

REGIONE CAMPANIA

PROVINCIA DI CASERTA COMUNE di Gricignano di Aversa

Procedura di verifica di assoggettabilità a VIA

IL PROGETTISTA (timbro e firma)



Indice	Revisione / Revision / Modification	Data	Disegno



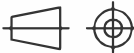
ISEC
INTEGRATED SERVICES
& CONSULTING

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification



ISEC s.a.s

Sede Operativa: Via Alessandro Scarlatti, 215 - 80127 Napoli
Tel. (+39) 081.55.82.613 - Fax (+39) 081.55.82.613
www.iseconsult.it e-mail: amministrazione@iseconsult.it
e-mail PEC: amministrazione@pec.iseconsult.it

GRUPPO Group / Groupe SA1	DISEGNI DI RIFERIMENTO N°: Reference drawing / Plans de référence -----	SCALA DISEGNO: Drawing Scale Echelle Dessin	1:1			
		SCALA PLOTTAGGIO: Plot scale / Echelle de plot.	-----			
Relazione geologica e idrogeologica		SOSTITUISCE IL NUM. Replaces Number Remplace Nombre	-----			
		DISEGNATO: Drawn by / Dessiné	25/04/2016	N.M.		
		VERIFICATO: Checked by / Vérifié	27/04/2016			
		APPROVATO: Approved / Approuvé	28/04/2016	F.G.		
COMMESSA: Job / Commande 16.028	LOCALITA': Locality / Localité Gricignano di Aversa (CE)	DISEGNO N° : Drawing N° / Dessin N° 16.028.SA1.0001		Rev.	Pagina / page	

Comune di Gricignano D'Aversa

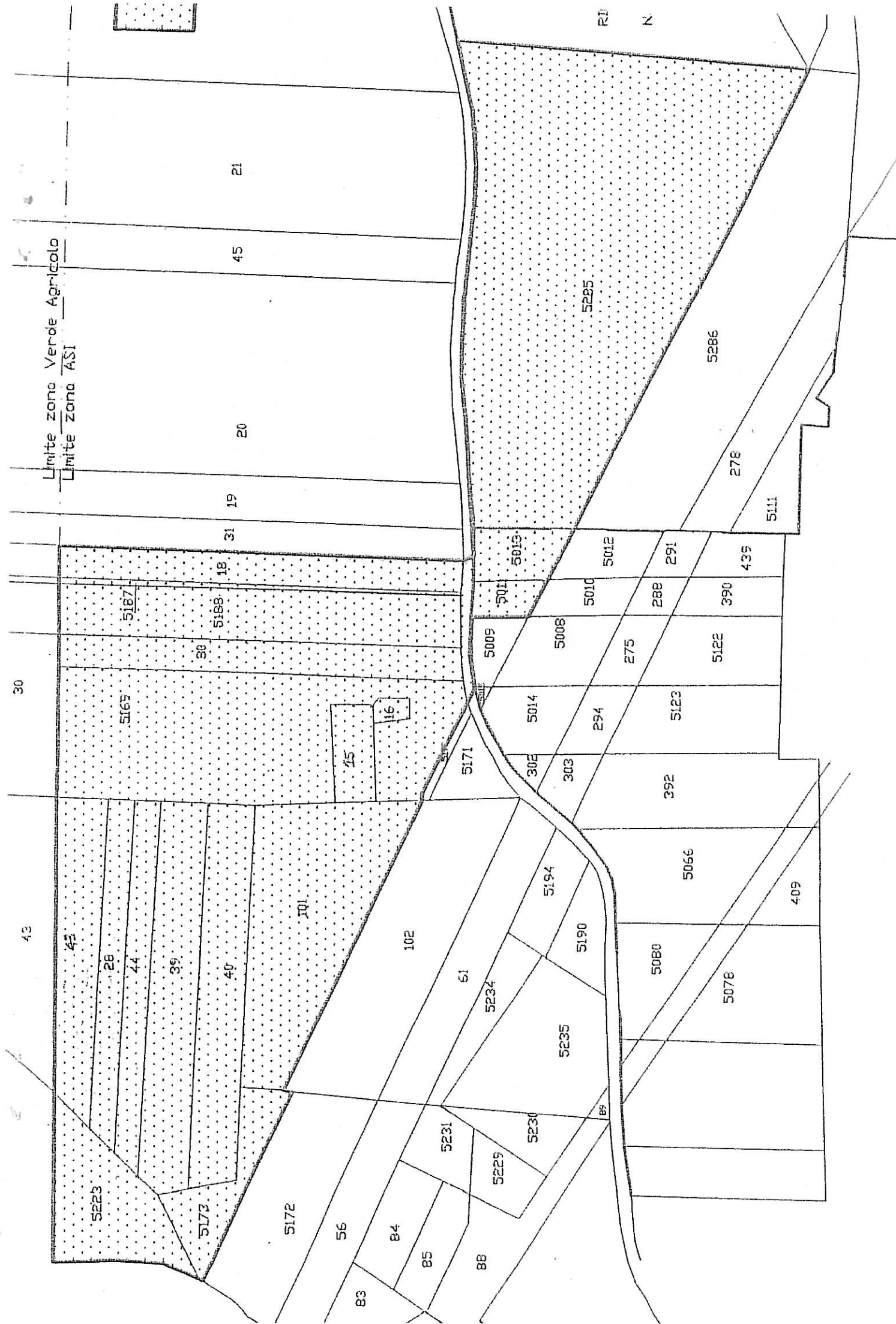
(Prov. Ce)

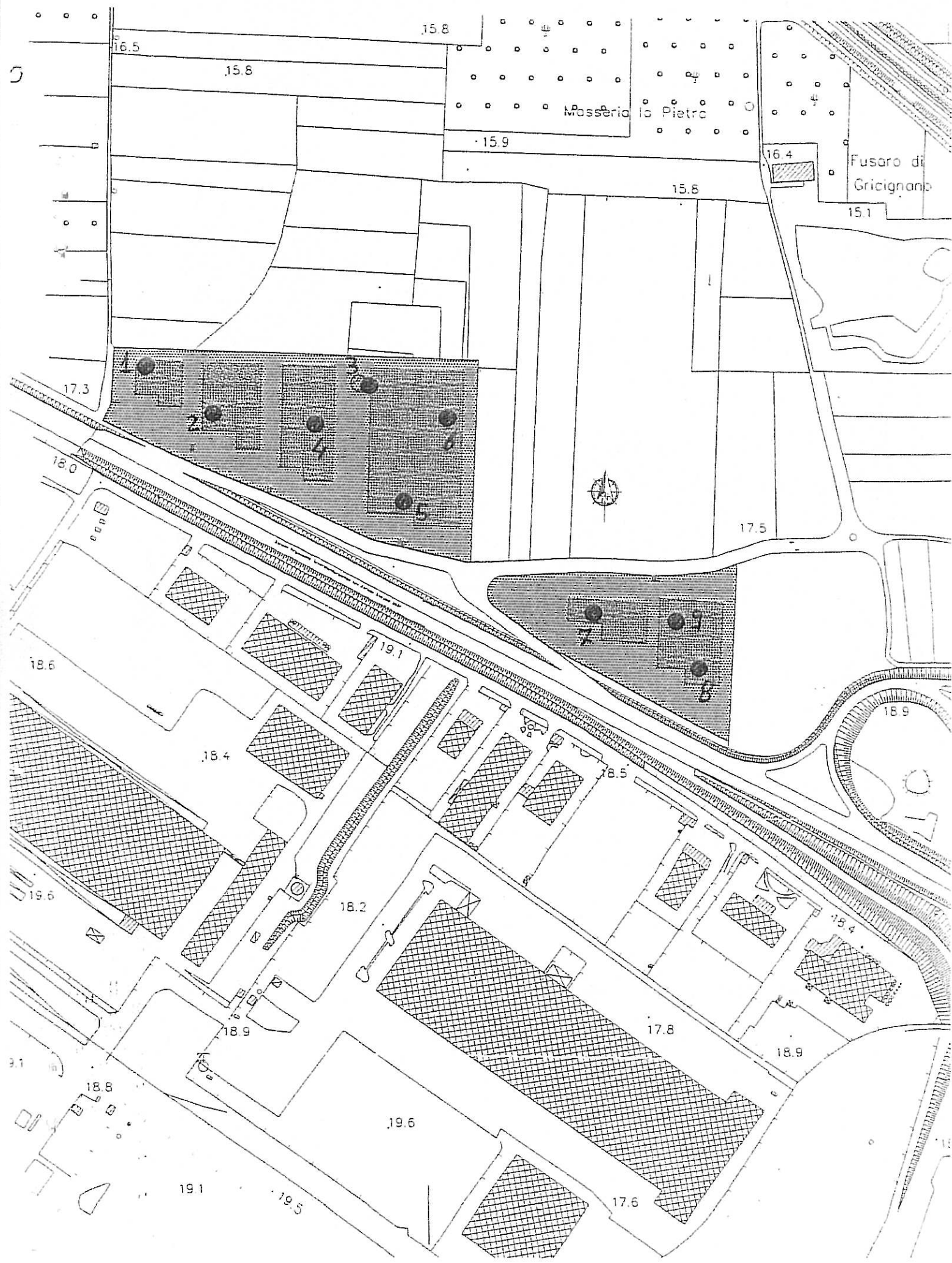
Oggetto: studio geologico sull'area sita in zona ASI Aversa nord, nel Comune di Gricignano D'Aversa (Ce), destinata alla realizzazione di un complesso industriale, di proprietà della Soc. Industrie riunite S.C. a.r.l. con sede in Teverola alla via Roma n°286, rappresentante legale Tessitore Armando.

Il tecnico
Dr. Geol. Giancarlo Ferriero



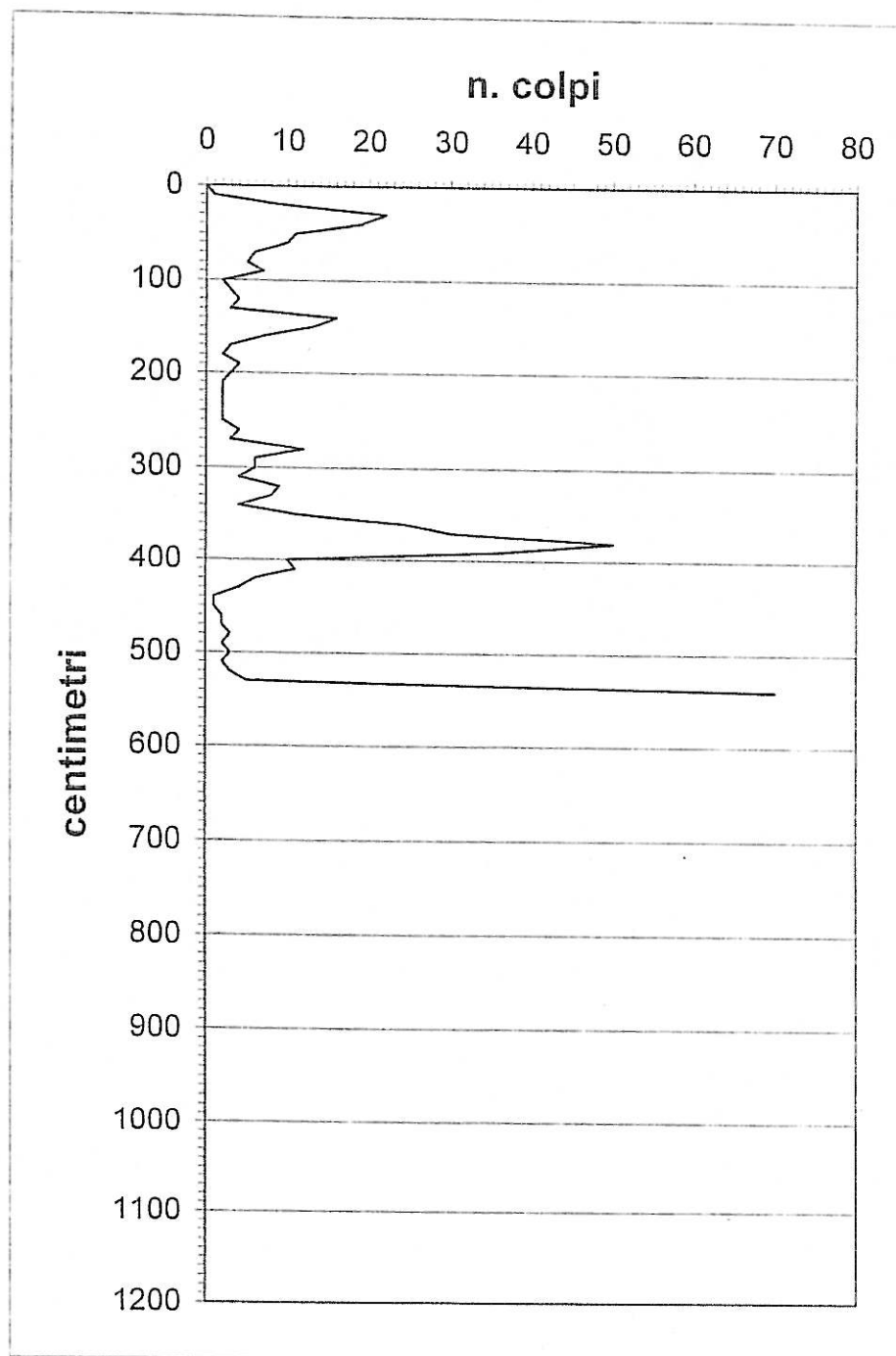
1)	Relazione geologica
2)	Planimetria ubicativa del sito
3)	Grafici
febbraio '08	AVERSA





Committente : Industrie Riunite S.C. a.r.l.
Cantiere : zona ASI Aversa nord
Località : Gricignano D'Aversa
Prova Penetrometrica : 1
Data : 23/01/2008

TP 222 Dinamic - Penetrometer Test



Correlazioni Penetrometriche

Prova Penetrometrica n. 1

Strato n.	1	
Da mt.	0 a mt.	2
N. medio colpi	:	7,5 Terreno sciolto
Densità Relativa	:	0,32 %
Angolo d'attrito	:	26,1 gradi

Strato n.	2	
Da mt.	2 a mt.	3,4
N. medio colpi	:	5 Terreno sciolto
Densità Relativa	:	0,22 %
Angolo d'attrito	:	21,6 gradi

Strato n.	3	
Da mt.	3,4 a mt.	4,1
N. medio colpi	:	25 Terreno medio
Densità Relativa	:	0,54571 %
Angolo d'attrito	:	34,2 gradi

Strato n.	4	
Da mt.	4,1 a mt.	5,3
N. medio colpi	:	3 Terreno molto sciolto
Densità Relativa	:	0,14167 %
Angolo d'attrito	:	17,1 gradi

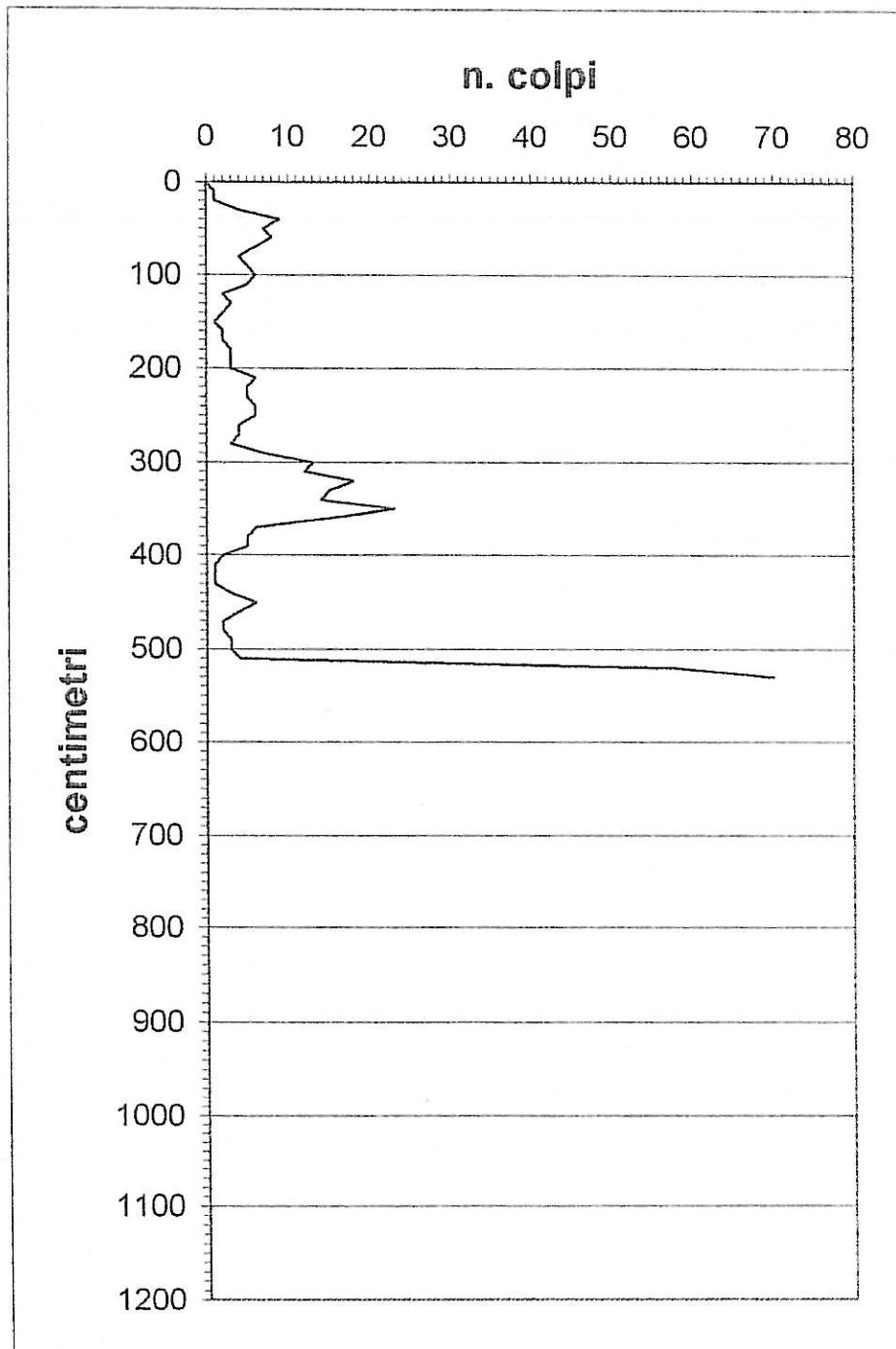
Strato n.	5	
Da mt.	5,3 a mt.	5,4
N. medio colpi	:	70 Terreno molto denso
Densità Relativa	:	>0,8 %
Angolo d'attrito	:	38,7 gradi

Correlazioni Penetrometriche

Prova Penetrometrica n.	2	
Strato n.	1	
Da mt.	0 a mt.	2
N. medio colpi	:	3,9 Terreno molto sciolto
Densità Relativa	:	0,19 %
Angolo d'attrito	:	19,8 gradi
Strato n.	2	
Da mt.	2 a mt.	2,9
N. medio colpi	:	5 Terreno sciolto
Densità Relativa	:	0,24 %
Angolo d'attrito	:	22,5 gradi
Strato n.	3	
Da mt.	2,9 a mt.	3,7
N. medio colpi	:	15 Terreno medio
Densità Relativa	:	0,445 %
Angolo d'attrito	:	30,6 gradi
Strato n.	4	
Da mt.	3,7 a mt.	5,1
N. medio colpi	:	3 Terreno molto sciolto
Densità Relativa	:	0,15 %
Angolo d'attrito	:	18,0 gradi
Strato n.	5	
Da mt.	5,1 a mt.	5,3
N. medio colpi	:	64 Terreno molto denso
Densità Relativa	:	>0,8 %
Angolo d'attrito	:	38,7 gradi

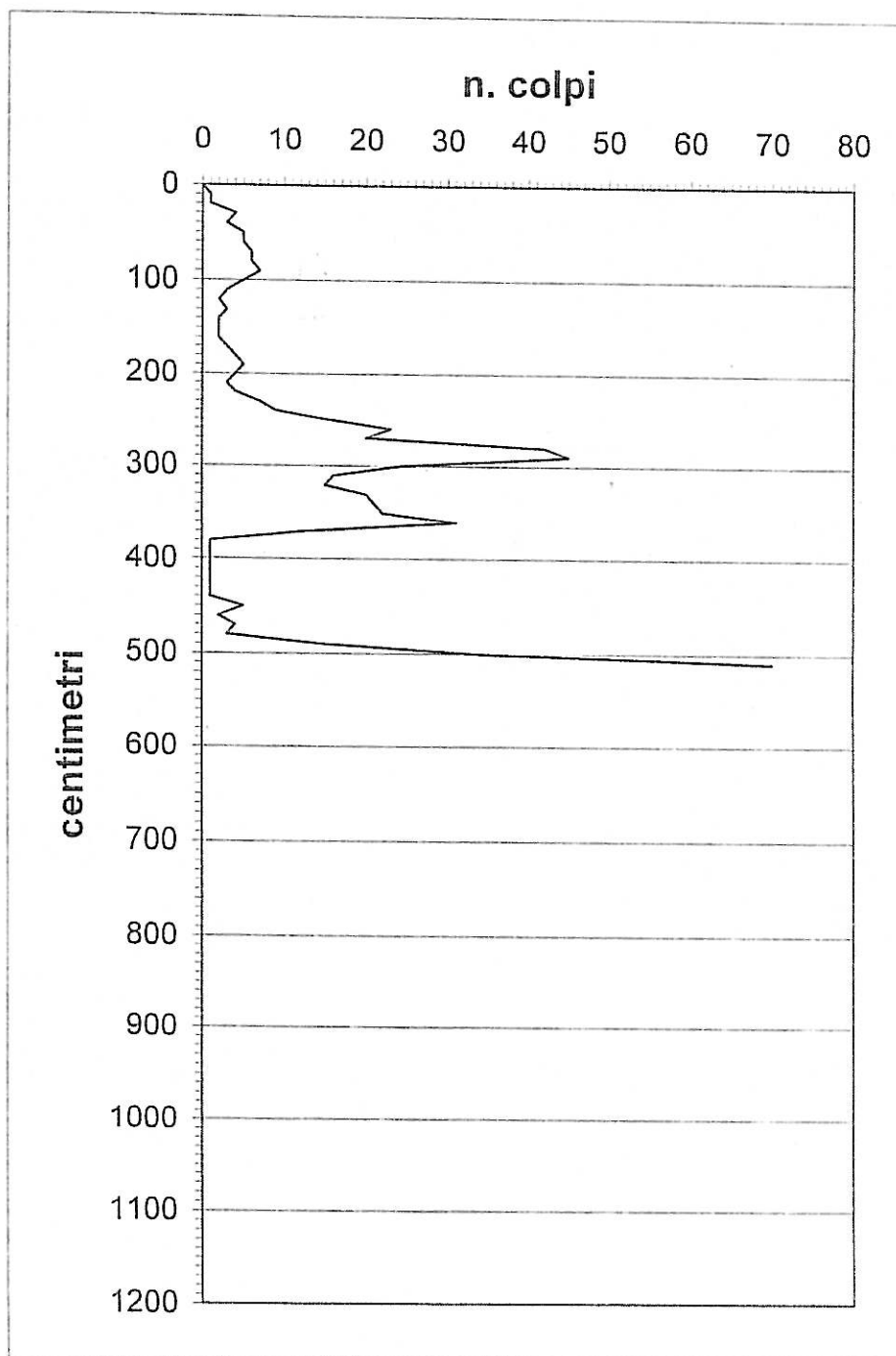
Committente : Industrie Riunite S.C. a.r.l.
Cantiere : zona ASI Aversa nord
Località : Gricignano D'Aversa
Prova Penetrometrica : 2
Data : 23/01/2008

TP 222 Dinamic - Penetrometer Test



Committente : Industrie Riunite S.C. a.r.l.
Cantiere : zona ASI Aversa nord
Località : Gricignano D'Aversa
Prova Penetrometrica : 3
Data : 23/01/2008

TP 222 Dinamic - Penetrometer Test



Correlazioni Penetrometriche

Prova Penetrometrica n.

3

Strato n.

1

Da mt.

0 a mt.

2

N. medio colpi

:

3,7 Terreno molto sciolto

Densità Relativa

:

0,18 %

Angolo d'attrito

:

19,8 gradi

Strato n.

2

Da mt.

2 a mt.

2,4

N. medio colpi

:

6 Terreno sciolto

Densità Relativa

:

0,26 %

Angolo d'attrito

:

23,4 gradi

Strato n.

3

Da mt.

2,4 a mt.

3,7

N. medio colpi

:

24 Terreno medio

Densità Relativa

:

0,53538 %

Angolo d'attrito

:

34,2 gradi

Strato n.

4

Da mt.

3,7 a mt.

4,8

N. medio colpi

:

2 Terreno molto sciolto

Densità Relativa

:

0,09545 %

Angolo d'attrito

:

13,5 gradi

Strato n.

5

Da mt.

4,8 a mt.

5,1

N. medio colpi

:

40 Terreno denso

Densità Relativa

:

0,70 %

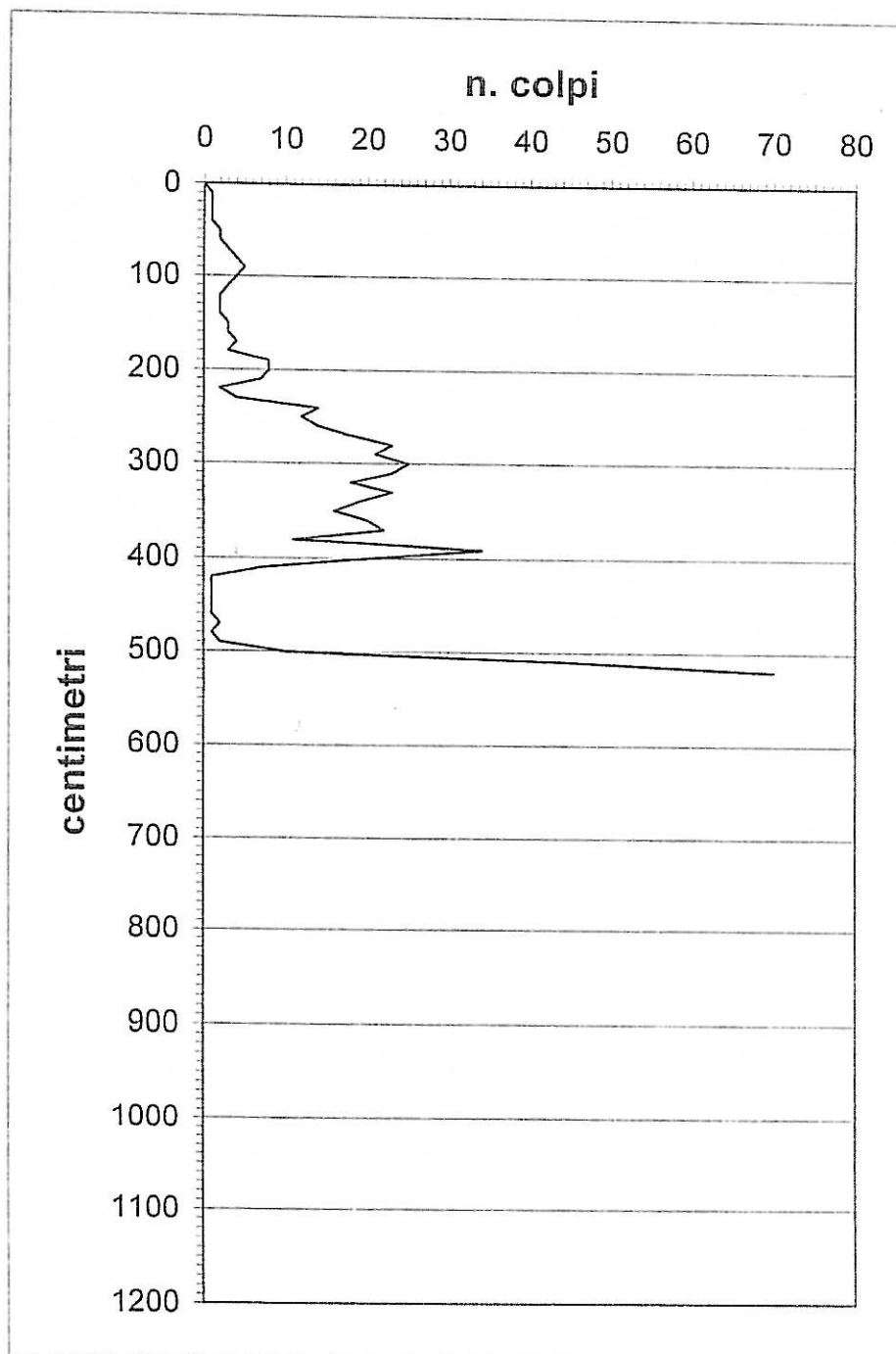
Angolo d'attrito

:

37,8 gradi

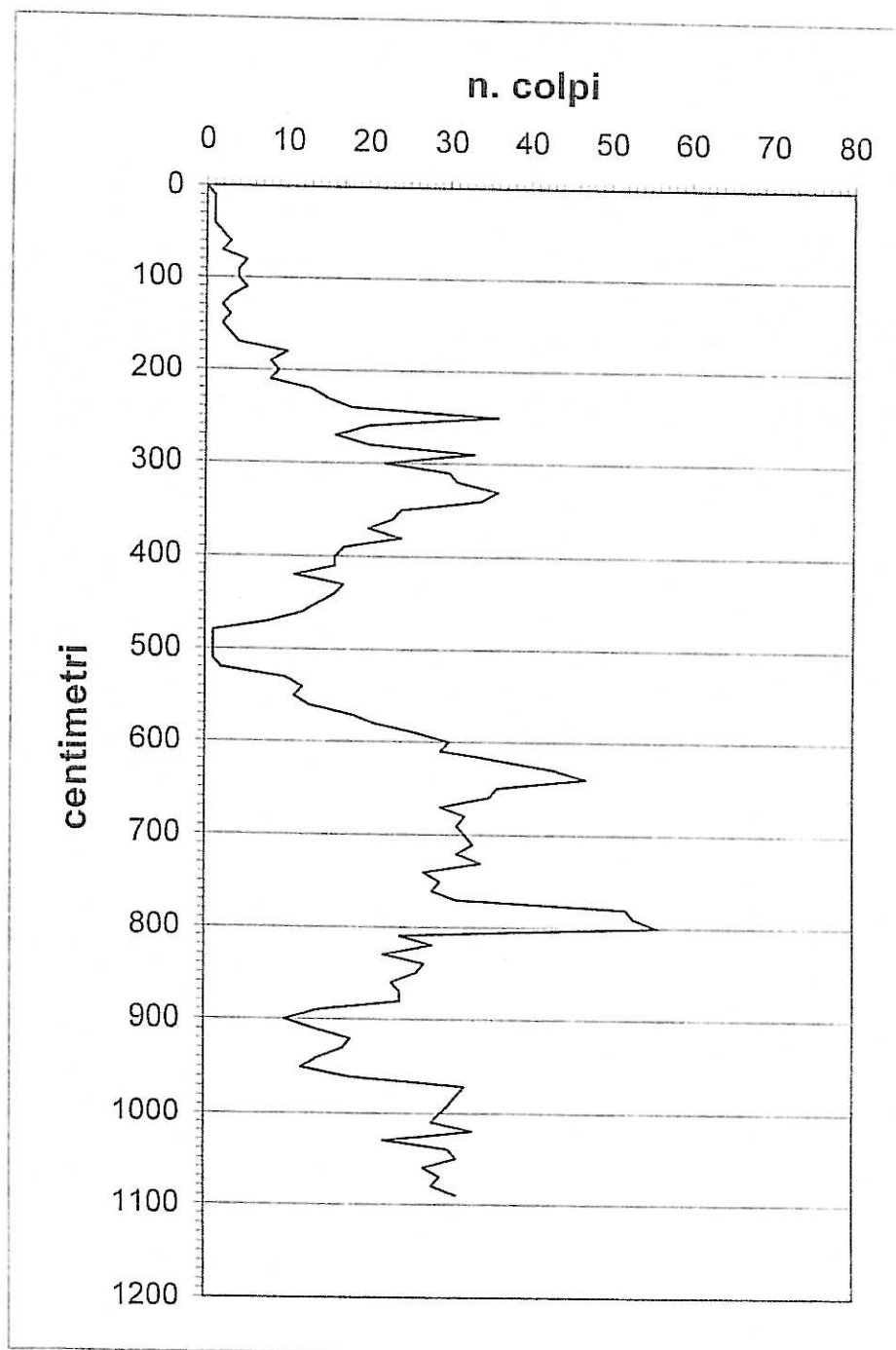
Committente : Industrie Riunate S.C. a.r.l.
Cantiere : zona ASI Aversa nord
Località : Gricignano D'Aversa
Prova Penetrometrica : 4
Data : 23/01/2008

TP 222 Dinamic - Penetrometer Test



Committente : Industrie Riunite S.C. a.r.l.
Cantiere : zona ASI Aversa nord
Località : Gricignano D'Aversa
Prova Penetrometrica : 5
Data : 23/01/2008

TP 222 Dinamic - Penetrometer Test



Correlazioni Penetrometriche

Prova Penetrometrica n.

4

Strato n.	1		
Da mt.	0 a mt.	2	
N. medio colpi	:	3,1	Terreno molto sciolto
Densità Relativa	:	0,16 %	
Angolo d'attrito	:	18,0	gradi

Strato n.	2		
Da mt.	2 a mt.	2,3	
N. medio colpi	:	4	Terreno sciolto
Densità Relativa	:	0,21 %	
Angolo d'attrito	:	21,6	gradi

Strato n.	3		
Da mt.	2,3 a mt.	4	
N. medio colpi	:	20	Terreno medio
Densità Relativa	:	0,49588 %	
Angolo d'attrito	:	33,3	gradi

Strato n.	4		
Da mt.	4 a mt.	5	
N. medio colpi	:	3	Terreno molto sciolto
Densità Relativa	:	0,135 %	
Angolo d'attrito	:	17,1	gradi

Strato n.	5		
Da mt.	5 a mt.	5,2	
N. medio colpi	:	57	Terreno molto denso
Densità Relativa	:	>0,8 %	
Angolo d'attrito	:	38,7	gradi

Correlazioni Penetrometriche

Prova Penetrometrica n.

5

Strato n.	1	
Da mt.	0 a mt.	2,1
N. medio colpi	:	3,9 Terreno molto sciolto
Densità Relativa	:	0,19 %
Angolo d'attrito	:	19,8 gradi

Strato n.	2	
Da mt.	2,1 a mt.	4,6
N. medio colpi	:	21 Terreno medio
Densità Relativa	:	0,51 %
Angolo d'attrito	:	33,3 gradi

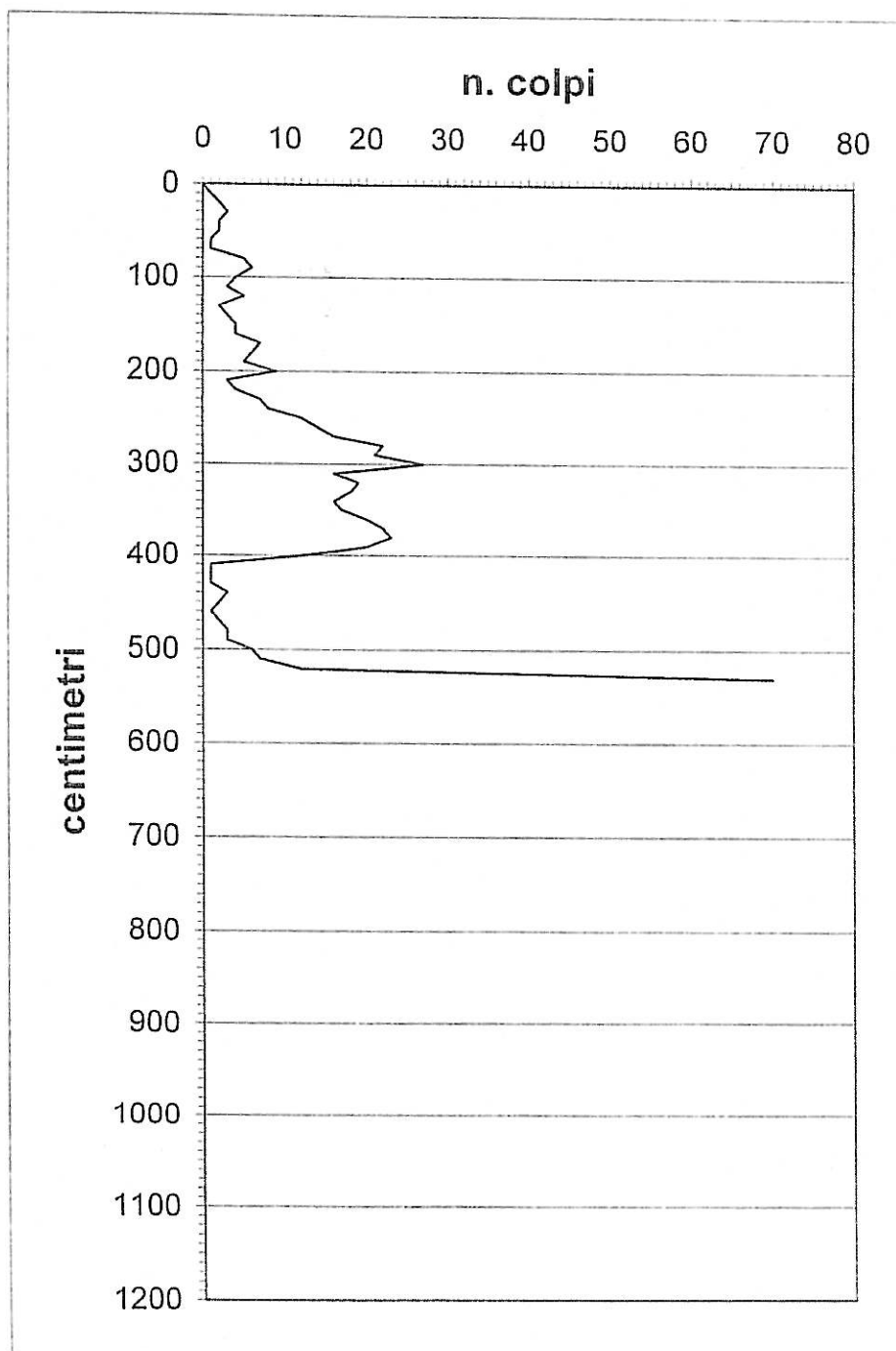
Strato n.	3	
Da mt.	4,6 a mt.	5,3
N. medio colpi	:	3 Terreno molto sciolto
Densità Relativa	:	0,17143 %
Angolo d'attrito	:	18,9 gradi

Strato n.	4	
Da mt.	5,3 a mt.	9
N. medio colpi	:	29 Terreno medio
Densità Relativa	:	0,59108 %
Angolo d'attrito	:	36,0 gradi

Strato n.	5	
Da mt.	9 a mt.	10,9
N. medio colpi	:	25 Terreno medio
Densità Relativa	:	0,55 %
Angolo d'attrito	:	34,2 gradi

Committente : Industrie Riunite S.C. a.r.l.
Cantiere : zona ASI Aversa nord
Località : Gricignano D'Aversa
Prova Penetrometrica : 6
Data : 23/01/2008

TP 222 Dinamic - Penetrometer Test

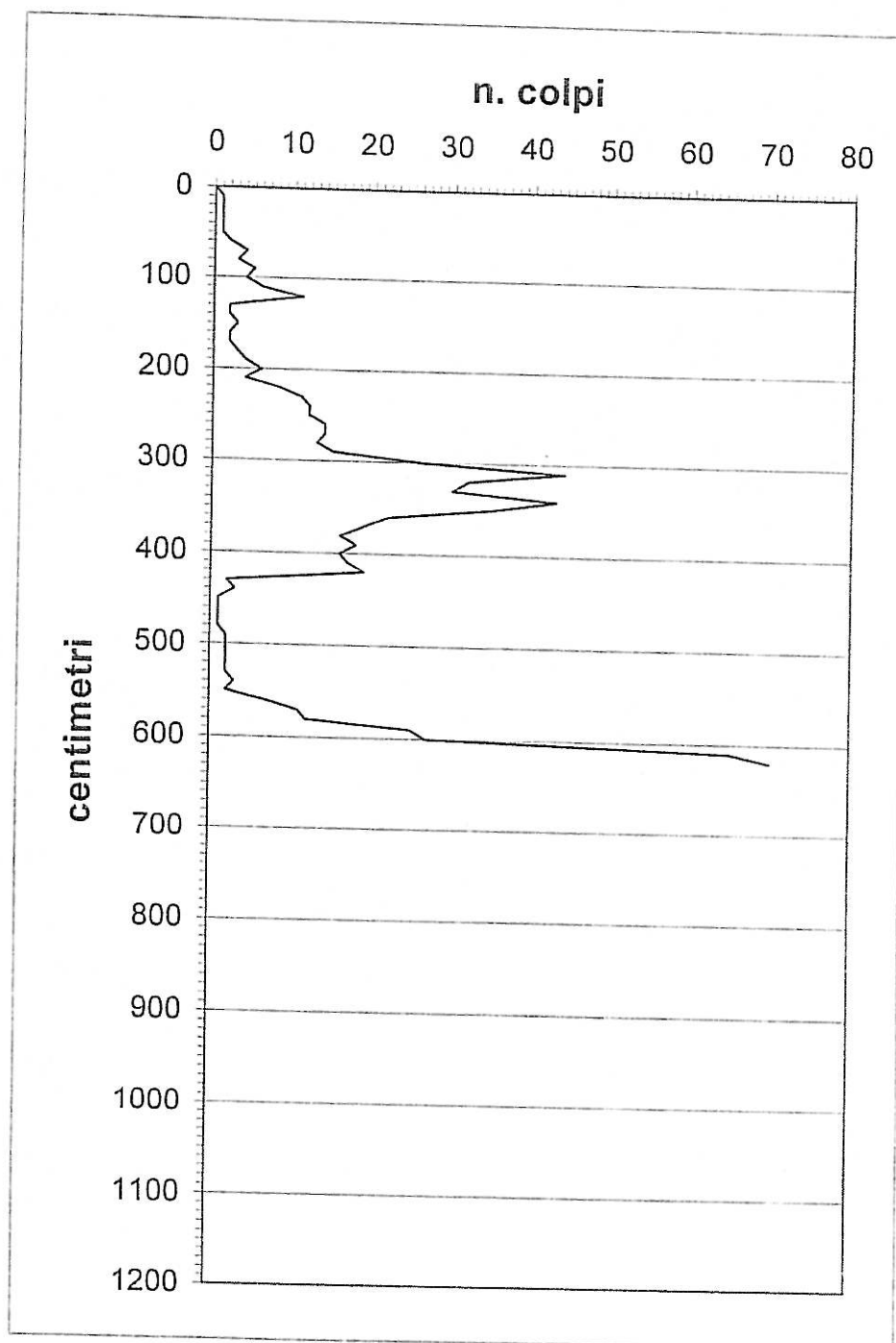


Correlazioni Penetrometriche

Prova Penetrometrica n.	6	
Strato n.	1	
Da mt.	0 a mt.	2
N. medio colpi	:	3,8 Terreno molto sciolto
Densità Relativa	:	0,19 %
Angolo d'attrito	:	19,8 gradi
Strato n.	2	
Da mt.	2 a mt.	2,4
N. medio colpi	:	6 Terreno sciolto
Densità Relativa	:	0,25 %
Angolo d'attrito	:	23,4 gradi
Strato n.	3	
Da mt.	2,4 a mt.	4
N. medio colpi	:	18 Terreno medio
Densità Relativa	:	0,48438 %
Angolo d'attrito	:	32,4 gradi
Strato n.	4	
Da mt.	4 a mt.	5,1
N. medio colpi	:	3 Terreno molto sciolto
Densità Relativa	:	0,13636 %
Angolo d'attrito	:	17,1 gradi
Strato n.	5	
Da mt.	5,1 a mt.	5,3
N. medio colpi	:	41 Terreno denso
Densità Relativa	:	0,71 %
Angolo d'attrito	:	37,8 gradi

Committente : Industrie Riunite S.C. a.r.l.
Cantiere : zona ASI Aversa nord
Località : Gricignano D'Aversa
Prova Penetrometrica : 7
Data : 23/01/2008

TP 222 Dinamic - Penetrometer Test

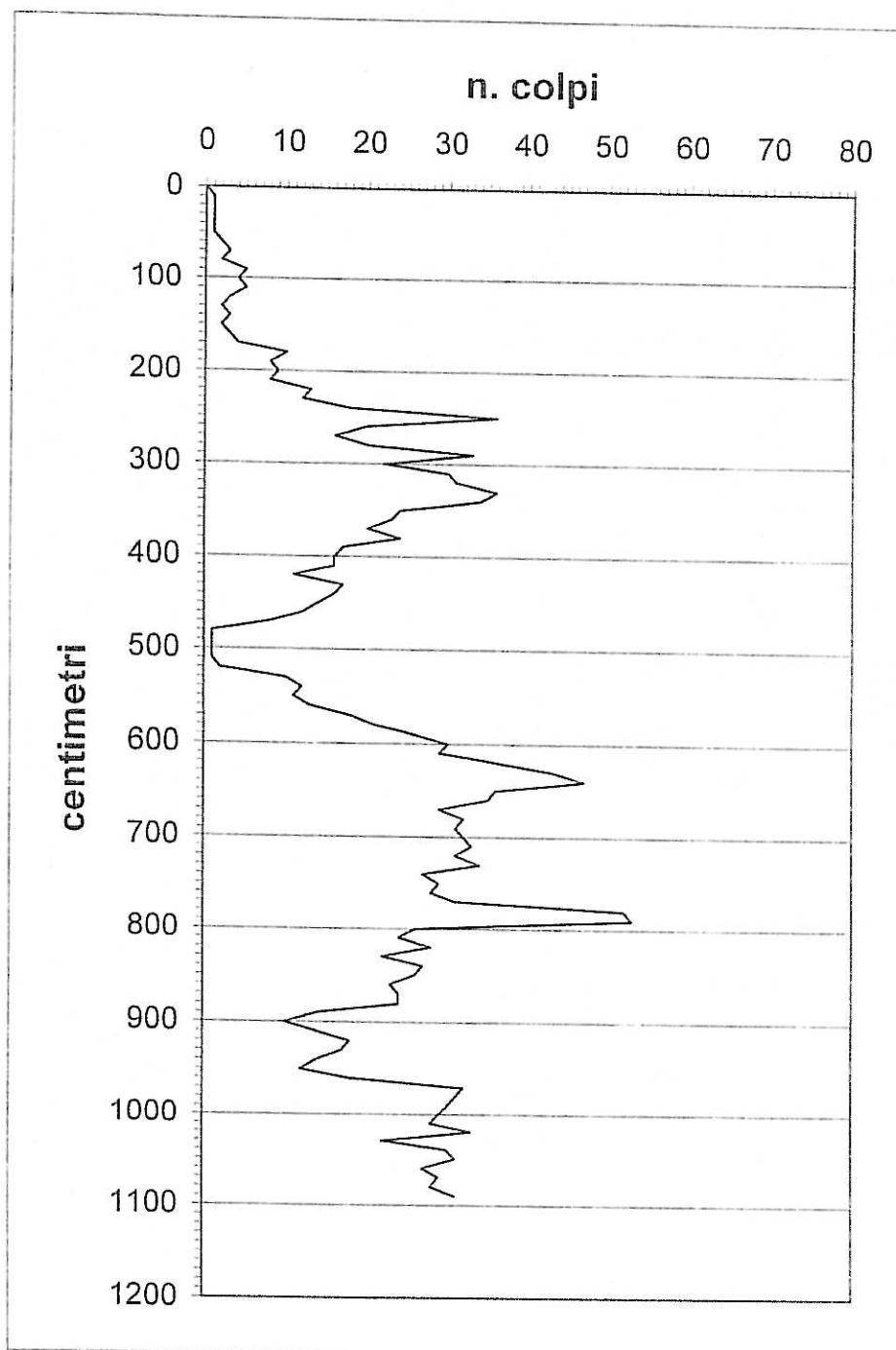


Correlazioni Penetrometriche

Prova Penetrometrica n.	7	
Strato n.	1	
Da mt.	0 a mt.	2
N. medio colpi	:	3,2 Terreno molto sciolto
Densità Relativa	:	0,16 %
Angolo d'attrito	:	18,9 gradi
Strato n.	2	
Da mt.	2 a mt.	2,3
N. medio colpi	:	8 Terreno sciolto
Densità Relativa	:	0,32 %
Angolo d'attrito	:	26,1 gradi
Strato n.	3	
Da mt.	2,3 a mt.	4,2
N. medio colpi	:	22 Terreno medio
Densità Relativa	:	0,51947 %
Angolo d'attrito	:	33,3 gradi
Strato n.	4	
Da mt.	4,2 a mt.	5,8
N. medio colpi	:	3 Terreno molto sciolto
Densità Relativa	:	0,16875 %
Angolo d'attrito	:	18,9 gradi
Strato n.	5	
Da mt.	5,8 a mt.	6,2
N. medio colpi	:	47 Terreno denso
Densità Relativa	:	0,77 %
Angolo d'attrito	:	38,7 gradi

Committente : Industrie Riunite S.C. a.r.l.
Cantiere : zona ASI Aversa nord
Località : Gricignano D'Aversa
Prova Penetrometrica : 8
Data : 23/01/2008

TP 222 Dinamic - Penetrometer Test

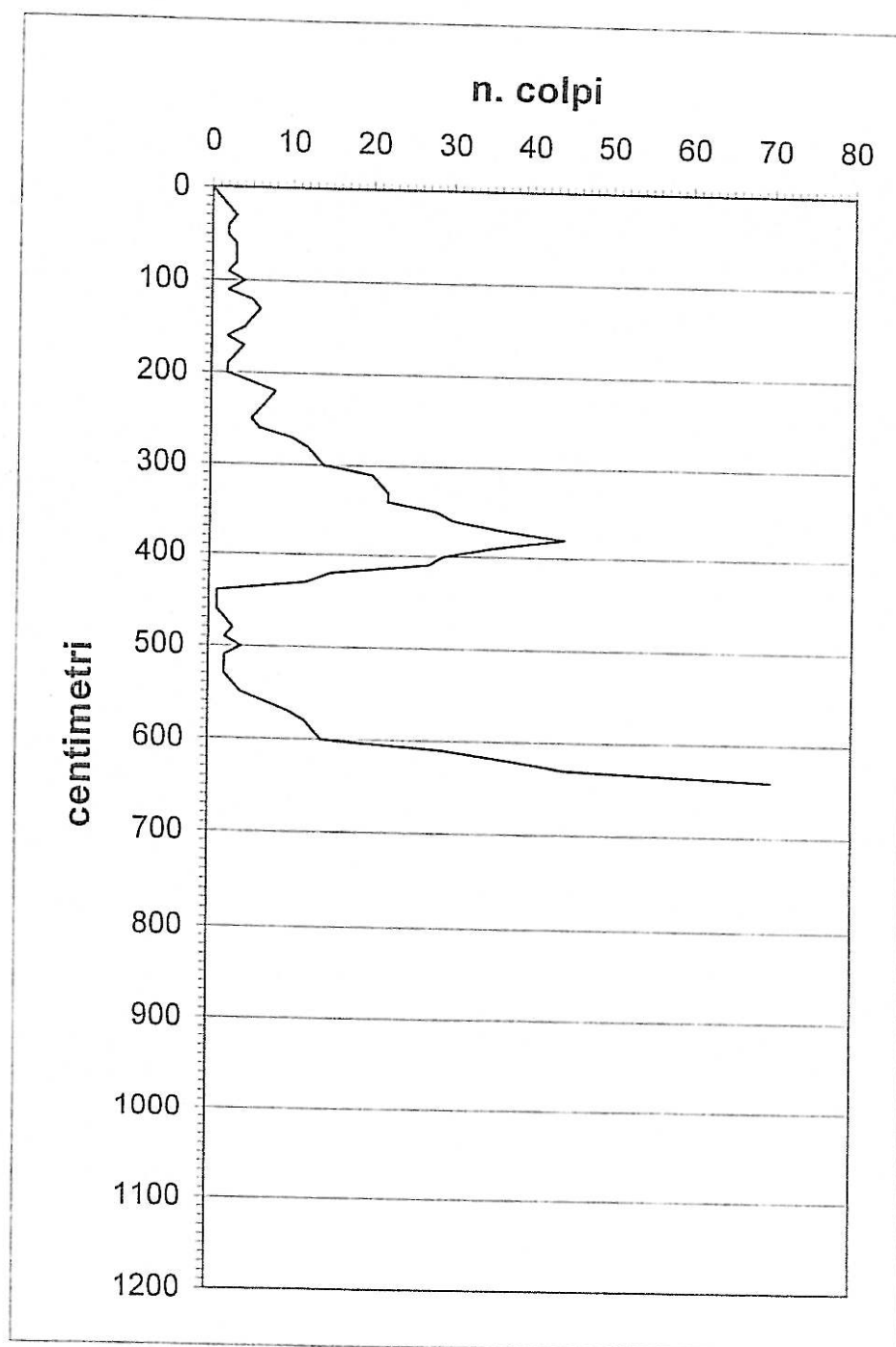


Correlazioni Penetrometriche

Prova Penetrometrica n.	8	
Strato n.	1	
Da mt.	0 a mt.	2,3
N. medio colpi	:	4,5 Terreno sciolto
Densità Relativa	:	0,22 %
Angolo d'attrito	:	21,6 gradi
Strato n.	2	
Da mt.	2,3 a mt.	4,6
N. medio colpi	:	22 Terreno medio
Densità Relativa	:	0,52 %
Angolo d'attrito	:	33,3 gradi
Strato n.	3	
Da mt.	4,6 a mt.	5,3
N. medio colpi	:	3 Terreno molto sciolto
Densità Relativa	:	0,17143 %
Angolo d'attrito	:	18,9 gradi
Strato n.	4	
Da mt.	5,3 a mt.	8,8
N. medio colpi	:	29 Terreno medio
Densità Relativa	:	0,59229 %
Angolo d'attrito	:	36,0 gradi
Strato n.	5	
Da mt.	8,8 a mt.	10,9
N. medio colpi	:	24 Terreno medio
Densità Relativa	:	0,54 %
Angolo d'attrito	:	34,2 gradi

Committente : Industrie Riunite S.C. a.r.l.
Cantiere : zona ASI Aversa nord
Località : Gricignano D'Aversa
Prova Penetrometrica : 9
Data : 23/01/2008

TP 222 Dinamic - Penetrometer Test



Correlazioni Penetrometriche

Prova Penetrometrica n.

9

Strato n.

1

Da mt.

0 a mt.

2

N. medio colpi

:

3,0 Terreno molto sciolto

Densità Relativa

:

0,15 %

Angolo d'attrito

:

18,0 gradi

Strato n.

2

Da mt.

2 a mt.

2,7

N. medio colpi

:

7 Terreno sciolto

Densità Relativa

:

0,29 %

Angolo d'attrito

:

25,2 gradi

Strato n.

3

Da mt.

2,7 a mt.

4,3

N. medio colpi

:

24 Terreno medio

Densità Relativa

:

0,5375 %

Angolo d'attrito

:

34,2 gradi

Strato n.

4

Da mt.

4,3 a mt.

6

N. medio colpi

:

5 Terreno sciolto

Densità Relativa

:

0,22938 %

Angolo d'attrito

:

22,5 gradi

Strato n.

5

Da mt.

6 a mt.

6,4

N. medio colpi

:

45 Terreno denso

Densità Relativa

:

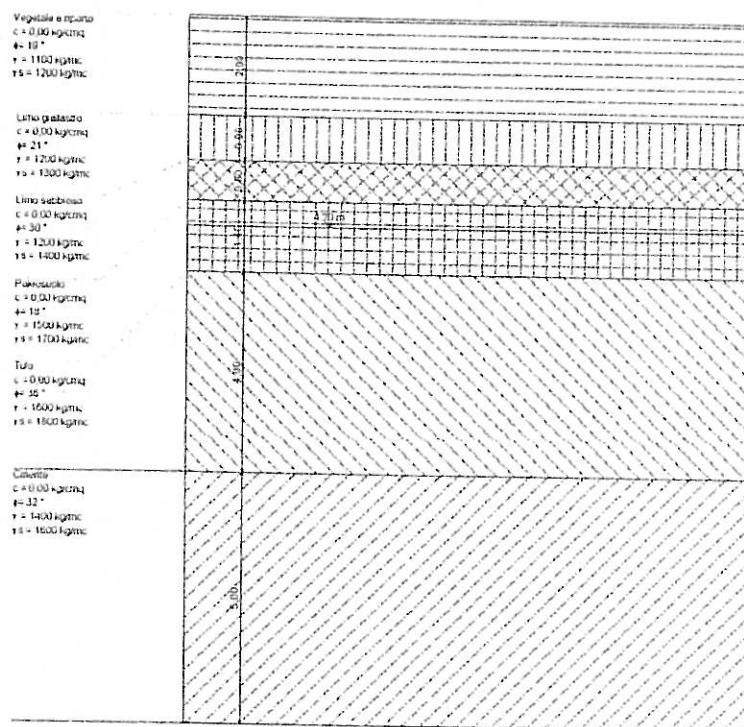
0,75 %

Angolo d'attrito

:

38,7 gradi

Stratigrafia schematica dell'area

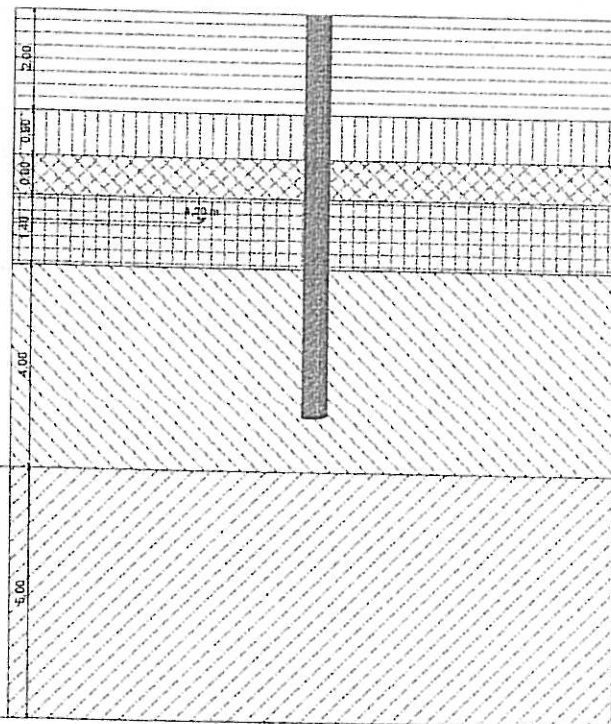


Piano di posa e tipologia fondazionale

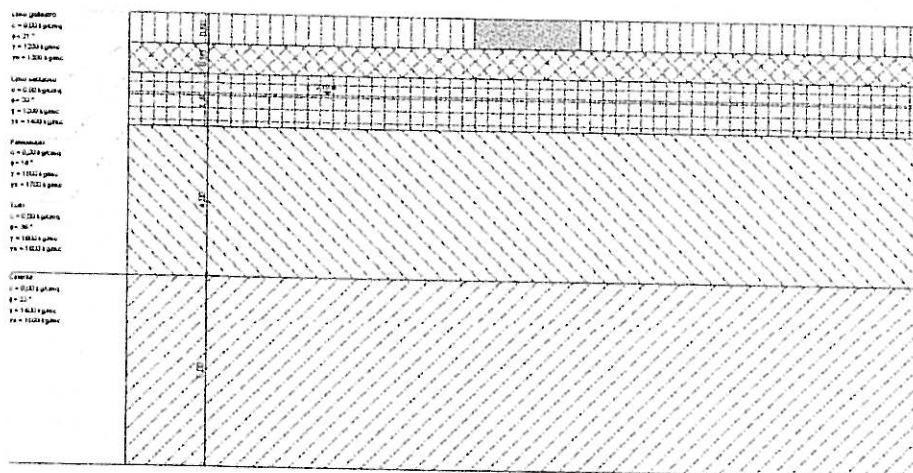
Vegetale e ripetto
 $c = 0,00 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 19^\circ$
 $\gamma = 1100 \text{ kg/m}^3$
 $\gamma_s = 1200 \text{ kg/m}^3$

Limbo giallastro
 $c = 0,00 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 21^\circ$
 $\gamma = 1200 \text{ kg/m}^3$
 $\gamma_s = 1200 \text{ kg/m}^3$
 $c = 0,00 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 30^\circ$
 $\gamma = 1200 \text{ kg/m}^3$
 $\gamma_s = 1200 \text{ kg/m}^3$
 $c = 0,00 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 18^\circ$
 $\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$
 $\gamma_s = 1700 \text{ kg/m}^3$
 $c = 0,00 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 36^\circ$
 $\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$
 $\gamma_s = 1600 \text{ kg/m}^3$

Cinabro
 $c = 0,00 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 32^\circ$
 $\gamma = 1400 \text{ kg/m}^3$
 $\gamma_s = 1600 \text{ kg/m}^3$



Piano di posa e tipologia fondazionale



Relazione geologica

Oggetto: studio geologico sull'area sita in zona ASI Aversa nord, nel Comune di Gricignano D'Aversa (Ce), destinata alla realizzazione di un complesso industriale, di proprietà della Soc. Industrie riunite S.C. a.r.l. con sede in Teverola alla via Roma n°286, rappresentante legale Tessitore Armando.

Premessa

Lo scopo della presente relazione è la stima dei parametri di deformabilità e rottura più significativi dei terreni in area ed anche della loro stratigrafia.

Essi sono stati dedotti, elaborando il grafico ricavato dalle prove penetrometriche eseguite in sito, in base alle quali sono ipotizzate le caratteristiche dei terreni.

Tutti i risultati ricavati sono posti in allegato.

Morfologia

Il sito in oggetto alla presente relazione è ubicato ad una quota di circa mt. 15 s.l.m..

Esso presenta una morfologia sub pianeggiante e dai sopralluoghi effettuati non sono stati evidenziati fenomeni di squilibrio geologico, fra suolo e sottosuolo.

Idrogeologia

La presenza della falda e' stata stimata in base ai riscontri avuti in precedenti lavori eseguiti in aree vicine, nonché dalle informazioni ricavate dalla letteratura classica geologica.

In base a ciò possiamo stimare la profondità della falda ad una quota di circa mt. 4,20 dal p.c.

Metodologia d'indagine

La campagna d'indagini si è concretizzata in n°9 prove penetrometriche eseguite con uno strumento della Tecnotest di tipo Tp222.

La prova è consistita nella valutazione del numero di colpi utili all'approfondimento di 10 cm. d'asta penetrometrica, infissa da un maglio di circa Kg.30 di peso.

I dati lungo tutta la verticale investigata hanno fornito una stratigrafia non in termini litologici, bensì d'addensamento.

I valori opportunamente elaborati hanno rilevato la resistenza del terreno all'attraversamento della punta penetrometrica.

Elaborando questi dati, sono stati stimati i parametri di deformabilità e rottura più significativi.

Geologia del sito

La valutazione delle caratteristiche stratigrafiche dell'area è stata ipotizzata sia in base alla lettura di lavori bibliografici, sia in base ai rilievi eseguiti in sito.

Le varie ipotesi sono state tarate sui risultati della campagna d'indagini eseguita in area.

Il sito in oggetto fa parte della Pianura Campana e la sua formazione ha risentito delle varie fasi delle strutture vulcaniche presenti, quali i Campi Flegrei ed il Vesuvio.

I litotipi sono in giacitura primaria ed hanno una regolare stratificazione secondo un'alternanza di ceneri e pomici, frutto di un'attività esplosiva ritmica.

Nell'ambito di tale attività l'accumulo è stato anche prodotto da acque incanalate o selvagge e dai venti che hanno separato i livelli regolarmente stratificati, mediante erosione dal resto della formazione.

La stratigrafia dell'area può essere così schematizzata considerando la prova penetrometrica n°2: lo strato di terreno vegetale e riporto con una potenza di mt. 2,00 rispetto al piano campagna.

Al di sotto dello strato vegetale si ritrova un bancone di pozzolane giallastre con una potenza di circa mt.0,90.

Ad una quota di circa mt.2,90 dal p.c. si ritrova un bancone di piroclastiti grigie con pomici e xenoliti vari mediamente addensate, che localmente sono chiamate con il nome di Tasso e con una potenza stimata di mt.0,80.

Ad una quota di circa mt. 3,70 dal p.c. si evidenzia un bancone dalle basse caratteristiche fisico-meccaniche che viene indicato con il nome di paleosuolo, esso si presenta con un comportamento plastico e con un elevato indice dei vuoti.

La sua potenza stimata è di circa mt.1,40 e rappresenta una fase di stasi fra la messa in posto del "Tasso" e del Tufo Giallo.

Ad una quota di circa mt.5,10 -5,50 dal p.c. ritroviamo un complesso di piroclastiti gialle ben addensate che sono indicate nella letteratura classica geologica con il nome di tufo giallo napoletano del I periodo flegreo.

Per esperienza al suddetto bancone si attribuisce una potenza media di circa mt. 3,00.

Ad una quota di mt. 8,50 – 9,00 dal p.c. ritroviamo un bancone di piroclastiche mediamente compatte che sono indicate con il nome di tufi grigio campano con uno spessore di mt.1,00.

A letto di questo bancone ritroviamo un complesso litologico di materiali cineritici, che per esperienza hanno una potenza di circa mt.10,00.

Considerazioni geotecniche

Alla luce delle considerazioni fatte viene in seguito riportato il calcolo relativo a due diverse tipologie fondazionale.

Il primo calcolo riguarda una fondazione profonda su pali lunghi mt. 8,00 del diametro di mt.0,50 e di mt. 0,60, attestati nel bancone di tufo, con una quota testa palo 0,00 dal p.c.

Il secondo calcolo riguarda una fondazione a plinto dalla dimensioni di mt. 2,80x2,80, posto ad una quota di circa mt. 2,90 dal p.c. ed incassato nel terreno per mt. 0,80.

Determinazione della capacità portante

Il carico verticale che grava sul palo va confrontato con il carico ammissibile del palo stesso. Il problema che si pone, quindi, è quello di determinare la capacità portante del palo. Determinata la capacità portante, il carico ammissibile del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza.

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portanza di base (o di punta) e portanza per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove

Q_T Portanza totale del palo
 Q_P Portanza di base del palo
 Q_L Portanza per attrito laterale del palo
 W_P Peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico viene assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente η_p e η_l (la vigente normativa suggerisce $\eta \geq 2.5$).

I coefficienti η_p e η_l rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta e quello per la portanza laterale.

Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_P/\eta_p + Q_L/\eta_l - W_P$$

Nel caso invece di pali soggetti a sforzi di trazione abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = (Q_L + W_P)/\eta_l$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (c N_c + q_b N_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q_b è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti N_c e N_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di profondità. N_c ed N_q dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno angolo di attrito e coesione (ϕ e c).

In letteratura è possibile trovare diverse formule per il calcolo dei valori di N_c ed N_q . Per pali in argilla in condizioni non drenate ($\phi=0$, $c=c_u$) si assume in genere per N_c il valore proposto da Skempton pari a 9 (valore in corrispondenza della punta del palo) mentre $N_q=1$. Diversi autori hanno proposto altri valori per il fattore N_c ma in generale le variazioni sono abbastanza contenute.

Diverso è il caso del fattore N_q per il quale diversi autori propongono dei valori spesso molto discordanti fra di loro.

In particolare da prove effettuati su pali realizzati in terreni non coesivi, si vede che la variazione della resistenza alla punta non cresce in modo lineare con la profondità, ma raggiunto un certo valore essa si mantiene pressochè costante. Questo fenomeno è stato spiegato da Vesic mettendo in conto un <<effetto arco>> che si manifesta nei dintorni del palo.

Un modo semplice per tener conto del fatto che la resistenza alla punta non può crescere indefinitamente è quello di considerare il diagramma delle pressioni verticali in corrispondenza del palo opportunamente modificato.

In particolare si assume che la pressione verticale σ_v cresca linearmente (pressione geostatica) fino ad una certa profondità z_c ($\sigma_v=\sigma_c$); superata tale profondità il valore della pressione verticale si mantiene costante e pari a σ_c ; in pratica si assume un diagramma bilatero per l'andamento della pressione verticale in corrispondenza del palo.

Il valore di z_c (detta anche profondità critica) dipende dal diametro del palo, D , dalla tecnologia di realizzazione (palo infisso o trivellato) dall'angolo di attrito del terreno ϕ .

Nella determinazione di z_c il valore di ϕ da considerare è funzione del valore dell'angolo di attrito prima dell'installazione del palo, ϕ' , secondo le seguenti relazioni

Per pali infissi $\phi = 3/4 \phi' + 10$

Per pali trivellati $\phi = \phi' - 3$

A parità di diametro influisce il grado di addensamento del terreno (densità relativa D_r) e la resistenza alla punta cresce con il crescere della densità.

Nella sezione successiva descriveremo le relazioni per la determinazione di N_c ed N_q .

Calcolo della portanza di punta. Fattori N_c ed N_q

In tutte le espressioni riportate è stata utilizzata la seguente simbologia

L lunghezza del palo

D diametro del palo

ϕ angolo di attrito del terreno

c coesione del terreno

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

d_c fattore di profondità per il coefficiente N_c

d_q fattore di profondità per il coefficiente N_q

Si adottano per il calcolo della portanza di punta le espressioni proposte da Berezantzev

Il valore di N_q proposto è tabellato in funzione dell'angolo di attrito.

Detto ϕ' il valore dell'angolo d'attrito prima dell'installazione del palo occorre entrare con valori di ϕ pari a

per pali infissi $\phi = (\phi' + 40)/2$

per pali trivellati $\phi = \phi' - 3$

Calcolo della portanza per attrito laterale

La portanza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti:

$$Q_L = \text{Int}(\tau_a) dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, e σ_h è la tensione orizzontale alla generica profondità z . La tensione orizzontale σ_h è legata alla pressione verticale σ_v tramite il coefficiente di spinta K_s

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

Indicando con C il perimetro e con L la lunghezza del palo abbiamo:

$$\text{Int}^L (C(c_a + K_s \sigma_v \tan \delta) dz)$$

Calcolo dei cedimenti verticali dei pali

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con il metodo degli elementi finiti.

Determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in 100 elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari ad l_e . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidezza

opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno. Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso.

Per la determinazione delle rigidezze delle molle si assume uno spostamento di riferimento pari a $\Delta Y = 0.500$.

La rigidezza della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da

$$R_l = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \operatorname{tg} \delta) \pi D l_e}{\Delta Y}$$

In questa espressione c_a è l'aderenza palo terreno, σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z , δ è l'angolo d'attrito palo terreno, K_s è il coefficiente di spinta e D è il diametro del palo.

Indicando con Q_p la portanza alla punta del palo, la rigidezza della molla posta alla base dello stesso è data da

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y}$$

Il processo di soluzione è, naturalmente, di tipo iterativo: a partire da un carico iniziale N_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tener conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno ΔN e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

Opzioni di analisi

Per la costante di Winkler i valori utilizzati nel calcolo sono quelli definiti per ogni singolo strato per cui si rimanda alla descrizione della stratigrafia del terreno.

La rottura del meccanismo palo-terreno avviene per uno spostamento limite pari a 1,50 cm.

Il comportamento del palo viene considerato elastico perfettamente plastico, con la formazione di cerniere plastiche.

Il palo nel calcolo viene considerato libero di ruotare alla testa.

L'andamento della pressione verticale per il calcolo della portanza di punta viene assunto lineare fino alla profondità di 8,00 m e poi costante.

L'andamento della pressione verticale, per il calcolo della portanza per attrito laterale, viene assunto lineare con la profondità.

Il calcolo dei cedimenti verticali è stato effettuato con il metodo degli elementi finiti, come descritto nella sezione Calcolo dei cedimenti verticali dei pali.

Nel calcolo elasto-plastico è ammessa 1 cerniera plastica.

Caratteristiche palo di fondazione

Diametro palo	50	[cm]
Lunghezza palo	8,00	[m]
Quota d'interramento	0,00	[m]
Tecnologia costruttiva	Trivellato	
Resistenza cubica calcestruzzo	250	[kg/cm ²]
Acciaio	FeB44 k	
Quota falda	4,20	[m]
<u>Carichi stato limite ultimo.</u>		
Carico verticale	35000	[kg]
Coppia applicata	0	[kgm]
Carico orizzontale	0	[kg]
<u>Carichi stato limite di esercizio.</u>		
Carico verticale	35000	[kg]
Coppia applicata	0	[kgm]
Carico orizzontale	0	[kg]

Caratteristiche generali terreno

Simbologia adottata

Descrizione	descrizione del terreno
H	spessore dello strato espresso in m
c	coesione espressa in kg/cm ²
ϕ	angolo d'attrito espresso in °
γ	peso dell'unità di volume espresso kg/mc
γ_s	peso dell'unità di volume saturo espresso in kg/mc

Descrizione	H	c	ϕ	γ	γ_s
Vegetale e riporto	2,00	0,00	19	1100	1200
Limo giallastro	0,90	0,00	21	1200	1300
Limo sabbioso	0,80	0,00	30	1200	1400
Paleosuolo	1,40	0,00	18	1500	1700
Tufo	4,00	0,00	36	1600	1800
Cinerite	5,00	0,00	32	1400	1600

Caratteristiche terreno

Simbologia adottata

Descrizione	descrizione del terreno
c_a	adesione palo terreno espressa in kg/cm ²
δ	angolo d'attrito palo terreno espressa in °
k_w	costante di Winkler laterale espressa in kg/cm ³

k_s coefficiente di spinta
 w_u cedimento ultimo espresso in cm

Descrizione	c_a	δ	k_w	k_s	w_u
Vegetale e riporto	0,05	18	1,00	0,67	0,50
Limo giallastro	0,05	20	1,00	0,64	0,50
Limo sabbioso	0,05	29	1,00	0,50	0,50
Paleosuolo	0,05	17	1,00	0,69	0,50
Tufo	0,05	35	1,00	0,41	0,50
Cinerite	0,05	31	1,00	0,47	0,50

Risultati portanza assiale

Portanza di punta	81548	[kg]
Coefficiente di portanza N_c	79,01	
Coefficiente di portanza N_q	52,31	
Coefficiente di sicurezza (punta) η_p	2,50	
Pressione alla punta	0,79	[kg/cm ²]
Portanza per attrito laterale	20461	[kg]
Coefficiente di sicurezza (laterale) η_l	2,50	
Tensione tangenziale media τ_{med}	0,28	[kg/cm ²]
Peso palo	3927	[kg]
Portanza totale	98082	[kg]
Carico ammissibile	36877	[kg]
Coefficiente di sicurezza Q_{amm}/N	1,05	

Risultati cedimenti

Cedimento d'esercizio	0,21	[cm]
Carico d'esercizio	35000	[kg]
Cedimento ultimo	0,61	[cm]
Carico ultimo	98082	[kg]

Diagramma carico cedimento

Simbologia adottata

n°	identificatore del passo
w_p	abbassamento della testa del palo espresso in cm
N_p	carico verticale alla testa del palo espresso in kg

n°	w _p	N _p
1	0,02	3815
2	0,06	9013
3	0,10	16809
4	0,17	28503
5	0,21	35000
6	0,27	44745
7	0,36	59363
8	0,50	81290
9	0,60	97198
10	0,61	98009
11	0,61	98082

Caratteristiche palo di fondazione

Diametro palo	60	[cm]
Lunghezza palo	8,00	[m]
Quota d'interramento	0,00	[m]
Tecnologia costruttiva	Trivellato	
Resistenza cubica calcestruzzo	250	[kg/cm ²]
Acciaio	FeB44 k	
Quota falda	4,20	[m]
<u>Carichi stato limite ultimo.</u>		
Carico verticale	50000	[kg]
Coppia applicata	0	[kgm]
Carico orizzontale	0	[kg]
<u>Carichi stato limite di esercizio.</u>		
Carico verticale	50000	[kg]
Coppia applicata	0	[kgm]
Carico orizzontale	0	[kg]

Caratteristiche generali terreno

Simbologia adottata

Descrizione	descrizione del terreno
H	spessore dello strato espresso in m
c	coesione espressa in kg/cm ²
φ	angolo d'attrito espresso in °
γ	peso dell'unità di volume espresso kg/mc
γ _s	peso dell'unità di volume saturo espresso in kg/mc

Descrizione	H	c	φ	γ	γ _s
Vegetale e riporto	2,00	0,00	19	1100	1200
Limo giallastro	0,90	0,00	21	1200	1300

Limo sabbioso	0,80	0,00	30	1200	1400
Paleosuolo	1,40	0,00	18	1500	1700
Tufo	4,00	0,00	36	1600	1800
Cinerite	5,00	0,00	32	1400	1600

Caratteristiche terreno

Simbologia adottata

Descrizione	descrizione del terreno
c_a	adesione palo terreno espressa in kg/cmq
δ	angolo d'attrito palo terreno espressa in °
k_w	costante di Winkler laterale espressa in kg/cm ³
k_s	coefficiente di spinta
w_u	cedimento ultimo espresso in cm

Descrizione	c_a	δ	k_w	k_s	w_u
Vegetale e riporto	0,05	18	1,00	0,67	0,50
Limo giallastro	0,05	20	1,00	0,64	0,50
Limo sabbioso	0,05	29	1,00	0,50	0,50
Paleosuolo	0,05	17	1,00	0,69	0,50
Tufo	0,05	35	1,00	0,41	0,50
Cinerite	0,05	31	1,00	0,47	0,50

Risultati portanza assiale

Portanza di punta	117430	[kg]
Coefficiente di portanza N_c	79,01	
Coefficiente di portanza N_q	52,31	
Coefficiente di sicurezza (punta) η_p	2,50	
Pressione alla punta	0,79	[kg/cm ²]
Portanza per attrito laterale	24553	[kg]
Coefficiente di sicurezza (laterale) η_l	2,50	
Tensione tangenziale media τ_{med}	0,33	[kg/cm ²]
Peso palo	5655	[kg]
Portanza totale	136328	[kg]
Carico ammissibile	51138	[kg]
Coefficiente di sicurezza Q_{amm}/N	1,02	

Risultati cedimenti

Cedimento d'esercizio	0,22	[cm]
Carico d'esercizio	50000	[kg]

Cedimento ultimo	0,60	[cm]
Carico ultimo	136328	[kg]

Diagramma carico cedimento

Simbologia adottata

n°	identificatore del passo
w_p	abbassamento della testa del palo espresso in cm
N_p	carico verticale alla testa del palo espresso in kg

n°	w_p	N_p
1	0,02	5450
2	0,06	12875
3	0,11	24013
4	0,18	40719
5	0,22	50000
6	0,28	63922
7	0,37	84805
8	0,51	116123
9	0,60	135284
10	0,60	136260
11	0,60	136328

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la risultante dei carichi trasmessi dalla struttura sul terreno di fondazione deve essere superiore al coefficiente di sicurezza η . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante dei carichi in fondazione, deve risultare:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta$$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma r_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;

- D profondità del piano di posa;
 q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\text{ctg}\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

Il termine K_{py} che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Vesic

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\text{tg}\phi$$

Fattore di comportamento a piastra della fondazione

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \log(B/2) \quad \text{per } B \geq 2 \text{ m}$$

Caso di terreno stratificato

Le formule riportate precedentemente sono valide nel caso di terreno omogeneo con la profondità. Nel caso di terreno stratificato occorre mediare le caratteristiche che intervengono nelle suddette formule (angolo di attrito, coesione, peso di volume, etc). Suddetta operazione di media entrano in gioco solo gli strati interessati dal potenziale cuneo di rottura che si sviluppa al di sotto della fondazione.

Caso di terreno con falda

Nel caso sia presente la falda, se la quota è tale da interessare il cuneo di rottura, le formule della capacità portante vanno modificate.

Viene eseguito il calcolo della capacità portante del terreno (q_{ult}) ipotizzando un'altezza del cuneo di rottura fino a giungere alla quota della falda, con inclinazione delle linee di rottura fissate da questa altezza.

A questo punto si ipotizza una seconda ipotesi di cuneo con rottura per punzonamento, secondo la superficie di rottura limitata dal perimetro della base.

L'espressione del carico ultimo è:

$$q_{ult}' = q_{ult}'' + \frac{p P_v K_v \tan \phi + p d_1 c}{A_f}$$

dove q_{ult} è la capacità portante dello strato sotto falda calcolato con una delle formule della capacità portante ma utilizzando la larghezza della fondazione B , il contributo del sovraccarico $q_1 = \gamma d_1$, la coesione c e l'angolo di attrito ϕ dello strato sotto falda; p è il perimetro della superficie di punzonamento; P_v è la spinta verticale totale dalla base della fondazione allo strato sotto falda.

K_s è il coefficiente di spinta laterale del terreno compreso tra $\tan^2 (45^\circ - \phi/2)$ e $\tan^2 (45^\circ + \phi/2)$ oppure preso pari a K_0 ; ϕ è l'angolo di attrito lungo la superficie perimetrale della zona punzonata; $p d_1 c$ è la risultante degli sforzi legati alla coesione agente sulla superficie perimetrale dell'area punzonata; d_1 è la distanza tra la base della fondazione e la quota dello strato sotto falda; A_f è l'area della fondazione. Di questi due valori di portanza calcolati si assume il minimo.

Cedimenti della fondazione

Metodo Edometrico

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fina, proposto da **Terzaghi** negli anni '20.

L'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione. Il metodo risulta dotato di ottima approssimazione anche nei casi di strati deformabili di grande spessore.

L'implementazione del metodo è espressa secondo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \Delta z_i$$

dove

$\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;

E_{ed} è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato **i-esimo**;

Δz rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo** in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Geometria fondazione e carichi

Fondazione rettangolare

Base fondazione	[m]	2.80
Lunghezza fondazione	[m]	2.80
Profondità piano di posa	[m]	0.80

Piano di posa orizzontale
 Pendio orizzontale

Carichi applicati

Carico verticale	[kg]	50000
Eccentricità lungo la base	[m]	0.00
Eccentricità lungo la lunghezza	[m]	0.00
Carico orizzontale	[kg]	0

Caratteristiche di aderenza terreno-fondazione

Angolo di attrito terreno-fondazione	[°]	20
Adesione terreno-fondazione	[kg/cm ²]	0.02

Descrizione strati terreno e falda

Simbologia adottata

Nr.	numero d'ordine dello strato a partire dal piano campagna
γ	peso di volume del terreno espresso in kg/mc
γ_w	peso di volume saturo del terreno espresso in kg/mc
ϕ	angolo d'attrito interno del terreno espresso in °
c	coesione del terreno espressa in kg/cm ²
S	spessore dello strato espresso in m

Nr.	Descrizione	γ	γ_w	ϕ	c	S
1	Limo giallastro	1200	1300	21	0,00	0,80
2	Limo sabbioso	1200	1400	30	0,00	0,80
3	Paleosuolo	1500	1700	18	0,00	1,40
4	Tufo	1600	1800	36	0,00	4,00
5	Cinerite	1400	1600	32	0,00	5,00

presente

Profondità della falda rispetto al p.c. (m) 2.10

Analisi della portanza

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Terzaghi
 La relazione adottata è la seguente :

$$q_u = cN_{cs} + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma r_\gamma$$

dove i vari coefficienti sono stati definiti precedentemente.

Il calcolo è stato eseguito tenendo conto dei seguenti parametri :

Larghezza fondazione	$B = 2,80$	[m]
Lunghezza fondazione	$L = 2,80$	[m]
Profondità piano di posa	$D = 0,80$	[m]
Coefficiente di profondità (D/B)	$k = 0.29$	
Peso di volume	$\gamma = 1200$	[kg/mc]
Angolo d'attrito	$\phi = 30,00$	[°]
Coesione	$c = 0,00$	[kg/cm ²]
Pressione geostatica sul piano di posa	$q = 0,10$	[kg/cm ²]
Coefficiente di spinta passiva	$K_p = 3.00$	
Fattore di comportamento a piastra	$r_\gamma = 0.96$	

I fattori calcolati sono i seguenti :

$N_c = 37.162$	$N_q = 22.456$	$N_\gamma = 27.084$
$s_c = 1.30$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 0.80$

Pertanto il valore della capacità portante è dato da

$$q_u = 0,00 + 2,16 + 3,51 = 5,66 \text{ kg/cm}^2$$

Applicando il coefficiente di sicurezza, $\eta=3.00$, otteniamo per la tensione ammissibile il seguente valore

$$q_{amm} = 5,66/3,00 = 1,89 \text{ kg/cm}^2$$

Cedimenti

Il cedimento complessivo calcolato con il metodo edometrico risulta pari a: **w = 0,15 cm**

Cedimenti subiti dai singoli strati

Simbologia adottata

Nr.	numero d'ordine dello strato
w_{ef}	cedimento subito dallo strato i-esimo sotto l'asse della fondazione espresso in cm

Nr.	Descrizione	w_{ef}
1	Limo giallastro	0,00
2	Limo sabbioso	0,15
3	Paleosuolo	0,00
4	Tufo	0,00
5	Cinerite	0,00

Caratteristiche meccaniche del terreno usate per il calcolo dei cedimenti

Simbologia adottata

Descrizione	descrizione del tipo di terreno
S_s	spessore strato espresso in m
E_{ed}	modulo edometrico espresso in kg/cmq

Descrizione	S_s	E_{ed}
Limo giallastro	0,80	45
Limo sabbioso	0,80	80
Paleosuolo	1,40	45
Tufo	4,00	150
Cinerite	5,00	100

Per il calcolo dei cedimenti è stato considerato uno spessore compressibile pari a 0,20 m.

Calcolo della costante di Sottofondo

Il valore della costante di Sottofondo per una fondazione dalle caratteristiche anzidette, viene calcolata utilizzando la formula del Terzaghi, per cui avremo un valore di circa:

$$K_s = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

Prospetto riepilogativo

Tipologia fondazione	Diametro mm	Lunghezza mt	Dimensioni mt	Coef. Di sicurezza	Carico ammissibile
Pali	500	8,00		2,5	36 ton
Pali	600	8,00		2,5	51 ton
Plinto			2,80 x 2,80	3,0	1,89 Kg/cm ²

Conclusioni

In seguito ai rilievi fatti i terreni dell'aria vengono classificati come terreni di tipo:

C

Caratterizzati da valori delle V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s nonché da valori delle N_{spt} compresi tra $15 < N_{spt} < 50$

Di seguito si riporta una tabella della stratigrafia sismica media individuata per il Comune di Gricignano d'Aversa

Strato n.	Prof. Tetto	Spessore	Poisson	Young	Taglio	Incompres
1	0	4	0,44	669	233	1705
2	4	6	0,37	11120	5682	20276
3	10	20	0,39	8208	2959	12437

Tanto è in relazione all'incarico ricevuto per uno studio geologico dell'area in oggetto.

Aversa febbraio '08

Il tecnico

Dr. Geol. Giancarlo Ferriero

