COMUNE DI VALEGGIO SUL MINCIO
Provincia di Verona
- 8 FEB. 2018
Prot. N. .....
Cat. ..... Classe ..... Fasc. .....

GIANLUCA BELLIGOLI STUDIO s.a.s.

Via Bengasi n.5
37134 - Verona

tel. 324 8025907
studiobelligoli@gmail.com

comune
VALEGGIO SUL MINCIO

provincia
VERONA

ALL. B.2

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

---

oggetto

P.U.A. SANTA LUCIA
PIANO DI LOTTIZZAZIONE DENOMINATO SANTA LUCIA, IN COMUNE DI VALEGGIO SUL MINCIO
LOCALITÀ SANTA LUCIA AI MONTI, VIA MAIOTTA-OLIOSI

---

richiedenti/proprietari
FERRARI GRAZIANO

firma

progettazione
ARCH. MASSIMO FORNALÈ

ORDINE degli ARCHITETTI PIANIFICATORI PAESAGGISTI CONSERVATORI dalla provincia di VERONA
Massimo Fornale' n° 1614 sezione A settore architettura ARCHITETTO

timbro e firma

direzione lavori
GEOM. GIANLUCA BELLIGOLI

Collegio Provinciale Geometri e Geometri Laureati di Verona
Iscrizione Albo N. 1916
Geometra Gianluca Belligoli

timbro e firma

scala disegno
---

data
22/01/2018

COMUNE DI VALEGGIO SUL MINCIO
Provincia di Verona

- 8 FEB. 2018

Prot. N. .....
Cat. ..... Classe ..... Fasc. .....

GIANLUCA BELLIGOLI STUDIO s.a.s.

Via Bangasi n.5
37124 - Verona

tel. 324 8026907
studiobelligoli@gmail.com

comune
VALEGGIO SUL MINCIO

provincia
VERONA

ALL. B.2

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

oggetto

P.U.A. SANTA LUCIA
PIANO DI LOTTIZZAZIONE DENOMINATO SANTA LUCIA, IN COMUNE DI VALEGGIO SUL MINCIO
LOCALITÁ SANTA LUCIA AI MONTI, VIA MAIOTTA-OLIOSI

richiedente/proprietari
FERRARI GRAZIANO

firma

progettazione
ARCH. MASSIMO FORNALÉ

timbro e firma

direzione lavori
GEOM. GIANLUCA BELLIGOLI

timbro e firma

scala disegno
—

data
22/01/2018

COMUNE DI VALEGGIO SUL MINCIO

PROVINCIA DI VERONA

FERRARI GRAZIANO

P.U.A. SANTA LUCIA
PIANO DI LOTTIZZAZIONE DENOMINATO SANTA LUCIA, IN COMUNE DI VALEGGIO SUL MINCIO, LOCALITA' SANTA LUCIA AI MONTI, VIA MAIOTTA-OLIOSI

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

D.M. 14.1.2008 Nuove norme tecniche per le costruzioni

Verona, dicembre 2017

dott. Paolo De Rossi
geologo
via Bombardi, 23
37131 V E R O N A
tel. 045-525148 340-4501373 fax 045-8401610
e-mail: *pdr@geologoderossi.com* - *geologoderossi@gmail.com PEC: pdr@epap.sicurezzapostale.it*

ORDINE DEI GEOLOGI * REGIONE DEL VENETO *
Dr. Geol. PAOLO DE ROSSI N° 194

INDICE

1 - PREMESSA 3

1.1 - informazioni ricevute dal progettista o dal committente 5

2 – INQUADRAMENTO GEOLOGICO 5

2.1 – situazione geomorfologica e geologica 5

2.2 - idrografia superficiale e idrogeologia 9

3 – SITUAZIONE GEOTECNICA E SISMICA 11

3.1 – indagini geognostiche 11

3.2 – caratterizzazione geotecnica 21

3.3 – caratterizzazione sismica 22

4 – OPERE DI URBANIZZAZIONE 35

5 - VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI 36

6 - STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO 41

7 – CONCLUSIONI 43

ALLEGATI: 1 – stralci del progetto 44

1-PREMESSA

Il signor Graziano Ferrari intende realizzare un piano urbanistico attuativo e successivamente procedere alla costruzione di edifici nei lotti previsti, entro un'area di proprietà, sita in via Maiotta-Oliosi a Santa Lucia ai Monti. Il progetto è stato elaborato dall'architetto Massimo Fornalè. Esso prevede la realizzazione di semplici opere di urbanizzazione ma questa relazione contiene anche le valutazioni utili per la realizzazione dei futuri edifici. Si prevede infatti la costruzione di tre edifici di cui due senza interrato e tutti provvisti di due piani fuori terra.

Nel mese di dicembre 2017 ho effettuato uno studio della zona con scavi e indagini sismiche. Questa relazione riporta i risultati delle indagini condotte e esprime la VALUTAZIONE DELLA COMPATIBILITA'GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA ED IDROGEOLOGICA DELL'INTERVENTO.

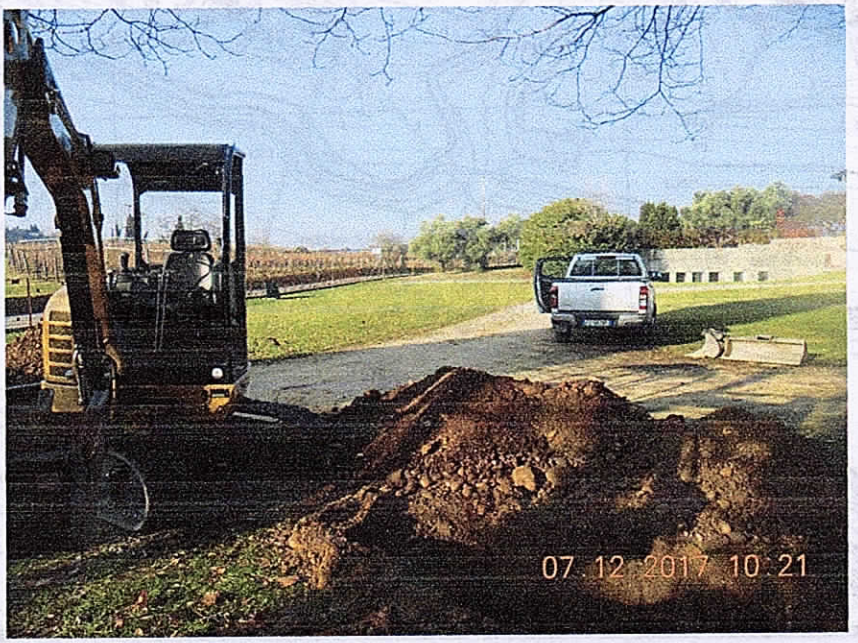


Fig. 1: l'area di intervento durante la esecuzione degli scavi di saggio

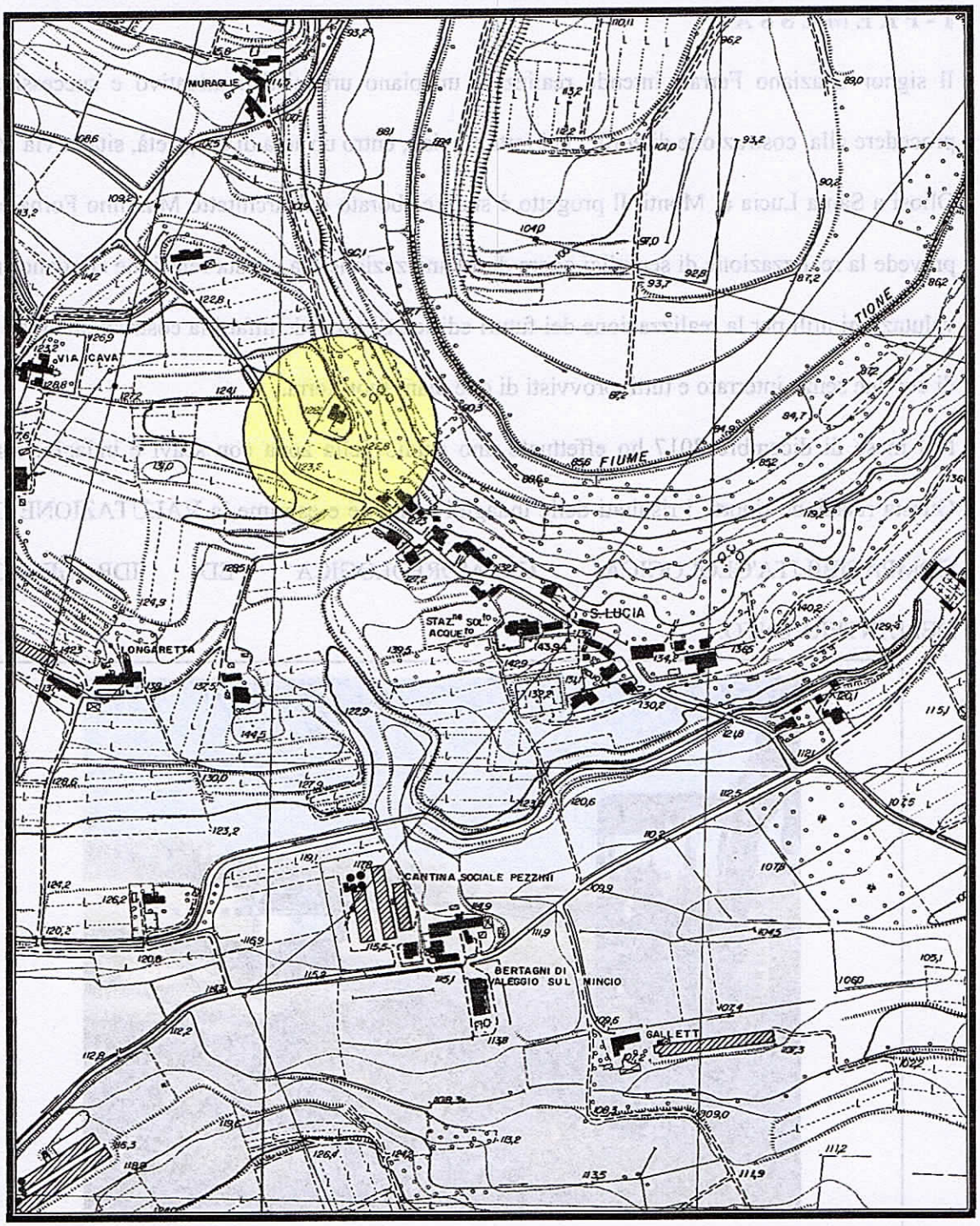


Fig. 2: ubicazione dell'area (stralcio CTR scala 1:5.000 el. 144024 Santa Lucia)

1.1 - informazioni ricevute dal progettista o dal committente

Per la elaborazione di questa relazione si sono ricevute le informazioni necessarie come da tabella a seguire. Non è stata ricevuta alcuna altra informazione tecnica non espressamente dichiarata nella tabella.

n.	Dato richiesto	Dato fornito SI	NO
1	la procedura di verifica per lo SLV (Ps = 10% e Vn = 50 anni)		X
2	la procedura di verifica per lo SLC (Ps = 5% e Vn = 100 anni)		X
3	Cu - classe d'uso della struttura		X
4	Khi – inerzia della struttura		X
5	q - fattore di struttura		X
6	dimensioni dell'edificio		X
7	materiale costituente l'edificio		X
8	tipologia indicativa delle fondazioni		X
9	dimensioni delle fondazioni da verificare		X
10	carico verticale, orizzontale e i momenti di esercizio sulla fondazione		X
11	il valore del cedimento massimo allo SLD		X
12	il tipo di approccio DA1-2 oppure DA2		X
13	indagini geofisiche H/V o MASW.	X	
17	Indagini geotecniche mediante carotaggi e prove penetrometriche		X
18	Misure piezometriche		X
19	Indagini geotecniche di laboratorio		X

Si specifica che per i dati non disponibili si è comunque proceduto con l'elaborazione geotecnica adottando soluzioni verosimili, in ogni caso da verificare nella fase progettuale ed esecutiva.

Ci si riserva di ricalcolare i risultati sulla base delle effettive scelte progettuali, una volta nota l'entità e l'eccentricità dei carichi e in generale le azioni di progetto.

Come previsto dalla normativa, in corso d'opera dovrà essere verificata la corrispondenza tra le previsioni progettuali e la situazione riscontrata.

2 – INQUADRAMENTO GEOLOGICO

2.1 – Situazione geomorfologica e geologica

L'area di intervento si trova su una collina morenica, originata dalla deposizione di detriti da parte del fronte del ghiacciaio che occupava l'area benacense nel recente passato geologico (riss). La quota è di circa 125 m s.l.m. La zona è dominata dalla morfologia glaciale: essa fa infatti parte

dell'anfiteatro morenico frontale del Garda. Dal punto di vista morfologico si distingue la culminazione collinare dove è realizzato l'edificio residenziale esistente e una zona pianeggiante tra tale rilievo e la strada pubblica. A est della costruzione si individua una marcata incisione erosiva, ora inattiva, che confluisce nella valle del Tione e che è il naturale recapito delle acque cadenti sull'area di lottizzazione e nel circondario fuori della proprietà.

L'area è caratterizzata dalla presenza nel sottosuolo di materiali clastici trasportati, prima, dal ghiacciaio e poi ripresi dai torrenti scaricatori glaciali. La morfologia dei luoghi è determinata dalla presenza di cerchie collinari intercalate da zone pianeggianti poste in corrispondenza del corso dei vecchi torrenti scaricatori. Le colline sono catene di alture allineate interrotte da frequenti insellature. Le zone collinari testimoniano le posizioni assunte nel passato dalla fronte glaciale. In queste posizioni per effetto dello scioglimento del ghiaccio, si depositavano in maniera caotica e senza selezione granulometrica, i materiali solidi inclusi nel ghiaccio. Tali materiali, costituiti da rocce, terra, sabbia, erano stati raccolti e trasportati dal ghiacciaio nel suo cammino attraverso le Alpi.

Essi provenivano dalle montagne che fiancheggiavano la valle glaciale, per effetto delle periodiche frane e della costante caduta di frammenti rocciosi. La conseguenza di questa dinamica deposizionale è la natura litologica delle colline moreniche: esse sono costituite infatti da una mescolanza la caotica di ciottoli, anche di grandi dimensioni, sabbia e ghiaia, immersi in una matrice limoso argillosa.

I ciottoli ghiaiosi appartengono ai litotipi che costituiscono il bacino montano del ghiacciaio e sono di natura calcarea o dolomitica, o silicea.

Le zone pianeggianti, presenti fra le cerchie collinari, si sono formate ad opera dei torrenti scaricatori glaciali che hanno ripreso e depositato i materiali ghiaiosi e sabbiosi e talora argillosi o torbosi, operando spesso una selezione granulometrica che ha dato luogo a stratificazioni lentiformi dei vari litotipi. La zona di intervento si trova presso la sommità di una collina ma comprende un'area subpianeggiante posta lungo la strada pubblica. La collina è costituita da depositi ghiaioso-sabbiosi con abbondante matrice fine mentre nell'area pianeggiante si rilevano depositi ghiaiosi e sabbiosi con matrice fine molto meno abbondante e percentualmente minoritaria rispetto alla frazione scheletrica. Alla superficie si rilevano riporti di terreni naturali, con spessore intorno ad 1 metro che sovrastano il preesistente terreno di coltivo cui soggiace la ghiaia e sabbia.

Il P.A.T. del comune di Valeggio sul Mincio, alla Carta delle Fragilità, indica l'intero comparto di lottizzazione come area idonea alla edificazione senza penalità.

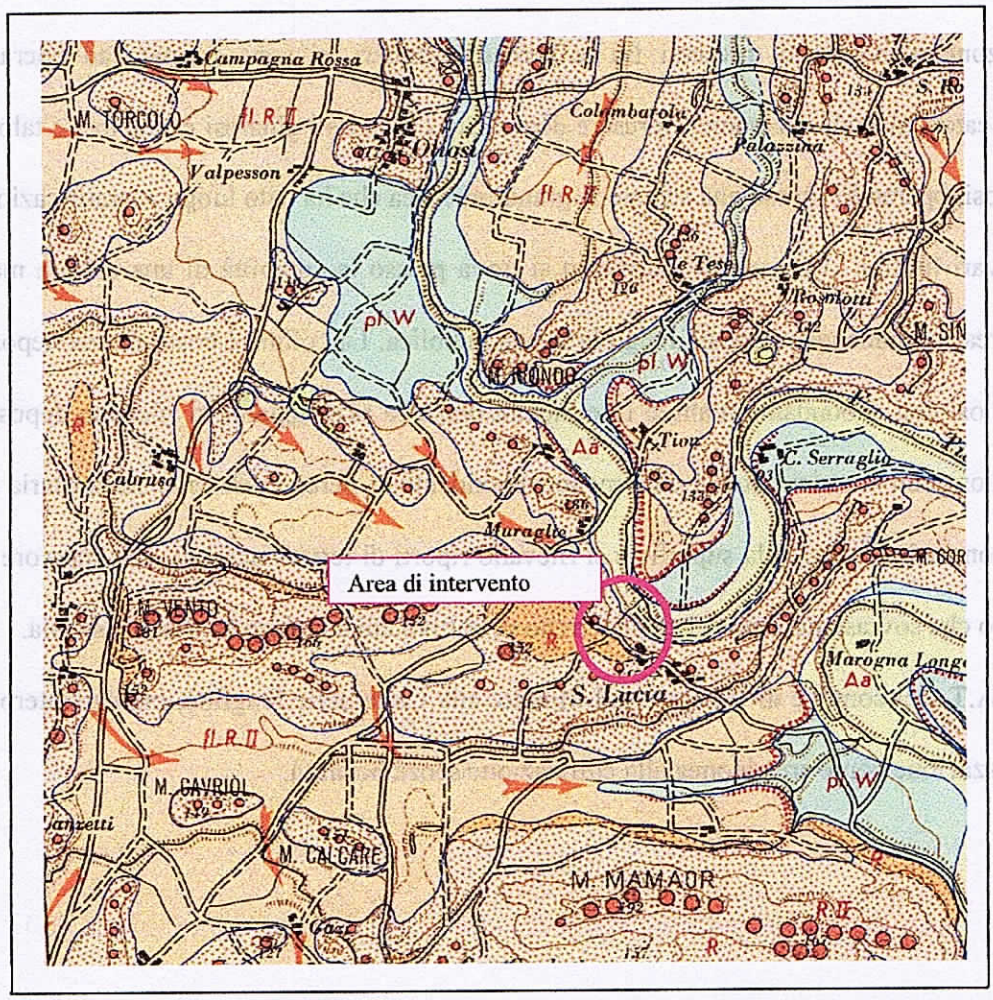


Fig. 3: Carta geologica (Venzo, 1965) Il colore rossastro indica i sedimenti Rissiani, mentre quello verde acqua quelli Wurmiani, più recenti. L'area di intervento si trova su una collina morenica (punteggiato). Le aree non punteggiate a colore uniforme sono caratterizzate dalla presenza di depositi fluvioglaciali (sigla fl o Pl). I bolli arancio indicano l'andamento delle principali cerchie moreniche e le frecce mostrano la direzione dei torrenti scaricatori

2.2 - Idrografia superficiale e idrogeologia

Non si osservano corsi d'acqua nella zona a distanza tale da avere qualche influenza sulla costruzione. Infatti il Mincio e il Tione scorrono nella zona, ma a quota molto più basse. Il più vicino di essi è il Tione che si trova a nord della zona alla distanza di circa 300 m e alla quota di 85 m s.l.m. (cioè circa 40 metri più in basso).

La profondità della falda acquifera non è ben nota ma nei depositi morenici, caratterizzati da permeabilità generalmente bassa, facilmente si rilevano piccole circolazioni idriche o vere e proprie falde anche a profondità moderate. Nel sito di progetto si rilevano emergenze idriche sulla scarpata settentrionale verso il fiume Tione e presumibilmente è presente acqua nel primo sottosuolo anche nella zona pianeggiante dove è prevista la costruzione dei nuovi edifici. Per i due privi di interrato si tratta di un aspetto di scarsa rilevanza, mentre lo scavo per l'interrato del terzo edificio potrebbe incontrare acqua. In ogni caso, a parte le possibili difficoltà in fase di scavo, è necessario difendere la parte interrata dell'edificio da venute di acqua e di umidità realizzando impermeabilizzazioni della costruzione e drenaggi che scarichino nella incisione erosiva presente a est della zona oltre il confine della proprietà. Tali opere vanno realizzate indipendentemente dal rinvenimento di acqua nello scavo in quanto la scarsa permeabilità del terreno potrebbe favorire anche il ristagno di acque pluviali a ridosso della parte interrata della costruzione, con i danni facilmente immaginabili all'interno.

Il terreno ghiaioso del'area di lottizzazione (area subpianeggiante) presenta permeabilità bassa, in virtù della componente fine del sedimento presente. Una prova di permeabilità a carico variabile su un campione ricostruito derivante dalla miscelazione dei materiali ghiaiosi prelevati negli scavi n 1 e n 2 ha fornito il valore di **5.1 X 10^{-5} cm/s = 5.1 X 10^{-7} m/s.** La tabella a seguire permette di

verificare che si tratta di un valore basso. Tale valore risulta molto più basso di quanto ricavato con varie formule mediante le prove penetrometriche (vedi diagrammi di prova a seguire) ma il valore corretto a cui riferirsi è quello precedente misurato con la prova di permeabilità.

Tabella 3.1 Coefficiente di permeabilità k per vari terreni

k (m/s)	1 10^{-1} 10^{-2} 10^{-3} 10^{-4} 10^{-5} 10^{-6} 10^{-7} 10^{-8} 10^{-9} 10^{-10} 10^{-11}			
Drenaggio	buono		povero	praticamente impermeabile
	ghiaia pulita	sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita	sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati	terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici
			terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo	

Tabella 3.2 Classificazione del terreno secondo il valore di k

Grado di permeabilità	*Valore di k* (m/s)
alto	superiore a 10^{-3}
medio	$10^{-3} \div 10^{-5}$
basso	$10^{-5} \div 10^{-7}$
molto basso	$10^{-7} \div 10^{-9}$
impermeabile	minore di 10^{-9}

Tabella 1: permeabilità per vari terreni (Colleselli e Colombo)

3 – SITUAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

3.1 – Indagini geognostiche

Nel sito di progetto, con le risorse messe a disposizione, sono stati realizzati tre piccoli scavi di saggio la cui profondità è stata condizionata dalle prestazioni limitate dello scavatore disponibile. Inoltre è stata realizzata una misurazione diretta della velocità delle onde sismiche (Vs30) tipo MASW e una rilevazione a sismica passiva tipo HVSR. Sono stati prelevati due campioni per alcune determinazioni successive.

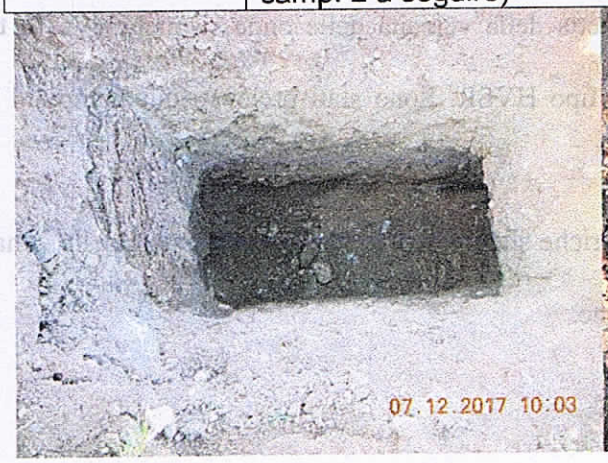
Sono disponibili anche due prove penetrometriche statiche eseguite però al di fuori della zona di intervento sulla scarpata verso la valle del Tione.

Scavo 1: **(zona lotto "A")**

profondità m	***litologia***
0 – 1	Terreno di riporto e agrario naturale (indistinguibili)
1-2	Ghiaia e sabbia morenica con scarsa matrice fine (vedi granulom camp. 1 a seguire)

Scavo 2: **(zona lotto "B")**

profondità m	***litologia***
0 – 0,9	Terreno di riporto (morenico rimaneggiato e terreno di coltivo)
0,9 - 1,7	Terreno agrario naturale autoctono
1,7 -2,3	Ghiaia e sabbia morenica con scarsa matrice fine (vedi granulom camp. 2 a seguire)



scavo 3: **(zona lotto "C")**

profondità m	***litologia***
0 – 1	Terreno di riporto (morenico rimaneggiato e terreno di coltivo)
1 - 2	Terreno agrario naturale autoctono
2 -2,3	Ghiaia e sabbia morenica con scarsa matrice fine

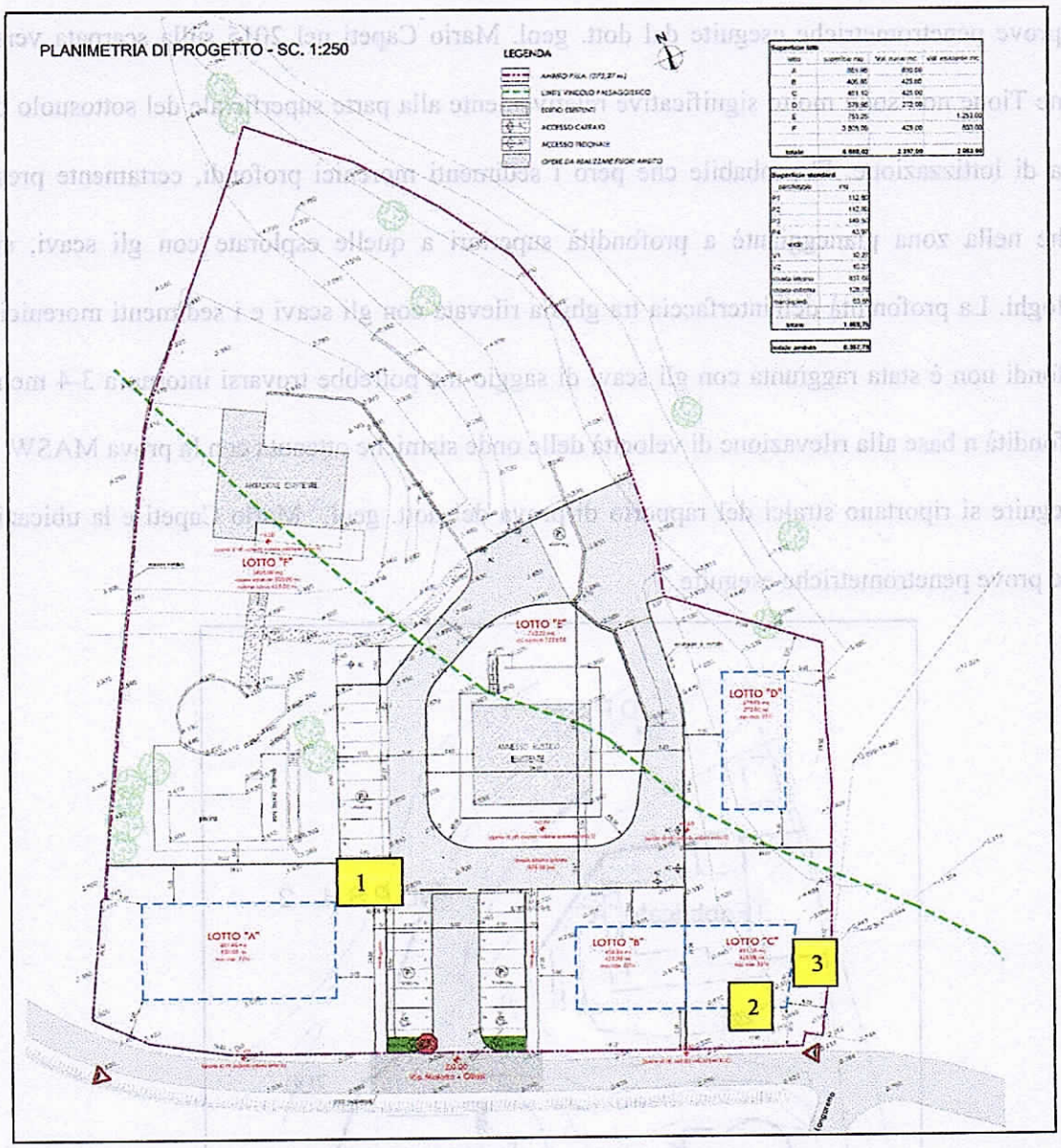


Fig. 4: ubicazione degli scavi di saggio eseguiti

Le prove penetrometriche eseguite dal dott. geol. Mario Capeti nel 2015 sulla scarpata verso il fiume Tione non sono molto significative relativamente alla parte superficiale del sottosuolo della zona di lottizzazione. E' probabile che però i sedimenti morenici profondi, certamente presenti anche nella zona pianeggiante a profondità superiori a quelle esplorate con gli scavi, siano analoghi. La profondità dell'interfaccia tra ghiaia rilevata con gli scavi e i sedimenti morenici più profondi non è stata raggiunta con gli scavi di saggio ma potrebbe trovarsi intorno a 3-4 metri di profondità n base alla rilevazione di velocità delle onde sismiche ottenuta con la prova MASW.

A seguire si riportano stralci del rapporto di prova del dott. geol. Mario Capeti e la ubicazione delle prove penetrometriche eseguite.

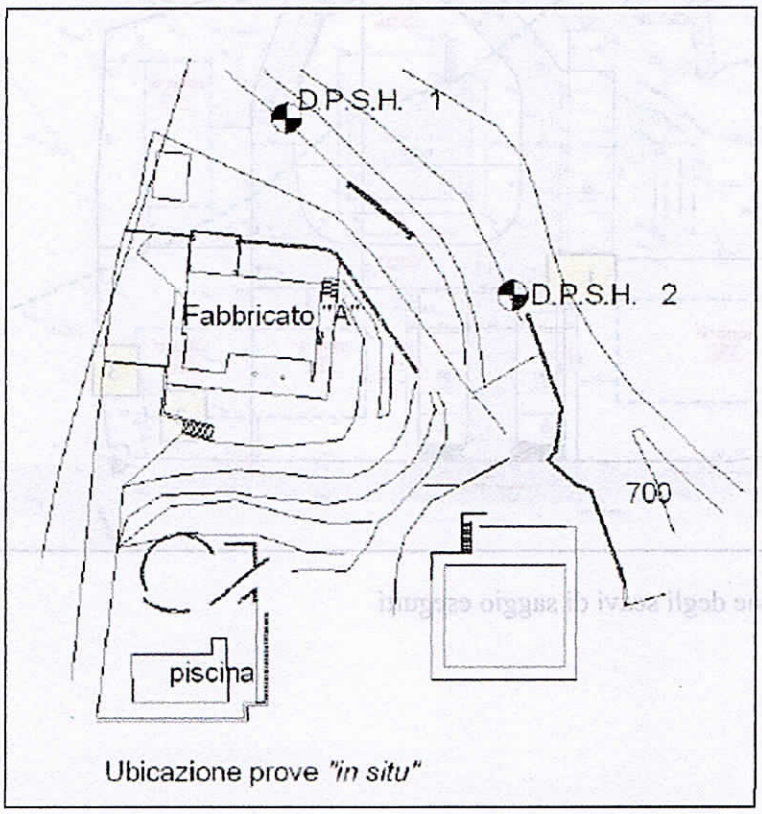


Fig. 5: ubicazione delle prove eseguite dal dott. Capeti

Profondità (m)	Litologia	Orizzonte
0,00 – 0,20	vegetale	A
0,20 – 3,40	argille debolmente limose	B
3,40 – 7,40	detrito di versante in matrice limosa	C

Si evidenzia inoltre che durante l'esecuzione delle prove *"in situ"* è stata rilevata circolazione idrica a circa **1,80** dal **p.c.** nella prova **D.P.S.H. n°1**.

Orizzonte	Litologia correlata	Cu_{med} (KN/m^2)	Φmed (°)	γNAT_{med} (KN/m^3)
A	vegetale	40	-	18,0
B	argille debolmente limose	50	-	19,0
C	detrito di versante in matrice limosa	-	36	20,0

Tabella 2: interpretazione geologica del dott. Capeti delle prove penetrometriche.

La definizione della litologia in tabella 2 non mi trova concorde in quanto ritengo che la prova abbia attraversato terreni morenici ora argilloso-limosi ora ghiaiosi con matrice e non detrito di versante.

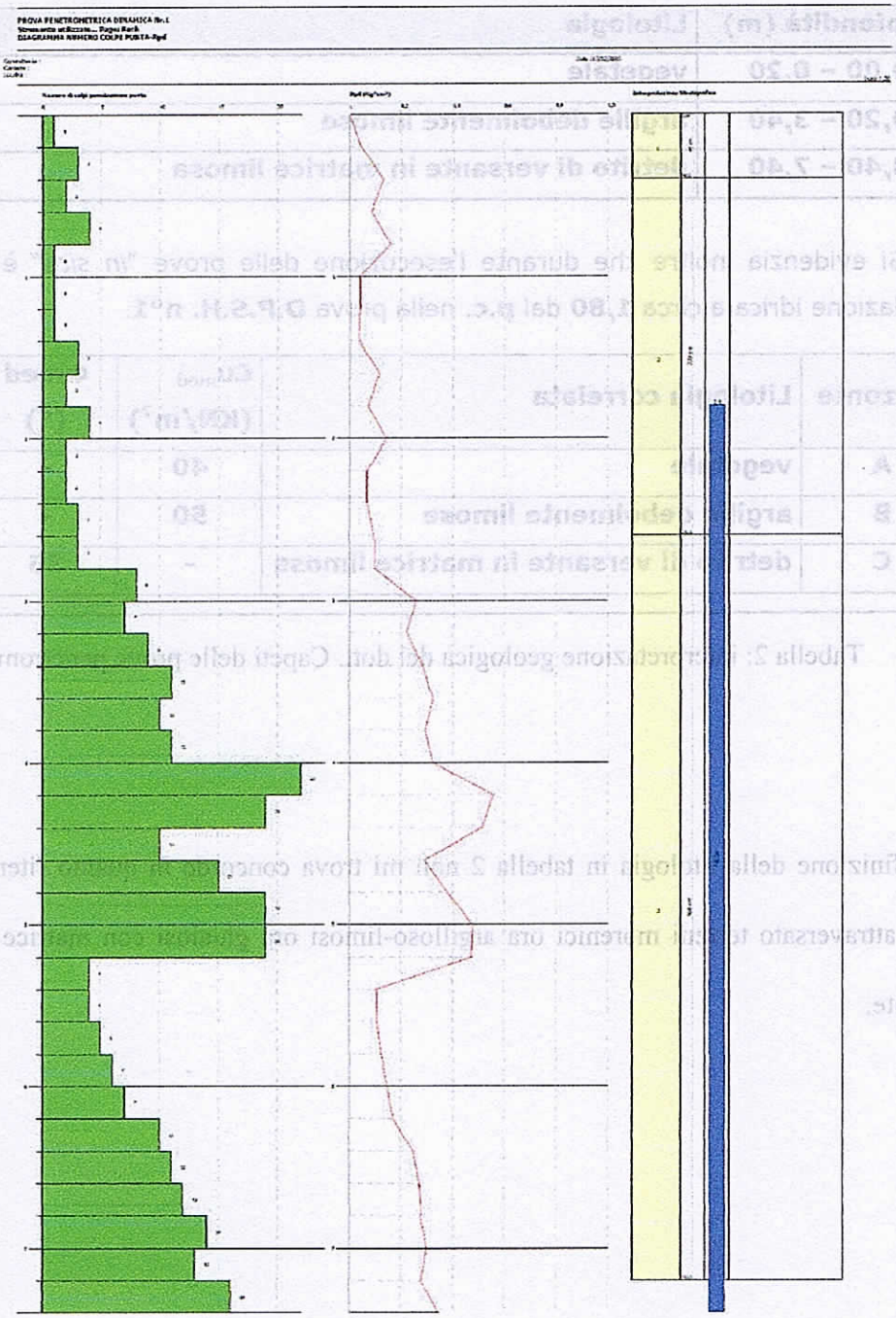


Fig. 6: diagramma della prova penetrometrica n.1 del dott. Capeti

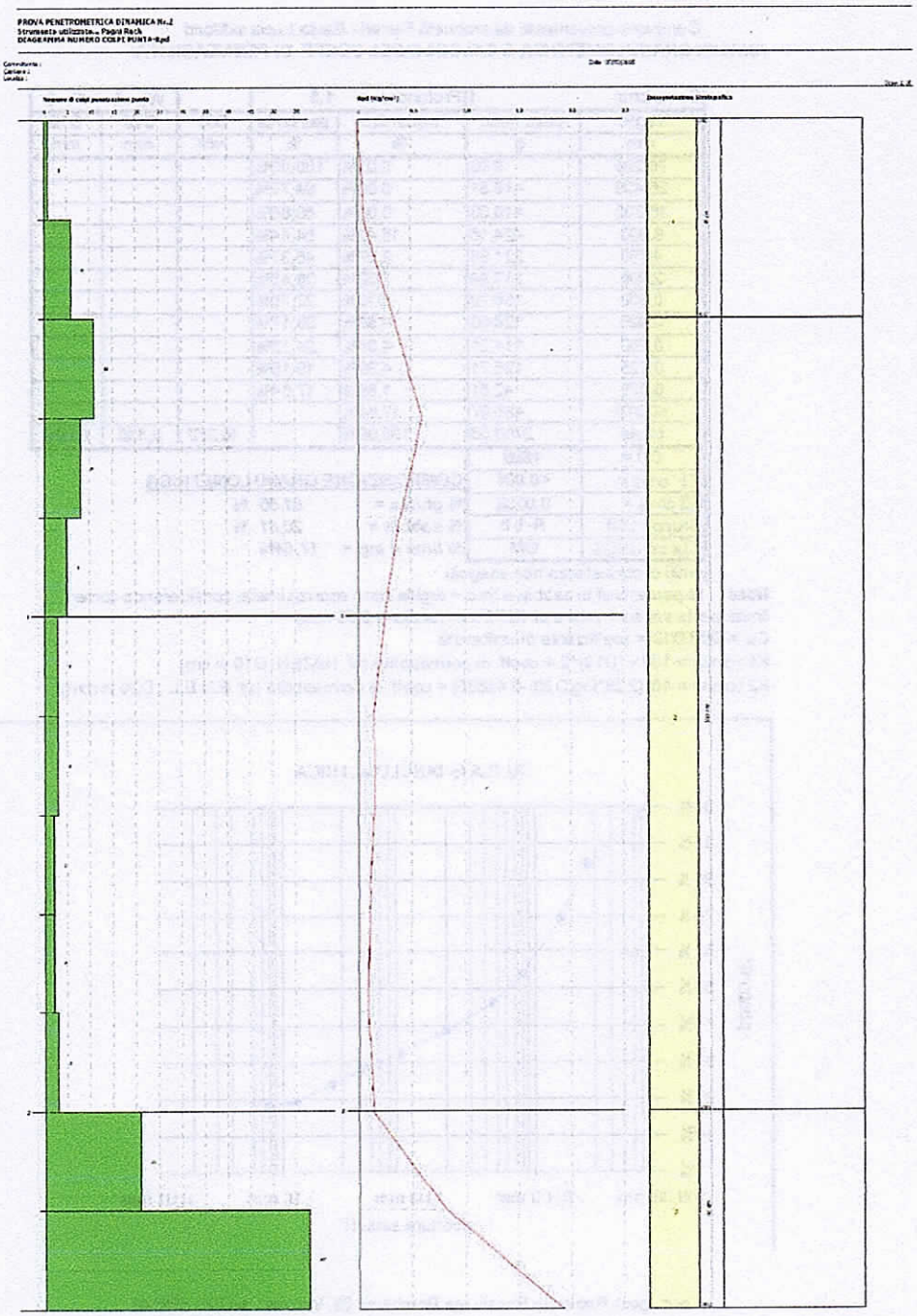


Fig. 7: diagramma della prova penetrometrica n.2 del dott. Capeti

Campione proveniente da proprietà Ferrari - Santa Lucia ai Monti

ANALISI GRANULOMETRICA E CALCOLO DEL COEFF. DI PERMEABILITA'

Campione:	1	Profondità: m	1,5		WL= 0	IP= 0
vaglio	peso netto	trattenuto	passante	D60	D20	D10
mm	g	%	%	mm	mm	mm
76,200	0,00	0,00%	100,00%			
25,400	418,81	0,00%	84,77%			
16,000	410,00	0,00%	69,86%			
8,000	424,16	15,42%	54,44%			
4,750	221,88	8,07%	46,37%			
2,000	217,84	7,92%	38,45%			
0,850	156,79	5,70%	32,75%			
0,425	126,00	4,58%	28,17%			
0,250	111,21	4,04%	24,13%			
0,125	135,71	4,93%	19,19%			
0,075	42,61	1,55%	17,64%			
<0,075	485,07	17,64%				
totale	2750,06	100,00%		10,272	0,140	0,006

CU =	1699	
K1 cm/s =	<0,001	COMPOSIZIONE GRANULOMETRICA
K2 cm/s =	0,0038	*% ghiaia =* *61,55* %
Gruppo UNI:	A-1-b	*% sabbia =* *20,81* %
Classe USCS:	GM	*% limo e arg. =* *17,64%*

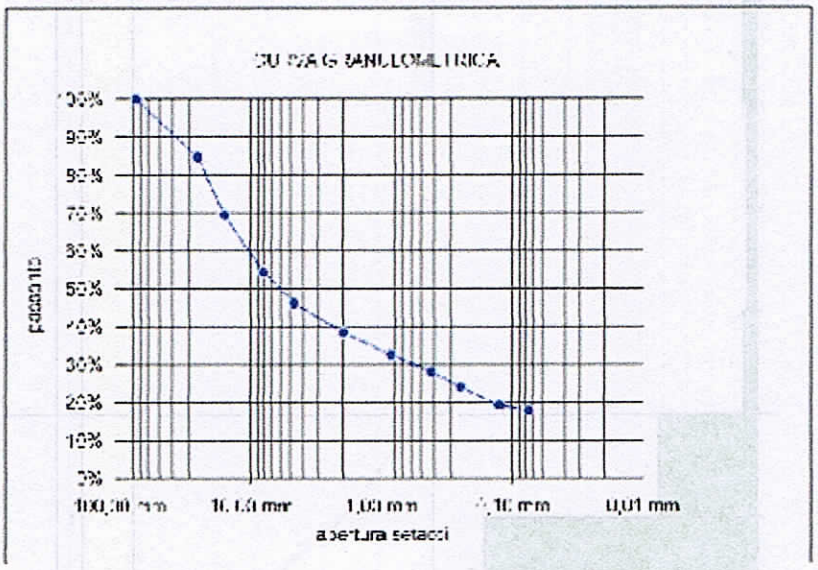
limiti di consistenza non eseguiti

Note: le percentuali di sabbia e limo + argilla sono approssimate, considerando come limite per la sabbia il valore di 0,075 mm (anziché 0,06 mm)

CU = D60/D10 = coefficiente di uniformità

K1 (cm/s) = 100 x (D10)^2 = coeff. di permeabilità (rif. HAZEN; D10 in cm)

K2 (cm/s) = 10^[2,28*log(D20)-0,46865] = coeff. di permeabilità (rif. E.N.E.L.; D20 in mm)



dott. geol. Paolo De Rossi - via Bombardi, 23, Verona - tel 045 525148

Tabella 3: analisi granulometrica del campione prelevato nello scavo 1

Campione proveniente da proprietà Ferrari - Santa Lucia ai Monti

ANALISI GRANULOMETRICA E CALCOLO DEL COEFF. DI PERMEABILITA'

Campione:	2	Profondità: m	1,5		WL= 0	IP= 0
vaglio	peso netto	trattenuto	passante	D60	D20	D10
mm	g	%	%	mm	mm	mm
76,200	0,00	0,00%	100,00%			
25,400	850,18	0,00%	79,61%			
16,000	540,29	0,00%	66,66%			
8,000	467,68	11,22%	55,44%			
4,750	388,77	9,32%	46,12%			
2,000	551,87	13,23%	32,88%			
0,850	539,77	12,94%	19,94%			
0,425	273,36	6,56%	13,38%			
0,250	125,42	3,01%	10,38%			
0,125	79,41	1,90%	8,47%			
0,074	35,19	0,84%	7,63%			
<0,075	318,10	7,63%				
totale	4170,04	100,00%		10,604	0,853	0,218

CU =	49
K1 cm/s =	0,048
K2 cm/s =	0,2369
Gruppo UNI:	A-1-a
Classe USCS:	GW-GM

limiti di consistenza non eseguiti

COMPOSIZIONE GRANULOMETRICA

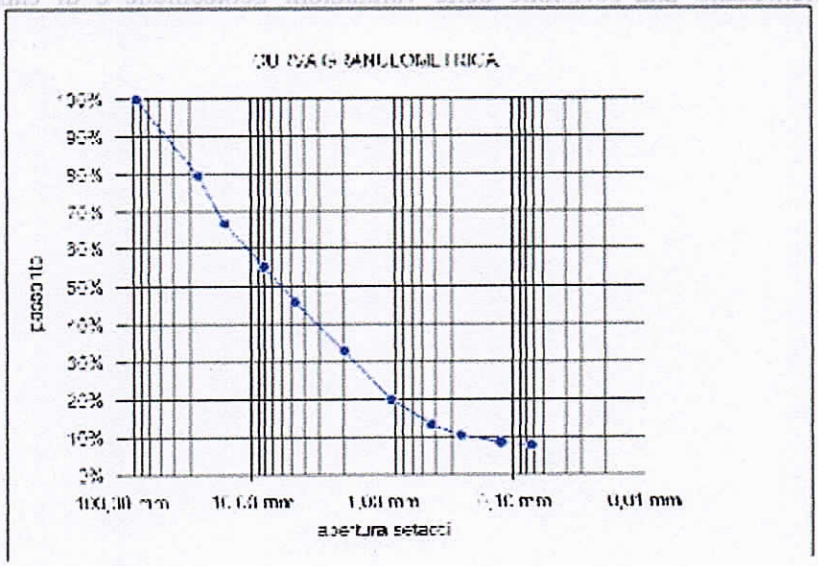
% ghiaia =	*67,12*	%
% sabbia =	*25,26*	%
% limo e arg. =	*7,63%*	

Note: le percentuali di sabbia e limo + argilla sono approssimate, considerando come limite per la sabbia il valore di 0.075 mm (anziché 0,06 mm)

CU = D60/D10 = coefficiente di uniformità

K1 (cm/s) = 100 x (D10)^2 = coeff. di permeabilità (rif. HAZEN; D10 in cm)

K2 (cm/s) = 10^[2,28*log(D20)-0,46865] = coeff. di permeabilità (rif. E.N.E.L.; D20 in mm)



dott. geol. Paolo De Rossi - via Bombardi, 23, Verona - tel.045 525148

Tabella 4: analisi granulometrica del campione prelevato nello scavo 2

E' infine utile ricordare che gli scavi eseguiti sono stati troppo superficiali anche se complessivamente le informazioni che si sono ottenute sul sottosuolo indicano una situazione favorevole. Infatti si ricorda che la Circolare Ministeriale n. 617 del 02/02/2009 pubblicata sul S.O. n. 27 della G.U. n. 47 del 26/02/2009 fornisce prescrizioni sulle modalità di indagine. Infatti al punto C6.4.1 indica che la profondità da raggiungere con le indagini deve essere pari a b-2b dove "b" è la dimensione minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta del manufatto. L'indagine deve quindi essere spinta a maggiore profondità prima di eseguire le opere, effettuando ad esempio scavi almeno 3-4 m al di sotto delle fondazioni, operazione che potrebbe essere agevole all'inizio dei lavori. E' possibile anche se improbabile che le nuove acquisizioni in tale occasione richiedano una revisione delle valutazioni geotecniche e di capacità portante delle fondazioni.

3.2 – Caratterizzazione geotecnica

Il terreno di riporto presente nella parte superficiale del sottosuolo non è adatto all'appoggio di fondazioni che devono raggiungere lo strato ghiaioso sottostante. Va inoltre controllato che lo spessore del livello ghiaioso autoctonosi estenda a tutto il volume di terreno influenzato dalle costruzioni (almeno 5 m sotto fondazione) o che comunque non siano presenti orizzonti di caratteristiche geotecniche meno pregevoli.

La caratterizzazione geotecnica del terreno ghiaioso è stata eseguita mediante misurazione della pendenza delle falde dei cumuli, valutando a esperienza le curve granulometriche e i dati delle prove penetrometriche che però si riferiscono a terreni presumibilmente diversi.

I parametri geotecnici attribuibili al sedimento ghiaioso sono i seguenti:

angolo di attrito non drenato	36°
peso di volume	1850 Kg/m^3 = 18.5 KN/m^3
coesione non drenata	0 Kg/cm^2 = 0 MPa
Profondità della falda	>2 m
Angolo di attrito drenato	36°
Coesione drenata	0 Kg/cm^2 = 0 MPa

3.3 – Caratterizzazione sismica

Il territorio del comune di Valeggio sun Mincio non era classificato sismico. Successivamente la ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 20 MARZO 2003: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica* lo ha inserito in classe 3, con valore di ancoraggio dell'accelerazione sismica orizzontale di 0.15g. La successiva OPCM n. 3519 del 28 aprile 2006 ha modificato il valore di ancoraggio alla accelerazione sismica orizzontale, precedentemente indicato.

Nel gennaio 2008 è stato introdotto il D.M. 14 gennaio 2008 "*Nuove norme tecniche per le costruzioni*" che ha nuovamente ridefinito la situazione sismica del territorio italiano su basi statistico probabilistiche collegando la accelerazione sismica di progetto alle caratteristiche della costruzione oltre che alla situazione morfologica e geologica locale e ovviamente alle condizioni sismologiche del territorio.

Per la definizione sperimentale delle caratteristiche sismiche del sottosuolo sono state eseguite indagini sismiche con metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) e HVSR (Horizontal and Vertical Spectral Ratio) allo scopo di caratterizzare il sito secondo il DM 14.01.2008 Norme Tecniche Costruzioni e determinare la frequenza di risonanza del sito.

METODI DI INDAGINE

I metodi di indagine utilizzati sono il MASW e l'HVSR, le indagini sono state eseguite con la strumentazione e metodica descritte a seguire.

MASW

Energizzando il terreno tramite la caduta di un grave o con fucile sismico, larga parte dell'energia viene trasmessa sotto forma di onde di superficie (onde di Rayleight), la cui velocità è strettamente legata alla velocità delle onde S (V_S). Ogni onda è composta di diverse componenti (frequenze) con diversa ampiezza e fase, che combinate danno origine all'onda nel suo insieme.

Ogni componente, ossia ogni diversa frequenza che compone l'onda, è influenzata dalla caratteristiche del mezzo, fino ad una profondità che dipende dalla frequenza stessa.

Le 3 componenti di un onda sono descritte dalla seguente relazione:

$$\lambda = v / f$$

con λ = lunghezza d'onda (m), v = velocità (m/s) ed f = frequenza (Hz)

una stessa frequenza f che attraversa diversi mezzi, in cui quindi l'onda ha diverse v, avrà diverse lunghezze d'onda. Secondo lo stesso principio, diverse f viaggeranno a diverse v.

Essendo ogni onda composta da diverse frequenze, che quindi hanno diverse velocità di propagazione, è chiaro come una singola onda, dopo aver attraversato una porzione di sottosuolo, arrivi "spezzata" nei suoi vari pacchetti di frequenza: tale fenomeno è detto dispersione.

Analizzando la dispersione delle onde di Rayleight è quindi possibile determinare il profilo di velocità V_R a diverse profondità e, tramite la relazione $V_R = 0.9\ V_S$, determinare il profilo di velocità delle onde S nel sottosuolo, parametro fondamentale per la zonazione sismica dei terreni.

HVSR

Il metodo di indagine HVSR non è minimente invasivo, è estremamente rapido e non richiede alcun tipo di energizzazione. Esso si basa sul rapporto tra la componente orizzontale e verticale dei

microtremori, ossia del "rumore di fondo sismico" dovuto all'ambiente (ad esempio una strada trafficata).

Il rapporto H/V permette di conoscere la frequenza di oscillazione specifica del terreno o di una struttura, permettendo quindi di prendere i necessari provvedimenti, in fase progettuale o di adeguamento, affinchè non si verifichino fenomeni di risonanza in caso di sisma.

STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Per l'acquisizione MASW è stato utilizzato un sismografo PASI mod. GEA24 a 24 canali, con 24 geofoni verticali a 4.5 Hz. L'energizzazione è stata effettuata tramite mazza da 8kg

Per le acquisizioni HVSR si è utilizzato il medesimo sismografo GEA24, con Geofono PASI 3D 3DLG-2 con frequenza di risonanza di 2 Hz.

Fig. 8 - strumentazione in azione nel sito

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area oggetto di indagine è sita presso il paese di Santa Lucia ai monti.

Coordinate geografiche:

Latitudine N 452308

Longitudine E 102547

Fig. 9 – sito di indagine ed assetto della prova effettuata

RISULTATI DELLE INDAGINI

MASW

Nei grafici sottostanti sono riassunti i risultati delle indagini. Il profilo di velocità Vs media nei primi 30 metri è sempre superiore ai 300 ms.

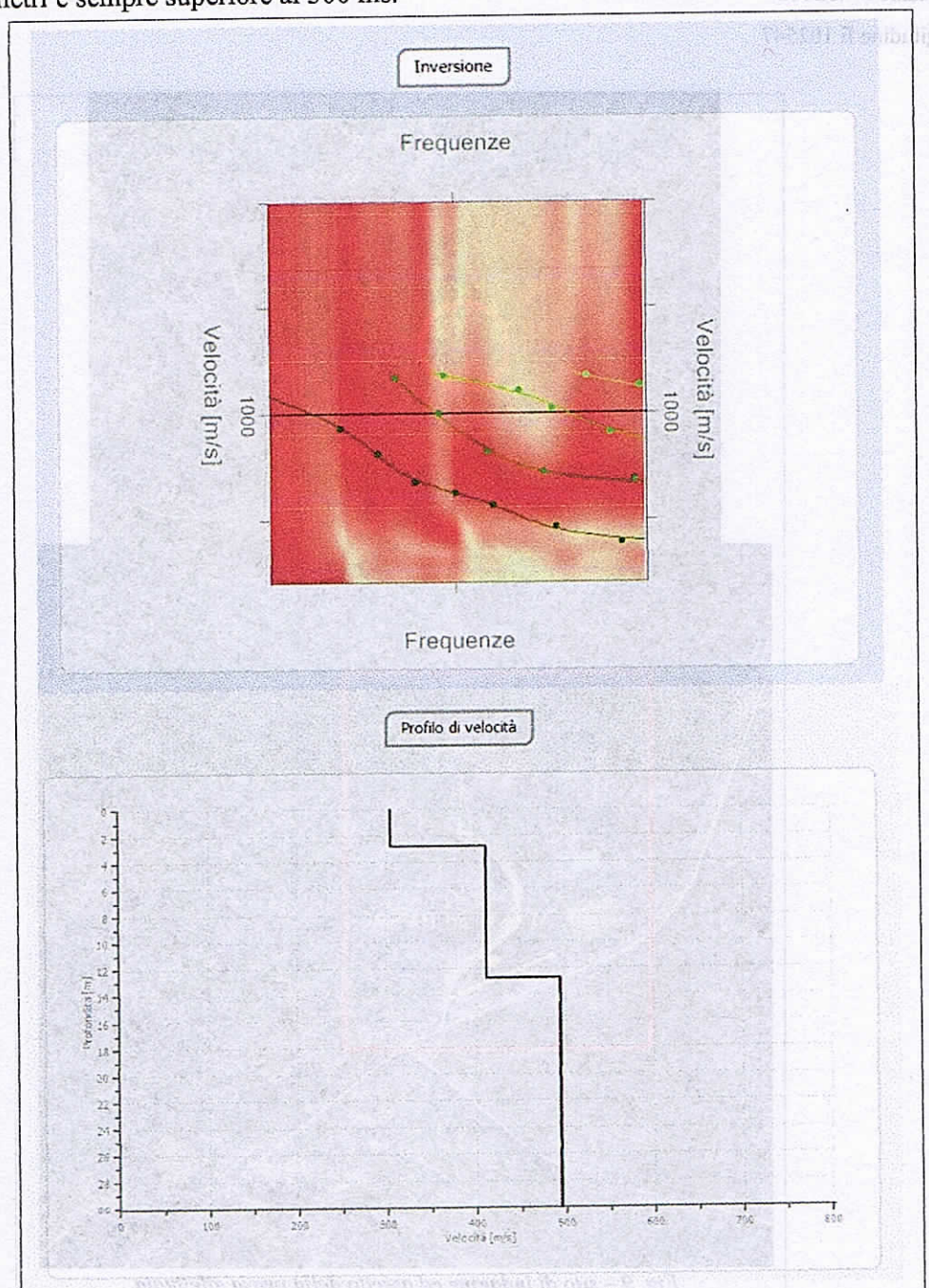


Fig. 10 – risultati dell'analisi

HVSR

Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	70,00 Hz
Frequenza minima:	0,50 Hz
Passo frequenze:	0,10 Hz
Tipo lisciamento::	Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamento:	40,00 %

Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: **22.5 +/- 4.7** **A_0 = 4.6**

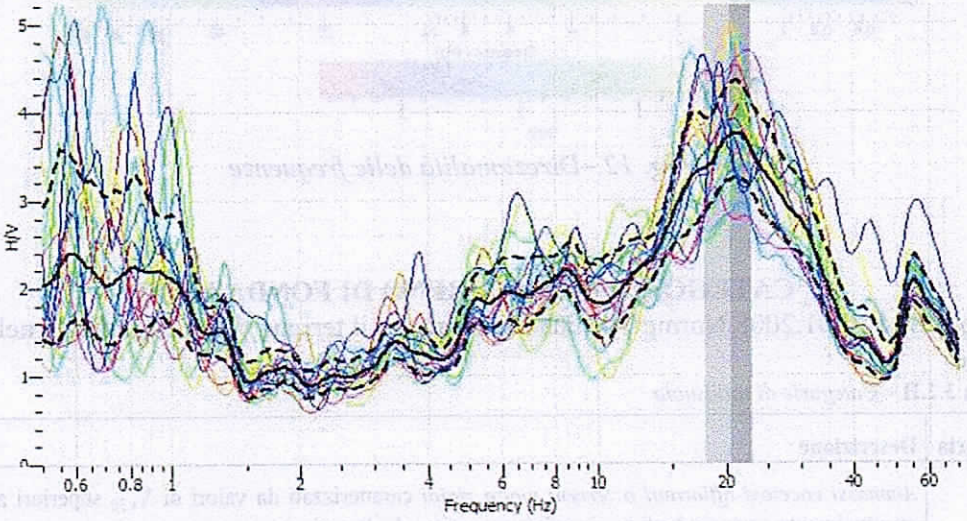


Fig. 3 – Rapporto HVSR

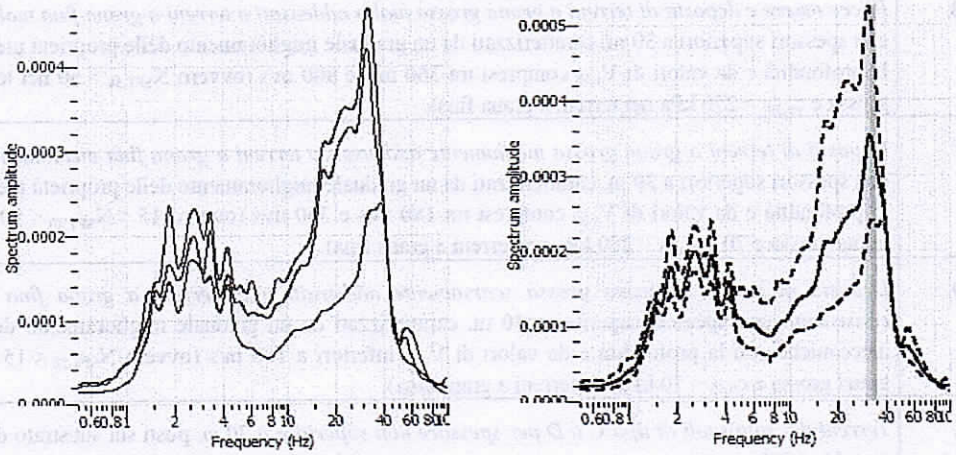


Fig. 11 – Spettri delle singole componenti

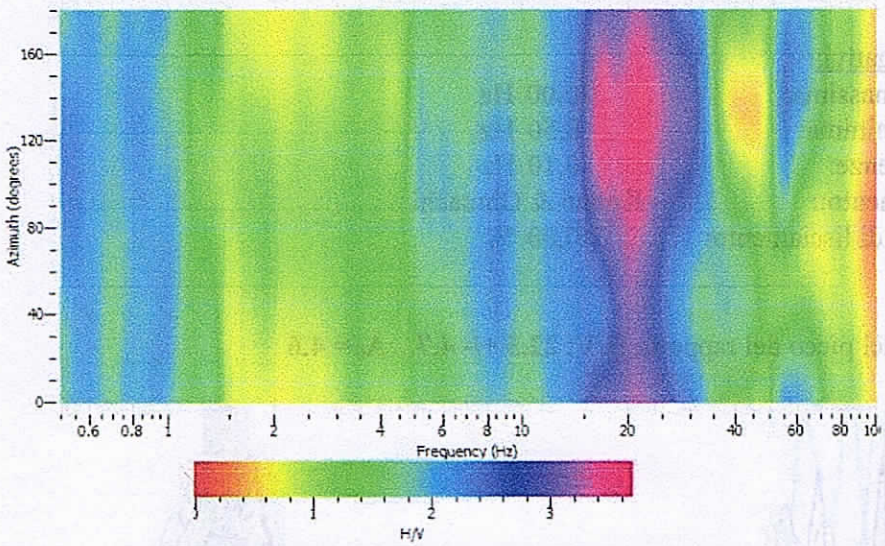


Fig. 12 –Direzionalità delle frequenze

CATEGORIA DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Secondo il DM 14.01.2008 Norme Tecniche Costruzioni il terreno viene classificato nelle seguenti categorie

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Visto il profilo di velocità delle onde S (Vs) determinato tramite l'elaborazione della prova MASW, con velocità delle onde S di circa 300 ms nei primi 2.5 m, circa 400 da 2.5 m a 12.5 m e circa 500 da 12.5 m a 30, da cui si ottiene una **Vs media del sito di circa 450 ms**, si può sicuramente affermare che il sito ricade in **CATEGORIA B**

Categoria del terreno di fondazione	B: ***rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti***, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs_{30} compresi tra 360 e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica Nspt>50 nei terreni a grana grossa e $c_{u,30}$> 250 Kpa nei terreni a grana fina)

Vs_{30}= velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità

Nspt: numero di colpi della prova SPT (standard penetration test)

C_u= coesione non drenata

In riferimento alla seguente tabella *(D.M. 14.1.2008, tab 3.2.VI) il* sito ricade nella categoria T1. L'area in scarpata verso il fiume Tione, esterna alla zona di lottizzazione, ricade in categoria T2.

categoria	*Caratteristiche della superficie topografica*
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i<=15°
T2	Pendii con inclinazione media i>15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15°<=i<=30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i>30°

A seguire si riportano i parametri sismici ai sensi della normativa vigente.

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Data: 21/12/2017
Vita nominale (Vn): 50 [anni]
Classe d'uso: II
Coefficiente d'uso (Cu): 1
Periodo di riferimento (Vr): 50 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]
Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto
Latitudine (WGS84): 45,3857651 [°]
Longitudine (WGS84): 10,7632246 [°]
Latitudine (ED50): 45,3866882 [°]
Longitudine (ED50): 10,7642469 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	12726	45,402940	10,715900	4185,35
2	12727	45,404560	10,786980	2664,65
3	12949	45,354580	10,789230	4068,76
4	12948	45,352960	10,718280	5192,18

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC08, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,040	2,549	0,233
SLD	50	0,054	2,495	0,248
	72	0,066	2,535	0,250
	101	0,078	2,481	0,258
	140	0,092	2,435	0,261

	201	0,109	2,407	0,268
SLV	475	0,156	2,423	0,276
SLC	975	0,202	2,473	0,278
	2475	0,285	2,376	0,289

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,040	2,538	0,234
SLD	50	0,055	2,515	0,246
	72	0,066	2,531	0,251
	101	0,079	2,472	0,259
	140	0,093	2,427	0,262
	201	0,109	2,406	0,270
SLV	475	0,156	2,426	0,276
SLC	975	0,202	2,472	0,279
	2475	0,284	2,378	0,289

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,038	2,569	0,234
SLD	50	0,052	2,464	0,253
	72	0,062	2,527	0,257
	101	0,074	2,502	0,261
	140	0,086	2,469	0,263
	201	0,102	2,435	0,268
SLV	475	0,147	2,428	0,276
SLC	975	0,191	2,471	0,278
	2475	0,270	2,379	0,289

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,038	2,594	0,233
SLD	50	0,052	2,473	0,253
	72	0,061	2,526	0,256
	101	0,074	2,499	0,260
	140	0,086	2,474	0,263
	201	0,102	2,437	0,267
SLV	475	0,147	2,427	0,276
SLC	975	0,192	2,468	0,278
	2475	0,270	2,381	0,290

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,039	2,558	0,234
SLD	50	0,053	2,491	0,249
SLV	475	0,152	2,426	0,276
SLC	975	0,198	2,471	0,278

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Categoria sottosuolo:

B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 maggiore di 50 nei terreni a grana grossa e cu30 maggiore di 250 kPa nei terreni a grana fine).

Categoria topografica:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Coefficienti sismici per muri di sostegno

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,009	0,012	0,044	0,057
kv	0,004	0,006	0,022	0,028
amax [m/s²]	0,464	0,627	1,789	2,326
Beta	0,180	0,180	0,240	0,240

Coefficienti sismici per muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,047	0,064	0,182	0,237
kv	0,024	0,032	0,091	0,119
amax [m/s²]	0,464	0,627	1,789	2,326
Beta	1,000	1,000	1,000	1,000

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,009	0,013	0,044	0,057
kv	0,005	0,006	0,022	0,028
amax [m/s²]	0,464	0,627	1,789	2,326
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

Non si dispone di informazioni sperimentali per stabilire la suscettibilità alla liquefazione sismica del sottosuolo. Si tratta di un fenomeno che interessa le sabbie sature poco addensate e non riguarda i depositi e sedimenti rinvenuti finora nel sito. Il fenomeno appare improbabile anche per la assenza di una vera e propria falda acquifera e per la bassa sismicità della zona.

Effetti cinematici sul terreno di fondazione

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo della portanza, anche degli effetti cinematici sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante.

Vesic e Sano & Okamoto hanno proposto di quantificare il problema introducendo nel calcolo della portanza un angolo d'attrito ridotto (ϕ dinamico).

a) Criterio di Vesic.

Secondo questo Autore per tener conto degli effetti cinematici nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

b) Criterio di Sano.

L'Autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$\Delta\phi = arctg\left(\frac{ag}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_g è l'accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni.

Questo criterio, rispetto a quello di Vesic, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica.

Altri Autori suggeriscono un approccio diverso, caratterizzato dall'applicazione di coefficienti riduttivi ai fattori di portanza N_q, N_c e N_γ. Paolucci e Pecker, per esempio, introducono i seguenti fattori:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{tg\phi}\right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 k_{hk}$$

dove k_{hk} è il coefficiente sismico orizzontale riferito al piano di posa delle fondazioni. I nuovi fattori di portanza saranno quindi dati dalle seguenti espressioni:

$$N_q' = z_q N_q$$

$$N_\gamma' = z_\gamma N_\gamma$$

$$N_c' = z_c N_c.$$

Le istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche (D.M. 14.01.2008) suggeriscono di applicare la correzione, con le formule viste sopra, solo al fattore N_γ, ponendo quindi $z_q = z_c = 1$, come in effetti fatto nelle verifiche a seguire.

Questa correzione comporta generalmente variazioni molto contenute della capacità portante rispetto alle condizioni statiche.

4 -OPERE DI URBANIZZAZIONE

Le opere di urbanizzazione sono particolarmente semplici e consistono nella realizzazione di parcheggi privi di particolari manufatti e opere viarie a raso. Per la realizzazione di tali opere è sufficiente adottare le normali regole dell'arte tenendo presente che si lavora su terreni consistenti ma che, se mal lavorati, possono essere localmente deformabili. Inoltre il sottosuolo è poco permeabile. Ne consegue che è molto difficile disperdervi acque con efficacia.

Inoltre la realizzazione di cassonetti stradali in argilla e di rilevati con materiali granulari rende molto probabile l'accumulo di acqua stagnante alla base di questi ultimi, con problemi di cedimenti, ristagno e gelivazione.

L'intervento più rilevante dal punto di vista geologico è la costruzione delle strade. Si consiglia di realizzare le zone dove sono previsti parcheggi e strade con materiali di qualità (preferibilmente appartenenti ai gruppi A1 della tabella UNI 11531-1-2014) lavorati a strati sottili fino a raggiungere un modulo di deformazione (norma SNV 670317 o similari) di almeno 600 Kg/cm^2.

Le eventuali scarpate vanno modellate a pendenza ridotta, dipendente dal tipo di materiali di cui saranno costituite e dalla previsione di eventuali futuri sovraccarichi in prossimità dei cigli e indicativamente non superiore a 30°.

L'aspetto relativo alla gestione delle acque è trattato in elaborato separato (valutazione di compatibilità idraulica).

5 - CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI

La normativa vigente (D.M. 14.1.2008) prescrive che le verifiche della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d >= E_d$$

Dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto degli effetti delle azioni valutato in base ai valori di progetto delle azioni come indicato nel paragrafo 2.5.3 della normativa o direttamente.

A seguire verranno quantificate le resistenze del terreno, da confrontare con gli effetti delle azioni per valutare se la relazione precedente sia verificata, per le opere di fondazione.

Le verifiche di resistenza del complesso terreno fondazione sono state eseguite per fondazione nastriforme con diverse misure e profondità ed utilizzando i parametri geotecnici rilevati con questa indagine ed esposti in prcedenza.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto *D/B*, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Qlim = *c x Nc x sc x dc x ic x bc x gc + sq x y1 x D x Nq x dq x iq x bq x gq + 0.5 x y2 x B x Ny x sy x dy x iy x by x gy* (per $\phi > 0$);

Qlim = *5.14 x Cu x (1 + sc + dc -ic -bc - gc) + y1 x D* (per $\phi = 0$);

Per valori di D/B <1

$$d_c = 1 + 0.4\frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2\tan\phi(1 - \sin\phi)^2\frac{D}{B}$$

Per valori D/B>1:

$$d_c = 1 + 0.4\tan^{-1}\frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2\tan\phi(1 - \sin\phi)^2\tan^{-1}\frac{D}{B}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	*0*	*1*	*1.1*	*2*	*5*	*10*	*20*	*100*
d'c	*0*	*0.40*	*0.33*	*0.44*	*0.55*	*0.59*	*0.61*	*0.62*

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando ϕ=0.
Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2\frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \qquad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\tan\phi(1 - \sin\phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \phi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1}\frac{D}{B} \quad \text{se} \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot\phi}\right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot\phi}\right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot\phi}\right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Con A_f = area effettiva della fondazione e η=inclinazione della base fondazione

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (10.5\tan\beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b_c' = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan\phi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan\phi)$$

Le tabelle a seguire riportano i valori di capacità portante del complesso terreno-fondazione con i vari approcci previsti dalla vigente normativa.

Si richiama l'attenzione sul fatto che i valori di capacità portante calcolati si riferiscono a carichi verticali su fondazione di area efficace. La dimensione della fondazione va quindi corretta in funzione dell'eccentricità, determinando di fatto una riduzione dell'area effettiva, detta appunto area efficace, e conseguentemente un incremento della pressione trasmessa al terreno. La presenza di momenti o inclinazioni di carico, ivi comprese quelle sismiche, determina un valore inferiore all'unità dei fattori "i" di inclinazione del carico con incidenza, **talora anche molto rilevante**, *sulla capacità portante che può essere correttamente valutata solo conoscendo tali inclinazioni o l'entità delle forze orizzontali e verticali del fattore "q" ecc., che possono dipendere da vari fattori. Non essendoci stati comunicati i valori di del fattore di struttura, il tipo di struttura e la inclinazione o l'entità delle forze suddette il calcolo è stato eseguito per carichi verticali.*

Portanza delle fondazioni con parametri variabili

N.	Larghezza (m)	Lunghezza (m)	Profondità di posa (m)	Inclinazione carico su B (°)	Inclinazione carico su L (°)	Carico SLU I2 (kg/cmq)	Carico di progetto (kg/cmq)
1	1	10	0,5	0	0	1,99	0
2	1,5	10	0,5	0	0	2,34	0
3	2	10	0,5	0	0	2,69	0
4	1	10	0,7	0	0	2,55	0
5	1,5	10	0,7	0	0	2,86	0
6	2	10	0,7	0	0	3,2	0
7	1	10	0,9	0	0	3,16	0
8	1,5	10	0,9	0	0	3,42	0
9	2	10	0,9	0	0	3,74	0
10	1	10	1,1	0	0	3,64	0
11	1,5	10	1,1	0	0	4,01	0
12	2	10	1,1	0	0	4,31	0
13	1	10	1,3	0	0	4,22	0
14	1,5	10	1,3	0	0	4,64	0
15	2	10	1,3	0	0	4,9	0
16	1	10	1,5	0	0	4,8	0
17	1,5	10	1,5	0	0	5,29	0
18	2	10	1,5	0	0	5,52	0

Metodo di calcolo: Brinch Hansen D.M. 14.01.2008 App.I Comb.2 condizioni non drenate

Fs parziale per l'angolo d'attrito: 1,25 Fs parziale per la coesione: 1,4 Fs globale: 1,8

Portanza delle fondazioni con parametri variabili

N.	Larghezza (m)	Lunghezza (m)	Profondità di posa (m)	Inclinazione carico su B (°)	Inclinazione carico su L (°)	Carico SLU II (kg/cmq)	Carico di progetto (kg/cmq)
1	1	10	0,5	0	0	3,48	0
2	1,5	10	0,5	0	0	4,21	0
3	2	10	0,5	0	0	4,94	0
4	1	10	0,7	0	0	4,34	0
5	1,5	10	0,7	0	0	5,03	0
6	2	10	0,7	0	0	5,75	0
7	1	10	0,9	0	0	5,27	0
8	1,5	10	0,9	0	0	5,9	0
9	2	10	0,9	0	0	6,6	0
10	1	10	1,1	0	0	6,02	0
11	1,5	10	1,1	0	0	6,81	0
12	2	10	1,1	0	0	7,49	0
13	1	10	1,3	0	0	6,91	0
14	1,5	10	1,3	0	0	7,77	0
15	2	10	1,3	0	0	8,41	0
16	1	10	1,5	0	0	7,8	0
17	1,5	10	1,5	0	0	8,78	0
18	2	10	1,5	0	0	9,36	0

Metodo di calcolo: Brinch Hansen D.M. 14.01.2008 App.II Comb.delle azioni: sismica

Fs parziale per l'angolo d'attrito: 1,0 Fs parziale per la coesione: 1,0 Fs globale: 2,3

Si precisa che le fondazioni vanno appoggiate sul terreno ghiaioso autoctono (non sul riporto) e che la quota zero è il piano campagna o il piano pavimento dell'interrato (al di sotto di eventuali vespai aerati) in caso di edificio con piano interrato.

L'ammontare del cedimento non può essere quantificato senza eseguire ulteriori e più approfondite indagini. Per terreni come quelli rilevati negli scavi si dovrebbe però trattare di un aspetto non particolarmente problematico, con assestamenti non elevati e a decorso abbastanza rapido. In ogni caso si sconsiglia di superare il carico unitario in condizioni statiche di 2,5-3 kg/cm^2 che potrebbe essere superato sono esefuendo nuove e più approfondite indagini con esiti favorevoli.

6 - STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO

Il terreno incontrato presenta favorevoli caratteristiche geotecniche. Scarpate stabili a lungo termine devono avere una pendenza di circa 35 gradi. Le scarpate di scavo temporaneo, per altezze dell'ordine di 3 metri, possono assumere pendenze anche di 60 gradi a condizione che non si manifestino sovraccarichi al ciglio e che siano protette dal dilavamento in occasione di eventi piovosi e che siano accuratamente ispezionate periodicamente e specialmente dopo tali fenomeni. Vanno rilevati eventuali segni premonitori di collasso, quali crepe, avvallamenti, rigonfiamenti in scarpata, solchi erosivi profondi, filtrazioni d'acqua ecc. La lunga esposizione all'aperto riduce la stabilità, anche se i profili di equilibrio tendono ad evolvere per piccoli distacchi più che per collassi massivi. La resistenza meccanica dei terreni, in particolare di quelli coesivi o a comportamento misto coesivo-granulare (come alcuni terreni del sito), decresce fortemente per assorbimento di acqua e quindi in periodi umidi e piovosi le condizioni di stabilità possono peggiorare fino al collasso. Indicativamente il "breve periodo" va inteso come quello necessario tecnicamente per eseguire i getti sotto la quota del piano campagna e quindi mettere in sicurezza lo

scavo (2 mesi circa). Il comportamento delle scarpate non è però prevedibile con esattezza burocratica e le indicazioni geologiche vanno adottate con prudenza e attenzione e non sostituiscono totalmente le valutazioni del responsabile della sicurezza che, a scavo aperto, può rilevare meglio eventuali condizioni locali di aumento del pericolo o l'aumento di pericolo legato a vicende meteorologiche e la evoluzione delle situazioni dei fronti di scavo, adottando le conseguenti iniziative di sua competenza. Per la vigente normativa sulla sicurezza gli addetti vanno dotati di idonei dispositivi di protezione individuale e istruiti circa il pericolo costituito dal possibile rotolamento di pietre. Va tenuto presente che la litologia della zona risulta piuttosto variabile e quindi queste indicazioni hanno valore di massima e vanno accuratamente verificate in corso di scavo, modificando le pendenze dei fronti se necessario. Va anche considerato che la eventuale presenza di acqua nel terreno, evento che non può essere escluso e che va anzi considerato molto probabile, comporta una sostanziale riduzione delle condizioni di stabilità e la necessità di ridurre molto vistosamente le indicazioni precedenti. Non è possibile in questa sede fornire indicazioni più precise senza indagini profondità maggiore di quella che è stato possibile esplorare in questa occasione.

7 – CONCLUSIONI

La situazione geologica configura un sottosuolo ghiaioso sovrastato da riporti di terre naturali dello spessore di circa 1 metro. Lo spessore della ghiaia non è noto ma presumibilmente essa poggia su depositi morenici ricchi di matrice fine già a pochi metri di profondità. Il sottosuolo presenta comunque caratteristiche meccaniche favorevoli. Le caratteristiche geotecniche permettono di adottare fondazioni superficiali e non comportano particolari problemi per la costruzione delle opere di urbanizzazione, di tipo abbastanza semplice. Anche la costruzione degli edifici può contare su terreni di caratteristiche meccaniche complessivamente buone. I cedimenti prevedibili possono essere indicati solo seguendo ulteriori indagini ma si tratta di un aspetto che non sembra essere particolarmente vincolante per le scelte progettuali. Il loro decorso sarà abbastanza rapido nel terreno ghiaiosi in quanto la permeabilità del suolo fa si che le sovrappressioni dovute al carico trasmesso dalle fondazioni si trasformino in pressione effettiva quasi immediatamente. Certamente il decorso sarà più lento in terrei ricchi di matrice fine.

Si consiglia comunque di verificare la natura del sottosuolo in occasione degli scavi di preparazione del sedime degli edifici o meglio in occasione della realizzazione delle opere di fondazione, esplorando una profondità di almeno 4-5 metri sotto il livello delle fondazioni o anche quella indicata dalla normativa, per individuare situazioni anomale eventualmente presenti e non evidenziate dall'esame geologico.

La ricerca svolta permette comunque di affermare che la zona presenta caratteri di compatibilità geologica, geomorfologica ed idrogeologica e che nulla osta alla concessione del permesso di realizzare le opere di urbanizzazione e di costruire gli edifici previsti.

ALLEGATO 1: STRALCI DEL PROGETTO

GIANLUCA BELLIGOLI STUDIO s.a.s.

Via Bengasi n.5 — tel. 324 8025907

37134 - Verona — studiobelligoli@gmail.com

comune: VALEGGIO SUL MINCIO — provincia: VERONA

oggetto:
P.U.A. SANTA LUCIA
PIANO DI LOTTIZZAZIONE DENOMINATO SANTA LUCIA, IN COMUNE DI VALEGGIO SUL MINCIO
LOCALITÀ SANTA LUCIA AI MONTI, VIA MAIOTTA-OLIOSI

richiedenti/proprietari: FERRARI GRAZIANO — firma

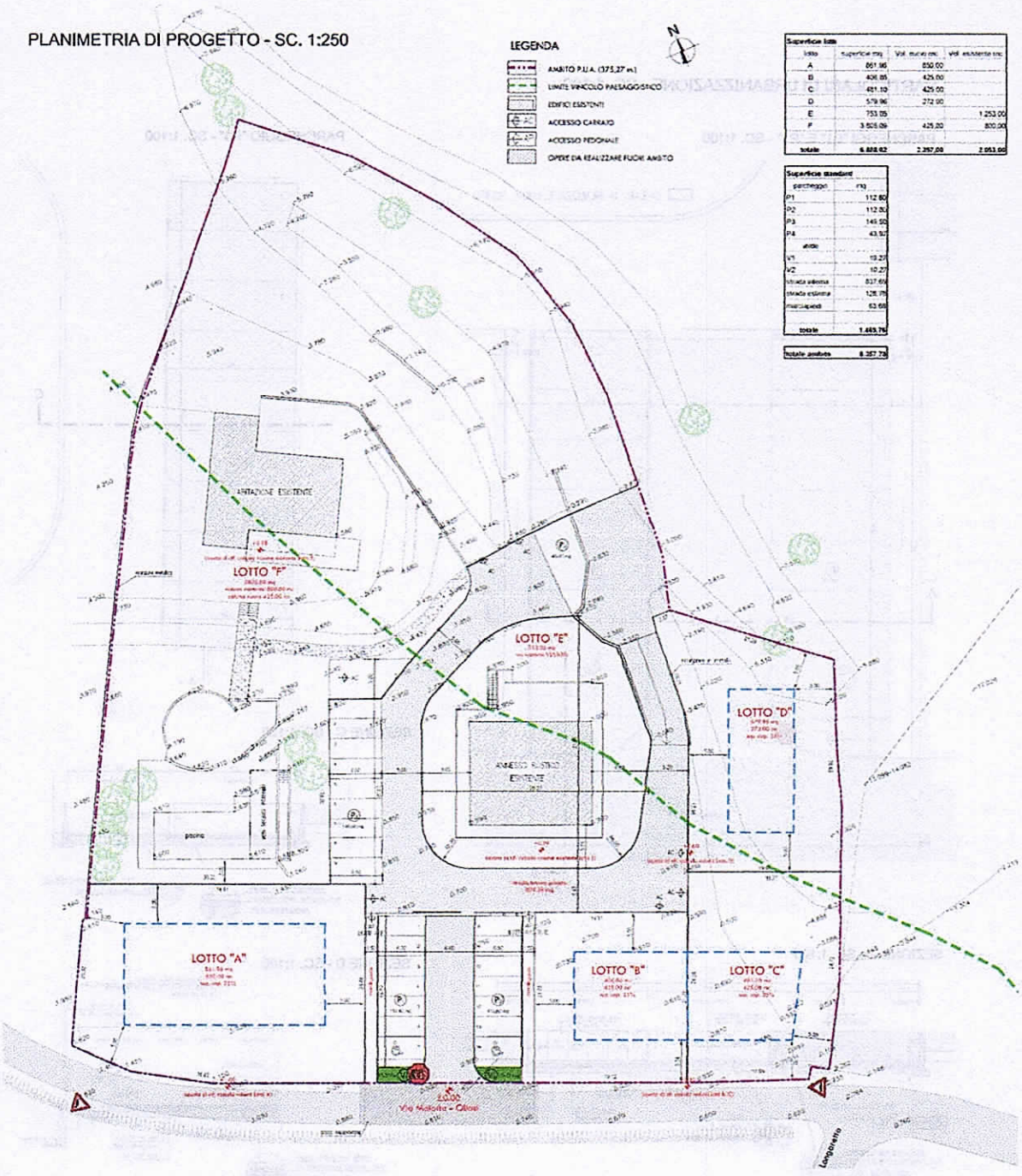
progettazione: ARCH. MASSIMO FORNALÈ — timbro e firma

direzione lavori: GEOM. GIANLUCA BELLIGOLI — timbro e firma

titolo tavola: PLANIMETRIA STATO DI PROGETTO, SCHEMA OPERE DI URBANIZZAZIONE. — scala disegno: 1:250

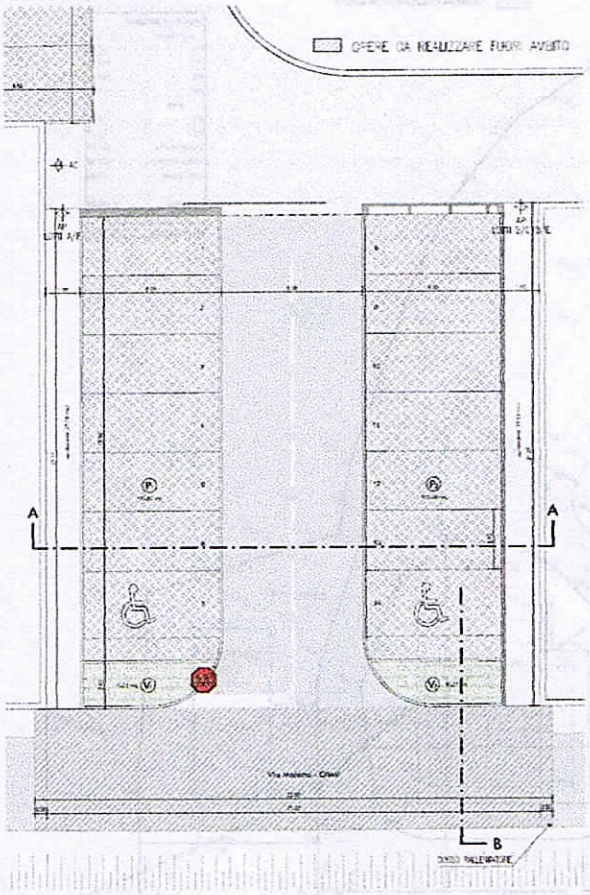
numero tavola: 3/5 — data: 02/12/2017

PLANIMETRIA DI PROGETTO - SC. 1:250

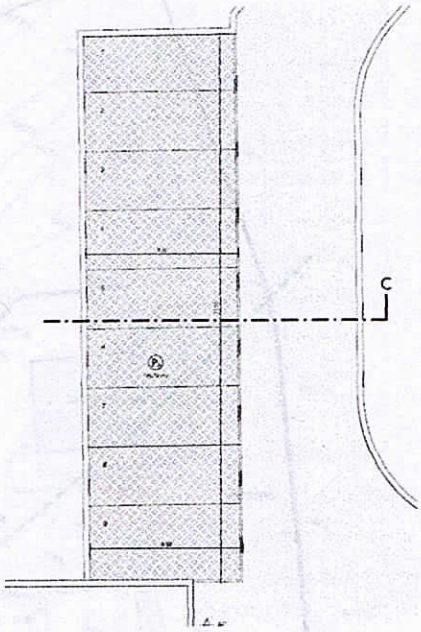


PARTICOLARI DI URBANIZZAZIONE - SC. 1:100

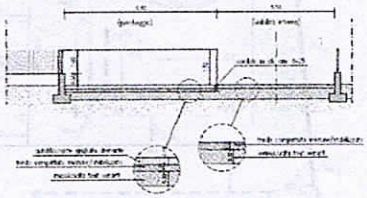
PARCHEGGI "P1" E "P2" - SC. 1:100



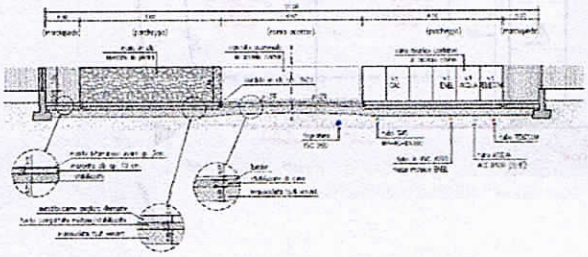
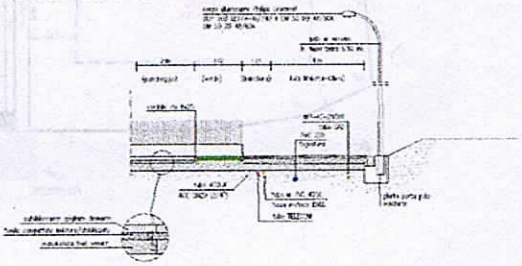
PARCHEGGIO "P3" - SC. 1:100



SEZIONE C - SC. 1:100



SEZIONE A - SC. 1:100



SEZIONE B - SC. 1:100