c.) che presenta quote assolute comprese tra +107,00 e +108,0 m s.l.m.m.

La zona interessata dal cumulo di terreno di riporto, che raggiunge quota di +115,00 m s.l.m.m., in questa fase non ha potuto essere indagata.

I risultati delle indagini geognostiche (stratigrafia, diagrammi ed ubicazione) sono riportati nel fascicolo "Indagini geognostiche" (Fasciolo 1 di 3).

Nella Fig. 1 sono rappresentati gli edifici in progetto e l'ubicazione delle indagini eseguite.

## **5. LIVELLO FALDA**

La messa in opera di un piezometro nel sondaggio S3 ha permesso di collocare la falda superficiale ad Aprile 2010 a circa -6,10 m di profondità dal piano campagna.

Per quanto riguarda le caratteristiche strutturali del sistema acquifero dell'area e le oscillazioni della falda si rimanda alla relazione geologica (Fascicolo 2 di 3).

La falda evidenzia escursioni medie annue di circa 3,0 m.

Sulla base dei dati delle registrazioni del piezometro di Via Sordello si può assumere come soggiacenza minima della falda -4,00 m dal p.c. attuale



## **6. DESCRIZIONE INDICATIVA DEL PROGETTO**

Nell'area interessata dalle indagini è prevista l'edificazione di:

n. 11 corpi di fabbrica composti da edifici residenziali (UdC1÷ UdC7)

n. 1 plesso scolastico (UdC8)

Il progetto prevede edifici residenziali composti da 1 piano interrato e n. 8 ÷ 10 piani fuori terra.

Il plesso scolastico (scuola media) risulta composto da 3 piani fuori terra.

Il piano d'f impostato delle fondazioni è previsto a circa -3,00 ÷ -4,00 m dal p.c. attuale.

La tipologia fondazionale prevede fondazioni dirette a travi continue.

## **7. INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO DELL'AREA**

Sulla base dell'osservazione dei dati forniti dai sondaggi e dai valori  $N_{SPT}$  e  $N_{SCPT}$ , si possono distinguere su base litologica e geomeccanica quattro diversi livelli di seguito descritti a partire dal piano campagna.

### **LIVELLO 1:**

E' stato rinvenuto sino ad una profondità media di circa  $2,0 \div 3,0$  m dal p.c.

Si tratta di terreno coltivo per circa 30 cm cui fa seguito sabbia fine limosa inglobante rari elementi di ghiaia.

I valori  $N_{SCPT}$  sono mediamente compresi tra 2 e 6 colpi/30 cm.

### **LIVELLO 2:**

Inizia alla fine del livello precedente ed è stato rilevato sino alla profondità di circa  $5,5 \div 7,0$  m dal p.c..

Risulta costituito da ghiaia eterometrica in matrice sabbioso limosa con rari ciottoli e sabbia limosa inglobante elementi di ghiaia

I valori  $N_{SPT}$  medi sono compresi tra 30 e 50 colpi/30 cm I valori  $N_{SCPT}$  sono mediamente compresi tra 20 e 40 colpi/30 cm.

### **LIVELLO 3:**

Da  $-5,5 \div -7,0$  m sino a  $-8,0 \div -9,5$  m circa di profondità dal p.c. risulta costituito da sabbie inglobanti rara ghiaia e interlivelli decimetrici lenticolari limosi .

I valori  $N_{SPT}$  variano mediamente da 9 a 20 colpi/30 cm.

I valori  $N_{SCPT}$  variano mediamente da 4 e 12 colpi/30 cm.

Questo livello presenta caratteristiche stratigrafiche e spessori molto disomogenei con caratteristiche geomeccaniche disuniformi da zona a zona.

### **LIVELLO 4:**

Da  $-8,0 \div -9,5$  m circa di profondità sino alla massima profondità raggiunta dalle indagini  $-30,0$  m dal p.c., risulta costituito prevalentemente da strati sabbioso ghiaiosi o ghiaioso sabbiosi con rari ciottoli.

I valori medi  $N_{SPT}$  risultano compresi tra 40 e 70 colpi/30 cm.

I valori medi  $N_{SCPT}$  sino a  $-15,0$  m di profondità, risultano compresi tra 30 e 40 colpi/30 cm.

La Fig. 2 sintetizza i valori  $N_{SPT}$  rilevati nei sondaggi S1, S2, S3, S4, S5

La Fig. 3 sintetizza i valori  $N_{SCPT}$   $N_{SPT}$  rilevati nell'area UdC1

La Fig. 4 sintetizza i valori  $N_{SCPT}$   $N_{SPT}$  rilevati nell'area UdC2 e UdC4

La Fig. 5 sintetizza i valori  $N_{SCPT}$   $N_{SPT}$  rilevati nell'area UdC3

La Fig. 6 sintetizza i valori  $N_{SCPT}$   $N_{SPT}$  rilevati nell'area UdC6

La Fig. 7 sintetizza i valori  $N_{SCPT}$   $N_{SPT}$  rilevati nell'area UdC7 e UdC8

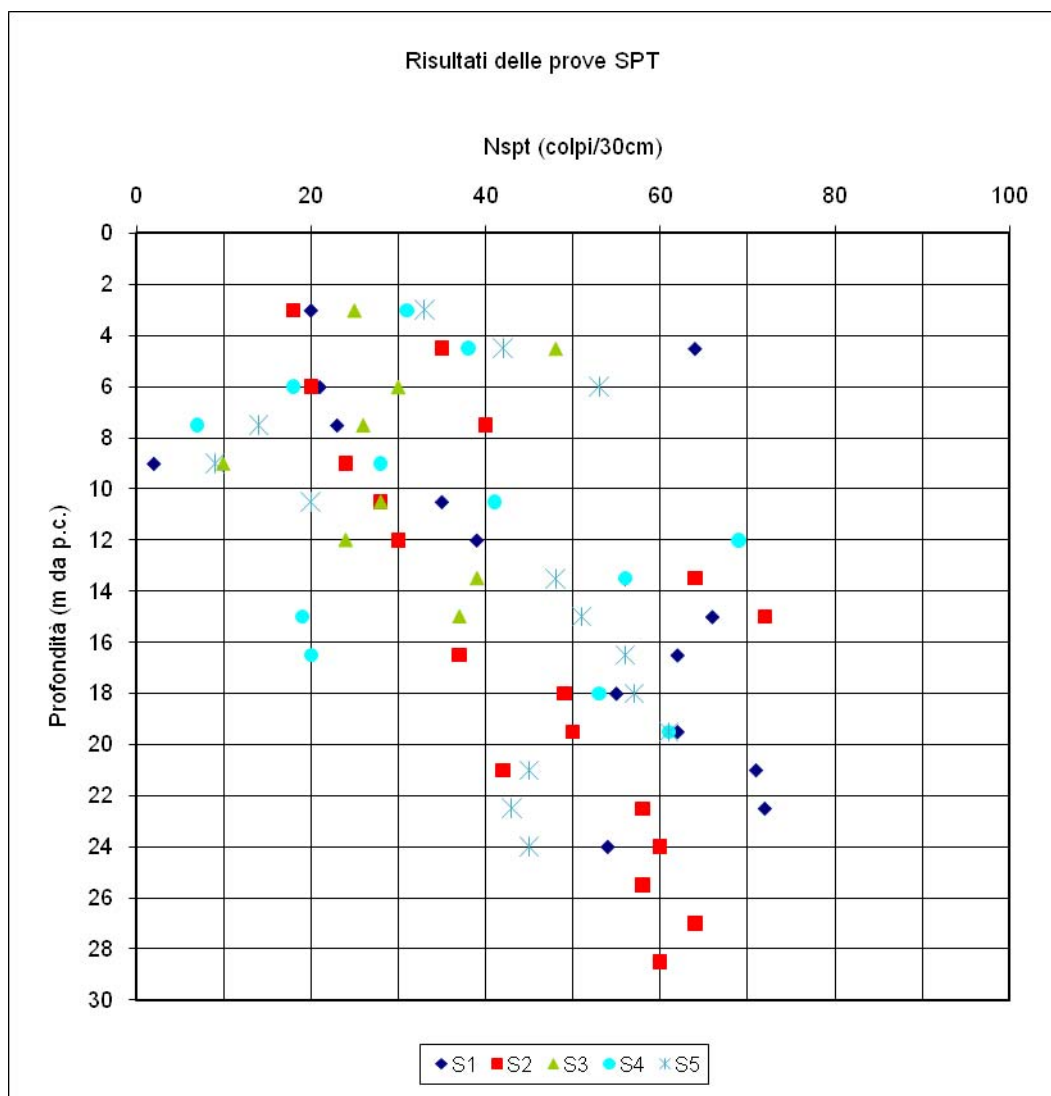


Fig. 2

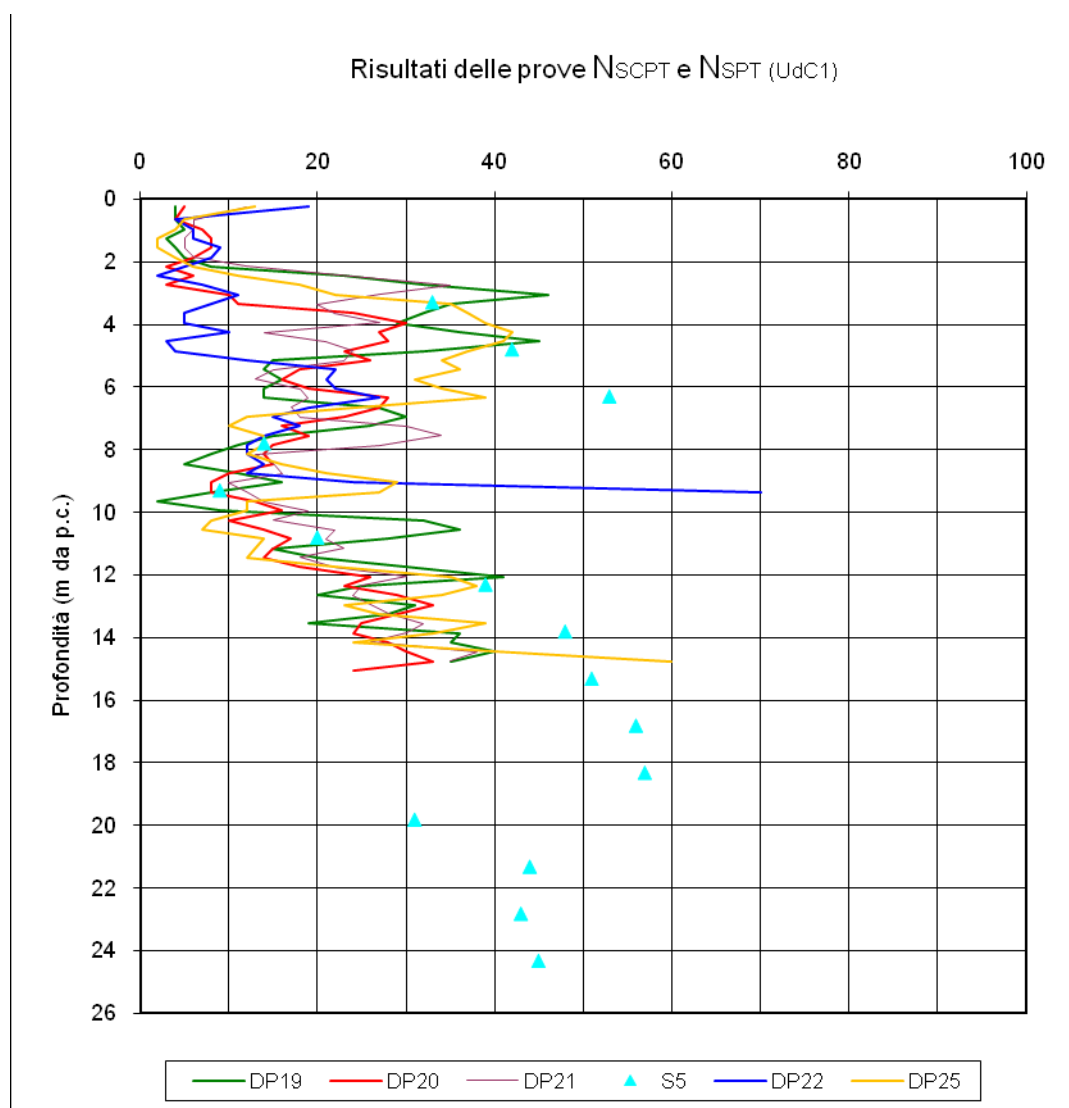


Fig. 3

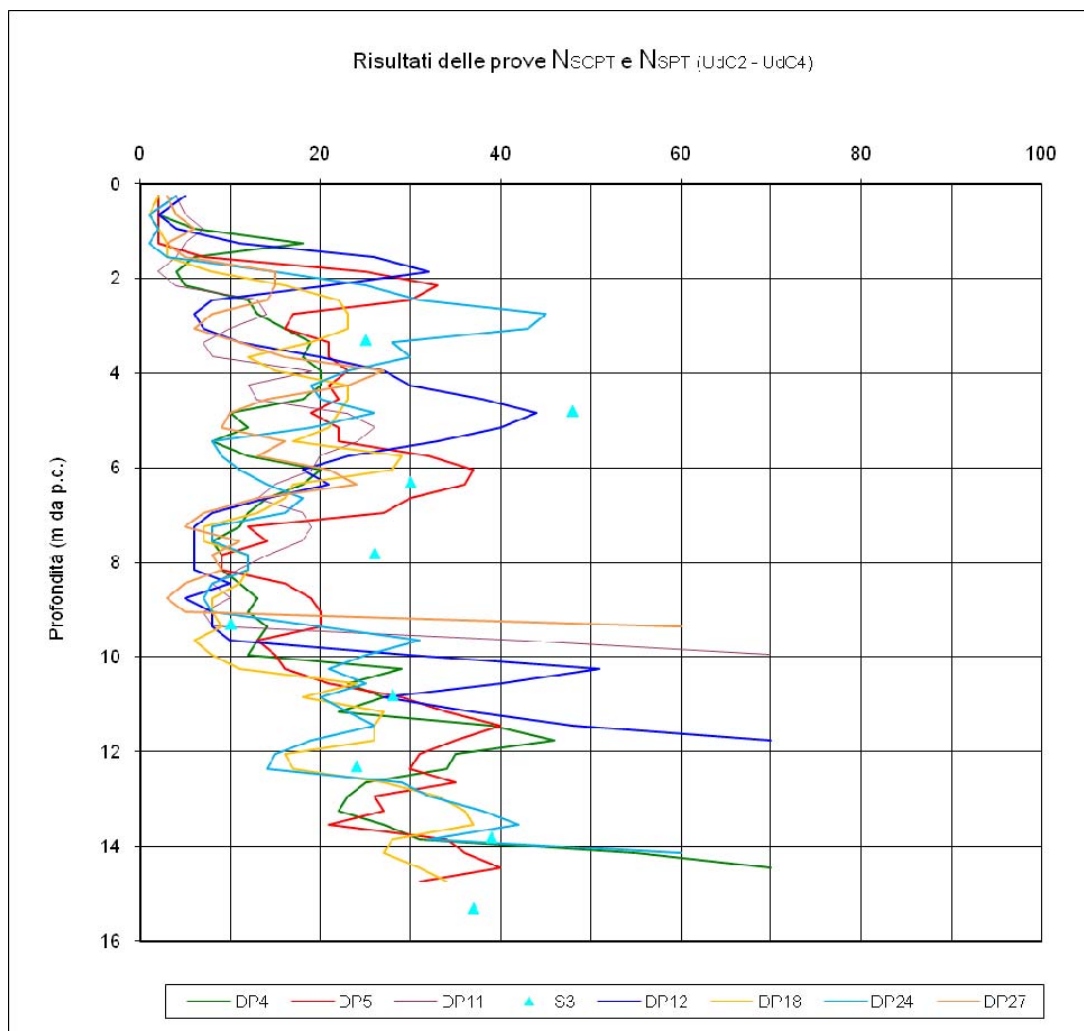


Fig. 4

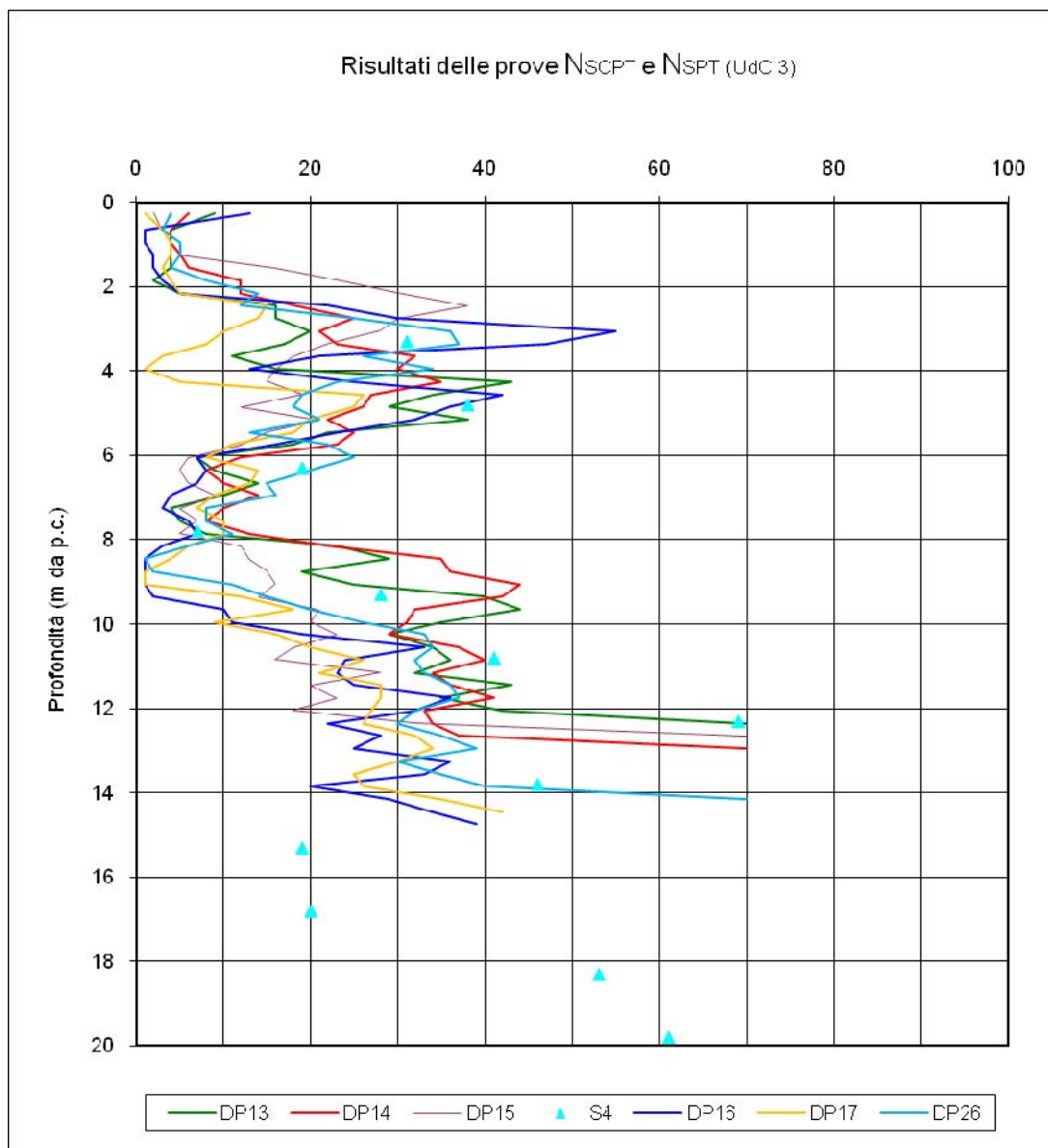


Fig. 5

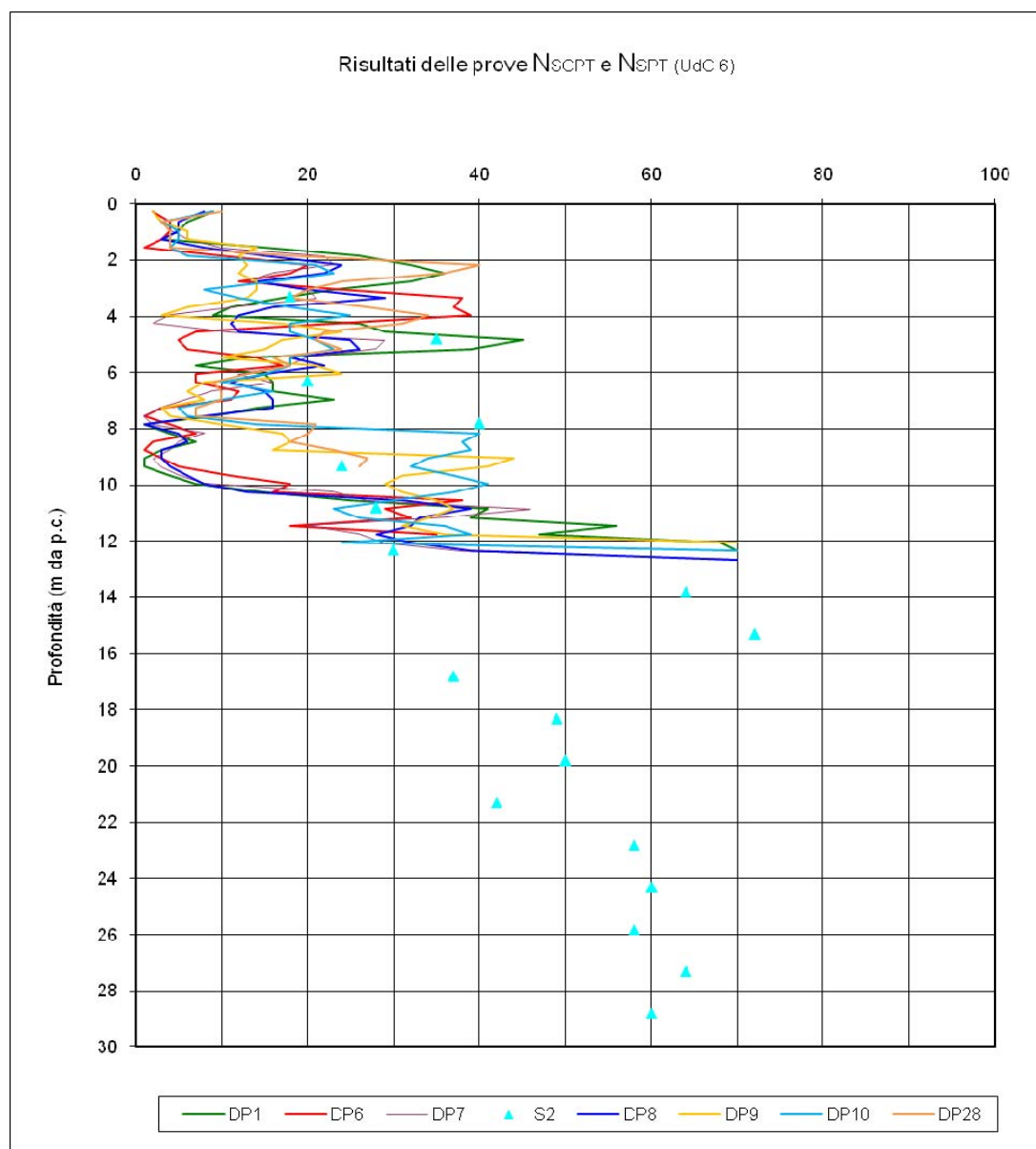


Fig. 6



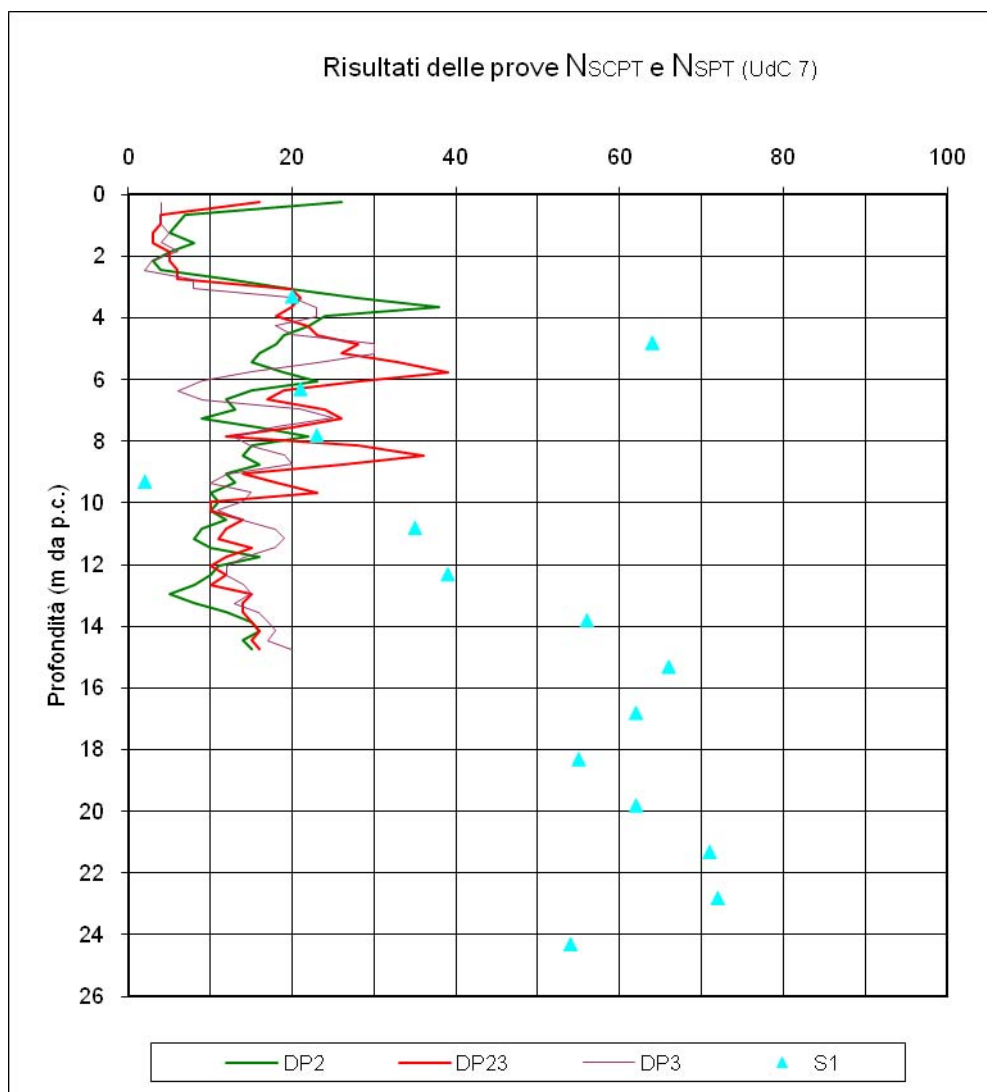


Fig. 7

## **8. INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT/ SCPT**

La caratterizzazione geotecnica dei terreni in posto è stata condotta con riferimento ai risultati delle prove SPT eseguite nel foro di sondaggio ed ai risultati delle prove SCPT eseguite con penetrometro superpesante DPSH-AGI.

La prova SPT (Standard Penetration Test), prova penetrometrica con campionatore eseguita in foro di sondaggio, è senz'altro il metodo più impiegato per determinare il grado di addensamento e gli altri parametri caratteristici dei terreni granulari incoerenti tipici della pianura milanese.

Esiste infatti una vasta letteratura interpretativa, su base empirica, con il riscontro di numerosi casi applicativi, riguardo questa diffusissima prova.

Di conseguenza, il sistema più pratico ed efficace per utilizzare i dati ricavati dalle prove penetrometriche dinamiche continue SCPT (Standard Cone Penetration Test) consiste tuttora nella conversione dei valori  $N_{SCPT}$  ottenuti in valori equivalenti di prova SPT.

E' necessario premettere che, a differenza delle prove dinamiche in foro (SPT), non esistono in letteratura, correlazioni diretta tra il numero di colpi ( $N_{30}$ ) misurato con prove tipo DPSH ed i parametri geotecnici.

L'interpretazione delle prove DPSH risulta infatti basata sull'esperienza acquisita, in quanto non è ancora stato definito uno "standard" tale da uniformare le attrezzature ed il "rendimento" del sistema (maglio, aste, ecc...). Tali prove presentano tuttavia il pregio di fornire un diagramma "continuo" dello stato di addensamento in funzione della profondità. In base alle indicazioni di letteratura si può assumere:

$$N_{SPT} / N_{30} \geq 1,50 \div 2,00$$

Il rapporto tra il numero di colpi misurati nelle prove DPSH e SPT risulta molto variabile, in particolare in funzione di:

- natura del materiale (contenuto di fine, acqua ecc...)
- pesi del maglio e delle aste, diametro della punta ecc...

Per standardizzare il numero  $N$  dei colpi misurato con il penetrometro DPSH-AGI, date le differenze tra i pesi dei due magli e quindi delle energie cinetiche nominali "E", si applica:

$$E1 * N1 = E2 * N2$$

Il valore  $N_{SPT}$  va standardizzato a  $N_{60}$  (Skempton 1986) per tener conto dell'energia efficace trasmessa dal sistema di infissione delle aste riportando il valore  $N$  ad un energia del 60%  $N_{60}$ .

I valori misurati devono essere corretti per tenere conto dell'effetto del carico litostatico agente con la profondità.

$$N_{1(60)} = C_N N_{60}$$

dove

$C_N$  è un coefficiente di correzione (Liao & Whitman, 1986) che prende il valore (esprimendo la tensione litostatica  $\sigma'_v$  in kPa):

$$C_N = \left( \frac{98,1}{\sigma'_v} \right)^{0,5}$$

### 8.1 Indice di densità (Densità relativa) $I_d$

Nel caso di sabbia e ghiaia, la caratterizzazione dei parametri di resistenza prevede come primo livello la valutazione della densità relativa. Per la valutazione della densità relativa sono numerose le relazioni proposte dai vari autori. Nel programma utilizzato è stata adottata la correlazione di Kulhaway e Mayne (1990) che, oltre allo stato tensionale presente, tiene conto anche dell'effetto di invecchiamento (aging) dovuto all'età dei depositi.

$$I_d = \left[ \frac{N_{1(60)}}{(60 + 25 \log(D_{50}) (1,2 + 0,05 \log(\frac{t}{100})) (OCR)^{0,18})} \right]^{0,5}$$

OCR = grado di sovraconsolidazione si assume = 1

Le elaborazioni e correzioni di  $N_{1(60)}$  sono illustrate nella Fig. 8.

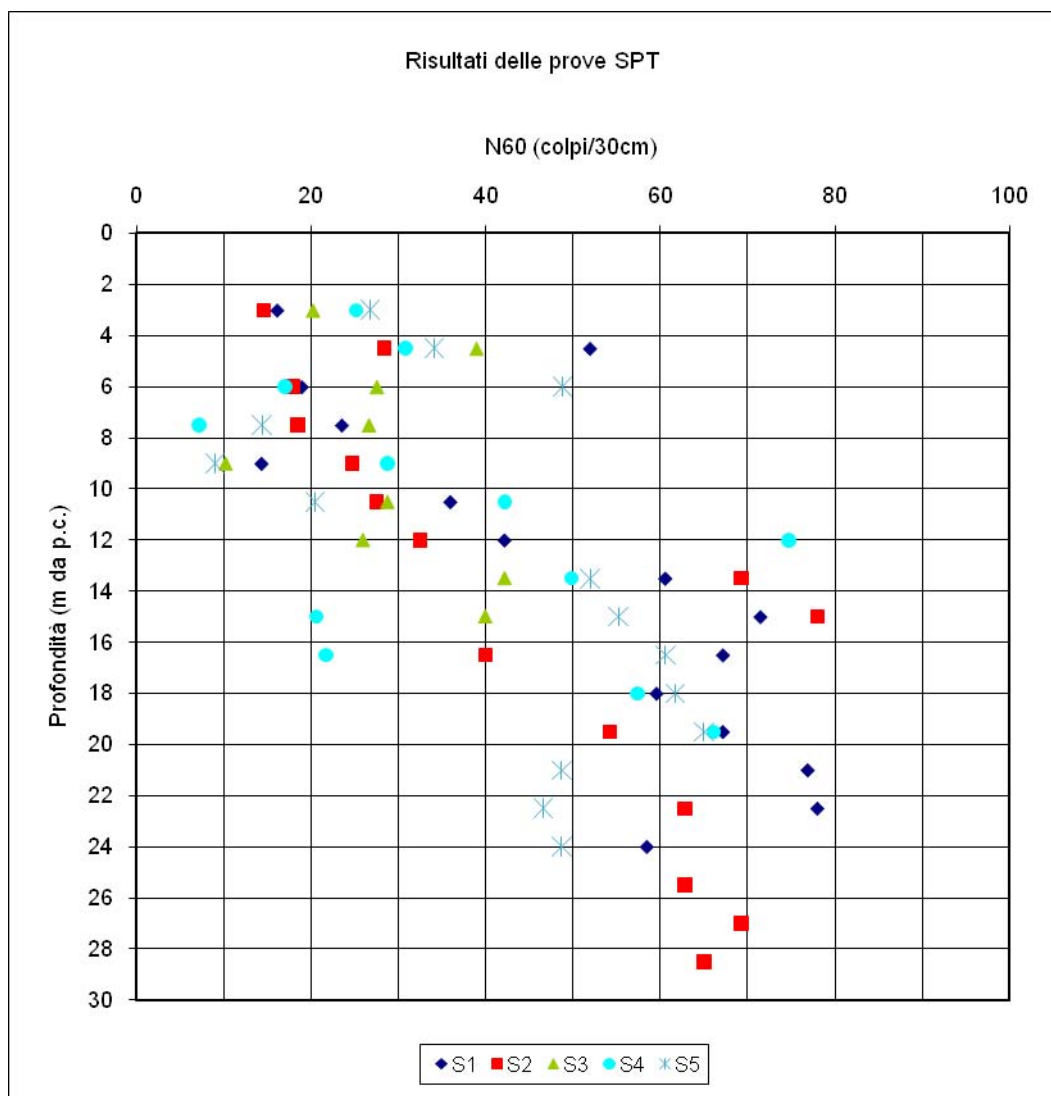


Fig. 8

### 8.2 Angolo di attrito drenato

L'angolo di attrito è stato valutato seguendo le relazioni di Hatanaka e Uchida (1996) sulla base dei confronti con prove triassiali drenate su campioni di sabbie di alta qualità prelevati con la tecnica del congelamento hanno proposto la relazione

$$\phi' = 20 + \sqrt{15,4 N_{1(60)}}$$

Mayne (1998, 2001) ha confermato la validità di tale relazione anche per sabbie limose residuali contenenti fino al 30% di fini

### 8.3 Resistenza al taglio non drenata $S_u$

Hara & al (1974) sulla base di prove triassiali di tipo UU (non drenate non consolidate) su 180 campioni provenienti da 25 località giapponesi hanno indicato una legge di regressione del tipo

$$\frac{S_u}{P_a} = 0,29 N^{0,72}$$

con un coefficiente di correlazione di 0,93.

Si noti che tale relazione indica valori non conservativi di  $S_u$ , al limite superiore.

### 8.4 Modulo confinato $M$

Schultze & Menzenbach hanno indicato la seguente relazione in funzione di  $N$

$$M = C_1 + C_2 N_{60} \quad (\text{in Kg/cm}^2)$$

I valori di  $C_1$  e di  $C_2$  sono funzione della granulometria del terreno.

Nei terreni coesivi, una espressione per correlare  $N_{60}$  con il modulo confinato  $M$  è stata proposta da Mayne & Frost (1989)

$$M = 9,1 (0,22 * N^{0,82}) P_a$$

### 8.5 Velocità delle onde sismiche di taglio $V_s$

Esistono in letteratura numerose correlazioni fra  $N$  e  $V_s$ , tutte esplicitate nella forma

$$V_s = a N^b$$

Imai & Tonouchi (1982) propongono  $a = 97$   $b = 0,314$

La correlazione proposta da Imai & Tonouchi è stata ricavata da 1.600 dati sperimentati in oltre 250 siti giapponesi.

### 8.6 Modulo di taglio $G$

Come noto il modulo di taglio  $G$  può essere ricavato dalla:

$$G_o = V_s^2 \frac{\gamma}{g}$$

dove:

$\gamma$  = peso di volume unitario ( $\text{kN/m}^3$ )

$g$  = accelerazione di gravità ( $9,81 \text{ m/s}^2$ )

## **9. SISMICITA' DELL'AREA**

Si rimanda alla relazione geologica paragrafo 12 (Fascicolo 2 di 3).

## **10. CAPACITA' PORTANTE metodo di calcolo**

Affinchè una fondazione possa resistere all'applicazione del carico di progetto ( $E_d$ ) con adeguati margini di sicurezza nei riguardi della rottura del sistema terreno fondazione, per tutte le combinazioni di carico, relativo allo SLU (Stato Limite Ultimo) deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

$E_d$  rappresenta il valore di progetto verticale (relativo allo stato limite ultimo) degli effetti di tutte le azioni agenti in fondazione (nel calcolo di  $q_{lim}$  esso rappresenta il carico normale di progetto applicato al piano di posa della fondazione, comprensivo anche del reinterro e del peso proprio della stessa fondazione),  $R_d$  rappresenta il carico limite (resistenza) di progetto della fondazione, che deve tener conto anche di eventuali carichi inclinati o dell'eccentricità.

Il carico limite verticale di progetto in condizioni a lungo termine (condizioni "drenate") viene calcolato con la relazione di Brich-Hansen, 1970

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

Nella relazione con  $A'$  si indica l'area "efficace" della fondazione secondo Meyerhof (ossia quella che effettivamente reagisce a compressione), mentre con  $B'$  ( $L'$ ) si indica la base (lunghezza) della fondazione depurata dall'eventuale eccentricità

$$B' = B - 2 e_B$$

$$L' = L - 2 e_L$$

Dove:

$L, B$  = dimensioni reali della fondazione

$e_B, e_L$  = eccentricità del carico nelle direzioni considerate

$N_\gamma, N_q, N_c$  = coefficienti di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito  $\Phi$

$s_\gamma, s_q, s_c$  = coefficienti di forma della fondazione

$i_\gamma, i_q, i_c$  = coefficienti di inclinazione

$q'$  = sovraccarico agente esternamente alla fondazione alla profondità del piano di posa.



## **11. CEDIMENTI– Metodo di calcolo**

In questo paragrafo si intende analizzare il valore del cedimento ammissibile in funzione del tipo e dimensione delle fondazioni.

In presenza di terreni sabbioso ghiaiosi si considerano ammissibili cedimenti assoluti inferiori a 25 mm e differenziali inferiori al centimetro pertanto la pressione di esercizio  $q_e$  dovrà essere calcolata limitando il cedimento totale al valore massimo di 25 mm.

Il cedimento immediato viene valutato con la formula trinomia dalla Teoria dell'Elasticità (Timoshenko & Goodier, 1951) secondo la procedura proposta da Bowles (1988):

$$s = [q \cdot B] \cdot [(1-\mu^2)/E_s] \cdot 4 \cdot [I_1 + ((1-2\mu) / (1-\mu)) \cdot I_2] \cdot IF$$

s = cedimento immediato (al centro della fondazione)

B = larghezza effettiva fondazione

q = carico netto trasmesso

$E_s$  = modulo di deformabilità

$\mu$  = modulo di Poisson

$I_1, I_2$  = coefficienti di influenza (Steinbrenner, 1934)

IF = coefficiente d'influenza di Fox (Fox, 1948)

Il cedimento totale viene calcolato dalle formule di Egorov (1949):

$$s = 2 \cdot B / 2 \cdot q \cdot \text{sommatoria } [K(i) - K(i-1) / E(i)]$$

s = cedimento totale

B = larghezza della fondazione

q = carico netto trasmesso

$E(i)$  = modulo di deformabilità integrato dello strato i – esimo

$K(i)$  = coefficiente di Egorov dello strato i – esimo

e di Tsytovitch (1951):

$$s = (h_s \cdot q) / E$$

s = cedimento

$h_s$  = spessore strato compressibile =  $C \cdot B$

B = larghezza fondazione

C = fattore di rigidezza funzione del modulo di Poisson

q = carico netto trasmesso

E = modulo di deformabilità integrato nell'intervallo  $2h_s$

La valutazione del coefficiente di reazione per terreni alla Winkler  $K_w$  ha interesse ai fini del calcolo delle sollecitazioni in caso di adozione di fondazione nastriforme o di piastra di fondazione. Poiché tale parametro non rappresenta una caratteristica intrinseca del terreno, esso può essere calcolato a partire dal rapporto fra la pressione media applicata  $q_e$  ed il corrispondente cedimento  $s$ , valutato con approccio geotecnico:

$$K_w = q_e / s$$

## **12. VERIFICA DELLE FONDAZIONI**

Verifica della capacità in accordo con le NTC 2008.

### Valutazione della sicurezza delle opere

Vita nominale dell'opera (paragrafo 2.4.1) = 50 anni

Classe d'uso (paragrafo 2.4.2) = II

Vita di riferimento (paragrafo 2.4.3) ( $VR = VN \cdot CU = 50$  anni)

Coefficiente d'uso CU (tabella 2.4.II) = 1

Tempi di ritorno da utilizzarsi nelle verifiche per azioni sismiche

Probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR (tabella 3.2.I)

SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
---------	---------	---------	---------

81%	63%	10%	5%
-----	-----	-----	----

Tempi di ritorno [ $VR / \ln(1 - PVR)$ ] (anni)

SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
---------	---------	---------	---------

30	50	475	975
----	----	-----	-----

### Azioni sismiche

Il terreno di fondazione appartiene alla categoria B.

La zona sismica a cui appartiene il sito in esame è la Zona 4 (pericolosità sismica molto bassa).

In accordo con la circolare 617 del 20.02.2009 (G.U. n. 47 del 26.02.2009), s.o. n. 27) si adotta per le verifiche fondazionali di sicurezza dello SLV il Metodo 2.

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (Punto C.7 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC-08 Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici) è: 0,07.

Viene calcolato per la descrizione del moto sismico, lo spettro di risposta elastico relativo allo stato limite SLU-SLV assumendo un coefficiente di smorzamento viscoso pari al 5%.

L'accelerazione di progetto per il calcolo della forza orizzontale è pari a 0.07 g.

Liquefazione: la magnitudo è inferiore a 5. La verifica alla liquefazione può essere omessa.

### 12.1 Fondazione edifici residenziali UdC1

In corrispondenza di detti edifici sono state eseguite le seguenti indagini:  
S5, DP19, DP21, DP22, DP25, DP20

L'elaborazione dei Valori  $N_{SPT}$  e  $N_{SCPT}$  delle sopradette indagini ha consentito di definire i parametri geotecnici medi relativi alle verticali indagate.

#### Verifica agli stati limite

Approccio 1 Combinazione 1 [A1 + M1 + R1]

Parametri geotecnici caratteristici

	z	g	f	c	Md
	m	kN/m <sup>3</sup>	gradi	kPa	MPa
Livello 1	-2,50 ÷ -5,0				
Livello 2	-2,50 ÷ -5,0 a -7,0 ÷ -8,0	21	43	-	38
Livello 3	-7,00 ÷ -8,00 a -10,0 ÷ -11,0	19	34	-	18
Livello 4	-10,0 ÷ -11,0 a -30,0	21	44	-	46

Approccio 1 Combinazione 2 [A2 + M2 + R2]

Parametri geotecnici di progetto dei terreni di fondazione

	z	g	f	c	Md
	m	kN/m <sup>3</sup>	gradi	kPa	MPa
Livello 1	-2,50 ÷ -5,0				
Livello 2	-2,50 ÷ -5,0 a -7,0 ÷ -8,0	21	37	-	38
Livello 3	-7,00 ÷ -8,00 a -10,0 ÷ -11,0	19	28	-	18
Livello 4	-10,0 ÷ -11,0 a -30,0	21	41	-	46

Z = profondità dal p.c.

G = peso di volume (kN/mc)

f = angolo di attrito (°)

c = coesione (kPa)

Md = modulo di deformabilità (MPa)

*Tipologia delle fondazioni : UdC1*

Le verifiche sono state svolte considerando:

- Tipologia fondazione: travi rovesce
- Quota d'imposta: -4,0 m da p.c.
- Affondamento:  $D = 1,0 \text{ M}$
- Direzione del carico: verticale

Risultati delle verifiche (SLU/SLD)

Di seguito viene riportata la tabella che riassume in modo schematico i risultati delle verifiche

Dimensione della trave L	Carico limite SLU		Pressione media allo SLD	Cedimenti totali SLD
	condizioni statiche	condizioni sismiche		
m	KPa	KPa	KPa	cm
2,0	371	304	166	2,5
2,5	384	318	161	2,5
3,0	398	333	156	2,5
3,5	386	325	151	2,5

## 12.2 Fondazione edifici residenziali UdC2, UdC4, UdC7

In corrispondenza di detti edifici sono state eseguite le seguenti indagini:  
S3, DP24, DP4, DP18, DP5, DP12, DP27, DP11, S1, DP3

L'elaborazione dei Valori  $N_{SPT}$  e  $N_{SCPT}$  delle sopradette indagini ha consentito di definire i parametri geotecnici medi relativi alle verticali indagate.

### Verifica agli stati limite

Approccio 1 Combinazione 1 [A1 + M1 + R1]

Parametri geotecnici caratteristici

	z	g	f	c	Md
	m	kN/m <sup>3</sup>	gradi	kPa	MPa
Livello 1	-1,0 ÷ -2,5				
Livello 2	-1,0 ÷ -2,5 a -5,5 ÷ -7,0	21	41	-	33
Livello 3	-5,5 ÷ -7,0 a -9,0 ÷ -10,0	19	36	-	20
Livello 4	-9,0 ÷ -10,0 a -30,0	21	44	-	46

Approccio 1 Combinazione 2 [A2 + M2 + R2]

Parametri geotecnici di progetto dei terreni di fondazione

	z	g	f	c	Md
	m	kN/m <sup>3</sup>	gradi	kPa	MPa
Livello 1	-1,0 ÷ -2,5				
Livello 2	-1,0 ÷ -2,5 a -5,5 ÷ -7,0	21	35	-	33
Livello 3	-5,5 ÷ -7,0 a -9,0 ÷ -10,0	19	30	-	20
Livello 4	-9,0 ÷ -10,0 a -30,0	21	41	-	46

Z = profondità dal p.c.

G = peso di volume (kN/mc)

f = angolo di attrito (°)

c = coesione (kPa)

Md = modulo di deformabilità (MPa)

*Tipologia delle fondazioni : UdC2, UdC4 , UdC7*

Le verifiche sono state svolte considerando:

- Tipologia fondazione: travi rovesce
- Quota d'imposta: -3,0 m da p.c.
- Affondamento:  $D = 1,0 \text{ M}$
- Direzione del carico: verticale

Risultati delle verifiche (SLU/SLD)

Di seguito viene riportata la tabella che riassume in modo schematico i risultati delle verifiche

Dimensione della trave L	Carico limite SLU		Pressione media allo SLD	Cedimenti totali SLD
	condizioni statiche	condizioni sismiche		
m	KPa	KPa	KPa	cm
2,0	387	317	176	2,5
2,5	412	341	166	2,5
3,0	402	336	161	2,5
3,5	413	347	156	2,5

### 12.3 Fondazione edifici residenziali UdC3, UdC6

In corrispondenza di detti edifici sono state eseguite le seguenti indagini:  
DP13,DP14,DP15,S4,DP16,DP17,DP26,DP1,DP6,DP7,S2,DP8,DP9,DP10,DP28

L'elaborazione dei Valori  $N_{SPT}$  e  $N_{SCPT}$  delle sopradette indagini ha consentito di definire i parametri geotecnici medi relativi alle verticali indagate.

#### Verifica agli stati limite

Approccio 1 Combinazione 1 [A1 + M1 + R1]

Parametri geotecnici caratteristici

	z	g	f	c	Md
	m	kN/m <sup>3</sup>	gradi	kPa	MPa
Livello 1	-1,5 ÷ -2,5				
Livello 2	-1,5 ÷ -2,5 a -5,5 ÷ -7,5	19 ÷ 21	39 - 36	-	20 - 28
Livello 3	-5,5 ÷ -7,5 a -8,0 ÷ -10,0	17,5	31	-	12
Livello 4	-8,0 ÷ -10,0 a -30,0	21	44	-	46

Approccio 1 Combinazione 2 [A2 + M2 + R2]

Parametri geotecnici di progetto dei terreni di fondazione

	z	g	f	c	Md
	m	kN/m <sup>3</sup>	gradi	kPa	MPa
Livello 1	-1,5 ÷ -2,5				
Livello 2	-1,5 ÷ -2,5 a -5,5 ÷ -7,5	19 - 21	33 - 30	-	20 - 28
Livello 3	-5,5 ÷ -7,5 a -8,0 ÷ -10,0	17,5	25	-	12
Livello 4	-8,0 ÷ -10,0 a -30,0	21	41	-	46

Z = profondità dal p.c.

G = peso di volume (kN/mc)

f = angolo di attrito (°)

c = coesione (kPa)

Md = modulo di deformabilità (MPa)



*Tipologia delle fondazioni : UdC3, UdC6*

Le verifiche sono state svolte considerando:

- Tipologia fondazione: travi rovesce
- Quota d'imposta: -3,0 m da p.c.
- Affondamento:  $D = 1,0 \text{ M}$
- Direzione del carico: verticale

Risultati delle verifiche (SLU/SLD)

Di seguito viene riportata la tabella che riassume in modo schematico i risultati delle verifiche

Dimensione della trave L	Carico limite SLU		Pressione media allo SLD	Cedimenti totali SLD
	condizioni statiche	condizioni sismiche		
m	KPa	KPa	KPa	cm
2,5	339	281	141	2,5/3,5
3,0	348	291	136	2,5/3,5
3,5	358	301	131	2,5/3,5

Le disomogenee caratteristiche litostratigrafiche del Livello 2 comportano cedimenti differenziali superiori a un centimetro.

#### 12.4 Fondazione edificio scuola media UdC8

In corrispondenza di detti edifici sono state eseguite le seguenti indagini:  
DP2 e DP23

L'elaborazione dei Valori  $N_{SPT}$  e  $N_{SCPT}$  delle sopradette indagini ha consentito di definire i parametri geotecnici medi relative alle verticali indagate.

##### Verifica agli stati limite

Approccio 1 Combinazione 1 [A1 + M1 + R1]

Parametri geotecnici caratteristici

	z	g	f	c	Md
	m	kN/m <sup>3</sup>	gradi	kPa	MPa
Livello 1	-2,8	18	32	-	13
Livello 2	-9,0	21	41	-	33
Livello 3	-15,0	21	39	-	27

Approccio 1 Combinazione 2 [A2 + M2 + R2]

Parametri geotecnici di progetto dei terreni di fondazione

	z	g	f	c	Md
	m	kN/m <sup>3</sup>	gradi	kPa	MPa
Livello 1	-2,8	18	27	-	13
Livello 2	-9,0	21	35	-	33
Livello 3	-15,0	21	33	-	27

Z = profondità dal p.c.

G = peso di volume (kN/mc)

f = angolo di attrito (°)

c = coesione (kPa)

Md = modulo di deformabilità (MPa)

*Tipologia delle fondazioni : UdC8*

Le verifiche sono state svolte considerando:

- Tipologia fondazione: travi rovesce
- Quota d'imposta: -2,5 m da p.c.
- Affondamento:  $D = 1,0 \text{ M}$
- Direzione del carico: verticale

Risultati delle verifiche (SLU/SLD)

Di seguito viene riportata la tabella che riassume in modo schematico i risultati delle verifiche

Dimensione della trave L	Carico limite SLU		Pressione media allo SLD	Cedimenti totali SLD
	condizioni statiche	condizioni sismiche		
m	KPa	KPa	KPa	cm
1,0	359	274	176	2,5
1,25	406	319	161	2,5
1,50	455	364	151	2,5
1,75	506	411	141	2,5

### **13. SCELTA FONDAZIONALE**

In corrispondenza dei comparti UdC3 e UdC6, alla quota di imposta delle fondazioni (Livello 2) si riscontrano caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche molto disomogenee da punto a punto con conseguente insorgere di cedimenti differenziali.

Si dovrà pertanto prevedere un consolidamento del terreno di fondazione in corrispondenza delle fondazioni.

#### **13.1 Consolidamento del terreno di fondazione**

Per consentire una significativa riduzione dei cedimenti delle fondazioni si potrà consolidare il terreno di fondazione in corrispondenza dell'impronta delle fondazioni.

Le tecniche di gettiniezione, in presenza di situazioni stratigrafiche e geomeccaniche disomogenee, permettono una flessibilità realizzativa determinante per la soluzione di problemi di ingegneria geotecnica.

Nell'area interessata dalle fondazioni verranno realizzate mediante la tecnica "jet grouting" colonne di terreno stabilizzato sino  $-8,50 \div -9,0$  m dal p.c. ( $-5,5 \div -6,0$  m da quota imposta fondazioni)

In alternativa alla soluzione "jet grouting" si può adottare un consolidamento del sottosuolo mediante l'esecuzione di colonne di calcestruzzo non armate diam 600 mm mediante la tecnica del palo ad elica continua (CFA).

Con la tecnologia CFA il materiale di risulta è il materiale naturale, non miscelato al cemento e di facile smaltimento.

Il consolidamento aumentando la capacità portante del terreno di fondazione permetterà una riduzione significativa della larghezza delle travi.

