



Comune di Segrate

I.B.P. International Business Park s.r.l.

ACCORDO DI PROGRAMMA
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 22.05.2009 N.5095)
PRIMO ATTO INTEGRATIVO
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 29.03.2010 N.3148)

AMBITO 1

PROGRAMMA ATTUATIVO

Titolo elaborato :

RELAZIONE DI FATTIBILITA' GEOLOGICO-TECNICA
E ATTESTAZIONE

All.to n.

B_07

Revisioni	Controllato	Approvato	Data : .. Novembre 2012 ..
			Agg.to :

Il Progettista :

Ragazzi and Partners
urban planning • architecture • design

Res. Archi 16 - 20090 Segrate (MI) Tel:0245487822
www.ragazziandpartners.com

Consulenze :



ITER
Ingegneria del
Territorio s.r.l.

Via Cristoforo Colombo, 23 - 20090 Trezzano s/N (MI)
Tel: +39 0248468519 Fax: +39 0248400429
E - mail ufficiovia@iteringegneria.com



Unità locale amministrativa:
Corso Ferrucci, 112/a 10138 Torino
Tel. +39 011 0056111 Fax +39 011 0056280
www.maitecnimont.it



Landscape
Architecture
Nature
Development
LAND Milano Srl
Via Varese 16 - 20121 Milano
tel: 02/806911.1 - fax: 02/806911.30
www.landst.com



architecture design and development srl

via dezza 32 via per busto 9
20144 milano 21058 solbiate olona (va)
italia italia
tel +39 02 48193922 tel +39 0331 677959
fax +39 02 48016628 fax +39 0331 329306

Visto

Visto

.....

.....

INTERNATIONAL BUSINESS PARK

AMBITO 1 - RESIDENZIALE

RELAZIONE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA -TECNICA



INDICE

1. PREMESSA
2. NORME TECNICHE
3. INDAGINE GEOGNOSTICA
 - Sondaggi
 - *Metodologia del sondaggio*
 - Prove penetrometriche dinamiche continue
 - *Caratteristiche attrezzatura penetrometrica*
 - *Metodologia della prova*
 - *Elaborazione e presentazione dati*
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO REGIONALE
5. IDROLOGIA
6. STRUTTURA IDROGEOLOGICA
7. ACQUIFERO TRADIZIONALE
8. OSCILLAZIONI DELLA FALDA
9. DESCRIZIONE INDICATIVA DEL PROGETTO
10. RISULTATI PROVE DI LABORATORIO
11. STRATIGRAFIA
12. INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT SCPT
 - 12.1 *Densità relativa*
 - 12.2 *Angolo di attrito*
 - 12.3 *Modulo di deformabilità*
 - 12.4 *Modulo confinato*
 - 12.5 *Velocità onde sismiche di taglio*
 - 12.6 *Modulo di taglio*
13. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

14. SISMICITA' DELL'AREA

15. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

15.1 *Tipologia delle fondazioni*

15.2 *Capacità portante*

15.3 *Cedimenti e vincoli di dimensionamento*

16. CONCLUSIONI

- Fig. 1 Ubicazione dei fontanili attivi nel 1977 – Provincia di Milano
- Fig. 2 Carta della soggiacenza della falda freatica – Provincia di Milano 2001
- Fig. 3 Andamento valori N_{SPT} (S1 – S5)
- Fig. 4 Andamento valori N_{60} (S1 – S5)
- Fig. 5 Spettro di risposta sismico
-

Allegati:

Indagine geognostica

Prove di laboratorio

1. PREMESSA

Nel Novembre/Dicembre 2005, RCT ha eseguito un'indagine geognostica finalizzata alla caratterizzazione geotecnica e idrogeologica dei terreni ex IBM in Comune di Segrate, interessati dalla costruzione del Centro Commerciale "Segrate Center".

Scopo della presente relazione è quello di fornire al progettista i parametri ed i criteri per il dimensionamento delle strutture di fondazione.

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. 09.01.1996: norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 16.01.1996: norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3724 – 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.

3. INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine è consistita nell'esecuzione di n. 5 sondaggi spinti alla profondità di 20 m da p.c. e n. 12 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT (Standard Cone Penetration Test) spinte sino a rifiuto. Le prove SCPT hanno raggiunto una profondità compresa tra 6,00 e 11,50 m.

Nei fori di sondaggio sono state eseguite prove SPT ad intervalli di 1,5 m. Nei sondaggi S 2 e S4 sono stati installati piezometri a tubo aperto per il monitoraggio della falda.

Sui campioni di terreno prelevati nel corso dei sondaggi sono state eseguite prove di laboratorio (Analisi granulometriche).

La stratigrafia dei sondaggi, i grafici penetrometrici, le prove di laboratorio e l'ubicazione planimetrica sono riportati in allegato alla presente

La quota di inizio dei sondaggi e delle prove corrisponde al piano campagna (p.c.) locale che risulta all'incirca compreso tra -3,80 m e -4,50 m rispetto allo zero di cantiere, la sola prova P12 è stata eseguita da quota piano rilevato \simeq -0,20 m. Nel rapporto si fa sempre riferimenti al p.c. locale.

I risultati della campagna di indagine, elaborati e sintetizzati hanno permesso la ricostruzione dell'assetto stratigrafico relativamente alle verticali indagate.

Sondaggi stratigrafici

Metodologia del sondaggio

I sondaggi sono stati eseguiti a carotaggio continuo, con recupero integrale del terreno attraversato, utilizzando una sonda a rotazione idraulica.

La perforazione è stata effettuata con il metodo del carotaggio a secco, utilizzando carotiere semplice di diametro 101 mm; per garantire il sostentamento del foro, dopo ogni manovra di carotaggio è stata infissa, con acqua come fluido di circolazione, una tubazione metallica provvisoria del diametro di 127 mm. Il terreno carotato è stato riposto in cassette catalogatrici.

Nel corso dei sondaggi sono state effettuate prove di caratterizzazione meccanica SPT (Standard Penetration Test), utilizzando un dispositivo a sgancio automatico, munito di maglio del peso di 63,5 Kg con altezza di caduta di 76 cm. Le prove SPT sono state effettuate in conformità alla norma ASTM D1586-67 (74-84). Sistema di battitura tipo "Pilcon" Energia trasmessa $\eta_d = 0,60$.

Prove penetrometriche dinamiche continue

Caratteristiche dell'attrezzatura penetrometrica

L'attrezzatura impiegata è costituita da un penetrometro dinamico superpesante DPSH Pagani: avente le seguenti caratteristiche:

- punta conica costituita da una parte inferiore conica, con angolo di apertura 60° e diametro di base di circa 51 mm e da una parte superiore cilindrica di diametro uguale ed altezza di 20 mm
- asta di comando della punta diametro esterno 33 mm, lunghezza 1500 mm e peso 4,6 Kg/m con tolleranza +/- 0,5 Kg/m
- tubazione di rivestimento esterno a protezione dell'asta di comando, del diametro 48 mm, lunghezza 1500 mm e peso 5,3 Kg/m, munita alla base di scarpa sagomata a tagliente
- massa battente (maglio) peso 73 Kg
- altezza di caduta libera del maglio: 75 cm per l'infissione della punta e della tubazione di rivestimento
- sganciamento del maglio comandato da dispositivo automatico munito di contacolpi

Metodologia della prova

La prova consiste nell'infiggere la punta conica nel terreno, per tratti consecutivi di 30 cm, misurando il numero di colpi N_{SCPT} , successivamente viene infisso il rivestimento diametro 48 mm, rilevando sempre il numero dei colpi (N_{SCPT}).

Elaborazione e presentazione dei dati

I dati delle prove effettuate sono elaborati in forma di diagrammi continui di penetrazione che forniscono un profilo di resistenza espressa in numero di colpi per 30 cm (1 piede) e di affondamento sia della punta che del rivestimento.

Nei diagrammi, rappresentanti rispettivamente la resistenza alla penetrazione della punta (linea continua) e del rivestimento (linea tratteggiata), vengono riportati in ascisse il numero dei colpi N_{SCPT} (1 cm = 4 colpi/piede) ed in ordinate le profondità in metri (1 cm = 1 m)

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO REGIONALE

La geomorfologia del territorio Milanese è il risultato degli avvenimenti geologici avvenuti nel tardo Miocene sino al tardo Quaternario.

Nel Pleistocene tutta la Regione è stata interessata dalle tre fasi di glaciazione denominate, Mindel, Riss e Wurm.

Nei periodi interglaciali avvenne la deposizione di ingenti sedimenti cui fece seguito la loro erosione.

Si formò un sistema di terrazzi che attualmente occupa la porzione più alta della pianura ai piedi degli anfiteatri morenici.

Da un punto di vista morfologico il territorio regionale si può suddividere in tre zone:

Zona delle cerchie moreniche

Questa zona caratterizzata da lievi ondulazioni e ampie spianate, occupa i territori settentrionali più elevati. Morfologicamente è costituita da morene frontali successivamente erose.

Zona dei terrazzi

E' costituita da un sistema di terrazzi che occupa la porzione più alta della pianura ai piedi degli anfiteatri morenici.

Zona media e bassa pianura alluvionale

In questa zona denominata "Fluvio glaciale Wurm" si colloca l'area in esame. I depositi sono prevalentemente composti da terreni a granulometria medio grossolana, quali sabbie e ghiaie. Ad essi sono talvolta associati anche sedimenti fini, relativamente ad aree ristrette e localizzate con bassa energia idraulica (bacini palustri, alvei abbandonati ecc...)

Questa unità geologica che costituisce il livello fondamentale della pianura milanese, essendo composta da terreni a prevalente granulometria grossolana, consente di convogliare notevole quantità d'acqua negli orizzonti sottostanti e rappresenta un ottimo serbatoio per le acque di falda.

5. IDROGEOLOGIA

L'area milanese è solcata da un reticolo idrografico naturale e da una fitta rete di canalizzazioni artificiali create per uso agricolo e industriale.

La zona in esame è in particolare caratterizzata dalla presenza dei fontanili. Si tratta di una fascia allungata in direzione Est-Ovest in cui le acque sotterranee vengono a giorno, per una riduzione dei valori di permeabilità degli strati profondi che provoca una emergenza naturale della falda, drenata poi lungo rogge artificiali per un utilizzo agricolo e/o industriale. (Fig. 1 Ubicazione dei fontanili attivi nel 1977 – Provincia di Milano Risorse Idriche sotterranee Vol. 1 – 1995).

L'eccessivo sfruttamento delle acque sotterranee avvenuto negli anni "50 sino alla fine degli anni '80" ha fatto migrare verso sud la fascia dei fontanili.

Dagli anni '90 in poi, è in atto un'inversione di tendenza, in quanto in tutta l'area milanese è fortemente diminuito lo sfruttamento della 1° falda.

I pozzi per acqua potabile prelevano solo da falde profonde ed i pozzi superficiali ad uso industriale sono inutilizzati o chiusi per la deindustrializzazione dell'area milanese.

6. STRUTTURA IDROGEOLOGICA

La struttura idrogeologica dell'area è costituita da depositi alluvionali recenti e antichi, denominati fluvio glaciali Wurmiani, in cui le frazioni limose e argillose risultano particolarmente scarse.

Questi sedimenti con spessore di alcune decine di metri, costituiscono la parte superiore dell'acquifero tradizionale.

L'elevata permeabilità consente la ricarica dell'acquifero da parte delle acque meteoriche e di quelle di infiltrazione dei canali e rogge artificiali.

La conducibilità idraulica di questa unità è compresa tra 10^{-3} e 10^{-4} m/s e può raggiungere valori di portata specifica di 20 l/s.m

La falda contenuta in questi depositi non è confinata.

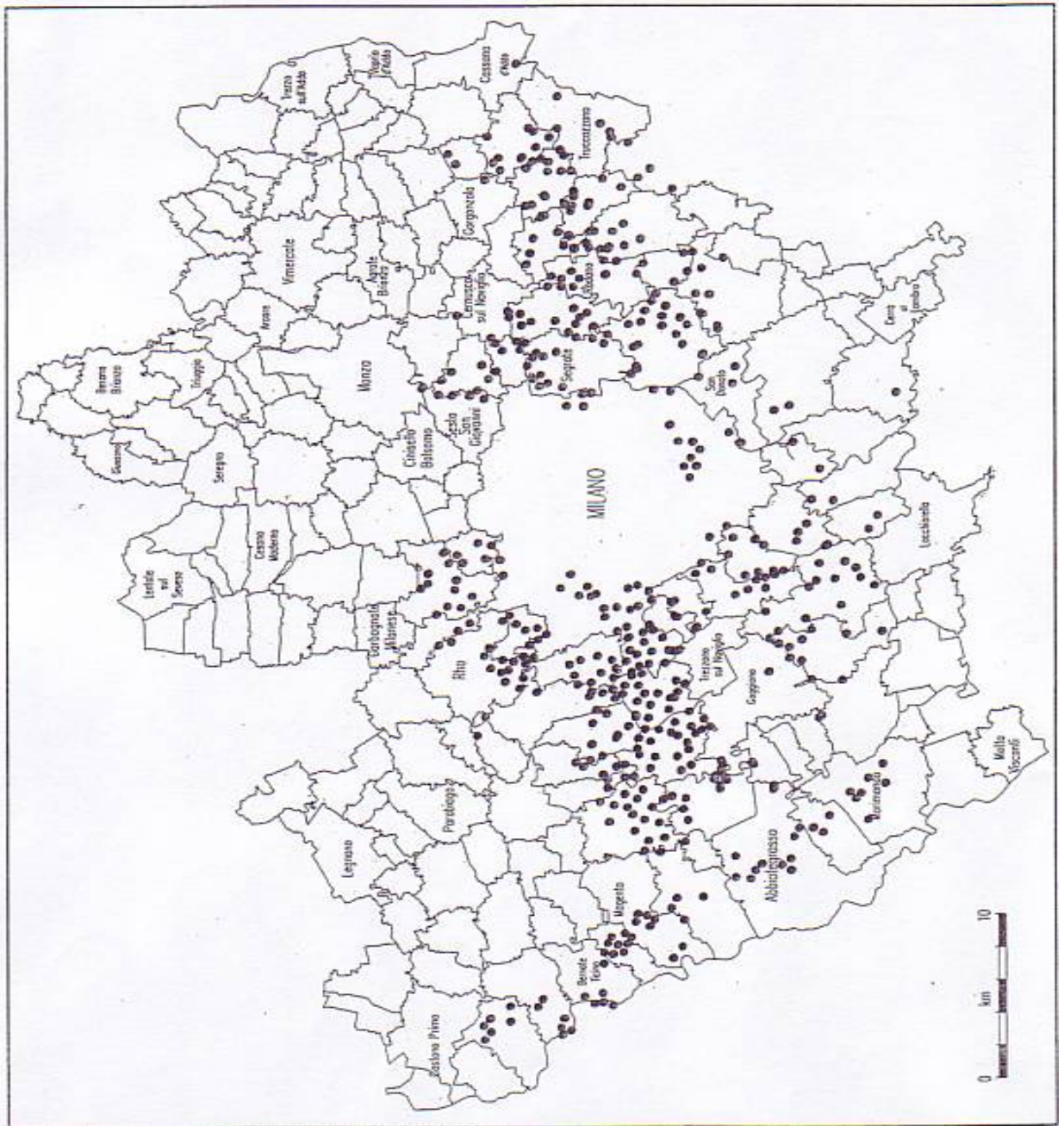


Fig. 1 Ubicazione dei fontanili attivi nel 1977

7. ACQUIFERO TRADIZIONALE

L'andamento generale del livello della falda tradizionale evidenzia linee di flusso con direzione NNO-SSE con valori di soggiacenza elevati nella zona Nord Milano (20 - 30 m) che diminuiscono progressivamente verso sud, annullandosi in pratica lungo la linea dei fontanili.

La parte centrale, occupata in prevalenza dall'abitato di Milano e dalla sua zona periferica risente della forte richiesta d'acqua del capoluogo e questo provoca una depressione piezometrica che influenza notevolmente la morfologia delle isolinee per un settore esteso oltre 20 Km.

Come già evidenziato, la depressione piezometrica ha raggiunto il suo massimo negli anni '80. Dagli anni '90 in poi, a seguito del minor fabbisogno delle acque per uso industriale, è in atto un'inversione di tendenza.

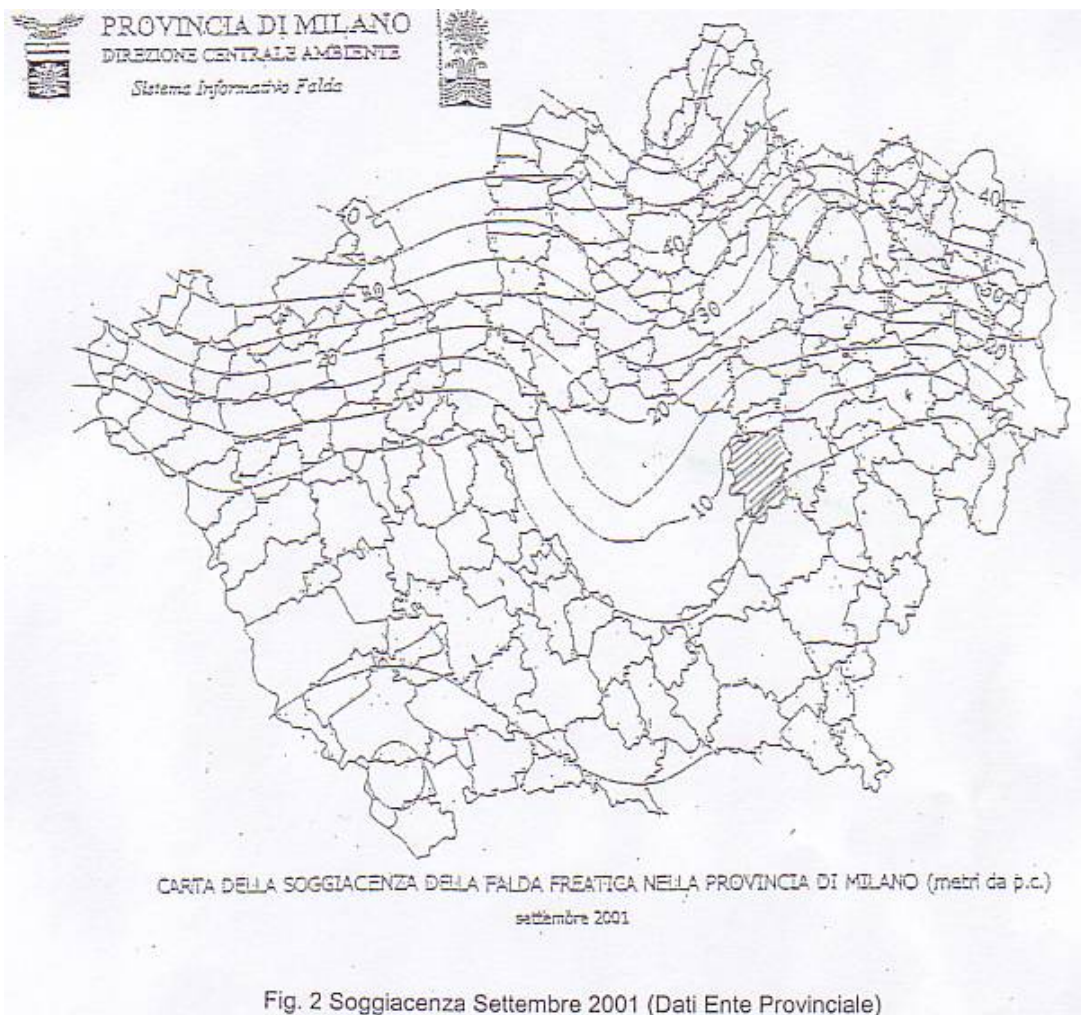
La falda si sta progressivamente innalzando tendendo a raggiungere nelle zone a Sud di Milano i livelli naturali.

Il Comune di Milano ha attivato provvedimenti (realizzazione di pozzi superficiali finalizzati al solo abbassamento della falda per salvaguardare le Linee MM ed i parcheggi sotterranei non impermeabilizzati) al fine di contenere il progressivo innalzamento del livello di falda.

8. OSCILLAZIONI DELLA FALDA

Le oscillazioni della falda sono influenzate oltre che da fenomeni naturali (disgelo o precipitazioni piovose) dall'andamento irriguo e soprattutto dal minore o maggiore quantitativo di acque emunte dai pozzi per uso civile e industriale.

Attualmente, Dicembre 2005, i piezometri posti in opera nel sondaggio S2 e S4 rilevano una soggiacenza dal p.c. locale rispettivamente di -4,98 m e -5,15 m. Tale dato risulta in buon accordo con quanto illustrato dalla carta della soggiacenza della prima falda a cura della Provincia di Milano (Fig. 2). Quanto alle escursioni della falda è illustrato in Fig. 3 l'andamento misurato nei pozzi di Peschiera Borromeo cod. 0151710001 (dati fino a tutto il 1998) e cod. 0151710197) (dati dal 1999 al 2000). In particolare la figura riporta in ordinata l'oscillazione del livello rispetto ad una soggiacenza media di riferimento pari a -4,00 m da p.c. locale.



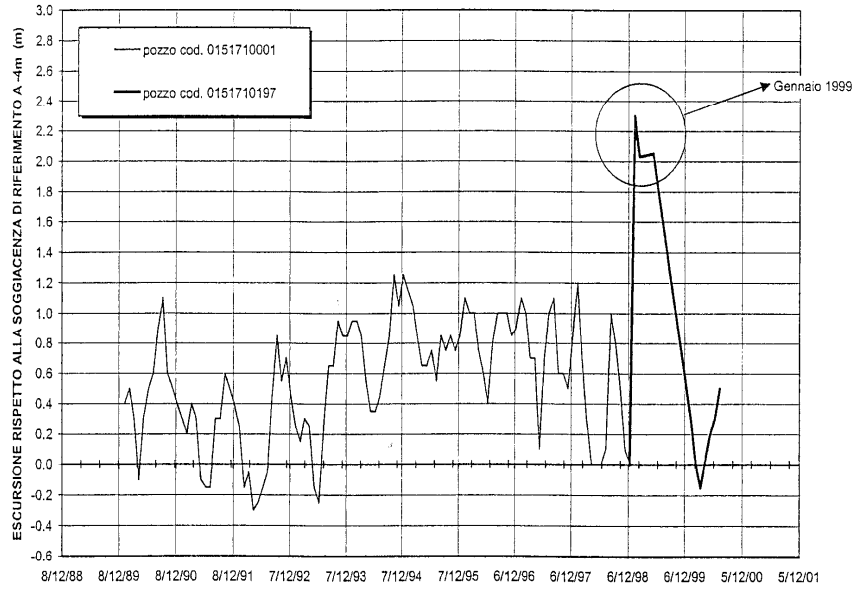


Figura n. 3 – Livello piezometrico misurato nei pozzi di Peschiera Borromeo (MI)

Si osserva che:

- i livelli massimi si registrano nel periodo compreso tra Gennaio e Febbraio
- i livelli minimi si registrano nel periodo compreso tra Aprile e Giugno
- le escursioni annuali risultano mediamente dell'ordine di circa 1,0 m con un singolare picco in corrispondenza dei primi mesi del 1999 in corrispondenza del quale è stato registrato un innalzamento di 2,3 m rispetto al livello di riferimento pari a -4,00 m.

I provvedimenti adottati dal Comune di Milano per contenere la risalienza della falda influenzano anche la zona in esame, pertanto si può prevedere che la soggiacenza della falda si possa mantenere nel tempo ai livelli attuali ossia inferiore rispetto al livello dell'acquifero naturale non sottoposto ad emungimento.

Da un punto di vista operativo si osserva che, in assenza di ulteriori specifici approfondimenti al riguardo, si possono assumere i seguenti livelli freaticometrici:

Falda di riferimento: -3,00 m dal p.c. locale (periodo di costruzione)

Falda di progetto: -1,80 m dal p.c. locale (previsione a lungo termine)

Si consiglia comunque di monitorare il livello della falda nei piezometri installati per il maggior periodo di tempo possibile.

9. DESCRIZIONE INDICATIVA DEL PROGETTO

Nell'area indagata verrà realizzato un centro commerciale.

Il progetto prevede pilastri disposti a maglia 8 m x 8 m. I carichi variano da 350 tons a 250 tons. La tipologia fondazionale prevede fondazioni dirette e plinti isolati, comunque collegati ai fini sismici impostati a circa -3,00 m dal piano campagna locale.

10. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO

Si riassumono di seguito i risultati delle prove di classificazione granulometrica dei terreni indagati, desunti dalle prove di laboratorio:

Sond. (n.)	Campione (n.)	Profondità (m)	Granulometria			
			% ciottoli	% ghiaia	% sabbia	% limo
S1	A	4,00		46	35	19
	B	8,00		52	34	14
	C	17,00		34	40	26
S2	A	3,00		43	35	22
	B	6,00		63	35	2
	C	9,00	18	68	13	1
S3	A	1,70		2	36	62
	B	7,70	6	70	19	5
	C	13,30		14	78	8
S4	A	3,00		52	34	14
	B	9,70		55	32	13
	C	13,00	3	41	44	12
S5	A	5,00	4	77	18	1
	B	11,00		26	53	21
	C	14,00		49	32	19

Si evince che il terreno naturale (fino alla massima profondità indagata) può essere sostanzialmente assimilato a due “fusi granulometrici” medi di riferimento.

Fuso tipo A: ghiaia con sabbia da limosa a deb. limosa e interstrati con ciottoli

Ghiaia	40 ÷ 65%
Sabbia	30 ÷ 35%
Limo	2 ÷ 20%
Ciottoli	4 ÷ 8%

Fuso tipo B: sabbia da limosa a deb. limosa con ghiaia

Sabbia	45 ÷ 60%
Limo	15 ÷ 35%
Ghiaia	15 ÷ 30%

11. STRATIGRAFIA

Sulla base dell'osservazione dei dati forniti dai sondaggi e dai valori penetrometrici, si possono distinguere su base geomeccanica tre diversi livelli di seguito descritti a partire dal piano campagna.

LIVELLO 1:

E' stato rinvenuto sino a profondità variabile da -2,00 m ÷ - 3,00 m di profondità dal p.c. locale.

Risulta costituito da sabbia limosa loc. deb. argillosa inglobante elementi di ghiaia. In alcuni punti si riscontrano tracce di terreno di riporto (resti lateritici).

I valori N_{SCPT} medi, sono compresi tra 4 e 10 colpi/30 cm. I valori N_{SPT} medi risultano compresi tra 10 e 13 colpi/30 cm.

Questo livello non risulta interessato da opere di fondazione.

LIVELLO 2:

Inizia alla fine del livello precedente ed è stato rilevato sino circa - 10 ÷ - 12 m dal p.c.

Risulta costituito prevalentemente da ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbiosa.

I valori N_{SPT} medi variano da 36 a 53 colpi/30 cm. I valori N_{SCPT} variano da 15 colpi/30 cm sino al rifiuto alla penetrazione.

LIVELLO 3:

Inizia alla fine del livello precedente ed è stato rilevato sino alla profondità raggiunta dalle indagini (-20,00 m dal p.c.).

E' costituito da sabbia media deb. limosa inglobante ghiaia e ciottoli.

I valori N_{SPT} variano da 25 colpi/30 cm sino a rifiuto alla penetrazione.

La Fig. 4 sintetizza i valori N_{SPT} rilevati nei sondaggi S1 ÷ S5.

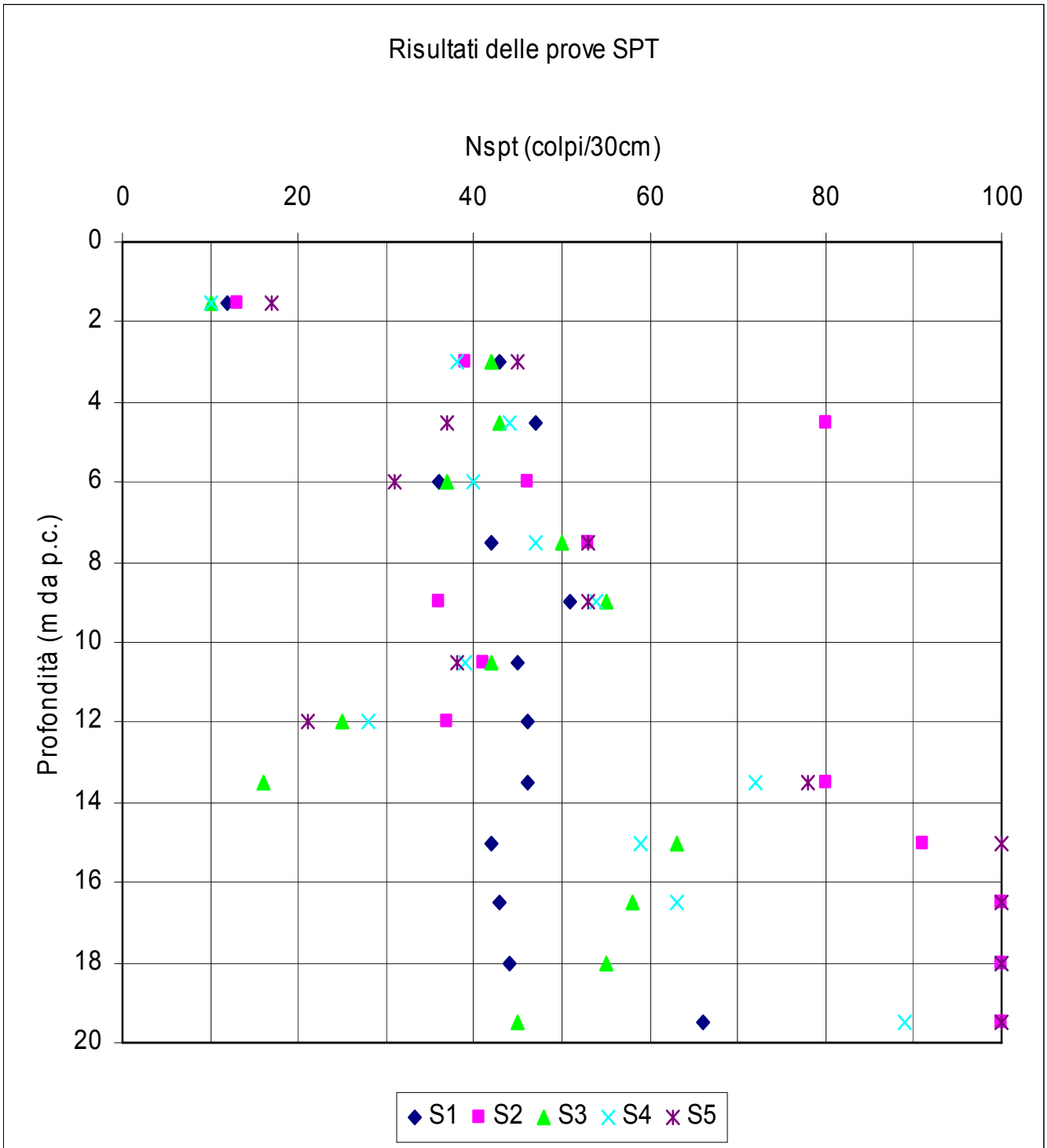


Fig. 4

12. 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 σ'_v in kPa):

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

Le elaborazioni e correzioni di N_{60} di cui al presente paragrafo sono illustrate nella Fig. 5.

12.1 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 (per Milano e dintorni OCR = 1)

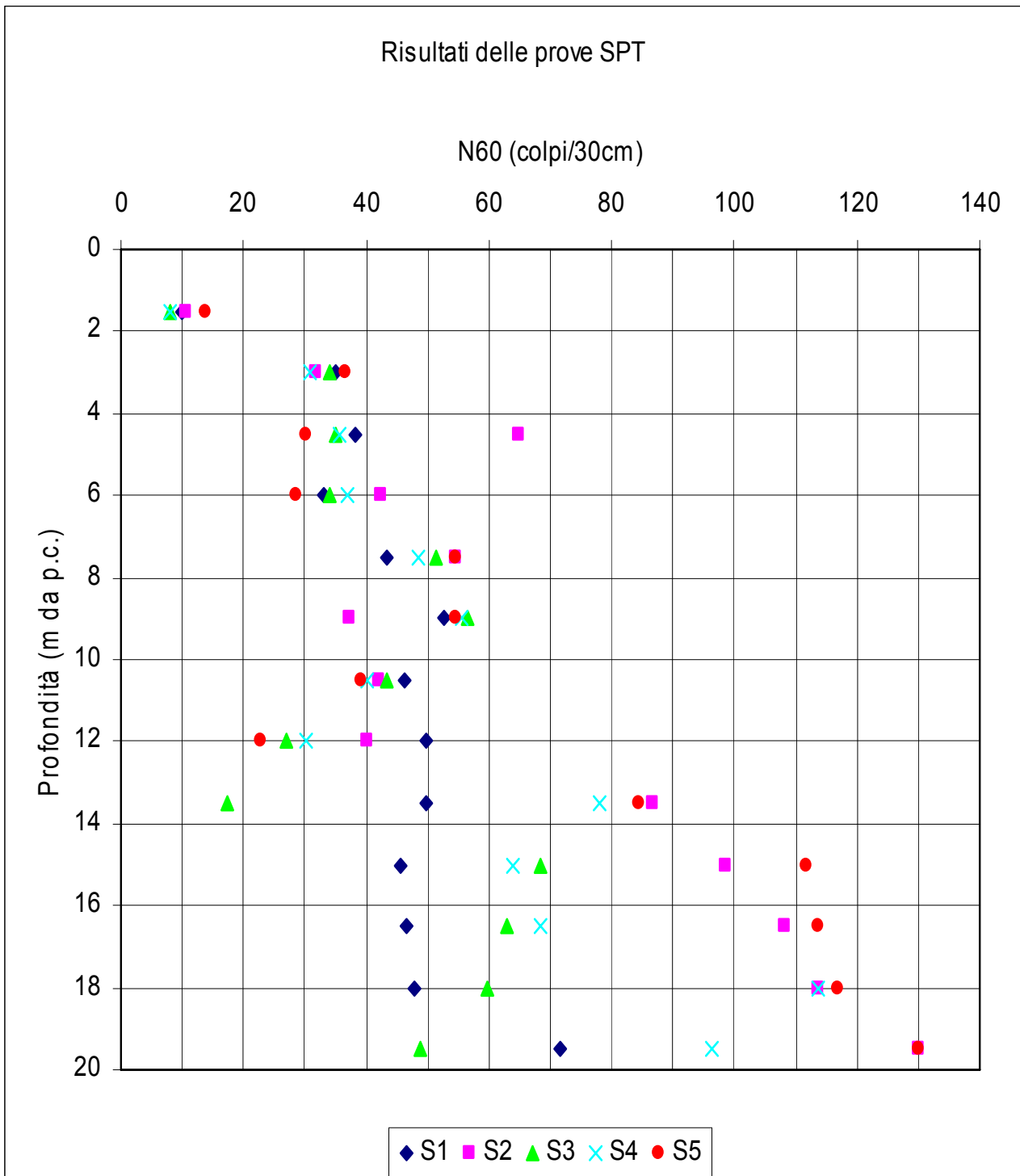


Fig. 5

12.2 Angolo di attrito drenato

L'angolo di attrito è stato valutato seguendo le relazioni di Hatanaka e Huchida (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

12.3 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)

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

12.4 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.

12.5 Modulo di taglio G

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

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

dove:

γ = peso di volume unitario (kN/m^3)

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

13. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'elaborazione dei valori N_{SPT} o N_{SCPT} ha consentito di definire per i livelli stratigrafici descritti nel paragrafo 11 i seguenti parametri geotecnici mediati relativamente alle verticali indagate

	g	Id	ϕ	M	G_o	V_s
	KN/m ³	%	gradi	MPa	MPa	m/s
Livello 1	17,2 ÷ 18,2	39 ÷ 46	31 ÷ 33	11 ÷ 14,3	25,4 – 33,5	135 - 150
Livello 2	21	79 ÷ 90	42 ÷ 45	35,2 ÷ 42,9	91 - 112	239 ÷ 295
Livello 3	21	95 ÷ 98	46 ÷ 49	47 - 55	143 - 182	332 ÷ 352

dove:

- g = peso di volume (kN/m³)
- Id = indice di densità (%)
- ϕ = angolo di attrito (°)
- M = Modulo confinato (MPa)
- G_o = Modulo di taglio (MPa)
- V_s = Velocità onde di taglio (m/s)

14. SISMICITA' DELL'AREA

Segrate (MI) è annoverato tra i comuni classificati in zona sismica 4 (Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale: Ordinanza n. 3274 del 20.03.2003). Per il territorio in esame è indicato un valore di accelerazione orizzontale massima al suolo $a_g < 0,05 g$.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in relazione alla quota di imposta delle fondazioni e alla stratigrafia del terreno, si farà riferimento alla categoria C, così definita:

C: depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($< 15 N_{SPT} < 50$, $70 < C_u < 250$ kPa).

Il livello di protezione antisismica è relativo alla categoria II (edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso), con fattore d'importanza pari a 1,2. Viene calcolato, per la descrizione del moto sismico, lo spettro di risposta elastico assumendo un coefficiente di smorzamento viscoso pari a 5 (Fig. 6)

Valori dei parametri che definiscono lo spettro di risposta

S	b_0	T_b	T_c	T_d	k_1	k_2
1,25	2,5	0,15	0,50	2	1	2

Struttura analitica dello spettro:

per $0 \leq T \leq T_b$	$Re(T) = a_g S [1 + T/T_b (n b_0 - 1)]$
per $T_b \leq T \leq T_c$	$Re(T) = a_g S n b_0$
per $T_c \leq T \leq T_d$	$Re(T) = a_g S n b_0 [T_c/T] \wedge k_1$
per $T_d \leq T$	$Re(T) = a_g S n b_0 [T_c/T_d] \wedge k_1 [T_d/T] \wedge k_2$

- $Re(T)$ = funzione di amplificazione della risposta rispetto all'accelerazione massima al suolo
 a_g = accelerazione massima al suolo
 T = periodo di vibrazione dell'oscillatore lineare semplice
 b_0 = massimo valore spettrale normalizzato, assunto costante tra T_b e T_c
 T_b, T_c, T_d = parametri che determinano la forma dello spettro
 k_1, k_2 = esponenti che definiscono lo spettro di risposta per periodi superiori a T_c e T_d
 S = parametro del terreno
 n = fattore di correzione per lo smorzamento = $[7/(2+e)] \wedge 0,5$ ($\geq 0,7$)
 e = smorzamento viscoso

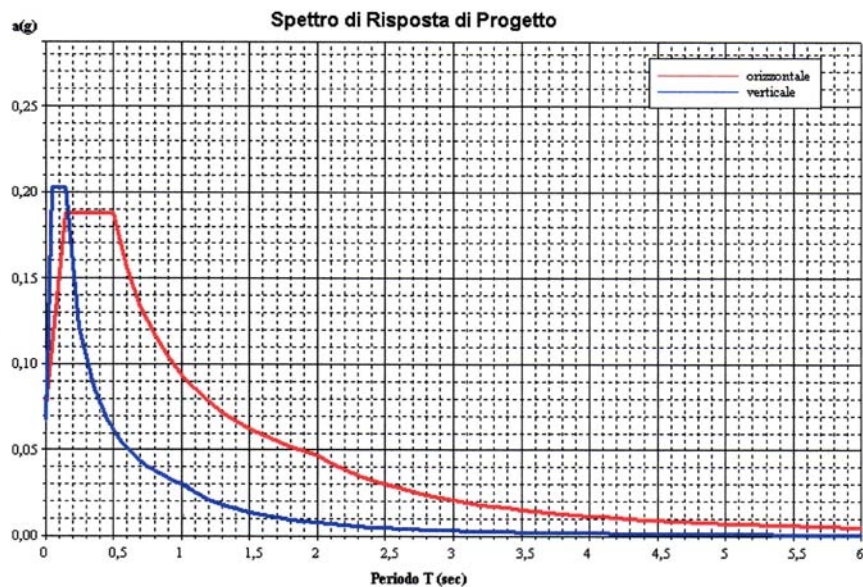


Fig. 6

15. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

15.1 Tipologia delle fondazioni

Le verifiche sono state svolte considerando quanto indicato al paragrafo 9 e più precisamente si è verificato l'idoneità per:

- plinti: carico previsto 250 ÷ 350 tons
- quota di imposta fondazione: - 3,00 m dal p.c.
- falda: - 3,00 m dal p.c.
- direzione del carico: verticale

15.2 Capacità portante

La valutazione della capacità portante limite del terreno di fondazione viene valutata attraverso la formula di Meyerhof:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + D \cdot \gamma \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

dove:

- γ = peso di volume del terreno
 B = larghezza della fondazione
 D = affondamento della fondazione
 N_{γ}, N_q, N_c = coefficienti di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito Φ
 s_{γ}, s_q = coefficienti di forma pari a:

$$s_{\gamma} = s_q = 1 + 0.1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \Phi}{2 - \sin \Phi} = \text{coefficiente di spinta passiva}$$

- d_{γ}, d_q = coefficienti di profondità pari a:

$$d_{\gamma} = d_q = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

i_y, i_q = coefficienti di inclinazione del carico, pari ad 1 poiché si ipotizza il carico con risultante verticale

La capacità ammissibile del terreno viene calcolata assumendo un coefficiente di sicurezza per normativa, pari a 3

$$q_{amm} = \frac{q_{lim}}{3}$$

La capacità portante ammissibile calcolata per le varie dimensioni di fondazione in funzione dei carichi previsti, risulta:

$$q_{amm} > 400 \text{ kPa}$$

Il dimensionamento delle fondazioni non dipenderà, come noto, dalla capacità portante del terreno, ma dall'entità del cedimento

15.3 Cedimenti e vincoli di dimensionamento

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):

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

s = cedimento immediato (al centro della fondazione)

B = larghezza effettiva fondazione

q = carico netto trasmesso

E_s = modulo di deformabilità

μ = 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 Tsytovitich (1951):

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

s = cedimento

hs = spessore strato compressibile = C*B

B = larghezza fondazione

C = fattore di rigidità funzione del modulo di Poisson

q = carico netto trasmesso

E = modulo di deformabilità integrato nell'intervallo 2hs

Il metodo sopra esposto ha consentito, relativamente alle verticali indagate, il calcolo del cedimento immediato e massimo in funzione delle pressioni di contatto fondazione/terreno e delle dimensioni dei plinti. Nella tabella A sono riportati i risultati delle verifiche condotte con specifico software di calcolo.

La tabella indica, per plinti di dimensioni tali da scaricare i valori carico indicati dal progettista, la pressione q_e di contatto fondazione terreno controllata da un cedimento massimo totale di 2,5 cm.

TABELLA A: per plinti impostati a -3,00 m da p.c.

B x L (m)	q_e (KPa)	Carico verticale kN
3,00 x 3,00	291	2619
3,25 x 3,25	276	2915
3,50 x 3,50	266	3258
3,75 x 3,75	256	3600

16. CONCLUSIONI

Il terreno in esame alla quota di imposta delle fondazioni, è costituito da terreni che presentano caratteristiche fisico-meccaniche idonee per la tipologia fondazionale prevista.

Fondazioni dirette del tipo a plinti sono ammissibili compatibilmente ai vincoli evidenziati nel paragrafo 15.3 (quota di imposta, dimensioni delle fondazioni, pressioni di progetto, cedimenti...).

In fase esecutiva, data l'antropizzazione subita dal sito, si dovrà verificare puntualmente che la quota di imposta dei plinti abbia raggiunto il livello 2 (costituito da ghiaia in matrice sabbiosa).

Per quanto inerente il livello della falda i dati delle indagini in sito ed i riscontri bibliografici evidenziamo escursioni annuali medie di circa +1,00 m ed escursioni massime di +2,30 m.

Sulla base dei dati attuali sono stati definiti i seguenti livelli piezometrici:

<u>Falda di riferimento</u>	-3,00 m dal p.c. (periodo di costruzione)
<u>Falda di progetto</u>	-1,80 m dal p.c. (previsione a lungo termine)

