



# COMUNE DI ALONTE

Provincia di Vicenza

## PROGETTO DEFINITIVO

# PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN CENTRO DI AGGREGAZIONE SOCIALE

### COMMITTENTE

Comune di Alonte (Vi)

### RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Arch. Andrea Dovigo

### PROGETTO

Arch. Caterina Zaupa Arch. Enzo Guiotto

[www.spazio-architettura.com](http://www.spazio-architettura.com)

SPAZIO ARCHITETTURA - STUDIO TECNICO ASSOCIATO ARCHITETTI CATERINA ZAUPA ENZO GUIOTTO  
subio 19 - 36073 Cornedo Vicentino (VI) - Tel e fax +39 0445 953 290 - email [info@spazio-architettura.com](mailto:info@spazio-architettura.com) - C.F. e P.IVA 03358920241

ALLEGATO

ELABORATO

**AII. E**

## RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA DELL'OPERA E DELLE SUE PARTI

DATA

22.05.2015

AGGIORNAMENTI

00/.

**SPAZIO**  **architettura**  
ARCHITETTURA AMBIENTE DESIGN



Provincia di Vicenza

Comune di Alonte

**COSTRUZIONE**  
**di un**  
**CENTRO di AGGREGAZIONE SOCIALE**  
**- Piazza S. Savina -**  
**RELAZIONE**  
**GEOLOGICA e GEOTECNICA**

**Committente**

**COMUNE DI ALONTE**



- Giugno 2012 -

**Bertolin dr. Andrea**

36015 SCHIO (VI) – STRADA POZZATO 46

☎ 0445525087 📞 335257574

✉ geologo.bertolin@gmail.com

P. IVA 02453360246

**Geologo**



## **PREMESSA**

Per conto del Comune di Alonte è stata redatta la presente relazione geologica e geotecnica relativa al progetto, elaborato dallo Studio Tecnico Associato degli Architetti Zaupa, Sbicego e Guiotto di costruzione di un centro di aggregazione sociale in Piazza S. Savina nel Comune di Alonte.

In ottemperanza a quanto disposto dalle "Norme Tecniche per le Costruzioni" contenute nel D.M. 14/01/2008, la relazione riporta:

1. l'inquadramento generale geografico, morfologico, geologico,
2. la descrizione della natura dell'intervento in progetto,
3. il resoconto e l'interpretazione delle indagini svolte in sito,
4. il modello geologico-geotecnico ed idrogeologico locale,
5. il carico ed i cedimenti di fondazioni di tipo superficiale,
6. la classificazione sismica del terreno,
7. le modalità di esecuzione di scavi ed altre valutazioni geologico-applicate.

## **1 - INQUADRAMENTO GENERALE**

## 1.1 Inquadramento Geografico



- Estratto non in scala da C.T.R. alla scala 1:5.000 Foglio 146023 Alonte -

L'area oggetto dell'intervento si trova in Piazza S. Savina, nel centro dell'abitato di Alonte.

## **1.2 - Inquadramento Morfologico**

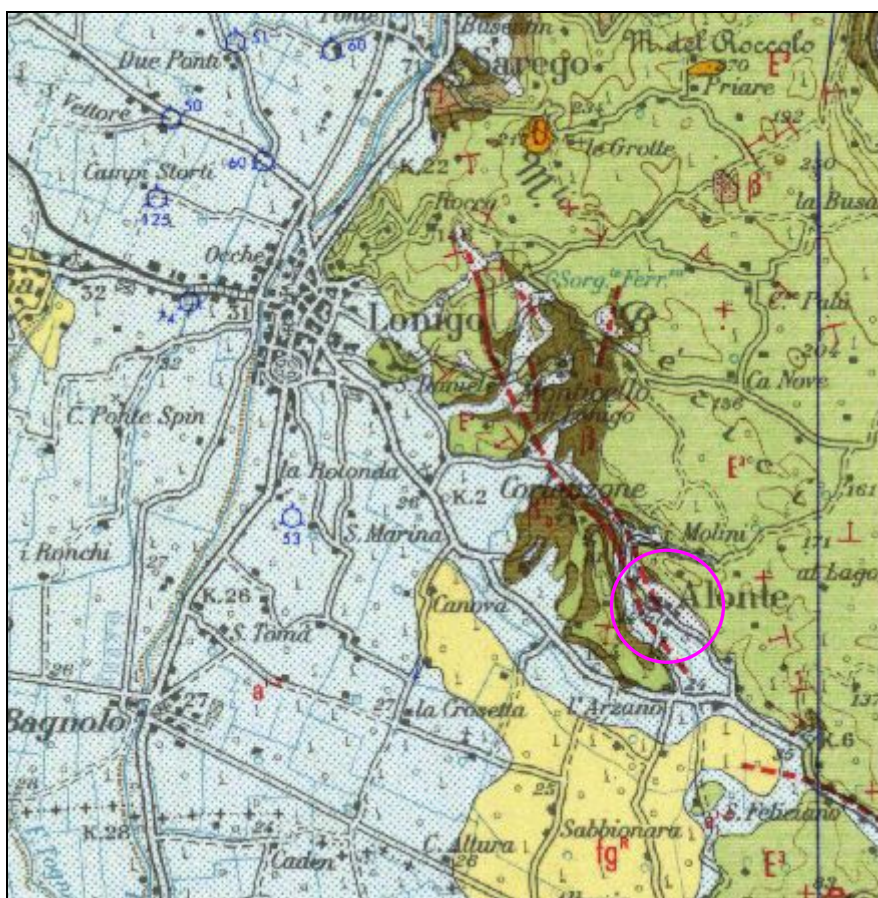


- Immagine da satellite SPOT modificata -

L'immagine sopra riportata propone una panoramica da sud del contesto morfologico nella quale è inserita l'area oggetto dell'indagine. Quest'ultima si trova ai piedi delle propaggini sud-occidentali dei Colli Berici.



### **1.3 - Inquadramento Geologico**

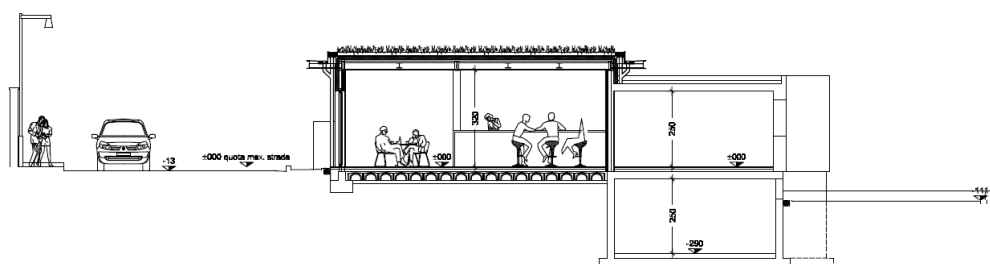
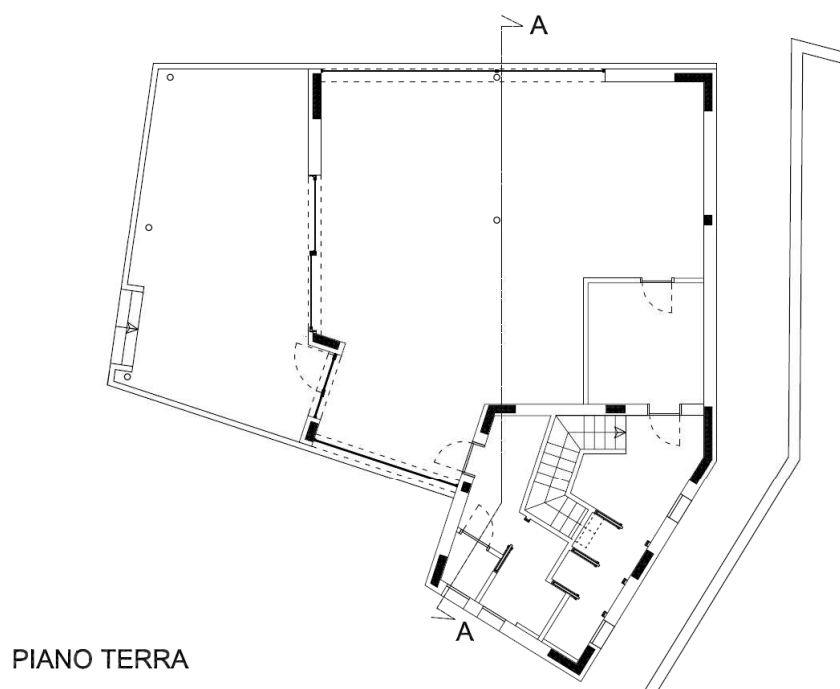


- Estratto non in scala della Carta Geologica d'Italia Foglio Verona -

Il foglio Verona, di cui si riporta un estratto, indica che le propaggini sud-occidentali dei Colli Euganei è costituita da una successione di formazioni sedimentarie (calcareni e marne) e vulcaniche (prodotti effusivi, ialoclastiti, tufi, ecc.); quest'ultime possono essere affioranti, subaffioranti e/o occultate da coltri colluviali ed eluviali in prevalenza di natura coesiva.

## **2 - DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO IN PROGETTO**

Il progetto propone la costruzione di un edificio con una pianta di circa 180 metri quadrati costituito da un piano fuori terra ed uno interrato che si estende solo su parte del sedime (si vedano le immagini di seguito riportate tratte dagli elaborati di progetto).



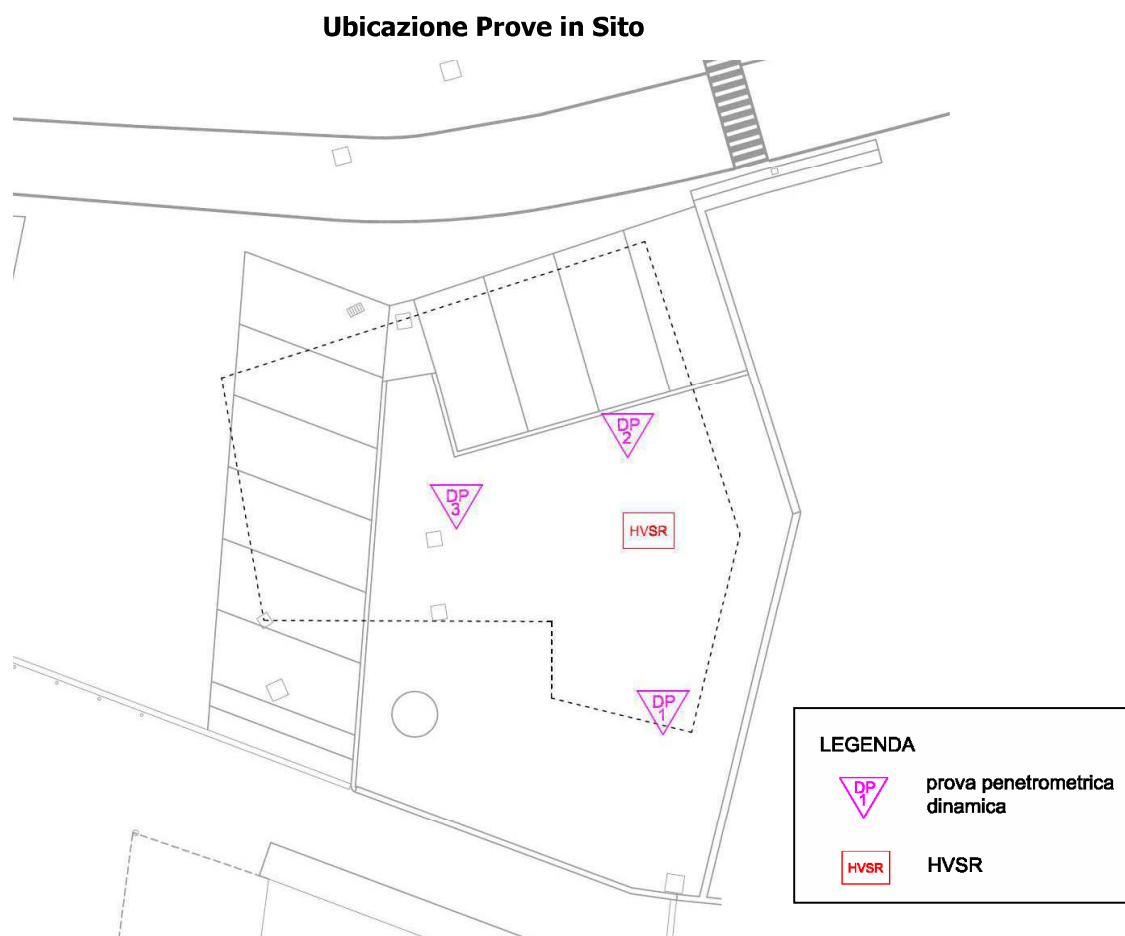


### **3 - INDAGINI IN SITO**

Per poter definire l'assetto geologico-geomorfologico, idrogeologico e sismico dell'area oggetto dell'intervento sono state eseguite le seguenti indagini in sito di tipo diretto ed indiretto:

- n. 3 prove penetrometriche;
- n. 1 sismica passiva col metodo HVSr.

La loro distribuzione è riportata nell'immagine sottostante.



Segue la descrizione del tipo di strumentazioni impiegate, l'elaborazione e l'interpretazione dei dati ottenuti.

#### **3.1 Prove Penetrometriche Dinamiche**

##### **3.1.1 - Descrizione della tecnica adottata**

La prova penetrometrica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica di dimensioni standard di cui si misura la resistenza all'avanzamento. In presenza di terreni granulari grossolani, o di terreni fini, ma caratterizzati dalla presenza di uno scheletro ghiaioso e da ciottoli, è possibile solamente ricorrere a prove penetrometriche di tipo dinamico.

In questo caso la punta standard viene infissa nel terreno mediante l'energia, impressa attraverso una batteria di aste, di un maglio con peso e altezza di caduta standardizzate. La misura che viene effettuata è il n. di colpi per unità di lunghezza.

Questo tipo di prova permette di riconoscere la stratigrafia dei terreni attraversati fino ad una profondità di massimo 5÷7 m (senza l'impiego di rivestimento delle aste), nonché di estrapolarne le principali grandezze geotecniche.  $N_{10}$ , infatti, può essere correlato al  $N_{SPT}$  della Standard Penetration Test (si vedano le schede allegate nelle pagine seguenti del penetrometro in uso), del quale esiste una estesa bibliografia che lo correla alle principali caratteristiche geotecniche dei terreni ( $\Phi$ , densità relativa,  $c_u$ , ecc. – si vedano i grafici e le tabelle allegate dopo i grafici delle prove penetrometriche). Le correlazioni sopra citate fanno riferimento ad esperienze e ricerche condotte in vari Paesi da diversi Autori, nonché da conoscenze personali da parte di chi scrive (in particolare correlazioni con prove CPT). In assenza di prove geotecniche di laboratorio su campioni indisturbati di terreno, le suddette correlazioni hanno ovviamente validità orientativa. Seguono le tabelle ed i grafici di correlazione.

### **ABACCHI DI CORRELAZIONE FRA $N_{SPT}$ E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI TERRENI**

#### **GRANULARI E COESIVI**

##### **Correlazioni da $N_{SPT}$ per terreni a grana fine**

definizione	SPT	RESIST. ALLA COMPRESSIONE $Q_u$	Unità di Vol.
	$N$	$kPa$	$kN/m^3$
Priva di consistenza	< 2	<25	<16
Poco consistente (molle)	2÷4	25÷50	16÷17
Moderatamente consistente	4÷8	50÷100	17÷19
Consistente	8÷16	100÷200	19÷21
Molto consistente	16÷32	200÷400	20÷22
Estremamente consistente (dura)	>30	>400	>22

Bowles 1982.

##### **Correlazioni da $N_{SPT}$ per terreni a grana media e grossa**

definizione	SPT	Densità rel.	Angolo res. al taglio	Unità di Vol.
	$N$	$D_r$	$\phi^\circ$	$kN/m^3$
Molto sciolta	5÷10	0÷15	25÷35	11÷16
Scioltissima	8÷15	35	27÷32	14÷18
Media	10÷40	65	30÷35	17÷20
Densa	20÷70	85	35÷40	17÷22
Molto densa	35	100	38÷43	20÷23

Terzaghi-Peck 1948 - Meyerhof 1956 – Bowles 1982.

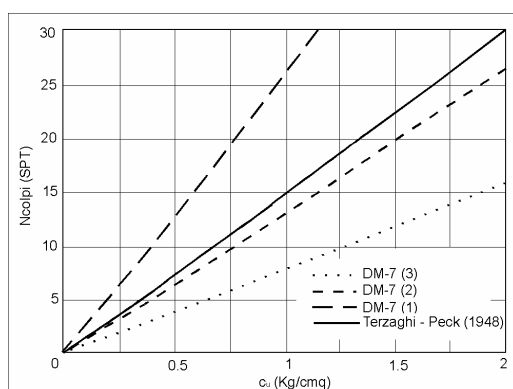


Fig. 1.17 - Metodi di Terzaghi e Peck e DM-7 per la valutazione della coesione non drenata.

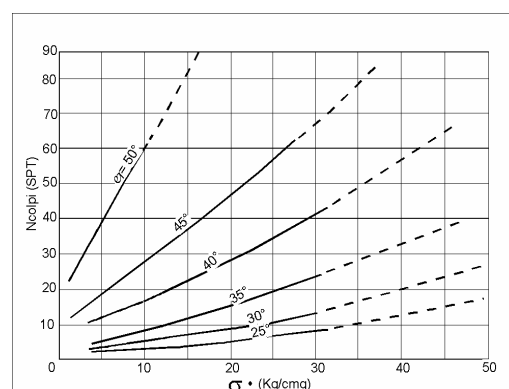


Fig. 1.10 - Correlazione di De Mello per la valutazione dell'angolo d'attrito.

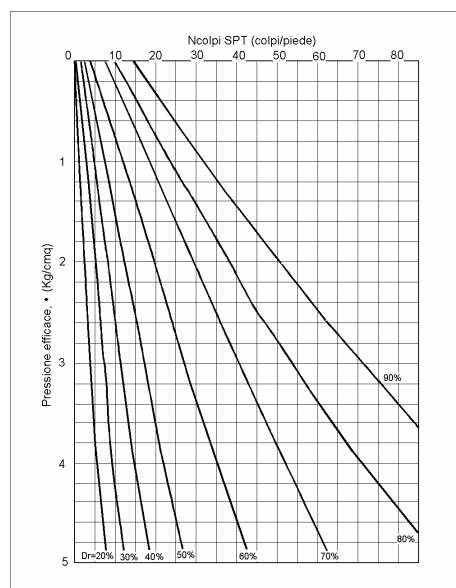


Fig. 1.13 - Metodo di Gibbs e Holtz per la valutazione della densità relativa.

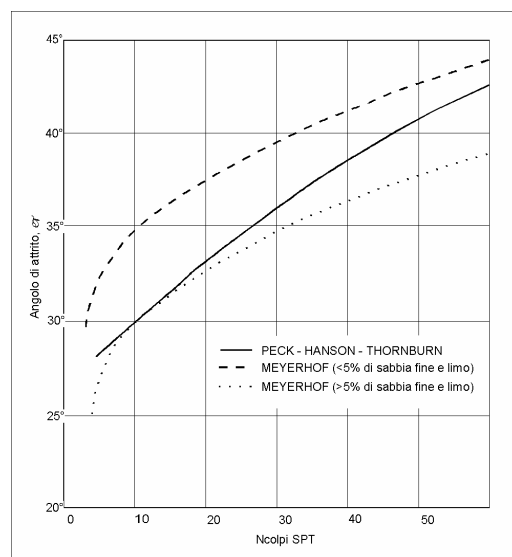


Fig. 1.12 - Correlazione tra Ncolpi SPT e Angolo di attrito (Metodi di Peck-Hanson-Thornburn e Meyerhof)

### 3.1.2 - Descrizione strumentazione impiegata

Nel corso di questa indagine è stato utilizzato un penetrometro di tipo dinamico medio, (ritratto nella foto a fianco) le cui caratteristiche sono di seguito riportate, assieme ai tabulati ed ai grafici ottenuti.



#### CARATTERISTICHE TECNICHE : DL-30 (60°)

PESO MASSA BATTENTE	M = 30,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,20 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 18,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 35,70 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 10,00 cm²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α = 60 °
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 7,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6,00 kg
PROF. GIUNZIONE 1ª ASTA	P1 = 0,80 m
AVANZAMENTO PUNTA	δ = 0,10 m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(10) ⇒ Relativo ad un avanzamento di 10 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(Aδ) = 6,00 kg/cm² ( prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm² )
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	βt = Q/Qspt = 0,766 ( teoricamente : Nspt = βt N )

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [ area A]  
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)  
P = peso totale aste e sistema battuta

Seguono i tabulati ed i grafici delle prove.

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

**DIN 1**

- committente : Comune di Alonte  
- lavoro : costruzione edificio  
- località : Piazza S. Savina - Alonte  
- note : prova spinta a rifiuto

- data : 11/06/2012  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	asta
0,00 - 0,10	----	----	1	1,30 - 1,40	10	30,0	2
0,10 - 0,20	----	----	1	1,40 - 1,50	12	36,0	2
0,20 - 0,30	4	13,3	1	1,50 - 1,60	13	39,0	2
0,30 - 0,40	3	10,0	1	1,60 - 1,70	12	36,0	2
0,40 - 0,50	4	13,3	1	1,70 - 1,80	10	30,0	2
0,50 - 0,60	3	10,0	1	1,80 - 1,90	10	27,3	3
0,60 - 0,70	2	6,7	1	1,90 - 2,00	10	27,3	3
0,70 - 0,80	2	6,7	1	2,00 - 2,10	9	24,5	3
0,80 - 0,90	2	6,0	2	2,10 - 2,20	10	27,3	3
0,90 - 1,00	3	9,0	2	2,20 - 2,30	9	24,5	3
1,00 - 1,10	9	27,0	2	2,30 - 2,40	10	27,3	3
1,10 - 1,20	8	24,0	2	2,40 - 2,50	100	272,7	3
1,20 - 1,30	12	36,0	2				

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

**DIN 2**

- committente : Comune di Alonte  
- lavoro : costruzione edificio  
- località : Piazza S. Savina - Alonte  
- note : prova spinta a rifiuto

- data : 11/06/2012  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	asta
0,00 - 0,10	----	----	1	1,00 - 1,10	5	15,0	2
0,10 - 0,20	----	----	1	1,10 - 1,20	4	12,0	2
0,20 - 0,30	3	10,0	1	1,20 - 1,30	6	18,0	2
0,30 - 0,40	3	10,0	1	1,30 - 1,40	4	12,0	2
0,40 - 0,50	4	13,3	1	1,40 - 1,50	3	9,0	2
0,50 - 0,60	5	16,7	1	1,50 - 1,60	5	15,0	2
0,60 - 0,70	4	13,3	1	1,60 - 1,70	16	48,0	2
0,70 - 0,80	2	6,7	1	1,70 - 1,80	55	165,0	2
0,80 - 0,90	1	3,0	2	1,80 - 1,90	100	272,7	3
0,90 - 1,00	4	12,0	2				

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

**DIN 3**

- committente : Comune di Alonte  
- lavoro : costruzione edificio  
- località : Piazza S. Savina - Alonte  
- note : prova spinta a rifiuto

- data : 11/06/2012  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio  
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	asta
0,00 - 0,10	----	----	1	1,80 - 1,90	4	10,9	3
0,10 - 0,20	----	----	1	1,90 - 2,00	4	10,9	3
0,20 - 0,30	12	40,0	1	2,00 - 2,10	4	10,9	3
0,30 - 0,40	7	23,3	1	2,10 - 2,20	3	8,2	3
0,40 - 0,50	4	13,3	1	2,20 - 2,30	4	10,9	3
0,50 - 0,60	3	10,0	1	2,30 - 2,40	5	13,6	3
0,60 - 0,70	3	10,0	1	2,40 - 2,50	7	19,1	3
0,70 - 0,80	3	10,0	1	2,50 - 2,60	8	21,8	3
0,80 - 0,90	3	9,0	2	2,60 - 2,70	14	38,2	3
0,90 - 1,00	5	15,0	2	2,70 - 2,80	18	49,1	3
1,00 - 1,10	6	18,0	2	2,80 - 2,90	17	42,5	4
1,10 - 1,20	11	33,0	2	2,90 - 3,00	16	40,0	4
1,20 - 1,30	11	33,0	2	3,00 - 3,10	15	37,5	4
1,30 - 1,40	11	33,0	2	3,10 - 3,20	14	35,0	4
1,40 - 1,50	7	21,0	2	3,20 - 3,30	13	32,5	4
1,50 - 1,60	6	18,0	2	3,30 - 3,40	12	30,0	4
1,60 - 1,70	6	18,0	2	3,40 - 3,50	100	250,0	4
1,70 - 1,80	5	15,0	2				

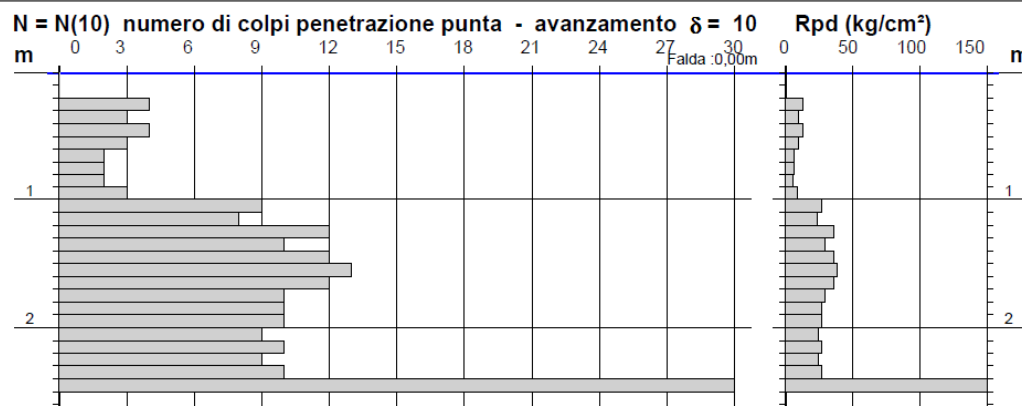
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 1

Scala 1: 50

- committente : Comune di Alonte  
- lavoro : costruzione edificio  
- località : Piazza S. Savina - Alonte  
- note : prova spinta a rifiuto

- data : 11/06/2012  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio  
- pagina : 1



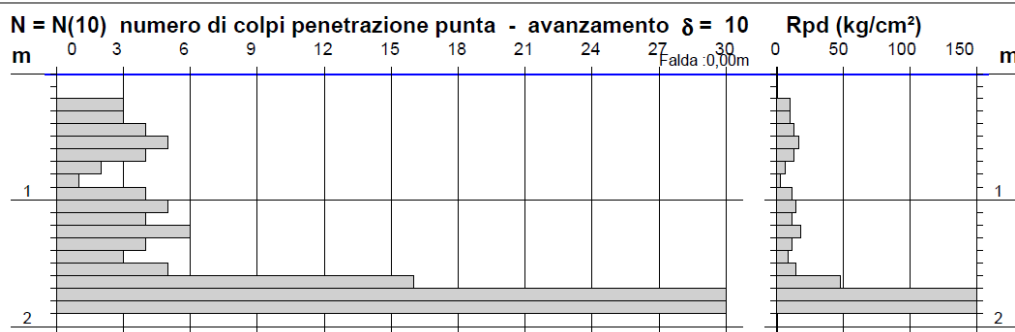
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 2

Scala 1: 50

- committente : Comune di Alonte  
- lavoro : costruzione edificio  
- località : Piazza S. Savina - Alonte  
- note : prova spinta a rifiuto

- data : 11/06/2012  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio  
- pagina : 1



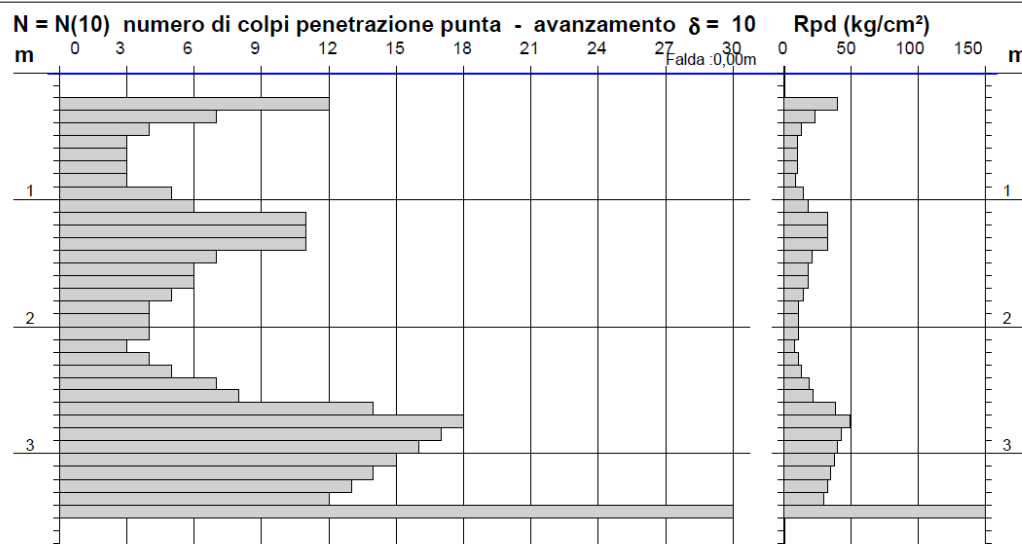
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 3

Scala 1: 50

- committente : Comune di Alonte  
- lavoro : costruzione edificio  
- località : Piazza S. Savina - Alonte  
- note : prova spinta a rifiuto

- data : 11/06/2012  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio  
- pagina : 1





### **3.1.3 - Elaborazione ed Interpretazione dei dati**

L'elaborazione dei dati ottenuti ha permesso di accertare che il sottosuolo è caratterizzato dai seguenti orizzonti:

- A.  $N_{10} \approx 3 \div 4 \Rightarrow$  da piano campagna fino a massimo 2.5 m di profondità (prova n. 3);
- B.  $N_{10} \approx 8 \div 14 \Rightarrow$  da -0.5÷-1.0 m a profondità maggiori di 1 m nella prova n. 1, di -2.5 m nella n. 2;

Dal confronto dei dati ottenuti con la bibliografia tematica, si è potuto accertare che i terreni sopra descritti sono di natura prevalentemente coesiva, caratterizzati dalla presenza di uno scheletro grossolano accessorio.

Utilizzando le correlazioni presenti in bibliografia tra i valori di  $N_{10}$  con  $N_{SPT}$  (si vedano gli abachi e le tavole nel paragrafo 3.1.1), è stato possibile anche attribuire ai terreni presenti le principali grandezze geotecniche che verranno riportate nel prossimo capitolo.

## **3.2 Metodo HVSR**

### **3.2.1 - Descrizione della tecnica adottata**

E' stata eseguita un'indagine geofisica a tecnica passiva (HVSR) in primo luogo per evidenziare le caratteristiche litostratigrafiche del sito in base ai valori d'impedenza sismica rilevata (ossia di determinare la frequenza caratteristica di risonanza del sito), in secondo luogo pervenire ad una stima del  $V_{s30}$ .

I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo rivelano principalmente la frequenza caratteristica di risonanza del sito. Essa rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale: si dovranno adottare adeguate precauzioni nel realizzare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno, al fine di evitare effetti di "doppia risonanza", estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi.

Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtrempi. La forma di un'onda registrata in un sito x da uno strumento dipende:

1. dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente s,
2. dal percorso dell'onda dalla sorgente s al sito x (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni,
3. incanalamenti per guide d'onda),
4. dalla risposta dello strumento.

Possiamo esprimere questo concetto come:

*segnale registrazione al sito x = sorgente \* effetti di percorso \* funzione trasferimento strumento*

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto

piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato ad hoc, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva.

Nel tragitto dalla sorgente  $s$  al sito  $x$  le onde elastiche (sia di terremoto che microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che se da un lato l'informazione relativa alla sorgente viene persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni relative al percorso del segnale ed in particolare relative alla struttura locale vicino al sensore. Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartate dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, HVSr che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali dei sottosuoli; informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.

### **3.2.2 - Descrizione strumentazione impiegata**

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un monitor di vibrazioni mod. Vibraloc della ABEM Instrument AB (si veda la foto sotto a fianco), con una terna di geofoni a bassa frequenza (uno verticale e due orizzontali). Lo strumento è stato appoggiato al terreno, messo in bolla ed è stata fatta una registrazione dei microtremori locali per un tempo di circa 15 minuti.

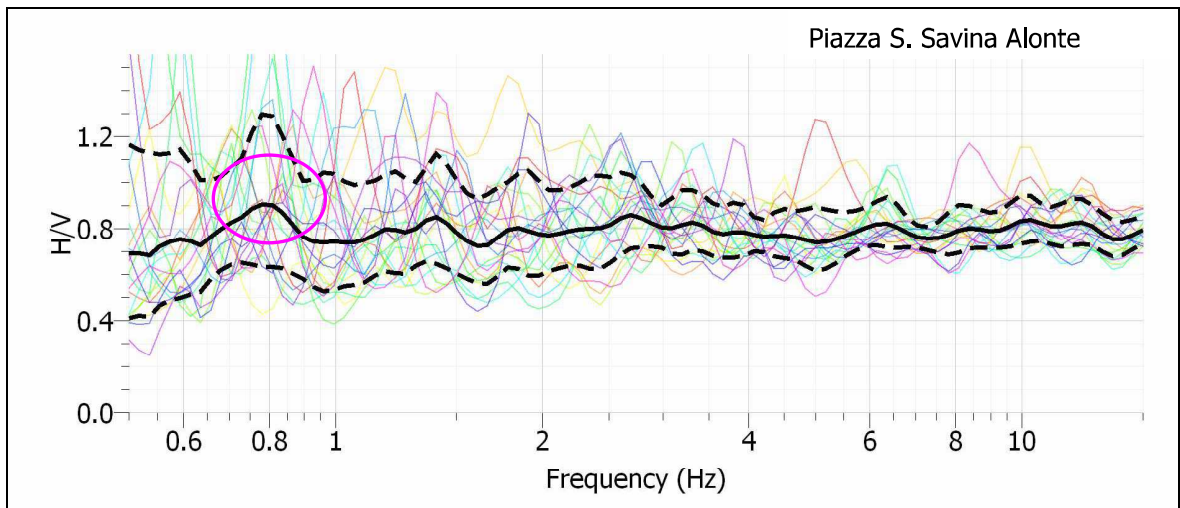


### **3.2.3 - Elaborazione ed Interpretazione dei dati:**

Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh ed i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si è potuto ricavare il valore di frequenza caratteristica del sito.

Nella figura che segue si riporta il rapporto spettrale H/V misurato. A colori sono indicati i rapporti relativi alle singole finestre prese in esame mentre, in nero, l'intervallo di confidenza al 95%.

Via Patrioti - Torrebelticino



Analizzando l'andamento dei rapporti spettrali e, sapendo che l'ampiezza del picco è direttamente proporzionale al contrasto d'impedenza tra i sismostrati, è possibile riconoscere, un picco centrato a circa 0.7 Hz. Tale valore rappresenta quindi *la frequenza caratteristica di risonanza del sito*.

Il valore di picco dello spettro di risposta HVSR è funzione sia della velocità delle onde sismiche, sia della profondità del substrato roccioso compatto riflettente (bedrock geofisico): vi è infatti una corrispondenza tra i valori di frequenza relativi alle discontinuità sismiche ed i cambi litologici presenti nel sottosuolo. E' possibile pertanto ricavare il  $V_s$  medio del sismostrato e, quindi, arrivare a stimare anche il  $V_{s30}$ . La relazione che si applica è la seguente:

$$T_s = 2\pi / \omega = 4H / V_s \quad (1)$$

dove:

- $T_s$  = periodo della vibrazione (s)
- $\omega$  = frequenza misurata (rad)
- $H$  = profondità del sismostrato (m)
- $V_s$  = velocità delle onde di taglio (m/s)

In realtà la  $V_s$  si ricava dalla  $V_p$  secondo la seguente formula:

$$V_s^2 = V_p [(1-2\nu) / (2-2\nu)] \quad (2)$$

in cui  $\nu$  = coeff. di Poisson (-).

Alla luce di quanto sopra riportato, poiché la registrazione non ha messo in evidenza altri picchi oltre a quello presente a 0.8 Hz particolarmente pronunciati, ciò significa che a debole profondità (primi trenta metri) non è presente un cambio litologico significativo in grado di generare un contrasto sismico apprezzabile: sarebbero in tal caso presenti picchi a frequenze maggiori di almeno 5÷6 Hz. Dal punto di vista stratigrafico questo è interpretabile nel seguente modo: la coltre colluvio-eluviale ha uno spessore modesto

(pochi metri) e poggia direttamente sul substrato roccioso che mantiene le proprie caratteristiche geomeccaniche piuttosto costanti per uno spessore di almeno alcune decine di metri.

## **4 - MODELLO GEOLOGICO**

### **4.1 - Morfologia**

Come indicato nell'inquadramento cartografico e negli elaborati di progetto, il lotto di terreno dal punto di vista morfologico può essere assimilato ad un piano inclinato immergente verso sud con una pendenza del 5% (si veda la foto sotto riportata).



Panoramica da nord dell'area oggetto dell'intervento.

### **4.2 - Stratigrafia e Caratteristiche Geotecniche**

L'assetto stratigrafico locale è stato rappresentato nella sezione interpretativa di pagina 17. Il sottosuolo è costituito da una coltre colluvio-eluviale: si tratta di terreni prevalentemente coesivi, da poco a moderatamente consistenti, di natura argilloso-limosa, caratterizzati dalla presenza di un irregolare scheletro grossolano e da blocchi eterometrici di natura calcarea annegati nella matrice fine. Lo spessore di tale coltre è pari a non più di quattro metri. Questi depositi poggiano direttamente sul substrato roccioso, costituito dalle marne e dai calcari marnosi appartenenti alla formazione delle Marne di Priabona, formazione lapidea, moderatamente competente.

Le caratteristiche geotecniche della coltre colluvio-eluviale sono le seguenti:

- $\gamma \approx 1.8 \text{ t/m}^3$
- $c_u$  (coesione non drenata)  $\approx 0.4 \div 0.7 \text{ kg/cm}^2$
- $\Phi \approx 20 \div 22^\circ$
- $K$  (coeff. di Winkler)  $\approx 1.5 \div 2.0 \text{ kg/cm}^3$

- permeabilità: piuttosto bassa ( $k \leq 10^{-6}$  cm/s), in realtà molto variabile a seconda del variare del contenuto della frazione grossolana

Il substrato roccioso ha le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

VRU (volume roccioso unitario)  $\approx 0.05$  m<sup>3</sup>

RQD (rock quality designation)  $\approx 10\%$

$\gamma \approx 2.2 \div 2.6$  t/m<sup>3</sup>

$\Phi \approx 30^\circ \div 35^\circ$

c (coesione)  $\approx 25 \div 35$  kg/cm<sup>2</sup>

Co (resistenza alla compressione monoassiale)  $\approx 50 \div 100$  kg/cm<sup>2</sup>

permeabilità: bassa, anche in caso di fessurazione

Ai fini edificatori i terreni di copertura si possono ritenere mediocri, ottimo è, invece, il substrato roccioso.

### **4.3- Assetto Idrogeologico ed Idraulico Locale**

L'assetto idrogeologico locale è il seguente: è presente una copertura argillosa poco permeabile in contatto con un substrato roccioso anch'esso poco permeabile, anche se fratturato.

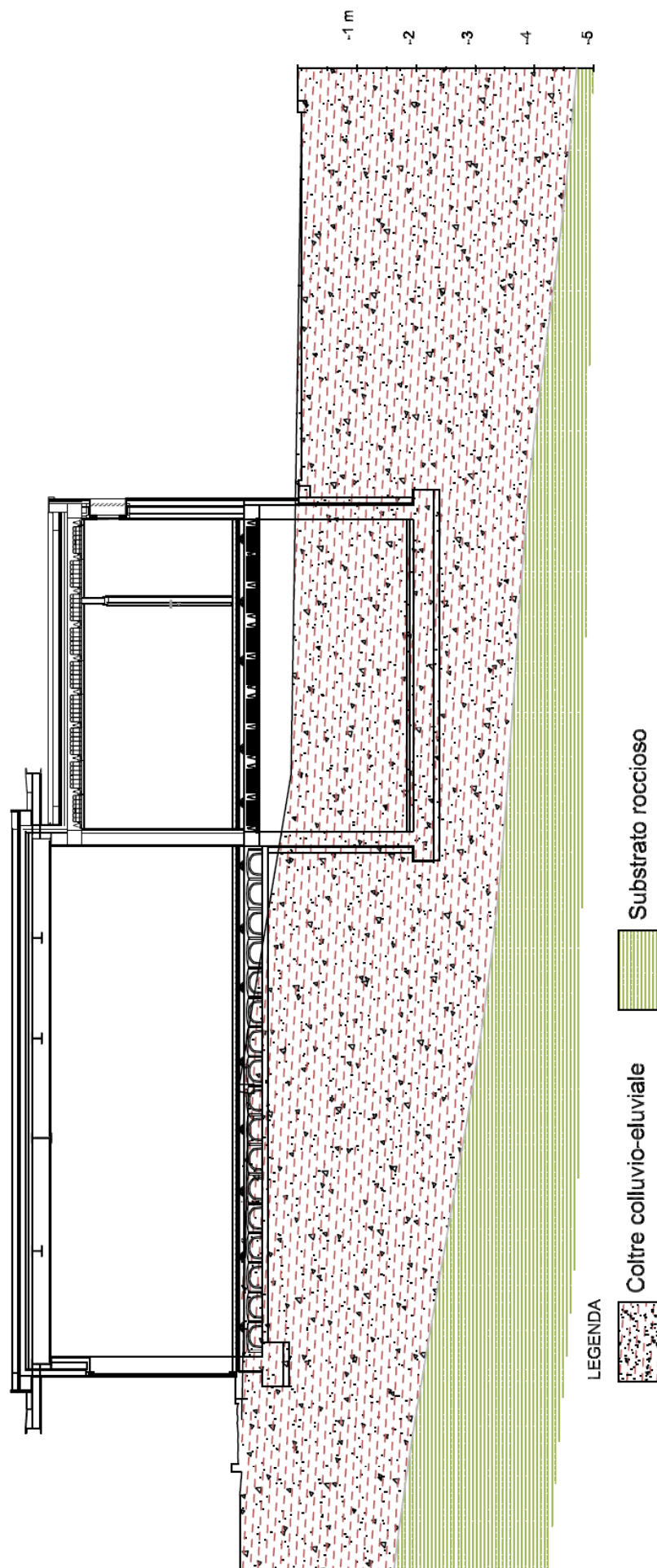
Il lotto non confina e non è attraversato da corsi d'acqua, né si trova in un'area depressa che possa essere allagata: non si pongono, pertanto, problemi dal punto di vista idraulico.

### **4.4 Stabilità dell'area**

I rilievi di superficie hanno permesso di accertare che il tratto di versante oggetto dell'intervento è stabile: non sono stati osservati segni di dissesto neanche in forma incipiente o latente. L'area, inoltre, non è soggetta ad erosione dovuta a dilavamento diffuso o concentrato di acque superficiali.



SEZIONE INTERPRETATIVA  
(tratta da Sezione A-A)



## **5 - FONDAZIONI E CEDIMENTI**

### **5.1.1 - Fondazioni**

Tenuto conto delle caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nel sottosuolo, nonché della natura dell'intervento di progetto, si potranno adottare normali fondazioni continue di tipo superficiale. Segue il dimensionamento delle fondazioni.

Ai sensi della nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" contenute nel D.M. 14/01/2008 punto 6.2.3.1 la verifica agli *stati limite ultimi* è una disequazione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove:

Ed: valore di progetto dell'azione, o effetto dell'azione;

Rd: valore di progetto della resistenza del terreno o del "sistema geotecnico".

Per dimensionare le fondazioni di progetto in campo statico è stato scelto l'approccio DA-2, essendo quest'ultimo il più semplice (più simile, per certi aspetti, alla vecchia normativa delle *tensioni ammissibili*) e meglio si addice, pertanto, all'intervento in oggetto. Questo approccio consiste in una sola verifica, nella quale la fattorizzazione delle Azioni è la seguente:

$$A1 + M1 + R3$$

Ossia:

A1: ai carichi si applicano i coefficienti moltiplicativi  $\gamma_F$  ( $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ ) di tabella 6.2.I;

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

M1: ai parametri geotecnici caratteristici si applicano i coefficienti riduttivi  $\gamma_M$ , in questo caso tutti pari all'unità (si veda la tabella 6.2.II);

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

R3: al risultato della verifica si applica il coefficiente riduttivo  $1/\gamma_R$  con  $\gamma_R = 2.3$  se SL è la capacità portante,  $\gamma_R = 1.1$  se SL è lo scorrimento (si veda la tabella 6.4.I).

**Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

### **5.1.2 - Valori Caratteristici $X_k$ e Valori di Progetto $X_d$**

Dall'osservazione della sezione interpretativa di pagina 17 si evince che le fondazioni dell'immobile di progetto interesseranno i terreni argillosi della coltre colluvio-eluviale. Essendo quest'ultimi di natura coesiva, le caratteristiche geotecniche che condizionano lo stato limite in esame, ossia la capacità portante, sono il peso di volume  $\gamma$  e la coesione – c.

Dato che il valore caratteristico deve essere una *stima ragionata e cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite*, in terreni di questo tipo, basandosi sulla conoscenza dell'area e su quanto suggerito dalla bibliografia tematica, sono stati individuati i seguenti valori:

- $c_k = 0.5 \text{ kg/cm}^2$
- $\gamma_k = 1.8 \text{ t/m}^3$

I *valori di progetto  $X_d$*  sono i valori delle caratteristiche geotecniche che influenzano l'insorgere dello stato limite da utilizzare nelle verifiche. Si ricavano a partire dai valori caratteristici  $X_k$ , ai quali viene applicato un fattore riduttivo  $\gamma_M$  (coefficiente di sicurezza parziale), tabellato nelle NTC, che può assumere valori diversi (si veda la tabella 6.2.II sopra riportata).

Nel caso in esame essendo stato utilizzato l'approccio DA-2, i coefficienti  $\gamma_M$  sono pari all'unità, ossia:  $X_d = X_k$ .

### **5.1.3 - Calcolo di $R_d$**

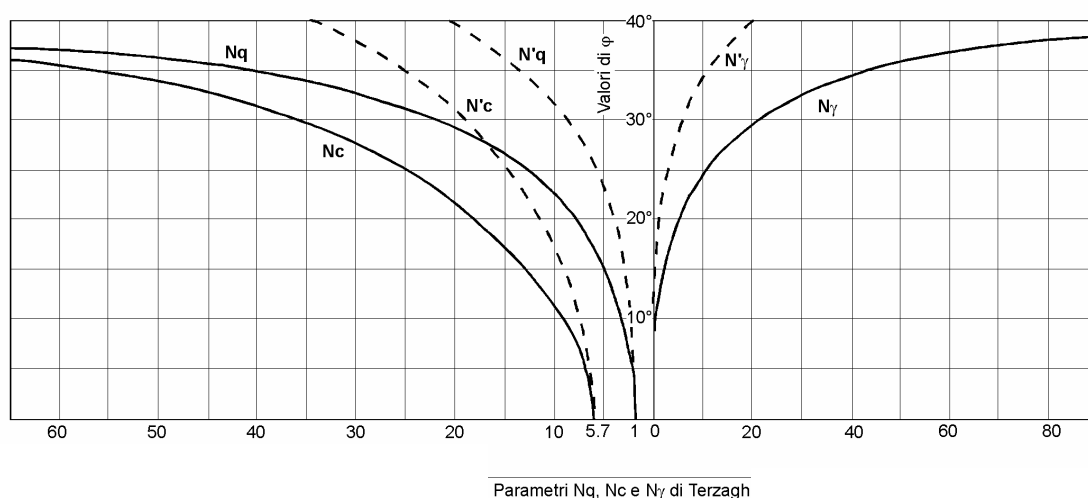
Per il calcolo di  $R_d$  è stata utilizzata la formula di Terzaghi per fondazioni superficiali che si basa sulla teoria della plasticità ed adotta per il terreno il criterio di rottura Mohr-Coulomb:

$$R_d (\text{carico limite}) = (1 + 0.2B/L) c N_c + \gamma D N_q + (1 - 0.2B/L) \gamma B N_\gamma.$$

dove:

- c = coesione
- B = larghezza fondazione
- D = profondità fondazione
- L = lunghezza fondazione

- $\gamma$  = peso di volume
- $N_c$   $N_q$   $N_\gamma$  coefficienti adimensionali funzione di  $\Phi$  (angolo d'attrito) ricavati dal grafico sotto riportato.



Secondo Terzaghi-Peck, terreni di questo tipo, se il contenuto d'acqua non varia in misura eccessiva per effetto della consolidazione (come in questo caso), si comportano in sito, per quanto riguarda gli sforzi totali, come se  $\Phi = 0$ , la formula sopra riportata diventa pertanto:

$$q_d \text{ (carico limite)} = 5 c (1 + 0.2D_f/B) (1 + 0.2B/L)$$

Posta la coesione di progetto -  $C_d$  - pari a  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ , e se:  $D_f = -0.8 \div 1.0 \text{ m}$  rispetto al piano del pavimento finito del piano terra/interrato,  $B = 0.8 \text{ m}$  ed  $L = 5 \text{ m}$ , risulta un carico pari a circa  $3.0 \text{ kg/cm}^2$ .

Poiché è stato utilizzato l'approccio DA2, il carico limite sopra riportato (in analogia con la vecchia normativa delle tensioni ammissibili) viene ridotto applicando un coefficiente  $\gamma_R = 1.8$  (come riportato nel paragrafo 5.1.1 - tabella 6.4.I):

$$R_d \approx 1.3 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore di  $R_d$  dovrà essere  $\geq E_d$ , i carichi di progetto.

Dato che localmente possono essere presenti terreni di riporto (probabilmente il primo metro della prova n. 1 e n. 2) è auspicabile impostare il piano di fondazione della parte priva di interrato ad una quota di almeno  $1 \text{ m}$  da piano campagna attuale.

## **5.2 - Cedimenti**

Premessa introduttiva I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, in terreni poco permeabili (terreni coesivi: argille e limi), al consolidamento, ossia al fenomeno di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno nel caso di un aumento della pressione cui sono sottoposti.

Il cedimento totale  $S$  è dato dalla somma di tre fattori:

$$S_{\text{tot}} = S_{\text{el}} + S_{\text{con}} + S_{\text{sec}}$$

Dove:

$S_{\text{el}}$  : cedimento elastico, immediato dovuto alla deformazione iniziale del terreno caricato senza variazione di volume; è tipico dei terreni granulari, è trascurabile nei terreni coesivi.

$S_{\text{con}}$ : cedimento di consolidazione, dovuto alla variazione di volume del terreno saturo in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è tipico dei terreni coesivi poco permeabili ed assente in quelli granulari.

$S_{\text{sec}}$ : cedimento secondario dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro del terreno ed è principalmente imputabile alla presenza della frazione organica.

Secondo le NTC08, per il calcolo dei cedimenti in regime statico si deve fare riferimento agli SLE – Stati Limite di Esercizio: il cedimento di progetto deve essere minore di una determinata soglia critica pregiudizievole alla funzionalità della struttura. Tale soglia viene fissata dal progettista di concerto con il committente.

Si utilizzano le combinazioni di carichi agli SLE, diverse dalle combinazioni agli SLU. Anche in questo caso deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$Ed \leq Cd$$

Il carico di progetto -  $Ed$  - deve essere uguale o minore del carico -  $Cd$  - che causerà verosimilmente un cedimento -  $Sd$  - corrispondente alla soglia massima tollerabile -  $Sc$ .

L'EC7 del 2003 fissa i valori di cedimento massimi a seconda del tipo di fondazione e di struttura in elevazione:

**EC7, 2003 (Allegato H)**

$\rho_{\text{max}} = 50 \text{ mm}$ per fondazioni isolate	
$(1/2000) < \beta_{\text{max}} < (1/300)$	→ SLD
$\beta_{\text{max}} \approx (1/150)$	→ SLU

**EC7, 2003 (all'interno del testo)**

$\delta_{\text{pmax}} = 20 \text{ mm}$ per fondazioni isolate
$\delta_{\text{pmax}} = 10 \text{ mm}$ per fondazioni a reticolo
$\delta_{\text{pmax}} < 50\% \rho$ per fondazioni a reticolo

**EC1, 1994 (all'interno del testo) per SLD**

$\rho_{\text{max}} = 25 \text{ mm}$ per fondazioni isolate
$\rho_{\text{max}} = 50 \text{ mm}$ per fondazioni a piastra
$\delta_{\text{pmax}} = 20 \text{ mm}$ per telai aperti
$\delta_{\text{pmax}} = 10 \text{ mm}$ per telai con tramezzi flessibili
$\delta_{\text{pmax}} = 5 \text{ mm}$ per telai con tramezzi rigidi

Con la nuova normativa il calcolo dei cedimenti diventa più importante, dato che i diversi approcci consentono di assumere valori di  $R_d$  maggiori rispetto a quanto poteva succedere con la normativa precedente. Nel caso in esame, tuttavia, essendo stato utilizzato l'approccio DA2, nel quale è presente un coefficiente di sicurezza pari a 2.3 (non molto diverso dal fattore 3 che permetteva di calcolare il carico ammissibile), l' $R_d$  che si ottiene raggiunge valori maggiori di quanto poteva avvenire in precedenza, ma senza discostarsi a tal punto da poter causare cedimenti assimilabili a quelli corrispondenti alla massima soglia tollerabile  $Sc$ .

Da esperienze acquisite in terreni simili, si ritiene che non si possano verificare cedimenti di entità significativa grazie sia alla modesta entità dei sovraccarichi dovuti all'intervento in progetto rispetto all'assetto attuale sia alle buone caratteristiche geotecniche dei terreni presenti.



## **6 – VERIFICA IN CAMPO SISMICO**

In merito alla verifica in campo sismico, nella presente relazione si forniscono solamente i “parametri geologici”:

1. l’accelerazione -  $a_g$  - del sisma di progetto in funzione dell’ubicazione geografica;
2. la categoria del sottosuolo scaturita dall’assetto geologico locale;
3. la categoria topografica dipendente dalla configurazione morfologica locale.

### **6.1 – $A_g$**

La classificazione sismica nazionale (ordinanza n. 3274 del P.C.M. del 20.03.2003) suddivide il territorio nazionale in 4 zone, il Comune di Alonte ricade in zona 3. Il valore di  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (roccia) per un sisma che ha la probabilità del 10% di avvenire in 50 anni (ossia con un tempo di ritorno di 475 anni) è di 0.15 g.

Le NTC08, come già avveniva nell’O.P.C.M. n. 3519 del 28/04/06, hanno introdotto un sisma di progetto non per ogni comune, ma per ogni punto del territorio secondo punti di ancoraggio nodali con un reticolo di 4 km di lato. Inserendo le coordinate del sito (latitudine 45.21 e longitudine 11.25) nel file excel Spettri-NTC fornito dal C.S.L.P., si ottengono gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto in funzione del tempo di ritorno  $T_r$ :

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,032	2,517	0,215
50	0,038	2,554	0,260
72	0,044	2,531	0,280
101	0,050	2,523	0,289
140	0,057	2,562	0,292
201	0,065	2,589	0,295
475	0,088	2,601	0,306
975	0,113	2,583	0,316
2475	0,155	2,527	0,324

### **6.2 – Categoria del Sottosuolo**

Dalla ricostruzione del modello sismico locale, si può estrapolare che il sottosuolo appartiene alla categoria B, evidenziata e descritta nella tabella 3.2.II del D.M. 14.01.08 di seguito allegata.

**Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Per il calcolo delle strutture, pertanto, si dovranno applicare fattori di amplificazione dello spettro sismico standard -  $S$  - dovuti all'assetto stratigrafico, i coefficienti  $S_s$  (coefficiente di amplificazione stratigrafica) e  $C_c$ , secondo quanto indicato nella tabella 3.2.V del D.M. 14.01.08 di seguito allegata.

**Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$**

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
<b>A</b>	1,00	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

### **6.3 – Categorie Topografiche**

Per quanto riguarda, invece, l'amplificazione topografica, l'area appartiene alla categoria T1, come indicato nella tabella 3.2.IV del D.M. 14.01.08 di seguito allegata.

**Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

$S_T$ , in questo caso, assume un valore unitario, come indicato nella tabella 3.2.VI del D.M. 14.01.08 di seguito allegata.

**Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$** 

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

## **7 - SCAVI**

### **7.1 Premessa introduttiva**

Secondo la teoria di Rankine della spinta attiva delle terre contro muri di contenimento, la pressione totale su di un muro di altezza  $H$  si annulla quando è soddisfatta la seguente equazione:

$$H = H_c = 4 c / \gamma N_\Phi^{1/2}$$

che per terreni coesivi (dove  $\Phi=0$  e quindi  $N_\Phi=1$ ) diventa:

$$H_c = 4 c / \gamma$$

Pertanto, se l'altezza dello sbancamento verticale è minore di  $H_c$ , la sollecitazione normale sulla superficie verticale di un terreno privo di supporto è nulla. Per tale ragione la profondità maggiore cui è possibile scavare senza supporto laterale è leggermente minore di  $H_c$ .

I valori di  $H_c$  per terreni argillosi sono funzione della coesione e del peso di volume. Per terreni molli non si possono superare valori di 2.5 m di altezza, per terreni da poco a moderatamente consistenti si passa da 2 a 5 m, per terreni consistenti si possono raggiungere anche i 5÷10 m; per quest'ultimi, però, essendo presente una certa fessurazione, l'altezza critica  $H_c$ , si riduce a 3 m. Per quanto riguarda i terreni sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi caratterizzati dalla presenza di una matrice fine coesiva,  $H_c$  è generalmente compreso fra 3 e 4.5 m, ma può essere anche molto maggiore.

In realtà quando le pareti verticali di una trincea sono completamente prive di sostegno, è probabile che alcune ore, o alcuni giorni dopo lo scavo, appaiono sulla superficie del terreno circostante delle fessurazioni. Questo fenomeno riduce notevolmente l'altezza critica e può essere

in parte superato conferendo alla scarpata un angolo dalla verticale, che può oscillare fra 15° e 25°, a seconda dei terreni presenti e dell'altezza dello scavo.

Le valutazioni sopra riportate, tratte dal testo Geotecnica – Terzaghi Peck, valgono per terreni coesivi, ma anche per terreni granulari, nei quali sia presente una matrice fine e/o una coesione per cementazione.

### **7.2 Scavi in progetto**

Per quanto riguarda i lavori di esecuzione dell'immobile di progetto, sarà necessario eseguire scavi con altezze pari a non più di 3.0 m. I fronti si manterranno stabili senza predisporre opere di sostegno provvisori: sarà sufficiente conferire loro una inclinazione pari a 30° dalla verticale. Le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti permettono di assumere delle  $H_c$  di questa altezza, su sbancamenti con le dimensioni in esame. Nel caso in cui dovesse essere necessario conferire alla parete una maggiore inclinazione si dovrà ricorrere ad opere provvisori.

## **8 - ACQUE METEORICHE E SOTTERRANEE**

### **8.1 Acque meteoriche**

I terreni presenti sono dotati di permeabilità troppo basse che non assicurano una capacità assorbente tale da consentire una infiltrazione nel sottosuolo delle acque meteoriche attraverso pozzi disperdenti. Tutte le acque meteoriche, pertanto, non potranno che essere recapitate in condotte per le acque meteoriche e/o disperse in superficie.

### **8.2 Acque sotterranee**

Tenuto conto dell'assetto idrogeologico locale si ritiene necessario dotare il piano interrato di un efficiente sistema di impermeabilizzazione e/o di drenaggio<sup>1</sup> in grado di arrestare/captare ed allontanare efficacemente le acque sotterranee che possono essere occasionalmente presenti.

Schio, li 15 giugno 2012



---

<sup>1</sup> Quest'ultimi potranno essere realizzati solo nel caso in cui sia possibile allontanare all'esterno dell'immobile per caduta le acque raccolte dai drenaggi.