



COMUNE DI SOVRAMONTE

PROVINCIA DI BELLUNO

COMUNE DI SOVRAMONTE Via Servo, 1 32030 SOVRAMONTE (BL)		Tel. 0439.98508 Fax 0439.98303 Email: tecnico.sovramonte@feltrino.bl.it	
PROGETTO: PROGETTO PRELIMINARE NUOVA PALESTRA ISTITUTO COMPRENSIVO SCOLASTICO DI LAMON E SOVRAMONTE - LOC. SORRIVA		TAVOLA N.: 002	
TITOLO TAVOLA: RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA RSA		DATA REV.01: DATA: SCALA: A4	
FASE PROGETTO: P	TIPO ELABORATO: R	CATEGORIA: 320	PROGRESSIVO: 019
IL PROGETTISTA: Responsabile dell'Area Tecnica DALLA CORTE geom. Mauro		IL SINDACO: DALLA TORRE prof. Federico	



GEOSERVIZI s.r.l.

Consulenze geotecniche
Indagini geognostiche
Opere speciali di fondazione
Controlli non distruttivi



Cert. Nr 50 100 6112

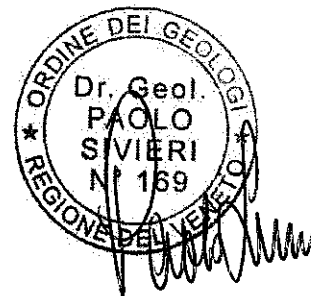
REGIONE DEL VENETO
PROVINCIA DI BELLUNO
COMUNE DI SOVRAMONTE

REALIZZAZIONE DI UN CENTRO SERVIZI PER LA PERSONA

INDAGINE GEOGNOSTICA RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

COMMITTENTE: AMM. COMUNALE DI SOVRAMONTE

Lovadina di Spresiano, aprile 2009



OGGETTO.

Indagine geognostica e relazione geologico-geotecnica finalizzata al progetto di realizzazione di un centro servizi per la persona in comune di Sovramonte (BL).

Committente: Amm. Comunale di Sovramonte

Progettista architettonico : Arch. Michele Volpe

Progettista strutturale : Ing. Giandomenico Cocco

OBIETTIVI

Determinazione della stratigrafia e dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione.

Valutazione della tensione ammissibile degli strati di fondazione.

Valutazione dei cedimenti elastici degli strati di fondazione.

Valutazione delle problematiche relative all'esecuzione dello scavo del piano interrato.

Analisi delle problematiche legate al deflusso e allo smaltimento delle acque piovane.

Considerazione sulla possibile presenza di gas radon in base ad analisi condotte in locali prossimi all'edificio in progetto.

Valutazione della risposta sismica locale.

UNITA' DI MISURA

Nella presente relazione si assume: $1 \text{ t} \equiv 10 \text{ kN}$, $1 \text{ kg} \equiv 10 \text{ N}$.

INDAGINI IN SITO

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo, spinto fino alla profondità di 20.0 metri dal piano campagna, nel corso del quale sono state effettuate n. 4 prove di Standard Penetration test S.P.T. secondo la norma di riferimento (A.S.T.M. D1586-67) ed una prova di permeabilità tipo Lefranc a carico costante.

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E TETTONICO

L'area in esame è ubicata nel comune di Sovramonte, ad Ovest della sede comunale di Servo.

Dal punto di vista geomorfologico il lotto in oggetto si trova su di un ampio terrazzo alluvionale avente superficie topografica per lo più pianeggiante, in leggero declivio verso Sud, con quote comprese nell'area di intervento da 611.0 a 609.6 m s.l.m. (in base alla C.T.R. 1 : 5.000).

Dal punto di vista geologico, il terrazzo alluvionale di cui sopra è costituito da depositi alluvionali e fluvioglaciali di epoca quaternaria, talora anche cementati, di natura ghiaioso-sabbiosa; questi depositi alluvionali, di spessore pluridecamentrico e alquanto variabile, poggiano su un substrato roccioso costituito da marne cretache, facenti parte della formazione della *Scaglia Rossa*, passanti inferiormente a calcari bianchi stratificati (*Biancone*).

La giacitura degli strati marnoso-calcarei costituenti il substrato ha una direzione prevalente da Est - Ovest ed una immersione verso Nord con una inclinazione variabile da circa 15° a subverticali.

Dal punto di vista tettonico la zona in oggetto è caratterizzata principalmente da una reologia di tipo duttile; pertanto le strutture tettoniche principali sono rappresentate da una "sinclinale dissimetrica" con direzione Est-Ovest, cui si insiste l'area in esame, e da due pieghe anticlinali, rappresentate rispettivamente dal Monte Coppolo – Alpi Feltrine a Nord e dal M. Celado – Cima di Lan – M. Avena a Sud.

RIFERIMENTI PLANOALTIMETRICI

La quota di inizio del punto di sondaggio, riportata nella stratigrafia, è stata rilevata con livellazione geometrica rispetto al rilievo esistente e riferita al livello medio mare (s.l.m.).

SONDAGGI A ROTAZIONE

Per l'esecuzione del carotaggio è stata utilizzata una sonda Atlas Copco Mustang A 30 C installata su carro cingolato; le caratteristiche tecniche principali sono:

- testa di rotazione con 20-600 r/min attraverso un cambio a 4 rapporti, con coppia max. di 430 kgm;
- slitta con corsa di 2200 mm, trazione e spinta di 3200 kg;
- pompa fanghi Bellin con portata massima di 120 lt/min a 25 bar;

Il carotaggio è stato eseguito con perforazione a secco, usando un carotiere semplice da 101 mm e rivestimenti metallici da 127 mm di diametro; le carote di terreno estratte sono state classificate a vista e descritte dal punto di vista geotecnico, fotografate e riposte in cassette catalogatrici in pvc.

PROVE S.P.T.

Nel corso del sondaggio sono state effettuate prove di Standard Penetration Test; la prova S.P.T., codificata dalla norma A.S.T.M. D1586-67, consiste nell'infiggere nel terreno il campionatore Raymond sul fondo del foro di sondaggio, per mezzo di un martino a sganciamento automatico del peso di 63.4 kg da un'altezza di caduta di 75 cm. Viene rilevato il numero di colpi N necessario per la penetrazione di tre tratti consecutivi di 15 cm: il valore N_{spt} è dato dalla somma dei colpi ottenuti nel secondo e terzo tratto.

La prova viene sospesa quando per un tratto il numero di colpi supera 50 (rifiuto). In ghiaie o terreni molto compatti la scarpa del campionatore Raymond viene sostituita con una punta conica con angolo di apertura di 60°.

I valori di angolo d'attrito sotto riportati sono stati calcolati sulla base di correlazioni empiriche che tengono conto della granulometria del terreno e della tensione geostatica corrispondente alla profondità di prova:

SONDAGGIO S1							
S.P.T. n.	Profondità (m)	Nspt	Rifiuto (cm)	Tipo di terreno	Grado di addensamento	Angolo di attrito	Coesione non drenata (kPa)
1	4.50-4.95	34	-	Gran.	Addensato	38°	-
2	7.50-7.95	89	-	Gran.	Addensato	>42°	-
3	18.00-18.45	80	-	Gran.	Addensato	>42°	-
4	21.00-21.45	>87	13	Gran.	Addensato	>42°	-

STRATIGRAFIA DI SINTESI

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Sulla base del sondaggio a carotaggio continuo in oggetto, il quadro stratigrafico del sottosuolo può essere riassunto come segue (le quote degli strati sono riferite al livello medio mare):

• da 610.1 a 605.6 m s.l.m.:

Ghiaia media con sabbia passante da un metro di profondità a sabbia media con elementi di ghiaia da moderatamente addensata ad addensata;

Si stima: $\gamma_n \approx 19.0 \text{ kN/m}^3$; $\phi' \approx 36^\circ$.

• da 605.6 a 599.1 m s.l.m.:

Ghiaia medio-fine con elementi di grossa, addensata, in matrice sabbiosa;

Si stima: $\gamma_n \approx 21.0 \text{ kN/m}^3$; $\phi' \approx 38^\circ \div 42^\circ$.

• da 599.1 a 590.1 m s.l.m.:

Ghiaia media e medio-fine con elementi di grossa ed intercalazioni decimetriche di ghiaia medio-grossa, addensata, in matrice sabbiosa;

Si stima: $\gamma_n \approx 21.0 \text{ kN/m}^3$; $\phi' \approx 38^\circ \div 42^\circ$.

Per i dettagli si rimanda alle stratigrafie allegate

PRESENZA IDRICA NEL SOTTOSUOLO

Durante l'esecuzione dei sondaggi non è stata osservata alcuna infiltrazione d'acqua all'interno del foro di perforazione; visto il particolare contesto stratigrafico in oggetto, è pertanto da escludere la presenza di una falda freatica permanente.

Non è da escludere comunque che, in periodi piovosi particolarmente intensi o nella stagione primaverile, durante la fase di scioglimento delle nevi, vi possa essere la presenza di una falda effimera di tipo freatico, immagazzinata entro gli strati sabbioso-ghiaioso più permeabili.

PERMEABILITA' DEI TERRENI

Nel corso del sondaggio è stata eseguita una prova di permeabilità tipo Lefranc a carico costante, con lo scopo di determinare il coefficiente di permeabilità del terreno.

PROVA DI PERMEABILITA' A CARICO COSTANTE

La prova di permeabilità a carico costante consiste nell'instaurare un dislivello piezometrico fra l'interno del foro ed il terreno circostante. Innalzando il livello dell'acqua nel foro il moto di filtrazione sarà diretto dal foro verso l'esterno.

L'interpretazione delle prove è basata sulle seguenti ipotesi:

- le dimensioni della sezione filtrante sono sufficientemente piccole da poter ritenere costante il carico idraulico nei vari punti della sezione stessa;
- le linee di flusso sono ortogonali al contorno della sezione filtrante, che viene quindi trattato come una superficie equipotenziale.

Il coefficiente di permeabilità (k) può essere ricavato dalle relazioni:

$$k = Q / F \cdot h$$

nella quale Q è la portata immessa, h la differenza di carico idraulico che provoca il flusso e F un coefficiente di ingresso, avente le dimensioni di una lunghezza, dipendente dalla forma e dalle dimensioni della sezione filtrante.

Nello specifico la prove di permeabilità è stata eseguita saturando preventivamente lo strato di prova mediante una preventiva massiccia iniezione d'acqua allo scopo di saturare il terreno.

La tabella seguente riporta un riepilogo dei risultati ottenuti:

Sondaggio	Profondità prova da p.c. (m)	Profondità rivestimenti (m)	Coeff. k (cm/s)
S1	4.5	4.5	4.3×10^{-2}

DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di un edificio costituito da un piano interrato e tre piani fuori terra, con superficie in pianta di circa 700 mq.

Ai fini della definizione della tensione ammissibile degli strati di fondazione e dei cedimenti elastici prevedibili, si considera una fondazione a platea impostata alla quota di 607.9 m s.l.m..

CAPACITA' PORTANTE

Il terreno di appoggio di una fondazione a platea impostata alla quota 607.9 m s.l.m. (-2.2 m dal piano campagna) è costituito da sabbia con ghiaia media da moderatamente addensata ad addensata, passante a ghiaia medio-fine sabbiosa addensata.

Per la valutazione della capacità portante della platea si considera la parte di fondazione che solleciterà maggiormente il terreno, corrispondente ad una striscia al bordo della platea, con larghezza di 2.0 m e con lunghezza indefinita, impostata a 3.6 m di profondità dall'attuale piano campagna.

A titolo prudenziale al terreno di fondazione sono stati attribuiti i seguenti parametri geotecnici:

angolo d'attrito interno: $\phi = 34^\circ$

peso di volume naturale: $\gamma_n \approx 19.0 \text{ kN/m}^3$

Utilizzando la formula di Terzaghi per fondazioni nastriformi in terreni granulari:

$$q_d = \gamma D N_q + \gamma B/2 N_\gamma$$

nella quale:

q_d	=	MPa	capacità portante unitaria
B	=	2.0 m	Larghezza della fondazione
D	=	2.2 m	profondità di imposta della fondazione
γ_n	=	1.9 kN/m ³	peso di volume
ϕ	=	34°	Angolo d'attrito
N_q	=	29.45	fattore di capacità portante
N_γ	=	52.20	fattore di capacità portante

Si ottiene numericamente:

$$q_a > 0.5 \text{ Mpa (F = 3)}$$

Il valore sopra riportato non dev'essere tuttavia inteso letteralmente come ammissibile, poiché nella definizione della tensione ammissibile si deve tenere conto del valore del cedimento atteso, il quale dev'essere compatibile con le caratteristiche strutturali e funzionali dell'edificio in progetto.

A titolo orientativo per il Calcolatore si suggerisce come limite superiore:

$$q_{amm} \approx 0.2 \text{ MPa}$$

COEFFICIENTE DI WINKLER

In base alla successione dei terreni di fondazione, alle loro caratteristiche geotecniche e alle caratteristiche delle fondazioni ipotizzate si suggerisce di adottare un valore del coefficiente di Winkler:

$$0.5 < K_w < 1.0 \text{ MPa/cm}$$

CEDIMENTI

La valutazione del cedimento immediato prevedibile è fatta ipotizzando per il terreno un modello di comportamento di tipo elastico in condizioni drenate:

$$\Delta H_i = qB((1-\nu^2)/E)i$$

Considerando una fondazione a platea con base di imposta alla quota 607.9 m s.l.m. (-2.2 m da p.c.) che trasmette agli strati di fondazione una pressione netta data da:

$$\Delta P = P \text{ (pressione di esercizio)} - P_t \text{ (terreno di sbancamento)}$$

$$P = 57 \text{ kPa}$$

$$P_t = 19.0 \text{ kN/m}^3 \text{ (t. asciutto)} \times 2.2 \text{ m} = 42 \text{ kPa}$$

$$\Delta P = 57 - 42 = 15 \text{ kPa}$$

Nello specifico si ha:

$$q = \text{Pressione trasmessa al terreno} \quad (15 \text{ kPa})$$

$$B = \text{Larghezza della fondazione} \quad (2.0 \text{ m})$$

$$\nu = \text{Coeff. di Poisson} \quad (0.35)$$

$$E = \text{Modulo elastico} \quad (150 \text{ Mpa})$$

$$i = \text{Fattore di influenza} \quad (1.3)$$

Il cedimento elastico prevedibile risulta inferiore a 0.5 cm.

LINEE GUIDA PER L'ESECUZIONE DELLO SCAVO

Per la realizzazione del piano interrato si prevede l'esecuzione di uno scavo fino alla quota di 607.9 m s.l.m. (-2.2 m dal piano campagna),

Stabilità delle pareti di scavo:

La pendenza di sicurezza delle scarpate di scavo, in considerazione dei materiali presenti fino alla profondità di 2.2 m dal piano campagna, è di circa 45°, con scavo perfettamente drenato; si consiglia di proteggere le scarpate di scavo dall'infiltrazione delle acqua meteoriche e dagli eventi esogeni.

VALUTAZIONE DELLE PROBLEMATICHE LEGATE ALLO SMALTIMENTO DELLE ACQUE PIOVANE

Per stimare la portata massima che il sistema di sgrondo delle acque piovane dovrà smaltire è stato preso in considerazione, a vantaggio della sicurezza, un evento piovoso critico di 80 mm in 60'; questo valore è stato desunto dai dati pluviometrici riportati nello studio "Distribuzione spazio temporale delle piogge intense nel Triveneto - elaborazioni, 1986".

Una valutazione approssimativa della portata di acqua piovana da allontanare può essere stimata con la seguente formula:

$Q = \Psi (\phi J_0 S) / 3600$ dove:

Q	portata		
J_0	intensità di precipitazione	80 mm	
S	superficie del bacino scolante	6800 mq	(prudenziale)
ϕ	coefficiente di deflusso	0.8	(prudenziale)
Ψ	coefficiente di ritardo	0.7	

ottenendo:

$$Q \cong 85 \text{ l/sec}$$

Secondo i dati forniti dallo Studio Volpe, ai fini dello smaltimento delle acque piovane è prevista la realizzazione di n. 6 pozzi disperdenti, con profondità di 4.5 m dal piano campagna e diametro di 2.5 m.

Al fine di indirizzare il dimensionamento dei pozzi di smaltimento è stata stimata la capacità di dispersione di un pozzo avente la seguente geometria:

Diametro	2500 mm
Lunghezza	4.5 mm
Tratto filtrante	da -1.5 a -4.5 m dal piano campagna

Il calcolo viene eseguito ipotizzando il terreno omogeneo, isotropo e saturo. con le linee di flusso sono ortogonali al contorno della sezione filtrante, che viene quindi trattato come una superficie equipotenziale.

La capacità di dispersione del pozzo si ricava dalla seguente formula:

$$Q = k \cdot F \cdot h \text{ dove:}$$

k = coefficiente di permeabilità del terreno (m/s)

F = coefficiente di ingresso dipendente dalla forma della sezione filtrante (m)

h = carico idraulico (m)

Nello specifico si ha:

$$Q = 4.3 \cdot 10^{-4} \times 20.937 \times 3.0 \cong 27 \text{ litri al secondo.}$$

Per il dettagli si rimanda al foglio di calcolo allegato. Non sono stati adottati nel foglio di calcolo coefficienti di sicurezza riduttivi ($F = 1$).

Nell'ipotesi di realizzazione di n. 6 pozzi di dispersione, e considerando un fattore di sicurezza nei confronti della portata scolante pari a 1.5, si ottiene una portata complessiva smaltibile dai pozzi in progetto di circa 110 l/sec.

Il valore stimato di cui sopra risulta maggiore della porta massima di acqua piovana da allontanare nel caso di un evento piovoso critico di 80 mm/ora.

PRESENZA DI RADON NEL SOTTOSUOLO

In considerazione dell'assetto stratigrafico e geologico del sottosuolo in oggetto, caratterizzato da depositi sedimentari ghiaioso-sabbioso per lo più omogenei e di natura litologica poligenica, sovrastanti a rocce marnose e calcaree cretatiche, sulla presenza di Radon nel sottosuolo si possono fare le seguenti considerazioni:

- la campagna di misure condotte da Arpav nell'aprile 2004 per le scuole adiacenti hanno evidenziato, in locali chiusi, concentrazioni di Radon variabili da 79 a 147 Bq/m³
- vista l'omogeneità stratigrafica dell'area e la vicinanza tra l'edificio scolastico e l'edificio in progetto, i valori riscontrati stanno a significare che vi è un apporto, seppur limitato, di Radon dal sottosuolo, e che pertanto il nuovo edificio dovrà essere dotato di alcuni accorgimenti atti a prevenire l'accumulo del gas al suo interno, in concentrazioni superiori a 200 Bq/mc, limite universalmente indicato per le nuove costruzioni.

La scelta degli accorgimenti da adottare è funzione anche delle caratteristiche costruttive dell'edificio; gli accorgimenti normalmente impiegati, per la cui dettagliata descrizione si rimanda alle pubblicazioni specialistiche, sono riassumibili sostanzialmente in due categorie:

- a) dispositivi che impermeabilizzano l'edificio nei confronti dell'infiltrazione dal sottosuolo, integrati con un sistema passivo di captazione e depressurizzazione atto a convogliare l'eventuale gas all'esterno;
- b) dispositivi di aspirazione che mantengono una depressione tale da richiamare il gas accumulato nelle possibili "sacche" di accumulo e di evacuarlo all'esterno.

RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'area in oggetto, ubicata nel comune di Sovramonte, è stata confermata "zona 3" ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

- A) formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, caratterizzati da valori di VS_{30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.
 - 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 VS_{30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $NSPT > 50$, o coesione non drenata $Cu > 250$ kPa).
 - C) Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS_{30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < NSPT < 50$, $70 < Cu < 250$ kPa).
 - D) Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $VS_{30} < 180$ m/s ($NSPT < 15$, $Cu < 70$ kPa).
 - E) Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di VS_{30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 metri, giacenti su di un substrato di materiali più rigido con $VS_{30} > 800$ m/s.
- Inoltre:
- S1) Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($I_p > 40$) e contenuto in acqua, caratterizzati da valori di $VS_{30} < 100$ m/s ($10 < Cu < 20$ kPa)

S2) Depositi di terreni soggetto a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Nelle definizioni precedenti VS_{30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$VS_{30} = 30 / (\sum h_i / V_i)$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori.

Il sito viene classificato sulla base del valore di VS_{30} se disponibile, altrimenti sulla base di N_{SPT} .

Sulla base dei valori di N_{SPT} ottenuti durante l'indagine geognostica, il terreno di fondazione del sito in oggetto può essere classificato in **categoria B**.



ELENCO DEGLI ALLEGATI

- INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO DELL'AREA DI INDAGINE
- ESTRATTO DALLA CARTA GEOLOGICA
- UBICAZIONE PLANIMETRICA DEL SONDAGGIO
- STRATIGRAFIA DEL SONDAGGIO
- PROVA DI PERMEABILITA'
- DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

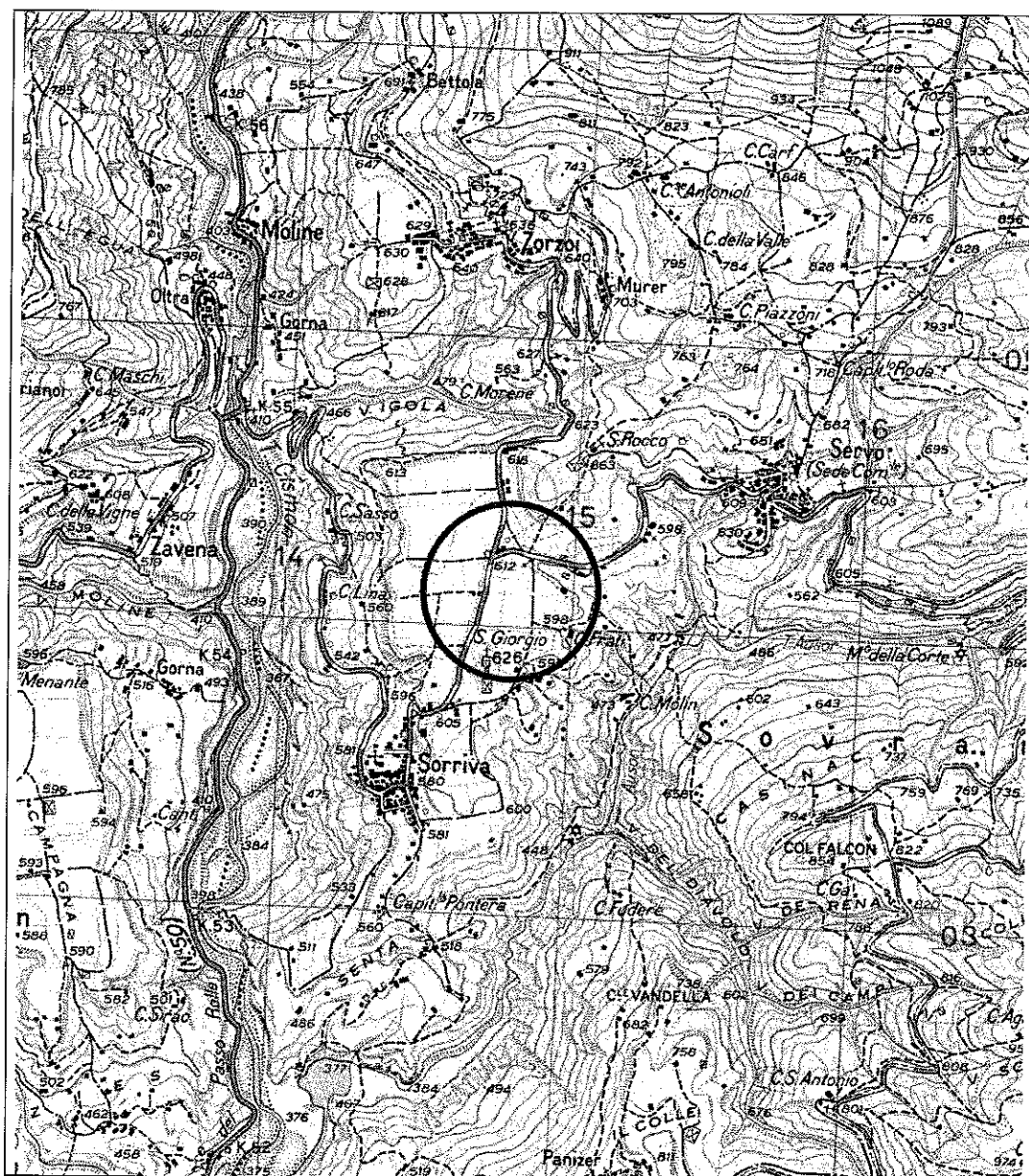
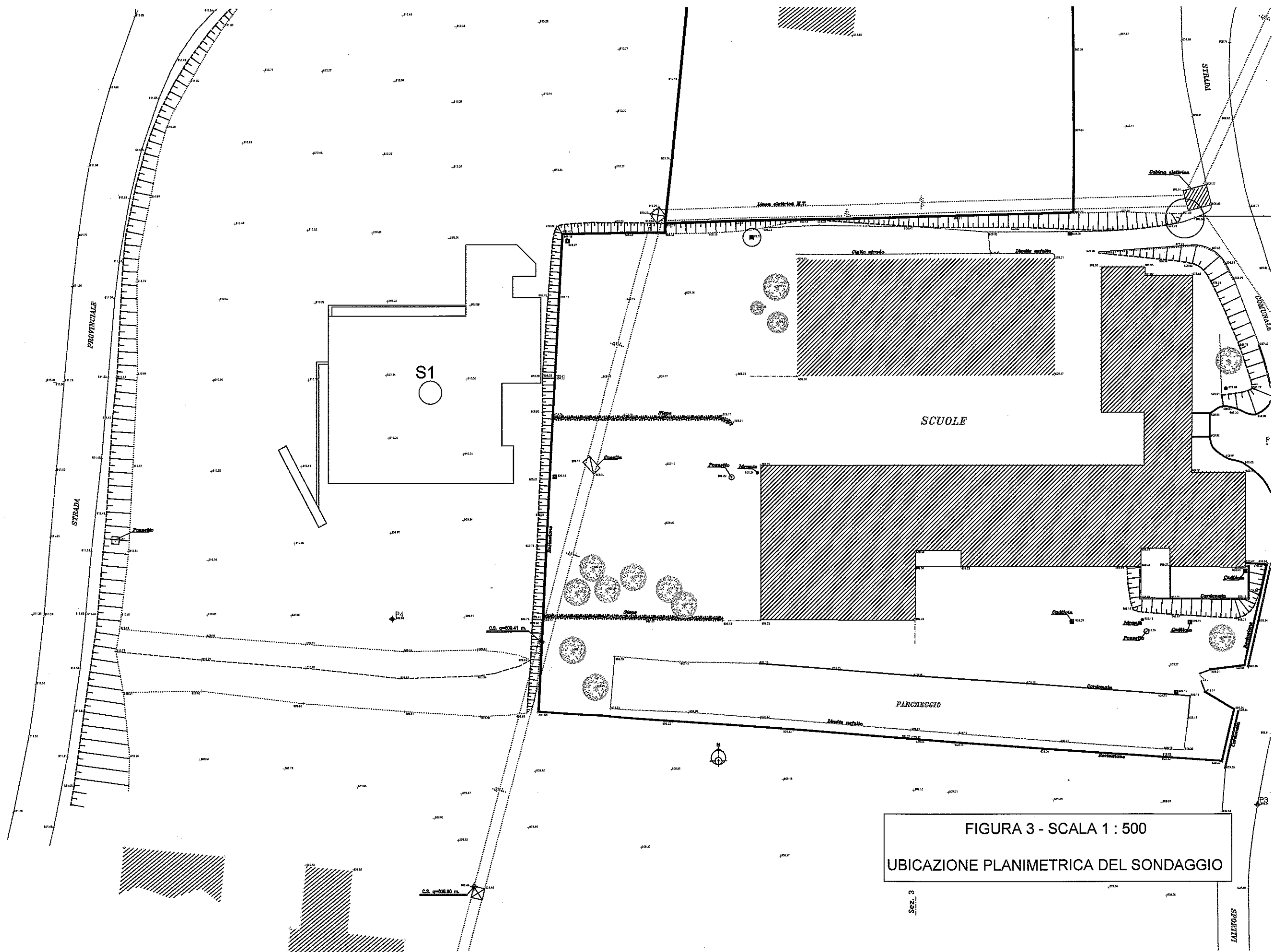
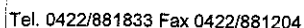


FIGURA 1 - SCALA 1 : 25.000
INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO DELL'AREA DI INDAGINE

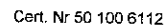




AL 21/04/2009

QUOTA INIZIO: 610,1 m s.l.m.

SOVRAMONTE (BL)



PERFORATRICE: A 30 C

● da S.P.T.

■ con Osterberg

MATERIALE RIPOSTO IN N. 4 CASSETTE CATALOGATRICI IN PVC
E FOTOGRAFATO.

[illegible]

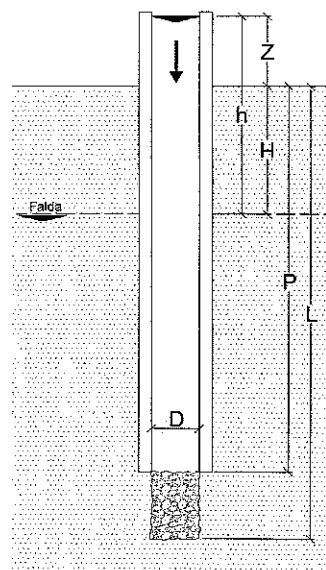
PROVA DI PERMEABILITA' LEFRANC A CARICO COSTANTE

DATI GENERALI	
CANTIERE: SOVRAMONTE (BL)	SONDAGGIO: S1
COMMITTENTE: AMM. COM. DI SOVRAMONTE	PROVA N.: 1
	DATA: 21/04/2009

DATI CARATTERISTICI DELLA PROVA			
Profondità del foro L (m):	4,50	Diametro fusto (m):	0,57
Profondità rivestimento P (m):	4,50	Altezza acqua (m):	0,14
Lunghezza tratto di prova L- P (m):	0,00	Tempo (s):	60
Diametro del foro D (mm):	101	Portata (m³/s)	
Tipo cavità filtrante (n. di codice-vd. tabella):	4	Livello iniziale falda H (m)	----
Natura stratigrafica del tratto di prova : GHIAIA MEDIO-FINE CON SABBIA			

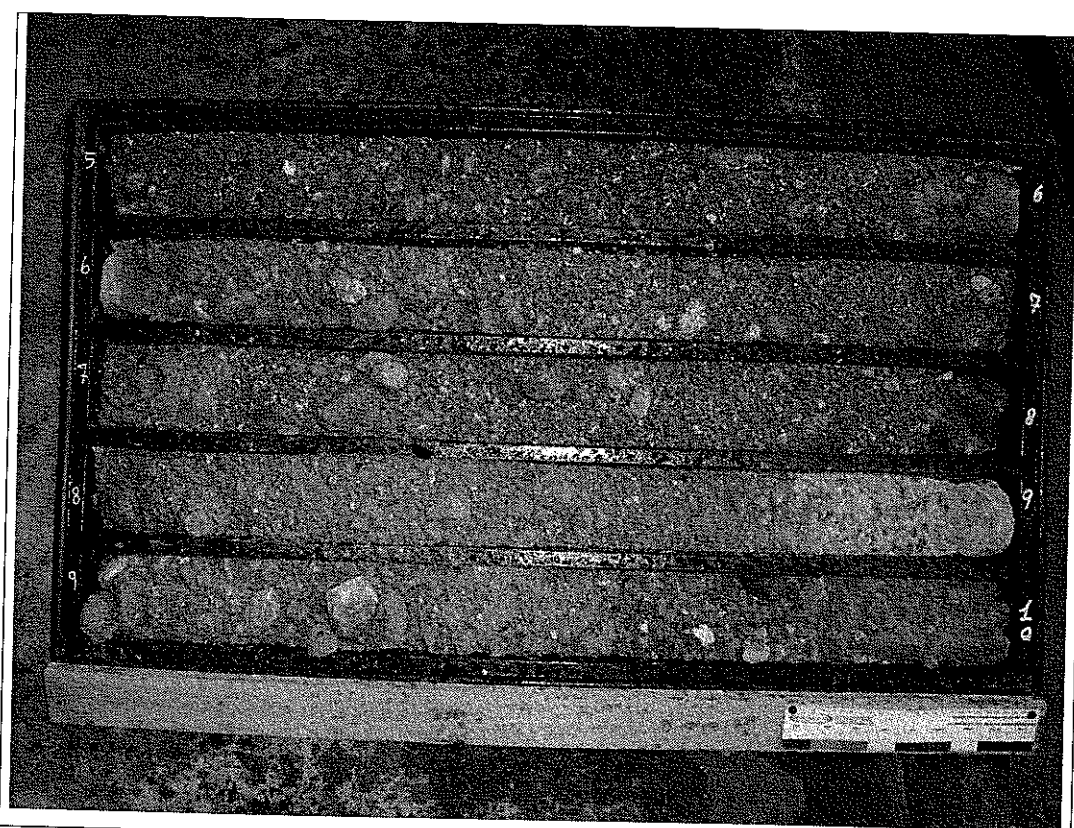
DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI FORMA F			
GEOMETRIA DELLA CAVITA'	FORMULA (sec. Wilkinson, 1968)	COD.	F
Filtro sferico in terreno uniforme	$F = 2 \cdot 3.14 D$	1	0,6346
Filtro emisfer. al tetto di strato confinato	$F = 3.14 D$	2	0,3173
Fondo filtrante piano al tetto di str. confinato	$F = 2D$	3	0,202
Fondo filtrante piano in terreno uniforme	$F = 2.75 D$	4	0,2778
Filtro cilindrico al confine con strato imperm.	$F = 3 \cdot 3.14 L / \ln(3L/D + \text{Radq}(1 + (3L/D)^2))$	7	
Filtro cilindrico in terreno uniforme	$F = 3 \cdot 3.14 L / \ln(1.5 L/D + \text{Radq}(1 + (1.5 L/D)^2))$	8	

CALCOLO DELLA PERMEABILITA'	
Formula utilizzata:	$k'v = Q / (F \cdot h)$
Portata Q (m³/s)	5,95E-04
Coefficiente di forma F (m)	0,278
Carico idraulico h (m)	5,00
PERMEABILITA' (cm/s)	4,3E-02





Sondaggio S1 – Cassetta N.1 : da 0.0 m a 5.0 m



Sondaggio S1 – Cassetta N.2 : da 5.0 m a 10.0 m



Sondaggio S1 – Cassetta N.3 : da 10.0 m a 15.0 m



Sondaggio S1 – Cassetta N.4 : da 15.0 m a 20.0 m