

R.G.M. Studio di Geologia Applicata  
**KINDL SANDRO**  
Via Mognago, 7/1  
22048 OGGIONO (Lecco)  
Partita IVA 01170220139  
Cod. Fisc. KND SDR 35H10 F2050

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

IGTS  
**328**

COMUNICAZIONE
20
10746
Cal. Oggiono, 14 novembre 1996

Gent. Sig.ra  
Invernizzi Claudia  
via Tagliamento  
22059 ROBBIATE (LC)

Oggetto: Relazione geologica ai sensi del D.M.LL.PP. 11/3/1988  
relativa al progetto di costruzione di edificio  
residenziale in Comune di Robbiate (LC), via  
Tagliamento, mappali 1191, 2190.

---

Contenuto:

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

Allegati:

- ) ubicazione dell' area, scala 1:2000 e 1:200
- ) caratteristiche del penetrometro SUNDA DL030
- ) metodi di stima dei parametri geotecnici

## 1. Premessa.

La presente relazione geologica e' stata commissionata tramite il geom. Fusi P., di Merone per corredare la pratica edilizia relativa al progetto di costruzione di un edificio residenziale in Comune di Robbiate (LC), via Tagliamento, mappali n. 1191, 2190 di proprieta' Invernizzi Claudia.

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.

Il geom. Fusi ha fornito copia degli estratti mappa scala 1:2000 con l'ubicazione dell'area e copia della planimetria generale scala 1:200 del progetto.

In una proprieta' di ca m 59 x 59 e' prevista la costruzione di un edificio su un'area di ca m 14 x 14 con altezza corrispondente ad un piano interrato, piano terra abitabile e mansarda.

E' prevista una strada di accesso lungo il pendio al piede dell'edificio.

## 2. Indagini eseguite.

Sono stati raccolti dati e informazioni su geologia, morfologia e idrologia dell'area del progetto e dintorni.

Inoltre lo scrivente dispone dei dati di indagini geognostiche finalizzate a progetti edilizi, comprendenti prove penetrometriche dinamiche con campionature del sottosuolo e misura della falda idrica, eseguite dallo stesso precedentemente in aree vicine e in condizioni geologiche analoghe all'area del progetto.

Le prove precedenti erano 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.

### 3. Descrizione dell' area.

L' area del progetto e' ubicata tra le quote m 280 e 285 s/m in zona residenziale gia' edificata all' interno dell' abitato di Robbiate.

#### Ambiente geologico e geomorfologia.

L' ambiente geologico corrisponde alla base dei rilievi collinari sulla pianura lombarda, in particolare al versante esterno della morena frontale di Merate - Novate - Robbiate, di eta' Pleistocene superiore, deposta su un substrato composto da conglomerato tipo "Ceppo dell' Adda" e di rocce del Cretacico-Neogene, e ha raggiunto le attuali condizioni di stabilita' in tempi geologici relativamente recenti, dopo il ritiro dell' ultima glaciazione Wurm.

L' area della proprieta' e' in forma di larghi terrazzi nella parte alta e di un sottostante modesto pendio gradonato con acclivita' media di 20 gradi su un dislivello di 5 m.

Le gradonature esistenti erano state realizzate a scopo agricolo in tempi antichi.

Il suolo pedologico e' relativamente magro, con uno strato bruno, post Wurmiano, alla sommita' di un paleosuolo giallastro poco alterato di probabile eta' R-W; il suolo e' drenato dal pendio ed ha bassa saturazione nei mesi con bilancio idrologico deficitario.

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

#### Composizione del sottosuolo e stratigrafia.

Dai dati disponibili si stima la seguente stratigrafia del sottosuolo fondazionale.

Le profondita' sono date dal profilo esterno attuale.

- 1) Dalla superficie a circa m 2 dal profilo esterno terre miste di origine morenica, a matrice sabbioso-limosa allo stato sciolto, con ciottoli e qualche pietra poco o non alterati.  
Senza falda; permeabilita' e drenaggio elevati; discreto potere di ritenzione dell' umidita'.

Portanza inaffidabile per opere importanti, anche a causa delle variazioni stagionali di volume; la portanza puo' essere migliorata con una semplice rullatura.

- 2) Da m 2 a m 5-6 di profondita' dal profilo esterno:  
rapido aumento del grado di addensamento di terre miste da sabbiose a ghiaiose, di origine morenica: sotto a m 2,5 dal profilo esterno sono verosimilmente da moderatamente addensate ad addensate.  
Permeabilita' media; non si puo' escludere la presenza di filtrazioni occasionali d' acqua.  
Costituiscono il sottosuolo portante idoneo per il progetto in esame, a patto di osservare le usuali norme di distanza dal pendio a valle.
- 3) Alla profondita' di 5-6 m dal profilo esterno o a profondita' poco maggiori e' verosimile l' inizio di un substrato roccioso, che puo' essere rappresentato da conglomerati tipo "Ceppo dell' Adda" e/o da rocce calcareo marnose del Cretacico o Neogene.  
Permeabilita' varia, maggiore nel conglomerato, quasi nulla nelle marne.  
Portanza elevata, senza limitazioni per il progetto in esame.

#### Acque.

Gli afflussi atmosferici ammontano a ca 1400 mm/anno, con variazioni di +/- 200 mm.

I massimi di un giorno sono generalmente di 50-60 mm, ma possono raggiungere anche i 100 mm.

L' evapotraspirazione su suolo vegetato e' di ca 600 mm/anno.

Le acque di superficie perenni mancano nell' area del progetto e nelle immediate vicinanze; il Fiume Adda dista ca 1,5 km.

Le acque del sottosuolo sono composte dalle normali infiltrazioni degli afflussi meteorici, mentre la falda permanente e' data dal primo acquifero della pianura lombarda, con livello a non meno di 25 m dalla superficie esterna, soggetto a notevoli oscillazioni pluriennali.

Le acque del sottosuolo sono esposte al rischio di inquinamento dalla superficie, anche se il percorso per raggiungere l' acquifero non e' verticale, ne' rettilineo.

#### Sismicita'.

Il territorio comunale non e' compreso fra le aree a rischio sismico e nemmeno fra quelle per le quali lo studio C.N.R. 1985 consiglia ulteriori indagini.

Il catalogo CNR 1985 riporta intensita' massime del VI grado MCS, con tempi di ritorno anche superiori al secolo.

Fenomeni di cedimenti innescati da sismi del VI grado MCS sono possibili in materiali incoerenti (sabbie), specie se allo stato particolarmente sciolto.

#### Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo fondazionale.

Le terre del sottosuolo hanno un comportamento prevalente di tipo incoerente, con valori dell'angolo di attrito interno da minimi di 15-20 gradi per lo strato superficiale a valori medi di 35 gradi per il sottosuolo fondazionale del progetto; la matrice sabbioso-limosa puo' avere una piccola ma significativa coesione non drenata dell'ordine di pochi centesimi di kg/cmq.

Di conseguenza le terre del sottosuolo fondazionale possono essere considerate come incoerenti in condizioni drenate, valide nel breve e nel lungo periodo, a patto che vengano mantenute le attuali condizioni di drenaggio.

Infatti la resistenza al taglio e la coesione delle terre, anche se poco coesive decresce al crescere del contenuto d'acqua e del grado di rimaneggiamento (in corrispondenza del limite plastico generalmente presentano resistenza al limite accettabile; al limite liquido iniziano ad avere praticamente resistenza nulla, comportandosi come un liquido a bassa viscosita').

#### 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.

Fattori geologici da evidenziare nei confronti del progetto:

- a) sottosuolo stimato a resistenza sufficiente per la situazione attuale e per i carichi di progetto e di facile lavorabilita';
- b) presenza di un pendio al piede del fabbricato progettato;
- c) vulnerabilita' all'inquinamento dell'acquifero sotterraneo.

Stabilita' in massa dell'area.

La stabilita' in massa dell'area del progetto e' praticamente assicurata dalla scarsa pendenza media della superficie, dalla resistenza delle terre del sottosuolo e dalla mancanza di acque perenni.

### Fondazioni.

Il sottosuolo fondazionale appare del tutto idoneo al progetto in esame, a patto di osservare la regola della distanza di sicurezza dal profilo esterno del pendio al piede dell' edificio previsto.

Le profondita' minime di posa per l' applicazione di carichi edili sono stimate a 2-3 m dal profilo esterno attuale, valori ben confrontabili con il progetto che prevede la posa delle fondazioni a non meno di 3 m dalla quota del terrazzo presente alla sommita' del pendio.

A queste profondita' si stimano carichi ammissibili, che allo stato naturale delle terre possono variare tra 1,4 e 1,8 kg/cmq; eventuali minimi di 0,7 kg/cmq possono competere a punti interessati da infiltrazioni idriche, che comunque appaiono poco probabili.

I suddetti carichi ammissibili sono riferiti a plinti di m 2x2 con 1 m di ricalzo terre; per variazioni di 0,5 m nel ricalzo terre le portanze variano corrispondentemente di ca 0,2 kg/cmq.

Con una semplice rullatura del sottosuolo fondazionale i carichi ammissibili suddetti possono facilmente essere aumentati a valori di 2-3 kg/cmq.

La distanza di sicurezza del bordo della fondazione dal profilo esterno del pendio, al di sotto della quale subentrano forti fattori di riduzione, e' valutata con Meyerhof in 3,5 volte la larghezza della fondazione.

I cedimenti totali a lungo termine per carichi fino a 40-50 t per pilastro su plinto isolato di m 2x2 e profondita' di posa di almeno 2-3 m dal profilo esterno sono stimati di valore contenuto e accettabile.

A profondita' minori di 2-3 m si stimano carichi ammissibili per sola resistenza al taglio delle terre di 0,4-0,5 kg/cmq, valori che possono comunque essere facilmente migliorati ad almeno 1,0 kg/cmq con una semplice rullatura o costipamento delle terre naturali, al limite anche senza l' aggiunta di pietrisco, considerata la presenza di ciottoli non o poco alterati.

Con queste profondita' la distanza di sicurezza suddetta si riduce a ca 1,5 volte la larghezza del carico posto.

A profondita' maggiori dei suddetti 2-3 m i carichi ammissibili si stima che aumentino, pur con la possibilita' di minimi locali di 1,5 kg/cmq.

Rapporti fra base della costruzione e falda idrica.

La falda permanente non puo' certo interferire con la costruzione progettata, mentre per eventuali infiltrazioni da monte sara' sufficiente prevedere un sistema drenante alla base dell'edificio e smaltimento comune con le acque meteoriche sulla rampa di accesso all' edificio.

Smaltimento acque meteoriche.

In caso di pioggia di 60 mm in 8 ore si stima che i pluviali del fabbricato convogliano una media di 1,5 mc/ora d' acqua.

La presenza del pendio al piede consiglia di non smaltire queste acque a monte dello stesso tramite pozzetto assorbente, in quanto le acque tenderebbero a concentrarsi e scorrere alla base dello strato superficiale di 2 metri e a indebolirlo.

Smaltimento acque nere.

La vulnerabilita' all' inquinamento della falda sotterranea richiede l' allacciamento alla rete fognaria comunale.

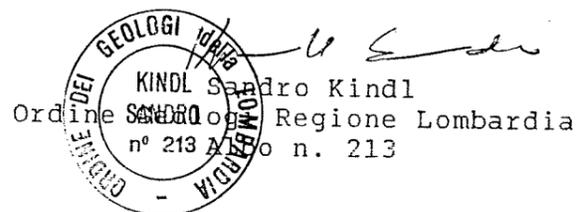
Nel caso che, in attesa di un collegamento con la rete fognaria comunale, venga usata una vasca IMHOFF con assorbimento del troppo pieno da parte delle terre del sottosuolo, valgono le stesse considerazioni fatte per lo smaltimento delle acque meteoriche.

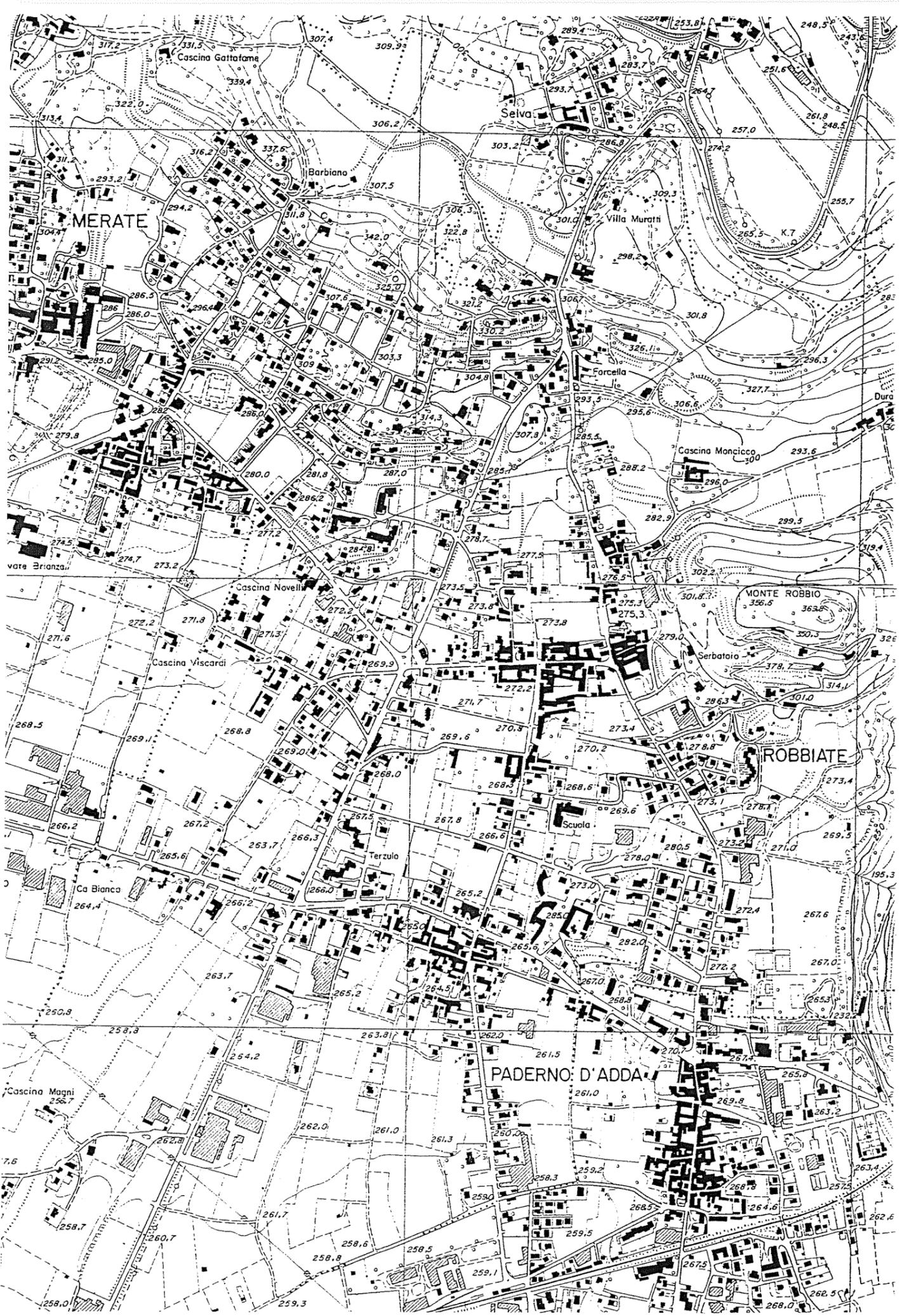
Strada di accesso.

Non si rilevano particolari problematiche di ordine geologico relative al progetto di questa strada di accesso all' edificio; l' inclinazione della rampa sara' proporzionata al tipo di utilizzo.

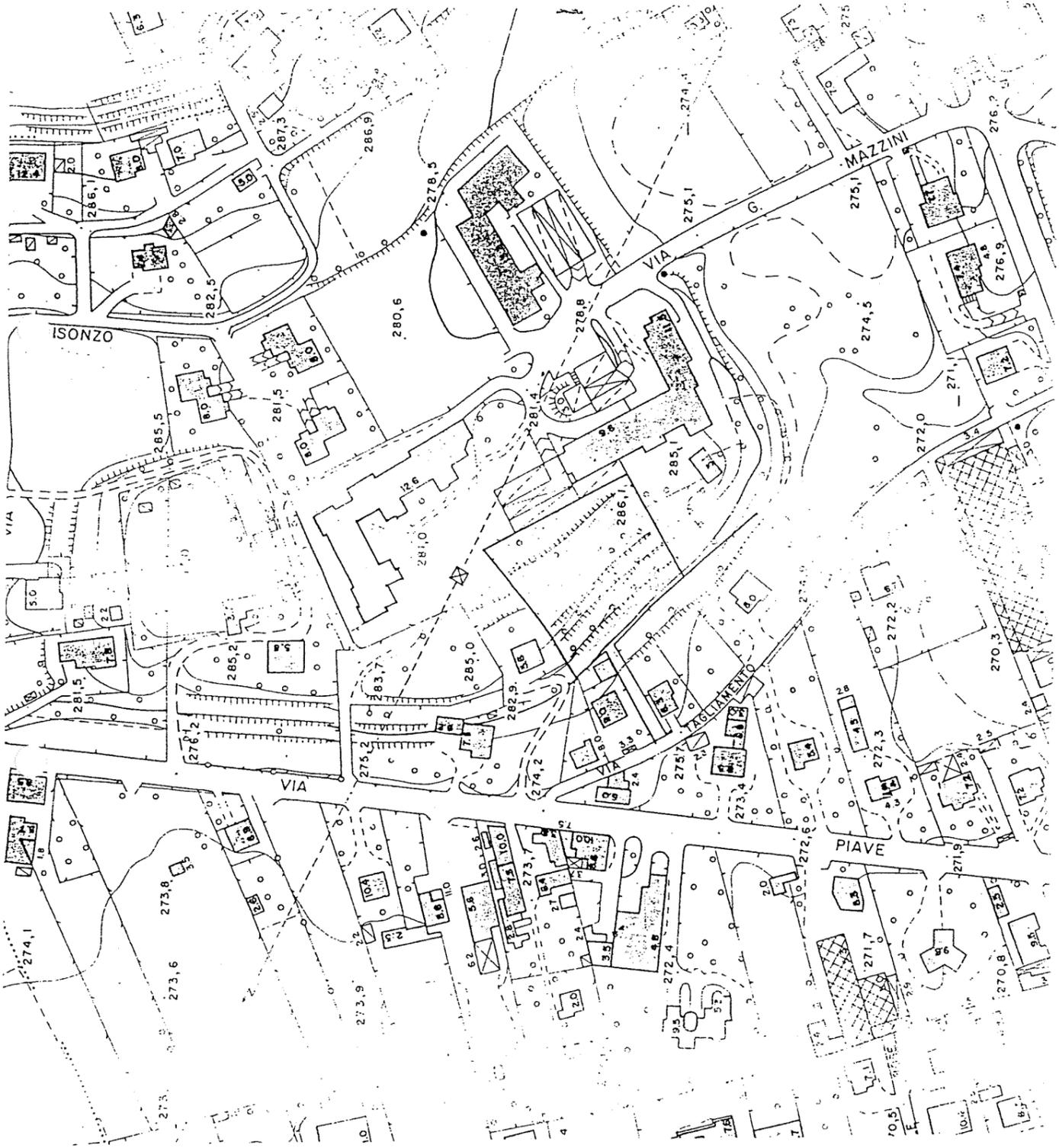
Eventuali contaminazioni nel sottosuolo.

Non si osservano 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.

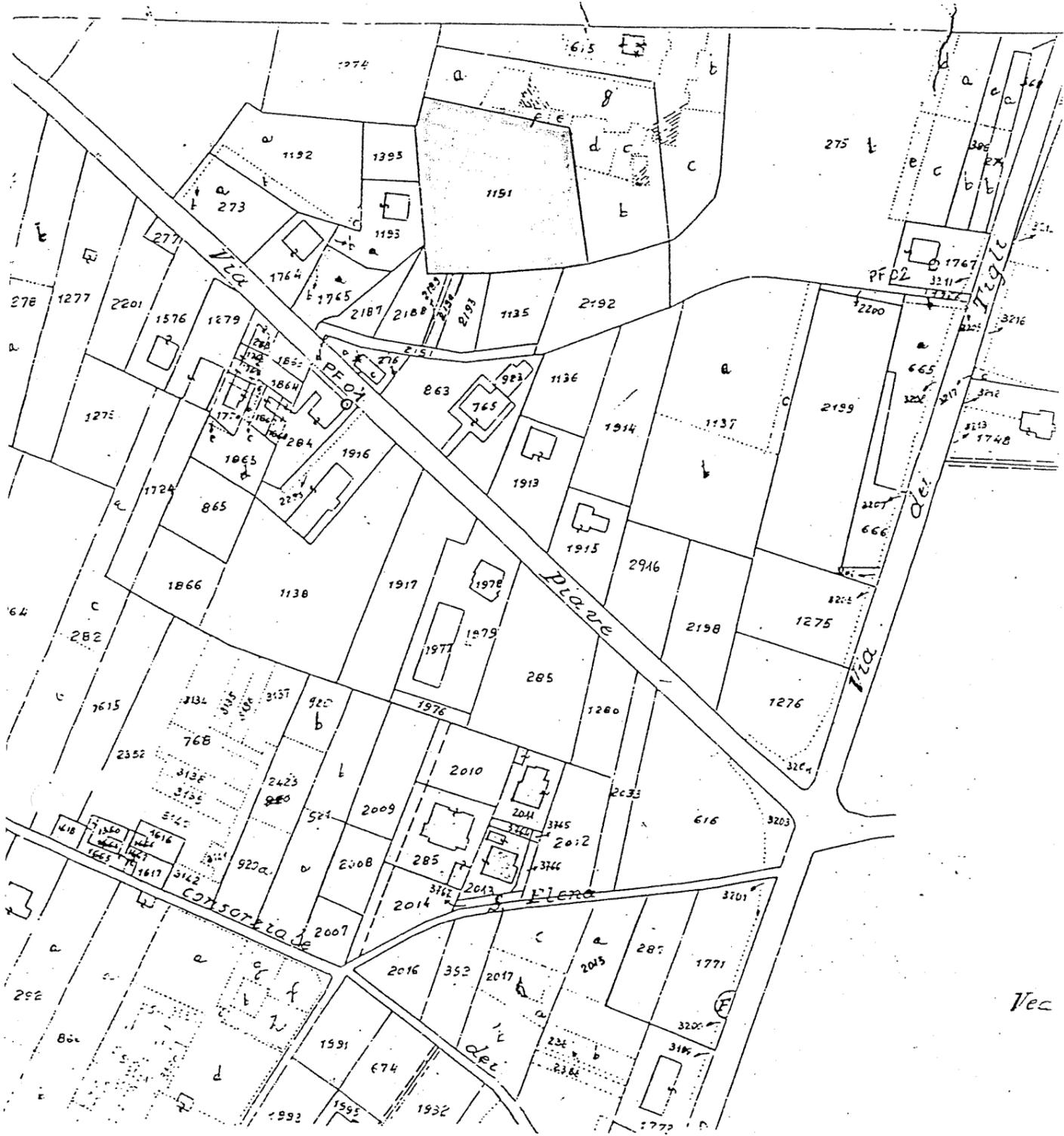




RILIEVO FOTOGRAMMETRICO SC. 1:2000



ESTRATTO CATASTALE DI MAPPA SC. 1:2.000  
Comune Censuario di Robbiate



Vec

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

All.

Costruttore: SUNDA s.r.l., Crespellano (BO).

Per prove penetrometriche dinamiche con o senza rivestimento:

punta conica      Ø mm 35,6; area cmq 10; in acciaio fuso  
angolo del cono    60 gradi  
aste                Ø 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:  $N_{SPT} (30cm) = N_{DL030} (10cm) \times 0,95 (0,85-1,05)$   
terre coesive:     $N_{SPT} (30cm) = N_{DL030} (10cm) \times 1,2 (1,0-1,4)$

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        Ø mm 30  
scarpa              Ø esterno mm 36  
campionatore a pressione

con pistone: Ø 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: Ø 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. Maardi; A. Tissoni, 1987.

Correzione in caso di sabbie fini omogenee in falda:

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 densita' relativa secondo tabella NAVFAC, 1971

Resistenza al taglio:

$D_r$ , densita' 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

$\rho'$ , 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  $< \phi > 5\%$ );

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

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

Profondita' 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:

a) modulo  $E$ : a) sabbie medie e ghiaie con  $D_r > 0,4$  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, perche' indeterminata.

Cedimenti (cm)  $d_{Hi} = I_i q dz / E$  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 viscosita'):

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 compressibilita'  $E_{ed} = C_1 + C_2 N_{SPT} q_{SE}$  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  $R_c$ :  $d_{Hc} = dz R_c \log((s_0 + ds) / s_0)$

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

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

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

Coefficienti di riduzione:

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.

