

R.G.M. Studio di Geologia Applicata  
**KINDL SANDRO**  
Via Mognago, 7/1  
23848 OGGIONO (Lecco)  
Partita IVA 01170220139  
Cod. Fisc. KND SDR 35H10 F2050

IGT 3  
**326**

uff.: via Ca' Bianca Pascolo, 14  
tel/fax 0341 / 57 85 84

Oggiono, 11 novembre 1998



Spett.  
ZERUCCI COSTRUZIONI S.a.s.  
di Panzeri Simone & C.

Oggetto: Relazione geologica ai sensi del D.M.LL.PP. 11/3/1988  
relativa al progetto di costruzione di n. 2 edifici uso  
civile abitazione in Comune di Robbiate (LC), angolo  
viale Brianza - via S. Alessandro.  
Progetto arch. Marco Vigano', Airuno, dell'ott. '98.

---

Contenuto:

1. Premessa.
  2. Indagini eseguite.
  3. Caratteristiche dell' area del progetto.
  4. Indicazioni geologiche e geotecniche per il progetto.
- 

Allegati:

- ) ubicazione delle prove, scale 1:10.000, 1:200
- ) caratteristiche del penetrometro SUNDA DL030
- ) n. 5 diagrammi penetrometrici
- ) metodi di stima dei parametri geotecnici
- ) n. 4 tabelle con stime di portanza e cedimenti
- ) n. 2 tabelle con stima parametri geotecnici

## 1. Premessa.

La presente relazione geologica e' stata commissionata allo scopo di valutare le caratteristiche del terreno di fondazione relativo al progetto redatto dallo Studio arch. Marco Vigano', di Airuno (LC) per conto della Societa' ZERUCCI COSTRUZIONI S.a.s., di Panzeri Simone & C. per la costruzione di n. 2 edifici uso civile abitazione in Comune di Robbiate (LC), angolo viale Brianza - via S. Alessandro.

La relazione e' redatta nel rispetto della vigente normativa, in particolare del D.M.LL.PP. 11.3.1988 "Norme tecniche per le indagini sui terreni e sulle rocce" e contiene indicazioni geologiche e geotecniche di carattere preliminare riguardo alle scelte del progetto esecutivo.

### Estremi del progetto.

Lo Studio arch. Vigano' ha fornito copia della planimetria generale scala 1:200 del progetto.

In una proprieta' di mq 2608 e' prevista la costruzione di n. 2 edifici uso civile abitazione, denominati "A" e "B", su aree coperte rispettivamente di mq 185,40 e mq 220,37 oltre ad aree per parcheggi privati e pubblici, per viabilita' ed altre destinate a verde.

Rispetto alla quota zero di riferimento dell' inizio di viale Brianza e all' attuale quota del p.c. di ca + m 0,1-0,2 la quota del piano interrato degli edifici e' prevista a m -2,75; la quota del nuovo piano terra a m +0,60; le quote dei giardini e dei parcheggi esterni saranno tra m +0,70 e m +1,20.

Per lo smaltimento delle acque nere e' previsto il collegamento con la fognatura comunale di via S. Alessandro; per le acque meteoriche sono previsti 2 pozzetti assorbenti.

## 2. Indagini eseguite.

In data 5/11/1998 sono state eseguite n. 4 prove penetrometriche dinamiche, ubicate agli estremi di 2 diagonali delle aree previste per gli edifici; la prova n. 1 e' stata ripetuta per rifiuto trovato a profondita' non significativa.

La profondita' raggiunta e' stata di m 8,9 dal p.c. ed e' ritenuta sufficiente, in quanto corrisponde a terreni al di sotto dell' impatto geologico prevedibile del progetto.

In tutti i fori e' stato determinato il livello del sottosuolo in condizioni ad elevato grado di umidita', quasi saturazione.

Le prove sono state eseguite con attrezzatura medio-leggera SUNDA DL 030, le cui caratteristiche sono riportate in allegato e per la quale esistono correlazioni con la prova internazionale SPT, meglio documentata.

In allegato sono pure riepilogati i metodi di stima dei parametri geotecnici.

Inoltre lo scrivente dispone dei dati di indagini geognostiche finalizzate a progetti edilizi, eseguite dallo stesso precedentemente in aree vicine e in condizioni geologiche analoghe all'area del progetto.

### 3. Descrizione dell' area.

L' area del progetto e' in zona di completamento residenziale.

#### 3.1 - Ambiente geologico e geomorfologia.

L' ambiente geologico corrisponde al Livello Fondamentale della Pianura lombarda, ai piedi delle ultime propaggini di rilievi collinari con affioramenti del substrato roccioso e con sottosuolo contenente residui di terreni fluvioglaciali del Pleistocene medio, alterati a "ferretto".

La quota e' di m 267 s/m; la morfologia e' pianeggiante; presso l' angolo SE della proprieta' inizia il moderato declivio che termina alla vicina collinetta del Castello Ganzana, q. 285, corrispondente ad un alto morfologico del substrato roccioso.

Anche se non indiziata in particolar modo dall' indagine eseguita, e' opportuno ricordare che l' area fa' parte del territorio dell' alta pianura, caratterizzato da zone a sottosuolo a rischio per la presenza di vuoti, lasciati dallo scioglimento di lenti di ghiaccio dell' ultima glaciazione Würm e di terreni scadenti per dilavamento ed erosione sotterranea, avvenuti durante la genesi delle terre del cosiddetto "ferretto".

Il drenaggio di superficie e' favorito dalle opere di urbanizzazione esistenti, dalla mancanza di una falda superficiale permanente e dalla profondita' del primo acquifero del sottosuolo.

I processi morfologici naturali in atto al presente sono limitati all' evoluzione impercettibile del suolo e non si hanno indizi di dissesti in atto ne' potenziali.

### 3.2 - Composizione del sottosuolo e stratigrafia.

In particolare dalle penetrometrie eseguite si ricava la seguente stratigrafia del sottosuolo fondazionale.

Le profondita' sono date dalla quota zero di progetto, che praticamente coincide col p.c. naturale al momento delle prove.

- 1) Dalla superficie a m 1,5-2,0 dalla quota 0,00 di progetto con un minimo di m 1,2 al punto 1:  
suolo bruno, limoso, da poco a moderatamente consistente, con un grado di umidita' medio e buon potere di ritenzione.  
Assenza di falda idrica permanente; drenaggio discreto; permeabilita' bassa.

Portanza geotecnica scadente.

- 2) Da m 1,5-2,0 a m 2,7-3,0 di profondita' dalla quota zero di progetto:  
strato di terre miste ghiaiose, moderatamente addensato-indurito, ma di limitata potenza (0,7-1,5 m).  
Assenza di falda idrica permanente.

- 3) Da m 2,7-3,0 a m 6,5-7,6 di profondita' dalla quota zero di progetto:  
"ferretto" giallastro, composto da residui quarzosi, tipo graniglia e sabbia, in matrice limoso-argillosa profondamente alterata, allo stato da moderatamente consistente a consistente. Il primo 1/2 - 1 metro in cima puo' essere a rischio di contenere lenti particolarmente scadenti, come indicato dai minimi trovati con tutte le prove.  
Contenuto d' acqua elevato, da saturo a quasi saturo, per infiltrazione d' acque piovane, a discesa lenta, trattenuta dai fini limoso-argillosi: cio' determina nell' insieme un carattere spingente e fluidificabile in caso di scavi profondi piu' di 3-4 m.

Portanza geotecnica sufficiente per il progetto in esame, a patto di osservare alcune precauzioni.

- 4) Alla profondita' di m 6,5-7,6 dallo zero di progetto:  
inizia uno strato discretamente resistente, composto da terre ghiaiose miste, ma molto alterate di tipo "ferretto", con caratteri analoghi allo strato n. 2.

Previo accertamento complementare puo' costituire l' inizio di terreni portanti per progetti di elevato impatto geologico, che richiedano fondazioni profonde su pali.

- 5) Alla profondita' di 9-15 m dal p.c.  
sebbene non raggiunto dalle prove eseguite, e' indicato l' inizio del substrato composto da conglomerato "Ceppo dell' Adda" ad elevata resistenza.  
In profondita' contiene il primo acquifero della pianura.

6) Il substrato roccioso, composto da calcari e marne del Cretacico-Paleocene, e' presunto a profondita' maggiori e verosimilmente e' subaffiorante alla vicina collinetta del Castello Ganzana.

### 3.3 - Acque.

Gli afflussi atmosferici ammontano a ca 1200-1400 mm/anno.

I tempi di ritorno delle piogge di massima intensita' della durata di 1 giorno (24 ore) sono di 2 anni per pioggia di 70 mm e di 10 anni per pioggia di 110 mm.

Le acque di superficie perenni mancano nell' area del progetto. Il Fiume Adda dista 900 m ed e' ad una quota inferiore di 80 m. Le rogge della pianura iniziano 2 km a valle.

In periodi di piogge intense le acque del sottosuolo possono essere rappresentate da acque di infiltrazione, che per la scarsa permeabilita' e alto potere di ritenzione dei limi, saturano, o quasi, le terre a iniziare da profondita' variabili di 3-4 m dal p.c. e fino all' inizio del conglomerato "Ceppo dell' Adda", piu' permeabile.

Al momento delle prove l' elevato contenuto d' acqua iniziava a m 3,4 dal p.c.

Il primo acquifero della pianura, che costituisce risorsa idrica anche a scopo alimentare, e' contenuto nel conglomerato "Ceppo dell' Adda" e/o ghiaie corrispondenti, con livello a ca 50 m dal p.c.

Nonostante la protezione data dai limi tipo "ferretto" e la profondita' di soggiacenza, l' acquifero e' esposto al rischio di contaminazioni dalla superficie.

### 3.4 - Sismicita'.

Il territorio comunale non e' compreso fra le aree a rischio sismico.

Il catalogo CNR 1985 riporta intensita' massime del VI grado Mercalli per il settore di Lecco e dell' VIII grado per il limitrofo settore di Bergamo, ma con tempi di ritorno molto superiori al secolo.

La situazione geologica puo' comportare un aumento di circa 1 grado dell' intensita' sismica locale in caso di elevata saturazione d' acqua del sottosuolo da infiltrazioni meteoriche.

### 3.5 - Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo fondazionale.

La condizione di saturazione, o quasi saturazione, dei limi argillosi poco permeabili, che iniziano a 3-4 m dal p.c., consiglia di prestare attenzione alle condizioni non drenate per la stima della resistenza al taglio delle terre.

E' infatti noto che la resistenza delle terre decresce al crescere del contenuto d' acqua e del grado di rimaneggiamento.

Come riportato sui diagrammi allegati, durante le prove eseguite le terre ad elevato contenuto d' acqua sotto i 3-4 m dal p.c. mostravano un elevato attrito laterale sulla batteria di aste infisse, attribuibile ad un carattere spingente e fluidificabile, verosimilmente riscontrabile anche in caso di scavo.

Teoricamente la frazione argillosa dei limi e' soggetta ai fenomeni di rigonfiamento / ritiro, anche se i dati disponibili indicano che le argille "attive" sono relativamente scarse nel territorio in esame.

Il rischio della presenza di cavita' naturali ("occhi polli- ni") e' verosimilmente da localizzare attorno alla profondita' di 3 m dal p.c., dove tutte le prove hanno dato un minimo di resistenza, pur senza trovare vuoti veri e propri.

Il rischio di lenti di terre molto scadenti alle profondita' di 7-9 m dal p.c., conosciuto nel territorio circostante, non e' confermato nel sottosuolo del progetto ed e' solo dubitativamente suggerito dalla prova n. 1a.

## 4. Indicazioni geologiche e geotecniche per le opere progettate.

La presente analisi e' condotta soprattutto dal punto di vista della geologia applicata, mentre le indicazioni geotecniche sono di tipo preliminare nei confronti delle scelte del progetto esecutivo.

### 4.1 - Stabilita' dell' area.

La stabilita' in massa dell' area del progetto e' praticamente assicurata dalla morfologia pianeggiante, dall' assenza di acque perenni di superficie e dall' assenza di indizi di subsidenze da cedimenti di cavita' naturali.

#### 4.2 - Fondazioni dei fabbricati progettati.

Il progetto prevede il pavimento del piano interrato a quota m -2,75: di conseguenza le fondazioni sono presumibili a ca m -3,5.

La profondita` corrisponde alla base della prima zona, dubitativamente scadente, dello strato n. 3, con carichi ammissibili per resistenza al taglio delle terre, supposte in condizioni non drenate e per plinti isolati di m 2x2 con 50 cm di ricalzo di

1,0 kg/cmq (+/- 30 %)

a meno che la presenza di cavita` naturali non renda necessarie parziali bonifiche per riempimento.

L' ipotesi "condizioni drenate" fa` aumentare la cifra suddetta a 1,3 kg/cmq.

I cedimenti a lungo termine (20 anni), supposti carichi permanenti di 40 t per pilastro sono stimabili in via preliminare entro 5-6 cm (+/- 50%), ossia alquanto superiori al valore di 3,7 cm indicato da Terzaghi come limite per non rischiare distorsioni angolari sensibili.

#### Soluzione prospettata.

L' analisi sopra esposta indica l' opportunita` di operare nel seguente modo:

- 1) adottare fondazioni a trave rovescia anche per i pilastri interni, con carichi unitari medi di 0,8-0,9 kg/cmq;
- 2) procedere con cautela nell' ultima parte dello scavo, per possibilita` di terre fluidificabili e cedevoli;
- 3) a scavi ultimati completamente degli accertamenti del sottosuolo con mezzi di cantiere;
- 4) operare almeno un minimo di bonifica del sottosuolo fondazionale con riporto di pietrisco/ghiaia e rullatura.

#### Scavo.

Lo scavo avra` larghezza maggiore della larghezza della fondazione per ca 1 metro, allo scopo di consentire la posa di un sufficientemente largo strato di pietrisco/ghiaia, opportunamente rullato o comunque compattato.

Precauzioni saranno adottate per la parte finale dello scavo, a causa della presenza di un elevato grado di umidita` delle terre, che possono risultare spingenti e cedevoli, prima di drenarsi e asciugarsi.

### Completamento degli accertamenti del sottosuolo.

Anche se la base dello scavo previsto corrisponde alla base dello strato alquanto scadente e a rischio di contenere cavita' naturali, appare prudente proseguire l'accertamento in profondita' per 1-2 m con l'infissione di semplici "tondini" in ferro del tipo usato per i C.A., utilizzando i mezzi da cantiere.

Tale prassi e' comunemente seguita dalle imprese costruttrici in casi simili.

I tratti eventualmente trovati con sottosuolo scadente saranno opportunamente segnalati per la successiva fase di bonifica.

### Bonifica.

La matrice limoso-argillosa delle terre, con elevato contenuto in acqua naturale, consiglia di operare un minimo di bonifica con l'aggiunta di un conveniente strato di pietrisco/ghiaia/macerie sane, opportunamente compattato/rullato.

La larghezza delle fasce bonificate, maggiore delle fondazioni per ca 1 metro, consente di realizzare uno strato fra base delle fondazioni e terre naturali e di ridurre ulteriormente i carichi unitari medi alla base delle fondazioni stesse.

### Fondazioni:

muro portante periferico e trave rovescia per i pilastri.

L'accorgimento di adottare carichi unitari medi non superiori a 0,8-0,9 kg/cm<sup>2</sup> consente di ridurre i carichi aggiunti a cifre di 0,2-0,3 kg/cm<sup>2</sup> e di conseguenza i cedimenti a lungo termine entro valori indicativi di 4-5 cm, ulteriormente contenuti dallo strato di bonifica.

### Caso fondazioni profonde su pali.

Il progetto in esame non richiede fondazioni profonde su pali.

Comunque per una completa descrizione delle capacita' portanti del sottosuolo puo' essere utile esaminare le possibilita' offerte da palificazioni.

La matrice limoso-argillosa delle terre, specie se ricche in contenuto d'acqua, suggerisce una scarsa affidabilita' per la resistenza d'attrito laterale dei pali, i quali devono raggiungere il substrato duro, indicato in via preliminare a 10-15 m dal p.c. e incastrarvisi per almeno 2 m.

#### 4.3 - Rapporti fra base della costruzione e falda idrica.

Piu' che una falda idrica vera e propria, alla base della costruzione e' stato individuato l' inizio di una zona ad elevata umidita' da infiltrazione e ritenzione di acque piovane.

Per il piano interrato e' opportuna la realizzazione di un sistema drenante periferico, con smaltimento delle eventuali acque in pozzetto assorbente, che potra' essere in comune con la grata-caditoia alla base della rampa dei box o con lo smaltimento delle acque meteoriche provenienti dai pluviali.

#### 4.4 - Smaltimento acque meteoriche.

In caso di pioggia intensa di 70 mm in un giorno dai tetti dei 2 edifici e' previsto un flusso d'acqua di 26 mc, al ritmo medio di 3,3 mc/ora e con punta massima di 3-4 volte la media.

Il progetto prevede lo smaltimento delle acque meteoriche a mezzo 2 pozzetti assorbenti, da ubicare a opportuna distanza dagli edifici.

Nell' ipotesi di n. 2 pozzetti diametro m 2,50 e altezza utile m 3 si disporrebbe di mc 29, sufficiente a contenere la quantita' d'acqua sopra stimata per pioggia intensa di un giorno.

E' comunque preferibile prevedere anche la messa in posto di massicci drenanti di 1-2 m attorno ai pozzetti, considerata la bassa permeabilita' delle terre naturali e la possibilita' di piu' giorni consecutivi di pioggia.

Dai 112 mq della rampa ai box il corrispondente flusso d' acqua sara' di 6 mc, drenati dalla grata alla base della rampa stessa.

Per le aree dei parcheggi pubblici e privati esterni, equivalenti a mq 631, la quantita' d' acqua da smaltire e' stimata in mc 35 nel caso di impermeabilizzazione completa: per queste aree lo scrivente ritiene preferibile prevedere una pavimentazione di tipo permeabile.

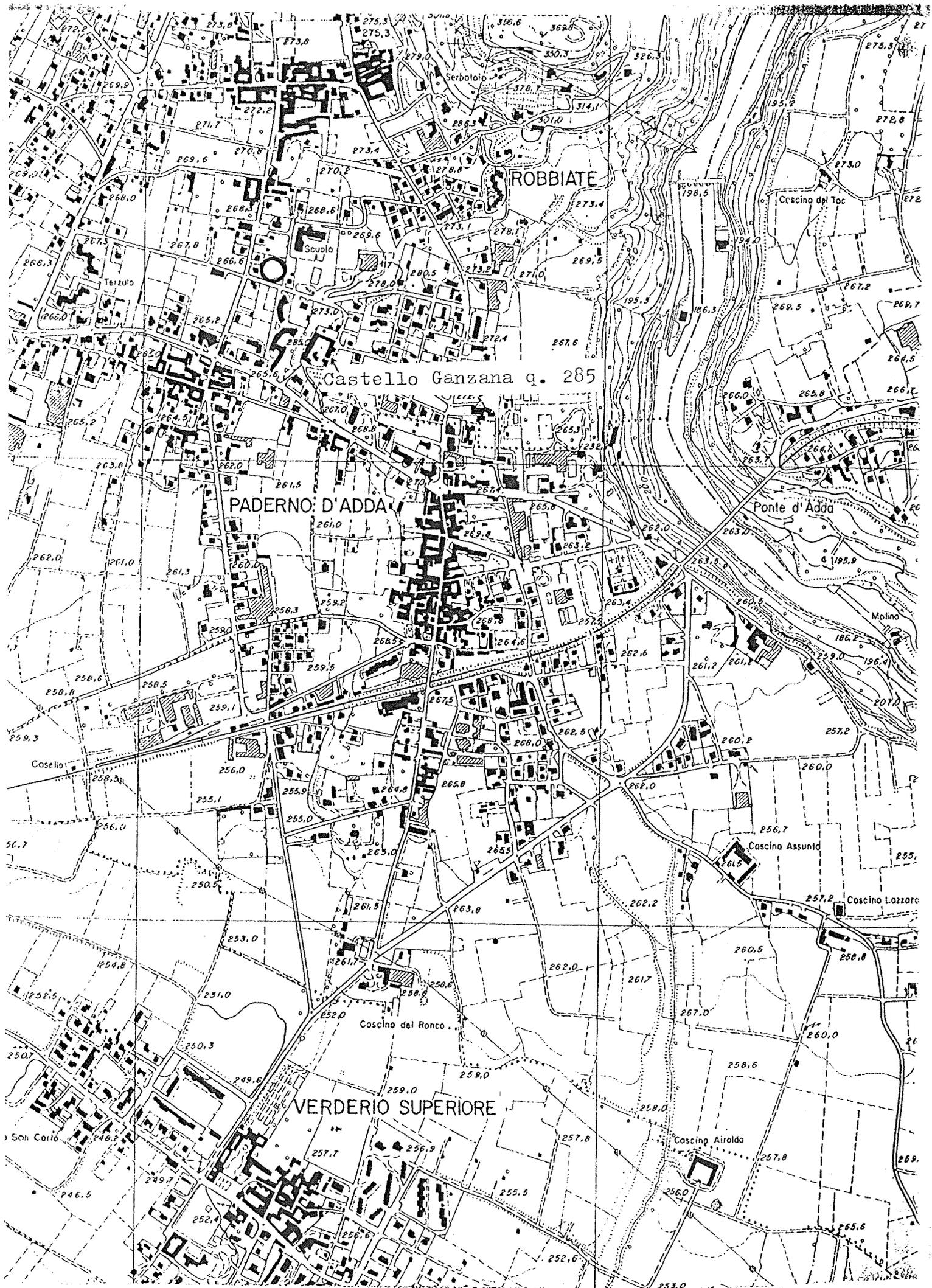
#### 4.5 - Smaltimento acque nere.

Il progetto prevede l' allacciamento alla fognatura comunale di via S. Alessandro.

#### 4.6 - Eventuali contaminazioni nel sottosuolo.

Non si rilevano indizi di inquinanti esistenti nel sottosuolo: comunque, nel caso che gli scavi programmati ne rivelino la presenza, sara' necessario provvedere alla loro determinazione e alla relativa bonifica.





APPARECCHIATURA SUNDA DL-030  
PER PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE, STATICHE  
E SONDAGGI DI CAMPIONATURA

All.

Costruttore: SUNDA s.r.l., Piacenza.

Per prove penetrometriche dinamiche con o senza rivestimento:

punta conica             $\emptyset$  mm 35,6; area cmq 10; in acciaio fuso  
angolo del cono        60 gradi  
aste                     $\emptyset$  mm 20; L = cm 100; P = 2,4 kg/ml  
massa battente         kg 20 + 10  
altezza di caduta      cm 20  
peso statico della  
piastra superiore      kg 13; con maglio kg 43

N (DL 030)             numero di colpi per infissione 10 cm

-----  
resistenza della sola punta

-----  
resistenza totale della punta + laterale  
della batteria di aste senza rivestimento

o-----o  
(20)                    resistenza laterale dinamica della batteria  
di aste senza rivestimento.

Tra parentesi ( ):  
resistenza laterale statica in kgf.

-----  
resistenza laterale dinamica della  
batteria di rivestimento.

Correlazione con la prova standard SPT (SUNDA s.r.l., 1985):

terre incoerenti:  $N_{SPT} (30cm) = N_{DLO30} (10cm) \times 0,95 (0,85-1,05)$   
terre coesive:      $N_{SPT} (30cm) = N_{DLO30} (10cm) \times 1,2 (1,0-1,4)$

Per prove penetrometriche statiche in terre sciolte:

punte e aste del penetrometro dinamico: potenza ca. 600 kg.  
Rp anche valutato da N(DL) tramite correlazioni ambiti locali.

Rivestimento per prove con rivestimento, per campionamento di  
terre e per prove su falde idriche confinate o sospese:

rivestimenti             $\emptyset$  mm 30  
scarpa                     $\emptyset$  esterno mm 36  
campionatore a pressione

con pistone:  $\emptyset$  interno mm 17; L=cm10; cmc 25

NB. L' attrito laterale sulle aste senza rivestimento viene anche  
valutato in estrazione reinfiggendo la batteria di aste priva  
della punta a perdere.

Per misure freaticometriche e piezometriche:

tubi PVC o ferro microfessurati:  $\emptyset$  interno mm 23-13

Sono inoltre realizzabili prove scissometriche e dilatometriche  
in posto.

METODI DI CALCOLO E DI STIMA PRELIMINARE  
DELLA RESISTENZA AL TAGLIO E DEI CEDIMENTI

Correlazione con la prova SPT, sec. SUNDA s.r.l.(1985):

incoerenti:  $N_{SPT(30cm)} = N_{DLO30(10cm)} \times 0,85-1,05$ ; coesive:  $N_{SPT(30cm)} = N_{DLO30(10cm)} \times 1,0 - 1,4$

Correlazione fra le prove SCPT e SPT, sec. Meardi; A. Tissoni, 1987.

Correzione in caso di sabbie fini in falda per  $N > 15$ :

sec. Terzaghi e Peck:  $N_{corr} = 15 + 1/2(N-15)$

Divisione del sottosuolo in sottostrati in funzione della larghezza B della fondazione (0,3B-0,4B-0,5B...), della resistenza penetrometrica e della composizione litologica.

Condizioni drenate / non drenate per terre coesive: sono esaminate separatamente.

Grado di consolidazione: per coesive dal confronto della resistenza penetrometrica con terre normal-consolidate per incoerenti stima preliminare geologica di eventuali carichi erosi

Granulometria delle terre: da campionatura e secondo il tipo di diagramma penetrometrico;

o possono essere simulate ipotesi alternative

Pesi di volume delle terre: da granulometria e densità relativa secondo tabella NAVFAC, 1971

Resistenza al taglio:

$D_r$ , densità relativa: da  $N_{SPT}$ , sec. Terzaghi-Peck, Hansen-Brinch.

$C_u$ , coesione non drenata: da misure o stime di indice plastico,  $I_p$ , sec. Skempton, 1954 e di limite liquido, LL sec. Hansbo, 1957, con correzione per grado di consolidazione

$C'$ , coesione drenata per coesive sovra-consolidate, sec. Lancellotta 1983

$\phi$ , angolo di attrito interno:

per coesive normal-consolidate: dall' indice plastico  $I_p$ , sec. Skempton, 1954 e Bjerrum+Simons, 1960

per coesive sovra-consolidate: da Lancellotta, 1983 e' preso il valore minimo  $N-C$ ,

in quanto e' usata anche la coesione drenata.

valore residuo di terre coesive sovra-consolidate sec. Voight, 1973

per incoerenti da  $N_{SPT}$ , sec. Meyerhof (fini  $< 0 > 5\%$ );

$N_g, N_c, N_q$  fattori di capacità portante: da  $\phi$ , sec. Terzaghi, Meyerhof, Sowers

Carico di rottura  $q_r = B' L' / B L (1 - 0,2B/L) \gamma B' / 2N_g + \gamma D N_q + (1 + 0,2B/L) c N_c$  in cui:

$B'$  e  $L'$  = dimensioni ridotte della fondazione per carichi eccentrici;

$\gamma$  = peso di volume del terreno in funzione delle condizioni;

Carico ammissibile: incoerenti  $q_a = q_r / 3$ ; coesive: fattore  $F=3$  applicato solo al termine con coesione.

Coefficienti di riduzione: per fondazioni dirette:

carico inclinato, sec. Meyerhof (1953); fondazione su pendio, sec. Meyerhof (1957) e Nhiem (1971);

per fondazione con base obliqua, sec. Nhiem (1971).

Correzione del fattore di sicurezza: da  $I_p$  sec. Burghignoli, 1973, VIII Congr.Int.Mecc.Terr. e Ing.Fond.

Per pali: per attrito negativo in terre molli ( $N_{DL} < 8$ ) fattore riduttivo, con valori negativi per  $N_{DL} < 4$ .

Profondità e ampiezza della zona di rottura nel terreno di fondazione: sec. Meyerhof, 1951

Modulo di reazione del terreno,  $K_r$  da  $D_r$  (incoerenti) e da  $C_u$  (coesive), sec. Terzaghi, 1955.

Coefficiente di spinta a riposo,  $K_0$ : coesive normal-consolidate da  $I_p$  sec. Massarsch, 1979 e Flavigny, 1980

coesive sovra-consolidate: da  $I_p$  e grado di sovraconsolidazione sec. Lambe e Whitman, 1969

incoerenti normal-consolidate: sec. Jaki, 1944; se sovra-consolidate: indeterminato

Cedimenti immediati:

modulo  $E$ : a) sabbie medie e ghiaie con  $D_r \geq 0,4$  da pressione di confinamento e  $D_r$ , sec. Baldi et al., 1981

b) per incoerenti sec. Schmertmann  $E = 2R_p$ ,  $E = 8N_{SPT}$  ( $R_p$  = resistenza alla punta del penetrometro statico).

c) per altri terreni:  $E = 2 k N_{SPT}$  con  $k = 2$  a  $8$ .

Correzione per grado di consolidazione esclusa, perché indeterminata.

Cedimenti (cm)  $dH_i = I_i q dz / E$  in cui:

$I_i$  = fattore geometrico e in funzione del coeff. di Poisson;  $q$  = carico aggiunto;  $dz$  = spessore dello strato.

Cedimenti a lungo termine (coesive: per consolidazione o drenaggio; non coesive: per viscosità):

a) rapporto di compressione  $R_c = 0,457 W_o - 0,024 (+/- 0,05)$  per lacustre Wurm Brianza, sec. Cancelli, 1981 ( $W_o$  = contenuto acqua naturale); con correzione per grado di consolidazione.

b) modulo di compressibilità  $E_{ed} = C_1 + C_2 N_{SPT} +/- SE$  sec. Schultze-Menzenbach, escluse terre coesive sature;

c)  $E_{ed} = a R_p$  sec. Buisman-Sanglerat e correlazione empirica  $R_p / N_{DL}$  per terre soffici Alta Brianza con stima correzione per grado di consolidazione

Calcolo con  $R_c$ :  $dH_c = dz R_c \log((s_0 + ds) / s_0)$

con:  $s_0$  = carico litostatico;  $ds$  = carico aggiunto;  $I_s$  dai grafici Steinbrenner

Calcolo con  $E_{ed}$ :  $dH_c = dz ds / E_{ed}$

d) con  $I_c$ , indice di compressibilità da  $N_{SPT}$  sec. Burland e Burbiche, in Lancellotta, 1993

## LEGENDA per le tabelle geotecniche

Le profondita' sono dal p.c. del momento della prova.

Tipo terra: R=roccia; Gu=ghiaia uniforme; Gm=ghiaia mista; Sm=sabbia mista; Su=sabbia media uniforme  
Sf=sabbia fine uniforme; Sl=sabbia limosa; Ls=limo sabbioso; La=limo argilloso; A=argilla; O=organico

Grado di consolidazione delle terre coesive: \* = sotto-consolidate; NC = normal-consolidate;  
SC poco sovra-; SSC molto sovra-consolidate

Le terre coesive sono supposte inattive o normalm. attive e di bassa o normale sensibilita'

Rd, resistenza dinamica: sec. formula Olandesi.

Resistenza al taglio:

i carichi ammissibili per profondita' maggiori di quella esaminata

ipotizzano un ricalzo di terre fino alla base del fabbricato o fino al profilo esterno;

: 'tensione lito'= pressione effettiva litostatica;

'si/no/?': e' riferito all' ammissibilita' del carico ipotizzato: cfr. 'q agg.perm'

Presenza di pendio e carichi inclinati:

un asterisco (\*) significa che la presenza del pendio e/o dell' inclinazione dei carichi diminuisce la portanza

\*\* = portanza fortemente diminuita a causa del pendio e/o dell' inclinazione dei carichi

Modulo reazione della terra per trave Winkler, Kr in kg/cm<sup>2</sup>:

il valore dato e' inversamente proporzionale alla larghezza della fondazione B in metri  
per B diversi eseguire la proporzione.

Dimensioni sottosuolo sollecitato: in funzione di phi e B sec. Meyerhof, 1951

Cedimenti: q agg. = carico aggiunto.

Per carichi poco diversi e' lecita la proporzionalita' con i cedimenti.

Pali: 'net'= portata al netto del peso del palo

portate nel caso di diametri diversi: portata di punta proporzionale ad area base;

portata per attrito laterale proporzionale al diametro

si = incastro sufficiente;

n.d.= non determinato per insufficiente lunghezza del palo



TABELLA: CARICHI AMMISSIBILI

Data: 9/11/98 All.

PROGETTO: Robbiate, viale Brianza / via S. Alessandro

PUNTO-PROVA: 1a

PROGETTISTA: arch. Marco Vigano', Airuno (LC)

UBICAZIONE: centro lato sud edificio "B"

QUOTA: p.c. (ca m-.9 da p.strada)

GEOLOGIA: Wurm su "ferretto"

CASO: esame preliminare

terre coesive in condizioni drenate  
 rincalzo terre alla fondazione: sotto al pavimento: costante m .5  
 superficie orizzontale o comunque carichi applicati a quota inferiore al piede del pendio  
 carichi verticali su base orizzontale, eccentricita' nulle

FONDAZIONE IPOTIZZATA:

plinti: B x L= 3 casi: m 1x1; m 2x2; m 3x3

SOTTOSUOLO SOLLECITATO (B=m 3 ): profondita' dalla base fondazione m 3.0; ampiezza m 6.3

COMPORTAMENTO DEI SINGOLI STRATI con plinti m 2.0 x 2.0, q perm.fabbricato= kg/cm<sup>2</sup> 1.0, t/pilastro 40  
 oltre q terre=kg/cm<sup>2</sup> 0.08

#	t	e	r	a	faldai	(cima	N	Rd	resistenza al taglio			modulo	K <sub>o</sub>	P' <sub>x</sub>	base	q	cedimenti			palo/pila singolo						
									kg/cm <sup>2</sup>	note	tens						reaz.	terra	dei singoli strati	immediati	lungoterm	cm 30	trivellato	portata netta		
					(m)	(m)	DL		a	(F=3)	metri	kg/cm <sup>2</sup>	note	lit	kg/cm <sup>2</sup>	P' <sub>z</sub>	(m)	agg.	perm	(cm)	(cm)	lungi	net	pun	lat	
1	Ls	SSC					5	18	0.0	1.6- 3.0	B=1m	0.00	0.6	1.5	0.0								0.0	0	0+	0
										1.7- 3.1	B=2m															
										1.8- 3.2	B=3m															
2	Ls	SSC					6	20	0.9	1.2- 2.6	si	0.16	0.6	1.1	0.9	0.75	0.0- 0.0	1.3- 1.5	0.5	0	0+	0				
3	Sm						22	70	2.0	1.1- 1.7	si	0.35	2.4	0.5	2.0	0.43	0.0- 0.0	0.9- 1.1	1.5	1	1+	0				
4	Ls	SSC					9	27	2.7	0.8- 2.4	si	0.49	0.7	1.0	2.7	0.25	0.1- 0.2	0.2- 0.3	2.4	5	4+	1				
5	SI		3.4				15	45	3.2	1.0- 2.7	si	0.58	0.8	1.3	3.2	0.18	0.0- 0.0	0.1- 0.2	3.0	3	1+	2				
6	SI						13	36	3.4	0.6- 2.0	si	0.62	0.7	1.0	3.4	0.14	0.0- 0.2	0.1- 0.4	3.3	3	1+	2				
7	SI						15	39	4.4	0.6- 2.1	si	0.72	0.7	0.9	4.4	0.10	0.0- 0.6	0.2- 1.0	3.9	4	1+	3				
8	Ls	SC					9	22	5.9	0.6- 2.0	si	0.87	0.6	0.7	5.9	0.07	0.0- 0.0	0.0- 0.2	5.2	5	1+	5				
9	SI						17	37	6.3	0.6- 2.1	si	0.90	0.7	0.8	6.3	0.07	0.0- 0.0	0.0- 0.0	6.1	7	1+	7				
10	Ls	SC					11	24	7.1	0.6- 2.0	si	0.98	0.6	0.6	7.1	0.06	0.0- 0.0	0.0- 0.1	6.7	8	1+	8				
11	SI						20	41	7.6	0.7- 2.2	si	1.02	0.7	0.8	7.6	0.06	0.0- 0.0	0.0- 0.0	7.4	9	1+	10				
12	Gm						80	165	7.9	6.7- 6.7	si	1.05	3.2	0.4	7.9	0.06	0.0- 0.0	0.0- 0.0	7.8	10	1+	11				
									8.2			1.10			8.2	0.05	0.0- 0.0	0.0- 0.0	8.1	43	32+	12	si			

0.2- 1.0 ; 2.8- 4.8 +/- 50%  
 in 20 anni con carichi statici

INDICAZIONI:

La resistenza al taglio e' valida per fondazioni dirette solo fino alla profondita' di m 4\*B  
 Attenzione: ridurre i carichi ammissibili >5 kg/cm<sup>2</sup> a non piu' di 5 kg/cm<sup>2</sup>  
 I cedimenti immediati sono considerati solo rispetto alla situazione scavo per fondazioni ultimato:  
 eventuali cedimenti immediati negativi per forte decompressione dai carichi pre-scavo sono fatti = 0  
 Limite Terzaghi dei cedimenti di consolidazione per cedimenti differenziali trascurabili: cm 3.7  
 Strati in condizioni di rottura, se scavo a m 0.0: nessuno  
 a rischio di rottura: nessuno  
 Rischio di sollevamento del fondo di eventuale scavo: strati nessuno  
 Rischio di sifonamento al fondo scavo per carico idraulico > pressione contenimento

DETTAGLI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Data: 9/11/98

All.

PROGETTO: Robbiate, viale Brianza / via S. Alessandro

PUNTO-PROVA: 1a

GEOLOGIA: Wurm su "ferretto"

parametri di resistenza al taglio

#	base (m)	f	N	Rd	tipo	peso vol. (t/mc)		cont. H2O	densita' relativa	angolo attr. interno		coesione (kg/cm <sup>2</sup> )		fattori capacita' portante			
						Yd	Yo			(cond.dren)	picco/resid	Cu	C'	Ngamma	Nc	Nq	
1	0.9		5	18	LsSSC	1.35	1.76	31%	0.24-0.26	22-22	22-22	0.05-0.10	0.19-0.39	3.8-3.8	18	18	9.3-9.3 d
2	2.0		6	20	LsSSC	1.36	1.76	30%	0.27-0.30	22-22	22-22	0.11-0.21	0.11-0.31	3.8-3.8	18	18	9.3-9.3 d
3	2.7		22	70	Sm	1.79	2.03	13%	0.48-0.52	31-33	-- --	--	--	17-27	-- --	22-31	
4	3.2		9	27	LsSSC	1.39	1.77	27%	0.37-0.41	22-22	19-22	0.24-0.50	0.09-0.29	3.8-3.8	13	18	9.3-9.3 d
5	3.4	+	15	45	S1SSC	1.58	1.78	13%	0.41-0.44	22-22	17-22	0.40-0.82	0.14-0.34	3.8-3.8	12	18	9.3-9.3 d
6	4.4	+	13	36	S1SSC	1.57	0.99	35%	0.41-0.42	22-22	14-20	0.30-0.63	0.08-0.28	3.8-3.8	9.6	15	9.3-9.3 d
7	5.9	+	15	39	S1SC	1.58	0.99	35%	0.40-0.43	22-22	16-22	0.29-0.58	0.06-0.26	3.8-3.8	11	17	9.3-9.3 d
8	6.3	+	9	22	LsSC	1.39	0.87	35%	0.38-0.42	22-22	18-22	0.19-0.38	0.04-0.24	3.8-3.8	13	18	9.3-9.3 d
9	7.1	+	17	37	S1SC	1.58	0.99	35%	0.43-0.45	22-22	19-22	0.27-0.53	0.05-0.25	3.8-3.8	14	18	9.3-9.3 d
10	7.6	+	11	24	LsSC	1.41	0.88	35%	0.43-0.44	22-22	21-22	0.19-0.36	0.03-0.23	3.8-3.8	16	18	9.3-9.3 d
11	7.9	+	20	41	S1SC	1.59	1.00	35%	0.45-0.49	22-22	22-22	0.29-0.55	0.06-0.26	3.8-3.8	17	18	9.3-9.3 d
12	8.2	+	80	165	Sm	2.32	1.46	30%	0.95-0.95	39-39	-- --	--	--	113-113	-- --	91-91	

(m 18.0?)

N.B. La coesione e' Cu non drenata nell' ipotesi di terre saturate in condizioni non drenate; e' C' drenata in caso di sovraconsolidate in condizioni drenate. Per le terre coesive l' angolo di attrito interno e' usato nell' ipotesi di condizioni drenate. Il valore residuo dell' angolo di attrito interno non e' usato nella presente analisi.

parametri per cedimenti

#	base (m)	grado	coeff. Poisson	modulo di Young, E (kg/cm <sup>2</sup> )		modulo di compressibilita' edometrica, Eed (kg/cm <sup>2</sup> )		rapporto di compressione Rc	coefficienti geometrici	
									Ir(cons.)	Ii(imm.)
1	0.9		0.29-0.33	24-28	57-68	0.08-0.14	0.219	0.535		
2	2.0		0.29-0.33	30-34	56-71	0.07-0.13	0.129	0.321		
3	2.7	ind	0.23-0.27	92-115	111-260	-- --	0.071	0.281		
4	3.2		0.28-0.32	46-52	65-79	-- --	0.047	0.091		
5	3.4		0.26-0.30	103-124	64-90	-- --	0.039	0.119		
6	4.4		0.26-0.30	103-108	65-86	-- --	0.029	0.017		
7	5.9		0.26-0.30	102-123	65-91	-- --	0.019	0.000		
8	6.3		0.50-0.50	47-54	56-67	-- --	0.016	0.000		
9	7.1		0.26-0.30	111-133	72-101	-- --	0.015	0.000		
10	7.6		0.50-0.50	56-64	58-68	-- --	0.014	0.000		
11	7.9		0.25-0.29	132-158	73-105	-- --	0.013	0.000		
12	8.2	ind	0.15-0.19	264-264	423-673	-- --	0.013	0.000		

TABELLA: CARICHI AMMISSIBILI

Data: 9/11/98

All.

PROGETTO: Robbiate, viale Brianza / via S. Alessandro

PUNTO-PROVA: 4

PROGETTISTA: arch. Marco Vigano', Airuno (LC)

UBICAZIONE: angolo SE edificio "A"

QUOTA: p.c. (ca m.-9 da p.strada)

GEOLOGIA: Wurm su "ferretto"

CASO: esame preliminare

terre coesive in condizioni non drenate

rincalzo terre alla fondazione: sotto al pavimento: costante m .5

superficie orizzontale o comunque carichi applicati a quota inferiore al piede del pendio

carichi verticali su base orizzontale, eccentricita' nulle

FONDAZIONE IPOTIZZATA:

plinti: B x L= 3 casi: m 1x1; m 2x2; m 3x3

SOTTOSUOLO SOLLECITATO (B=m 3): profondita' dalla base fondazione m 3.0; ampiezza m 6.3

COMPORTAMENTO DEI SINGOLI STRATI con plinti m 2.0 x 2.0, q perm.fabbricato= kg/cm<sup>2</sup> 1.0, t/pilastro 40 oltre q terre=kg/cm<sup>2</sup> 0.08

#	t	e	r	r	a	faldai	(cima	N	Rd	resistenza al taglio			modulo Ko		cedimenti				palo/pila singolo					
										kg/cm <sup>2</sup>	note	tensi	terza	P'x	P'z	base	strato	immediati	lungoterm	cm 30	trivellato			
						(m)	DL			a		lito	kg/cm <sup>2</sup>			(m)	agg.	(cm)	(cm)	lunginet	portata netta	ammisibile	pun+lat	
1	Ls	SSC					4	16		0.0	0.2- 0.3	B=1m	0.00	0.6	1.4	0.0					0.0	0	0+	0
											0.2- 0.3	B=2m												
											0.2- 0.3	B=3m												
2	Ls	SSC					6	22		0.8	0.3- 0.5	no	0.14	0.6	1.2	0.8	0.80	0.0- 0.0	1.2- 1.4	0.4	0	0+	0	0
3	Sm						18	60		1.7	1.0- 1.1	si	0.30	2.0	0.5	1.7	0.51	0.0- 0.0	0.8- 1.0	1.3	0	0+	0	0
4	Sm						29	90		2.2	1.7- 1.9	si	0.40	4.2	0.5	2.2	0.33	0.1- 0.3	0.2- 0.3	2.0	4	3+	0	0
5	Ls	SSC	3.4?				9	28		2.7	0.6- 1.1	si	0.50	0.7	1.0	2.7	0.24	0.1- 0.1	0.1- 0.2	2.5	6	5+	1	1
6	Sl						11	30		3.4	0.7- 1.3	si	0.63	0.7	1.0	3.4	0.17	0.0- 0.0	0.2- 0.2	3.1	2	1+	1	1
7	Sl						16	43		3.7	0.9- 1.7	si	0.66	0.8	1.1	3.7	0.13	0.0- 0.6	0.1- 0.9	3.6	2	1+	2	2
8	Ls	SC					13	33		4.5	0.7- 1.3	si	0.74	0.7	0.9	4.5	0.10	0.0- 0.6	0.1- 1.0	4.1	3	1+	2	2
9	Ls	SC					16	40		5.0	0.7- 1.3	si	0.78	0.7	0.9	5.0	0.08	0.0- 0.0	0.1- 0.1	4.8	3	1+	3	3
10	Ls	SC					14	32		6.0	0.6- 1.1	si	0.87	0.7	0.8	6.0	0.07	0.0- 0.0	0.1- 0.1	5.5	3	1+	3	3
11	Sl						19	40		6.5	0.7- 1.2	si	0.91	0.7	0.8	6.5	0.06	0.0- 0.0	0.0- 0.1	6.3	3	1+	4	4
12	Sl						26	55		7.5	0.8- 1.5	si	1.01	0.7	0.9	7.5	0.06	0.0- 0.0	0.0- 0.1	7.0	4	1+	4	4
13	Sl						20	41		7.9	0.7- 1.2	si	1.05	0.7	0.7	7.9	0.06	0.0- 0.0	0.0- 0.0	7.7	4	1+	4	4
14	Gm						46	92		8.5	3.4- 4.6	si	1.11	3.2	0.4	8.5	0.05	0.0- 0.0	0.0- 0.0	8.2	4	1+	5	5
										8.9		1.17				8.9	0.05	0.0- 0.0	0.0- 0.0	8.7	25	20+	6	6

0.3- 1.6 | 2.9- 5.5 +/- 50%  
in 20 anni con carichi statici

INDICAZIONI:

La resistenza al taglio e' valida per fondazioni dirette solo fino alla profondita' di m 4\*B

I cedimenti immediati sono considerati solo rispetto alla situazione scavo per fondazioni ultimato:

eventuali cedimenti immediati negativi per forte decompressione dai carichi pre-scavo sono fatti = 0

Limite Terzaghi dei cedimenti di consolidazione per cedimenti differenziali trascurabili: cm 3.7

Strati in condizioni di rottura, se scavo a m 0.0: nessuno

a rischio di rottura: nessuno

Rischio di sollevamento del fondo di eventuale scavo: strati nessuno

Rischio di sifonamento al fondo scavo per carico idraulico > pressione contenimento



DETTAGLI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Data: 9/11/98

All.

PROGETTO: Robbiate, viale Brianza / via S. Alessandro

PUNTO-PROVA: 4

GEOLOGIA: Wurm su "ferretto"

parametri di resistenza al taglio

#	base (m)	N	Rd	tipo	peso vol. (t/mc)		cont. H2O	densita' relativa	angolo attr. interno		coesione (kg/cm <sup>2</sup> )		fattori capacita' portante			
					Yd	Yo			(cond. dren.)	(cond. dren.)	Cu	C'	Ngamma	Nc	Nq	
1	0.8	4	16	LsSSC	1.34	1.76	31%	0.22-0.24	22-22	22-22	0.04-0.08	0.17-0.37	3.8-3.8	18-18	18-18	9.3-9.3 d
2	1.7	6	22	LsSSC	1.36	1.76	30%	0.28-0.31	22-22	22-22	0.11-0.21	0.13-0.33	3.8-3.8	18-18	18-18	9.3-9.3 d
3	2.2	18	60	Sm	1.77	2.01	13%	0.43-0.47	31-31	--	--	--	15-17	--	--	20-22
4	2.7	29	90	Sm	1.82	2.06	13%	0.55-0.61	33-33	--	--	--	28-32	--	--	33-37
5	3.4	9	28	LsSSC	1.39	1.77	27%	0.38-0.42	22-22	18-22	0.24-0.49	0.08-0.28	3.8-3.8	13-18	18-18	9.3-9.3 d
6	3.7	11	30	SISSC	1.56	0.98	35%	0.35-0.37	22-22	16-22	0.29-0.60	0.08-0.28	3.8-3.8	11-17	17-17	9.3-9.3 d
7	4.5	16	43	SISSC	1.58	0.99	35%	0.42-0.44	22-22	13-19	0.37-0.76	0.09-0.29	3.8-3.8	9.2-14	14-14	9.3-9.3 d
8	5.0	13	33	Ls SC	1.41	0.89	35%	0.44-0.47	22-22	15-21	0.29-0.59	0.06-0.26	3.8-3.8	10-16	16-16	9.3-9.3 d
9	6.0	16	40	Ls SC	1.42	0.89	35%	0.45-0.50	22-22	17-22	0.30-0.60	0.07-0.27	3.8-3.8	11-18	18-18	9.3-9.3 d
10	6.5	14	32	Ls SC	1.42	0.89	35%	0.46-0.50	22-22	18-22	0.25-0.50	0.05-0.25	3.8-3.8	13-18	18-18	9.3-9.3 d
11	7.5	19	40	SI SC	1.59	0.99	35%	0.44-0.48	22-22	20-22	0.28-0.54	0.06-0.26	3.8-3.8	15-18	18-18	9.3-9.3 d
12	7.9	26	55	SI SC	1.62	1.01	35%	0.52-0.58	22-22	22-22	0.36-0.68	0.07-0.27	3.8-3.8	17-18	18-18	9.3-9.3 d
13	8.5	20	41	SI SC	1.59	1.00	35%	0.45-0.50	22-22	22-22	0.27-0.52	0.05-0.25	3.8-3.8	18-18	18-18	9.3-9.3 d
14	8.9	46	92	Gm	2.22	1.39	30%	0.72-0.79	35-37	--	--	--	53-77	--	--	55-71

(m 18.0?)

N.B. La coesione e' Cu non drenata nell' ipotesi di terre saturate in condizioni non drenate; e' C' drenata in caso di sovraconsolidate in condizioni drenate. Per le terre coesive l' angolo di attrito interno e' usato nell' ipotesi di condizioni drenate. Il valore residuo dell' angolo di attrito interno non e' usato nella presente analisi.

parametri per cedimenti

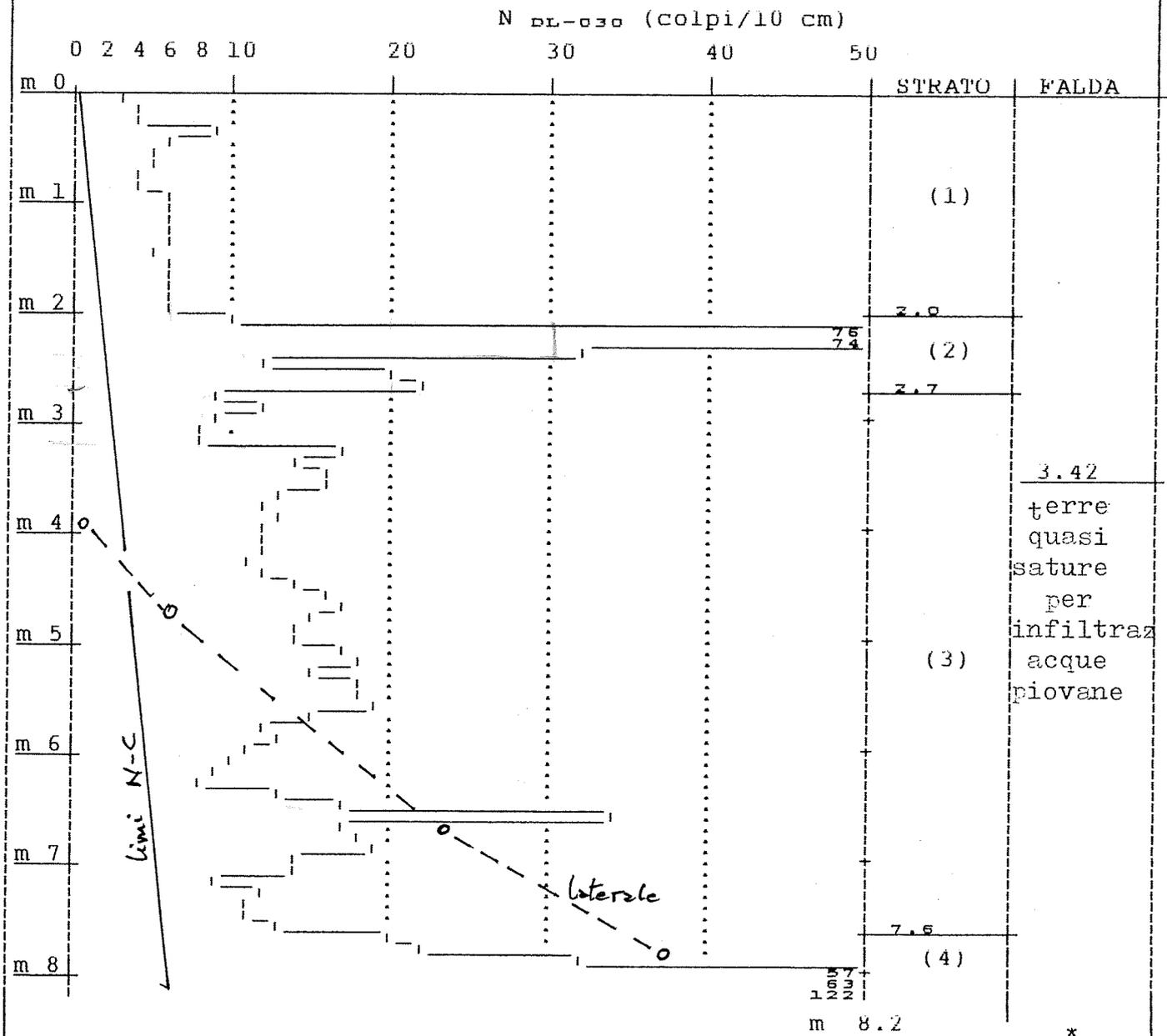
#	base (m)	grado	coeff. Poisson	modulo di Young, E (kg/cm <sup>2</sup> )		modulo di compressibilita' edometrica, Eed (kg/cm <sup>2</sup> )		rapporto di compressione Rc	coefficienti geometrici	
				cons.	imm.	cons.	imm.		Ic (cons.)	Ii (imm.)
1	0.8	8.7	0.29-0.33	22-	25	53-	65	0.08-0.14	0.222	0.595
2	1.7	6.7	0.29-0.33	32-	36	57-	73	0.07-0.13	0.149	0.383
3	2.2	ind	0.23-0.27	70-	89	89-	229	--	0.086	0.349
4	2.7	ind	0.22-0.26	128-	157	153-	318	--	0.066	0.264
5	3.4	4.4	0.28-0.32	47-	54	63-	78	--	0.044	0.060
6	3.7	4.3	0.26-0.30	85-	90	66-	84	--	0.034	0.077
7	4.5	4.9	0.26-0.30	106-	127	66-	91	--	0.027	0.000
8	5.0	3.4	0.50-0.50	64-	73	59-	67	--	0.021	0.000
9	6.0	3.4	0.50-0.50	65-	81	59-	72	--	0.018	0.000
10	6.5	2.7	0.50-0.50	70-	80	61-	68	--	0.015	0.000
11	7.5	3.0	0.26-0.30	124-	148	106-	138	--	0.014	0.000
12	7.9	3.9	0.25-0.29	175-	210	92-	138	--	0.013	0.000
13	8.5	2.8	0.25-0.29	133-	160	72-	100	--	0.013	0.000
14	8.9	ind	0.16-0.20	234-	246	231-	412	--	0.012	0.000



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N. 1a**  
TIPO SUNDA DL-030

PROGETTO: Robbiate, viale Brianza / via S. Alessandro  
 PROGETTISTA: arch. Marco Vigano', Airuno (LC)

UBICAZIONE: centro lato sud edificio "B"      DATA: 5/11/98  
 QUOTA: p.c. (ca m-.9 da p.strada)      OPERATORE: KS



**STRATIGRAFIA:**

Wurm su "ferretto"

- 1) suolo bruno limoso poco consistente
- 2) ciottoli
- 3) "ferretto" giallastro a ghiaietto residuale di quarzo in limo e argilla bagnati, spingenti
- 4) "ferretto" ricco in ciottoli alterati

\* Falda sospesa: base a m 18.0

# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N. 2

TIPO SUNDA DL-030

PROGETTO: Robbiate, viale Brianza / via S. Alessandro

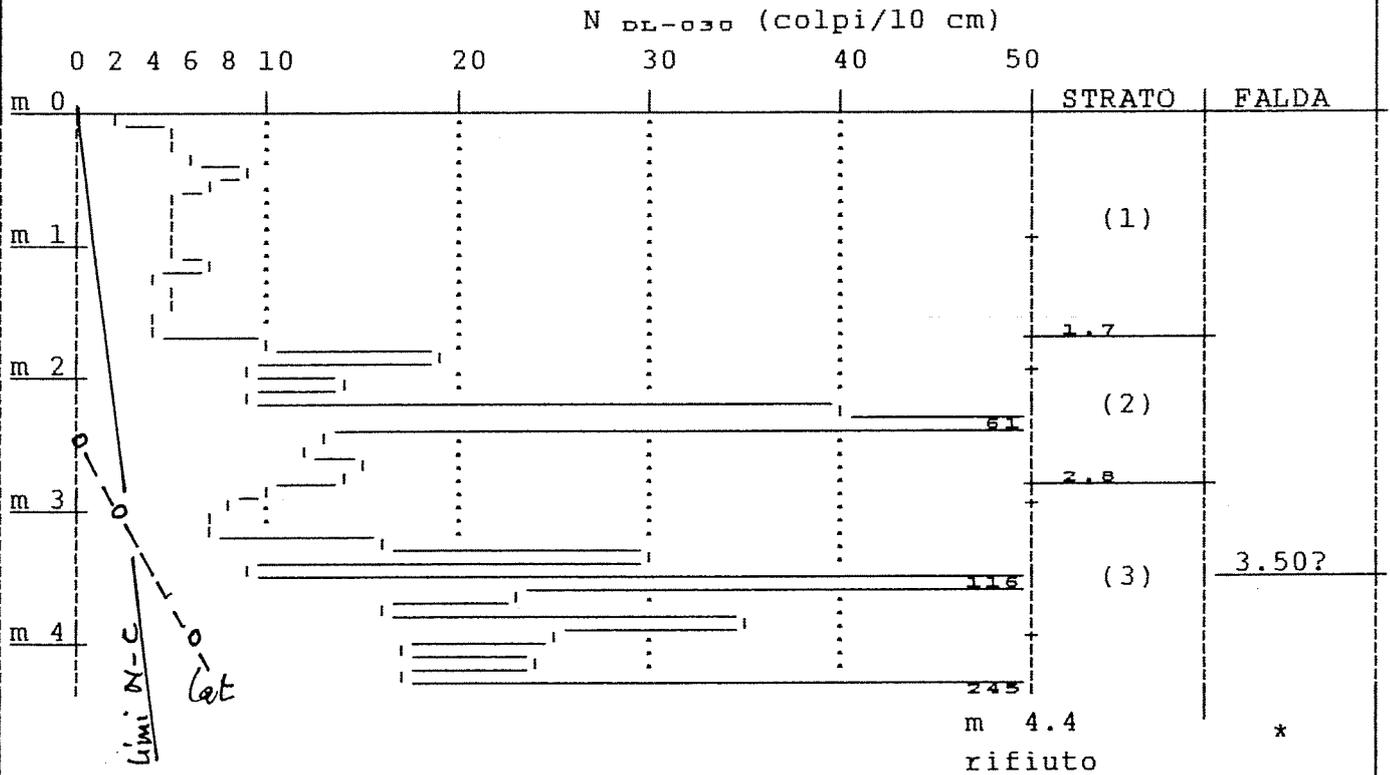
PROGETTISTA: arch. Marco Vigano', Airuno (LC)

UBICAZIONE: angolo NW edificio "B"

DATA: 5/11/98

QUOTA: p.c. (ca m-.9 da p.strada)

OPERATORE: KS



## STRATIGRAFIA:

Wurm su "ferretto"

vedi prova n. 1a

\* Falda sospesa: base supposta a m 18.0

R.G.M. - Kindl S.  
via Mognago, 7/1  
tel 0341/578300  
via Ca' Bianca P., 14  
tel/fax 0341/578584  
23848 OGGIONO (LC)

ZERUCCI COSTRUZIONI S.a.s.  
di Panzeri Simone & C.

# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N. 4

TIPO SUNDA DL-030

PROGETTO: Robbiate, viale Brianza / via S. Alessandro

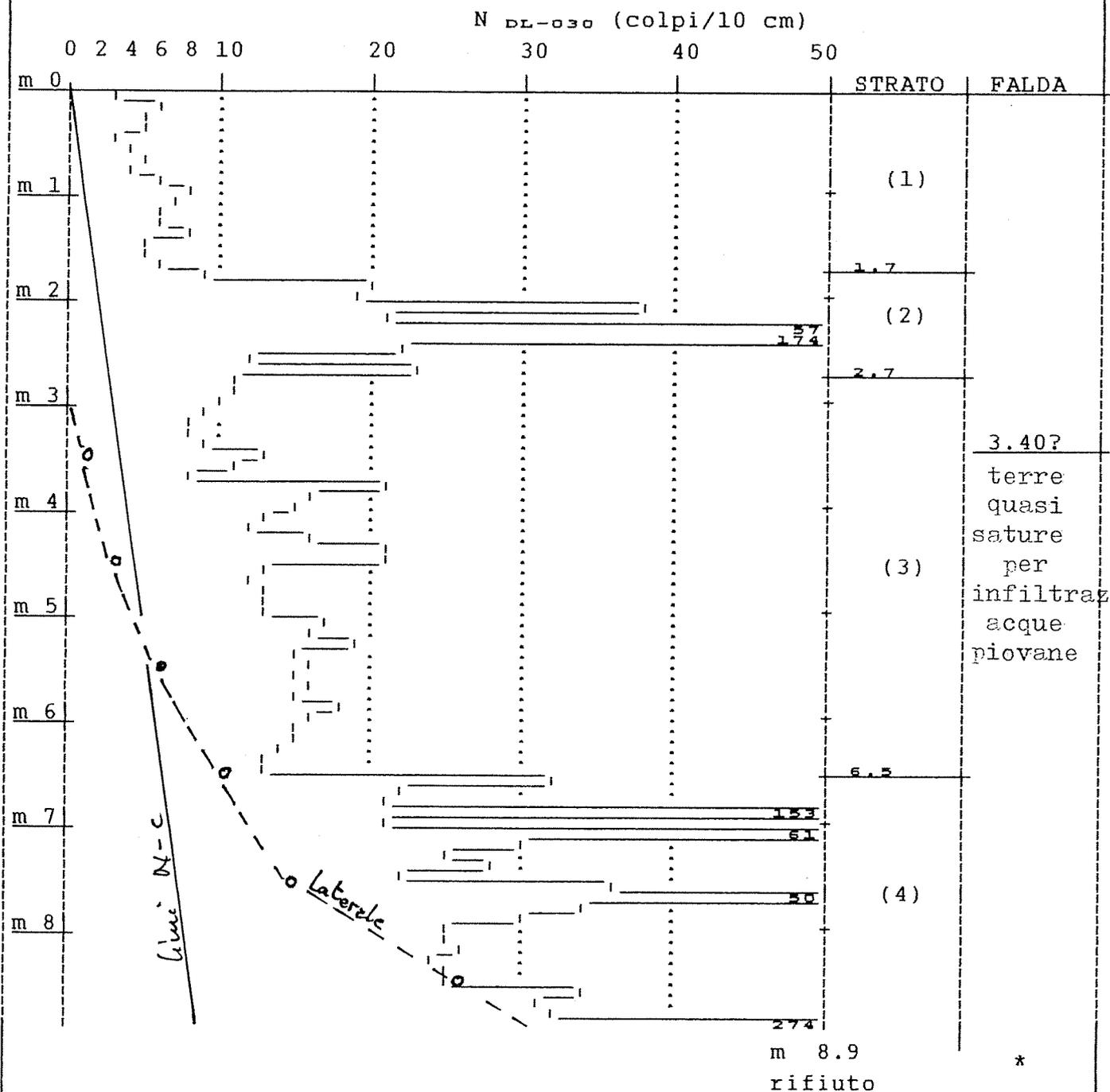
PROGETTISTA: arch. Marco Vigano, Airuno (LC)

UBICAZIONE: angolo SE edificio "A"

DATA: 5/11/98

QUOTA: p.c. (ca m-.9 da p.strada)

OPERATORE: KS



**STRATIGRAFIA:**

Wurm su "ferretto"  
vedi prova n. 1a

\* Falda sospesa: base supposta a m 18.0

R.G.M. - Kindl S.  
via Mognago, 7/1

ZERUCCI COSTRUZIONI S.a.s.

# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N. 3

TIPO SUNDA DL-030

PROGETTO: Robbiate, viale Brianza / via S. Alessandro

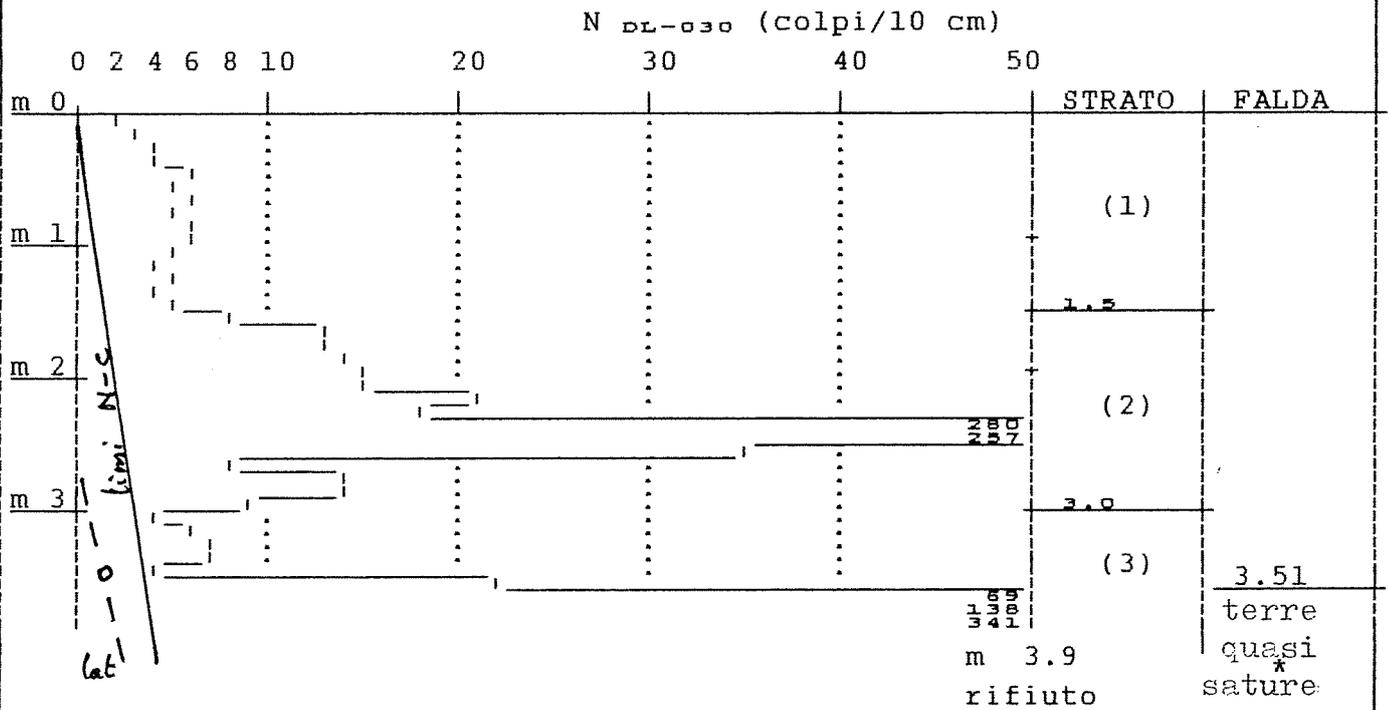
PROGETTISTA: arch. Marco Vigano`, Airuno (LC)

UBICAZIONE: angolo NW edificio "A"

DATA: 5/11/98

QUOTA: p.c. (ca m-.9 da p.strada)

OPERATORE: KS



**STRATIGRAFIA:**

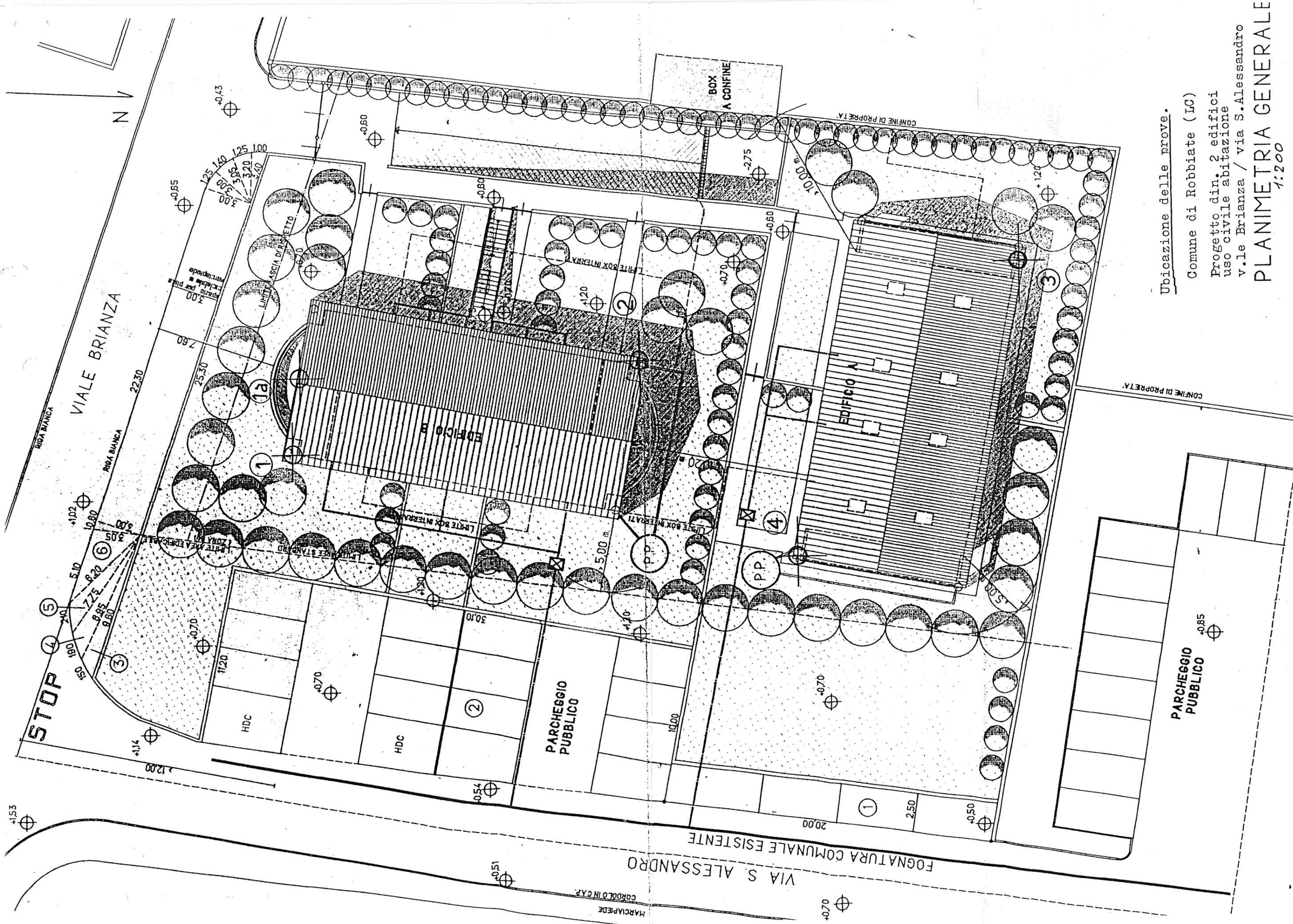
Wurm su "ferretto"

vedi prova n. 1a

\* Falda sospesa: base a m 18.0

R.G.M. - Kindl S.  
via Mognago, 7/1  
tel 0341/578300  
via Ca' Bianca P., 14  
tel/fax 0341/578584  
23848 OGGIONO (LC)

ZERUCCI COSTRUZIONI S.a.s.  
di Panzeri Simone & C.



Ubicazione delle prove.

Comune di Robbiate (LC)  
 Progetto din. 2 edifici  
 uso civile abitazione  
 v.le Brianza / via S. Alessandro

**PLANIMETRIA GENERALE**  
 1:200