

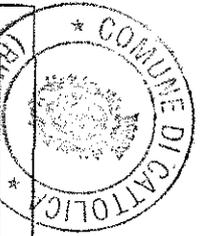
CASADIO & CO.
*Studio Tecnico Associato
di Casadio e Zaffagnini*

Viale Vittorio Veneto 1/bis - 47100 Cattolica
Tel/Fax 0543/23923 – Email studio@casadioeco.it
P.I. 03480110406

Casadio & Co.



geologia e ambiente

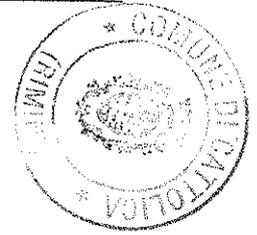


RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Committente: Sigg. Reggini, Colosio, Pensalfini, Ciotti

DATA: 09/08/2005



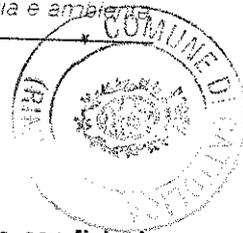


Committente: Sigg. Reggini, Colosio, Pensalfini, Ciotti

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA
PER IL PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA PRIVATA COLLOCATO IN VIA
TAVOLLO IN COMUNE DI CATTOLICA

Sommario:

Premessa.....	3
Descrizione dell'Intervento	3
Morfologia e Geologia del Territorio	3
Elementi di Progettazione Antisismica in base all'OPCM n.3274 – 20/3/2003 e successive disposizioni	4
Attrezzatura di indagine geotecnica.....	6
Considerazioni sulla Liquefazione delle Sabbie	7
Profondità Fondale, Carico Ammissibile e Cedimenti	8
Metodi di calcolo	8
Risultati.....	10
Coefficiente Sismico di Fondazione e Modulo di Reazione.....	11
Opere Accessorie.....	12
Conclusioni	12



PREMESSA

La presente relazione è stata commissionata allo scrivente allo scopo di verificare le condizioni geologiche, geotecniche e idrogeologiche di un'area, sita in Comune di Cattolica, in Via Tavollo, sulla quale sarà realizzato un Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata.

L'area di studio è rintracciabile all'interno delle C.T.R. n° 268051.

Sono inserite in fondo alla presente relazione i seguenti elaborati:

- corografia a scala 1:5.000;
- planimetria area d'intervento con ubicazioni prove 1:2000;
- n.4 grafici penetrometrici statici;
- n.2 sezioni geologiche di dettaglio a scala 1: 1000h/200v;
- carta geologica generale a scala 1:25.000.

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il progetto prevede l'urbanizzazione di un'area per la realizzazione di fabbricati ad uso artigianale, aree verdi, aree parcheggio e aree per la viabilità interna.

L'area di lottizzazione è suddivisa in 19 lotti, presenta dimensioni massime di 319 x 302 m circa ed ha una forma planimetrica irregolare.

Nella presente relazione, data la tipologia di costruzioni previste, si considerano fondazioni a plinto impostate a -1,2 m dal piano campagna e di dimensioni indicative 2 x 2.

MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO

Alla quota di circa 17 m s.l.m., la zona studiata si presenta pianeggiante e con una lievissima pendenza verso E, in direzione del Fiume Tavolo, che scorre alla distanza minima di 100 a E dell'area.

Essa è delimitata a S e a E da Via Toscanini, a W da via Tavollo e a N da confini di proprietà.

Dal punto di vista geologico, l'area ricade all'interno dei depositi alluvionali del IV° ordine, caratterizzati da terreni pelitici prevalenti.

La stratigrafia è stata desunta dalle prove penetrometriche realizzate e può essere così schematizzata (a lato sono mostrati i valori geotecnici adottati nei calcoli):

<i>d_a</i> (m)	<i>a</i> (m)	<i>Descrizione</i>	<i>c_u</i> (kg/cm ²)	<i>φ</i> °	<i>E</i> (kg/cm ²)
0	0.8	terreno; vegetale		0	62.53
0.8	1.2	limo compatto	0.91	0	48.19
1.2	2.8	limo compattissimo	1.75	0	73.68
2.8	4.6	limo e argilla molto compatti	1.23	0	59.43
4.6	5.4	argilla limosa compatta	0.69	0	41.53
5.4	7	limo e argilla molto compatti	1.17	0	58.26
7	9	limo compattissimo	2.31	0	90.21
9	10.4	limo e argilla molto compatti	1.72	0	75.24
10.4	11.2	limo e argilla compattissimi	2.42	0	93.52
11.2	15	argilla limosa molto compatta	1.69	0	75.33

La stratigrafia sopra riportata presenta una buona continuità laterale per tutta l'area di interesse, anche se presso la prova n° 3, alla profondità di circa 15 m, cominciano a comparire livelli ghiaiosi.

La falda, ritrovata all'interno delle prove eseguite, ricade a profondità comprese tra 1,94 e 4,2 m, mostrando un sensibile abbassamento verso E e indicando come il Tavollo eserciti, durante il periodo di rilevamento, una funzione drenante.

Data la vicinanza con tale fiume, si auspica una forte variabilità stagionale del tetto piezometrico, dell'ordine anche di qualche metro.

ELEMENTI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA IN BASE ALL'OPCM N.3274 – 20/3/2003 E SUCCESSIVE DISPOSIZIONI

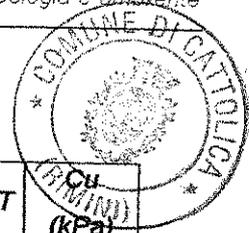
La nuova normativa in materia sismica impone un approccio più attento relativamente alle azioni indotte da eventi sismici di particolare entità, agenti sulla struttura degli edifici.

Tali eventi sismici sono in primo luogo descritti in termini di accelerazione di picco su sottosuolo rigido (PGA), valore proposto in base alla nuova classificazione sismica nazionale, che distribuisce i vari comuni del territorio nazionale in 4 categorie.

Procedendo con le azioni di progetto si passa poi ai cosiddetti "effetti di sito", che modificano l'azione sismica di partenza, in base alla litologia dei depositi attraversati dalle onde sismiche prima di pervenire all'edificio di progetto.

Le varie tipologie di sottosuolo sono discriminate sulla base delle velocità di propagazione delle onde S e sono state raggruppate in 5 + 2 categorie.

Il valore indicativo di tali velocità è definito dalla media pesata su uno spessore di 30 m delle velocità misurate $v_{s,30}$. In alternativa si utilizzano dei parametri corrispondenti, meno significativi, rappresentati dal valore della coesione non drenata c_u o del numero di colpi *NSPT*.



Qui di seguito è mostrata la tabella di identificazione dei tipi di sottosuolo:

	Descrizione del profilo stratigrafico	V_{s30} (m/s)	NSPT	c_u (kPa)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi Caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800	-	-
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti Con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s (oppure resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa)	360 - 800	> 50	> 250
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza Con spessori variabili da diverse decine 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)	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti Caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa)	< 180	< 15	< 70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali Con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/fini di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto d'acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)	< 100	-	10 - 20
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

In base alla tipologia di terreno di fondazione, l'Ordinanza dispone uno spettro di risposta elastico orizzontale tipico, che individua la risposta della struttura dell'edificio ai movimenti impressi dal terreno.

Quindi dato un generico accelerogramma, è possibile calcolare i valori massimi S_e delle accelerazioni indotte, espresse in funzione dei periodi propri T dell'edificio, assegnato un valore limitato di coefficiente di smorzamento η .

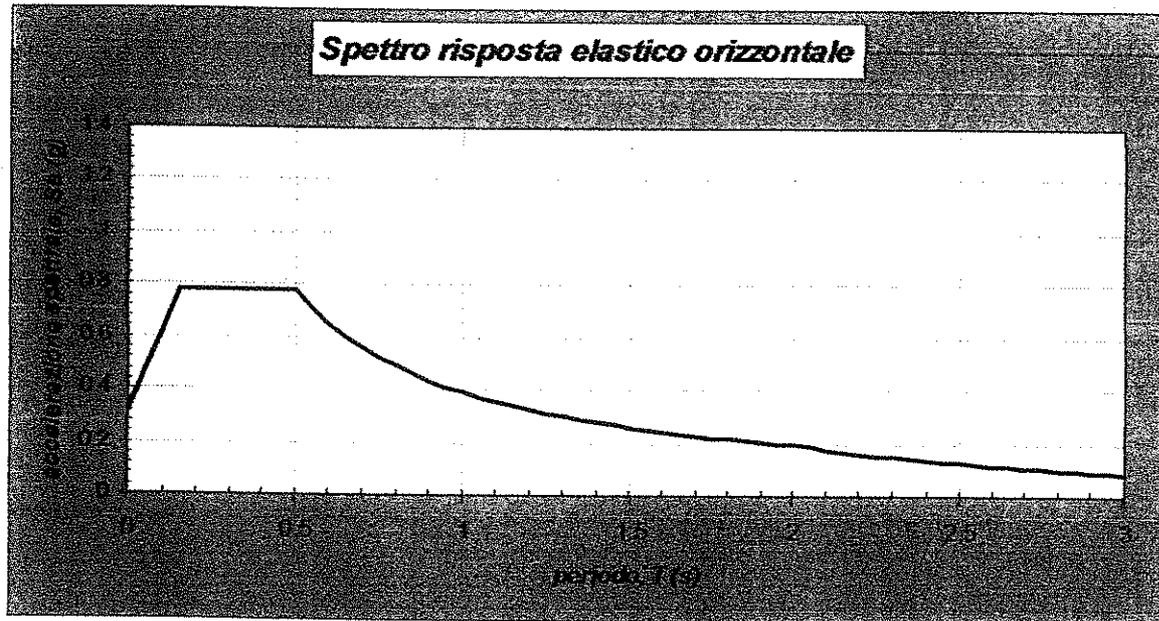
In base alla nuova zonizzazione sismica, il Comune di Cattolica ricade all'interno della 2° categoria, per la quale si considera un valore di accelerazione orizzontale di picco a_g pari a 0,25g, mentre sulla base della classificazione del sottosuolo, il terreno di studio ricade all'interno della classe C, in quanto il valore di c_u medio calcolato si aggira intorno ai 157 kPa.

Per tale tipo di sottosuolo si considerano i parametri seguenti:

S	T _b (s)	T _c (s)	T _d (s)
1.25	0.15	0.5	2



Cui corrisponde il seguente grafico:



Lo spettro di risposta elastico individua le accelerazioni indotte da un sisma sull'edificio, il cui comportamento è assimilato ad un oscillatore elastico smorzato.

In questo caso, per periodi compresi tra 0,15 e 0,5 s, l'accelerazione massima è pari a 0,78 g.

In base alla duttilità del fabbricato, tale accelerazione deve essere però ridotta del coefficiente di struttura q dell'edificio di progetto.

ATTREZZATURA DI INDAGINE GEOTECNICA

L'attività di campagna per l'acquisizione dei dati geologici e dei parametri geotecnici, ha visto la realizzazione di prove penetrometriche statiche.

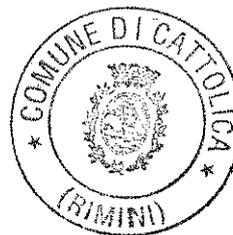
Il sistema del *penetrometro statico* è principalmente costituito da una punta particolare (Begemann) infissa nel terreno mediante spinta idraulica, che garantisce l'omogeneità della velocità d'infissione. La punta Begemann permette la misura dello sforzo d'infissione della punta (R_p) e del manicotto laterale (R_l).

Lo strumento, oltre alla ricostruzione della stratigrafia del terreno attraversato, consente di ricavare i parametri geotecnici non drenati:

$$c_u = \frac{R_p - \gamma d}{N_c} \quad \text{con } N_c \text{ variabile da 14 a 22}$$

mentre l'angolo di attrito interno ϕ è correlato all' R_p secondo la seguente tabella:

NATURA DELLA SABBIA	D_r	R_p bar	ϕ gradi
Molto sciolta	<0,2	<4	<30
Sciolta	0,2+0,4	4-10	30-35
Compatta	0,4-0,6	10-30	35-40
Densa	0,6-0,8	30-50	40-45



Nell'allegato relativo alle prove penetrometriche "Dati Geotecnici", il valore dell'angolo d'attrito è stato calcolato tramite la formula empirica di Robertson e Campanella.

I valori di modulo edometrico sono ricavati dalle correlazioni alla R_p di Mitchell - Garden e Sanglerat.

CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE

La liquefazione delle sabbie è un processo che può avvenire durante un evento sismico: essa nasce dall'incremento della pressione dell'acqua interstiziale (u) durante sollecitazioni di tipo ciclico.

Se tale aumento è tale da eguagliare la pressione litostatica totale (σ), si ha l'annullamento della resistenza al taglio (τ), secondo la seguente relazione:

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi$$

Da studi statistici si è verificato che il fuso granulometrico a rischio possiede un D_{50} compreso tra 0,25 e 0,45 mm.

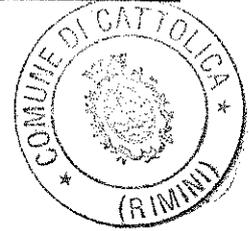
L'area in oggetto è attualmente inserita tra i territori dichiarati sismici di seconda categoria con un'accelerazione sismica in superficie pari al 25% della forza di gravità.

Come già descritto nei paragrafi precedenti, la stratigrafia del sottosuolo presenta irregolarmente strati sabbiosi immersi in falda, che potrebbero quindi essere liquefacibili, ma occorre anche tenere in considerazione la profondità in cui si trovano tali strati e lo spessore degli stessi.

Poiché la liquefazione si verifica in condizioni in cui le sabbie presentano una composizione granulometrica piuttosto uniforme, si escludono dalla verifica i casi in cui si presentano livelli sabbiosi di spessore uguale o inferiore ai 60 cm, che rappresentano intercalazioni all'interno di strati coesivi.

Sono inoltre esclusi i depositi presenti ad una profondità superiore a 15 m, in quanto il carico litostatico è talmente elevato da non poter essere raggiunto dalla pressione neutra.

Poiché fino a 15 m non sono stati trovati livelli di sabbia immersi in acqua, è da escludere la possibilità che riverifichi il fenomeno della liquefazione.



PROFONDITÀ FONDALE, CARICO AMMISSIBILE E CEDIMENTI

Nella presente relazione, si considerano fondazioni a plinto di 2 x 2 m, impostate alla profondità di 1,2 m dal piano campagna.

I calcoli relativi alla capacità portante saranno realizzati considerando i dati illustrati nella tabella del capitolo "Morfologia e Geologia del Territorio".

Qui di seguito è mostrato il metodo per il calcolo del carico limite e dei cedimenti, applicato nei vari lotti.

Metodi di calcolo

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:

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

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a seconda della presenza o meno di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

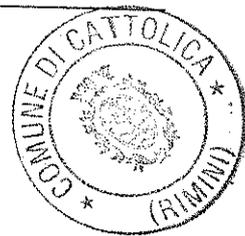
Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14c(1+s_c+d_c-i_c-b_c-g_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; i fattori g_c, g_q, g_γ , sono i fattori d'inclinazione del pendio.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$



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

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \text{tg} \phi$$

Caso di terreno stratificato

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

Calcolo delle tensioni indotte

Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove $R = \sqrt{(x^2 + y^2 + z^2)}$.

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito, occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di aree rettangolari, a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le aree di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

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 minore 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.



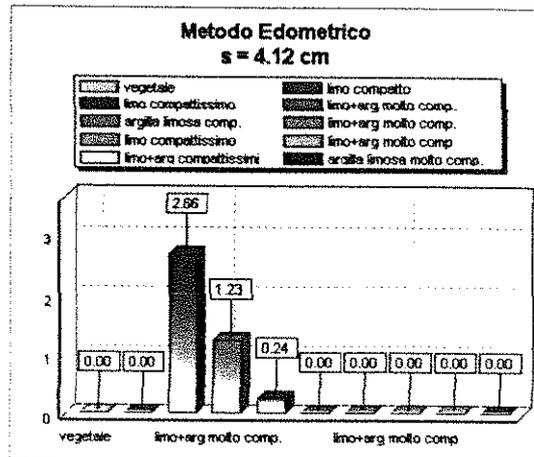
Risultati

Qui di seguito sono mostrati i risultati per una platea di 2 x 2 m, impostata a -1,2 m dal piano campagna:

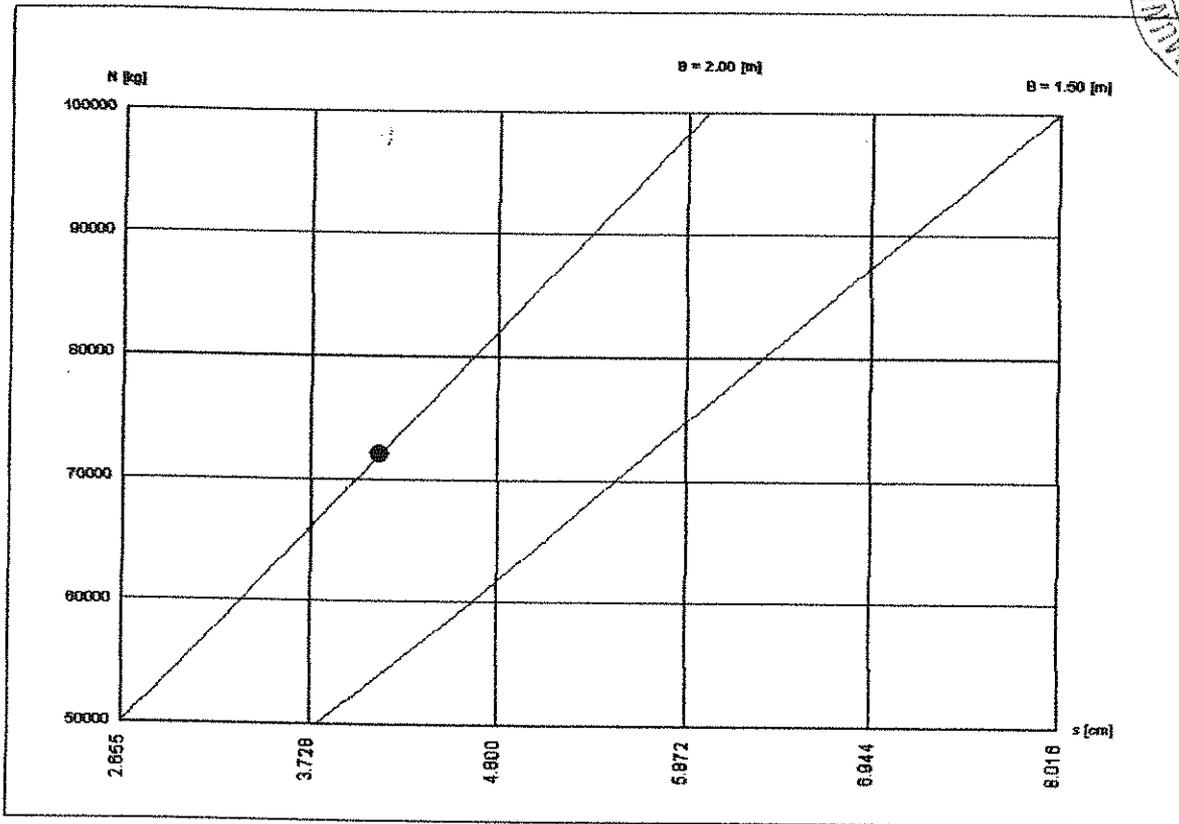
Coefficients capacità portante $N_c = 5.14$ $N_q = 1.00$ $N_\gamma = 0.00$			Terreno equivalente $\phi = 0.00^\circ$ $c = 1.75 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$ $H = 0.80 \text{ m}$	
Fattori di forma $s_c = 0.20$ $s_q = 1.00$ $s_\gamma = 0.60$			Portanza $Q_{ult} = 13.17 \text{ kg/cm}^2$ $Q_{amm} = 4.39 \text{ kg/cm}^2$	
Fattori di profondità $d_c = 0.24$ $d_q = 1.00$ $d_\gamma = 1.00$			$P_{ult} = 526752 \text{ kg}$ $P_{amm} = 175584 \text{ kg}$ $\eta_{vert} = 7.32$ $\eta_{orizz} = \dots$	
Fattori d'inclinazione del carico $i_c = 0.00$ $i_q = 0.00$ $i_\gamma = 1.00$				
Fattori inclinazione piano di posa $b_c = 0.00$ $b_q = 1.00$ $b_\gamma = 1.00$				
Fattori d'inclinazione del pendio $g_c = 0.00$ $g_q = 1.00$ $g_\gamma = 1.00$				
Fattori di punzonamento $v_c = \dots$ $v_q = \dots$ $v_\gamma = \dots$				
Contributi portanza Termine coesivo = 12.95 kg/cm ² Termine sovraccarico = 0.22 kg/cm ² Termine peso di volume = 0.00 kg/cm ²			Cedimenti Wed = 4.12 cm	

Il carico ammissibile calcolato è estremamente elevato e pari a 4,39 kg/cm²; ma in via cautelativa, al fine di evitare cedimenti elevati è comunque consigliabile non superare un carico di esercizio in condizioni statiche di 1,8 kg/cm², applicando il quale è previsto un cedimento di 4,12 cm.

A lato sono mostrati i cedimenti relativi ad ogni strato individuato:



In ogni caso, per meglio valutare l'andamento dei cedimenti s al variare del carico applicato N e della base del plinto B si consideri il grafico qui di seguito esposto:



COEFFICIENTE SISMICO DI FONDAZIONE E MODULO DI REAZIONE

Le vigenti norme in materia di costruzioni in zone sismiche stabiliscono che il coefficiente sismico di fondazione sia generalmente assunto uguale a 1 e solo in presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori, si assumerà per il coefficiente il valore 1,3.

Risalendo alla stratigrafia di pozzi vicini all'area di interesse, la base delle alluvioni è da considerarsi presente a profondità superiori 20 metri e quindi è corretto utilizzare un coefficiente sismico pari a 1.

Il modulo di reazione del terreno (coefficiente di Winkler), considerato il valore di coesione dei terreni, può essere fissato uguale a 5.



OPERE ACCESSORIE

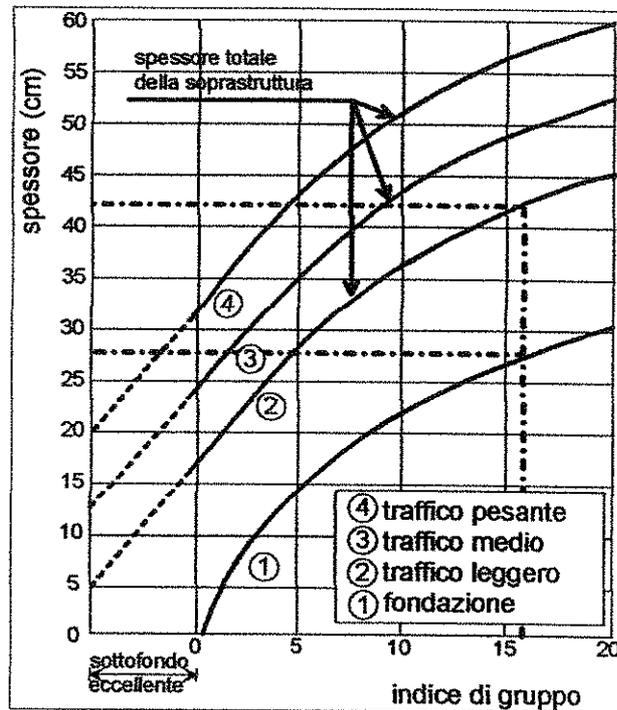
Per opere accessorie alla lottizzazione si intendono le strade e i parcheggi previsti dal progetto.

Per la realizzazione delle strade, lo spessore degli strati di sottofondo e di fondazione devono essere progettati sulla base della natura geotecnica del terreno.

Tale spessore dipenderà dal tipo di terreno di sottofondo, e dallo spessore dello strato di terreno vegetale.

Vista la natura del terreno trovata, l'indice di gruppo sarà pari a circa 16.

Dal grafico a lato si ricava uno spessore di circa 27 cm per lo strato di fondazione e di 42 cm per l'intera soprastruttura.



CONCLUSIONI

La zona, nella quale dovrà essere realizzata la nuova lottizzazione, è ubicata in un'area pianeggiante, posta a circa 17 s.l.m.

Dal punto di vista geologico, i terreni di origine alluvionale sono di natura limoso-argillosa prevalente.

La falda è stata trovata alla profondità comprese tra -1,91 e -4,2 m e mostra un abbassamento verso Est.

Le verifiche per la valutazione della liquefacibilità delle sabbie sono risultate negative, indicando come questo rischio possa essere escluso.

Da quanto sopra accertato non esistono condizioni o elementi idrogeologici per cui l'intervento non possa essere realizzato, ma è necessario osservare le seguenti avvertenze:

1. il piano fondale deve ricadere in ogni caso al disotto del terreno vegetale;

2. per fondazioni a plinto, impostate a -1,2, il carico ammissibile calcolato è pari a $4,39 \text{ kg/cm}^2$ ma al fine di evitare cedimenti elevati è bene non superare un carico di esercizio in condizioni statiche di $1,8 \text{ kg/cm}^2$;
3. i sistemi drenanti le acqua meteoriche dovranno essere eseguiti a regola d'arte;
4. i getti fondali dovranno essere effettuati in periodo stagionale favorevole;
5. evitare di piantare alberi ad alto fusto nelle vicinanze degli edifici per evitare che le radici modifichino le caratteristiche di umidità del terreno sotto le fondazioni;
6. i getti fondali dovranno avvenire in periodi stagionali secchi, in modo tale da limitare i volumi di acqua da aspirare per mantenere gli scavi asciutti.

Qualora durante gli scavi fondali emergessero situazioni non previste in questo lavoro, quali falda a profondità minore, presenza di argilla molle o di terreno di riporto, si prega di avvisare lo scrivente, il quale, previo un sopralluogo, definirà eventuali modifiche ed interventi da eseguire.

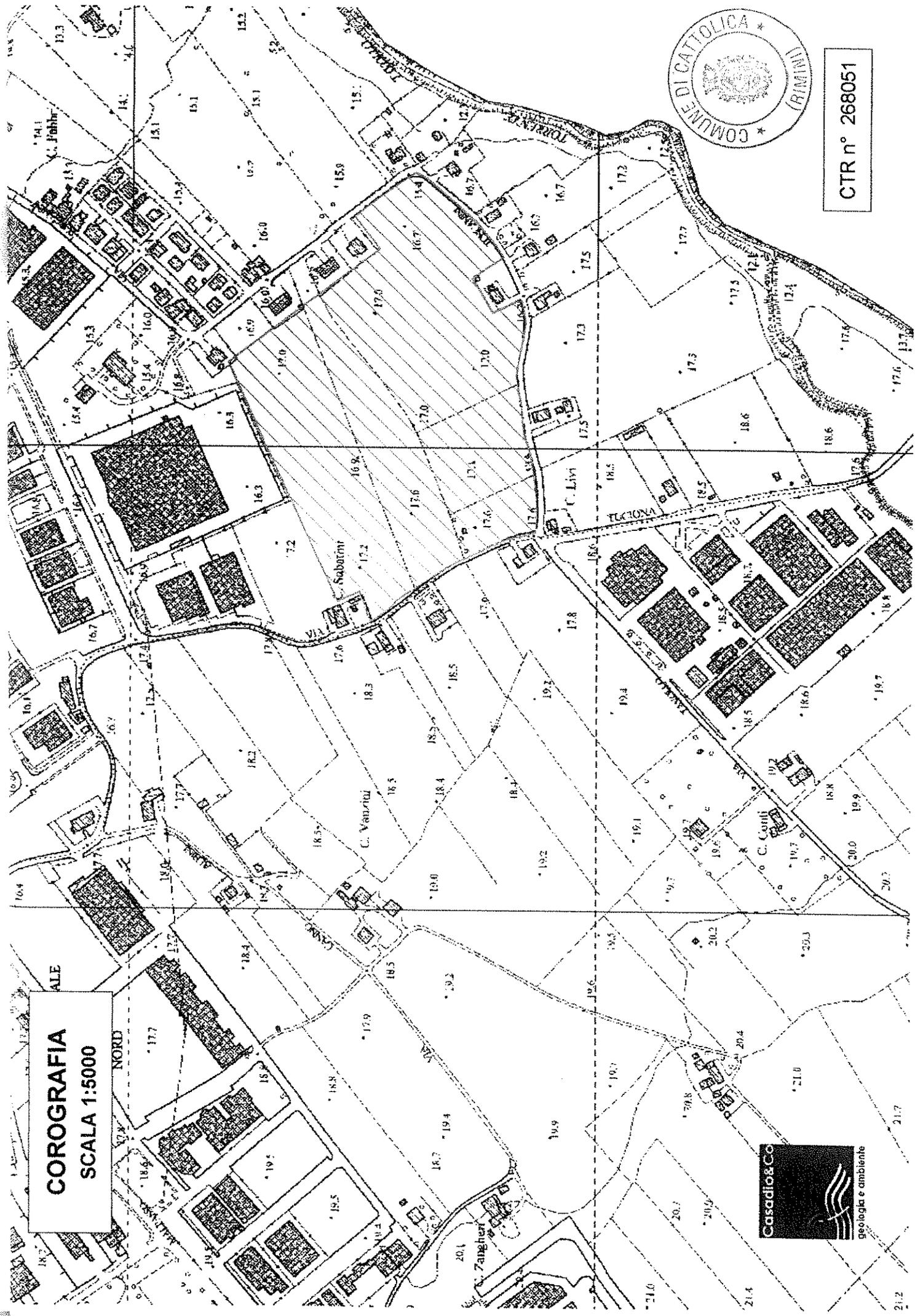
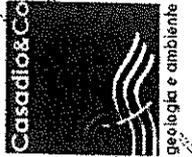
Forlì, 10 agosto 2005

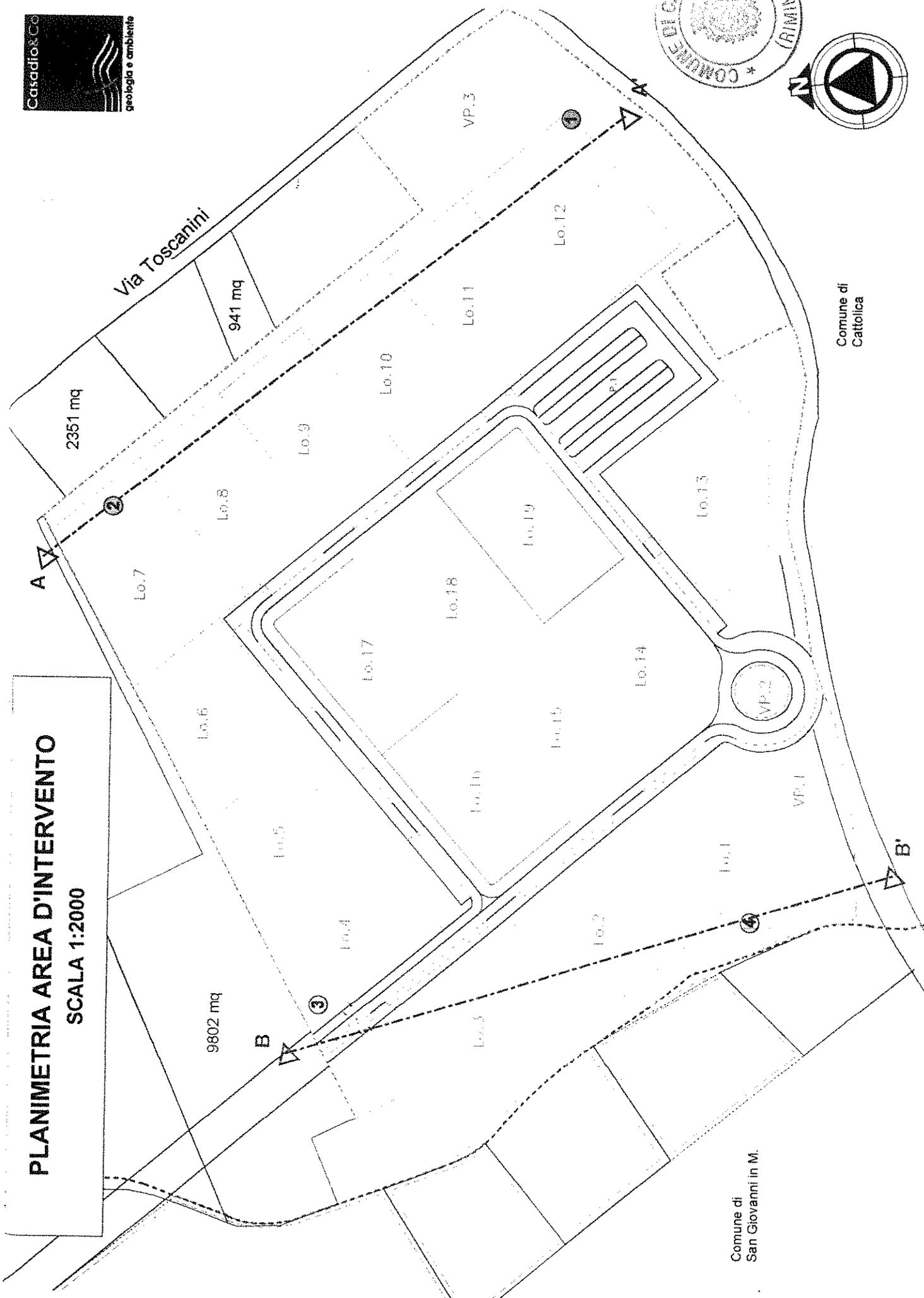
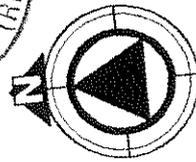




CTR n° 268051

COROGRAFIA
SCALA 1:5000





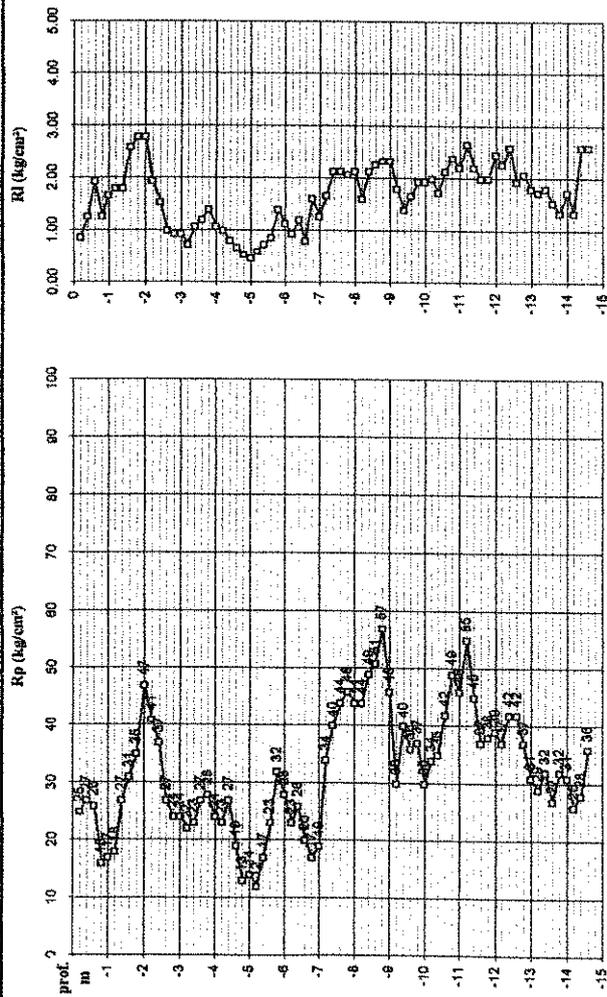
Comune di Cattolica

Comune di San Giovanni in M.

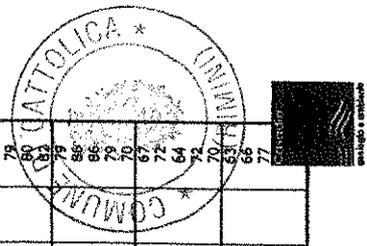
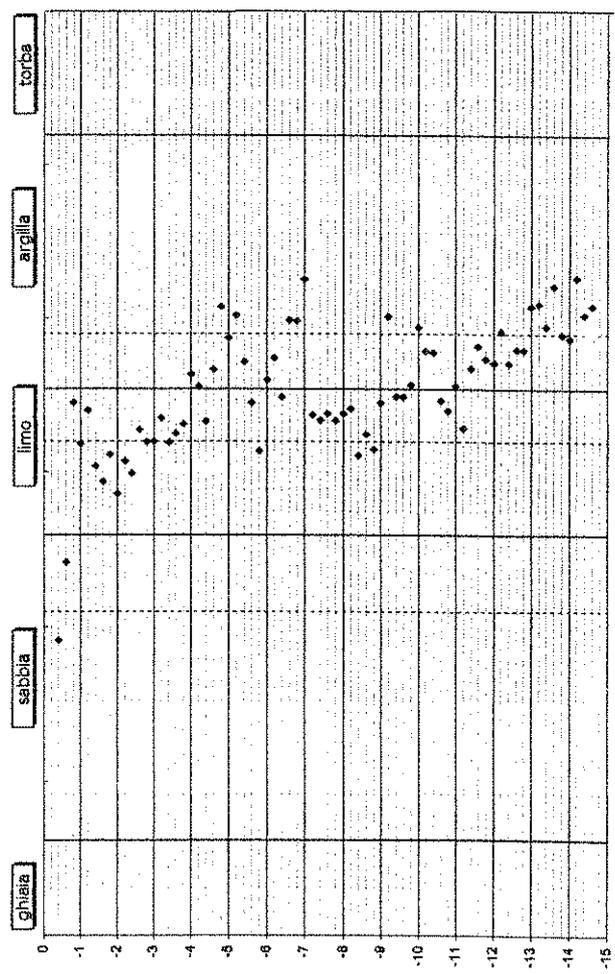
PLANIMETRIA AREA D'INTERVENTO

SCALA 1:2000

LOCALITÀ: Catolica - Via Toscanini
 QUOTA INIZIO: 4.2 m
 PENETROMETRO STATICO PACANI 20 ton
 DATA: 2/8/05
 PROVA: 1



Prof. (m)	Rp (kg/cm²)	Rl (kg/cm²)	Sc	DATI GEOTECNICI		Coesistenza	Cu (kg/cm²)	γ (°)	γ _{es} (kg/cm³)
				Argilla	Contaminazione				
-0.2	25	0.87	1.96	argilla	molto densa	0.83		46.9	61
-0.4	27	1.27	2.21	argilla	molto densa	0.83		44.9	64
-0.6	26	1.93	2.73	limo	dura				63
-0.8	16	1.27	2.59	limo	dura				45
-1	17	1.67	2.70	limo	dura				47
-1.2	18	1.80	2.52	limo	dura				48
-1.4	27	1.60	2.47	limo	dura				64
-1.6	31	2.60	2.56	limo	dura				70
-1.8	35	2.80	2.56	limo	dura				76
-2	47	2.80	2.82	limo	dura				92
-2.1	41	1.93	2.54	limo	dura				84
-2.4	37	1.53	2.50	limo	dura				79
-2.6	27	1.00	2.64	limo	dura				64
-2.8	24	0.93	2.60	limo	dura				59
-3	24	0.93	2.68	limo	dura				59
-3.2	22	0.75	2.66	limo	dura				56
-3.4	23	1.07	2.60	limo	dura				58
-3.6	27	1.20	2.63	limo	dura				64
-3.8	28	1.40	2.66	limo	dura				66
-4	24	1.07	2.82	argilla	molto dura				59
-4.2	23	1.00	2.78	argilla	molto dura				58
-4.4	27	0.80	2.67	limo	molto dura				64
-4.6	19	0.67	2.63	argilla	dura				51
-4.8	13	0.53	3.04	argilla	dura				40
-5	14	0.47	2.93	argilla	dura				42
-5.2	12	0.60	3.01	argilla	dura				38
-5.4	17	0.73	2.86	argilla	dura				47
-5.6	23	0.87	2.73	limo	molto dura				58
-5.8	32	1.40	2.57	limo	molto dura				72
-6	28	1.13	2.80	argilla	molto dura				66
-6.2	23	0.93	2.87	argilla	molto dura				58
-6.4	26	1.20	2.74	limo	molto dura				63
-6.6	20	0.80	2.99	argilla	dura				53
-6.8	17	1.60	2.99	argilla	dura				47
-7	19	1.27	3.13	argilla	dura				51
-7.2	34	1.67	2.69	limo	molto dura				75
-7.4	40	2.13	2.67	limo	molto dura				83
-7.6	44	2.13	2.69	limo	molto dura				88
-7.8	46	2.07	2.67	limo	molto dura				91
-8	44	2.13	2.69	limo	molto dura				88
-8.2	44	1.60	2.71	limo	molto dura				88
-8.4	49	2.13	2.56	limo	molto dura				95
-8.6	51	2.27	2.62	limo	molto dura				97
-8.8	57	2.33	2.58	limo	molto dura				105
-9	46	2.33	2.73	limo	molto dura				91
-9.2	30	1.80	3.01	argilla	molto dura				68
-9.4	40	1.40	2.75	limo	molto dura				83
-9.6	36	1.67	2.75	limo	molto dura				77
-9.8	37	1.93	2.78	argilla	molto dura				79
-10	30	1.93	2.97	argilla	molto dura				69
-10.2	34	2.00	2.89	argilla	molto dura				75
-10.4	35	1.73	2.89	argilla	molto dura				76
-10.6	42	2.13	2.73	limo	molto dura				86
-10.8	49	2.40	2.70	limo	molto dura				95
-11	46	2.28	2.78	argilla	molto dura				81
-11.2	55	2.63	2.63	limo	molto dura				102
-11.4	45	2.20	2.84	argilla	molto dura				90
-11.6	37	2.00	2.91	argilla	molto dura				74
-11.8	38	2.00	2.87	argilla	molto dura				82
-12	39	2.47	2.86	argilla	molto dura				82
-12.2	37	2.27	2.96	argilla	molto dura				86
-12.4	42	2.60	2.85	argilla	molto dura				86
-12.6	42	1.93	2.90	argilla	molto dura				96
-12.8	37	2.07	2.90	argilla	molto dura				79
-13	31	1.80	3.04	argilla	molto dura				70
-13.2	29	1.73	3.05	argilla	molto dura				67
-13.4	32	1.80	2.98	argilla	molto dura				72
-13.6	27	1.53	3.10	argilla	molto dura				64
-13.8	32	1.33	2.95	argilla	molto dura				62
-14	31	1.73	2.93	argilla	molto dura				70
-14.2	26	1.33	3.13	argilla	molto dura				54
-14.4	28	2.60	3.01	argilla	molto dura				66
-14.6	36	2.60	3.04	argilla	molto dura				66
-15									77

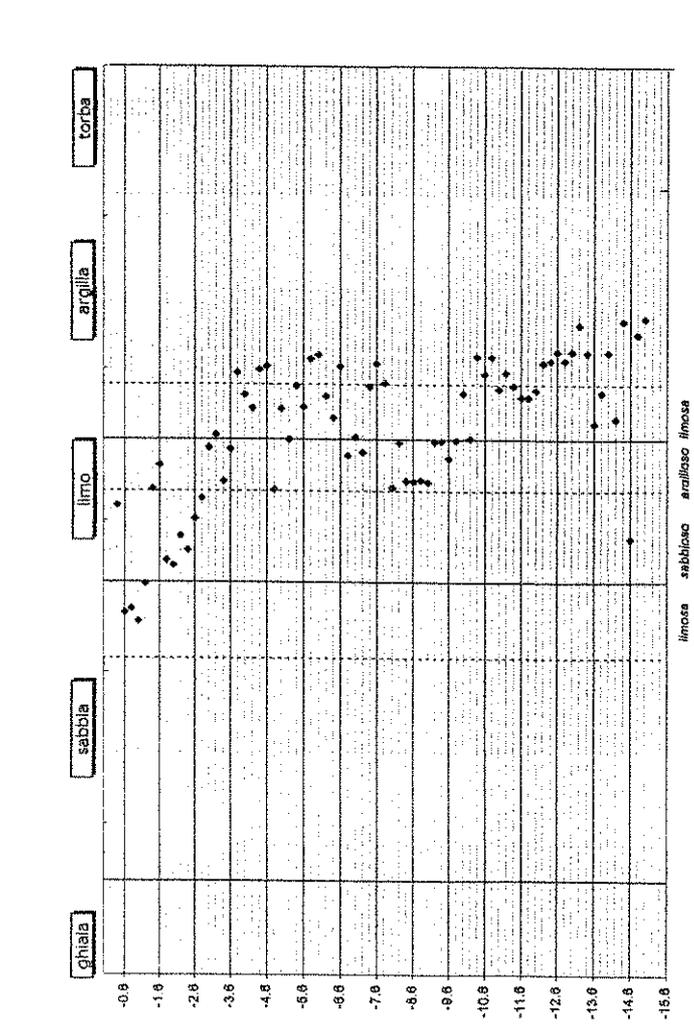
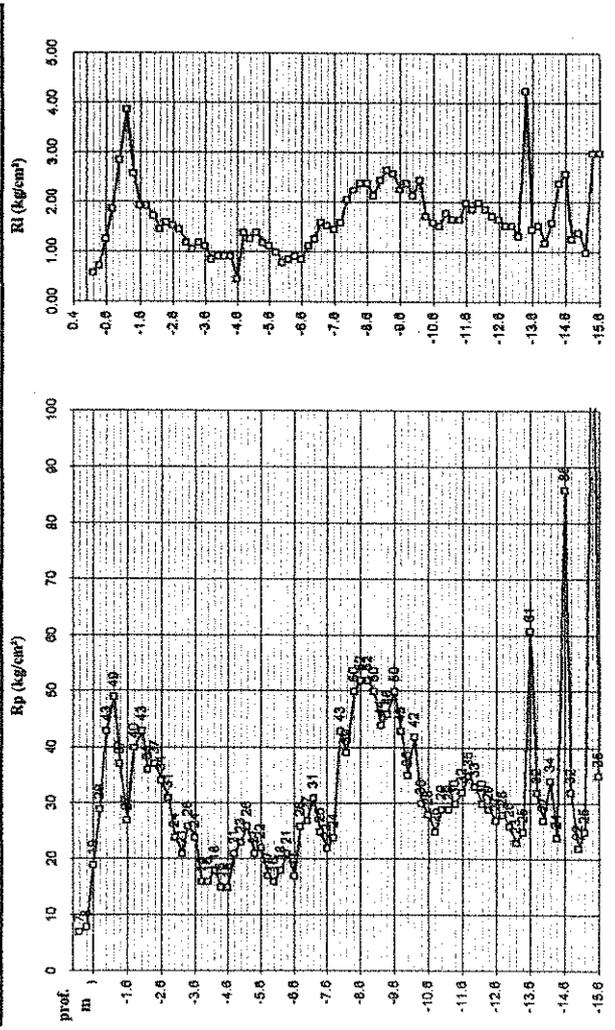


COMMITTENTE: Sig. Ruggini e altri
 LOCALITÀ: Cattolica - Via Toscanini
 DATA: 2/8/05

QUOTA INIZIO:
 FALDA: 3.55 m

PROVA: 3

PENETROMETRO STATICO PASCALI 20 cm



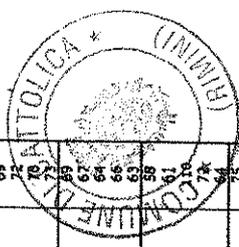
LOCALITÀ: Cattolica - Via Toscanini
 DATA: 2/8/05

PROVA: 3

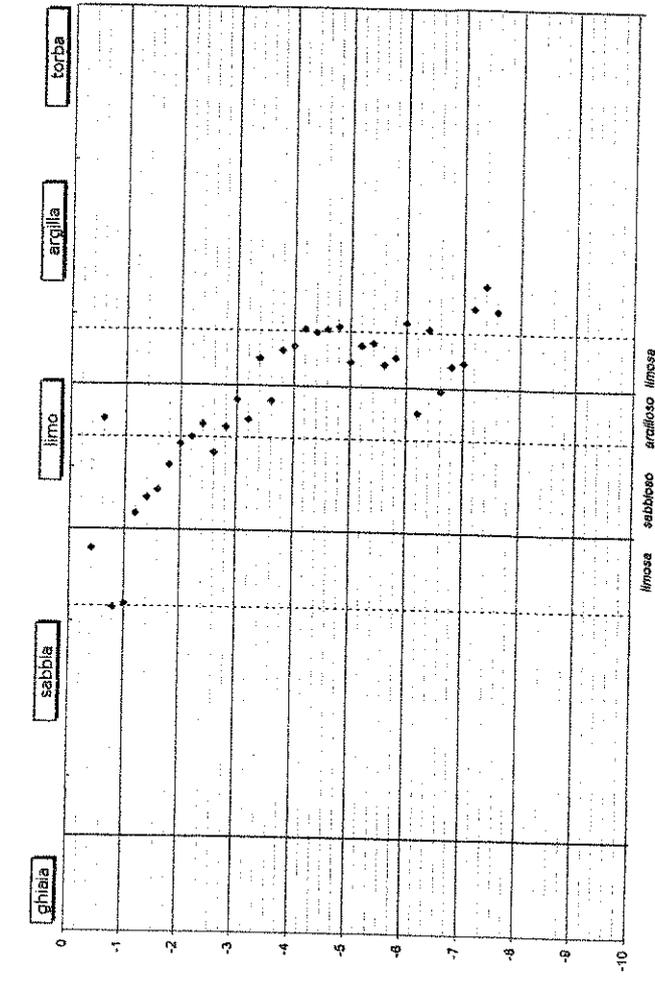
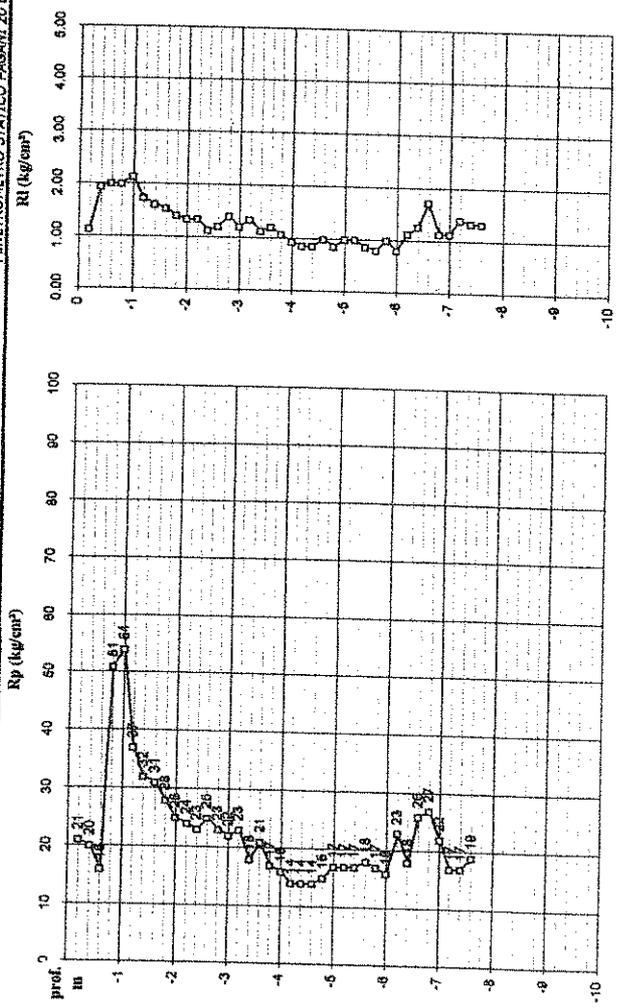
denominatore Cu 19

γ = 1.9
 γ_{sp} = 0.23

prof. m	Rp (kg/cm²)	Ri (kg/cm²)	R ₁₅ (kg/cm²)	DATI GEOTECNICI		Cu (kg/cm²)	γ (kg/cm³)	F
				Resistenza	Compressibilità			
-0.2	7	0.60	2.55	limo	pietosa	0.42	26	26
-0.4	8	0.73	2.20	sabbia	molto densa		43.4	29
-0.6	19	1.27	2.20	sabbia	molto densa		44.0	51
-0.8	29	1.87	2.21	sabbia	molto densa		44.9	67
-1.1	43	2.67	2.17	sabbia	molto densa		44.9	87
-1.2	49	3.87	2.29	sabbia	molto densa		44.6	95
-1.4	37	2.60	2.61	limo	molto dura	1.93		79
-1.6	27	1.93	2.68	limo	molto dura	1.41		64
-1.8	40	1.93	2.37	limo	molto dura	2.09		83
-2	43	1.73	2.35	limo	molto dura	2.24		87
-2.2	35	1.47	2.43	limo	molto dura	1.87		79
-2.4	37	1.60	2.40	limo	molto dura	1.92		79
-2.6	34	1.53	2.51	limo	molto dura	1.76		75
-2.8	31	1.47	2.57	limo	molto dura	1.60		70
-3	24	1.20	2.74	limo	molto dura	1.33		59
-3.2	31	1.07	2.78	argilla	molto dura	1.95		82
-3.4	26	1.20	2.53	argilla	molto dura	1.57		64
-3.6	24	1.13	2.74	limo	molto dura	1.23		59
-3.8	16	0.87	2.99	argilla	dura	0.80		45
-4	18	0.93	2.81	argilla	dura	0.80		45
-4.2	18	0.93	2.87	argilla	dura	0.91		49
-4.4	15	0.93	3.00	argilla	dura	0.75		44
-4.6	15	0.47	3.01	argilla	dura	0.74		44
-4.8	21	1.40	2.60	limo	molto dura	1.06		54
-5	23	1.27	2.87	argilla	molto dura	1.15		58
-5.2	26	1.40	2.77	limo	molto dura	1.32		63
-5.4	21	1.20	2.94	argilla	molto dura	1.05		54
-5.6	22	1.13	2.87	argilla	molto dura	1.10		56
-5.8	17	1.00	3.03	argilla	molto dura	0.84		47
-6	16	0.80	3.04	argilla	dura	0.79		45
-6.2	18	0.87	2.91	argilla	dura	0.89		49
-6.4	21	0.93	2.84	argilla	molto dura	1.04		54
-6.6	17	0.87	3.01	argilla	dura	0.83		47
-6.8	26	1.13	2.72	limo	molto dura	1.30		63
-7	27	1.27	2.78	argilla	molto dura	1.35		64
-7.2	31	1.60	2.73	limo	molto dura	1.56		70
-7.4	21	1.50	2.73	argilla	molto dura	1.26		61
-7.6	22	1.47	3.04	argilla	molto dura	1.65		81
-7.8	24	1.60	2.95	argilla	molto dura	1.08		59
-8	43	2.07	2.61	limo	molto dura	2.19		87
-8.2	39	2.27	2.76	limo	molto dura	1.97		82
-8.4	50	2.40	2.63	limo	molto dura	2.55		96
-8.6	52	2.40	2.63	limo	molto dura	2.65		99
-8.8	52	2.13	2.64	limo	molto dura	2.65		99
-9	30	2.47	2.63	limo	molto dura	2.54		96
-9.2	44	2.67	2.76	limo	molto dura	2.22		88
-9.4	46	2.60	2.76	limo	molto dura	2.33		91
-9.6	50	2.27	2.71	limo	molto dura	2.54		96
-9.8	43	2.40	2.77	limo	molto dura	2.17		87
-10	33	2.13	2.92	argilla	molto dura	1.74		75
-10.2	42	2.47	2.77	argilla	molto dura	2.11		86
-10.4	30	1.73	3.04	argilla	molto dura	1.47		69
-10.6	28	1.60	2.98	argilla	molto dura	1.37		66
-10.8	25	1.53	3.04	argilla	molto dura	1.21		61
-11	29	1.80	2.93	argilla	molto dura	1.42		67
-11.2	26	1.67	2.96	argilla	molto dura	1.41		67
-11.4	30	1.67	2.95	argilla	molto dura	1.45		69
-11.6	32	2.00	2.91	argilla	molto dura	1.57		72
-11.8	35	1.87	2.91	argilla	molto dura	1.72		77
-12	32	2.00	3.02	argilla	molto dura	1.62		73
-12.2	30	1.87	3.02	argilla	molto dura	1.46		69
-12.4	29	1.73	3.03	argilla	molto dura	1.40		67
-12.6	27	1.67	3.06	argilla	molto dura	1.30		64
-12.8	28	1.53	3.03	argilla	molto dura	1.35		66
-13	26	1.33	3.06	argilla	molto dura	1.24		63
-13.2	23	1.33	3.15	argilla	molto dura	1.08		58
-13.4	25	4.27	3.05	argilla	molto dura	1.18		61
-13.6	61	1.47	2.82	argilla	molto dura	3.07		119
-13.8	32	1.53	2.92	argilla	molto dura	1.55		78
-14	27	1.20	3.06	argilla	molto dura	1.28		64
-14.2	34	1.60	2.84	argilla	molto dura	1.65		75
-14.4	24	2.40	3.16	argilla	molto dura	1.12		59
-14.6	86	2.60	2.44	limo	molto dura	4.38		137
-14.8	32	1.27	3.11	argilla	molto dura	1.54		72
-15	22	1.40	3.17	argilla	molto dura	1.01		60
-15.2	23	1.00	3.11	argilla	molto dura	1.16		61
-15.4	135	3.00	1.93	sabbia	media	36.2		185
-15.6	35	3.00	3.11	argilla	molto dura	1.69		76



COMMITTENTE: Sigg. Reggini e altri
LOCALITA': Cattolica - Via Toscanini
DATA: 2/8/05
QUOTA INIZIO: FALDA: 1.94 m
PROVA: 4
PENETROMETRO STATICO PAGANI 20 ton



LOCALITA': Cattolica - Via Toscanini
DATA: 2/8/05
PROVA: 4
denominatore Cu: 19
γ: 1.9
γ_{sat}: 0.23

Prof. (m)	Rp (kg/cm²)	Rl (kg/cm²)	Ic	Consistenza		Cu (kg/cm³)	e
				limosa	argillosa		
-0.2	21	1.13	2.24	sabbia	molto densa	0.84	54
-0.4	20	1.93	2.66	limo	dura		53
-0.6	16	2.00	2.05	sabbia	molto densa		45
-0.8	51	2.00	2.05	sabbia	molto densa		97
-1	54	2.13	2.05	sabbia	molto densa		43.9
-1.2	37	1.73	2.33	limo	molto dura		101
-1.4	32	1.60	2.40	limo	molto dura	1.94	79
-1.6	31	1.53	2.43	limo	molto dura	1.67	72
-1.8	28	1.40	2.51	limo	molto dura	1.62	70
-2	25	1.32	2.58	limo	molto dura	1.46	66
-2.2	24	1.32	2.60	limo	molto dura	1.30	61
-2.4	23	1.33	2.64	limo	molto dura	1.24	59
-2.6	25	1.20	2.55	limo	molto dura	1.19	59
-2.8	23	1.40	2.83	limo	molto dura	1.29	61
-3	22	1.20	2.72	limo	molto dura	1.18	59
-3.2	23	1.33	2.66	limo	molto dura	1.13	56
-3.4	18	1.13	2.86	argilla	dura	1.18	58
-3.6	21	1.20	2.72	limo	molto dura	0.91	49
-3.8	17	1.07	2.89	argilla	dura	1.07	54
-4	16	0.93	2.90	argilla	dura	0.86	47
-4.2	14	0.87	2.96	argilla	dura	0.80	45
-4.4	14	0.87	2.94	argilla	dura	0.65	32
-4.6	14	1.00	2.96	argilla	dura	0.69	42
-4.8	15	0.87	2.96	argilla	dura	0.69	42
-5	17	1.00	2.85	argilla	dura	0.74	44
-5.2	17	1.00	2.80	argilla	dura	0.89	47
-5.4	17	0.87	2.91	argilla	dura	0.84	47
-5.6	18	0.80	2.84	argilla	dura	0.84	47
-5.8	17	1.00	2.87	argilla	dura	0.89	49
-6	16	0.80	2.89	argilla	dura	0.84	47
-6.2	13	1.13	2.89	argilla	dura	0.78	45
-6.4	18	1.27	2.89	limo	molto dura	1.13	58
-6.6	16	1.13	2.96	argilla	dura	0.88	49
-6.8	27	1.13	2.76	limo	molto dura	1.30	63
-7	22	1.13	2.84	argilla	molto dura	1.35	64
-7.2	17	1.13	2.85	argilla	molto dura	1.09	56
-7.4	17	1.40	3.03	argilla	dura	0.92	47
-7.6	17	1.33	3.10	argilla	dura	0.82	47
-7.8	19	1.33	3.02	argilla	dura	0.92	51
-8							
-8.2							
-8.4							
-8.6							
-8.8							
-9							
-9.2							
-9.4							
-9.6							
-9.8							
-10							
-10.2							
-10.4							
-10.6							
-10.8							
-11							
-11.2							
-11.4							
-11.6							
-11.8							
-12							
-12.2							
-12.4							
-12.6							
-12.8							
-13							
-13.2							
-13.4							
-13.6							
-13.8							
-14							
-14.2							
-14.4							
-14.6							
-14.8							
-15							

